

시공단계를 고려한 비탈면의 안정성 검토를 통한 비탈면 활동원인 연구

A Study on the Collapse Reason by Slope Stability Analysis Considering Construction Stages

변 요셉¹⁾ · 장 현 길²⁾ · 정 경 식¹⁾ · 천 병 식[†]

Byun, Yoseph · Jang, Hyeonkil · Jung, Kyongsik · Chun, Byungsik

ABSTRACT : In recent rainy seasons, severe rain storms have caused frequent reinforced retaining wall collapses and slope sliding which have lead to casualties. In this paper, investigating cases of reinforced retaining wall failure, the causes of cracks in reinforced retaining wall and slope sliding have been examined, and a finite element analysis considering the construction phase has been done to analyze the cause and characteristics of slope sliding. As a result, reinforced retaining wall displacement has increased due to heavy rain storms and the increase size has been shown to be large. From these results, it has been analyzed that pile driving can have an effect on the collapse of reinforced retaining walls.

Keywords : Reinforced retaining wall, Sliding, pile, Geosynthetic, Collapse

요 지 : 최근 우기 시 집중호우로 인한 보강토 옹벽 및 비탈면의 붕괴는 빈번히 발생하고 있으며 더욱 인명사고로 이어지고 있다. 이에 본 논문에서는 집중호우로 인한 보강토 옹벽의 붕괴된 사례를 통해 보강토 옹벽의 균열 및 비탈면활동의 원인을 분석한 내용을 다루었고, 시공단계를 고려한 유한요소해석을 실시하여 비탈면의 파괴원인 분석 및 거동특성을 파악하였다. 연구결과 집중호우에 의한 보강토 옹벽의 변위는 증가하는 것으로 나타났으며, 그 증가폭도 큰 것으로 나타났다. 이와 같은 결과를 통해 말뚝 향타로 인해 보강토 옹벽의 붕괴에 일부 영향을 미칠 수 있는 것으로 분석되었다.

주요어 : 보강토옹벽, 비탈면 활동, 말뚝, 토목섬유, 붕괴

1. 서 론

토목섬유의 개발과 더불어 눈부시게 발전한 보강토 공법은 많은 장점들을 지니고 있다. 그중에서 특히 보강토 옹벽은 시공성 및 역학적 안정성, 화려한 경관 등이 우수하여 기존의 콘크리트 옹벽을 대체하는 공법으로서 자리를 잡아 가고 있다. 또한 활용범위도 확대되어 구조물의 비탈면, 도로, 교대 등 실생활에서 쉽게 접할 수 있는 구조물이 되었고 인간의 생활과 밀접한 관계를 지니게 되었다(유충식 등, 2004; 유충식 등, 2006).

현재 통용되고 있는 대표적인 보강토 옹벽의 설계기준은 한계평형에 근거하고 있으며 NCMA 설계기준(Collin, 1997)과 FHWA 설계기준(Elias and Christopher, 1997) 등이 사용되고 있다. 이들 설계기준은 극히 보수적인 결과를 유도함에도 불구하고 시공 중 혹은 시공 후 크고 작은 구조적 문제점들이 발생하고 있다. 현재까지 연구된 보강토 옹벽의 문

제점으로는 견고한 지반에 시공되는 것으로 간주하고, 시공 중에 내·외적안정성을 검토하도록 되어 있으나, 기초지반이 불량한 지반에서는 지지력 부족으로 인한 침하가 발생하고, 이로 인해 추가적인 수평변위가 발생하고 있는 것이 문제점으로 지적되고 있으며, 적절하지 못한 현장유용도를 뒤채움 흙으로 사용하여 강우 발생 시 원활한 배수가 이루어지지 않아 수압이 외력으로 작용할 수 있다(유충식 등, 2008).

보강토 옹벽의 장점 이면에는 1990년도 초반에 국내에 도입된 후 빠르게 성장한 보강토공법이 설계법 적립의 부재와 무분별한 시공의 적용으로 최근 많은 붕괴사고로 이어지고 있고 기존에 시공된 보강토 옹벽의 안정성에 많은 문제점을 지니고 있음을 시사하고 있다.

따라서 본 논문에서는 보강토 옹벽의 붕괴 사례를 통해 보강토 옹벽의 균열 및 비탈면활동의 원인을 규명하고 이를 통해 보강토 옹벽의 붕괴를 사전에 방지하고자 하는 데에 목적이 있다.

1) 정희원, 한양대학교 대학원 건설환경공학과 박사과정

2) 정희원, KR산업 본부장

† 정희원, 한양대학교 공과대학 건설환경공학과 교수(E-mail : hengdang@unitel.co.kr)

2. 붕괴된 보강토 옹벽 현장

2.1 현장 개요 및 지형

본 연구대상 지역은 전라남도에 위치한 OO고속도로 현장으로서 연구대상 부지 우측은 산지에 속하는 구간이며, 농경지를 이루고 있는 좌측부 쪽으로 급비탈면을 이루고 있다. 그림 1에 연구대상 지역 지형 및 시추조사 위치를 나타내었다.

2.2 현장 지층

본 연구대상 지역에서 5개소의 시추조사를 통해 지층상태를 조사해 본 결과 지층 구성상태는 지표로부터 표토층, 붕적층, 풍화토층, 풍화암층의 분포 상태를 나타내고 있다. 공내지하수위 측정결과 대체로 GL(-) 6.2~28.5m으로 측정

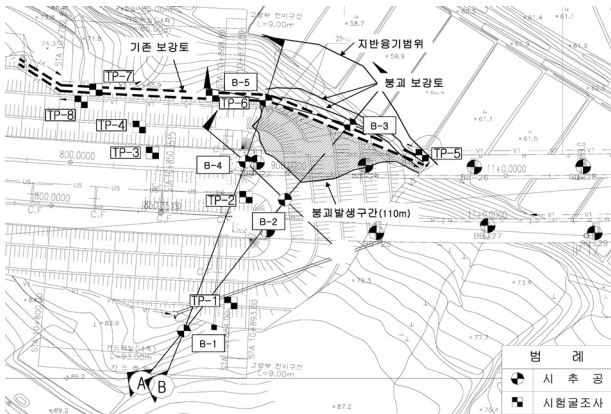


그림 1. 연구대상 지역 지형 및 시추조사 위치

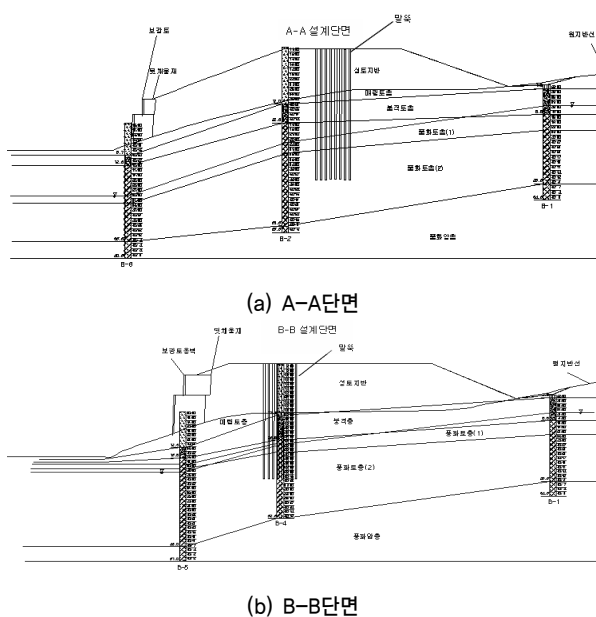


그림 2. 연구대상 지역 지층분포도

되었으며, 붕적층 내지 풍화토층 내에 분포하고 있는 것으로 조사되었다. 그림 2에 연구대상 지역 지층분포도를 나타내었다.

2.3 붕괴이력

본 연구대상 지역의 보강토옹벽은 11월에 시공이 시작되어 익년 5월에 하단 보강토옹벽을 완료하고 8월에 상단 보강토옹벽 시공을 완료하였다. 이후 배면에 6m 성토 후 교대기초말뚝을 9월경 향타시공을 완료하고 반대방향 교대기초말뚝에 대해 9월 중순부터 총 34본의 말뚝 중 20본 향타시공시 보강토옹벽을 포함한 전반활동이 발생하였다. 표 1에 보강토옹벽 및 말뚝 시공 개략일지를 나타내었다.

본 연구대상 현장의 붕괴발생 이력은 그림 3에서 보는 바와 같다. 이 그림은 강진지역에 발생된 강우량을 일일최대강우량(mm), 누적강우량(mm)으로 나타내고 상단 보강토옹벽이 시공 중인 7월부터 9월까지 시공 및 균열·붕괴이력을 함께 도시한 것이다. 집중호우에 의한 보강토옹벽의 변위를 살펴보면 집중호우 시 변위량은 증가하는 것으로 나타났으며 집중호우량이 월등히 많은 기간에는 변위량의 증가 폭

표 1. 보강토옹벽 및 말뚝시공 개략일지

구분	년월	11월	익년 1월	3월	5월	7월	9월
하단보강토 옹벽시공		■		■			
상단 보강토 옹벽시공						■	
교대기초 말뚝향타(광양방향)							■
교대기초 말뚝향타 (목포방향)							■ 붕괴

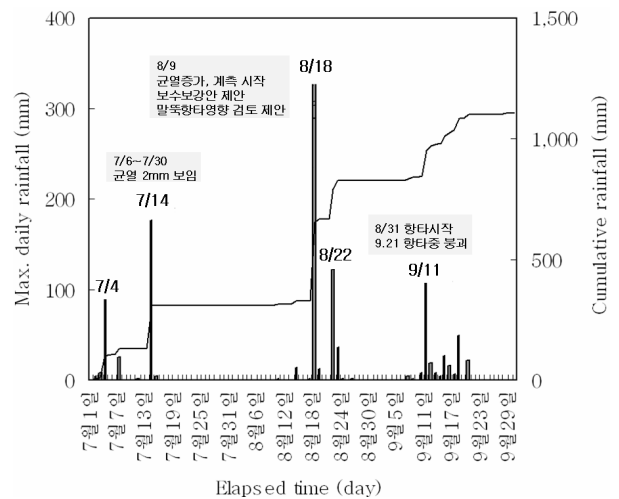


그림 3. 강우량과 시공일지

표 2. 붕괴구간의 보강토옹벽 변위량(STA 10+910)

일자	상단 변위(mm)	중간 변위(mm)	하단 변위(mm)
8월 10일	0	0	0.00
8월 14일	-3.73	2.71	0.51
8월 20일	4.07	0.85	6.95
8월 27일	16.95	21.02	26.44
9월 3일	26.61	28.31	38.31
9월 10일	33.05	35.93	47.80
9월 17일	38.98	43.05	53.9

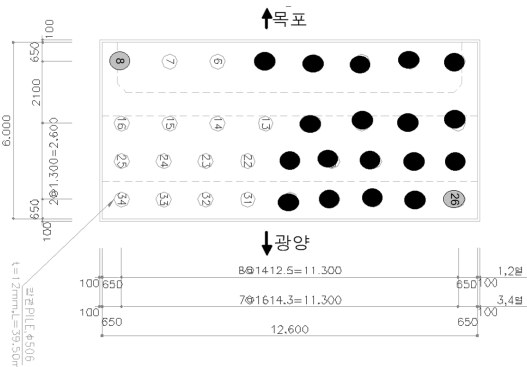


그림 4. 광양방향 교대 기초말뚝 시공현황도

이 컷음을 알 수 있다. 표 2는 붕괴구간에서 강토옹벽 전면 변위가 가장 많이 발생한 STA 10+910구간의 계측값을 표로 정리하여 나타내었다.

교대기초말뚝은 목포방향 교대와 광양방향 교대의 기초 말뚝으로 구분되며 광양방향 교대기초말뚝은 붕괴지점에서 원거리에 떨어져 향타시공이 완료되었고, 목포방향 교대기초의 경우는 그림 4에 나타낸 34본의 말뚝 중 8월 31일에 26본, 8본 말뚝의 시향타를 시작으로 20본째 말뚝을 향타시공 중 붕괴가 발생하였다.

3. 유한요소해석을 통한 시공단계별 비탈면안정성 해석

3.1 개요

비탈면의 파괴원인 분석 및 안정성 평가를 하기 위해 본 연구에서 사용한 PLAXIS는 전단강도 감소기법을 이용하여 비탈면의 안전율을 산정하는 유한요소해석 프로그램으로 1987년 네덜란드의 델프트 공과대학(Delft University of Technology)에서 처음 개발되어 1993년 PLAXIS사에 의해 지금까지 발전되어 왔다. PLAXIS는 여러 지반 및 암반에 적용이 가능한 다양한 재료모델을 가지고 있으며, 복잡한 비선형 거동을 모사하기 위하여 PLAXIS에는 다양한 재료의 구성모델과 탄소

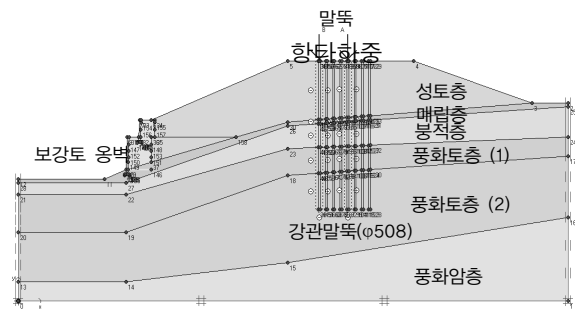
성 상태에서 평형상태에 도달하기 위한 즉, 수렴(Convergence)을 돕는 강력한 알고리즘을 보유하고 있다. 본 연구에서는 PLAXIS 프로그램이 가지고 있는 시공단계별 해석기능과 전단강도 감소기법을 이용한 지반 안정성 분석기능 등이 용이하여 한계평형 해석과 병용하여 적용한다.

3.2 해석단면 선정

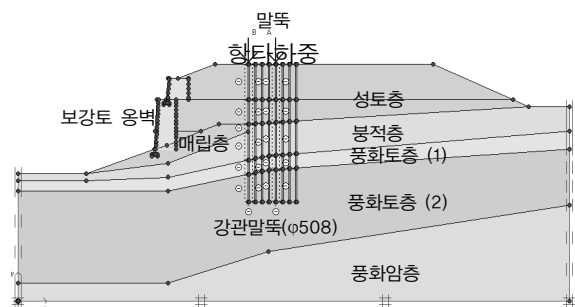
본 해석에서는 비탈면의 시공단계에 따른 비탈면 안정성 검토 및 비탈면활동 원인분석을 위하여, 설계단면(그림 1 참조)으로부터 그림 5와 같이 2개의 해석단면(A-A 단면, B-B 단면)을 선정, 모델링하였다. 본 유한요소 해석에서는 우기 시 지하수위가 붕적층 상부에 위치하는 것으로 가정하였다.

3.3 해석적용 지반정수

본 수치해석에서는 지반 재료의 모델로 실무에서 가장 일반적으로 사용하고 있는 탄소성 모델인 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였으며, 전면판과 강관말뚝은 Linear-Elastic 모델을 적용하였다. 비탈면을 형성하는 재료의 입력 지반정수는 실내실험 분석결과를 바탕으로 표 3과 같이 선정하였다. 또한 각각의 해석단면에서 사용된 Geogrid의 모델 및 입력값은 표 4와 같다.



(a) A-A단면



(b) B-B단면

그림 5. 검토단면

표 3. 해석적용 지반물성 입력값

지층	Model	Type	$\gamma_t(\text{kN/m}^3)$	c(kPa)	$\phi(\text{deg})$	E(kPa)	ν	I.S.F.
전면관	L,E	non-porous	24.0	-	45.0	2.58×E7	0.25	-
강관말뚝	L,E	non-porous	23.7	-	-	1.657×E7	0.1	-
보강토	M,C	배수	19.0	20	35.0	1.4×E5	0.3	0.5
성토층	M,C	배수	19.0	4.5	35.0	3.92×E4	0.3	0.5
매립층	M,C	배수	20.0	1.2	30.0	3.92×E4	0.35	0.5
붕적층	M,C	배수	19.0	1.5	33.2	5.88×E4	0.4	0.5
풍화토층(1)	M,C	배수	19.0	15.0	26.3	8.4×E4	0.3	0.5
풍화토층(2)	M,C	배수	19.0	15.0	32.0	1.4×E5	0.2	1
풍화암	M,C	비배수	22.0	2.0	38.0	3.0×E5	0.2	1

표 4. 해석적용 Geogrid 입력값

단면	단	Model	Tensile Strength at 5% Strain	Peak Tensile Strength(kN/m)	적용된 EA(kN/m)
A-A 단면	하단	TT090	50	90	1000
	상단	TT120	72	120	1400
B-B 단면	하단	TT090	50	90	1000
	상단	TT160	90	160	1800

3.4 해석방법

본 해석에서는 비탈면활동 원인 및 거동특성을 파악하고 자 시공단계에 따른 비탈면의 거동을 분석하고 안전율과 변형을 정량적으로 분석하였다. 이를 위하여 다음과 같은 해석방법을 적용하여 유한요소해석을 수행하였다.

3.4.1 말뚝의 등가의 널말뚝벽 치환과정

말뚝이 시공된 비탈면의 수치해석을 위해서는 3차원 모델링이 필요하지만, 3차원 수치해석은 매우 복잡하므로 등가의 물성치를 입력하여 이를 2차원 평면 변형율(Plane Strain) 조건으로 고려하는 방법이 많이 사용되고 있다.

Rowe와 Poulos(1979)는 군말뚝으로 보강된 비탈면지반의 비배수 거동을 분석하기 위해 평면변형을 유한요소기법을 제한하였다. 이 기법에서는 지반과 말뚝을 개별적으로 고려하면서 평형조건과 적합조건을 만족하는 절점 하중과 연관시켰다.

그리고 지반에 대해서는 탄소성 모델을 사용하였으며 지

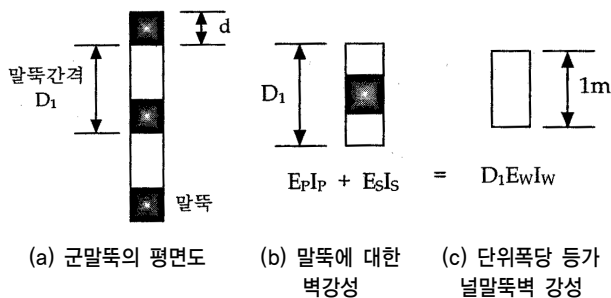


그림 6. 말뚝의 등가의 널말뚝벽 치환과정

반이 한계토압 상태에 도달하게 되면 지반은 말뚝 사이를 유동하는 것으로 분석하였다. 이 해석기법은 다양한 말뚝 배열과 말뚝 강성에 따라 비탈면지반의 변형과 안정성을 분석할 수 있으며 평면 변형율 상태의 말뚝강성은 3차원 탄성 해석에 의한 군말뚝의 수평거동을 2차원 유한요소해석 결과와 대략적으로 연관시켜서 결정할 수 있다. 이와 유사한 기법으로, Randolph(1981)는 현장 조건을 반영한 평면변형을 해석을 수행하였다. 여기서 말뚝은 그림 6과 같이 말뚝과 지반의 연성(flexibility)을 평균한 값과 동일한 연성을 가지는 등가의 널말뚝벽으로 치환 가능하다. 이 해석방법은 군말뚝 해석이 가능하고 특히 비탈면에 인접한 군말뚝 해석에 적용할 수 있다.

3.4.2 말뚝의 환산단위중량 산정

속이 빈 강관말뚝의 단위중량을 적용하기 위해 식 (1)을 이용하여 그림 7과 같이 모델링하였다.

$$\gamma' = \frac{1}{A'}(\gamma_{st}A_{st} + \gamma_{soil}A_{soil}) \quad (1)$$

- 여기서, γ' : 환산 단위중량
- A' : 환산 단면적
- γ_{st} : 강관말뚝의 단위중량
- A_{st} : 강관말뚝의 면적
- γ_{soil} : 흙의 단위중량
- A_{soil} : 흙의 면적

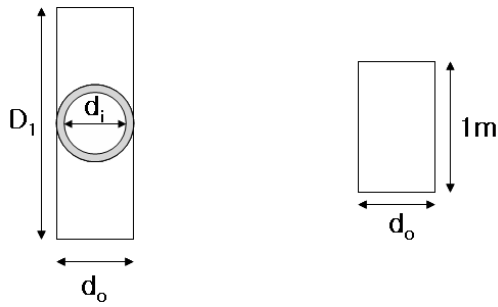


그림 7. 말뚝의 환산단위중량 치환과정

3.4.3 말뚝 두부의 항타하중 산정

본 해석은 햄머로 말뚝두부를 타격해 관입시키는 시공과정을 최대한 적절하게 모델링하기 위해, 실제 말뚝두부에 발생하는 충격하중을 각각 비탈면쪽 말뚝과 배면쪽 말뚝에 작용시켰다. 충격하중은 Weap 해석 결과를 토대로 산정하였다. 충격하중은 말뚝항타 시 말뚝두부에 발생하는 응력과 같다고 가정할 수 있다. 「지반조사 보고서 제2-2공구 : 학산~작천(한국도로공사, 2002)」의 Weap 해석결과 HH7 hammer인 경우에 항타응력이 각각 $1.872 \times E5kPa$ (A-A 단면), $1.900 \times E5kPa$ (B-B 단면) 발생하였으며, 이는 허용항타응력인 $2.120 \times E5kPa$ 의 약 90%에 해당하는 값이므로 본 해석에 적용하기에 타당하다고 판단된다. 이 항타응력은 두께 12mm의 강관말뚝에 발생한 응력으로, 본 해석에 사용된 환산단면에 적용하면 아래와 같이 각각 8278kPa(A-A 단면), 8134kPa(B-B 단면) kPa이 되며, 이를 말뚝두부에 분포하중으로 작용시켰다.

본 해석에서는 말뚝두부에 각각 충격하중을 1회에서 5

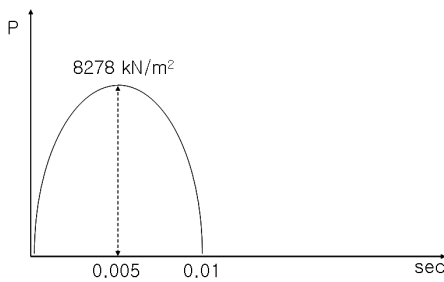


그림 8. 1회 항타시 시간-충격하중

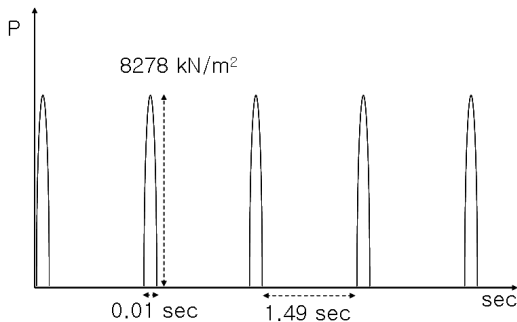


그림 9. 5회 항타시 시간-충격하중

회까지 가하여 진동해석을 수행하였다. 항타에 의해 말뚝 두부에 작용하는 하중은 그림 8과 같이 sin곡선 형태로 총 0.01초 동안 작용하도록 하였다. 햄머의 분당 타격횟수를 40회로 가정하여 5회 타격 시 각 타격 사이에 1.49초의 시간 간격으로 산정하였으며, 이는 그림 9와 같이 나타낼 수 있다.

3.4.4 말뚝-지반 Interface Strength Reduction(I.S.R.)

말뚝 항타에 따른 말뚝-지반간 slip을 고려하기 위해 사용되는 interface strength reduction은 그림 2에 나타낸 바와 같이 말뚝이 근입된 성토층, 매립층, 붕축층, 풍화암층에서는 0.5를, 말뚝이 근입되지 않은 층은 1을 말뚝근입깊이에 따라 각각 다르게 적용하였다.

3.4.5 안전율 산정

일반적으로 유한요소해석 또는 유한차분해석을 이용한 비탈면안정성 검토 시 사용하는 전단강도 감소기법(Shear Strength Reduction Method)은 실제 지반의 강도를 비탈면의 파괴가 발생할 때까지 점진적으로 감소시켜 가며 해석을 반복 수행하는 과정이다. 전단강도 감소기법은 현재 흔히 쓰이고 있는 절편법(Method of Slice)에 비하여 여러 가지 장점이 있다. 가장 큰 장점은 임계파괴면이 자동으로 찾아지기 때문에 임계파괴면의 기하학적 형태를 사전에 원호, Log Spiral, 부분선형 등으로 가정할 필요가 없다는 점이다. 만일 탄성-완전소성 구성 방정식과 관련흐름법칙(Associated Flow Rule)이 적용될 경우, 전단강도 감소기법으로 구해진 안전율은 분할법에 의하여 구해진 안전율과 일치하며, 유일한 값을 가진다. 또한 이 값은 탄성 지반정수나 초기 응력 또는 응력 경로와는 무관하다고 알려져 있다.

3.4.6 시공단계별 안정해석

본 수치해석 프로그램에서는 시공단계에 따른 비탈면의 안전율과 변형을 정량적으로 분석하여 비탈면의 거동변화를 추적하고, 이로부터 비탈면활동 원인 및 거동특성을 파악하고자 시공단계별 해석을 수행하였다.

이를 위해, 본 유한요소해석에서는 초기단계(Initial State)에서 하단 전면판 시공, 상단 전면판시공, 5~8열 말뚝 항타(배면 방향), 1~4열 말뚝 항타(비탈면 방향)까지 이르는 시간경과에 따른 일련의 시공단계를 해석단계별로 모사하였다. 그리고 실제의 시공과정을 시간에 따라 모사하기 위해 현장의 시공일지를 바탕으로 정리한 시공단계별 경과시간을 본 해석 시 반영하였다.

표 5. 시공단계별 사면 안전을 변화양상

Safety Factor		
Construction Stage	A-A 단면	B-B 단면
하단 전면판 시공(1/2)	1.607	1.666
하단 전면판 시공(2/2)	-	1.214
상단 전면판 시공	1.277	1.003
5~8열 말뚝(배면쪽) 시공 및 향타	1.094	1.020
1~4열 말뚝(배면쪽) 시공 및 향타	1회향타	1.263
	3회향타	1.264
	5회향타	1.268

3.5 해석결과 및 분석

본 연구에서는 시공단계에 따른 비탈면의 안정성 및 거동특성을 파악하기 위하여 총 2개의 검토단면에 대한 유한요소해석을 수행하였으며, 이상의 수치해석 결과를 토대로 비탈면의 거동특성과 안정성을 다음 두 가지 검토사항을 중심으로 시공단계별로 분석·검토하였다. 첫째, 시공단계별 비탈면안전을 변화양상을 검토하였으며 둘째, 시공단계별 비탈면 전면판의 변위양상을 검토하였다.

3.5.1 시공단계별 비탈면 안전을 및 파괴면 변화양상

각 검토단면에 대하여 시공단계별 비탈면안전율을 전단 강도 감소기법으로 산정하였으며, 파괴 시의 기준안전율을 1.0을 기준으로 보고 대상 비탈면(A-A 단면, B-B 단면)의 안정성을 평가하였다. 이로부터 표 5에 기준안전율을 1.0을

만족하지 못하거나 근접한 시공단계를 음영으로 처리하여 비탈면의 안정성을 구분하여 표시하였다. 또한 각 시공단계별 파괴면을 예측하여 그림 10과 그림 11에 나타내었다.

A-A 단면의 경우 하단 전면판 시공, 상단 전면판시공, 말뚝 시공 및 향타의 모든 단계에서 기준안전율 1.0을 만족하는 것으로 나타났다. 비탈면의 예상 활동면은 그림 10과 같이 비탈면 경사부분의 얇은 평면파괴보다는 비탈면 정부의 깊은 심층 원호파괴가 주된 파괴면으로 발생된다.

B-B 단면의 경우 하단 전면판 시공(0~5m 시공, 5~14m 시공)의 경우 비탈면 안전율은 각각 1.666, 1.214로 기준안전율을 만족하는 것으로 나타났다. 그러나 상단 전면판 시공의 경우 비탈면 안전율은 1.003으로 파괴상태에 가까우며, 말뚝의 시공·향타 시의 안전율도 1.010~1.020으로 파괴상태에 가깝다고 할 수 있다. 비탈면의 예상파괴면은 그림 11과 같이 1~4열 말뚝(비탈면쪽)향타·시공단계에서의

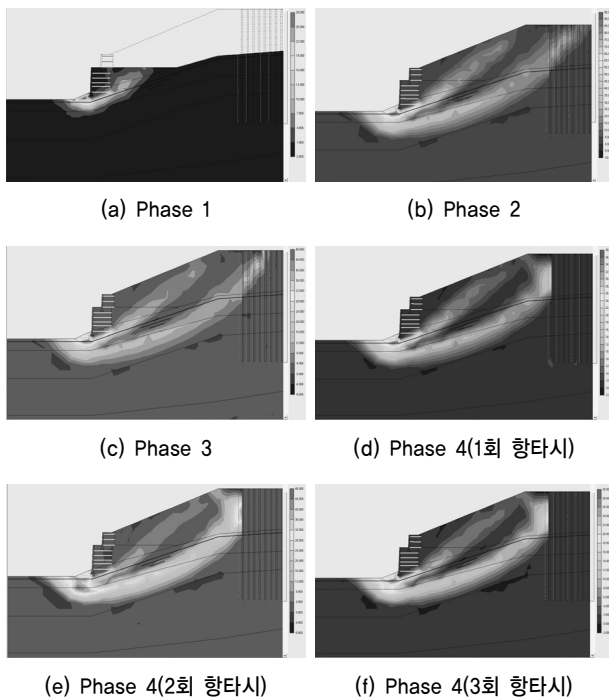


그림 10. 시공단계별 전단 변형을 변화 양상(A-A단면)

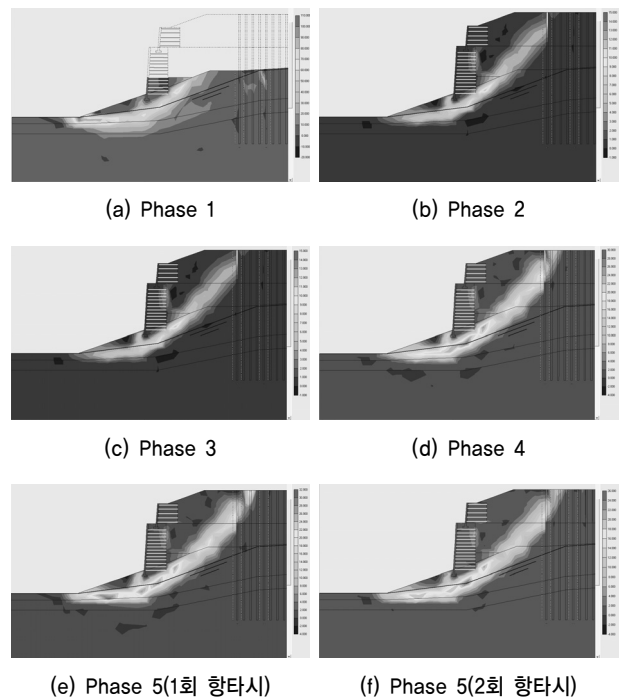


그림 11. 시공단계별 전단 변형을 변화 양상(B-B단면)

파괴면은 붕적층을 통과하여 발생하였다.

3.5.2 비탈면 전면판의 변위양상

본 수치해석에서는 각각의 대상비탈면의 전면판의 변형 양상을 정량적으로 파악하기 위해 실시하였다.

A-A 단면의 경우 하단 전면판 시공 및 상단 전면판시공의 경우 최대 발생변위는 각각 1.9cm, 4.8cm 발생하였으며 말뚝 시공·항타 시에는 최대 발생변위가 9.6cm~24.8cm범위로 전면판 시공단계에 비해 옹벽에서의 변위 증가가 크게 발생하였다.

B-B 단면의 경우 하단 전면판 시공(0~5m 전면판시공, 5~14m 전면판시공)단계의 전면판에서의 최대 변위는 각각 0.8cm, 2.0cm 발생하였고 상단 전면판 시공의 경우의 최대 변위는 10.6cm로 하단 전면판말뚝 시공단계보다 크게 증가하는 것으로 나타났다. 또한 5~8열 말뚝 및 1~4열 말뚝 시공·항타 시 전면판에서 발생하는 최대 변위는 91.6cm~16.344m으로 기하급수적으로 증가하여 비탈면활동이 발생했다.

4. 결 론

본 연구에서는 말뚝 단계별 시공으로 인해 보강토옹벽을 포함한 비탈면 안전율 및 파괴면 변화양상을 분석하여 말뚝 시공이 보강토 옹벽의 붕괴와 연관 있음을 분석하였고 이를 종합 정리하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 집중호우에 의한 보강토 옹벽의 변위는 증가하는 것으로 나타났으며 호우가 집중되는 기간에는 보강토 옹벽의 변위량의 증가 폭이 컸음을 알 수 있다.
- (2) 시공단계별 비탈면 안전율 및 파괴면 변화양상을 비교 분석해 보았을 경우 전면판 시공 직후 기준안전율을 만족하는데 비해 항타 직후 안전율의 감소로 한계평형 상

태에 놓이는 것으로 분석되었다.

- (3) 비탈면 전면판의 변위양상 분석에서 A-A 단면의 경우 항타후 전면판 직후에 비해 5배의 변위 증가가 발생하였으며 B-B 단면의 경우는 많은 변위 허용으로 인해 붕괴가 발생된 것을 사료된다.
- (4) 이와 같은 결과로 미루어 볼 때 집중호우와 보강토옹벽에서의 말뚝항타로 인해 기초지반의 누적변위를 가중된 것으로 분석되며 보강토옹벽의 붕괴와 밀접한 관계가 있는 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 유충식, 정혁상(2006), 강우와 보강토 옹벽의 거동 - 시공 및 붕괴사례 고찰, *한국토목섬유학회논문집*, Vol. 5, No. 3, pp. 17~24.
2. 유충식, 김선빈, 정혁상(2008), 보강토 옹벽에 적용되는 연직 배수시스템의 강우시 수압 저감 효과 : 수치해석 연구, *한국지반공학학회논문집* Vol. 24, No. 5. pp. 99~106.
3. 유충식, 정혁상, 이봉원(2004), 계단식 보강토 옹벽의 파괴 메카니즘 연구, *한국토목섬유학회논문집*, Vol. 3, No. 4, pp. 13~19.
4. 한국도로공사(2002), *고속국도 제 10호선 목포~광양목포~장흥간 고속도로 건설공사 제 2-2 공구 : 학산~작천(교동교) 설계도*, pp. 3~152.
5. Collin, J.(1997), *Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed.* NCMA, Virginia, pp. 36~58.
6. Elias and Christopher(1997), *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines*, FHWA Demonstration Project 82, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071, pp. 57~170.
7. NCMA(1997), *Design Manual for Segmental Retaining Walls Second Edition*, pp. 3~61.
8. PLAXIS Version7 User's Guide, PLAXIS.
9. Randolph, M. F.(1981), *The Response of Flexible Piles to Lateral Loading*, Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp. 247~259.
10. Rowe, R.K. and Poulos, H.G.(1979), *A Method for Predicting the Effect of Piles on Slope Behaviour*, Proceedings of the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, April 2-6, pp. 1073~1086.

(접수일: 2011. 4. 11 심사일: 2011. 6. 3 심사완료일: 2011. 7. 15)