

## **비선형 점탄소성 모델을 이용한 2차압밀이 포함된 수정압축지수개발 Suggestion of Modified Compression Index for secondary consolidation using by Nonlinear Elasto Viscoplastic Models**

최부성<sup>1)</sup>, Bu-Sung Choi, 임종철<sup>2)</sup>, Jong-Chul Im, 권정근<sup>3)</sup>, Jung-Keun Kwon

<sup>1)</sup> 부산대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Pusan University

<sup>2)</sup> 부산대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

<sup>3)</sup> 부산대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Pusan University

**SYNOPSIS** : When constructing projects such as road embankments, bridge approaches, dikes or buildings on soft, compressible soils, significant settlements may occur due to the consolidation of these soils under the superimposed loads.

The compressibility of the soil skeleton of a soft clay is influenced by such factors as structure and fabric, stress path, temperature and loading rate. Although it is possible to determine appropriate relations and the corresponding material parameters in the laboratory, it is well known that sample disturbance due to stress release, temperature change and moisture content change can have a profound effect on the compressibility of a clay. The early research of Tezaghi and Casagrande has had a lasting influence on our interpretation of consolidation data. The 24 hour, incremental load, oedometer test has become, more or less, the standard procedure for determining the one-dimensional, stress-strain behavior of clays. An important notion relates to the interpretation of the data is the ore-consolidation pressure  $\sigma_p$ , which is located approximately at the break in the slope on the curve. From a practical point of view, this pressure is usually viewed as corresponding to the maximum past effective stress supported by the soil. Researchers have shown, however, that the value of  $\sigma_p$  depends on the test procedure. furthermore, owing to sampling disturbance, the results of the laboratory consolidation test must be corrected to better capture the in-situ compressibility characteristics. The corrections apply, strictly speaking, to soils where the relation between strain and effective stress is time independent.

An important assumption in Terzaghi's one-dimensional theory of consolidation is that the soil skeleton behaves elastically. On the other hand, Buisman recognized that creep deformations in settlement analysis can be important. this has led to extensions to Terzaghi's theory by various investigators, including the applicant and coworkers.

The main object of this study is to suggestion the modified compression index value to predict settlements by back calculating the  $C_c$  from different numerical models, which are giving best prediction settlements for multi layers including very thick soft clay

**Key words** : Consolidation, Soft soil, Viscoplastic Numerical model. settlement, compression index

# 1. 서 론

낙동강 델타지역과 같이 전단강도가 매우 약하고 압축성이 큰 연약점토의 경우 Terzaghi의 1차원 압밀침하를 통해 예측한 침하량보다 계측침하량이 1.5배에서 최대 3배까지 차이가 발생하고 있다.(Chung, 1999) 이와 같이 설계 예측치와 시공 계측치가 차이가 나는 원인은 시료교란에 의한 압축지수 값의 과소평가 등과 관련된 실내 실험에서 구해진 설계 물성치의 부정확성이 원인이 될 수 있으며, 또 다른 원인으로서는 2차 압밀침하량에 대한 해석방법에 기인한다고 볼 수 있다.

압밀이론: 일반적으로 1차 압밀이 완료된 후 2차압밀이 진행된다고 가정하는 방법(Leonards, 1972, 1977; Ladd 등, 1977; Jamiolkowski등, 1985; Mesri & Choi, 1985a, b)은 해석방법이 간편하여 일반 설계에서 가장 많이 사용되는 방법이다. 그러나 실제 부산 델타지역과 같이 연약층의 심도가 깊을 경우 응력-변형률 곡선은 유일하지 않고 일차압밀기간에 의존한다고 보고하고 있다.(Kabbaj 등, 1988) 즉 응력-변형률 곡선은 시료의 두께에 의존하여 변화하고 이는 표준압밀시험에서 구한 압밀침하량이 과소평가 될 수 있음을 보고하고 있다. 이를 토대로 2차압밀은 1차압밀과 관계없이 압밀 전체 과정 동안에 일어난다고 가정하여 압밀침하량을 구하는 방법(Suklje, 1957, 1969, 1982; Bjerrum, 1967; Crawford, 1986; Leroueil, Kabbaj, Tavenas & Bouchard, 1985; Leroueil & Kabbaj, 1987)이 제시되고 있지만, 그러나 실제 이론적으로는 타당하지만 이를 해석하기는 아직 복잡하여 실제 적용에는 많은 문제점이 있다. 따라서 2차 압밀을 포함하는 연약지반의 압밀침하 거동을 간편하게 산정하여 설계에 반영할 수 있도록 현장지반의 거동특성을 정확히 예측할 수 있는 시스템 개발에 대한 연구가 더욱 요구되고 있다.(김윤태, 1999)

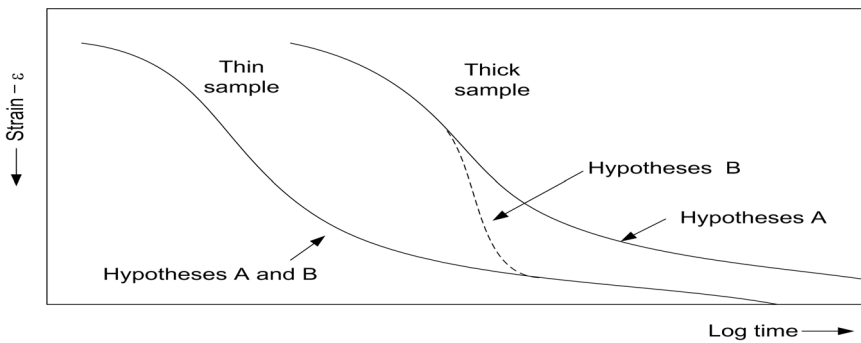


그림 1.1 압밀이론 가정에 따른 시간 변형률 곡선

낙동강 델타 지역과 같이 연약지반의 경우 설계물성치의 불확실성과 해석기법의 문제로 인해 실제 예측 침하량과 계측침하량 사이에 많은 차이가 발생하여 이를 위한 새로운 설계법이 요구되고 있는 실정이다. 실제 1차 압밀 완료 후 2차압밀이 일어난다는 가정으로 구한 시간-변형률 곡선과 2차압밀이 1차압밀과 상관없이 일어난다는 가정으로 구한 시간-변형률 곡선을 비교하면 후자가 더 큰 변형률 값을 나타냄을 알 수 있다.(Ladd et al. 1977)

이런 연약점토의 거동을 분석하기 위한 수치해석 모델인 점탄소성 모델이 개발되어 있지만 해석 방법이 복잡하여 아직 실무에서는 적용하지 못하고 있다. 이에 본 연구에서는 여러 가지 수치해석적 모델의 접근과 1차원 압밀이론을 상관관계를 이용하여 연약점토층의 설계 침하량과 계측 침하량의 차이를 최소화하고자 한다.

실제 압밀침하량 계산시 수치해석에 의한 방법보다는 Terzaghi 1차원 압밀 이론을 적용한 설계 기법이 적용되고 있다. 그러나 낙동강 델타지역과 같이 연약층의 심도가 깊은 곳에서는 압밀침하량이 1.5배에서 3배가량 차이가 발생한다. 이는 1차 압밀 완료 후, 2차 압밀이 발생한다는 가정으로 인해 발생하는 오차로 실제 연약점토층의 압밀침하 1차 압밀과 2차 압밀 침하가 동시에 발생하고 이는 연약층의 심도가 깊을수록 그 값의 차이가 커진다.

Terzaghi이론의 가정을 보완한 수치해석 기법이 개발되었지만, 적용시 설계에 적용되는 변수들이 많고

이런 변수들은 고가의 정밀한 시험을 요구하므로 이를 수행하지 않고 기본물성치로 부터 상관관계를 통해 구한 값을 적용시 더 큰 오차를 발생시킬 우려가 있다. 따라서 Terzaghi이론과 함께 복합변수가 사용되는 수치해석적 모델을 사용하여 상호 비교하여 침하량 차이의 원인을 고찰한다.

실제 연약층의 심도에 따른 침하량의 차이는 표준압밀시험의 압축지수에 그 영향이 포함되어 있기 때문에 심도에 따른 압축지수의 변화관계를 분석한다면, 표준압밀시험의 결과를 이용해 교란에 대한 압축지수의 보정뿐만 아니라 설계할 연약층의 심도에 따른 압축지수의 보정을 할 수 있어 예측침하량과 설계 침하량과의 차이를 최소화 시킬 수 있다.

표준압밀시험에서 얻어진 침하량 값과 압축지수를 우리나라의 적용성에 가장 근접한 수치해석적 모델을 선정하여 상호 비교후 수정압축지수를 제안한다. 제안된 수정압축지수식을 통해 실제 연약지반 침하량 값을 산출하고 이를 예측데이터와 비교·분석하여 현장 적용성을 평가한다.

본 연구에서는 FE-Code PLAXIS를 이용하여 4가지 서로 다른 비점탄소성 모델을 사용하여 실제침하데이터와 비교 분석하였으며 수치해석 모델에 관해서는 간단하게 소개된다.

## 2. 수치해석적 모델

일반적으로 단일 변수를 이용하는 경험식의 결과들은 과소평가될 가능성이 크게 나타날 수 있으므로 복합지반 변수를 이용하는 경험식의 결과를 토대로 단일지반 변수를 이용하는 결과들을 상호 비교 분석하여 가장 가까운 추정식을 제안하는데 목적이 있다. 성토를 할 경우 그 뒤에 따라올 침하와 간극수압의 변화가 있다. 앞에서 언급한 두 가지는 크리프의 영향이 있는 것과 없는 것으로 구분되어진다. 그중 한가지 모델이 Soft Soil model(SS-model)은 modified CAM-Clay 에 기초를 두었으며 Mohr-Coulomb(MC)기준에 의해 파괴가 결정된다. 다른 하나는 Soft-Soil-Creep model(SSC model) 위와 같지만 더 복잡한 변수를 사용하여 크리프를 계산하여 침하량을 예측한다. 또 다른 모델인 koppejan으로 플라시스 매뉴얼에는 없지만 각종 파라메타를 이용하여 USER모드로 수행하였다. 위에서 언급된 네가지 모델은 PLAXIS 8.2 로 수행되었다.

### 2.1 지반조건

연약지반을 검토하기 위하여(그림2-1) 과 같은 표준단면을 구성하였다. 성토층, 매립층, 점토층의 지반변수는 표(2-1)과 같다.

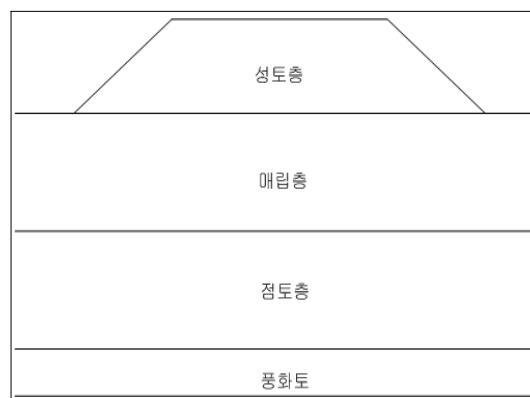


그림 2-1 성토사면의 단면도

표2.1 각층의 지반정수

구분	$\gamma_t$ (gf/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (gf/cm <sup>3</sup> )	C (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)	$\nu$	k (cm/sec)
성토재	1.8	1.9	0	30	0.30	4.08E-3
매립재	1.7	1.8	0	30	0.30	5.21E-4
풍화토	2.0	2.	3	35	0.35	8.64E-9

### 3. 분석 및 결과

이절은 각각의 모델에 따른 조건이외에는 모든 같은 조건에서 단계별 성토시 수치해석모델에 따라 해석을 하였으며 그 결과 모델에 다른 침하 차이가 나는 것을 확인할 수가 있다.

본 연구에 사용된 계측자료는 ○○항 부두 연결도로로서 성토고 6~7(m)정도이며 침하량 계측은 총 8 개소에서 지표침하계를 이용하여 계측하였으며 현장 조건에 따라 600~800일정도 계측을 하였다.

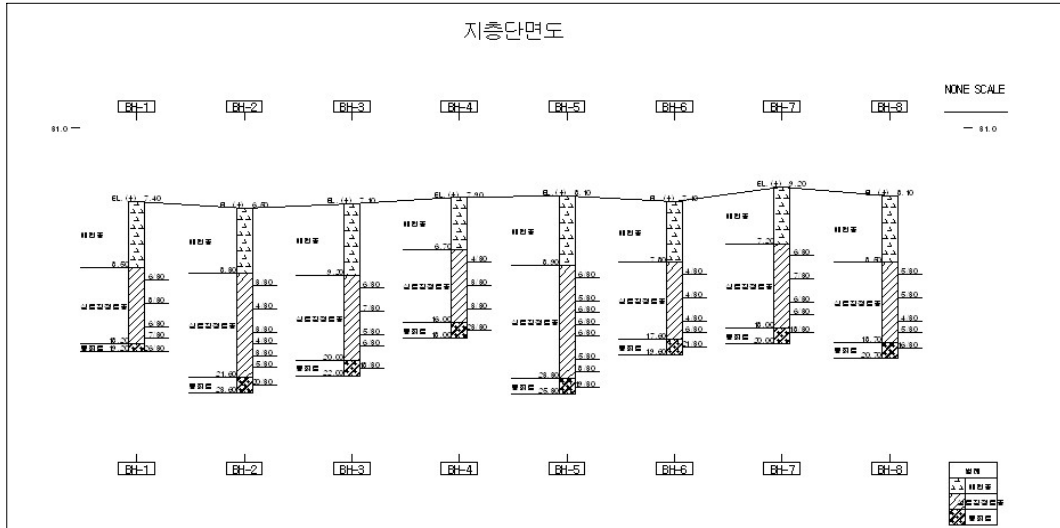


그림 3-1 지층단면도

최상부에 위치한 매립층은 성토체로써 모래, 점토, 자갈, 호박돌이 혼재해 있으며 6.7m~9.2m의 두께로 황갈색을 띠고 있다. 점토층은 실트질 점토와 무기질 점토등 다양하게 나타나고 있으며 연경도는 보통으로 쾌각을 함유하고 암회색을 띠고 표준관입시험에 의한 N치는 3~8/30까지 분포하고 있다. 풍화토는 풍화토층으로 상대밀도도 보통이고 완전하게 풍화되었고 황갈색, 담갈색, 담녹색을 띠고 있고 표준관입시험에 의한 N치는 18~26/30까지 분포하고 있다.

총 16개소의 자연시료를 채취하여 물성시험 실시한 결과 함수비는 평균 55.56%였으며 비중은 2.69값을 보였고 액성한계는 평균 63.89%이며, 소성지수는 평균은 60.21%범위로 분포하고 있다. 통일분류법에 의해서 절반 이상이 고소성 연약점토인 CH를 나타내며 나머지는 MH또는OH를 로 판단되어진다.

지반정수를 알기위하여 표준압밀시험(KS F2316)을 시행한 결과 선행압밀하중은 0.722~2.048(kgf/cm<sup>2</sup>)이며 대부분의 경우가 심도가 깊어질수록 정규압밀점토의 특징을 나타내고 있다. 초기 간극비는 2.5~3.3(m)에서 1.250~1.650 이며 6.0~6.8(m)에서는 1.005~1.661이다. 압축지수(Cc)는 최소 0.342~0.870으로 2.5~3.3(m)에서의 bh-7의 압축지수값을 제외하고 대부분 0.6이상을 나타내고 있어 최종침하량이 큰 특성을 보였다. 투수계수(k)는 점토의 투수계수인 0.000001보다 작은 최소 1.671E-07(cm/s)로 점토의 특징을 보이고 있다. 전체적으로 초기 간극비와 압축지수의 값이 비교적 큰 값으로 침하량이 클 것으로 예상되어진다.

비배수전단강도(UU)의 값은 0.221~0.588(kgf/cm<sup>2</sup>)의 범위로 평균 0.411(kgf/cm<sup>2</sup>)의 값을 보인다. 점착력 c값은 0~0.693의 값을 나타내고  $\phi$ 값은 18.43~27.90°범위에 있고 일축압축시험결과 강도는 한 곳을 제외하고는 0.6~1(kgf/cm<sup>2</sup>)범위이고 예민비는 1.4~6.4의 범위로 평균 4.5정도의 값을 보인다.

### 3.1 모델의 구성 및 결과

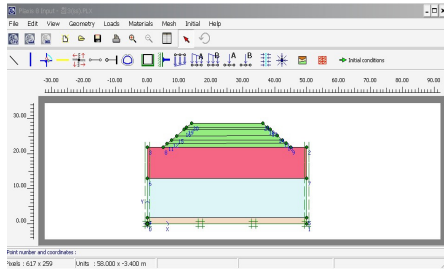


그림 3-2 모델 요소망 생성 직전

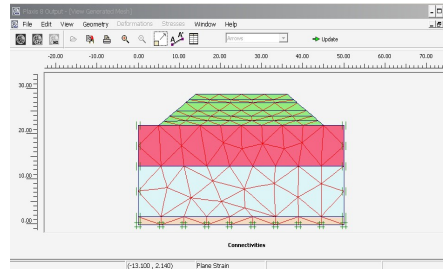


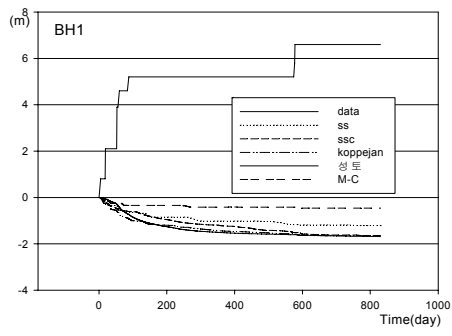
그림 3-3 모델 요소망 생성 직후

각 지점의 모델구성에 필요한 점성토의 지반정수는 각각 표(3.1)같다.

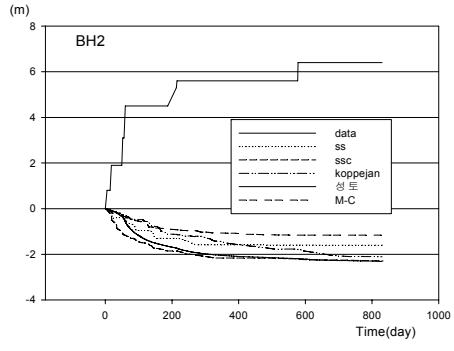
표3.1 점성토의 지반정수

구분		Cc	Cs	Ca	e <sub>o</sub>	c' (kgf/cm <sup>2</sup> )	Φ (°)	γ <sub>t</sub> (gf/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>d</sub> (gf/cm <sup>3</sup> )	k (cm/sec)	σ <sub>vp</sub> ' (kgf/cm <sup>2</sup> )	k <sub>0</sub>	ν
BH1	SS-model	0.664	0.093	-	1.533	0	23.20	1.653	1.053	2.458E-08	-	-	-
	SSC-model	0.664	0.093	0.025	1.533	0	23.20	1.653	1.053	2.458E-08	-	-	-
	Koppejan	0.664	0.093	0.025	1.533	0	23.20	1.653	1.053	2.458E-08	1.298	-	0.3
BH2	SS-model	0.870	0.151	-	1.813	0	27.90	1.615	0.956	3.082E-08	-	-	-
	SSC-model	0.870	0.151	0.021	1.813	0	27.90	1.615	0.956	3.082E-08	-	-	-
	Koppejan	0.870	0.151	0.021	1.813	0	27.90	1.615	0.956	3.082E-08	1.309	-	0.3
BH3	SS-model	0.732	0.088	-	1.650	0	24.78	1.635	0.968	2.696E-08	-	-	-
	SSC-model	0.732	0.088	0.022	1.650	0	24.78	1.635	0.968	2.696E-08	-	-	-
	Koppejan	0.732	0.088	0.022	1.650	0	24.78	1.635	0.968	2.696E-08	1.471	1	0.3
BH4	SS-model	0.654	0.068	-	1.614	0.612	19.98	1.655	1.046	1.671E-07	-	-	-
	SSC-model	0.654	0.068	0.016	1.614	0.612	19.98	1.655	1.046	1.671E-07	-	-	-
	Koppejan	0.654	0.068	0.016	1.614	0.612	19.98	1.655	1.046	1.671E-07	0.785	-	0.3
BH5	SS-model	0.646	0.074	-	1.411	0.591	22.11	1.698	1.093	1.659E-08	-	-	-
	SSC-model	0.646	0.074	0.012	1.411	0.591	22.11	1.698	1.093	1.659E-08	-	-	-
	Koppejan	0.646	0.074	0.012	1.411	0.591	22.11	1.698	1.093	1.659E-08	1.246	-	0.3
BH6	SS-model	0.698	0.106	-	1.721	0.836	16.07	1.585	0.945	2.042E-08	-	-	-
	SSC-model	0.698	0.106	0.02	1.721	0.836	16.07	1.585	0.945	2.042E-08	-	-	-
	Koppejan	0.698	0.106	0.02	1.721	0.836	16.07	1.585	0.945	2.042E-08	1.248	-	0.3
BH7	SS-model	0.465	0.107	-	1.005	0	27.70	1.722	1.153	2.148E-08	-	-	-
	SSC-model	0.465	0.107	0.012	1.005	0	27.70	1.722	1.153	2.148E-08	-	-	-
	Koppejan	0.465	0.107	0.012	1.005	0	27.70	1.722	1.153	2.148E-08	0.722	1	0.3
BH8	SS-model	0.530	0.047	-	1.364	0	18.43	1.692	1.122	3.924E-08	-	-	-
	SSC-model	0.530	0.047	0.017	1.364	0	18.43	1.692	1.122	3.924E-08	-	-	-
	Koppejan	0.530	0.047	0.017	1.364	0	18.43	1.692	1.122	3.924E-08	1.531	-	0.3

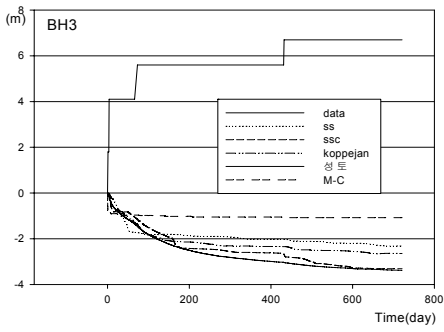
그림(3-2)와 같이 각 모델에 따른 해석 수행 결과 이차압밀을 고려하지 않은 SS-model보다 2차 압밀을 고려한 SSC-model이 가장 실측치와 유사하다는 것을 알 수가 있다.



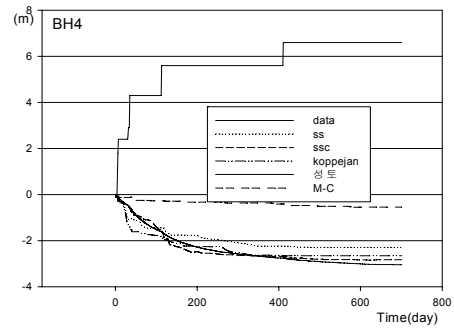
BH-1



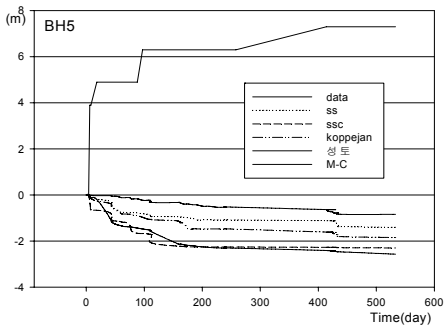
BH-2



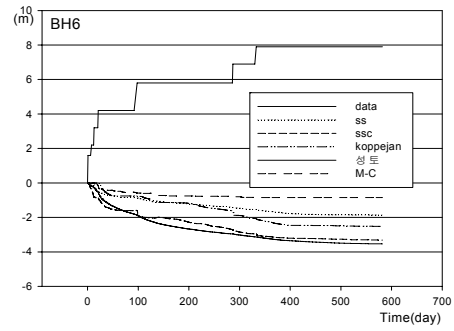
BH-3



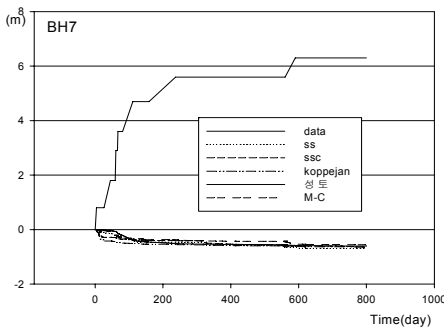
BH-4



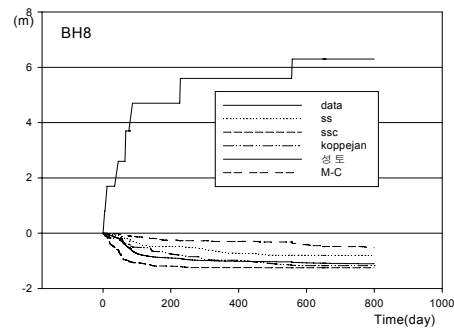
BH-5



BH-6



BH-7



BH-8

그림 3-2 수치해석에 따른 침하 비교

### 3.2 모델의 구성 및 결과

그림(3-2)와 같은 결과로 SSC-model이 2차압밀을 고려하여 침하값을 예측하므로 적합한 수치해석 모델로 결정하고 SSC-model을 지반조건에 따라 표(3-2)와 같이 정확성을 판단하기 위해 해석을 실시하고 일차원 압밀이론과 비교하였다.

표3.2 침하량 비교

Case	깊이(m)	하중( $t/m^2$ )	침하량(m)	
			1차원 압밀이론	SSC-model
1	5	5	0.606	0.597
2		10	0.887	0.865
3		15	1.071	1.051
4	10	5	0.602	0.710
5		10	1.081	1.112
6		15	1.38	1.422
7	20	5	0.635	1.033
8		10	1.122	1.655
9		15	1.532	2.113
10	40	5	0.683	1.284
11		10	1.261	2.113
12		15	1.782	2.772
13	80	5	0.841	1.511
14		10	1.612	2.581
15		15	2.321	3.472

하중 값을 달리하여 각각 점토층의 깊이에 따라서 수치해석을 수행한 결과 점토층 깊이 5(m)일때는 일차원 압밀이론의 침하예측값과 거의 유사 하게 나타났지만 깊이를 깊게 할수록 이론값과 수치해석값의 차이가 최고 1.1(m)까지 나타나는 것을 그림(3-3)에서 확인 할 수가 있다.

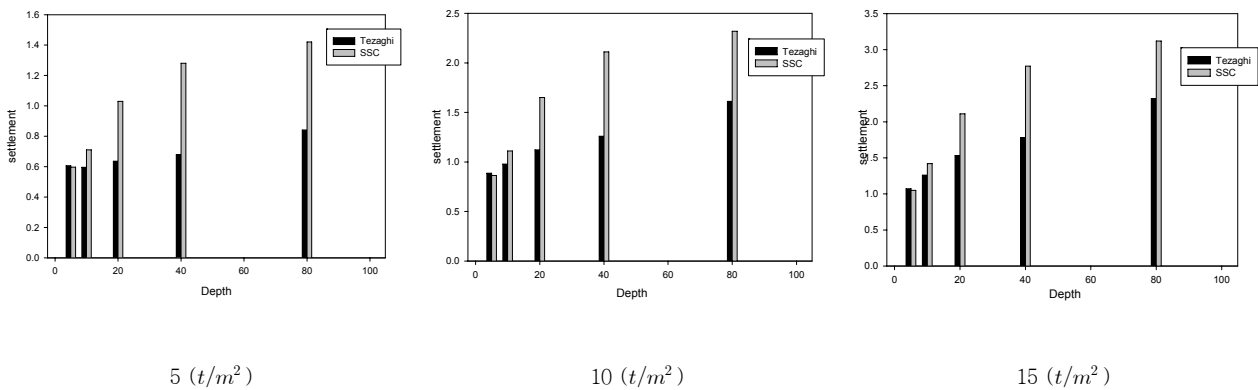


그림 3-3 1차원 압밀이론 침하값 비교

일차원압밀이론으로 계산되어진 침하값으로 이차압밀이 고려된 SSC-model로 수치해석 값을 비교하여 압축지수 값을 역으로 산출할 수가 있다. 침하량으로 역해석을 한 압축지수  $C_c$  가 심도에 따라 차이가 난다는 것을 그림(3-4)에서 확인 할 수가 있다.

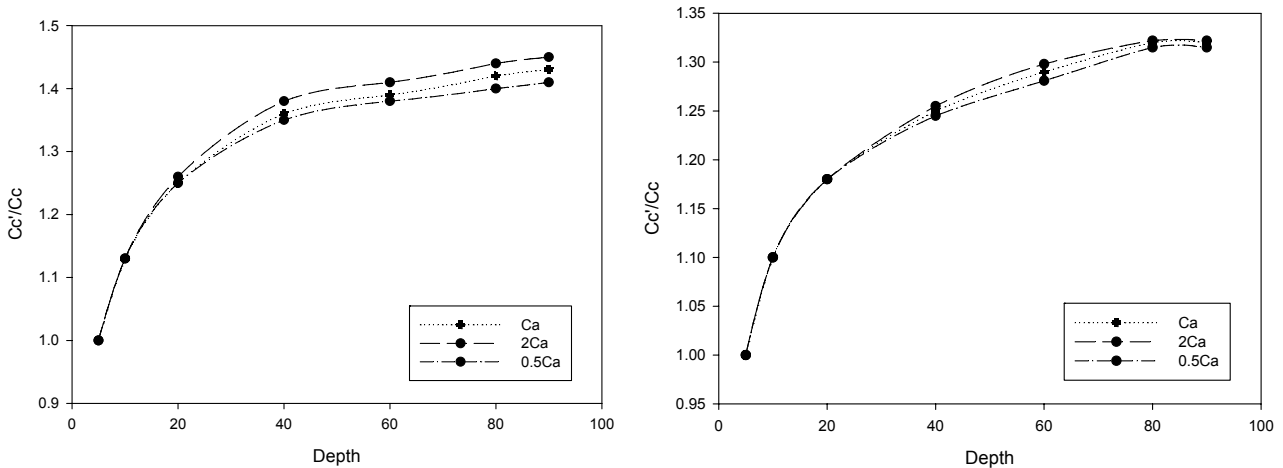


그림 3-4 심도에 따른 압축지수 값의 변화

점토층 깊이가 5(m)인 지점의 침하량은 1차원 압밀이론으로 계산한 값과 거의 유사하여 Cc에 대한 다른 보정이 따로 필요하지가 않았다. 하지만 점토층 10(m)부터는 침하량 값이 앞서 실제 침하량 값과 거의 비슷한 침하량 값을 보여준 SSC-model에서 이론식 값과 상이하여 시산법을 사용하여 역으로 그 압축지수 값을 구할 수가 있었다. 그림(3-4)를 점토층 깊이가 10(m)에서부터 침하값이 10% 심도가 깊을수록 그 차이는 커져 90(m)에서는 약 30~40%정도의 차이를 보이고 있다. 그에 따라서 압축지수의 보정이 필요하다. 그리고 2차 압축지수의 상관성을 보기 위해 실제보다 2배와 1/2배로 한 결과 대심도 즉 심도가 깊은 곳일수록 작은 값이지만 그 차이가 나는 것도 확인할 수가 있다.

### 3. 결 론

연약점토의 거동을 분석하기 위한 수치해석 모델인 점탄소성 모델이 개발되어 있지만 해석 방법이 복잡하여 아직 실무에서는 적용하지 못하고 있다. 이에 본 연구에서는 3가지의 비선형 점탄소성 수치해석적 모델의 접근과 실제 침하량 값을 상호 비교하여 가장 실측치와 비슷한 값을 가진 모델이 SSC-model이라는 것을 알았고 이 SSC-model을 사용하여 변수로 하중과 연약층의 심도를 두어 그 값과 실제 가장 많이 사용되고 있는 Terzaghi 1차원 압밀 이론을 적용한 설계 기법을 비교하여 다음과 같은 결론을 얻을 수가 있었다.

1. 우리나라 대표적인 점토를 사용하여 실제 침하 계측값과 모델에 따른 수치해석값을 비교 한 결과 2차압밀을 고려한 koppejan 모델보다 SSC-model의 모델이 실측값과 가장 유사하는 것으로 나타났다. 이것으로 침하량 계산시 2차 압밀의 중요성을 확인 할 수가 있었다.

2. Terzaghi 1차원 압밀 이론을 바탕으로 설계할 경우 심도에 따라 10%~40%까지의 과소평가가 이루어지는 것으로 나타났다. 그 차이는 심도가 깊을수록 더 큰 것을 확인할 수 있었고 압축지수가 크거나 2차 압축지수가 크다면 그 차이는 작지만 침하는 더 크다는 것을 나타내었다.

3. 본 연구에서 제안한 연약층심도 20(m)이상에서는 Terzaghi 1차원 압밀 이론에서 사용되어지는 Cc 값보다 대심도에서는 10%에서 30%까지 침하를 크게 생각하여야 한다고 판단되어진다. 그리고 연약층 심도가 40(m)이상일 경우에는 더 깊은 심도의 것과 침하량이 비슷하여 연약층 심도가 40(m)이상이라면 그때의 Cc의 값을 사용하여 경제적인 설계가 될 것으로 판단된다.



## 참고문헌

1. Berry, P.P. and Pokitt, T.J.(1972). "The consolidation of peat" *Geotechnique*, Vol,22, No1, pp.27-52
2. Butterfield, R. (1979). "A natural compression law for soils." *Geotechnique* 29(4), pp 469-480
3. Crawford, C.B, (1965). "The resistance of soil structure to consolidation." *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 2(2), pp90-97
4. H.P..Neher and M. Wehnert (2000). "An evaluation of soil models based on trial embankments.
5. Jamiolkowski, M, Ladd, C,C, Germaine, J,T, and Lancelotta, R(1985), "New developments in field and laboratory testing of soils. "General report, Proc, 11th ICSMFE, San Francisco, Vol 1, pp 57-153
6. Kabbaj, M, Tavenas, F, and Leroueil, S(1988). "In situ and laboratory stress-strain relationships." *Geotechnique* 38, No1, pp 83-100
7. Koppejan, A.W(1948). A formula combining the Tezaghi load compression relationship and the Buisman secular time effect. 2nd Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Rotterdam,3, pp 32-38
8. Leroueil, S., and Kabbaj, M., and Tavenas, F., and Bouchard, R.(1985). "stress-strain-strain rate relation for the compressibility of natural sensitive clays." *Geotechnique* 35, No1, pp 159-180
9. S.van Baars, "Simple and accurate modelling of large settlements," An improvement of Koppejan and Cam-clay related models.
10. 김윤태(1999), "modeling strain Rate-dependent Behavior in Consolidation of Natural Clay." *지반공학회*
11. 임종철(2005), *토질공학의 길잡이*, 도서출판 새론.