현장계측과 수치해석을 이용한 흙막이벽체 수평변위 연구

A Study on Lateral Deformation of Braced Cuts by Field Measurements and Numerical Analyses

김동건[1], Dong-Gun Kim, 배규안[2], Kyu-An Bae, 전상현[3], Sang-Hyun Jun, 유남재[4], Nam-Jae Yoo

[1] 강원대학교 토목공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Kangwon Natl. Univ.
[2] 강원대학교 토목공학과 석사과정, Master Course, Dept. of Civil Engineering, Kangwon Natl. Univ.
[3] 세경대학 토목과 전임강사, Full-time Lecturer, Dept. of Civil Engineering, Saekyung Univ.
[4] 강원대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Kangwon Natl. Univ.

SYNOPSIS : In this study, applicability of software used to analyze the lateral deformations and its shape of braced cuts, executed to excavate the ground for constructing the underground structures, was assessed by performing field measurements and numerical analyses and their behaviors were also compared with results of previous studies. Three typical sections, located at the construction site where the subway was on the process of construction at Suwon city in Gyeonggido, were chosen and the data of field measurement at those sections were collected. Numerical analyses with FEM technique of using the software PLAXIS and elasto-plastic approach of using the software MIDAS were performed. In general, the deformed shapes of braced cut, obtained from numerical approaches, were in relatively good agreements with results from field measurements. For sections of A-A and B-B, measured values were greater than analyzed ones whereas they were in relatively good agreements in the section C-C. As results of comparing the values from the measurements and the estimations, they were found to be close to each other so that numerical approaches were assessed to be appropriate to estimate the lateral deformation. The numerical technique with FEM was preferred to use because it estimated closer to the measurements than the elasto-plastic approach.

Keywords : lateral deformation, braced cut, field measurement, numerical analyses

1. 서 론

최근의 도심지 개발은 관련법규 충족 및 지하공간의 활용을 극대화하기 위하여 기존 구조물과 인접하여 대심도, 대규모 지하굴착 작업이 불가피하게 요구되고 있다. 도심지에서 굴착은 필연적으로 흙막이 구조물 및 주변지반에 변형을 발생시키며 이로 인하여 인접구조물과 흙막이 구조물 자체의 안전성에 영향을 미치게 된다. 또한 흙막이벽체 및 주변지반의 과도한 변형거동은 흙막이벽체 자체의 하자 또는 인접건물 및 지하 매설물등의 하자발생으로 이어져 민원 및 복구비용 등 인적 및 물적 피해를 야기시킬 수 있다.

이러한 피해방지를 위해 설치되는 흙막이 구조물은 굴착 시 주변의 흙이나 물이 굴착 공간내로 유입되는 것을 막고, 주변구조물의 안정을 유지하기 위하여 설치하는 구조물이다. 이 때 굴착공사로 인하여 발생하는 측압에 저항하도록 일반적으로 지보재를 설치하는데, 지보재의 종류로는 대표적으로 버팀대

(strut)와 앵커(earth anchor)가 널리 사용되고 있다. 또한 굴착지반에 설치되는 흙막이구조물의 설계 시 중요한 사항은 굴착에 따른 주변지반의 거동과 흙막이구조물에 작용하는 측방토압이다. 이러한 사항들은 지반조건, 굴착 깊이, 흙막이벽체의 강성, 지지시스템, 시공방법 등과 같은 여러 요인에 영향을 받으므로 그 거동의 정확한 현상을 규명하는 것은 어려운 일이나 이러한 요인들을 검증하기 위한 계측시스템의 도입이 현장의 시공성을 증대시켜주고 있다.

따라서 본 연구에서는 지반 굴착 시 측정된 계측자료와 수치해석 프로그램을 이용하여 두 결과를 비교 분석한 후 해석프로그램의 적용성 및 기존 연구자료와의 관계를 검토하고자 한다.

2. 이론적 배경

2.1 흙막이벽체에 작용하는 토압

Bowles(1996)는 버팀보로 지지된 흙막이벽체의 변형에 따른 측방토압분포를 그림 1과 같이 나타내었다. 단계별 굴착에 따른 측방토압분포는 굴착깊이에 따라 사각형분포를 나타내고 있다. 이때의 측방토압분포는 버팀보의 반력에 직접적인 관계가 있으며, 굴착 시 흙막이벽체를 굴착면 쪽으로 변형시키는 주동토압과는 관계가 거의 없다고 하였다. 흙막이벽체 설계 시 적용하는 토압은 근입부의 토압분포를 합리적으로 파악하는 방법이 확립되어 있지 않기 때문에 흙막이벽체의 근입 깊이를 구하는 경우와 흙막이구조물 설계 시 단면을 결정하는 경우에 각각 다르게 가정하는 것이 일반적이다. 따라서 많은 학자들이 굴착 현장의 실측결과로부터 설계에 필요한 경험적인 토압분포를 제시하였다. 이러한 경험토압은 주로 지보재의 축력을 환산한 것이며, 이때 산정된 토압은 실제토압이 산정된 값과 같이 분포하는 것이 아니고 흙막이벽체의 버팀보에 예상되는 최대하중을 산정하기 위하여 만든 토압의 포락선이다.

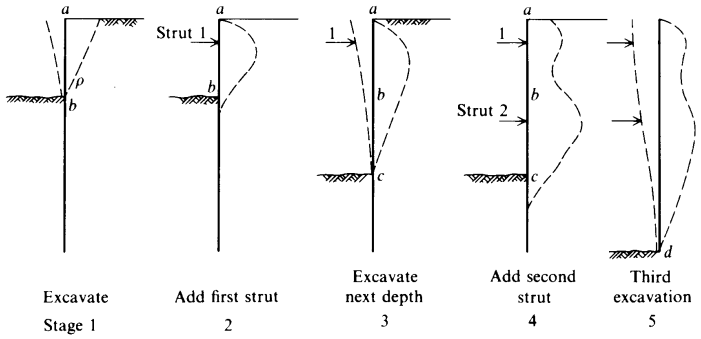
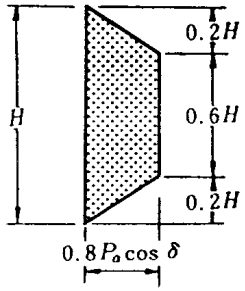


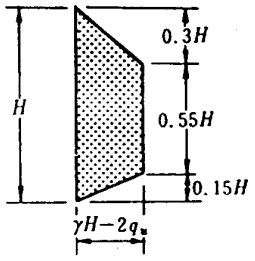
그림 1. 굴착 단계별 토압의 변화

2.1.1 Terzaghi & Peck의 토압분포

Terzaghi & Peck(1948)은 버팀보로 지지된 흙막이 굴착 현장에서 얻은 측정토압으로 벽체와 버팀보의 설계를 위한 토압분포도를 그림 2와 같이 제안하였다. 이러한 토압분포는 점성토지반의 경우는 시카고 지하철공사의 굴착현장(Peck(1943))에서, 사질토지반의 경우는 베를린 지하철공사의 굴착현장(Spilker, 1937)에서 버팀보 하중의 계측치를 근거로 하였다. 그 후 더욱 많은 굴착 현장에서 측정된 버팀보의 반력을 근거로하여 그림 3과 같이 수정된 토압분포도(Terzaghi & Peck(1967), Peck(1969))를 제안하였다. 이 토압분포는 굴착 깊이가 약 8.5m에서 약 12m까지 한정된 범위에서 측정된 결과로 부터 얻은 것이기 때문에 이보다 깊은 굴착에 적용할 경우에는 주의가 요한다고 하였다.

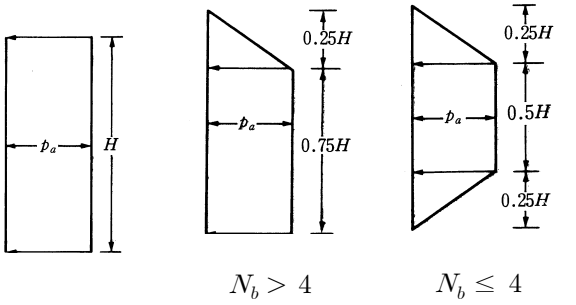


(a) 모래지반



(b) 점토지반

그림 2. Terzaghi & Peck의 토압분포

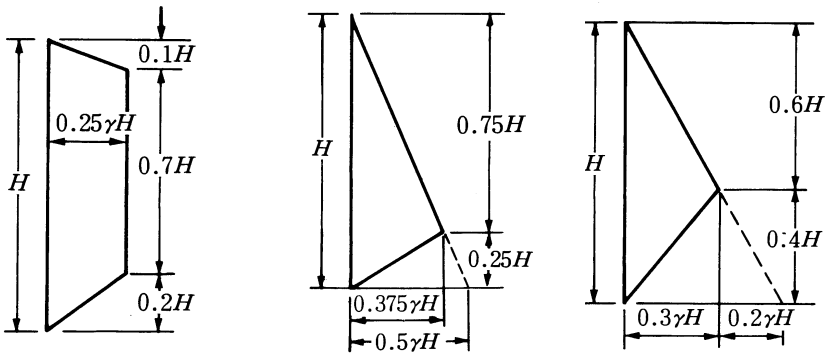


(a) 모래지반 (b) 연약~중간 점토 (c) 견고한 점토

그림 3. Terzaghi & Peck의 수정 토압분포

2.1.2 Tschebotarioff의 토압분포

소성점토에 대해서는 모래와 같이 아칭작용에 의한 상부토압의 증가가 없다고 생각하고 측압계수를 압밀평행상태의 측압계수와 거의 같다고 하여 K_0=0.5를 사용하여 굴착 깊이 구간의 토압을 수압분포형태로 하였다. 점토(stiff clay/medium clay)의 경우는 굴착 저면 상부의 어느 일정 높이 구간에서 부터 하부로 가면서 토압이 직선적으로 감소하여 굴착 저면에서는 토압이 0이 되도록 토압분포를 수정하였다. Tschebotarioff는 이와 같은 토압의 감소를 굴착 저면의 상부에서 하부로 전단응력이 전달되기 때문이라 하였다. Tschebotarioff(1973)는 Terzaghi & Peck의 토압분포를 수정하여 그림 4와 같은 버팀보 설계를 위한 토압분포를 제안하였다.



(a) 모래지반 (b) 견고한 점토지반 (c) 중간정도의 점토지반

그림 4. Tschebotarioff의 토압분포

2.2 흙막이벽체의 수평변위

흙막이벽체의 수평변위를 예측하는 것은 흙막이벽체의 변형이 복잡한 지반조건, 시공조건, 굴착순서, 시공관리의 품질 등에 영향을 받기 때문에 매우 어려운 문제이다. 흙막이벽체의 수평변위 예측방법으로서는 측정치를 참고하는 방법이나 수치해석법 등이 있다.

Clough & O'Rourke(1990)는 그림 5와 같이 흙막이벽체의 최대 수평변위량은 벽체의 종류에 관계없이 대부분 굴착깊이의 0.5%이내라고 하였으며 평균적으로 굴착깊이의 0.2%가 된다고 제안하였다. 여기서 흙막이공법은 소일 네일(soil nail) 및 소일시멘트벽(soil cement wall)까지 포함된다고 하였다.

그림 6은 흙막이벽체의 최대수평변위에 대하여 굴착저면지반의 N치와의 관계를 나타낸 것이다(실용

연약지반 대책기술 총괄편집위원회(1993)). 그림을 이용하면 굴착이 실시되기 전에 굴착지반에 대한 표준관입시험결과만 있으면 흙막이벽체의 예상 변형량을 쉽게 추정할 수 있다. 굴착저면지반의 N치가 10 이하인 지반에서는 벽체의 종류에 관계없이 수평변위량이 크게 발생하고 있음을 알 수 있다.

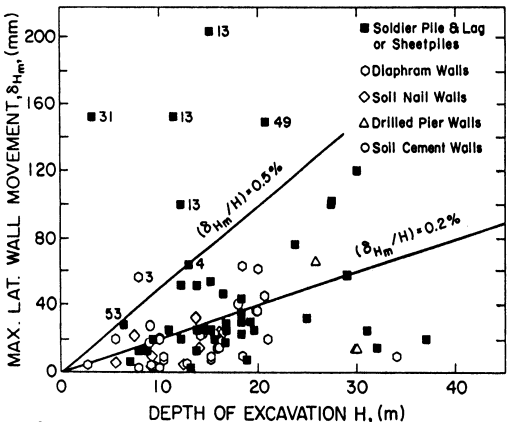


그림 5. 흙막이벽체 최대변위량 (견고한점토, 잔류토 및 모래지반)

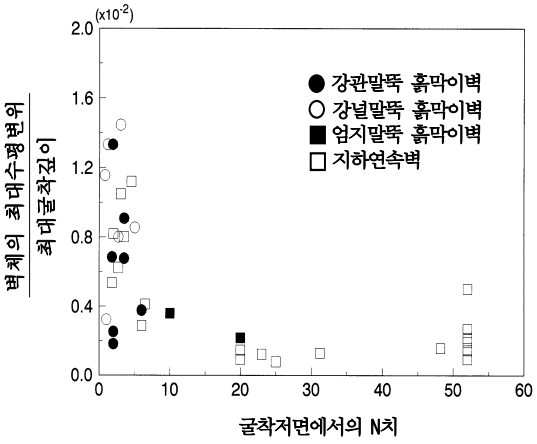


그림 6. 굴착저면의 강도와 흙막이벽체 최대변위량의 관계

3. 현장계측

3.1 현장개요

본 연구대상지역의 흙막이 벽체는 H-Pile+토류판 공법으로 지보공법은 버팀보(strut) 공법, 제거식 anchor 공법이 단독 또는 혼합 적용되었다. 이중 본 연구대상 단면은 그림 7에서 사각형으로 표시된 "단면 A-A"~"단면 C-C" 총 3곳으로 결정하였다. 단면 A-A 및 B-B는 상부 3단은 버팀보(strut)로 하부 5단은 제거식 anchor 공법이 적용되어 총 8단으로 지보재가 시공되었으며 단면 B-B는 제거식 anchor 6단으로만 시공되었다. 지층분포상태는 지표로부터 매립토, 풍화토, 풍화암의 층서로 분포한다.

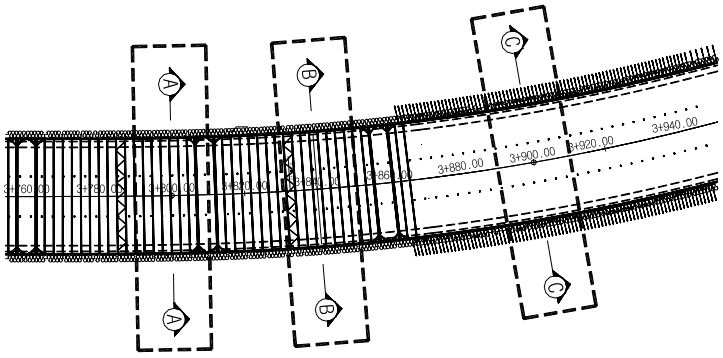
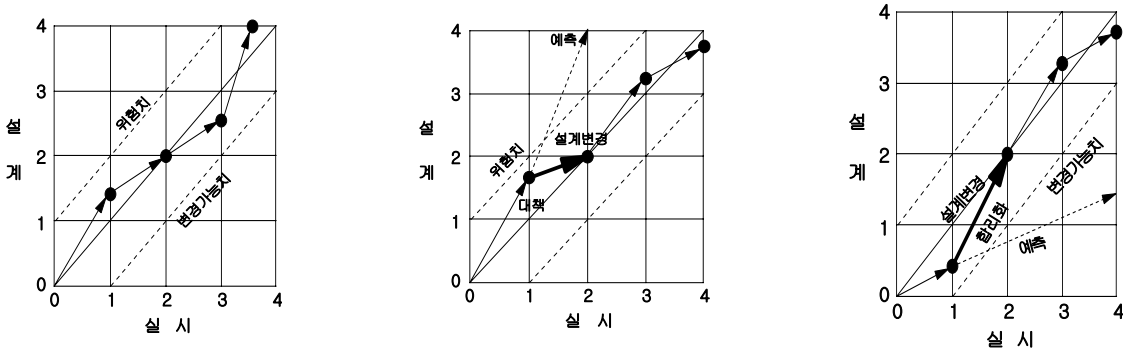


그림 7. 계획 평면도

3.2 계측관리 기준

흙막이굴착공사에 있어서 계측관리는 공사를 안전하고 합리적으로 진행하기 위한 판단자료를 얻는다는 점에서 매우 중요한 역할을 담당하고 있다. 그림 8은 현장계측치에 대한 활용방안을 모식적으로 나타낸 것이다(機田등(1985)). 그림 8(a)의 경우는 계측관리에 의해서 얻어진 실측치가 설계치와 비교해서 양호한 관계를 보이고 굴착공사에는 문제가 거의 없으며 계측치는 그 자체로서 굴착현장에 활용될 수

있다. 그러나 그림 8(b) 또는 그림 8(c)와 같이 계측치가 설계치에 비해서 과대한 경우(위험측)와 과소한 경우(과안정측)가 있다. 위험측의 경우에는 우선 긴급대책을 강구하고 그 후의 공사가 어떻게 진행되는가에 따라 재설계가 필요하게 된다. 과안전측의 경우에는 긴급대책은 요구되지 않지만 공사를 경제적이고 합리적으로 진행하기 위하여 재설계를 고려할 필요가 있다. 재설계가 실시된 후의 공사는 이것을 토대로 하여 진행되고 관리기준도 수정하여야 한다.



(a) 적절한 실측치 (b) 과대한 실측치 (c) 과소한 실측치

그림 8. 계측치의 활용방안

4. 수치해석

4.1 해석프로그램 및 해석조건

본 연구에서는 제거식 earth anchor가 설치되는 H-Pile+토류판으로 이루어진 흙막이벽체에 대해 범용 유한요소(F.E.M) 해석프로그램인 PLAXIS Ver. 8.2와 탄소성 해석프로그램인 MIDAS GeoX 2.1을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 유한요소해석 시 흙막이벽체는 plate 요소로, 버팀대는 fixed anchor요소로 하여 탄성(elastic)모델로, 지반구성모델은 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였고, 유한요소망은 15절점 삼각형요소를 사용하였다. 본 해석에서의 흙막이구조물은 좌우대칭으로 생각하여 반단면 2차원 수치해석을 수행하였으며 재료의 성질이 다른 흙막이벽체 및 지반의 사이에는 경계면(interface)을 두었다.

4.2 해석방법 및 입력 물성치

본 연구대상 단면의 경계조건은 좌우의 경계에서는 상하로만 이동되며, 하부의 경계부에서는 모든 절점이 고정단(fixed) 조건이며 나머지 절점에 대해서는 X, Y방향으로 이동이 가능하고 회전에 대해 구속을 갖는 경계조건으로 하였다. 지반은 탄소성 구성식을 갖는 2차원 평면 변형률 요소를 사용하였다. 또한 수치해석 시 입력된 지반 및 재료의 물성치는 표 1~3과 같다.

표 1. 수치해석 시 적용된 지반 물성치

지 층 명	단위중량 γ_t (kN/m^3)	탄성계수 E (kN/m^2)	지반반력계수 Kh (kN/m^3)	포와송비 ν	점착력 c (kN/m^2)	내부마찰각 ϕ (deg.)
매립토	18.0	10,000	13,000	0.35	0.0	22
풍화토 1	19.0	25,000	30,000	0.35	0.0	30
풍화토 2	19.0	30,000	36,000	0.35	5.0	33
풍화암	20.0	100,000	50,000	0.30	10.0	35

표 2. 수치해석 시 적용된 흙막이벽체 물성치

구 분	축강성 EA (kN/m)	휨강성 EI (kNm^2/m)	포와송비(ν)
흙막이벽체 (H-Pile+토류판)	1,572,000	26,780	0.30

표 3. 수치해석 시 적용된 지보재 물성치

구 분	축강성 EA (kN/m)	설치 폭 L (m)
지보재 (strut)	2,516,000	2.5
지보재 (earth anchor)	78,770	1.6

5. 현장계측과 수치해석 결과 비교

5.1 해석단면 A-A

굴착 완료 시 흙막이벽체 수평변위 형상 및 결과를 현장계측과 수치해석 결과로 구분하여 나타내면 다음 표 4, 표 5 및 그림 9와 같다.

표 4. 해석단면 A-A 현장계측과 수치해석 최대 수평변위 비교

		현 장 계 측	수치해석		기존 연구자료		계측관리 기 준
			유한요소	탄소성	제안값	평균값	
최대 수평 변위	δ_{max} (mm)	79	54	28	93	37	93
	δ_{max}/H (%)	0.43 (1/234)	0.29 (1/343)	0.15 (1/661)	0.5	0.2	0.5 (1/200)

주) δ_{max}=최대 수평변위, H=최종 굴착깊이(18.5m)

해석단면 A-A의 흙막이 벽체 최대 수평변위는 현장계측결과 11.5m 지점에서 약 79mm로 굴착깊이(H) 대비 0.43%가 발생하였으며 수치해석 결과는 유한요소해석(PLAXIS) 시 13.0m 지점에서 약 54mm로 굴착깊이(H) 대비 0.29%정도 발생하였고 탄소성해석(MIDAS) 시에는 14.0m 지점에서 약 28mm로 0.15%정도 발생하여 기존 연구자료 및 계측관리 기준치인 0.5% 이내로 나타났으며 기존 연구자료 평균값인 0.2%보다는 수치해석 중 탄소성해석을 제외하고는 높게 나타났다. 또한 흙막이벽체 수평변위 형상은 현장계측과 수치해석 결과가 유사하게 나타났으나 변위량은 현장계측, 유한요소해석(PLAXIS), 탄소성해석(MIDAS) 순으로 크게 나타나 유한요소해석(PLAXIS)에 의한 방법이 현장계측 결과와 더 유사함을 알 수 있었다.

표 5. 해석단면 A-A 현장계측과 수치해석 수평변위 비교

심도	수평변위		
	현장계측	유한요소해석	탄소성해석
0.0	-	20.86	3.86
0.5	45.10	21.20	4.10
1.0	44.60	21.54	4.47
1.5	44.78	22.12	4.89
2.0	44.93	22.53	5.21
2.5	45.66	23.04	5.34
3.0	47.04	23.27	5.54
3.5	48.02	23.62	5.78
4.0	49.23	24.24	6.13
4.5	50.86	25.17	6.54
5.0	53.10	25.99	7.01
5.5	55.28	27.01	7.41
6.0	56.63	28.53	8.21
6.5	58.18	30.50	9.10
7.0	61.05	33.08	10.71
7.5	63.62	35.81	12.12
8.0	65.69	41.15	13.23
8.5	68.07	42.62	15.95
9.0	70.28	45.79	17.06
9.5	72.49	48.34	18.32
10.0	74.05	50.01	21.24
10.5	75.64	51.14	21.61

심도	수평변위		
	현장계측	유한요소해석	탄소성해석
11.0	77.44	52.19	23.99
11.5	78.56	53.74	24.81
12.0	77.55	54.14	26.25
12.5	76.73	54.34	26.89
13.0	76.71	54.44	27.73
13.5	75.73	54.31	28.24
14.0	73.42	53.43	28.29
14.5	70.95	52.70	27.91
15.0	67.50	51.55	27.20
15.5	64.54	50.53	26.10
16.0	61.95	47.87	24.47
16.5	56.32	45.63	22.35
17.0	38.46	43.69	16.77
17.5	28.72	29.72	13.53
18.0	23.51	27.57	10.09
18.5	16.76	11.53	6.36
19.0	9.98	8.54	3.13
19.5	3.94	4.21	0.86
20.0	-0.52	2.22	0.00
20.5	-3.13	-	-
21.0	-2.33	-	-

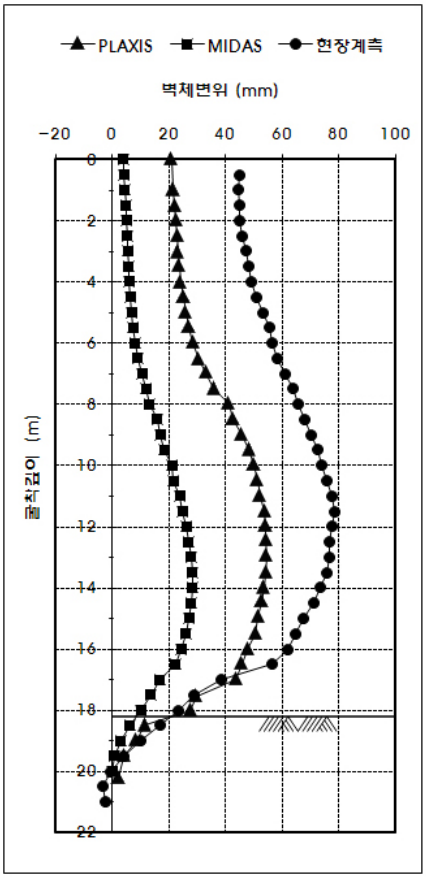


그림 9. A-A 결과비교 곡선

5.2 해석단면 B-B

굴착 완료 시 흙막이벽체 수평변위 형상 및 결과를 현장계측과 수치해석 결과로 구분하여 나타내면 다음 표 6, 표 7 및 그림 10과 같다.

표 6. 해석단면 B-B 현장계측과 수치해석 최대 수평변위 비교

		현장계측	수치해석		기존 연구자료		계측관리 기준
			유한요소	탄소성	제안값	평균값	
최대 수평변위	δ_{max} (mm)	78	46	30	90	36	90
	δ_{max}/H (%)	0.44 (1/229)	0.26 (1/389)	0.17 (1/597)	0.5	0.2	0.5 (1/200)

주) δ_{max}=최대 수평변위, H=최종 굴착깊이(17.9m)

해석단면 B-B의 흙막이벽체 최대 수평변위는 현장계측결과 10.0m 지점에서 약 78mm로 굴착깊이(H) 대비 0.44%가 발생하였으며 수치해석 결과는 유한요소해석(PLAXIS) 시 13.5m 지점에서 약 46mm로 굴착깊이(H) 대비 0.26%정도 발생하였고 탄소성해석(MIDAS) 시에는 14.0m 지점에서 약 30mm로 0.17% 정도 발생하여 기존 연구자료 및 계측관리 기준치인 0.5% 이내로 나타났으며 기존연구자료 평균값인 0.2%보다는 수치해석 중 탄소성해석을 제외하고는 높게 나타났다. 또한 흙막이벽체 수평변위 형상은 현

장계측과 수치해석 결과가 유사하게 나타났으나 변위량은 해석단면 A-A와 마찬가지로 현장계측, 유한요소해석(PLAXIS), 탄소성해석(MIDAS) 순으로 크게 나타나 유한요소해석(PLAXIS)에 의한 방법이 현장계측 결과와 더 유사함을 알 수 있었다.

표 7. 해석단면 B-B 현장계측과 수치해석 수평변위 비교

심도	수평변위		
	현장계측	유한요소해석	탄소성해석
0.0	-	0.21	7.78
0.5	-15.67	0.32	7.50
1.0	-16.57	0.55	7.16
1.5	-10.01	0.70	6.99
2.0	-3.22	1.01	6.83
2.5	4.12	1.30	6.58
3.0	11.19	1.49	6.47
3.5	17.39	1.57	6.17
4.0	23.28	1.59	6.14
4.5	29.23	1.66	6.27
5.0	34.49	1.74	6.49
5.5	39.35	1.87	6.69
6.0	47.69	2.75	6.90
6.5	56.48	3.91	7.24
7.0	63.10	7.05	7.91
7.5	66.74	9.99	8.52
8.0	68.00	16.56	9.90
8.5	68.11	19.93	11.25
9.0	70.16	24.35	12.98
9.5	74.48	27.50	15.13
10.0	77.61	33.16	16.97
10.5	77.51	35.64	19.13
11.0	76.01	38.64	21.44
11.5	70.12	40.56	23.46

심도	수평변위		
	현장계측	유한요소해석	탄소성해석
12.0	63.40	43.41	25.29
12.5	64.32	44.37	27.34
13.0	66.39	45.26	28.72
13.5	67.34	45.52	29.60
14.0	65.07	44.93	29.81
14.5	59.05	44.09	29.35
15.0	57.94	42.53	28.30
15.5	56.44	40.92	26.54
16.0	48.27	36.53	24.04
16.5	40.27	33.79	20.92
17.0	33.54	29.71	17.38
17.5	26.10	23.95	14.15
18.0	19.65	20.07	7.77
18.5	14.53	14.57	4.98
19.0	10.67	10.05	2.40
19.5	7.31	5.76	0.64
20.0	4.73	4.43	0.00
20.5	3.87	-	-
21.0	2.96	-	-
21.5	2.31	-	-
22.0	1.88	-	-
22.5	1.52	-	-
23.0	1.10	-	-
23.5	0.58	-	-

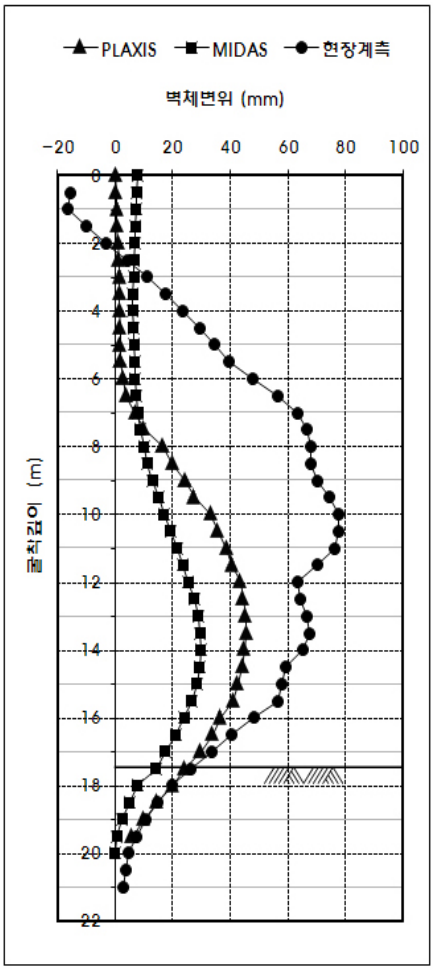


그림 10. B-B 결과비교 곡선

5.3 해석단면 C-C

굴착 완료 시 흙막이벽체 수평변위 형상 및 결과를 현장계측과 수치해석 결과로 구분하여 나타내면 다음 표 8, 표 9 및 그림 11과 같다.

표 8. 해석단면 C-C 현장계측과 수치해석 최대 수평변위 비교

		현장계측	수치해석		기존 연구자료		계측관리기준
			유한요소	탄소성	제안값	평균값	
최대 수평변위	δ_{max} (mm)	56	60	15	63	25	63
	δ_{max}/H (%)	0.45 (1/223)	0.48 (1/208)	0.12 (1/833)	0.5	0.2	0.5 (1/200)

주) δ_{max}=최대 수평변위, H=최종 굴착깊이(12.5m)

해석단면 C-C의 흙막이벽체 최대 수평변위는 현장계측결과 7.0m 지점에서 약 56mm로 굴착깊이(H) 대비 0.45%가 발생하였으며 수치해석 결과는 유한요소해석(PLAXIS) 시 6.5m 지점에서 약 60mm로 굴착깊이(H) 대비 0.48%정도 발생하였고 탄소성해석(MIDAS) 시에는 10.0m 지점에서 약 15mm로 0.12% 정도 발생하여 기존 연구자료 및 계측관리 기준치인 0.5% 이내로 나타났으며 기존 연구자료 평균값인 0.2%보다는 수치해석 중 탄소성해석을 제외하고는 높게 나타났다. 또한 흙막이벽체 수평변위 형상은 현장계측과 수치해석 결과가 유사하게 나타났으나 변위량은 유한요소해석(PLAXIS), 현장계측, 탄소성해석(MIDAS) 순으로 크게 나타나 유한요소해석(PLAXIS)에 의한 방법이 현장계측 결과와 더 유사함을 알 수 있었다.

표 9. 해석단면 C-C 현장계측과 수치해석 수평변위 비교

심 도	수 평 변 위		
	현장계측	유한요소해석	탄소성해석
0.0	-	42.09	-0.57
0.5	41.42	44.43	0.23
1.0	40.70	46.15	0.58
1.5	44.69	47.87	1.19
2.0	48.15	50.95	1.79
2.5	46.71	52.29	2.44
3.0	48.34	53.95	3.41
3.5	49.44	55.91	4.15
4.0	48.70	56.94	5.17
4.5	49.60	57.78	5.82
5.0	50.45	58.45	6.52
5.5	50.77	59.08	7.56
6.0	51.89	59.73	8.95
6.5	54.92	59.82	9.60
7.0	56.27	59.76	10.51

심 도	수 평 변 위		
	현장계측	유한요소해석	탄소성해석
7.5	53.84	59.56	11.52
8.0	52.16	58.83	12.66
8.5	47.93	58.24	13.21
9.0	41.67	56.87	14.48
9.5	34.42	55.04	14.95
10.0	27.90	53.73	15.10
10.5	25.44	50.48	14.92
11.0	25.78	48.29	14.3
11.5	25.43	44.86	13.48
12.0	22.54	38.59	10.53
12.5	17.46	35.04	8.52
13.0	12.18	30.14	5.63
13.5	9.10	25.20	2.88
14.0	7.42	20.39	0.82
14.5	5.75	15.67	0.00

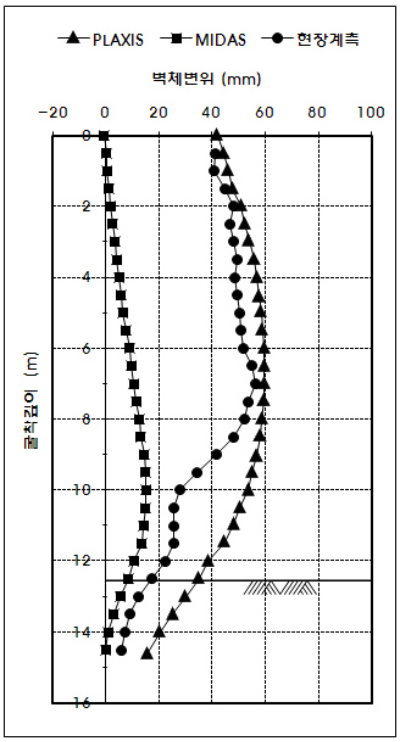


그림 11. C-C 결과비교 곡선

6. 결 론

본 연구에서는 지하구조물 시공 시 지반을 굴착 할 경우 흙막이벽체 수평변위 및 형상을 현장계측 및 수치해석 결과로부터 구한 후 비교분석하여 해석프로그램의 적용성 및 기존 연구자료와의 관계를 확인하였다. 이를 위해 엄지말뚝(H-Pile)+토류판과 버팀대(strut) 및 앵커(earth anchor) 공법이 적용된 경기도 수원시에 건설중인 00지하차도 현장 내 대표단면 3개소를 선정하여 단면 A-A~단면 C-C로 구분하여 흙막이벽체 배면에 설치된 지중경사계를 통해 현장계측자료를 수집하였고, 유한요소(F.E.M)해석 프로그램(PLAXIS)과 탄소성해석 프로그램(MIDAS)을 이용하여 수치해석을 실시하였다.
본 연구 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

(1) 흙막이벽체 수평변위 형상은 전체적으로 현장계측 결과와 수치해석 결과가 유사하게 나타났다.

(2) 흙막이벽체 최대수평변위는 해석단면 A-A, 해석단면 B-B는 현장계측 결과가 수치해석 결과보다 크게 나타났으며 해석단면 C-C는 현장계측 결과와 수치해석 결과가 비교적 일치하였다.

(3) 현장계측 결과 각 현장의 굴착깊이 대비(δ_{max}/H) 흙막이벽체 최대 수평변위 크기 백분율은 해석단면 A-A는 0.43%, 해석단면 B-B는 0.44%, 해석단면 C-C는 0.45%로 평균 0.44%정도 발생하여 Clough & O´Rourke(1990)가 제안한 0.5% 이하였으며 평균값 0.2%보다는 크게 나타났다.

(4) 수치해석 결과 굴착깊이 대비(δ_{max}/H) 흙막이벽체 최대수평변위 크기 백분율은 유한요소해석 프로그램(PLAXIS)과 탄소성해석 프로그램(MIDAS) 순으로 해석단면 A-A는 0.29% 및 0.15%, 해석단면 B-B는 0.26% 및 0.17%, 해석단면 C-C는 0.48% 및 0.12%가 발생하여 평균 0.25% 정도 발생하여 Clough & O´Rourke(1990)가 제안한 0.5%H 이하였으며 평균값 0.2%와도 유사한 경향을 보였다.

(5) 흙막이벽체 최대 수평변위는 현장계측 및 수치해석 결과 차이는 있었지만 대체적으로 기존 제안값 이내로 나타나 수치해석에 의한 변위 예측은 타당한 것으로 분석되었다.

(6) 수치해석 결과 흙막이벽체의 최대 수평크기는 유한요소(F.E.M)해석 방법이 현장 계측결과에 더 근접하게 나타나 해석기법으로 좀 더 적절함을 알 수 있었다.

(7) 탄소성해석은 입력자료가 간단하여 기본설계 및 비교적 간단한 설계에 적용할 수 있을 것으로 판단되는 반면 유한요소해석은 상대적으로 입력자료가 복잡하고 사용성도 난이도가 높으므로 역해석 및 정밀해석, 인접구조물 안정성 검토 시 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

참고문헌

1. Bowles, J. E.(1996), “Foundation Analysis and Design”, 5th Edition, *McGraw Hill*, pp.644~681.
2. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D.(1990), “Construction Induces Movements of in Situ Walls”, *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Geotechnical Special Publication, No.25, ASCE, pp.439~470.
3. Peck, R. B(1943), "Earth Pressure Measurements in Open Cuts", *ChicagoSubway, Trans.*, ASCE, No.108.
4. Peck, R. B.(1969), "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground", *7th ICSMFE*, Mexico. State-of-the-Art Volume.
5. Terzaghi, K. and Peck, R. B.(1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice", 1st Edition, *John Wiley and Sons*, New York, pp.345~352.
6. Terzaghi, K. and Peck, R. B.(1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", 2nd Edition, *John Wiley and Sons*, New York, pp.394~413.
7. Tschebotarioff, G. P.(1951), “Soil Mechanics, Foundations and Earth Structure”, *McGraw-Hill*, New York.