

연약점성토지반에서의 깊은굴착에 따른 지반거동의 예측과 현장계측

Prediction and Field Measurement on Behaviour of Soft Clay during Deep Excavation

정 성 교*¹
Chung, Sung-Gyo

조 기 영*²
Cho, Ki-Young

정 은 용*³
Chung, Eun-Yong

Abstract

When deep excavation adjacent to an existing structure is performed, it is very important to minimize damage on the structure through the prediction of ground movement. In this paper, finite element analysis was performed to predict the ground movement, based on the data from site investigation and laboratory tests, when deep excavation close to a buried water tank was carried out in soft clay ground. The movement and stabilities of the soil-cement wall(SCW) and the adjacent structure were checked using the results of the analysis and the field measurement. The comparison between the measured and the predicted ground movements showed the significance of the excavation procedure and lowering of water level in the analytical model. In the future, it is needed to improve the prediction method for better estimation of the ground movement.

요 지

중요구조물에 인접하여 지하굴착을 수행할 경우에 지반변형을 정확히 예측하여 피해를 최소화하는 것이 중요하다. 본 논문에서는 대규모의 지하수조에 인접하여 연약점성토 내에서 굴착이 수행될 때, 지반거동을 예측하기 위하여 지반조사와 실내토질실험과 함께 유한요소해석이 실시되었다. 이러한 예측과 현장계측

*1 정회원, 동아대학교 공과대학 토목공학과 교수
*2 정회원, 동아대학교 건설기술연구소 특별연구원
*3 정회원, 동아대학교 대학원 토목공학과 박사과정

을 통하여 흙막이벽체와 인접구조물의 거동 및 안정성이 검토되었다. 지반변형에 대한 계측 및 예측결과와 비교에서 굴착공정 및 지하수위 강하를 해석시에 고려하는 것이 중요하다는 것을 보여주었다. 향후 더 좋은 예측을 위해서는 해석방법의 개선이 요구되었다.

Keywords : Deep excavation, Soft clay, Ground movement, Finite element analysis

1. 서론

최근에 이르러 국내에서는 경제성장과 함께 토지활용의 극대화를 위하여 대도시의 도심지를 중심으로 기존 구조물에 인접하여 대규모의 굴착공사가 활발히 이루어지고 있다. 깊은굴착 시에 주변지반 및 흙막이벽체에서는 변위가 발생하게 되며, 이러한 변위가 지속적으로 증가할 때에는 흙막이벽체 뿐만 아니라 인접한 구조물의 안정성에 문제가 될 것이다. 특히, 공사현장에 인접하여 중요구조물이 위치하고 있다면, 비교적 작은 량의 지반변위라 할지라도 주변구조물에 치명적인 영향을 미칠 것이다. 따라서 깊은굴착이 구조물에 인접하여 수행될 경우에는 예상되는 지반 및 구조물의 변위를 예측하여 구조물의 피해영향을 점검하는 것이 아주 중요한 사항이다.

깊은굴착 시에 주변지반의 변위를 예측하는 방법으로써, 실무에서는 오래전부터 사용되어오던 경험적인 방법(Peck, 1969; O'Rourke, 1975; Clough & O'Rourke, 1990; 등)이 이용되고 있다. 그러나, 지반 변형은 흙의 종류, 버팀시스템, 시공방법 및 과정, 공사기간 등에 따라 복잡하게 거동하므로, 경험적 방법에 의한 일률적인 적용은 상이한 결과를 나타낼 확률이 높을 것이다. 근래에 이르러 수치해석기법이 발전되면서 유한요소 및 유한차분법에 의한 지반변형해석이 이러한 변위예측을 위하여 주로 사용되고 있다(Burland & Hancock, 1977; Simpson et al., 1979; Rampello et al., 1993; Balasubramanian et al.,

1998). 그러나, 이와 같은 방법도 수치모형, 토질상수 등을 어떻게 결정하느냐에 따라 상이한 결과를 나타내기 때문에 현재에 이르기까지 꾸준한 연구가 지속되고 있다.

본 연구에서는 낙동강 하구에 인접해 있는 평지부내의 연약점토지반에서 깊은 굴착을 수행할 경우에 면밀한 지반조사, 토질시험 및 유한요소해석을 통하여 흙막이 벽체 및 인접구조물의 거동 및 안정성이 검토되었다. 그리고 굴착과정에서 얻어진 현장계측결과를 면밀히 분석하였으며, 이 결과는 예측결과와 비교되었다.

2. 지반조건

본 현장은 낙동강 하구에 인접하여 있는 부산광역시 ○○하수처리장 2단계 건설공사현장으로서, 하천구배가 완만하여 활발한 퇴적작용이 이루어진 평지부이다(그림 1 참조). 본 현장의 층적층을 대별하면 지표면으로부터 1.3 ~ 1.7m 두께의 매립층, 그 아래로 13.2 ~ 32.4m 두께의 상부퇴적층(모래, 실트질 점토, 모래질 자갈) 및 10.1 ~ 31.8m 두께의 하부퇴적층(모래, 실트질 점토, 점토자갈 및 모래자갈)으로 구성되어 있으며, 그 아래로 기반암의 풍화대가 존재하고 있다(동아지질, 1996).

본 현장의 층적층은 하구퇴적토이어서 상기와 같이 지층의 변화가 비교적 심하게 나타나고 있다. 특히, 본 현장에서 관심이 집중되었던 유입펌프장 주변에서 얻어진 10개공의 시추조사와 토질시험결과를

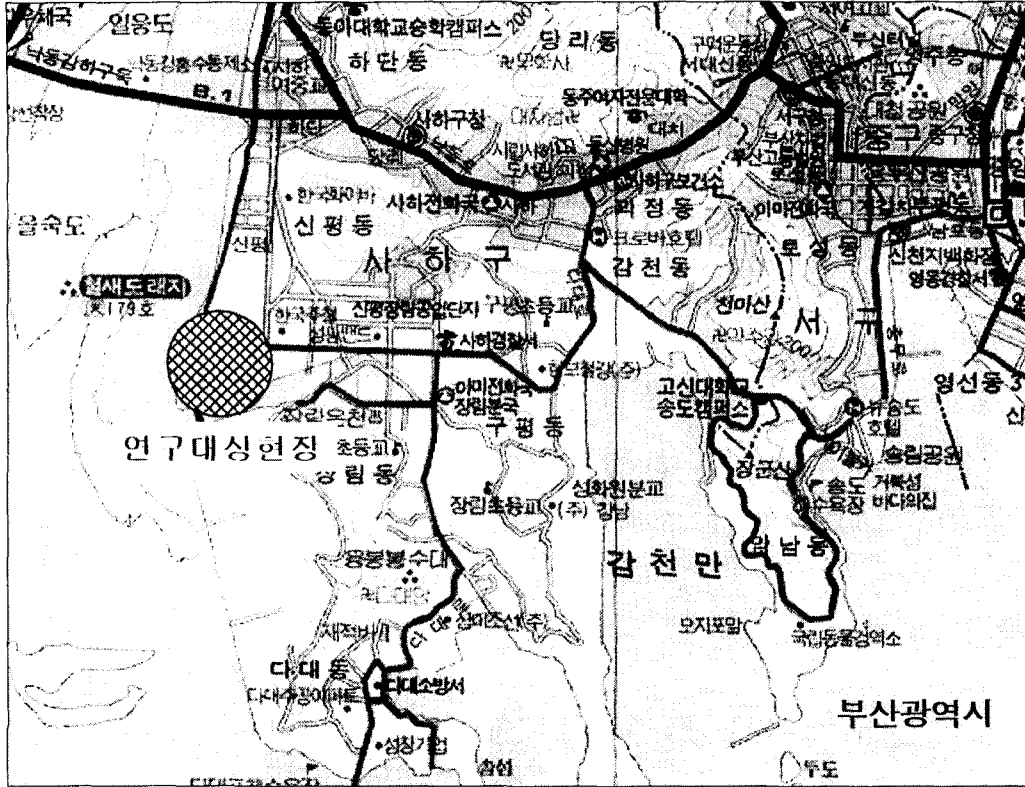


그림 1. ○○하수처리장 2단계 건설공사 위치도

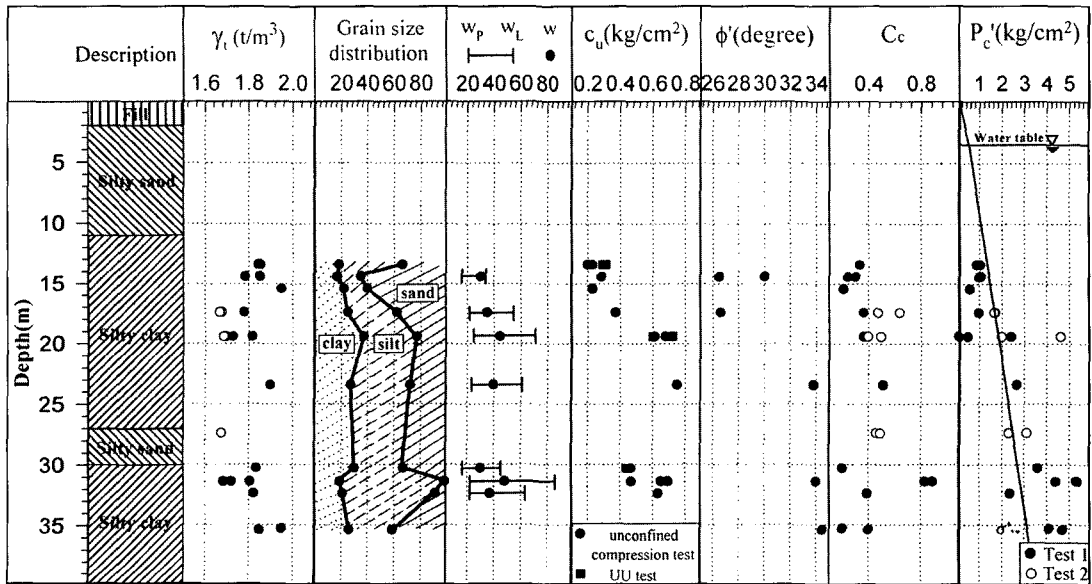


그림 2. 토질특성

요약하면 그림 2와 같다. 여기서 지하수위는 GL-1.9 ~ GL-2.5m에 위치하였다. 약 11.0 ~ 37.0m 사이에 있는 실트질 점성토에 대하여 불교란 시료를 채취하여 실내토질시험을 수행하였다. 이 흙에서의 비중(G_s)은 2.65~2.70, 포화단위중량(γ_{sat})이 1.7~1.9t/m³이며, 자연함수비(w_n)는 30~40%로서 액성한계(w_l)보다 작게 나타났다. 비배수 전단강도(c_u)는 약 12m 깊이에서 대략 0.2kg/cm²이지만 깊이가 증가할수록 점차 증가하는 양상을 보여주고 있다. 흙의 내부마찰각(ϕ')은 CU삼축 압축시험에 의하여 얻어진 것으로 20m 깊이의 이전에서는 26~30°이지만, 20m보다 깊은 위치에서는 34°로 거의 일정하게 나타났다. 압축지수(C_c)는 부분적으로 상이한 경향을 나타내기도 하지만 대략 0.3정도로서 일정한 값으로 볼 수 있다. 그리고 약 20m의 깊이까지는 이 점성토가 정규압밀상태에 있는 것으로 보여지나, 그 아래로는 약간 과압밀된 것으로 나타났다.

본 현장의 평면도와 굴착단면도("가-가" 단면)를 나타내면 각각 그림 3 및 4와 같다. 그림 3에서 본 현장과 인접해 있는 주요 구조물들을 살펴보면, 본 현장에 바로 인접하여 ○○제강(주)가 위치하고 있으며, 약 50m의 이격거리를 두고 이미 설치된 1단계 하수처리시설이 작동중에 있다. 그림 4에서는 본 현장에서 시공될 주요 시설물들을 위한 굴착깊이 및 단면을 나타내고 있다. 굴착깊이

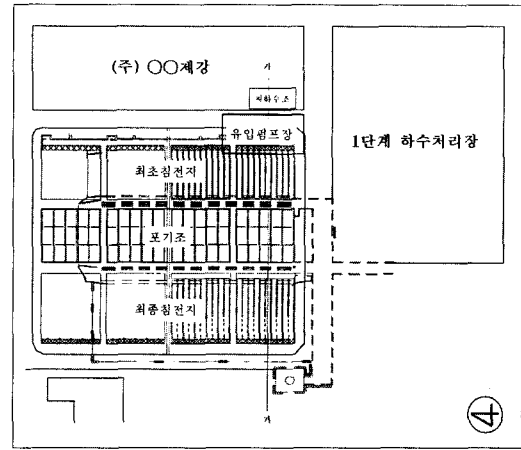


그림 3. 현장 평면도

3. 대상현장

3.1 현장여건

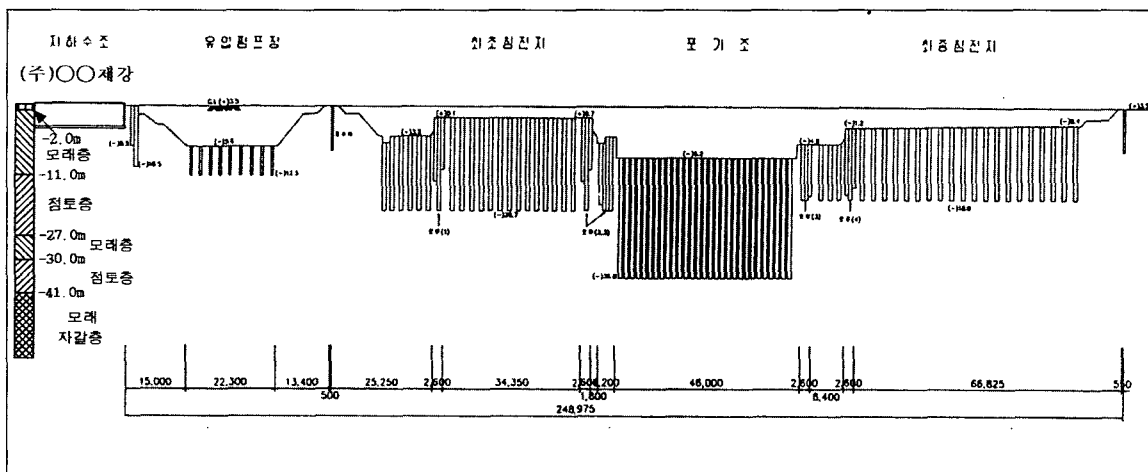


그림 4. 굴착 단면도

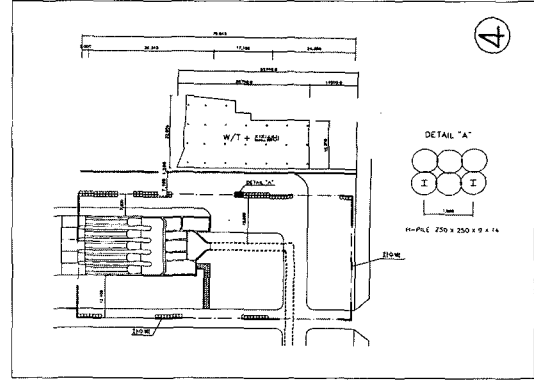
는 현지표면(GL 0.0m)에서 최대 GL -9.1m까지 이루어질 예정이었다. 공사진행과정은 그림 4에 서 볼 수 있는 바와 같이 흙-시멘트 기둥(SCW)을 점성토층 내에 0.9m ~ 1.0m 간격의 격자형 배치로 시공한 연후에 지하굴착이 뒤따른다. 굴착은 최종침전지, 포기조 및 최초침전지가 선행되고 유입펌프장을 위한 부분이 최후로 마무리되었다.

본 현장에서 심각하게 우려되었던 사항은 유입펌프장 부분의 굴착에 따른 지반변형으로 인하여 인접한 ○○제강(주)의 지하수조에 대한 안전문제가 있었다. ○○제강(주)의 지하수조는 길이×폭×높이가 22.8×38.7×4.4m이며, 평균적으로 2300톤의 물을 저장하고 있었다. 본 지하수조의 기초는 $\phi 400$ 의 강관말뚝을 GL -30.25m 깊이까지 6m의 격자형 배치로 시공되었다고 알려졌다. 그리고 본 지하수조는 유입펌프장의 굴착을 위한 가설벽체로부터 약 8.6m만큼 떨어진 곳에 위치하였다.

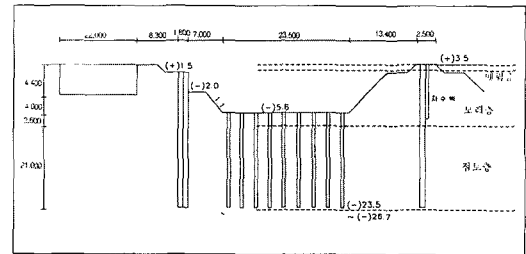
3.2 유입펌프장 부분의 굴착계획

유입펌프장 부분에서 굴착공사시에 유발되는 지반변형으로 인하여 ○○제강(주)의 지하수조가 파손된다면, 본 현장의 피해는 물론이지만 이 공장의 가동이 상당기간 동안에 중단될 수 밖에 없었다. 따라서, 이러한 지반변형을 억제할 수 있는 검토가 안정성 및 경제성을 감안하여 집중적으로 수행되었다.

그 결과, 그림 5와 같이 지하수조에서 1.55m 떨어진 곳에 2열($2 \times 1000\text{mm}$)의 SCW(흙-시멘트 벽체)를 GL -27.0 ~ -30.2m의 깊이까지 설치하여 점성토의 측방유동을 억제하는 공법이 채택되었다. 이 때 SCW의 겹침폭은 5cm이며, 1.9m간격으로 1열의 H말뚝을 SCW속에 매입토록 하였다. 이에 따른 지반변형의 예측은 유한요소해석(5장 참조)에 의하여 수행되었으며, 그 결과 지하수조가 안전한 것으로 판단되었다(건설기술연구소, 1997).



(a) 평면도



(b) 단면도

그림 5. 유입펌프장 부분의 보강 및 굴착안

4. 현장계측

4.1 계측기의 설치

유입펌프장부근에서 지반 및 지하수조의 변위를 관찰하고자 그림 6과 같이 현장계측기가 설치되었다. 계측기는 2개의 지중경사계, 2개의 지하수위계, 그리고 4개의 건물기울기계가 사용되었다. 여기서 지중경사계는 지하수조에 인접한 토류벽의 시공중에 매설이 이루어졌고, 지하수위계와 건물기울기계는 지하굴착이 이루어지기 전에 설치되었다. 계측빈도는 경사계의 경우에 토류벽의 설치 후부터 유입펌프장 굴착공사가 시작될 때까지 주 1회 정도로 측정되었고, 본 굴착공사가 시작된 이래로 구조물의 조성작업 때까지는 주 2~5회씩 실시되었다. 그

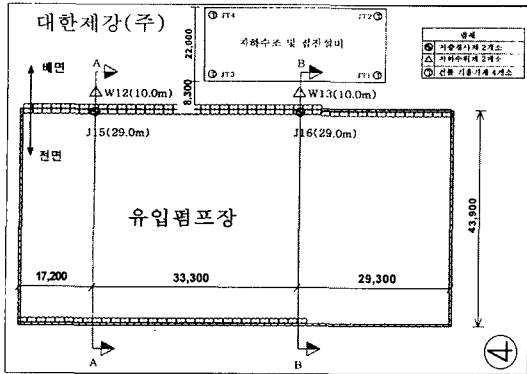


그림 6. 계측기의 설치 위치도

리고 지하수위계와 건물기울기계는 본 굴착공사가 시작될 시기부터 주 2~5회씩 측정되었다.

4.2 공사 및 계측일정

공사일정은 아래의 표 1에 나타난 바와 같다. 여기서 경과일은 경사계의 초기치 측정일을 기준으로 한 것이다. 그리고 배수로굴착이란 벽체배면의 주동토압을 감소시킬 목적으로 벽체배면에서 1.0m의 폭과 3.0m의 깊이로 굴착하는 것을 의미한다. 전면굴착은 유입펌프장의 굴착을 의미하는 것으로 그림 6에서 A-A 및 B-B단면을 기준으로 볼 때 A-A단면의 부분을 선행 굴착한 후에 B-B단면의 부분을 굴착하는 형태로 하였다. 따라서 바닥 콘크리트가 타설되는 시점까지 A-A 및 B-B단면의 굴착진행과정은 다소 시간적 차이를 보이고 있다. 이와 같은 과정을 거쳐 유입펌프장 부분에서 최종 굴착이 완료된 이후의 광경은 그림 7과 같다.

4.3 계측결과 및 분석

4.3.1 수평변위

지하굴착에 따라 SCW속에 설치된 지중경사계로부터 측정된 수평변위는 그림 8과 같다. 이 그림에서 나타난 숫자는 표 1에서 볼 수 있는 번호, 즉

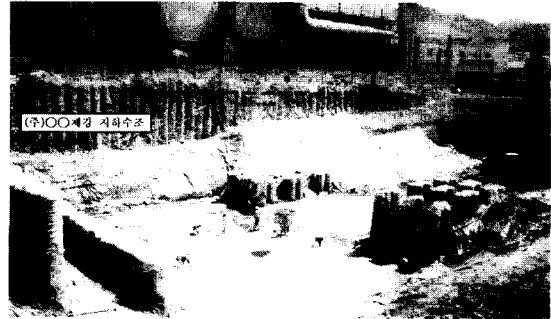


그림 7. 유입펌프장에서 최종굴착 후의 광경

공정순서를 의미한다. 여기서 보면, A-A 및 B-B단면(그림 6 참조)의 변위양상은 공사일정에 따라 아주 유사하게 관찰되었다. 그러나 A-A 단면의 경우에는 벽체의 근입심도가 약 20m를 넘어서면서 수평변위를 관찰할 수 없었으나, B-B 단면의 경우에는 SCW의 전 깊이인 약 30m에 이르러서 수평변위가 0까지 줄어들었다. 그리고, 두 단면에서의 최대 수평변위를 보면 모두 벽체의 최상단에서 일어났으며, A-A단면(84mm)이 B-B단면(40mm)보다 약 2배 이상으로 크게 발생되었다. 그림 9는 유입펌프장에서 각 공정별에 따른 벽체의 최대 수평변위를 나타내고 있다. 이 그림을 보면, 두 단면 모두 굴착이 진행됨에 따라 또한 굴착 후에도 벽체의 변위는 계속하여 증가하고 있음을 알 수 있다. 수평변위의 증가율은 굴착 도중에 아주 크게 나타났는데, A-A단면의 경우에 약 3.2mm/day와 B-B단면의 경우에 약 1.2mm/day이었다. 굴착 이후에 이 증가율은 완만하게 증가하다가 되메움 공정이 진행되면서 감소 또는 멈추는 양상을 보여주고 있다. 그림 9에서 보면 두 계측단면은 불과 약 30m의 이격거리를 두고 있지만, 변위양상이 약간 상이하며 최대수평변위도 2배 정도의 차이를 나타내고 있다. 이러한 원인은 두 단면에서의 토질특성 및 굴착형상에 따라 어느정도 영향을 미쳤겠지만, 주로 굴착공정 및 지하수위의 강하에 따른 영향으로

표 1. 공사일정

번 호	공 정		경과 일*1	비 고
	A-A단면	B-B단면		
1	배수로굴착(GL -1.0m) 전면 굴착(GL -1.0m)	배수로굴착(GL -1.0m) 전면 굴착(GL -1.0m)	101	2/28
2	배수로굴착(GL -2.5m) 상부토사 반출	배수로굴착(GL -2.5m) 상부토사반출	108	3/5
3	전면 굴착(GL -5.5m) 배수로굴착(GL -3.0m)	-	115	3/12
4	전면 굴착(GL -5.5m) 배수로굴착(GL -3.0m)	-	119	3/16
5	전면 굴착 (GL -5.5m에서 소단을 두고 GL -7.0m까지 굴착)	전면 굴착(GL -1.5m)	122	3/19 토류벽체 2번째열(A단면 J15지점)에서 10~ 30mm의 균열 발생
6	전면 굴착 (GL -5.5m에서 소단을 두고 GL -8.7m까지 굴착)	전면 굴착 (GL -1.5m에서 소단을 두고 GL -4.5m까지 굴착)	127	3/24 벽체변위의 급격한 증가로 3/22 (125일)~ 3/23(126일)에 전면 퇴매울 실시 (GL -6.0~ GL -2.1m)
7	전면 굴착 (GL -5.5m에서 소단을 두고 최종 GL -9.1m까지 굴착)	전면 굴착(GL -4.5m) 배수로굴착(GL -2.0m)	135	4/2
8	버림 Con'c타설완료	전면 굴착 (GL -1.0m에 소단을 두고 최대 GL -8.5m까지 굴착)	143	4/10 B단면 J16지점 배면 3~4m에서 균열 발생 (4/6)
9	바닥기초 철근배근작업	전면굴착 (최종 GL -9.1m까지 굴착)	149	4/16
10	바닥 Con'c타설 완료 (GL -8.6m까지)	바닥 Con'c타설 완료 (GL -8.6m까지)	161	4/28
11	-	구조물조성작업	170	5/7
12	구조물 조성작업	구조물완성	181	5/18
13	구조물 조성작업	퇴매움작업	198	6/5
14	구조물조성작업	퇴매움(GL +0.5m까지)	237	7/14

*1 경과일은 초기치 측정일(경사계)을 기준으로 하였음.
 Ref. 계측기 매설 : 1. 경사계 - J15(97.10.17.), J16(97.10.22.)
 2. 지하수위계 - W12(98.1.10.), W13(98.1.12.)
 3. 건물경사계(JT1, JT2, JT3, JT4) - 98.2.10.

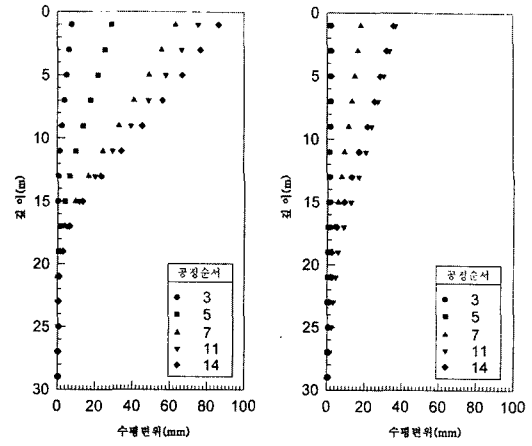
생각할 수 있다(표 1을 참조). 상세한 원인규명을 위한 분석은 다음 절에서 언급하기로 한다.

4.3.2 지하수위의 변화

그림 10은 공사기간 중에 측정된 지하수위의 변화를 나타내고 있다. 이 그림을 보면, 약 30m의 이격거리를 두고 있지만 A-A 및 B-B단면의 지하수위는 정확하게 일치하지 않고 작업공정 및 위치에 따라 상이한 양상을 나타내고 있다. A-A단면의 경

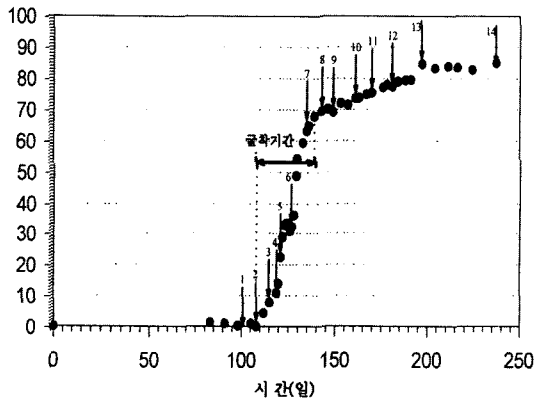
우는 굴착이 진행되는 동안에 지하수위가 대략 16mm/day의 속도로 꾸준히 감소하였으나, 지하굴착이 완료된 이후에 GL -3.0m정도로 일정값을 보이다가 14단계(구조물 조성작업) 이후에 다시 상승하는 것으로 나타내었다. B-B단면의 경우는 지하굴착 동안에 지하수위가 거의 변화하지 않았으나, 그 이후에 약간 감소하다가 구조물 축조와 퇴매움작업 이후에 약간씩 상승하는 경향을 보여주었다. 그림 10에서 보면, 굴착이 선행된 A-A단면에서는

굴착이 진행되는 동안에 약 80cm 정도의 지하수위가 계속하여 강하하였으며, 굴착 후에는 더 이상의 수위강하없이 거의 일정한 상태로 유지되었다. 반면에 B-B단면의 경우에는 굴착이 진행되는 동안에 지하수위가 이미 강하되어 일정상태에 머물러 있음을 보여주고 있다. 따라서, 굴착이 선행된 A-A단면의 경우는 B-B단면의 것에 비하여 지반의 유효응력이 작은 것이고 또한 수압이 SCW벽체에 더 크게 작용하였을 것으로 판단된다. 이러한 이유로 인해서 A-A단면이 B-B단면에 비하여 수평변위를 더 크게 발생하였을 것으로 사료된다.

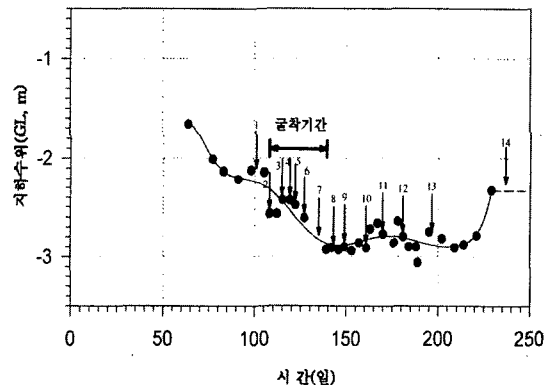


(a) A-A 단면 (b) B-B 단면

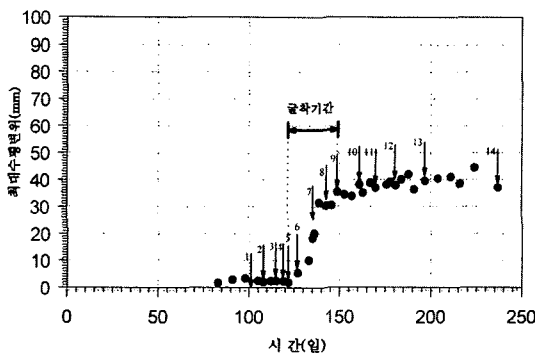
그림 8. 벽체의 수평변위



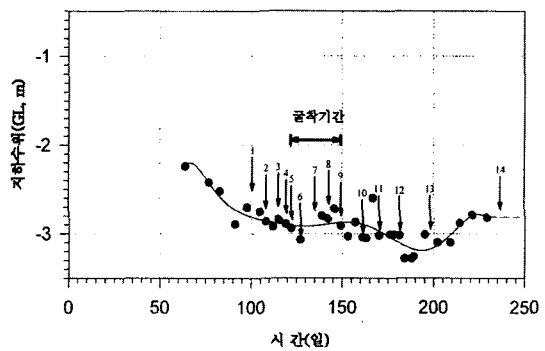
(a) A-A 단면



(a) A-A 단면



(b) B-B 단면



(b) B-B 단면

그림 9. 굴착공정에 따른 벽체의 최대 수평변위

그림 10. 지하수위의 변화

4.3.3 인접구조물의 기울기

지하굴착면과 인접하게 놓여있는 지하수조의 피해영향을 조사하기 위하여 지하수조의 4모퉁이에 경사계(tiltmeter)가 설치되었다(그림 6참조). 그림 11은 공사시간중에 경사계에 의한 계측결과를 나타내고 있다. 이 결과들은 비교적 경향성이 뚜렷하였던 경사계의 1-3방향, 즉 그림 6을 참조하면 동쪽에서 서쪽(지하수조에서 유입펌프장)으로의 방향에 대한 것들이다. A-A단면에 설치되었던 JT3(전면방향)와 JT4(배면방향)의 결과를 보면, JT3에서 측정된 건물기울기는 시간에 따라 미소하게 감소하는 것을 알 수 있으나 JT4의 결과는 시간에 따라 정성적 및 정량적으로 비교적 큰 변화를 보이고 있다. 그리고 B-B단면에 설치되었던 JT1(전면방향)과 JT2(배면방향)의 결과를 보면, JT1에서 측정된 건

물기울기는 시간에 따라 미소하게 증가하는 것을 볼 수가 있으나, JT2의 기울기는 시간에 따라 정성적 및 정량적으로 비교적 큰 변화를 보여주고 있으며, 이 결과는 A-A단면의 결과와 유사한 경향을 나타내었다. 지하수조의 전면(JT1, JT3)과 배면(JT2, JT4)으로 나누어 결과를 분석하면 시공이 진행됨에 따라 전면은 거의 기울기의 변화가 없으나 배면에서는 비교적 기울기의 변화가 크다는 것을 알 수 있다.

5. 유한요소해석 및 계측결과와의 비교

5.1 유한요소해석

5.1.1 유한요소망 및 경계조건

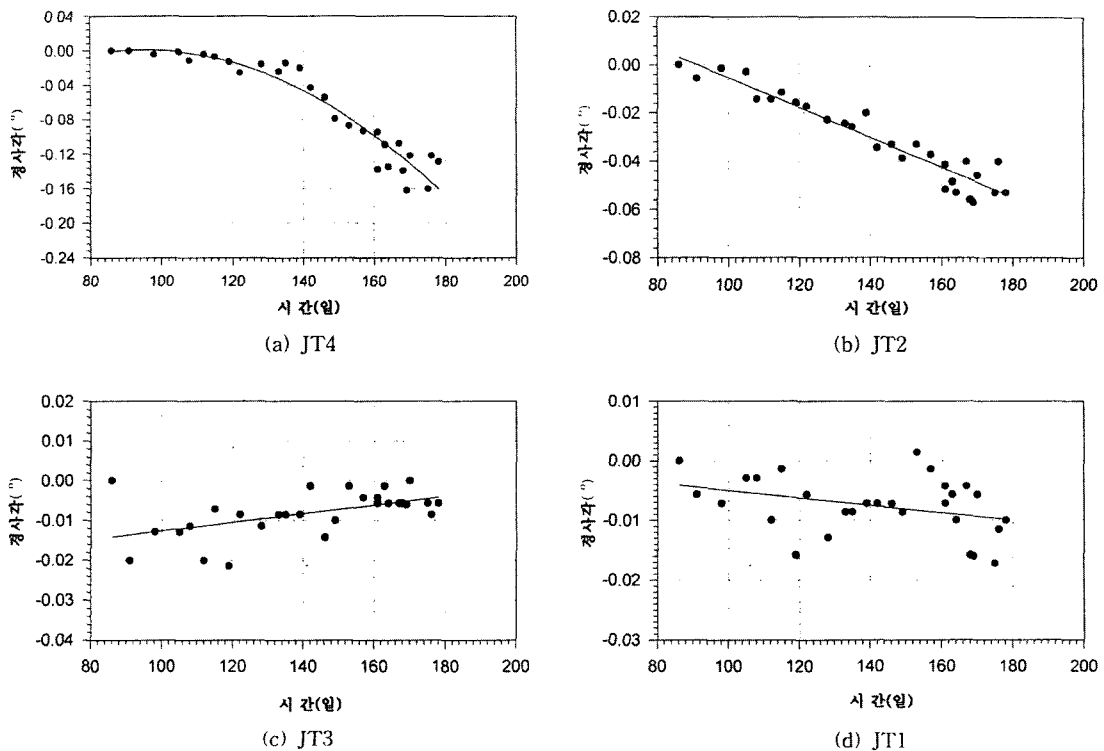


그림 11. 건물기울기의 변화

본 해석을 위하여 사용된 유한요소프로그램은 CRISP93(Britto & Gunn, 1990)이며, 유한요소망은 그림 12와 같다. 여기서 좌·우측의 경계면은 유입 펌프장의 굴착시에 지하수조를 기준으로 좌·우측에서 수평변위가 발생하지 않는 위치를 예비해석으로부터 결정할 수 있었다. 즉, 이 그림의 유한요소망보다 넓은 면적에 대하여 예비적으로 해석을 수행하여, 유입펌프장의 굴착시에 직접적으로 변위의 영향을 받지 않는 면을 그림 12와 같이 좌·우의 경계면으로 하였다. 경계면은 수평방향의 변위를 구속하나, 연직방향의 변위를 자유롭게 하였다. 기초 저면은 하부 점성토와 조립토가 경계를 이루는 지면으로 GL -37.0m에 위치하며, 수평 및 연직방향의 변위가 발생하지 않도록 고정하였다. 본 해석에 사용된 8절점 사각형요소는 976개, 6절점 삼각형요소는 20개, 절점은 963개이며, 지하수위는 GL -3.0m 깊이에 위치하는 것으로 하였다. 여기서 지하수위 아래에 있는 요소들은 압밀해석이 가능한 요소를 사용하였다. 그리고 SCW의 시공으로 지반강도가 증대되는 부분은 중복요소(SCW시공전에는 초기지반의 토질특성, 시공후에는 SCW의 특성)를 사용하여 적절한 공사시기에 교체되도록 하였다.

5.1.2 토질상수

본 해석에서 비점성토에 대해서는 Mohr-Coulomb의 파괴기준을 만족하는 탄·소성 모형을 사용하였으

표 2. 비점성토의 토질상수(Mohr-Coulomb model)

지 층	심 도 (m)	γ_t (kN/m ³)	E (kN/m ²)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
매립층	0~2	18.0	5,000	0.3	30.0
상부모래층	2~11	18.0	3,800	0.25	28.0
하부모래층	27~30	19.0	11,500	0.25	32.0

표 3. 점성토의 토질상수(Cam-Clay model)

지 층	심 도 (m)	M	λ	κ	Γ	G (kN/m ²)	$\sigma'P$ (kN/m ²)
상부점성토	11~27	1.5	0.2	0.02	2.555	6,600	100~280
하부점성토	30~37	1.5	0.2	0.02	2.555	10,000	300~370
비 고	단위중량(γ_t) : 18.0 kN/m ³ 수평·연직투수계수(k_h, k_v): 1×10^{-6} cm/s						

표 4. SCW(기초)에 대한 환산토질상수

재료상수	γ_t (kN/m ³)	ϕ' (°)	E_o (kN/m ²)	ν'	c' (kN/m ²)
SCW					
SCW(100%)	19.5	30	200,000	0.25	70
SCW(30%치환)	18.5	30	63,000	0.25	21
SCW(70%치환)	19.1	30	141,000	0.25	49

표 5. 지하수조와 H-pile(보요소)에 대한 재료상수

지하수조			H-pile(보요소)		
E (kN/m ²)	ν	γ (kN/m ³)	E (kN/m ²)	ν	A (m ²)
2.10×10^6	0.2	11.6	2.10×10^8	0.3	4.85×10^{-3}
					5.68×10^{-5}

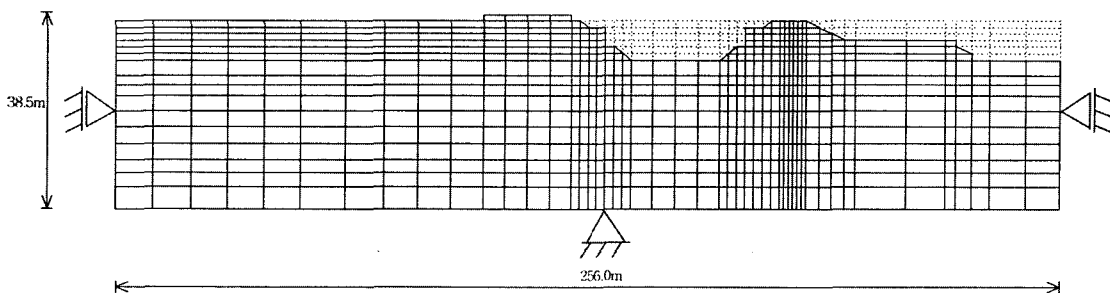


그림 12. 유한요소망

며, 점성토에 대해서는 수정 Cam-Clay 모형을 사용하였다. 비점성토의 토질상수는 표준관입시험결과와 기존의 연구자료(Bowles, 1990)를 이용하여 표 2와 같이 산정하였고, 점성토에 대해서는 실내역학시험을 근거로 하여 표 3과 같이 구하였다(그림 2 참조).

기초지반을 위한 SCW는 비점성토와 같이 탄·소성 모형을 사용하였으며, 이 재료의 매개상수는 표 4와 같이 산정하였다. 표 4에서 내부마찰각(ϕ')은 일반적인 조립토의 경우로 가정하였으며, 그 외의 토질정수들은 일반적으로 설계를 위하여 사용되는 값이다. 그리고 기초지반보강을 위하여 SCW가 격자형으로 처리된 보강지반(치환률 30% 및 70%)에 대하여는 다음과 같은 방법에 의하여 복합지반으로 모형화하였다. 즉, 복합지반을 위한 단위중량(γ_{eq})과 탄성계수(E_{eq}) 및 점착력(c'_{eq})은 다음과 같은 식으로 구하였다.

$$\gamma_{eq} = \gamma_s + n(\gamma_o - \gamma_s) \quad (1)$$

$$E_{eq} = E_s + n(E_o - E_s) \quad (2)$$

$$c'_{eq} = c'_s + n(c'_o - c'_s) \quad (3)$$

여기서, 아래첨자 o와 s는 각각 SCW와 주변흙을 의미하며, $n(\text{치환율}) = (\text{SCW의 면적} / \text{원지반의 면적})$ 이다.

지하수조는 선형탄성체로 가정하였다. 표 5에서 지하수조의 단위중량(γ_t)의 값은 수조에 물이 가득찰 때에 총하중인 약 5000t에서 지하수조의 체적을 나누어서 유추된 값이고, 지하수조의 탄성계수(E)는 콘크리트의 압축강도($\sigma_{ck} = 210 \text{kg/cm}^2$)를 적용하여 산정한 결과로부터 구조물이 노후된 점을 고려하여 실제보다 작은 값(안전율 $F_s = 10$)을 적용하였다($E = 15,000 \sqrt{\sigma_{ck} / F_s}$). 그리고 SCW벽체 내부에 삽입되는 H-pile은 $250 \times 250 \times 9 \times 14$ 규격

($E = 2.1 \times 10^8 \text{kN/m}^2$, $I = 0.000108 \text{m}^4$, $A = 0.009218 \text{m}^2$)을 1.9m간격으로 시공되는 것으로 하여 다음과 같은 식으로써 보요소의 재료상수를 산정하였다.

$$EI = (EI)_{beam} / \text{H-beam간격} \quad (4)$$

$$EA = (EA)_{beam} / \text{H-beam간격} \quad (5)$$

여기서 E, I 및 A는 보요소에 대한 탄성계수, 단면 2차 모멘트 및 단면적이다.

5.1.3 해석단계

본 해석을 위하여 사용된 해석단계는 표 1에서 나타낸 B-B단면을 기준으로 하여 2단계의 지하수조의 설치와 2단계의 포기조 및 최초침전지에서의 SCW보강, 9단계의 포기조 및 최초침전지에서의 굴착과 2단계의 유입펌프장에서의 SCW보강, 9단계의 유입펌프장에서의 굴착과정으로 단순화되었다.

5.2 예측 및 계측결과의 비교

5.2.1 흙-시멘트 벽체(SCW)의 수평변위

그림 13은 최종굴착단계에서 지하벽체(SCW)의 수평변위에 대하여 유한요소해석과 현장계측결과를 비교한 것이다. 여기서 보면, 2차원 평면변형률 조건으로 수행된 유한요소해석결과는 해석조건과 가까운 B-B단면에 대한 수평변위의 계측값과 비교적 좋은 일치성을 나타내고 있다. 그러나 A-A단면의 경우에는 굴착평면의 모서리에 인접하지만 선행굴착에 따라 지하수위 강하가 굴착중에 계속되었던 이유로 인하여(4.3.2절을 참조) B-B단면에 비하여 최대수평변위가 2배 정도로 크게 나타나서 해석결과와는 상당한 차이를 보여주고 있다. B-B단면의 경우를 보면, 유한요소해석에 의한 최대수평변위는 계측값과 잘 일치하였지만, 5m깊이 아래로 갈수록 과대평가된 결과를 나타내고 있다. 이러

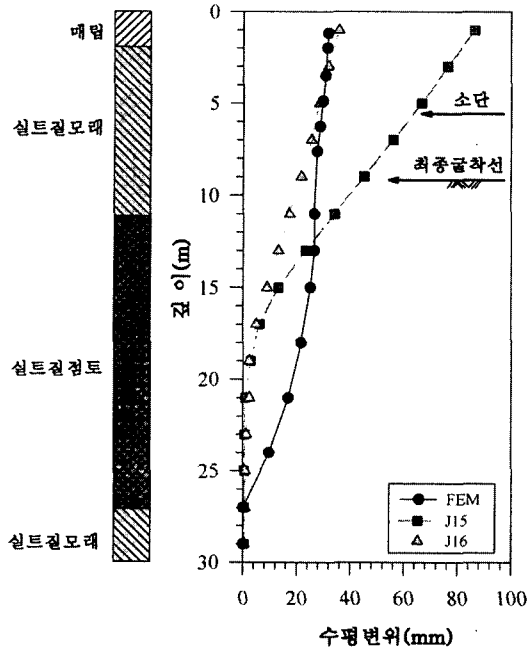


그림 13. 지하벽체의 수평변위에 대한 비교

한 결과는 이 해석에 적용된 수정 Cam Clay모형이 흙의 이방성을 고려하지 못하였기 때문에 판단된다. 그러므로 수정 Cam Clay모형에 의한 항복 궤적과 소성변형이 실제흙에 대한 것과 모양과 방향이 상이하게 될 것이다. 이러한 차이는 일반적으로 흙이 팽창될 때에 특히 크게 될 것으로 추정하고 있다(Ryde, 1997). 그리고 상부 매립층 및 모래층의 포아송비, 지하수위의 변화 등이 역시 중요한 영향인자로 작용할 것이다.

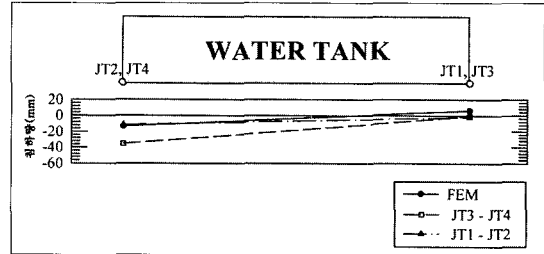


그림 14. 인접구조물의 연직변위에 대한 비교

5.2.2 지하수조의 변위

그림 14는 지하굴착에 따라 지하수조의 피해영향을 알아보기 위하여 좌·우측 모서리에서의 변위 거동에 대하여 유한요소해석에 의한 예측치와 건물 경사계(Tiltmeter)에 의한 실측치를 비교하여 나타낸 것이다. 여기서 기울기계에 의한 연직변위량은 좌·우측의 모서리에서 각각 얻어진 각변위 θ 와 두 지점간의 거리 L 을 이용하여 $\delta_v = L \cdot \sin \theta$ 로 구해진 값이다. 이 값은 절대적으로 신뢰될 수 없는 값이지만, 변위거동에 대한 경향을 알아보기 위하여 채택된 대안으로 구조물의 각 부분에서 연직 변위가 직접 측정되지 못하여 이루어진 방법이다.

그림 14에서 보면 유한요소해석 결과는 굴착에 따라 구조물의 좌측부분(배면방향)이 침하되고 우측부분(전면방향)이 융기되는 경향을 나타내고 있으나, 현장계측에 의한 결과는 구조물의 우측부분에서 미소한 침하가 발생하고 좌측부분에서 비교적 큰 침하가 발생하는 경향을 보여주고 있다. 특히

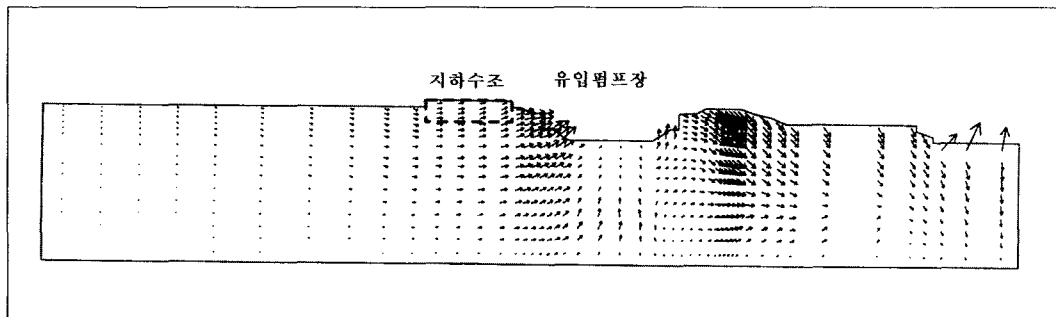


그림 15. 유한요소해석에 의한 지반거동의 변위벡터

B-B단면과 가까운 JT1 및 JT2에서의 침하경향이 유한요소해석결과와 다소 유사함을 알 수가 있다. 그러나 A-A단면과 가까운 JT3 및 JT4에서의 침하량이 B-B단면과 가까운 JT1 및 JT2의 것보다 정량적으로 크게 얻어지는 이유는 A-A단면에서의 수평변위가 B-B단면보다 크게 얻어진 것과 연관시켜 볼 때 비교적 좋은 일치를 보여주고 있다. 그리고 구조물 배면방향의 침하가 더 크게 나타나는 현상은 그림 15에서 나타난 지반의 변위벡터에서 알 수 있다. 즉, 지반굴착에 따라 변위벡터가 지하수조에서 굴착면의 방향으로 수평상향의 거동을 나타내고 있다. 이와 같은 예측과 계측결과를 분석하였을 때 지하수조의 안정성에는 아무런 영향이 없는 것으로 나타났다(Bjerrum, 1963; Attewell et al, 1985; Bowles, 1990; Tomlinson, 1995).

6. 결 론

연약점성토 지반내에 흙-시멘트 벽체(SCW)를 선시공하고 지하굴착을 수행할 때, 인접하게 위치하고 있는 구조물의 변위거동을 관찰하기 위하여 유한요소해석에 의한 예측 및 현장계측이 수행되었으며, 또한 두 결과의 비교분석을 통하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 현장계측이 실시된 두 굴착단면은 불과 약 30m 정도로 이격되어 있었지만, 굴착에 따라 수평변위 및 지하수위의 변화는 상이하게 나타났다. 특히, 두 단면에서의 수평변위는 정성적으로 비슷하였지만, 정량적으로 2배 정도의 차이를 보였다. 이러한 차이는 두 단면에서의 토질특성, 굴착형상 및 공정이 어느 정도까지 영향을 미쳤겠지만, 주로 지하수위 강하에 따른 유효응력과 수압의 차이에 의한 원인으로 판단되었다.
- 2) 2차원 평면변형률 조건으로 수행된 유한요소

해석결과와 현장계측결과를 비교하면, 해석조건과 가까운 하나의 단면(B-B)에서의 수평변위가 비교적 좋은 일치를 나타내었지만 더 좋은 예측을 위하여 해석방법의 개선이 요구되었다. 그리고 인접한 구조물의 변위거동도 실제와 비슷하게 예측되었다.

감사의 글

본 연구는 (주)현대건설 및 부산광역시 건설본부의 협조에 의하여 수행된 것으로 지면을 통하여 감사의 말씀을 전한다.

참 고 문 헌

1. 건설기술연구소 (1997). 장림하수처리장 2단계 건설공사 지하굴착에 따라 인근의 지하수조에 미치는 영향검토 보고서, 동아대학교.
2. 동아지질 (1996). 장림하수처리장(2단계) 건설공사 2차 지반조사, 동아지질(주).
3. Attewell et al. (1985). "Soil Movements Induced by Tunnelling and Their Effects on Pipelines and Structures", Blackie, pp.325.
4. Balasubramanian, A. S. et al. (1998). "Selection of Soft Clay Parameters for Bangkok Lowland Development", Proc. Intl. Symp. on Lowland Technology, Saga University, Japan, Nov. 4-6, pp.23-34.
5. Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures", Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Weisbaden, Germany, Vol. III, pp.135-137.
6. Bowles, J. E. (1990). "Foundation Analysis and Design", 4th ed. McGraw-Hill, New York.
7. Britto, A. M. & Gunn, M. J. (1990). CRISP Manual - Users and Programmer's Guide, Cambridge University.
8. Burland, J. B. & Hancock R. J. R. (1977). "Underground Car park at The House of Commons, London", The Structural Engineer, 55, pp.87-100. 9. Clough, G. W. & O'Rourke, T. D. (1990). "Construction induced movements of insitu walls", ASCE Spec. Geotech. Publ. No. 25, pp.439-470.

10. O'Rourke, T. D. (1975). "A Study of Braced Excavations in Sands and Interbedded Stiff Clay", Ph.D. thesis, Univ. of Illinois, pp.255.
11. Peck, R. B. (1969). "Deep excavations and tunneling in soft ground", Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico City, State-of-the-Art Volume, pp.225-290.
12. Rampello et al. (1993). "Observed and Predicted Response of A Braced Excavation in Soft to Medium Clay", SAGE CRISP : Publication Directory, pp.544-561.
13. Ryde, S. J. (1997). "The Performance and Backanalysis of Embankments on Soft Estuarine Clay", Ph. D Thesis, Bristol University (UK), 358p.
14. Simpson et al. (1979). "A Computer Model for The Analysis of Ground Movement in London Clay", Geotechnique, 29, pp.149-175.
15. Tomlinson, M. J. (1995). Foundation Design and Construction, 6th edition, Longman Scientific Technical, pp.405-413

(접수일자 1999. 4. 19.)