



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2024년 2월

석사학위논문

패널식 옹벽의 대절토부 보강에  
따른 지반의 거동특성 분석

조선대학교 산업기술창업대학원

토 목 공 학 과

박 준 오

# 패널식 옹벽의 대절토부 보강에 따른 지반의 거동특성 분석

**Analysis of the behavior characteristics of the ground according  
to the reinforcement of large cuttings of panel retaining walls**

2024년 2월 23일

조선대학교 산업기술창업대학원

토 목 공 학 과

박 준 오

# 패널식 옹벽의 대절토부 보강에 따른 지반의 거동특성 분석

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학석사학위신청 논문으로 제출함

2023년 10월

조선대학교 산업기술창업대학원

토 목 공 학 과

박 준 오

# 박준오의 석사학위논문을 인준함

위원장 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 조선대학교 교수 정 명 훈 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2023년 11월

조선대학교 산업기술창업대학원

# 목 차

## ABSTRACT

제 1 장 서 론 .....	1
1.1 연구배경 및 목적 .....	1
1.2 국내·외 연구동향 .....	2
1.3 연구내용 및 방법 .....	4
제 2 장 이론적 배경 .....	5
2.1 비탈면 붕괴원인 및 형태 .....	5
2.2 국내 비탈면 설계기준 .....	8
2.2.1 한국도로공사 비탈면 설계기준 .....	8
2.2.2 국토교통부 비탈면 설계기준 .....	9
2.3 사면의 안정해석 .....	10
2.3.1 전응력 및 유효응력해석 .....	10
2.3.2 한계평형해석법 .....	11
2.3.3 마찰원법 .....	13
2.3.4 절편법 .....	15
2.4 비탈면 보강공법 .....	20
2.4.1 패널식 옹벽 .....	20
2.4.2 쏘일네일 공법 .....	23

제 3 장 설계단면 검토 .....	26
3.1 개요 .....	26
3.2 연구대상지역 .....	26
3.2.1 연구대상지 현황 .....	27
3.2.2 연구대상지역의 지반조사 .....	28
3.3 보강공법 적용에 따른 수치해석 결과 .....	32
3.3.1 설계지반정수 산정 .....	32
3.3.2 절토 1구간 .....	33
3.3.3 절토 2구간 .....	35
3.3.4 절토 3구간 .....	37
3.3.5 절토 4구간 .....	39
제 4 장 현장시공 결과 .....	42
4.1 옹벽 1, 2단 시공후 현장현황 .....	42
4.2 지하수위 최대 상승위치에서의 안정성 검토 .....	45
제 5 장 결 론 .....	48
참고문헌 .....	50

## 표 목 차

표 2.1 비탈면 붕괴 원인 .....	5
표 2.2 한국도로공사 깎기 비탈면 안전율 기준 .....	8
표 2.3 국토교통부 깎기 비탈면 안전율 기준 .....	9
표 2.4 비탈면 보강공법 비교표 .....	22
표 2.5 연구대상지역에 적용 가능한 비탈면 보강공법 비교 .....	25
표 3.1 지층 분포상태 .....	29
표 3.2 지층분포 및 구성상태 .....	30
표 3.3 대상지반의 설계지반정수 .....	32
표 3.4 절토구간 안정성 검토 결과 .....	41
표 4.1 지하수위 변동에 대한 안전율 재검증 .....	47



## 그림 목 차

그림 2.1 비탈면의 파괴 형태 .....	6
그림 2.2 마찰원법 .....	13
그림 2.3 사면경사와 안정계수 .....	15
그림 2.4 절편법 .....	16
그림 2.5 를 구하는 도표 .....	19
그림 2.6 추가 작용령계 의한 지중응력 모식도 .....	21
그림 2.7 쏘일네일 공법의 모식도 .....	24
그림 3.1 연구대상지역 .....	26
그림 3.2 시공전 연구대상지역 현황 .....	27
그림 3.3 지반조사 및 검토단면 위치도 .....	28
그림 3.4 연구대상지의 지층분포 상태 .....	29
그림 3.5 지반조사 전경 .....	30
그림 3.6 각 검토단면에 따른 비탈면 보강방안 .....	31
그림 3.7 사면안정검토 결과 - 절토 1구간 .....	33
그림 3.8 사면안정검토 결과 - 절토 2구간 .....	35
그림 3.9 사면안정검토 결과 - 절토 3구간 .....	37
그림 3.10 사면안정검토 결과 - 절토 4구간 .....	39
그림 4.1 옹벽 시공전 지반상태 .....	42
그림 4.2 옹벽 1, 2단 시공 후 옹벽 주변 손상 현황 .....	43
그림 4.3 사면안정해석을 통한 안전율 재검토 .....	45

## ABSTRACT

### Analysis of the behavior characteristics of the ground according to the reinforcement of large cuttings of panel retaining walls

Park, Jun O

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Industrial Technology  
and Entrepreneurship, Chosun University

In performing large land construction, it is very important to secure stability during the construction of the retaining wall.

Currently, various technologies and new technologies for securing the stability of wall, but there are different design limitations on the field index, but there are different designation of the field indicators. As a result, economic and human damage is continuously occurring at the construction site.

A total of five stages of retaining wall construction are scheduled for the study site in this study, but cracks in the upper part of the retaining wall, subsidence of the front surface of the retaining wall, and outflow of rainwater were confirmed at the time of completion of the second stage of construction. This does not clearly reflect the construction of the sub-ground of the current research site, so it was intended to identify problems with facilities in the relevant research area through a review of existing stability reviews and to propose solutions such as suggesting reinforcement methods for stable and economic maintenance.

As a result of the analysis, it was confirmed that the safety factor during dry season, rainy season, and earthquake exceeded the standard safety factor in all

sections 1 to 4 of the cutting parts before construction. This can be determined that the method applied in this study is appropriate based on the physical properties of the ground and the current stratum distribution status derived from the ground survey.

After the completion of the first and second stages of the retaining wall construction, problems with cracks and subsidence in the upper part of the retaining wall and excellent outflow of the front of the retaining wall were discovered, and the results of the existing stability review were done. It was confirmed that it was a problem caused by groundwater leakage because there was no clear review of the colluvial soil in the existing design stage, and a stability analysis of the slope was conducted by placing a groundwater level line at the top of the retaining wall to conservatively reflect the groundwater level conditions. As a result of the analysis, it was confirmed that the safety factor during the rainy season was 1.31, exceeding the standard safety factor of 1.3, but it was confirmed that the safety factor during the earthquake was 1.12, which did not satisfy the standard safety factor of 1.3.

The colluvial soil layer is highly water-permeable and easily collapses when it comes into contact with water, so it is easy to penetrate by rainfall and easily loses the shear strength of the soil, so a method that can reinforce the foundation of the colluvial soil and reduce the initial groundwater level is needed. Accordingly, it is deemed urgent to secure safety rates by excluding groundwater by applying micro-pile using grouting to the existing 1st and 2nd stage retaining walls, and installing horizontal drainage holes for the 3rd, 4th, and 5th stage retaining walls scheduled to be constructed.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

대규모 토목 공사를 수행함에 있어 강우 및 지진 등 외부환경에 노출되는 대절토 사면의 시공 중, 공용 중 안정성을 확보하기 위해서 해당 위치의 지반 특성을 정확히 반영한 적합한 사면보강 공법 선정은 매우 중요하다. 절토사면 보강공법 선정 시 설계 전 공사 구간에 대한 현장의 시추확인 지반조사를 통해 지반정수를 취득하고 있으나 광범위한 노선 전체 구간에 대한 정확한 지반조사는 경제적, 시간적 한계로 인해 제한적이다. 이로 인해 필요시 인접 구간에서 취득한 지반정수를 설계 공법 적용 시 활용 하고 있는 실정이다.

현재 대절토사면 안정성 확보를 위한 보강공법에 대한 다양한 신기술, 신공법이 적용되고 있지만 현장 지반정수 고려에 대한 설계적 한계가 존재하여 실제 시공 시 설계와 현장 지반 조건이 상이한 결과가 발생하고 있다. 이로 인해 절토사면 보강구조물의 시공 중 안정성 저하에 따른 사면붕괴 사고로 경제적, 인적 피해가 지속적으로 발생되고 있으며 절토사면 시공 안정성 확보에 대한 사회적 문제로 대두되고 있다.

대절토 사면의 보강공법 설계 시 고려되는 지반정수와 실제 현장에서 취득하는 여건이 상이한 한계를 극복하기 위해서는 시공 중 발생하는 절토사면 보강공법의 안정성을 판단하고 사면파괴 징후를 사전 인지하여 긴급 대응하는 것이 매우 중요하다. 또한, 정확한 원인분석을 통한 설계공법을 신속하게 변경하여 절토사면 안정성 향상을 위해 대응한다면 절토사면 보강옹벽 시공 시 사면 안정성 확보 및 현장에 맞는 최적의 공법선정이 가능할 것으로 기대된다.

본 연구에서 지정한 연구대상지의 경우 대절토부 사면으로 총 5단계의 패널식 옹벽 시공이 예정중이나, 현재 2단계 시공완료 시점에서 옹벽 상부의 균열, 옹벽전면의 침하 및 우수 유출등이 확인되었다. 이는 현재 시공중인 연구대상지의 하부지반의 붕괴토로 이루어진 것을 명확히 반영하지 않고, 경제성 위주의 시공관리만 치우쳐져 있는 것으로 판단되어, 기존 안정성검토의 재 검토를 통하여, 해당 연구대상지역의 시설물의 문제점을 확인하고, 안정적이고 경제적인 유지관리를 위한 보강공법 제시 등과 같은 해결방안을 제안하고자 하였다.

## 1.2 국내·외 연구동향

깎기 비탈면의 경우 그 경사에 대하여 안정성해석을 수행하여 시공하는 것이 필수조건이다. 연암과 같은 암반비탈면의 경사의 경우 암반 내에 발달하는 단층 및 주요 불연속면의 방향과 경사를 적용한 평사투영해석법을 수행하고 파괴가 발생 가능한 형태에 대한 안정성검토를 실시하여 비탈면의 경사조건을 결정해야 한다. 하지만, 검토구간에 대하여 불연속면 등의 암반특성을 명확히 파악할 수 없을 경우에는 시추조사에 의해 확인된 암반특성(TCR, RQD 등)을 고려하여 암반비탈면의 경사를 결정할 수 있으나 반드시 시공 중 조사 및 이를 반영한 안정해석을 통해 안정성을 확인하여야 한다.

비탈면 붕괴 사례에 대한 연구의 경우 1994년 홍원표가 1977년부터 1987년까지의 강우기록과 상사태 기록을 분석하여 누적강우량과 시간강우강도에 따른 산사태 발생과의 관계를 확인하였으며, 황영철(2007) 등은 국내의 절토 비탈면 설계기준에 대한 해석적 평가를 통하여 비탈면의 붕괴 유형, 절토비탈면 설계기준 및 표준 비탈면에 대한 안정성을 분석하였다. 한중근(2011) 등은 보강된 비탈면에 대한 파괴시 원인에 대한 분석과 대책공법의 적용성을 연구하였으며, 이준대(2015) 등은 충청지역 비탈면에 대한 사례연구를 통해 시공 중 발생가능한 비탈면의 붕괴 특성에 대하여 연구를 수행하였다.

박찬덕(2010)은 양산단층대 통과구간 대절토 사면 안정성에 대한 사례를 연구하였다. 해당 사면 설계 시 예상한 지반 물성치 보다 낮은 지반 상태로 인한 인장균열 발생 및 이에 따른 우기시 지표수 유입으로 단층점토의 수분 접촉 발생이 사면 파괴 원인임을 확인하였다. 이를 토대로 보강대책을 수립 및 비교 검토하고 단층대 구간의 Anchor천공 및 주입 보강공법을 제안하였다.

비탈면의 붕괴는 강우에 밀접한 연관이 있으며, 비탈면 붕괴와 강우의 상관성에 대한 연구도 일부 수행되었다. 임준영(2010)은 비탈면 붕괴시 강우가 지하수위까지 도달하는 시간과의 관계 분석을 통해 당일 강우량 및 7일 누적강우량보다 3일 누적강우량에 영향을 많이 받는 것으로 파악하였다. 한중근(2011) 등은 보강된 비탈면에서 발생하는 비탈면 파괴 역시 강우가 주원인이며, 집중강우에 따른 비탈면 파괴 발생 영향을 분석하였으며, 문홍득(2012) 등은 진주인근지역에 대한 비탈면에 대하여 강우와의 상관성을 분석하였다.

이강일(2017) 등은 비탈면의 파괴시간을 강우조건 변화에 따라 분석하여 강우강도가 비탈면 파괴에 미치는 밀접한 관계에 대한 연구를 수행하였다. 김수홍(2017)은 고속도로 비탈면 붕괴 사례 연구를 통해 집중호우에 의한 풍화의 원인으로 당일강우량과 7일 누적강우량보다 3일 누적 강우량에 의한 영향이 크다고 연구하였다. 또한 김수홍(2017) 등은 고속도로 비탈면 붕괴에 일 강우량이 가장 많은 영향을 주는 것을 밝히고 비탈면 활동과 낙석을 제어하기 위해 복합적인 보수보강 공법이 적용된 것을 확인한 바 있다.

패널식 옹벽에 도입되는 긴장력으로 인한 집중하중은 콘크리트 패널에 균열을 발생시키고 옹벽 자체의 내구성을 저하시키는 요인으로 작용할 수 있다는 문제점을 제기하고, 패널식 옹벽의 단점을 보완하기 위하여 패널 정착부에 강관 슬리브 및 보강재를 매입함으로써 균열을 방지하는 방법에 대한 연구 결과가 발표 되기도 하였다(장성호와 정지승, 2019).

박민철 (2018)은 프리캐스트 조인트 방법이 적용된 부벽식 옹벽의 구조적 안전성을 수치해석적 방법으로 분석하기 위하여 옹벽 높이를 해석 변수로 설정하고 옹벽 높이가 7.6m, 8.5m, 10m에 대하여 배면 토압이 발생하는 설계하중에 대하여 옹벽의 구조적 안전성에 대하여 분석하였다. 그 결과로 옹벽 콘크리트에 발생하는 최대 주응력은 23.3~43.2MPa 크기의 응력이 앵커의 정착주변에서 국부적으로 발생한다는 것을 밝혔다. 한재명 등(2014)은 모형시험을 통한 정착길이별 앵커의 인발저항력 평가를 통하여 정착길이에 따른 극한 인발력의 변화 추이를 정량적으로 비교 검증하였다.

이와 같이 많은 연구자들이 패널식 옹벽의 안전성, 시공성 등을 개선시키기 위하여 연구를 수행하고 있다. 본 연구에서는 패널식 옹벽의 시공시 현장여건 고려에 대한 문제점을 파악하고 시공단계 중 발생할 수 있는 문제점을 보완하고자 기존 안정성 검토결과를 새롭게 재 검증하고자 하였다.

### 1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 현재 시공중인 연구대상지의 옹벽에 대하여 발생된 문제점을 보완하고자 기존 안정성 검토 결과를 재검증하여 공학적인 문제점에 대한 해결방안을 제시하고자 하였다. 총 5단계의 옹벽 시공단계 중 2단계 시공완료 시점에서 옹벽 전면 및 상부에서 우수 유출, 균열 및 침하가 발생되었으며, 이는 지반조사를 통해 확인된 붕적층에 대한 공학적인 검토가 면밀히 이루어지지 않은 것으로 확인되었다.

이러한 문제점을 보완하고자, 기존 해석결과를 재 검토하여 지하수위 조건을 보수적을 적용하였으며, 기존 설계에서 세부적으로 다루지 않았던 붕적층에 따른 지하수 거동에 대한 검토를 수행하고자 하였다.

본 연구에서 수행된 연구방법 및 내용은 다음과 같다.

- (1) 전라남도 여수시 소호동 ○○지구 옹벽 시공 현장에 대하여 지반조사 데이터를 통한 지반조건 및 지층분포를 파악하고 패널식옹벽 시공시 사면의 안정성 검토를 수행하였다.
- (2) 2단계 옹벽 시공완료 후, 발생된 옹벽 주변부 우수 유출과 옹벽 상부 균열 침하에 대한 문제점을 확인하고자 지하수위 조건 변경에 따른 사면의 안정성 검토를 수행하였다.
- (3) 최종검토 완료 후, 현재 시공예정 중인 3, 4, 5단계 옹벽에 대하여 추가적인 보완 사항에 대해 제안하였다.

## 제 2 장 이론적 배경

### 2.1 비탈면 붕괴원인 및 형태

비탈면 붕괴는 표준 비탈면 경사가 급한 경우 또는 토질의 풍화정도, 균질정도, 함수량, 간극, 성층상태 등에 의한 지반의 강도가 현저히 저하되어 전단응력이 전단강도를 초과할 때 발생한다. 비탈면의 붕괴 형태는 토사 구간의 경우 유동, 활동, 붕락으로 구분할 수 있으며, 암 구간에서는 경우 전도, 활동, 붕락으로 구분할 수 있다. 우리나라의 경우 주로 해빙기과 여름철 강우에 의한 비탈면 붕괴가 주로 발생되는데, 이 경우, 내적으로 전단강도가 감소하고 외적으로 전단응력이 증가하여 파괴가 발생한다.

Terzaghi(1950)는 비탈면 붕괴의 원인을 외적 및 내적요인으로 분류하였으며, 다음 표 2.1과 같이 나타내었다.

표 2.1 비탈면 붕괴 원인 (Terzaghi, 1950)

외적 파괴원인	내적 파괴원인
<ul style="list-style-type: none"> <li>- 지형의 기하학적 변화 (인위적 절토, 유수에 의한 침식 등)</li> <li>- 토피하중의 제거</li> <li>- 하중의 증가 (하중의 추가, 비탈높이 증가 등)</li> <li>- 충격과 진동</li> <li>- 인접한 저수지 등의 수취강하</li> <li>- 강우</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 진행성 파괴</li> <li>- 풍화작용 (동결융해, 건조수축 등)</li> <li>- 물의 침투로 인한 융해 (융해에 의한 침식, 파이핑 현상 등)</li> </ul>

비탈면 붕괴 현상은 자연적 및 인위적 원인으로 분류할 수 있으며, 일반적으로는 복합적으로 작용하여 나타나는데 그 형태 또한 매우 복잡하다. 비탈면의 붕괴형태는 Zaruba and Mencl 및 Skempton and Hutchinson 등에 의해 다양한 형태로 분류되었고, 대부분 붕괴면의 형태와 지질구조, 응력의 상태 등에 따라 붕괴형태를



분류하였다. 일반적으로 널리 사용되는 비탈면의 파괴의 형태는 1978년 Varnes이 제안한 파괴의 분류로 그림 2.1과 같이 4가지로 분류하였다.

먼저, 불연속면이 불규칙하게 발생하고 있는 상태로 구조적인 특징이 없는 토층에서는 원형파괴(Circular Failure)가 발생하게 되고, 불연속면이 한 방향으로 발달한 경우 평면파괴(Plane Failure)가 발생되된다. 또한 불연속면이 두 방향으로 발달하는 경우에는 불연속면이 교차되는 곳에 췌기파괴(Wedge Failure)가 발생하고, 불연속면의 경사방향이 절취면의 경사방향과 반대인 경우 같이 전도파괴(Toppling Failure)가 발생한다고 제안하였다.

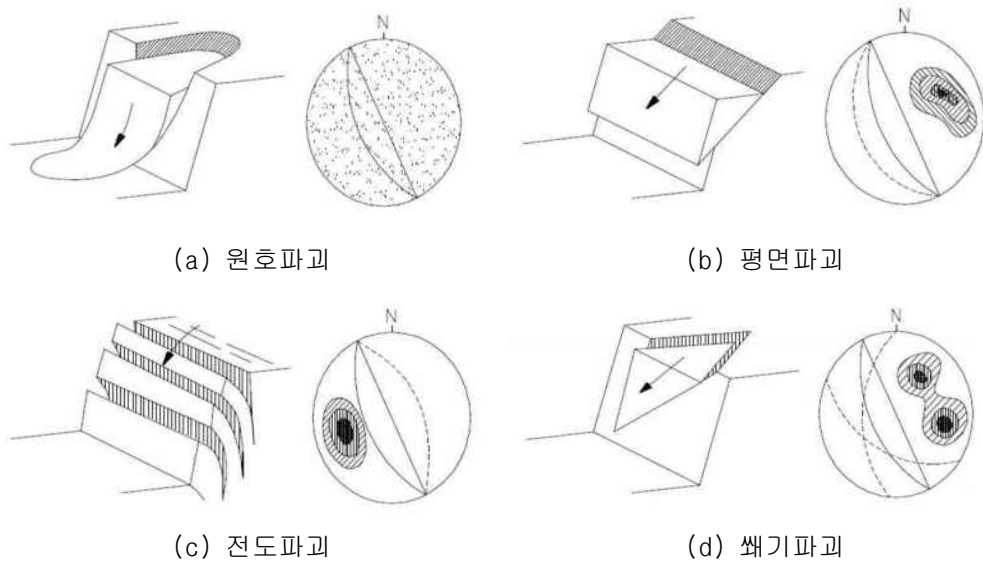


그림 2.1 비탈면의 파괴 형태(박상권, 2006)

(1) 원형파괴 (Circular Failure)

불연속면의 불규칙 발달구조와 토층의 비탈면은 명확한 구조나 특징 없는 암반을 비롯하여 비탈면에서 원형파괴로 발생할 수 있고, 암반의 파쇄가 심한 경우 또는 풍화가 심한 암반사면에도 나타날 수 있다.

(2) 평면파괴 (Plane Failure)

불연속면의 주비탈사면이 한 방향으로 발달된 암반에서 발생 가능하며, 암괴가

어떤 비탈사면 사면을 따라서 활동하려면 아래를 만족하여야 한다.

- ① 비탈사면 및 비탈사면의 방향이 같을 경우
- ② 비탈사면의 수평면과 지층면의 두 면이 만나는 교선이 비탈사면의 수평면과 지층면과의 두 면이 만나는 교선과 비슷하거나,  $\pm 20^\circ$ 내외 경우
- ③ 비탈사면의 수평면과 지층면의 두 면이 만나는 교선이 비탈사면상에 나타나는 경우(Daylight) 비탈사면의 경사를 이루는 각 ( $\alpha$ ) < 비탈사면의 경사를 이루는 각 ( $\beta_a$ )
- ④ 비탈사면의 경사를 이루는 각이 비탈사면의 마찰각 ( $\phi$ ) 보다 클 경우
- ⑤ 활동은 암반의 양면이 절단되어 암반이 붕락하는데 측면 영향이 없는 경우

### (3) 썸기파괴 (Wedge Failure)

썸기파괴는 두 개의 불연속면에서 발생하며, 암반블록이 하부로 미끄러지면서 발생하는 파괴로 파괴유형이 평면파괴와 비슷하며, 썸기파괴는 다음과 같은 조건에서 발생한다.

- ① 비탈사면의 두 면이 만나는 교선과 비탈사면의 경사방향이 동일, 비탈사면의 지층면과 수평면과의 두 면이 만나는 교선이 비탈사면의 지층면과 수평면과의 두 면이 만나는 교선과 비슷
- ② 비탈사면의 경사 > 비탈사면 두 면이 만나는 교선의 경사 > 비탈사면의 마찰각( $\beta_a > \alpha > \phi$ )

### (4) 전도파괴 (Toppling Failure)

전도파괴의 발생조건은 다음의 세가지 조건과 같다.

- ① 비탈사면과 비탈사면의 경사방향이 반대여야 하며,
- ② 비탈사면의 지층면과 수평면과의 두 면이 만나는 교선과 비탈사면의 지층면과 수평면과의 두 면이 만나는 교선이 비슷하여야 한다.(최소한  $\pm 30^\circ$ )
- ②  $(90^\circ - \text{비탈사면 경사}) + \text{비탈사면 마찰각} < \text{비탈사면 경사} (90^\circ - \alpha) + \phi < \beta_a$  로 비탈사면의 경사는 수직선에 대한 것이다.

## 2.2 국내 비탈면 설계기준

국내 철도부 비탈면 안전율 기준은 한국도로공사 비탈면 설계기준과 국토교통부의 건설공사 비탈면 설계기준을 따른다.

### 2.2.1 한국도로공사 비탈면 설계기준

다음 표 2.2는 한국도로공사에서 적용하는 건기시, 우기시, 지진시 및 단기간의 최소안전율 기준을 나타낸 것이다.

**표 2.2 한국도로공사 깎기 비탈면 안전율 기준(한국도로공사, 2009)**

구 분	최소안전율	내용
건기시	$F_s > 1.5$	-지하수가 없는 것으로 해석
우기시	$F_s > 1.2$ 또는 $F_s > 1.3$	-암반 비탈면은 인장균열의 1/2 심도까지 지하수를 위치시키고 해석 수행, 토층 및 풍화암은 지표면에 지하수를 위치시키고 해석 수행. ( $F_s = 1.2$ 적용) -강우의 침투를 고려한 해석을 실시하는 경우 ( $F_s = 1.3$ 적용) -위 두 가지 조건 중 선택적으로 1가지 조건을 만족시켜야 함
지진시	$F_s > 1.1$	-지진관성력은 파괴 토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 -지하수위는 실제 측정 또는 평상 시 지하수위 측정
단기	$F_s > 1.0$	-기간 1년 미만의 단기간의 안정성 검토 시

한국도로공사 깎기 비탈면 안전율 기준에 따라 표 2.2의 기준 적용시 강도정수를 한계강도가 아닌 잔류강도로 해석한 경우 0.1 감소하여 적용하고, 비탈면 상부와 하부 파괴범위 내에 건물, 가옥 등의 고정시설물이 있는 경우 위 기준에서 0.05를 증가하며, 비탈면 상부 파괴범위 내에 1, 2종 시설물의 기초가 있는 경우 별도 검토하여야 한다. 또한, 상기 조건을 중복 적용하여  $F_s < 1.0$ 인 경우에는 최소안전율 1.0을 적용해야 한다.

## 2.2.2 국토교통부 비탈면 설계기준

다음 표 2.3은 국토교통부의 깎기 비탈면 안전율 기준이며, 건기기와 우기시, 지진시, 단기간의 최소안전율 기준이다.

**표 2.3 국토교통부 깎기 비탈면 안전율 기준(국토교통부, 2016)**

구 분	최소안전율	내용
건기시	$F_s > 1.5$	-지하수가 없는 것으로 해석
우기시	$F_s > 1.2$ 또는 $F_s > 1.3$	<ul style="list-style-type: none"> <li>-연암 및 경암 등으로 구성된 암반비탈면의 경우, 인장균열 내 지하수 포화 높이나 활동면을 따라 지하수로 포화된 비탈면 높이의 1/2심도까지 지하수를 위치시키고 해석을 수행하며 이 경우 <math>F_s = 1.2</math>적용</li> <li>-토층 및 풍화암으로 구성된 비탈면의 안정해석은 지하수위를 결정하여 해석하는 방법 또는 강우의 침투를고려한 방법 사용가능</li> <li>-지하수위를 결정하여 해석하는 경우에는 현장 지반조사결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 고려하여 지하수위를 결정하고 안정해석을 수행하며, 지하수위를 결정한 근거를 명확히 기술(<math>F_s = 1.2</math>적용)</li> <li>-강우의 침투를 고려한 안정해석을 실시하는 경우에는 현장지반조사 결과, 지형조건, 배수조건과 설계 계획빈도에 따른 해당지역의 강우강도, 강우지속 시간등을 고려하여 안정해석을 실시하며, 해석시 적용한설계정수와 해석방법을 명확히 기술(<math>F_s = 1.3</math>적용)</li> </ul>
지진시	$F_s > 1.1$	<ul style="list-style-type: none"> <li>-지진관성력은 파괴 토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴</li> <li>-지하수위는 실제측정 또는 평상시의 지하수위 적용</li> </ul>
단기	$F_s > 1.1$	<ul style="list-style-type: none"> <li>-기간 1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성(시공중 포함)</li> <li>-지하수 조건은 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용기간 1년 미만의 단기간의 안정성 검토 시</li> </ul>

## 2.3 사면의 안정해석

### 2.3.1 전응력 및 유효응력해석

사면의 안정해석에서는 간극수압을 고려하지 않는 비배수 전단강도 값을 이용하는 전응력해석과 간극수압의 크기를 고려하여 유효응력해석방법이 있다. 전응력 및 유효응력의 강도 식은 식 (2.1), 식 (2.2)와 같다.

$$\text{전응력 해석법 } s = c_u + \sigma \tan \phi_u \quad (2.1)$$

여기서  $s$  : 전단강도  
 $c_u$  : 비배수 점착력  
 $\sigma$  : 수직응력  
 $\phi_u$  : 마찰각

$$\text{유효응력 해석법 } s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.2)$$

여기서  $s$  : 전단강도  
 $c'$  : 유효점착력  
 $\sigma'$  : 유효수직응력  
 $\phi'$  : 유효마찰각

사면의 장기안정해석에 유효응력 해석은 물론 전응력 해석을 할 수 있다. 유효응력 해석의 경우 예상 활동면상의 파괴 시 응력조건과 같도록 전응력과 간극수압을 가한 상태에서 삼축압축시험을 실시한 비배수 전단강도 값을 가지고 해석을 실시할 수 있다. 그러나 현장의 조건과 일치되는 강도정수를 얻는다는 것은 대단히 어려우므로 간극수압을 측정하여  $c'$ 과  $\phi'$ 을 구할 수 있는 유효응력으로 해석하는 것이 더 정확한 값을 얻을 수 있다.

### 2.3.2 한계평형해석법

한계평형해석은 비탈면의 파괴 순간 힘의 역학관계를 고려하는 것이다. 사면 하부의 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토피에 작용하는 힘의 평행상태를 고려하여 안정성을 해석하는 방법이다. 한계평형해석법은 성토나 절토사면의 안정성해석에 많이 사용되는 방법으로 결과의 신뢰도는 기존의 연구를 통하여 잘 알려져 있다. 한계평행이론에 의한 사면안정해석방법은 여러 가지가 있으나 그 정확성을 사면의 기하학적 조건의 정확도와 강도정수 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 결정된다. 하지만 대부분의 경우 해석결과에 있어 토체의 기하학적 조건이 각 해석방법의 차이보다 더 큰 영향을 미치게 된다.

한계평형해석방법에 있어 사면의 파괴는 토체가 파괴면을 따라 활동함으로써 발생한다고 가정하고 있다. 일반적으로 토사사면의 파괴면은 곡면이지만 때로는 평면일 수도 있다. 특히, 지형적인 문제가 있거나 불연속면 또는 수평방향의 성층면이 존재할 때 평면 활동면이 자주 일어나게 된다. 특정한 사면의 안정해석을 위해 해석방법을 선택함에 있어 적절한 파괴면의 형상을 추정하는 것이 매우 중요하다. 즉, 파괴면이 평면, 원호, 임의의 곡면인지에 따라 또는 이들의 복합면에 따라 적당한 방법이 결정된다. Chowdury(1978)에 의하면 한계평형해석법을 이용하여 사면안정해석을 실시할 때 해석 전 고려사항 및 방법에 대해 다음과 같은 지침을 제시하였다.

#### (1) 해석 전 고려사항

해석 전 고려사항으로는 가능성이 큰 활동면의 형상을 마음속으로 그려보며, 이를 위해서는 현장의 지질학적 개요를 파악하는 것이 중요하다. 특히, 주의할 점은 불연속면인 기존의 활동면, 균질한 흙 사면이나 불연속면이 없는 연약한 암석 사면에 대해서는 원호 활동면을 우선적으로 고려한다. 흙댐이나 제방의 활동면을 가상하기 위해서는 시공방법, 이질 재료로 구성된 체제의 구역배치, 기초지반의 특성을 고려하여야 한다. 기존의 활동면이 존재할 때에는 최초활동과 차후 활동을 구분하여 생각해야하며, 기존의 활동면에 대해서는 잔류강도만 고려하여야 한다. 점착력과 내부마찰각에 대한 안전율을 상대적으로 어떻게 볼 것인가를 결정해야 한다. 강도정수와 간극수압에 대한 신뢰도를 조사하고 피압 지하수의 존재여부를 확인해야

한다.

전응력 해석법과 유효응력 해석법 중 어느 것을 택해야 할 것인가를 결정하며, 이때 흙의 종류, 단기안정해석인지, 장기안정해석인지의 판단, 정확한 간극수압의 추정이 사전에 가능한지 여부, 간극수압의 현장계측여부 등을 고려해야 한다.

## (2) 사면안정해석방법의 선택

지표면이 활동면과 평행한 평면인 균일 장대사면에 대해서는 무한사면 안정해석 방법이 많이 적용된다. 활동면이 지표면과 평행하지 않거나 얇고 긴 평면인 경우에 대해서는 Fellenius 방법으로는 정확도가 낮은 결과를 확인할 수 있고 Janbu의 간편법을 사용하면 그 정확도를 향상시킬 수 있다. 임계활동면과 안전율을 보다 정확히 결정하기 위해서는 sliding block이나 wedge 방법을 적용해야 한다. 원호 활동면의 경우 예비해석 단계에서는 안전도표를 이용할 수 있다. 예비 해석단계에서는 Fellenius방법을 사용할 수도 있으나, 활동면의 깊이가 깊거나 간극수압이 큰 경우 부정확한 결과가 얻어진다. 보다 정확한 해석을 위해서는 Bishop의 간편법을 사용한다. 활동면이 임의의 형상인 경우, 예비해석 단계에서는 Janbu의 간편법을 사용한다. 보다 정확한 값을 얻기 위해서는 이론적인 방법, 예를 들면 Morgenstern and Price의 방법, Spencer의 방법, Fredlund and Krahn의 GLE방법, Janbu의 보편법 등을 사용한다. 이때는 컴퓨터를 이용한 해석을 수행하여야 한다. 사면하단부에서 활동면의 경사가 급한 경우에는 측면력의 분포를 예민하게 고려할 수 있는 방법을 선택한다.

### 2.3.3 마찰원법

마찰원법(Taylor, 1948)은 그림 2.2와 같이 사면의 활동면이 임의의 중심점을 가지는 원형의 마찰원(반지름  $R$ )의 형태를 가지는 것으로 가정하고 해석을 하는 방법이다.

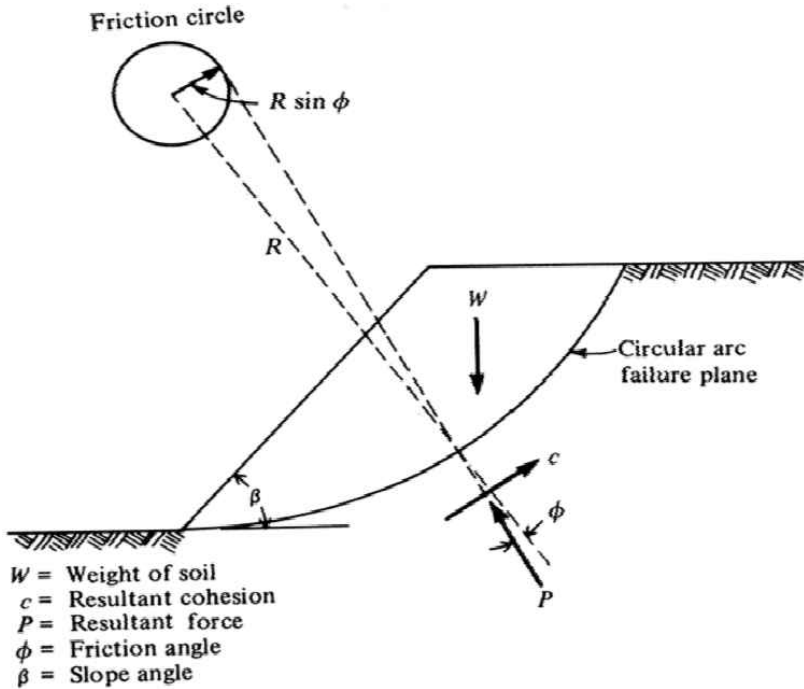


그림 2.2 마찰원법(Taylor, 1948)

토체의 자중과 활동면을 따라 저항하는 점착력( $c$ )과 반력( $p$ )의 평형을 고려하여 사면의 안정을 평가한다. 그림 2.2와 같이 만약 가상 활동면이 원호인 경우 작용하는 수직응력은 위치에 따라 그 값이 다르게 되고 활동원에 마찰력이 있다면 수직응력  $\phi$ 만큼 기울어져 반력이 작용하게 된다. 이 반력을 연장하면 활동원의 중심에서  $R \sin \phi$ 의 반경으로 그린원에 접하게 되고 이 원을 마찰원이라고 한다. 안전율은 마찰성분과 점착성분을 따로 계산하여야 하며 안전율은 다음과 같이 쓸 수 있다.



$$F_{\phi} = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_n} \quad (2.3)$$

$$F_{\phi} = \frac{c}{c_n} \quad (2.4)$$

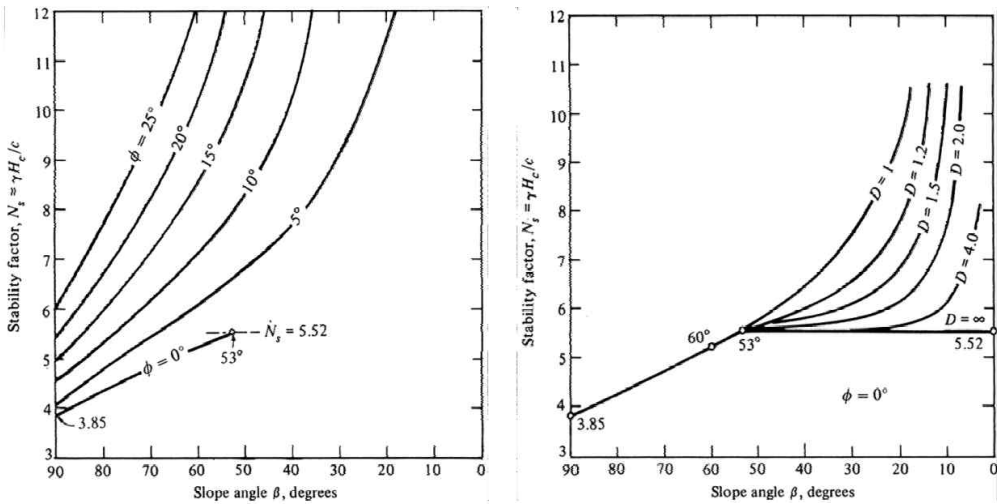
- 여기서  $F_{\phi}$  : 마찰성분에 대한 안전율  
 $\phi_n$  : 사면안정에 필요한 마찰각  
 $F_c$  : 점착성분에 대한 안전율  
 $c_n$  : 사면안정에 필요한 점착력

위 식 (2.3)과 식 (2.4)에 의한 안전율은 해석의 편의상 분리하여 사용된 식이고 전체 전단저항에 대한 안전율은  $F_s = F_{\phi} = F_c$ 가 된다는 가정하에 사면의 안전율로 삼는다. 지반의 단위중량과 점착력, 내부마찰각을 알고 있으므로 해당 조건에서의 최대 성토높이를 의미하는 한계높이( $H_c$ )를 식 (2.5)로 계산할 수 있다.

$$H_c = N_s \frac{c}{r} \quad (2.5)$$

- 여기서  $H_c$  : 한계높이  
 $c$  : 점착력  
 $r$  : 단위중량  
 $N_s$  : 안정계수(stability factor)

안정계수( $N_s$ )는 단순히 내부마찰각과 사면의 경사( $\beta$ )에 의존하는 변수이며, 그림 2.3(a)에서는 내부마찰각과 사면의 경사가 주어진 경우에 쉽게 안정계수를 찾을 수 있다. 그림 2.3(b)는 사면 아래 지반에 단단한 층이 있을 경우, 사면높이에 대한 단단한 지반까지의 거리 비( $D$ )에 따른 안정계수의 영향을 비교해 보았다.



(a) 내부마찰각에 따른 비교      (b) 단단한 층과의 거리에 따른 비교

그림 2.3 사면경사와 안정계수(오희주, 2008)

### 2.3.4 절편법

절편법은 사면안정해석에 가장 많이 사용되는 방법이다. 마찰원법의 경우 활동사면의 전체가 동일한 점착력과 내부마찰각 및 단위중량을 가진 것으로 가정하고 해석을 수행하기 때문에 실제 사면과는 차이가 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 그림 2.4와 같이 사면의 흩썩기를 여러개의 절편으로 분할하여 해석하는 방법이 절편법이다. 그러나 절편법은 절편에 작용하는 힘의 평행과 모멘트의 평행을 고려하여 해석을 해야 하지만, 미지수가 입력정수 보다 많기 때문에 적절한 가정을 통해 해를 구하게 된다. 이 방법은 임계활동면상의 흩덩어리를 6~10개 정도의 절편으로 분할 하고 각 절편의 중량과 전단저항에 대하여 활동원 중심에서 모멘트 값으로 안전율을 구한다. 각 절편의 경계선은 토질조건이나 흩 구조물의 단면이 변화하는 점, 자유수면과 사면과의 교점, 다른 경계면과 활동원의 교점, 등을 지나게 하면 계산이 편리하다. 이때 각 절편의 폭은 일정한 값이 될 수 없다.

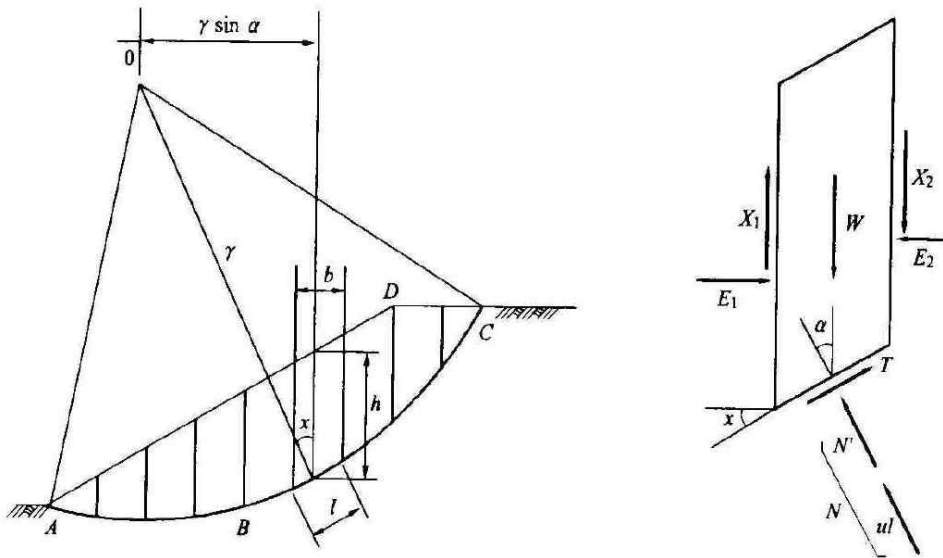


그림 2.4 절편법(오희주, 2008)

(1) Fellenius method

그림 2.4와 같이 각 절편 사이에 작용하는 연직력( $E$ )과 전단력( $X$ )을 0으로 가정하고 해석하는 방법이 Fellenius방법이다. 절편의 마찰면에 작용하는 전단력( $T$ )과 연직반력( $N'$ )은 절편의 자중에 의해 식과 같이 얻어진다.

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (2.6)$$

$$T = W \sin \alpha \quad (2.7)$$

이것을 단위길이에 대해 작용하는 연직응력과 전단응력으로 표시하면 다음과 같다.

$$\sigma_n = \frac{1}{l} W \cos \alpha \quad (2.8)$$

$$\tau_n = \frac{1}{l} W \sin \alpha \quad (2.9)$$

식 (2.10)은 흙의 전단강도 식을 나타낸 것이다.

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.10)$$

전체 활동면에 작용하는 전단력은 각 절편의 전단력을 합산한  $\sum W \sin \alpha$ 와 같으며, 활동면을 따라 작용하는 전단저항력은 식 (2.11)와 같다.

$$sl = c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi' \quad (2.11)$$

여기서, 유효응력해석을 위해 간극수압( $u$ )를 고려하였다. 최종적으로 전단력과 전단저항력과의 비로 정의되는 안전율은 식 (2.12)와 같이 정리할 수 있다.

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{\sum \{c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi'\}}{W \sin \alpha} \quad (2.12)$$

## (2) Bishop method

Bishop 방법은 Fellenius 방법보다 정밀한 해석을 수행하기 위해 절편과 절편 사이에서 작용하는 전단력( $X$ )과 연직력( $E$ )을 고려하여 해석을 실시하는 방법이다. 그림 2.4에서 절편의 바닥에 작용하는 전단응력은 절편바닥에 작용하는 전단강도를 안전율로 나눈 값으로 식 (2.13)과 같다.

$$T = \frac{1}{F_s} [c'l + N' \tan \phi'] \quad (2.13)$$

연직방향의 합력은 식 (2.14)과 같다.

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + T \sin \alpha \quad (2.14)$$

식 (2.14)에 식 (2.13)을 대입하여 정리하면 식 (2.15)와 같다.

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{F_s} \sin \alpha + \frac{N'}{F_s} \tan \phi' \sin \alpha \quad (2.15)$$

식 (2.15)를 정리하여  $N'$ 를 구하면 식 (2.16)과 같다.

$$N' = \frac{W - ul \cos \alpha - \frac{c'l}{F_s} \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F_s}} \quad (2.16)$$

여기서,  $l = b \sec \alpha$ 이므로 이 값을 식 (2.16)에 대입하고 다시 정리하면 식 (2.17)과 같다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \tan \phi'] \left[ \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s}} \right] \quad (2.17)$$

식 (2.17)을 식 (2.18)로 변화시켜 식을 얻을 수 있다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \sum [c'b + (W - ub) \tan \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \quad (2.18)$$

$m_\alpha$ 의 계산 편의를 위해 제안된 도표인 그림 2.5를 이용하여 안전율( $F_s$ )을 쉽게 구할 수 있다.

Bishop 방법도 정역학적으로 해석하기 위해서 가정 설정이 많기 때문에 정해가 될 수 없다. 식 (2.18)과 같이  $F_s$ 가 양변에 있기 때문에 우변의  $F_s$ 를 가정하여 좌변의  $F_s$ 와 같이 값이 나올 때까지 시행착오법을 활용하여 결정하여야 한다.

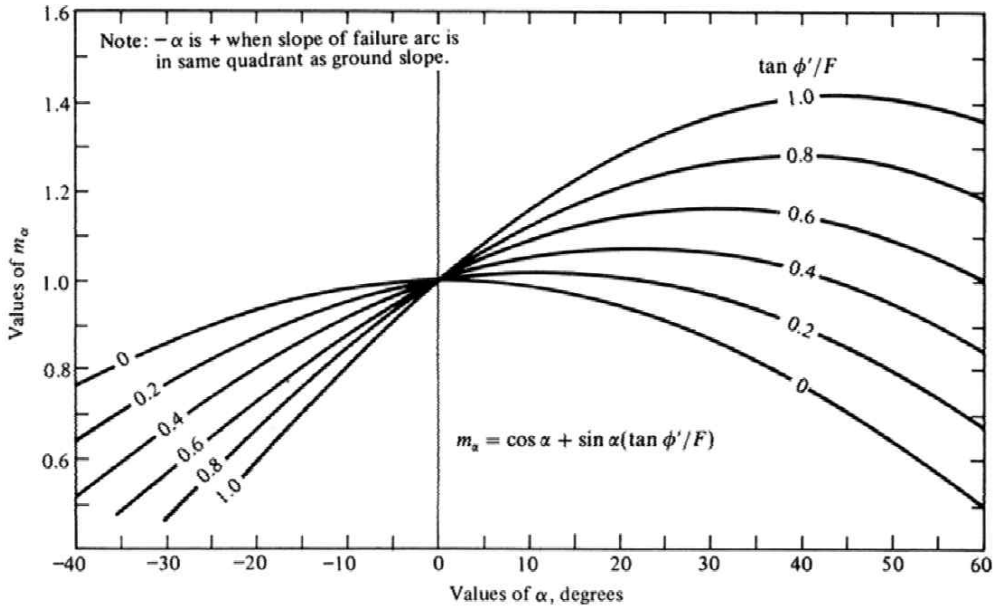


그림 2.5  $m_\alpha$ 를 구하는 도표(오희주, 2008)

## 2.4 비탈면 보강공법

### 2.4.1 패널식 옹벽

패널식 옹벽은 원지반 강도를 최대한 보호하며 보강시키는 공법으로 일반 RC옹벽과는 달리 Anchor, Earhbolt, Nailing 등의 지보재 보강을 통해 원지반의 전단강도를 증가시키고 전면판인 프리캐스트 패널과 지보재를 체결하여 개별적 중력체를 형성시킴으로써 수평토압에 저항하는 공법이다.

패널식 옹벽에 적용되는 보강공법의 원리는 단계별 굴착에 의해 지반이완을 최소화시키면서 보강재를 지중에 설치하여 원지반의 전단강도를 증가시키는 Anchor 공법, Soil nailing공법과 같은 선보강 개념으로 볼 수 있다. 토체를 수평으로 압축시키는 힘이 클수록 큰 수직력에 저항할 수 있는 힘이 생기는 현상은 토체 내의 수평 압축력에 의해 전단강도가 증가하기 때문이며, 이것은 원통형의 비닐주머니에 흙을 담고 물 속에 넣고 하로 힘을 가하면, 얇은 물에서 보다 깊은 물속에서 더 큰 힘이 작용하여 토체가 파괴됨을 알 수 있다.

그림 2.6과 같이  $\sigma_3' > \sigma_3$ 일 때  $\sigma_1' > \sigma_1$ 이 되며 이때  $\sigma_1' - \sigma_3' > \sigma_1 - \sigma_3$ 가 된다. 이러한 현상은 Mohr의 응력원으로부터 잘 설명될 수 있으며, 최소 주응력  $\sigma_3' = \sigma_3 + P$ 로 증가할 때, 최대 주응력  $\sigma_1$ 은  $\sigma_1'$ 로 압축력 P보다 훨씬 큰 P'로 증가하며, 전단강도도  $\tau_1$ 에서  $\tau_2$ 로 증가한다. 이 때 흙의 내부마찰각  $\phi$ 는 변화가 없고 점착력 c값이 증가되는 것으로 나타난다. 즉 어떠한 토체를 수평력 P로 압축하면, 같은 응력조건에서 토체 내의 점착력 c값이 증가하는 효과를 얻을 수 있다. 패널식 옹벽은 이러한 효과를 이용하여 지반에 압축력을 작용시켰을 때, 이 압축력은 지반의 인장강도 증가에 의한 점착력 증가로 나타나고, 이로부터 지반의 안정성 여부를 판단한다.

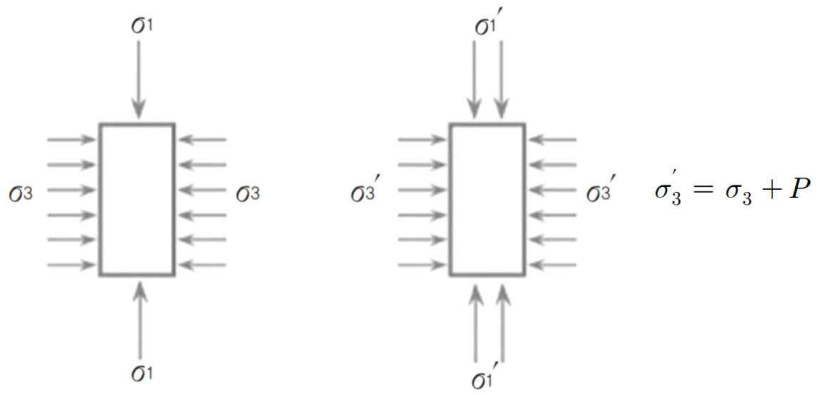



그림 2.6 추가 작용력에 의한 지중응력 모식도(김진희, 2023)



표 2.4 비탈면 보강공법 비교표

패널식 옹벽의 종류	내 용
	<p>           압축도옹벽 : 비탈면 절취 → 지반볼트 시공 → 뒤채움 성토            → 패널과 앵커볼트 체결 → 프리스트레스 도입 → 블록 체 형성 → 원지반 전단강도 보강         </p>
	<p>           절취부보강옹벽 : 비탈면 절취 → 비탈면에 소일네일 혹은 지반 볼트 선행 시공 → 원지반 전단강도 보강 → 강보강재 사용            → 전면 블록과 네일 일체화         </p>
	<p>           절토부옹벽 : 비탈면 절취 → 지반볼트 시공 → 비탈면 안전성 확보 → 프리캐스트 패널 마감(디자인 적용)         </p>
	<p>           절토부옹벽 : 비탈면 절취 → 강관보강재 적용 비탈면 절취            → 가압식 강관 그라우팅 비탈면 절취 → 원지반 전단강도 보강 비탈면 절취 → PC패널 뒤채움부 강도 증대 → 강관 보강재+PC패널+지반 완전 밀착         </p>
	<p>           절토부패널식옹벽 : 비탈면 절취 최소화 → 절취와 동시 Top-Down 방식으로 소일네일 혹은 지반앵커 시공 → 그라우팅 → 절취면 안정 → 철근보강재와 전면 블록 연결 → 벽체형성         </p>

## 2.4.2 쏘일네일 공법

쏘일네일 시스템(Soil nailed system)은 벽체 시스템이 수직에 가까우면 쏘일네일 용벽으로 간주한다. 쏘일네일 기술은 그림 2.7과 같이 주로 쏘일네일의 인장응력을 통해 비탈면, 옹벽 그리고 가시설 등의 안정성을 향상시킨다. 인장력은 주로 흙 쏘일네일 경계면에서의 마찰력과 쏘일네일 두부와 벽체에서 발생한 반력에 의해 발달한다

쏘일네일에서 인장력은 직접적으로 가상파괴면에서의 전단력을 지지하고 수직응력을 증가시켜 지반을 보강한다. 그러므로 인장력이 발휘되어 보다 큰 전단저항이 가능하게 된다. 쏘일네일 두부와 전면벽체는 지반의 변형을 억제하는 구속 효과를 제공한다. 구속효과로 인해 전면벽체 배면의 흙에서 유효응력과 전단저항력이 증가한다. 벽체시스템과 구속효과는 벽면에서의 국부적인 파괴를 방지하고 쏘일네일 사이의 힘을 재분배하여 보강도체의 상호작용을 촉진한다.

쏘일네일의 인발파괴에 대한 저항력은 가상파괴면 뒤에 근입된 쏘일네일에 의해서 발생한다. 일반적으로 쏘일네일 시스템의 내적 안정은 2개의 영역 모델(tow zone model) 즉, 가상파괴면에 의해 분할된 주동영역과 수동영역을 사용하여 평가한다. 주동영역은 가상파괴면의 앞쪽에 위치하고, 쏘일네일 시스템으로부터 떨어져 나가려는 경향이 있으며, 수동영역은 가상파괴면의 뒤쪽에 위치하고, 유지하거나 또는 활동을 작게하려고 한다. 쏘일네일은 주동영역을 수동영역에 묶어 놓는 역할을 한다. Two zone의 배치는 쏘일네일 시스템을 고려하지 않는 한계평형해석을 위한 단순화된 모델임에 주의해야 한다.

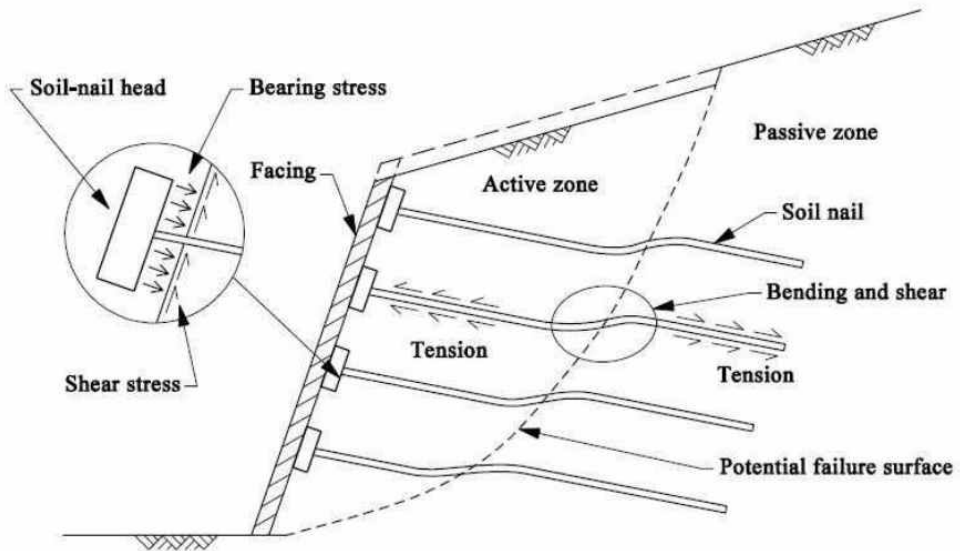
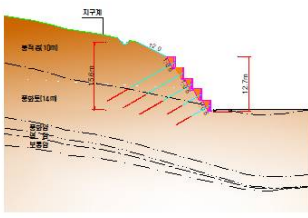
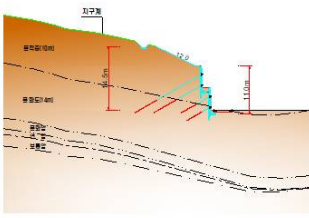
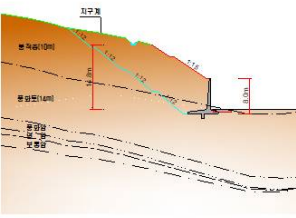


그림 2.7 쏘일네일 공법의 모식도(김진희, 2023)

표 2.5 연구대상지역에 적용 가능한 비탈면 보강공법 비교

구 분	패널식 옹벽	합벽식 옹벽	콘크리트 옹벽
형 상			
공 법 개 요	<p>네일 또는 앵커 이용하여 원지반 및 전면 PC panel 뒤채움부 공간의 강도 증대시켜 보강재와 PC Panel이 지반과의 밀착 이루어 옹벽 설치</p>	<p>엄지말뚝과 앵커지지체로 우선 시공후 터파기 후, 가시설 전면에 합벽식 콘크리트 옹벽을 설치하여 비탈면의 안정성을 확보하는 공법</p>	<p>장타설 철근 콘크리트로 기초, 벽체를 시공하여 구조체의 강성으로 뒷채움 작용 토압에 저항하도록 하는 공법</p>
특 징	<p>Top Down 방식이며 현장 조립설치로 공기 빠름 지반일체화에 따른 구조 안정성 및 보강재에 의한 지반보강효과 증대 절취 최소화로 환경훼손 및 시공중 지구계 미접촉으로 민원최소화</p>	<p>현장지형 여건에 맞추어 치수나 형태를 자유로이 조절가능 거푸집설치, 철근 가공 조립 및 콘크리트 타설 등으로 공기가 길어짐 유지보수 및 관리가 비교적 유리</p>	<p>공기가 길고 다단계 공정 필요 H=8.0m 이상의 경우 특수설계 필요(부벽식) 유지관리 용이, 부분적 보수 가능</p>

## 제 3 장 설계단면 검토

### 3.1 개요

본 장에서는 연구대상지역에 대하여 지반조사를 수행한 후, 현장시공을 통한 공법의 안정성을 검토하고자 하였으며, 해당 연구대상지역의 경우 총 5단 옹벽 계획 중 2단계까지 시공되어 있다.

### 3.2 연구대상지역

본 연구 대상지역은 전라남도 여수시 소호동 인근의 대절토부 옹벽 시공현장으로 총 5단계의 패널식 옹벽 시공이 예정중이며, 현재 2단계 시공 완료 후 3단계 시공이 예정중이다.

그림 3.1은 본 연구의 대상지역인 여수시 소호동 인근 지역에 대한 위치도를 나타낸 것이다.

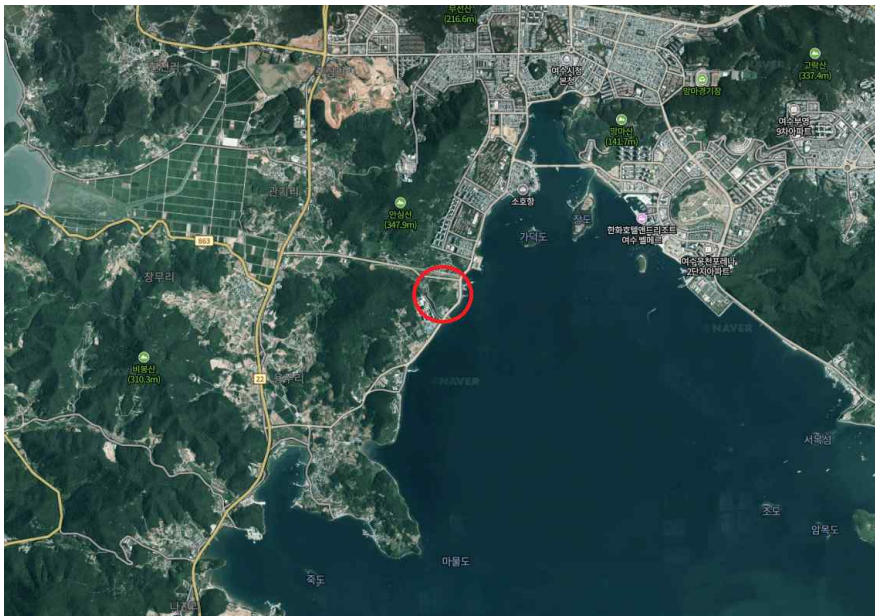


그림 3.1 연구대상지역



### 3.2.1 연구대상지 현황

그림 3.2는 연구대상지역의 시공전 현장 현황을 나타낸 것이다.



(a) 시공전 대상지



(b) 시공전 대상지



(c) 시공전 대상지



(d) 시공전 대상지

그림 3.2 시공전 연구대상지역 현황

### 3.2.2 연구대상지역의 지반조사

본 연구의 지반조사는 표준관입시험 및 실내실험을 통하여 지층의 분포와 구성 상태를 확인하였다. 그림 3.3은 지반조사에 따른 연구대상지의 지층분포도를 나타낸 것이다. 그림 3.3은 연구대상지의 지반조사 위치도 및 설계단면의 검토 구간을 나타낸 것이다.

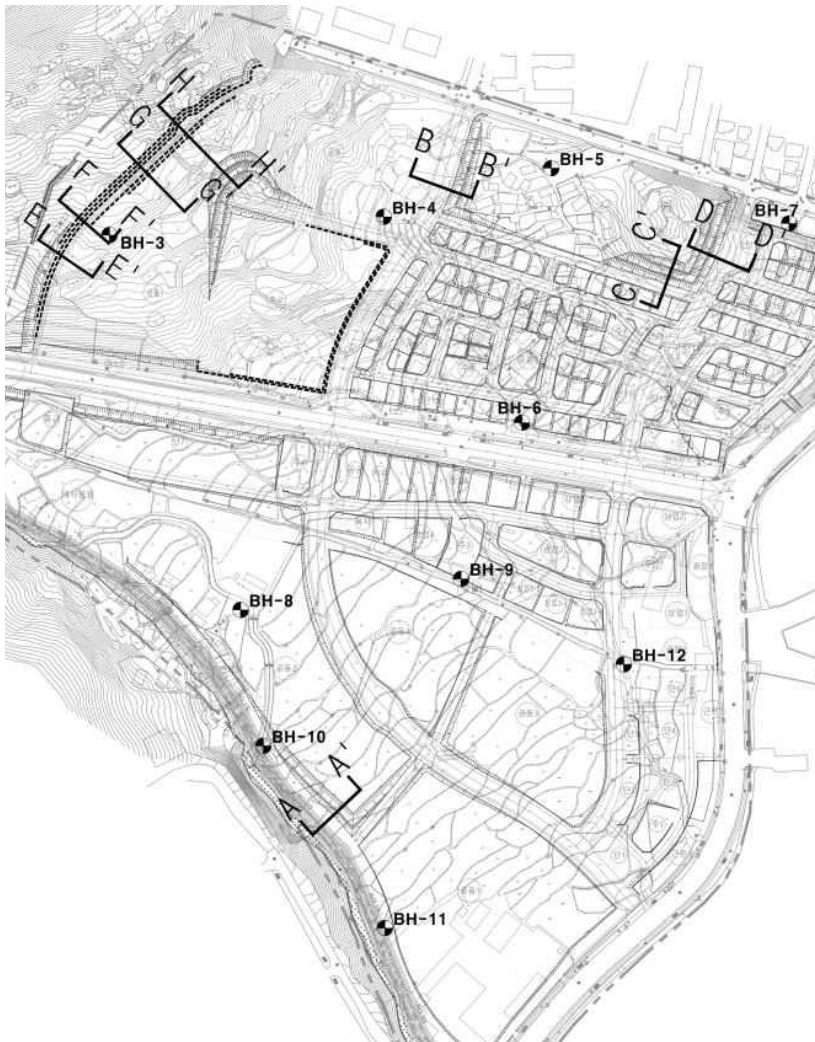


그림 3.3 지반조사 및 검토단면 위치도

그림 3.4는 지반조사에 따른 연구대상지의 지층분포상태를 나타낸 것이고, 표 2.1은 지층분포 상태를 나타낸 것이다.

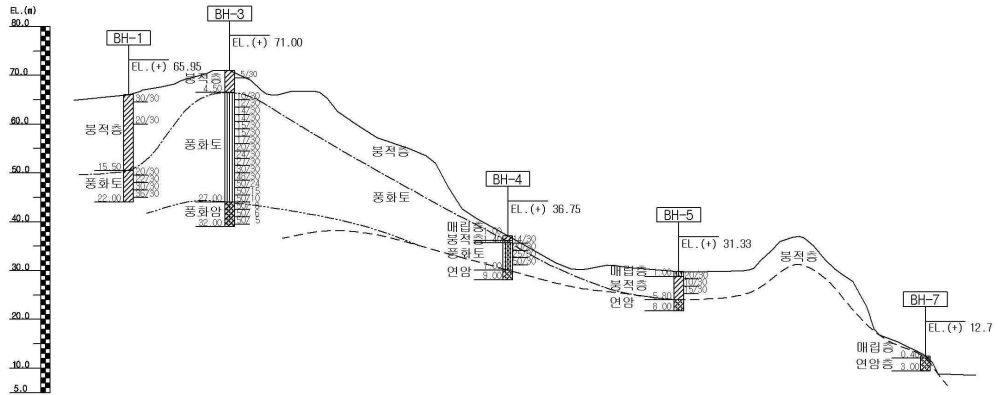


그림 3.4 연구대상지의 지층분포 상태

표 3.1 지층 분포상태

구 분	표토 및 매립층 (m)			총적 및 붕적토 (m)			풍 화 토 (m)	풍 화 암 (m)	경 암 (m)	연 암 (m)	계 (m)
	점성토	모래	자갈	점성토	모래	자갈					
BH-1	-	-	-	15.5	-	-	6.5	-	-	-	22.0
BH-3	-	-	-	4.5	-	-	22.5	5.0	-	-	32.0
BH-4	-	1	-	0.4	-	-	5.6	-	-	2.0	9.0
BH-5	-	1	-	4.8	-	-	-	-	-	2.2	8.0
BH-7	-	0.4	-	-	-	-	-	-	-	2.6	3.0



표 3.2는 지반조사 결과에 따른 지층의 분포도를 나타낸 것이다. 연구대상지의 지층은 매립층, 붕적층, 풍화토, 풍화암, 연암이 분포하며 지형에 따라 지층의 분포가 다변화하게 나타났다. 고지대에서는 붕적층 및 풍화토의 층후가 두터우며, 저지대에서는 연암이 지표 하 3.0~9.0m에서 출현하는 양상을 확인하였다..

**표 3.2 지층분포 및 구성상태**

구 분	층두께 (m)	구 성 상 태	N치 (TCR/RQD)
매립층	0.4~1.0	점토질 모래, 자갈섞인 실트질 모래, 자갈섞인 모래, 갈색, 암갈색	-
붕적층	0.4~15.5	전석 및 모래섞인 점토, 자갈 및 모래섞인 점토 암갈색~암회색, 보통견고~견고	5/30~30/30
풍화토	5.6~22.5	모래섞인 점토, 모래섞인 실트, 실트질 모래 황갈색~회갈색, 보통견고~고결	10/30~50/30 , 50/25~50/15
풍화암	5.0	굴진시 실트질 모래로 분해 황갈색, 매우조밀	50/10~50/5
연 암	2.0~2.6	화산각력암 보통풍화~신선, 심한풍화~보통풍화, 보통풍화~ 약한풍화 보통강함~강함, 약함~보통강함, 보통강함~강함	(98/25%), (100/0%), (100/27%)

그림 3.5는 지반조사 전경을 나타낸 것이다.



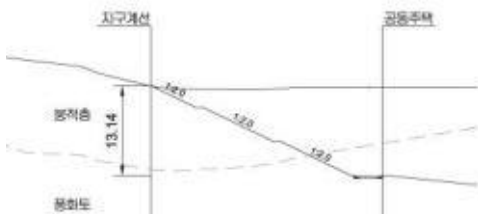
(a) 쌓기부



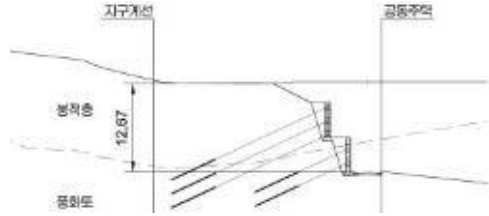
(b) 깎기부

**그림 3.5 지반조사 전경**

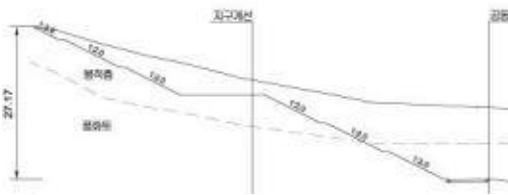
그림 3.6은 절토부 구간에 대한 비탈면 보강 곡법의 적용 설계 단면을 나타낸 것으로 각 구간별 표준횡단면도에 따른 절토부 구간에 대한 계획단면을 확인할 수 있다.



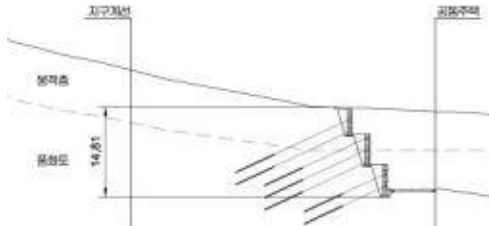
(a) 절토 1구간 보강전



(b) 절토 1구간 보강공법 적용



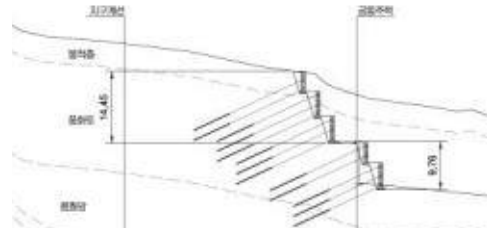
(c) 절토 2구간 보강전



(d) 절토 2구간 보강공법 적용



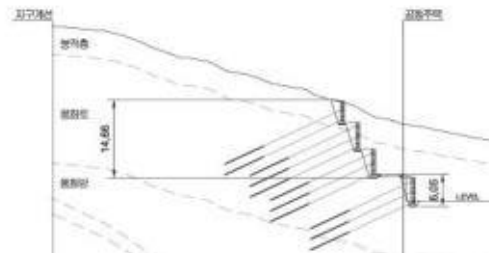
(e) 절토 3구간 보강전



(f) 절토 3구간 보강공법 적용



(g) 절토 4구간 보강전



(h) 절토 4구간 보강공법 적용

그림 3.6 각 검토단면에 따른 비탈면 보강방안

### 3.3 보강공법 적용에 따른 수치해석 결과

#### 3.3.1 설계지반정수 산정

본 연구에서 설계단면 검토를 위하여 지반조사 및 실내실험을 통하여 도출한 결과를 토대로 사용하였으며, 도출된 지반설계정수는 다음 표 3.3과 같다.

표 3.3 대상지반의 설계지반정수

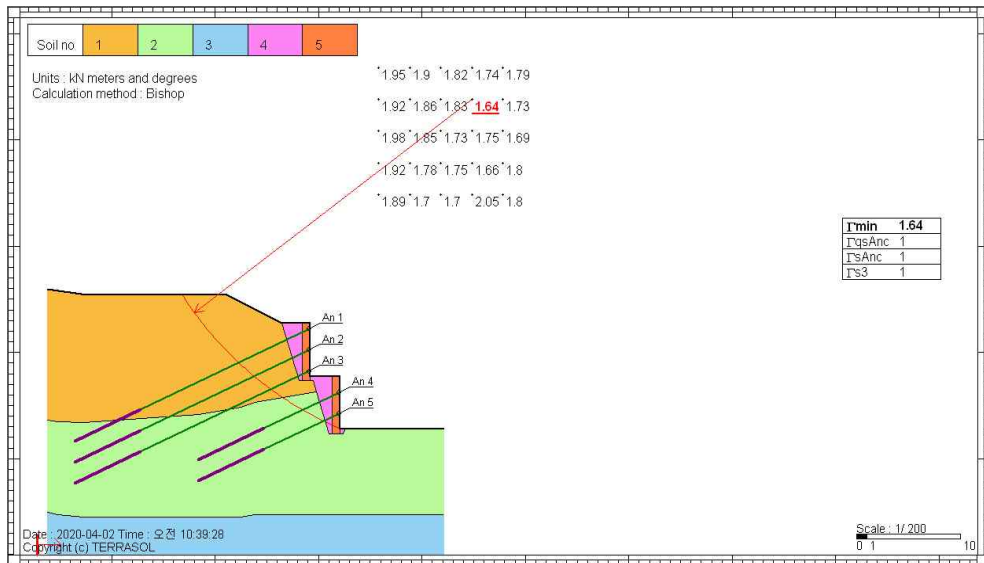
구분		단위중량 ( $kN/m^3$ )	점착력 ( $kN/m^2$ )	내부마찰각 ( $\phi$ )	변형계수 ( $kN/m^2$ )	포아송비 ( $\nu$ )	투수계수 ( $cm/sec$ )
쌓기재		19	15	25	20	0.33	-
매립층, 붕적층(사질토)		18	10	25	10	0.35	-
붕적층(점성토)		17	25	5	10	0.38	$5.0 \times 10^{-6}$
풍화토 (점성토)	$N < 30$	18	15	25	20	0.35	$3.0 \times 10^{-6}$
	$N \leq 30$	19	20	27	30	0.33	$3.0 \times 10^{-6}$
풍화암		20	30	33	150	$1.0 \times 10^{-4}$	-
연암		23	100	35	500	$5.0 \times 10^{-6}$	-

### 3.3.2 절토 1구간

그림 3.7은 절토 1구간에 대한 건기시, 우기시, 지진시의 사면안정성 결과를 나타낸 것이다

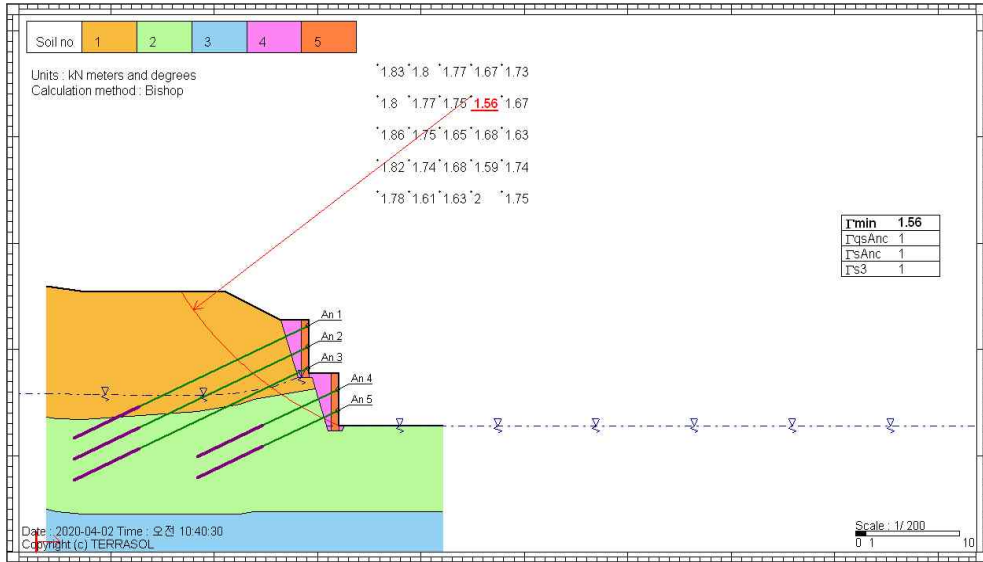
본 구간은 상부에 토사층(붕적층)이 깊게 분포하고, 표준경사(1:2.0) 적용시 비탈면 형성이 과다로 환경훼손이 많이 발생되어, 공학적 및 환경적인 측면에서 해결이 필요한 구간이다.

해당구간에 대하여 대절토부 사면에 시공 가능한 패널식옹벽을 반영하였으며, 검토후 안전율은 건기시 1.64, 우기시 1.56, 지진시 1.35로 모두 기준안전율을 상회하는 결과를 확인하였다.

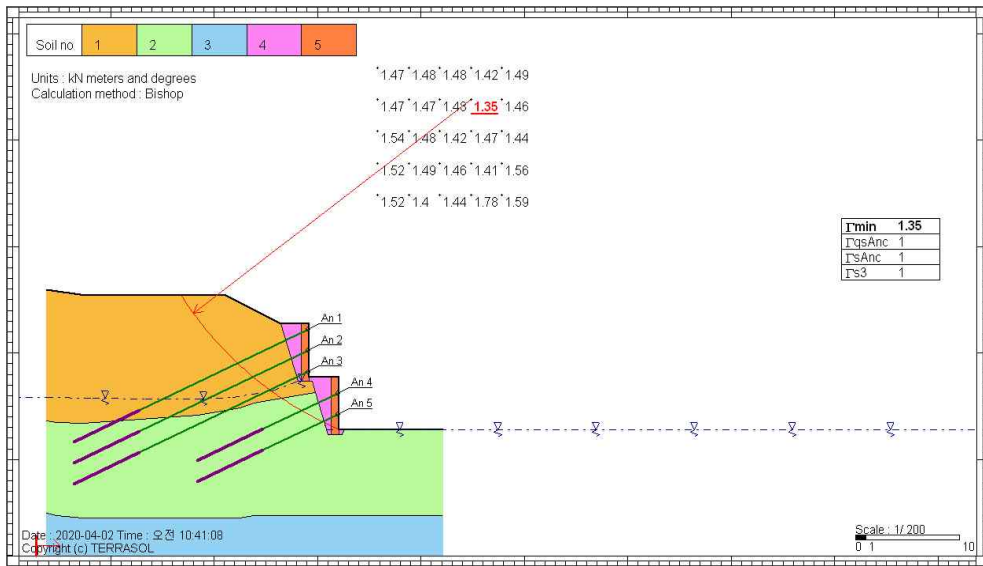


(a) 건기시

그림 3.7 사면안정검토 결과 - 절토 1구간(계속)



(b) 우기시



(c) 지진시

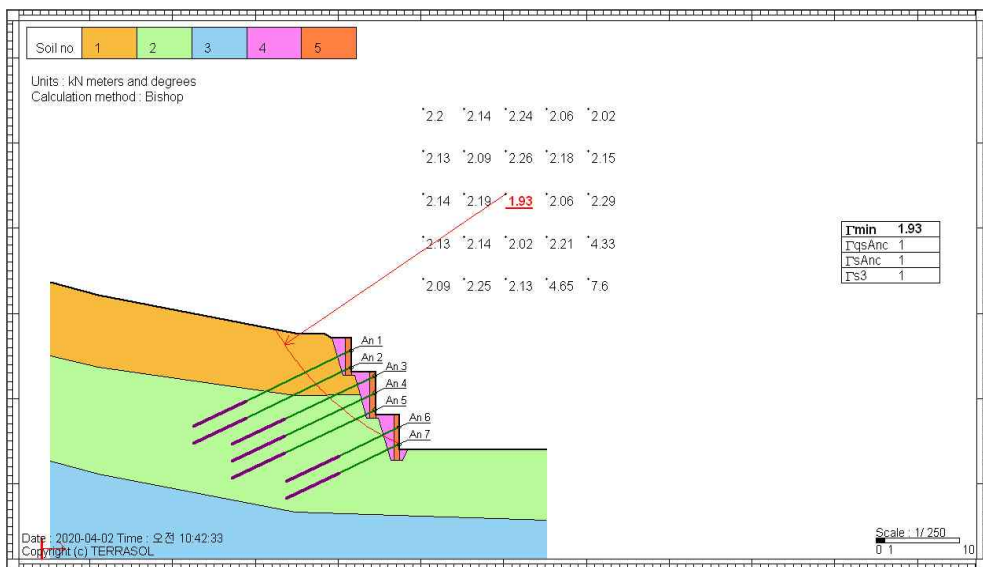
그림 3.7 사면안정검토 결과 - 절토 1구간

### 3.3.3 절토 2구간

그림 3.8은 절토 2구간에 대한 건기시, 우기시, 지진시의 사면안정성 결과를 나타낸 것이다

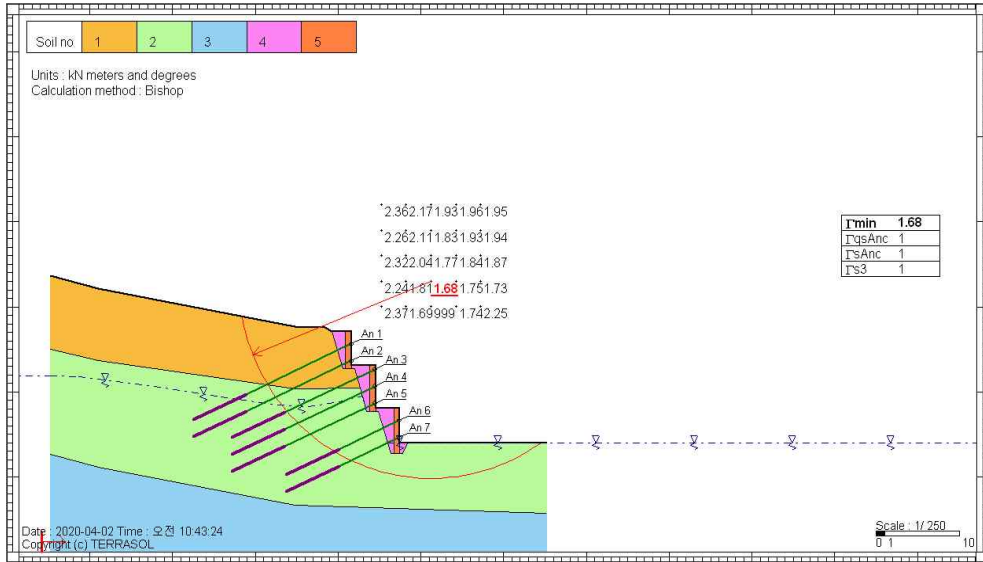
본 구간은 상부에 토사층(붕적층)이 깊게 분포하고, 표준경사(1:2.0) 적용시 비탈면 형성이 과다로 환경훼손이 많이 발생되어, 공학적 및 환경적인 측면에서 해결이 필요한 구간이다.

해당구간에 대하여 대절토부 사면에 시공 가능한 패널식옹벽을 반영하였으며, 검토후 안전율은 건기시 1.93, 우기시 1.63, 지진시 1.44로 모두 기준안전율을 상회하는 결과를 확인하였다.

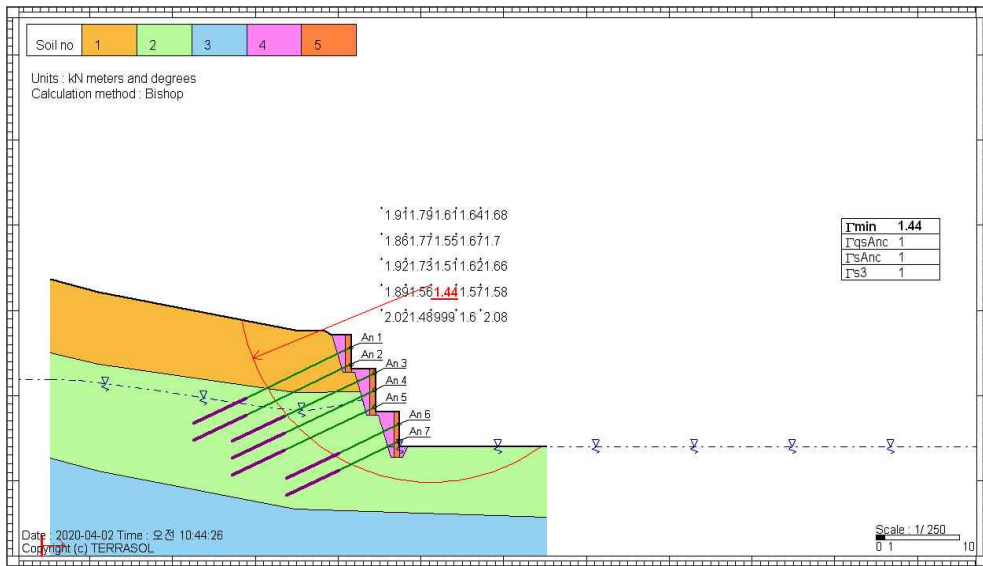


(a) 건기시

그림 3.8 사면안정검토 결과 - 절토 2구간(계속)



(b) 우기시



(c) 지진시

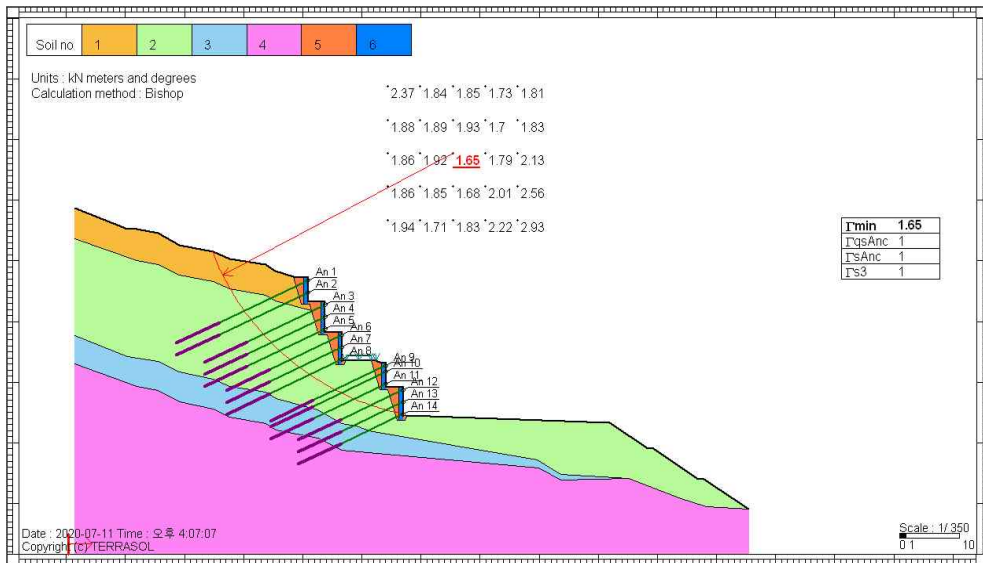
그림 3.8 사면안정검토 결과 - 절토 2구간

### 3.3.4 절토 3구간

그림 3.9는 절토 3구간에 대한 건기시, 우기시, 지진시의 사면안정성 결과를 나타낸 것이다

본 구간은 상부에 토사층(붕적층)이 깊게 분포하고, 표준경사(1:2.0) 적용시 비탈면 형성이 과다로 환경훼손이 많이 발생되어, 공학적 및 환경적인 측면에서 해결이 필요한 구간이다.

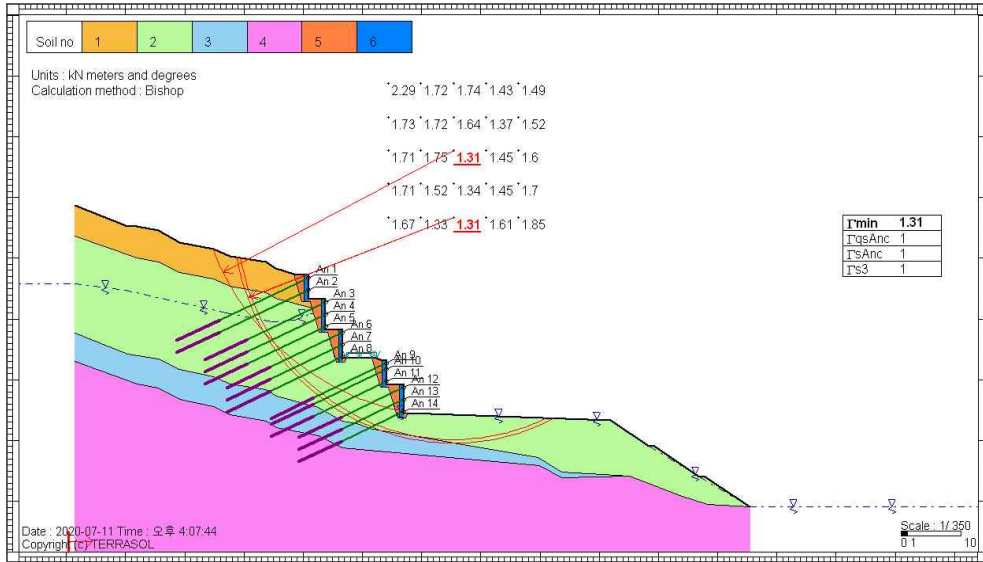
해당구간에 대하여 대절토부 사면에 시공 가능한 패널식옹벽을 반영하였으며, 검토후 안전율은 건기시 1.64, 우기시 1.56, 지진시 1.35로 모두 기준안전율을 상회하는 결과를 확인하였다.



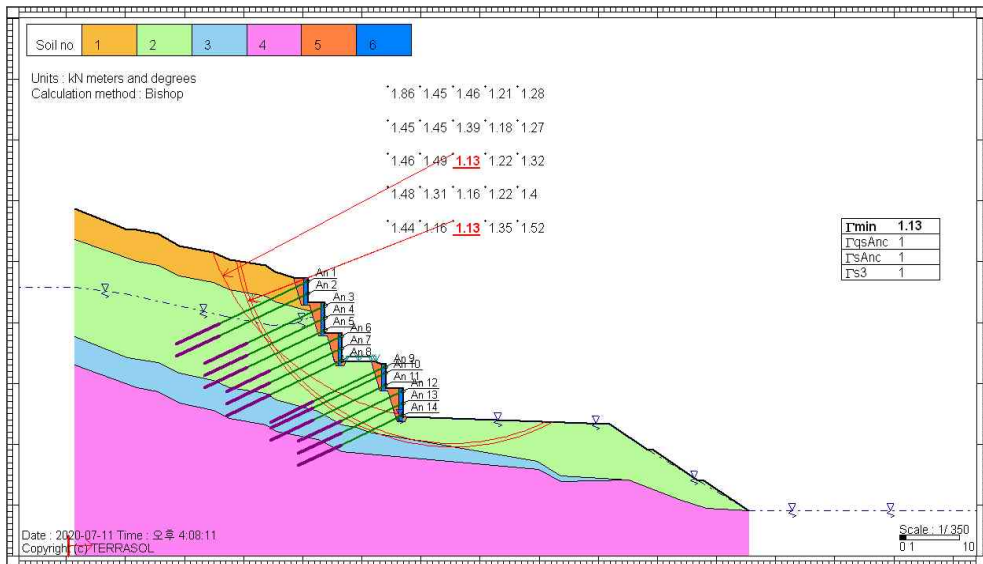
(a) 건기시

그림 3.9 사면안정검토 결과 - 절토 3구간(계속)





(b) 우기시



(c) 지진시

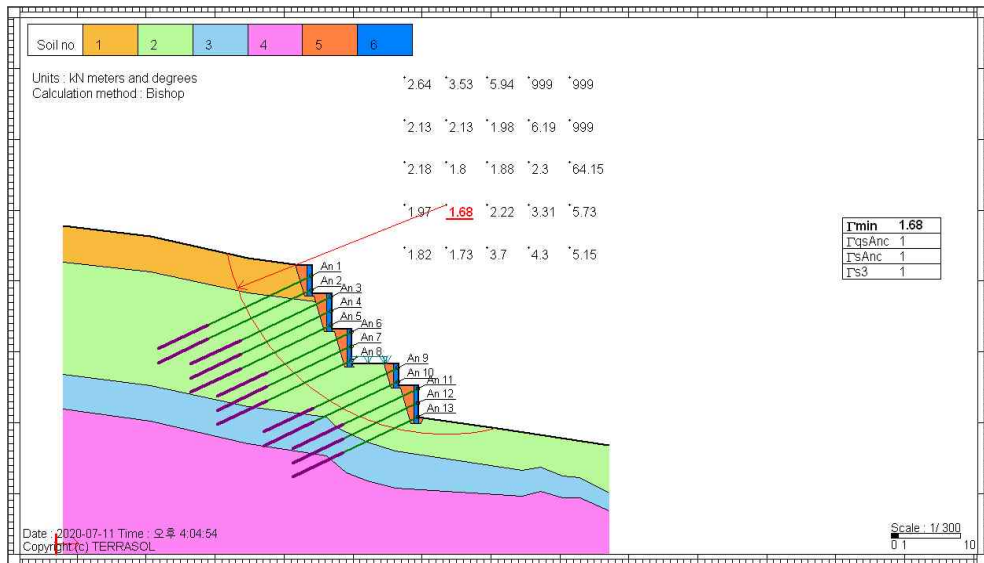
그림 3.9 사면안정검토 결과 - 절토 3구간

### 3.3.5 절토 4구간

그림 3.10은 절토 4구간에 대한 건기시, 우기시, 지진시의 사면안정성 결과를 나타낸 것이다

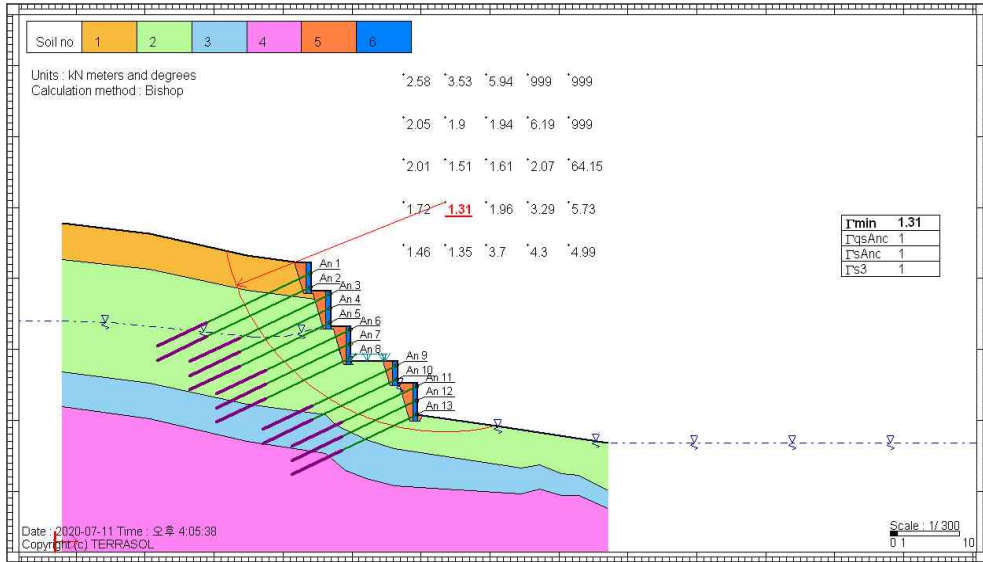
본 구간은 상부에 토사층(붕적층)이 깊게 분포하고, 표준경사(1:2.0) 적용시 비탈면 형성이 과다로 환경훼손이 많이 발생되어, 공학적 및 환경적인 측면에서 해결이 필요한 구간이다.

해당구간에 대하여 대절토부 사면에 시공 가능한 패널식옹벽을 반영하였으며, 검토후 안전율은 건기시 1.64, 우기시 1.56, 지진시 1.35로 모두 기준안전율을 상회하는 결과를 확인하였다.

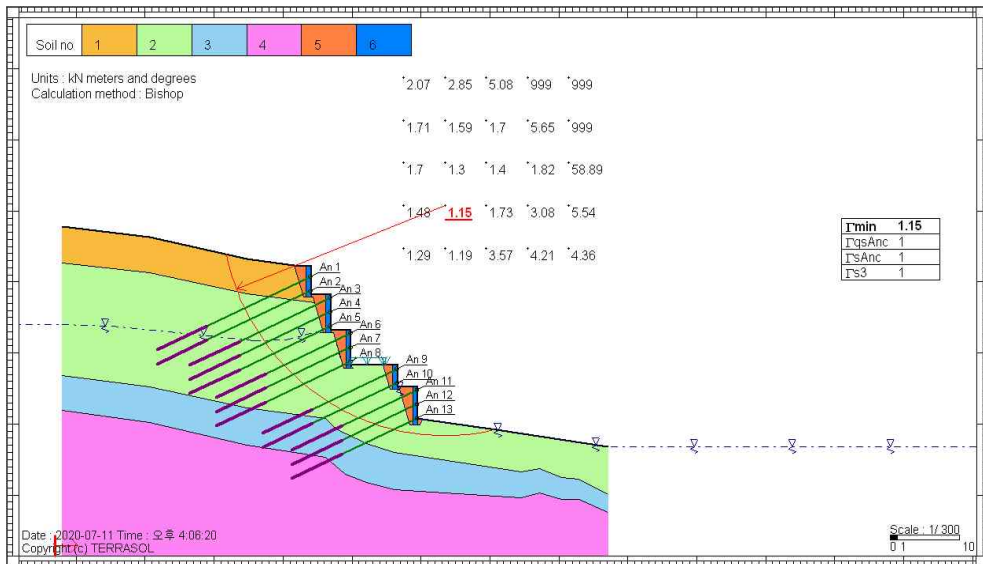


(a) 건기시

그림 3.10 사면안정검토 결과 - 절토 4구간(계속)



(b) 우기시



(c) 지진시

그림 3.10 사면안정검토 결과 - 절토 4구간

표 3.4는 절토구간 설계단면에 대한 안전율 결과를 나타낸 것이다.

1~4구간 모두 건기시, 우기시, 지진시 안전율이 기준안전율을 상회하는 것으로 확인되었다. 다만 현장시공 후, 옹벽상단에서 우수 유출로 인한 균열 및 침하가 발생하는 것을 확인하였고, 일부 옹벽 전면부에서는 우수 유출이 확인되었다.

이에 해당 문제점에 대한 안정성을 재검토하여 그에 따른 해결방안을 제시하고자 하였다.

**표 3.4 절토구간 안정성 검토 결과**

구분	연장 (m)	보강높이 (m)	해석결과 (건기 > 1.5, 우기 > 1.3, 지진 > 1.1)			경사	비고
			건기	우기	지진		
1구간	76	12.67	1.64	1.56	1.35	1:2.0	안전
2구간	90	13.51	1.93	1.68	1.44	1:2.0	안전
3구간	84.37	22.79	1.59	1.33	1.16	1:2.0	안전
4구간	57.63	18.91	1.80	1.31	1.11	1:2.0	안전

## 제 4 장 현장시공 결과

### 4.1 옹벽 1, 2단 시공후 현장현황

기존 실시설계 및 옹벽 1, 2단 시공에서 옹벽시공시 사면의 안정성검토는 모두 기준안전율을 상회하는 것으로 확인되었다. 하지만 1, 2단 옹벽 시공 이후, 옹벽 상단에서 우수 유출 및 옹벽 전면의 침하가 확인되었으며, 그림 4.2와 같이 옹벽 전면부에서 우수 유출로 인한 습윤상태가 확인되었다.

이에 본 연구에서는 기존 우기시 안정성 검토에서 반영된 지하수위선을 옹벽 및 사면의 최상부까지 위치시켜 안정성검토를 재수행하여, 그에 따른 지반의 거동을 확인하고자 하였다.



그림 4.1 옹벽 시공전 지반상태





(a) 우수유출로 인한 침하 및 균열



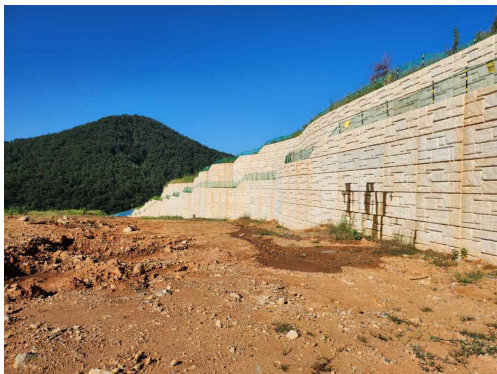
(b) 우수유출로 인한 침하 및 균열



(c) 옹벽 전면 우수 유출



(d) 옹벽 전면 우수 유출



(e) 옹벽 전면 우수 유출



(f) 옹벽 전면 우수 유출

그림 4.2 옹벽 1, 2단 시공 후 옹벽 주변 손상 현황(계속)



(g) 옹벽 전면 우수 유출



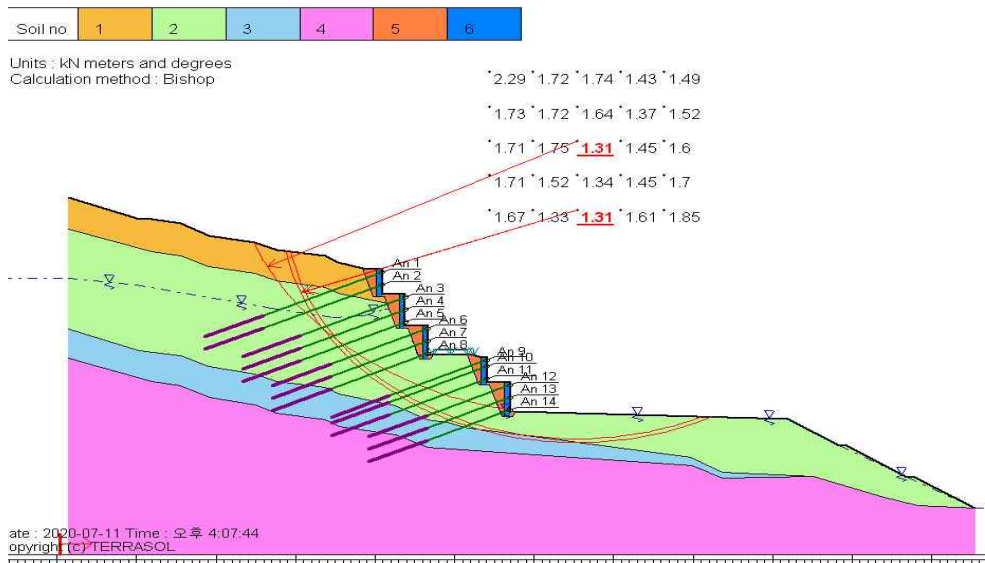
(h) 옹벽 전면 우수 유출

그림 4.2 옹벽 1, 2단 시공 후 옹벽 주변 손상 현황

## 4.2 지하수위 최대 상승위치에서의 안정성 검토

시공 후 절토부 구간에서 발생하는 우수 유출 및 옹벽 전면 침하 등에 대한 문제를 확인하고자 기존 지하수위 면을 옹벽 및 사면의 최상부까지 위치시켜 안정성 검토를 재수행하였다.

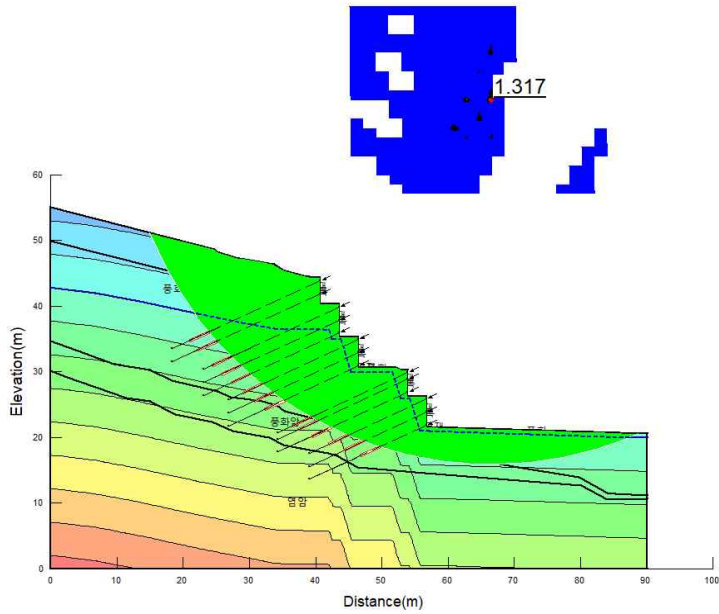
그림 4.3(a)는 연구대상지역에 대한 시공전 우기시 안전율을 검토한 것으로 안전율은 1.31로 기준 안전율을 상회하는 것으로 확인하였다. 하지만 그림 4.3(b)~(c)와 같이 지하수위선을 최상부로 위치시켜 해석을 수행하였을 때 우기시 안전율은 1.31로 기준안전율을 상회하나 지진시 안전율은 1.12로 기준안전율 1.3을 만족하지 못하는 것으로 확인되었다.



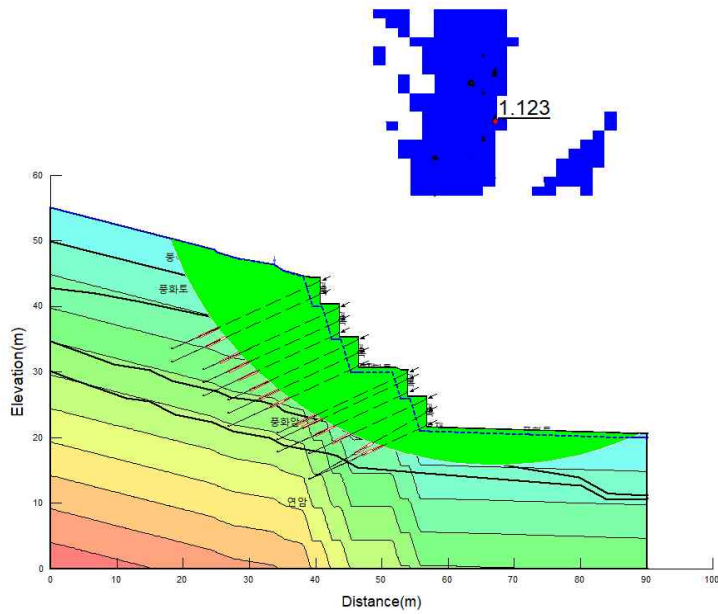
(a) 기존 - 우기시

그림 4.3 사면안정해석을 통한 안전율 재검토(계속)





(b) 재검토 - 우기시



(c) 재검토 - 지진시

그림 4.3 사면안정해석을 통한 안전율 재검토

본 연구대상지역에 설치된 절토부 옹벽구간의 비탈면 지층조건은 매립층(자갈섞인 실트질 모래) 및 붕적층(전석 및 모래섞인 점토)로 구성되어 있으며, 풍화정도는 심한 풍화가 완료된 잔류토의 형태를 보인다. 점토성분을 함량이 높은 지층인 것으로 확인되므로, 지하수위 조건을 보수적으로 적용하여 검토를 수행해야 할 것으로 판단된다.

**표 4.1 지하수위 변동에 대한 안전율 재검증**

구간 대표 단면	구분 우기시									비고
	우기시 (기 설계)			우기시 (추가해석)			우기시 (지하수위 →지표면까지 상승)			
	우기	기준	판정	우기	기준	판정	우기	기준	판정	
3구간	1.31	1.3	안전	1.31	1.3	안전	1.12	1.3	불안전	

안정성 검토 결과, 표 4.1과 같이 기존 설계의 지하수위 조건에 따른 비탈면 옹벽의 안정설계 결과는 기준안전율을 확보는 경향을 보였으나, 지하수위를 지표면까지 상승시켜 해석검토를 수행한 결과, 기준안전율을 확보하는 못하는 것으로 확인되었다.

따라서, 기초 전면부 지반의 붕적층 분포심도가 깊고, 지하수 유출로 인한 시공 및 완공 후에 지속적으로 지반이 연약화 될 가능성이 높은 상태이므로, 기초하부의 붕적토층의 보강하기 위해 소형 시공장 비를 이용한 마이크로파일을 적용하여 지반의 강성을 향상시킬 수 있고 작업자의 안전과 옹벽 자체의 안정성 향상에 도움을 줄 수 있는 공법 적용이 필요할 것으로 사료된다.

추가적으로 배면부 지하수로 인하여 우기시 옹벽에 전이되는 수압의 상승, 표면수에 의한 침식, 흙의 포화로 인한 활동 토층의 단위중량 증가를 경감시킬 수 있는 수평배수공을 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

## 제 5 장 결 론

본 연구에서는 현재 시공중인 연구대상지의 옹벽에 대하여 발생된 문제점을 보완하고자 기존 안정성 검토 결과를 재검증하여 공학적인 문제점에 대한 해결방안을 제시하고자 하였다. 총 5단계의 옹벽 시공단계 중 2단계 시공완료 시점에서 옹벽 전면 및 상부에서 우수 유출, 균열 및 침하가 발생 되었으며, 이에 따른 문제점 분석과 해결방안을 제안하였다.

본 연구에서 도출된 결론은 다음과 같다.

1. 시공 전 옹벽의 안정성 검토 수행결과, 절토부 1~4구간에서 모두 건기시, 우기시, 지진시 안전율이 기준안전율을 상회하는 것으로 확인되었다. 지반조사를 통해 도출된 지반의 물성값과 현재 지층분포 상태 등을 미루어 보아 본 연구에서 적용한 공법이 적절하다는 것을 판단할 수 있다.
2. 1, 2단계 옹벽 시공 완료후, 발생된 옹벽 상부의 균열 및 침하와 옹벽 전면의 우수 유출에 대한 문제점이 확인되었다. 기존 설계단계에서의 절토 3구간의 안전율은 1.31로 기준안전율 1.3을 상회하는 결과를 보였으나, 이는 붕적층에 대한 명확한 검토가 이루어지지 않은 것으로 판단되어 지하수위 조건을 보수적으로 반영하여 옹벽 최상부에 지하수위선을 위치시켜 사면에 대한 안정성검토를 수행하였다. 그 결과, 검토안전율이 1.12로 기준안전율을 상회하지 못한 것으로 확인되었고, 이는 추후, 붕적층 지반에 대한 구조물 시공시 지하수위 조건에 대한 영향을 명확히 고려해야 한다는 것을 말하며, 시공이 완료 되더라도 차수 및 기초에 대한 보강방안을 제시하여야 한다.
3. 붕적토층은 입자가 매우 큰 흙으로서 투수성이 크며 물과 접하면 쉽게 붕괴되는 특성상 강우에 의한 침투가 용이하고, 흙의 전단강도를 쉽게 잃어버리는 특성을 가지고 있어, 붕적층 기초에 대한 보강 및 초기 지하수위를 감소시킬 수 있는 공법이 필요하다. 이에 기존 1, 2단 시공된 옹벽은 그라우팅을 이용한 마이크로 파일을 적용하고, 시공예정 중인 3, 4, 5단 옹벽의 경우 수평배수공을 설치하여 지하수 배제를 통한 안전율 확보가 시급한 것으로 판단된다.

4. 현재 시공중인 공법의 경우 경제성에 고려가 주로 이루어진 것으로 판단된다. 향후, 계측관리를 통한 지하수위 지반조건, 옹벽의 수평변위 등을 고려하여 지진과 같은 자연재난과 인명 및 재산피해가 이루어지지 않도록 지속적인 유지관리를 통한 안전점검이 필요할 것으로 사료된다.

## 참 고 문 헌

1. 김수홍, 2017, “강우로 인한 고속도로 비탈면 붕괴 및 보강 사례 연구”. 2017 대한토목학회 정기학술대회, pp. 5
2. 김수홍, 2017, “고속도로 비탈면 붕괴사례 연구”. 경북대학교, 석사학위논문
3. 김진희, 2017, “자연암반형 패널식 옹벽의 시공성 향상을 위한 구조개선 연구”, 우송대학교 철도대학원, 석사학위논문.
4. 국토교통부, 2016, 비탈면 표준시방서
5. 황영철, 2007, “국내 절토 비탈면 설계기준의 해석적 평가”. 한국지반환경공학회 논문집 제8권 제3호, pp. 51
6. 박상권, 2006. “산사태 및 위험절개지 재해에 대한 효율적인 예방시스템의 구축”. 박사학위논문, 홍익대학교
7. 오희주, 2008, “강우시 침투영향을 고려한 사면안정해석에 관한 연구”, 조선대학교 일반대학원 석사학위논문.
8. 이준대, 2015, “시공 중 비탈면의 붕괴 특성에 대한 충청지역 사례연구”. Journal of the Korean Geo-Environmental Society, pp. 23
9. 임준영. (2010). “합천지역의 강우와 지질특성에 의한 절토사면 붕괴 및 보강 사례 연구.” 공학석사 학위논문, 충남대학교 산업대학원.
10. 문홍득, 2012, “진주인근지역의 비탈면 붕괴와 강우와의 상관성 분석”. 2012 대한토목학회 정기학술대회, pp. 1134
11. 한재명, 김규형, 우종태, 이강일. 2017. “모형시험을 통한 정착길이별 앵커의 인발저항력 평가”. 한국지반신소재학회논문집, 16(3), pp. 11-19.
12. 이강일, 2017, “강우조건 변화에 따른 비탈면 파괴시간 분석”. 2017 Fall Geosynthetics Conference, pp. 33
13. 장성호, 정지승. 2019. “균열방지 슬리브가 매설된 패널식 옹벽”, 국제문화기술진흥원, 5(3), pp. 345-349.
14. 박찬덕 외, 2010, “양산단층대 통과구간 대절토 사면의 안정성에 대한 연구 사례 한국지반환경공학회”, , 313-319 학술발표회 논문집 쪽
15. 한중근, 2011, “보강된 비탈면의 파괴원인 분석 및 대책공법의 적용성 평가”. 한국토목섬유학회논문집 제10권 1호, pp. 9
16. 이강일, 2017, “강우조건 변화에 따른 비탈면 파괴시간 분석”. 2017 Fall Geosynthetics Conference, pp. 33

17. 박민철. 2018. “고속도로 도로부에 시공된 패널식 보강토 옹벽의 높이별 안전율과경 제성 검토”. 한국산학기술학회논문지, 19(5), pp. 54-63.
18. 한중근, 2011, “보강된 비탈면의 파괴원인 분석 및 대책공법의 적용성 평가”. 한국 토목섬유학회논문집 제10권 1호, pp. 9
19. 한국도로공사, 2009, 비탈면 설계기준
20. 홍원표, 1994, “한국에서 실시되고 있는 산사태방지대책공법”, Proc., North-East Asia Symposium and Field Workshop on Landslides and Debris Flows, Seoul, Korea, pp. 155-210.
21. Chowdury, R. N.(1978), “Slope analysis. Developments in geotechnical engineering”, Vol. 22, Amsterdam, Oxford, New York: Elsevier. p.423.
22. Taylor, 1948, Fundamentals of Soil Mechanics.
23. Terzaghi. K., 1950, Mechanism of Landslides.