

## 현장계측사례를 통한 압밀특성 평가

### Assesment of Consolidation Characteristics by Field Instrumentation

송정락, CHUNG-RAK SONG\*  
 백승훈, SELUNG-HOON PAEK\*  
 오다영, DA-YOUNG OH\*\*

\*대우엔지니어링 지반공학부, Geotechnical Engineering Division, Daewoo Engineering Company Seoul  
 \*\*한국토지개발공사, Korea Land Development Cooperation, Seoul

#### SYNOPSIS

Assesment of consolidation characteristics of soft soil is very important in the project of soft soil improvement. In the design step, the consolidation characteristics of soil is determined by the laboratory tests (typically oedometer test), generally. But there is big differences between the condition of laboratory test and the condition of field(in situ). The differences results in the considerable difference between the predicted and measured consolidation behavior.

This article analyzed the consolidation data of the "SOFT SOIL IMPROVEMENT PROJECT of the 2nd Namdong Industrial Complex at Incheon". The project was improving the road way net work in the 2nd Namdong Industrial Complex by preloading and sand pile method. Field instrumentation was performed at 10 points which consist of pneumatic piezometers, magnetic probe extensometers, inclinometers and electronic dipmeter.

The results showed that there is big difference in the laboratory predicted consolidation behavior and field consolidation behavior. Also there was big difference in the settlement behavior and pore pressure behavior. This article investigated the above factors by comparing the settlement, pore pressure and strength at different conditions.

#### 1 서론

근래에 우리나라는 경제성장과 더불어 공업용지 및 주거용지의 수요가 날로 늘어나게 되어 경제적으로 수요자의 욕구를 충족시켜줄수 있는 해안용지 개발이 늘어나게 되었다. 해안용지는 바다에 인접하여 생산품 및 원료의 수송이 편리하며 지반의 표고차가 적어 대단위 공업단지와 주거용 택지 조성에 적합하다. 우리나라의 해안용지 개발은 주로 서.남해의 수심이 비교적 얕은 지역을 중심으로 활발히 시행되고 있으며 이 지역은 대개 점토질 실트, 혹은 실트질 점토로 이루어진 갯벌지역으로 지반의 공학적 특성이 대단히 불량한 상태이다. 따라서 공업용지 혹은 주택용지로 활용하기 위해서는 불량한 지반특성을 개량하여 양질의 지반으로 만들어야 한다.

공학적 특성이 불량한 연약지반을 개량하는 공법은 물리적, 화학적 및 전기적 공법등 여러가지가 있으나 경제성, 기술수준, 환경오염성등을 고려하여 우리나라에서는 주로 물리적 개량공법이 널리 적용되고 있다. 물리적 개량공법에서도 주류를 이루는 것은 선행압밀하중(Pre-Loading)공법, 샌드파일(Sand Pile)공법, 샌드컴팩션파일(Sand Compaction Pile)공법, 페이퍼드레인(Paper Drain)공법 등이 있다. 이러한 각 공법들은 각각 공학적으로 타당성 있는 이론에 근거하며, 설계 또한 이러한 이론에 근거하여 수행된다. 그러나 실제로 시공 현장에서 관측되는 자료들은 설계시 예상한 바와 다른 경우가 대부분이다. 이러한 이론과 실제의 차이를 극복하기 위한 노력으로서 근래 현장계측이 활성화 되어, 현장 계측결과를 시공에 반영하여 시공의 효율성, 안전성, 경제성등을 도모하기에 이르렀다.

본 고는 인천 남동공단 2 단계 조성공사 연약지반 개량공사시 시행된 현장계측 및 실내시험 결과를 이용하여 실내시험에 의해 예측된 압밀특성과 실제 현장에서 관측된 압밀특성을 검토하여 인천 남동공단 2 단계 지역의 압밀특성을 재평가하였다

#### 2 사업개요

##### 2.1 현장개요

본 고의 대상지역은 인천 남동공단 2 단계 지역으로 원래 갯벌 혹은 염전지역이었던 약 200만평의 해안 지역을 매립하여 현재 경공업단지가 조성되어 있다(그림 1 참조). 본 지역의 연약지반은 대체로 해성점토로 이루어져 있으며 그 특성은 그림 2 와 같다. 매립재료로는 부근지역의 산토가 이용되었으며, 공업단지 내의 도로에 대하여는 연약지반 처리공사가 시행되었다. 연약지반 처리 공사는 연약층의 침도가 비교적 얕아 Pre-loading 공법

만으로 소정의 개량효과를 얻을수 있는 지역은 Pre-loading 공법 단독 그리고 연약층의 침도가 깊어 Pre-loading 공법 단독으로는 허용된 기간내에 개량효과를 얻을수 없는 지역은 Pre-loading 공법 + Sand Pile 공법으로 시공되었다.

##### 2.2 현장계측 개요

연약지반 처리는 실내시험 결과를 이용하여 설계되었으며, 설계시의 조건과 실제조건의 차이를 극복하기 위하여 현장계측이 시행되었다. 현장계측 항목은 증별침하계(Magnetic Probe Extensometer), 간극수압계(Pneumatic Piezometer), 경사계(Inclinometer), 수위계(Electronic Dipmeter)의 4 개 항목이 시행되었다. 4 가지의 계측기의 설치위치는 주로 도로성토부의 끝단에 배치하여 시공장비 운행에 지장이 최소화되도록 하였다(그림 3 참조). 그러나 도로와 길은 지하중에서는 중앙부와 끝단부의 응력상태가 달라 발생되는 침하량이 달라질 것을 대비하여 1개 지점에 대하여 도로의 중앙부와 끝단부에 모두 증별침하계를 배치하였다. 지하수위계는 성토하중에 의하여 과잉간극수압이 발생치 않을 정도의 충분한 거리를 이격하여 설치되었다(그림 3 참조).

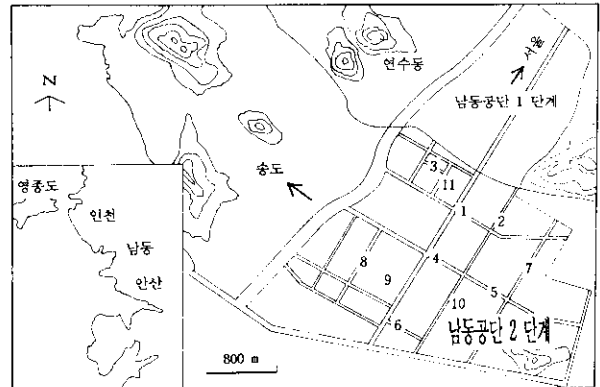


그림 1, 사업대상지역

본 지역에서 실시된 현장계측은 층별침하계 12개소, 간극수압계 12개소, 지하수위계 10개소, 경사계 10개소에 대하여 실시되었으며, 본 고에서 사용된 자료는 층별 침하계, 간극수압계 및 지하수위계 자료를 사용하였다. 계측기의 위치별 세부사항은 표 1과 같다.

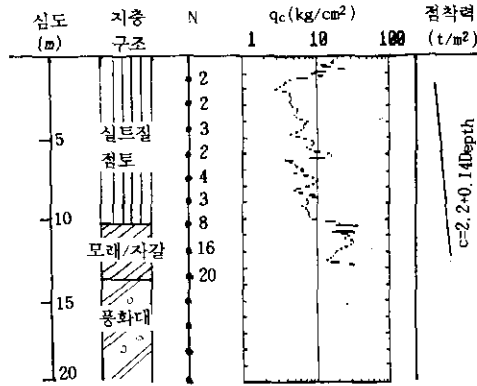


그림 2, 연약지반의 특성

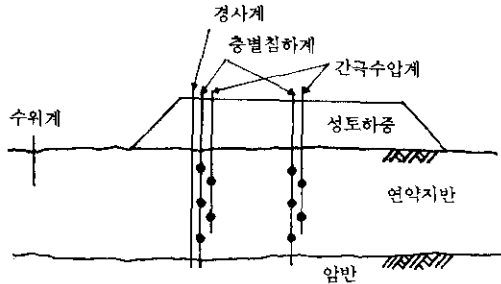


그림 3 계측기 배치도

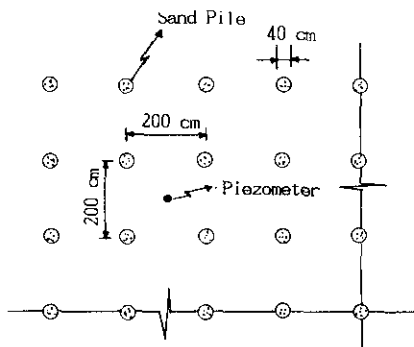


그림 4. Sand Drain 시공지역 계측기 배치 평면도

계측기 설치위치중 M<sub>1</sub>, M<sub>4</sub>, M<sub>5</sub>, M<sub>6</sub> 지역은 Sand Drain이 설치된 위치로, 이 지역에서 계측기의 단면상 설치위치는 그림 3과 같으나 평면상으로는 Sand Drain (2 m x 2 m 격자형) 사이의 가운데 지점에 설치되었다. (그림 4 참조)

본 지역에서 실시된 현장계측은 층별침하계 12개소, 간극수압계 12개소, 지하수위계 10개소, 경사계 10개소에 대하여 실시되었으며, 본 고에서 사용된 자료는 층별 침하계, 간극수압계 및 지하수위계 자료를 사용하였다. 계측기의 위치별 세부사항은 표 2와 같다.

표 1. 계측기 매설현황

계측기번호	설치심도 (m)	비고
M <sub>1</sub>	층별침하계 2.5, 7.5, 12.0	Sand Pile + Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 2.5, 8.5, 12.8	
M <sub>2</sub>	층별침하계 4.0, 8.4	Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 6.0, 9.0	
M <sub>3c</sub>	층별침하계 1.2, 7.0	Pre-loading 길 중앙
	간극수압계 3.0	
M <sub>3s</sub>	층별침하계 2.0, 5.0	Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 3.0	
M <sub>4</sub>	층별침하계 2.5, 5.5, 9.0	Sand Drain + Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 3.5, 8.2, 11.0	
M <sub>5</sub>	층별침하계 3.5, 5.0	Sand Drain + Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 4.7, 6.5	
M <sub>6</sub>	층별침하계 4.5, 8.0	Sand Drain + Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 6.5	
M <sub>7</sub>	층별침하계 2.0, 7.0, 14.0	Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 4.5	
M <sub>8</sub>	층별침하계 5.0	Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 4.0, 9.0	
M <sub>9</sub>	층별침하계 5.0, 8.0	Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 3.0, 8.5	
M <sub>10</sub>	층별침하계 3.0, 11.0	Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 4.8	
M <sub>11</sub>	층별침하계 2.0, 6.0	Pre-loading 길 가장자리
	간극수압계 3.5	

\*경사계 및 지하수위계는 M<sub>3c</sub>, M<sub>11</sub>를 제외한 전지역에 설치됨

### 3 압밀이론

압밀이론에는 압밀과정중 지반의 압밀특성이 변하는 것을 고려하는 "소변형률(small strain)" 압밀이론과 이를 고려하지 않는 "미소(극소) 변형률 (infinitesimal strain)" 압밀이론이 있으나, 준설매립 지반등과 같이 압밀과정중 지반의 압밀특성이 현저히 변하는 경우를 제외하고는 "미소 변형률" 개념의 압밀이론이 그 적용성이 용이하여 널리 적용되고 있다. "미소 변형률" 개념의 압밀이론의 가장 대표적인 것으로는 Terzaghi 압밀이론<sup>14)</sup>이 있으며, 본 고에서는 Terzaghi 압밀이론을 이용하여 압밀자료를 해석한다.

#### 3.1 압밀침하량 산정

Terzaghi 1차원 압밀방정식을 수정한 Schwertmann(1955)<sup>15)</sup>의 압밀침하량 산정식은 다음과 같다.

-정규압밀토

$$S = \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (1)$$

여기서,

- S = 침하량
- C<sub>c</sub> = 압축지수
- H = 압밀층 두께
- e<sub>0</sub> = 초기 간극비
- P<sub>0</sub> = 유효 상재하중
- ΔP = 성토하중 (혹은 압밀하중)

-과압밀토

$$S = \frac{C_r}{1+e_0} H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \quad (2)$$

$$S = \frac{C_r}{1+e_0} H \log \frac{P_c}{P_0} + \frac{C_c}{1+e_0} H \log \frac{P_c + \Delta P}{P_c} \quad (3)$$

여기서,  
 $C_r$  = 재압축 지수  
 $P_c$  = 선행압밀 하중

3.2 압밀소요시간 산정법

압밀에 소요되는 시간은 Terzaghi 압밀이론에서 압밀의 속도를 표시하는 변수인 압밀계수의 함수이며 압밀계수는 식 (4) 와 같이 표시된다.

$$C_v = \frac{T_v \cdot H^2}{t} \quad (4)$$

여기서,  
 $C_v$  = 수직방향 압밀계수  
 $T_v$  = 수직방향 시간계수 : 압밀도 U의 함수  
 $H$  = 배수거리  
 $t$  = 소요시간  
 $U$  = 압밀도 =  $(S_{100} - S_t) / (S_{100} - S_0)$   
 $S_{100}$  = 100 % 압밀침하량 :  $e - \log t$  곡선에서 취함  
 $S_t$  = 임의의 시간 t에서의 침하량  
 $S_0$  = 압밀시작 시점(0% 압밀)에서의 침하량

3.3 강도증가 예측방법

압밀축진공법에 의한 지반 개량시 지반의 강도증가 예측방법은 유효응력 개념에 의한 방법과 전응력 개념에 의한 방법이 있다.

· 유효응력개념에 의한 방법 ( $\phi$  법)

유효응력 개념에 의한 방법은 식 (6)과 같은 유효응력 개념에 의한 지반의 강도정수를 사용한다.

$$\tau' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (6)$$

여기서,  
 $\tau'$  = 유효응력 개념에 의한 전단강도  
 $c'$  = 유효응력 개념에 의한 점착력  
 $\sigma'$  = 유효 수직응력  
 $\phi'$  = 유효응력 개념에 의한 내부 마찰각

대부분의 경우  $c' = 0$  이므로 식 (6)은 다시 식 (7)과 같이 된다.

$$\tau' = \sigma' \tan \phi' = \gamma' h \cdot \tan \phi' \quad (7)$$

여기서,  
 $\gamma'$  = 지반의 유효 단위중량  
 $h$  = 심도

식 (7)에서 선행압밀하중이 재하되어 압밀이 발생하면  $\sigma'$  이 커지게 된다. 즉 어느 시점에서의  $\sigma'$  은 초기 지반이 받고 있던 유효상재하중  $P_0$  과 선행 압밀하중x압밀도의 합에 해당하는 유효응력이 된다. 이를 식으로 표시하면 식 (9)와 같다.

$$\tau' = \sigma' \tan \phi' \quad (9)$$

$$\tau' = (P_0 + \Delta P \cdot U_t) \cdot \tan \phi' \quad (10)$$

여기서,  
 $U_t$  = 시간 t에서의 압밀도

식 (6) - (10)은 선행압밀하중이 강도증가에 미치는 효과는 지반의 깊이가 커질때 기대되는 효과와 동일함을 알수있다. 또한 식 (6) - (10)은 유효응력에 의한 지반의 강도정수를 사용하므로 이 방법을 사용하기 위하여는 CU 혹은 CD 시험결과가 있어야 한다.

· 전응력 개념에 의한 방법 (c 법)

지반의 강도는 본래 유효응력의 증감에 따라서만 좌우되므로 전응력 개념에 의하여 압밀후 지반의 강도증가를 해석하는 것은 논리적으로 바람직한 방법은 아니다. 그러나 전응력 개념에 의하여 압밀후 지반의 강도증가를 해석하는 방법은 유효응력개념에 의한 방법보다 간단하며, 요구되는 토질정수도 UU (비압밀-비배수) 상태의 삼축압축시험 결과로서 충분하므로 일반적으로 널리쓰인다. 전응력 개념에 의하여 압밀후 지반의 강도증가를 해석하는 방정식은 식 (11)과 같다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (11)$$

전응력 개념에서 흙의 내부 마찰각  $\phi = 0$  이므로 식 (11)은 식 (12)와 같이 된다.

$$\tau = c \quad (12)$$

식 (12)에 지반의 깊이가 깊어짐에 따라 비배수 전단강도가 증가되는 현상을 고려하면 식 (12)는 식(13)과 같이 변형된다.

$$\tau = c + (c/p) \cdot \Delta P \quad (13)$$

여기서,  
 $(c/p)$  = (점착력/구속압력) = (점착력/ $\gamma' h$ )  
 $\Delta P$  = 깊어짐에 따라 커지는 구속압력

압밀하중  $\Delta P$ 가 재하되면 시간의 흐름에 따라 압밀도x $\Delta P$  만큼 지반이 압밀하중을 받으므로 식 (13)은 식(14)와 같이 변형된다.

$$\tau_t = c + (c/p) \cdot \Delta P \cdot U_t \quad (14)$$

본 지역의 설계시점에서는 UU 시험만 수행되었으므로 식 (14)를 사용하여 압밀에 따른 지반의 강도증가를 예측한다.

4 현장계측 결과 및 분석

현장계측에 의하여 얻어진 침하량과 간극수압의 전형적인 결과는 그림 5 와 같다. 그림 5 에서 과잉간극수압은 간극수압 측정치에서 지하수위계에 의하여 측정된 정수압을 감(-)하여 계산되었다.

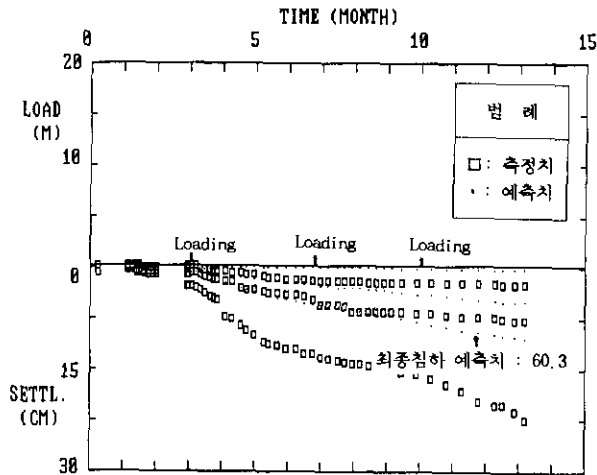
4.1 설계시 예측치와 현장 실측치의 비교

그림 5 는 침하자료와 과잉간극수압 자료에 대해 실내시험결과로부터 설계시 예측한 값과 현장에서 실제 측정된 값을 비교하고 있다. 이로부터 실제 발생된 침하량은 설계시 예측된 값의 1/2 수준이며, 설계치 목표 압밀도인 80 % 압밀에 소요되는 시간 또한 설계시 예측된 값에 비해 현저히 적음을 알수 있다. 식 (1) - (5)에서 침하의 절대량을 지배하는 것은 압축지수( $C_c$ )이고, 침하의 발생속도를 지배하는 것은 압밀계수( $C_v$ )임을 감안하면, 그림 5 와 같이 설계시 예측치와 실측치가 현저히 차이를 나타내는 것은 설계시에 결정된 압축지수와 압밀계수가 실제현장의 압축지수 및 압밀계수와 현저한 차이가 있다는 것을 나타낸다.

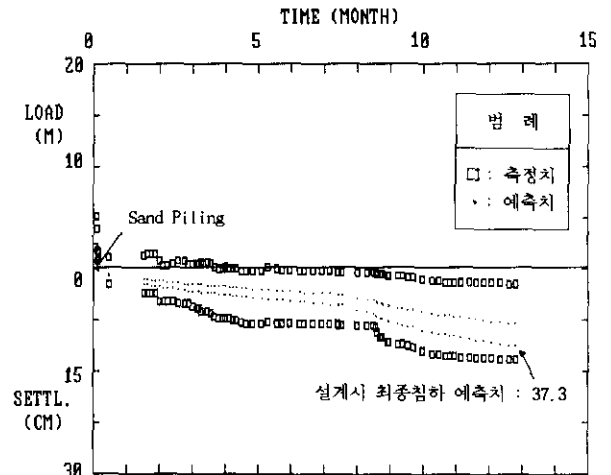
- 침하량의 차이

이와 같은 현상중 침하량의 차이에 대하여 다음과 같이 그 원인을 고찰하여 보았다.

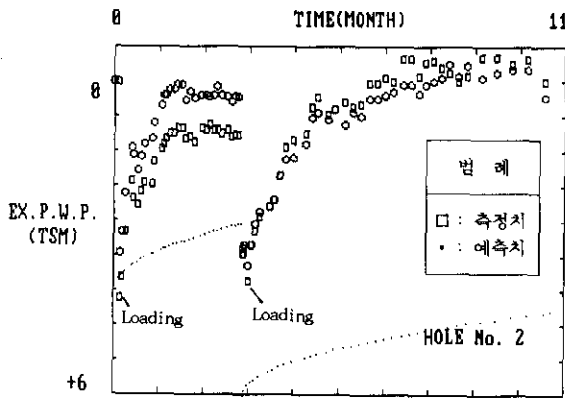
- ①. 일반적으로 실내 시험용 시료는 다른 지역보다 연약한 층에서 채취되므로 실내에서 얻어지는 압축지수 값이 실제 지반을 대표하는 값보다 크다. 따라서 설계시 예측되는 값이 실측치보다 커진다.
- ②. 도로 성토하중은 유한한 폭을 가진 대상하중(strip load)이므로 성토하중은 지중에 분산되어 하중강도가 낮아진다. 따라서 실측되는 값이 설계시 예측되는 값보다 작아진다.
- ③. 설계시 예측된 침하량은 1 차원 압밀이론이 적용되어 제방의 가운데 부분의 침하량은 나타내나, 실제 계측이 수행된 위치는 제방의 가장자리 부분에서 가운데 부분보다 성토하중에 의한 수직 응력이 작게 작용할 수 있다. 따라서 실측되는 값이 설계시의 예측치보다 작아지게 된다.
- ④. 설계시 예측은 1 차원 압밀이론에 의하여 산정되나 실제 현장상정은



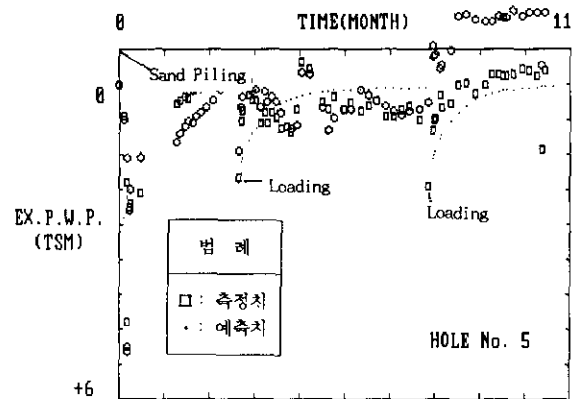
(a) Sand Pile 미시공 지역의 침하



(b) Sand Pile 시공 지역의 침하



(c) Sand Pile 미시공 지역의 과잉간극수압



(d) Sand Pile 시공 지역의 과잉간극수압

그림 5. 전형적 계속결과

2 차원 압밀에 보다 가깝다. 따라서 실측되는 값이 설계시 예측치보다 작아지게 된다.

⑤. 현장의 연약지반 표면에는 하부 지반보다 딱딱한 Dry Crust 가 형성되어 있다. 따라서 실측되는 값이 설계시 예측치보다 작아지게 된다.

상기 원인중 ① 번 항목은 Balasbramian & Brenner (1981)<sup>8)</sup>에 의하여도 보고된바 있으며, 본 현장에서 그 가능성이 매우 큰것으로 판단되나 정량적으로 확인할 수는 없었다. ②, ③ 번 항목은 본 지역의 대상하중에 대하여 Boussinesq(1885)의 지중응력 분포이론에 의하여 하중에 분산되는 응력을 조사하여 본 결과, 하중 분산효과에 의하여 계속기 설치위치에 대하여 응력 감소효과는 1 - 2 \* 에 불과한 것으로 나타나 이로 인한 영향은 미미한 것으로 판단된다. ④ 항은 수치해석 기법에 의하여 정밀하게 검토될수 있으나 이는 본 연구의 범위를 넘어서므로 본 고에서는 Skempton & Bjerrum(1957)<sup>17)</sup>의 해법을 이용하여 이 영향을 검토한다. Skempton & Bjerrum(1957)은 대상하중의 경우 압밀침하량은 식 (15)와 같이 보정될수 있다고 하였다.

$$S_c = \mu \cdot S_{oed} = [A + \alpha \cdot (1-A)] \cdot S_{oed} \quad (15)$$

여기서,

- $S_c$  = 대상하중에 대한 침하량
- $\mu$  = 조정계수
- $S_{oed}$  = 일축압밀시험기(oedometer)에 의한 침하량
- $A$  = Skempton의 간극수압계수
- $\alpha$  = 대상하중의 폭 및 압밀층의 두께에 의해 결정되는 상수

식 (15) 에서 정규압밀토의 경우  $\mu$ 는 0.8 - 1.0 정도이므로 본 현장의

현장 압밀침하량은 설계시 예측된 압밀 침하량의 약 80% - 100% 정도가 될을 추정할수 있다. ⑤ 번 항목은 Dry Crust 의 두께에 비해서 성토폭이 2 - 4 배 이상이면 Dry Crust 의 영향이 거의 없다는 기존 연구결과가 있으며 (Feda, 1978)<sup>9)</sup> 본 연구에의 성토폭은 약 20 m - 50 m 이고 Dry Crust 의 두께가 약 1 m 정도임을 고려하면 Dry Crust 의 영향은 거의 없는 것으로 판단된다. 따라서 종합적으로 판단할때 ① 번 항목 및 ④ 번 항목이 가장 큰 원인인 것으로 판단된다.

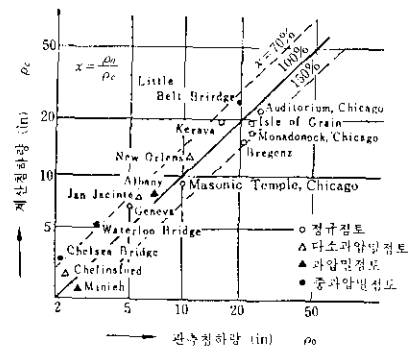


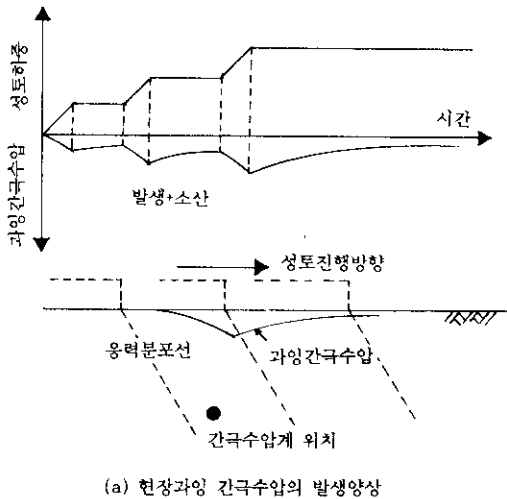
그림 6 계산 침하량과 실측 침하량

그림 6에서 McDonald & Skempton(1955)<sup>13)</sup>에 의하면 실측침하량이 계산침하량의 약 0.7 - 1.5 배의 범위를 가지는 것으로 나타나 본 연구와 유사한 현상을 보이고 있다.

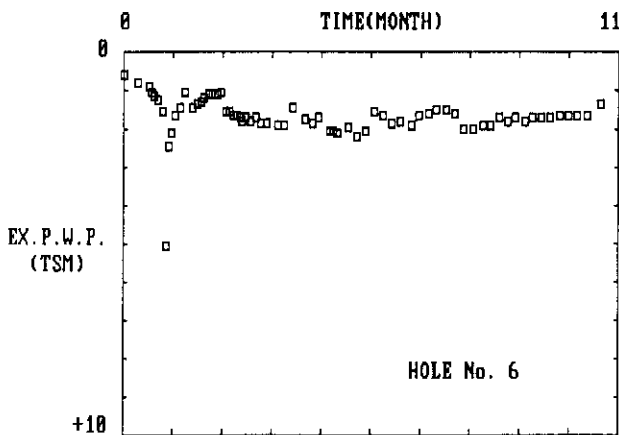
- 과잉간극수압 크기의 차이

Terzaghi 압밀이론에 의하면 과잉간극수압은 초기에 성토하중과 같은 크기로 시작하여 시간이 경과함에 따라 소산된다. 그러나 그림 5.b 에서 실측된 초기 과잉간극수압은 Terzaghi 압밀이론에 의한 초기 과잉간극수압보다 현저히 작으며 이는 현장과 실내에서의 하중재하 방식차이에 의한 것으로 판단된다.

즉 실내의 일축압축시험에서는 주물 이용하여 재하하므로(물론 유압식으로 서서히 압력을 증가시키는 방식도 있다.) 전체하중이 순간적으로 재하되어, 경과 시간 t=0 에서의 과잉간극수압은 재하된 하중과 같아질수 있다. 그러나 현장에서의 성토하중은 일순간에 재하될수 없고 덤프트럭 혹은 불도저에 의해 서서히 증가된다. 즉 하중이 재하되면서 한편에서는 과잉간극수압이 소산되는 현상이 발생한다. 따라서 한단계 하중이 완료된후의 과잉간극수압은 성토하중보다 작게된다. 또한 Balasbramaniam et al.(1985)<sup>17)</sup>은 연약층 표면에 Dry Crust 가 존재하는 경우 처음 얼마간의 하중은 Dry Crust 가 저항할수 있으므로 이 구간에서의 간극수압은 예측치보다 작아진다고 하였다. 특히 간극수압계가 매설된 직 상부에 성토되는 성토하중뿐만 아니라 간극수압계와 인접한 거리에서 성토하는 경우에도 그림 7 같이 과잉간극수압이 발생 및 소산되므로 실측되는 초기 과잉간극수압이 Terzaghi 압밀이론에 의하여 예측되는 과잉간극수압보다 작은 것이 당연하다.



(a) 현장과잉 간극수압의 발생양상



(b) 현장과잉 간극수압의 실제 측정예

그림 7. 현장시공상황을 고려한 과잉간극수압

그러나 현장에서 측정된 과잉간극수압이 Terzaghi 압밀이론에 의하여 예측된 값보다 반드시 작은 것은 아니며, 식 (16) 에 의하면 현장에서 측정된 값이 더 커질수 있다.

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (16)$$

여기서,

- $\Delta \sigma_3$  = 최소 주응력의 변화량
- $\Delta \sigma_1$  = 최대 주응력의 변화량
- A, B = Skempton의 간극수압계수

실내의 일축압밀시험의 경우 A=B=1 인 관계를 기본가정으로 하므로,  $\Delta u = \Delta \sigma_1$  이 된다. 그러나 현장에서는 B=1 인 상태가 유지되나, A=1 인 상태는 유지되지 않을수도 있다. A 는 응력상태에 따라 변화되나 Skempton(1945)<sup>16)</sup>에 의하면 파괴시의 A 값은 대개 표 2 의 범위를 가지는 것으로 보고되었다.

표 2. A 값의 범위(After Skempton(1945)<sup>16)</sup>)

Type of Clay	A
Clays of high sensitivity	0.75 - 1.5
Normally consolidated Clays	0.5 - 1.0
Compacted sandy clays	0.25 - 0.75
Lightly over-consolidated Clays	0.0 - 0.5
Compacted clay-gravels	-0.25 - 0.25
Highly over-consolidated clays	-0.5 - 0.0

표 2 는 예민한 해성점토의 경우 A 값이 1 보다 큰 경우도 있어 식 (13) 의 간극수압증분이 Terzaghi 압밀이론에 의한 값보다 커질수도 있음을 나타내고 있다. 그러나 A 값은 거의 대부분 1 보다 작은 것으로 관측되어(표 3 참조), 실제로 현장측정 과잉간극수압은 예측되는 과잉간극수압보다 대부분 작게 나타나게 된다.

표 3. A 값의 범위(After 송정락(1991)<sup>3)</sup>)

연구자	A <sub>r</sub>	비고
Skempton(1954)	0.75 - 1.5	Highly Sensitive Clay
Skempton(1954)	0.5 - 1.0	Medium Sensitive Clay
Battaglio et al.(1981)	0.9 - 1.0	Clay
Herkel(1956)	0.9 - 1.0	Weald Clay
Tavenas(1978)	1.0	Champlain Clay
Fisher et al.(1978)	0.6	Drammen Clay
Crooks & Graham(1976)	0.4 - 1.0	Belfast Estuarine Deposit
이용현 외 (1985)	0.9 - 1.2	울산만 점성토

Sand Pile 이 시공된 지역들에서는 Terzaghi 압밀이론에 의하여 과잉간극수압을 예측할수 없다. 그림 5.b 를 살펴보면 Sand Pile 이 시공된 시점에서 급격한 증가를 보이고 있으며 이러한 간극수압의 증가는 공동확장이론에 의하여 효과적으로 예측될수 있다고 보고되었으며(송정락, 1991)<sup>3)</sup>, 본 현장의 경우 Sand Pile 향타시의 과잉간극수압은 식 (17)의 범위에 든다고 보고되었다.

$$\Delta u = P(r/a)^n + Q(r/a) \quad (\text{단 } 8 < r/a < 15 \text{ 인 범위}) \quad (17)$$

여기서,

- r/a = Sand Pile 중심으로부터의 거리/Sand Pile 의 반경
- n = 반대수지 상에서  $\Delta u$  와 (r/a) 관계도의 기울기 = 0.89 (보통 예민한 점토의 경우)
- = 2.89 (매우 예민한 해성점토의 경우)
- P = 상수 = 1 (보통 예민한 점토의 경우)
- = 1000 (매우 예민한 점토의 경우)

- Q = 상수
- = 3 (보통 예민한 점토의 경우)
- = 6.5 (매우 예민한 해상점토의 경우)

본 현장에서 계속된 간극수압들은 그림 8 에 나타난바와 같이 다른 현장에서 측정된 계속결과들과도 잘 일치하는 것으로 나타났다.

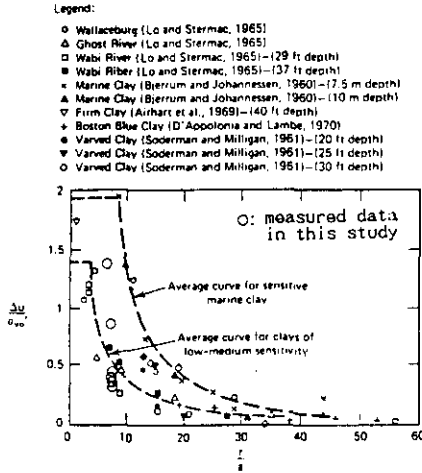


그림 8. Sand Pile 항타시의 간극수압증가

- 침하 및 간극수압 소산 속도의 차이

그림 5 는 실내에서 Oedometer를 이용한 압밀계수 시험치는 현장계측에 의한 값보다 현저히 느린 양상을 나타내고 있다. 이와 같은 현상은 전형적인 현상으로 여러군현 8, 14) 들에 보고된바 있으며, 이는 다음과 같은 사유에 기인하는 것으로 판단된다.

- ①. 실내 시험용 시료는 시추중 가장 취약하다고 판단되는 층에서 채취된다(안전측 설계를 위하여). 연약지반에서 가장 취약한 층은 일반적으로 점토함유량이 가장 많다. 따라서 실내에서 측정되는 압밀소요 시간은 현장에서 측정되는 값보다 커지게 된다.
- ②. 실제 현장에서는 많은 모래층등이 존재할 수 있다. 퇴적되어 형성된 지반에서는 시간별토 성질이 다른 층이 퇴적될수 있으며, 연약한 점토질 실트층의 사이사이에 고운 모래층등이 존재할수 있다. 모래층은 점토질 실트층에 비하여 투수계수가 현저히 크며, 모래층이 수평으로 연속되어 있을 경우, 일단 점토층을 빠져나온 간극수는 모래층속에서 거의 자유롭게 가깝게 흘러나갈수 있다. 즉 점토질 실트층에서는 수직배수가, 모래층속에서는 수평배수가 이루어져 배소거리가 현저히 단축되는 효과가 있다. 따라서 실제 압밀에 소요되는 시간이 실내 시험에 의해 예상되는 시간보다 작아지게 된다.
- ③. 실제 현장에서의 압밀 조건은 1차원 압밀보다는 2차원 압밀 조건에 가깝다(수평배수가 지배적). 따라서 실제 발생하는 압밀은 실내에서 예측되는 값보다 빨리 발생한다.

Oedometer를 이용한 실내시험의 경우 수평배수는 거의 무시될 정도로 미미한 정도이나 도로성토와 같은 제방하중에 대하여는 수평배수는 무시될수 없을수 있다. 본 연구의 대상지역은 성토의 폭에 비하여 연약층의 두께가 1/5 - 1/2 정도로서 1 차원 압밀조건에 심하게 위배되지는 않을것으로 판단되나 2 차원 압밀이 보다 현장상태와 유사한 것임은 기자의 사실이다. 따라서 실제 현장에서 관측되는 자료들에 의한 압밀계수는 2 차원적인 압밀현상을 반영하고 있으므로 1 차원적으로 시험된 실내시험에 의한 압밀계수보다 커지게 된다. 특히 현장의 실제지반내부에 많은 모래층등이 존재한다면 수평배수가, 수직배수보다 우월하게 발생할수 있다. Hansbo(1987)<sup>10)</sup>는 수직배수재가 설치된 경우 수평압밀계수가 수직압밀계수의 3 배이면 압밀시간이 1/2 로 당겨질수 있음을 보고하였다.

본 현장에서는 현저한 모래층등이 관측되지는 않았으나 시험굴에서의 면밀한 관찰 결과 두께 약 1 mm 이내의 얇고 고운 모래층이 상당량 존재하는 것으로 확인되었다.

4.2 침하특성과 강도증가 특성의 비교

Pre-loading 공법을 이용한 연약지반 개량의 가장 큰 목적은 압밀에 의하여 장래 발생할 침하를 미리 발생시켜 장래 설계하중에 대한 잔류침하를 줄이고, 아울러 지반의 강도를 증가시켜 구조물의 안전성을 향상시키는 것이다(그림 9 참조).

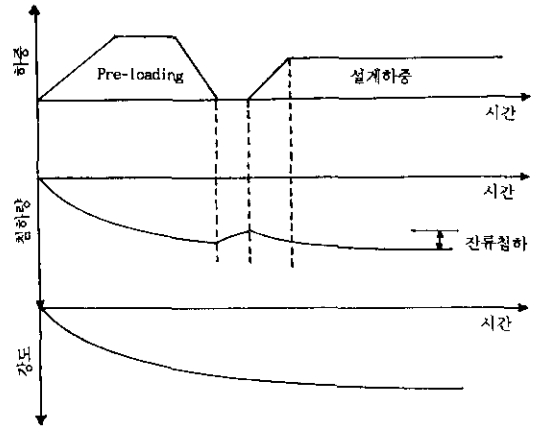


그림 9. Pre-loading 공법을 이용한 지반의 잔류침하 감소 및 강도증가

그러나 현장 실무 기술자들 사이에서는 Pre-loading 공법 적용시 지반의 강도가 설계시의 예상치에 현저하게 못미치는 것으로 알려져 있다. 본 고의 대상지역에서의 지반의 강도증가 예상치 및 실측치는 그림 10 에 나타난 바와 같다.

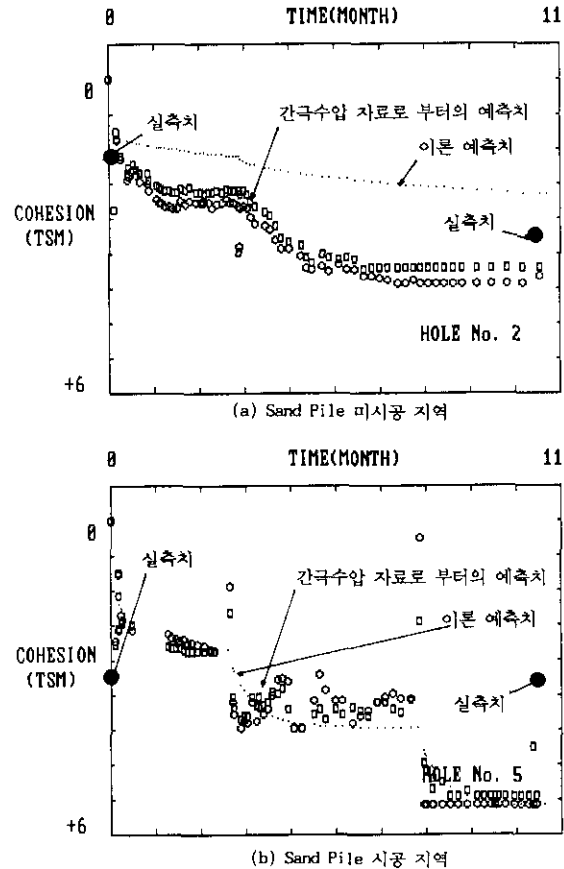
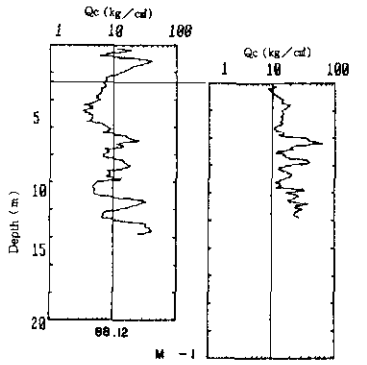
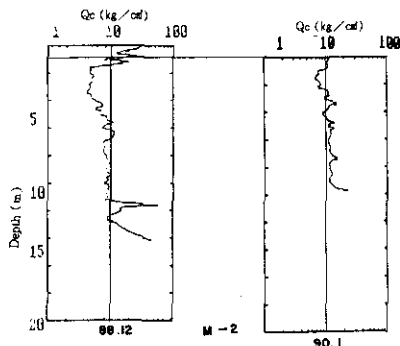


그림 10. Pre-loading 에 의한 지반의 강도증가

그림 10 은 본 현장에서 지반의 강도증가는 식 (14) 에 의해 예측된 값과 유사하게 나타남을 보여준다. 그러나 표면으로부터 깊어질수록 강도증가가 뚜렷치 않은 현상은 그림 11 의 화란식 원추형 콘 관입시험 결과를 통하여 알 수 있다.



(a) Sand Pile 시공 지역



(b) Sand Pile 미시공 지역

그림 11. 심도별 강도증가 현상

본 고에서는 이와 같은 현상에 대하여 다음과 같이 그 원인을 고찰하여 보았다.

- ①. 식 (14)를 적용하여 증가된 점착력을 계산할시 (c/p)를 과다하게 적용하였다.
- ②. 연약층의 하부는 상부에 비교하여 압밀도가 떨어진다.

일반적으로 알려져 있는 c/p 는 정규압밀도의 경우 0.25 근방이다. 그러나 UU 삼축압축시험에 의하여 c/p = 0.25 근방을 얻기는 매우 어려워 정확한 c/p 의 산정을 위해서는 CU 혹은 CD 시험에 의하여 얻어진 tanφ 를 사용하여 한다 (UU 개념에서 c/p 는 CU 개념에서 tanφ 임을 상기할것). 연약한 점토 지반에서 CU 혹은 CD 시험에 의하여는 c/p 값이 정상적인 범위를 나타내나 UU 시험에 의하여는 c/p 값이 매우 작은 값을 나타내는 것은 지반이 과소압밀된 상태이거나, 시료 채취 및 시험시 시료의 교란이 원인이므로 판단된다. 과소 압밀상태 지반이 Pre-loading 에 의해 압밀될 경우의 c/p 는 정규압밀 상태 지반의 c/p 에 비하여 달라질바가 없으므로 과소 압밀 상태로 판단되는 지반의 경우에도 c/p = 0.25 (φ=15° 에 해당)를 적용하는 것이 타당할 것으로 판단된다. 따라서 ①에 의한 영향은 아닌것으로 판단된다.

연약층의 하부가 상부에 비교하여 압밀도가 떨어지는 것은 여러 토질공학 교과서에 나타나 있다. 이는 연약층 하부는 상부에 비해 배수거리가 상대적으로 길어, 과잉간극수가 소산되는 시간이 상대적으로 많이 소요되기 때문이다. 본 연구에 사용된 간극수압 자료의 경우 얇은 깊이에 돌린 간극수압계와 깊은 곳에 돌린 간극수압계의 과잉간극수압 소산속도가 현저한 차이는 나지 않으나 깊은 곳에 돌린 간극수압계가 약간 낮은 과잉 간극수압

소산양상을 나타내고 있어 이러한 현상을 유추할수 있다. 특히 Sand Pile 이 시공된 지역에서는 과잉간극수압의 소산양상이 상부 및 하부에서 거의 같은 현상으로 미루어 배수거리에 따른 압밀도 차이로 인한 강도증가 차이는 타당한 것으로 판단된다. 따라서 ②의 영향이 보다 큰것으로 판단된다.

이 현상은 본 지역에서 시행된 그림 11 의 화란식 원추관입시험 결과로부터 보다 뚜렷이 나타난다. 그러나 비교한 시료에 대한 실내시험에 의하여 는 뚜렷이 나타나지 않았다. 실내 시험용 시료는 불연속적인 특정 깊이에서 채취되며, 시험이 수행되기까지 어느 정도의 교란을 받게되나 화란식 원추형콘 관입시험은 지표로부터 연약층 바닥까지 연속적으로 완전한 불교란 시료에 대하여 관입저항치를 측정하기 때문이다.

이로부터 연약지반의 압밀에 따른 강도증가 현상을 확인하기 위하여는 실내시험에 의하기 보다는 화란식 원추콘 관입시험과 같은 현장시험이 더 유용하다는 것을 알 수 있다. 이용현(1985)<sup>4)</sup> 화란식 원추콘 시험 이외에 현장 Vane 시험도 이러한 목적으로 유용하게 쓰일수 있음을 보고한바 있다. 본 연구에서 사용된 화란식 원추콘 은 관입부 단면적이 10 cm<sup>2</sup> 인 표준장비이 였으나, 관입부 단면적이 보다 큰 연약지반 전용의 화란식 원추콘 을 이용할 경우 그 결과는 보다 양호할 것으로 예상된다.

지반의 강도증가를 확인하기 위한 방법으로 표준관입시험(Standard Penetration Test)도 사용되었으나 연약지반의 강도증가 현상을 파악하기에는 부적합한 것으로 나타났다. 이러한 현상은 본 지역과 같은 연약지반의 경우 표준관입저항치는 표준관입시험의 정밀도에 의해 구별되는 범위 밖이기 때문으로 판단된다. 즉 표준관입시험에 의해서는 연약지반이 개량되기 전과 원후의 차이를 구별할 수 없었다.

그림 11 은 또한 Sand Pile 이 시공된 지역에서는 시공되지 않은 지역보다 깊은 심도까지 보다 균질하게 개량되는 것을 나타내어, Sand Pile 시공 지역이 설계시 예상보다 양호한 개량을 가져오는 것을 알 수있다.

#### 4.3 침하특성과 과잉간극수압 소산특성의 비교

Terzaghi 압밀이론에서는 압밀하중에 의한 과잉간극수압이 소산되는 과정을 압밀이라고 정의하고 있으며, 이 과잉간극수압이 완전히 소산되는 시점을 압밀이 완료되는 시점으로 정의한다. 또한 Terzaghi 압밀이론에서는 과잉간극수압이 소산되는 과정과 압밀침하가 발생하는 과정을 동일시한다. 즉 압밀도 산정시 식(5)와 식(17)에 의한 압밀도가 동일하게 산정된다.

$$U = \frac{\Delta u_0 - \Delta u_t}{\Delta u_0} \quad (17)$$

여기서,

- Δu<sub>0</sub> = 성토직후의 초기과잉간극수압
- Δu<sub>t</sub> = 임의시간 t에서의 과잉간극수압

따라서 Terzaghi 압밀이론에 의하면 압밀기간중 과잉간극수압의 소산속도와 침하의 발생속도는 일치하여야 한다. 그러나 그림 5 에서 과잉간극수압의 소산속도와 침하 발생의 속도에 상당한 차이가 있는 것을 육안으로 확인할 수 있다(압밀계수의 구체적 차이는 "4.4 절" 참조). 이러한 현상에 대한 명백한 이유는 아직까지 밝혀진바 없으나 지반의 압밀특성이 Terzaghi 압밀이론에 의한 예측과 다르게 발생함을 나타낸다.

과잉간극수압이 완전히 소산되고 난 후에 발생하는 침하는 2 차 압밀 혹은 Creep 이라 정의하고있다. 그림 5 는 본 현장에 발생하는 침하는 과잉간극수압이 거의 완전히 소산되고 난 연후에도 계속 발생하고 있으며, 이러한 현상은 Terzaghi 압밀이론에 의하면 2 차 압밀 혹은 Creep 으로 분류된다. 그러나 이러한 현상을 Creep 으로 취급하기보다는 정상적인 과잉간극수압의 소산으로 취급하는 것이 타당하다는 연구결과도 보고되었다. Lowe(1971)<sup>12)</sup> 는 압밀시험 시료내부에 매우 정밀한 간극수압 측정장치를 설치하여, 압밀과정중의 간극수압 변화를 측정하였는데, 그 결과 압밀중 표면에서는 간극수압 소산이 빨리 발생하고 압밀중 중앙(양면배수 조건인 경우)에서의 과잉간극수압은 그 소산 속도가 매우 느리게 되어 통상 2 차 압밀이라 분류되는 침하도 압밀중 중앙에서의 과잉 간극수압의 소산과정으로 보는 것이 타당하다고 하였다. Vespalainen et al.(1989)<sup>19)</sup>도 이와 유사한 현상을 보고한 바 있다. 본 연구에서는 측정기간 전체에서 Creep을 고려하지 않고 Terzaghi 압밀이론의 C<sub>c</sub> 및 C<sub>v</sub> 만을 이용하여 침하자료를 성공적으로 Fitting 할수 있었다(상관도 0.98 이상). 따라서 Lowe(1971)<sup>12)</sup>의 압밀이론이 유효하게 적용될 수 있음을 알 수 있다.

본 현장의 일부 지역에서는 충분한 시간이 경과하였음에도 불구하고 과잉간극수압이 완전히 소산되지 않고 약 1 t/m<sup>2</sup> 정도가 잔류하고 있음을 보여주고 있다. 이러한 현상은 광량만 연약지반 개량 계측<sup>5)</sup>, 울산 NAC 연약지반 개량 계측<sup>1)</sup> 등에서도 동일한 결과가 나타났다. 본 연구에서는 이러한 현상에 대하여 다음과 같은 2 가지 요인을 고찰하였다.

- ①. 간극수압계(Pneumatic Piezometer) 자체의 특성, 즉 간극수압계의 하중 이력에 의하여 입력을 받은후 고무부분이 원상태로 돌아가지 못한

원인

②. 성토후 지하수위가 상승하였다가(강우 혹은 기타이유), 원래 수위가 지 하강하지 않은 원인

①은 간극수압계의 특성 시험을 수행하여야 하는 관계로 본 연구에서는 제외한다. ②는 성토후 강우 등에 의하여 지하수위가 어느정도 상승하여 일정상태를 유지한다고 보았을때 타당하다고 판단된다. 지하수위가 상승된채 일정상태를 유지하는 현상은 성토제방내에 설치된 수위계에 대한 비공식 자료로서는 확인할 수 있으나 그 타당성이 객관적으로 확인된 것은 아니다.

4.4 압밀계수의 비교

압밀촉진공법을 사용하여 연약지반을 개량할시, 지반개량 효과의 판단은에 소요되는 시간은 압밀계수에 의하여 결정된다. 압밀계수는 압밀속도를 나타내는 척도로써 그 값이 클수록 지반 개량에 소요되는 시간이 짧아지게 된다. (수직배수의 경우  $t = Tv \cdot H^2 / Cv$ ,  $t$  = 지반개량 소요시간,  $Tv$  = 시간계수,  $H$  = 배수거리,  $Cv$  = 압밀계수), 이러한 압밀계수는 현장에서 채취된 비교란 시료에 대하여 실내 압밀시험(Oedometer test)을 수행하여 그 크기를 측정한다.

그러나 일반적으로 실내압밀시험에 의한 압밀계수는 현장에서 관측되는 현장압밀계수와 다른 (실내 시험값이 현장치보다 작음) 것으로 알려져 있다. 또한 지반의 비등방성 (anisotropy)으로 인하여 수직방향 압밀계수와 수평방향 압밀계수가 다른 (수직방향 값이 수평방향보다 작음) 것으로 알려져 있다.

Oedometer를 사용하여 실내에서 측정되는 압밀계수는 침하량 자료로부터 얻어진다. 그러나 본래 Terzaghi 압밀이론에 의한 압밀계수는 과잉간극수압의 소산으로부터 산정하고 있으며, 침하 및 과잉간극수압의 소산으로부터 산정되는 압밀계수는 동일한 것으로 가정하고 있다.

본 절에서는 실내시험에 의한 압밀계수와 현장압밀계수를 비교하고, 현장압밀계수는 다시 침하자료로부터의 압밀계수와 간극수압자료로부터의 압밀계수로 나누어 비교하였다. 또한 Sand Pile 이 시공된 지역과 시공되지 않은 지역에 대한 측정자료를 비교하여 수평 압밀계수 및 수직 압밀계수를 비교하였다.

4.4.1 실내시험으로부터의 압밀계수

실내 시험으로부터 압밀계수를 구하는 방법은 이미 널리 알려진 바와 같이 침하측정자료를 이용한다. 즉  $e - \log t$  곡선으로부터 100 % 압밀에 소요된 시간을 구하고 식 (4)에 의하여 압밀계수를 구한다.

4.4.2 현장침하자료로부터의 압밀계수(Sand Pile이 시공되지 않은 지역)

Sand Pile이 시공되지 않은 지역의 압밀계수 산정은 실내시험으로부터 압밀계수를 산정하는 방법과 동일하다. 도로등과 같은 제방하부 지반의 압밀상태는 2차원압밀에 가까운 거동을 하게되나, 본 지역은 도로의 폭에 비하여 연약층의 두께가 상대적으로 얇아 1차원압밀 조건의 적용도 실제 압밀상태를 근사적으로 나타낸 것으로 판단된다.

따라서 압밀계수 산정은 식(4), (5)를 이용하여 식(5)에서  $S_{100}$ ,  $St$ ,  $So$ 를 현장측정치로부터 결정한다. 현장 측정치로부터  $St$ ,  $So$ 는 측정치를 그대로 사용하면 되나,  $S_{100}$ 의 결정에는 특별한 기술을 요한다. 즉 현장측정치는 일반적으로 실내시험자료에 비해 자료의 정밀성이 떨어지는 관계로  $e - \log t$  곡선으로부터  $S_{100}$ 을 뚜렷이 구별하기 힘들다. 따라서 현장침하측정치로부터  $S_{100}$ 을 결정하는 것은 기존의 기법인 Asaka방법, Hoshino방법, Hyperbolic방법, 고전적방법등을 이용하여야 한다. 상기 방법들은 각각 그 접근방법이 약간씩 다르나 본 지역의 경우 고전적 방법이 가장 적합한 것으로 보고되어(송정라, 여유현, 1991)<sup>2)</sup> 본 연구에서는 고전적 방법을 이용하여  $S_{100}$ 을 구하고 식(4), (5)로부터 압밀계수를 구한다.

현장에서 실제로 시공되는 성토하중은 1 회 포설두께 0.3 - 1.0 m 내외의 단계하중이며, 전단계 성토하중에 의한 지반 압밀이 완료되기 전에 다음 단계 성토하중이 재하된다. 따라서 성토하중이 2단계 이상 재하된 후의 침하자료는 1 단계 하중에 의한 침하와 2 단계 하중에 의한 침하가 복합적으로 발생하게 된다. 이 경우는 1 단계 하중에 대한 침하는 1 단계 하중 재하시의 용역조건에 대하여 시간별로 침하를 계산하고, 2 단계 하중에 대한 침하는 2 단계 하중 재하시의 용역조건에 대하여 시간별로 침하를 계산하여 2 단계 성토 이후에는 1 단계 및 2 단계 침하량을 합하여 전체 침하량을 산정하였다(그림 12 참조).

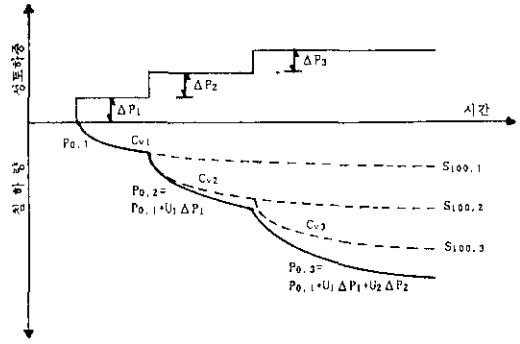


그림 12. 단계하중의 해석

4.4.3 현장 침하자료로부터의 압밀계수(Sand Pile이 시공된 지역)

Sand Pile이 시공된 지역은 수직배수 및 수평배수가 동시에 발생되며, 수평배수에 의한 압밀이 지배적이다. Sand Pile등과 같이 지반내부에 수직의 강제배수로(기둥)가 형성된 경우 지반의 배수는 수직 및 수평방향으로 발생하며, 수직 수평방향의 배수조건을 종합적으로 고려한 압밀도는 다음의 식(18)과 같이 표시된다.

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \tag{18}$$

여기서,

- U = 종합압밀도
- U<sub>v</sub> = 수직배수에 의한 압밀도
- U<sub>h</sub> = 수평배수에 의한 압밀도

의의 시간 t에서의 종합 압밀도 U는 Sand Pile이 시공된 지역에서의 침하자료를 4.4.2절과 같은 방법으로 처리하여 얻는다. 즉 Sand Pile이 시공된 지역의 침하측정자료에 의한 압밀도는 수직, 수평배수에 의한 압밀도이다. 따라서 식(18)에서 U<sub>v</sub>는 Sand Pile이 시공되지 않은 인근지역의 값을 취하고 이를 식 (18)에 대입하여 U<sub>h</sub>를 구할 수 있다. U<sub>h</sub>를 연계되던식(4)의 변형인 식(18)에 의하여 수평방향 압밀계수 C<sub>h</sub>를 구할 수 있다.

$$C_h = \frac{T_h \cdot H^2}{t} \tag{19}$$

여기서,

- C<sub>h</sub> = 수평방향 압밀계수
- T<sub>h</sub> = 수평방향 시간계수: 압밀도 U<sub>h</sub>의 함수
- H = 수평배수거리
- \* T<sub>h</sub> - U<sub>h</sub>의 관계도는 Barron의 도표이용

4.4.4 현장 간극수압자료로부터의 압밀계수(Sand Pile이 시공되지 않은 지역)

Sand Pile이 시공되지 않은 지역은 수직배수가 주요 압밀과정이며 이때 수직방향 압밀계수 C<sub>v</sub>는 식 (4)에 의한다. 그러나 수직방향 시간계수 T<sub>v</sub>를 결정하기 위한 U를 위해서는 식(5)와 달리 식(17)을 사용한다.

이상적인 1차원 압밀조건에서 Δu<sub>0</sub>는 가해준 압밀하중 ΔP와 동일하게 되나, 실제현장에서는 하중이 단번에 재하되기 어렵고, 미세 공기방울등이 존재하기도 하며, 단계하중이 간극수압계의 측방에서부터 재하되므로 4.1 절에서 전술한 바와 같이 실제 현장에서 관측되는 Δu<sub>0</sub>는 압밀하중(성토하중) ΔP보다 적게 나타난다. 즉, 성토하중 ΔP는 간극수압계에 일시하중으로 작용치 않고 점중하중으로 작용하게 되어 Δu<sub>0</sub> (ΔP 인 관계가 성립한다. 식(17)을 이용한 압밀도 계산에서 Δu<sub>0</sub>를 어떻게 선택하는가 하는것은 압밀도에 직접 영향을 미치며, 압밀도에 따라 압밀계수 C<sub>v</sub>가 달라지게 됨으로 Δu<sub>0</sub>의 선정은 매우 중요하다.

본 연구에서는 Δu<sub>0</sub>를 다음 2가지 방법으로 선정하여 결과를 비교하였다.

- ①. 관측자료에서 얻은 최대 과잉간극수압을 Δu<sub>0</sub>로 취한다.
- ②. Δu<sub>0</sub> = ΔP로 취한다.



4.4.5 현장 간극수압자료로 부터의 압밀계수(Sand Pile이 시공된 지역)

이 경우는 4.4.4절에 나타난 방법을 사용하여 압밀도를 구하고 4.4.3절에 나타난 방법을 사용하여 수평압밀계수  $C_h$ 를 구하였다. 본 연구에서는 각 압밀계수를 서로 구분하기 위하여 다음과 같은 기호를 사용하였다.

- $C_v, lab$  = 실내시험에 의한 수직압밀계수  
⇒ vertical, laboratory
- $C_v, fs$  = 현장침하자료에 의한 수직압밀계수  
⇒ vertical, field, settlement
- $C_h, fs$  = 현장침하자료에 의한 수평압밀계수  
⇒ horizontal, field, settlement
- $C_v, fp$  = 현장간극수압자료에 의한 수직압밀계수  
⇒ vertical, field, pore pressure
- $C_h, fp$  = 현장간극수압자료에 의한 수평압밀계수  
⇒ horizontal, field, pore pressure

본 연구에서는 전술한 바와같은 압밀계수 산정법을 전산 Program 화하여 수행하였다.

4.4.6 결과 비교

4.4.1 - 4.4.5 항의 방법에 의해 선정된 압밀계수를 비교하면 표 4와 같다.

표 4 여러가지 방법에 의한 압밀계수의 비교

구분	압밀계수 (cm <sup>2</sup> /sec)	방향	비고
실내시험	침하자료 0.01	수직	$C_v, lab$
현장계측	침하자료 0.1 - 0.2	수직	$C_v, fs$
	간극수압자료 1 - 2(1.5-3)	수직	$C_v, fp$
현장계측	침하자료 0.2 - 0.3	수평	$C_h, fs$
	간극수압자료 2 - 4(3-5)	수평	$C_h, fp$

(\*)속의 숫자는  $\Delta u_0 = \Delta P$ 로 취한 경우임.

- 실내압밀계수와 현장압밀계수의 비교

표 3은 실내에서 Oedometer를 이용한 압밀계수 시험치는 현장계측에 의한 값보다 현저히 느린 양상을 나타내고 있다. 이와 같은 현상은 전형적인 현상으로 여러 문헌들(7), (8), (14)에 보고된 바 있으며, 이는 다음과 같은 사유에 기인하는 것으로 판단된다.

- ① 실내 시험용 시료는 시주중 가장 취약하다고 판단되는 층에서 채취된다. (안전측 설계를 위하여)
- ② 실제 현장에서는 많은 모래층 등이 존재할 수 있다. (2차원과 병행) 퇴적되어 형성된 지반에서는 시간별로 성질이 다른 층이 퇴적될 수 있으며, 연약한 점토질 실트층의 사이사이에 고운 모래층 등이 존재할 수 있다. 모래층은 점토질 실트층에 비하여 투수계수가 현저히 크며, 모래층이 수평으로 연속되어 있을 경우, 일단 점토층을 빠져나온 간극수는 모래층속에서 거의 자유흐름에 가깝게 흘러나갈 수 있다. 즉 점토질 실트층에서는 수직배수가, 모래층속에서는 수평배수가 이루어져 배수거리가 현저히 단축되는 효과가 있다. 따라서 실제 압밀에 소요되는 시간이 실내 시험에 의해 예상되는 시간보다 작아지게 된다.
- ③ 실제 현장에서의 압밀 조건은 1차원 압밀보다는 2차원 압밀 조건에 가깝다. (수평배수가 지배적, 도로 성토의 경우) Oedometer를 이용한 실내시험의 경우 수평방향 배수는 거의 무시될 정도로 미미한 정도이나 현장에서 도로성토와 같은 제방하중에 대하여는 수평방향배수는 무시될 수 없을 수 있다. 본 연구의 대상지역은 성토의 폭에 비하여 연약층의 두께가 1/5 - 1/2 정도로서 1 차원 압밀조건에 심하게 위배되지는 않을 것으로 판단되나 2 차원 압밀이 보다 현장상태와 유사한 것임은 기지의 사실이다. 따라서 실제 현장에서 관측되는 자료들에 의한 압밀계수는 2 차원적인 압밀현상을 반영하고 있으므로 1 차원적으로 시험된 실내시험에 의한 압밀계수보다 커지게 된다. 특히 현장의 실제지반내부에 많은 모래층 등이 존재한다면 수평방향배수에 의한 배수가, 수직배수보다 우월하게 발생할 수 있다.

본 현장에서는 현저한 모래층 등이 관측되지는 않았지만 Test Pit에서의 면밀한 관찰 결과 두께 약 1 mm 이내의 얇은 고운 모래층이 상당량 존재하는 것으로 확인되었다.

- 침하자료로 부터의 압밀계수와 간극수압자료로 부터의 압밀계수

Terzaghi 압밀이론에 의하면 침하자료로 부터의 압밀계수와 간극수압 자료로 부터의 압밀계수는 서로 일치하여야 하나, 표 3은 침하자료로 부터의 압밀계수는 간극수압자료로 부터의 압밀계수에 비해 현저히 작은 현상을 나타내고 있다. 이와 같이 간극수압 자료에 의한 압밀계수와 침하자료에 의한 압밀계수에 차이가 있는 것은 여러문헌(1), (5), (11)들에서 보고된 바 있으나 뚜렷한 원인이 밝혀진 바는 없다. 그러나 본 연구에서 사용된 방법 및 기타 현장여건을 감안한 추정사유는 다음과 같다.

침하자료로 부터 압밀계수 산정시 지반의 Creep이 인정되지 않고, Creep 부분도 압밀침하에 포함된다. (실측자료에서 Creep 부분이 현저히 들어나지 않음) 현장에서 계측된 침하자료를 해석하는 기법들은 2 차 압밀을 별도로 고려하지 않고 모든 침하를 1 차 압밀에 포함시킨다. 따라서 식 (5)에서 100% 침하량은 통상적인 Terzaghi 압밀이론에 의한  $S_{100}$  이 아니며, 2 차 압밀에 의한 침하도 내포하고 있어 Terzaghi 압밀이론에 의한  $S_{100}$  보다 약간 커지게 된다. 또한 식 (5)에서는 분모인  $S_{100}$  이 커지는 관계로 압밀도가 작게 산정된다. 따라서 식(1)에서는 압밀계수가 작아지게 된다.

그러나 간극수압 자료는 1 차 압밀구역에서만 과잉간극수압을 나타내고, 2 차 압밀 구역에서는 과잉간극수압을 나타내지 않게 되어 간극수압 자료로 부터 얻어지는 압밀계수는 Terzaghi 압밀이론의 정의에 의한 압밀계수이다. 전술한 바와 같은 침하측정자료 및 간극수압 측정자료의 해석 기법상의 차이점과 4.3 절의 내용을 감안하면, 침하측정 자료로 부터 얻어지는 압밀계수가 간극수압 측정자료로 부터 얻어지는 압밀계수에 비해 작게 나타나는 것이 타당하다.

- 수평압밀계수와 수직압밀계수의 비교

표 3은 수직압밀계수가 수평압밀계수에 비하여 현저히 작은 현상을 나타내고 있다. 이러한 현상은 일반적인 경우에 흔히 예상되는 것으로서 지반이 퇴적 과정에서 흙입자의 배치 및 점토질 실트층 중간중간에 존재하는 많은 고운모래층 때문인 것으로 판단된다. 또한 본 지역은 해상퇴적토이며 퇴적도의 형성시 반상입자는 누워서 퇴적되는 경향이 있다. 본 지역의 해상퇴적토는 주로 점토질 실트 혹은 실트질 점토로 구성되어 있다. 실트 혹은 점토 입자는 판상으로서 입자의 배열 방향에 따라 투수특성 및 지반의 계 특성이 달라지는 inherent 비등방성을 가지게 된다. 해수에서 침강되는 점토의 경우, 침강하기전 입자의 응집이 보다 활발하여 담수에서의 경우보다 입자의 배열상태가 불규칙하여 inherent 비등방성의 발생 가능성은 줄어든다. 그러나 입자의 퇴적이 누적되면 하부의 토층은 상부의 토층에 비해 압축되어, 입자의 길이 방향이 수평에 가깝게 배열되게 되어 비등방성을 갖게 된다. 또한 침강후 퇴적층 내부에서는  $\sigma'_v = \sigma'_h$  인 상태가 되나 시간이 지나 압밀이 진행되면서  $\sigma'_v > \sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$  인 상태가 되어, 입자의 길이 방향이 수평에 가깝게 배열되어 stress induced 비등방성을 가지게 된다.

이러한 점토질 지반의 비등방성 특성은 여러가지 지반공학특성 특성에 영향을 미치나 투수특성에 관계되는 성질의 경우 입자의 배열에 평행한 방향(주로 수평방향)의 투수성이 입자의 배열에 수직인 방향(주로 수직방향)의 투수성에 비해 현저히 큰 값을 가지게 한다.

압밀계수는 투수계수의 함수이며 ( $C_v = k/m_v \cdot \gamma_w$ ,  $m_v$  = 체적압축계수,  $\gamma_w$  = 물의 단위중량,  $k$  = 투수계수), 따라서 수평방향의 압밀계수는 수직방향의 압밀계수에 비하여 크게 나타나게 된다.

4.4.6 시간에 따른 압밀계수의 변화

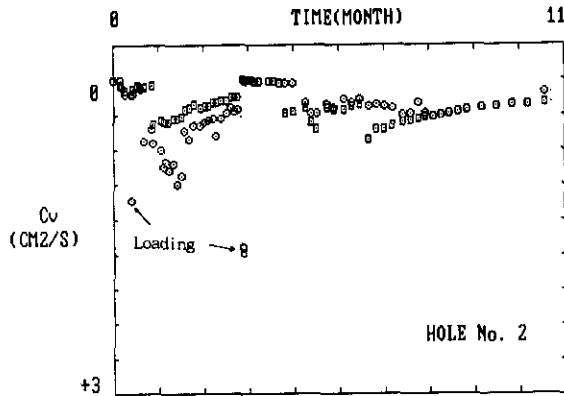
Terzaghi 압밀이론은 "미소 변형률 (infinitesimal strain)" 개념의 압밀이론으로서, 압밀과정중 압밀계수와 같은 계정수의 변화를 무시한다. 그러나 실제로 압밀중에는 현장에서 흙속의 간극이 좁아 지게되어 압밀특성이 변하게 된다. 본 연구에서는 현장에서 측정된 간극수압 자료를 사용하여 시간에 따른 압밀계수의 변화를 살펴보았다. 분석 결과 나타난 시간에 따른 압밀계수 변화의 대표적 결과는 그림 13 과 같다.

그림 13-a는 압밀시간의 경과에 따라  $C_v$  값이 약간 감소되고 있으나 거의 같으며, 이는 유효구속응력의 증가와 연관이 있는 것으로 판단된다. 그림 13-b는 sand pile이 시공된 지역에서 대표적인 시간에 따른 압밀계수의 변화를 나타내고 있으며, 시간 혹은 유효구속응력에 대한 압밀계수의 감소가 sand pile을 시공하지 않은 지역에 비해 현저하게 나타나, 시간이 경과함에 따라 점토입자가 sand pile에 clogging 되어 sand pile의 투수성이 떨어지는 것을 유추할 수 있다.

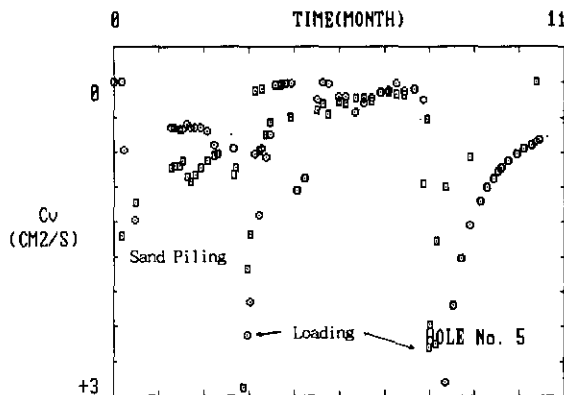
5. 결론

인천 남동공단 2 단계지역의 실내시험 자료 및 현장계측 결과를 이용하여 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- ③ 실제 침하는 예상치보다 작게 발생하였다.



(a) Sand Pile 비사공 지역



(b) Sand Pile 시공 지역

그림 13 시간에 따른 압밀계수의 변화

- ㉞ 실제 강도증가는 예상보다 저조하였다.
- ㉟ 압밀에 의한 강도 증가 판단은 실내 시험 및 표준관입시험 보다는 확률적 원추콘 관입시험이 효과적이었다.
- ㊱ 설계시 강도증가 예측을 위하여는  $C_v$  혹은  $C_D$  시험에 의한  $c/p$  값을 사용하는 것이 바람직하다.
- ㊲ 연약층 심도에 비하여 성토의 폭이 충분히 넓지 않은 경우는 2 차원 압밀이 현장조건에 부합되므로, 통상적인 oedometer 에 의한 압밀시험보다는 삼축시험기로부터의 압밀시험 결과를 사용하는 것이 바람직하다.
- ㊳ 실내압밀 계수는 현장압밀계 보다 현저히 작게 나타난다( $(C_{v,lab} = 0.1C_v, r_s = 0.01C_v, r_p)$ ). 이러한 현상은 현장에 존재하는 모래층 및 1 차원 압밀의 해석방법에 기인한다.
- ㊴ 침하자료로부터 산정된 압밀계수는 간극수압자료로부터의 압밀계수에 비해 작은것으로 나타났다. 이와 같은 현상은 침하 자료의 해석시에는 2 차 압밀에 의한 자료가 포함되나 간극수압 자료의 해석시에는 2 차 압밀에 의한 자료가 포함되지 않기 때문인것으로 나타났다.
- ㊵ 수평 압밀계수는 수직압밀계수에 비해 현저히 큰 것으로 나타났다. ( $C_h \approx 2 C_v$ ) 이와 같은 현상은 퇴적토에 심하게 나타나는 지반의 비등방성 및 모래층의 존재에 의한 것으로 나타났다.
- ㊶ 압밀시간 경과에 따른 압밀계수의 저하 현상은 sand pile이 시공된 지역이 그렇지 않은 지역보다 심하게 나타나 시간이 경과함에 따라 절토 입자가 sand pile 속으로 clogging 되는 것으로 나타났다.

이상과 같은 현상은 현재까지 충분한 원인규명이 되지 않은것도 있으나, 통상 설계때 사용되는 압밀계수는 실내시험에 의한  $C_v$  보다는 현장조건 (수평배수 등)을 면밀히 고려하여 적용시켜야 할 것으로 판단된다. 또한 간극수압 자료에 의한 압밀계수와 침하자료에 의한 침하계수에 차이가 발생하는 것은 장치의 추가 연구가 필요하다.

## 6. 참고문헌

1. 대우엔지니어링 (1984), Interim Report on Improvement of Marine Soft Clay at The YUKONG NAC Site Block 3, pp.12-13
2. 송정락,여유현(1991), "Personal Computer 를 이용한 침하안전관리 기법", 한국지반공학회 '91 가을 학술발표회 논문집, pp.332-347
3. 송정락(1991), "공동 확장 이론을 이용한 Sand Pile 항타시의 과잉간극수압 예측", 대우엔지니어링 기술보, 제 8 권, 제 1 호, pp.3-10
4. 이광현,전경식,박광준(1985), "선형압밀하중과 Wick Drain 공법에 의한 연약해성 점토의 개량", 대우엔지니어링 기술보, 4 월, pp.33-51
5. 포항종합제철 주식회사(1990), 광양제철소 연약지반 개량공사 종합보고서, pp.119-246
6. 한국토지개발공사(1991), 인천남동공단 2 단계 조성공사 연약지반 침하안전관리 종합보고서,
7. Balasbramaniam,A.S., Bergado,D.T., Lee,Y.H., Chandra,S. and Yamada,Y.(1985), "Stability and settlement characteristics of structures in soft Bangkok clay", 11th ICSMFE, Sanfransisco, pp.1641-1648
8. Balasbramaniam,A.S. and Brenner,E.W.(1981), "Consolidation and settlement of soft clay", Soft Clay Engineering, Elsevier, pp.479-566
9. Feda,J.(1978), Stress in Subsoil and Methods of Final Settlement, Elsevier, p.74
10. Hansbo,S.(1987), "Fact and fiction in the field of vertical drainage", Proceedings and Performance in Geotechnical Engineering, Calgary/17-19, June
11. Hoover,T.P.(1987), "Caltrans' Wick Drain Experiences", Soil Improvement - A Ten Year Update -, ASCE, pp.184-197
12. Lowe, III, J.(1971), "New Concepts in Consolidation and Settlement Analysis", Terzaghi Lecture(8th), ASCE, pp.340-377
13. McDonald, D.H. and Skempton,A.W.(1955), "A Survey of comparison between calculated and observed settlement of structures on clay", Conf.Corr between Calcul. & Obser. Stresses and Displacements, Instn. Civ. Engrs, pp.1-318
14. Nelson,J.D., Moh,Z.G. and Brand,E.W.(1971), "Laboratory and Field Consolidation of Soft Clay", 7 th ICSMFE, Moscow, pp.305-310
15. Schmertmann, J.(1955), "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay" Transactions, ASCE, Vol.120
16. Skempton,A.W.(1945), "The Pore-Pressure Coefficients A and B", Geotechnique, Vol.4, No.4, pp.143-147
17. Skempton,A.W. and Bjerrum,L. (1957), "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundation on Clay". Geotechnique, Vol.7, No.4, pp.168-178
18. Terzaghi, K.(1954), Theoretical Soil Mechanics, McGraw Hill, pp.265-296
19. Vepsäläinen,P., Alkima,O., Lojander, M. and Näättänen,A.(1989), "The trial embankments in Vaasa and Paimo, Finland", 12th ICSMFE, pp.633-640