낙동강 삼각주에서 선행하중에 따른 침하예측 및 현장계측

Prediction and Field Measurement of Settlement due to Preloading at the Delta of Nakdong River

정 성 교[*1] Chung, Sung-Gyo
백 승 훈[*2] Baek, Seung-Hoon
김 규 종[*3] Kim, Gyu-Jong
이 대 명[*4] Lee, Dae-Myoung

Abstract

Settlement and consolidation time were predicted through systematic soil investigation at the delta of Nakdong river where the preloading method was applied. Field measurements were executed with well-selected instruments. As the results of the comparison, the predicted settlement on the sand layer of about 20m thick underestimated the observed one by 20%. This underestimation was due to the effects of vibration during installation of PBD, creep, the overestimated deformation modulus, and so on. For the clay layer of about 20m in thickness under the sand layer, an 1D analysis for underconsolidated soil initially overestimated the observed settlement by 240 %. However, when the laboratory compres-sion curve was reconstructed and a conventional 1D analysis for NC clay was applied, the re-calculated settlement of the clay layer was relatively similar with the observed one. And the predicted consolidation time was about 45 % less than the observed one, because of different influencing factors.

요 지

선행하중공법이 실시되는 낙동강 삼각주에서 체계적인 지반조사를 통하여 침하량과 압밀소요 시간이 예측되었으며, 엄선된 각종 계측기를 이용하여 현장계측이 수행되었다. 비교결과, 약 20m 두께의 모래층에 대하여

*1 정회원, 동아대학교 공과대학 토목공학과 교수
*2 정회원, (주) 가야 ENG 부장
*3 정회원, 동아대학교 대학원 토목공학과 박사과정
*4 정회원, 양산대학 토목과 전임강사

예측침하량은 실측치의 20%에 불과하였다. 이러한 과소평가의 원인은 PBD타입시의 진동, 시간의존적 침하 및 탄성계수의 과대평가 등에서 비롯되었다. 모래 층 아래에 위치한 약 20m 두께의 점성토층이 미압밀상태에 있는 것으로 가정하였던 이유 때문에 예측침하량은 실측치에 비하여 약 240%까지 과대평가되었다. 그러나, 압축곡선을 재구성하고 정규압밀점토를 위한 압밀침하공식을 적용하였을 때 재계산된 침하량은 실측값에 비교적 비슷하였다. 그리고 압밀소요시간은 각종 영향인자로 인하여 실제값에 비하여 약 45% 과소평가되었다.

Keywords : Deltaic clay, Vertical drains, Consolidation, Field measurement, Prediction.

1. 서 론

과거 수년동안에 걸쳐서 낙동강 하구지역에서는 대단위 성토공사가 곳곳에서 수행되었다. 이 지역에서는 연약지반의 심도가 아주 깊고 지질환경 및 토질특성이 아직까지 명확하게 규명되지 못한 이유 등으로 당초 설계시에 추정되었던 침하량과 압밀소요시간에 비하여 측정값이 대략 2~3배에 이르고 있다(정 등, 1999a). 이러한 결과는 사회문제로까지 비화되고 있음에도 불구하고 신뢰성이 떨어진 토질조사 및 계측결과들로 인하여 명쾌한 원인분석이 어려운 실정이다. 따라서 체계적인 토질조사, 설계 및 현장계측이 수행됨에 따라 이러한 원인분석과 아울러 침하량 및 압밀소요시간을 산출하기 위한 새로운 방법의 적용이 절실히 요구되어지고 있다.

본 연구에서는 낙동강 하구의 한 삼각주에서 조직적이고 엄격한 토질조사 및 실험이 실시되었으며, 이를 근거로 연직배수공의 설계, 침하량 및 압밀소요시간이 예측되었다. 그리고 엄선된 각종 계측기에 의하여 체계적으로 관리 및 현장계측이 수행되었으며, 이 계측값은 계산값과 비교를 통하여 불일치에 대한 원인규명과 함께 재해석이 수행되었다.

2. 삼각주의 지반조건 및 개량공사

2.1 지반조건

본 연구대상현장은 낙동강 하구의 삼각주에 위치하며, 행정구역상 부산광역시 사하구 하단동에 속하는 곳이다(그림 1). 이 삼각주는 낙동강의 상류로부터 운반되어 온 막대한 양의 하상쇄설물이 퇴적된 곳으로 약 100m정도의 충적층으로 구성되어 있다.

본 현장의 지층구조 및 토질특성을 파악하기 위하여 7개의 시추조사가 실시되었다(사하구청, 1997). 지층구조는 상부의 약 20m의 두께가 모래층으로 구성되어 있으며, SPT N치는 1~21로 분포하고 있다. 그리고 이 모래층 내에는 가끔 얇은 점토층이 협재되어 있기도 한다. 그 아래로 약 20m 두께의 점성토층이 존재하며, 조사위치에 따라 3~4m 두께의 모래층이 불규칙적으로 협재되어 있기도 한다. 이 점성토층에는 부분적으로 소량의 폐각류가 함유되어 있으며, SPT N치는 4~28의 범위로 변하는 불규칙성을 나타내고 있다. 이 점성토의 아래로는 조밀한 모래 및 자갈층이 깊은 깊이까지 번갈아 쌓여있으며, 점성토층 내에도 부분적으로 약 3m 두께의 실트질 모래층이 30~33m의 깊이 사이에 협재되어 있기도 한다.

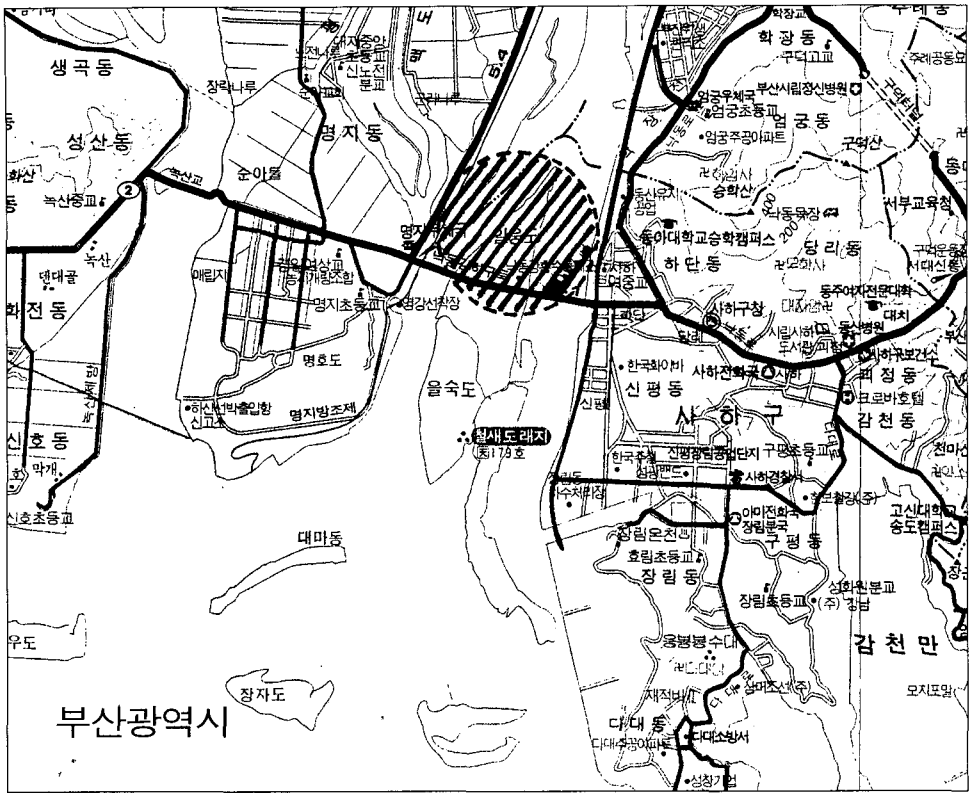


그림 1. 공사현장의 위치도.

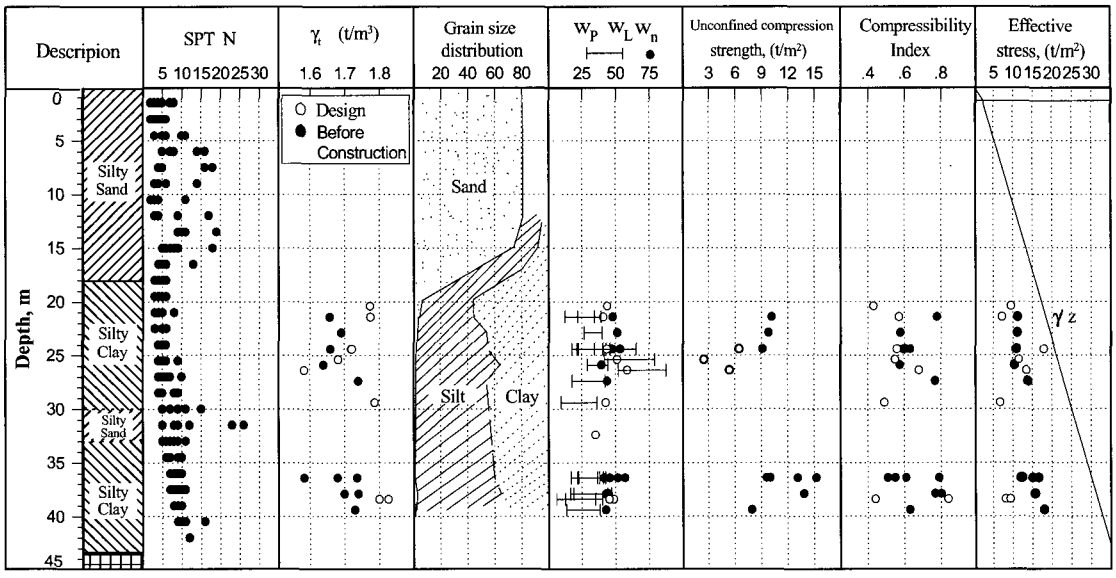


그림 2. 토질상수의 주상도

표 1. 점성토의 공학적 특성

	구 분	범 위(평균)	비 고
물리적 특성	자연함수비, w(%) 비 중, G_s 액성한계, LL(%) 소성지수, PI(%)	39.75~56.94(47.01) 2.658~2.675(2.664) 32.50~42.60(38.37) 17.20~31.49(23.81)	
역학적 특성	일축압축강도, q_u(kg/cm^2) 내부마찰각, ϕ' (°) 예민비, S_t	0.791~1.526(1.099) 26.60~45.92(38.38) 8~22(16)	
압축 특성	과압밀비, OCR 팽창지수, C_s 압축지수, C_c	0.41~0.70(0.54) 0.032~0.094(0.061) 0.509~0.801(0.656)	

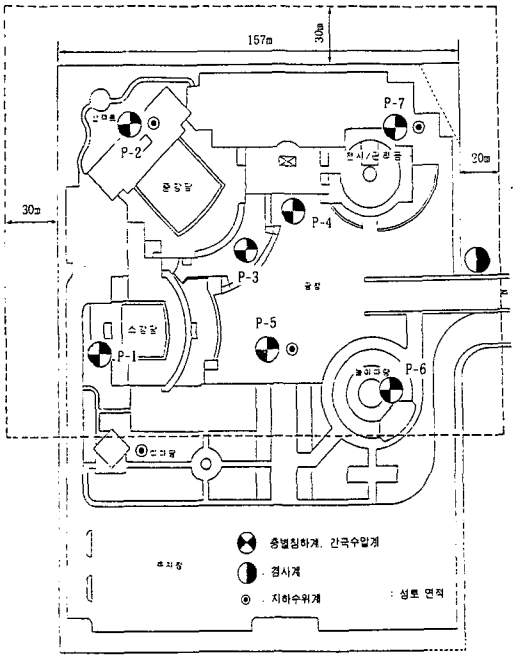


그림 3. 공사현장 및 매설된 계측기의 위치도

이 현장에 대한 지층구조와 SPT N값, 그리고 약 20~40m의 깊이에 존재하는 점성토에 대하여 실내토질시험으로 얻어진 토질특성은 그림 2 및 표 1에서 볼 수 있다. 이 점성토는 액성한계가 자연함수비보다 약간 작게 나타나며, 일축압축 강도가 0.79~1.53 kg/cm^{2}이고, 예민비가 8~22인 초예민점성토로 분류된다.

2.2 지반개량공사

본 현장은 그림 3에서 볼 수 있는 바와같이 2~8층 규모의 건물을 축조하기 위하여 연약지반개량을 실시하는 곳이다. 성토면적은 207×157m이며, 성토는 단위중량이 2.0t/m^{3}가 되도록 다짐에 의하여 조절하면서 8.0m의 높이까지 실시되었다. 4면의 성토사면은 1:1.5로 축조되었다. 성토속도는 대략 0.4m/month로 성층되었고, 최종성토까지 단계성토시의 대기시간을 포함하여 330일이 소요되었다.

지반개량을 촉진시키기 위한 목적으로 밴드 드레인(PBD)를 이용한 연직배수공법이 적용되었다. PBD는 Mebra MD-88제품이며, 그 크기는 폭 99.6mm, 두께 3.9mm이다. 이 PBD는 1.5m 간격의 격자형 배치이며, 지표로부터 약 43.0m까지 관입시켜서 양면배수가 되도록 하였다.

본 현장에서는 그림 3에서 나타낸 바와같이 각종 현장계측이 수행되었다. 대표적으로 7개 지점을 선정하여 지표침하판, 층별침하계 및 간극수압계를 설치하였으며, 그 이외에도 지중경사계 및 지하수위계가 공사관리를 위하여 사용되었다.

3. 침하량 및 압밀소요시간의 예측

본 현장에서 성토에 따른 지반침하는 약 20m 두께의 모래 및 점성토층에서 각각 발생하는 것으로 가정하였다.

모래층에 대한 즉시침하는 Schmertmann (1970)의 경험식 (1)이 사용되었다

$$S_{is} = C_1 C_2 q_n \sum_{0}^{2B} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \qquad (1)$$

여기서 $C_1 = 1 - 0.5[\sigma_{vo}/(q - \sigma_{vo})]$,

$C_2 = 1 + 0.2 \log(t/0.1)$

(t=10년이 사용되었음),

I_z = 영향계수,

E_s = 모래지반의 탄성계수,

q = 접지압력,

σ_{vo} = 유효상재응력.

점성토에 대해서는 즉시침하와 압밀침하가 고려되었다. 그러나, 2차압축은 일본에서와 같이 실내압밀시험중에 각 하중당 24시간씩 재하되었기 때문에 직접 고려되지 않았다(Tanaka, 1998).

점성토에 대한 즉시침하는 Janbu et al(1956)의 제안식이 사용되었다.

$$S_{ic} = \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E_u} \qquad (2)$$

여기서 μ_0, μ_1 = 계수,

B = 최소폭,

E_u = 비배수 탄성계수.

그림 2에서 보는 바와같이 본 삼각주 점토가 실내압밀시험결과에서 미압밀점토(OCR<1)로 판정되어서 식 (3)과 같이 미압밀점토에 대한 압밀침하공식(Perloff, 1975; Zou et al, 1993; 조 등, 1996)이 적용되었다. 이 식을 정규압밀점토에 대한 Terzaghi의 침하량 공식과 비교하면 뒷항의 분모인 σ'_{vo} 대신에 σ'_p로 교체된 것이다.

$$S_c = \sum_{1}^{n} \frac{C_{ci}}{1 + e_{oi}} H_i \log \frac{\sigma'_{voi} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{pi}} \qquad (3)$$

압밀소요시간은 Barron(1948)에 의한 수평배수 이론이 식 (4)와 같이 적용되었다.

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \qquad (4)$$

여기서 T_h = 시간계수,

F(n) = 배수재의 간격항을 고려한 계수.

본 예측에서 즉시침하를 계산하기 위하여 사용된 탄성계수는 모래와 점성토에 대하여 각각 SPT N치의 평균값을 이용하여 $E_s = 78N\ (t/m^2)$ 및 $E_u = 500\ C_u (kN/m^2)$로 구하였다(건교부, 1992). 그리고 압밀침하량 및 소요시간을 계산하기 위하여 사용된 토질정수는 그림 2를 참조하여 표 2와 같이 결정되었다. 이 표에서 압밀계수는 실내압밀시

표 2. 점성토의 토질상수

	깊이(m)	$\gamma_t (t/m^3)$	e_o	C_c	$\sigma'_{vo} (t/m^2)$	$\sigma'_p (t/m^2)$	$c_v = c_h (cm^2/s)$	비고
상부점토층	18~30	1.690	1.326	0.647	21.691	12.515	1.40×10^{-3}	
하부점토층	33~44	1.717	1.280	0.665	31.274	15.854		

험, 투수계수 및 피에조콘에 의한 소산시험결과를 이용하여 평균적으로 결정된 값이다(사하구청, 1997). 여기서 투수계수는 NX 크기로 채취된 자연시료를 연직 및 수평방향으로 각각 절단하여 변수두 투수시험법에 의하여 구하였다. 사용된 투수시험기는 진공을 이용하여 완전포화가 가능하도록 제작되었으며, 시편의 직경은 6cm이고 높이가 2cm이었다. 투수시험 결과에 의하면 분산도가 심하고 연직 및 수평방향의 투수계수비 k_h/k_v가 0.9~1.2로 얻어졌으므로, $k_h \fallingdotseq k_v$라고 가정하였다.

상기와 같은 방법으로 8m의 성토($q = 8m \times 2.0t/m^3 = 16.0t/m^2$)가 이루어질 때에 계산된 침하량 및 압밀소요시간은 다음의 표 3과 같았다. 이 표에서, 압밀소요시간은 2.2절에서 언급된 조건으로 PBD가 매설되었을 때(1.5m의 격자배치) 90%의 압밀을 위하여 요구되는 소요시간이다. 여기서, 교란효과 및 배수정 저항효과는 고려되지 않았으며, 수평방향의 압밀계수 c_h는 연직방향의 압밀계수 c_v와 같다고 가정하여 평균값인 $1.40 \times 10^{-3} cm^2/s$을 사용하였다

표 3. 예측된 침하량 및 압밀소요시간

S_{is}(cm)	S_c(cm)	$S(=S_{is}+S_c)$(cm)	t_{90} (일)*
15.1	280.0	295.1	189

* U_{90}을 위하여 요구되는 압밀시간.

4. 현장계측 및 분석

본 현장에서 성토에 따른 침하거동을 관찰하기 위하여 2.2절의 그림 3에서와 같이 현장계측이 750일 동안에 걸쳐서 실시되었다. 여기서 사용된 다음의 계측기는 모두 Roctest사의 제품이며, 층별침하계가 Magnetic Probe Extensometer, 간극수압계가 Vibrating wire Piezometer, 또한 경사계가 Servo Accelerometer의 형식이었다. 계측주기는 성토중에 3회/주, 성토 완료후 2회/주~1회/월로 실시되었다.

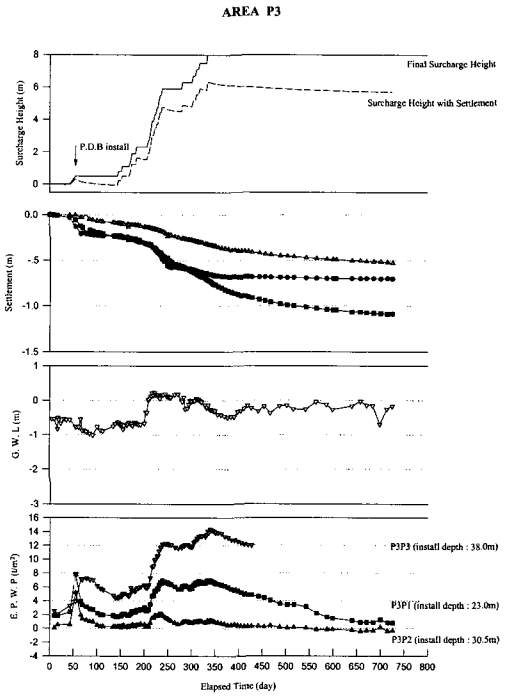


그림 4. 대표적인 현장계측결과

그림 4는 대표적인 계측결과로서 P3지점에 대한 것으로 시간에 따른 성토과정 및 침하 후의 성토고, 층별침하계 사이의 침하량, 지하수위 그리고 과잉간극수압의 변화를 나타내고 있다. 여기서 보면, 모래층의 침하는 성토완료 후에 더 이상의 침하가 발생하지 않았지만, 점성토층에서는 현지점(최종성토 완료 후 400일)까지 계속하여 침하가 발생하고 있다. 점성토에서의 침하는 단순히 1차압밀 이외에 2차압축도 다소 발생하고 있다는 것을 곡선의 기울기로부터 알 수 있다. 지하수위는 기상의 영향으로 약 1.0m 전후로 변하고 있지만, 과잉간극수압은 성토완료후에 계속하여 감소하고 있으며, 거의 소산이 완료된 상태에 있다. 그리고, 기타 지점에 대한 결과도 이와 비슷한 경향을 보여주었다(김, 1998). 모래층 및 점성토층에 대하

여 구체적으로 분석하면 다음과 같다.

4.1 모래층의 침하

표 4는 모래지반의 즉시침하에 대하여 계산결과와 측정값을 비교하여 나타내고 있다. 이 표에서 보면, PBD를 관입하는 과정에서 발생된 진동에 의하여 12.9~24.8cm(평균 19.2cm)의 침하, 성토하중에 의한 즉시침하가 34.9~60.4cm(평균 48.3cm), 크리프 침하가 4.0~14.8cm (평균 8.3cm)으로써 모래층의 전침하량은 55.5~90.4cm(평균 75.8cm)로 측정되었다. 이 측정값은 식 (1)에 의하여 계산된 평균 15.1cm에 비하여 무려 500%로 과대하게 얻어졌다. 단지 성토에 의한 즉시침하량 48.3cm와 비교하더라도 약 320%만큼 과대하게 침하가 발생하였다. 그러나, PBD의 타설(진동식)에 의하여 모래지반이 당초 조사시에 비하여 더 조밀해진 영향을 고려하면 예측값은 엄청나게 과소평가된 결과를 나타내고 있다. 그리고 식 (1)에 적용되는 탄성계수 Es를 CN으로 표현하고 측정된 즉시침하량만 고려하여 역해석하면 C는 78 대신에 약 25로 되었다.

4.2 점성토층의 압밀침하

(1) 침하량

점성토층의 침하량을 분석하기 위하여 그림 4와 같은 분석법 이외에 계측된 침하량을 예측기법 및 유추기법에 적용하여 최종침하량을 예측하였다. 침하량 예측기법은 쌍곡선법(Tan, 1991), Hoshino법(Hoshino, 1962), Asaoka법(Asaoka, 1978) 및 $\sqrt{s}$법(정 등, 1998)이 적용되었다.

그림 5는 지면부족으로 대표적으로 P3지점에 대하여 각종 예측기법을 이용하여 최종침하량을 예측하는 과정을 나타내고 있다. 이 그림에서는 모든 방법들이 좋은 직선성(침하:시간 관계)을 보여주고 있으나, 전체적으로는 정 등(1998)에서 언급하였던 바와같이 $\sqrt{s}$법이 다른 방법들에 비하여 적용성이 우수하였다.

그림 6은 쌍곡선 및 $\sqrt{s}$법이 갖는 곡선식에 상수를 변화시키면서 계측곡선에 가깝게 접근시켜 가는 유추법을 사용한 예이며, 대표적으로 P3에 대하여 나타내고 있다. 이 그림에서와 같이 전 계측지점에 대한 결과는 $\sqrt{s}$법보다 쌍곡선법에 의한 것이 전반적으로 더 좋은 일치를 보여주었다. 따라서, 최종침하량의 예측결과는 이와같은 유추법으로 얻어진 값을 기준으로 하였다.

표 5는 점성토층의 압밀침하량에 대하여 계측결과, 설계값 및 각종 방법으로 재계산된 결과를 나

표 4. 모래층에 대한 설계 및 계측 침하량의 비교 (단위 : cm)

측점번호	계측침하량				예측침하량
	PBD관입시*	즉시침하	크리프 침하	합 계	
P1	20.0	56.3	7.1	83.4	13.5
P2	18.4	57.2	14.8	90.4	16.6
P3	20.0	43.9	5.7	69.6	19.5
P4	24.8	47.0	4.0	75.8	16.9
P5	23.0	38.1	12.8	73.9	14.8
P6	15.4	34.9	5.2	55.5	12.1
P7	12.9	60.4	8.8	82.1	12.2
평 균	19.2	48.3	8.3	75.8	15.1

* PBD의 관입 중에 발생된 침하량.

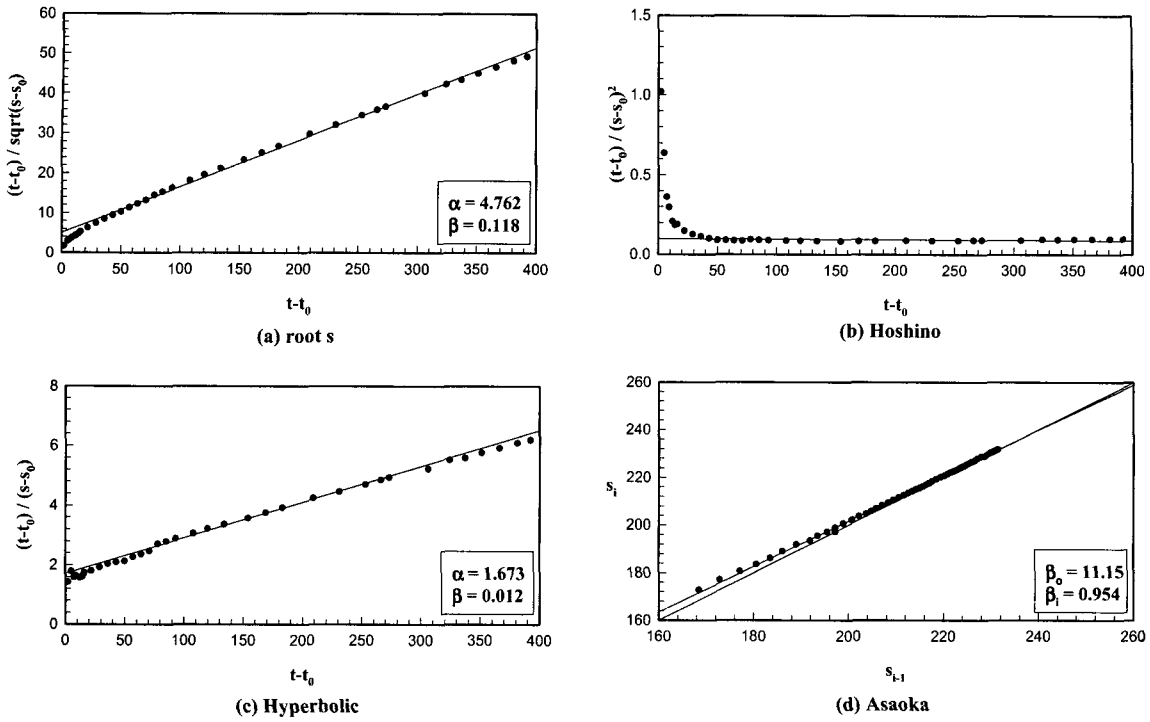


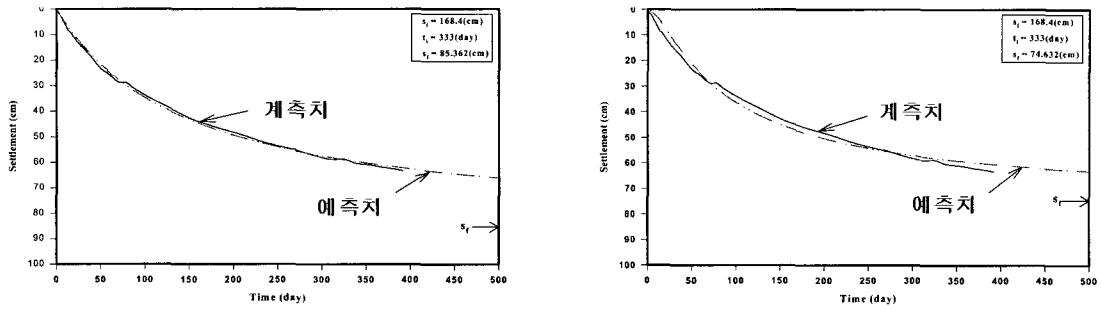
그림 5. 각종 예측기법에 의한 최종침하량의 예측

타내고 있다. 이 표에서 계측결과는 계측침하량을 이용하여 쌍곡선법(유추법)으로 예측된 최종침하량을 나타내고 있으며, 설계값은 점성토를 미압밀 점토라고 간주하여 식 (3)에 의하여 계산된 결과이다. 그리고 재계산된 결과는 점성토가 정규압밀상태에 있다고 가정하여 5종류의 압축지수를 이용하여 계산된 압밀침하량이다. 여기서 C_c는 시료교란을 고려하지 않은 실내압축곡선의 기울기이며, C_{c1}

표 5. 점성토층에 대한 설계 및 계측 침하량의 비교 (단위 : m)

측점번호	측정된 침하량	설계된 침하량	재계산된 침하량					비 고
			C_c	C_{c1}	C_{c2}	Skempton	NAVFAC	
P1	1.21		1.36	1.63	2.34	0.90	2.02	
P2	1.08		1.34	1.64	2.27	0.93	2.09	
P3	1.52		1.11	1.31	1.48	1.01	2.36	h*=3.0m
P4	1.31		1.12	1.38	1.62	0.80	1.96	h=5.5m
P5	1.57		1.02	1.17	2.14	0.97	2.41	h=4.5m
P6	1.00		0.82	0.96	1.53	0.53	1.46	
P7	0.93		0.82	0.95	1.41	0.75	1.67	
평 균	1.19	2.80	1.16	1.38	1.95	0.84	2.00	

* h = 점토층에 협재되어 있는 모래층의 두께



(a) Hyperbolic Method (b) $\sqrt{s}$ Method

그림 6. 유추법에 의한 최종침하량의 산정예

과 C_{c2}는 그림 7과 같이 Schmertmann(1955)의 재구성법에 의하여 구해진 값들이다. 그리고 자연함수비와 초기간극비를 이용하여 압축지수를 구하는 Skempton (1944)과 NAVFAC(1982)의 경험식을 다음과 같이 각각 적용하였다.

$$C_c = 0.01\, w_n \quad (5)$$

$$C_c = 1.15(e_o - 0.35) \quad (6)$$

표 5에서 보면, 각 지점별로 최종침하량의 계측값은 지층조건과 하중조건에 따라 0.93~1.57m까지 폭넓게 변하고 있으며, 평균적으로 1.19m로 나타나고 있다. 그리고 설계값과 재계산된 값들은 각 지점에서의 토질실험결과를 이용하여 계산된 것이다. 설계시에 본 점성토가 미압밀상태에 있다고 간주하여 식 (3)에 의하여 계산되었던 압밀침하량은 계측값에 비하여 약 239%까지 과대평가되었다. 이러한 과대평가의 원인을 규명하기 위하여 일차적으로 지반의 초기상태, 즉 과압밀비에 대한 분석과 동시에 시료의 교란도에 대한 분석이 정 등(1999a; b)에 의하여 수행되었다.

이 연구결과에 의하면, 압밀시험 동안에 선행압밀응력(또는 유효과재응력)에 도달할 때까지의 체적변형률이 6~8% 이상으로 기록되어서 Andresen & Kolstad(1979)의 시료판정법(Specimen Quality Designation)에 의하면 D급 이하(아주 교란)에 속하였다. 이러한 시료교란은 실내압밀실험에 의한 선행압밀응력을 과소평가하게 하였으며, 과압밀비(OCR)를 0.4~0.7로 산출하게 하였다(그림 2를 참조). 설계시에는 여기서 얻어진 선행압밀응력을 사용하여 미압밀점토에 대한 침하량 산정공식인 식 (3)으로 계산하여 압밀침하량을 산정하게 된 것이다.

다른 하나의 분석은 현장계측결과, 실내토질실험 및 현장토질실험에 의한 결과치를 이용하여 점성토지반의 OCR을 결정하는 연구이었다. 이 결과, 가장 신뢰성있는 분석결과는 현장 계측결과를 이용한 OCR의 결정이었으며, OCR이 0.95~1.20으로 얻어져서 점성토층은 거의 정규압밀상태에 있는 것으로 분석되었다. 결과적으로, 압밀침하량을 과소평가하게 된 주된 이유는 매우 교란된 시료를 사용하여 압밀시험이 수행되었으며, 이 결과를 이용하여 침하량을 산정하였기 때문인 것으로 규정지을 수 있다.

본 현장의 점성토가 정규압밀상태에 있다고 간주하고 실내압축곡선을 그림 7과 같이 재구성하여 압밀침하량을 계산한 결과 및 경험적 방법(Skempton 및 NAVFAC)에 의한 계산결과를 계측결과와 함께 비교하기로 한다. 표 5에서 보면, 평균적으로 C_c에 의한 계산결과는 계측결과의 비하여 (+)0.26~(-)0.55m(평균 -0.15m), C_{c1}에 의한 결

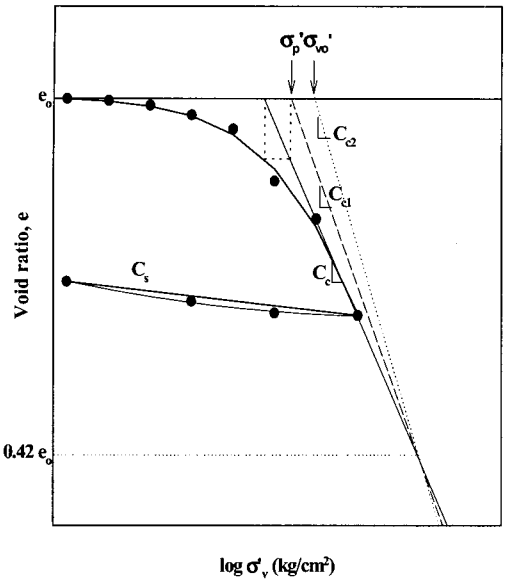


그림 7. Schmertmann's 방법(1955)에 의한 압축 곡선의 재구성

과는 (+)0.56~(-)0.40m(평균 +0.06m) 그리고 C_{c2}에 의한 결과는 (+)1.19~(-)0.40m(평균 +0.60m)까지 과대(+) 또는 과소(-)하게 평가되었다. 따라서, 전반적으로는 약간의 교란보정이 이루어진 C_{c1}의 경우가 대체로 계측결과와 더 접근한다고 할 수 있다. 그러나, C_{c2}에 의한 결과는 계측결과보다 대체로 과대하게 얻어졌지만, 이러한 차이는 성토하중을 정확히 산정할 수 없었던 이유에서도 발생될 수 있다. 그리고 Skempton 및 NAVFAC에 의한 계산결과는 계측치에 비하여 상당히 과소 및 과대하게 각각 얻어졌다.

상기와 같은 분석에서 얻을 수 있었던 중요한 결과는 낙동강 하구일대의 점성토에 대하여 과압밀비(OCR)를 먼저 조사하는 것이 필요하며, 다음으로 보다 정교한 자연시료의 채취 및 실내압밀시험이 수행되어야만 침하량을 잘 예측할 수 있다는 것이다. 만약, 시료교란이 상당히 발생되었을 경우에는 적절한 방법에 의하여 현장압축곡선을 재구성하는 것이 필요할 것으로 사료된다.

(2) 압밀소요시간

표 6은 90% 압밀을 위하여 요구되는 설계, 계측 및 재계산값, 현시점까지의 경과시간 및 평균압밀도, 또한 성토기간을 나타내고 있다. 여기서, 계측값은 그림 6과 같은 유추곡선에서 최종침하량의 90%에 해당하는 침하량으로부터 예측된 것이다. 이 표에서 보면, 성토재하일로부터 분석시점까지 659~677일이 경과되었으며, 이 시점에서의 평균압밀도는 76.7~86.1%에 이르고 있다. 현 분석시점에서 예측된 U90에 이르는 압밀소요시간(t_{90})은 903~1520(평균 1112일)로써 당초 설계값인 189일에 비하여 약 590%까지 과대하게 발생되고 있다. 만약 성토기간인 330일을 제외하더라도 410%까지 과대하게 얻어졌다. 그리고, 3.0~5.5m 두께의 모래층이 존재하는 P3, P4 및 P5지점에서 오히려 압밀소요시간이 크게 요구되고 있어서 이들 모래층은 연속성이 없는 것으로 판단된다.

표 6. 압밀도 U_{90}을 위한 설계, 계측 및 재계산된 경과시간의 비교 (단위 : 일)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	평 균	성토기간
설계시의 소요시간								189	90
계측된 소요시간*	990	903	1029	1194	1195	1520	957	1112	330
재계산된 소요시간*				nk				617	
경과시간	677	675	670	668	666	661	659	668	
현재압밀도 U (%)	84.6	86.1	83.3	80.0	81.3	76.7	85.4	82.5	

* 성토 시점부터 압밀도 U_{90}을 위하여 요구되는 시간.

표 6에서 재계산된 t_{90}은 식 (7)과 같은 Hansbo (1979)의 수평배수이론식에 압밀계수(c_h)의 설계값, 배수정 저항 및 주변교란효과를 적용하여 얻어진 값이다.

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F}\right] \qquad (7)$$

$$F = F(n) + F_s + F_r$$

여기서

$$F(n) = \ln\left(\frac{D_e}{d_w}\right) - \frac{3}{4} =$$

배수재의 간격항을 고려한 계수.

$$F_s = \ln\left[\left(\frac{k_h}{k_s}\right) - 1\right]\ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) =$$

스미어(smear) 항을 고려한 계수.

$$F_r = \pi z(L - z)\frac{k_h}{q_w} =$$

웰레지턴스(well resistance) 항을 고려한 계수.

$q_w = \pi r_w^2 k_w =$ 배수재의 통수능.

이때 주변교란 효과를 고려하기 위하여 Bergado et al.(1993)이 역해석으로 얻었던 교란영역계수 S=2, 교란영역의 투수계수비 $\eta = k_h/k_s = 10$을 적용하였다. 그리고 연직배수재의 투수계수 $k_w = 3.0 \times 10^{-3}$cm/s 및 배수정 저항길이 l=10m(양면배수)가 사용되었다.

이 표에서 보면, 배수정 저항 및 교란효과를 감안하였지만 계측값에 비하여 재계산된 압밀소요시간은 약 55%에 미치고 있다. 이러한 과소평가의 원인은 역해석, 공사후 조사 등을 통하여 명확히 규명할 수 있을 것이지만, 주된 이유는 대체로 지반의 투수계수의 산정 및 변화, 지반의 불균질성 및 연직배수재의 타입에 따른 지반교란 등으로 사료된다. 그리고 교란영역도 연직배수재의 타입형식과 멘드릴의 모양에 따라 상이한 결과를 나타내므로 모든 현장에 대하여 일률적인 투수계수비(η)와 교란영역비(S)의 적용은 어려울 것으로 생각된다. 앞으로 이에 대한 체계적인 연구가 수반되어서 보다 좋은 예측이 수행될 수 있기를 기대한다.

5. 결 론

낙동강 하구지역의 삼각주에서 약 43m 깊이의 연직배수공과 8m 높이의 성토가 수행되는 현장에서 체계적인 토질조사 및 실험, 설계 그리고 현장계측이 실시되었다. 설계시에 추정된 침하량과 압밀소요시간은 현장계측값과 비교되었으며, 두 값의 차이에 대한 원인분석과 함께 재해석을 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1) 약 20m 두께의 모래층의 침하량은 예측값이 약 15.1cm이며, 현장계측값이 약 75.8cm로써 약 500%의 과소평가를 나타내었다. 이러한 과소평가의 원인은 주로 PBD 타입시의 진동, 크리프 침하 및 탄성계수의 과대평가에서 비롯되었다.
2) 모래층 아래에 위치한 약 20m 두께의 점성토층에 대하여 실내압밀시험결과를 근거로 미압밀점토라고 판단되었으며, 이에 준하여 계산된 예측침하량은 280.0cm이었으나 계측값은 119.0cm으로써 대략 240%의 과대평가를 나타내고 있다. 이러한 원인은 주로 점성토의 과압밀비를 잘못 추정한 것으로부터 기인되었다.

   본 현장의 점성토에 대하여 최근에 이루어진 연구결과를 바탕으로 정규압밀점토라고 생각하여 압밀침하량을 재분석한 결과, 시료교란을 보정한 압축지수를 적용하여 재계산된 침하량이 측정값과 비교적 잘 일치하였다.
3) 압밀소요시간(t_{90})은 설계시에 교란효과를 미고려한 상태에서 189일로 예측되었으며, 이 값은 계측값인 약 1110일에 비하여 아주 과소평가된 것이다. 경험적으로 교란효과를 고려하여 압밀소요시간을 재계산한 결과 617일로 얻어졌으며, 이 결과는 계측값의 55%에 이른다. 이러한

과소평가의 원인은 투수계수의 산정, 지반의 불균질성, 지반교란 및 공사방법 등의 복합적인 요인에 의하여 비롯된 것으로 분석되었다.

향후, 낙동강 하구일대의 대단위 연약지반에 대하여 자료축적과 동시에 사후분석이 체계적으로 수반되어서 성토에 따른 침하량 및 압밀소요시간이 효과적으로 예측될 수 있기를 기대한다.

감사의 글

본 연구를 위하여 도움을 주셨던 부산광역시 사하구청, 동방엔지니어링 및 신동아 종합건설(주)의 관계자들에게 감사를 표합니다.

참 고 문 헌

1. 건설교통부(1992). 구조물기초시방기준, 609p.
2. 김규종(1998). 낙동강 하구의 초연약 점토에 대한 압밀특성 및 성토재하에 따른 압밀거동, 석사 학위논문, 동아대학교.
3. 사하구청(1997). 서부산 문화회관 신축공사 기초설계 변경-설계보고서, 부산광역시 사하구청.
4. 정성교, 최관희, 최호광, 조기영(1998). "압밀해석을 위한 $\sqrt{s}$-예측기법," 한국지반공학회지, Vol.14, No.2, pp. 41~53.
5. 정성교(1999a). "낙동강 하구점토의 압밀특성," 연약지반에 대한 국제 심포지엄, 동아대학교, Feb. 10.
6. 성성교 외 3명(1999b). "낙동강 삼각주 점토에 대한 과압밀비의 평가," 한국지반공학회 논문집Vol.15, No 4, pp.85~97.
7. 조기영, 이남기, 정진교, 정성교(1996). "낙동강 하류지역의 미완숙압밀점토에 대한 토질특성 및 압밀 침하예측," 대한토목학회 학술 발표회 논문집(Ⅲ), pp. 543~546.
8. Andresen, A. and P. Kolstad(1979). "The NGI 54-mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials," Proc. Int. Symp. on Soil Sampling, Singapore, pp. 1~9.
9. Asaoka, A.(1978). "Observational procedure of settlement prediction," Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 18, No. 4, pp. 87~101.
10. Barron, R. A.(1948). "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells," Transaction ASCE, Vol. 113, Paper No. 2346, pp. 718~742.
11. Bergado, D. T., Mukherjee, K., Alfaro, M. C. and Balasubramaniam, A. S.(1993). "Prediction of vertical band drain performance by the finite element method," Geotextiles and Geomembranes, Vol. 12, pp. 567~586.
12. Hansbo, S. (1979). "Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefabricated Drains," Ground Engineering, Vol. 12, No. 5, July, pp. 16~25.
13. Hoshino(1962). "最新における基礎の諸問題," 土質學會弟17回年次學術, 日本土木學會, 1962. 7. pp. 63~67.
14. Janbu, N., Bjerrum, L. and Kjaernsli, B.(1956). "Veiledning ved 10sing av foundamenteringsoppgaver," (Soil mechanics applied to some engineering problems), in Norwegian with English summary, Norwegian Geotechnical Institute Publ 16, Oslo.
15. NAVFAC(1982). Design Manual 7.1-Soil Mechanics, NAVFAC DM 7.1, U.S Department of Navy, Washington D.C..
16. Perloff, W. H.(1975). Pressure distributionand settlement, Foundation Engineering Handbook, H. F. Winterkorn and H. Y. Fang, Eds., Chapter 4, Von Nostrand Reinhold, NY., pp. 148~196.
17. Schmertmann, J. H.(1955). "The undisturbed consolidation behaviour of clay," Trans. ASCE 120.
18. Schmertmann, J. H.(1970). "Static cone to compute static settlement over sand," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM3, pp. 1011~1043.
19. Skempton, A. W.(1944). "Notes on the compressibility of clays," Quarterly Journal of the Geological Socity of London, Vol. 100, pp. 119~135.
20. Tanaka, H.(1998)(개인적으로 의견교환)
21. Tan T. S. et al.(1991). "Hyperbolic method for consolidation analysis," JGE, ASCE, Vol. 117, No. 11, pp. 1723~1737.
22. Zou, Y. Q. et al.(1993). "Study on the settlement analysis for underconsolidated soft clay ground," ICSSE : Recent Advances in Soft Soil Engineering, China, pp. 343~348.

(접수일자 1999. 3. 25)