

도심지 깊은 굴착으로 발생하는 인접 지반 지표침하 분석

Analysis of Perimetrical Ground Settlement Behavior for
Deep Excavations in Urban Areas

양 구 승*1
Yang, Ku-Seung
김 명 모*2
Kim, Myoung-Mo

Abstract

Adjacent ground surface settlements by deep excavations are analyzed by field observations in the areas where excavations are performed in sandy soils or weathered soils underlain by rocks.

First, the magnitude and the distribution of ground surface settlements, which are developed before main excavation activities(e. g., diaphragm wall installation and center pile installation), are measured and analyzed.

Secondly, the magnitude and the distribution of ground surface settlements by main excavation are measured and analyzed. And the results are compared with the predictions obtained by the empirical methods.

Through case studies performed on the excavation sites where adjacent ground surfaces or structures are damaged by excavation activities, upper limit location of ground surface cracks are investigated.

요 지

풍화토 및 모래질 충적토가 암반위에 쌓인 형태로 구성된 국내 수도권 도심 지역에서, 깊은 굴착 공사로 인하여 발생하는 인접 지표의 침하에 대해 현장 측정을 중심으로 연구를 수행하였다.

먼저, 토류벽 설치, 중간 말뚝 설치 등 본격적인 굴토 공사가 진행되기 이전의 공정으로 인한 인접 지표침하량, 침하 영향거리 등을 측정, 분석하였으며 다음으로, 본격적인 굴토로 인하여 발생하는 인접 지표의 침하에 대해 침하량, 침하 영향거리 등을 측정, 분석하고 균질한 사질토 지반이나 단단한 점토 지반에 대해 기존에 제시된 연구 결과와 비교하였다.

또한 굴착 공사시 과도한 변형으로 인하여 인접 지표 및 구조물에 균열 등의 피해가 발생한 7개 현장 사례를 통하여 굴착 공사로 인한 인접 지표의 균열 발생 범위에 대하여 분석하였다.

*1 정희원, 삼성불산 건설부분 기술연구소 선임연구원

*2 정희원, 서울대학교 토목공학과 교수

Keywords : Braced excavation, Sandy soils or weathered soils, Ground surface settlement, Range of crack positions

1. 서론

도심지에서 토지 활용의 극대화를 위해 기존 구조물에 인접하여 대규모, 대심도의 굴착 공사를 수행할 때 토류 구조물 자체의 안정성 확보와 인접 지반 및 구조물에 대한 영향 정도를 판단하기 위해서는 굴착 공사로 인하여 발생하는 지반 변위에 대해 정확하게 파악해야 한다. 특히 인접 지표의 침하는 인접 구조물의 거동에 직접적으로 영향을 줄 수 있는데, 이에 대한 기존의 연구는 단단한 점성토 및 사질토 지반보다 연약한 점토 지반에 대해 주로 이루어졌다. 더우기 국내의 경우 많은 굴착 공사에도 불구하고 깊은 굴착시 발생하는 인접 지표의 침하에 대한 연구가 상당히 부족한 실정이다.

본 논문에서는 풍화 잔적토나 모래질 층적토가 암반위에 쌓인 형태로 구성되어 있는 지반 조건과 토류벽이 암반속에 근입되어 있는 공사 조건을 갖는 국내 수도권 굴착 현장들에서 굴착 공사시 발생하는 인접 지표의 침하에 중점을 두어 현장 측정을 중심으로 한 연구를

실시하였다.

인접 지표침하의 경우 첫째, 토류벽 설치, 중간말뚝 설치 등 본격적인 굴토 공사가 진행되기 이전의 공정으로 인한 침하량, 침하 영향거리 등을 측정, 분석하였으며 둘째, 본격적인 굴토로 인하여 발생하는 침하에 대해 침하량, 침하 영향거리 등을 나타내는 침하 포락선과 토류벽으로부터의 수평 거리에 따른 구간별 최대 각변위를 구하여 정성적, 정량적인 결과를 제시하고 균질한 사질토 지반이나 단단한 점토 지반에 대해 제시된 기존의 연구 결과와 비교, 분석하였다.

또한 굴착 공사시 과도한 변형으로 인하여 인접 지반 및 구조물에 균열 등의 피해가 발생한 7개 현장 사례를 통하여 굴착 공사로 인한 인접 지표의 균열 발생 범위에 대해 분석하였다.

2. 굴토 이전 공정으로 인한 인접 지표의 지표침하

일반적으로 깊은 굴착에 대한 설계시 본격적

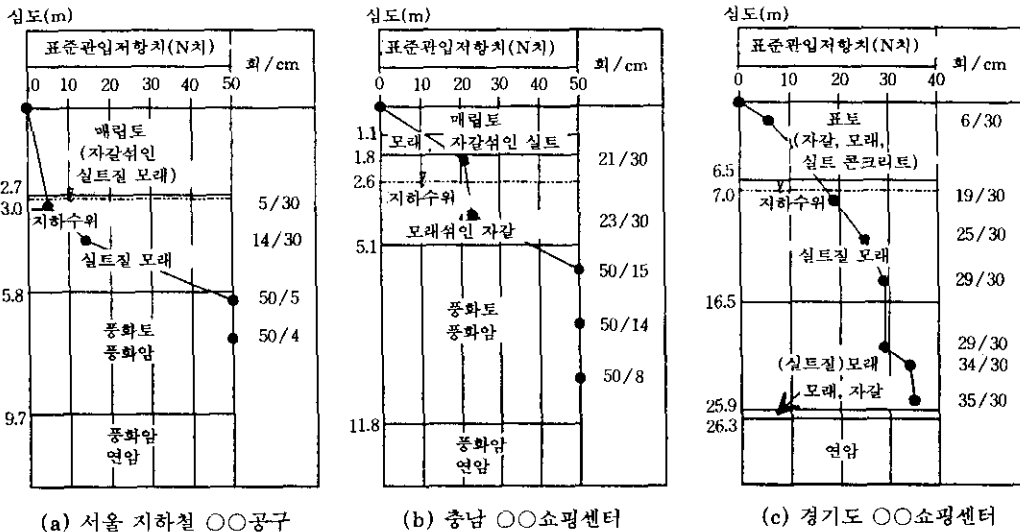


그림 1. 굴토 이전 공정에서 인접 지표의 침하 측정이 실시된 각 현장의 지반 조건

인 굴토 이전의 공정으로 인한 지반 변위에 대해서는 고려하지 않는 경우가 많다. 그러나 다음의 3개 현장에서 굴토 이전의 토류벽 설치 및 스트러트 지지대를 위한 중간말뚝 설치 공정 등으로 인해 발생하는 인접 지표침하에 대한 측정 결과, 지반 조건, 시공 방법 등에 따라 인접 지표 침하량 및 침하 영향거리에서 상당한 차이를 보였다. 각 대상 현장의 대표적인 지반 조건은 그림 1과 같다.

2.1 서울 지하철 ○○공사

2.1.1 토류벽 설치 공정

엄지말뚝(H형 soldier pile) 설치를 위해 천공 장비(T-4)에 직경 450mm의 해머 비트(hammer bit)를 장착하여 풍화암이 나오는 지점(GL-8.0m~GL-9.0m)까지 천공을 한 후 직경 400mm의 강재 케이싱(casing)을 근입시켰다. 케이싱의 근입 작업이 완료된 후 암반 천공용 비트(직경 300mm)로 교체하여 설계 심도(평균 GL-18.8m)까지 천공하였다. 이후 엄지말뚝을 자유낙하시켜 멈춘 지점부터 바이브로 해머(vibro-hammer)를 이용하여 삽입시켰다. 엄지말뚝 설치가 완료된 후 공벽과 엄지말뚝간의 빈 공간을 모래로 채우고 역시 바이브로 해머를 이용하여 케이싱을 인발함으로써 엄지말뚝 설치공정을 완료하였다(지반 조건은 그림 1-(a) 참조).

2.1.2 측정시의 공정 및 측정 결과

침하 측정시는 엄지말뚝 설치후 차량통행용 복공판 설치를 위해 약 2.0m~3.0m 정도 굴토된 상태였다. 측정 결과 토류벽으로부터 0.75m 떨어진 지점에서 약 2.0mm의 침하가 발생하였을 뿐 토류벽으로부터 2.0m 이상 떨어진 위치에 있는 나머지 측정점에서는 침하가 발생하지 않았다(측정 단면은 주변 구조물이 없는 상태였으며, D19이상의 이형 철근을 지표에서 길이 1.5m 이상 타입하여 측정점을 마련하고 level을 이용하여 측정하였다).

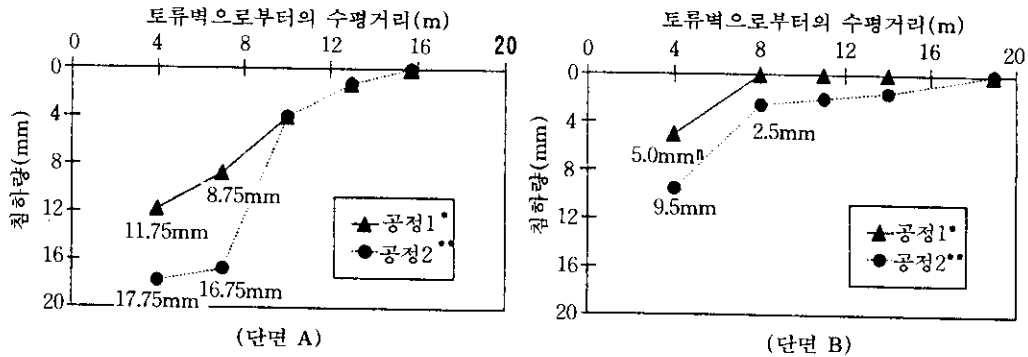
2.2 충남 ○○쇼핑센터

2.2.1 토류벽 설치 공정

C.I.P 설치를 위해 GL-13.0m(풍화암 시작 심도보다 2.0m 하부) 정도까지 천공한 후(이때의 천공장비는 오거+공기압 해머) 직경 400mm의 강재 케이싱을 근입시켰다. 케이싱 근입 작업이 완료된 후 GL-19.0m~GL-24.0m까지 천공하고 계속해서 철근망 근입→1차 그라우팅→자갈채움→2차 그라우팅→케이싱 인발→3차 그라우팅→양생의 순서로 C.I.P공정을 완료하였다. C.I.P 공정이 완료된 후 일렬로 C.I.P 3공(1공당 ϕ 400mm)과 J.S.P 1공(ϕ 800mm)을 1조로, 연속 토류벽을 형성하고 이후 C.I.P+J.S.P선으로부터 800mm 뒷쪽에 일반적인 시공방법으로 GL-11.0m까지 S.C.W를 추가로 설치하였다. 즉 전반적인 토류벽의 설치 순서는 C.I.P→J.S.P보강→S.C.W의 순서로 이루어졌다(지반 조건은 그림 1-(b) 참조).

2.2.2 측정시의 공정 및 측정 결과

측정 시기는 크게 2시기로 구분할 수 있다. 첫번째는 C.I.P 토류벽만을 설치했을 때(공정 1)이며 두번째는 C.I.P 토류벽에 J.S.P 보강을 실시하고 S.C.W 토류벽을 추가로 설치한 후 약간의 굴토 작업(단면 A:1.2m 굴토, 단면 B:2.0m 굴토, 그림 2 참조)이 있을 때(공정 2)였다. 측정은 현장의 4번중 2번(단면 A, B)의 중앙부에 대해 실시했으며 측정 결과는 그림 2와 같다. 그림 2에서 참조하면 공사용 중차량의 통행이 있었던 단면 A의 경우, 공정 1만 진행되었을 때 토류벽으로부터 4.0m 떨어진 위치에서 최대 11.75mm의 지표침하가 나타났으며 토류벽으로부터 멀어짐에 따라 침하량이 계속 감소하여 15.7m 떨어진 위치에서부터 침하가 나타나지 않았다. 또한 공정 2까지 진행되었을 때 4.0m 떨어진 위치에서 전체 17.75mm의 지표침하가 발생하였으며 침하 영향거리는 공정 1에서와 동일했다. 또한 동일 단면에서 C.I.P공사시 C.I.P설치 선으로부터 약 8.0m 정도 떨어진 지표에서 공기가 분출되었던 사실로부



* 공정1 : C.I.P 토류벽 설치
 ** 공정2 : C.I.P 토류벽 설치+J.S.P 보강+S.C.W 추가 설치+약간의 굴토

그림 2. 토류벽 설치로 인한 침하 측정 결과

터 현장의 지표 부근 지반이 상당히 느슨한 것을 간접적으로 파악할 수 있었다.

2.3 경기도 ○○쇼핑센터

2.3.1 지하연속벽 및 중간말뚝 설치 공정

본 현장에서는 토류벽을 지하연속벽으로 형성하였다. 지하연속벽은 총 38개의 패널(panel)로 구성되어 있으며 1패널의 크기는 평균 길이 5.0m, 폭 0.8m, 깊이 27.0m로서 연암부에 1.0m 정도 근입되도록 설치되었다. 지하연속벽은 clamshell과 chisel을 이용한 트렌치 굴착, 철근 망 삽입, 콘크리트 타설 등 일반적인 지하연속벽 시공 방법으로 형성되었다. 또한 본 현장에서는 버팀재로서 스트러트를 사용하였기 때문에 굴토공사가 시작되기 전에 스트러트 지지를 위한 중간말뚝을 시공하였다. 중간말뚝은 길이 26.5m의 오거로 지반을 천공한 후 30.0m길이의 H형강을 크레인으로부터 자유낙하시켜 천공 후 함몰된 부분까지 떨어뜨린 후 진동 해머로 조금씩 타입하여 연암부라고 판단된 지층 부근에서 약간 더 타격하는 형식으로 설치되었다(지반 조건은 그림 1-(c) 참조).

2.3.2 측정 결과

지하연속벽 설치 공정 동안의 지표침하에 대한 측정 결과(그림 3, 그림 5 참조), 지하연속

벽 설치가 완료되었을 때 A선의 경우(그림 5 참조) 지하연속벽으로부터 1.5m 이격되어 있는 측정점(A1)에서 최대 6.0mm(트렌치 굴착 깊이(H)의 0.023%), A'선의 경우 2.0m 이격되어 있는 측정점(A'1)에서 최대 5.0mm(트렌치 굴착 깊이(H)의 0.019%)의 침하가 발생하였다. 침하량의 분포는 토류벽에서 멀어짐에 따라 침하량이 점차 감소하여 토류벽으로부터 약 10.0m(≒0.4H)를 넘어서면 오히려 지표가 약간 솟아 오르는(최대 2.5mm) 형상을 띄었다.

지하연속벽 설치 완료 후, 스트러트 지지를 위한 중간말뚝 설치 공정동안 A선의 경우 토류벽에서 1.5m 이격된 A1 측정점에서 2.75mm, A'선의 경우 토류벽에서 2.0m 이격된 A'1 측정점에서 1.75mm의 침하가 추가로 발생하였다. 또한 지하연속벽 설치 공사시 약간씩 상승했던 측정점들 역시 약 2.0mm~3.0mm정도씩 추가로 상승하였다.

그림 3에서 알 수 있는 바와 같이 본격적인 굴토 공사 이전의 공정동안 최대 지표침하는 A선 중 토류벽으로부터 1.5m 떨어진 지점에서 8.75mm(0.034%H)로 측정되었다.

본 현장의 경우(그림 3의 우측 그림 참조, 침하량 및 침하 영향거리를 지하연속벽 설치 깊이(H)로 정규화함) 굴착 공정이전 지하연속벽(깊이:H) 설치 공사로 인한 최대 지표 침하량

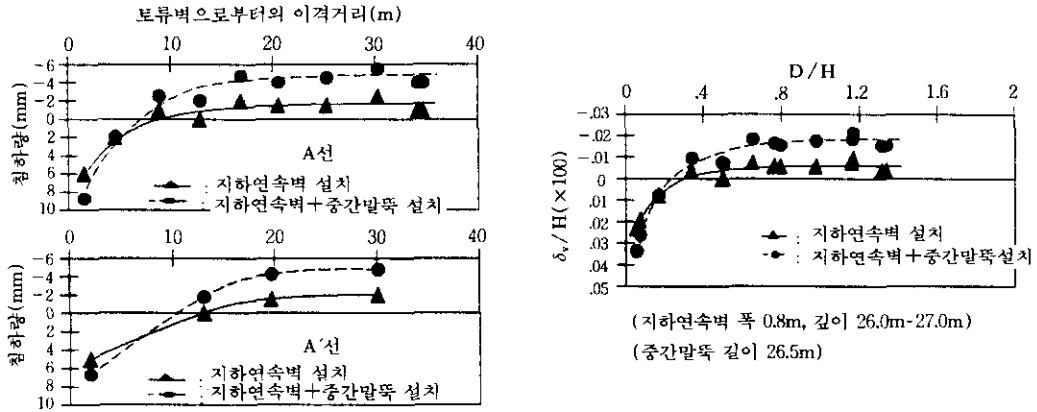


그림 3. 굴착 공사 이전의 공정에 따른 침하 분포 비교

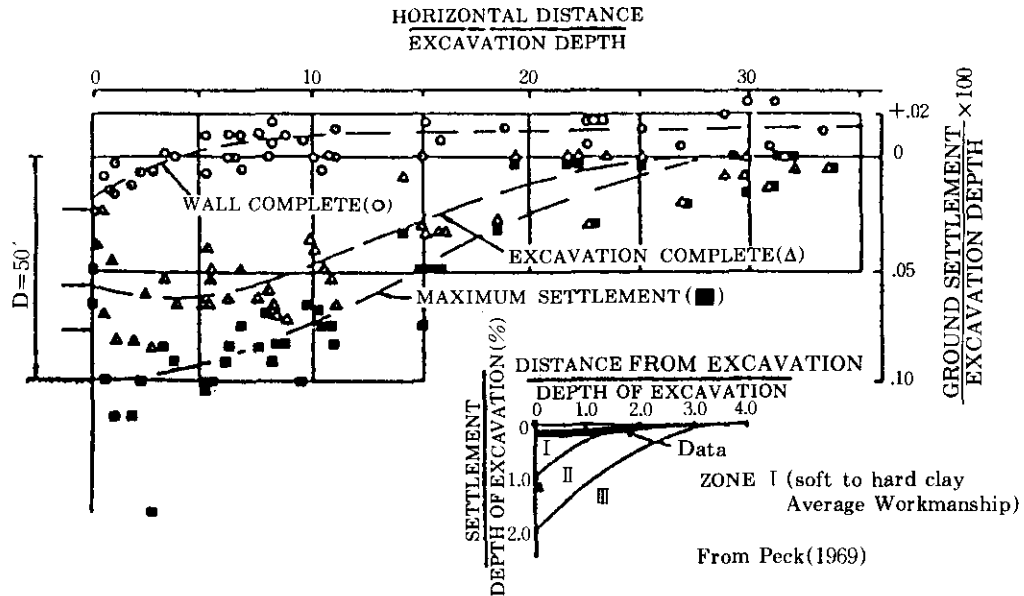


그림 4. 지하연속벽 설치로 인한 지표 침하(Lambe 등, 1972)

은 $0.023\%H$, 침하 영향거리(D : 토류벽으로부터의 수평 거리)는 $0.3H$ 정도였으며(숫아 오른 부분 제외시), 지하연속벽 설치 공사와 중간말뚝의 설치가 완료된 상태에서는 최대 지표 침하량 $0.034\%H$, 침하 영향거리는 역시 $0.2H \sim 0.3H$ 였다(숫아 오른 부분 제외시).

한편 본 현장 측정 결과와 유사한 경향을,

Boston 지하철 공사의 측정으로부터 Lambe (1972) 등이 발표한 내용에서 찾아볼 수 있다(그림 4 참조). 본 현장 및 Boston 현장의 측정 결과 모두, 토류벽으로부터 수평거리 $0.4H$ 이상을 넘어서면 지표가 약간씩 상승한 값을 나타내고 있다. 또한 지하연속벽 설치 공사로 인하여 인접 지표가 약간씩 상승한 결과(대부

분 트렌치 깊이의 약 0.02%이하, 점성토 지반)를 다른 측정 사례에서도 찾아볼 수 있다 (Clough & O'Rourke(1990)).

Lambe 등(1972)은 지하연속벽 설치를 위한 트렌치 굴착시 지반 거동에 대해 흙요소의 응력 경로를 이용하여 설명하고 있다. 즉 지하연속벽 설치를 위한 트렌치 굴착시, 흙요소에서 수평 방향의 전응력(σ_h)이 감소하면 부(-)의 과잉간극수압이 발생하여 지표가 침하하게 되지만 시간 경과에 따라 부의 과잉간극수압이 소산되면서 지표의 상승을 동반하게 된다. 지하연속벽 공정이 진행되어 콘크리트를 타설함에 따라(슬러리를 콘크리트로 대체) 흙요소의 수평 방향 전응력이 증가한다. 이러한 전응력 증가는 정(+)의 과잉간극수압을 유발시켜 지표의 상승을 초래하지만 압밀이 진행될 때 정(+)의 과잉간극수압이 소산되면서 지표는 다시 침하하게 된다.

한편 본격적인 굴토 이전의 공정으로 인한 인접 지표의 거동 이해에 있어서는 앞의 응력 경로를 이용한 해석과 더불어 다음과 같은 요인들도 고려할 수 있을 것이다. 즉 예를 들어

지하연속벽 공사시 사용된 슬러리나 콘크리트의 양(경기도 ○○쇼핑센터 현장의 경우 트렌치 굴착시 사용된 슬러리의 양이나 지하연속벽 형성을 위해 사용된 콘크리트의 양은 지하연속벽이 차지하는 기하학적 부피의 1.2배~1.3배 정도였으며 넘쳐 흐르는 양은 거의 없었음), 콘크리트 타설시의 타설 압력, 콘크리트 양생시의 부피 팽창, 지표 부근의 과압밀 상태(경기도 ○○쇼핑센터 현장의 경우 신규로 개발된 용지로서 원래 지표위에 실트가 섞인 흙을 표토로 포설하여 로울러 등으로 다졌음) 등을 고려할 수 있겠다.

2.4 굴토 이전 공정으로 인한 지표침하의 측정 결과 종합

경기도 ○○쇼핑센터 현장을 포함하여 총 3개 현장의 토류벽 설치 공정 등으로 인하여 발생한 인접 지반 지표침하에 대한 측정 결과를 종합하면 표 1과 같다.

3개 현장의 측정 결과를 종합해 볼 때 본격적인 굴착 공사 이전의 공정에서도 상당한 지표침하

표 1. 토류벽 설치 공정으로 인한 인접 지반 지표침하

현장 항목	서울 지하철 ○○공구	충남 ○○쇼핑센터		경기도 ○○쇼핑센터	
		단면 A	단면 B	지하연속벽 설치	(지하연속벽)+ 중간말뚝 설치
토류벽	엄지말뚝 (약 2.0m~ 3.0m굴토)	C.I.P(공정 1*) J.S.P+S.C.W (1.2m굴토,공정 2**)	C.I.P(공정 1*) J.S.P+S.C.W (2.0m 굴토, 공정 2**)	지하연속벽	
설치 심도	GL-18.8m	C.I.P, J.S.P : GL-19.0m~GL-24.0m S.C.W : GL-11.0m		GL-26.0m~ GL-27.0m	GL-25.0m~ GL-26.0m
사용 장비	T4-W, 진동해머	C.I.P : T4-W, 오거 드릴, 진동해머 J.S.P : 크롤러 드릴, 분사 주입 기계 S.C.W : 3축 오거 드릴		클램셸, 치즐, 연결 강관	오거 드릴, 진동 해머
상재하중	거의 없음	공사용 중차량	거의 없음	거의 없음	
최대 침하량 (발생위치 : 토 류벽으로부터 의 수평 거리)	2.0mm (0.75m)	공정 1* : 11.75mm(4.0m)	공정 1* : 5.0mm(4.0m)	6.0mm (1.5m)	8.75mm (1.5m)
		공정 2** : 17.75mm(4.0m)	공정 2** : 9.5mm(4.0m)		
영향거리(m)	2.0m이내	15.7m이내	공정 1* : 8.0m 이내	10.0m이내	
			공정 2** : 19.0m이내		

*공정 1 : C.I.P 토류벽 설치

**공정 2 : C.I.P 토류벽 설치 + J.S.P 보강 + S.C.W 추가 설치 + 약간의 굴토

가 발생할 수 있으며, 현장 주변의 상황, 지반 조건, 시공 방법 등에 따라 침하량 및 침하 영향거리는 상당한 차이를 보일 수 있음을 알 수 있다. 따라서 굴토 이전의 토류벽 설치 등의 공정에서도 인접 구조물의 종류와 위치, 상재하중의 유무, 지반 조건 등을 고려한 시공 방법 및 공사 관리가 결정되어야 할 것으로 판단된다.

3. 굴토로 인한 인접 지반의 지표침하

다음에서 제시된 지표침하는 주로 굴토로 인한 응력 이완 때문에 발생하는 변위가 대부분이며 토류벽 설치, 중간 말뚝 설치, 깊은 기초의 설치, 압밀, 지하수위 저하 등으로 인하여 발생하는 지표침하는 거의 제외된 것이다.

3.1 경기도 ○○쇼핑센터 현장

3.1.1 현장 개요 및 주변 상황

본 현장(2.3절에서와 동일 현장)은 지하 5층, 지상 6층의 철근 콘크리트 구조로 된 구조물을

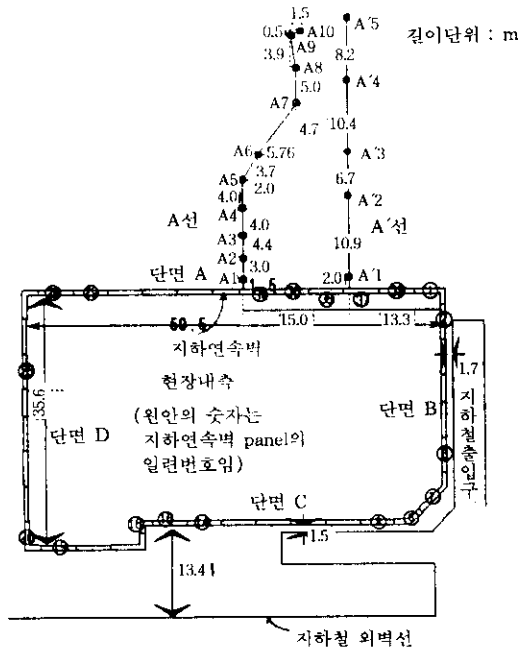


그림 5. 지표침하 측정점 위치

굴착 단면도(침하 측정 A선, A'선)

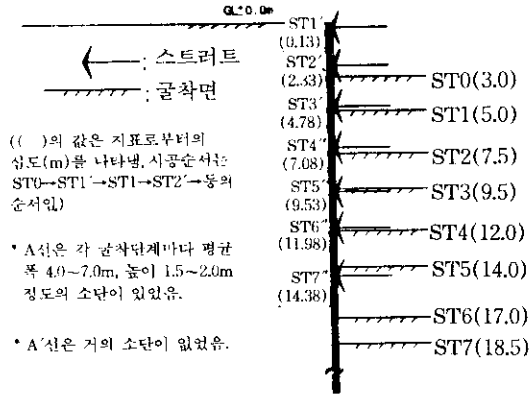


그림 6. 굴착 표준 단면도

신축하기 위한 공사 현장으로서 구조물 기초 및 지하층 축조를 위해 지하연속벽으로 토류벽을 형성하고 스트러트 지보를 설치하면서 지표로부터 18.5m 깊이까지 굴착 공사를 수행하였다.

현장 주변에는 4면중 2면에 개통되지 않은 지하철의 본선 구간과 역사가 위치해 있으며 나머지 2면은 인접 구조물이 없는 상태이다. 현장이 위치한 곳은 신도시에서 개발이 진행중인 지역으로서 차량이나 인적 통행이 상당히 적은 편이었다. 현장의 지반 조건은 그림 1-(c)에 나타낸 바와 같으며 공사 개시이전 지하수위가 GL-7.0m~GL-9.7m 정도였다. GL-18.0m의 굴착 깊이를 보인 상황에서 지하수위는 GL-7.0m~GL-11.7m 정도로 최대 2.0m 정도의 수위 저하가 일어난 단면이 있었으나 굴착 완료시까지 침하 측정이 이루어진 단면 A의 경우 공사 개시전 GL-7.0m의 수위를 굴착 완료시까지 지속적으로 거의 유지하고 있었다. 다른 단면과는 달리 단면 A의 수위가 일정하게 유지된 것은 현장내로 유입된 지하수를 단면 A의 지표 쪽으로 배수하는 방식을 취했기 때문이다. 배면측 지표침하의 측정 위치는 그림 5에 나타낸 바와 같으며 굴착 과정은 그림 6에 제시되어 있다. 침하 측정점은 최종 굴토 깊이 18.5m의 2배 정도인 38.2m 위치까지 설치하였다. 스

트러트는 총 7단으로 평균 수평 간격 4.0m, 평균 수직 간격 2.4m로 H형강 300×300×10×15 짜리 2본씩을 사용하였다.

3.1.2 침하량 및 분포 형태

3.1.2.1 변 중앙부(A선)

A선은 토류벽의 중앙부(현장 모서리에서 28.3m 지점(A선이 위치한 단면 A의 총길이는 60.0m))에 위치하고 있다(그림 5 참조). 측정 결과, 굴토 깊이가 최종치인 GL-18.5m일 때 토류벽에서 8.9m 떨어진 측점에서 최대 50.5mm(굴토깊이(H)의 0.27%)의 침하가 발생하였다(그림 7 참조).

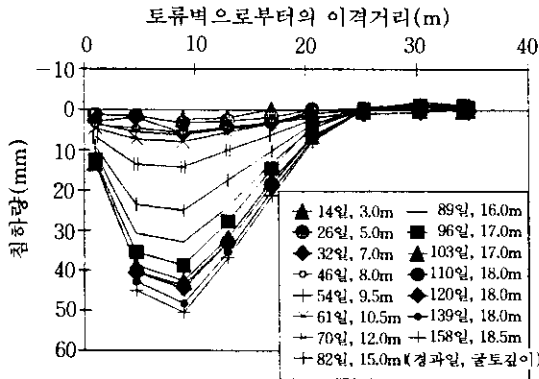


그림 7. A선의 굴착 단계에 따른 침하량 변화

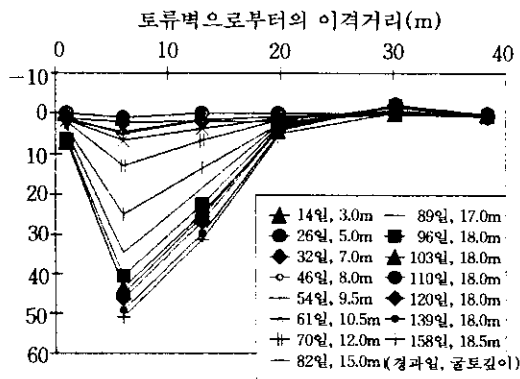


그림 8. A'선의 굴착 단계에 따른 침하량 변화

단면 A중 A선의 침하 형상은 그림 7에서와 같이 침하량이 토류벽 부근에서부터 점차 증가하여 토류벽에서 8.9m 떨어진 측점에서 최대값을 보인후 점차로 감소하다가 토류벽에서 25.3m인 지점에서 거의 침하량이 없는 전체적으로 아래로 볼록한 형상을 띠었다. 즉 지하연속벽과 인접 지반과의 마찰이 뚜렷하게 나타나 토류벽으로부터 1.0m 이격된 측점에서는 최대 13.25mm(굴토 깊이 17.0m일 때)의 침하밖에 발생하지 않았다. 굴토 깊이가 GL-10.5m일 때까지는 최대 침하량이 7.25mm이며, 침하 곡선의 기울기(각변위: 수평 거리에 대한 침하량의 차)도 상당히 작아(최대 1/1600) 완만한 침하 형태를 보였으나 GL-12.0m 굴토때부터 침하량 및 각변위가 증가하기 시작하여 최종 굴토 단계인 GL-18.5m일 때는 최대 50.5mm의 지표 침하량과 최대 1/258의 침하곡선 기울기를 보였다. 또한 굴착이 진행됨에 따라 토류벽으로부터 수평거리 20.6m지점까지만 침하가 나타났으며 25.3m의 수평거리에 있는 측점은 굴토공사 도중 거의 침하가 보이지 않았다. 즉 18.5m 굴착으로 인한 침하 영향은 굴토깊이의 1.37배인 25.3m까지였다.

3.1.2.2 변 비중앙부(A'선)

A'선은 A단면의 중앙부와 모서리의 중간정도(모서리로부터 13.3m 지점(A단면 변의 총길이는 60.0m))에 위치하고 있다(그림 5 참조). 측정 결과 그림 8에서와 같이 최종 굴토깊이 18.5m일 때 토류벽에서 6.0m떨어진 측점(A'1)에서 최대 51.0mm(굴토깊이(H)의 0.28%)의 침하가 발생하였다. 굴토 깊이 10.5m인 상태까지 최대 침하량 6.75mm, 최대 기울기 1/800이었으나 최종 굴토깊이 18.5m일 때 최대 침하량 51.0mm, 최대 기울기 1/156로서 굴착 단계에 따라 침하량 및 침하 곡선의 기울기가 점차로 증가하였다. 침하 형상은 A선에서와 마찬가지로 지하연속벽 부근에서 작게 발생하여 점차로 증가하다가 토류벽에서 6.0m 떨어진 측점에서 최대값을 보인 후 다시 감소하여 수평거리 30.2m인 측점 A'4에서부터 침하가 보이지 않았다. 즉 18.5m 굴토로

인한 침하 영향거리는 약 25.0m 지점까지로 굴토깊이의 1.35배 정도였다.

3.1.2.3 종합

본 현장에서 최종 굴토 및 10.5m 이상의 전체 굴토 공정에서의 침하량을 굴토 깊이로 정규화하여 나타내면 그림 9, 그림 10과 같다. 여기에서 알 수 있는 바와 같이 본 현장에서의 측정 결과, 최종 굴착 단계에서(최종 굴착 깊이:H) 최대 지표 침하량은 0.28%H, 최대 침

하 영향거리는 1.5H 정도이며 10.5m 이상의 전체 굴토 공정(각 굴착 단계별 굴토 깊이:H)에서는 최대 지표 침하량은 0.28%H, 최대 침하 영향거리는 2.0H 정도이다. 즉, 최종 굴착 단계에서의 침하량 및 영향거리가 결국은 굴착 전체 공정에서의 상한치를 거의 대표할 수 있다는 것을 알 수 있다(단, 최대 침하 영향거리는 중간 굴토 단계에서의 영향으로 2.0H 정도이다).

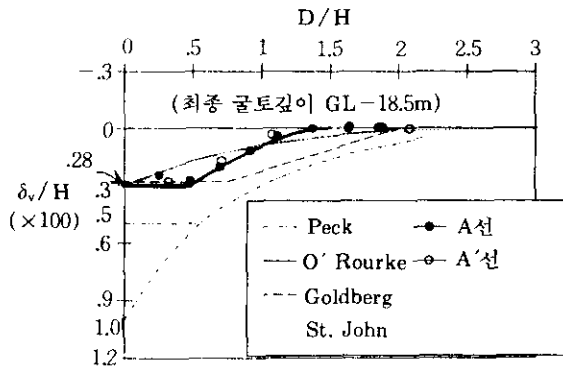


그림 9. 최종 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교

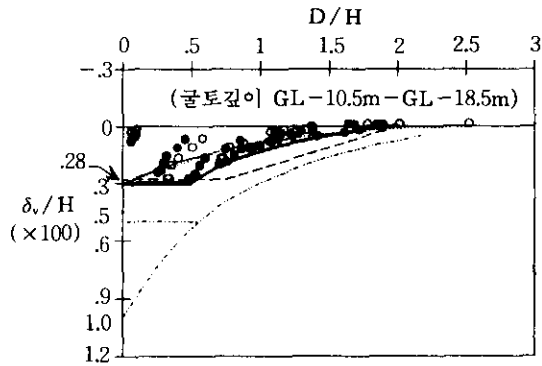


그림 10. 전체 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교

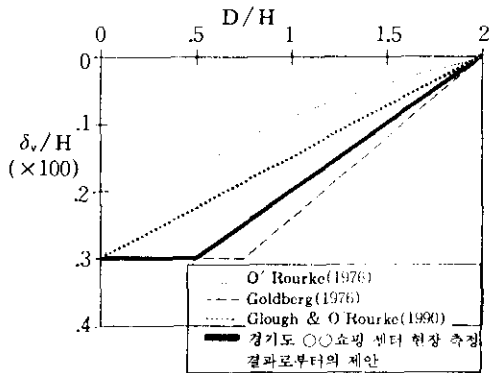
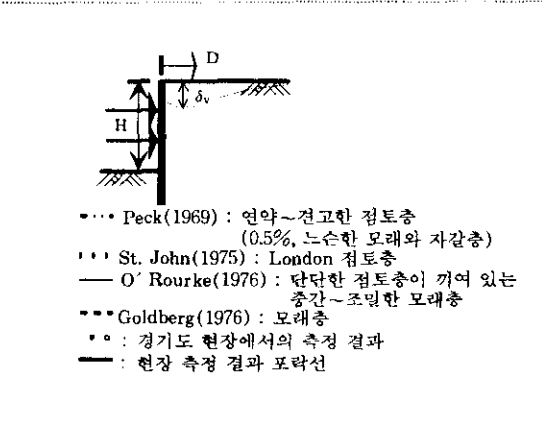


그림 11. 경기도 ○○쇼핑 센터 현장 결과로부터의 제안 포락선

본 현장에서 측정된 최대 침하량의 경우(0.28%H) St. John(1976), O'Rourke(1975), Clough & O'Rourke(1990) 등이 제안한 0.3%H와 유사한 결과를 보였으나 Peck(1969)에 의해 제안된 0.5%H보다는 상당히 작은 값을 보이고 있다(그림 9, 그림 10, 표 2 참조). (한편



Goldberg(1976)는 절대적인 최대 침하량 값을 제시하기 보다는 최대 침하량을 기준으로 한 침하 분포를 제시하고 있어, 직접적인 최대 침하량의 비교는 곤란하다.) 또한 본 현장에서 측정된 최대 침하 영향거리는 최종 굴착 단계에서 1.5H 정도로서, 사질토 지반을 기준으로

할 때 기존의 연구자들이 제시한 2.0H~3.0H 보다 작게 나타났으나 10.5m 이상의 전체 굴토 공정에서는 2.0H 정도로서 Peck(1969)이 제안한 2.5H~3.0H보다 작으나 O'Rourke(1976), Goldberg(1976), Clough & O'Rourke(1990) 등이 제안한 2.0H와 일치하고 있다.

한편 구조물의 안정성을 판단할 때 일반적으로 절대 침하량과 더불어 부등 침하량이 중요한 판단기준이 된다. 이러한 구조물 부등 침하와 직결되는 침하 곡선의 위치별 최대 기울기를 분석하면 침하량과 침하곡선의 기울기가 가장 컸던 최종 굴착 단계에서의 측정 결과를 기준으로 했

을 때 0.5H~1.0H 구간에서 회귀분석시 1/263(=3.8/1000)로서 기존의 연구자들이 제시한 기준보다 컸다(표 3, 그림 12 참조).

즉, Clough & O'Rourke(1990)의 제시범위 (2/1000~3/1000)중 최대치의 1.27배, Goldberg(1976) 제시치(1/446)의 1.70배, St. John(1975) 제시치(1/510)의 1.94배로 기존의 연구 결과보다 큰 침하 곡선의 각변위를 나타내었다. 또한 1.0H이상의 구간에서는 최대 1/797(=1.25/1000)로서 Clough & O'Rourke(1990)가 제안한 1.0/1000~2.34/1000의 범위에 포함되었으나 Goldberg(1976)가 제안

표 2. 굴착으로 인한 인접 지표의 침하 포락선(H:굴토 깊이)

항 목	제안자	Peck(1969)	St. John (1975)	O'Rourke (1976)	Goldberg (1976)	Clough & O'Rourke (1990)	경기도 ○○쇼핑센터 현장 측정 결과	
최대 지표 침하량		0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.5%H(?)	0.3%H	0.28%H	
최대 침하 영향 거리		2.5H~3.0H	3.0H	2.0H	2.0H	2.0H	2.0H	
지반 조건		느슨한 모래와 자갈	London의 단단한 점토	단단한 점토층이 중간 중간에 끼여 있는 중간~조밀한 모래	모래 (조립토)	모래	단단~매우 견고한 점토	실트질 모래와 모래

표 3. 굴착으로 인한 인접 지표침하 곡선의 각변위

St. John (1975)		O'Rourke(1976)				Goldberg(1976)				Clough & O'Rourke (1990)				경기도 ○○쇼핑센터 현장			
0~0.5H	1/410	0~0.5H	1/380	(0.5H이하의 최대치) 0.5H	1/200 1/333	0~0.75H	0.0					0~0.5H	0.0	0~0.5H			
0.5H~1.0H	1/510	0.5H~1.0H	1/638	1.0H	1/714			$\delta_{m(\%)/125H}$ (δ_m 에 의해 결정)	1/667	1/1000	$\delta_{m \leq 500}$ mm이하의 최대 1/333	0.5H~1.0H	1/238	0.5H~1.0H	1/263		
1.0H~2.0H	1/1538	1.0H~2.0H	1/1111	1.5H	1/500	0.75~2.0H	$\delta_{m(\%)/125H}$ (δ_m 에 의해 결정)					1.0H~1.5H	1/556	1.0H~1.5H	1/797		
2.0H~3.0H	1/6667	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.5H이상	0.0	1.5H이상	0.0		
London의 단단한 점토		단단한 점토층이 중간 중간에 끼여 있는 중간~조밀한 모래				모래(조립토)				모래	단단~매우 견고한 점토	모래와 단단~매우 견고한 점토		실트질 모래와 모래			

진하게 표시된 부분은 포락선으로부터 계산된 값이 아니라 기존의 연구자들이 침하 포락선과는 별도로 침하곡선의 각변위에 대해 제시한 값이며 경기도 ○○쇼핑 센터 현장의 경우 최종 굴토 깊이에서의 침하 곡선을 각 구간별로 회귀 분석한 값임.

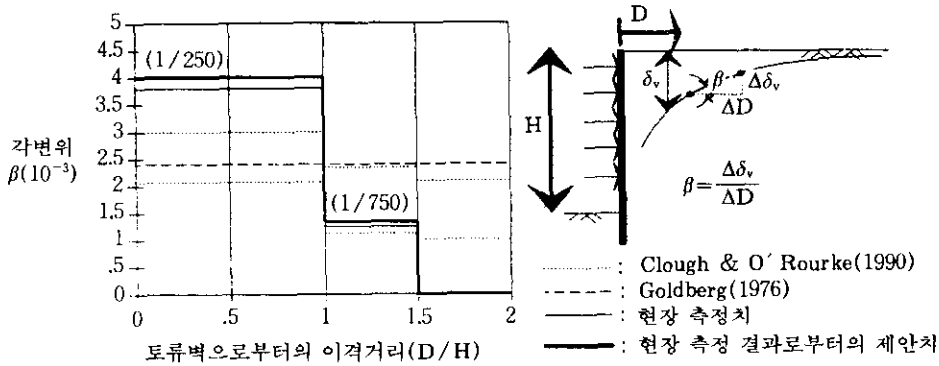


그림 12. 굴착에 따른 인접 지표의 침하 각변위

한 2.4/1000보다 작았다(Goldberg는 침하곡선의 위치별 침하량과 무관하게 2.4/1000의 일정한 각변위를 제안했음). 각변위에 관한 본 현장 측정 결과와 이에 준한 제안치를 기존의 연구 결과와 비교하여 도시하면 그림 12와 같다.

실트질 모래의 총적토, 연암 순으로 구성된 지반 조건을 갖춘 경기도 현장에서의 측정 결과를 종합하면 평균~양호한 시공 조건 아래에서 침하 포락선을 기준으로 할 때, 최대 지표 침하량(δ_m)은 0.3%H, 최대 침하 영향거리(D)는 2H로 제시될 수 있다(단 이것은 굴토로 인하여 흙의 재평형이 이루어질 때까지 발생하는 지표침하임). 또한 본 현장에서의 측정 결과는 St. John(1975), O'Rourke(1976), Clough & O'Rourke(1990) 등에 의해 제시된 침하 포락선보다는 Goldberg(1976)에 의해 제시된 침하 포락선과 가장 유사한 결과를 나타내었다(그림 11 참조). 또한 침하 곡선의 구간별 최대 기울기는 토류벽으로부터 굴토깊이 이내의 범위(1.0H 이내)에서는 기존의 연구자들이 제시한 기준을 초과하였다(그림 12 참조).

3.2 서울 ○○빌딩 현장

3.2.1 현장 개요 및 주변 상황

본 현장은 지하 6층, 지상 14층의 철근 콘크리트(RC) 구조로 된 구조물을 신축하기 위한 공사 현장으로서 구조물 기초 및 지하층 축조를 위해 가시설 토류벽을 형성하고 스트러트 지보를 설치하면서(일부 단면은 앵커로 보강) 지표로부터 23.7m 깊이까지 굴착 공사를 수행하였다. 현장 주변에는 4면중 1면은 주차장이 위치하고 있으며 2면에 인접하여 건물이 위치하고 있는데 인접 건물의 위치와 종류는 그림 13, 표 4에 각각 나타나 있다. 굴토가 완료된 단면은 건물 A쪽 전체와 건물 B쪽의 일부인데 건물 A쪽은 현장의 토류벽을 따라 비스듬한 방향으로 위치하고 있다. 건물 A쪽은 현장 토류벽으로부터 가장 가까이 2.5m높이의 담장이 있으며(토류벽과의 최소 이격 거리: 6.5m, 최대 이격거리: 15.6m), 담장에 바로 인접하여(2.0m 떨어져 있음.) RC 구조로 된 폭 3.7m, 높이 6.0m의 사무실이 있으며 여기에서 3.5m 떨어진 위치에 건물 A가 있으며 기초의 위치

표 4. 인접 구조물의 종류

구조물	항목	구조형식	기초의 종류	토류벽으로부터의 이격거리(m)
건물 A		지상 5층, 지하 1층, RC구조	전면기초	8.5~17.6
건물 B		지상 14층, 지하 3층, RC구조	전면기초	11.9

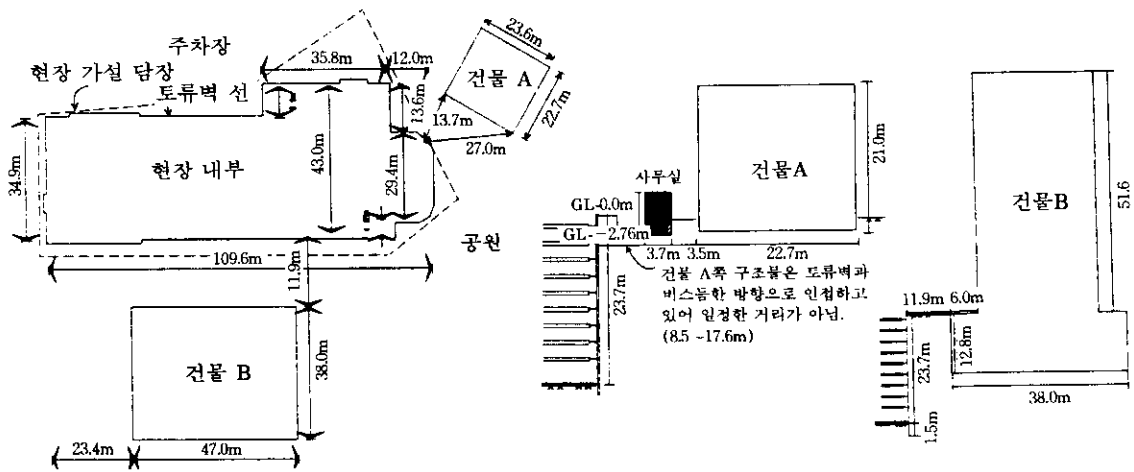


그림 13. 굴착 현장 및 인접 구조물의 위치도

는 GL-3.0m 정도이다. 한편 건물 B쪽은 폭 38.0m, 지상 높이 51.6m의 구조물이 GL-12.8m에 기초를 두고 토류벽과 나란하게 위치하고 있다.

토류 시스템은 엄지말뚝(soldier pile), 토류판으로 토류벽을 형성하였다. 또한 토류벽 배면 측에 엄지말뚝으로부터 약 1.0m 정도 떨어진 위치에서 Soil Cement Mixed Wall(S.C.W)을 GL-15.0m까지 추가로 설치하여 토류벽을 보강하였다. 버팀재로서는 H형강을 스트러트(strut)로 이용하였다. 또한 건물 A쪽과 주차장쪽의 일부는 주로 현장 평면의 모서리 부분을 보완하기 위해 앵커(ground anchor)를 상, 하 스트러트사이에 추가로 설치하였다.

3.2.2 지반 조건

본 현장의 지형은 북악산으로부터 연결되어 있는 소구릉과 야산으로 형성된 노년기 지형이며, 지질은 주로 중생대 백악기에 속하는 화강암이 기반암으로 광범위하게 분포하고 있으며 풍화대가 상당한 심도까지 진행되어 있다. 풍화대 하부에는 연암, 경암층이 분포하고 있으며 풍화대 상부에는 주로 회갈색 또는 회색의 실트, 모래, 자갈 등의 혼합층으로 구성되어 있다. 즉 본 현장의 지층 구성은 일반적으로 볼

때 지표로부터 1) 표토 2) 풍화토 3) 풍화암 4) 연암 등의 순서로 대별할 수 있다. 총 60개 공을 천공하여 표준관입시험을 실시하였다. 표준관입저항치는 지표로부터 선형적으로 증가하다가 GL-10.0m부근부터 50이상을 나타내었

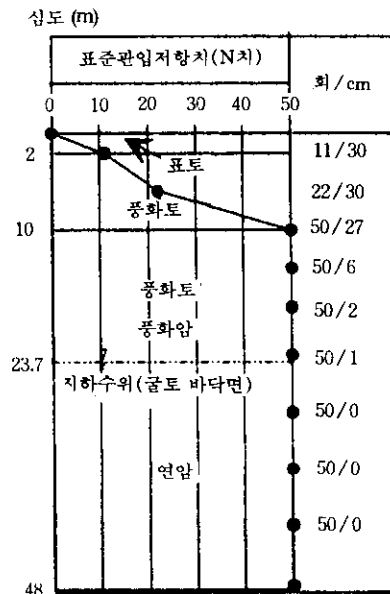


그림 14. 표준관입시험 결과에

다(그림 14는 현장 중앙부에 위치한 시추공의 시험 결과임). 한편 실제로 현장에서 굴토 공사가 진행되면서 확인한 바에 따르면 약 GL-15.0m 정도까지는 상당히 건조한 풍화토가 존재하였으며 GL-15.0m~GL-20.0m 정도에서부터 풍화암이 나타났다. 지하수위는 본 현장에서 '95년 6월말 굴토가 시작되기 전에 GL-21.3m~GL-24.0m 정도에 분포하고 있었으며 굴토가 거의 완료되는 시점까지 지하수위가 나타나지 않았다.

3.2.3 측정 위치 및 굴착 과정

침하 측정점은 평균 3.0m~5.0m의 간격으로 설치하였으며 토류벽으로부터 최종 굴토 깊이(GL-23.7m)의 약 1.5배 이상의 거리(약 35.0m)까지 측정할 수 있도록 설치하였다. 지표

침하게 및 수평 변위 측정을 위한 삼입식 경사계의 설치 위치는 그림 15와 같다. 본 연구에서 분석된 침하는 현장의 공정때문에 그림 15에 표시된 침하 측정선 중 각각 경사계 #5와 #9가 위치한 A'선(#5선)과 #9선이다. 한편 굴착 및 버팀재 설치의 과정을 살펴보면 버팀재는 평균 수평 간격 4.5m, 평균 수직 간격 2.7m로 H형 말뚝 300×300×10×15짜리 2본씩을 사용하였다. 또한 버팀재 설치 위치보다 약 2.5m~3.5m정도 더 굴착한 상태에서 버팀재를 설치해가는 방식이었으며 토류벽 근처의 미굴토된 흙(소단, berm)은 거의 없는 상태로서 전반적으로 과굴착의 상황이었던 것으로 판단된다. 본 현장의 전체적인 굴토 및 스트러트의 설치 표준 단면도는 그림 16과 같다.

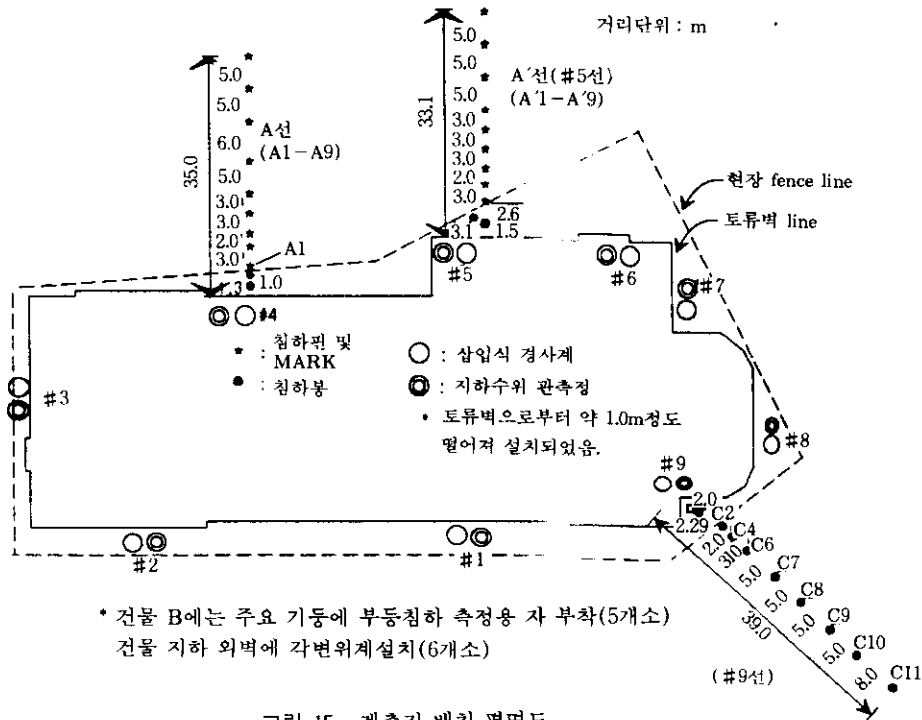


그림 15. 계측기 배치 평면도

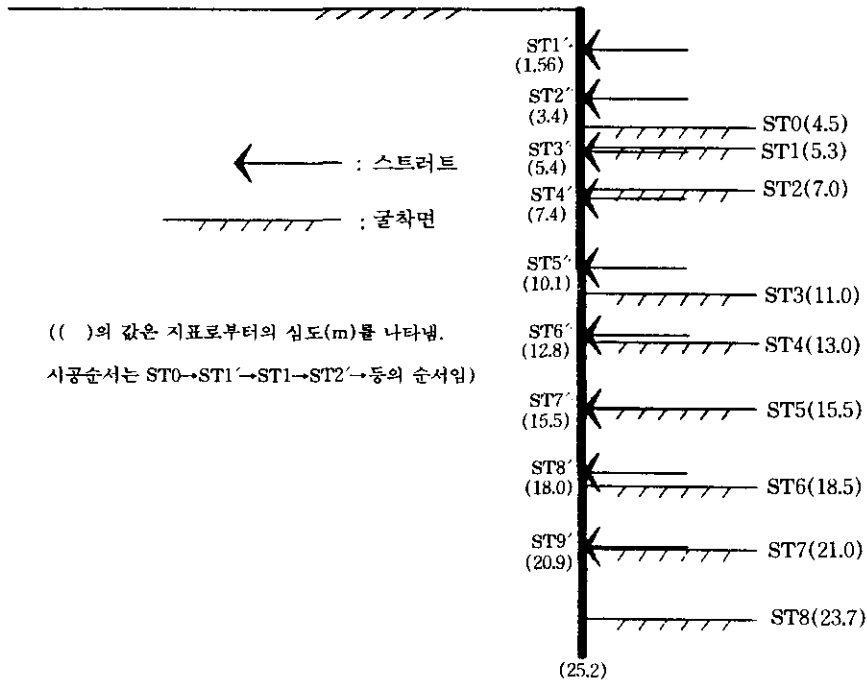


그림 16. 굴착 및 스트러트 설치 표준 단면도

3.2.4 침하량 및 분포 형태

본 서울 ○○빌딩 현장은 굴착 이전부터 완료시까지 지하수위가 GL-21.3m~GL-24.0m정도로 유지되어 굴착중간 지하수위가 저하됨으로써 연직유효 응력 증가로 인하여 발생하는 압축 또는 압밀 침하는 거의 없다고 판단되며 동시에 시공도중 토류벽을 통하여 지하수와 함께 토사가 누출되는 현상도 없었다. 즉 본 측정 결과는 굴토로 인하여 흙의 재평형이 이루어질 때 발생하는 변위가 대부분이라고 할 수 있겠다.

측정 결과 굴토 깊이 5.0m정도(ST0, ST1, 그림 16 참조)까지는 별다른 침하가 나타나지 않았으나(적어도 토류벽으로부터 2.0m이상 떨어진 측정들에서) 7.0m 굴토단계(ST2)부터 침하를 보이기 시작하여 굴토가 진행됨에 따라 지속적으로 침하량이 증가하였다. 침하의 형태는 토류벽쪽에 접근할수록 더 가파르게 증가하며 토류벽으로부터 멀어질수록 감소하는 곡선

형태를 띠었다(그림 17 참조). 즉 3.1절의 경기도 ○○쇼핑센터 현장의 측정 결과와는 달리 토류벽과 인접흙과의 마찰이 뚜렷하게 나타나지 않는 침하 형상을 보이고 있다. 이것은 지반 조건 이외에도 토류벽이 지하연속벽인 경기도 ○○쇼핑센터 현장과는 달리, 본 현장의 엄지말뚝인 H형강과 인접흙과의 마찰 정도, 토류판 설치후 뒷채움의 시공성 등을 고려할 때, 각 현장의 토류벽 종류 및 시공성 등에서의 차이에 기인하는 것으로 판단된다. 서울 ○○빌딩 현장에서의 각 굴착 단계에 따른 측정선별 침하 분포는 그림 17과 같다.

각 굴착 단계별 침하량 분포는 굴토가 진행됨에 따라 굴토 깊이 정도의 거리내에서는 침하량의 크기가 점차로 증가하며 동시에 침하곡선의 기울기도 점점 커진다. 그러나 굴토 깊이 정도의 거리를 벗어나면 침하량 및 수평거리에 대한 침하곡선의 기울기도 큰 변화를 보이지

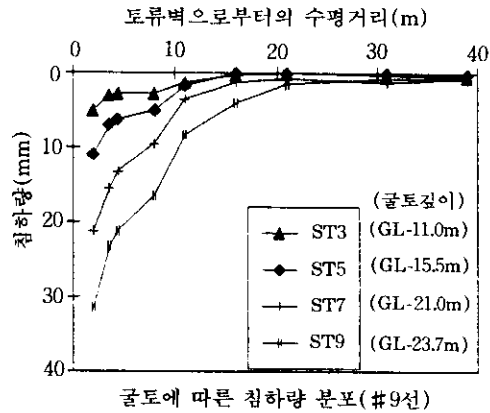
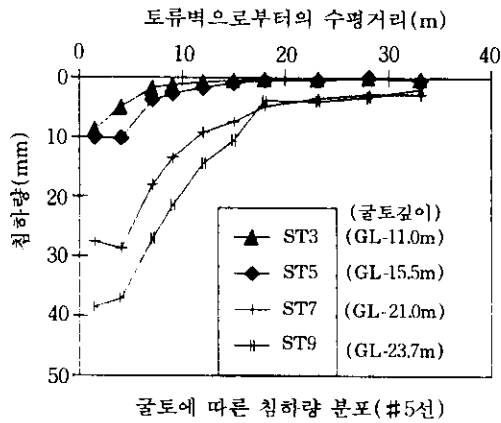


그림 17. 굴착 단계별 침하량 측정 결과

않았다. 측정 결과로부터 알 수 있는 바와 같이 모서리쪽(경사계 #9 위치, 그림 15 참조)의 침하량과 그 영향거리는 중앙부(경사계 #5 위치)에서의 측정치에 비해 약간 작게 나타나고 있다. 경사계 #5 위치의 경우 굴토 깊이가 최종 굴토 깊이인 23.7m일 때 최대 지표 침하량은 토류벽으로부터 1.5m 떨어진 지점에서 38.5mm(0.16%H), 경사계 #9 위치의 경우는 2.7m 떨어진 지점에서 34.25mm(0.15%H)였다. 또한 경사계 #5 위치의 경우 토류벽 부근에서부터 침하량이 점차 감소하여 33.1m 떨어진 지점(1.4H)에서 2.0mm(0.008%H)의 침하량을 보였으며, 경사계 #9 위치의 경우는 21.0m 떨어진 지점(0.89H)에서 1.5mm(0.006%H)를 나타내었다. 즉 최종 굴착 단계에서 토류벽으로부터 굴토깊이의 1.5배를 벗어나면 사실상 지표침하가 발생하지 않았다. 본 현장에서 최종 굴토 및 11.0m 이상의 전체 굴토 공정에서의 침하량을 굴토 깊이로 정규화하여 나타내면 그림 18, 그림 19와 같다. 여기에서 알 수 있는 바와 같이 본 현장 측정 결과, 최종 굴착 단계에서(최종 굴착 깊이 : H) 최대 지표 침하량은 0.16%H, 최대 침하 영향거리는 1.5H 정도이며 11.0m 이상의 전체 굴토 공정(각 굴착 단계별 굴토 깊이 : H)에서는 최대 지표 침하량은 0.16%H, 최대 침하 영향거리는 2.0H 정도이다.

즉, 최종 굴착 단계에서의 침하량 및 영향거리가 결국은 굴착 전체 공정에서의 상한치를 거의 대표할 수 있다는 것을 알 수 있다(단, 최대 침하 영향거리는 초기 굴토 단계에서의 영향으로 2.0H 정도이다). 본 현장에서 토류벽과 인접 흙과의 마찰이 별로 나타나지 않은 점을 고려하여 현장에서 측정된 침하 결과를 기준으로 침하 포락선을 형성했을 때 최대 침하량은 0.25%H, 최대 침하 영향거리는 2.0H로 설정할 수 있다(그림 20참조).

본 현장에서 측정된 최대 침하량의 경우(0.16%H) St. John(1975), O'Rourke(1976), Clough & O'Rourke(1990) 등이 제안한 0.3%H보다 작으며, Peck(1969)에 의해 제안된 0.5%H보다는 상당히 작은 값을 보이고 있다. (그림 18, 그림 19, 표 5 참조) (한편 Goldberg(1976)는 절대적인 최대 침하량 값을 제시하기 보다는 최대 침하량을 기준으로 한 침하 분포를 제시하고 있어 직접적인 최대 침하량의 비교는 곤란하다.) 또한 본 현장에서 측정된 최대 침하 영향거리는 최종 굴착 단계에서 1.5H 정도로서, 사질토 지반을 기준으로 할 때 기존의 연구자들이 제시한 2.0H~3.0H보다 작게 나타났으나, 11.0m 이상의 전체 굴토 공정에서는 2.0H 정도로서 Peck(1969)이 제안한 2.5H~3.0H보다 작으나 O'Rourke(1976), Gold-

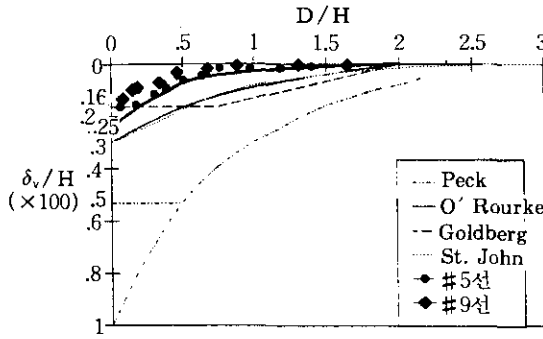


그림 18. 최종 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교 (최종 굴토 깊이 GL-23.7m)

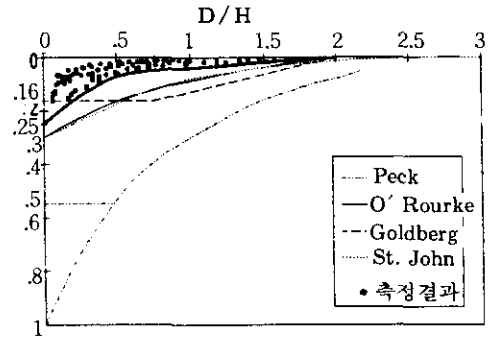


그림 19. 전체 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교 (굴토 깊이 GL-11.0m-GL-23.7m)

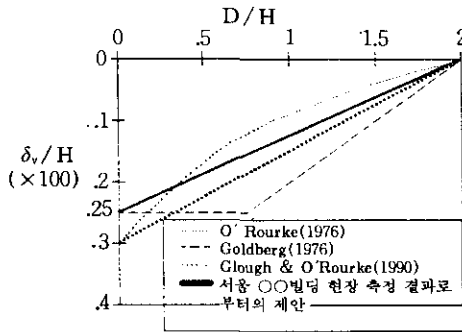
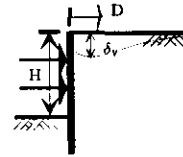


그림 20. 서울 OO빌딩 현장 결과로부터의 제안 포락선



- Peck(1969) : 연약~경고한 점토층 (0.5%, 느슨한 모래와 자갈층)
- St. John(1975) : London 점토층
- O'Rourke(1976) : 단단한 점토층이 끼여 있는 중간~조밀한 모래층
- Goldberg(1976) : 모래층
- 현장 측정 결과 포락선

표 5. 굴착으로 인한 인접 지표의 침하 포락선(H:굴토 깊이)

항 목	제안자	Peck(1969)	St. John(1975)	O'Rourke(1976)	Goldberg(1976)	Clough & O'Rourke(1990)	서울 OO빌딩 현장 측정 결과	
최대 지표 침하량		0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.5%H(?)	0.3%H	0.25%H	
최대 침하 영향 거리		2.5H~3.0H	3.0H	2.0H	2.0H	2.0H	2.0H	
지반 조건		느슨한 모래와 자갈	London의 단단한 점토	단단한 점토층이 중간 중간에 끼여 있는 중간~조밀한 모래	모래 (조립토)	모래	단단~매우 경고한 점토	화강 풍화토

berg(1976), Clough & O'Rourke(1990) 등이 제안한 2.0H와 일치하고 있다.

한편 구조물의 안정성을 판단할 때 일반적으로 절대 침하량과 더불어 부등 침하량이 중요한 판단 기준이 된다. 이러한 구조물 부등 침하와 직결되는 침하 곡선의 위치별 최대 기울기를 분석하면 침하량과 침하곡선의 기울기가 가장 컸던 최종 굴착 단계에서의 측정 결과를 기

준으로 했을 때 0.0H~0.5H 구간에서 1/466 (=2.2/1000)로서 기존의 연구자들이 제시한 기준과 유사한 값을 나타냈다(표 6, 그림 21 참조). 즉, Clough & O'Rourke(1990)의 제시 범위(1.8/1000~3/1000)에 속하며 St. John(1975) 제시치(1/410)의 0.88배로 기존의 연구 결과와 유사하거나 약간 작은 침하 곡선의 각변위를 나타냈다. 또한 0.5H이상의 구간에서

표 6. 굴착으로 인한 인접 지표침하 곡선의 각변위

St. John (1975)		O'Rourke(1976)				Goldberg(1976)			Clough & O'Rourke (1990)		서울 ○○빌딩 현장				
0~0.5H	1/410	0~0.5H	1/380	D(토류벽 위치) 0.5H	1/200 1/333	0~0.75H	0.0	$\delta_{m(\%)/125H}$ (δ_{m} 에 의해 결정) 1/772	1/667	1/1000	$\delta_{m} \leq 500$ mm일 때 최대 1/333	0~0.5H	1/265	0~0.5H	1/466
0.5H~1.0H	1/510	0.5H~1.0H	1/638	1.0H	1/714	0.75H~2.0H	$\delta_{m(\%)/125H}$ (δ_{m} 에 의해 결정)					0.5H~1.0H	1/1048	0.5H~1.0H	1/1274
1.0H~2.0H	1/1538	1.0H~2.0H	1/1111	1.5H	1/5000							1.0H~1.5H	1/5000	1.0H~1.5H	1/3731
2.0H~3.0H	1/6667	-	-	-	-	1.5H 이상	0.0					1.5H 이상	0.0	1.5H 이상	0.0
London의 단단한 점토		단단한 점토층이 중간 중간에 끼여 있는 중간~조밀한 모래				모래(조립토)			모래	단단~매우 견고한 모래 지반	모래와 단단~매우 견고한 점토 지반	화강 풍화토			

진하게 표시된 부분은 포락선으로부터 계산된 값이 아니라 연구자들이 침하 포락선과는 별도로 침하곡선의 각변위에 대해 제시한 값이며 서울 ○○빌딩 현장의 경우 최종 굴도 깊이에서의 침하 곡선을 각 구간별로 회귀 분석한 값임.

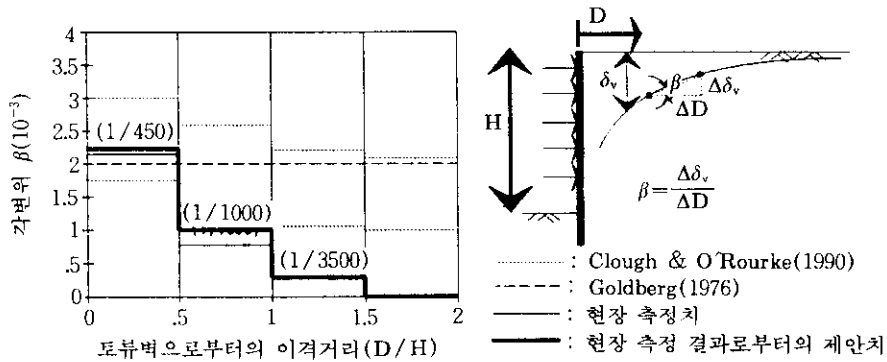


그림 21. 굴착에 따른 인접 지표의 침하 각변위

는 1/1000 미만으로 기존의 연구자들이 제안한 결과보다 작은 값을 나타냈다(Clough & O'Rourke(1990), 1/1000~2.58/1000). 각변위에 관한 본 현장 측정 결과와 이에 준한 제안치를 기존의 연구 결과와 비교하여 도시하면 그림 21과 같다.

풍화토, 풍화암 순으로 구성된 지반 조건을 갖춘 서울 ○○빌딩 현장에서의 측정 결과를 종합하면 평균~양호한 시공 조건 아래에서 침하 포락선을 기준으로 할 때, 최대 지표 침하량

(δ_{m})은 0.25%H, 최대 영향거리(D)는 2H로 제시될 수 있다(단 이것은 굴토로 인하여 힘의 재평형이 이루어질 때까지 발생하는 지표침하임). 또한 본 현장에서의 측정 결과는 St. John(1975), Goldberg(1976) 등에 의해 제시된 침하 포락선보다는 O'Rourke(1976), Clough & O'Rourke(1990) 등에 의해 제시된 침하 포락선과 가장 유사한 결과를 나타내었다(그림 20참조). 또한 침하 곡선의 구간별 최대 기울기는 토류벽으로부터 굴토깊이의 1/2이내

의 범위(0.5H 이내)에서는 Goldberg(1976)에 의해 제시된 기준을 초과하였다(그림 21참조).

3.2.5 굴토로 인한 지표침하의 측정 결과 종합

다음은 경기도 ○○쇼핑센터 현장 및 서울 ○○빌딩 현장에서 측정된 결과로부터 굴착 단계별 침하 분포와 침하곡선의 각변위를 종합하

여 정리한 것이다. 그림 22는 두 현장에서의 침하량 측정 결과를 정리, 비교한 것으로 풍화토 지반인 서울 ○○빌딩 현장에서의 침하량 측정치가 모래질 충적토 지반인 경기도 ○○쇼핑센터 현장에서의 침하량 측정치내에 포함되어 있으나 침하 영향 거리는 거의 유사함을 알 수 있다.

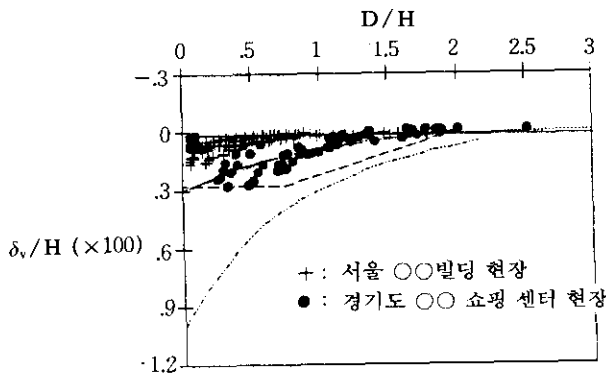


그림 22. 서울 ○○빌딩 현장 및 경기도 ○○쇼핑센터 현장에서의 침하량 측정 결과

또한 그림 23-(a)를 참조하면 침하 곡선의 형태는 서울 ○○빌딩 현장의 경우 삼각형에 가까운 분포 형태이나, 경기도 ○○쇼핑센터 현장의 경우 사다리꼴에 가까운 분포 형태를 보이고 있다(단, 경기도 ○○쇼핑센터 현장의 경우는 토류벽이 지하연속벽으로 벽자갈의 효과가 큰 것으로 판단됨). 두 현장을 모두 고려할 때 경기도 ○○쇼핑센터 현장의 결과인 최대 침하량 0.3%H, 침하 영향거리 2H의 침하 포락선으로 침하에 대한 기준을 삼을 수 있다. 한편 두 현장 침하곡선의 각변위는 일정하게 비교될 수는 없으나 서울 ○○빌딩 현장의 경우 0.0H~0.5H의 범위에서, 경기도 ○○쇼핑센터 현장의 경우 0.5H~1.0H의 범위에서 가장 큰 값을 각각 보이고 있다. 그림 23-(b)는 침하 곡선상에서 두 점간의 수평 거리에 대한 두 점간의 침하량 차이인 각변위중 최대치(β)를 최대 침하량(δ_{max})에 대한 지수 함수로서 나타낸 것이다. 이 그림에서는 최대 침하량

50mm를 기준으로 연약~중간 정도 굳기의 점토 지반과 모래 및 단단~매우 견고한 점토 지반에서의 각변위에 대한 영역이 구분되어 있다. 서울 ○○빌딩 및 경기도 ○○쇼핑센터의 두 현장에서 측정된 굴착 단계별 침하곡선의 각변위와 최대 침하량과의 관계를 Clough & O'Rourke(1990)가 제시한 도표와 비교한 결과, 서울 ○○빌딩 현장에서의 측정 결과는 모두 기준의 제안 범위내(사선으로 표시된 부분, bcdef)에 포함되었으나 경기도 ○○쇼핑센터 현장의 경우, 최종 굴착 단계 부근에서 최대 침하량에 대한 각변위가 기준의 제안 범위를 벗어나는 측정치들이 나타나고 있다. 따라서 두 현장에 대한 측정 결과를 모두 고려할 때 각변위에 대한 기준의 제안 범위는 좀 더 확장되어야 할 것으로 판단된다(그림 23-(b)에서 수평선으로 표시된 삼각형 부분(abf) 영역까지 확장(acde)).

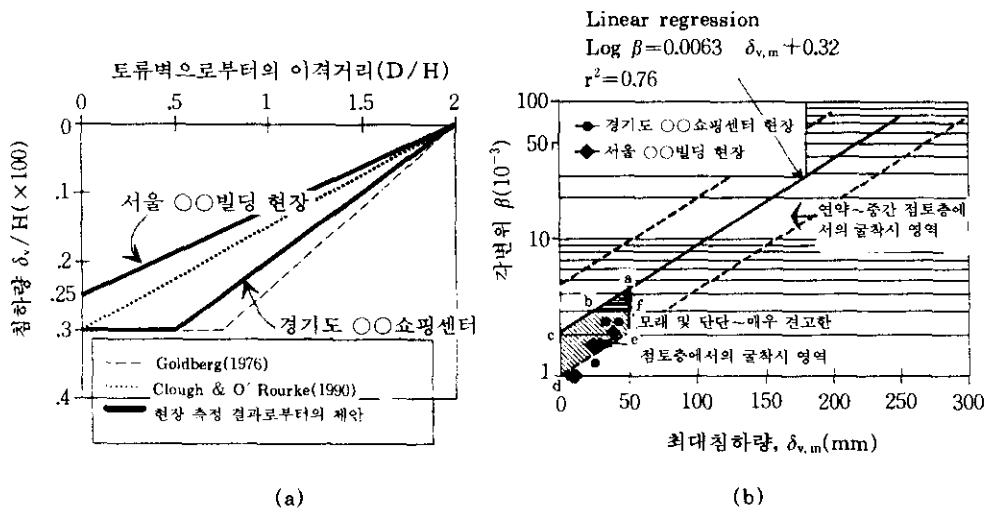


그림 23. 침하 포락선 및 최대 침하량과 각변위와의 관계

3.2.6 수평 변위와 침하

서울 ○○빌딩 현장에서 측정된 굴착 단계별 수평 변위면적(A_h)과 침하량 면적(A_v)의 상호 관계는 그림 24에 나타낸 바와 같으며 대부분의 경우 굴착 단계에 따라 A_h 와 A_v 가 서로 비슷한 경향을 나타내며, 이 때 A_h 보다 A_v 가 작음을 알 수 있다. 또한 그림 24와 그림 25를 참조하면 굴착 단계별 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)와 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 관계 역시, 변위 면적별 상호 관계와 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉 전반

적으로 굴착 공정동안(항상 일정한 관계를 나타내는 것은 아니나) 최대 수평변위가 최대 침하량보다 큰 값을 보이고 있음을 알 수 있다.

한편 국내에서는 굴토로 인한 인접 지표의 침하를 산정할 때 수치해석적 방법 이외에 Caspe(1966)에 의해 제안된 방법을 많이 이용하고 있다. 이 방법은 점성토 지반에 대해 토류벽의 수평 변위를 알고 있을 때 인접 지표의 침하량을 예측하는 방법이다. Bowles(1988)은 이 방법을 약간 수정하여 좀 더 간편한 계산

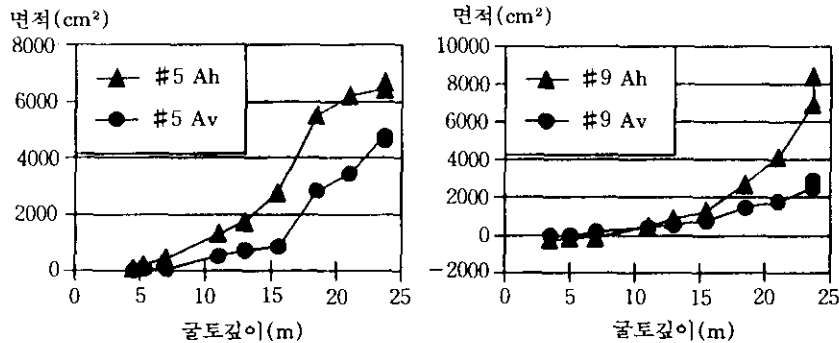


그림 24. 굴착 단계별 수평 변위면적(A_h)과 침하량 면적(A_v)의 상호 관계

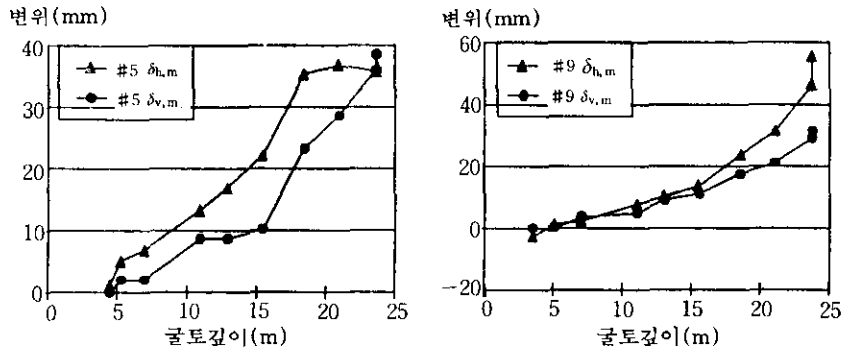


그림 25. 굴착 단계별 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)와 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 관계

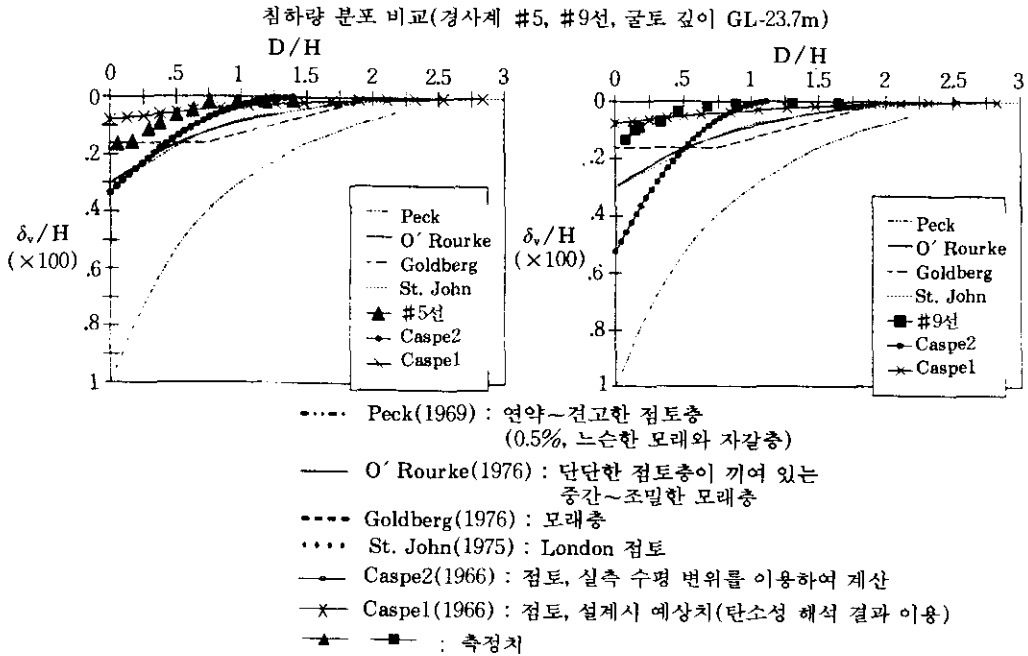


그림 26. 침하량 분포 비교

방법을 제시하고 있는데 Bowles의 간편 계산식과 본 현장에서 측정된 토류벽의 수평 변위 결과를 이용하여 최종 굴착 단계에서의 계산된 침하량과 실측된 침하량의 비교가 그림 26에 제시되어 있다.

그림 26으로부터 알 수 있는 바와 같이 원 설계시 계산된 수평 변위로부터 Caspe방법에 의

해 예상된 값은 측정치보다 더 작은 값을 보이고 있다(경사계 #5 위치의 경우 설계시 계산된 최대 침하량 : 19.0mm, 측정된 최대 침하량 : 38.5mm). 그러나 측정된 수평 변위를 이용하여 Caspe 방법으로 지표침하를 재계산한 결과 오히려 측정치보다 과대한 값(최대 침하량 79.4 mm)을 얻었다. 이에 대한 원인으로는 Cas-

pe 방법이 점성토 지반의 경우에 대해 제시된 것이며 또한 대부분의 경우 계산식 자체가 전체 침하 면적(A_s)이 전체 수평변위 면적(A_h)보다 크게 나오도록 되어 있기 때문이다 ($A_s \approx 1.33A_h$). 그러나 본 현장에서 실측한 결과를 참조하면(그림 24참조) 전체 침하 면적이 전체 수평변위 면적보다 작으며 또한 Clough & O'Rourke(1990)등이 사질토 및 단단한 점성토 지반에 대해 제시한 측정 결과에서도 평균 최대 침하량이 평균 최대 수평변위보다 작게 나타나 있다(평균 최대 침하량: 굴토 깊이의 0.15%, 평균 최대 수평 변위량: 굴토 깊이의 0.2%). 따라서 만약 본 현장과 같은 풍화토, 풍화암 지반에 대해 굴착으로 인한 토류벽의 수평변위 면적이 정확하게 추정되었다면 Caspe의 방법을 적용하는 것은 대부분 과대하게 침하량을 산정하게 될 것으로 판단된다. 그러나 실제로는 설계시 굴착으로 인한 토류벽의 수평 변위를 정확하게 산정하는 것도 상당한 난제들중의 하나이다. 만약 설계시 본 현장의 경우처럼 토류벽의 수평 변위를 실제 발생치보다 과소하게 평가했다면 Caspe 방법에 의해 추정된 침하량 역시 실제 침하량보다 작게 평가하게 된다.

4. 인접 지표의 균열 발생 범위

일반적으로 도심지에서의 근접 굴착시 굴착공사로 인한 현장 주변 인접 구조물의 안정성을 검토하기 위해서는 굴착으로 인한 인접 지반의 영향 영역에 대한 판단이 중요하다. 다음은 앞의 3.2절에서 분석된 서울 ○○빌딩 현장을 비롯하여 인접 지표 및 구조물에 균열 등의 문제가 발생한 7개 현장의 사례를 통하여 굴착공사시 인접 지표의 균열 발생 범위에 대해 정리, 분석한 것이다.

예를 들어 서울 ○○빌딩 현장의 경우 굴토가 완료된 단면 주변에는 주차장, 건물 A, 건물 B의 일부가 포함되어 있다(그림 13 참조). 주차장쪽은 경사계 #5가 설치되어 있는 단면으로 굴토 깊이 18.0m 정도인 상황에서 아스팔트 포장위에 토류벽으로부터 14.5m~18.3m 떨어진 위치에서 최대 폭 4.0mm 크기의 균열이 발생하여 굴토가 완료될 때까지 조금씩 균열폭이 증가하였으며(최대 10.0mm이하) 균열 길이는 거의 일정하게 유지되었다. 한편 건물 B쪽은 GL-11.0m 정도 굴토했을 때 토류벽으로부터 11.9m 떨어진 구조물 외벽을 따라 아스팔트 도로 위에 균열이 발생한 이후 지속되었는데 초

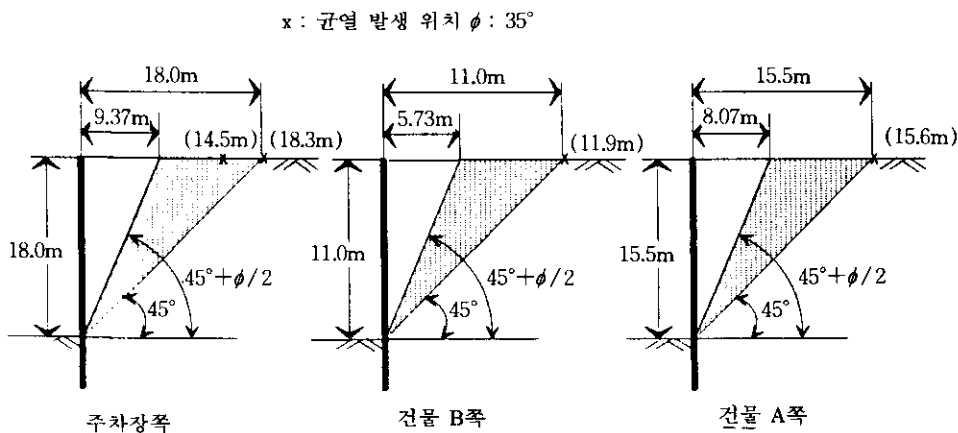


그림 27. 굴토 깊이를 기준으로 한 발생 균열의 위치(서울 ○○빌딩 현장)

기에는 미세 균열이었으나 계속 증가하여 최대 폭 10.0mm 정도까지 확장되었다. 한편 균열이 발생한 위치를 각 굴토 깊이(H)를 기준으로 나타내면 그림 27과 같다.

이와 같이 동일 현장내에서도 문제가 발생한 단면 각각을 하나의 경우로 선택하여, 어느 굴착 단계에서 각 단면의 배면 지표 및 인접 구조물에 발생한 균열 위치(토류벽으로부터의 수평 거리)를 굴토 깊이를 기준으로 나타내면 그림 28과 같다. 여기에서 서울 ○○빌딩 현장에서와 같이 인접 지표 및 구조물의 균열 발견시 현장의 공정을 포함하여 구체적인 굴토 깊이를 확인할 수 있었던 경우(예: 그림 27 참조)는 사각형으로 표시

하였으며, 구체적인 공정을 확인할 수 없었던 현장의 경우는 최종 굴토 깊이를 기준으로 하여 삼각형으로 표시하였다.

결과적으로 국내의 사질토 및 풍화토 지반(토류벽의 근입부는 풍화암 또는 연암에 위치)에서 굴착에 의한 인접 지반 지표의 균열 발생 위치는 굴착 바닥면으로부터 Rankine의 주동 파괴선인 $(45^\circ + \phi/2)$ 선과 45° 선 사이에 대체로 존재하지만 균열 발생의 상한 거리는 기존에 국내에서 연구, 발표된 결과인 굴토 깊이에 해당하는 거리, 김학문 등, (1994)보다 약 10% 정도 크게 나타났다.

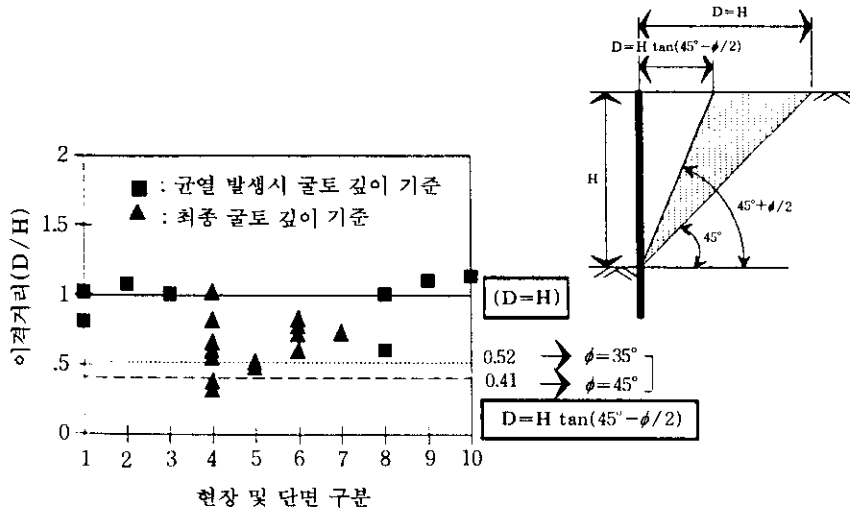


그림 28. 굴토 깊이를 기준으로 한 발생 균열의 위치

인접 지표 및 구조물에 균열이 발생한 7개 현장의 결과를 정리하면 표 7과 같다. 균열 측정 결과가 제시된 현장의 지반 조건은 주로 풍화 잔적토 및 모래질 충적토 지반이며(단, 서울 ○○상가 I, II 현장의 경우는 쓰레기 매립층이 약 10.0m 이상 존재) 토류벽은 풍화암층 및 연암층에 근입되어 있다. 또한 지보의 형식은 스트러트와(4개 현장) 앵커(3개 현장)로 대별되며 토류벽 형식은 엄지말뚝+토류판(4개 현

장), 지하연속벽(2개 현장), 강널말뚝(1개 현장) 등으로 비교적 다양한 편이다. 한편 각 지반 조건이 구체적으로 확인된 각 현장별 지반 조건은 그림 29와 같다. 한편 표 8에 표시되어 있는 현장중 구체적으로 지반 조건이 확인되지 못한 현장의 지반 조건을 개략적으로 살펴보면 다음과 같다. 수도권 ○○지하철 II(4) 현장은 총 7단의 스트러트 지보로 구성되어 있으며 지표로부터 약 2m 정도가 내부 마찰각 28° , GL-

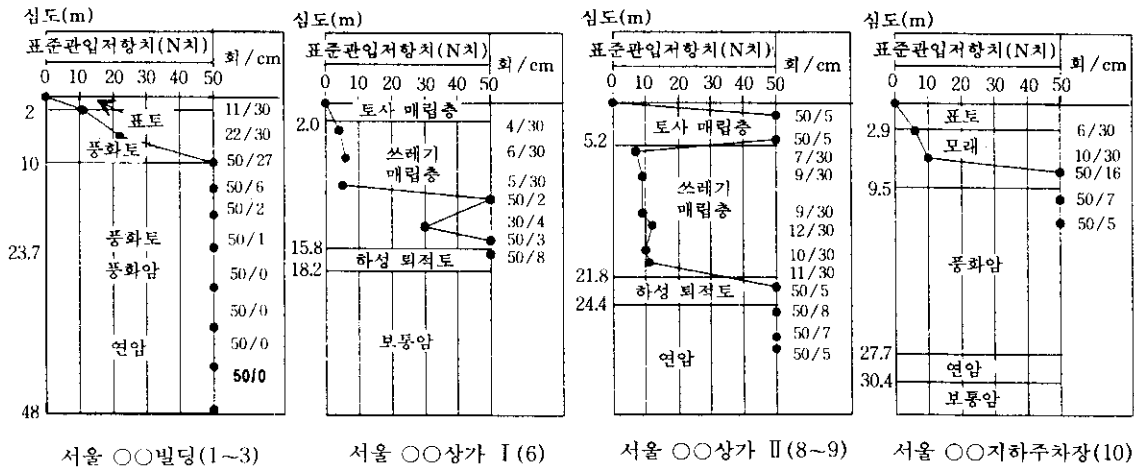


그림 29. 각 현장별 지반 조건

표 7. 인접 지반 및 구조물 균열 사례

현장 및 단면	서울 ○○빌딩 (1~3)*	수도권 ○○ 지하철 II (4)	경기도 ○○ 빌딩 II (5)	서울 ○○ 상가 I (6)	충남 ○○ 백화점(7)	서울 ○○상가II (8~9)*	서울 ○○ 지하주차장(10)*
굴착 깊이(m)	23.7	18.0	24.5	18.0	35.0	18.0~18.5	19.7
토류벽 및 지보 형식	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	지하연속벽, 앵커	강널말뚝, 앵커	지하연속벽, 앵커
균열 발생 위치 (토류벽으로부터의 이격거리(m))	11.9~18.3	6.0~18.5	12.0~13.0	10.95~15.05	26.0	11.25~20.0	22.5
굴착 깊이(H)에 대한 균열 발생 위치	0.81H~1.08H	0.33H~1.03H	0.49H~0.53H	0.61H~0.84H	0.74H	0.61H, 1.11H	1.14H
토류벽 근입부 지반 조건	풍화암	풍화암~연암	연암	풍화암	연암	풍화토 및 풍화암	풍화암
최대 균열 폭(cm)	2	6.6	1	1	2	20 (평균 5~10)	1
최대 균열 길이(m)	19	30	20	70	20	64	12
균열 발생 장소	아스팔트 포장, 2.5m 높이 담장, 건물 출입구	아스팔트 포장, 보도 블록	아스팔트 포장	아스팔트포장, 보도블록	아스팔트포장, 보도블록	아스팔트 포장	인접 건물 복도 바닥, 천정과 벽의 연결부

*서울 ○○빌딩 (1~3), 서울 ○○상가II (8~9), 서울 ○○지하주차장(10) 현장의 경우는 균열이 발생했을 때의 굴착 깊이를 분명히 알 수 있었으나 나머지 현장은 최종 굴착 깊이를 H로 선택하였다(괄호안의 숫자는 단면 구분 번호임). 한편 아스팔트 포장체에 발생한 균열의 경우 주로 포장재 위에 나타난 균열을 기준으로 하였다.

2.0m~GL-9.0m의 구간은 내부 마찰각 27°, GL-9.0m~GL-17.0m의 구간은 내부 마찰각 37°, GL-17.0m 이하는 내부 마찰각 41°로 지층 조건이 나타나 있다. 경기도 ○○빌딩 II (5) 현장은 그림 1-(c)의 경기도 ○○쇼핑센터 현장과 상당히 유사한 지반 조건을 가지고 있는 것으로 확인되었으며 충남 ○○백화점

(7) 현장의 경우는 그림 1-(b)의 충남 ○○쇼핑센터 현장과 유사한 지반 조건을 갖고 있는 것으로 추정된다.

5. 결 론

풍화토 및 모래질 충적토 지반으로 구성된

국내 수도권 도심 지역에서 깊은 굴착 공사시 발생하는 인접 지표침하를 중심으로 현장 측정을 통한 연구를 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 굴토 이전의 공정에서도 지반 조건, 시공 방법 등에 따라 인접 지표에서 상당히 큰 침하가 발생할 수 있다. 풍화토의 두께가 약 10m인 현장에서 최대 침하량은 토류벽에서 4.0m 떨어진 위치에서 18mm, 최대 침하 영향거리는 토류벽 설치 심도의 0.65배까지 나타났다.

(2) 풍화토의 두께가 약 15m인 현장의 굴토 공정에서 최대 침하량은 굴토 깊이의 0.25%, 최대 침하 영향거리는 굴토 깊이의 2배 정도로 나타났으며, 침하 형상은 Clough & O'Rourke(1990)가 제시한 것과 가장 유사한 결과를 보였다.

(3) 실트질 모래층의 두께가 약 20m인 현장의 굴토 공정에서 최대 침하량은 굴토 깊이의 0.3%, 최대 침하 영향거리는 굴토 깊이의 2배 정도로 나타났으며, 침하 형상은 Goldberg(1976) 등이 제시한 것과 가장 유사한 결과를 보였다. 또한 침하 곡선의 각변위가 모래 및 단단한 점토 지반에 대해 기존에 제시된 기준을 초과하는 경우도 있었다.

(4) 7개 현장의 측정 결과, 굴착에 의한 인접 지표의 균열 발생 위치는 굴착 바닥면으로부터 Rankine의 주동 파괴선인 $(45^\circ + \Phi/2)$ 선과 45° 선 사이에 대체로 존재하지만 최종 굴토 깊이의 최대 1.1배 정도의 위치(약 42° 선)까지 지표 균열이 발생하기도 하였다.

참 고 문 헌

1. 김학문 등(1994), "버팀굴착에서 인접 구조물의 영향평가", '94 가을학술발표회 논문집, pp.139-148.
2. Bowles, J. E.(1988), "Foundation Analysis

- and Design", 4th Ed. McGraw-Hill Book Co., pp.658-661.
3. Caspe, M. S.(1966), "Surface settlement adjacent to braced open cuts", JSMFD, ASCE, Vol. 92, SM 4, pp.51-59.
4. Clough, G. W., Smith E. M., and Sweeney B. P.(1987), "Movement control of excavation support systems by iterative design", Found. Eng. Vol. 2, ASCE, Proc. of Congress, pp.869-884.
5. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D.(1990), "Construction induced movements of insitu walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures", Geotechnical special publication No. 25, ASCE, pp.439-470.
6. Goldberg-Zoino and Associates(1976), "Lateral support systems and underpinning", FHA, Vol. 1, PB-257 210, pp.4-22.
7. John Dunncliff(1988), "Geotechnical instrumentation for monitoring field performance", John Wiley & Sons, Inc., pp.207-209.
8. Lambe, T. W., Wolfskill, L. A., and Jaworski, W. E.(1972), "The performance of a subway excavation", ASCE, Proc. of the Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures., pp.1403-1424.
9. NAVFAC(1982), DM-7.2, pp.13-20.
10. O'Rourke, T. D.(1975), "A study of two braced excavations in sands and interbedded stiff clay", Ph. D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
11. Peck, R. B.(1969), "Deep excavations and tunnelling in soft ground", Proc. of 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico, Vol. 4, pp.259-290.
12. St. John.(1975), "Field and theoretical studies of the behaviour of ground around deep excavations in London clay", Ph. D. thesis, Churchill College, Cambridge Univ.

(접수일자 1996. 11. 4)