

## 도심지 지하굴착시 인접지반 거동에 대한 분석

### Analysis of Ground Movement due to Adjacent Excavation in Urban Area

오정환<sup>1)</sup>, Jung-Hwan Oh, 조철현<sup>2)</sup>, Chul-Hyun Cho, 백영식<sup>3)</sup>, Young-Shik Paik

<sup>1)</sup>(주)한국지오컨설턴트 대표이사 기술사, Principal, P.E(Soil & Foundation), Korean Geo-Consultants Co., Ltd.

<sup>2)</sup>(주)한국지오컨설턴트 기술연구소 연구원, Researcher, Korean Geo-Consultants Co., Ltd.

<sup>3)</sup>경희대학교 토목공학과 교수, 공학박사, Professor, Dept. of Civil Eng., Kyunghee University

**SYNOPSIS** : A study was made on the deformation of the braced wall and the ground movement due to adjacent excavation. The lateral displacement of the wall and the vertical settlement of the ground surface were measured at the two construction sites with similar conditions.

The data obtained from the field measurement were analyzed and the results were compared with the values computed by conventional methods.

A parametric study was also conducted regarding the sensitivity of a few major variables by comparing the results obtained by field measurements and the numerical analyses.

## 1. 서 론

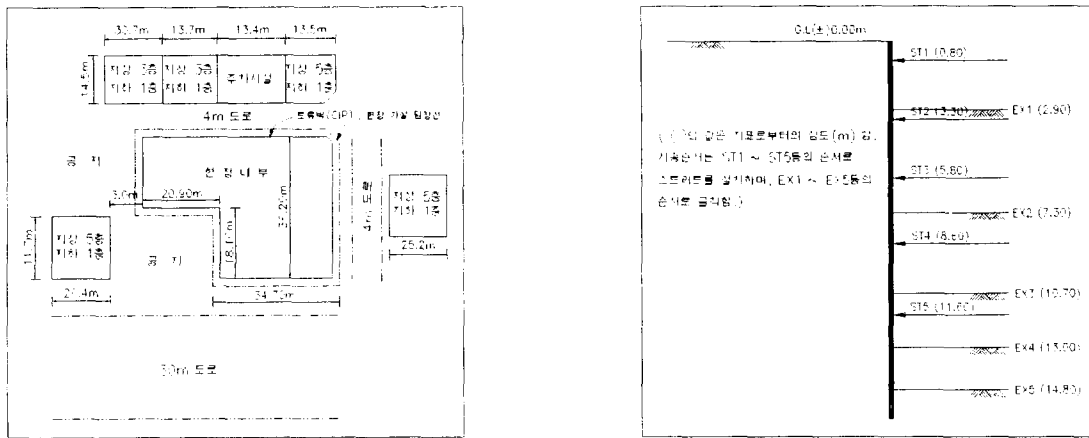
국내의 경제성장과 더불어 최근 수도권 도심지에서는 토지활용의 극대화를 위해 기존의 구조물에 인접하여 대규모, 대심도의 굴착공사가 활발하게 이루어지고 있다. 이러한 도심지에서의 근접시공시 굴착에 의해 현장 인접지반 및 흠막이구조물에 변위가 발생하며 이로 인해 인접구조물과 흠막이구조물 자체의 안정성이 영향을 받을 수 있다. 이처럼 지하굴토 흠막이공이 대형화되고 중요성이 점점 인식되면서 지하굴토시의 주된 관심사항이 흠막이벽체의 안정성뿐만 아니라 주변지반 및 인접건물에 미치는 영향, 공기의 단축 및 공사비의 절감등 다양하고 복잡한 부분까지 해결 방안을 요구하고 있다. 이와같은 면에서 본 논문은 도심지 지하굴착 흠막이공사로 인해 발생하는 흠막이벽의 변형과 인접지반의 지표침하에 대해 현장계측을 중심으로 연구를 실시하여 기존에 제시된 연구결과와 비교·분석하며 다음 2가지 측면에서 검토하였다.

첫째, 도심지 지하굴착중 대체적으로 비슷한 토층구성과 굴착깊이(약 15m)로 시공하는 2개 현장(역삼동 및 여의도 소재 현장)을 선정하여 현장계측을 수행한 후 측정된 계측 data를 흠막이벽의 최대수평변위, 최대지표침하량 및 침하영향거리등으로 정리분석하여 기존 연구결과와 비교하며 둘째, 실측된 계측 data와 탄소성해석법에 의한 수치해석치를 근거로 흠막이구조물의 거동에 대한 주요 변수들의 영향을 연구하였다.

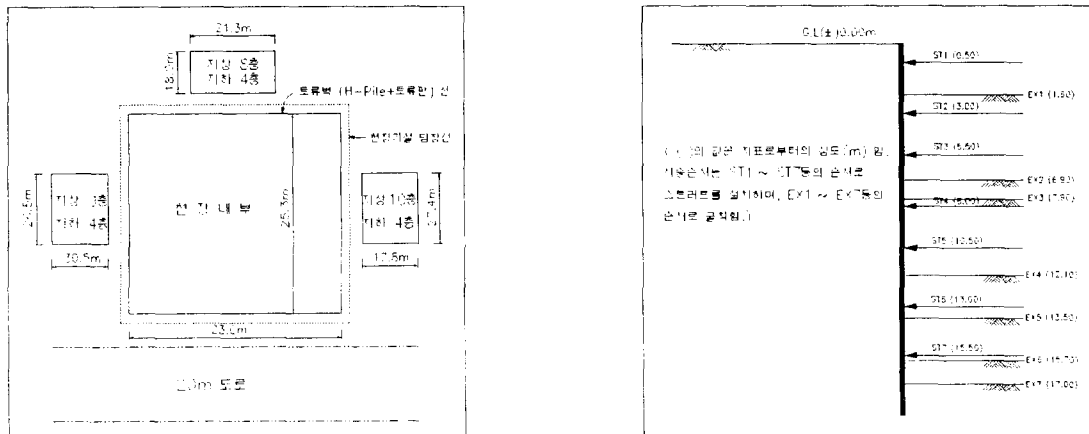
## 2. 각 현장의 공사개요 및 계측현황

### 2.1 공사개요 및 주변현황

역삼동 00빌딩현장은 지하 터파기로 인한 인접지반의 피해를 방지하기 위해 CIP(Cast In Placed Pile) 공법으로 흙막이벽을 형성하고, CIP시공이 곤란한 풍화암층(-)1.0m 이하에서는 엄지말뚝(H-pile)과 토류판으로 시공을 하였으며 스트러트(Strut)로 지지하면서 지표면으로부터 14.8m 깊이까지 굴착공사를 수행하였다. 또한, 여의도 00빌딩현장의 경우 지하 5층, 지상 15층으로 된 철근콘크리트 구조물을 신축하기 위한 공사현장으로 지하층의 축조를 위한 흙막이벽으로 엄지말뚝(H-300×300×10×15)과 토류판을 사용하였고 배면에 차수 및 지반보강 대책방안으로 JSP(Jumbo Special Pattern)그라우팅을 실시하였다. 그림 2.1은 각 현장의 주변현황 및 굴착단계별 단면형상을 나타낸 것이다.



(a) 역삼동 00빌딩 현장

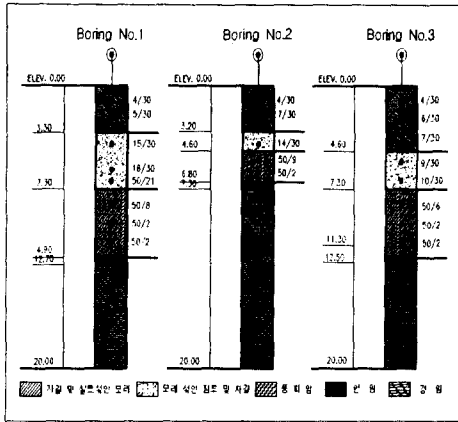


(b) 여의도 00빌딩 현장

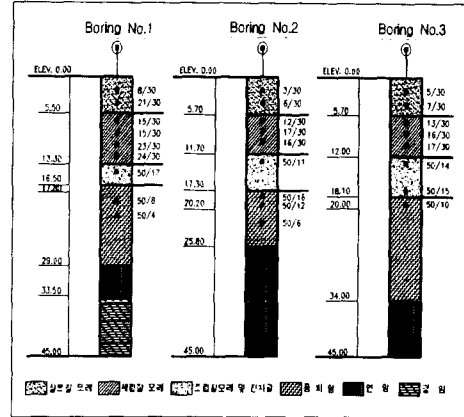
그림 2.1 각 현장의 주변현황도 및 굴착단계별 단면형상

### 2.2 지층구성 및 계측기 설치현황

그림 2.2에 나타낸 두 현장의 지층구조는 상부로부터 매립토, 퇴적토, 풍화암, 연암등의 유사한 분포를 보이고 있으며 공내지하수위는 GL(-)7.8m ~ GL(-)8.6m(역삼동 현장), GL(-)10.2m ~ GL(-)10.8m(여의도 현장)를 나타내고 있다. 또한, 굴착이 진행됨에 따라 수반되는 흙막이벽 및 인접지반 거동을 파악하기 위해 그림 2.3에 나타낸 것과 같이 계측기를 설치하였다.

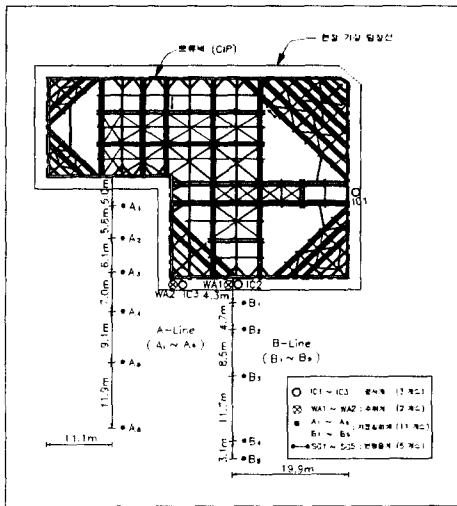


(a) 역삼동 00빌딩 현장

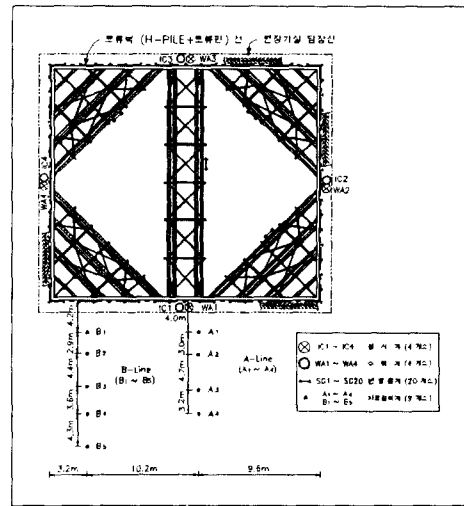


(b) 여의도 00빌딩 현장

그림 2.2 현장지질 주상도



(a) 역삼동 00빌딩 현장



(b) 여의도 00빌딩 현장

그림 2.3 계층기 설치 및 지하굴도 흠막이 평면도

### 3. 굴착으로 인한 인접지반 거동 분석

#### 3.1 흠막이벽의 수평변위량 및 변위형태

굴착단계에 따라 발생하는 최대수평변위의 발생위치는 역삼동 현장과 여의도 현장의 분석결과 두 현장 모두 굴착심도의  $\frac{1}{2}$  정도로 나타나고 있다. 이는 Chang Yu-Ou(1993)등이 최대수평변위 발생위치가 굴착심도와 같다고 제안한 것과 차이를 보이고 있다.(그림 3.1 참조) 이러한 차이의 원인은 굴착심도 부근의 지반강성의 차이로 판단된다.

두 현장의 경우 초기 상부 굴착시 굴착심도 부근에서 최대수평변위가 발생하고 있으나 굴착이 진행되면서 점차로 풍화암, 연암과 같은 강성을 가진 지층이 분포하면서 흠막이벽 근입부의 고정효과로 인하여 굴착심도 부근에서 적은 수평변위가 발생되었다. 따라서 굴착단계별로 발생된 변위를 누가시킨 최대 변위량이 굴착심도 중간부분에서 나타난 것은 상부토사층이 강성이 낮고 굴착심도가 깊어질 수록 근입부분의 지반강성이 크기 때문에 발생한 현상으로 볼 수 있다.

그림 3.2는 굴착심도에 대한 최대수평변위의 분포를 비교한 것으로 Clough & O'Rourke(1990)가 굴착심도에 따른 평균치로서 제시한 0.2 %H와 다소 차이를 보이고 있다.

역삼동 현장의 최대수평변위값은 Clough & O'Rourke(1990)보다 다소 많은 0.28%H를 나타내고 있으며 여의도 현장은 0.1%H로 작게 나타나고 있다. 이러한 원인은 역삼동 현장의 시공과정에서 버팀보 설치시기의 지연과 굴착초기의 지하수위가 최종굴착단계와 비교시 큰 폭으로 저하되어 토립자의 유실 및 압축 또는 압밀침하의 영향으로 판단된다. 또한 여의도 현장의 수평변위가 역삼동 현장보다 적게 발생된 주요 원인은 역삼동 현장보다 조기에 버팀보를 설치하였으며 JSP 그라우팅 시공으로 차수벽 및 지반보강의 효과가 있었던 것으로 사료된다.

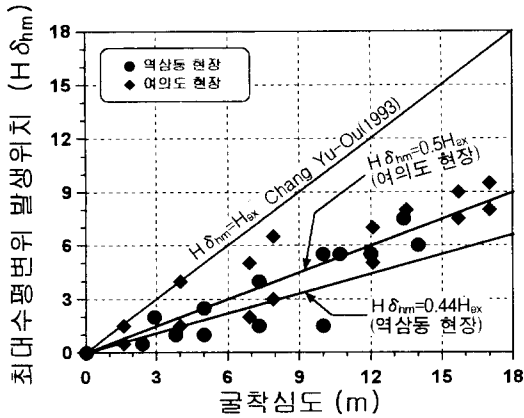


그림 3.1 굴착심도에 대한 최대수평변위 발생위치

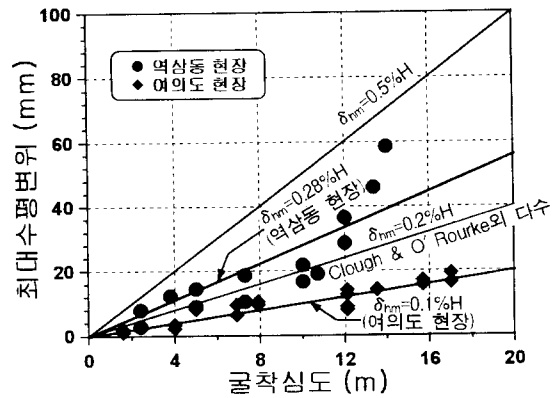


그림 3.2 굴착심도에 대한 최대수평변위의 분포

### 3.2 인접지반의 지표침하량 및 침하형태

역삼동 현장의 지표침하량은 굴착심도에 따라 평균 0.42%H의 침하량이 발생되어 굴토깊이에 따른 평균치로서 Clough & O'Rourke(1990)가 제안한 0.15%H보다 상당히 큰 값을 나타내고 Terzaghi & Peck(1967)이 제안한 0.5%H와 근접한 값을 보이고 있다.

여의도 현장의 경우에는 Clough & O'Rourke가 제시한 0.15%H에 거의 근접한 0.1%H를 나타내고 있으나 역삼동 현장에서 발생된 0.42%H보다는 적은 값을 보여주고 있다. (그림 3.3 참조) 이와같은 현상은 수평변위량이 평균 0.1%H로 다소 적게 발생되어 수평변위량과 밀접한 관계가 있는 지표침하량도 적게 발생된 것으로 보인다.

수평변위량과 지표침하량의 상관관계는 기존의 연구결과 지표침하량이 수평변위량의 0.5~1.0배로 보고된 바 있다.

그림 3.4(a)(b)는 역삼동 현장과 여의도 현장의 최종 굴착단계에서의 침하량을 굴착심도로 정규화하여 나타낸 것이다. 먼저 역삼동 현장의 결과를 살펴보면 최종 굴착단계에서 최대지표침하량은 0.61%H로 나타났고, 침하영향거리는 약 2.2H 정도로 설정되었다. 역삼동 현장에서 측정된 최대지표침하량값 0.61%H는 Clough & O'Rourke(1990)가 제안한 0.3%H와 Peck(1969)에 의해 제안된 0.5%H보다 큰 값을 보이고 있으며 Caspe(1966)방법에 의해 침하량을 산정한 결과보다 더 큰 결과를 나타내고 있다. 이러한 결과는 3.1절에서 언급한 바와 같이 본 현장의 시공 정도가 양호하지 못하고 적절한 시기에 버팀보를 설치하지 않은 상태에서 굴착을 진행하였으며, 굴착시 차수벽의 제기능 부족으로 지하수위 변동이 크게 발생하여 기존의 제시된 연구결과보다 크게 산정된 것으로 판단된다. 또한 침하영향거리는 최종굴착단계에서 2.2H

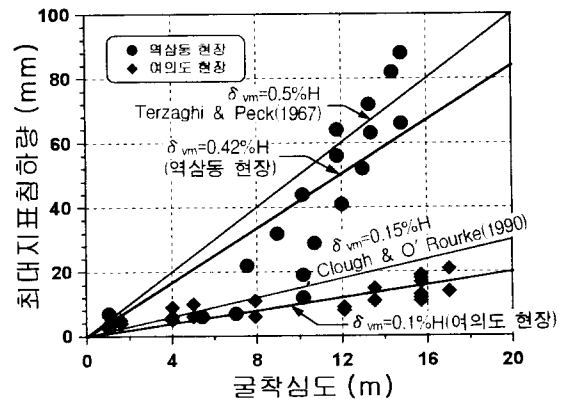


그림 3.3 굴착심도에 따른 최대침하량 분포

로 나타나 Peck (1969)이 제안한 2.5H~3.0H와 St.John(1975)에 의한 3.0H보다는 적으나 O'Rourke(1976), Goldberg(1976), Clough & O'Rourke (1990)등이 제안한 2.0H와 거의 유사하게 나타났다. 여의도 현장의 경우 최종굴착단계에서 최대침하량 및 침하영향거리를 살펴보면 최대침하량의 경우 역삼동 현장에서 측정된 0.61%H와는 다른 결과인 0.16%H로 나타났다. 또한 Peck(1969)이 제안한 0.5%H와 Clough & O'Rourke(1990)에 의한 0.3%H에 비해 작은 값을 나타내고 있으나 Caspe (1966)방법에 의해 산정된 침하 곡선과는 거의 일치하고 있다. 이처럼 기존연구보다 최대침하량이 적게 산정된 원인으로서는 당 현장의 굴착전 지반보강 및 차수벽으로 시공한 JSP 그라우팅의 효과로써 흙막이벽의 강성이 증가되고 굴착전 분포된 지하수위가 굴착과정에서 큰 변화를 나타내지 않았기 때문이라 판단된다. 침하영향거리는 최종 굴착단계에서 1.2H로 기존에 제시된 2.0H~3.0H보다 작게 나타나고 있다. 이는 굴착시 지하수위 변동이 거의 없었으며 흙막이벽의 수평변위량이 전술한 바와같이 0.16%H로 적게 발생한 영향으로 볼 수 있다.

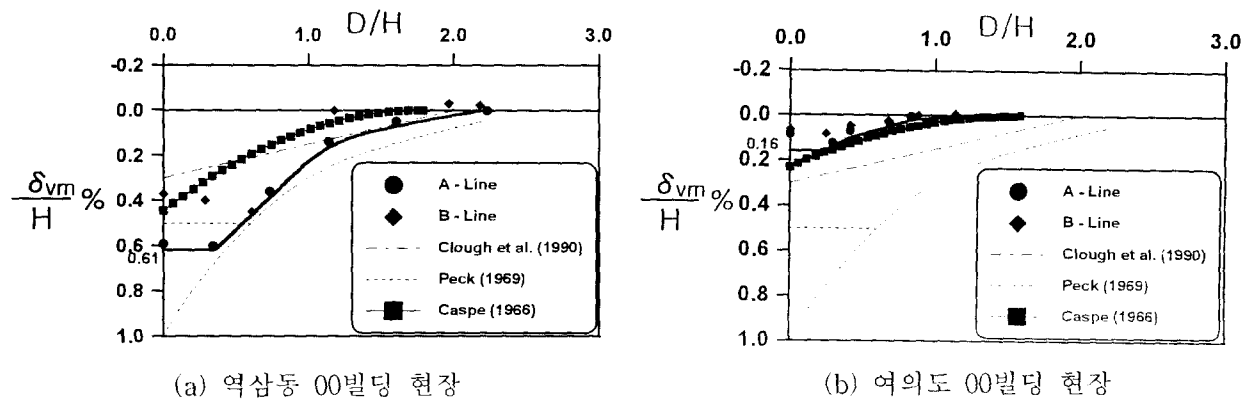


그림 3.4 최종굴착단계에서의 최대지표침하량 및 침하영향거리

표 3.1과 표 3.2는 굴착으로 인해 발생하는 최대수평변위량과 인접지반의 최대지표침하량 및 침하영향거리를 지반조건에 따라 구분하여 본 연구현장에서 나타난 결과와 기존 연구결과를 정리한 것이다.

표 3.1 굴착으로 인한 최대수평변위량(H:최종굴토깊이)

제안자 항 목	Peck (1969)	NAVFAC DM-7.2 (1962)	Clough & O' Rourke (1990)	Chang Yu-Ou 등 (1993)	국내연구사례		역삼동 현 장	여의도 현 장
					이종규 등 (1993)	양구승 (1996)		
최대수평 변 위 량	1.0%H	0.2%H 이하	평 균 : 0.2%H 상한치 : 0.5%H	0.2%H~ 0.5%H	0.2%H 이하	0.13%H	0.28%H	0.1%H
지 반 조 건	단단한 점 토, 잔적토, 모 래	조밀한 사질토, 병적토(till)	단단한 점성토, 잔적토, 모래	실트질 모래와 실트질 점토가 번갈아가며 지 반을 형성	암반을 포함한 다층 지반으로 구성된 서 울지역 4개 현장	화 강 풍화토	실트질 모 래와 질리 가 발달된 암반	조밀한 사질토, JSP 지반보강

표 3.2 굴착으로 인한 인접지반의 지표침하량 및 침하영향거리(H:최종굴토깊이)

제안자 항 목	Peck (1969)	St. John (1975)	O' Rourke (1976)	Clough & O' Rourke (1990)	국내연구사례		역삼동 현 장	여의도 현 장	
					양구승 (1996)	양구승 (1996)			
최대지표 침 하 량	0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.15%H	0.3%H	0.28%H	0.25%H	0.42%H	0.10%H
최대침하 영향거리	2.5H~3.0H	3.0H	2.0H	2.0H	3.0H	2.0H	2.0H	2.2H	1.2H
지 반 조 건	느슨한 모래와 자갈	London의 단단한 점토	단단한 점토층이 중간 중간에 끼 여 있는 중간~ 조밀한 모래	모 래	단단~매우 견고한 점토	실트질 모래와 모 래	화 강 풍화토	실트질 모 래와 질리 가 발달된 암반	조밀한 사질토, JSP 지반보강

## 4. 수치해석 및 실측 Data를 통한 지반거동 매개변수 연구

앞 장에서 현장계측의 결과치를 기 연구결과와 비교·분석한 바와같이 지하굴토 흙막이 공사시 인접 지반 거동현상은 매우 다양하게 발생되고 있는 것을 확인할 수 있었으며, 본 절에서는 사용되는 강재의 강성 및 설치간격에 의한 영향과 버팀보 설치를 위한 굴착깊이가 미치는 영향등의 변수에 대해서 연구를 수행하였다.

### 4.1 흙막이벽 엄지말뚝 근입깊이

흙막이벽의 엄지말뚝 근입깊이가 증가함에 따라 수평변위와 인접지반의 침하량은 감소하는 경향을 보이며 최종굴착깊이에 대한 근입깊이의 비가 0.15일 때 수평변위 및 침하량을 최소한 억제하고 그 이상을 초과하게 되면 수평변위와 침하량은 증가를 나타내고 있다. (그림 4.4 (a)(b) 참조) 또한, 흙막이벽에 발생하는 전단력은 근입깊이에 별다른 영향을 보이지 않고 있으나 모멘트의 경우 최종근입깊이가 최종굴착깊이의 0.15배 이상이 되었을 때 수평변위 및 침하량의 변화와 유사한 형태를 띄며 증가하고 있는 것을 알 수 있다. (그림 4.4 (c)(d) 참조)

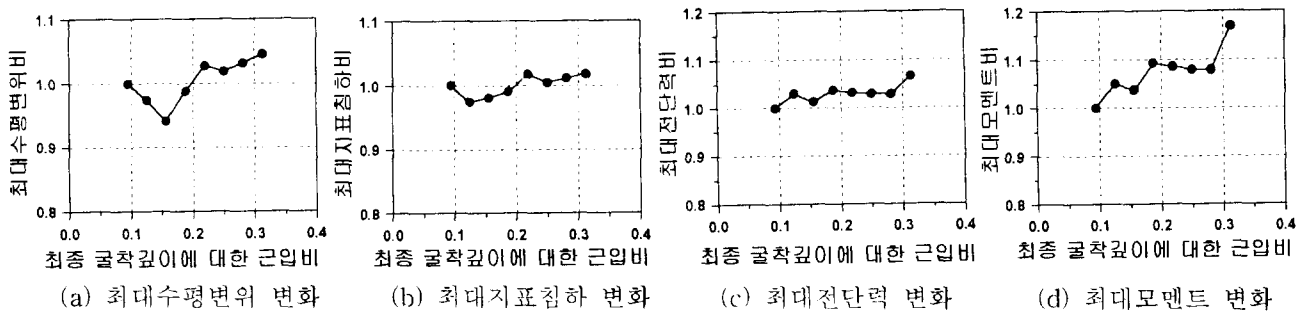


그림 4.4 근입깊이에 따른 토류벽의 수평변위, 침하량 및 부재력 변화  
(각 항목은 근입깊이 1.5m에 대한 상대적인 비임)

### 4.2 버팀보설치 예정지점으로부터 굴착깊이

소단을 설치하지 않고 굴착을 진행할 경우 버팀보설치 예정지점으로부터 0.5m ~ 5.0m정도 굴착할 경우 흙막이벽체 및 인접지반에 미치는 영향을 분석한 결과 흙막이벽체의 수평변위와 인접지반 침하는 버팀보설치 예정지점으로부터 1.5m 너 굴착한 경우 수평변위와 지표침하의 증가량은 미소하게 나타나고 있으나 1.5m를 초과하여 과굴착을 했을 경우 거의 선형적으로 비례하여 증가하고 있다. 흙막이벽체의 최대 전단력과 휨모멘트 또한 버팀보설치 예정지점으로부터 1.5m를 초과하여 굴착할 경우 급속한 증가를 보이고 있다. (그림 4.5 참조) 결론적으로 소단을 설치하지 않고 굴착이 진행될 경우 버팀보설치 예정지점에서 1.5m 이상의 과굴착은 흙막이벽체의 과도한 변형이 발생할 수 있으므로 피해야할 것으로 판단된다.

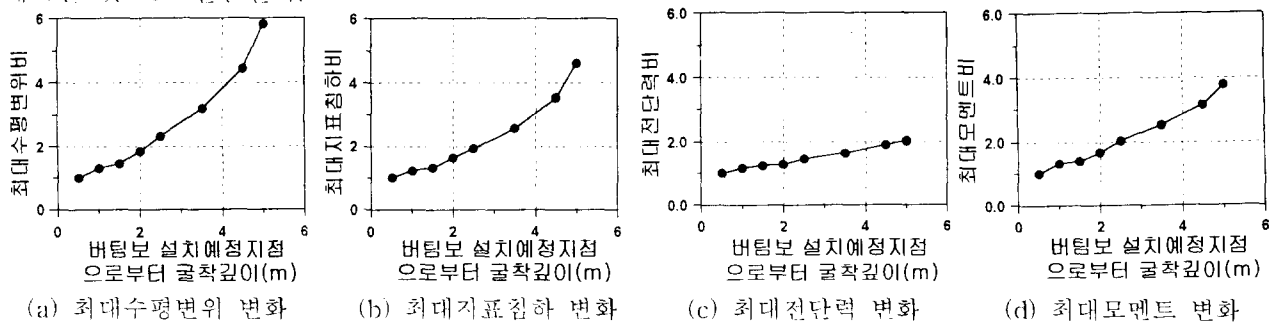


그림 4.5 버팀보 설치 예정지점으로부터 굴착깊이에 따른 영향  
(각 항목은 버팀보 설치예정지점으로부터 굴착깊이 0.5m인 경우의 상대적인 비임)

### 4.3 버팀보(엄지말뚝) 강성 및 설치간격

본 절에서는 버팀보 강성과 버팀보 설치간격에 따른 수평변위와 침하량 및 흙막이벽의 부재력을 분석하여 버팀보 강성에 따른 적절한 설치간격을 검토하였다. 수평변위와 침하량의 해석 결과 버팀보 강성이 클수록 각 경우의 설치간격마다 수평변위와 침하량이 일정한 차이를 보이면서 감소를 나타내고 있으며, 버팀보를 강성이 작고 간격을 좁게 설치한 경우와 강성이 크고 설치간격을 넓게 설치한 경우가 거의 같은 값을 나타내고 있으므로 버팀보 강성의 크기에 따라 시공성 및 공사비 등을 고려하여 설치간격을 결정하는 것이 바람직하다. (그림 4.6(a)(b) 참조) 이와같은 현상은 버팀보 강성의 증가로 인해 흙막이벽에 작용하는 부재력의 증가율보다 수평변위와 침하량의 감소율이 크게 나타나고 있으므로 지반의 과도한 변형을 억제하기 위해서는 어느정도 강성이 큰 버팀보를 사용하는 것이 보다 합리적인 것을 알 수 있다. 또한, 강성이 작은 엄지말뚝을 촘촘히 설치한 경우보다 강성이 큰 엄지말뚝을 넓게 설치했을 경우가 흙막이벽의 변형을 크게 억제하고 부재력은 거의 같은 비율로 증가시키는 효과를 나타내고 있다. 그러므로 버팀보와 마찬가지로 엄지말뚝의 강성 차이는 지반의 변형을 억제하는 중요한 인자로 작용하므로 충분한 강성을 확보할 수 있도록 설계시 반영되어야 할 것이다.(그림 4.7 참조)

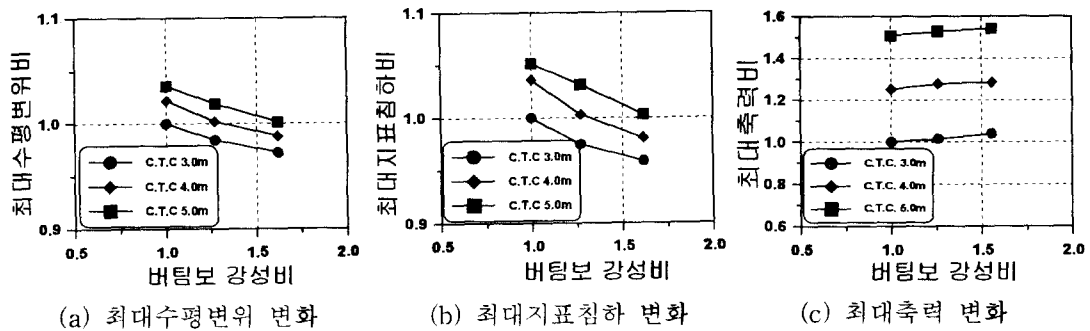


그림 4.6 버팀보 강성과 간격에 따른 흙막이벽의 수평변위, 지표침하량 및 부재력 변화  
(각 항목은 버팀보 강성(EI)  $2.8 \times 10^{10} \text{Kg} \cdot \text{cm}^2$ , 수평간격 (C.T.C)이 3.0m인 경우에 대한 상대적인 비임)

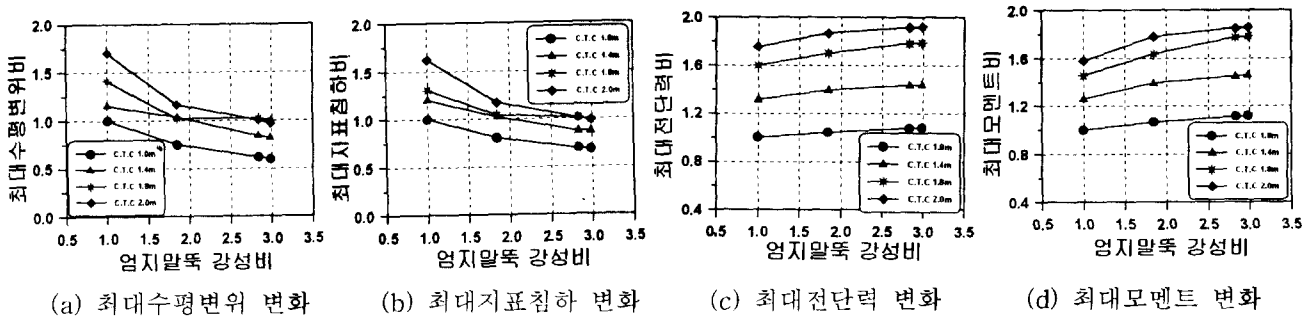


그림 4.7 엄지말뚝 강성과 간격에 따른 흙막이벽의 수평변위, 지표침하량 및 부재력 변화  
(각 항목은 엄지말뚝 강성(EI)  $1.5 \times 10^{10} \text{Kg} \cdot \text{cm}^2$ , 수평간격 (C.T.C)이 1.0m인 경우에 대한 상대적인 비임)

### 4.4 버팀보에 작용하는 Prestress

본 절에서는 Prestress를 설계하중의 10 ~ 90%를 적용시켜 흙막이벽의 거동과 부재력의 변화를 분석하였다. 해석결과 각 경우의 Prestress를 적용했을 때 최대수평변위와 침하량의 변화는 설계하중의 50% 적용시까지 선형적으로 비례하며 감소를 나타내지만 50% 이상의 Prestress를 도입했을 때 수평변위는 오히려 급격한 증가를 보이고 침하량은 더이상 감소되지 않고 일정하게 나타났다. (그림 4.8 (a)(b) 참조) 부재력 또한 Prestress를 설계하중의 50%이상을 적용했을 때 급격히 증가하는 경향을 보이고 있다.(그림 4.8 (c)(d)(e) 참조) 이러한 해석결과는 Hunt(1986), Goldberg (1976) 등이 적절한

Prestress량으로 제안한 설계하중의 50%와 일치하고 있다. 따라서 지반의 변형을 억제하기 위해 많은 양의 Prestress를 적용시키는 것은 Prestress를 적용하지 않을 때보다 더 큰 지반의 변형을 일으킬 수 있고 부재력의 급격한 증가를 가져올 수 있으므로 적당한 Prestress량을 적용하는 것이 가장 큰 효과를 얻을 수 있을 것으로 판단된다.

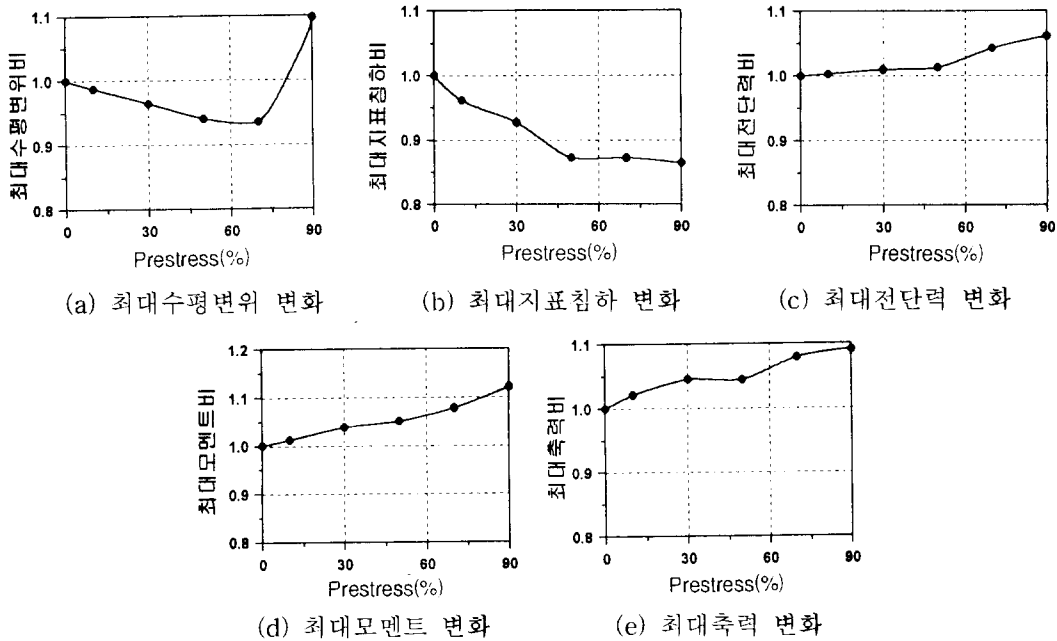


그림 4.8 버팀보에 작용하는 Prestress에 대한 영향  
(각 항목은 Prestress를 적용하지 않은 경우의 상대적인 비임)

#### 4.5 내부마찰각( $\phi$ )

사질토를 대상으로 점착력(c)은 무시하고 내부마찰각( $\phi$ )을 변화시켜 흙막이벽 및 인접지반의 거동과 부재력을 검토해본 결과 최대수평변위와 최대지표침하의 거의 같은 거동을 나타내고 있으며 내부마찰각이 증가할 수록 수평변위와 지표침하의 큰 감소율을 나타내고 있으나 내부마찰각이 30° 이상일 때는 변화가 거의 없는 것으로 나타났다. (그림 4.9 (a)(b) 참조) 최대전단력과 최대휨모멘트는 내부마찰각이 증가할 수록 거의 유사한 감소율을 나타내며 급격하게 감소하고 있음을 알 수 있다. (그림 4.9 (c)(d) 참조) 결국 내부마찰각의 변화에 따라 수평변위와 지표침하 및 부재력에 큰 영향을 미치고 있으므로 이를 잘못 산정하여 적용할 경우 지반거동에 대해 과다 또는 과소평가될 우려가 있다. 따라서 실제 지반이 갖고 있는 흙의 성질을 파악하여 해석하는 노력이 필요하게 되며, 시공시 발생하는 변위를 정확히 추정하여 역해석등에 활용할 수 있는 방안에 대한 연구가 요구된다.

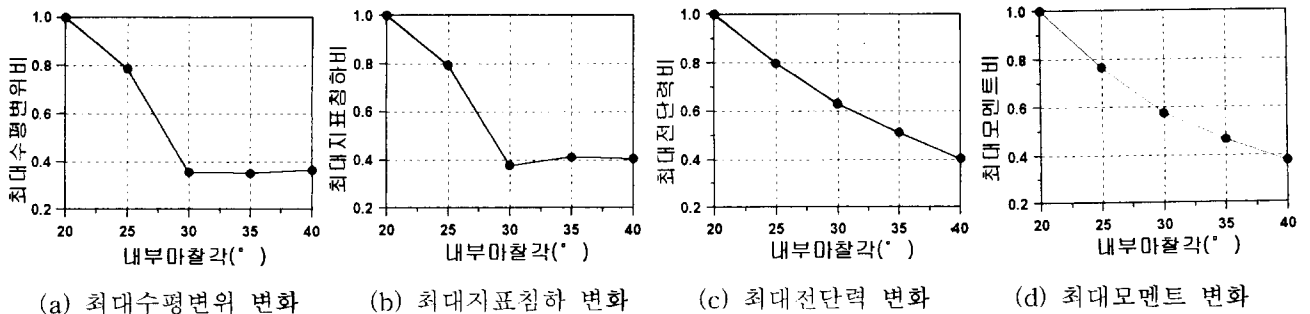


그림 4.9 내부마찰각의 변화에 따른 흙막이벽의 수평변위, 지표침하량 및 부재력 변화  
(각 항목은 내부마찰각  $\phi=20^\circ$  인 경우에 대한 상대적인 비임)



## 5. 결 론

도심지 지하굴착 흙막이공사로 인해 발생하는 흙막이벽의 수평변위와 인접지반의 지표침하에 대해 현장계측을 중심으로 연구를 실시한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 실트질 모래와 질리가 발달된 암반으로 구성된 역삼동 현장의 각 굴착단계마다 발생한 최대수평변위량의 평균값은 0.28%H(H : 굴착깊이)로 나타나 Clough & O'Rourke (1990)등이 제안한 0.2%H에 근접하고 있으며 조밀한 사질토로 구성된 여의도 현장의 경우에는 0.10%H의 최대수평변위량이 발생되어 기존의 연구결과에 비해 적은값을 나타내고 있는데, 이는 J.S.P 그라우팅 효과에 의한 영향으로 볼 수 있다.

2. 굴착에 따른 인접지반의 최대지표침하량 및 침하영향거리는 역삼동 현장의 경우 각 굴착단계마다 발생한 최대지표침하량의 평균값은 0.42%H로 나타나 Terzaghi & Peck(1967)등이 제안한 0.3%H ~ 0.5%H와 유사한 값을 보이고 침하영향거리는 2.2H로 O'Rourke(1976), Goldberg(1976), Clough & O'Rourke(1990)등이 제안한 2.0H ~ 3.0H와 유사하게 나타났다.

여의도 현장의 경우에는 각 굴착단계별 발생된 침하량을 누가시킨 최종 굴착단계에서 0.16%H의 침하량을 나타내 기존 연구결과 보다 작게 나타나고 있으나 Caspe(1996) 방법에 의해 산정된 침하곡선과는 거의 일치하고 있다. 침하영향거리는 1.2H로 기존에 제시된 2.0H ~ 3.0H보다 작은 결과를 보이고 있는데 이는 J.S.P 그라우팅 효과에 의한 수평변위량값이 적게 발생되었던 영향으로 볼 수 있다.

3. 수치해석을 통해 지반굴착에 의한 지반거동과 흙막이 부재력에 영향을 미치는 주요변수를 연구한 결과는 다음과 같다.

1) 흙막이벽의 엄지말뚝 근입깊이는 최종 굴착깊이에 대한 근입깊이의 비가 0.15일 때 수평변위 및 침하량 값이 가장 적게 발생하고 있다.

2) 소단을 설치하지 않고 버팀보설치 예정지점으로부터 과굴착할 경우 수평변위, 지표침하 및 부재력은 버팀보설치 예정지점으로부터 1.5m를 초과하여 굴착 했을 경우 거의 선형적으로 비례하여 증가하고 있다.

3) 버팀보(엄지말뚝) 설치간격에 관계없이 버팀보 강성이 클수록 수평변위와 침하량은 감소하는 경향을 보이고 있으며, 버팀보(엄지말뚝)를 강성이 작고 간격을 좁게 설치한 경우와 강성이 크고 설치간격을 넓게한 경우가 거의 같은 값을 나타내고 있으므로 시공성 및 공사비등을 고려하여 버팀보(엄지말뚝) 강성의 크기에 따라 설치간격을 결정하는 것이 바람직하다.

4) 버팀보에 작용하는 Prestress를 설계하중의 50%를 가할 경우 흙막이벽의 변형을 최소화한 억제시키고 부재력 또한 급격하게 증가되지 않은 것으로 나타났으며 이는 Hunt(1986), Goldberg(1976)등이 제안한 것과 일치하고 있다.

5) 사질토지반(C=0)에서 내부마찰각( $\phi$ )의 변화에 따른 흙막이벽 및 인접지반의 거동은 내부마찰각이 증가할수록 수평변위와 지표침하는 크게 감소하고 있으나 내부마찰각이 30° 이상일 때는 변화가 거의 없는 것으로 나타났다. 또한 부재력은 내부마찰각이 증가함에 따라 일정한 크기로 감소하는 현상을 나타내고 있으며, 이는 작용 토압이 감소한 결과로 볼 수 있다.

4. 끝으로 향후 도심지 지하굴착시 수반되는 흙막이벽의 거동과 인접지반의 지표침하에 대한 연구는 보다많은 계측자료를 이용하여 다각적인 검토가 이루어져야 할 뿐만아니라 나아가 역해석에 대한 연구가 활발히 이루어져 원지반의 물성치 및 지반상태를 정확히 파악하여 실제현장에 맞는 시공관리 즉, 정보화 시공관리가 이루어지도록 하는 것이 바람직할 것으로 사료된다.

## 6. 참고문헌

1. 건설부(1992). “구조물 기초설계 기준”
2. 양구승 (1996). “도심지 깊은 굴착시 발생하는 인접 지반 지표침하 분석”, 서울대학교 박사학위 논문
3. 오정환 (1995), “EXCAV S/W의 적용기법(Ver. 4.00)”, (주)한국지오컨설팅트
4. 오정환 (1997). “지반 굴착공에서의 계층계획 수립 및 관리요령”, 정보화시공·지반굴착위원회 공동 학술 발표회 논문집, 한국지반공학회
5. 이종규 (1993). “다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포”, 지반공학회지, Vol. 9, No. 1
6. 한국지반공학회 (1992). “굴착 및 흙막이공법”, 지반공학시리즈 3권, pp 433~446
7. Bowles, J. E. (1988). “Foundation Analysis and Design”, 4th Ed., MGH
8. Caspe, H. S. (1966). “Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts”, JSMFD, ASCE, Vol. 92, SM. 4, pp 51~59
9. Chang-Yu Ou, Pio-Go Hsieh and Dar-Chang Chiou (1993). “Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation”, Canadian Geotech, J. 30, pp 758~767
10. 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
11. 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
12. Fry, R. H. and Rumsey, P. B. (1983). “Prediction and Control of Ground Movement Associated with Trench Excavation”, Water Research Centre
13. Goldberg-Zoino and Associates (1976). “Lateral Support Systems and Underpinning”, Vol. 1, FHA, PB-257 210, pp 4~22
14. Mana, A. I. and Clough, G. W. (1981). “Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay”, ASCE, Vol. 107, No. GT6, June, pp 759~777
15. NAVFAC (1982). “DM-7.2”, pp 13~20
16. O’Rourke, T. D. (1981). “Ground Movements Caused by Braced Excavations”, ASCE, Vol. 107, No. GT9, September, pp. 1159~1177
17. 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
18. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). “Soil Mechanics in Engineering Practice”, 2nd Ed, John Wiley and Son, Inc., New York, pp. 572
19. Tomlinson, M. J. (1986). “Foundation Design and Construction”, 5th Ed., Longman Scientific & Technical, pp 607