

# 粘性土의 時間依存的 應力-變形 特性에 관한 研究

## Study on the Time Dependent Stress-Strain Behavior of Clay

池 仁 澤\* · 姜 又 默\*\*  
Chee In Taeg · Kang Yea Mook

### Summary

This paper was carried out to investigate the existence of a unique stress-strain behavior by obtaining some factors influencing the time dependent stress-strain behavior of clay.

The results obtained from this study were summarized as follows :

1. The relationship between stress ratio and strain in normally consolidated clay was independent on pre-shear consolidation pressure. Therefore, shear strain could be expressed as a function with stress ratio.
2. The constitutive equation of shear strain on Modified Cam Clay Model coincided better with the observed value than Cam Clay Model.
3. The relationships between deviator stress and shear strain, between pore water pressure and shear strain were unified by the mean equivalent pressure.
4. The shear strain contour in normally consolidated clay was increased linearly through origin, but that in overconsolidated clay was not in accordance with the result of the former.
5. Because the effective stress path of normally consolidated clay was unified by the mean equivalent pressure, state boundary surface in (e,p,q) space was transformed into two dimensional surface. But it was considered to be suitable that the unified stress-strain in overconsolidated clay be expressed by a function with overconsolidation ratio.
6. The deviator for constant strain was increased linearly with increment of strain rate ( $\dot{\epsilon}$ ) on semi-log scale, but pore water pressure was decreased.
7. The behavior of stress relaxation was transformed from linear to curvilinear with increment of strain rate before stress relaxation test, and pore water pressure was increased in total range.
8. The strain of creep was increased linearly with increment of time on semi-log scale. The greater the strain rate before creep test became, the greater the increment of strain of creep became. And the pore water pressure during creep test was increased generally with increment of time on semi-log scale.

---

\* 忠南大學校 大學院

\*\* 忠南大學校 農科大學

9. The phenomena of stress relaxation and creep of clay were influenced greatly with strain rate before stress relaxation and creep test. Therefore, it is considered that the strain rates ( $\dot{\epsilon}$ ) before stress relaxation and creep test should be dealt with a new factor in constitution equation of soil.

## I. 緒 論

地盤이 外力을 받으면 剪斷抵抗과 變形이 發生하고 이 外力에 依하여 地盤에 作用하는 힘의 剪斷強度보다 크게되면 破壞가 일어난다.

흙의 破壞特性을 理解하기 위해서는 剪斷抵抗의 限界值를 測定해야 하므로 흙의 破壞法則의 定立이 要求된다.

그러므로 1950年代까지는 흙의 剪斷特性에 對한 研究傾向이 主로 現場에서 地盤의 安定問題를 解析하기 위한 破壞時의 強度定數에 依存한 것이 大部分이었다.

그러나 매우 複雜한 内部構造를 가지고 있는 흙은 地盤의 不安定한 部分에서 破壞가 일어나기 쉬우므로 이들을 올바르게 解析하기 위해서는 應力經路와 空隙水壓의 舉動等を 考察할 수 있는 破壞前의 應력과 變形의 關係가 더 큰 意味를 가진다. 特히 現在 重要한 問題로 擡頭되고 있는 흙의 安定解析에서는 흙을 主로 non-dilatancy로 假定하고 있으며 粘着力과 内部摩擦力에 의해서 破壞時의 剪斷強度를 決定하고 있으나 이들은 破壞前의 變形을 無視한 狀態에서 求한 것이므로 地盤의 破壞原因을 綜合的으로 檢討할 때에는 어려운 점이 있다.

剪斷試驗에서 破壞前의 現象으로는 剪斷變形과 體積, 空隙水壓과 變形 그리고 應력과 變形의 關係等を 들 수 있으며 여기서 얻어지는 資料에 의해서 構成式을 誘導하여 適切한 Model을 設定하면 複雜한 地盤條件에서도 이들의 關係를 迅速하고 正確하게 豫測을 할 수 있다. 이 Model은 物質의 本質的인 特徵을 나타내는 應力, 變形, 時間 및 溫度 등에 의한 構成 方程式을 誘導해야 이루어진다.

構成方程式을 誘導하는 方法에는 흙을 形象學的 舉動으로 解析하는 巨視的 方法과 均一한 棒狀 또는 球狀의 理想的인 集合材料에 對하여 幾何學的으로 解析하는 微視的 方法이 있다.<sup>2)</sup>

Roscoe<sup>3)</sup>를 中心으로 提案된 Cam Clay Mo-

del은 巨視的 方法의 가장 代表的인 것으로 그 展開方式이 體系的이고 室內實驗의 結果로 부터 얻어지는 몇가지 常數만으로도 應力-變形의 豫測이 可能하기 때문에 實用面에서 높은 評價를 받고 있다. 그러나 Cam Clay Model은 時間依存性을 考慮하지 않았기 때문에 地盤이 粘性土인 경우에는 Creep現象, Relaxation現象 등과 같은 흙의 Rheology特性을 表現할 수 없는 短點이 있다.

그러므로 Cam Clay Model을 모든 흙의 應力-變形 解析에 利用하기 위해서는 Rheology理論을 導入하여 二次壓密特性和 非排水 狀態에서의 Creep現象에 의한 空隙水壓의 舉動等を 豫測할 수 있어야 한다.

時間依存性을 다룬 構成式은 最近에 提案되기 시작한 것으로써 아직 研究進行이 未盡한 狀態로 實際 現場에는 適用되지 못하고 있는 實情이다. 그 이유는 흙을 粘性體로 다룰 경우 應력과 變形狀態는 時間에 依存하고 塑性體로 取扱할 경우에는 그것이 應力經路에 依存되며 粘塑性體로 다룰 경우는 應력과 變形이 時間과 荷重履歷에 동시에 依存해야 하는 어려운 점이 있을 뿐만 아니라 支配因子들이 複雜해지기 때문이다.

따라서 應力-變形-時間에 대한 實用的인 構成式을 보다 效率的으로 求하기 위해서는 現在까지의 研究動向과는 다르게, 支配因子에 의해서 여러 形態로 나타나는 多樣한 材料의 性質을 一定한 狀態로 單一化하는 作業이 必要하다.

本 研究는 限界狀態概念을 利用하여 應力-變形-時間에 대한 構成式을 誘導하기 위한 基礎 作業으로서 構成要素를 減少시키기 위하여 材料의 性質을 單一化하고 粘性土의 Rheology特性에 影響을 미치는 因子들을 考察하므로써 時間概念을 包含하는 粘性土의 應力-變形 特性을 究明한 것이다.

## II. 研究史

1773년 Coulomb이 최초로 塑性理論에 對한 剪斷強度式을 提案한 以後 1853년 Rankine에 의하여 擁壁에 對한 土壓의 計算問題에 Coulomb의 概念을 應用하면서 土質力學은 많은 發展을 이룩하였다. 그후 1913년 Von Mises는 數學的 理論에 基準을 둔 變形基準을 提案하였고 1952년 Drucker-Prager는 Mohr Coulomb 破壞基準에 3次元 接近方法을 利用하여 考察하였다.

이 基準은 一次應力 tensor의 不變量과 二次 軸差應力 tensor의 平方和를 두개의 材料常數  $\alpha$  와  $k$ 를 利用하여 線形組合으로써 表現한 것이다. 그러나 流動法則(Flow Rule)에 聯關된 Drucker-Prager 變形面으로는 實驗에서 觀測된 塑性體의 變形을 豫測할 수 없었다.

이러한 短點을 補完하기 위하여 1957년 Drucker<sup>16)</sup> 등은 Von Mises Model을 擴張하여 Cap 理論을 提案하면서 최초로 흙의 剪斷變形에 塑性硬化(Strain Hardening)法則을 適用하였다. 이 Drucker의 研究를 始初로 剪斷問題는 破壞前의 應力-變形特性에 더 많은 研究가 進行되고 있다.

특히 1960년대 Cambridge大學 研究陣의 限界狀態 概念을 利用한 變形 Hardening 塑性 Model은 이 分野에 劃期的인 貢獻을 하였다.

Roscoe<sup>39,40,41)</sup> 등은 限界狀態 概念과 狀態境界面(State Boundary Surface)概念을 利用하여 Cam Clay Model을 提案하므로써 최초로 흙의 變形에 對한 一貫性 있는 法則을 세웠으나 過壓密土에 對해서는 考慮하지 않았고 塑性變形增分 Vector의 方向이 應力狀態 및 剪斷時의 應力增分 Vector의 方向에 依存하는 現象을 잘 說明할 수 없다는 缺點이 있었다.

Roscoe<sup>38)</sup>는 이러한 缺點을 改善하기 위하여 Modified Cam Clay Model을 提案하였다. 이 Model은 약간 過壓密된 흙에서의 變形을 說明하기 위하여 過壓密領域에서의 平均主應力 軸(P-軸)에 平行한 새로운 變形曲線을 提案한 것이다. 그러나 이것도 剪斷中의 變形이 實際보다 약간 작게 豫測되는 傾向이 있고 심하게 過壓密을 받은 흙에서는 適用하기 어렵다는 缺點이<sup>39)</sup> 있다.

그後 過壓密土의 塑性變形 成分에 對한 研究는 Provost<sup>36,37)</sup> 등, Pender<sup>35)</sup>에 의해서 活潑히 進行되어 過壓密에 對한 變形曲線과 塑性 Po-

tential을 利用한 應力-變形關係를 糾明하였다. 특히 Pender<sup>34)</sup>는 過壓密土에 對한 應力-變形特性을 正規壓密土에까지 擴張시킨 單一化된 Model을 發表하였다.

그리고 Cam Clay Model에 對한 實驗的 研究는 Balasubramaiam<sup>8,9,10,11,12,13)</sup> 등에 의해서 1970년 以後에 많이 發表되었고, 現在는 實際 地盤에 應用하는 段階까지 이르렀다.

그러나 粘土는 時間에 依存하는 性質이 크기 때문에 以上에서 살펴본 彈塑性理論으로는 實際 粘土 地盤의 應力-變形 解析을 正確하게 豫測하는 것이 어렵다.

다음은 粘土의 Rheology에 對한 研究傾向을 살펴 보았다. 1961년 Cox<sup>15)</sup> 등은 理想的인 흙의 力學的 性質에 대한 自然土의 性質을 推定하였다. Cox 등에 의하면 理想的인 흙이란 Coulomb의 降伏基準과 流動法則에 支配를 받는다고 하였다. 그러나 그들은 實際 흙의 性質이 理想的인 흙의 性質과는 많은 差異가 나므로 점차로 應力-變形-時間 關係의 必要性을 認識하게 되었다.

Murayama<sup>28,29,30)</sup>는 Rate Process 理論에 基礎를 둔 非排水條件下에서의 Creep 破壞特性을 고려한 關係式을 誘導하여 軸差應力 水準이 서로 다름으로써 惹起되는 3가지의 Creep Rate Response를 提案하였다. 摩擦과 粘性抵抗에 對해서는 Michell<sup>24)</sup> 등, Matsui<sup>23)</sup> 등이 摩擦의 粘着力 理論과 Rate Process 理論에 基礎를 둔 흙의 剪斷抵抗에 對한 力學的인 面을 研究하였다.

Singh<sup>44)</sup> 등은 三軸壓縮 Creep 試驗에서 軸差應力과 軸變形率에 對한 實驗式을 提案하였다. Singh 등은 이 實驗式에서 應力水準이 흙 強度의 약 30~90%의 範圍에 있다면 土質條件에 關係없이 만족스러운 Creep 特性을 얻을 수 있다고 하였다.

以上에서 살펴본 바와 같이 1960년대 以後에 粘土의 變形 特性에 對한 研究傾向은 時間의 概念을 包含하지 않은 彈塑性理論과 時間의 概念을 利用한 Rheology 特性研究가 主流가 되고 있다. 그러나 이와 같은 研究가 實際에 適用되기 위해서는 서로 調和가 되어야 하며, 따라서 이들을 結合시킨 應力-變形-時間에 對한 合理的인 Model이 要求된다.

이에 對한 研究는 日本의 Kyoto大學 研究進에 의해서 70년대 以後에 進行되고 있다.

1974년 Adachi<sup>2)</sup> 등은 Roscoe의 Cam Clay Model에 Perzyna의 彈粘塑性 理論을 導入하여 正規壓密에 對한 彈粘塑性 (Elasto-Viscoplasticity) 構成方程式을 誘導하였고 이 研究는 1975년 Akai<sup>3)</sup> 등, 1982년 Adachi<sup>1)</sup> 등에 의해서 계속 되었으나 實驗中에 空隙水壓을 推定하는데 問題가 있고, 媒介變數를 구하는데 模糊한 點이 있다.

따라서 本 研究는 包括的인 應力-變形-時間에 對한 實驗을 通하여 이러한 問題點을 究明하고, 數學的으로 體系화된 Cam Clay Model에 時間概念을 包含한 보다 合理的이고 實用的인 構成式을 誘導하기 위해서 遂行된 것이다.

### III. 基礎理論

#### 1. Cam Clay Model

Cam Clay Model은 Drucker<sup>30)</sup> 등의 理論에 基礎를 둔 Work-hardening 塑性 Model이다. 그러나 Cam Clay Model은 Drucker의 理論과 다음과 같은 두가지 다른 現象이 있다.

첫째는, 限界空隙比와 應力曲線 (Stress Locus)의 關係에 限界狀態의 概念을 紹介한 點이고, 둘째는 變形面 (Yield Surface)에 對한 方程式을 開發하기 위하여 基本的인 消散 에너지에 對한 公式을 利用한 點이다.

Cam Clay Model에서 外部消散에너지와 内部消散에너지는 다음과 같다.

첫째, 外部消散 에너지는 式(1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$dW_{ex} = \alpha_{\nu} d\epsilon_{\beta} = p' dv^{\nu} + q_{\nu} de_{\beta} \dots \dots \dots (1)$$

- W<sub>ex</sub>: 外部消散에너지
- σ<sub>νν</sub>: 應力텐서
- dε<sub>β</sub>: 塑性 變形 増分
- dv<sup>ν</sup>: 塑性 體積 變形 増分
- de<sub>β</sub>: 塑性 軸差 變形 増分

둘째, 内部 消散 에너지는 다음과 같이 假定된다.

$$dW_{in} = M^* p' d\sqrt{2I_2^p} \dots \dots \dots (2)$$

- W<sub>in</sub>: 内部 消散 에너지
- M<sup>\*</sup>: 限界狀態에서의 應力比
- I<sub>2</sub><sup>p</sup>: 塑性 軸差 變形的 二次不變量

따라서 式(1), (2)로부터 다음 關係가 얻어진다.

$$dv^{\nu}/d\sqrt{2I_2^p} = M^* - \sqrt{2J_2}/p' \dots \dots \dots (3)$$

여기서 J<sub>2</sub>: 軸差應力의 二次不變量  
變形 函數가 塑性變形과 三次應力不變量에 無關하다면 直交法則 (Normality Rule)은 다음의 같이 表現될 수 있다.

$$dv^{\nu}/d\sqrt{2I_2^p} = -d\sqrt{2J_2}/dp' \dots \dots \dots (4)$$

또한 式(3), (4)로부터 다음과 같은 微分方程式이 얻어진다.

$$d\sqrt{2J_2}/dp' - \sqrt{2J_2}/p' + M^* = 0 \dots \dots \dots (5)$$

이 方程式을 積分하면 式(6)과 같은 變形函數가 얻어진다.

$$f = p' \exp[\sqrt{2J_2}/M^* p'] = \sigma'_{my} \dots \dots \dots (6)$$

이 變形函數를 應用하면 다음과 같은 應力-變形 關係가 얻어진다.

$$d\epsilon_{\beta} = \frac{C_c - C_s}{M^*(1+e_0)} \left[ \frac{d\sqrt{2J_2}}{M^* p' - \sqrt{2J_2}} + \frac{dp'}{p'} \right] \times \frac{[q_{\nu}/\sqrt{2J_2} + (M^* - \sqrt{2J_2}/p') \delta_{ij}/3]}{\dots \dots \dots (7)}$$

여기서 δ<sub>ij</sub>: kronecker의 delta  
위 式을 軸對稱應力條件 (axisymmetric stress condition) σ'<sub>1</sub> > σ'<sub>2</sub> = σ'<sub>3</sub>에 의해서 解析을 하면 √2J<sub>2</sub>는 √2/3 (σ<sub>1</sub> - σ<sub>3</sub>)로 轉換이 되므로 簡單하게 應力-變形 豫測을 할 수 있다

#### 2. Modified Cam Clay Model

Roscoe<sup>38)</sup> 등은 消散에너지의 또 다른 豫測에 基本을 둔 Modified Cam Clay Model을 提案하였다. 이 Model에서는 外部 消散에너지를 다음과 같은 等方壓密 과정에 의하여 定義하였다.

$$dW_{ex} = p' de_{\nu}^p \dots \dots \dots (8)$$

또한 剪斷進行 동안에는 다음과 같이 假定한다.

$$dW_{ex} = M^* p' de_{\beta} \dots \dots \dots (9)$$

그리고 外部 消散 에너지는

$$dW_{ex} = p' \sqrt{(dv^{\nu})^2 + (M^* de_{\beta})^2} \dots \dots \dots (10)$$

따라서 Cam Clay Model과 같은 方法에 의하여 應力-變形 關係를 나타내면 式(11)를 얻을 수 있다.

$$d\epsilon'_s = \frac{4(C_c - C_s)}{(1 + e_0)} \times \left[ \frac{q_{uv} q_{uv} / M^{*2} - (p' - \sigma'_{mv} / 2) dp'}{(p' - \sigma'_{mv} / 2) \sigma_{mv}^2} \right] \times (q_{uv} / M^{*2} - (\sigma'_m - \sigma'_{mv} / 2) \delta_{ij} / 3) \dots \dots \dots (11)$$

3. 粘性土의 時間依存性

現象學的으로 提案된 剪斷速度, 應力緩和, Creep 現象의 關係式은 다음과 같다.

가. 剪斷速度

Yong<sup>47)</sup> 등은 粘性土의 dynamic flow law를 利用하여 衝擊載荷 試驗을 實施한 結果, 變形과 剪斷速度에 對한 動力應力은 同一한 變形을 갖는 基底應力(Reference Base Stress)과 瞬間의 過剩應力의 合으로 表現된다고 하였다.

즉,

$$\sigma_c(\epsilon, \dot{\epsilon}) = \sigma_c(\epsilon, \dot{\epsilon}_0) + \alpha(\epsilon) \ln(\dot{\epsilon}' / \dot{\epsilon}_0) \dots \dots \dots (12)$$

- σ<sub>c</sub>(ε, ε̇) : 動的 應力
- σ<sub>c</sub>(ε, ε̇<sub>0</sub>) : 試驗開始時의 動的 應力
- ε<sub>0</sub> : 試驗開始時의 剪斷速度
- α(ε) : 動的 應力의 기울기

나. 應力緩和 現象

村山<sup>26)</sup> 등은 여러 種류의 粘土에 대하여 應力緩和試驗을 實施한 結果 다음과 같은 關係式을 提案하였다.

$$\sigma_r(\epsilon, t) = \sigma_r(\epsilon, t_1) - \beta(\epsilon) \ln(t/t_1) \quad t > t_0 \dots (13)$$

여기서 σ<sub>r</sub>(ε, t) : 應力緩和時의 軸差應力

다. Creep 特性

粘土에 一定한 剪斷應力을 作用하면 時間에 따라서 剪斷變形은 增加하고 그 形態는 剪斷應力의 크기에 따라 Fig. 1과 같이 3 種류의 形態로 分類된다.

Fig. 1에서 ②번의 Creep 形態를 變形-時間 曲線의 形態로 分類하면 다음과 같다.

① 對數 Creep

變形이 時間의 對數縮尺에서 直線의으로 增加하는 경우는 다음과 같다.

$$\epsilon = \epsilon_0 + a \ln t \dots \dots \dots (14)$$

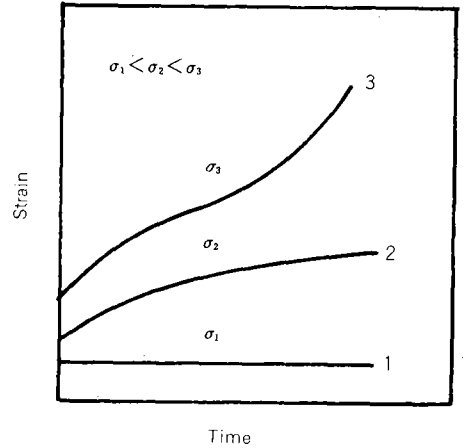


Fig. 1. Three types of creep.

$$\text{또는 } \epsilon = \epsilon_0 + a \ln(1+t) \dots \dots \dots (15)$$

여기서 a : 常數

② 指數 Creep

變形이 時間에 따라 指數型으로 增加하는 경우에는 다음과 같다.

$$\epsilon = \epsilon_0 + b t^n \dots \dots \dots (16)$$

여기서 b : 常數

Singh와 Michell<sup>48)</sup> 은 式(14)와 式(16)을 混合하여 다음과 같은 一般式을 提案하였다.

$$\dot{\epsilon} = A \exp(\alpha \sigma_d) (t_1/t)^m \dots \dots \dots (17)$$

여기서 A : 常數

式(17)은 壓密履歴과 排水條件에 關係없이 恒상 成立한다.

IV. 材料 및 實驗方法

1. 使用材料

本 實驗에 使用된 試料의 性質과 採取場所는 Table - 1과 같다.

Fig. 2는 實驗에 使用된 흙의 粒度分布 曲線이다.

再成形한 試料 A, B의 成形은 Fig. 3과 같은 容器에 5cm의 모래를 깔고 自然乾燥狀態로 말린 粘土試料를 물속에서 140번제로 거르면서 Fig 3과 같이 20cm의 높이까지 自由沈澱시킴으로써

Table-1 . Properties of soil used.

Properties of Soil	Samples	Kaolin Clay	Marine Clay
Atterberg limit (%)	LL	47	39
	PL	29	25
	PI	18	14
Specific gravity		2.63	2.73
Dry density before test (g/cm <sup>3</sup> )		1.09	1.26
Water content (%)		56	41
	M	1.188	1.333
$\phi'$		30°	34°
$A_n$		0.245	0.197
$k (\Delta e / \Delta \ln p)$		0.02	0.01
$\lambda (\Delta e / \Delta \ln p)$		0.16	0.10
$S_u / \sigma'_{vo}$		0.60	0.66
Soil classification		CL	CL
Status		disturbed	disterbed
Location of sampling		Cheun Buk	Cheun Buk
		Ik San Kun	Ok Gu Kun
		Ham Yeol	Mi Sung
		Eup	Eup

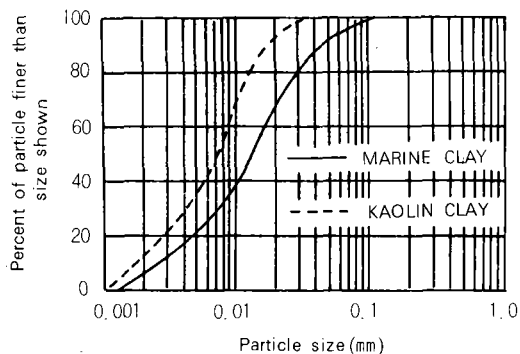


Fig. 2 . Grain size distribution curve.

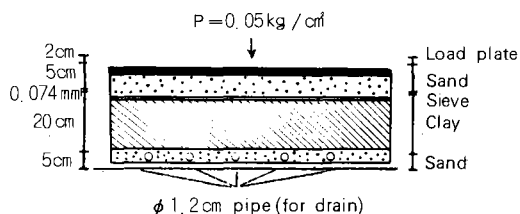


Fig.3 . Schematic diagram for consolidation.

粒子的 排列도 均一하게 維持하고 粒子的 粒子間의 氣泡의 發生도 防止하였다.

이렇게 完成된 試料은 完全水浸狀態에서 1年 6個月間 維持되었으며 後후 試料을 成形시키기 위하여 粘土試料 위에 5cm 높이의 모래를 깔고 그위에 0.05kg/cm<sup>2</sup>의 壓力으로 荷重을 加하여 4個月間 載荷시켰다. 그리고 이 試料을 直徑 5cm 높이 12cm의 얇은(두께 0.5mm) 銅管으로 採取하여 直徑 5cm 높이 10cm의 供試體를 만들었다.

## 2. 實驗器具 및 測定方法

本 實驗에서 利用한 三軸壓縮試驗機는 變形速度를 0.0001mm/min~5mm/min의 範圍內에서 調整할 수 있는 器具를 利用하였으며 모든 測定方法은 transducer를 利用하였다.

試料은 Back Pressure 2.04kg/cm<sup>2</sup>으로 飽和시켰으며 空隙水壓은 試料 下端部에서 測定하였고 試驗時의 溫度는 17℃~20℃를 維持하였다.

## 3. 實驗方法

### 가. 一次元 壓密試驗

호트러진 試料의 一次元 壓密試驗은 높이 2cm, 직경 5cm의 試料로 實施하였으며 各 荷重段階에서의 載荷期間은 1日로 하였다. 그리고 先行荷重은 2.04kg/cm<sup>2</sup>로 調整하였으며, 載荷段階 4.08kg/cm<sup>2</sup>에서 反復荷重을 주었다.

### 나. 等方壓密 試驗

等方壓密試驗은 높이 10cm, 직경 5cm의 試料을 採取하여 一次元 壓密試驗과 같은 方法으로 實施하였다.

또한 空隙水壓이 零이 되는 時間을 測定한 結果 12時間대로 나타났으나 壓密되는데 充分한 時間을 두기 위해서 載荷期間은 1日로 取하였다.

### 다. 正規壓密非排水 試驗

正規壓密領域에서는  $\sigma_3 = 4.08\text{kg/cm}^2, 5.1\text{kg/cm}^2, 6.12\text{kg/cm}^2, 7.14\text{kg/cm}^2$ 로 各各 1日동안 等方壓密시킨 후 剪斷速度 0.2%/min의 狀態로 CU試驗을 하였다.

### 라. 過壓密非排水 試驗

過壓密 領域에서는 試料을 4.08kg/cm<sup>2</sup>로 24時間 等方壓密시킨후, 側壓을 各各 0.25kg/cm<sup>2</sup>, 0.51kg/cm<sup>2</sup>, 1.02kg/cm<sup>2</sup>, 2.04kg/cm<sup>2</sup>, 3.06kg/cm<sup>2</sup>

cm<sup>2</sup>로 減壓시키므로써 各試料의 過壓密比(OCR)가 16, 8, 4, 2, 1.33 이 되도록 24時間 膨脹시킨 후 剪斷速度 0.2%/min의 狀態에서 實驗하였다.

마. 一定變形率 剪斷試驗

側壓을 2.04kg/cm<sup>2</sup>로 維持하여 1日동안 等方壓密시킨 後 剪斷速度를 0.03, 0.05, 0.1, 0.5, 1, 2, 3%/min로 各各 달리하여 CU 試驗을 實施하였다.

바. 應力 緩和試驗

側壓을 2.04kg/cm<sup>2</sup>로 維持하여 1日동안 等方壓密시켰고 變形率 2%, 5%, 9%, 13%에서 各各 變形을 一定하게 維持시킨 後 時間에 따르는 應力緩和를 測定하였다.

이와같은 試驗은 剪斷速度 0.05, 0.2, 1% / min에서 各各 實施하였다.

사. Creep試驗

側壓을 2.04kg/cm<sup>2</sup>로 維持하여 1日동안 等方壓密시켰고  $q'/p_0 = 0.2, 0.4, 0.6, 0.8$ 에서 各各 應力을 一定하게 維持시켜 各各의 狀態에서 Creep 變形을 測定하였고 剪斷速度는 0.05, 0.2, 1.0%/min로 實施하였다.

V. 結果 및 考察

1. 應力과 變形

地盤의 應力-變形 特性을 構成 方程式으로서 豫測하려는 研究는 最近에 急速한 進歩를 보이고 있으나 아직 實際問題 解決에 適用되지는 못하고 있는 實情이다.

그 이유는 構成式을 이루고 있는 因子가 흙의 性質을 複合的으로 說明하기에는 不充分하기 때문이다.

Fig. 4는 正規壓密과 過壓密領域에 對한 應力과 變形關係를 그린 것으로 軸差應力은 正規壓密領域에서 橫壓力이 커질수록 增加하였고, 過壓密領域에서는 過壓密比가 커질수록 減少하였다. 그리고 應力의 增加現象은 두 試料 모두가 變形의 15%까지 계속되는 進行性破壞 現象을 나타냈기 때문에 破壞가 일어나도 強度는 急激한 低下現象을 나타내지 않았고 破壞點은 海成粘土가 kaolin粘土보다 더 큰 變形에서 나타났다.

Fig. 5는 平均有效應力( $p'$ )이 應力經路를 따라 破壞點까지 到達하는 經路를 나타낸 것으로 正規壓密領域의 破壞點을 連結한 것이 限界狀態

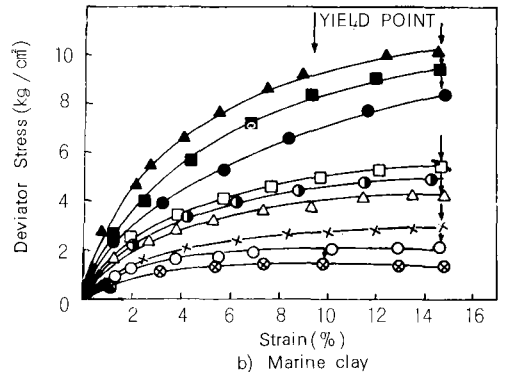
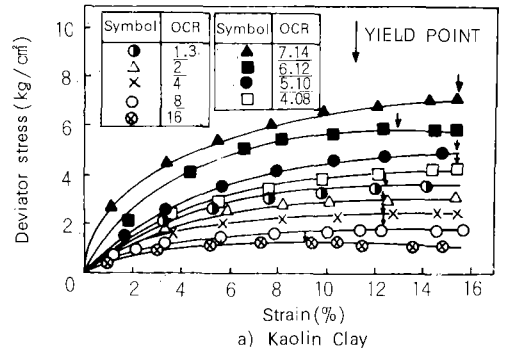


Fig. 4 . Relationship between deviator stress and strain for undrained test .

線(Critical State Line)이며, 그 기울기는 kaolin粘土에서 1.188, 海成粘土에서 1.333으로 나타났다.

또한 過壓密領域의 應力經路는 限界狀態線을 모두 통과하여 進行되었다. 이와같은 現象은 過壓密比(OCR)가 클수록 限界狀態線을 지나 길게 進行되었는데 이것은 過壓密比에 따르는 強度의 增進 때문에 나타나는 現象이라고 생각된다.

또한 過壓密領域에서의 應力經路는 平均有效應力( $p'$ )에 70°~75°의 傾斜로 直線變形을 하였고 正規壓密領域에서의 應力經路는 kaolin粘土가 海成粘土 보다 空隙水壓이 크게 발생하였으므로 有效應力經路는 全應力經路로부터 크게 벗어나는 現象을 나타냈다.

가. 正規壓密粘土

그림 6은 正規壓密領域에서의 有效應力經路에 對한 一定한 剪斷變形等高線을 그린 것이다. 그

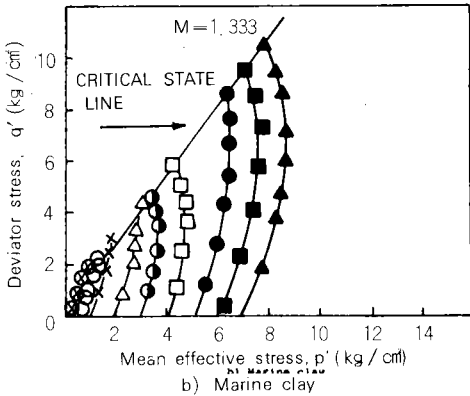
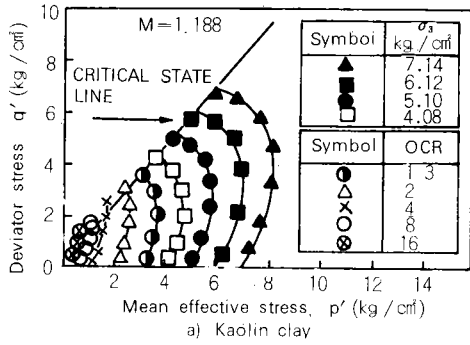


Fig. 5 Stress path for undrained test

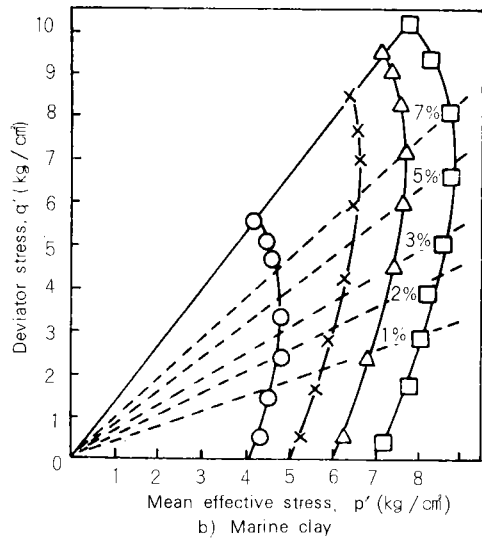
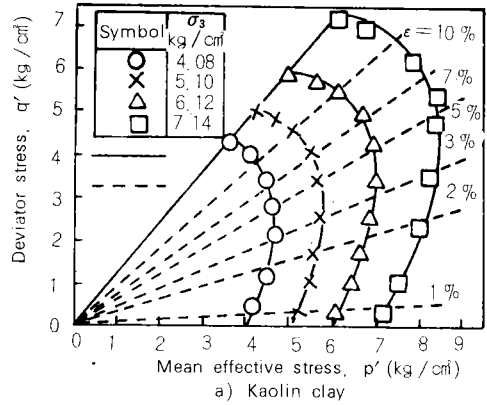


Fig. 6 Effective stress paths and equi-strain lines for normally consolidated clay .

림에서 一定한 剪斷變形 等高線은 原點에 對하여 直線의 關係를 나타냈다.

이와같은 現象은 Balasubramaniam<sup>11)</sup> 등이 Bangkok의 軟弱粘土에 對한 變形特性에서 비슷한 結果를 얻었고 Roscoe<sup>39),40)</sup> 등도 London 粘土와 Weald 粘土에 對하여 같은 結果를 얻은 바 있다.

이것은 應力比( $q/p'$ )와 變形( $\epsilon$ )의 關係가 先行剪斷壓密荷重,  $P_0$  (Pre-Shear Consolidation Pressure)에 獨立的으로 作用한다는 것을 意味한다.

Fig. 7은 剪斷變形( $\epsilon$ )과 應力比( $\eta$ )의 關係를 나타낸 것으로 應力比와 變形은 先行剪斷壓密荷重( $P_0$ )과 獨立的인 關係를 나타내고 있다.

이것을 式으로 表現하면 다음과 같다.

$$\epsilon = \int_0^{\eta} f_1(\eta) d\eta \dots \dots \dots (18)$$

그러므로 應力의 增加에 對한 變形의 增加( $d\epsilon$ )은 式(19)와 같이 나타낼 수 있다.

$$d\epsilon = f_1(\eta) d\eta \dots \dots \dots (19)$$

따라서 非排水 試驗을 하는 동안에 剪斷變形은 應力比의 크기에만 依存한다는 것을 本實驗에서 알 수 있었다.

이와같은 現象은 構成方程式을 誘導하는데 重要한 資料가 될 수 있다.

그리고 Fig. 7에서 나타난 바와 같이 豫測值은 Modified Cam Clay Model 이 Cam Clay Model 보다 크게 나타났다.

또한 Cam Clay Model 이 下向 豫測된 반면에, 修正 Cam Clay Model 은 初期變形狀態에서 實測值과 매우 接近함을 나타냈다. 여기서 Cam



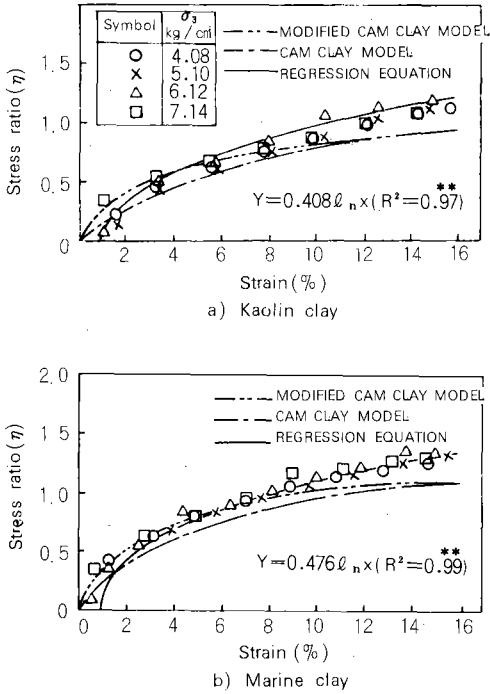


Fig. 7. Unified relationship between stress ratio and strain in normally consolidated clay.

Clay Model은 式(7)를 利用하였고 Modified Cam Clay Model은 式(11)을 利用하였다.

Fig. 8은 Fig. 6에 나타낸 正規壓密領域에서의 有效應力經路를 平均等價壓力 (Mean Equivalent Pressure),  $p_e$ 로 나누어서 나타낸 것이다. Fig. 6의 有效應力經路는 서로다른 先行剪斷 壓密荷重下에서도 모두 비슷한 形態를 나타냈다.

그러므로 有效應力經路는 應力變數 ( $p_0$ )를 利用하여 單一化될 수 있다. 이 變數는 ( $e, p, q$ ) 空間에서의 正規壓密粘土에 對한 狀態境界面을 二次元 曲面으로 轉換시킬 수 있다.

여기서 平均等價壓力은 다음과 같은 式에 依<sup>8)</sup>해서 求했다.

$$p_e = \exp[(N-V) / \lambda] \dots\dots\dots(20)$$

Fig. 9는 軸差應力을  $p_e$ 로 나누어 준 값과 剪斷變形의 關係를 나타낸 것으로 正規壓密領域에서는 이들의 關係가 先行剪斷壓密荷重에 影響을

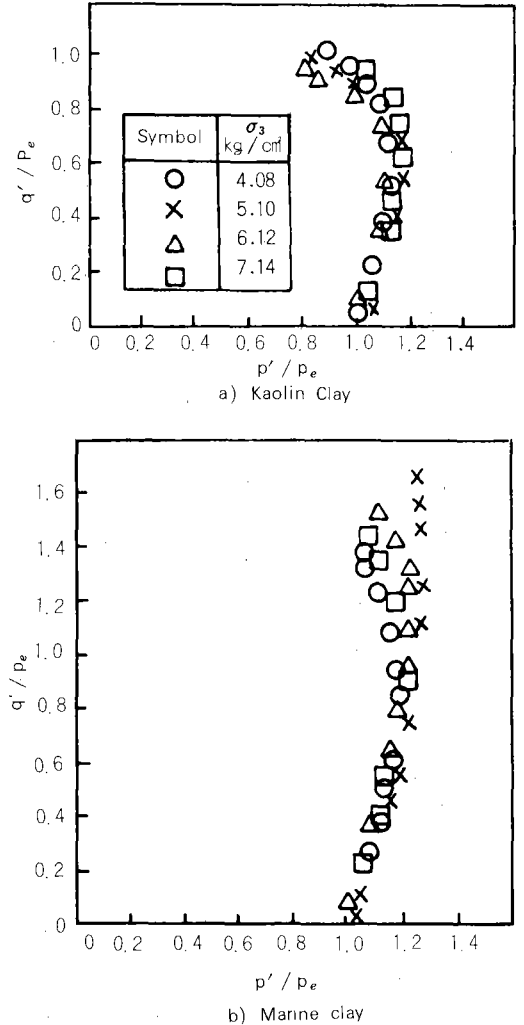


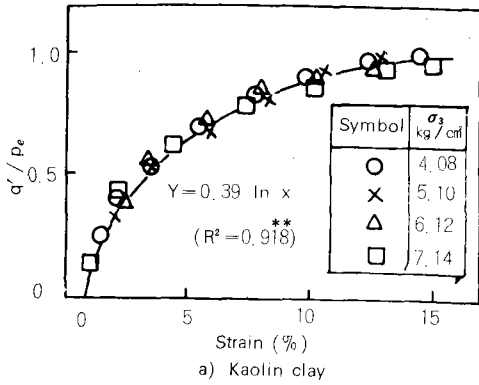
Fig. 8. (p-q-e) Surface for undrained tests in normally consolidated clay.

받지 않았다.

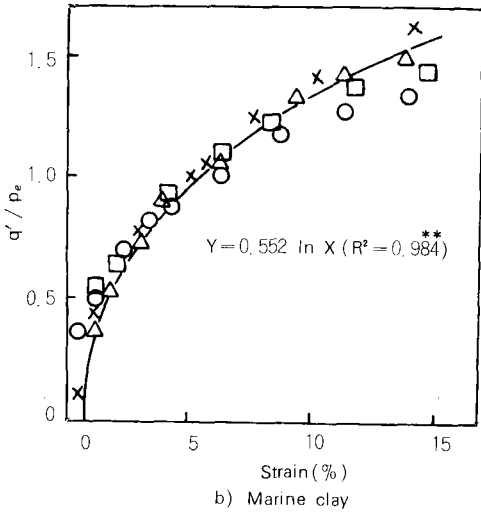
이러한 性質은 最初로 Ladd<sup>21)</sup>에 의해서 發表된 바 있고 Balasubramiam<sup>7)</sup>에 의하면 이와같은 傾向은 正規壓密土의 非排水試驗뿐만 아니라 排水試驗에서도 나타난다고 하였다.

따라서 이것은 Roscoe Surface가 載荷條件에 關係없이 剪斷試驗에서 單一化할 수 있다는 假定을 세울 수 있는 充分한 資料가 될 수 있다.

Fig. 10은 空隙水壓을  $p_e$ 로 나눈값과 變形의 關係를 나타낸 것으로 이들의 關係에서 空隙水



a) Kaolin clay



b) Marine clay

Fig. 9. Unified relationship between  $q'/p_e$  and strain for normally consolidated clay.

壓은  $p_e$ 을 利用하면 式(21)과 같은 應力比에 對한 單一函數式으로 나타남을 알 수 있었다.

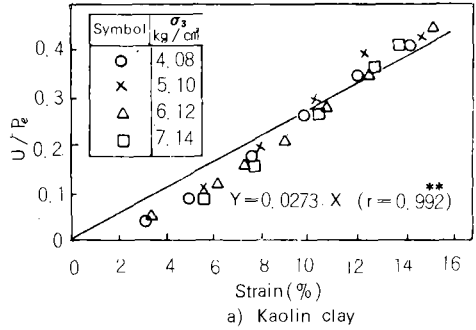
$$U/p_e = \int_0^\eta h(\eta) d\eta \dots \dots \dots (21)$$

이와같은 關係는 空隙水壓을 變形的 函數로 나타낼 수 있는 좋은 資料가 될 수 있다.

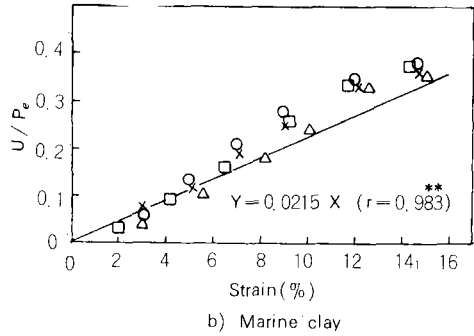
나. 過壓密粘土

Pender<sup>34)</sup>는 限界狀態 理論을 적용하여 過壓密土에 對한 應力-變形 Model를 提案하였다.

그 結果 限界狀態 理論을 利用하면 最小한의 土質常數로써 過壓密土에 對한 여러 面을 잘 豫測할 수 있었다.



a) Kaolin clay



b) Marine clay

Fig. 10. Unified relationship between  $U/p_e$  and strain in normally consolidated clay.

Pender<sup>34)</sup>는 이 Model를 正規壓密土에까지 擴張시켜 正規壓密과 過壓密土의 應力變形 性質에 對한 單一化된 方法을 提案하였다.

Fig. 11은 過壓密領域에서의  $p'$ ,  $q'$  軸에 對한 有效應力의 經路를 나타낸 것으로 剪斷變形 等高線은 Fig. 6에서의 變形 等高線과는 달리 等高線의 기울기가 緩慢하게 나타났다. Balasubramaniam<sup>12)</sup> 등은 過壓密 領域에서의 等高線의 기울기는  $p'$  軸에 거의 平行하다고 하였으나, 本實驗 結果에서는 剪斷變形 等高線이 3%까지는 거의 이와같은 現象을 나타냈으나 그 이후는 Balasubramaniam의 實驗結果를 따르지 않고 있다.

Roscoe<sup>38)</sup> 등은 最初로 一定한 剪斷變形 等高線을 變形曲線에 의해서 糾明하면서 이것을 應力經路를 따라서 剪斷되는 粘土試料의 剪斷變形 豫測에 利用하였다.

Fig. 12는 過壓密領域에 對한 應力比와 變形的 關係를 나타낸 것으로 過壓密 領域에서의 應力比는 過壓密比가 커짐에 따라 增加하는 傾向을 나타내고 있으며 過壓密比 16(OCR = 16)에서 나타

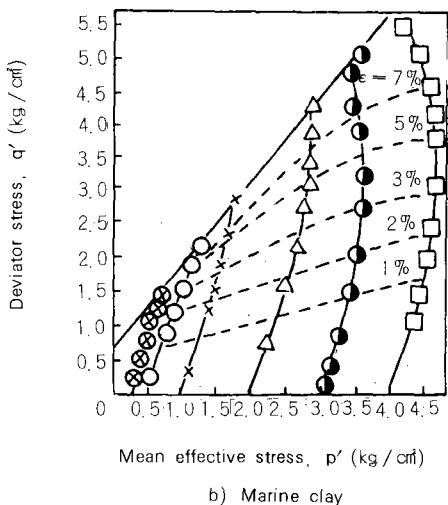
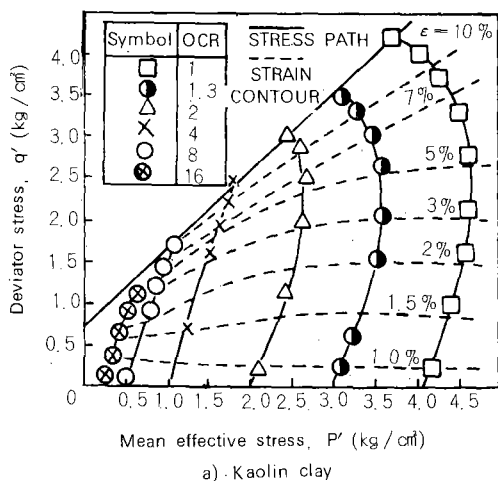


Fig. 11. Effective stress paths and equi-strain lines for overconsolidated clay.

난 바와 같이 破壞點 以後에는 急激한 減小現象을 나타내고 있다.

이와같은 現象은 kaolin 粘土와 海成粘土 모두에서 같은 結果를 나타냈다.

Fig. 13은 過壓密 領域에서의 Roscoe Surface와 Hvorslev Surface가 共存하는 것을 고려한 應力經路를 나타낸 것으로  $q'/p_e$ 와  $p'/p_e$ 의 關係는 過壓密比에 크게 依存하고 있다.

이와같은 現象은 흙의 塑性 性質에 起因한 것으로 過壓密 領域에 대한 平均等價壓力의 算定時

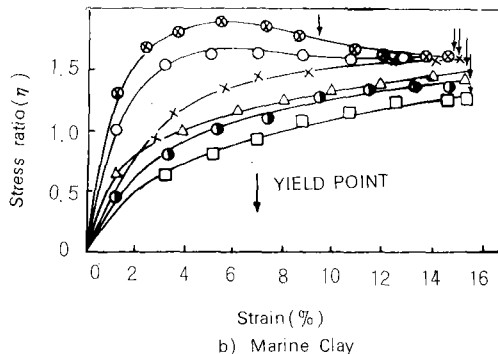
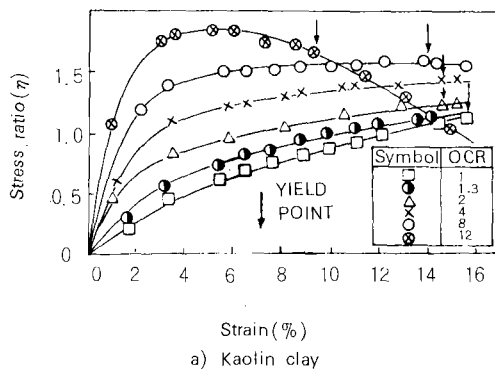


Fig. 12. Relationship between stress ratio and strain for overconsolidated clay.

에 體積의 變化는 塑性領域에서 이루어지기 때문에 일어나는 現象이라고 생각된다.

Fig. 14는 過壓密粘土에 對하여 軸變形과  $u/p_e$ 의 關係를 나타낸 것으로  $u/p_e$ 는 過壓密比가 커짐에 따라 점점 작아지는 傾向을 나타냈으며 過壓密比가 8보다 클 때에는  $u/p_e$ 가 負(-)로 下落함으로써 試料에 負壓이 걸리는 狀態가 됨을 알 수 있었다.

따라서 過壓密粘土의 應力-變形 關係는 正規 壓密 粘土와는 달리 平均等價壓力에 의해서는 單一化된 現象을 發見할 수 없으므로 過壓密比에 對한 函數式으로 整理하는 것이 가장 適合할 것으로 생각된다.

## 2. 粘土의 Rheology 舉動

가. 剪斷速度가 應力-變形에 미치는 影響

現在 飽和粘性土의 塑斷強度에 載荷速度에 影響을 받는것은 여러 文獻<sup>19)</sup>에서 究明된 바 있

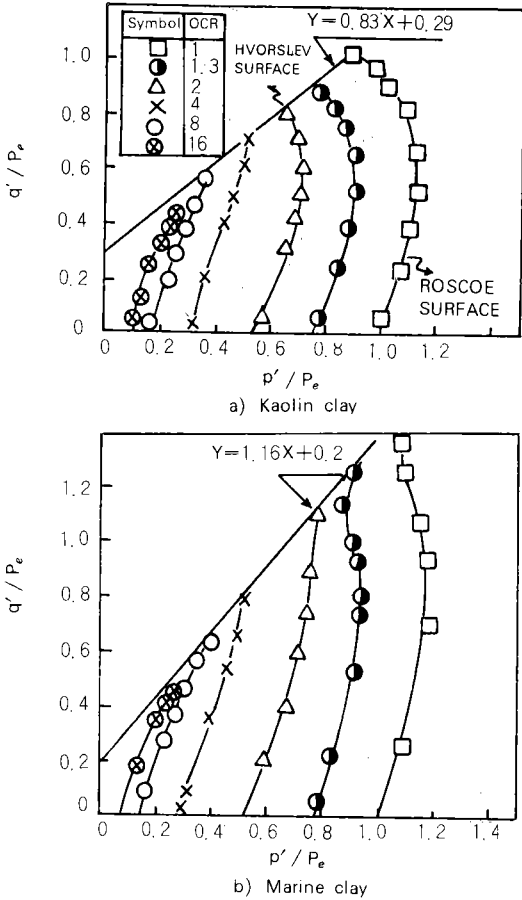


Fig. 13. stress path for overconsolidated clay.

다. 따라서 室内實驗에 依한 剪斷試驗을 가장 理想的으로 하기 위해서는 現場에서의 載荷速度와 條件을 같이 하는 경우이다.

그러나 室内實驗의 載荷速度는 現場의 載荷速度보다 매우 크므로 實際의 剪斷強度보다 큰값을 設計에 利用할 可能性이 있다.

이와같이 現場과 室内實驗의 載荷速度는 큰 差異가 있으므로 室内實驗에서 現場의 載荷速度에 가장 가까운 速度를 찾기 위해서는 여러가지 載荷速度에 依한 粘土의 應力-變形 特性을 考察할 必要가 있다.

Fig. 15는 剪斷速度와 軸差應力의 關係를 半對數 用紙에 나타낸 것이다. 그림에서 軸差應力은 剪斷速度가 빨라짐에 따라 直線의 으로 增加하였고 變形이 增加할수록 軸差應力의 間隔은 海成粘土에서 더 크게 나타났다.

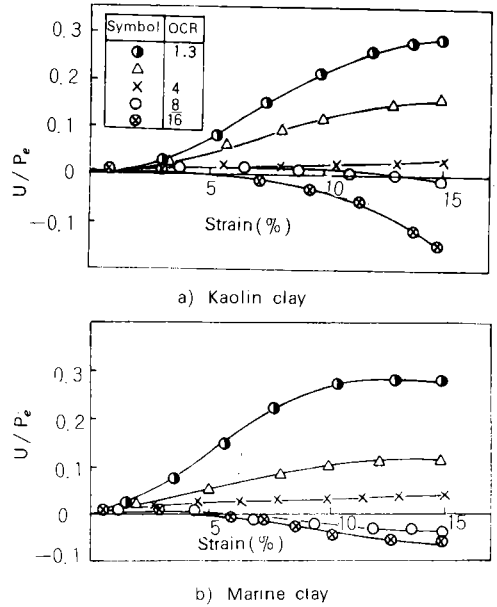


Fig. 14. Relationship between  $u/p_e$  and strain in the overconsolidated clay.

이와같은 現象은 軸差應力이 變形에 對하여 海成粘土에서는 큰 幅으로 增加했기 때문이다.

Fig. 16(a)는 Fig. 15(a)에서 나타난 直線의 기울기(a)를 變形에 따라 나타낸 것으로서 기울기는 變形에 依存하지 않고 一定한 값(0.18)을 維持하였다. 그러나 Fig. 16(b)에서는 進行性 破壞現象이 顯著하게 나타났기 때문에 直線의 기울기가 變形 8%부터는 增加하는 現象을 나타냈다.

여기서 利用한  $\alpha(\epsilon)$ 은 塑性變形領域에서 이루어진 값으로써 剪斷速度의 影響을 說明하는데 좋은 媒介變數가 될 것으로 생각된다.

이와같은 Fig. 15와 Fig. 16에서 式(12)가 成立되는 것을 알 수 있었다.

Fig. 17은 剪斷速度에 對한 空隙水壓과 變形의 關係를 圖示한 것이다. Fig. 17(a)에서 kaolin 粘土의 剪斷速度가 0.2%/min 보다 작은 範圍에서는 軸變形的 增加에 따라 空隙水壓의 變化가 거의 없이 서로 一致하는 傾向을 나타냈으나 剪斷速度가 0.2%/min 보다 클 때는 현저히 減少하는 傾向이 있었다.

또한 剪斷速度가 0.2%/min 보다 작은 範圍에서는 軸變形이 10%를 지나서부터 空隙水壓이 1.2~1.3 kg/cm<sup>2</sup>의 값에서 停止하여 最高值를

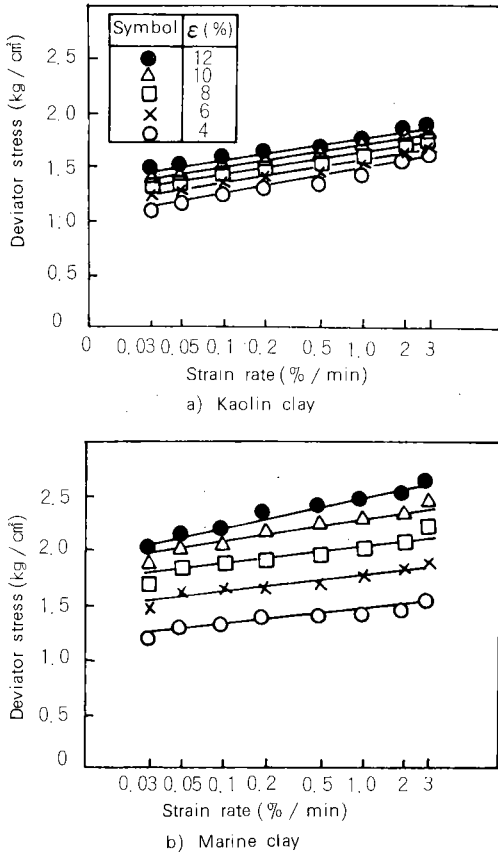


Fig. 15. Relationship between deviator stress and strain rate.

나타냈고 剪斷速度가 0.2%/min보다 큰 範圍에서는 軸變形이 增加함에 따라 空隙水壓은 連續的으로 增加하였으며 특히 變形率이 1%/min보다 클 때에는 空隙水壓의 增加가 軸變形에 對하여 거의 直線關係를 나타냈다.

그리고 海成粘土에 對해서는 剪斷速度가 0.05%/min보다 작은 範圍에서 空隙水壓의 差가 거의 없었으나 그 以後는 kaolin 粘土같이 顯著히 減少하였고 剪斷速度가 0.2%/min보다 큰 範圍에서는 거의 直線的 關係를 이루었다.

이와같은 關係로부터 解析해 볼 때 空隙水壓은 剪斷速度에 따라서 큰 差異를 보이고 있으므로 應力의 函數로 解析하기 보다는 變形의 函數로 解析하는 것이 妥當할 것으로 생각된다.

그러나 이에 關한 研究結果는 發表者에 따라서 서로 엇갈리는 反應을 나타내고 있다.

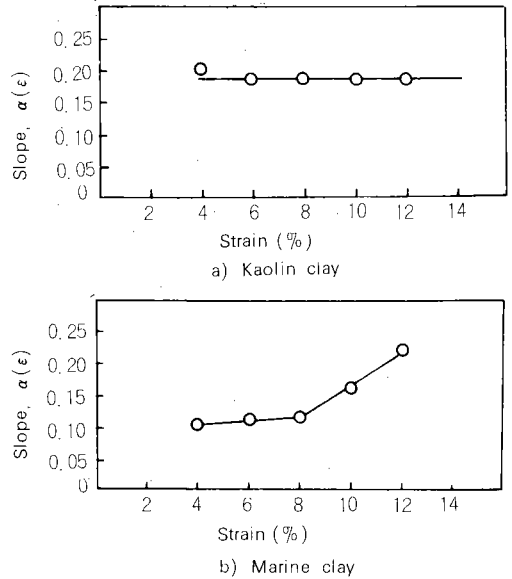


Fig. 16. Relationship between slope,  $\alpha(\epsilon)$  and strain in strain rate test.

Sugano<sup>45)</sup> 와 Arai<sup>41)</sup> 등은 飽和粘性土의 壓密非排水 試驗에서 剪斷速度가 느릴수록 空隙水壓은 크게 發生한다고 하였고 Adachi<sup>2)</sup> 등은 空隙水壓이 剪斷速度에 影響을 받지 않는다고 하였다.

그러나 微細한 粒子를 갖고있는 粘性土는 稠密한 粒子의 構造때문에 應力의 傳播速度가 큰 모래에 比하여 느릴 것이다. 따라서 外力에 의한 空隙水壓의 發生도 時間에 影響을 받는 것은 불가피할 것으로 생각한다.

Fig. 18은 剪斷速度에 對한 有效應力經路를 나타낸 것이다. 그림에서 有效應力經路의 進行方向은 最大主應力軸( $\sigma$ )를 따라 進行하다가 一定한 값에서 空隙水壓에 의하여 왼쪽으로 方向을 轉換하는 傾向을 나타내고 있다.

또한 剪斷速度에 對한 有效應力經路는 剪斷速度가 느릴수록 下部쪽에서 形成되었으므로 Sekiguchi<sup>49)</sup>의 研究結果와 一致하였다.

#### 나. 應力緩和 特性

粘土에 對한 Rheology 解析은 線形粘彈性 理論에 의하여 解析된 것이 大部分이었으나, 現在는 非線型 理論에 의한 解析이 크게 浮刻되고 있다.

Fig. 19는 一定한 剪斷速度로 剪斷試驗을 實施하면서 軸變形이 一定한 段階에 왔을 때 變形

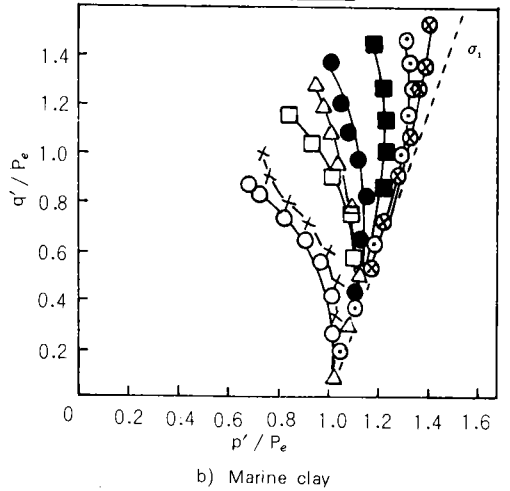
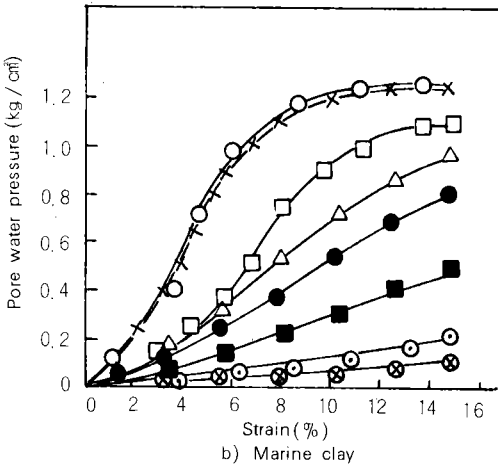
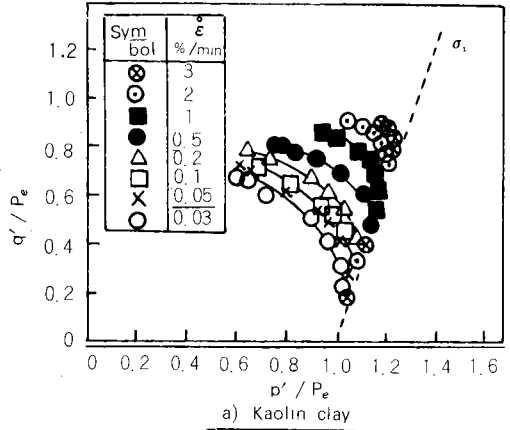
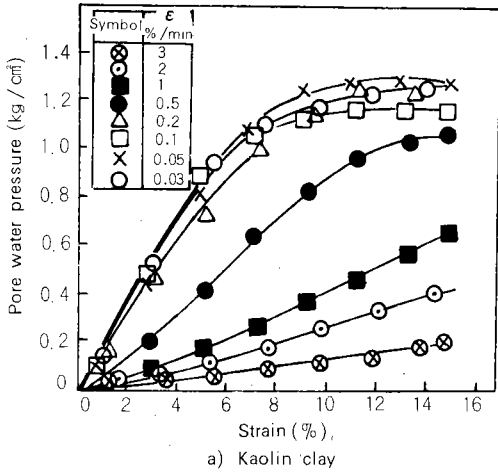


Fig. 17. Relationship between pore water pressure and strain for various strain rate.

Fig. 18. Effective stress path for various strain rate.

은 一定한 狀態로 維持시키고 應力の 緩和現象을 測定한 것으로 粘土의 應力緩和 現象은 一般的으로 時間이 增加함에 따라 直線的으로 減少하는 形態를 나타내고 있다. 그리고 應力緩和의 기울기는 變形에 關係없이 一定한 값을 가졌으나 Fig. 19(b)에서와 같이 破壞點을 超過한 後의 應力緩和現象은 急激히 떨어지는 現象을 나타냈다.

또한 應力緩和試驗에서 直線의 기울기는 海成粘土가 kaolin 粘土에 比하여 2.4倍 컸다.

村山<sup>26)</sup>는 正規壓密粘土의 應力緩和에 對한 試驗에서 本研究과 같은 結果를 얻은 바 있다.

여기서 注目할 만한 現象은 應力緩和 開始前의 剪斷速度를 빠르게 할 수록 應力緩和의 形態는 直線에서 曲線形態로 變化한다는 것이다.

이와같은 結果로 볼 때 村山<sup>26)</sup> 등과 Adachi<sup>1,2)</sup> 등이 粘土의 一般의 應力緩和現象을 모두 直線關係로써 究明하여 構成式을 誘導하려 한 것은 矛盾이 있다고 생각된다. 또한 變形이 조금밖에 이루어지지 않는 地點(ε = 2%)에서 應力緩和試驗을 實施하면  $\sigma_a \sim \log t$ 의 形態가 時間 10分대까지는 直線變形을 하지만 그 以後는 應力緩和現象이 鈍化되는 形態를 나타냈다. 그리고 應力緩和 開始前의 剪斷速度를 1%/min로 維持한 後의 應力緩和 形態는 10分대까지는 急激히 下降하는 直線形態를 나타냈으나 점차로 一定한

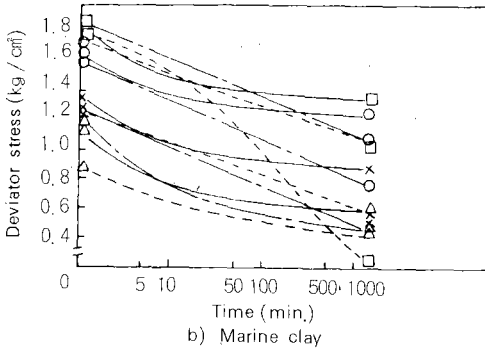
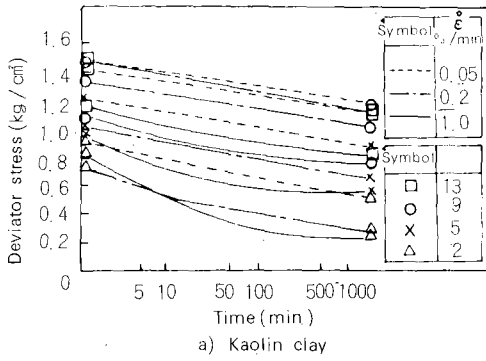


Fig. 19. Relationship between deviator stress and time in stress relaxation test.

應力으로 收斂되었다.

Oda<sup>32)</sup> 등은 軸差應力과 時間의 關係에서 軸差應力은 應力緩和 開始後의 10分에서 1,000分程度까지는 時間의 對數에 比例하여 減少 하지만 1,000分 以後에는 그 勾配가 變하여 直線으로 나누어진다고 하였다. 따라서 本實驗結果는 Adachi 등의 보고와 Oda의 研究結果가 條件에 따라서 서로 엇갈려 나타나는 結果를 얻었다.

이와같은 結果는 應力緩和 開始點이 흙의 彈性領域에서 시작되거나 剪斷速度를 빠르게 했을 경우, 應力의 回復速度는 다른 條件에서보다 빨라지기 때문에 나타나는 現象이라 생각된다.

Fig. 19에서 直線의 기울기는 Fig. 20과 같이 나타낼 수 있다. 이 關係에서 直線의 기울기  $\beta$  ( $\epsilon$ )은 變形에 關係없이 항상 一定한 값을 維持하였으나 應力緩和 開始前의 剪斷速度에 따라서는 서로 다른 값을 나타냈다.

이들의 그림으로부터 式(13)이 成立하는 것을 알 수 있었으나 應力緩和 開始前의 剪斷速度가 增加함에 따라서 Fig. 19와 같이 그림의 形態가

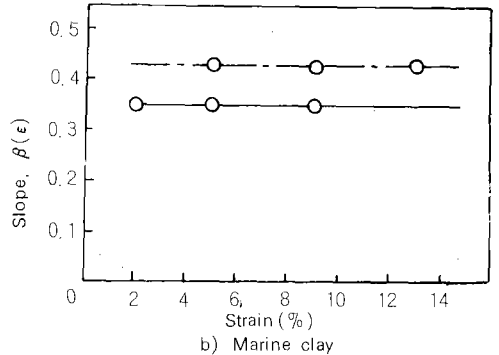
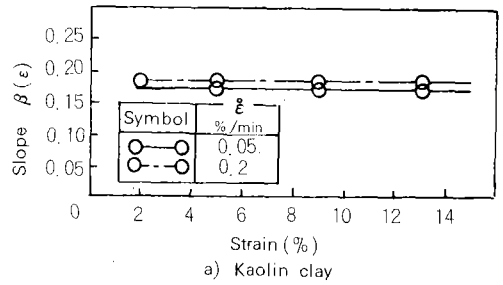


Fig. 20. Relationship between slope,  $\beta(\epsilon)$  and strain in relaxation test.

曲線으로 나타낼 수도 있으므로 式(13)은 應力緩和 開始前의 剪斷速度가 느릴 경우에서 適用이 되는 式이라고 생각된다.

Fig. 21은 應力緩和時의 時間에 따르는 空隙水壓의 變化를 나타낸 것으로 應力緩和 開始點이 彈性領域을 벗어나면 空隙水壓은 時間에 影響을 받지않고 一定하지만, 彈性領域에서는 應力이 一定하여도 空隙水壓은 점차로 增加하는 現象을 나타냈다.

특히 剪斷速度를 빠르게 하면 할수록 全變形領域에까지 時間에 따라 空隙水壓은 增加하였다.

이와같은 現象은 空隙水壓이 應力만의 函數만은 아니라는 것은 意味한다. 이것은 흙의 粘彈塑性 性質에 의해서 일어나는 現象으로 空隙水壓은 彈性變形에 의한 空隙水壓과 塑性變形에 의한 空隙水壓으로 나누어 解析하는 것이 바람직하다고 생각한다. 그리고 Fig. 21에서 時間에 따른 空隙水壓의 舉動은 kaolin粘土보다 海成粘土에서 더 크게 나타났다.

Oda<sup>32)</sup> 등은 Lo<sup>22)</sup>가 提案한 空隙水壓의 塑性成分( $\Delta U_{sp}$ )을 利用하여 應力緩和中の 空隙水壓의 變化를 測定한 結果 應力緩和 開始前의 剪斷

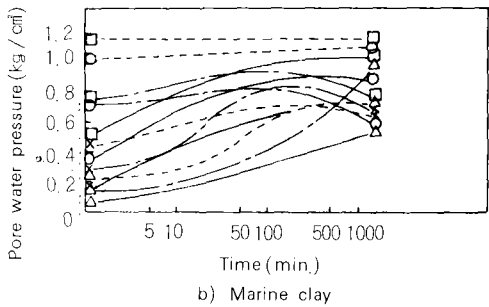
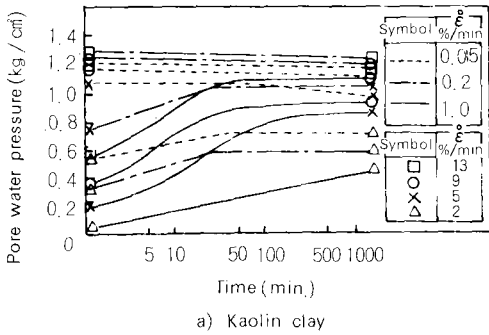


Fig. 21. Relationship between pore water pressure and time in stress relaxation test :

速度가 느린편이 空隙水壓의 塑性成分이 크게 增加한다고 하였으나 Akai<sup>31</sup> 등은 空隙水壓이 應力緩和中에는 거의 變하지 않는다고 하였다.

다. Creep 性質

흙에서는 Creep 現象이 複雜하고 定量的으로 나타나는 現象이므로 이것을 明確하게 究明하기는 어렵기 때문에 보통 Creep 破壞는 最終적으로 생기는 巨視的인 破壞點<sup>18, 25</sup>을 말한다.

Fig. 22는 粘土의 軸方向 變形( $\epsilon$ )의 時間的 變形을 그린 것으로 Creep 變形은 작은 應力下에서는 時間의 增加에 따라 直線的으로 增加하였고 Creep 破壞가 일어나면 kaolin 粘土에서와 같이 急激히 增加하는 傾向을 나타냈다. 또한 一定應力이 增加함에 따라 時間에 對한 Creep 變形의 기울기는 增加하는 傾向을 나타냈다.

이와같은 現象은 kurihara<sup>20</sup> Murayama<sup>31</sup> 등의 粘土의 Creep 破壞에 관한 研究에서도 糾明되었다. 이 外에 Creep 荷重 동안에 測定된 時間效果는 여러 學者에 의해서 提示된<sup>14, 17, 29, 42</sup> 바 있다.

그리고 Creep 試驗前의 剪斷速度를 0.2%/min 과 1%/min로 增加시켰을 때의 時間에 對한

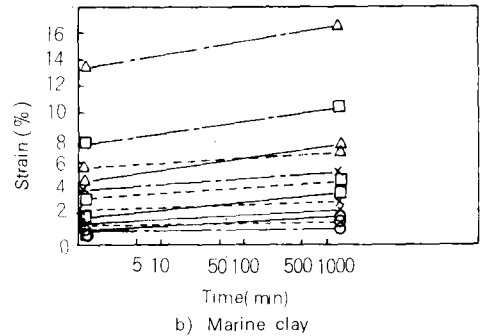
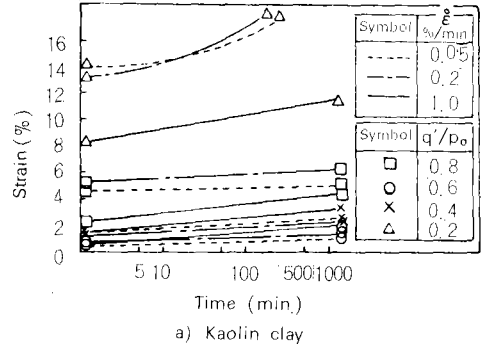


Fig. 22. Relationship between axial strain and time in undrained creep test .

Creep 變化는 Creep 試驗前의 剪斷速度가 빠를 수록 Creep 變形은 더 크게 나타났고 그 傾向은 時間의 增加에 따라 剪斷速度에 關係없이 모두 直線的으로 增加하였다.

이와같은 現象은 Creep 變形時間을 1440分以內로 制限하였기 때문에 일어나는 現象으로 여기에서는 式(14)와 같은 直線形態로 나타났으나 變形 時間을 增加하면 할수록 指數形態의 그림이 될 것으로 생각한다.

Fig. 23은 Creep 試驗에서 時間에 對한 空隙水壓의 變化를 나타낸 것으로 實驗結果 50分 정도까지는 緩慢하게 增加하였으나 그 以後는 急激한 增加現象을 나타냈다. 그러나 破壞가 일어난 後의 空隙水壓은 kaolin 粘土에서와 같이 서서히 減少하는 現象을 나타냈다.

그리고 Creep 試驗前의 剪斷速度를 크게 할 수록 空隙水壓은 그 增加幅이 크게 나타났다.

이와같은 現象은 Creep 試驗前의 剪斷速度가 클수록 殘留 空隙水壓이 크게 發生하기 때문에 나타나는 現象이라 생각된다.

以上の Creep 試驗 結果를 綜合해 볼 때 흙의



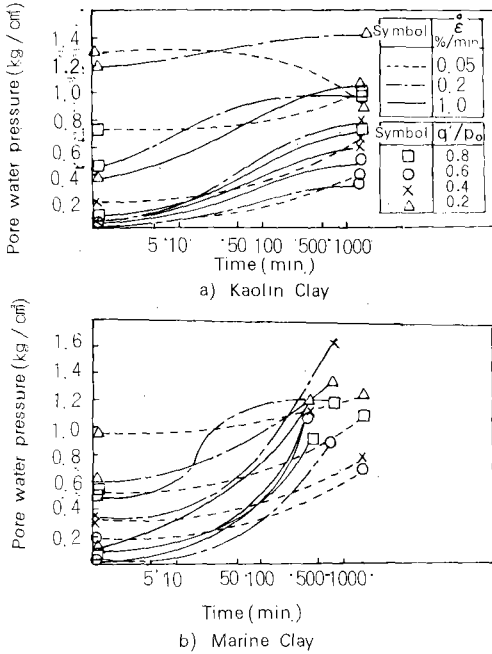


Fig. 23. Relationship between pore water pressure and time in undrained creep test.

Creep 現象은 試驗前의 剪斷速度에 크게 影響을 받으며 그 傾向은 時間의 對數에 對하여 대체로 一定한 關係를 維持하고 있으므로 Creep 現象에 影響을 미치는 因子로는 從來의 試驗資料에서 利用하지 않았던 試驗前의 剪斷速度를 새로운 因子로 取扱해야 할 것으로 생각된다.

Fig. 24는 Creep 試驗中에 零 軸差應力下에서 일어나는 空隙水壓의 增加現象을 나타낸 것이다. 이 試驗은 一次 壓密이 終了된 後 非排水 狀態에서 時間에 따라 空隙水壓이 增加하는 現象을 糾明하기 위한 것으로 空隙水壓은 10分 정도까지는 發生하지 않았으나 그 이후부터 서서히 增加하여 약 3日 後에는 1.2kg/cm<sup>2</sup>까지 이르렀다.

이와같은 現象은 Terzaghi의 壓密理論으로는 說明할 수 없는 現象으로 그 原因은 二次壓密에 起因한 것이라고 생각된다.

Arulanandan<sup>5)</sup>等, Walker<sup>46)</sup>도 零 軸差應力 또는 작은 剪斷應力下에서 發生하는 空隙水壓의 增加는 二次壓密에 原因이 있다고 하였다. 따라서 이와같은 現象은 空隙水壓을 應力의 函數만 으로 取扱하면 說明할 수 없는 現象이므로 空隙

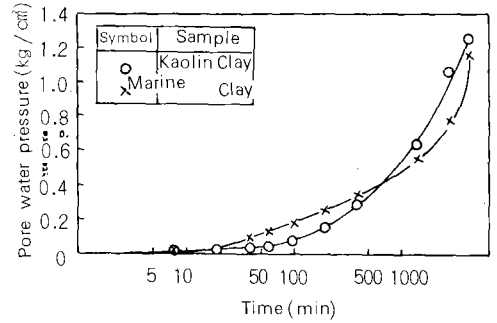


Fig. 24. pore water pressure build-up after primary consolidation.

水壓은 變形의 函數로도 다루워져야 할 것으로 생각된다.

## VI. 結 論

本 研究는 時間性을 考慮한 粘性土의 應力-變形 特性에 對한 研究로써, 應力-變形에 影響을 미치는 因子를 糾明하므로써 拘束 應力에 關係없이 이들의 關係를 單一化 시키고 粘土의 Rheology에 對해서는 時間에 影響을 받는 應力과 變形의 特性을 考察하여 다음과 같은 結論을 얻었다.

1. 正規壓密 粘土에서의 應力比와 變形의 關係는 先行剪斷壓密荷重에 獨立的인 關係를 나타냈으므로 剪斷變形은 應力比에 對한 函數式으로 表現할 수 있었다.

2. 正規壓密 粘土에서 變形에 對한 應力比의 豫測은 Modified Cam Clay Model이 Cam Clay Model보다 實驗值에 더 接近하였다.

3. 正規壓密粘土의 軸差應력과 剪斷變形의 關係 및 剪斷變形과 空隙水壓의 關係는 先行剪斷壓密荷重에 關係없이 平均等價應力에 依해서 單一化될 수 있었다.

4. 正規壓密粘土에서 剪斷變形 等高線은 原點을 通過하여 直線의 으로 增加하였으나 過壓密 粘土에서는 이 現象이 나타나지 않았다.

5. 正規壓密粘土의 有效應力經路는 平均等價應力에 의해서 單一化되어 狀態 境界面이 二次元 曲面으로 轉換되었으나, 過壓密粘土에서의 應力-變形 關係는 平均等價應力으로 單一化가 될 수 없었으므로 過壓密比에 對한 函數式으로 整理하는 것이 適合하다고 생각된다.

6. 一定한 變形에 對한 軸差應力은 剪斷速度 ( $\dot{\epsilon}$ )의 增加에 따라 直線的으로 增加하였으나 空隙水壓은 차차로 작아지는 傾向을 나타냈다.

7. 應力緩和 開始前的 剪斷速度가 빨라질 수록 軸差應力은 時間에 따라 直線에서 曲線의 形態로 變하였고 空隙水壓은 全變形 領域에서 增하였다.

8. Creep 變形은 經過時間에 따라 直線的으로 增加하고 그 增加幅은 Creep 試驗前的 剪斷速度가 빠를수록 더 크게 나타났으며 空隙水壓도 時間에 따라 一般的으로 增加하는 傾向을 나타냈다.

9. 粘土의 應力緩和 및 Creep 現象은 試驗前的 剪斷速度에 크게 影響을 받으므로 構成式에서는 試驗前的 剪斷速度를 새로운 因子로 取扱해야 할 것이다.

### 參 考 文 獻

1. Adachi, T. and F. Oka, 1982, Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundations*, JSSMFE, 22(4) : 57-70.
2. Adachi, T. and M. Okano, 1974, A constitutive equation for normally consolidated clay, *Soils and Foundations*, JSSMFE, 14(4) : 55-73.
3. Akai, K., T. Adachi and N. Ando, 1975, Existence of a unique stress-strain-time relation of clay, *Soils and Foundations*, JSSMFE, 15(1) : 1-16.
4. 荒井克彦, 羽柴章司, 比川賢一, 町原秀夫, 1985, 異方壓密粘土 擧動의 時間效果에 關する 實驗, 第20回 土質工學研究 發表會, 土質工學會 : 409-410
5. Arulanandan, K., C. K. Shen and R. B. Young, 1971, Undrained creep behaviour of a coastal organic silty clay, *Geotechnique*, 21(4) : 359-375.
6. Atkinson, J. H. and P. L. Bransby, 1978, *The mechanics of soils, An Introduction to Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill.
7. Balasubramaniam, A. S., 1969, Some factors influencing the stress-strain behaviour of clays, Ph. D. Thesis, Cambridge University.
8. \_\_\_\_\_, 1974, A critical study of the uniqueness of state boundary surface for saturated specimens of Kaolin, *Geotechnical Engineering*, *Journal of Southeast Asian Society of Soil Engineering*, 5(1) : 21-38.
9. \_\_\_\_\_, 1975, A critical reappraisal of the incremental stress-strain theory for normally consolidated clays, *Geotechnical Engineering*, *Journal of Southeast Asian Society of Soil Engineering*, 6(1) : 15-32.
10. \_\_\_\_\_, R. P. Brenner, Z. Hasan and R. Chotivittayathanin, 1977, Stress-strain behaviour of stiff Bangkok Clay, *Proc. 9th Inter. Conf. on SMFE, TOKYO* : 31-38.
11. \_\_\_\_\_, A. R. Chaudhry, 1978, Deformation and strength characteristics of soft Bangkok Clay, *Jour. of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 104(GT9) : 1153-1167.
12. \_\_\_\_\_ and Hwang Zue-Ming, 1980, Yielding of weathered Bangkok Clay, *Soils and Foundations*, JSSMFE, 20(2) : 1-15.
13. \_\_\_\_\_, Y. G. Li, W. Uddin, H. Zue-Ming and A. R. Chaudhry, 1977, Application of critical state theories to the prediction of strains in triaxial specimens of soft Bangkok Clay, *Specialty Session 9, 9th Inter. Conf. on SMEF* : 11-20.
14. Campanella, R. G. and Y. P. Vaid, 1974, Triaxial and plane strain creep rupture of an undisturbed clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 11 : 1-10.
15. Cox, A. D., G. Eason and H. G. Hopkins, 1961, Axially asymmetric plastic deformation in soils, *Philosophical Trans. Royal Society (London)*, Ser. A. 254(1036) : 1-45.
16. Drucker, D. C., R. E. Gibson and D. J. Henkel, 1957, Soil mechanics and work-hardening theories of plasticity, *Trans. ASCE*, 122 : 338-346.
17. Finn, W. D. L. and D. E. Snead, 1973, Creep and creep rupture of an undisturbed sensitive clay, *Proc. 8th Inter. Conf. on SMFE*, 1.1 : 135-142.
18. Goldstein, M. N. and G. Ter-stepanian, 1957,

- The longterm strength of clays and depth creep of slopes, Proc. of the 4th Int. Conf. on SMFE, 2 : 311-314.
19. 向後隆道, 赤石勝, 外崎 明, 稲田倍穂, 1987, 飽和粘土の 載荷速度 効果とカムクレイ モデル, 第22回 土質工学 発表会, 土質工学会 : 403-404 .
  20. 栗原則夫, 1972, 粘土の クリープ 破壊に 関する 実験的 研究, 土木学会 論文報告集, 第 202号 : 59-71
  21. Ladd, C. C., 1964, Stress-Strain behaviour of saturated clay and basic strength principles, Research Report R64-17, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.
  22. Lo, K. Y., 1969, The pore pressure-strain relationship normally consolidated undrained clays, Canadian Geotechnical Journal, 6(40) : 383-412.
  23. Matsui, T. and T. Ito, 1977, Flow mechanism of clay-water system and microscopic meaning on shear parameters of soils, Proc., Spec. Session. 9, 9th Inter. Conf. on SMFE : 143-152.
  24. Mitchell, J. K., A. Singh and R. G. Campanella, 1969, Bonding, effective stress and strength of soil, Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE., 95(SM5) : 1219-1249.
  25. 村山朔郎, 柴田徹, 1956, 粘土の レオロジ 的 特性について, 土木学会論文集, 40号 : 1-31
  26. 村山朔郎, 関口秀雄, 上田貴夫, 1972, 粘土 の 応力緩和 特性について, Proc. Kansai Regional Meeting of JSCE, Japan, 3(1) : 1-4
  27. Murayama, S., 1977, Constitutive equations of soils, Proc. of the 9th Inter. Conf. on SMFE, 3 : 537-544.
  28. \_\_\_\_\_, and T. Shibata, 1958, On the rheological characters of clays, Part I, Bulletin No. 26, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ. : 1-43.
  29. \_\_\_\_\_, and T. Shibata, 1961, Rheological properties of clay, Proc. 5th Inter. Conf. on SMFE., 1 : 269-273.
  30. \_\_\_\_\_, 1964, Flow and stress relaxation of clays, Proc. IUTAM Symp, Grenoble, Springer-Verlag. : 99-129.
  31. \_\_\_\_\_, N. Kurihara and H. Sekiguchi, 1970, On creep rupture of normally consolidated clay, Disaster Prevention Research Institute, Annuals No.13B, Kyoto Univ. : 525-541.
  32. 小田美明, 三田地 利之, 1987, 正規壓密 粘土 の 応力緩和 特性について, 第 22 回 土質工 學研究 発表會, 土質工學會 : 465-466.
  33. Ohmaki, S., 1979, A mechanical model for the stress-strain behaviour of normally consolidated cohesive soil, Soils and Foundations, JSS-MFE, 19(3) : 29-43.
  34. Pender, M.J., 1977, A unified model for soil stress-strain behaviour, Proc. Spec. session 9, 9th Inter. Conf. on SMFE : 213-222.
  35. \_\_\_\_\_, 1978, A model for the behaviour of overconsolidated soil, Geotechnique, 28(1) : 1-25.
  36. Prevost, J. H. and K. Hoeg, 1975a, Effective stress-strain-strength model for soils, Jour. of the Geotechnical Engineering, ASCE, 101 (GT3) : 259-278.
  37. \_\_\_\_\_, 1975b, Soil mechanics and plasticity analysis of strain softening, Geotechnique, 25(2) : 279-297.
  38. Roscoe, K. H. and J. B. Burland, 1968, On the generalized stress-strain behaviour of wet clay, Engineering Plasticity, Cambridge University Press : 535-609.
  39. \_\_\_\_\_ and H. B. Porooshasb, 1963, A theoretical and experimental study of strain in triaxial tests on normally consolidated clays, Geotechnique, 13 : 12-38.
  40. \_\_\_\_\_, A. N. Schofield and A. Thrairajah, 1963, Yielding of clays in states wetter than critical, Geotechnique, 13 : 211-240.
  41. \_\_\_\_\_ and C. P. Worth, 1958, On the yielding of soils, Geotechnique, 8 : 22-53.
  42. Saito, M. and H. Uezawa, 1961, Forecasting the time of occurrence of a slope failure, Proc., 5th Inter. Conf. on SMFE, 1 : 315-318.

43. Sekiguchi, H., 1977, Rheological characteristic of clays, Proc. of the 19th Inter. Conf. on SMFE, 1 : 289-292.
44. Singh, A. and J. K. Mitchell, 1968, General stress-strain time function for soils, Jour. of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 94(SM1) : 21-46.
45. 管野高弘, 柳澤榮司, 1983, ひする 制御にする 粘性土の 平均主應力 一定三軸壓縮 試験について, 第 18 回 土質工學 研究發表會 : 403-404.
46. Walter, L. K., 1969, Secondary compression in the shear of clays, Jour. of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 95(SM1) : 167-188.
47. Yong, R. N. and R. D. Japp, 1969, Resonant behaviour of clays in dynamic compression, Vibration Effects on Earthquakes of soils and Foundations, ASTM, S T. P. 405, : 233-262, quoted by Ref. No. 3.