

先行荷重과 Wick Drain工法에 의한 軟弱海成粘土의 改良

(株)大宇엔지니어링

俞 泰 成 *

李 鏞 憲 **

朴 光 濬 **

* (株)大宇엔지니어링 專務理事

** (株)大宇엔지니어링 代理

선행하중과 WICK DRAIN 공법에 의한 연약해성점토의 개량

Improvement of Soft Marine Clay by Preloading and Wick Drain Method

Abstract

Preloading surcharge method along with vertical drains was adopted to improve the performance of a very soft marine clay deposit. The onshore deposit, located in the Ulsan bay area, consists of 2 to 10m thick, very soft, highly compressible marine clay layer developed just below the sea water level. The initial undrained shear strength of the clay layer was about 0.6 ton/m². But, the deposit was designed after treatment to support some auxilliary facilities for a new oil refinery plant, requiring bearing capacities of 3.6 to 5.4 ton/m² and maximum allowable settlement of less than 7.5cm.

A total of 35,000 wick drains was installed to expedite drainage during preloading, and surcharge loads of up to 5m above the original ground level were applied in step-by-step loading sequences to prevent ground failure by excess surcharge loads. An extensive program of field instrumentation and subsurface investigations was implemented to monitor the behavior of the clay deposit and to determine strength gain of the clay under surcharge loads. Measurements included settlements, excess pore pressure and its dissipation, ground water level fluctuation, and lateral movement of the soft clay layer under the preloads. Both laboratory triaxial tests and field vane tests were conducted at different stages of preloading to evaluate the strength increases.

This paper describes the design concepts, construction methods and control procedures used for the improvement of the clay layer. It also presents the ground responses measured during construction, and strength gain during surcharge loading. Comparisions of measured values with theoretical predictions are also described.

1. 머리말

전단강도가 약하고 압축성이 큰 점성토, 실트질토, 해성점토, 산업폐기물 및 유기질토 등의 연약지반 위에 구조물을 설치하거나, 도로 등을 위한 추가적인 토공을 수행하는 경우에는 지지력의 부족 또는 과대침하 등으로 인한 문제들이 야기된다.

이와 같은 연약지반을 처리하는 공법이나 그 이론적인 뒷받침에 대하여서는 이미 많은 연구가 진행되어 왔다.

그러나 가장 안전하고 경제적인 공법은 현장의 토질특성, 구조물의 하중조건 및 허용침하량, 시공재료, 시공기간 등과 같은 제반 요인들을 고려하여 선택하여야 한다. 대표적인 연약지반 처리방법으로는 굴착치환공법, 다짐공법, 고결공법, 강제압밀공법, Drain 공법, 구조물에 의한 공법, Electrosmosis 등이 있으나 각 공법 단독으로 시행되는 경우보다는, 각 공법의 단점을 보완할 수 있도록 병립 사용되고 있다. 본 논문에서는 경상남도 울산항에 위치한 (주)유공 울산정유공장 부지 확장계획에 의거, 매우 연약한 해성점토층 위에 공장부지를 조성하기 위하여 시행된 연약지반 개량공법을 분석하고, 이에 따른 해성점토의 거동과 강도특성 변화에 대하여 기술하고자 한다.

상기 공장부지 확보를 위하여 채택된 지반 개량공법은 Wick Drain 을 설치하여 압밀배수 거리를 단축시킨 후 선행하중을 재하하는 방법이었다. 본 연구대상 지역에 존재하고 있던 해성점토층은 해수면하에 위치하고 있어 간극수압이 상존하고 있으며, 그 전단강도가 지극히 작아, 설계 선행하중을 일시에 재하할 수 없었으므로 단계하중에 의해 소기의 지반강도가 증가된 후 다음 단계하중을 재하하는 단계재하 공법을 적용했다. 이에 따라 본 연구에서는 선행하중을 가하기 전에 지반의 토질 특성을 현장지반 조사와 실내토질 시험을 통하여 확인한 후, 재하과정에서 재하효과를 측정하기 위하여 실시된 현장계측, 현장지반 조사 및 실내토질시험 결과를 비교 분석하여 울산지역 해성점토의 거동과 강도 변화 특성을 규명하였다.

2. 개 황

2.1 공사의 개요

조사대상 지역은 Fig.1에 나타난 바와 같이 울산항에 위치하고 있는 (주)유공 울산정유공장 북동측의 임해지역으로서, 공사내용은 NAC (New Aromatics Complex) 증설부지내 Block #3 지역내에 연약한 해성점토 지반위에 Sludge Ponds, Fire Water Retention Pond, Fire Truck House, Pumping Station 등의 공장설비 및 산업도로의 건설을 (Fig. 2) 위한 지반의 지지력을 확보하고, 구조물에 의한 잔류 침하량을 줄이기 위한 연약지반 개량공사 이다.

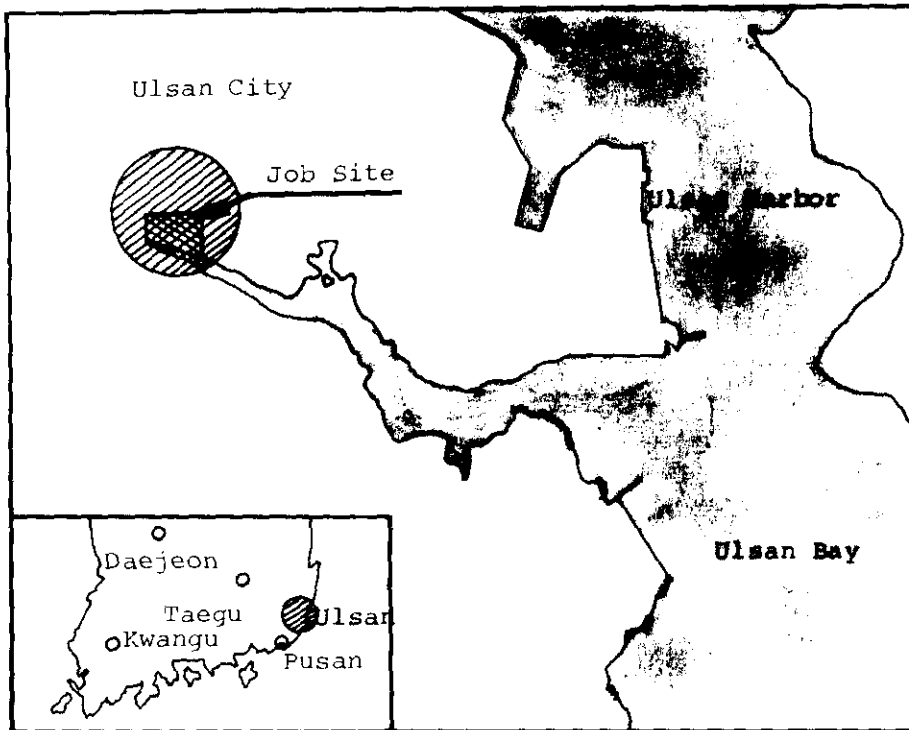


Fig. 1. Site Location (Scale: 1/25,000)

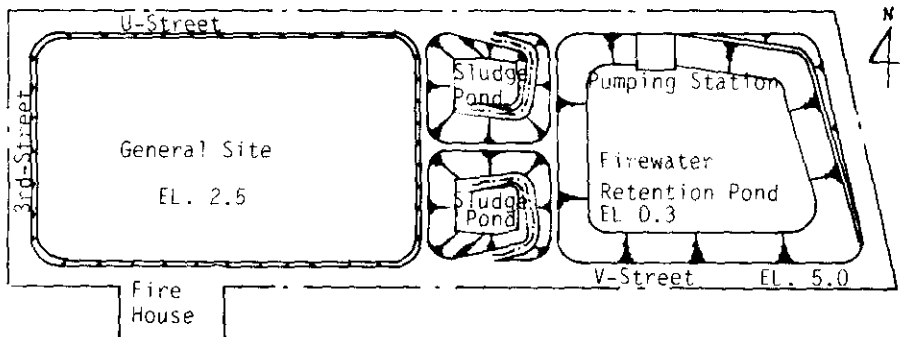


Fig. 2. Layout of the Final Structures on Soft Marine Clay Layer, Yukong NAC Site, Block #3

2.2 원지반의 지반조건

공사부지는 울산만으로 이어지는 하천의 북쪽 저습지에 위치하는데, 그 북동쪽 일부지역은 원래 논으로 경작되어 왔으며, 나머지 지역은 습지로 방치되어 왔다. 부지내에는 N치 1이하의 매우 연약한 해성점토가 최소 2m 에서 최대 10m 의 두께로 발달되어 있다. (Fig. 3) 이 연약한 해성점토는 제 4기 이후에 생성된 것으로 추정되며, 이 연약층 밑에는 백악기에 형성된 퇴적암이 발달하고 있다.

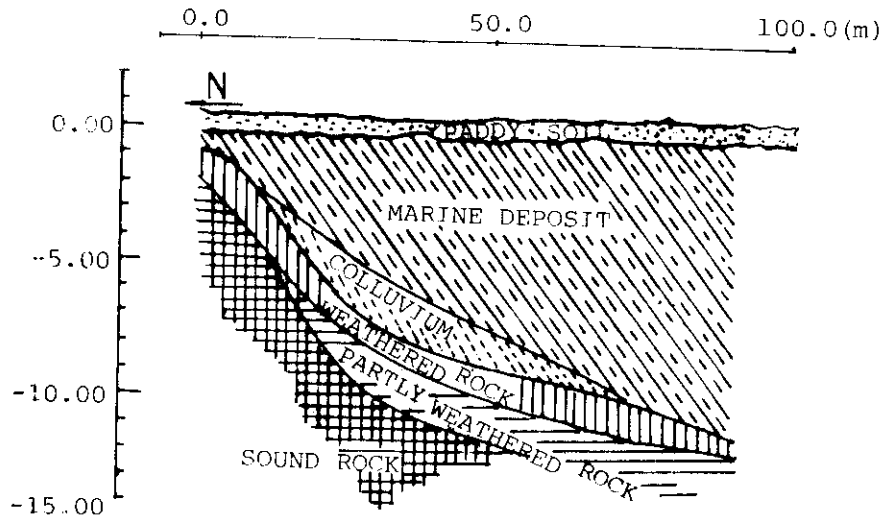


Fig. 3. Subsoil Profile

본 지역의 원지반고는 EL. 0.1m - 0.5m 이고 울산만의 조위는 0-2m 정도로서 해수의 간조와 만조에 따라 지하수위가 변화하고 있다.

원지반에서 채취한 불교란 시료의 역학시험 결과에 따르면 (Table 1), 본 지역에 발달된 연약층은 정규 압밀점토층으로 판단되며 이 점토의 토질특성은 Fig. 4 에 표시된 바와 같다.

Fig. 4에서 연약층의 깊이와 선형 압밀하중과의 관계를 보면 일부 Data 가 흐트러진 결과를 보이긴 하지만 과압밀비는 약 1.0에 가깝다. Fig. 5 로 보아 Trimming 시 조개껍질 등의 유기물질로 인하여 시료가 다소 교란되어 일부 점들이 분산되어 있으나 대체로 이 연약층의 강도는 깊이가 증가함에 따라 커지는 현상을 보이고 있다. 여기서 비배수 전단강도 $C_u = 0.6t/m^2$ 을 원지반의 설계치로 취하였다.

Table 1. 室内試驗結果

Soil Properties	Minimum	Maximum	Average
자연 흡수 비 (w_n)	20.7%	80.0%	50.0%
액 성 한 계 (LL)	33.9%	86.0%	52.8%
소 성 지 수 (PI)	13.5%	53.4%	26.9%
초기 간극 비 (e_0)	0.554	1.880	1.279
습윤단위 중량 (r_t)	1.53t/m ³	2.11t/m ³	1.73t/m ³
압 축 지 수 (C_c)	0.16	0.801	0.439
압 밀 계 수 (C_α)	2.0×10^{-3} /day	6.0×10^{-3} /day	4.0×10^{-3} /day
일축압축 강도 (q_u)	0.39t/m ²	1.54t/m ²	1.41t/m ²

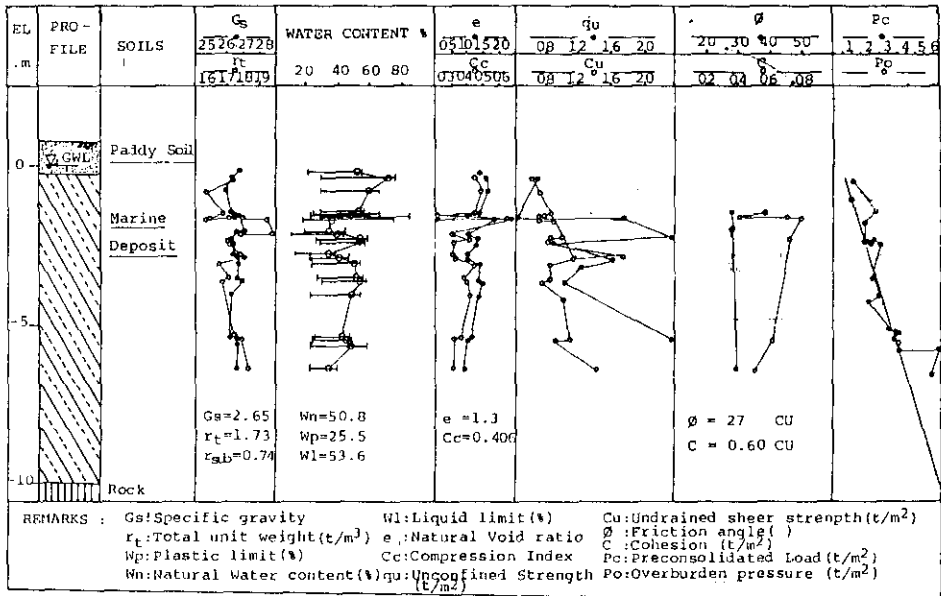


Fig. 4. Properties of Ulsan Marine Clay

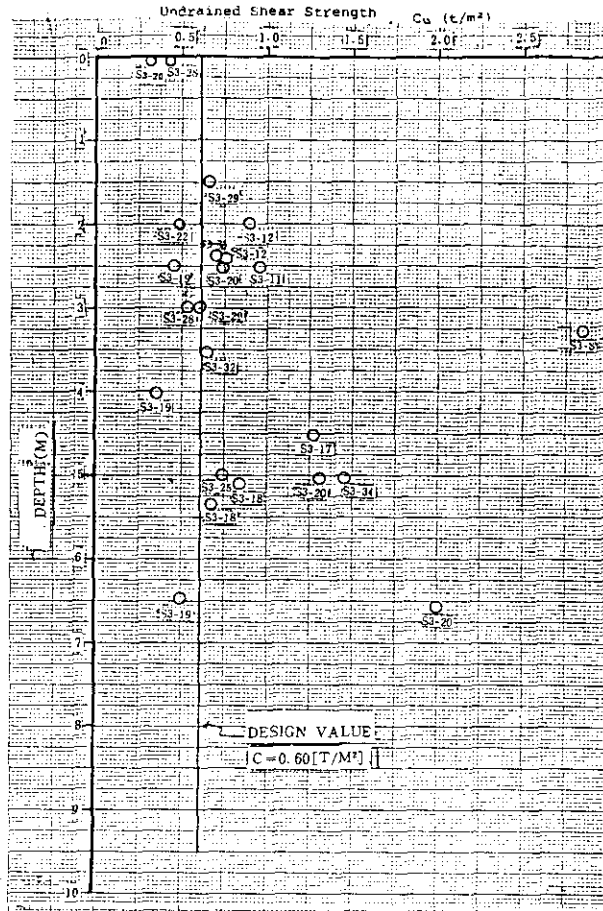


Fig. 5. Undrained Shear Strength

2.3 공법의 개요

극히 연약한 지반조건, 제한된 공기 및 시공상 불리한 주변조건을 가지고 있는 본 지역을 개량하여, 계획된 구조물을 축조할 수 있는 지지력을 확보하고 구조물 하중에 의한 잔류침하량을 최소화하기 위하여, 지중에 배수 축진을 위한 Plastic Drain 재인 Card Board 를 먼저 매설하고 다음에 성토하중을 재하하는 선행 하중과 Wick Drain 의 병용공법이 선택되었다.

선행성토하중은 원지반의 압밀특성과 영구 구조물의 최종 하중과 허용침하량 등을 고려하여 결정하며, 일반적으로 일정량의 여성토 하중을 재하하여 잔류 침하량을 감소시킨다. 이러한 공법의 원리를 간단히 소개하면 Fig. 6 에 보인 바와 같다.

연약 점토층의 어느 일정깊이에서 하중재하전의 초기 유효응력을 $\bar{\sigma}_0$ 라고 하면, 영구 구조물의 하중 ($\Delta\bar{\sigma}_1$) 에 해당하는 성토를 시공하였을 때의 전 수직응력은 $\bar{\sigma}_0 + \Delta\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_1$ 가 되며, 이때의 전 침하량은 δ_1 이 된다. 선행하중 재하후

Δt 시간 경과했을 때의 압밀도가 u 이면, 그때의 침하량은 $\delta_1 \cdot u$ 가 되며, 압밀침하를 위해 계속 방치하여 일정시간 t_1 에 이르렀을 때 잔류 침하량은

$$\Delta\delta_1 = \delta_1 - \delta_1 \cdot u \quad \text{이 된다.}$$

또한 $\Delta\bar{\sigma}_2$ 의 여성토 하중을 가했을 경우에 대하여 생각하면, 전 수직 응력은 $\bar{\sigma}_0 + \Delta\bar{\sigma}_1 + \Delta\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_{1+2}$ 가 되기 때문에 이때의 전 침하량은 δ_2 가 된다.

마찬가지로, 재하후 Δt_1 시간 경과했을 때의 압밀도는 u 이기 때문에 이때의 침하량은 $\delta_2 \cdot u$ 가 된다. 이 시점 t 에서 여성토 ($\Delta\bar{\sigma}_2$) 를 제거하면 $\Delta\bar{\sigma}_1$ 에 대해서는 $u + \Delta u$ 의 압밀도까지 도달하게 된다. 즉, $\Delta\bar{\sigma}_1$ 에 의해서는 u 까지 밖에 도달할 수 없었던 압밀도를, $\Delta\bar{\sigma}_2$ 를 Δt 시간동안 재하시킴으로써 Δu 의 증분만큼 압밀을 촉진시킨 결과가 된다.

실제의 시공시에는 여성토의 재하가 순간적으로 이루어지는 것이 아니며, 또한 여성토 제거시 약간의 팽창 (Rebound)이 일어나므로 압밀축진 효과가 다소

손실될 수 있다. 그러나, 여성토 하중, $\Delta\bar{\sigma}_2$ 및 재하시간, Δt 를 적절히 결정하기에 따라 시간 t 이후의 잔유 침하량을 Fig. 6 에서와 같이 $\Delta\delta_1$ 에서 $\Delta\delta_2$ 로 감소시킬 수 있다.

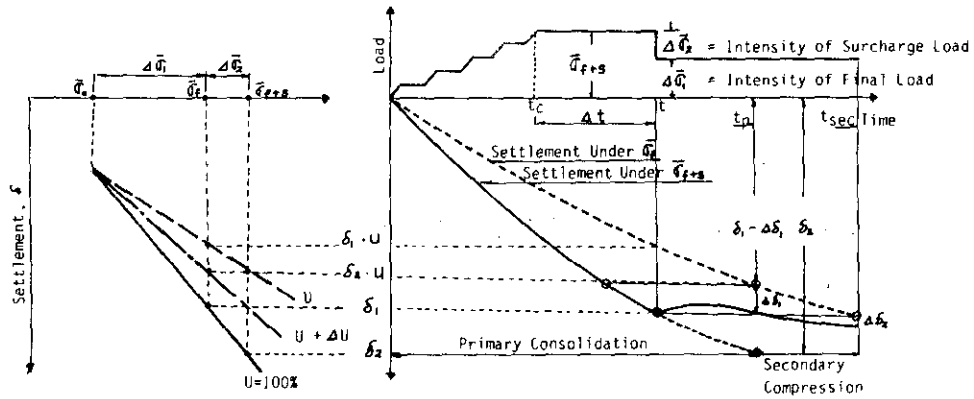


Fig. 6. Settlement Under Surcharge Loading

3. 배수 및 성토설계

3.1 설계시 고려사항

선행 성토후 설치되는 영구 구조물에 필요한 설계 기준강도는 Pond Area 에서 3.6 t/m², Road Area 에서 5.4 t/m² 이며, 최대 허용 잔류 침하량은 7.5 cm 이다.

특히, 개량지역에 인접하여 통하고 있는 산업도로에는 각종 공업용 Pipe Line 들이 매설되어 있고, 노견에는 고압송전탑 4기가 설치되어 있어서 공사중 이들 시설물의 안전 보호가 요구되었다.

3.2 침하 해석

여성토 제거후나 영구 구조물의 설치후에 발생하는 잔류 침하량을 그 구조물의 허용침하량 이내에 들도록 설계하기 위해서는 침하의 정확한 이론적 예측이 중요하다.

일반적으로, 침하의 해석은 침하량과 침하속도의 추정이다. 여기서 침하량의 계산은 최종침하량이 Drain 재의 설치에 무관하므로, 원지반에 직접 성토하중을 가하는 경우를 기준으로 하였으며, 침하속도는 연약지반중에 설치된 Drain 의 영향을 고려하여 설계하였다.

3.2.1 침하량 계산

성토하중에 의한 지반의 전 침하량은 통상 다음과 같이 구분된다. 즉,

$$S_t = S_i + S_c + S_s$$

여기서, S_t : 전 침하량 (Total Settlement)

S_i : 즉시 침하량 (Immediate Settlement)

S_c : 1차 압밀침하량 (Primary Settlement)

S_s : 2차 압밀침하량 (Secondary Settlement)

1) 즉시 침하량 (Si)

즉시 침하는 재하와 동시에 일어나며 탄성부분과 소성부분으로 구별할 수 있지만, 실제로 즉시 침하량은 탄성 부분으로만 보고 계산하고 있다. 그러나, 지반의 탄성계수와 Poisson 비를 정확하게 결정하기가 곤란하므로, 통상 전 압밀 침하량의 15-20% 정도를 즉시 침하량으로 보고 있다. 본 계산에서는 전 침하량의 15%를 즉시 침하량으로 가정하였다.

2) 1차 압밀침하량 (Sc)

재하의 범위가 충분히 커서 지반의 변형이 연직 방향으로만 일어난다고 볼 경우에, 1차 압밀침하량, Sc 는 불교란 시료에 대한 압밀시험 결과로 얻어지는 하중-압밀곡선 또는, 체적 압축계수, m_v 에 의해서 계산된다. 1차 압밀침하량은 다음 식으로 정의된다. 즉,

$$S_c = \Delta\sigma_z \cdot m_v \cdot H \dots\dots\dots(1)$$

$$= \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H \dots\dots\dots(2)$$

$$= \frac{c_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{\sigma_{z0} + \Delta\sigma_z}{\sigma_{z0}} \dots\dots\dots(3)$$

여기서, S_c : 1차 압밀 침하량 (m)

m_v : 체적 압축계수 (m^2/t)

c_c : 압축지수

H : 점토층의 두께 (m)

σ_{z0} : 초기 유효 응력 (t/m^2)

$\Delta\sigma_z$: 증가 유효 응력 (t/m^2)

e_0 : 초기 간극비

e_1 : 압밀 종료시의 간극비

본 설계에서는 식 (3)을 이용하여 1차 압밀 침하량을 구하였다.

3) 2차 압밀침하량 (S_s)

2차 압밀침하란 과잉 간극수압이 완전히 소산되고 난 후에 발생하는 침하를 일컫는다. 1차 압밀침하가 완료되는 시점은 Casagrande 가 제시한 바와 같이, 시간-침하량 곡선의 두 직선 부분을 연장하여 교차되는 점으로 결정하고 있다. 압밀 곡선에서 1차 압밀침하가 끝난 다음에 생기는 직선의 기울기 C_a 를 2차 압밀계수라 하고, 다음 식(4)로 부터 2차 압밀침하량을 계산한다.

$$S_s = \frac{C_a}{1+e_0} \cdot H \cdot \log \frac{t_2}{t_1} \dots\dots\dots(4)$$

- 여기서, S_s : 2차 압밀 침하량 (m)
 C_a : 2차 압밀 계수
 t₁ : 1차 압밀이 100% 완료되었을 때의 시간
 t₂ : 2차 압밀량을 구하려는 시간

2차 압밀침하량은 일반적인 침하 계산시에는 무시하나, 특히, 압밀층이 두텁거나 Peat와 같이 유기질을 많이 함유하고 있는 경우에는 2차 압밀이 지배적이므로 고려하여야 한다. 본 대상지역은 고압축성의 해성점토 지반임을 고려하여 2차 압밀침하량을 계산에 반영하였다.

Table 2 는 위에 설명된 바와 같이 계산된 지반 침하량을 요약하고 있다.

Table 2. Calculated Total Settlement. (S_t = S_i + S_c + S_s)

Depth. m	Final Fill Height(EL. 3.5m)			Final Fill Height(EL. 5.0m)				
	S _i , m*	S _c , m**	S _s , m***	S _i , m	S _c , m	S _s , m	S _t , m	
EL.- 3	0.015	0.301	0.027	0.343	0.017	0.349	0.027	0.393
EL.- 5	0.048	0.484	0.045	0.577	0.057	0.566	0.045	0.668
EL.- 7	0.094	0.624	0.063	0.781	0.110	0.734	0.063	0.907
EL.-10	0.153	0.764	0.090	1.007	0.185	0.926	0.090	1.201

*S_i = 0.15S_c
 **S_c = $\frac{C_c}{1+e_0} \cdot H \cdot \log \left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right)$ (for normally consolidated clay)
 ***S_s = C_a · H · log $\left(\frac{t_2}{t_1} \right)$ = 0.009 · H · (1) (for one-cycle of log time.)
 C_a = 0.00018W_n = 0.00018 × 50.77 = 0.009

3.2.2 침하속도의 계산

1) 비배수 처리 지반에서의 침하속도

실제 현장에서의 압밀침하는 2차원 또는 3차원으로 일어나지만, 일반적으로 근사해로서 Terzaghi 의 1차원 압밀이론에 의한 다음식이 사용된다.

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} \cdot t \dots\dots\dots(5)$$

- 여기서, T_v : 시간 계수
 C_v : 압밀 계수
 H : 점토층의 최대 배수거리
 t : 압밀 시간

또한, 시간계수, T_v 와 평균 압밀도, U_{av} 의 관계는 Terzaghi 에 의하면,

$U_{av}=0\sim 53\%$ 일때,

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U(\%)}{100} \right)^2 \dots\dots\dots(6)$$

$U_{av}=53\sim 100\%$ 일때,

$$T_v = 1.781 - 0.933 [\log(100 - U(\%))] \dots\dots(7)$$

이다. 그리고, Sivaram 과 Swamee 에 의하면,

$$\frac{U_{av}(\%)}{100} = \frac{(4T_v/\pi)^{0.5}}{[1 + (4T_v/\pi)^{2.8}]^{0.179}} \dots\dots\dots(8)$$

이다.

상기 식들을 적용하면 $0(\%) < U_{av} < 90(\%)$ 범위내에서 T_v 는 1% 이내의, 그리고, $90(\%) < U_{av} < 100(\%)$ 의 범위에서는 3% 이내의 차이를 나타낸다고 한다. 본 고에서는 식 (8)을 침하속도 계산에 이용하였다.

2) Drain 재를 매설한 지반에서의 침하속도 Wick Drain 에 의한 압밀 속도의 계산은 다음과 같은 가정에 기초하였다.

- (1) 1면 배수이다.
- (2) 균등변형 (Equal-Strain) 상태의 압밀이 일어난다.
- (3) Smear Zone 의 효과를 고려하지 않는다.
- (4) 평등과 연직방향으로 동시에 배수가 일어나며, $C_h = C_v$ 이다.

Smear Zone 이 없는 경우 (Fig.7) 의 $(r_w - r_s)$, 균등 변형에 의한 압밀문제는 Barron (1948) 에 의해서 제시되었다. 시간 t 수평거리 r 에서 과잉간극수압은,

$$u = \frac{4 U_{av}}{d_s^2 \cdot F(n)} \left[r_s^2 \ln \left(\frac{r}{r_w} \right) - \frac{r^2 - r_w^2}{2} \right] \dots \dots (9)$$

여기서, u : 과잉간극수압

U_{av} : 평균압밀도

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$n = \frac{d_s}{d_w} = \frac{r_s}{r_w}$$

d_s = 유효직경

d_w = 등치 환산 직경

이다. 윗식을 U_{av} 에 대해서 풀면,

$$U_{av} = U_i \cdot e^\lambda \dots \dots \dots (10)$$

여기서, $\lambda = \frac{-8 T_h}{F(n)}$, T_h : 수평 방향 배수지 시간계수

이므로, 수평 방향 배수에 대한 평균 압밀도

$$U_h = 1 - \exp \left[\frac{-8 T_h}{F(n)} \right] \dots \dots \dots (11)$$

이 된다.

이상은 압밀배수가 수평방향으로만 일어난다고 본 경우지만, 실제 현장에서는 수평, 수직으로 동시에 배수가 일어나므로, 이때의 평균 압밀도 U 는 Carrillo 에 의해서 제안된 다음 식을 이용하였다.

$$U=1-(1-U_h)(1-U_v) \dots\dots\dots(12)$$

여기서, U : 평균 압밀도

U_h : 수평방향의 평균 압밀도

U_v : 수직방향의 평균 압밀도

식 (12)에 의해서 압도 U 를 계산하면 Table 3 과 같다.

Table 3. The Degree of Consolidation with Vertical and Horizontal Drainage

$$U=1-(1-U_v)(1-U_h)=U_v+U_h-U_v \cdot U_h$$

t , days	U_h $T_v=0.0025t$	3m, $T_v=0.00043t$		5m, $T_v=0.00015t$		7m, $T_v=0.000078t$		10m, $T_v=0.000038t$	
		U_v	U	U_v	U	U_v	U	U_v	U
10	0.078	0.074	0.146	0.043	0.118	0.032	0.108	0.022	0.098
20	0.150	0.101	0.236	0.062	0.203	0.045	0.188	0.031	0.176
30	0.215	0.128	0.315	0.076	0.275	0.055	0.258	0.038	0.245
40	0.276	0.148	0.383	0.087	0.339	0.063	0.322	0.044	0.308
50	0.332	0.165	0.442	0.098	0.397	0.071	0.379	0.049	0.365
60	0.384	0.181	0.495	0.107	0.450	0.078	0.432	0.054	0.417
70	0.432	0.196	0.543	0.116	0.498	0.084	0.480	0.058	0.465
80	0.476	0.209	0.586	0.124	0.541	0.090	0.523	0.062	0.508
90	0.517	0.222	0.624	0.131	0.580	0.095	0.563	0.066	0.549
100	0.554	0.234	0.658	0.138	0.616	0.100	0.599	0.070	0.585
110	0.589	0.245	0.690	0.145	0.649	0.105	0.632	0.073	0.619
120	0.621	0.256	0.718	0.151	0.678	0.110	0.663	0.076	0.650
130	0.650	0.267	0.743	0.158	0.705	0.114	0.690	0.079	0.678
140	0.677	0.277	0.766	0.164	0.730	0.119	0.715	0.082	0.704
150	0.703	0.287	0.788	0.169	0.753	0.123	0.740	0.085	0.728
160	0.726	0.296	0.807	0.175	0.774	0.127	0.761	0.088	0.750
170	0.747	0.305	0.824	0.180	0.793	0.131	0.780	0.091	0.770
180	0.767	0.314	0.840	0.185	0.810	0.135	0.798	0.093	0.789
190	0.785	0.322	0.854	0.190	0.826	0.138	0.815	0.096	0.806
200	0.801	0.330	0.867	0.195	0.840	0.142	0.830	0.098	0.821

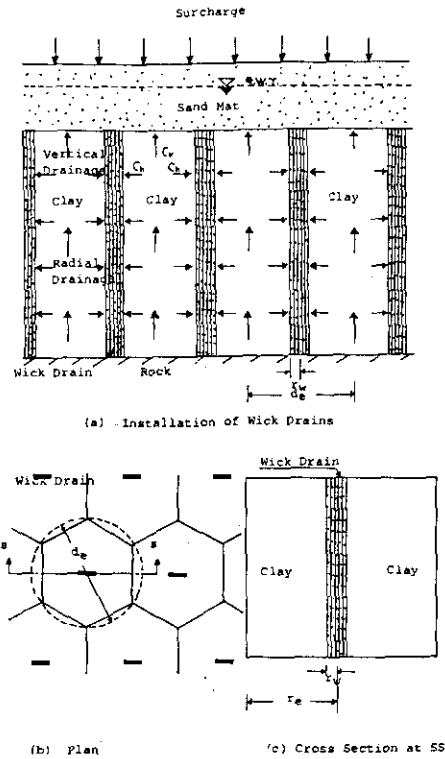


Fig. 7. General Layout of Wick Drains

3.3 배수공법의 설계

배수설계는 폭 9.6 cm, 두께 0.3cm 의 Corrugated Plastic Board의 양면에 Fleece 를 부착한 Wick Drain 을 1.2 m 정삼각형 격자형으로 배치하여, 경량의 나타식 타설기에 의해서 연약층 저면 끝까지 관입토록 하였다.

Drain재의 등치 환산 직경은 형상계수 $\alpha = 0.75$ 로 추정하여 $d_w = 0.5$ cm로 보았다. 또한 정삼각형 격자형으로 배치된 Drain 재의 유효 직경은 $d_e = 1.05$ d = 1.25m로 환산하였다.

3.4 성토 설계

Block #3 에 발달된 연약층은 전단강도가 극히 작기 때문에 일시성토에 의해 최종 계획 성토고까지 시공하게 되면 원지반이 직접 또는 전단파괴를 일으키게 된다. 따라서, 단계하중에 의해 소기의 지반강도를 얻은 후 다음 단계하중에 의해 소기의 지반강도를 얻은 후 다음 단계하중을 재하는 단계재하중 공법을 적용하였다. 단계재하를 위한 한계 성토고의 결정은 지반의 압밀진행에 따라, 기대되는 지반의 전단강도의 증가에 달려 있다. Skempton 의 경험식에 의하면 하중 증가에 의한 지반의 강도증가는 점토의 소성지수와 관계가 있는 것으로 알려져 있다. 즉, 강도증가율 $m = 4c / \Delta \bar{p} = 0.11 + 0.0037 \cdot PI$ 이다.

여기서는 강도증가율 $m=0.21$ 을 기초로 하여 구조물의 설계기준 강도와 허용잔류 침하량을 만족시키는 성토 단계별 성토고를 결정하였으며, 그 결과는 Table 4 와 같다. 설계 기준강도 $3.6t/m^2$ 을 요구하는 Pond Area 의 경우 4단계 성토를 하여 최종성토고가 EL. 3.5m 가 되도록 재하하며, $5.4 t/m^2$ 의 설계강도를 요구하는 Road Area 의 경우 6단계성토를 하여 최종성토고 EL. 5.0 m 까지 재하하도록 하였다. 이때 한 단계의 재하가 완료된 후 다음 단계의 하중을 재하하려면 먼저 단계의 재하중에 의한 압밀이 규정된 압밀도까지 진행될 때까지 방치하여 다음 단계 재하중을 지지할 수 있는 충분한 지반지지력이 확보되도록 하였다. 여기서는 압밀도 30% (압밀소요시간 약 30-40일)를 얻은 후 다음 단계를 재하하도록 결정하였다.

Table 4. Surcharge Schedule

Area	Stage	Height, EL. m	Thickness, m	Duration, Days
Road Site	I-Fill	1.6	1.0	30
	II-Fill	2.2	0.6	30
	III-Fill	2.8	0.6	40
	IV-Fill	3.5	0.7	30
	V-Fill	4.2	0.7	30
	VI-Fill	5.0	0.8	150
General Site	I-Fill	1.6	1.0	30
	II-Fill	2.2	0.6	30
	III-Fill	2.8	0.7	30
	IV-Fill	3.5	0.7	150

3.5 성토 제거시기의 결정

최종구조물이 요구하는 설계기준강도와 허용잔류침하량을 만족시키는 시점에서 여성토를 제거하게 되는데, 제거시기결정요인으로는 압밀도 U , 성토기간 t_s , 방치기간 t_w , 영구구조물 하중 σ_f 및 최종성토하중 σ_{f+s} 등이 있다. 특히, 성토하중제거시기는, 평균압밀도 U_{av} 가 아닌, 불투수면에서의 압밀도 $U_{z=H}$ 를 기준하였으며 (Fig. 8 참조), 본 공사에서는 최종성토하중에 대한 불투수면에서의 압밀도 $U_{z=H}$ 가 90%에 이르렀을 때 여성토를 제거하도록 결정하였다.

여성토 제거시기의 결정은 Johnson (1970) 이 제안한 식을 사용하였는데 계산방법은 다음과 같다.

$$\delta_1 = \left(\frac{H}{1+e_0} \right) \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_0' + \sigma_f}{\sigma_0'} \right) \dots \dots \dots (13)$$

$$\delta_2 = \left(\frac{H}{1+e_0} \right) \cdot C_c \cdot \log \left(\frac{\sigma_0' + \sigma_f + \sigma_s}{\sigma_0'} \right) \dots \dots \dots (14)$$

여기서, δ_1 = 영구 구조물 하중(σ_f)에 의한 침하량

δ_2 = 영구 구조물 하중(σ_f) + 여성토 하중(σ_s)에 의한 침하량

σ_0' = 초기 유효 응력 (t/m^2)

$\sigma_s' = \sigma_0' + \sigma_f$ (t/m^2)

그러나, 불투수면에서의 영구구조물하중에 의한 침하량과 압밀도는,

$$\delta_1 = U_{(f+s)} \cdot \delta_2 \dots \dots \dots (15)$$

$$U_{(f+s)} = \frac{\delta_1}{\delta_2} \times 100 \dots \dots \dots (16)$$

$$\therefore U_{(f+s)} = \frac{\log [1 + (\sigma_f / \sigma_0')]}{\log \{1 + (\sigma_f / \sigma_0') [1 + (\sigma_s / \sigma_f)]\}} \dots \dots (17)$$

이며, σ_f / σ_0 와 σ_s / σ_f 에 의한 $U_{(f+s)}$ 값은 Fig. 9 의 Graph 를 이용하여 구한다.

결국, $U_{(f+s)}$ 가 정해지면 T_v 를 추정할 수 있고, $U_{(f+s)}$ 와 T_v 의 관계로부터 여성토 제거시기 t 는 다음 식에 의해서 구할 수 있다.

$$t = \frac{T_v \cdot H^2}{C_v} \dots \dots \dots (18)$$

여기서, C_v : 압밀계수
 H : 최대배수거리

윗 식(18)에 의하면 압밀도 90%를 얻는 시기는, 설계강도 5.4 t/m^2 을 요구하는 Road Area 에서는 250일 동안에 EL. 5.0 m 까지 6단계재하하여 3개월간의 방치기간을 가진 후 제거하면 되고, 설계강도 3.6 t/m^2 를 요구하는 Pond Area 에서는 150일 동안에 EL. 3.5 m 까지 4단계재하를 시행하여 5개월간의 방치기간을 가진 후 제거하면 되는 것으로 판단되었다.

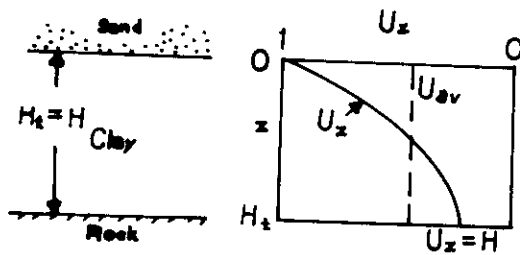


Fig. 8. Choice of Degree of Consolidation for Calculation of Precompression

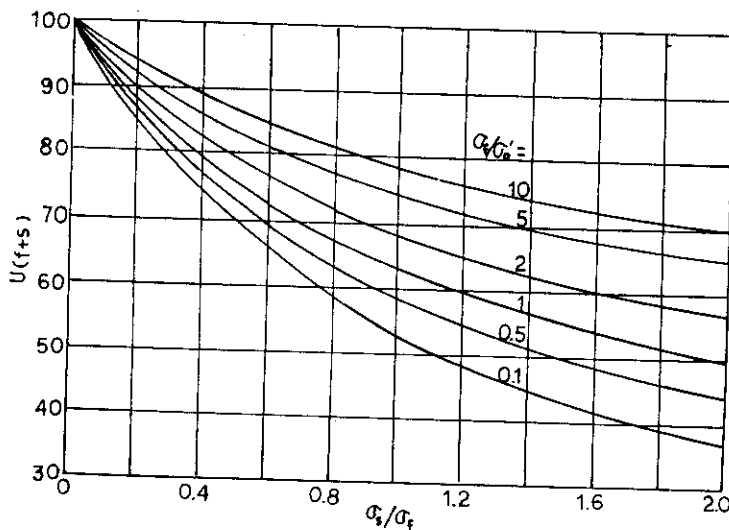


Fig. 8. Variation of $U_{(f+s)}$ with σ_p/σ_f and C_v/C_v'

3.6 성토 시공

3.6.1 부지정지 및 Sand Mat 포설

원지반은 논과 습지로 되어 있었으므로 풀과 나무뿌리를 제거하기 위하여 EL. -0.1 m 선으로 정지하였으며, 성토에 앞서 배수를 위하여 정지된 연약지반상에 Sand Mat 를 0.7 m 두께로 포설하였다. 또한, 보다 원활한 배수를 위하여 Sand Mat 내부에 $\phi 100\text{mm}$ -Perforated Plastic Pipe 를 남북방향으로는 100m 간격으로, 동서방향으로는 $\phi 50\text{ mm}$ Pipe 를 50 m 간격의 격자형으로 설치하였다. 이때 각종 계측기의 설치도 동시에 이루어졌다.

3.6.2 Wick Drain 의 설치

Sand Mat 의 포설과 계기의 설치가 끝난 후 경량의 나타식 타설기에 의해서 Drain Board 를 배치간격 1.2 m 의 정삼각형 격자형으로 35,000 본을 설치하였다.

3.6.3 성토의 시공

본 지역에서의 성토시공은 다음과 같은 안전관리 기준에 따라 수행되었다.

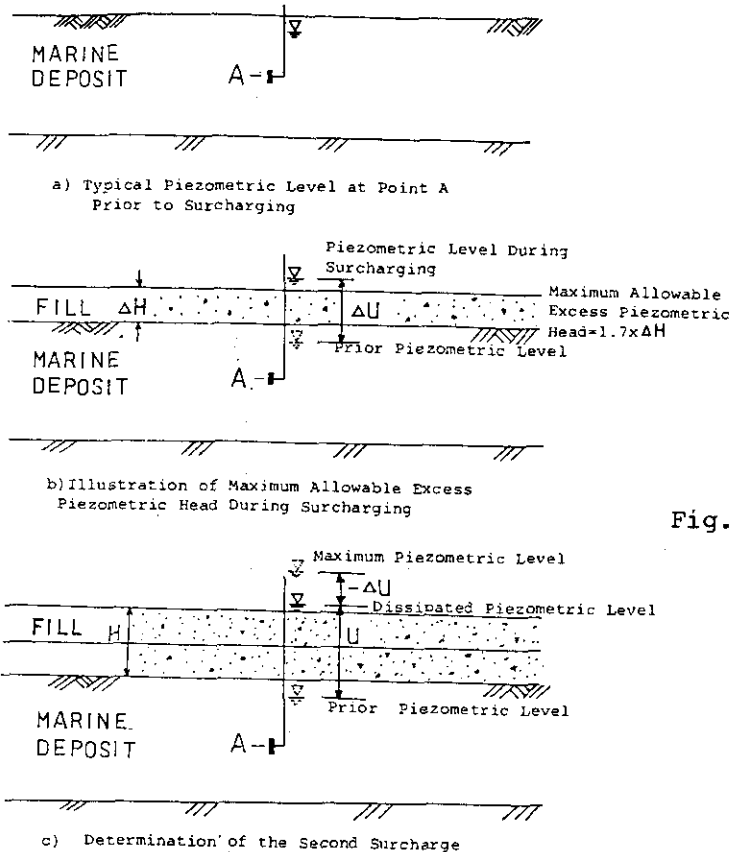


Fig.9. Surcharging Control Criteria

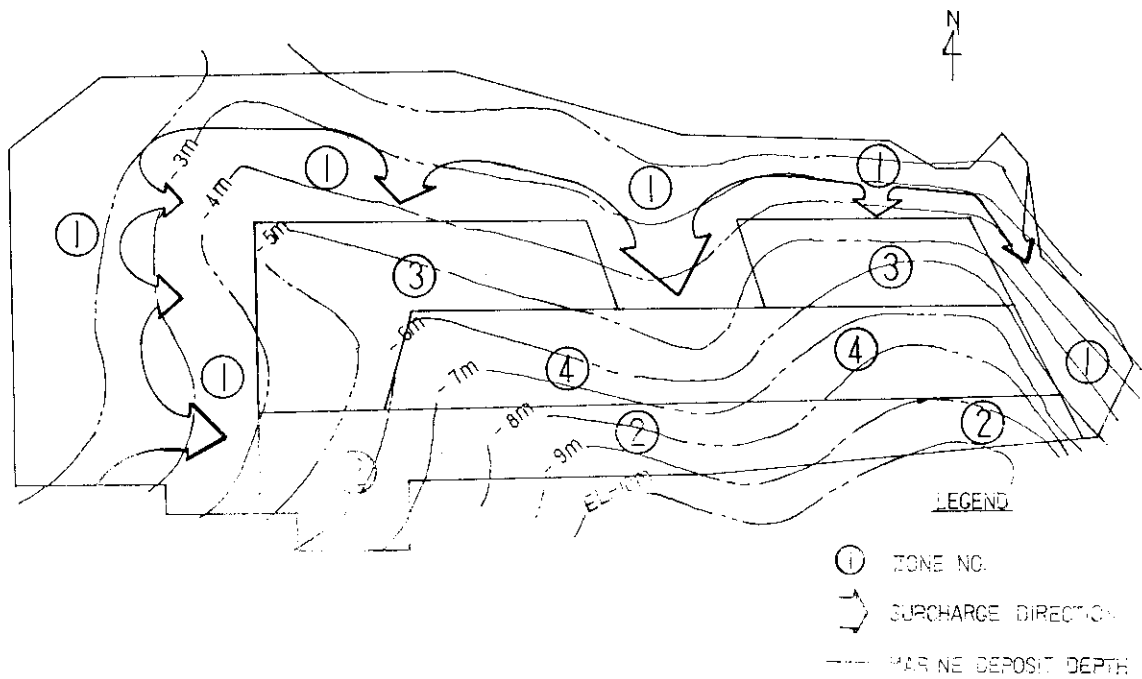


Fig.10-A Zoning for Surcharge Loading

- 1) 과잉 간극수압의 증분 $\Delta u \leq 1.2 H$ (H : 성토고)
- 2) 성토 사면선단에서의 수평 변위속도 $\Delta \delta / \Delta t \leq 2 \text{cm/day}$
- 3) 수평 변위량 와 연직침하량 s 의 관계에서 $\delta / S \leq 0.3$
- 4) 성토재하의 개시는 전단계 하중에 의한 압밀도가 30%에 도달한 후

특히, 본 지역의 연약층은 북쪽지역에서 EL. -2m 까지 그리고, 남쪽지역에서 EL. -10 m 까지 경사지게 발달되어 있어, 일정 두께로 성토를 실시할 경우 연약층이 두터운 지역의 침하량이 상대적으로 커지며 모암의 경사면을 따라 일어날 수 있는 활동에 대비하여 Fig. 10-A와 같이 Zone (1), (2), (3), (4) 로 나누어 성토의 시공순서와 진행 방향을 결정하였다.

본격적인 성토를 진행하기에 앞서, 전 성토대상 지역에 50 cm두께의 시험성토를 실시하여 각종 계기의 반응 상태와 원지반의 거동상태를 분석하였다.

시험 성토 결과, 연약층이 두터운 남쪽지역 (Zone (2), (4)에서는 관리 기준치($u=1.2H$) 를 훨씬 넘는 과대한 간극수압이 발생하고, 최대치에 이르렀던 간극수압도 빨리 소산되지 않는 등의 문제점이 나타나서 이 지역에서의 성토가 일시 중단되기도 하였다.

그러나, 침하와 수평변위의 측정치에는 전혀 파괴의 징후가 나타나지 않아, 기존의 간극수압에 의한 관리 기준치를 완화하여 재하중에 의한 과잉간극수압의 증분은 증가 성토고의 1.7배를 넘지 않도록 규제하였으며 ($\Delta u \leq 1.7 \Delta H$), 이를 넘는 경우에는 성토시공을 중단하여 과잉 간극수압이 관리치 이하로 소산될때 까지 기다린 후 시공을 재개하도록 하였다. (Fig. 9) 단, 다음 단계의 재하시기는 전 과잉 간극수압이 전 성토고 (H) 의 1.2배 이하로 소산되었을 때 실시하도록 하였다. ($U_{\%} \geq 30\%$, $\Delta u < 1.2H$)

외와같이 각 단계의 성토시마다 침하량과 과잉간극수압을 측정하여 그 결과를 시공에 즉시 반영하는 방법에 의해 성토고와 성토시기를 수정하면서 시공을 실시하였다.

4. 현장 및 지반조사

본 연약지반 개량공사에서는 선행제하 과정에서의 지반의 거동을 파악하고 계측에 근거를 둔 시공관리를 실시하기 위해 각종 현장 계측기들을 설치하였으며 성토에 따른 점토층의 강도 증가 특성을 확인하기 위하여 각 단계별로 지반조사를 실시하였다.

4.1 현장계측 계획

4.1.1 계기의 종류 및 매설위치

현장계측을 실시하기 위하여 본 지역내에 매설한 계측기의 종류 및 매설위치를 Table 5 와 Fig.10-B에 각각 나타내었다.

Table 5. 현장 계측계기 종류

측정 항목	계기 종류	측정 방법
침하 측정	Surface Settlement Plate Deep Settlement Plate	Level Level
지표 또는 지중 변위 측정	Inclinometer Swelling Plate Lateral Movement Rod Lateral Movement Pin	전기식 Level 삼각측량 삼각측량
간극수 압시 측정	Pneumatic Piezometer Standpipe Piezometer	응력계 수위 판독
지하수의 측정	Observation Well Dummy Well	전기식

1) 침하판

지표면 침하판은 점토층의 표면에 설치하였다. Fig.10(a)에 보인바와 같이, 성토구역내에 19개의 침하판을 설치하였다. 침하판의 크기는 60cm x 60cm 의 철판에 19mm 의 Pipe를 용접하여 제작하였다. 침하판은 연약층의 깊이가 6 m 이하인 경우에는 연약점토의 최상부에, 6 m 이상의 깊이에서는 상부침하판 이외에 심층에서의 침하특성을 파악하기 위하여 중간 깊이에 심층 침하판을 설치하였다.

2) 간극수압계

하중증가에 따른 지반내의 과잉 간극수압의 변화를 측정하기 위하여 간극수압계(Pneumatic Piezometer)를 해성 점토층내에 설치하였다.

각 간극수압계는 Sand Mat 와 Wick Drain 설치전에 매설하여 이들의 설치에 따른 간극수압의 변화도 측정하도록 하였다.

간극수압계의 매설심도는 연약층의 깊이 H 가 6 m 미만일 경우에는 $1/2 H$ 지점에 한개, H 가 6m 를 넘을 때에는 $1/3 H$ 와 $2/3 H$ 지점에 각각 한개의 계기를 매설하였다. 이와 같이하여, 성토구역내에는 10개소에 12개를 그리고, 산업도로상에는 4개소에 7개의 간극수압계를 매설하였다.

3) 지하수위관측점

과잉간극수압 계산을 위한 정수압을 측정하기 위하여 간극수압계 주위에 6개의 지하수위관측점을 설치하였다.

4) 경사계

Block #3 내의 성토에 따른 산업도로 밑의 해성점토층의 수평거동을 파악하기 위하여 도로의 북쪽노선을 따라 4개소에 경사계를 설치하였다.

5) Swelling Plate

재하중 증가에 따른 성토사면 선단에서의 횡방향 변위 및 Swelling 을 측정하여 성토시공의 안전관리에 이용하기 위하여 성토구역과 산업도로 사이의 Ditch 에 3개의 Swelling Plate를 설치하였다.

이밖에도 해수의 조위변화를 측정하기 위한 Dummy Well, 송전탑의 기울기를 조사하기 위한 U-Tube 경사계 그리고 산업도로의 횡방향 및 수직방향 변위를 측정하기 위한 Pin 등을 설치하였다.

4.1.2 계측빈도

계측빈도는 Table 6 에 나타난 바와 같이, 각 단계별 성토에 의한 지반의 거동을 신속하고 정확하게 파악하기 위하여, 성토기간중에는 1회/1일 측정을 원칙으로 하였으며, 최종 성토가 완료된 후에는 1회/1주로 감소하였다.

4.2 지반조사 계획

단계별 상재하중에 의한 강도변화 거동을 이해하기 위하여 현장지반 조사 및 실내시험이 실시되었는데, 여기에 포함되는 조사내용은 Index Properties, 현장 Vane 전단강도, Undisturbed Sample 에 의한 삼축압축시험을 통해 얻어지는 전단강도 등이 있다.

조사시기는 다음과 같으며 시료의 채취위치 및 시험방법을 가능한 한 동일하게 하여 원지반의 강도특성 변화를 비교할 수 있도록 하였다.

제 1차시험: 원지반 상태

제 2차시험: 1차 성토후

제 3차시험: 4차 성토후

제 4차시험: 최종 성토후

Table 6. 盛土區域 및 産業道路上의 計測頻度

盛土區域內	計測頻度	産業道路	計測頻度
Surface Settlement Plate	盛土時: 1回 / 1日	Inclinometer	盛土時: 1回 / 1日
Deep Settlement Plate	盛土時: 1回 / 2日	Settlement Pin	
Piezometer	(2週內)	Piezometer	盛土後: 1回 / 1週
Observation Well	盛土後: 1回 / 1週	Dummy Well	
Lateral Movement Rod	(2週後)		
Swelling Plate			

MEASUREMENT PLAN

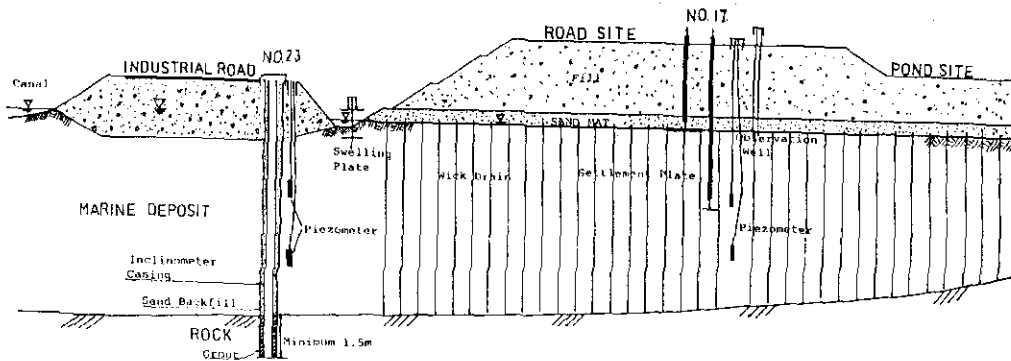
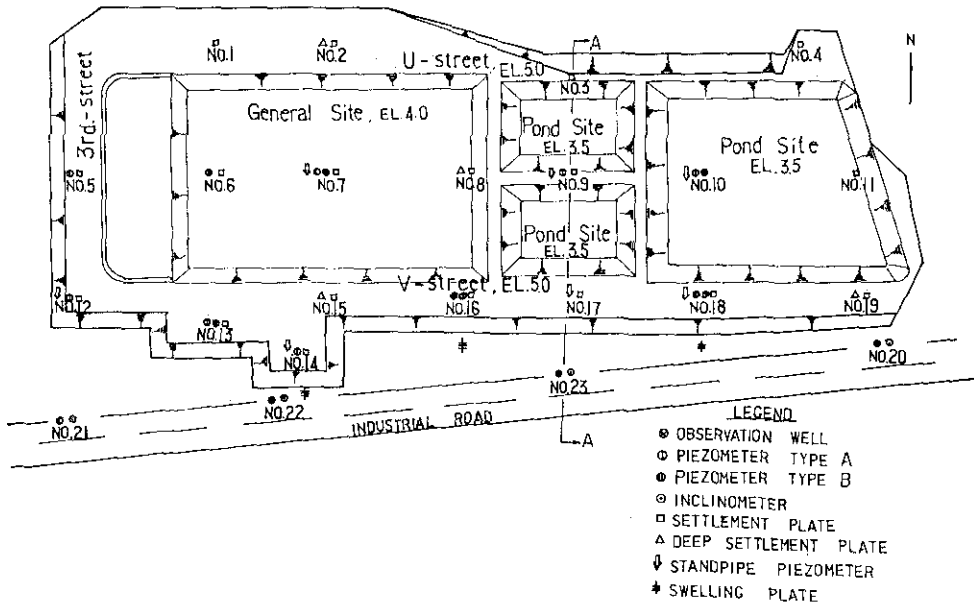


Fig.10-B Field Instrumentation Plan

5. 계측결과분석 및 시공관리

5.1 시공관리 기법

연약지반상의 성토 공사 시공시 사용되고 있는 주요 안정관리수단과 기준치를 소개하면 다음과 같다.

5.1.1 S- δ 관리 기준

연약지반상에 성토를 하는 경우 성토 증양부 직하의 침하량 (S) 증가에 비해서 성토사면 선단의 수평변위량 (δ)의 증가가 일정비를 넘어설 경우 지반이 불안정하다는 것이 경험적으로 판단되었다. 지반이 안정한 경우에는 S- δ 관리도에서 $\delta S/\delta S$ 값 (여기서는 α 라 한다)의 증가율이 점점 감소하게 되며, 불안정한 상태가 되면, α 값의 증가율이 일정한 변곡점을 넘어 점점 증가하게 된다. 이러한 변곡점을 찾아 안정관리의 기준치로 결정하게 된다. 예를 들어 Fig. 11의 경우를 보면, α 의 변곡점 이전값을 α_1 이라하고, 변곡점 이후값을 α_2 라 할때 α_2/α_1 와 α_1 의 관계를 도화한 것이다. 여기서 검은 점은 불안정한 상태가 발생하였을 경우였고 흰점은 안정한 상태였다. 여기에서 양자를 구분할 수 있는 경계선을 구한 결과 $\alpha_2 = \alpha_1 + 0.5$ 의 관계가 있음을 알았다. 이 관계식은 모든 현장에 그대로 적용될 수 없고 각각의 현장에서 실험 크기 파괴시험 등을 실시하여 구해야 한다.

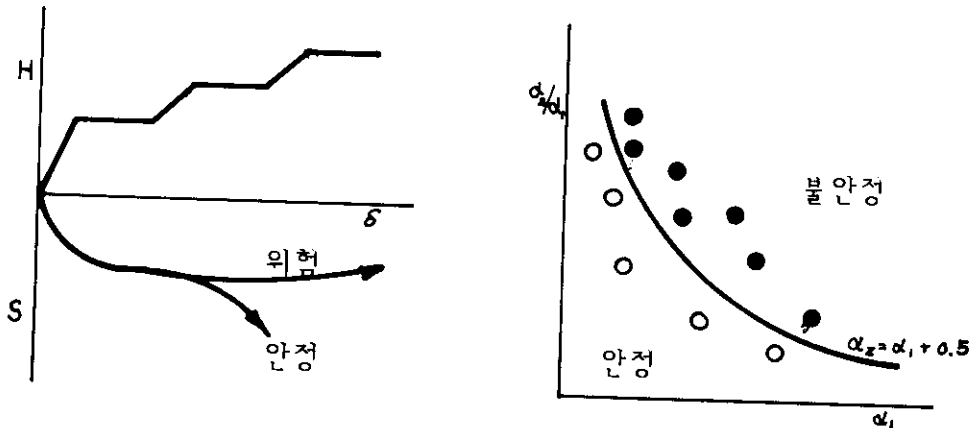


Fig. 11 S - δ 관리기준

5.1.2 $\Delta\delta/\Delta t - t$ 관리기준

성토를 계속하고 있는 동안 단위시간당 변위량 ($\Delta\delta/\Delta t$)를 측정하여 본 결과 성토상단에 Crack이 발생하였을 때 일정한 값에 도달함을 경험하였다. 지반이 안정할 경우에는 성토직후 $\Delta\delta/\Delta t$ 값은 최대치를 나타내다가 시간이 경과함에 따라 점점 감소하나 성토상단에 Crack 이 발생하는 등 지반의 파괴가 진행될 경우에는 $\Delta\delta/\Delta t$ 값이 매우 크게 되어 오히려 시간이 경과하여도 감소하지 않게 된다.

일본의 율연은 성토 상단면이나 공면에 Crack 이 발생할 경우의 $\Delta\delta/\Delta t$ 를 측정하여 $\Delta\delta/\Delta t = 2-3 \text{ cm}$ 를 관리 기준치로 제안하였다. (Fig.12)

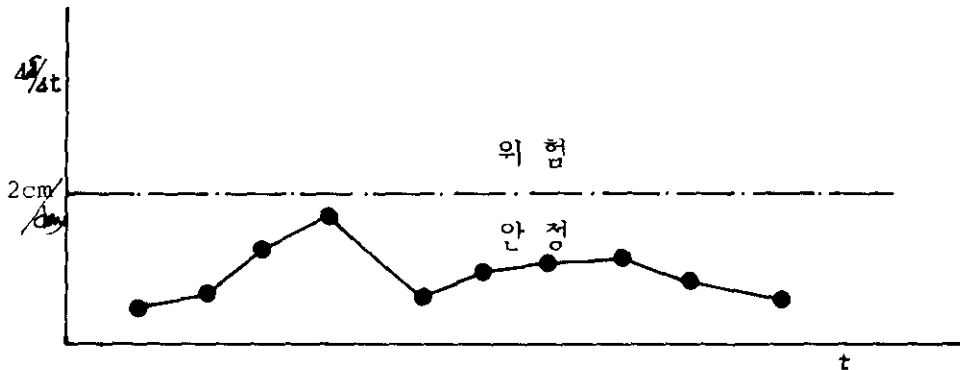


Fig. 12 $\Delta\delta/\Delta t - t$ 관리기준

5.1.3 $S - \delta/S$ 관리기준

일본의 송미는 성토가 파괴된 경우에 대하여 $S - \delta/S$ 관계를 정리한 결과 파괴는 일정한 곡선에 도달하면서부터 발생함을 발견하였다. 이때 이곡선을 파괴 기준선이라 하고 시공중 $S - \delta/S$ 관계가 이 곡선에 접근하게 되면 파괴에 접근하는 경향이 있고 이 곡선으로 부터 멀어지면 안정으로 향한다고 하였다.

(Fig. 13)

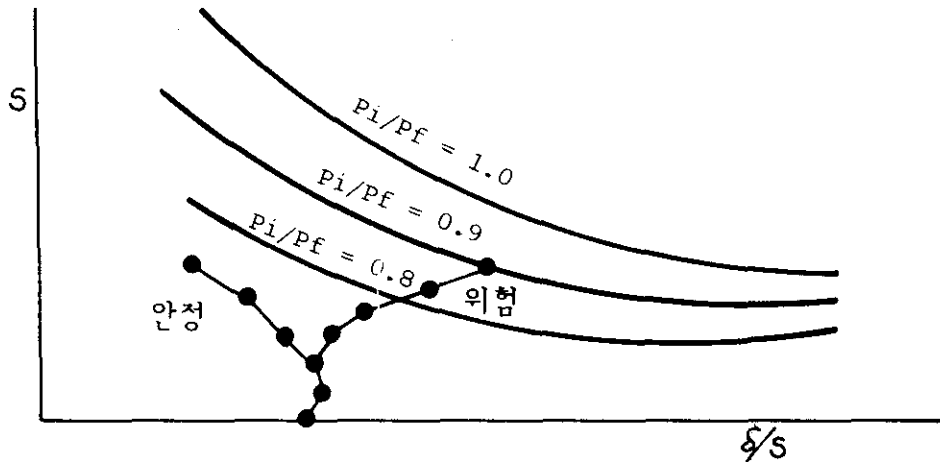


Fig. 13 S - δ/S 관리기준

이 곡선에서 P_f 는 파괴시 성토하중을 나타내고 P_i 는 임의 시점에서 성토하중을 나타내는데 P_i/P_f 가 1이 되면 파괴 기준선이 되고 $P_i/P_f = 0.9$ 이면 준파괴선 그리고, $P_i/P_f = 0.8$ 이면 위험선으로 하였다. (Fig. 14)

이들 곡선은 다음 식으로 구해진다.

$$P_i/P_f = 1.0, S = 5.93 \exp[1.28(\delta/p)^2 - 3.41(\delta/p)] \quad [0 < \delta/p \leq 1.4] \quad \dots\dots (19)$$

$$P_i/P_f = 0.9, S = 2.80 \exp[0.40(\delta/p)^2 - 2.49(\delta/p)^2] \quad [0 < \delta/p \leq 1.2] \quad \dots\dots (20)$$

$$P_i/P_f = 0.8, S = 2.94 \exp[4.52(\delta/p)^2 - 6.37(\delta/p)] \quad [0 < \delta/p \leq 0.8] \quad \dots\dots (21)$$

먼저 S - δ/S 관계도에 $P_i/P_f = 1.0, 0.9, 0.8$ 일때의 곡선을 그려놓은 후 실측결과를 Plotting 하여 $P_i/P_f = 0.8$ 선에 도달하게 되면 성토를 중단하고 방치하여 두었다가 S - δ/S 관계가 이 곡선으로 부터 어느정도 떨어지면 재성토를 실시하도록 한다. 이 관리기준을 이용하면 S - δ/S 관계가 좌측으로 이동하여 안정한가, $P_i/P_f = 0.8$ 에 접근하여 위험한가를 판단할 수 있다.

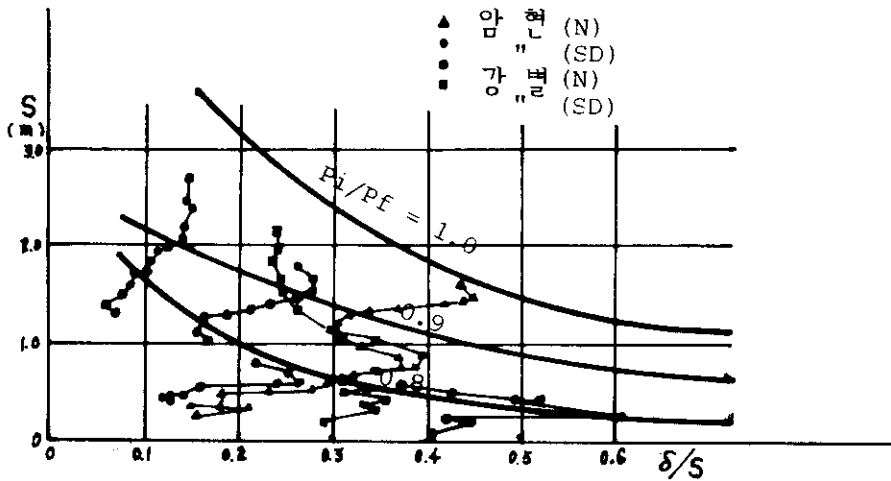


Fig. 14 $S - \delta/S$ 관리기준에

5.1.4 $4\delta/4\delta - \delta (=f_t \cdot H)$ 관리 기준

비배수 조건하에서 일정속도로 재하할 경우 재하중 $\delta (=f_t \cdot H)$ 에 대해서 $4\delta/4\delta$ 가 거의 직선적으로 감소하는 것을 발견하여 일본의 관구가 제시한 방법이다. $4\delta/4\delta$ 가 0이 될때, 즉 $4\delta/4\delta$ 와 δ 의 관계를 Plotting한 결과 $4\delta/4\delta$ 와 δ 의 직선이 횡축과 만났을 때를 파괴하중이라 한다. (Fig.4-33) 성토하중 δ 대신에 성토고 H 를 취해 $4\delta/4\delta - H$ 관계로 나타낼 수도 있다. 실제의 시공에서는 완전한 비배수 상태가 아니고 성토속도도 일정하지 않으므로 $4\delta/4\delta - H$ 관계는 위에서 말한 것처럼 되지는 않지만, $4\delta/4\delta$ 는 H 의 증가에 따라 감소하여 일정한 기준치 이하가 되면 불안정하게 된다. 이러한 감소경향으로 부터 한계 성토고를 추정할 수 있다. 그러나 성토속도가 매우 느릴 경우에는 $4\delta/4\delta - H$ 관계가 완만한 곡선을 나타내므로 한계성토고의 추정은 어렵게 된다. 단단계 성토공사에서는 방치 기간이 중간에 들어가므로 $4\delta/4\delta - H$ 관계선은 단계수 만큼 된다. 실제의 성토공사 현장에서 $4\delta/4\delta$ 값을 조사한 결과 $4\delta/4\delta \leq 15$ (t/m^3) 일때부터 성토상단면에 Crack이 발생하였다는 보고가 있다. (Fig. 15)

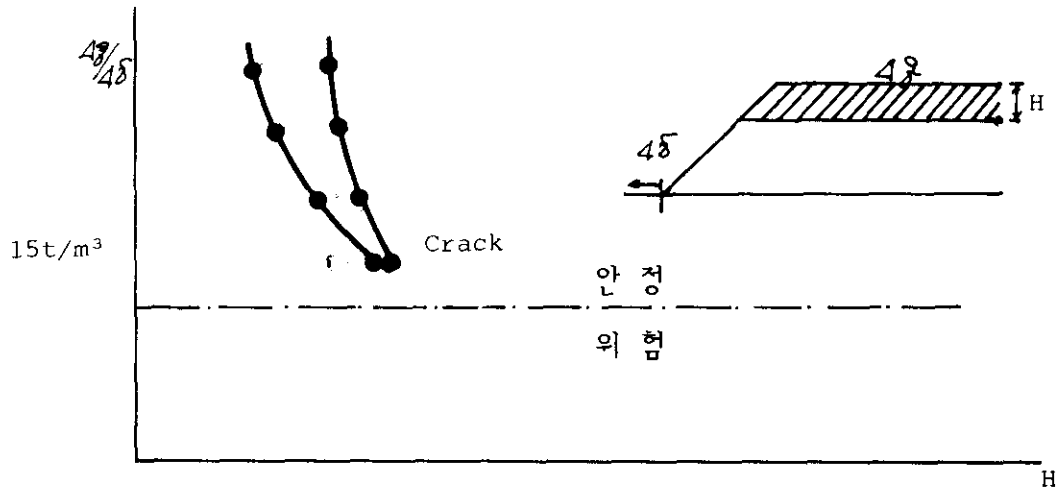


Fig. 15 $4\delta/4\delta - H$ 관리기준

5.1.5 Stress Path 에 의한 관리기준

Piezometer로 부터 측정한 간극수압으로 부터 지반내 유효응력의 크기를 알수 있다. 즉, 간극수압계수 $A = \frac{4u - 4\sigma_3}{4\sigma_1 - 4\sigma_3}$ 의 관계에 있으므로 성토 하중 $4\sigma_1$ 를 알고 $4u$ 을 계측하여 구하면 $4\sigma_3 = 0$ 이라고 판정하였을 때의 A 값을 구할 수 있다. $\bar{p}-\bar{q}$ Diagram 상에 그 지반의 K_0 과 K_f -Line 을 그린 후 현장에서 측정한 간극수압을 이용하여 \bar{p} 와 \bar{q} 를 Plotting 하게 되면 이 점들은 처음에 K_0 -Line 상에서 출발하여 성토를 하게 되면 K_f -Line 쪽으로 접근하였다가 방치해 두면 간극수압이 줄어들어 우측으로 이동하여 K_f -Line 과 멀어지게 된다.

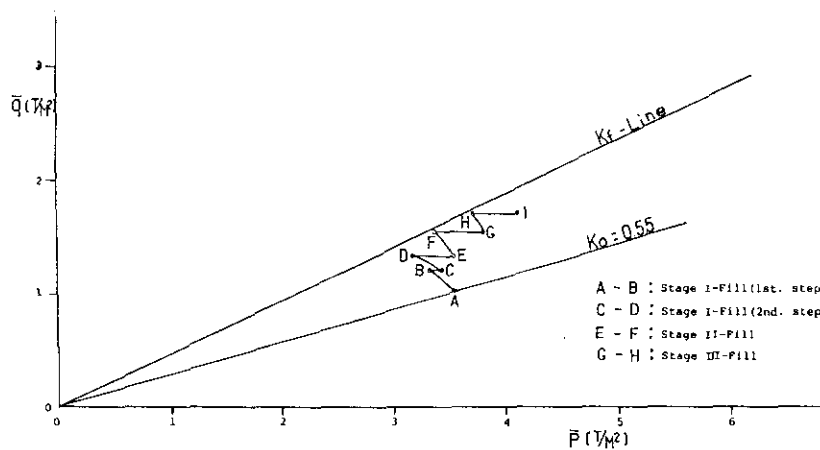


Fig. 16 Stress Path 에 의한 관리기준

5.2 계측결과 분석

현장에서 측정된 계측결과와 설계시에 예측한 값을 비교분석하여, 선행 하중과 Wick Drain공법에 의한 연약지반 개량효과를 검토하여 보기로 한다.

5.2.1 침하량 측정결과

Fig. 17 은 대표적 위치에서 측정된 성토하중에 따른 지표침하량의 변화를 나타내며, Fig. 18 은 시점에서 전지표침하 Contour 를 나타내고 있다. 계측된 침하는 측정위치에 따라 매우 큰 차이를 나타내었는데, Fig. 19에 보인바와 같이 침하량의 크기는 연약층의 두께와 직접적으로 비례하고 있으며, 또한 성토고에 따라 변화함을 알수 있었다.

Fig. 19 에는 현장에서 실측된 침하곡선과 계산에 의하여 예측된 침하곡선을 비교하고 있다. 여기서 이론 침하곡선은, 제1단계 성토에 의해서 발생한 실측 침하량을 쌍곡선법에 의해 압축지수 C_c 와 압밀계수 C_v 를 역계산하여 예측한 곡선이다.

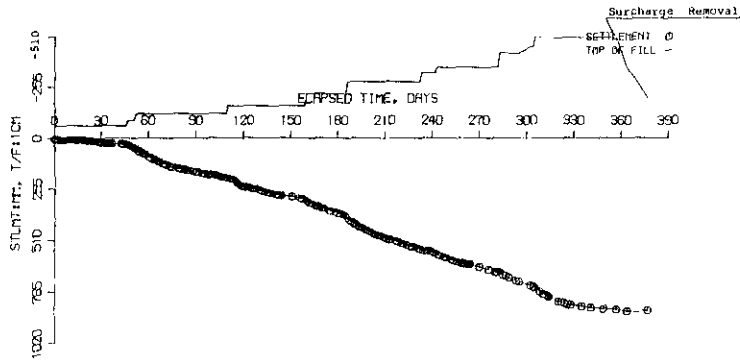
일반적으로 침하량 측정결과는 예측치와 매우 근사하게 나타났는데, 이는 수평방향의 압밀계수 C_h 를 C_v 와 같다고 가정한 설계 결과가 적절하였음을 말해준다. 일반적으로, 연약층에서의 C_h 는 C_v 의 2-3배 정도로 알려져 있으나 본 지역에서의 해성점토층에서는 뚜렷한 수평층이 형성되어 있지 않았기 때문에 C_h 와 C_v 는 거의 같았을 것으로 생각된다. 또 다른 이유로는 Wick Drain 재 주위에 Smear Zone 이 형성되어 수평방향의 배수를 어렵게 하였기 때문에 C_h 가 줄어 들었을 것이라고 생각할 수도 있겠으나, Wick Drain 에 의한 Smear Zone 의 영향은 없는 것으로 보고되어 있어, C_h 값이 C_v 와 같게 된 결과가 Smear Zone 의 영향이라고 보기는 어렵다.

Fig. 20 에 Wick Drain 을 설치하지 않고 단 순성토만 시공하여 배수가 수직방향으로만 일어난다고 가정하였을 때의 압밀도와 Wick Drain 에 의해서 배수를 촉진시키면서 성토를 시공하여 배수가 수평으로만 또는, 수평·수직방향

으로 동시에 일어날 경우의 압밀도를 비교하였다. Wick Drain 을 설치하지 않고 단순성토를 시공하였을 경우에는 압밀도 90%를 얻는데 20여년이 걸리는데 비하여, Wick Drain 을 매설한 후 성토를 시공한 경우에는 250-300일 정도밖에 걸리지 않아, 공기면에서 약 6배정도의 기간을 단축시킬 수 있었다. 그리고, Wick Drain 에 의한 침하 계산시, 수평·수직방향으로 동시에 배수가 일어난다고 본 경우가, 단지 수평 방향으로만 배수가 일어난다고 본 경우에 비해서 약 30일 정도 빨리 압밀도 90%에 도달한 것으로 나타났다.

한편, 심층부에서의 압밀특성을 조사하기 위하여 설치한 심층 침하 판에서의 측정 결과를 같은 위치의 지표면 침하량과 비교. 분석한 결과, 제1, 2단계 성토시에는 연약층의 하반부에서 발생한 침하량이 전 지표면 침하량의 30% 정도만을 차지하던 것이 시간이 지남에 따라 증가하여 제4단계 성토 이후부터는 상반부와 하반부에서 거의 동일한 량의 침하가 일어난 것으로 나타났다. (Fig. 21) 이는 Wick Drain 을 사용할 경우라도, 재하초기에는 Sand Mat 인 투수층에 접한 상반부에서 수직방향 배수에 의해서 침하가 시작되고, 불투수층에 면한 하반부에서는 배수거리가 긴 까닭에 침하가 지연된 것으로 판단된다. 이러한 현상 역시, Wick Drain 에 의한 침하 해석시 배수가 전적으로 수평방향으로만 일어난다고 볼수 없다는 것을 말해주고 있다.

이와 같은 압밀특성을 종합적으로 분석한 결과, 이론 압밀 침하량을 구하기 위하여 전술한 가정 사항들이 타당하였던 것으로 판단된다.



YUKONG NAC PROJECT BY DAEWOO ENG., LINE E1, POINT CN
 FROM 84/04/09 TO 85/04/21
 A PLOT ON 85/04/27 10:42:16

Fig. 17 Field Measurement Results

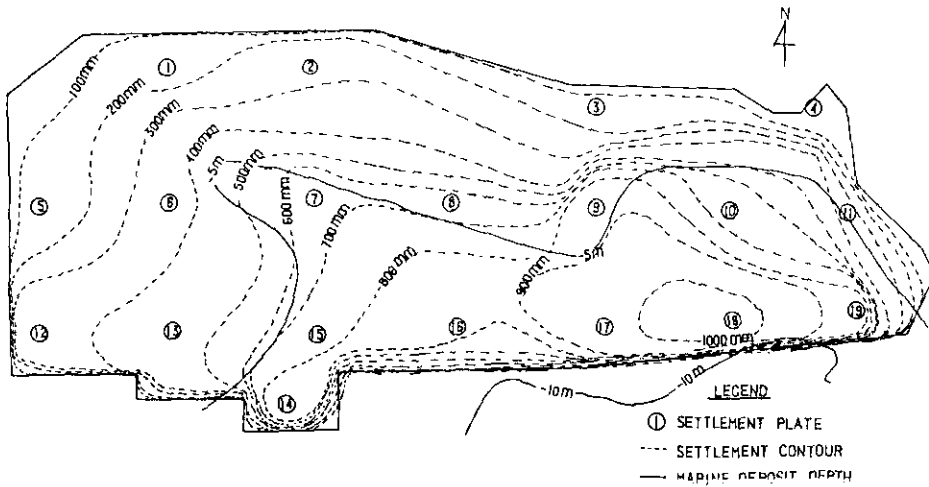


Fig. 18 Surface Settlement Contour (1935.3.20)

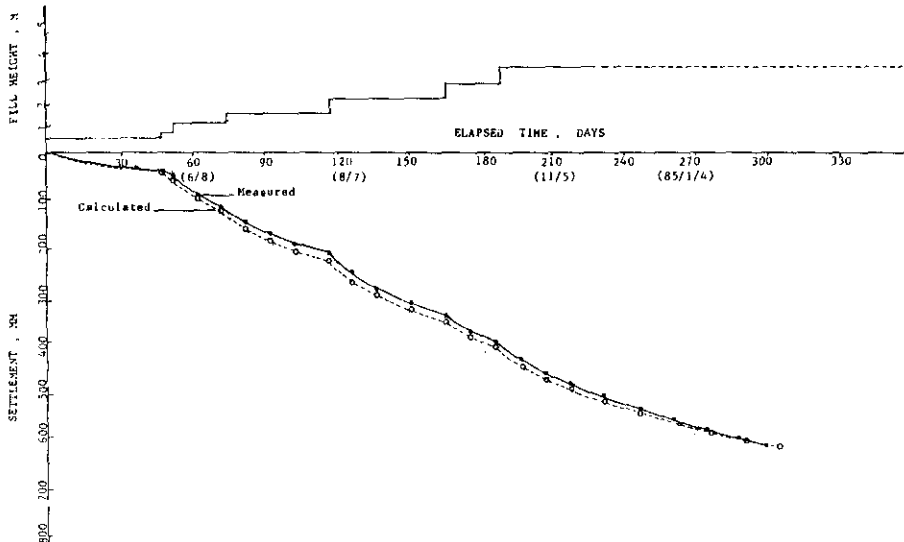


Fig. 19 Settlement vs Time (No. 8)

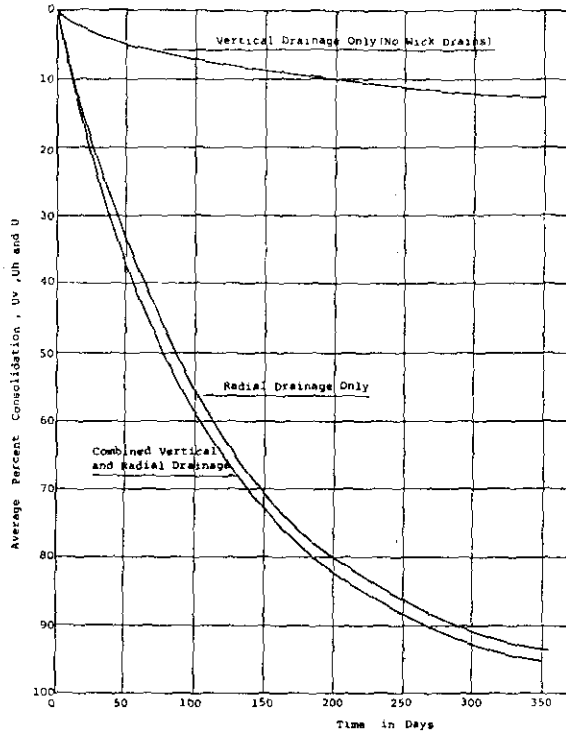


Fig. 20 Rate of Consolidation with or without Wick Drains

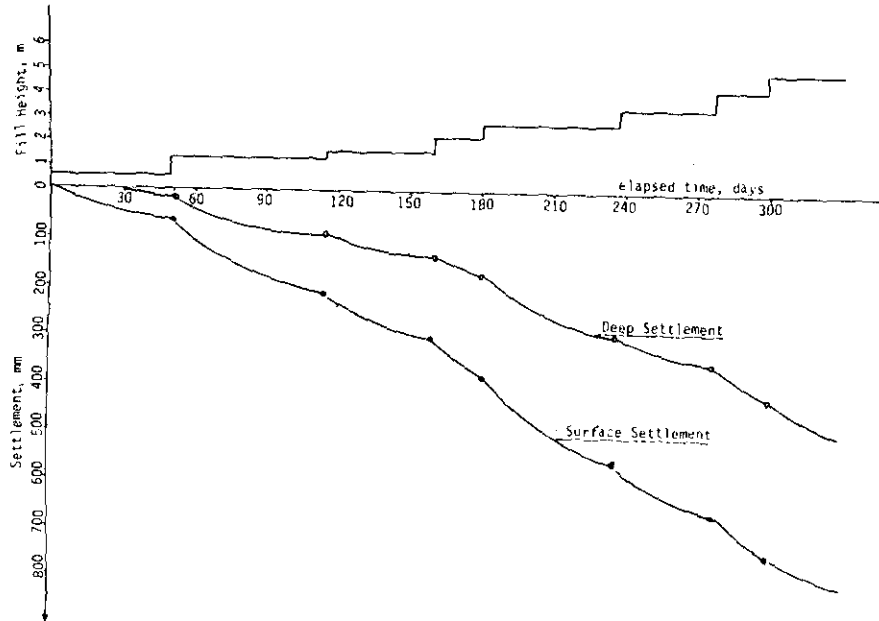


Fig. 21 Comparison of Deep Settlements and Surface Settlement

5.2.2 간극수압 측정결과

Fig. 22에 측정점 No.14 에서 측정한 과잉간극 수압의 시간변화를 나타내었다. 그림에서 보여주듯이, 비배수 상내에서는 간극수압의 소산이 전혀 일어나지 않다가 Wick Drain 의 설치와 동시에 급격히 증가하는 경향을 보였다. 그리고 연약층이 두터운 대부분 지역의 계기들에서, 제 1,2단계 성토후에 간극수압의 소산이 매우 느렸으나 시간이 지남에 따라 빨라지기 시작하여 제3단계 성토후부터는 뚜렷한 소산의 경향을 나타내었다. 이는 계기 매설시나 Wick Drain 관입시에 지반이 약간 교란되었다가 하중이 증가하고 배수량이 증가하면서 점차로 회복된 결과라고 생각된다.

Table 7 은 성토고 EL. 2.8m 까지 측정된 간극수압을 수록하고 있다. 이 표에서 볼 수 있는 바와 같이, EL. 0.9m까지 시험성토를 실시하여 5-7일이 경과한 후에 측정한 결과에 의하면, 연약층이 얇은 Zone (1), (3) (No. 5, 6, 7, 10, 12, 13) 에서는 재하시 증가된 간극수압의 37-98%가 소산되는 경향을 보였으나, 연약층이 깊은 Zone (2), (4) (No. 9, 14, 16, 18) 에서는 9-24%의 낮은 소산비를 나타냈다. 계속된 다음 단계 성토에서도 비슷한 현상이 일어나, Zone (1),(3)에서는 재하후 30여일만에 증가된 간극수압의 60-80%가 소산되었으나, Zone (2), (4) 에서는 같은 기간동안에 30-40%밖에 소산되지 않는 경향을 나타냈다.

재하중에 의하여 발생하는 과잉 간극수압의 크기를 알아보기 위하여 과잉 간극수압계수 A 값의 변화상태를 나타내면 Table 8 과 같다. 각 단계별 재하중에 따른 과잉 간극수압계수의 평균치는 0.82-1.1 사이의 값을 나타내, 지반이 정규압밀 점토층이라는 것을 알수 있다. 그러나, 연약층의 심도가 3 m 이내일 때의 A 값은 평균 0.63-0.81로 작게 나타났다. 이는 재하시 표층부의 물이 Wick Drain 을 통해 Sand Mat 내로 신속하게 배수되었기 때문인 것으로 생각된다.

이와 같이 현장에서 측정된 과잉간극수압을 이용하여 $\bar{p}-\bar{q}$ Diagram 상에 유효응력선 (Effective Stress Path) 를 나타내었다.

이때 E.S.P. 가 파괴선 (Kf-Line) 에 접근하게 되면 파괴의 가능성이 증가하게 되므로 시공을 중단하든지, 방치 기간을 늘이든지, 또는 최후의 경우에는 재하중을 제거하여 지반이 안정되도록 하여야 한다.

Fig. 23 에 가장 Critical 한 지역 (No.18)에서의 재하중에 따른 유효 응력선의 변화경로를 나타내었다.

제1 단계성토에서는 E.S.P. 가 Kf-Line 에 별로 접근하지 않았으나 제2단계 성토후에 상당히 접근하였다. 그리하여 제3단계 성토시기를 계획 보다 늦추어서 시공한 결과 다시 안정된 상태에서 시공을 마치게 되었다.

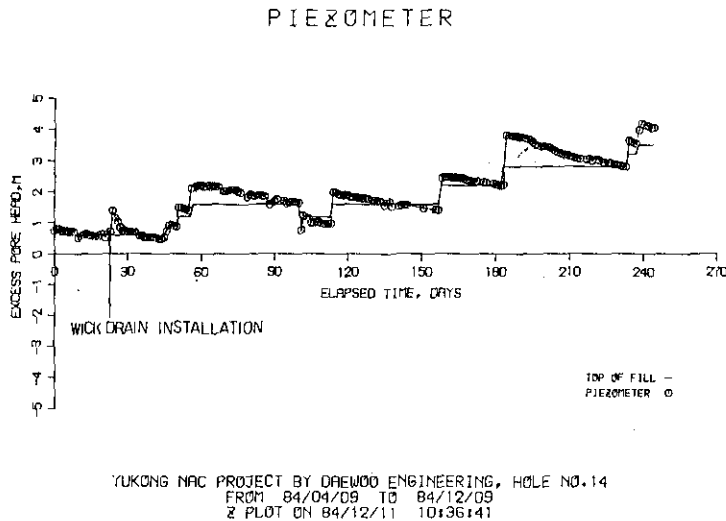


Fig. 22 Field Measurement Results

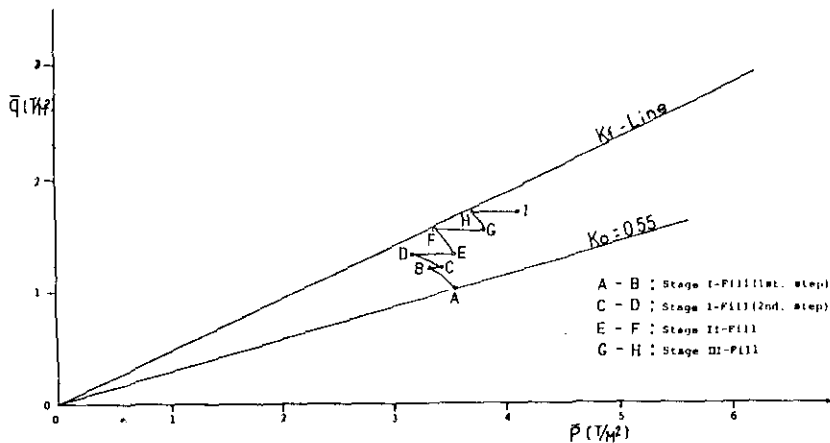


Fig. 23 Stress Path (No. 18)

Table 7. Rate of Dissipation of Pore Water Pressures

Sensor No.	Sen. Depth (EL. m)	Clay Thick-ness (EL. m)	EL. 0.9m			EL. 1.2m			EL. 1.6m			EL. 2.2m			EL. 2.8m			Aev. (%)	
			Δu	$\Delta u'$	$\frac{\Delta u'}{\Delta u} \times 100(\%)$	Δu	$\Delta u'$	%	Δu	$\Delta u'$	%	Δu	$\Delta u'$	%	Δu	$\Delta u'$	%		
			5	1.25	2	0.400	0.323	81	0.314	0.295	94	0.859	0.939	110	0.542	0.446	82		0.572
6	1.65	4	0.287	0.281	98	0.388	0.052	13	0.593	0.527	89	1.063	0.733	69	1.087	0.547	50	(63.8)	
7	4.20	7	0.483	0.263	55	0.498	0.288	58	0.568	0.570	100	1.157	1.02	88	1.262	0.418	33	(66.8)	
9	3.20	9	0.460	0.109	24	0.523	0.194	37	0.733	0.346	47	1.433	0.648	45	1.308	0.372	28	(36.2)	
10	2.55	7	0.692	0.299	43	0.749	0.257	34	0.628	0.48	76	1.18	0.527	45	1.216	0.450	37	<58.0>	
12	1.85	4	0.292	0.108	37	0.411	0.177	43	0.489	0.098	20	0.479	0.156	33	0.179	0.059	33	<42.0>	
13	1.75	5	0.306		45	0.584	0.346	59	0.642	0.805	125	0.582	0.645	111	0.740	0.337	46	(77)	
14	3.85	10	0.434	0.060	14	0.628	0.095	15	0.831	0.836	101	1.076	0.278	26	1.624	1.026	63	<40.8>	
16	U_p	2.57	9	0.382	0.081	21	0.482	0.376	78	0.646	0.453	70	0.687	0.138	20	1.559			((47.25))
16	L_p	5.03	9	0.450	0.042	9	0.507	0.278	55	0.817	0.249	31	0.785	0.050	6	1.598			((25.25))
18	U_p	3.13	10	0.744	0.085	11	0.562	0.478	85	0.886	0.516	58	0.947	0.381	40	1.267			((48.50))
18	L_p	6.17	10	0.801	0.075	9	0.666	0.434	65	0.964	0.473	49	0.899	0.243	27	1.314			((37.50))
Average:			0.478	0.155	33	0.526	0.273	52	0.721	0.524	73	0.903	0.439	49	0.999	0.458	46	0.986	

Table 8. Excess pore water pressure parameter, A

No.	Sensor Depth EL.	Clay Thick, m	EL. 0.9m	EL. 1.2m	EL. 1.6m	EL. 2.2m	EL. 2.8m	EL. 3.5m	Average
5	1.52	2	0.73	0.57	1.17	0.49	0.52	0.27	0.63*
6	1.65	5	0.52	0.71	0.81	0.97	0.99	0.86	0.81
7	4.20	7	0.88	0.91	0.78	1.05	1.15	1.05	0.97
9	3.20	9	0.84	0.95	1.00	1.31	1.19	1.08	1.15
10	2.55	7	1.26	1.36	0.86	1.08	1.11	0.92	1.10
12	1.85	4	0.53	0.75	0.67	0.44	0.16	0.20	0.73*
13	1.75	5	0.56	1.06	0.88	0.53	0.67	0.69	1.00
14	3.85	10	0.79	1.14	1.14	0.98	1.48	1.09	1.10
16	U_p	2.57	9	0.70	0.88	0.88	0.63	1.42	0.90
16	L_p	5.03	9	0.82	0.51	1.12	0.72	1.46	0.93
18	U_p	3.13	10	1.36	0.87	1.21	0.86	1.15	1.19
18	L_p	6.17	10	1.46	0.79	1.32	0.82	1.20	1.12
Average			0.87	0.88	0.99	0.82	1.12	0.95	0.94

5.2.3 경사계 및 Swelling Plate 측정 결과

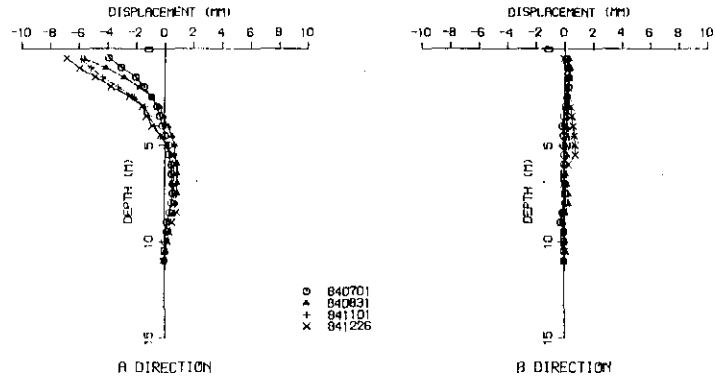
산업도로의 노면을 따라 매설된 경사계에서 측정한 수평변위량의 시간변화를 나타내면 Fig. 24 와 같다.

제 1,2,3단계 성토시까지는, 재하중에 의한 수평변위가 전혀 나타나지 않았으나, 제4단계 성토(EL. 2.8m)부터 미소한 수평변위를 나타내기 시작하였다. 이러한 결과를 보인 이유로는, 첫째, 산업도로가 완공된 지 수십년이 지나 원지반이 충분히 안정되었기 때문이며, 둘째 산업도로가 성토지역과는 10-20m 정도 떨어져 있기 때문이며, 셋째 도로보다 낮은 높이까지 성토를 하였을 때까지는 도로가 성토 역할을 하여 균형을 유지할 수 있었기 때문일 것이다. 그러나, 성토고가 노면고 (EL. 2.3m) 를 초과하기 시작한 제4단계 성토 (EL. 2.8m) 부터 이 균형이 깨지면서 조금씩 밀리기 시작한 것으로 생각된다.

산업도로상에 매설한 4개의 경사계중에서 가장 큰 변위를 나타낸 No. 21 계기에서 측정한 최대 변위는 EL. 1.0m 에서 10mm정도로서, 이는 성토 공사에 의한 산업도로의 피해가 전혀 없었던 것으로 판단되었다.

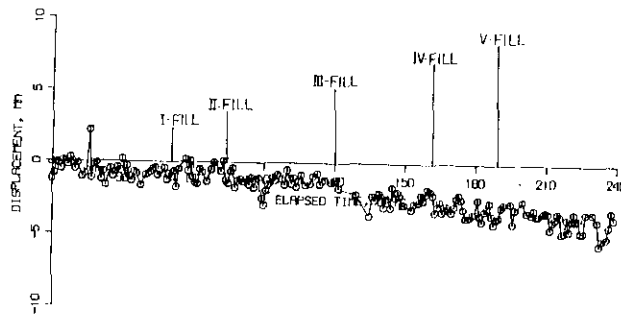
한편, 재하중에 의한 성토 시공상의 안정관리 수단으로 이용하기 위하여 설치하였던 Swelling Plate 측정결과 역시, 경사계에서 측정한 결과와 유사한 경향을 보여, 제3단계 성토시까지도 수평·수직변위가 전혀 나타나지 않다가, 제4단계 성토시부터 뚜렷한 변위를 보이기 시작하여 최대로 100mm 정도의 변위가 수평·수직방향으로 각각 일어났다. 성토 사면선단에서 측정한 수평·수직 변위가 제4단계 성토시 급격한 증가를 보였기 때문에, 이로 인하여, Zone (2) 에서의 성토 시기를 늦추고, 적재차량 중량을 감소시키며, 성토구배를 1V:2H 로 규제하는 조치를 취하게 되었다.

INCLINOMETER



YUKONG NAC PROJECT BY DREWCO ENG., LINE EG-1, POINT L
 FROM 84/07/01 TO 84/12/26
 S PLOT ON 85/01/16 10:05:15

INCLINOMETER (A-4)



YUKONG NAC PROJECT BY DREWCO ENG., LINE EG-1, POINT L
 FROM 84/05/01 TO 84/12/26
 S PLOT ON 85/01/16 10:29:44

Fig. 23 Field Measurement Results

6. 강도 증가분석

6.1 비배수 전단강도와 유효상재 하중의 관련성

Skempton 은 정규 압밀점토에 대한 비배수 전단강도와 유효상재 하중의 관련성을 다음과 같은 관계식으로 표현하고 있다.

$$\frac{S_u}{P'} = 0.11 + 0.0037(PI) \dots \dots \dots (22)$$

여기서, S_u = 비배수 전단강도

P' = 유효 상재하중

= 소성 지수이다.

Leonards 는 S_u , P' 와 ϕ 와의 관계식을 비압밀 비배수 삼축 압축시험을 통한 흙의 거동으로 부터 유도해 냈는데, 이 경우 $C = 0$ 이므로 다음과 같이 정리될 수 있다.

$$\frac{S_u}{P'} = \frac{\sin \phi [K_0 + A_r(1 - K_0)]}{1 + (2A_r - 1) \sin \phi} \dots \dots \dots (23)$$

여기서, ϕ 는 유효 내부마찰각을 의미한다. Fig. 25 은 대상지역의 각 상재하중 단계의 깊이에 따른 비배수 전단강도의 관계를 보여주고 있는데, 원지반 상태에서는 Skempton 의 경험식에 의해 구해진 결과보다 큰 강도를 나타냈으나 1단계 하중 및 4단계 하중후의 경우는 Skempton 의 경험식에 의해서 구해진 결과와 거의 일치하였다.

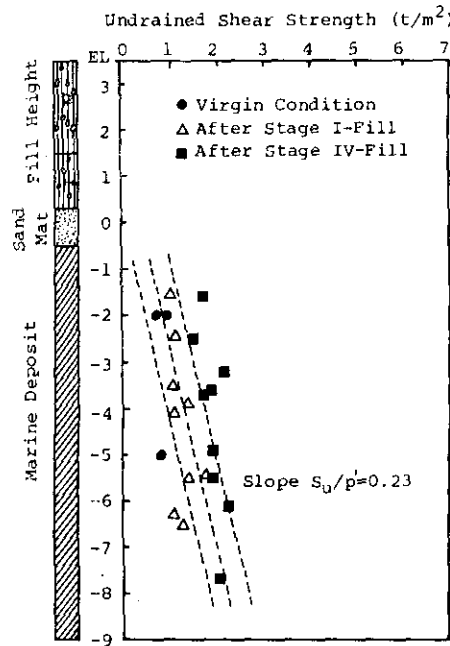


Fig. 25 Undrained Shear Strength with Depth

6.2 시험방법에 따른 비배수 전단강도

Fig. 26 은 유효 상재하중과 비배수 전단강도의 관계를 재하단계별로 구분하여 작성한 것인데 그 관계식들은 다음과 같다.

Virgin Condition :

$$S_u = 0.12P' + 0.36 (r=0.68) \dots \dots \dots (24)$$

After Stage I -fill :

$$S_u = 0.25P' - 0.49 (r=0.77) \dots \dots \dots (25)$$

After Stage II -fill :

$$S_u = 0.14P' + 0.29 (r=0.62) \dots \dots \dots (26)$$

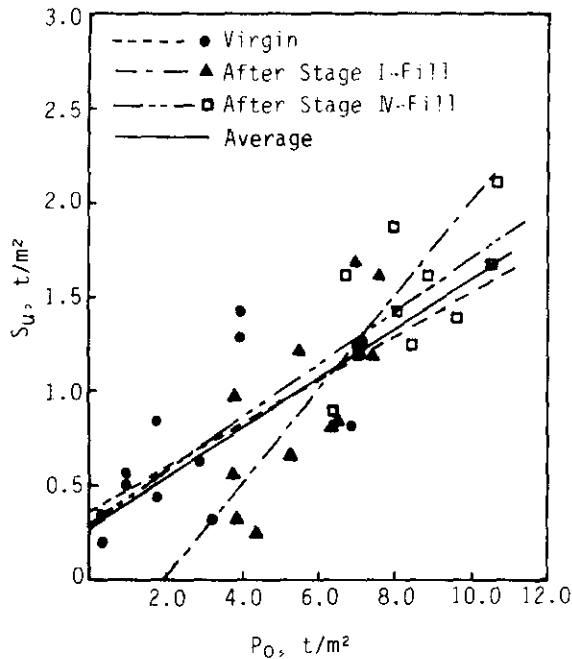


Fig. 26 Undrained Shear Strength vs. Effective Overburden Stress

현장 Vane 정단시험, 일축압축시험 및 비배수 삼축압축시험 등에 의한 비배수 전단강도의 비교 연구가 Arman et al. 에 의해 시도되었다. 이 조사 연구에서도, 현장 Vane 정단시험을 통해 얻어진 결과가 일반적으로 다른 시험 방법을 이용해서 얻은 결과보다 큰 비배수 전단강도를 보인다는 사실이 밝혀졌다. Arman 등은, 현장 Vane 시험 결과에서 어떤 경향을 벗어나는 값들이 얻어지는 경우가 있는데, 이는 시료처리 방법이나 시험조건에서 오는 오차로 보고 있다. 또한 Bjerrum 도 Vane정단시험 결과가 다른 시험결과보다 큰 값을 보인다는 결론을 얻어냈는데, 이 방법으로 구해진 값들을 실제적으로 적용하기 위해서는 수정되어야 한다고 제안하고 있다.

즉,
$$S_{u(\text{design})} = K_v \cdot S_{u(\text{field vane})} \dots\dots\dots (27)$$

여기서 수정계수 K_v 는 Fig. 27 에서 보는바와 같이 흙의 소성지수가 증가하면 감소하는 관계에 있다.

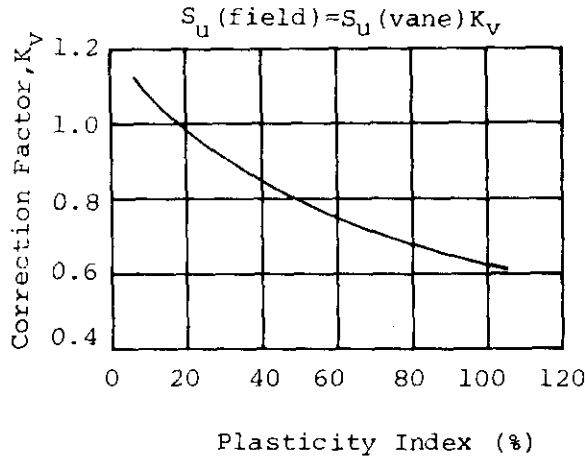


Fig. 27 Vane Strength Correction Factor for Soft Clays
(after Bjerrum, 1973)

Table 9 는 각 단계 재하중후의 흙의 전단강도 변화를 이해하기 위하여 몇가지 시험방법을 적용하여 얻은 결과이다. 여기서 현장 Vane 시험결과는 수정 계수를 0.75로 하여 수정된 값이다.

Table 9. Average Strength Variations

(Unit: t/m^2)

Strength	Virgin	After I-Fill	After IV-Fill
\bar{z}_u	1.47	1.82	2.83
C_u	0.58	0.76	1.26
S_u	-	2.48	2.88

Table 9 에서 보는 바와 같이 일축압축시험에 의한 경우 IV단계 재하후 평균 $1.36 t/m^2$ 의 강도 증가를 보였고, 비배수 삼축압축시험의 경우는 평균 $0.63 t/m^2$ 의 강도 증가를 나타냈으며, 현장 Vane 시험을 적용한 경우는 평균 $0.40 t/m^2$ 의 강도 증가를 보이고 있다. Fig. 28 과 Fig. 29 는 깊이에 대한 일축압축강도의 관계 및 깊이에 대한 현장 Vane 전단강도의 관계를 보여주고 있다.

Fig. 28의 일축압축강도와 깊이와의 상관계수는 일단계 재하후의 경우 0.8이었으나 4단계 재하후는 0.5로 나타났다. 또한 Fig. 29 에 있어서의 현장 Vane 전단강도와 깊이와의 상관계수는, 1단계 재하후의 0.4와 4단계 재하

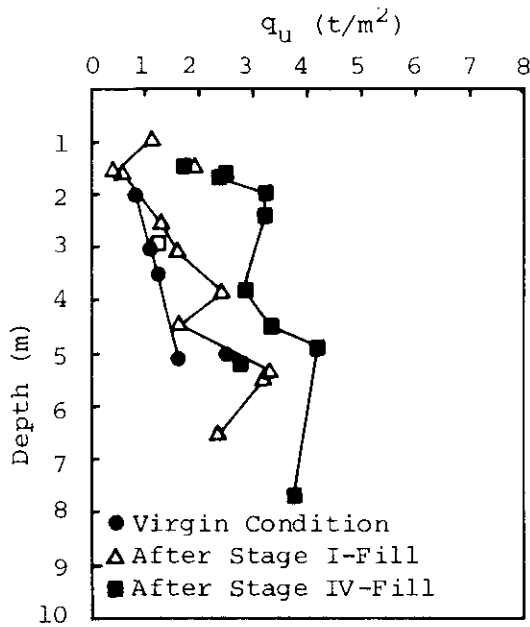


Fig. 28 Unconfined Compression Strength with Depth

후의 0.2로, 거의 상관성이 얻는 것으로 보여지는데, 이 결과는 Arman 이 Morgan 시의 충적토에 대하여 실시한 조사에서 얻은 0.8이상의 상관계수에 비해 현저히 낮은 값으로, 그 원인은 Wick Drain의 설치때문인 것으로 사료된다.

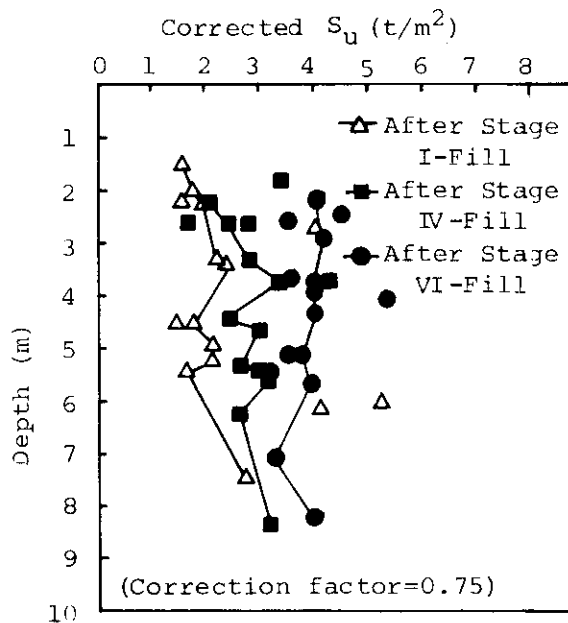


Fig. 29 Field Vane Strength with Depth

6.3 함수비와 전단강도의 관련성

Bjerrum과 Kenney 는 최대축차응력은 흙 구조의 강도를 측정하는 한 방법이며, 흙 입자사이의 마찰저항의 유동성은 σ_1'/σ_3' 의 비로 조절될 수 있다고 제안하고 있으며, Henkel 은 흙의 파괴강도, 즉, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{failure}$ 또는 $(\sigma_1' - \sigma_3')_{failure}$ 는 파괴시의 함수비와 관련성을 가지고 있는데 정규 압밀점토의 경우 함수비 w 와 $\log(\sigma_1 - \sigma_3)_{failure}$ 의 변화는 거의 직선적으로 일어나지만, 과압밀점토의 경우는 직선 변화를 보이지 않으며, 대개 정규 압밀 점토가 이루는 관계직선 아래에 존재한다고 언급하고 있다.

Fig. 30 은 조사 대상지역의 함수비와 파괴강도의 관계특성을 이해하기 위하여 작성되었다.

Fig. 29 에서 볼때 전단적 경향은 함수비가 감소함으로써 흙의 파괴강도는 증가를 보이고 있다는 점이다. 또한 상재하중이 증가되었을 때 함수비에 대한 파괴강도의 변화율은 감소를 보이고 있다. 함수비와 파괴 강도의 관련성에 구속 압력이 미치는 영향을 알아보기 위해서 0.2kgf/cm², 0.4kgf/cm², 0.6kgf/cm² 의 구속압력을 적용하여 얻은 결과를 구분하여 도표를 작성했는데, 1단계 재하중하에서는 0.2kg/cm² 의 구속 압력을 적용했을 경우만 비교적 높은 상관관계를 보였고 ($r=0.7$), 4단계 재하중후에는 구속압력이 0.4 kgf/cm² 이었을 때 $r = 0.5$ 를 보였으며, 다른 구속압력하에서는 $r=0.5$ 이하의 상관 관계를 나타냈다.

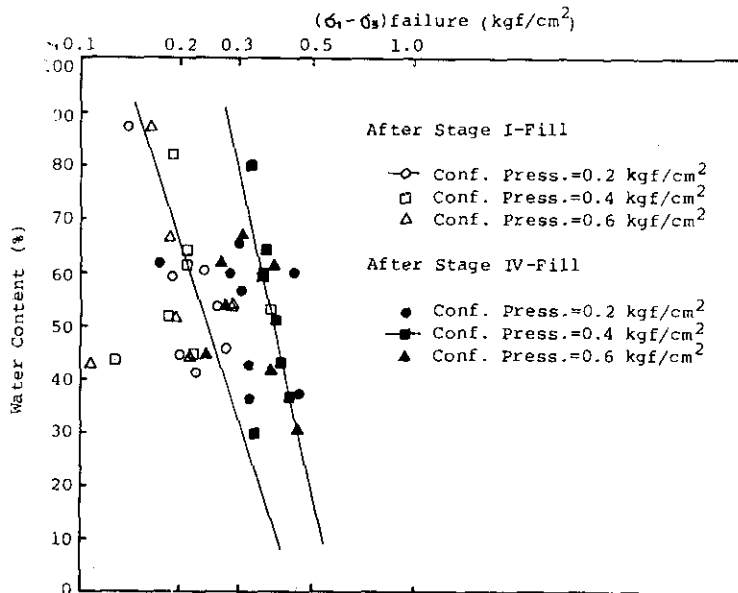


Fig. 30 Water Content vs Failure

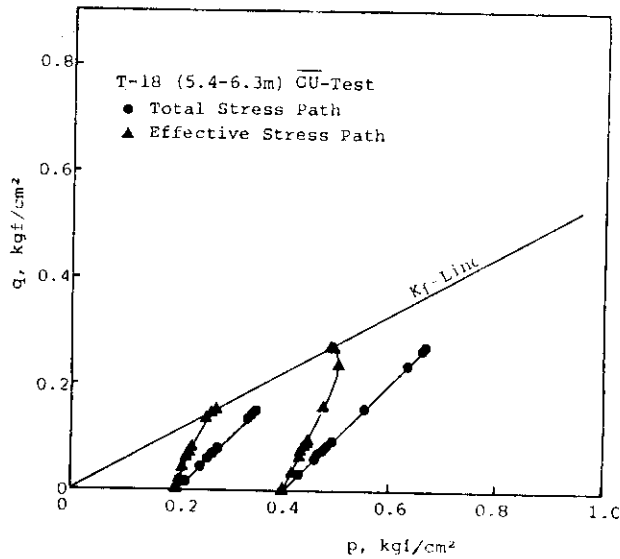


Fig. 31 Stress Path During CU-Test

또한 흙의 비배수 전단강도, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{failure}$ 또는 $(\sigma_1' - \sigma_3')_{failure}$ 의 압밀 하중에 대한 영향을 알아보기 위한 또 하나의 방법으로 응력 경로가 작성되었는데, Fig. 31 에는 1단계 재하후의 시료에 대해 실시한 압밀비배수 시험의 결과만을 보여주고 있다.

6.4 강도증가 분석결과

극히 적은 투수성을 개선하기 위하여 Vertical Drain System 을 도입했고 다단계 재하중을 상재함으로써 간극수의 소산속도가 현저하게 증가하게 되어 토질 공학적으로 거의 이용 불가능한 상태에 있었던 조사대상 지역의 지반 강도를 짧은 기간내에 크게 증가시킬 수 있었다.

앞에서 언급된 바와 같이 본 조사 대상지역의 토질 성분은 Illite와 Ca-Montmorillonite 의 범위에 분포됨을 보였으며, 따라서 침하에 대한 문제점이 큰 점토광물로 판단되고 있다. 또한 비배수 전단강도는 유효 상재하중이 증가함으로써 증가를 보이고 있으며 경험식으로 부터 얻어진 결과와 좋은 일치율을 보이고 있다.

시험방법에 따른 전단강도 값들은 Arman 의 연구결과와 같았으며, 깊이에 대한 강도변화율은 일축압축시험의 경우 비교적 양호한 상관관계를 나타냈다.

함수비와 파괴강도와의 관계는 함수비가 증가함으로써 파괴강도가 감소하는 경향을 보이고 있는데, 이 결과는 Henkel 이 제안한 결론과 일치하고 있다. 그리고 함수비에 대한 파괴강도의 변화율은 구속압력의 크기에 거의 영향을 받고 있지 않는 것으로 나타나고 있다.

7. 맺음말

울산의 (주)유공 NAC 증설부지내 연약 지반개량 공사는 제한된 공기내에, 주어진 설계조건을 만족시키는 개량효과를 얻어냈다. 선행하중과 Wick Drain 공법에 의한 연약해성점토의 개량 효과를 요약하면 다음과 같다.

1) 선행하중과 Wick Drain 병용 공법은 제한된 기간내에 점토의 압밀을 촉진시켜 지반의 지지력을 증대시키고 구조물의 잔류침하량을 줄이기 위하여 선택하였다. 한편, 다단계 성토방법은 극히 작은 원지반의 비배수 전단강도를 증가시키면서 성토를 시행하기 위하여 적용하였다.

2) 현장계측 결과를 성토시공에 반영하여 설계 조건을 수정하고 안정시공을 유도하였다.

3) 주요 현장계측 결과치들을 분석하면 다음과 같다.

가) 침하의 크기는 연약층의 두께와 성토하중에 비례하여 나타났으며, 침하속도는 연약층이 두터운 지역이 얇은 지역보다 그리고, 연약층의 하반부가 상반부보다 느리게 나타났다.

나) 1면 배수로 수평. 수직방향으로 동시에 배수가 일어나며, $C_h=C_v = 0.004 \text{ m}^2/\text{day}$ 이었다.

다) 동일 하중하에서 연약층이 깊은 지역 (두께 8-10 m)에서 발생한 과잉 간극수압이 얇은 지역 (두께 2-8 m)에서 보다 상대적으로 커서, 깊은 지역의 간극수압계수 $A = 0.82 - 1.1$ 을 나타내고 얇은 지역에서의 $A = 0.63 - 0.81$ 을 나타냈다.

라) 재하중에 의한 성토사면 선단에서의 수평 및 수직변위는 성토 중앙부처하침하량의 약 1/10 정도였다.

마) 경사계의 측정결과에 의하면, 성토공사에 의한 산업도로의 피해

는 전혀 없는 것으로 나타났다.

4) 성토 개시후 300여일만에 압밀도가 90%에 도달해 여성토를 제거하였다.

REFERENCES

1. Atkinson, M.S. and Eldred, P.J.L. (1981), "Consolidation of Soil Using Vertical Drains", *Geot.* Vol. 31, No. 1 pp. 33-43.
2. Das, B.M. (1983), "Advanced Soil Mechanics", Elsevier Scientific Publishing Co. pp. 148-151, pp. 394-397.
3. Hansbo, S., Jamiolkawski, M. and Kok, L. (1981), "Consolidation by Vertical Drains", *Geot.* Vol. 31, No. 1, pp. 45-66.
4. Johnson, S.M. (1970), "Precompression for Improving Foundations", *Proc. of ASCE, Soil Mech. and Found. Div.*, Vol. 96, No. SM 1, Jan. 1970, pp. 111-144.
5. Ladd, C.C., Rixner, J.J. and Gifford, D.G. (1972), "Performance of Embankments with Sand Drains on Sensitive Clay", *Performance of Earth and Earth-supported Structures*, Vol. 1, Part 1, pp.211-242.
6. Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979), "Soil Mechanics", John Wiley and Sons Co. pp. 391-422.
7. Thamm, B.R. (1984), "Field performance of Embankment over Soft Soil", *Jour. of Geot. Engg.*, Vol. 110, No. 8, Aug. 1984, pp.1126-1146.
8. Olson, R.E., Daniel, D.E., and Liu, T.K. (1974), "Finite Difference Analyses for Sand Drain Problems", *Proc. Conf. Engg, ASCE*, Vol. 1, pp. 85-110.
9. Krizek, R.J. and Krugmann, P.E. (1974), "Precompression Analysis for Highway Embankments", *Proc. Conf. Geot. Engg, ASCE*, Vol. 1, pp. 111-141.
10. Kim, S.K. (1975), "Engineering Properties of Marine Clays in Korea", *Proc. Fifth Asian Reg. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg.* pp. 35-43.
11. Balasubramaniam, A.S. (1982), *Lecture Note.*
12. Skempton, A.W. (1957), Discussion: "The Planning and Design of New Hong Kong Airport", *Proc. Inst. Civil Eng.*, Vol. 7, pp. 305-307.
13. Leonards, G.A. (1963), *Foundation Engineering*, McGraw-Hill, New York.
14. Arman, A., Poplin, J.K., and Ahmad, N. (1975), "Study of Vane Shear", *Proc. Conf. In-situ Measure. Soil Prop.*, ASCE, Vol. 1, pp. 93-120.
15. Bjerrum, L. (1972), "Embankments on Soft Ground", *Proc. Specialty Conf. Perform. Earth an Earth-Supported Struct.*, ASCE, Vol. 2, pp. 1-54.

16. Bjerrum L. and Kenney, T.C. (1967), "Effect of Structure on the Shear Behavior of Normally Consolidated Quick Clays", Proc. Geotechn. Conf. on Shear Strength Properties of National Soils and Rocks, Oslo 2, pp. 19-27.
17. Henkel, D.J. (1960), "The Shearing Strength of Saturated Remolded Clays", Proc. Res. Conf. Shear Strength Cohesive Soil, ASCE, pp. 533-554.
18. _____ (1971), "Design Manual", Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, NAV FAC DM-7, pp. 7-6-1 - 7-6-25.
19. 林炳祚(1982), '基礎工學', 治庭文化社, pp. 271 ~292.
20. 趙兵九, 李珉雨, 金祥坤(1984), '軟弱地盤設計と施工', 建設文化社
21. ——(1981), '軟弱地盤ハンドブック', 建設産業調査會, 第1編, pp.91~141.