

붕괴 사례를 통한 앵커지지 가설흙막이벽체의 수평변위속도에 의한 안전관리 연구 A Study for Safety Management on the Basis of Lateral Displacement Rates of Anchored In-situ Walls by Collapse Case Histories

정대석^{a,1}, 이용범^{b,*}

Dae-Seouk Chung^{a,1}, Yong-Beom Lee^{b,*}

^a Dept. of Civil Engineering, Joongbu University, 305 Dongheon-ro Deokyang-gu, Goyang, 10279, Republic of Korea

^b Korea Construction Disaster Prevention Research Co. Ltd., 5F 214 Jungdae-ro, Songpa-Gu, Seoul, 05818, Republic of Korea

ABSTRACT

Purpose: The objective of this study is to present a reasonable safety management of the anchored in-situ wall systems constructed in the ground conditions consisting of multi-layered soils underlain by bedrocks in the urban area of Korea.

Method: Field measurements collected from collapse case histories with deep excavations were analyzed for the safety management of the wall systems supported by the earth anchors in terms of lateral displacement rates.

Results: The average maximum lateral displacement rate in a collapsed zone of the in-situ wall significantly increased upon the completion of the excavation. Particularly, the collapse of the in-situ wall system due to the sliding occurring along the discontinuities of the rock produced a considerably large lateral displacement rate over a relatively short period.

Conclusion: For predicting and preventing the collapse of the wall system during or after the excavation work, the utilization of the safety management criteria of the in-situ wall system by the lateral displacement rate was found to be much more reasonable in judging the safety of earthworks than the application of the quantitative management criteria which have been commonly used in the excavation sites.

연구목적: 본 연구는 국내 도심지 굴착시 흔히 마주치는 암반을 포함한 다층토 지반에서 앵커지지 흙막이 구조물의 합리적인 안전관리방법에 대해 서술하는 것을 목적으로 한다.

연구방법: 흙막이 굴착공사의 붕괴사례 현장으로부터 수집한 현장 계측자료를 바탕으로 깊은 굴착시 앵커지지 흙막이벽체의 수평변위속도 관점에서 흙막이 구조물의 안전관리방법에 대해 접근하였다.

연구결과: 붕괴구간의 흙막이벽체 평균 최대수평변위속도는 굴토완료 이후에 뚜렷하게 증가하는 추세를 보였다. 특히, 암반 불연속면을 따라 발생하는 슬라이딩에 의한 흙막이 구조물 붕괴는 비교적 짧은 시간에 상당히 큰 변위속도를 나타냈다.

결론: 본 연구를 통해 굴착공사중 흙막이 구조물 붕괴 사고를 사전에 예측하고 예방하기 위해 국내 현장에서 일반적으로 적용되어온 수평변위에 의한 정량적인 관리기준보다는 수평변위속도에 의한 안전관리기준의 활용은 흙막이 굴착공사의 안전성을 판단하는데 훨씬 합리적인 것으로 나타났다.

KEYWORDS

Anchored In-situ Wall Systems,
Field Measurements,
Deep Excavations,
Lateral Displacement Rates,
Safety Management Criteria

앵커지지 가설흙막이 벽체,
현장 계측,
깊은 굴착,
수평변위속도,
안전관리기준

© 2018 Society of Disaster Information All rights reserved

* Corresponding author. Tel. 82-10-3953-1097. Email. doctor11@hanmail.net
1 Tel. 82-10-4856-6743. Email. dsjung080700@gmail.com

ARTICLE HISTORY

Received Aug. 21, 2018

Revised Aug. 27, 2018

Accepted Sep. 25, 2018

1. 서론

1960년대 이후, 우리나라는 지속적인 산업화를 통한 고도 성장을 이루어 왔으며, 이로 인한 도심지 과밀화 현상으로 가용 공간은 점차 줄어들고 있다. 도심지역의 효율적인 토지이용을 극대화하기 위해 초고층 빌딩의 건설과 지하공간 개발은 대규모, 대심도화되어 가고 있는 추세이다. 특히, 도심지의 근접시공시 지하굴착공사는 흠막이벽체의 변형과 벽체 배면지반의 균열 및 침하를 야기하여 인접 건물과 지중매설물에 피해를 발생시킬 뿐만아니라 흠막이 구조물의 안정성에 영향을 미치는 문제들이 빈번히 발생하고 있어 건설재해 및 안전대책에 대한 사회적 관심이 고조되고 있는 실정이다. 따라서, 도심지 근접 굴착 프로젝트에서는 설계단계시 대상 지반의 복잡성과 다양한 공학적 특성에 의한 지반 거동의 불확실성으로 인한 문제점을 시공중에 발견하고 예측하여 설계 및 시공에 Feed-back함으로써 공사의 안전성과 경제성을 도모할 수 있는 현장 계측은 필수 항목으로 자리를 잡아 왔다.

국내·외 도심지 근접 흠막이굴착공사의 계획 및 설계 단계와 시공 단계에서 흠막이벽체 및 주변지반의 거동과 벽체에 작용하는 수평토압의 크기와 분포는 항상 주요한 관심 분야가 되어 왔다(Lee et al., 1993; Hong et al., 1995; Kim, 2012). 국내 흠막이 굴착현장에서 수행된 계측 자료를 이용함으로써 흠막이벽체의 종류와 지보재 방식에 따른 벽체수평변위와 횡방향 작용토압 특성에 대한 연구는 활발하게 진행되어 왔으나, 수평변위속도의 관점에서 접근하는 흠막이구조물의 안전성 평가에 대한 연구는 부족한 실정이다.

본 연구는 가설흠막이 굴착공사의 계측관리방법으로 적용되어 온 절대치관리기법인 허용치 및 설계치의 근접도에 의한 관리기준, 안전율에 의한 관리기준과 함께 예측관리기법에 대하여 살펴보았다. 또한 국내 흠막이 굴착공사시 수행된 현장계측의 자료를 바탕으로 흠막이벽체의 거동 특성에 관한 기존 연구와 해외문헌을 고찰하였다. 최근 국내 깊은 굴착현장 중에서 2개의 다른 얽미말뚝+토류판과 Soil Cement Wall(SCW) 흠막이벽체를 Earth Anchor로 지지하는 흠막이 구조물 붕괴사고 사례들의 계측자료를 이용하여 붕괴사고 직전까지 경과시간에 따른 최대수평변위량으로부터 평균 최대수평변위속도를 산정하고 분석함으로써 흠막이굴착 붕괴 사고의 사전 예측과 예방을 위한 안전관리기준을 제시하는데 기초 자료로 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

2. 흠막이 구조물의 계측관리 방법

2.1 절대치관리기준

절대치관리란 시공전에 미리 설정한 관리기준치와 현장계측치를 비교·검토하여 그 시점에서 공사의 안전성을 평가하는 방법으로 그 작업이 비교적 단순하고 계측결과에 대해 신속하게 대처할 수 있다. 이 방법에서 가장 문제가 되는 것은 설계치에 대한 관리기준치의 결정방법이다.

Table 1. An example of quantitative management criteria

Type	Object	Management Criterion
In-situ Wall System	Stress of in-situ wall	$(L+S)/2 \sim S$
	Deformation of in-situ wall	1/200 or less than design value
	Axial force of strut	$(L+S)/2 \sim S$
	Deformation of strut	1/100
	Stress of wale	$(L+S)/2 \sim S$
Surrounding Facility	Settlement behind in-situ wall	Angular distortion: 1/500 ~ 1/200
	Buried Life Lines (water, sewage, gas, etc.)	Arrangement with local government
	Subway	Arrangement with management personnel
	Surrounding buildings	Angular distortion: 1/1000 ~ 1/300

(Note) L : Long-term allowable stress, S : Short-term allowable stress

Table 1은 정량적인 관리기준치에 대한 일본의 한 예를 나타낸 것이다 (Korean Geotechnical Society, 1992). 한편, 계측항목별로 관리기준치를 2단계로 나누어 설정한 일례는 Table 2와 같다 (Korean Geotechnical Society, 1992). 이 방법은 흙막이벽체의 허용응력에 대한 1차와 2차 관리기준치는 80%와 100%로 각각 정하고, 배면 측압과 벽체 변형에 대해 100%를 1차 관리기준치로 정한다. 계측치와 관리기준치의 비교결과, 측정치가 1차 관리기준치 이하인 경우에는 특별한 문제는 없지만, 1차 관리기준치보다 크고 2차 관리기준치보다 작은 범위에 있을 때는 다음 굴착단계에서 2차 관리기준치를 초과하는지 여부를 검토할 필요가 있다. 그리고 측정치가 2차 관리기준치를 초과하는 경우에는 공사를 중지하고 흙막이 구조물의 전반적인 검토를 실시하고 적절한 대책을 강구해야 한다.

Table 2. An example of the 1st, 2nd management criteria of in-situ wall systems

Type	Object	Management Criterion	
		1 st	2 nd
Lateral Earth Pressure Pore Water Pressure	Design lateral pressure against in-situ wall	100%	-
Stress of In-situ Wall	Allowable tension stress of rebar Allowable bending moment Allowable compressible stress of concrete	80%	100%
Deformation of of In-situ Wall	Prescribed value at design stage	100%	-

Table 3. Management criteria of in-situ wall systems using a factor of safety

Type	Judgement Reference Value	Management Criterion			
		Indicator	Danger	Warning	Satisfactory
Earth, Water Pressures	Design lateral pressure	$F1 = \frac{\text{design lateral pressure}}{\text{measured value}}$	$F1 < 0.8$	$0.8 \leq F1 \leq 1.2$	$F1 > 1.2$
Deformation of In-situ Wall	Estimated deformation at design stage	$F2 = \frac{\text{design estimated deformation}}{\text{measured value}}$	$F2 < 0.8$	$0.8 \leq F2 \leq 1.2$	$F2 > 1.2$
Stress of In-situ Wall	Allowable tension stress of rebar	$F3 = \frac{\text{allowable tension stress of rebar}}{\text{measured value}}$	$F3 < 0.8$	$0.8 \leq F3 \leq 1.0$	$F3 > 1.0$
	Allowable bending moment	$F4 = \frac{\text{allowable bending moment}}{\text{measured value}}$	$F4 < 0.8$	$0.8 \leq F4 \leq 1.0$	$F4 > 1.0$
Axial Force of Strut	Allowable axial force	$F5 = \frac{\text{allowable axial force}}{\text{measured value}}$	$F5 < 0.7$	$0.7 \leq F5 \leq 1.2$	$F5 > 1.2$
Heaving at Excavation Base	Heaving amount suggested by Lambe T.W.		Measured value within danger zone	Measured value within warning zone	Measured value within safety zone
Total Settlement	Determination of allowable value	Allowable total settlement is determined for each site, and it is then judged as a danger or warning signal if the allowable settlement is exceeded.			
Differential Settlement	Determination of allowable value	Allowable angular distortion for each structure type	$> 1/300$	$1/300 \sim 1/500$	$< 1/500$

이들 이외의 절대치관리방법은 안전율 개념을 도입한 것으로 사전에 각 항목별로 안전율을 설정하고 설계시에 사용한 추정치와 계측치의 비로부터 안전율을 서로 비교하여 공사의 안전성을 평가하는 방법이다. Table 3는 안전율을 이용한 절대치관리방법의 일례를 나타낸다 (Korean Geotechnical Society, 1992).

위에서 서술한 바와 같이, 절대치관리방법은 많은 현장에서 시공관리와 안전관리를 위해 많이 사용되어 왔으며 경험이

적은 기술자라도 안전성의 판단이 어느 정도 가능하다. 그러나 실측치가 관리기준치에 근접하거나 더욱 증가하는 경향을 나타내면 공사를 중단하고 이상발생 원인을 찾아내 대책을 강구해야 하므로 대응이 늦어질 우려가 있어 얇은 굴착심도의 흠막이구조물에 보다 적합한 관리방법이다.

2.2 예측관리기준

예측관리방법은 이전 단계의 실측치를 수치해석 결과치와 비교하여 차이가 최소화되도록 하는 역해석(back analysis) 기법을 이용한다. 역해석에 의해 얻게 되는 지반정수, 벽체 및 지보공 등의 특성치를 이용하여 다음 단계굴착 이후의 예측치를 계산한다. 이 예측치를 관리기준치와 비교·검토하여 허용범위 이내로 안전하다고 판단되면 다음 단계굴착공사를 진행하고 그렇지 못한 경우에는 시공방법 변경, 벽체 및 지보공 강성 증대, 지보 간격 감소, 굴착깊이 감소 등의 대책을 고려한 설계단면을 재가정하여 안전을 확보할 때까지 반복설계를 수행하는 방법이다 (Kim, 1998). 역해석을 수행하기 위해 일반적으로 사용하는 수치해석 방법은 탄소성법이다. 이 해석방법은 흠막이 벽체는 탄성보, 지보공은 탄성 스프링, 지반은 탄소성 스프링으로 모델링한 후 변위와 토압관계의 반복계산 과정을 통해 토압이 보정되고 전 계산시의 토압과 현재 계산시의 토압의 차이가 정해진 오차범위 이내일 때 계산이 종료된다. 이 관리방법은 흠막이 구조물 거동에 대한 이상 징후를 조기에 추정하므로 보다 합리적인 관리를 할 수 있으나 비교적 숙련된 기술자가 요구되고 예측시스템이 대규모가 되어 비용이 많이 드는 단점이 있다. 그러나 시공관리 및 안전관리에 관한 사회적 관심이 고조됨에 따라 예측관리기법을 적용하는 사례가 증가되고 있는 추세이다. 본 연구는 계측 측정 빈도에 따른 계측 데이터를 토대로 경과일수와 벽체변형의 변화구배로부터 공사의 안전 관리에 관한 내용을 다루고자 하는데 그 목적이 있기 때문에 예측관리기법은 본 연구의 범위에 포함되지 않는다.

3. 가설흠막이벽체의 수평변위 거동에 관한 기존 연구

Table 4. Summary of studies regarding criteria for lateral displacements of in-situ walls

Author	Ground Condition	In-situ Wall System	Lateral Wall Displacement
Goldberg et al. (1976)	Sand and Gravel	▪ Soldier Pile+Lagging, Steel Sheeting, Diaphragm Wall	≤ 0.25%H
	Very Stiff to Hard Clays	▪ Tiebacks, Prestressed Bracing, Bracing	< 4%H
NAVFAC DM-7.2 (1982)	Dense sand and till	▪ Tiebacks, Strut	< 0.2%H (well constructed)
Clough et al.(1990)	Stiff clays, Residual Soils, and Sand	▪ Soldier Pile+Lagging, Steel Sheeting, Soil Nail, SCW, Diaphragm Wall	0.2%H (average) 0.5%H (upper limit)
Ou et al.(1993)	Alternated Silty Sands and Silty Clays	▪ Diaphragm Wall ▪ Top-down. Anchor, Strut	0.2%H ~ 0.5%H (ranges of upper limit)
Lee et al.(1993)	4 Different Sites with Multi-layered Soils over Bedrocks	▪ Steel Sheeting, Diaphragm Wall ▪ Anchor, Strut	≤ 0.2%H
Hong et al.(1995)	8 Different Sites with Multi-layered Soils over Bedrocks	▪ Soldier Pile+Lagging, Cast-In-Placed(CIP) ▪ Waterproofing : LW Grouting or SCW ▪ Anchor	< 0.15%H (well constructed) 0.15%H~0.25%H (attention required) > 0.25%H (poorly constructed)
Yoo(2001)	62 Different Sites with Multi-layered Soils over Bedrocks	▪ Soldier Pile+Lagging, CIP, SCW, Diaphragm Wall ▪ Anchor, Strut	0.12%H (average) 0.5%H (upper limit)
Lee et al.(2007)	6 Different Sites with Multi-layered Soils over Bedrocks	▪ Anchor, Strut	< 0.13%H (anchored support) < 0.34%H (braced support)

(Note) H : Final excavated depth

국·내외에서 깊은 굴착에 따른 흙막이벽체의 거동 특성을 이해하기 위해 많은 연구가 수행되어 왔다. Peck(1969), Goldberg et al.(1976), Clough et al.(1990), Ou et al.(1993) 등은 현장계측치를 분석함으로써 깊은 굴착시 흙막이벽체의 수평변위를 평가하는 경험적 방법을 제시하였다. 또한, Mana et al.(1981)는 현장계측치와 유한요소해석 결과로부터 벽체의 수평변위를 예측하는 반경험적 방법을 제시하였고, Hashashi et al.(1996)은 유한요소해석을 이용하여 굴착깊이, 지보간격, 및 벽체길이의 매개변수 연구를 수행함으로써 수평변위를 예측하는 해석적 방법으로 설계도표를 제시한 바 있다. 그러나 이러한 흙막이벽체 거동의 예측방법에 대한 대상 지반은 전체 굴착 깊이에 걸쳐 균일한 사질토 또는 점성토로 구성되어 있기 때문에 암반을 포함하는 다층 지반을 구성하는 국내의 지반조건에 적용하기에는 한계가 있다. 국내에서는 Lee et al.(1993), Hong et al.(1995), Yoo(2001), Lee et al.(2007) 등은 암반을 포함하는 다층토 지반의 흙막이 굴착공사 현장 계측치를 토대로 굴착 깊이와 흙막이벽체 수평변위량의 상관관계를 제시한 바 있다. Table 4는 경험적 방법을 이용함으로써 굴착에 따른 흙막이벽체 수평변위에 대한 기존의 연구 결과를 요약한 것이다. Table 4에서 보이는 바와 같이, 암반을 포함하는 다층토 지반조건의 흙막이 벽체 변위는 단일 지층을 구성하는 경우보다 비교적 작게 발생하는 경향이 있는 것으로 관찰된다. 더욱이, 느슨한 사질토층 또는 점성토층이 굴착저면 부근에 비교적 두껍게 분포하는 경우 굴착시 히빙(heaving) 등의 문제로 흙막이 구조물의 불안정성을 가중시키는 경향이 있다는 것을 Clough et al.(1990)의 유한요소해석 결과로부터 알 수 있다. 굴착심도내 비교적 높은 암반층 비율을 차지하는 경우, Yoo(2001)에 의하면 흙막이벽체의 거동은 암반층의 굴착면에 대해 불리한 불연속면(단층, 층리, 절리, 파쇄대 등)의 발달 정도, 불연속면의 전단강도 등에 의해 상당히 큰 영향을 받는 것으로 보고되고 있다. 이에 대한 사례는 나중에 자세히 다루도록 한다.

4. 깊은 굴착 흙막이구조물 붕괴 현장 사례

최근, 적절한 현장계측관리 부재로 인한 흙막이 구조물의 빈번한 붕괴사고로 효율적인 현장계측관리의 중요성이 부각되고 있다. Kim(2012)은 국내에서 발생한 깊은 굴착 흙막이공사 붕괴현장의 계측자료 분석한 결과, 시공 및 안전관리에 계측자료를 적절하게 반영한다면 붕괴사고 예방이 충분히 가능하다고 강조했다.

4.1 현장 개요 및 지반 조건

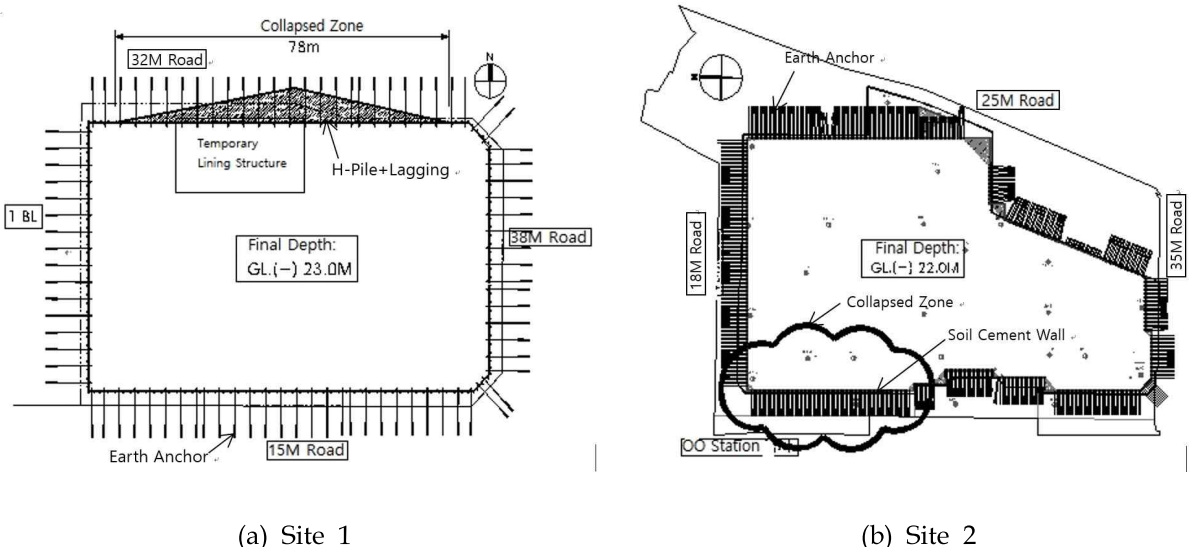


Fig. 1. Plan view of in-situ wall systems at each site and collapse zones (Kim, 2012)

제 1 현장은 OO택지개발지구내 신축공사 현장으로 굴착 부지의 북쪽 붕괴구간, 동쪽 및 남쪽 방향으로 각각32m, 38m, 15m 도로가 위치하고 서쪽으로는 공터가 위치한다. 흙막이벽체는 엄지말뚝+토류판이며 어스앵커로 지지되어 있다. 최종

굴착깊이는 GL-23m이고, 북쪽 흠막이벽체 중앙부에 토사반출과 시공 장비 및 자재 상하차 등을 위한 복공구조물이 설치되어 있다. Fig. 1(a)는 제 1 현장의 흠막이 구조물 주변 현황과 평면도를 보여 주고 Fig. 2(a)는 북쪽 붕괴구간의 흠막이 단면도를 보여준다. 이 현장의 지반조사 결과 풍화대층과 기반암층의 순으로 구성되어 있다. 풍화대층은 풍화의 정도에 따라 실트질 모래로 구성된 풍화잔류토와 대체적으로 심한 풍화 상태의 풍화암층으로 구분된다. 이 풍화암층은 매우 조밀한 상대 밀도를 보이고 그 하부에 절리 및 파쇄가 발달된 연암층이 분포하는 다층지반에서 실시된 굴착공사이다. 지하수위는 지표 아래 약 1.8m ~ 3m에 위치하는 것으로 조사되었다.

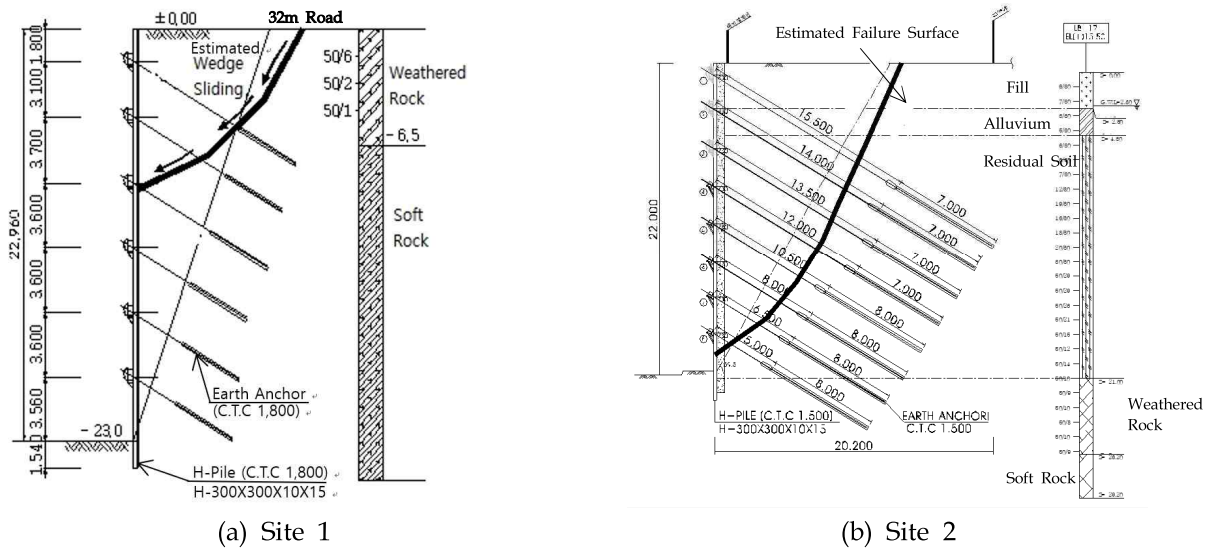


Fig. 2. Profile of each in-situ wall system with estimated collapse section (Kim, 2012)

제 2 현장은 OO빌딩 신축공사 현장으로 굴착 부지의 북쪽, 동쪽 및 남쪽 방향으로 각각 18m 계획도로, 25m, 35m 도로가 위치하고 서쪽 붕괴구간에 시공중인 OO역사와 기존 선로가 위치한다. 흠막이구조물은 Island 공법과 H-Pile+토류판으로 시공된 일부 구간을 제외하고 대부분 SCW 주열식 벽체를 어스앵커로 지지하면서 GL-22m의 최종 심도까지 굴착하였다. 제 2 현장의 흠막이 구조물 주변 현황과 평면도는 Fig. 1(b)와 같고, 서쪽 붕괴구간의 흠막이 단면도는 Fig. 2(b)와 같다. 이 현장의 지반조사 결과 지반조건은 매립층, 충적층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암층의 순으로 구성되어 있다. 매립층은 모래질 실트와 실트질 모래로 구성되어 있고 느슨한 상대밀도를 나타냈다. 충적층은 실트질/점토질 모래, 모래질 실트, 실트질 점토로 구성되어 있고 매우 느슨 내지 느슨한 상대밀도와 연약 내지 견고한 연경도를 보였다. 풍화토는 실트질 모래로 구성되어 있으며 상부는 매우 느슨한 상태이나 하부로 갈수록 매우 조밀한 상대밀도를 나타냈다. 풍화암층은 파쇄가 심하여 시편의 일부가 회수되는 경향을 보였고 하부의 기반암인 연암, 경암은 불량한 암반상태로 조사되었다. 지하수위는 지표 아래 1.1m ~ 7.9m로서 충적층 하단부와 풍화토 상단부에 위치하였다.

4.2 붕괴 상황 및 원인

제 1 현장의 경우 약 GL-23m 굴토공정이 완료 후에 북쪽 흠막이벽체가 붕괴되면서 벽체에 인접하여 설치된 복공구조물도 함께 무너지는 사고였다. Photo 1(a)는 제 1 현장의 붕괴구간의 붕괴상황을 나타낸 사진이다. 현장 증언자들에 의하면 붕괴사고 한달 전부터 흠막이 구조물로부터 이상한 소리가 났다고 한다. 특히, 사고 이틀 전 이 지역의 강우량이 35.5mm로 해빙기 시점에 비교적 많은 비로 인해 배면지반에 충분한 함수비 공급과 함께 얼었던 지반의 강도가 상당히 저하되었을 것으로 예측된다. 또한 빗물이 풍화암층의 상부 암반파쇄대로 유입되어 배면 간극수압 증가 및 하부 암반층 굴착을 위한 리핑과 발파 작업시 진동 등에 따른 불연속면의 전단강도 감소 그리고 복공구조물에서 과도한 작업하중으로 흠막이벽체에 수평하중이 추가적으로 작용한 것으로 추정된다. 이들 요인들이 복합적으로 작용하여 흠막이벽체 상부 암반층내에 발달된 불연속면을

따라 발생하는 켜기활동에 의한 높은 측압이 흙막이벽체에 작용하여 흙막이 구조물의 붕괴가 발생한 것으로 보여진다. 붕괴 상황을 추정할 단면은 Fig. 2(a)에서 보여진다.



(a) Site 1



(b) Site 2

Pic. 1. Collapsed zone at each site

제 2 현장은 약 GL-22m 굴토공정 완료 후에 서쪽 흙막이벽체가 붕괴되면서 근접해서 설치된 타워크레인도 함께 전복되는 사고가 일어났다. Photo 1(b)는 제 2 현장의 붕괴구간의 붕괴상황을 나타낸 사진이다. 붕괴 구간에 존재하는 두터운 풍화토층의 상부 느슨한 구간에서 설치된 제거식 앵커의 불충분한 정착효과는 인접 앵커에 대한 추가적인 하중부담으로 이어져 이들 앵커의 지지 능력을 초과함으로써 문제가 발생된 것으로 사료된다. 붕괴상황을 추정할 단면은 Fig. 2(b)에 도시된다.

5. 흙막이 벽체 거동 결과 분석 및 고찰

5.1 수평변위 계측 결과

제 1 현장의 붕괴구간에 2개소의 지중경사계가 엄지말뚝과 함께 설치되었으나 그 엄지말뚝에 바로 인접하여 설치된 현장 펜스로 인해 사실상 계측이 불가능한 상태였다. 따라서, 본 연구에서는 붕괴구간에 가장 인접해 있는 한 개소의 계측치와 붕괴되지 않은 구간 중에 대표적인 한 개소의 계측치를 이용하여 굴착으로 인한 흙막이벽체의 거동을 검토하였다. 단계별 굴착 심도에 따른 흙막이벽체 수평변위의 변화가 Fig. 3에 도시된다. 굴착이 진행됨에 따라 수평변위가 증가하는 경향을 보여 주고 최대 수평변위는 벽체 상부 풍화암 구간에서 발생하였다. 이는 앞에서 서술한 바와 같이 복합적인 요인에 기인한 흙막이벽체 상부 풍화암층내 불리하게 발달된 불연속면의 전단강도 저하가 상부 풍화암층의 켜기활동으로 이어져 상당한 수평변위 증가에 주요한 원인으로 보여진다. 붕괴되지 않은 구간의 수평변위는 최종굴착단계까지 급격히 증가하는 추세 없이 안정된 상태를 보이고 있으나, 붕괴 인접구간의 최종굴착단계에서 수평변위는 전단계 수평변위량의 50% 정도 급격한 증가를 보였다. 이 현장의 벽체 변형은 16.3m 굴착이후 이미 1/200 ~ 1/250의 범위로 계측관리기준치인 1/300을 초과하고 특히 최종굴착이후 안전율에 의한 관리기준치의 위험 수준인 1/240을 초과하여 신속하게 적절한 조치가 필요했던 것으로 판단된다.

제 2 현장은 붕괴구간의 계측치와 붕괴되지 않은 구간 중에 대표적인 한 개소의 계측치를 이용하여 흙막이벽체의 거동을 검토하였다. 단계별 굴착 심도 및 붕괴되기 전의 흙막이벽체 수평변위의 변화가 Fig. 4에 보여진다. 붕괴되지 않은 구간의 벽체 수평변위는 굴착이 진행됨에 따라 굴착면측으로 점점 증가하다가 굴착 심도 GL-14.1m로부터 굴착완료후까지 안정된 수렴 상태를 보여 주었다. 붕괴구간에 대해 굴착 초기부터 점진적으로 발생하는 굴착면측 수평변위는 굴착이 진행됨에 따라 최대수평변위가 하부로 이동하고 있음이 관찰되고 굴토 완료시점에서 지표하 약 14m에서 최대수평변위가 발생하였다. 그러나 붕괴 이틀전과 하루전 벽체 최대수평변위는 하부의 동일한 심도에서 급격하게 증가하는 반면에 상부 흙막이벽체 변위는 느슨한 매립층, 충전층 및 상부 느슨한 풍화토층의 존재로 배면측으로 빠르게 증가하는 양상을 보였다.

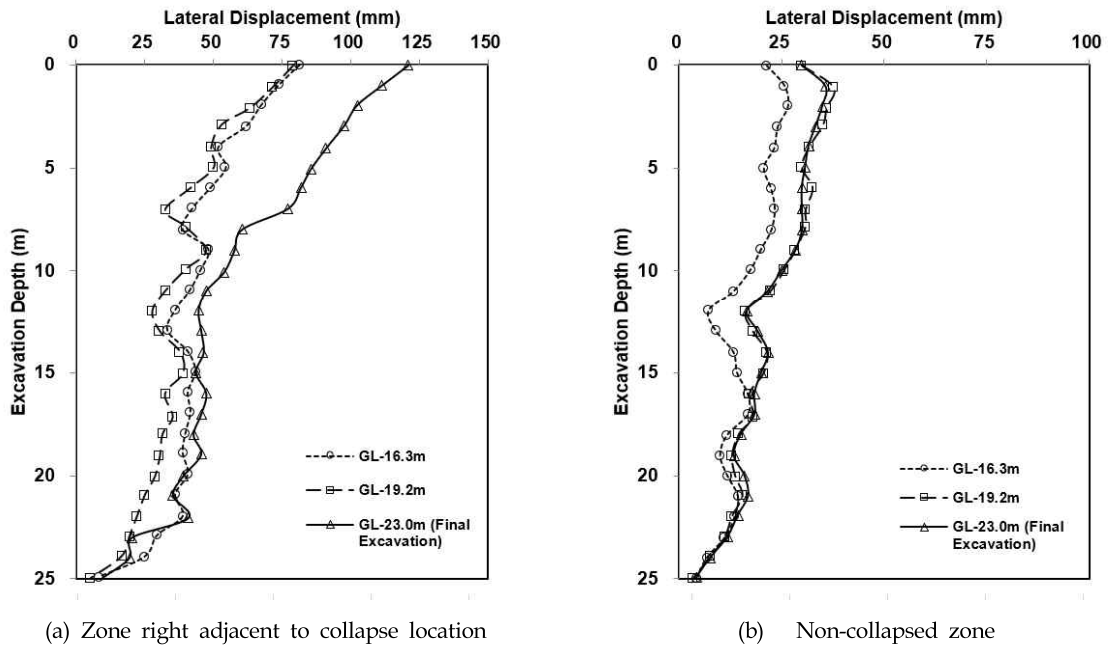


Fig. 3. Lateral displacements of anchored in-situ wall by staged excavation at Site 1

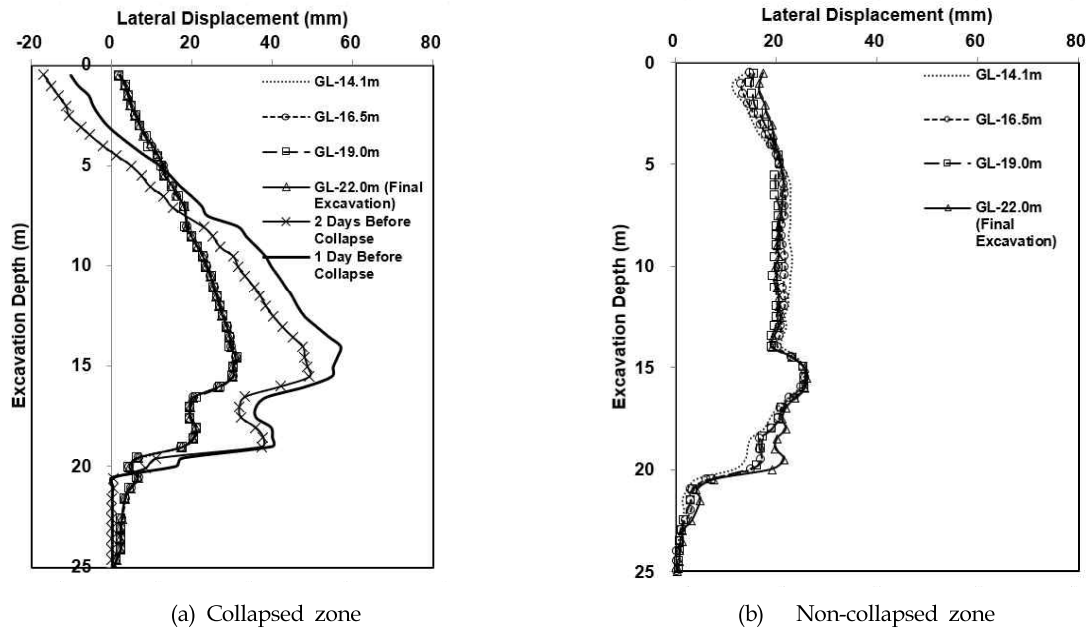


Fig. 4. Lateral displacements of anchored in-situ wall by staged excavation at Site 2

붕괴구간의 최종굴착 완료시점과 붕괴 하루전 최대수평변위는 각각 약 31mm와 약 57mm로서 80% 이상의 상당한 변위증가량을 보여 주었다. 이 현장의 흙막이벽체의 계층관리기준치는 1/400이며, 벽체 변형은 최종굴착 전까지 1/470 ~ 1/610의 범위로 안전율에 의한 관리기준치의 안전한 수준이었다. 그러나 최종굴착이후 시간이 경과함에 따라 벽체변형이 증가하여 1/380 정도로 안전율에 의한 관리기준치의 주의 수준으로 나타나 흙막이 구조물의 안정성에 대한 전반적인 검토와 적절한 조치가 필요했던 것으로 판단된다.

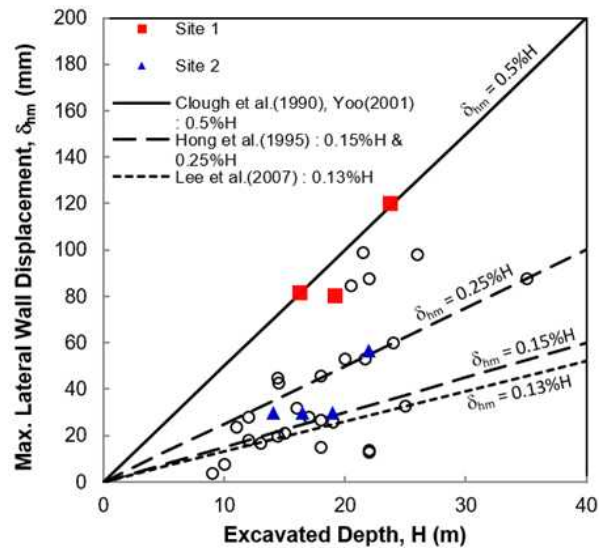


Fig. 5. Correlation between excavated depth(H) and lateral displacement(δ_{lm}) for anchored in-situ wall systems in multi-layered soils over bedrocks

Fig. 5는 본 연구의 사례현장에 대한 붕괴 전 앵커지지 방식의 흙막이벽체의 최대수평변위와 굴착깊이의 상호 관계를 보여 주고 있다. 또한 Yoo(2001)가 수집한 국내 암반을 포함한 다층지반 깊은 굴착 계층자료중 앵커지지 벽체의 굴착깊이와 최대수평변위 관계를 상호 비교·분석의 목적으로 Fig. 5에 도시하였다. Yoo(2001)에 의하면 국내의 암반을 포함하는 굴착 공사에서 벽체 최대수평변위는 전반적으로 0.5%H 이내에 분포하며 앵커지지 벽체만을 고려한 최대수평변위는 평균적으로 약 0.12%H인 것으로 보고되고 있다. Table 4을 참조하면 Hong et al.(1995)은 지중경사계 자료를 이용하여 양호한 시공현장의 벽체최대수평변위는 0.15%H 미만, 주의를 요할 경우 0.15%H ~ 0.25%H, 불량한 시공현장인 경우 0.25%H의 앵커지지 벽체의 안정성 판단 기준을 제시하였다. Lee, et al.(2007)도 현장계측치를 바탕으로 앵커지지 벽체의 최대수평변위가 0.13%H 이하에 분포하는 것으로 보고하였다. 이들 연구에서 얻어진 국내 암반을 포함하는 다층토 지반의 앵커지지 벽체의 최대수평변위는 Clough et al.(1990)가 토사지반 현장의 계측치로 제시한 평균값인 0.2%H보다 전반적으로 작은 것으로 나타났다. 제 1 현장의 경우에 벽체의 최대수평변위는 Goldberg, et al.(1976), Clough et al.(1990), Yoo(2001) 등이 제안하는 위험범위인 0.5%H 상에 또는 근접하고 있는 반면에 제 2 현장의 최대수평변위는 0.16%H ~ 0.26%H에 분포한다. 제 1 현장은 굴착완료 전에 흙막이벽체의 최대수평변위가 이미 위험 수준에 도달하여 상당히 불안정한 상태임을 Fig. 5로부터 관찰된다. 그러나 제 2 현장은 제 1 현장과는 달리 흙막이 구조물의 붕괴가 임박할 정도의 상당히 위험한 수준의 상태인 것으로 보여지지 않는다. Lee, et al.(2007)이 제시한 앵커지지 벽체 변형의 상한치인 0.13%H를 초과하지만 Hong et al.(1995)이 제시한 주의를 요하는 수준인 0.15%H ~ 0.25%H 범위에 대략 분포한다. 따라서, 본 연구에서 고려한 붕괴사례 현장의 흙막이벽체 최대수평변위와 굴토깊이의 상호 관계에 의한 절대치관리기법만을 이용하여 흙막이 구조물의 안전관리를 하는 것은 충분치 못한 것으로 나타났다.

5.2 평균 수평변위속도

위 5.1에서 서술한 바와 같이 단계별 굴착깊이에 따른 최대수평변위 기준에 의한 흙막이 구조물의 안전성 판단은 미흡한 것으로 확인된 바, 굴착공사 진행 중과 굴토완료 후 벽체의 수평변위속도(경과시간에 대한 수평변위의 변화량)에 대해 검토해 보았다. Yang(1996)은 흙막이 굴착공사에 따른 인접 구조물에 미치는 영향을 평가하기 위해 평균 수평변위속도의 관점에서 접근한 바 있다. 그의 연구에서 고려한 굴착 현장의 각 단면 모두 굴토 완료시까지 0.2%H 보다 작은 최대수평변위를 나타내었으나 경과시간에 따른 최대수평변위의 변화를 도시함으로써 인접 구조물의 균열이 발생한 단면과 발생하지 않은 단면과의 뚜렷한 차이를 보여주었다.

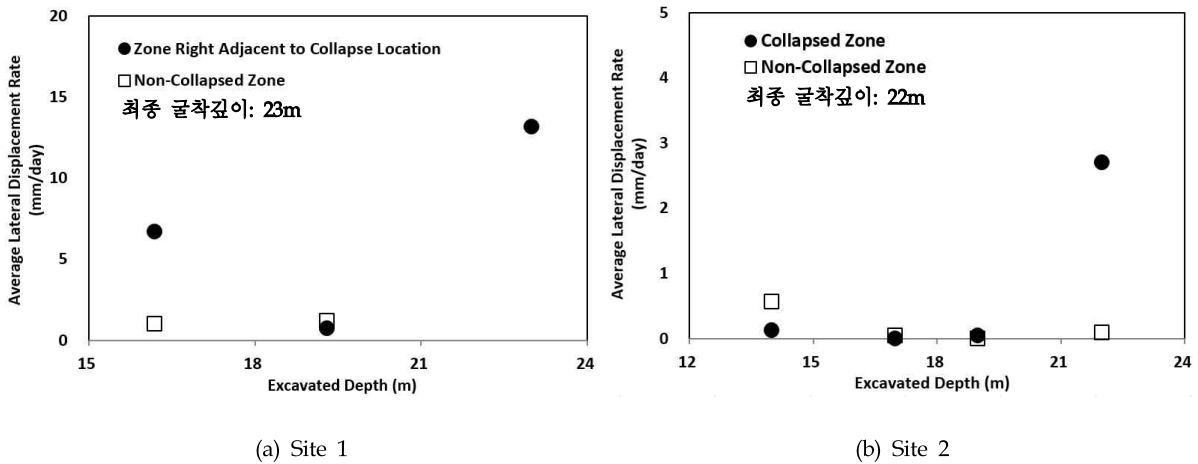


Fig. 6. Average lateral displacement rate versus excavated depth

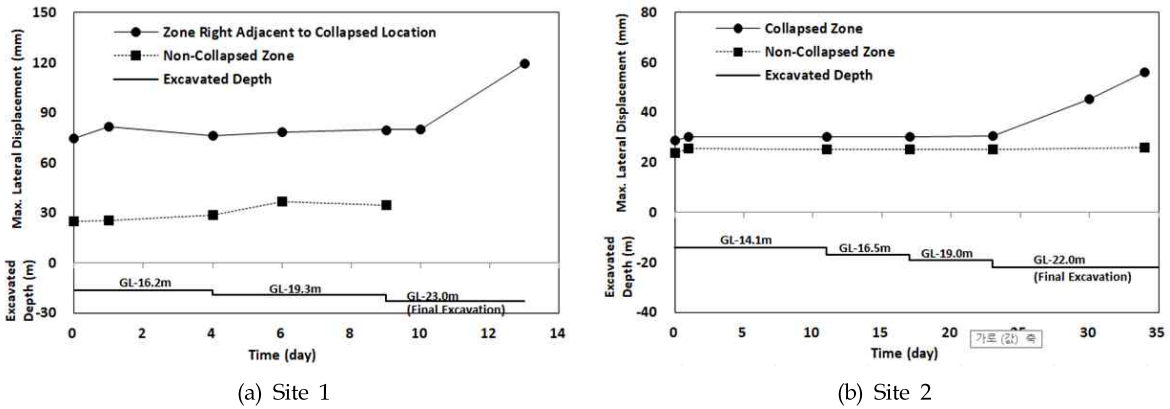


Fig. 7. Maximum lateral displacement versus time

Fig. 6은 단계별 굴착시 및 굴토 완료시와 완료후 평균 수평변위속도의 변화를 보여주고, Fig. 7은 시간경과에 따른 최대수평변위의 변화를 도시한다. 이들 현장 계측자료는 자동화계측에 의한 실시간 측정치가 아니기 때문에 최대수평변위속도는 알 수 없지만 평균 수평변위속도는 개략적으로 산정될 수 있다. 이들 그림에서 붕괴인접 또는 붕괴 구간과 붕괴되지 않은 구간의 평균 수평변위속도의 변화량이 뚜렷하게 비교되고 있다. 즉, 고려된 붕괴현상으로부터 굴토완료 이후 붕괴인접 또는 붕괴 구간은 붕괴되지 않은 구간보다 경과 시간에 따른 최대수평변위량의 변화량의 기울기가 현저하게 증가하는 것을 보여주고 있다. 본 연구의 흙막이 벽체의 평균 수평변위속도에 대한 분석 결과, 흙막이벽체 평균 최대수평변위속도는 굴토완료 후에 발생하였다. 제 1 현장의 경우, 붕괴되지 않은 구간은 굴토완료 후 현장 계측이 수행되지 않았지만 평균 최대수평변위는 이전 굴착단계 시와 같이 미미한 차이를 보였을 것으로 추정되나, 붕괴 바로 인접구간은 굴착깊이 16.2m에서 약 6.5mm/day를 보인 이후 다음 굴착단계에서 약 1mm/day를 보여주었다. 그러나 굴토완료 이후 붕괴 3일 전부터 평균 최대수평변위속도는 약 13 mm/day로 급격하게 증가하였다. 제 2 현장의 붕괴되지 않은 구간은 굴토완료 이후 평균 최대수평변위속도는 약 0.1mm/day로 이전 굴착단계 시에 산정된 값과 전반적으로 미미한 차이를 보여주는 것으로 나타났으나, 붕괴 구간은 붕괴 11일 전부터 약 2.7 mm/day로 급격하게 증가하였다. 제 1 현장 붕괴사례로부터 굴착심도 내에 암반 불연속면의 슬라이딩에 의한 흙막이 구조물의 붕괴는 그렇지 않은 경우에 비해 비교적 짧은 시간 내에 큰 변위속도로 발생하였다. 상기 현장 붕괴사례로부터 암반을 포함하는 다층토 지반의 대심도 굴착공사의 경우 굴토완료 후 2.7 mm/day 이상의 벽체 평균 최대수평변위속도가 발생할 경우에 공사를 중지하고 다른 계측기의 실측치와 종합적으로 검토하여 신속하게 변위의 발생 원인을 분석하고 대책을 강구해야 할 것으로 사료된다. 그러나 본 연구는 흙막이 굴착공사의 붕괴사례에 대한 제한된 현장계측자료를 바탕으로 얻은 결과치이므로 풍부한 계측자료 수집과 분석을 통해 신뢰성있는 흙막이벽체 최대수평변위속도에 의한 안전관리가 바람직하고 국내 실정에 맞는 안전관리기준의 확립이 시급한 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구는 흙막이 굴착공사의 붕괴사례 현장에서 수집한 현장계측자료를 바탕으로 깊은 굴착시 앵커지지 흙막이벽체의 수평변위를 분석하였으며, 그 결과로부터 국내 암반을 포함한 다층토 지반에 대한 흙막이 구조물의 안전관리를 위해 활용될 수 있는 평균 최대수평변위속도의 관점에서 접근하였다. 본 연구에서 관찰된 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 국내의 기존 연구자들이 흙막이벽체 최대수평변위는 0.5%H 상에 또는 근접하고 있는 경우에 위험 수준에 있는 것으로 제안되어 왔으나, 국내 암반층을 포함하는 다층토 지반의 흙막이 구조물 붕괴사례로부터 최대수평변위가 0.26%H에 분포 하더라도 흙막이 구조물은 안전을 확보하지 못하는 것으로 나타났다. 이는 흙막이벽체 최대수평변위와 굴토깊이의 상호 관계로부터 얻는 절대치관리기법만으로 흙막이 구조물의 안전성을 판단하는데 충분치 못하다는 것이 확인되었다.

(2) 본 연구에서 고려된 붕괴사례 현장들로부터 붕괴인접 또는 붕괴 구간에는 경과시간에 따른 벽체 최대수평변위의 급격한 변화량 증가가 관찰되었고 산정된 평균 최대수평변위속도는 굴토완료 이후에 뚜렷하게 증가하는 양상을 보여 주었다.

(3) 굴착심도 내에 암반 불연속면의 슬라이딩에 기인한 흙막이 구조물의 붕괴사례 현장의 경우는 붕괴 3일 전부터 평균 최대수평변위속도는 약 13 mm/day로서 비교적 짧은 시간에 상당히 큰 벽체의 평균 최대수평변위속도를 보여주었다. 흙막이 배면지반이 상당한 두께의 토사층을 구성하는 흙막이 구조물 붕괴 11일 전부터 약 2.7 mm/day로 계산되었다. 이들 평균 최대수평변위속도로부터 굴착심도 내에 암반 불연속면의 슬라이딩에 의한 흙막이 구조물의 붕괴는 그렇지 않은 경우에 비해 비교적 짧은 시간 내에 큰 변위속도를 발생시키는 것으로 나타났다.

(4) 굴착공사중 흙막이 구조물 붕괴 사고를 사전에 예측하고 예방하기 위해 국내현장에서 일반적으로 적용되어온 수평변위에 의한 정량적인 관리기준보다는 수평변위속도에 의한 안전관리기준의 활용은 흙막이 굴착공사의 안전성을 판단하는데 훨씬 합리적인 것으로 확인되었다.

(5) 본 연구의 결과는 제한된 앵커지지 흙막이 붕괴현장 계측자료를 바탕으로 수평변위속도의 관점에서 암반을 포함하는 다층 지반을 구성하는 국내의 지반조건에 대한 흙막이 굴착공사의 안전성을 판단할 수 있는 안전관리기준 자료로 활용될 수 있다. 굴착공사의 안정성을 확보하기 위해 공사 전에 결정된 절대치관리기준을 적용하기 보다는 굴착단계별 시간경과에 따른 수평변위속도, 축력변화속도 등을 종합적으로 검토하여 결정되는 흙막이 굴착 안전관리기준에 대한 체계적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.

(6) 향후, 국내 굴착 현장의 계측자료를 지속적으로 수집하여 분석함으로써 다양한 지반조건, 시공조건 등을 고려하는 국내 실정에 맞는 합리적인 계측관리 기준치의 연구가 수행되어야 할 것으로 판단된다.

References

- [1] Kim, D.J. (1998). Design of In-situ Wall System and Instrumentation, Saeron Press, Seoul, Korea, pp.320-337.
- [2] Kim, M.S. (2012). The Role of Field Monitoring to Prevent Failure During Ground Excavation Works, M.S. Thesis, Chung-ang University, Seoul, Korea, pp.4-81.
- [3] Yang, G.S. (1996). Analysis of Adjacent Ground Movements for Deep Excavations in Urban Areas, Ph.D. Thesis, Seoul National University, Seoul, Korea, pp.23-66.
- [4] Lee, D.W., Kim, J.H., Lee, J.Y., and Chun, B.S. (2007). "A Study of Behavior on Earth Retaining Wall and Soil Pressure in Urban Area Excavation", Proceedings of Korean Geo-Environmental Society, Korea, pp.259-256.
- [5] Lee, C.K. and Jeon, S.K. (1993). "Earth Pressure Distribution on Retention Walls in the Excavation of Multi-Layered Ground", Journal of The Korean Geotechnical Society, Vol.9, No.1, Korea, pp.59-68.
- [6] Korean Geotechnical Society (1992). Excavations and Earth Retaining Structures, Geotechnical Engineering Series, Volume 3, Goomibook Press, Seoul, Korea, pp.364-370.
- [7] Hong, W.P. and Yun, J.M. (1995). "A Study on the Stability of Anchored Retention Walls for Underground Excavation", Journal of The Korean Society of Civil Engineers, Vol.15, No.4, Korea, pp.991-1002.

- [8] Clough, G.W. and O'Rourke, T.D. (1990). "Construction Induced Movements of In Situ Walls", Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Lambe, P. C. & Hansen, L. A. ed., New York, US, pp.439-470.
- [9] Goldberg, D.T., Jaworski, W.E., and Gordon, M.D. (1976). Lateral support Systems and Underpinning, Report FHWA-RD-75-128, Vol. 1, Federal Highway Administration, US, pp.1-28.
- [10] Hashashi, Y.M.A. and Whittle, A.J. (1996). "Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay", Journal of Geotechnical Engineering, Vol.122, No.6, US, pp.474-486.
- [11] Mana, A.I. and Clough, G.W. (1981). "Prediction of Movements for Braced Cuts in Clay", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.107, Issue 6, US, pp.759-777.
- [12] NAVFAC (1982). DM-7.2, US, pp. 13-20.
- [13] Ou, C.Y., Hsieh P.G., and Chiou, D.C. (1993). "Characteristics of Ground Surface Settlement during Excavation", Canadian Geotechnical Journal, Vol.30, No.5, Canada, pp.758-767.
- [14] Peck, R.B. (1969). "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground", Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art Report, Mexico, pp.259-290.
- [15] Yoo, C.S. (2001). "Behavior of Braced and Anchored Walls in Soils Overlying Rock", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.127, No.3, US, pp.225-233.