

연약 지반 처리와 개량효과 평가사례

GROUND TREATMENT CASE HISTORY FOR SOFT CLAY LAYER AND EVALUATION OF ITS IMPROVEMENT

이 영 남, Young-Nam Lee*; 이 형 주, H. J. Lee**; 심 동 현, D. H. Shim***

* 현대건설 기술연구소, Hyundai Institute of Construction Technology, Hyundai Engineering and Construction Co., Ltd.

** 현대건설 싱가포르 브라니 현장, Singapore Brani Site, Hyundai Engineering and Construction Co., Ltd.

*** 현대건설 토목 설계부, Div. of Civil Engineering Design, Hyundai Engineering and Construction Co., Ltd.

SYNOPSIS

The construction of container terminal at Brani, Singapore required the improvement of soft clay layer having the thickness of about 6.5m, average moisture content of 79.4%, liquid limit of 90.4%, plastic limit of 21.8%, field vane strength of 10 to 25 KPa, pre-consolidation pressure of 25 to 60 KPa and compression index of 0.4 to 1.0. For the improvement of this layer, Colbon drains of 1.3m spacing in triangular pattern were installed to the bottom of the layer and surcharge of more than 11.25m high sand fill was later applied to the treated area. The settlement and lateral displacement of the ground were measured and the speed of surcharge filling was controlled, based on these readings. The removal of surcharge was determined using the estimated time for the 90% degree of consolidation under the design pressure of 180KPa. The field and laboratory test results show that the soft clay layer has been improved substantially in its strength and consolidation characteristics: increase in strength of about 50KPa and pre-consolidation pressure and decrease in void ratio and compression index.

1. 서론

싱가폴 항만청은 컨테이너 화물 물동량의 급격한 증가를 수용하기 위해 380 만 TEU 의 화물을 처리할 수 있는 제 2컨테이너 터미널인 브라니 터미널(그림 1)을 건설중에 있다. 본 터미널이 완성되면 5개의 주 부두와 4개의 피더(Feeder) 부두로 구성될 예정이다. 전체공정은 1단계와 2단계로 나누어지며, 이중 1단계는 다시 1A, 1B, 1C, 1D, 1E 지역으로 나누어 진다. 현대건설은 주 시공자로서 본공사에 참여하여 1991년 12월에 터미널 1A 지역의 공사를 끝내 발주처에 인도하였으며, 발주처는 현재 이 시설들을 운영하고 있다.

주요 건설 공정은 안벽하부의 경사사면을 안정시키기 위한 연약지반 준설및 sand-key 설치, 안벽 설치를 위한 발뚝항타, 안벽 내측의 컨테이너 야적장 부지 매립과 페이퍼 드레인 설치및 압성토를 이용한

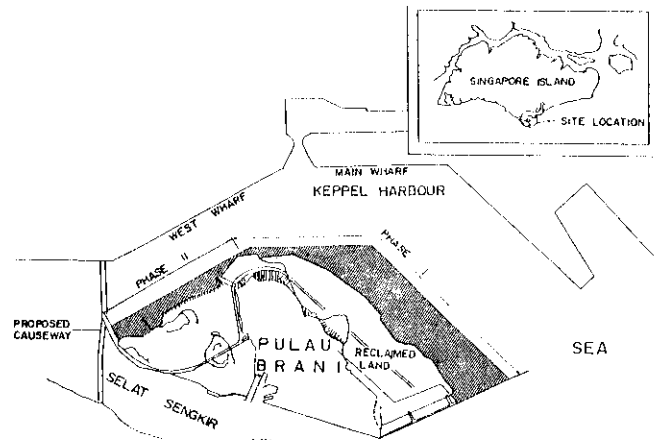


Fig. 1 Site location plan

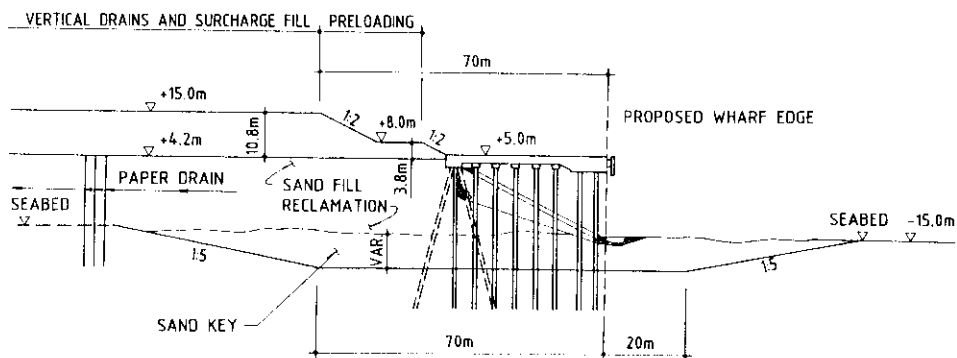


Fig. 2 Typical section showing construction details

연약지반 개량등으로 이루어져 있다(그림 2 참조). 연약지반 개량은 치환공법과 페이퍼 드레인을 설치한후 압성토를 올려 압밀을 촉진시키는 공법에 의해 이루어졌으며, 개량효과를 평가하기 위해 여러가지 계측기 설치는 물론, 현장및 실내시험을 수행하였다.

말뚝은 외경 1,000mm인 원심력 프리스트레스트 콘크리트 말뚝으로 말뚝 두께가 175mm, 120mm의 두가지 종류를 사용하였는데, 길이가 21-36m인 말뚝을 이음매없이 현장에서 직접 제작하였다. 말뚝 향타에 사용된 햄머의 제원은 렘 중량 15ton, 낙하고 1.2m인 Menck사의 스텝 햄머 MRB1500이다. 정적 말뚝 지지력의 깊이에 따른 분포를 조사하기 위해 말뚝내에 계측기를 설치한 후 소정의 깊이까지 타입하였고, 일정시간 경과후에 정적 재하시험을 수행하였다. 또한, 말뚝 향타시에 동적시험을 수행하였고, 이 동적시험 결과는 박 영호등(1992)에 이미 보고되었다.

本 稿에서는 1A 지역의 연약지반 개량공사와 관련한 사항중 연약지반 개량작업, 계측작업, 계측결과를 이용한 시공관리와 압성토 계측시기 결정에 관한 사항 그리고 지반개량 효과 평가작업을 중심으로 보고하려 한다.

2. 지반조건

2.1. 지반조사

현장의 지반조건을 파악하기 위해 지반조사를 1990년 4월부터 8개월 간에 걸쳐 수행하였으며, 그 위치들은 그림 3 에서 도시되어 있다. 지반조사는 육상과 해상으로 나누어 수행하였는데, 해상작업은 잣-업 폰툰을 이용하여 수행하였다. 이 조사에서 수행된 작업들은 아래와 같다.

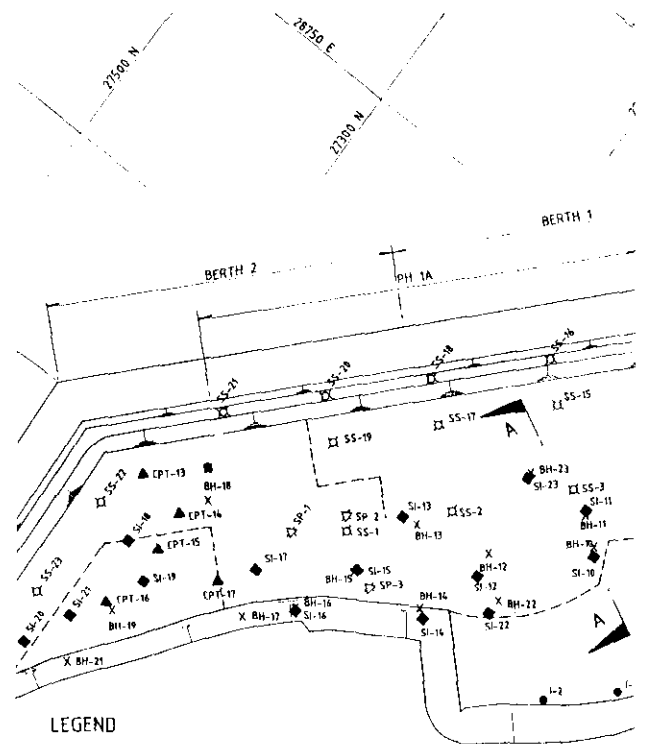
(1) 보링조사(1A 지역) : 자연시료 채취와 SPT 를 위해 10개소
- 로타리 보링기 사용, 깊이 8m ~ 17m

(2) 피조콘 시험 : 육상 10개소, 해상 1개소
- 75KN 용량의 전기 피조콘을 사용하였으며,
Fugro - McClelland 쥘을 6개소 (큰 면적 15cm², 마찰 슬리브 면적 200cm²),
Kiso - Jiban 쥘을 4개소 (큰 면적 10cm², 마찰 슬리브 면적 150cm²)에서 사용하였음.

(3) 현장배인시험 : 6개소
- Geonor 형 배인 65mm 직경 × 130mm 길이 사용

(4) 프레스미터 시험 : 육상 2개소
- Oyo 사의 Elastimeter 100 사용

실내시험은 보링조사에서 채취된 자연시료를 이용하여 함수비, 비중,



LEGEND

1. BH : BOREHOLE LOCATIONS FOR SOIL INVESTIGATION
2. SI : INVESTIGATION AND INSTRUMENT POINTS CARRIED OUT BY HYUNDAI-CHUAN JOO JV
3. SS : INCLINOMETER LOCATIONS
4. SP : SETTLEMENT PLATE LOCATIONS
5. CPT : PIEZOCONE TEST LOCATIONS

Fig. 3 Location plan for soil investigation and instrumentation

역성, 소성한계, 입도분포, 삼축 비배수 전단시험, 압밀시험 등을 수행하였다.

2.2. 지층구조

현장 보링조사 결과에 의하면, 현장의 대부분 지역은 두께 1 ~ 3m 정도의 자갈이 약간 섞인 느슨한 모래층이 표면에 나타나고, 그 밑에 나타나는 회색의 연약 해성 점토층은 그 두께가 지역적으로 상당히 변화하는데, 대체로 약 6.5m 전후인 것으로 나타났다. 해성점토 하부에는 적갈색을 띤 굳거나 단단한(SPT 값이 100 타 이상인) 점토질 실트층이 나타나는데, 이 층은 화학적으로 풍화된 점토 퇴적암으로 판단된다. 1A 지역의 전형적인 지반조건을 나타내는 지층단면이 그림 3 의 A-A 단면에 대해 그림 4 에 도시되어 있다.

2.3. 해성점토의 지반공학적 성질

해성점토는 기본적으로 kaolinite가 풍부하게 함유된 점토이다. 이 층은 Kallang Formation Marine Member 로 분류되는데, 약 5,000 -

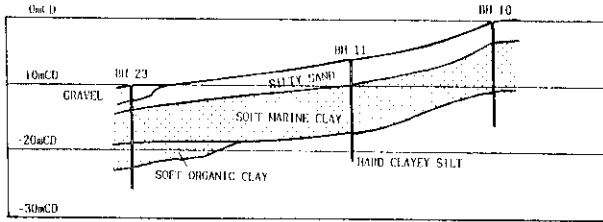


Fig. 4 Typical soil profile, section A-A in Fig. 3

11,000 년전에 퇴적된 것으로 알려져 있다. (Tan, 1983)

해성점토의 일반적인 물성치는 대체로 깊이에 따라 크게 변하지 않는 것으로 나타났으며, 주요 물성치는 다음과 같이 요약된다. (괄호안은 평균치)

- 자연함수비 : 60 ~ 100% (79.4%)
- 액성한계 : 80 ~ 100% (90.4%)
- 소성한계 : 14 ~ 26% (21.8%)
- 단위 중량 : 14 ~ 16 KN/m³ (15.2 KN/m³)

현장 배인 강도시험 결과와 실내 삼축시험 결과에 의하면, 해성점토의 비배수 전단강도는 대체로 10 ~ 25 KPa 의 범위에 드는 초 연약 내지 연약한 점토이다. 또한, 점토층에서 수행한 5개소의 배인 강도시험 결과에 의하면, 토피에 의한 유효응력과 배인강도 사이의 관계는 그림 5와 같으며, 그 관계는, 부분적인 분산을 제외하면, 다음과

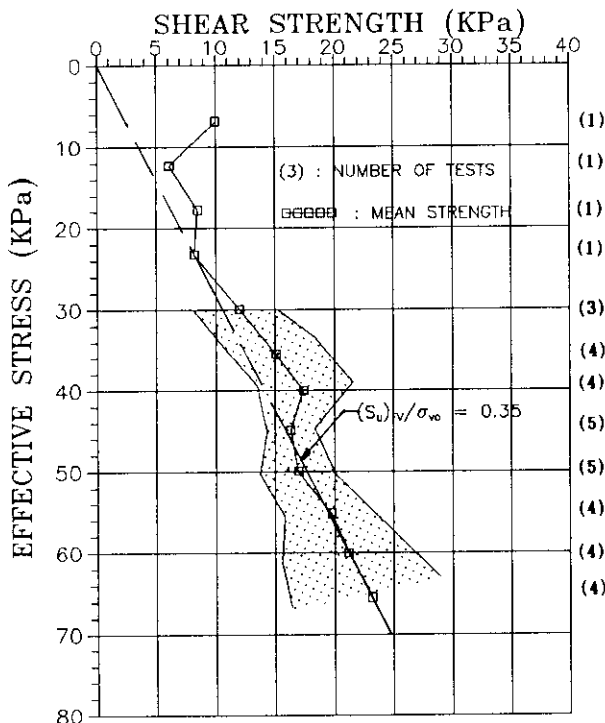


Fig. 5 Field vane strength test results before soil improvement

같이 표시됨을 알 수 있다.

$$\frac{(S_u)_{fv}}{\sigma_{vo}} = 0.35$$

압밀시험에서 결정된 선행 압밀하중과 과압밀비(OCR)값의 깊이에 따른 변화는 그림 6에 도시되어 있다. 본 해성 점토의 선행 압밀하중은 깊이가 증가함에 따라 25 ~ 60KPa 로 증가하며, 또한 이 점토는 대체로 1 전후의 과압밀비 값을 갖는 정규압밀 점토이나, 국부적으로는 약간 과압밀된 점토의 특성을 띄는 것으로 판단된다. 압축지수(Cc)는 상당히 분산되어 분포되며 깊이에 따른 일정한 경향을 찾을 수 없었으며, 대체로 0.4 ~ 1.0의 범위의 값을 갖는 것으로 나타났다. 압밀계수는 수직 방향(Cv)으로는 대체로 0.4 ~ 20m²/yr 의 값을 갖는 것으로 나타났다. 또한, 페이퍼 드레인 설계에 필요한 수평방향의 압밀계수는 피조콘 시험시에 행한 간극수압 소산시험(dissipation test)에서 구했는데, 그 값들은 상당히 분산되어 분포되어 있으며, 그 평균값은 6.7m²/yr 인 것으로 나타났다.

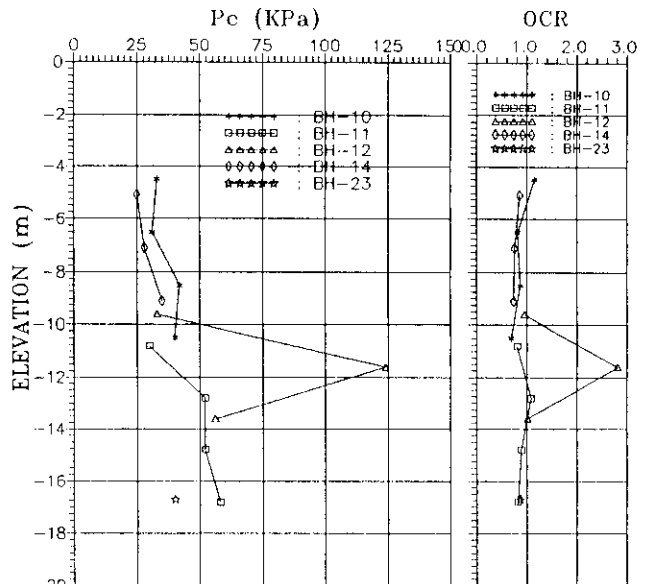


Fig. 6 Variation in pre-consolidation pressure and OCR with depth

3. 연약지반처리

3.1. 준설매립

안벽 건설 지역의 연약 해성점토는 안벽을 따라 가해지는 기대한 하중과 안벽 전면의 깊은 수심(Draft)을 유지하기에는 부적당하여, 본 지역의 연약지반은 두가지 개량공법(치환공법과 페이퍼 드레인을 사용한 압밀공법)을 사용하여 지반개량하기로 결정되었다. 치환공법에서는 안벽선을 따라서 나타나는 모든 연약점토를 그림 2 에서 보는

것처럼 견어내고 양질의 모래로 치환하여 sand-key를 설치하였다. 트랜치의 매립은 트래일러 호퍼 백선 준설선에 의해 수행되었는데, 양질의 모래를 인도네시아 Batam 지역에서 채취하여, 현장으로 운반 트랜치에 직접 부하하였다. 이 준설선에 의한 매립은 준설 저면에서 E1.(-)8.0 에서 (-)11.0m 까지 수행되었고, 그 첫부분은 펌프 준설선을 이용하여 E1.(+)4.5m 까지 매립성토 하였다.

3.2. 연약지반 개량

안벽의 육상쪽 배면 지역은 매립이 E1.(+)4.5m 에 이르렀을 때 내달란드산 Colbon Drain 을 1.3m 간격의 삼각형 패턴으로 연약지반 하부까지 설치하였다. 페이퍼 드레인인 드레인 설치기의 맨드릴(Mandrel) 내에 삽입되어 설치되는데, 그 끝은 밴드랩 하부를 막는 anchor shoe에 결합되어 외부와 차단된다. 페이퍼 드레인을 내재하고 있는 맨드릴이 소정의 단단한 지층깊이까지 압입되고 나면 맨드릴을 회수하게 되는데, 이때 페이퍼 드레인은 anchor shoe 에 의해 지중에 매설되며 지상 윗부분은 100mm 지점을 잘라서 설치를 완료하게 된다.

페이퍼 드레인이 설치되고 나면 180KPa 의 압성토 하중을 주기위해 육상에서 해상쪽으로 최소한 E1.(+)15.85m 까지 성토했는데, 국부적으로는 지반개량을 촉진하기 위해 E1.(+)22m 까지 성토하기도 했다.

3.3. 지반계측

3.3.1 매설된 계측기

연약지반상의 성토 시공관리와 지반개량의 정도를 평가하기 위해 다음과 같은 계측기를 설치하였는데, 이 계측기들의 설치위치는 그림 3 에 도시되었다.

1) 지표면 침하판 (SP)

지표면 침하를 측정하기 위해 총 12개소에 설치하였다. 침하판은 60cm × 60cm 의 철판에 직경 2.54cm 의 철봉을 새워서 제작하였으며, E1.(+)4.6m 위치에 설치하였다.

2) 지중 침하계(DSG)

해성 점토층의 침하를 측정하기 위해 1A 지역 현장에 총 10개소의 위치에 스크류형 지중 침하계를 설치하였다.

3) 다층 침하계(MSD)

해성 점토층 내의 5개의 다른 깊이에서의 침하를 측정하기 위해 총 8개소에 다층 침하계를 설치하였다.

4) 간극수압계

압성토로 인한 해성 점토층 내의 과잉 간극수압의 변화를 측정하기 위해 뉴메틱 형(PP)을 20개소에, 카사그란드 형(CP)을 7개소에 설치하였다. 또한 지하수위 변동을 측정하기 위해 8개소의 위치에 스탠드 파이프를 설치하였다.

5) 토압계(EPC)

압성토 압력을 측정하기 위해 8개의 토압계를 E1.(+)4.6m 깊이에 설치하였다. 사용한 토압계는 셀(Cell)의 평평한 벽면에 작용하는 토압을 역압으로 환산하여 간극수압계를 통해서 측정하는 형태였다.

6) 경사계(INC)

지반의 수평방향 변위를 측정하기 위해 총 9개소에 경사계를 매설하였다.

3.3.2 계측결과

계측빈도는 계측기의 종류, 설치시기, 공시시기 등에 따라 정기적으로 시행했는데, 기본적으로 1주일에 한번이었고, 특별한 경우에는 같은 기간중에 빈도를 높였다.

전반적인 계측결과를 살펴보면, Tan 등(1985)에 의해 보고된 것처럼, 침하량은 압성토 하중의 변화에 대해 상응하는 좋은 반응을 보였으나, 간극수압은 별로 감소하지 않는 등 그 반응이 좋지않게 나타났다. 따라서 본 稿에서는 침하량과 경사계 기록을 중심으로 계측결과를 해석하였다.

시간에 따른 압성토 하중과 침하량의 증가를 보여주는 전형적인 결과로 SI-23 의 결과를 그림 7 에 도시하였다. 여기서, SP는 지표면에

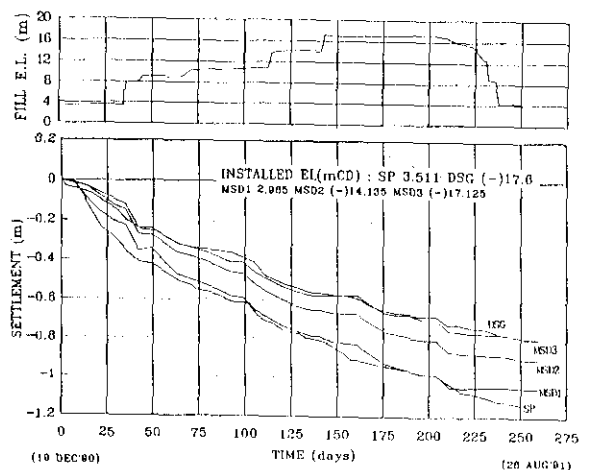


Fig. 7 Changes in surcharge fill height and corresponding settlement with elapsed time

량을 모두 포함하는 지반의 총 침하량을 나타내며, MSD는 다중 침하계의 기록이며, DSG는 지중침하계로 점토층 표면에 설치되어 점토층만의 침하량을 기록하였다. 총 계측기간 260일 동안에 발생한 점토층만의 침하량은 80cm 이었고, 압성토가 끝난 시점의 침하량은 약 57cm 로 기록되었다. 이처럼 압성토 완료 시점의 침하량이 상당히 크게 발생한 것은 우습히는 바와 같이 개랑 전지역에서 나타나는 현상이었다.

계측기 설치 목적중의 하나는 압성토의 안전한 시공관리를 위한 것이었는바, 압성토의 시공을 안전하면서도 빠르게 관리하기 위해서 침하 기록과 경사계 기록을 이용하는 두가지 기준을 사용하였다.

첫째 기준은 수평변위 속도와 관련하여 Kurihara(栗田)에 의하여 제안된 것으로서, 압성토 제방의 천단이 수평방향으로 2 cm/day 이상의 속도로 움직이면 제방이 붕괴될 위험 한계치로 적용하여 관리하였다. 두번째 기준은 Matsu-Kawamura(1977)에 의해 제안된 것으로서, 수평변위/침하 對 침하 圖를 작성하여 압성토로 인한 침하와 수평변위에 의해 이 圖상에 그려지는 궤적이 안정한 지역에 있는지 여부를 판정하는 것이었다. 그림 8 에서 보듯이 본 현장의 압성토로 인한 지반의 거동은 성토가 진행됨에 따라 파괴곡선인 $P_j/P_r = 1$ 에 서 상당히 멀어지며 안정한 양상을 보이는 것으로 나타났다. 특히, 성토로 인한 지반의 침하와 변위의 궤적을 보면 과다한 수평변위에 의한 유동파괴(Flow)보다는 압밀침하가 지반거동을 주도하고 있는 것을 알 수 있다.

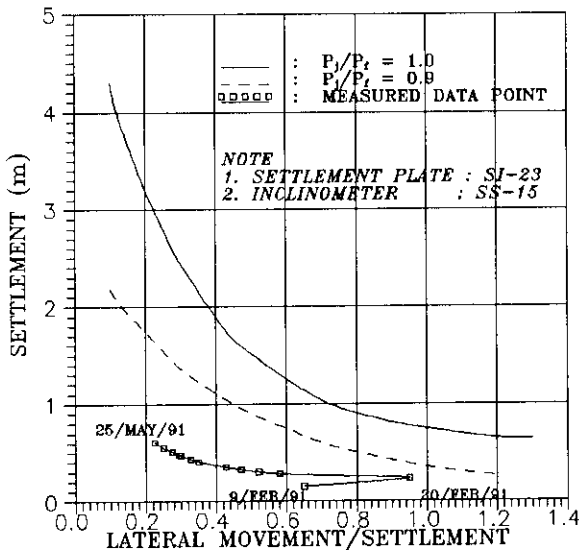


Fig. 8 Lateral movement/settlement vs. settlement diagram used in controlling surcharge filling speed

토압계를 사용해서 측정된 토압을 압성토의 높이와 연관시켜 도시하면 그림 9 와 같으며, 이 결과로부터 압성토에 사용된 모래의 단위중량은 16KN/m^3 으로 계산된다.

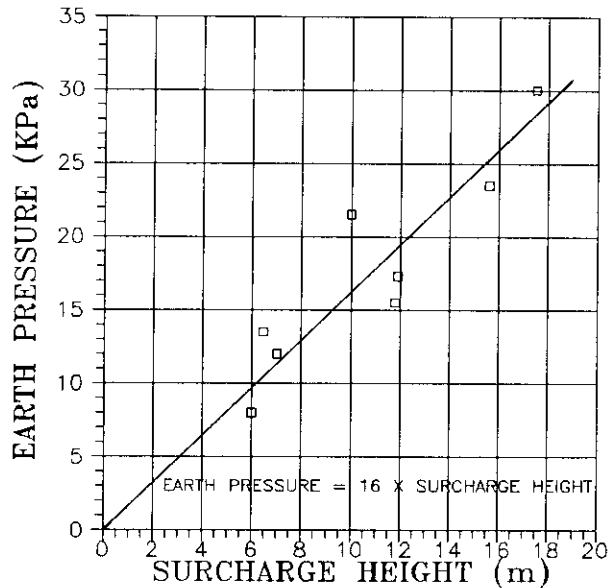


Fig. 9 Plot showing the relationship between surcharge height and corresponding earth pressure

4. 압성토 제거

압성토의 제거시기는 연약지반 개랑에 관한 시방조건인 180KPa 의 설계중 하에서의 압밀이 최소한 90% 이상 발생한 시점으로 하였다. 이러한 압밀도를 산정하기 위해서는 최종 침하량의 크기를 결정하여야 하는데, 실측 침하자료를 이용하여 최종침하를 예측하는 방법에는 쌍곡선법, Hoshino법, Asaoka법 등이 있다. 실측 침하량을 이용하여 최종 침하량을 구하기 위해 본 공사에서는 쌍곡선법을 사용하였다.

이 방법은 “침하의 평균속도가 쌍곡선에 따라 감소한다”는 전제에서 최종 침하량을 예측하는 방법으로 실측한 침하량과 시간사이의 관계를 다음과 같이 표시하였다.

$$S_t = S_0 + \frac{t}{a + bt} \quad \dots \dots \dots (1)$$

여기서,

- S_t : 임의의 시간 t 에서의 침하량
- S_0 : 성토 완료 시점의 침하량
- t : 성토 완료 시점 이후부터의 시간
- a, b : 상수

최종침하량 S_{ult} 는 식(1)에서 $t \rightarrow \infty$ 이므로

$$S_{ult} = S_0 + 1/b \quad \dots \dots \dots (2)$$

로 정리된다. 여기서, 상수 b 는 실측침하치를 이용하여 종축에

$t/(S-S_0)$, 횡축에 시간 t 를 도시하여 얻어지는 직선관계의 구배로 주어진다. 그림 10은 지표면 침하기록과 지중 침하기록 결과를 쌍곡선법을 이용하여 분석한 결과를 보여주고 있다.

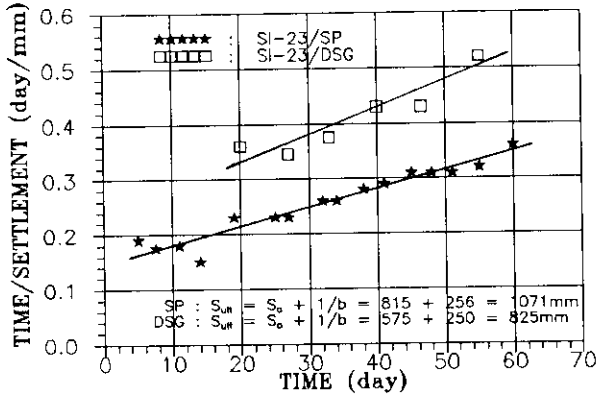


Fig. 10 Typical example determining final settlement using Hyperbolic Method

이렇게 구해진 최종침하량과 압성토 제거시점의 침하량을 비교하여 압밀도를 산정하고, 이에따라 90% 압밀에 소요되는 시간을 산정할 수 있었다. 표 1에는 여러 계측지점에서서의 결과가 정리, 요약되어 있는데, 이 표에서 U(*1)은 설계하중 180KPa에 대한 상대적인 압밀도를 나타내며, t'_{90} 은 이 압밀도를 얻는데 필요한 시간으로 압성토가 끝난 시점에서부터의 시간이다.

Table 1 Summary of Hyperbolic Method Results - Settlement
Plate Data

LOCATION	SAND SURCHARGE		CLAY THICKNESS (m)	HYPERBOLIC METHOD									
	FINAL EL (mCD)	LOAD (Kv/m ²)		S _o (mm)	1/b (mm)	FINAL RECORDED (mm)	U(*1)	U(*2)	t ₉₀ (day)	t' ₉₀ (day)	t ₉₀ (day)		
I - 14	20.0	246	8.3	981	560	1541	1173	76	104	152	119	273	
I - 21	20.0	246	5.5	773	242	1015	972	96	131	173	106	279	
I - 22	20.0	246	12.0	1390	976	2366	1975	83	114	180	99	279	
SI - 14	20.0	246	6.6	811	480	1291	1158	90	123	94	121	215	
SI - 22	20.0	246	4.1	1004	422	1456	1242	87	119	114	103	217	
SI - 23	17.0	198	8.1	815	256	1071	984	92	101	143	60	203	
SI - 10	20.0	246	4.5	715	550	1265	983	78	106	118	98	216	
SI - 12	22.0	278	3.7	558	474	1032	829	80	124	97	119	216	
SI - 13	17.5	206	1.7	498	150	648	593	92	106	142	54	196	
SS - 17	18.5	222	7.0	573	204	777	710	91	113	147	76	223	
SI - 15	18.5	222	9.0	620	400	1020	761	75	92	133	55	188	

이 표에 나타난 결과를 보면 압성토가 끝난 시점의 침하량은 대체로 50 ~ 140cm 정도이고, 이 양은 쌍곡선법에서 예측하고 있는 전체 침하량의 절반 이상인 것을 알 수 있다. 실제 하중하에서 90% 압밀도를 얻기 위한 시간은 대체적으로 압성토가 끝난 시점에서 100일 전후인 것으로 나타났는데, 이렇게 비교적 짧은 시일내에 90% 압밀도를 성취할 수 있었던 것은 설계하중보다 큰 압성토 하중을 주어서 지반의 압밀을 촉진한 결과라 판단된다.

5. 지반개량 효과의 평가

지반개량의 효과를 평가하기 위해 현장배인 시험, 프레스미터 시험 그리고 피조콘 관입시험 등 현장시험을 행하였고, 지중상태를 파악하고 실내시험용 자연시료를 채취하기 위해 14개소에서 보링조사를 수행했다.

5.1. 현장시험

지반개량 후의 전단강도는 Geonor 형 배인장비를 이용하여 총 12개소에서 측정하였다. 전형적인 현장 배인시험 결과가 시험위치 SI-23에 대해 그림 11에 도시되어 있는데, 여기에는 지반 개량 전후의 불교란 시험과 재성형 시험 결과치가 깊이에 대해 도시되어 있다. 이 그림에서 보듯이 연약 해성 점토는 지반 개량으로 인해 전 깊이에 걸쳐 그 전단강도가 개량전에 비해 상당히 증가한 것을 알 수 있으며, 특히 배수층과 접촉하고 있는 점토층의 상하부에서는 그 강도 증가가 훨씬 현저한 것으로 나타났다. 또한, 지반개량으로 인해 재성형 강도도 증가한 것을 알 수 있다.

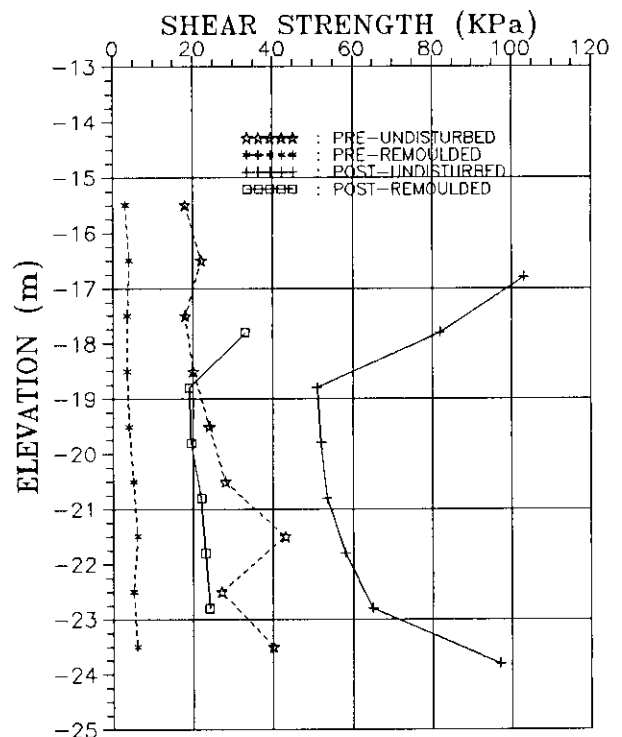


Fig. 11 Typical changes in vane strength profile due to soil improvement, SI-23

모든 다른 시험 위치에서도 지반 개량으로 인한 지반의 강도 증가가 기록되었는데, 이는 그림 12에 도시되어 있다. 지반 개량전의 강도는 약 20KPa 전후이지만, 개량후에는 이 깊이가 70KPa 전후로 증가하는

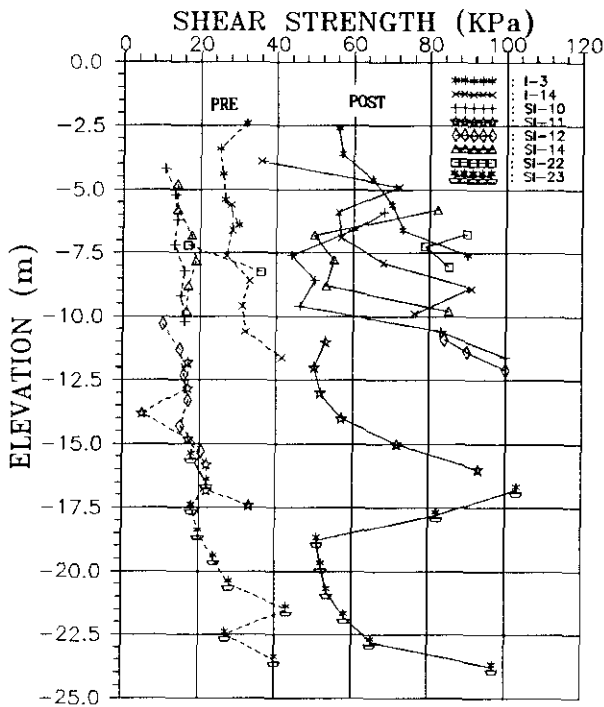


Fig. 12 Vane strength profiles before and after soil improvement

것을 볼 수 있다.

프레셔미터 시험은 Elastimeter 2(4016 모델)를 사용하여 3개소에서 수행하였다. 지반개량 후 탄성계수는 대개 4,000 ~ 8,000KPa 로 측정되었는데, 이는 개량전의 값인 500 ~ 2,500KPa 에 비해서 현저하게 증가한 값이다. 지반 반력계수도 역시 지반개량으로 인해 증가한 것으로 나타났다.

피조콘 관입시험은 총 15개소에서 행하여 졌는데, 그림 13 에 전형적인 시험결과를 보여주고 있다. 이 지역에는 깊이 21m ~ 29m 사이에 해성 점토층이 존재하고 있는데, 지반개량으로 인해 콘 관입시험 결과가 개량후에 상당한 증가를 보이고 있는 것을 알 수 있다. 깊이 0 ~ 18m 에는 모래층이 존재하는데, 이 모래층도 상당한 지반개량의 효과를 보이고 있는데, 이는 압성토 하중과 페이퍼 드레인 설치과정에 유발된 다짐(Densification) 효과에 기인하는 것으로 판단된다.

5.2 실내시험

지반개량 효과를 평가하기 위해 현장시험 외에 압성토를 제거한 후에 채취한 자연시료에 대하여 자연함수비, 단위중량, 액성한계, 소성한계, 비배수 삼축시험과 압밀시험 같은 실내시험을 수행하였다.

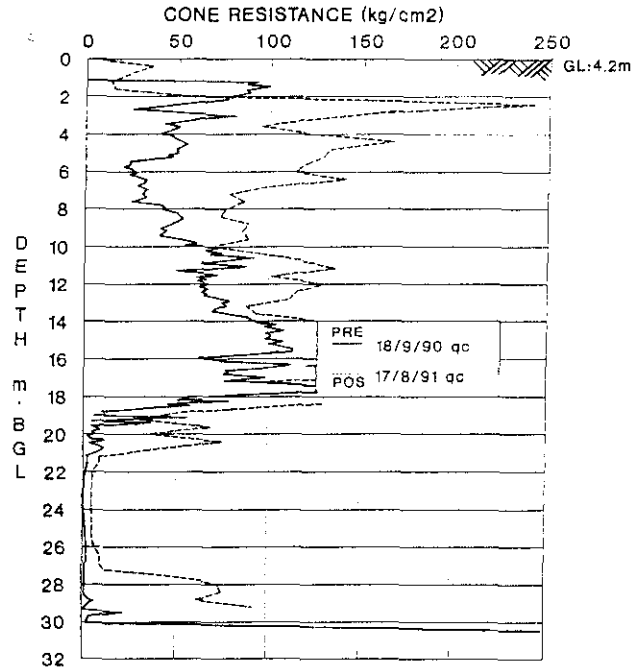


Fig. 13 Typical piezocone resistance profile showing the effect of soil improvement, SI-23

해성점토의 단위중량은 지반개량으로 인해 개량전에 비해 대체로 약 1.7KN/m³ 정도 증가한 것으로 나타났다. 지반개량으로 인한 아터버그 한계값의 변화는 다음 표에 요약되었는데, 액성한계는 약 28% 감소했고 소성한계는 거의 변함이 없었다.

Table 2 Changes in Atterberg Limits due to Soil Improvement

	Average Liquid Limit(%)	Average Plastic Limit(%)	Plasticity Index
Pre-Improvement	90.4	21.8	68.6
Post-Improvement	62.0	21.5	40.5

지반개량 후의 삼축 비배수 전단강도는 50KPa 이상으로 나타났으며, 개량전의 비배수 전단강도 값에 비해 35 ~ 50KPa정도 증가한 것으로 나타났다.

그림 14 에는 지반 개량 전후의 압밀시험 결과치의 변화를 검토하기 위해 동일한 지역에서 채취한 시료에 대해 수행한 압밀시험 결과를 BH-14(개량전)와 SI-14(개량후)에 대해서 대표적으로 도시하였다. 이 그림에서 보면, 지반개량으로 인해 지반의 자연 함수비가 상당히

감소했으며, 이는 간극비의 감소와 연계됨을 보여준다. 지반개량으로 인해 선행 압밀하중이 현저하게 증가한 것으로 나타났는데, 이는 해성 점토층이 압성토 하중하에서 압밀되었기 때문이라 판단된다. 지반개량후의 선행 압밀하중과 유효 상재하중을 비교해 보면 점토 층 양부에서는 아직도 압밀이 아직 끝나지 않은 것으로 나타났다. 압축지수(Cc)도 지반개량으로 인해 상당히 감소한 것으로 나타났다.

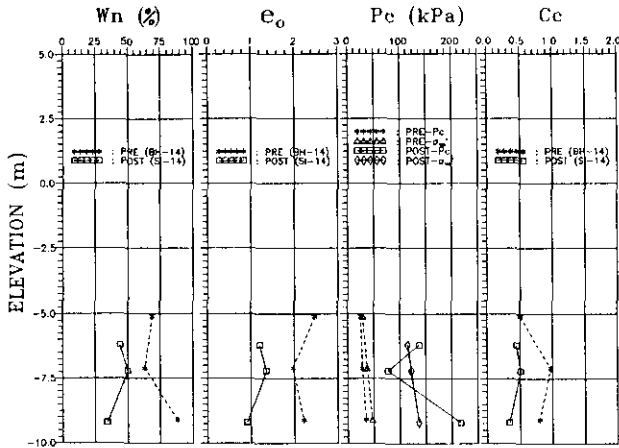


Fig. 14 Typical consolidation test results showing the effect of soil improvement, BH-14(pre) and SI-14(post)

지반개량을 수행한 전 지역에서 상기와 같은 사항들이 관찰되었는데, 함수비는 개량전의 평균치 79.4% 에서 48.5% 로 감소했고, 간극비는 개량전의 평균치 2.06 에서 1.34 로 감소하여 지반이 상당히 개량된 것을 알 수 있었다. 선행 압밀하중은 개량후에 전반적으로 상당히 증가한 것으로 나타났다. 압축지수(Cc)도 전반적으로 지반개량으로 인해 감소하는 경향을 보였다. 그러나, 압밀계수(Cv)는 지반개량으로 인해 그리 크게 영향받지 않는 것으로 나타났다.

6. 결론

本稿에서는 컨테이너 부두 건설에 문제가 되었던 연약 해성 점토층을 페이퍼 드레인과 압성토를 병용한 압밀공법을 이용하여 개량한 사례를 소개하였다. 지반개량의 시공관리와 압성토 제거시기 결정등을 위하여 계측을 수행하였고, 지반개량의 정도를 평가하기 위하여 현장시험과 실내시험등을 실시하였다. 이 결과들을 검토, 분석하여 아래와 같은 결론을 얻었다.

- 1) 본 현장에서 사용한 지반개량 공법은 적절히 선택된 공법으로서 문제의 연약 해성 점토층을 주어진 시방조건에 맞게 단기간에 개량할 수 있었다.

- 2) 개량전의 해성점토는 대체로 거의 정규압밀 점토의 특성을 나타냈으며, 전단강도 상으로는 초 연약 내지 연약 점토의 범위에 드는 것으로 나타났다.
- 3) 지반개량으로 인해 현장 배인강도는 20kPa 에서 70kPa 정도로 증가하였으며, 탄성계수도 현저한 증가를 보였다. 이와 같은 개량효과는 피조콘 관입시험 결과에서도 관찰되었다.
- 4) 실내 압밀시험 결과에 의하면, 지반개량으로 인해 자연함수비와 간극비가 현저하게 감소되었고, 이러한 개량효과는 선행 압밀하중의 증가와 압축지수의 감소에서도 잘 나타났다.

참고문헌

박 영호, 이 형주, 이 영남, 심동현(1992) 대구경 콘크리트 말뚝의 동적 말뚝 시험, 한국 지반공학회, 92년도 봄 학술발표회 논문집 '깊은 기초의 연구와 실무', pp41-64

柴田徹: 建設技術者のための現場計測工法, 第2章

Matsuo, M. and Kawamura, K.(1977) Diagram for construction control of embankment on soft ground, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp37-52

Tan, S.B., Tan, S.L., Yang, K.S. and Chin, Y.K.(1985) Soil improvement methods in Singapore, 3rd Int. Geotechnical Seminar on Soil Improvement Methods, Singapore, pp249-272.

Tan, S.L.(1983) Geotechnical properties and laboratory testing of soft soils in Singapore, Int. Seminar on Construction Problems in Soft Soils, Singapore