

제 1 장 서 론

1.1 과업의 목적

1.2 과업의 범위

1.3 과업대상 위치

1.4 과업수행 기간

제 1 장 서론

1.1 과업의 목적

본 과업대상은 “상주-영천간 민자고속도로 건설공사 제6공구” 구간 중 붕괴가 발생한 깎기 7,8구간 비탈면에 대하여 현장답사, 정밀 지표지질조사를 통하여 비탈면의 안정성 검토를 수행하고 시공성 및 경제성을 고려하여 적절한 대책공법을 제시함으로써 대상 비탈면의 장기적인 안정성을 확보하는데 그 목적이 있다.

1.2 과업의 범위

본 과업은 상주-영천간 민자고속도로 건설공사 제6공구 깎기 7,8구간 비탈면에 대하여 현장조사 및 비탈면 안정해석을 수행하고, 검토대상 비탈면의 안정성을 확보할 수 있도록 시공성, 경제성 및 친환경성 등을 고려한 보강대책안을 제시하기 위한 것으로서 본 과업의 세부내용은 다음과 같다.

1) 현장답사 및 조사

- 지표지질조사(dip/direction, 절리간격, 절리틈새, 충전물, 풍화/파쇄 등의 상태)
- 현 비탈면의 현황파악(Face Mapping)

2) 비탈면 안정성 검토

- 암반비탈면 : 평사투영법(DIPS), Rocplane
- ⇒ 파괴가능성이 있는 경우에는 한계평형식과 프로그램 해석에 의한 정밀분석

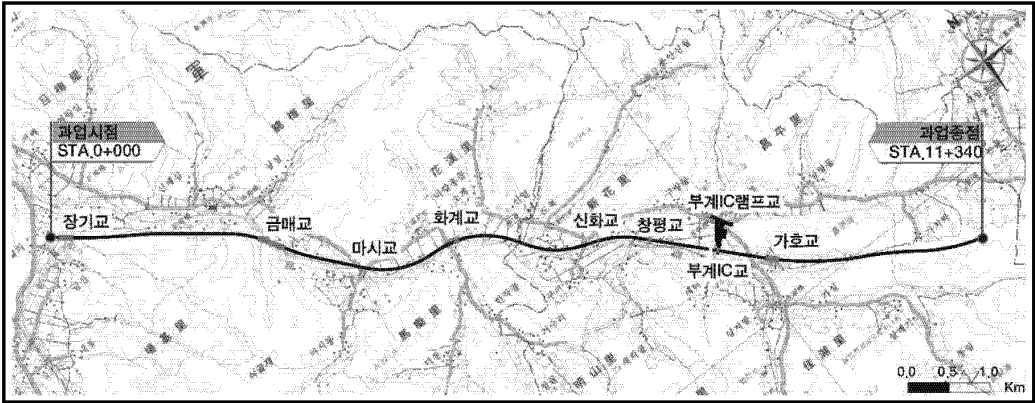
3) 필요시 대책공법 검토

- 비탈면안정 대책공법안 비교 검토
- 비탈면안정 대책공법 검토

4) 보고서 작성 등

1.3 과업대상 위치

● 위 치 : 경상북도 군위군 군위읍 효령면 ~
경상북도 군위군 군위읍 이북면 일원



1.4 과업수행 기간

● 과업수행 기간

항 목	기 간	비 고
현장답사	2016. 10. 18 ~ 2016. 10. 18	
지표지질조사	2016. 10. 18 ~ 2016. 10. 18	
성과분석 및 보고서작성	2016. 10. 19 ~ 2016. 11. 08	

제 2 장 조사 내용

2.1 개 요

2.2 지표지질조사

2.3 불연속면의 공학적 특성

제 2 장 조 사 내 용

2.1 개 요

암반의 현장조사는 암반비탈면의 안정성 평가에 있어서 가장 기본적인 자료를 제공하는 중요한 것이며, 일반적인 조사방법에 따라 지표지질조사(Face Mapping)로 크게 대별할 수 있다.

지표지질조사는 지표에 나타난 노두(outcrop)를 관찰하여 암석의 종류, 성질 그리고 암석내에 나타나 있는 지질구조, 예를 들면 면구조(절리, 층리 또는 엽리, 단층 등), 방향성 암반의 지질공학적인 특성 등을 측정하여 그 결과를 지형도 위 또는 야장에 기록하는 것을 말한다. 지표지질조사는 간편한 도구 즉, 지질해머, 클리노컴퍼스, 고도계, 도면과 야장 등을 가지고 할 수 있다.

2.2 지표지질조사

현장에서 관찰할 수 있는 불연속면의 방향성 및 특성을 측정하기 위하여 본 조사시 사용된 장비는 Clino-Compass, Geological Hammer 및 Profile Gauge 등이며 주향과 경사에 대하여 클리노컴퍼스를 사용한 직접 측정 방법을 선택하였고 사용법은 아래와 같다. 측정한 결과는 평사투영망을 이용한 비탈면 안정해석 프로그램인 DIPPS의 자료로 사용하였으며, 클리노컴퍼스를 사용한 불연속면의 주향, 경사 측정 방법은 다음과 같다.

2.2.1 주향 및 경사 측정방법

① 전체 비탈면에 대한 주향과 경사의 측정

비탈면을 대표할 수 있는 면을 선정하여 클리노미터를 이용 비탈면 전체의 주향과 경사를 측정하였다.

② 불연속면에 대한 주향과 경사의 측정

비탈면 표면에서 관찰할 수 있는 가능한 많은 불연속면들을 측정하고자 하였으며, 여러 불연속면들이 혼재해 있는 경우에는 서로 연관성 있는 몇 개의 그룹으로 나누어 조사함으로써 정확한 측정이 되고자 하였다.

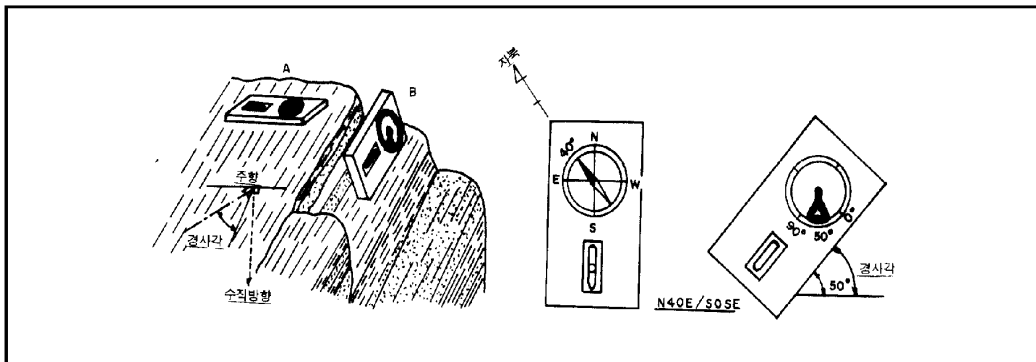
③ 직접 측정이 불가능한 위치에 있는 불연속면의 측정

클리노미터를 사용하여 직접적으로 측정이 불가능한 지역은 비슷한 주향과 경사를 갖는 측정 가능한 불연속면을 선택하여 비교 측정하였으며 측정할 수 있는 비슷한 불연속면도 없는 경우에는 조사판을 이용하여 가능한 실제와 같은 주향과 경사를 만든 후 원격 측정으로 직접 측정을 대신하였다.

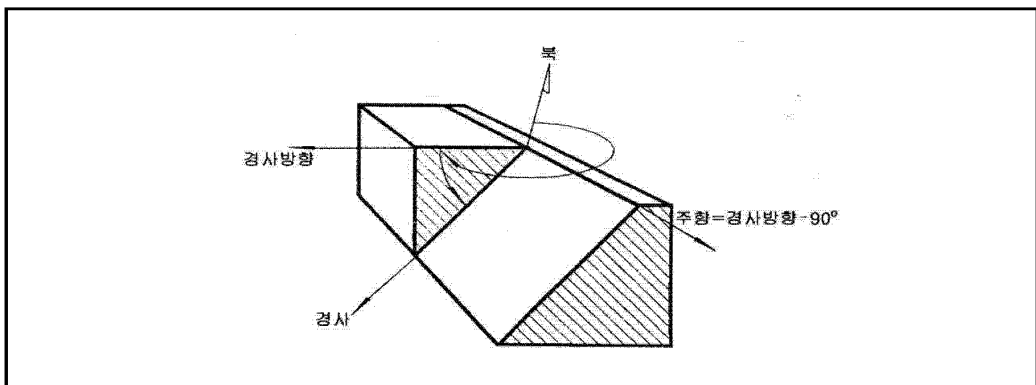
현장 암반의 절리의 방향(Orientation)은 주향(Strike)과 경사(Dip)로 표현할 수 있는데, 사용자의 편의성에 따라 아래와 같이 주향과 경사 또는 경사방향과 경사로 나타낼 수 있다. 경사방향(Dip Direction)의 표현은 자북(N)을 기준으로 경사진 방향까지를 시계방향으로 측정하며, 경사각(Dip)은 수평면에 대한 기울어진 각도로 표시한다.

본 조사과업에서 불연속면의 측정은 클리노컴파스를 사용하여 절리계를 이루고 있는 절리들 중에서 주요암괴의 안정에 영향을 미치는 절리들에 대하여 측정을 실시하였다.

● 지표지질조사 장비의 개략적인 사용방법



● 불연속면의 기하학적 용어의 정의



2.2.2 클리노미터를 사용하여 불연속면의 방향성을 측정할 때 주의점

- ① 주향 측정시에는 항상 경사방향에 주의하여 측정하여야 하며 경사방향을 선정할 때에는 물 흐르는 방향을 선택한다.
- ② 자성이 강한 암반이나 철관, 혹은 레일 등에 의해 영향을 받을 수 있는 곳에서는 Clino-rule, 자, 혹은 분도기 등을 사용하여 방향성을 측정한다.
- ③ 주향을 지도상에 표시할 때는 자침이 가리키는 북쪽방향인 자북과 자오선이 가리키는 북쪽방향인 진북에 주의해야 한다. 우리나라는 자북이 진북에 대해 약 6도 정도 서쪽으로 기울어져 있으므로 언제나 반시계 방향으로 6도를 감하여 진북의 값을 구한다.
- ④ 암반 공학적인 목적으로서의 경사방향 오차는 5도 이내가 되게 한다.

2.2.3 조사항목

현장조사에서는 검토대상 비탈면에 대하여 비탈면 노두면 암반의 풍화정도와 다음과 같은 불연속면의 공학적 특성조사를 실시하였으며 그 자료를 암반비탈면 안정해석에 활용하였다.

- 1) 절리방향(Joint Orientation)
- 2) 절리면 강도(Wall Strength)
- 3) 절리간격(Joint Spacing)
- 4) 절리의 연속성(Joint Persistence)
- 5) 절리면 거칠기(Joint Roughness)
- 6) 절리틈새(Joint Aperture)
- 7) 절리충전물질(Filling Material)
- 8) 절리의 종류수(Number of Sets)
- 9) 암괴의 크기
- 10) 지하수 상태

2.2.4 암반의 풍화정도 분석

풍화작용은 물리적 풍화와 화학적 풍화로 구분할 수 있는데, 물리적 풍화는 암석의 화학적 조성이나 광물학적 조성의 변화가 없이 단지 원래 암석이 작게 파쇄되는 것을 말한다. 일반적으로 자연 환경하에서는 물리적 풍화와 화학적 풍화가 동시에 일어나

로 두 가지 풍화작용의 상호작용을 분리하여 고려하기는 어렵다. 암반의 풍화에 대한 판단은 6단계의 풍화단계로 구분할 수 있다.

일반적으로 F는 극경암, SW는 경암, MW는 연암에 해당하고, HW는 암과 토층의 경계 부로 풍화암, CW와 RS는 토층에 해당한다. 암반의 풍화는 하부에서 상부로 올라갈수록 점진적으로 풍화정도가 심하게 되며, 당 현장의 경우에는 주변 환경에 따른 대기중 오염으로 인한 풍화 및 단층, 절리 등의 복잡한 지질구조로 인해 불규칙한 풍화 양상을 보이고 있다.

● 암반의 풍화단계 구분

단 계	구 분
I	신선암 (F ; Fresh Rock)
II	미소하게 풍화된 암 (SW ; Slightly Weathered Rock)
III	보통의 풍화된 암 (MW ; Moderately Weathered Rock)
IV	매우 풍화된 암 (HW ; Highly Weathered Rock)
V	완전 풍화토 (CW ; Completely Weathered Rock)
VI	잔적토 (RS ; Residual Soil)

2.3 불연속면의 공학적 특성

2.3.1 방향성(orientation)

불연속면의 기울어진 형태를 나타내기 위해서 주향과 경사로 표시한다. 불연속면의 특성중 가장 중요한 요소중의 하나인 방향성은 공간에서의 불연속면의 경향을 나타내는 것으로 공학적인 구조물과 관계가 있는 불연속면의 방향은 불안정한 조건이나 과대한 변형이 일어날 수 있는 가능성을 크게 지배한다. 미끄럼이 일어날 수 있는 충분한 수의 불연속면이나 불연속면군과 낮은 전단강도와 같이 변형에 대해 다른 조건들이 나타날 때에는 불연속면 방향의 중요성이 증가된다. 불연속면들 상호간의 방향은 암반에 나타나는 층리나 각각의 암괴의 형태와 크기도 결정하게 된다.

2.3.2 간격(spacing)

인접한 불연속면간의 직선 거리를 나타낸다. 일반적으로 같은 군에 속하는 불연속면의 평균 거리로 표시된다. 극히 간격이 좁은 불연속면군들이 나타나는 암반은 낮은 점착력을 나타내게 되며 특별한 경우에는 암반의 파괴형태가 평면파괴에서 원형파괴나 토석류(flow)로 전환되기도 한다. 불연속면 방향에서와 마찬가지로 미끄럼이 일어날 수 있는 충분한 수의 불연속면이나 불연속면군과 낮은 전단강도와 같이 변형에 대해 다른 조건들이 나타날 때에는 불연속면 간격의 중요성이 증가된다. 불연속면의 간격은 암반을 구성하고 있는 암괴의 크기를 결정할 수 있다.

● 불연속면 간격의 등급

표 시 방 법	간 격
극히 조밀 (extremely close spacing)	< 20mm
매우 조밀 (very close spacing)	20 ~ 60mm
조 밀 (close spacing)	60 ~ 200mm
보 통 (moderate spacing)	200 ~ 600mm
넓 음 (wide spacing)	600 ~ 2000mm
매우 넓음 (very wide spacing)	2000 ~ 6000mm
극히 넓음 (extremely wide spacing)	> 6000mm

2.3.3 연속성(persistence)

한 평면내에서의 불연속면의 크기나 면적의 정도를 나타낸다. 이것은 모두나 깎기비탈면에서 나타나는 불연속면의 길이로 표시된다. 이 요소는 개략적으로 노출된 표면에서의 불연속면의 길이를 관찰함으로써 정량화 될 수 있다. 이 요소는 암반의 공학적인 성질을 결정하는 가장 중요한 요소중의 하나이지만 현장에서 모두의 크기에 제한을 받기 때문에 가장 결정하기 힘든 요소중의 하나이다. 특별한 한 군의 불연속면들이 다른 군들의 불연속면보다 더 연속성을 갖는 경우가 많다. 이것은 소수의 군들이 첫 번째 군들에 의해 끊기는 경향이 있기 때문이다. 암반비탈면이나 댐기초의 경우 안정성에 불리하게 작용하는 불연속면의 연속성의 정도를 평가하는 것이 매우 중요하다. 또한 연속성은 비탈면 상부에서의 인장균열의 발생에도 매우 중요하다.

이것은 암반의 투수율, 암괴의 크기분포 특성, 굴착성 그리고 불연속면에서의 전단응력의 발달에 영향을 주어 안정성 문제를 일으킬 수 있다.

● 불연속면 연속성의 등급

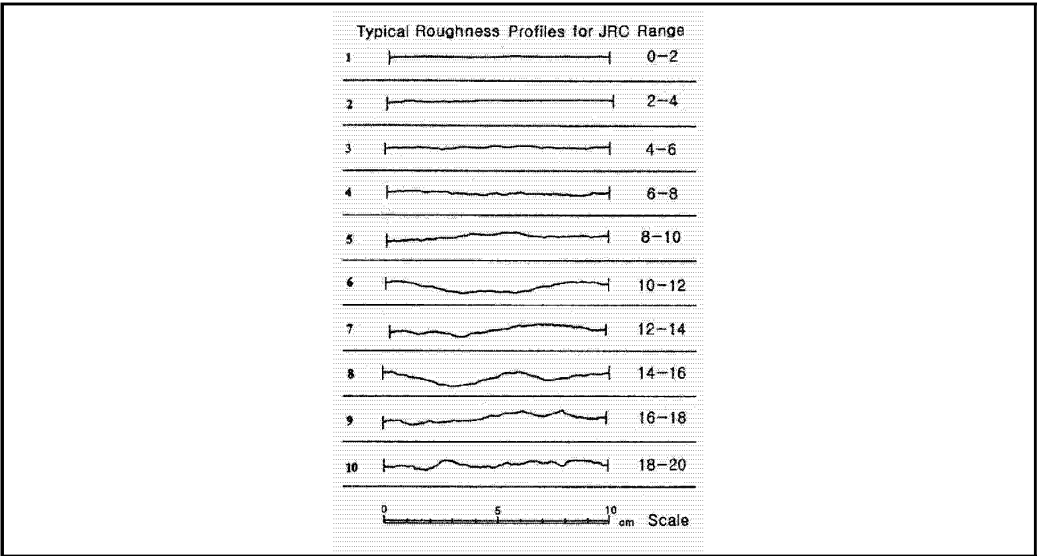
표 시 방 법	평 균 길 이 (m)
매우 낮은 연속성 (very low persistence)	< 1
낮은 연속성 (low persistence)	1 ~ 3
보통 연속성 (medium persistence)	3 ~ 10
높은 연속성 (high persistence)	10 ~ 20
매우 높은 연속성 (very high persistence)	> 20

2.3.4 거칠기(roughness)

불연속면의 거칠기는 평균 평면에 대한 불연속면에 나타나는 작은 규모의 요철 (unevenness)이나 큰 규모의 만곡(waviness)으로 정의된다. 실제에 있어서 만곡은 전단 변위의 초기방향에 영향을 주는 반면에 요철은 일반적으로 중간규모의 현지 직접전단 강도 시험이나 실험실 시험에서 구해질 전단강도에 영향을 준다.

노두나 시추코아에서 이루어진 측정으로부터 불연속면의 성질이 기록될 때는 일반적으로 소규모 요철과 더 큰 규모의 만곡사이가 구분되어야 한다. 대규모의 굴곡은 소규모 또는 중간규모의 굴곡위에 중첩될 수 있다. 이 불연속면의 거칠기는 특히 변위가 없거나 충전이 되지 않은 불연속면에서의 전단응력에 상당한 영향을 준다. 틸새, 충전물 두께 혹은 이전의 전단변위가 증가되면 이 거칠기의 중요성은 감소된다.

● 절리면의 거칠기



2.3.5 불연속면의 강도

불연속면의 벽면을 구성하는 암석의 압축강도는 특히 벽면이 충전되지 않은 절리의 경우 암석끼리 접촉해 있는 경우에는 전단강도와 변형도의 매우 중요한 요소가 된다. 암체는 표면 가까이에서 자주 풍화되어지고 또는 열수과정에서 변형되기도 한다. 풍화(또는 변형)가 일반적으로 암체의 내부보다는 불연속면의 벽면에 영향을 준다. 이러한 결과로 벽면의 강도가 암체의 내부에서 얻어진(시추에 의한) 더 신선한 암체에서 측정된 강도에 비해 적은 값을 갖는다. 그러므로 암석이나 암반에 대한 풍화나 변형의 상태에 대한 서술은 벽면강도에 대한 서술의 필수적인 한 부분이다.

전단강도와 변형도에 영향을 주는 상대적으로 얇은 암석벽면은 간단한 Index 시험을 통해서 이루어진다. 대략적인 단축압축강도는 Schmidt Hammer 시험이나 굽기 그리고 지질해머시험 등으로 추정될 수 있다.

피복된 광물도 만약에 불연속면이 평면이거나 매끈한 경우 피복된 정도에 따라 불연속면의 전단강도에 영향을 줄 수 있다. 가능하면 피복한 광물의 종류를 기록하는 것이 좋다. 의심스러운 경우에는 시료를 채집한다.

암석이나 암반 구성물질의 풍화정도는 불연속면의 강도를 서술적으로 표시할 뿐이고 Manual Index Test 나 Schmidt Hammer로써 정량적으로 구할 수 있다.

Manual Index Test

등 급	정 의	야외 조사 현상	단축강도강도 대략적인 범위
암 석	R0 (극연암) Extremely Weak Rock	손톱으로 자국이 난다.	0.25 ~ 1.0MPa
	R1 (매우 약한 암석) Very Weak Rock	지질해머의 뾰족한 부분으로 강타했을 때 부스러진다. 주머니칼로 벗겨진다.	1.0 ~ 5.0MPa
	R2 (연암) Weak Rock	어렵게 주머니칼로 벗길 수 있다. 지질해머의 뾰족한 부분으로 강타했을 때 얇은 자국이 남는다.	5.0 ~ 25MPa
	R3 (보통암) Medium Strong Rock	주머니칼로 굽거나 벗길 수가 없다. 시료가 한번의 지질해머 강타로 부서진다.	25 ~ 50MPa
	R4 (경암) Strong Rock	지질해머로 시료를 부수기 위해 한번 이상 의 타격이 요구된다.	50 ~ 100MPa
	R5 (매우 강한 암석) Very Strong Rock	지질해머로 시료를 부수기 위해 많은 타격 이 요구된다.	100 ~ 250MPa
	R6 (극경암) Extremely Strong Rock	지질해머로는 시료에 자국만 남는다.	> 250MPa

주) 등급 S1에서 S6까지는 점착력이 있는 토사 즉 점토, 실트질 점토, 실트와 모래가 섞인 점토의 복합체 등에 적용된다. 불연속면의 벽면강도는 일반적으로 등급 R0~R6(암석)로 특성지어지며, 등급 S1~S6(점토)는 충전된 불연속면에 적용된다.

2.3.6 절리의 간극(aperture)

하나의 불연속면에 서로 인접한 암석간에 분리되어 있는 수직거리를 나타내며, 그 간극의 공간은 물이나 공기와 같은 것으로 채워져 있다. 따라서 간극은 충전된 불연속면의 폭과는 구분된다.

천공된 공이나 시추에 의해 굴착된 터널을 제외하고는 볼 수 있는 간극이라는 것은 발파에 의한 교란이나 표면이 풍화에 의해 교란되어 있는 간극일 가능성이 크기 때문에 작은 간극의 육안관찰은 신뢰성이 매우 떨어진다. 때문에 시추공벽의 BIPS 촬영 등에 의해 신뢰성 있는 절리틈 측정이 가능하다.

● 간극의 표시방법

간 극	표 시 방 법	
< 0.1mm 0.1 ~ 0.25mm 0.25 ~ 0.5mm	매우 촘촘함 (very tight) 촘촘함 (tight) 부분적 벌어짐 (partly open)	폐쇄형 (closed features)
0.5 ~ 2.5mm 2.5 ~ 10mm > 10mm	벌어짐 (open) 약간 넓음 (moderately wide) 넓음 (wide)	틈새형 (gapped features)
1 ~ 10cm 10 ~ 100cm > 1m	매우 넓음 (very wide) 극히 넓음 (extremely wide) 동굴 같음 (carvenous)	개방형 (open features)

2.3.7 충전물(filling)

한 불연속면에 대해 서로 인접한 암석벽면사이를 충전하고 있는 물질을 말하며, 모암 보다는 일반적으로 강도가 약한 경우가 많다. 일반적으로 충전물질은 모래, 점토, 녹니 석, 실트, 단층점토, 압쇄암, 단층각력암 등이나 벽면을 얇게 피복하는 광물들도 포함된다. 일반적으로 깨끗한 면의 불연속면보다는 전단강도가 낮다. 그리고 충전된 불연속면의 거동은 충전물질의 광범위한 성질에 의해 좌우된다. 인접한 암석벽면 사이의 수직거리를 간극에 대립하여 충전된 불연속면의 폭으로 표시한다. 충전된 불연속면은 다양한 형태로 출현하기 때문에 물리적 성질에 있어서 특히 전단변형과 투수율에 관련하여 넓은 범위를 나타낸다.

2.3.8 누수(seepage)

대체적으로 암반이나 불연속면에서의 물의 흐름이나 가시적인 습기를 말한다. 암반을 통한 투수는 불연속면을 통하여 이루어지고(2차 투수율), 어떤 퇴적암의 경우는 암석의 구성물질의 1차 투수율이 공극을 통해 일어나는 전체 투수에 상당히 중요한 역할을 한다. 투수율은 그 지역의 지하수위, 그리고 관련된 방향성의 투수율에 대략 비례한다. 지하수위, 투수의 통로, 수압 등은 암반의 유효응력을 감소시킴으로써 암반의 안정성을 감소시킬 수 있다.

● 충전되지 않은 불연속면의 누수등급

등급	정 의
I	불연속면이 빈틈이 없고 건조하며, 불연속면을 따라서 누수의 가능성이 없음
II	불연속면이 건조하고 누수의 흔적이 없음
III	불연속면이 건조하나 누수의 흔적이 있음(녹)
IV	불연속면이 젖어 있으나 현재 물의 흐름은 없음
V	불연속면의 누수가 있고 부분적으로 물이 떨어지고 있으나 지속적인 흐름은 없음
VI	불연속면에서 연속적인 물의 흐름이 있음

● 충전된 불연속면의 누수 등급

등급	정 의
I	충전물이 과압밀되어 있고 건조, 낮은 투수성 때문에 물의 흐름이 불가능해 보임
II	충전물이 젖어 있으나 현재 물의 흐름은 없음
III	충전물이 젖어 있고 부분적으로 물이 떨어짐
IV	충전물이 씻겨 나간 흔적이 있고 계속적으로 물이 떨어짐(수 ℓ/min)
V	충전물이 부분적으로 씻겨 나갔고 상당한 양의 누수(수 ℓ/min)
VI	충전물이 완전히 씻겨 나갔고 특히 초기 상당히 높은 수압(수 ℓ/min)

● 암체(예 터널)의 누수 등급

등급	정 의
I	건조한 벽면과 천반, 누수현상을 볼 수 없음
II	약간의 누수, 불연속적으로 물방울이 떨어짐
III	물의 유입이 있고, 계속적인 물의 흐름이 있는 불연속면이 있음 (채굴길이 10m 그리고 분당 ℓ 로 표시)
IV	많은 물의 유입, 강한 물의 흐름이 있는 불연속면이 있음
V	극히 많은 물의 유입, 예외적인 유수의 근원이 있음

2.3.9 불연속면군의 수 (number of sets)

암반에 교차되어 나타나는 불연속면군의 수는 암반의 외관이나 역학적인 거동에 상당한 영향을 준다. 예를 들어 발파에 의한 채굴시 발생될 수 있는 과도한 파쇄의 정도를 결정한다.

불연속면의 방향이 전통적으로 비탈면에 있어서 가장 중요하다고 생각되어지고 있을 지라도 불연속면군의 수도 비탈면의 안정성을 지배하는 중요한 특성이 될 수 있다. 한편 매우 조밀한 간격을 갖는 많은 수의 불연속면군이 나타나는 비탈면의 파괴형태는 평면형이나 전도형 파괴에서 회전형이나 원형파괴로 변화될 수 있다.

● 불연속면군의 수를 나타내는 등급표시

등급	정 의
I	괴상, 가끔 불규칙한 절리들
II	한 개군의 절리
III	한 개군의 절리+불규칙한 절리
IV	두 개군의 절리
V	두 개군의 절리+불규칙한 절리
VI	세 개군의 절리
VII	세 개군의 절리+불규칙한 절리
VIII	셋 이상의 절리군
IX	파쇄된 암석, 토사 같은 암석

2.3.10 암괴의 크기 및 모양(block size and shape)

암괴의 크기는 암반거동의 매우 중요한 척도이며, 암괴의 크기와 모양은 서로 교차되는 불연속면의 상호 방향과 각 불연속면군간의 간격, 불연속면군의 수, 불연속면의 연속성에 의해 결정된다.

불연속면군의 수와 방향이 암괴의 모양을 결정하게 된다. 한 그룹에 속하는 불연속면들이 일관되게 평행한 경우가 드물기 때문에 기하학적으로 규칙적인 형상은 일반적이라기보다 예외적인 경우다. 일반적으로 퇴적암에 있는 불연속면이 가장 불규칙한 형태의 암괴를 만든다.

암괴의 크기와 암괴간의 전응력에 의해 조합된 성질들이 어떤 주어진 응력하에서의 암반의 역학적 거동을 결정하게 된다. 대규모의 암괴로 구성된 암반은 변형이 적게 일어나는 경향이 있으며 지하공동의 건설에 있어서는 양호한 Arching과 Interlocking 효과를 나타낸다. 비탈면에 있어서 작은 크기의 암괴는 불연속면이 존재하는 암반과 관련된 평면효과는 자연적으로 분포하는 현지 암괴의 크기에 매우 많은 영향을 받을 수 있다.

암괴의 크기는 전형적인 암괴의 평균 크기(암괴크기지수, block size index, I_b)로 표시하거나 암반의 단위 체적당내의 교차하는 총 불연속면의 수(volumetric joint count, J_v)로 표시할 수 있다.

● 암괴 크기의 표현방법

정 의	J_v (절리수/m ³)
매우 큰 암괴(very large blocks)	< 1.0
큰 암괴(large blocks)	1 ~ 3
중간 크기 암괴(medium-sized blocks)	3 ~ 10
작은 암괴(small blocks)	10 ~ 30
매우 작은 암괴(very small blocks)	> 30

제 3 장 비탈면 현황

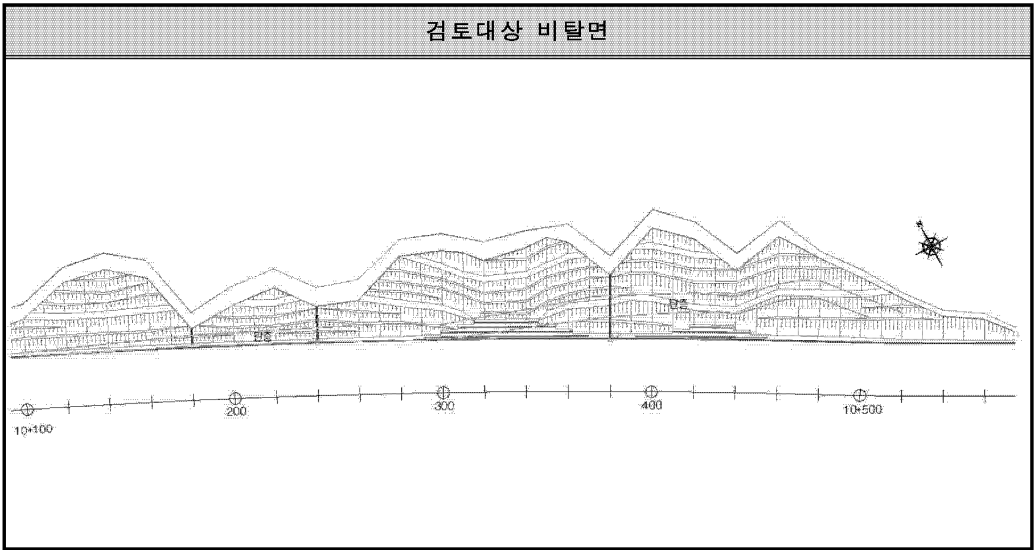
3.1 비탈면 현황

제 3 장 비탈면 현황

3.1 비탈면 현황

상주-영천 고속도로 제6공구 건설공사중 깎기 7,8 구간중 검토 대상 비탈면은 아래와 같으며 STA.10+140~10+540 구간 비탈면에 대하여 현장조사를 수행하였다.

● 검토 구간

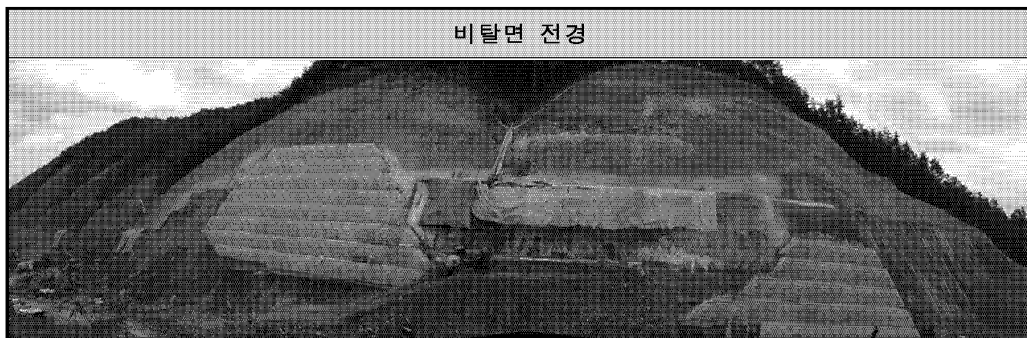


구 분		구간 (STA.)	연장 (m)	비탈면 최대높이 (m)	비고
깎기 7,8구간	상주방향(상행)	10+140~10+540	400	46.3	

● 지표지질조사 결과

본 깎기비탈면은 연장 약 400m, 최대높이 약 46.3m로 구간에 따라 5단의 소단이 설치되어 있으며 산마루 배수구가 설치되어 있다. 비탈면은 토사비탈면과 암비탈면이 혼합적으로 나타나며 횡단방향으로는 직선형, 종단방향도 직선형을 이루고 있다. 비탈면 내 암질의 풍화정도는 보통풍화에서 심한풍화 정도를 보이며, 암석의 결이 비탈면의 내부로 발달하는 것과 외부로 발달하는 것, 그리고 비탈면의 방향에 평행한 방향으로 발달하는 것이 있으며, 누수의 흔적이 관찰된다. 주변지형의 특성은 준산악지의 지형적 특징을 가지고 있다. 계곡부는 구간내에 소계곡부가 존재하고 있다. 더욱이 비탈면 절취시 암반층 구간에 탄질층(Coal Bed)이 출현하므로써 전체적인 비탈면의 안정 대책 방안이 요구되어 지는 비탈면이다.

● 과업구간 비탈면 전경



● STA.10+140~10+540 구간

비탈면의 경사는 $45^{\circ} \sim 55^{\circ}$ 내외이며 상부자연비탈면의 경사는 $20^{\circ} \sim 25^{\circ}$ 내외로 비교적 급경사를 이루고 있다. 비탈면의 깎기 높이는 46.3m 정도로 준 산악지에 조성되어 있다. 풍화도는 대부분 보통풍화(M.W)~심한풍화(H.W)에 해당되며 시점부에서 종점부로 탄질층이 우상향으로 출현하고 있어 하부 판넬식 옹벽 및 상부 Nailing으로 보강중에 있다.

비탈면의 모암으로는 셰일과 이암이 반복적으로 나타난다. 이들의 층리면은 비탈면의 방향과 유사한 방향으로 30° 내외의 경사각을 갖는 것이 특징이다.

J1(240/30), J2(193/80)의 J3(290/85) 3개의 주 절리군을 형성하고 있으며 파쇄가 심한 암질을 보여주고 있다. 더욱이 풍화토 수준의 특징을 갖고 있는 탄질층의 협재로 인하여 일부 구간에 원호활동과 유사한 붕락 개소들이 관찰되고 있다.

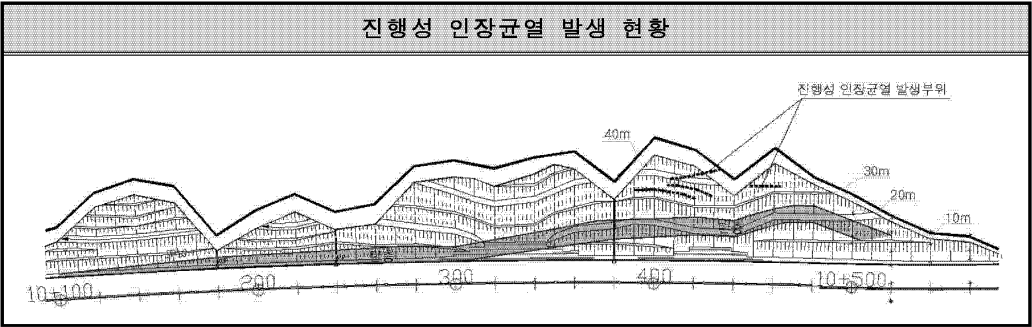
● 비탈면 세부사진



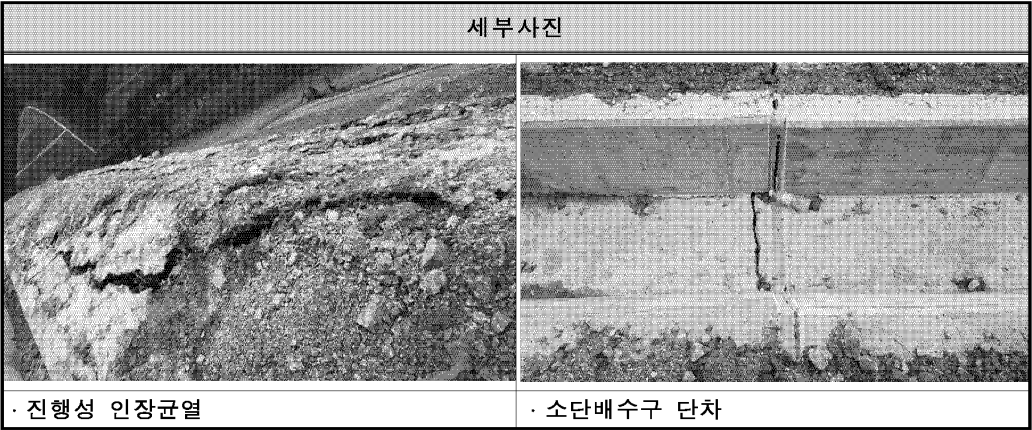
● STA.10+380~10+480 구간

해당구간은 현재 하부 판넬식 옹벽이 설치되어 있고 상부로는 네일링 및 슛크리트 시공이 되어있다. 현장조사 결과 30m 소단부 이상에 진행성 인장균열이 관찰되고 있으며 소단 배수구에도 일부 균열로 인한 단차가 발생된 상태이다.





비탈면 세부사진



비탈면 위치	STA. 10+140 ~ 10+540 (상행)		
연장 및 높이	L = 400m, H = 46.3m		
비탈면 방향 (dip/direction)	55/230		
절리면방향	Joint 1	Joint 2	Joint 3
	240/30	193/80	290/85
절리간격(m)	0.2 ~ 0.3	0.1 ~ 0.4	0.5 ~ 1.0
절리연장성(m)	3 ~ 5	1 ~ 3	3 ~ 6
절리면거칠기	평활 또는 활면	평활 또는 활면	평활 또는 활면
절리틈새(mm)	2.0 ~ 5.0	2.0 ~ 10.0	1.0 ~ 5.0
절리충전물질	점토	점토	점토
누수	습윤	습윤	습윤
비고	과업구간의 붕락 내지는 파괴의 형태는 불연속면(층리면)을 따라 발생하는 평면파괴의 형태이기 보다는 발달된 절리의 간격이 좁고 파쇄가 심한 암질, 더욱이 탄층의 협재로 인하여 전반적으로 원호 활동과 유사한 형태를 취하고 있는 것으로 판단된다.		

제 4 장 비탈면 안정성 검토

4.1 암반의 분류

4.2 지반강도정수 산정

4.3 비탈면 구배기준

4.4 비탈면의 기준안전율

4.5 비탈면 안정해석 이론

4.6 비탈면 안정성 검토

4.7 안정성 검토 결과

제 4 장 비탈면 안정성 검토

4.1 암반의 분류

암반을 대상으로 하는 공사에서는 공사의 안정성과 합리적인 시공을 위하여 암반의 성질이나 조건을 분명하게 알아야 한다. 암반은 여러 가지의 불연속면을 가지는 불연속성 물체이며, 이러한 불규칙성, 불연속성 등이 암반의 강도나 변형성, 투수성 등의 물성을 좌우한다. 암반의 분류는 복잡한 양상을 나타내는 암반의 성질이나 조건을 간결하게 표현하여 암반의 해석, 설계 그리고 시공을 효율적으로 진행시키는 역할을 하며, 공사와 관련된 일련의 기술자들이 대상의 암반에 대하여 이해할 수 있도록 도와주는 수단으로 사용된다. 암반분류의 목적은 다음과 같이 요약될 수 있다.

- ① 암반거동에 영향을 주는 가장 중요한 요소를 확인할 수 있다.
- ② 암반을 비슷한 거동의 그룹으로 분류할 수 있다.
- ③ 각 암반의 등급특성을 이해하기 위한 기초 자료를 제공한다.
- ④ 한 지역의 암석조건에 대한 경험과 다른 지역에서의 경험과의 관계를 밝힐 수 있다.
- ⑤ 설계를 위한 정량적인 자료와 가이드라인을 유도해 준다.
- ⑥ 공학과 지질학 사이의 의사교환을 위한 공통된 기초 자료를 제공해 준다.

4.2 지반강도정수 산정

비탈면의 안정성 검토에 사용되는 토질정수는 원칙적으로 토질시험에 의해 얻어진 수치를 사용하여야 한다. 또한 각 층의 물성 값은 토질이나 시험방법에 따라 상당히 다르게 얻어지는 경우도 있고 계산 결과의 신뢰도에 큰 영향을 주기 때문에 충분히 검토하여 결정해야 한다.

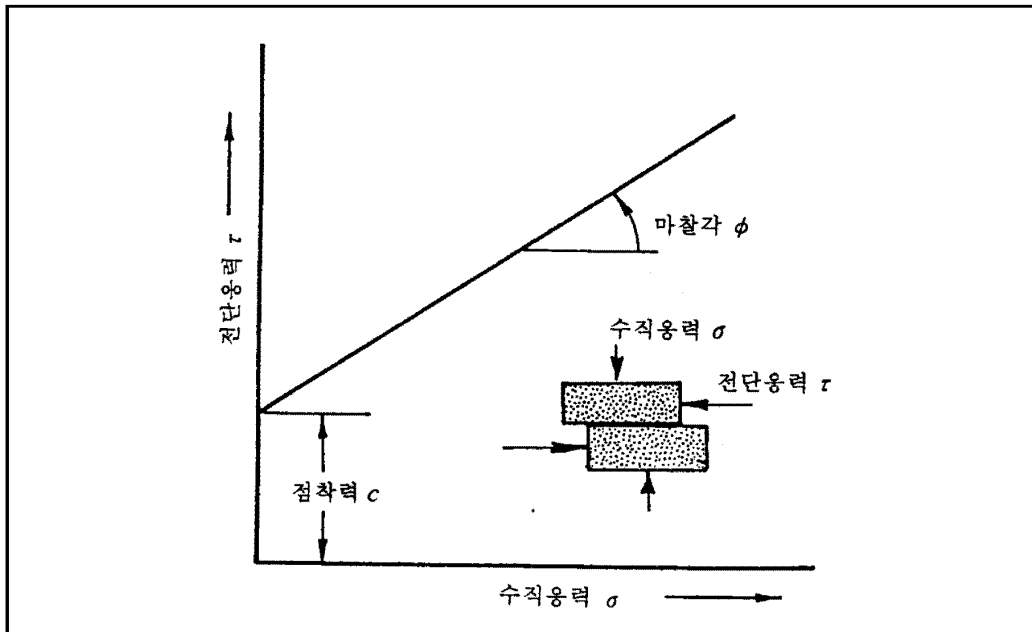
안정성해석은 파괴를 일으키려는 힘과 저지하려는 저항력의 상관관계에서 이루어진다. 즉, 비탈면 전체의 안전율은 파괴면에 걸쳐 발생하는 전단강도와 전단응력의 비로 구할 수 있다. 비탈면 안정성과 가장 관련있는 역학적 특성은 암반 및 토체의 내부마찰각, 점착강도(점착력) 및 단위중량이다. 특히, 내부마찰각(ϕ)과 점착력(c)을 강도정수

(strength parameter)라 하며, 전단응력과 수직응력의 관계에서 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$

다음은 전단응력과 수직응력의 관계에서 얻어지는 강도정수를 보여준다.

● 전단응력과 수직응력의 관계

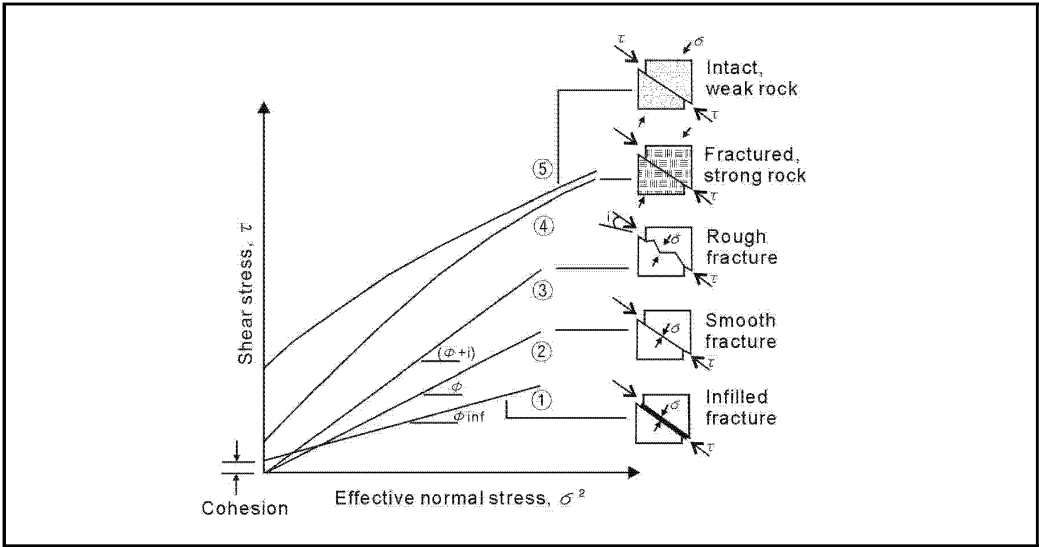


과소한 지반강도정수를 적용한 안정성 해석결과로 조성되는 지반구조물은 실질적인 안정성 확보가 미미하여 향후 재해를 일으킬 가능성이 높으며, 과도한 지반강도정수값을 적용할 경우는 비경제적인 설계를 유발할 수 있다. 따라서 적절한 강도정수의 산정은 설계의 신뢰성을 좌우하는 매우 중요한 항목이다.

일반적으로 암석의 강도는 삼축압축실험, 전단강도실험에 의해서 결정되지만 대부분의 실험은 비교적 상태가 양호한 암석을 대상으로 실시하게 됨으로서 비탈면의 전체적인 지반상태에 비해 보다 양호한 강도정수 값이 도출되게 된다. 이는 강도정수 도출을 위한 실험의 한계성을 지적하는 것으로 이러한 문제점을 해소하기 위한 많은 이론들이 제시되고 있다. 비탈면 안정성 해석을 위한 암반 강도정수의 결정은 매우 어려운 과정 중에 하나로서 관련 연구문헌을 고찰할 필요성이 있다.

Wyllie & Norrish(1996)은 점토 협재 암반의 강도를 불연속면의 특성별 즉, 연암, 경암이지만 쪼개진 암, 거칠기가 있는 암, 매끄러운 면, 점토협재암 등 5가지 경우에 대한 강도정수 특성을 나타내었다. 특히, 조사대상 비탈면에 발달하는 점토를 협재하는 암 등에 대한 강도정수 값을 잔류강도로 결정해야 한다고 제안하였다. 이 때, 잔류강도 특성은 전단강도 값의 경우 급격히 감소하는 반면, 점착력의 감소는 미미한 것으로 나타났다.

지질학적인 상태에 따른 불연속면의 전단응력과 수직응력과의 관계



4.2.1 문헌에 의한 지반강도정수

가. 토사의 강도정수

한국도로공사 「도로설계기준」에서 개략적으로 제시한 자연지반의 단위체적중량, 점착력, 내부마찰각은 다음과 같다.

자연지반의 개략적인 강도정수

구 분	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kPa)	내부마찰각 (°)	재 료 상 태
사질토	19	30이하	30	밀실한 것
	17	0	25	밀실하지 않은 것
자갈섞인 모 래	21	0	40	밀실한 것
	19	0	35	밀실하지 않은 것

주) 도로설계요령(2002), 제2권 토공 및 배수

토사재료의 개략적인 강도정수(한국도로공사, 1996)

흙의 종류	재료의 상태	단위중량 (kN/m³)	ϕ (°)	c (kPa)	통 일 분 류
자갈	밀실한 것, 입도가 좋은 것	20	40	0	GW, GP
	밀실하지 않은 것, 입도가 나쁜 것	18	35	0	
역질사암	밀실한 것	21	40	0	GW, GP
	밀실하지 않은 것	19	35	0	
모래	밀실한 것, 입도가 좋은 것	20	35	0	SW, SP
	밀실하지 않은 것, 입도가 나쁜 것	18	30	0	
사질토	밀실한 것	19	30	≤ 30	SM, SC
	밀실하지 않은 것	17	25	0	
점성토	굳은 것	18	25	≤ 50	ML, CL
	약간 무른 것	17	20	≤ 30	
	무른 것	17	20	≤ 15	
점토 및 실트	굳은 것	17	20	50이하	OH, MH
	약간 무른 것	16	15	30이하	ML
	무른 것	14	20	≤ 15	

나. 암반의 강도정수

단층 · 파쇄대의 강도

암종	단층 · 파쇄대내의 물질	강도 등
사암, 세일호층	점토질	$c=3\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$
천매암	역-실트 혼합력	$c=20\sim 40\text{kPa}$, $\phi=25\sim 35^\circ$ 탄성계수 10,000~20,000 kPa

주) 건설공사에서의 지질진단과 처방 『일본, 石井康夫』 P63

암반의 강도정수(한국도로공사, 1996)

등 급		암 반 파 쇄 상 태		강 도 정 수	
		T.C.R(%)	RQD(%)	점착력(kPa)	내부마찰각(°)
리핑암반(풍화암)		20이하	10 이하	100	30
발파암반	연 암 반	20~30	10~25	130	33
	보통연암	40~50	25~35	150	35
	경 암 반	70이상	40~50	200	40

● 풍화암(토사)의 활동면 강도의 범위(일본도로협회, 1996)

풍화암(토사)의 종류		점착력(kPa)	내부마찰각(°)
변성암		0~2(01)	28~36(26)
퇴적암	고생대층	0~4(0)	23~32(29)
	중생대층	0~10(5)	21~26(24)
	고제3기층	0~20(7)	20~25(23)
	신제3기층	0~25(20)	12~22(12.5)

● 풍화암의 강도정수(각종 학술발표회)

구분	단위체적중량(kN/m³)	점착력(kPa)	내부마찰각(°)	비고
지반공학회 학술발표회	22	50	35.0	1991년
	21	30	35.0	1996년
	20	50	30.0	1997년
비탈면안정 학술발표회	19	30	35.0	

● 풍화암의 강도정수(기존실계자료)

구분	단위체적중량(kN/m³)	점착력(kPa)	내부마찰각(°)
'97비탈면안정 학술발표회	19	30	35
산외-상북	20	40	47
청주-상주 6공구	20	50	30
지반공학회	20 ~ 22	30 ~ 90	25 ~ 35
중부내륙고속도로	20	30	30
둔덕-주심	21	20	35

● 기반암의 강도정수

구분		단위체적중량(kN/m³)	점착력(kPa)	내부마찰각(°)
Hoek & Brown	화강암	26	100	29~35
암반상태에 따른 분류	풍화암·파쇄가 심한 연·경암	-	100	30
지반공학회 비탈면학술발표회	91' 연암	24	50	40
	96' 대부분 연·경암	23	60	35

● 암종별 기본 내부마찰각(Hoek and Bray, 1981)

암 석 명	내부마찰각(°)
Amphibolite	32
Basalt	31 ~ 38
Conglomerate	35
Chalk	30
Dolomite	27 ~ 31
Gneiss(schistose)	23 ~ 29
Granite(fine-grained)	29 ~ 35
Granite(coarse-grained)	31 ~ 35
Limestone	33 ~ 40
Porphyry	31
Sandstone	25 ~ 35
Shale	27
Siltstone	29 ~ 31
Slate	25 ~ 30

● 흙의 일반적인 물성(Hunt, 1984)

흙의 종류	다짐	D _r (%)	N값	γ _{dry} (gf/cm ³)	간극비 (e)	φ (°)
GW : 입도가 양호한 자갈	조밀	75	90	2.21	0.22	40
	중간조밀	50	55	2.08	0.28	36
	느슨	25	<28	1.97	0.36	32
GP : 입도가 불량한 자갈	조밀	75	70	2.04	0.33	38
	중간조밀	50	50	1.92	0.39	35
	느슨	25	<20	1.83	0.47	32
SW : 입도가 양호한 모래	조밀	75	65	1.89	0.43	37
	중간조밀	50	35	1.79	0.49	34
	느슨	25	<15	1.70	0.57	30
SP : 입도가 불량한 모래	조밀	75	50	1.76	0.52	36
	중간조밀	50	30	1.67	0.60	33
	느슨	25	<10	1.59	0.65	29
SM : 실트질 모래	조밀	75	45	1.65	0.62	35
	중간조밀	50	25	1.55	0.74	32
	느슨	25	<8	1.49	0.80	29
ML : 무기질 실트, 극세립모래	조밀	75	35	1.49	0.80	33
	중간조밀	50	20	1.41	0.90	31
	느슨	25	<4	1.35	1.00	27

● 충전물을 포함하는 불연속면의 전단강도

암 석 명	설 명	최 대 강 도		잔 류 강 도		시 험 자
		c' (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ (°)	
현 무 암	점토화된 현무암질 각력암, 점토에서 현무암까지의 함유량 변화가 큼.	24	42			Ruiz, Camargo, Midea & Nieble
벤토나이트	백악내의 벤토나이트층 얇은 층상 삼축시험	115 9~12 6~10	7.5 12~17 9~13			Link Sinclair & Brooker
벤토나이트질 세 일	삼축시험 직접전단시험	0~27	8.5~29	3	8.5	Sinclair & Brooker
점 토	과압밀, 미끄러짐면, 절리 및 소규모 전단면	0~18	12~18.5	0~0.3	10.5~16	Skempton & Petley
점 토 세 일	삼축시험	6	32			Sinclair & Brooker
점 토 세 일	성층면(成層面)			0	19~25	Leussink & Muller -Kirchenbauer
협탄층 암석	점토 분쇄암층, 두께 1.0~2.5cm	1.1~1.3	16	0	11~11.5	Stimpson & Walton
백 운 석	변질된 세일층, 두께 약15cm	4.1	14.5	2.2	17	Pigot & Mackenzie
섬록암, 화강 섬록암및반암	점토 충전물 (점토 2%, Pf=17%)	0	26.5			Brawner
화 강 암	점토 충전물이 있는 단층 사질 양토로 된 단층 충전물과 함께 약화됨, 구조적 전단대, 편암질 및 파쇄된 화강암, 풍화된 암석 및 충전물	0~10 5	24~45 40			Rocha Nose Evdokimov & Sapegin
		24.2	42			
경 사 암	층리면내 1~2mm의 점토			0	21	Drozdz
석 회 암	6mm의 점토층 1~2cm의 점토 충전물 1mm 이하의 점토 충전물	10 5~20	13~14 17~21	0	13	Krsmanovic 등 Krsmanovic & Popovic
석회암, 이회암및갈탄	층상의 갈탄층 갈탄 - 이회암 접촉면	8 10	38 10			Salas & Uriel
석 회 암	이회질 절리, 두께 2cm	0	25	0	15~24	Bemaix
갈 탄	갈탄과 그 하부에 있는 점토사이의 층	1.4~3	15~17.5			Schultze
몬모릴로나이트 점토	백악내에 있는 8cm의 벤토나이트(몬모릴로나이트) 점토층	36 1.6~2	14 7.5~11.5	8	11	Eurenius Underwood
편암,규암 및 규산질 편암	10~15cm 두께의 점토 충전물 얇은 점토를 가진 성층구조 두꺼운 점토를 가진 성층구조	3~8 61~74 38	32 41 31			Serafim & Guerreiro
점 판 암	세밀한 판상 및 변질상태	5	33			Coates, McRorie & Stubbins
석영/고령토/ 연 망 각 석	혼합시료에 대한 삼축시험	4.2~9	36~38			

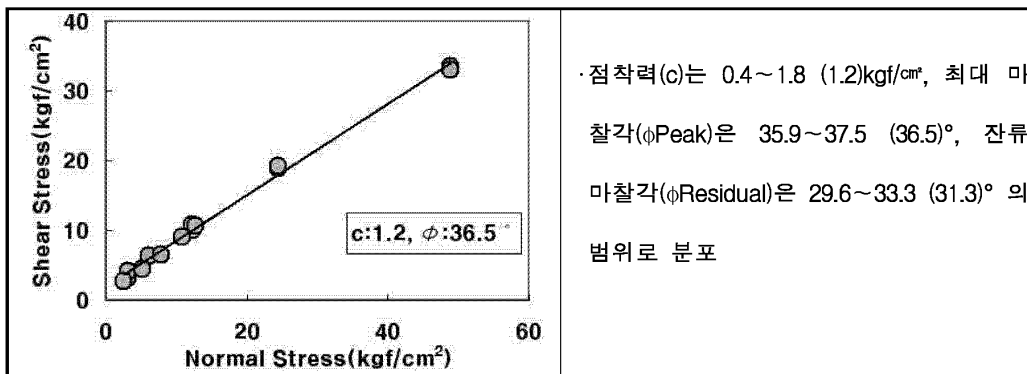
(암반비탈면공학 (E. Hoek & J. W. Bray 이정인 역. p136))

4.2.2 현장시험 및 실내시험에 따른 값

현장시험 및 실내시험값은 (상주~영천 고속도로 민간투자사업 실시설계 지반조사 보고서, 2009.12, 제6공구: 효령~부계)를 참조하여 사용하였다.

● 절리면 전단시험

공 번	심 도 (m)	c (kgf/cm ²)	ϕ (°)		암 종
			Peak	Residual	
CBB-7	12.55	1.3	35.9	30.9	니질암
CBB-10	10.83	1.8	36.1	29.6	니질암
CBB-17	14.40	0.4	37.5	33.3	니질암



4.2.3 비탈면의 강도정수 결정

대상비탈면의 지반강도정수 결정 방법은 기존자료에 따른 값, 실내시험 등을 통하여 얻어진 값과 범위를 결정하여 이 중 가장 최소의 점착력 값과 내부마찰각을 선정한다. 이러한 이유는 지반정수를 최소값으로 선정함으로써 대상비탈면의 최악의 상황을 고려하고자 하는 것이다.

최종적으로 선택된 값은 비탈면에 대한 안전율을 산출하기 위한 안정해석 방법에서 사용된다. 통상적으로 절리 발달이 뚜렷한 경우의 안정 해석시에 점착력은 실제보다 상당히 안전하게 해석되기 때문에, 점착력은 거의 고려하지 않고 내부마찰각만을 고려하는 경우가 많다. 즉, 암반비탈면에서는 암반에 발달하는 절리, 단층, 층리 등의 불연

속면이 연속체 암반을 분리하는 역할을 하고, 일반적으로 불연속면을 따라 붕괴가 발생되므로 경우에 따라 점착력을 무시하는 경우가 있다.

금회 안정해석시 사용한 지반정수는 상주~영천 고속도로 민간투자사업 실시설계 지반조사 보고서(2009.12, 제6공구: 효령~부계)를 참조하여 산정하였으며 다음과 같다.

● 지반의 강도정수

구 분	γ_{so} (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)	비 고
풍화토	19.0	20.0	28	상주~영천고속도로 민간투자사업 실시설계 보고서
풍화암	20.0	30.0	29	"
기반암	24.0	200.0	32	"
불연속면	23.0	40.0	29.6	"
탄질층	20.0	20.0	29	PPP옹벽 사면안정해석 검토 보고서, 2016.05

4.3 비탈면 구배기준

깎기 비탈면의 구배는 지층의 구성상태, 용출수의 유무, 토질 및 암반의 특성 등을 고려하여야 하며 암반층에서는 시추조사 및 지표지질조사 등에 의해 암반 불연속면의 발달상태, 파쇄대, 역학적 특성을 파악하여 적정 비탈면구배를 설정하여야 한다.

만일 당초 설계된 비탈면 구배에 대해 확신을 가질 수 없는 경우에는 부분적으로 굴착하여 암질, 토질 및 용수의 유무 등을 확인하고 그것에 따라 비탈면 구배를 바꾸어나가는 것이 바람직하다. 참고로 기존에 고찰되어 있는 한국도로공사 및 각 기관의 비탈면구배 기준은 다음과 같다.

● 암반 특성에 따른 표준비탈면구배

암석종류 (강도)	암반파쇄상태		굴착 난이도	구배	소단설치	암반의 전단강도지수	
	NX시추시(BX)					ø	C
	TCR(%)	RQD(%)					
풍화암 또는 연경암으로 파쇄가 극심한 경우	20%이하 (5%이하)	10%이하 (0%)	리핑암반	1:1	H=5m마다 소단1m (리핑암 사이에는 1m소단)	30°	100KPa
강한풍화암으 로서 파쇄가 거의 없는 경우와 대부분의 연, 경암	20~30%이하 (10~20%이하)	10~20% (0~5%)	발파암반 (연암반)	1:0.8	H=10m마다 소단 1~2m폭	33°	130KPa
	40~50%이하 (30%이상)	25~35%이하 (10~20%이상)	발파암반 (보통암반)	1:0.7	H=10m마다 소단 1~2m폭	35°	150KPa
	70%이상 (50%이상)	40~50%이하 (30%이상)	발파암반 (경암반)	1:0.5	H=20m마다 소단 3m폭	40°	200KPa

(자료: 한국도로공사, 도로설계실무편람 -토질 및 기초- P.6,1996.8)

● 원지반 토질에 대한 표준비탈면구배 범위

구분	원 지 반 의 토 질		절 토 고	구 배	비 고
각 					

(한국도로공사, 도로설계요령 2권)

4.4 비탈면의 기준안전율

비탈면 안정검토를 할 경우의 안전율(F_s : Factor of Safety)은 해석 방법에 따라 각각 다를 수 있으며 또 안전율은 안정성을 검토하는 판단기준의 하나이다. 안정 계산에 의해 구한 안전율이 기준이상이면 일단 안정하다고 생각해도 좋지만 토질이나 시공조건 등을 고려해서 종합적인 판단을 내리는 것이 좋다. 다음은 깎기비탈면에 대한 최소 안전율을 나타낸 것이다.

● 깎기비탈면의 최소 안전율

구 분	내 용	최 소 안 전 율
건 설 부	구조물 기초설계 기준	$F.S \geq 1.3$
일본 토질 공학회	하중이 지속적으로 작용할 경우	$F.S \geq 1.5$
	구조물 기초의 경우	$F.S \geq 2.0$
	일반적인 하중작용 및 시공시	$F.S \geq 1.3 \sim 1.25$
일본 건설성	표준적인 계획 안전율	$F.S \geq 1.1 \sim 1.3$
일본 항만협회	항만시설 기술상의 기준	$F.S \geq 1.3$

● 깎기비탈면의 기준안전율 기준(국토해양부, 2011)

구 분	기준안전율	비 고
깎 기 비탈면	건 기	$F.S > 1.5$ · 지하수위가 없는 것으로 해석
	우 기	$F.S > 1.2$ 또는 $F.S > 1.3$ · 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 $F.S = 1.2$ 를 적용 · 토층 및 풍화암으로 구성된 비탈면의 안정해석은 지하수위를 결정하여 해석하는 방법 또는 강우의 침투를 고려한 방법 사용 가능 · 지하수위를 결정하여 해석하는 경우에는 현장 지반조사 결과, 지형조건 및 배수조건 등을 종합적으로 고려하여 지하수위를 결정하고 안정해석을 수행하며, 지하수위를 결정한 근거를 명확히 기술($F.S = 1.2$ 적용) · 강우의 침투를 고려한 해석을 실시하는 경우에는 현장 지반조사 결과, 지형조건, 배수조건과 설계계획빈도에 따른 해당지역의 강우강도, 강우지속시간 등을 고려하여 안정해석을 실시하며, 해석시 적용한 설계정수와 해석방법을 명확히 기술($F.S = 1.3$ 적용)
	지진시	$F.S > 1.1$ · 지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 · 지하수위는 우기시 조건과 동일하게 적용
	단기	$F.S > 1.1$ · 1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성(시공중 포함) · 지하수 조건은 장기안정성 검토의 우기시 조건과 동일하게 적용

● 내진설계 조건

설계기준은 건설교통부의 내진설계기준연구(II)(1997.12)에서 제시된 내진설계 성능기준을 바탕으로 하고, 국내외에서 비탈면의 지진시 안정해석을 위해 사용하는 방법을 바탕으로 기존의 설계기준의 체계에 맞도록 제정되었다.

비탈면의 내진등급은 상위개념 내진설계기준을 준용하여 비탈면이 속해 있는 주구조물의 내진등급에 따라 I 등급, II 등급으로 구분한다.

● 지진구역 구분 및 지진구역계수(재현주기 1000년)

지진구역		행정구역	지진구역계수 Z(g)
I	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부	
II	도	강원도 북부, 전라남도 남서부, 제주도	0.07
※ 강원도 북부(군, 시):홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시 강원도 남부(군, 시):영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시 전라남도 북동부(군, 시):장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시 전라남도 남서부(군, 시):무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시			

● 위험도계수(I)

재현주기	50년	100년	200년	500년	1000년	2400년
위험도 계수, I	0.4	0.57	0.73	1.00	1.40	2.0

● 지진계수 적용

내진등급	재현주기	지진구역계수	위험도계수	적용
I	1000년	0.11	1.40	0.154(g)

● 수평방향 지진 가속도 계수 산정

등가정적 비탈면 안정해석은 지표면에서 지진파의 지표면 최대수평가속도의 50%를 파괴토체의 무게에 곱한 하중을 등가정적하중으로 치환하여 안정성을 검토하는 방법이다. 지진하중으로 인한 지표면 최대수평가속도를 a_{max} 라 하면, 지진으로 인하여 파괴토체에 추가로 작용하는 수평방향 관성력은 다음과 같다.

$$k_h = \frac{a_{max}}{g} (\times 50\%) W$$

여기서, a_{max} : 지표면 최대수평가속도 (단, $a_{max}=0.154g$)
 W : 파괴토체의 무게 g : 중력가속도

따라서, 사업지구의 등가 정적해석시 입력되는 지표면 수평방향 지진가속도계수(k_h)는 다음과 같다.

$$k_h = \frac{a_{max}}{g} (\times 50\%) = \frac{0.154g}{g} \times \frac{1}{2} = 0.077$$

내진등급	재현주기	지진계수	수평방향 지진가속도계수(k_h)	비 고
I	1000년	0.154(g)	0.077	1등급 적용

4.5 비탈면 안정해석 이론

4.5.1 비탈면의 불안정요인

비탈면의 불안정 요인에 관해 Terzaghi(1950)는 그 원인을 외적인 요인과 내적인 요인으로 나누어 다음과 같이 제시하였다.

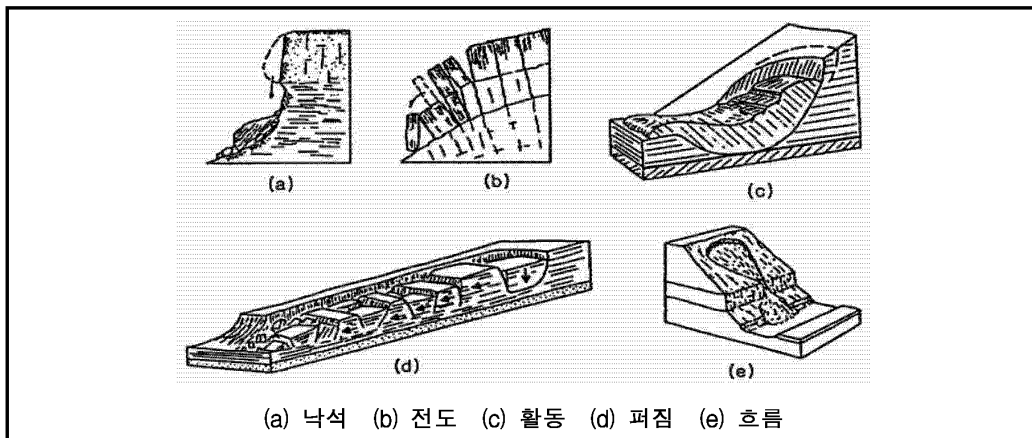
외적인 요인	① 지형의 기하학적 변화(인위적인 절토, 유수에 의한 침식 등) ② 토피 하중의 제거(침식, 인위적인 절토 등) ③ 하중의 증가 (하중의 추가, 비탈높이의 증가, 수위강하로 인한 흙무게의 증가 등) ④ 충격과 진동, 인접한 호수, 저수지의 수위강하 ⑤ 강우
내적인 요인	① 진행성 파괴 ② 풍화작용(동결융해, 건조수축 등) ③ 물의 침투로 융해(융해에 의한 침식, 파이핑 현상 등)

4.5.2 비탈면의 파괴형태

토사비탈면이나 암반비탈면의 전단저항력이 활동력보다 클 경우는 평형상태를 유지하기 때문에 비탈면은 파괴되지 않으나, 평형상태가 깨질 경우의 비탈면은 다음 그림과 같은 낙석(Fall), 전도(Topple), 활동(Slide), 퍼짐(Spread), 흐름(Flow)의 형태로 파괴가 일어난다. 또한 이러한 비탈면파괴 가능성을 인지하고 이에 대한 처리방안을 수립하기 위해서는 다음과 같은 사항을 파악하여야 한다.

- ① 비탈면파괴 형태 및 특징 ② 지질조건과 파괴면간의 기하하적인 관계
 ③ 비탈면이동의 크기와 속도 ④ 비탈면안정요소 및 수학적 분석방법 적용여부

● 비탈면활동 종류(Cruden and Varnes, 1992)



4.5.3 비탈면 안정해석 방법

가. 토사 및 풍화암 비탈면 - 한계평형 해석

한계평형 해석방법은 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 토체의 안정성을 해석하려는 것이다. 문제를 단순화하기 위한 가정을 설정하고 이 방법을 사용하여 간단한 정역학적 이론으로 해를 얻으려 하는 것이다. 한계평형 해석법은 절성토 비탈면의 안정해석에 널리 사용되고 있으며 이 방법의 유용성과 신뢰성은 축적된 경험을 통하여 잘 알려져 있다. 한계평형 이론에 의한 비탈면안정 해석방법은 여러 가지가 있으며, 그 정확성은 강도정수와 비탈면의 기하학적 조건의 정확도 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 좌우된다.

한계평형 방법의 기본가정은 직선, 원호, 대수나선으로 가정된 파괴면을 따라 Coulomb의 파괴규준을 만족한다는 것으로 가능한 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 토체의 안정성을 해석하는 것이다.

대표적인 해석방법으로는 $\phi=0$ 해석법, Fellenius 방법, Bishop 방법, Janbu 방법, Spencer 방법, Morgenstern & Price, 일반한계평형 방법(GLE) 등이 있다.

1) 무한비탈면의 안정해석

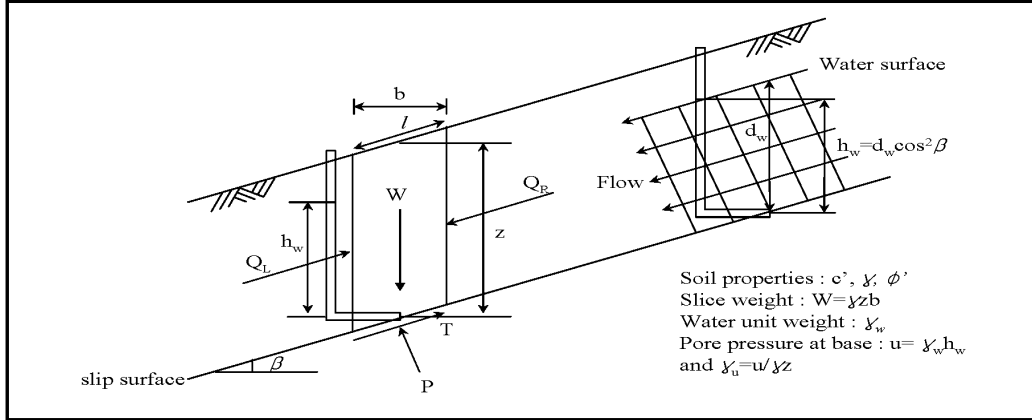
아래 그림에 보인 바와 같이 경사각 β 인 무한비탈면(Infinite Slope)이 지표면과 평행한 평면활동면을 따라 활동을 일으키는 경우, 무한비탈면의 안정해석방법이 편리하다 (Skempton & Delory, 1957).

깊이에 비해서 비탈면의 길이가 길 때 파괴면은 비탈면에 평행하게 형성된다. 비탈면의 길이는 거의 무한대이므로 양 끝의 영향은 무시한다. 침투수압이 비탈면에 평행하게 작용한다고 가정한다. 또, 임의의 분할면 양 끝의 수직면에 작용하는 절편력의 크기가 같고 반대 방향으로 작용하며, 이러한 응력상태는 어느 분할면에서나 같다고 가정한다.

아래 그림에서 $Q_L = Q_R$ 로 가정하면 파괴면에 평행하게 발생하는 전단력 T 는 식 (4.1)과 같다.

$$T = W \cdot \sin\beta = \tau \cdot l \quad (\text{식 4.1})$$

● 무한비탈면의 해석 (Skempton & Delry, 1957)



따라서, 식(4.1)은 식(4.2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau = \frac{W}{b} \cos \beta \sin \beta \quad (\text{식 4.2})$$

파괴면에 수직한 방향의 힘 P는 식(4.3)과 같다.

$$P = W \cdot \cos \beta = \sigma \cdot l \quad (\text{식 4.3})$$

따라서 식(4.3)은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma = \frac{W}{b} \cos^2 \beta \quad (\text{식 4.4})$$

Mohr-Coulomb의 파괴기준에서 전단강도는 식(4.5)와 같다.

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (\text{식 4.5})$$

안전율을 고려한 전단강도는 식(4.6)과 같으며, 식(4.6)에 식(4.2)와 식(4.5)를 대입하여 정리하면 식(4.7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\tau = \frac{s}{F} \quad (\text{식 4.6})$$

$$\frac{W}{b} \sin \beta \cos \beta = \frac{1}{F} (c' + [\frac{W}{b} \cos^2 \beta - u] \tan \phi') \quad (\text{식 4.7})$$

식(4.7)을 안전율 F에 대하여 정리하면 식(4.8)과 같다.

$$F = \frac{c' + (\gamma z \cos^2 \beta - u) \tan \phi'}{\gamma z \sin \beta \cos \beta}$$

(식 4.8)

2) Fellenius 방법

이 방법에서는 비탈면안전율을 활동면 중심에서의 모멘트평형으로 구하고 각 분할절편간의 작용력의 합력은 평형이라는 가정이 사용된다. 분할절편 저면에서의 전 수직응력 σ 와 τ , 간극수압 u 에 대해서는 식(4.9)와 같이 된다.

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (\text{식 4.9})$$

이때 수정전단강도 $\tau = S/F$, $P = \sigma l$, $T = \tau l$ 을 대입하면 식(4.10)과 같이 된다.

$$T = \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \quad (\text{식 4.10})$$

여기서, $P = W \cos \alpha$

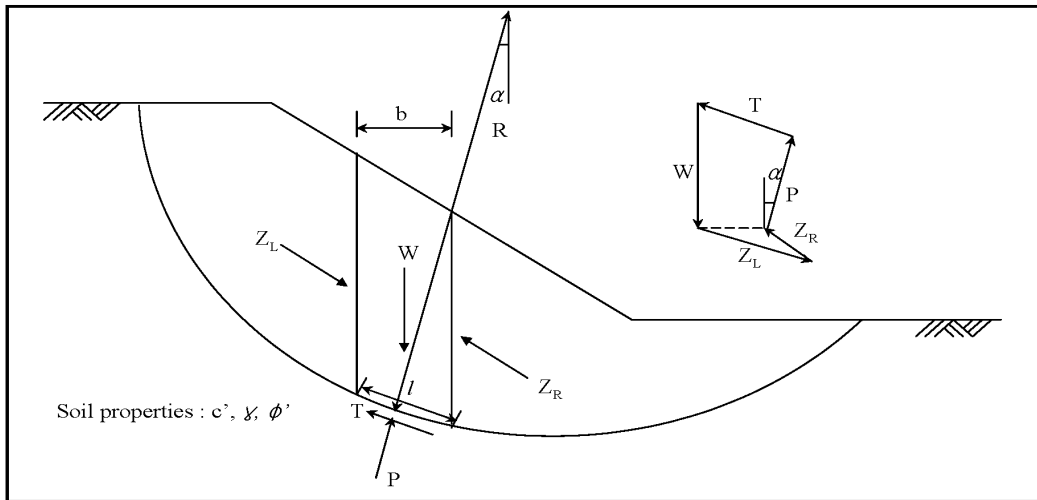
전체 분할절편에 대하여 고려하면 식(4.11)과 같다.

$$\sum W \sin \alpha = \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \quad (\text{식 4.11})$$

따라서, 안전율 F 는 식(4.12)와 같이 정리할 수 있다.

$$(F_s)_{\text{slope}} = \frac{[c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{식 4.12})$$

● Fellenius법 (Fellenius, 1936)



이때 수정전단강도 $\tau = S/F$, $P = \sigma l$, $T = \tau l$ 을 대입하면 식(4.13)과 같이 된다.

$$T = \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi'] \quad (\text{식 4.13})$$

여기서, $P = W \cos \alpha$

전체 분할절편에 대하여 고려하면 식(4.14)와 같다.

$$\sum W \sin \alpha = \frac{1}{F} [c'l + (P - ul) \tan \phi] \quad (\text{식 4.14})$$

따라서, 안전율 F는 식(4.15)와 같이 정리할 수 있다.

$$(F_s)_{\text{slope}} = \frac{[c'l + (W \cos \alpha - ul) \tan \phi]}{\sum W \sin \alpha} \quad (\text{식 4.15})$$

3) Bishop 간편법

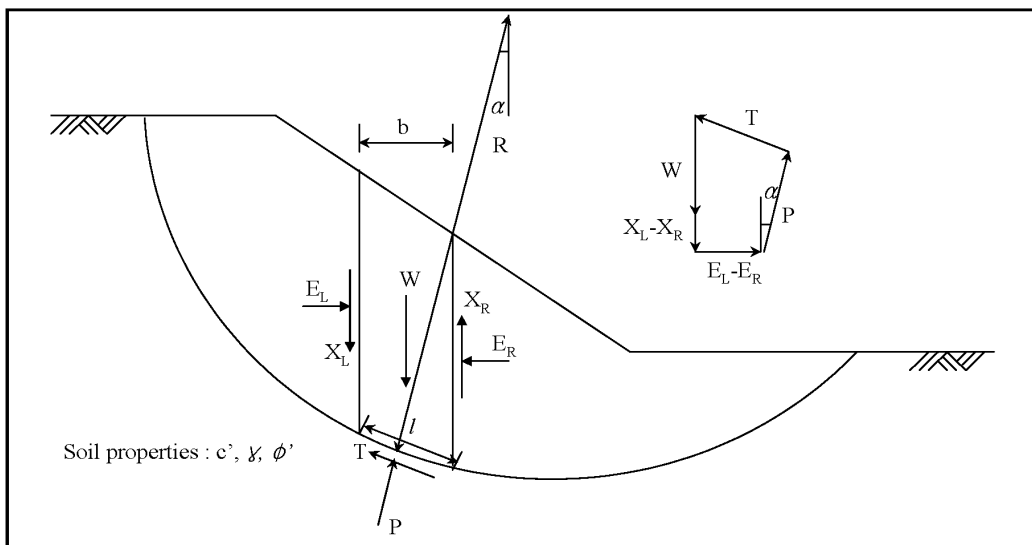
이 방법은 절편법 가운데 가장 널리 사용되고 있으며 그 결과는 이론상으로 정확한 다른 방법과 별 차이가 없다. 즉 이 방법의 편리성과 신뢰성이 많은 경험으로부터 입증된 셈이다.

Bishop(1955)은 아래 그림에 보인 바와 같이 원호활동면에 대한 비탈면안정 해석법을 발표하였다. 절편의 양 수직면에 작용하는 힘의 합력은 수평방향으로 작용한다고 가정하고 해석하는 방법으로 가상회전 중심을 사용함으로써 비원호 활동면에 대해서도 적용할 수 있다. 즉, $X_R - X_L = 0$ 이 된다.

분할절편저면에서의 전 수직응력 σ 와 τ , 간극수압 u 에 대해서는 식(4.16)과 같이 된다.

$$s = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (\text{식 4.16})$$

● Bishop의 간편법 (Bishop, 1955)



이때 수정전단강도 $\tau = S/F$, $P = \sigma l$, $T = \tau l$ 을 대입하면 식(4.17)과 같이 된다.

$$T = \frac{1}{F}[c'l + (P - ul)\tan\phi'] \quad (\text{식 4.17})$$

$$P \cdot \cos\alpha + T \cdot \sin\alpha = W - (X_R - X_L)$$

(식 4.18)

여기서, $X_R = X_L = 0$ 으로 가정하였으므로 P 는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$P = [W - \frac{1}{F}(c'/\sin\alpha - ul\tan\phi'\sin\alpha)] \frac{1}{m_a} \quad (\text{식 4.19})$$

$$\text{여기서, } m_a = \cos\alpha (1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F})$$

그림에서 보는 바와 같이 O점에서의 모멘트 평형을 고려하면 다음과 같이 F 를 나타낼 수 있다.

$$F = \frac{\Sigma(c'l + (P - ul)\tan\phi')}{\Sigma W \sin\alpha} \quad (\text{식 4.20})$$

이 방정식은 양변에 F 를 갖고 있으므로 시산법으로 F 를 결정한다. 즉, 좌변의 안전율에 초기치를 가정하고 위 식으로 새로운 안전율을 좌변에 대입하면서 계산을 반복하되 두 안전율의 차이가 허용범위 보다 작아질 때의 안전율을 비탈면의 안전율로 한다. Bishop의 간편법도 정역학적으로 풀이를 얻기 위해 설정한 가정 때문에 정해가 될 수 없다. 이 방법은 전응력해석법과 유효응력해석법에 모두 적용할 수 있으며 현재 가장 널리 쓰이는 방법이다.

나. 암반비탈면

1) 평사투영해석 방법

암반내에 발달되어 있는 불연속면의 특성(불연속면의 주향/경사, 내부마찰각)과 비탈면의 방향과 경사를 이용한 평사투영법(Stereographic Projection Method)으로 비탈면의 안정성을 평가하였다.

본 방법은 불연속면의 주향과 경사 및 깎기비탈면의 주향과 경사를 이용하여 간접적으로 암반비탈면의 안정성을 평가하는 방법으로 암반의 평면파괴, 쉼기파괴 및 전도파

괴 등에 대한 발생조건 및 특성을 살펴보면 다음과 같다.

(1) 평면파괴 (Plane Failure)

암괴가 어떤 절리면을 따라서 붕괴하려면 Plane Failure(평면파괴)는 다음 조건을 만족시켜야 한다.

- 절리면의 주향이 절취면의 주향과 비슷하여 한다(최소한 $\pm 20^\circ$ 내외).
- 절리면의 주향이 절취면 상에 나타나야 한다(Daylight로 불림). 이것은 절리의 경사(ψ_p)가 절취면의 경사(ψ_f)보다도 작아야 한다는 것을 의미한다($\psi_f > \psi_p$).
- 절리면의 경사(ψ_p)가 절리면의 마찰각(ϕ)보다 커야 한다. ($\psi_f < \phi$)
- 붕괴되는 암괴의 양쪽 측면이 절단되어 암괴가 무너지는데 측면의 영향이 없어야 한다.

(2) 썰기 파괴(Wedge Failure)

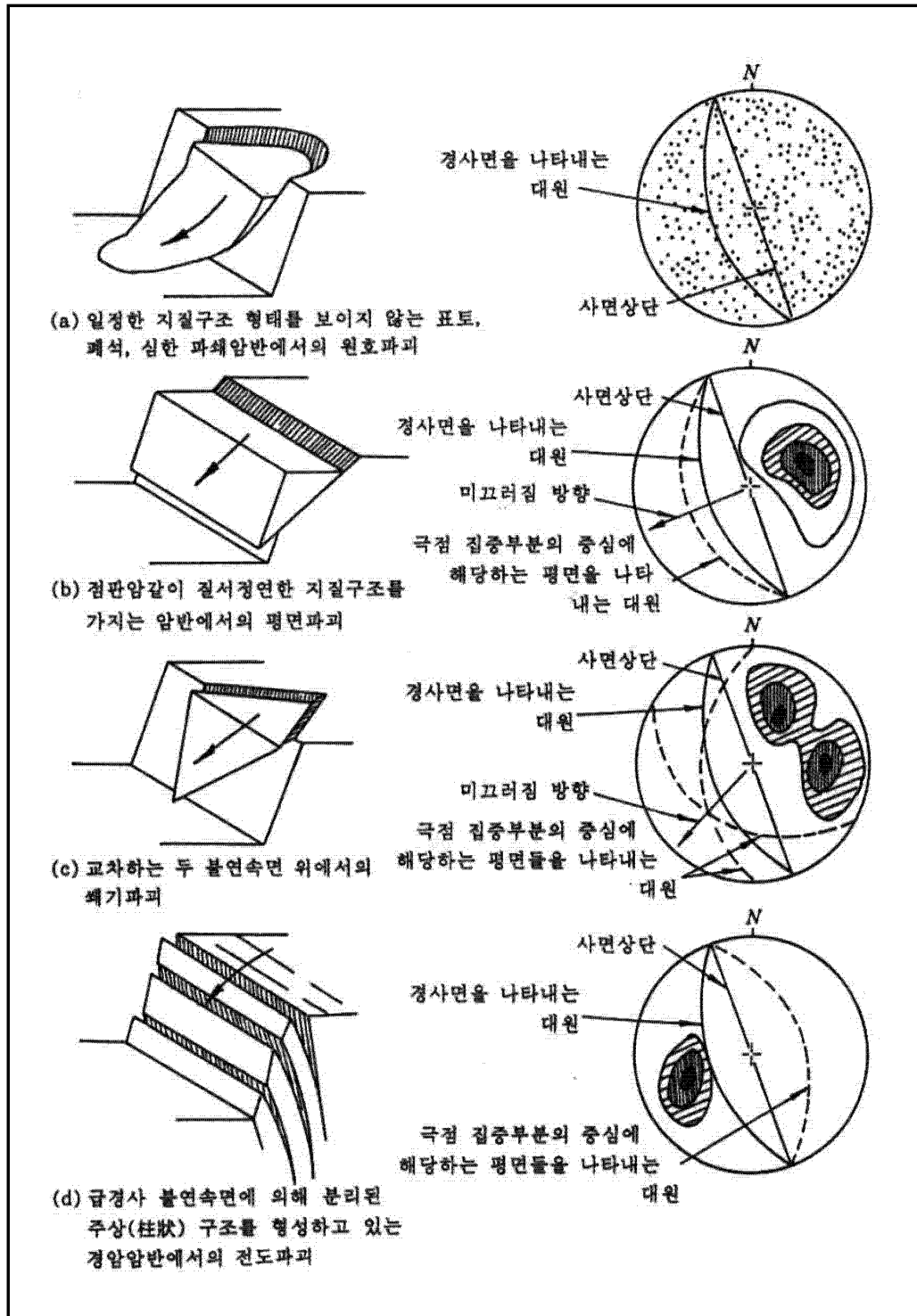
Wedge Failure(썰기 파괴)는 상기의 평면파괴의 충분조건 중 첫 번째, 두번째 및 세번째항과 같은데, 다만 절리면의 주향과 경사대신에 두 절리면이 만나서 이루는 선의 주향과 경사(α)를 고려하면 된다. ($\phi < \alpha < \psi_f$)

(3) 전도 파괴(Toppling Failure)

본 파괴는 다음 세가지 조건을 만족시켜야 한다.

- 절취면과 절리면의 경사방향이 반대이어야 한다.
- 절취면의 주향과 절리면의 주향이 비슷하여야 한다(최소한 $\pm 30^\circ$).
- 절리면의 경사(ψ_p) < 절리면의 마찰각(ϕ) < 절취면의 경사(ψ_f) 이거나 또는 절리면의 경사 + 절리면의 마찰각 < 절취면의 경사이어야 하며 여기서 절리면의 경사는 수직선에 대한 것이다.

● 비탈면파괴의 형태와 파괴형태에 대한 평사투영법



2) 한계평형법 해석방법

(1) 개 요

평사투영법을 이용하여 암반비탈면에서의 개략적인 평가를 한 후에 조사된 암반비탈면에서 파괴형태를 알아보고 위험하다고 판단된 잠재적인 파괴가능성을 가지고 있는 절리면에 대하여 한계평형식을 이용하여 비탈면 안정해석을 계산한다.

(2) 평면파괴(Plane failure)

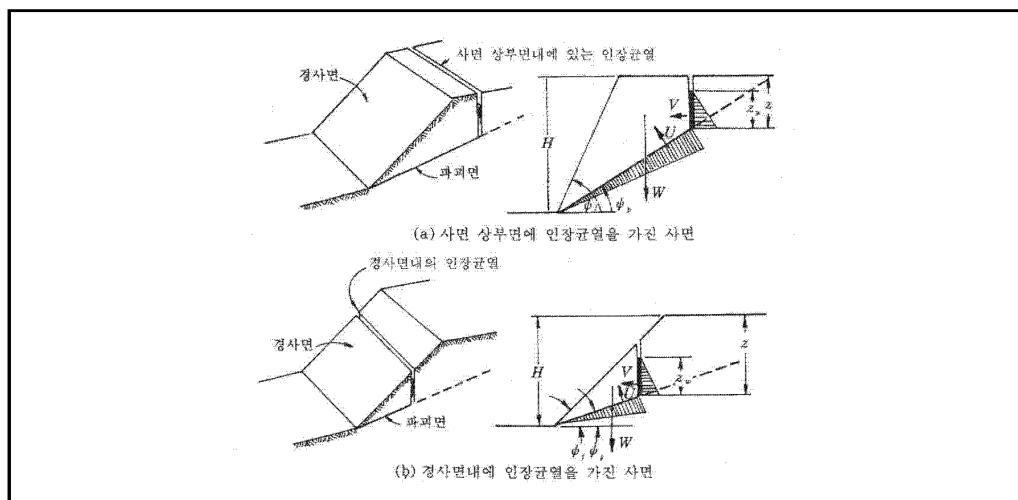
평면파괴 해석을 크게 두가지로 해석할 수 있는데 첫째는 비탈면에 속하지 않는 윗쪽 부분에서 인장균열(Tension Crack)이 발생하는 경우이고, 두번째는 비탈면내에 인장균열이 존재하는 경우이다. 이 해석을 위해서는 다음과 같은 가정이 수반된다.

- 활동면과 인장균열 주향은 비탈면방향에 평행하다.
- 인장균열은 수직이고 인장균열 깊이(z_w)까지 물이 차 있다.
- 물은 인장균열면의 저부를 따라 활동면으로 들어가고 활동면을 따라 침윤한다.

인장균열면에서와 활동면에서의 수압분포는 아래 그림에 도해되었다.

- 각각의 힘 W (Sliding Block의 무게), U (활동면에서 수압에 의해 위로 작용하는 힘), V (인장균열에서의 수압)들은 활동체의 중심을 향해 작용한다. 또 이블럭에서 회전에 의해 야기되는 모멘트는 없다고 가정한다. 따라서 파괴는 단지 활동에 의해서만 발생한다 한다.

● 인장균열을 가진 비탈면의 기하학적 조건



이 가정은 엄격하게는 실제거동이 아니지만 발생하는 모멘트는 무시할 수 있을 정도로 작다. 그러나 급경사에서도 전도파괴의 가능성이 있을 수도 있으므로 주의하여야 한다.

활동면에서의 전단강도는 식 $\tau = c + \sigma \tan \theta$ 에 관계된 점착력(c)과 내부 마찰각(θ)에 의해서 정의된다.

이러한 비탈면에서의 안전율은 아래 식에 의해서 정의된다.

$$F = \frac{cA + (W \cdot \cos \psi_p - U - V \cdot \sin \psi) \tan \theta}{W \cdot \sin \psi_p + V \cdot \cos \psi_p}$$

$$\text{여기서, } A = (H - z) \cdot \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w (H - z) \cdot \operatorname{cosec} \psi_p$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot z_w^2$$

c : 점착력

U : 활동면에서 수압에 의해 위로 작용하는 힘

V : 인장균열에서의 수압

W : 활동하는 암반중량

z : 인장균열 깊이

ψ_f : 비탈면의 경사각

ψ_p : 절리면의 경사각

비탈면의 상부에 인장균열이 존재할 때

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \left(\frac{z}{H} \right)^2 \right) \cot \psi_p - \cot \psi_f \right]$$

비탈면내에 인장균열이 존재할 때

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right]$$

안정성에 있어서의 지하수의 영향에 대해 지금까지는 인장균열 면에서와 경비탈면의 안정성에 영향을 미치는 파괴면을 따라 물이 존재한다고 가정되었다. 그러나 실제의 수압분포는 가정된 것과는 다른 상태이다. 현재의 공학적인 지식으로는 지하수의 상태에 따른 정확한 해석이 불가능하기에 이에 대한 안전율을 구하기 위해서는 지하수가 있는 상태에서 경비탈면의 변화로서 접근할 수 밖에 없다.

가장 간단한 상태로서 경비탈면이 완전히 건조되었다고 보고 해석하는 방법이다. 즉 인장균열 면이나 활동면을 따라 수압이 없다는 것이다. 이러한 조건하에서 V , U 는 0이 되었으므로 아래와 같이 된다.

$$F = \frac{cA}{W \cdot \sin \psi_p} + \cot \psi_p \cdot \tan \phi$$

그리고 오랫동안 건조상태 후에 갑작스런 폭우가 내렸을 경우에는 인장균열 면에서 수압이 증가한다. 이 경우에 비탈면의 위로 올리는 힘인 U 만이 0이 된다. 그러므로 안전율은 아래와 같다.

$$F = \frac{cA + (W \cos \psi_p - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

비탈면 정상부에 인장균열이 없고 비탈면내에 활동면만이 존재하는 경우에는 인장균열면에서 작용하는 수압(V)이 0이 되므로 안전율은 다음의 식에 의해 계산되어진다.

$$F = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

$$\text{여기서, } U = \frac{1}{4} \gamma_w \cdot H_w^2 \cdot \operatorname{cosec} \psi_p \text{ 이 된다.}$$

단 상기식에 있어 W 값은 식에 적용시키기 곤란한 경우에는 단면적을 이용하여 구하도록 한다.

다. 썩기 파괴(Wedge failure)

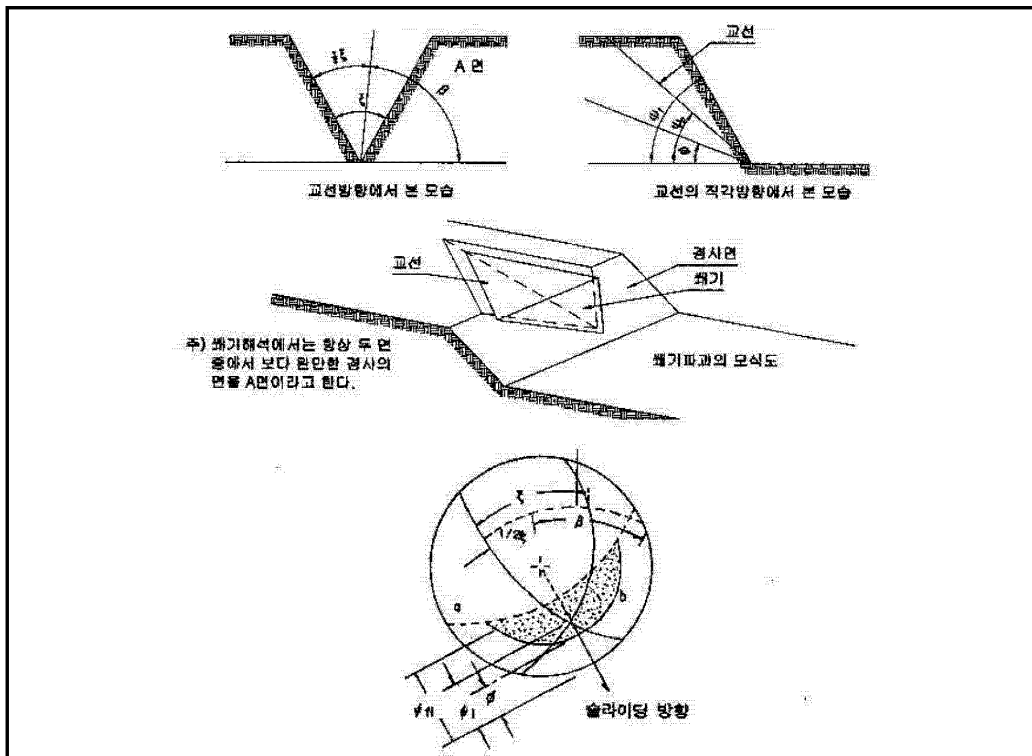
썩기파괴가 마찰력에 의해서만 저항하고 마찰각은 양쪽면 모두에서 같다는 가정 하에
서 아래에서 정의된 Wedge 안전율은 다음 식과 같이 정의된다.

$$F = \frac{\sin \beta}{\sin 1/2\zeta} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i}$$

여기서, ζ : 썩기의 사잇각

β : 경사각

● 두 절리면에서 마찰력만이 존재하는 경우의 썩기파괴에 대한 안전율 계산



또한 Hoek and Bray는 마찰각만을 고려시 썩기의 안정성 여부를 판단키 위하여 아래
그림과 같은 도표를 개발하였으며 본 도표를 이용하기 위한 계산식은 아래와 같다.

$$F = A \tan \phi_A + B \tan \phi_B$$

Factor A와 B는 경사각과 방향에 따른 값으로서 도표에서 찾을 수 있다. 그러나 도표를 이용하는 해법은 점착력과 수압의 효과는 없는 것으로 가정하고 단지 불연속면의 방향과 경사각만을 고려하여 비탈면 안정해석을 하기 때문에 이 도표를 사용하여 계산된 안전율이 2.0보다 적게 나온 비탈면은 불안정한 것으로 판단하고 필요시 점착력과 수압을 고려한 자세한 검토를 추가 수행하여야 한다. 그리고 점착력과 수압을 고려한 썸기파괴의 해석은 아래 그림에서 보는 바와 같다. 윗쪽면(Upper Slope)이 경비탈면에 대하여 비스듬하게 기울어져 있는 경우의 썸기파괴에 대한 안전율은 다음식과 같이 계산되어진다.

$$F = \frac{3}{\gamma H} (c_A \cdot X + c_B \cdot Y) + \left(A - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot X \right) \tan \phi_A + \left(B - \frac{\gamma_w}{2\gamma} \cdot Y \right) \tan \phi_B$$

여기서, c_A, c_B : A면, B면에서의 점착력

ϕ_A, ϕ_B : A면, B면에서의 마찰각

γ : 암반의 단위중량

γ_w : 물의 단위중량

H : 이 Wedge에서의 전체의 높이

X, Y, A, B : Wedge의 기하학에 기인하는 무차원 요소

$$X = \frac{\sin \theta_{24}}{\sin \theta_{45} \cdot \cos \theta_{2na}}$$

$$Y = \frac{\sin \theta_{13}}{\sin \theta_{35} \cdot \cos \theta_{1nb}}$$

$$A = \frac{\cos \psi_a - \cos \psi_b \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na \cdot nb}}$$

$$B = \frac{\cos \psi_b - \cos \psi_a \cdot \cos \theta_{na \cdot nb}}{\sin \psi_5 \cdot \sin^2 \theta_{na \cdot nb}}$$

여기서, ψ_a 와 ψ_b 는 각각 A, B면의 경사이고, ψ_5 는 교선 5의 경사이다.

θ_{24} = angle between (2 $\wedge$ 4)

θ_{45} = angle between (4 $\wedge$ 5)

θ_{2na} = angle between (2 $\wedge$ na)

θ_{13} = angle between (1 $\wedge$ 3)

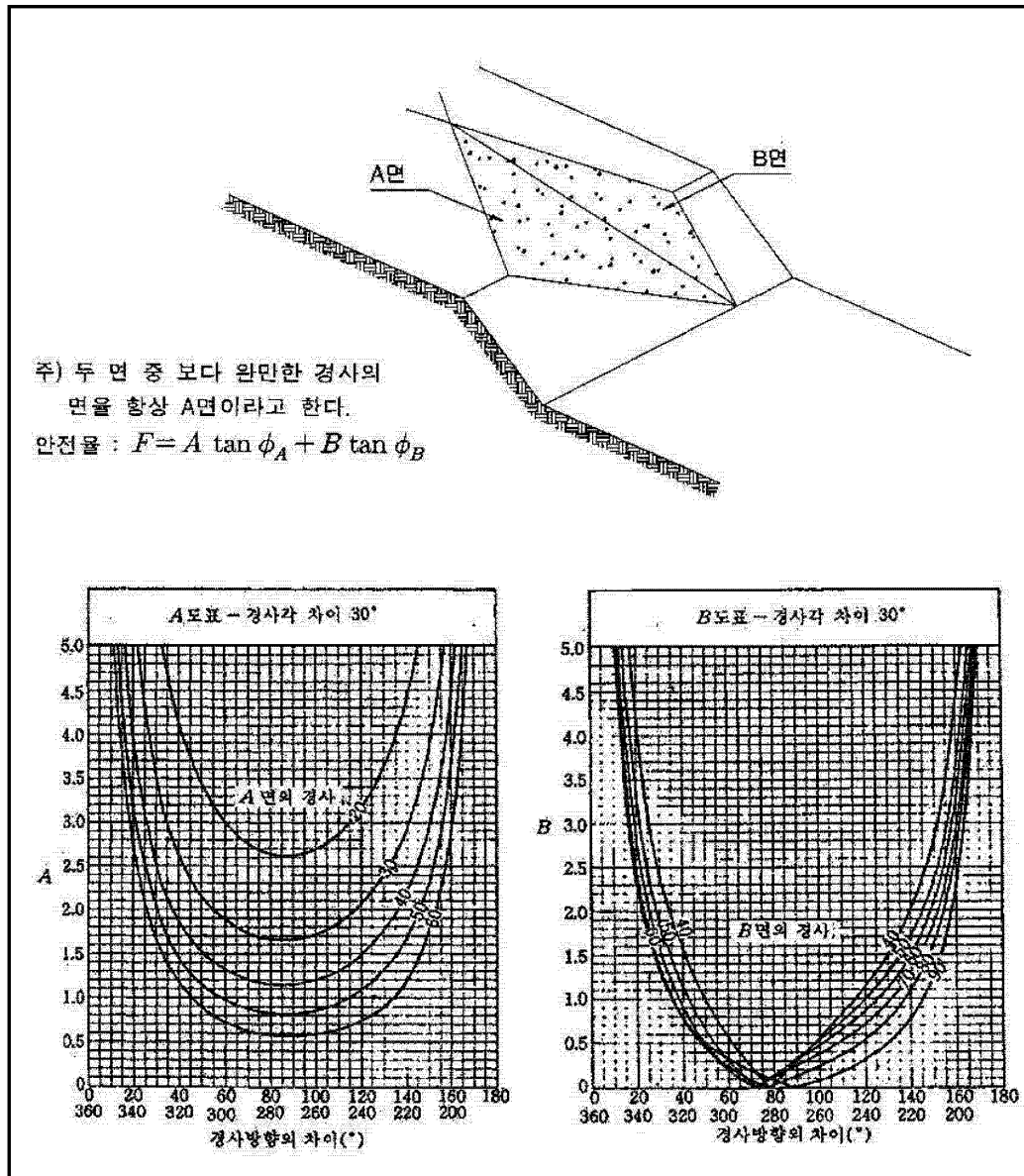
θ_{35} = angle between (3 $\wedge$ 5)

Θ_{1nb} = angle between $(1 \wedge nb)$

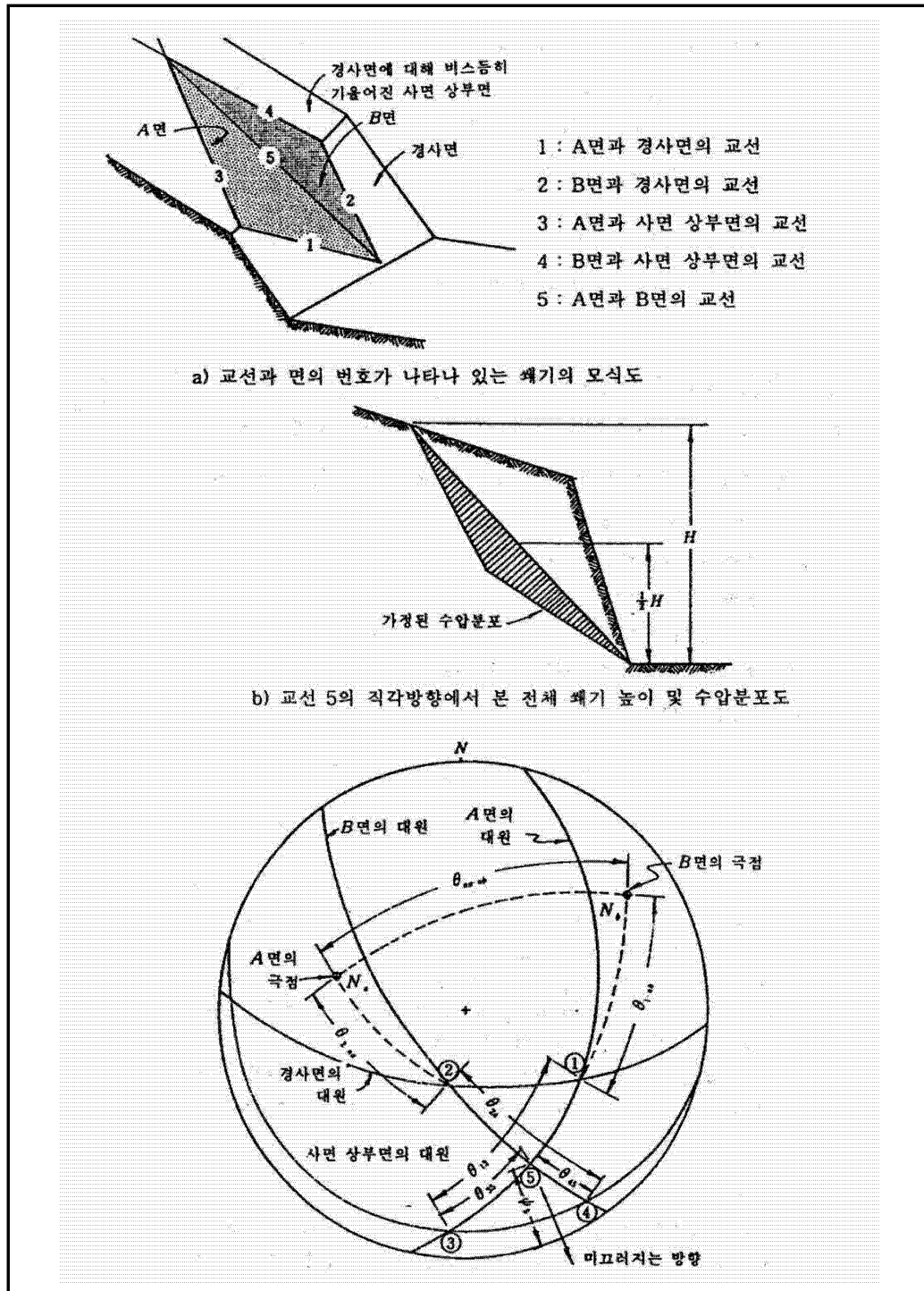
$\Theta_{na \cdot nb}$ = angle between $(na \wedge nb)$

na = pole of A plane, nb = pole of B plane 이다.

● 마찰각만을 고려시 켜기파괴 형태 및 안정성 해석용 도표(경사각 차이 30°인 경우)



● 두 절리면에서 점착력과 수압을 고려한 경우의 켜기파괴에 대한 안전율 계산



4.6 비탈면 안정성 검토

4.6.1 개요

일반적으로 토질 공학적인 측면에 있어서 비탈면 해석은 토층이 균질하다는 가정하에 수행되고 있으나, 암반비탈면에 있어서는 불연속면의 균열면에 의해 안정성 여부가 결정되고 있어 암반에서의 예상 활동면은 현장조사에 의해 원지반 상태를 고려하여 평가하여야 한다. 깎기 비탈면에서의 원지반은 매우 불균질하고 풍화도, 성층상태 및 균열등이 불규칙하고 다양하게 나타난다. 본 검토에서는 시공결과에 의한 성층상태, 노출 암반에서 측정한 절리에 의한 비탈면의 안정성을 검토하여 대책방안을 수립하는데 목적이 있다.

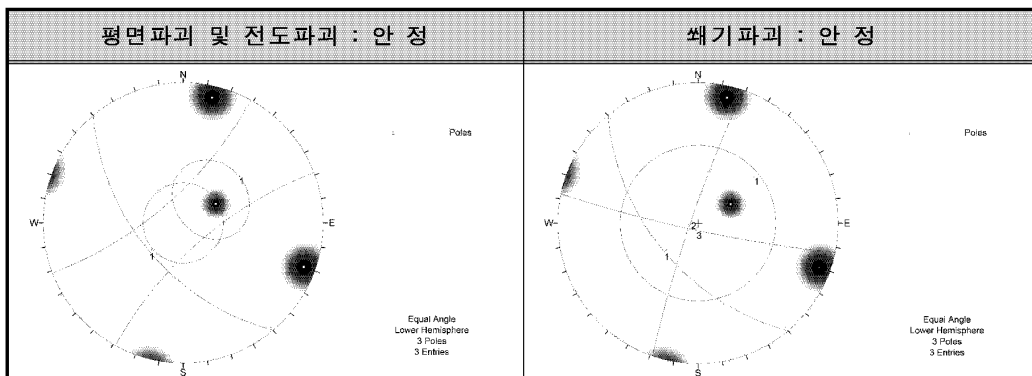
4.6.2 평사투영해석

금회 수행한 지표지질 조사 결과를 참조하여 평사투영해석을 수행하였다. 현재 보강 시공중에 있는 비탈면으로 조사여건상의 한계가 있으므로 일부 원지반이 노출된 구간에 한하여 검토를 수행 하였다.

● 평사투영해석에 의한 비탈면안정 검토 결과

구 분	구 간(STA.)	비탈면 (dip/direction)	절리면 (dip/direction)		비 고
깎기7,8구간	10+140~10+540	55/230	J1	240/30	평면파괴 안정
			J2	193/80	전도파괴 안정
			J3	290/85	썩기파괴 안정

● 깎기 7,8구간



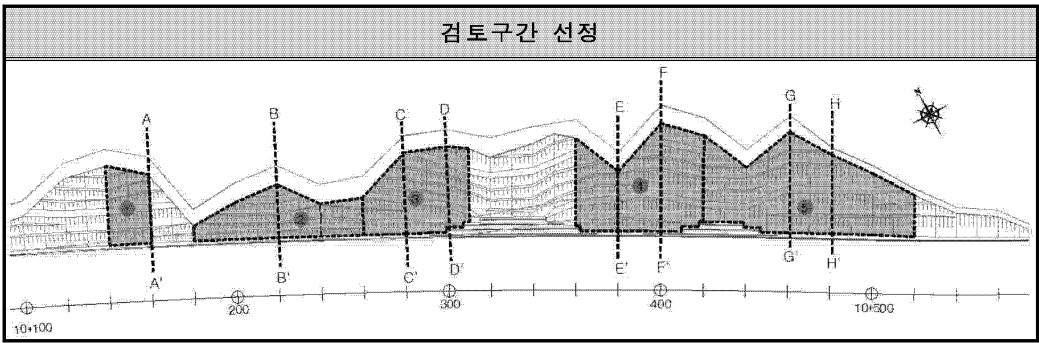
평사투영해석 결과 평면파괴 및 썩기파괴, 전도파괴에 대하여 안정한 것으로 검토되었다.

4.6.3 한계평형해석

현장의 지층조건이 뚜렷한 불연속면에 의한 구조적 특징이 나타나지 않고, 평사투영해석 결과 평면 및 썸기파괴에 대하여 안정한 것으로 검토되었다. 과업구간 비탈면은 절리의 간격이 좁고 연약한 탄층이 분포하고 있다. 절리에 의한 예상파괴면을 고려할 때 수많은 층리가 수직절리들에 의하여 단속되어 형성되는 형태이므로 (건설공사 비탈면 설계기준 해설, 2012)에 명시되어 있는 기준을 따라 절리면의 전단강도를 사용하여 원호활동 조건으로 한계평형 해석을 수행하였다.

검토단면 선정은 탄층 분포높이가 비슷한 구간으로 분류하여 총 5개의 검토구간으로 나눈 후 각각의 구간중 가장 취약한 단면을 대표단면으로 선정하고 프랑스 TERRASOL사에서 개발한 한계평형해석 프로그램인 TALREN97을 사용하였다.

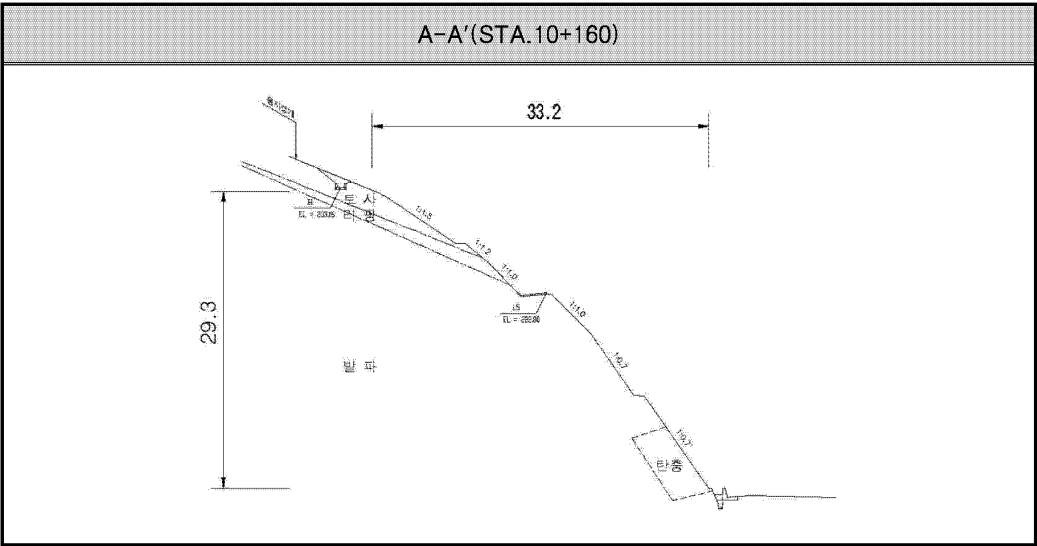
가. 검토단면 선정



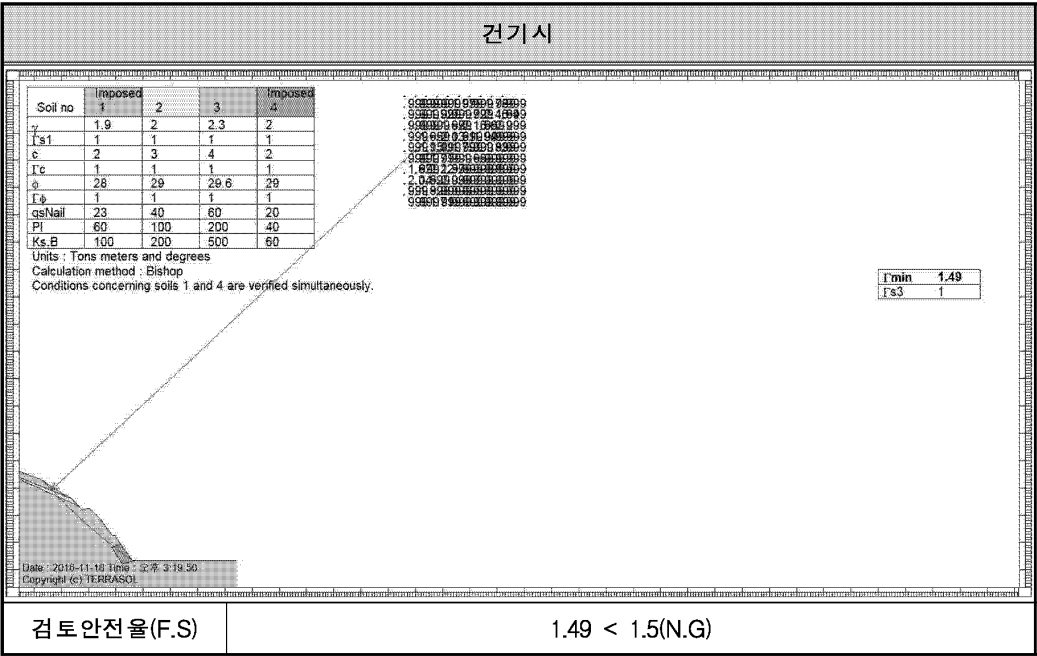
구 분	STA.	대 표 단면(STA.)	깎기 높이(m)	비 고
검 토 구 간 1	10+140 ~ 10+160	10+160	29.3	A-A '
검 토 구 간 2	10+180 ~ 10+260	10+220	25.2	B-B '
검 토 구 간 3	10+260 ~ 10+310	10+280	40.7	C-C '
		10+300	45.3	D-D '
검 토 구 간 4	10+360 ~ 10+420	10+380	28.3	E-E '
		10+400	46.3	F-F '
검 토 구 간 5	10+420 ~ 10+520	10+460	41.6	G-G '
		10+480	32.7	H-H '

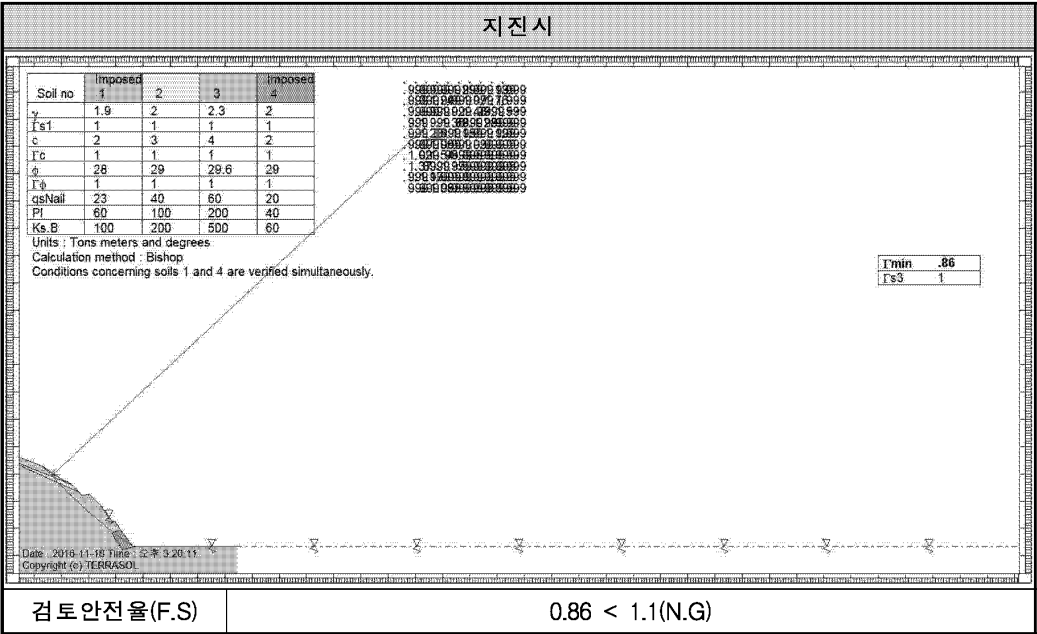
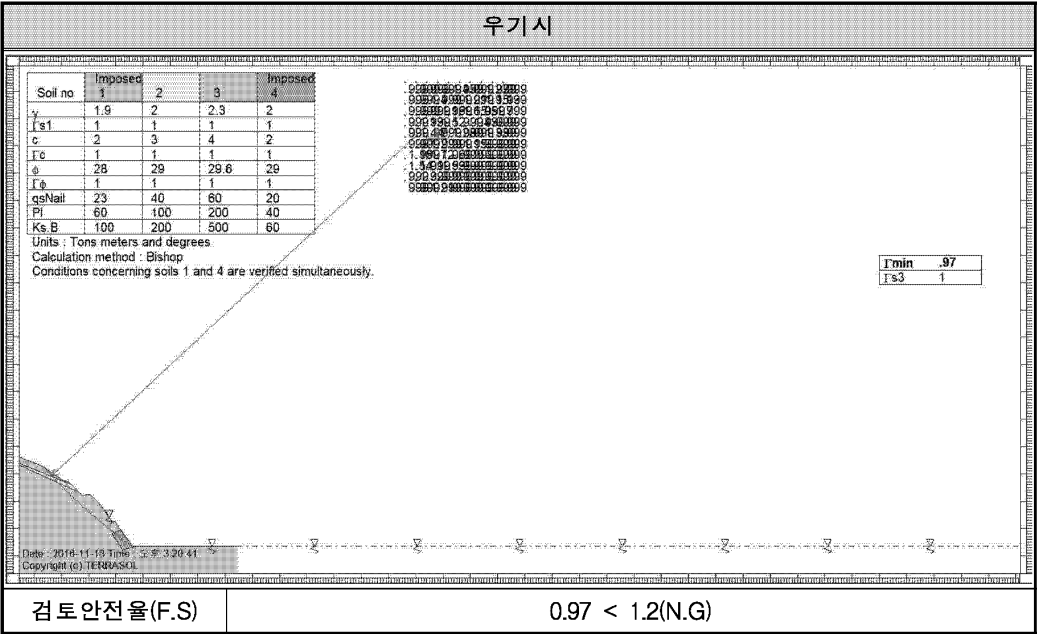
다. 대표단면에 대한 안정성 검토
현재 노출된 탄질층의 지반조건을 고려, 당초 보강안을 적용하여 각각의 대표단면에 대한 안정성 검토를 수행하였다.

A-A' 단면



한계평형 해석 결과



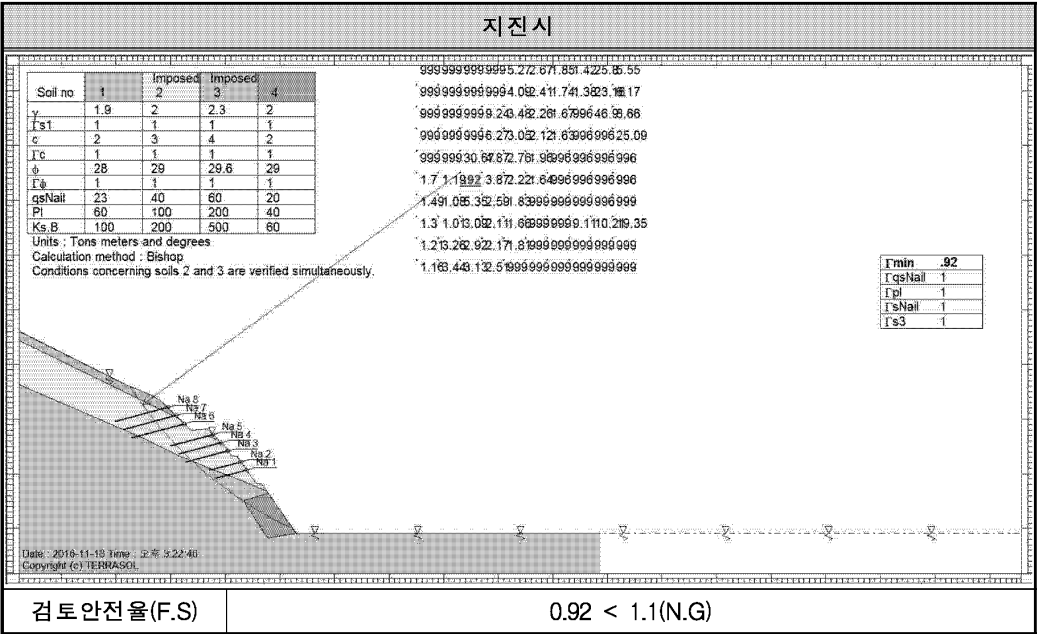
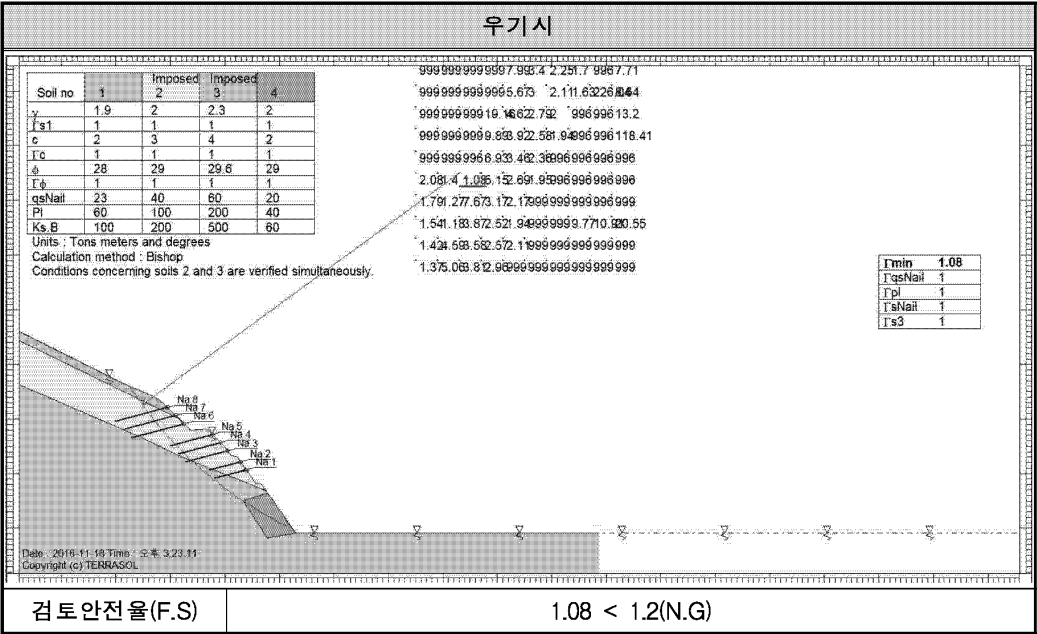


검토결과

구 분	한계 평형해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
A-A' 단면	1.49	0.97	0.86	N.G	

[illegible]

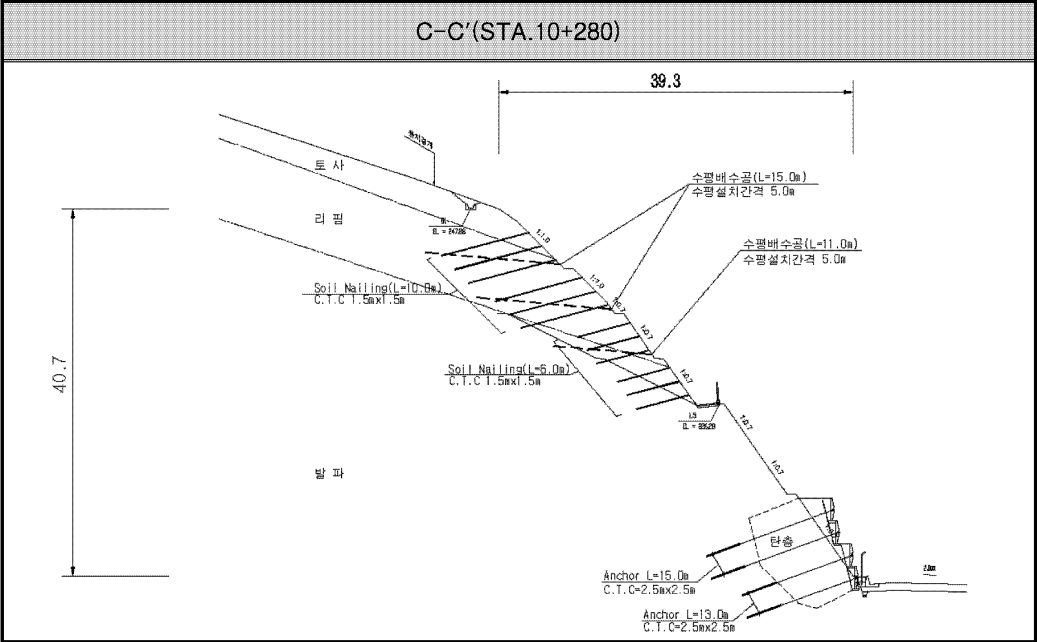
제4장 비탈면 안정성 검토



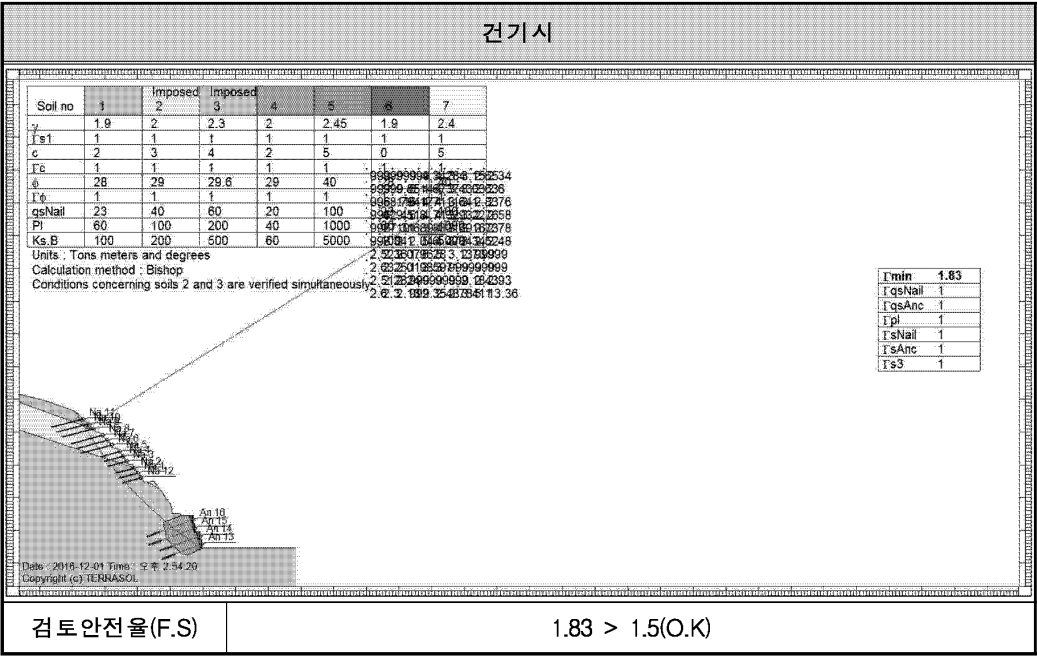
검토결과

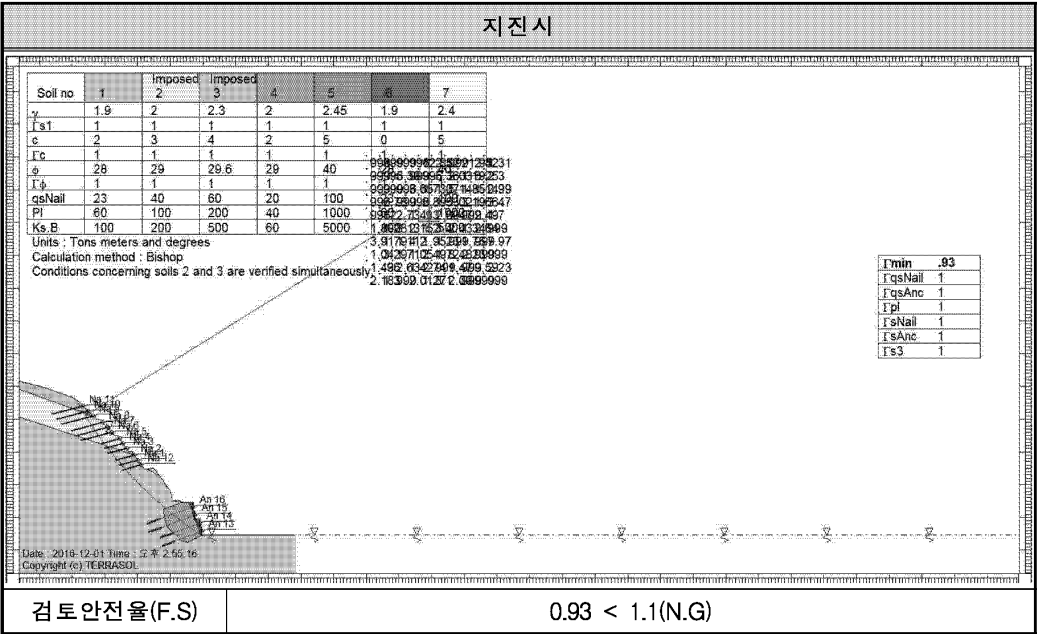
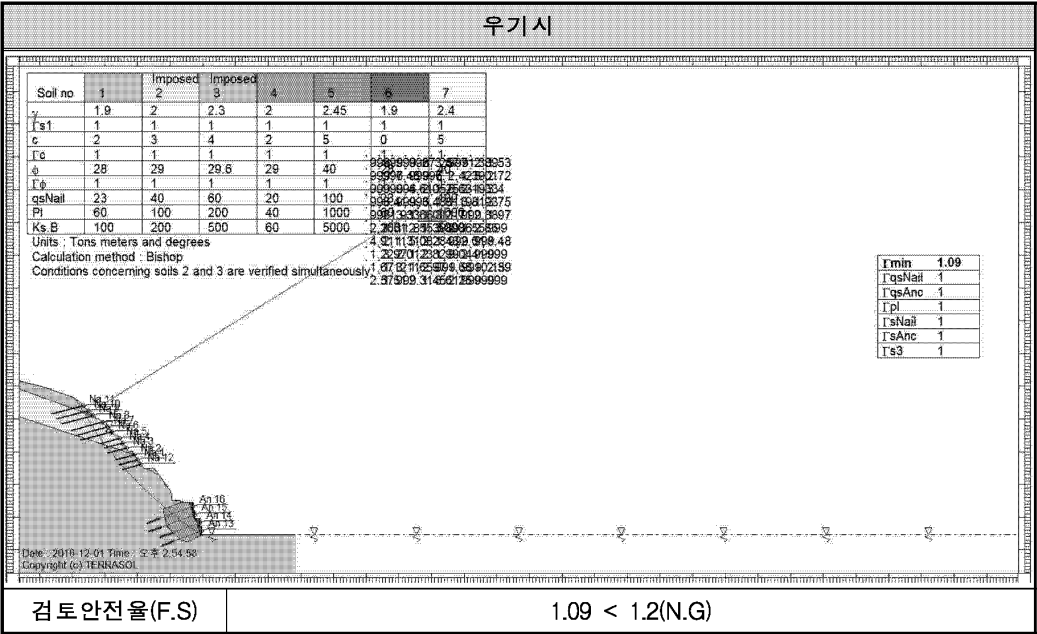
구 분	한계평형해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
B-B' 단면	1.81	1.08	0.92	N.G	

C-C' 단면



한계평형 해석 결과

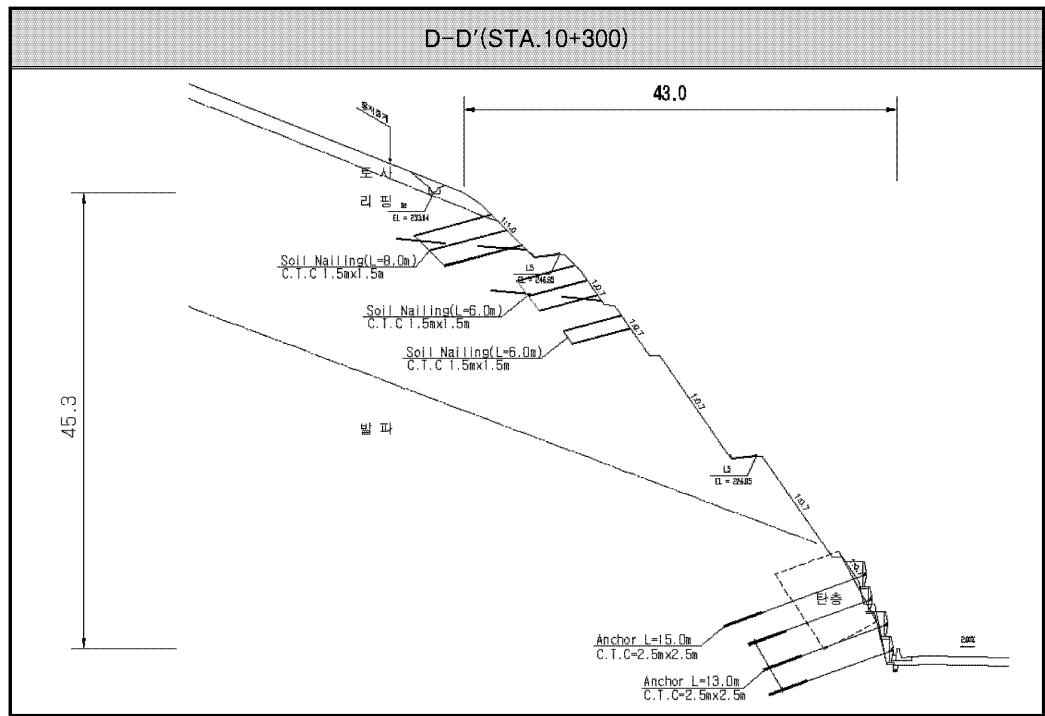




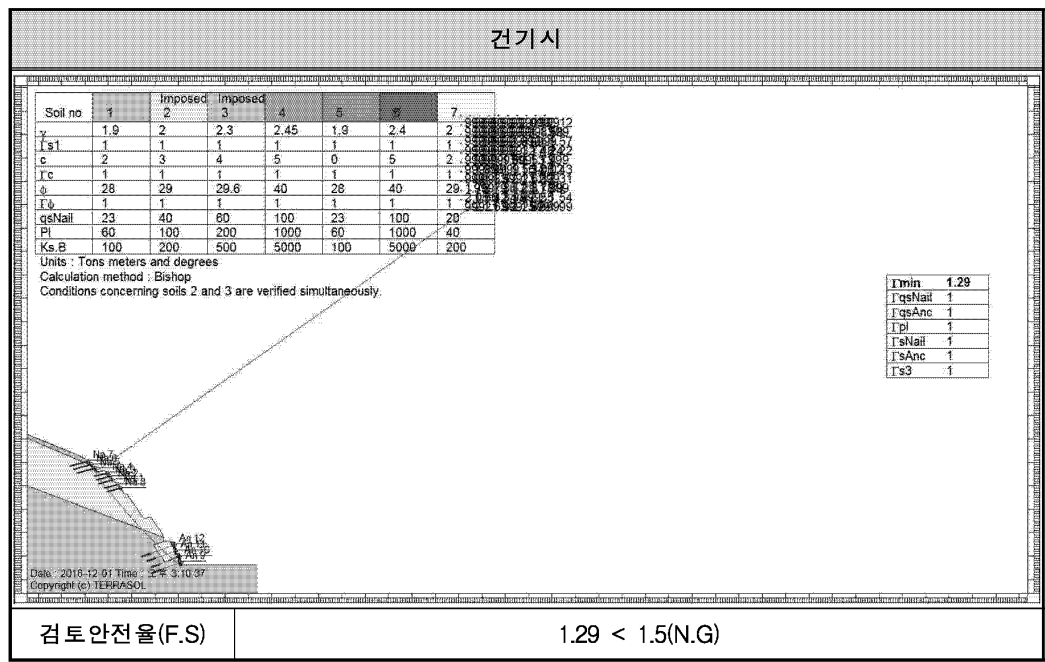
검토결과

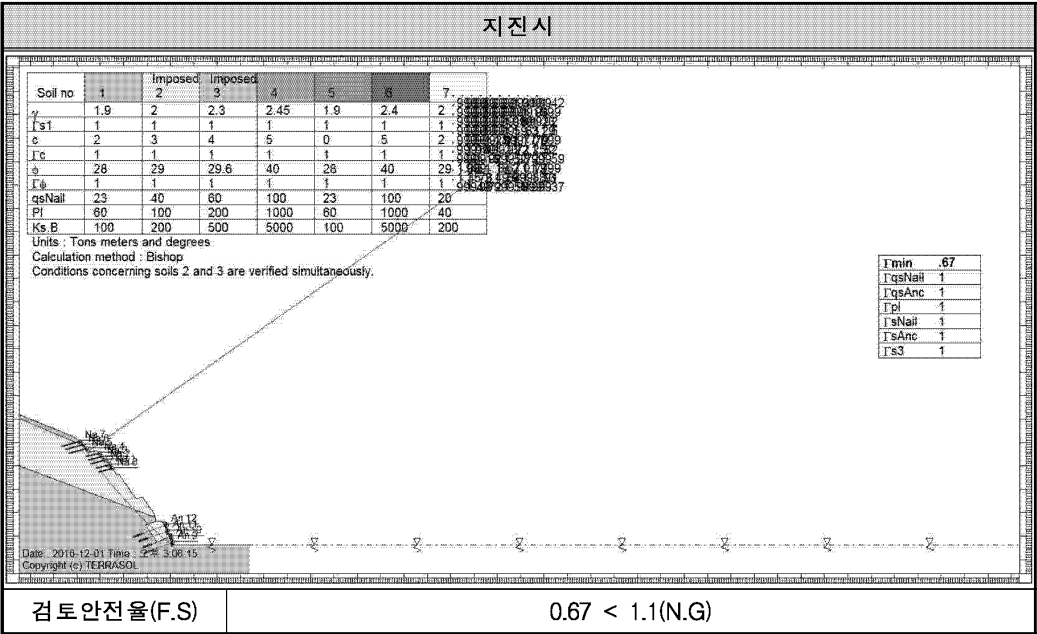
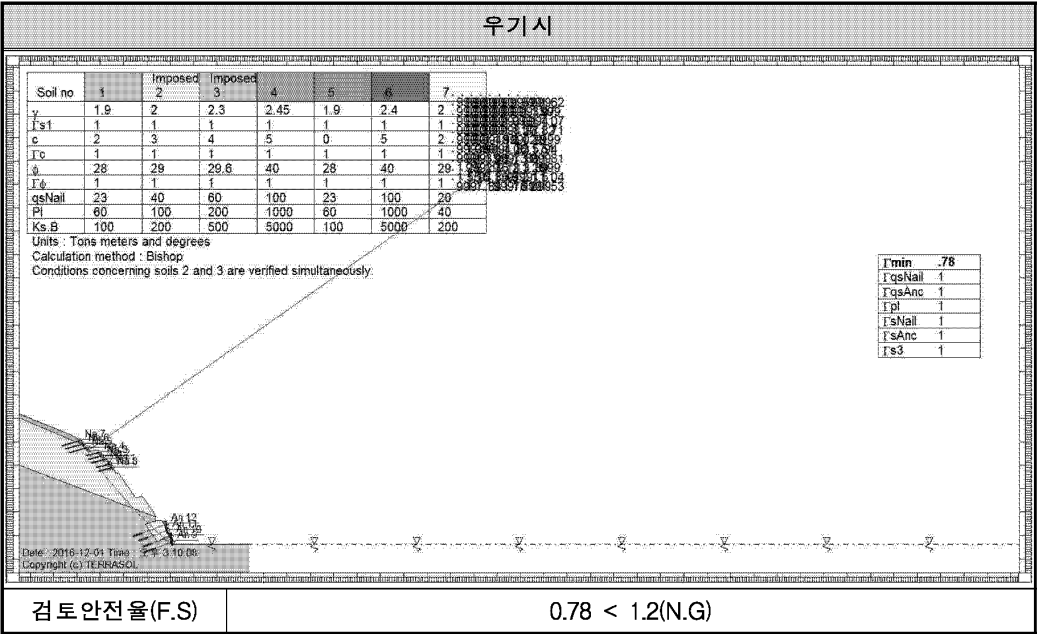
구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
C-C' 단면	1.83	1.09	0.93	N.G	

D-D' 단면



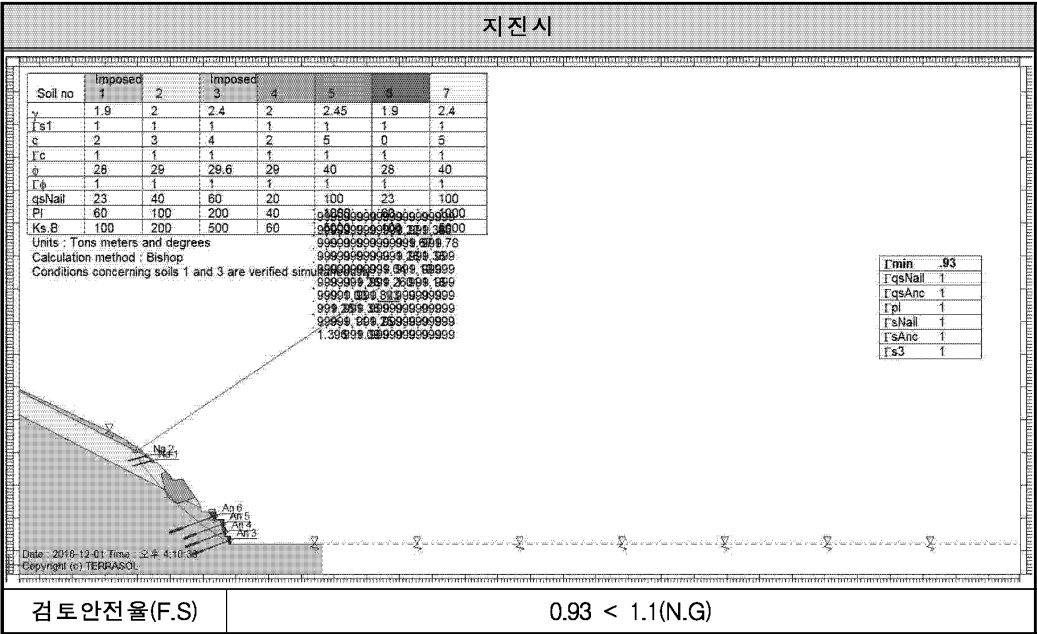
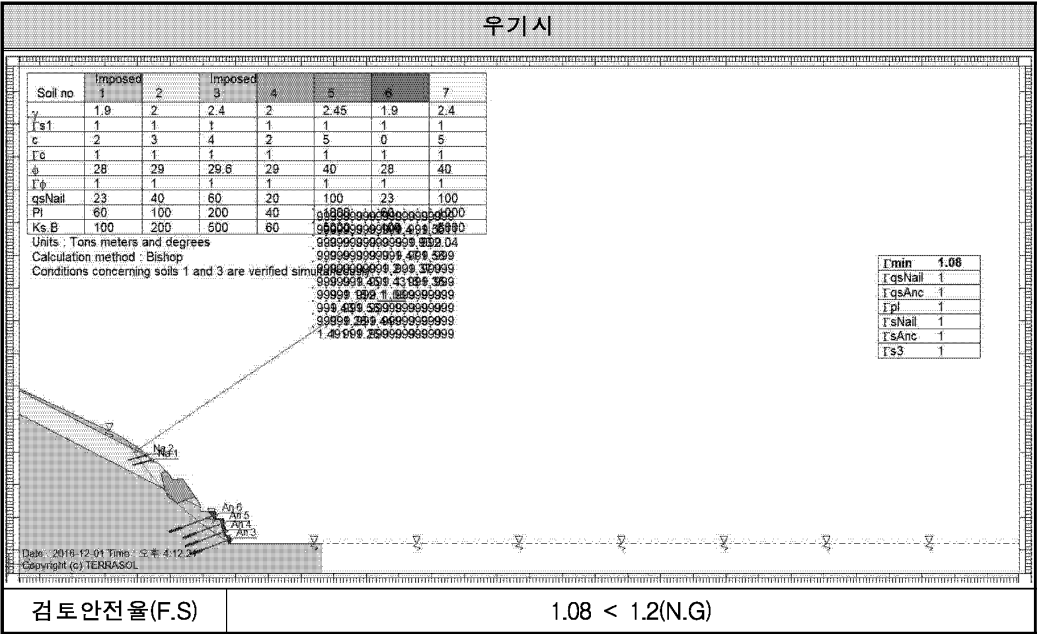
한계평형 해석 결과





검토결과

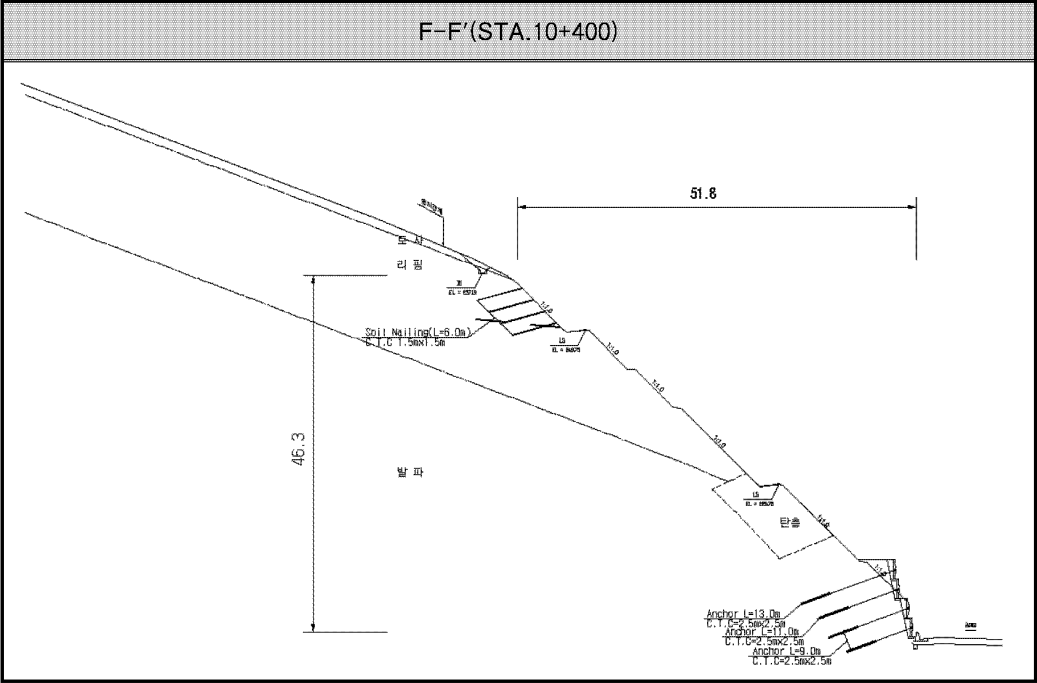
구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
D-D' 단면	1.29	0.78	0.67	N.G	



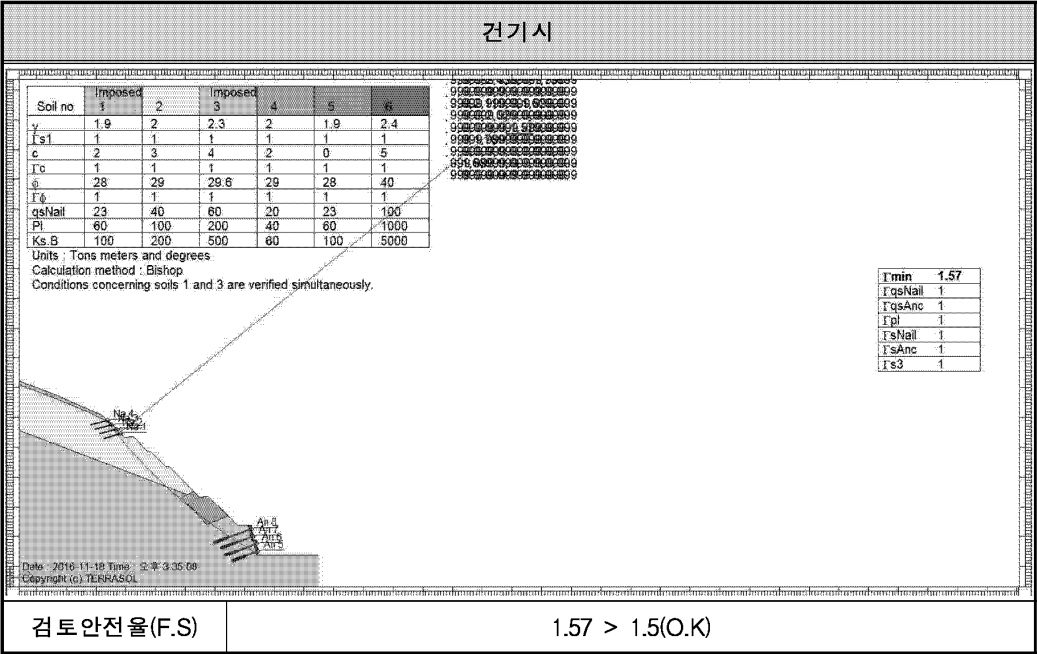
검토결과

구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
E-E' 단면	1.51	1.08	0.93	N.G	

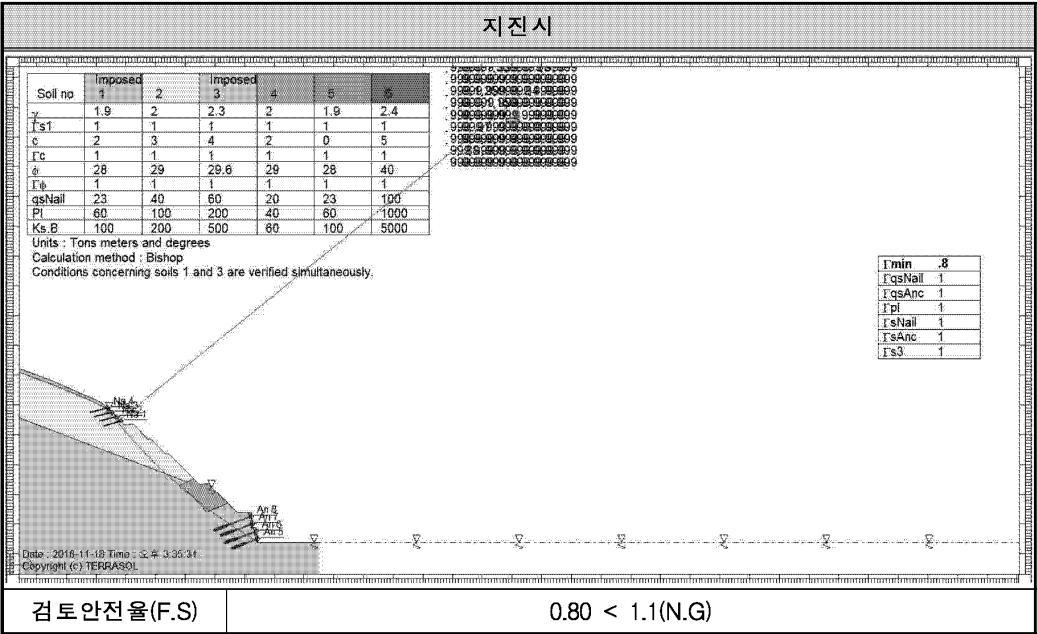
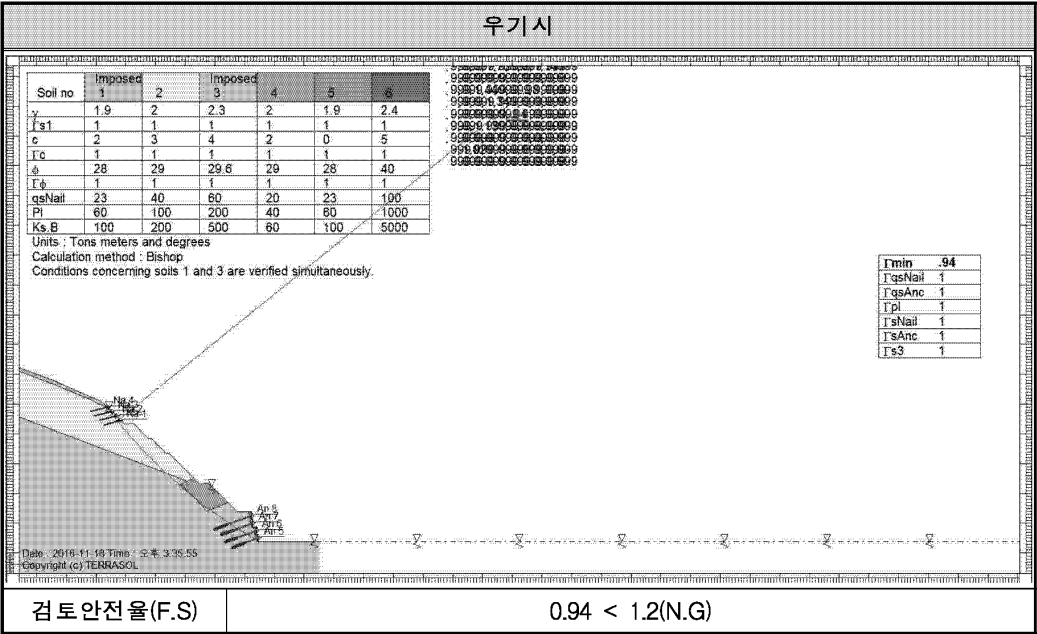
F-F' 단면



한계평형 해석 결과



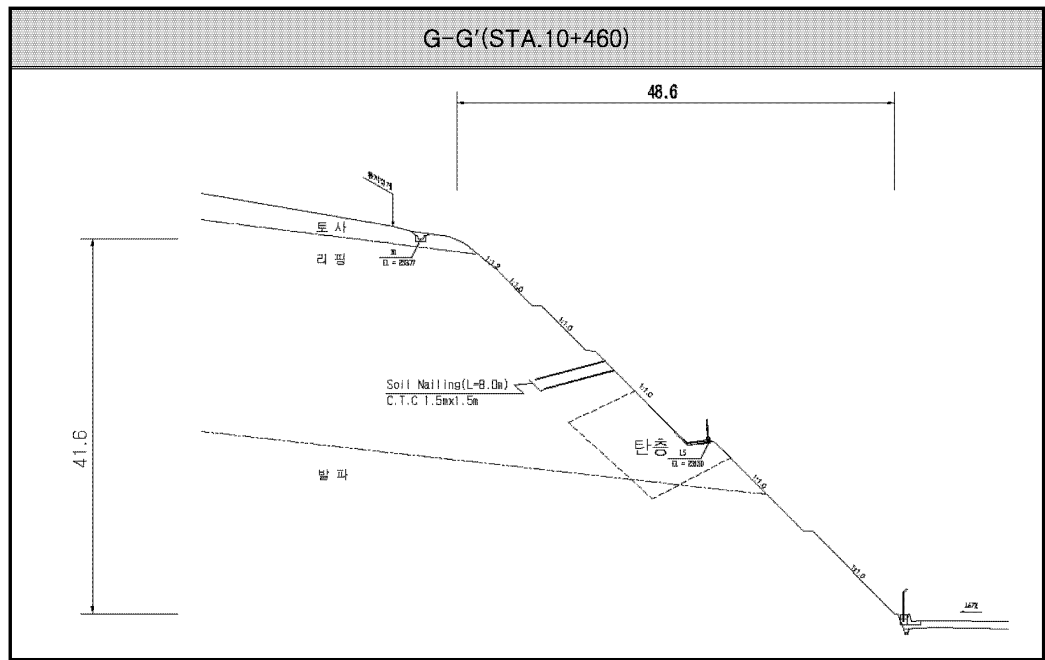
제4장 비탈면 안정성 검토



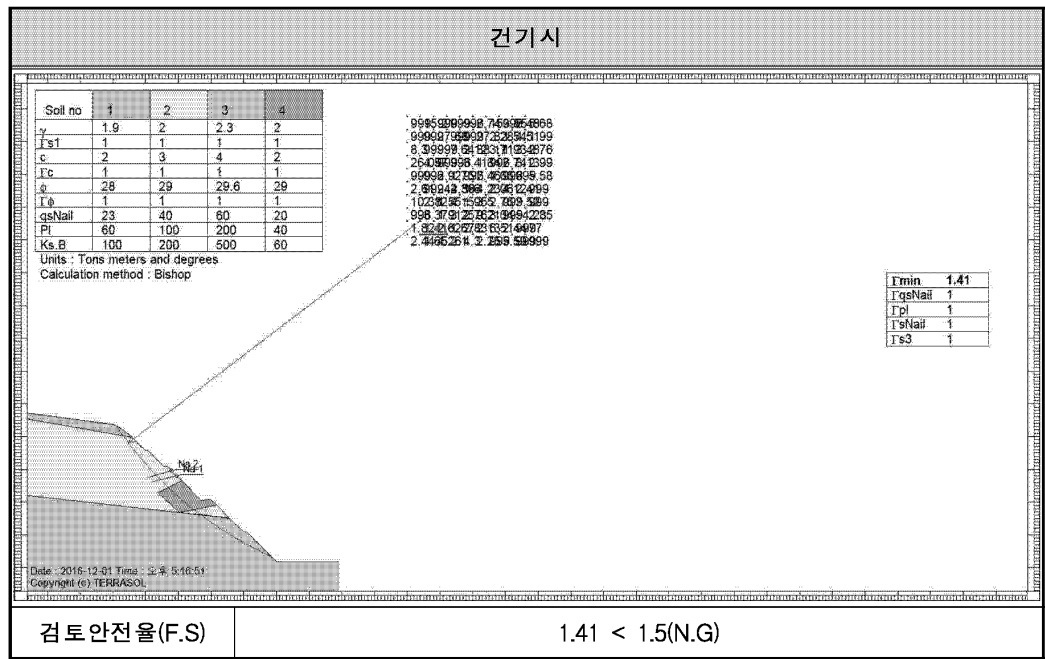
검토결과

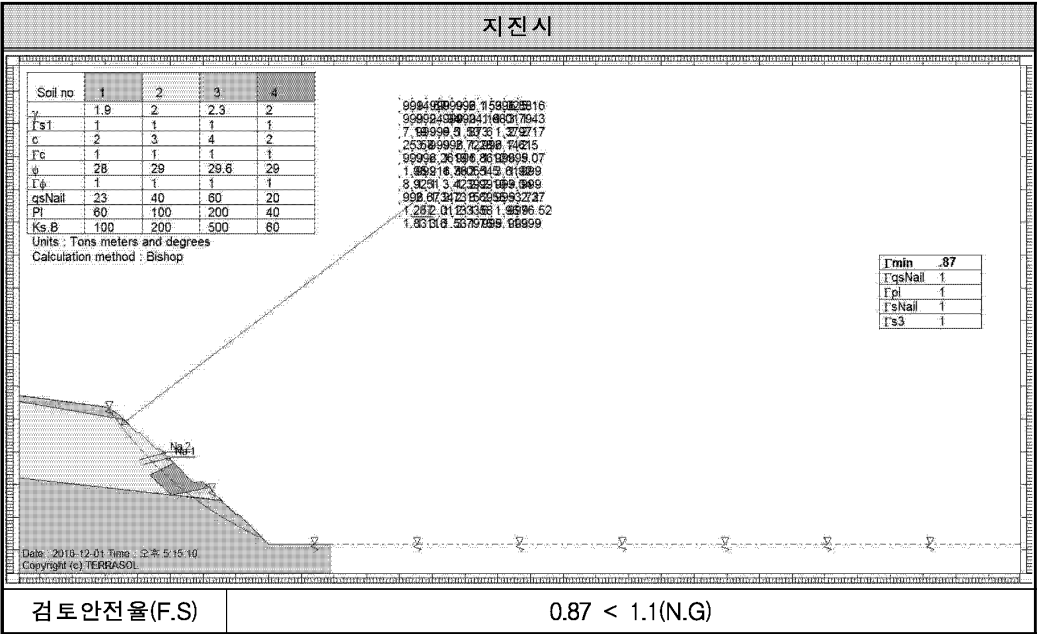
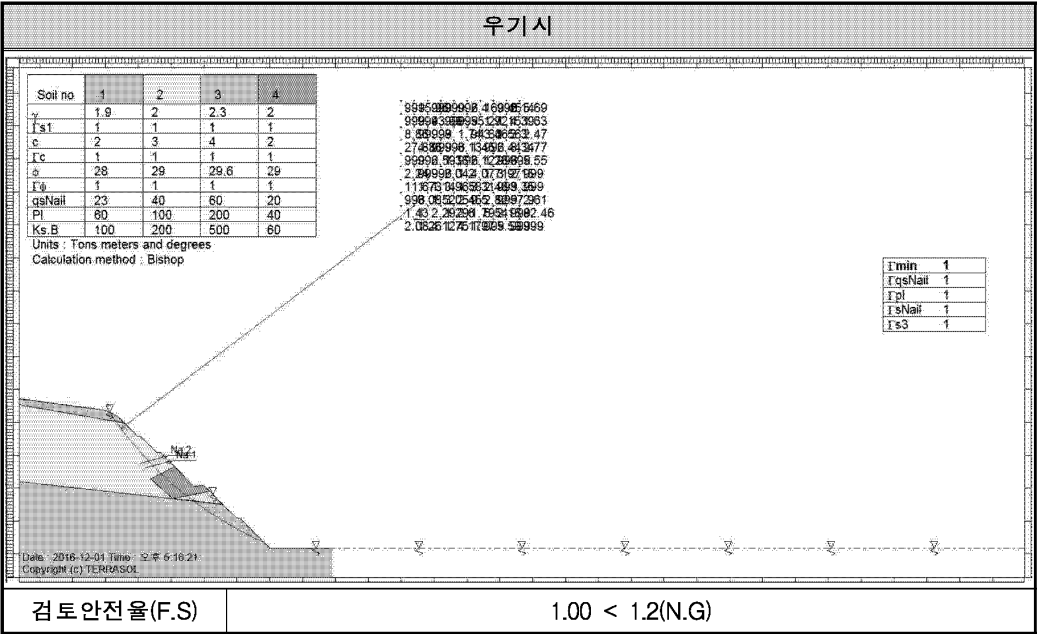
구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
F-F' 단면	1.57	0.94	0.80	N.G	

G-G' 단면



한계평형 해석 결과

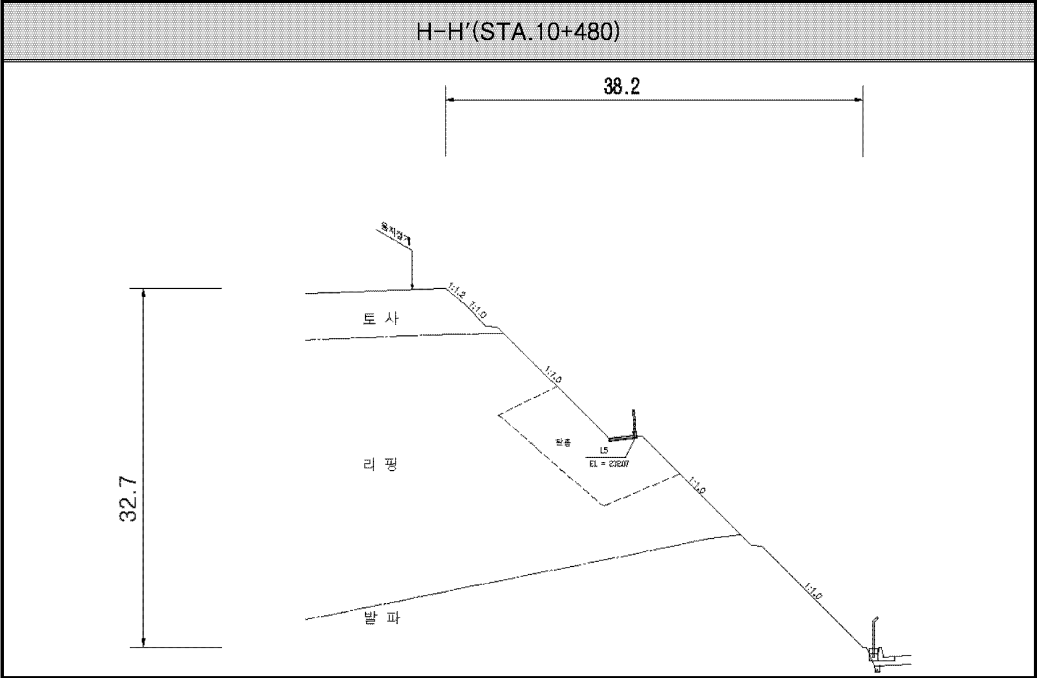




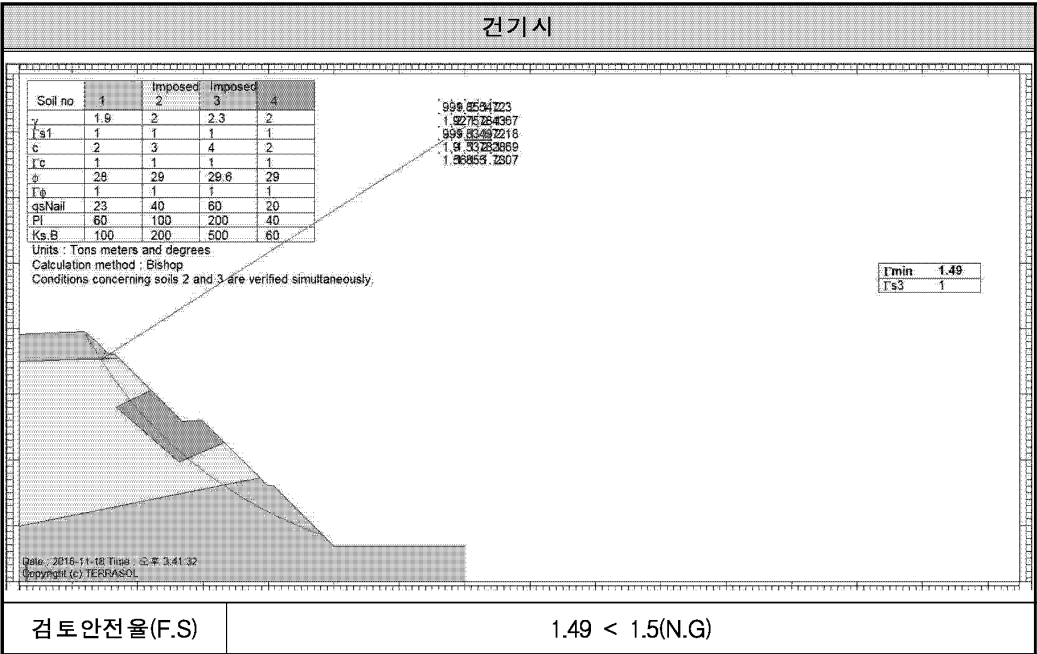
검 토 결 과

구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
G-G' 단면	1.41	1.00	0.87	N.G	

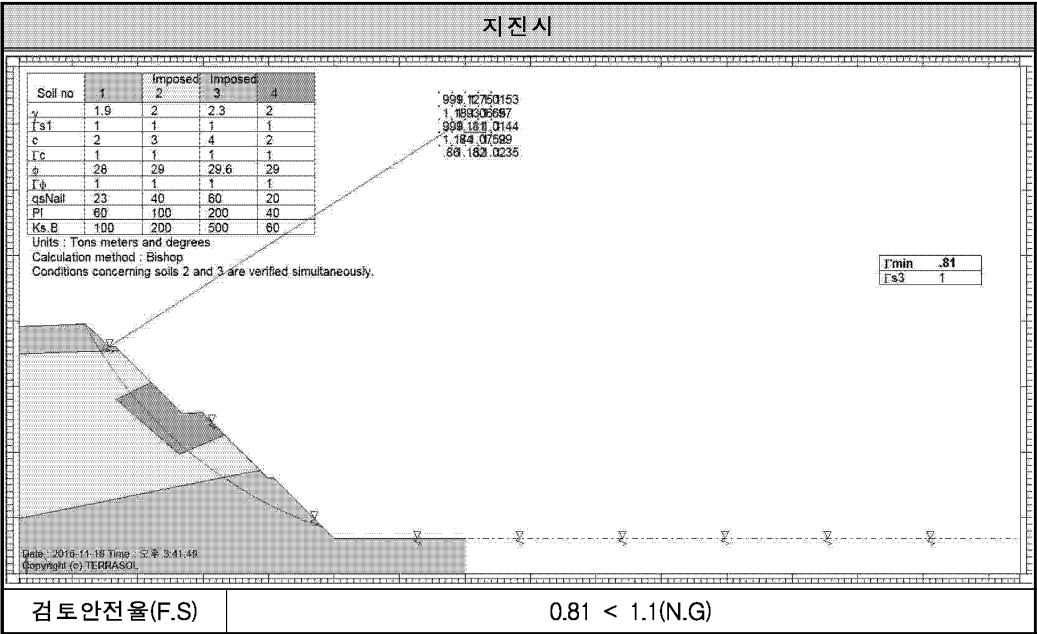
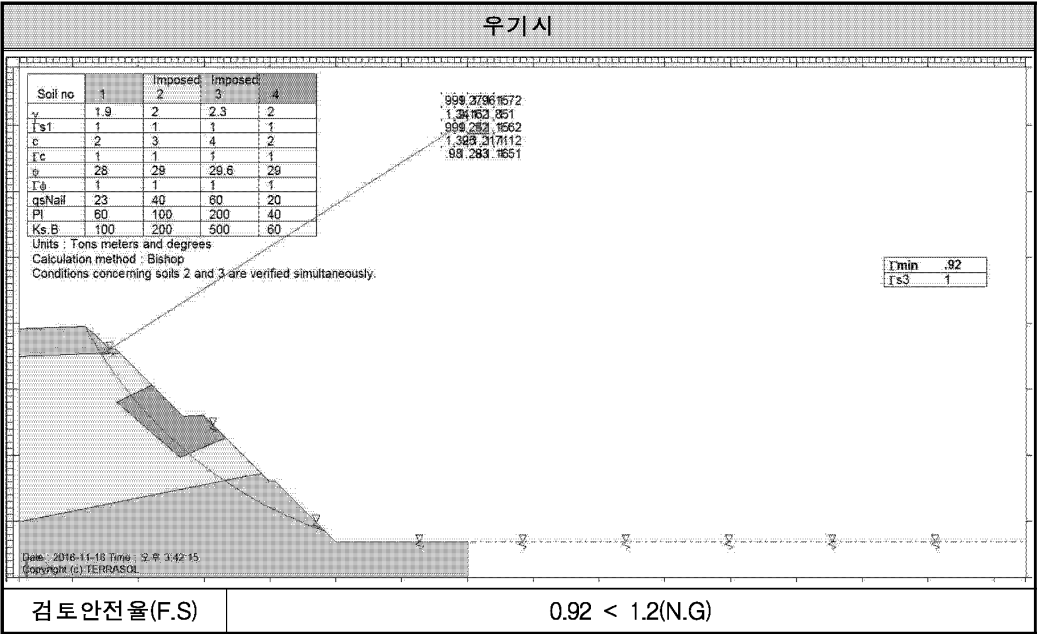
H-H' 단면



한계평형 해석 결과



제4장 비탈면 안정성 검토



검토결과

구 분	한계 평형해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
H-H' 단면	1.49	0.92	0.81	N.G	

4.7 안정성 검토결과

한계평형해석 결과

대 표 단 면	한계 평 형 해 석			평 가	비 고
	건 기 시	우 기 시	지 진 시		
10+160(A-A')	1.49	0.97	0.86	N.G	1구간
10+220(B-B')	1.81	1.08	0.92	N.G	2구간
10+280(C-C')	1.83	1.09	0.93	N.G	3구간
10+300(D-D')	1.29	0.78	0.67	N.G	
10+380(E-E')	1.51	1.08	0.93	N.G	4구간
10+400(F-F')	1.57	0.94	0.80	N.G	
10+460(G-G')	1.41	1.00	0.87	N.G	5구간
10+480(H-H')	1.49	0.92	0.81	N.G	

각각의 대표단면에 대한 한계평형해석결과 지진시 검토안전율이 0.67~0.93으로 기준 안전율 1.1을 만족하지 못하여 불안정한 비탈면으로 검토되었다.

이는 당초 설계시 예상하지 못한 지층조건(탄질층) 때문인 것으로 판단된다. 암질이 불량한 퇴적암(니질암, 세일)의 특성상 블록화 및 세편화 되어 있는 개소들이 많이 관찰되므로 현재 현장상황에 적합한 비탈면 보강대책을 수립하여야할 것으로 판단된다.

제 5 장 비탈면 안정대책 검토

5.1 비탈면 안정대책 일반

5.2 대책공법의 선정

5.3 대책공법의 검토

5.4 대책공법 검토결과

제 5 장

비탈면 안정대책 검토

5.1 비탈면 안정대책 일반

비탈면붕괴가 발생되기 전에 전술한 비탈면 불안정 요인을 제거하도록 계획하는 것이 안정성뿐만 아니라 경제적인 측면에서도 초기 투자비와 유지보수비를 비교할 때 유리한 경우가 더 많다. 그러나 비탈면의 붕괴가 이미 발생하였거나 또는 큰 변화가 예상되어 대형 활동의 징후가 있는 경우에는 우선 비탈면을 복구, 보완 또는 보강하여야 한다.

이때의 비탈면안정 대책방안은 다음의 두 가지로 크게 나누어 대책을 강구하여야 할 것이다.

- ① 비탈면의 변위가 심하거나 또는 붕괴가 진행중에 있을 때
- ② 비탈면 전체가 붕괴되어 큰 활동이 발생되었을 때

물론 위의 두 가지로 대별되는 비탈면의 보강 또는 복구방법을 결정할 때에는 자연적인 조건과 인접시설물과의 간섭 또는 기능저하의 가능성 및 경제성도 함께 고려되어야 할 것이다.

비탈면 보호공과 복구공은 그 원리나 적용상의 측면에서 뚜렷하게 구분할 수는 없으며 여건에 따라 방안을 채택하여야 한다. 본 지역의 비탈면은 하부 암반층에 붕괴가 발생되었으며 일부구간은 인장균열이 발생한 상태이다. 그러므로 강우로 인한 인장균열부로의 우수 침투 및 비탈면내 수위가 상승할 때는 비탈면의 추가 붕괴가 예상된다. 일반적인 비탈면 안정대책으로서는 다음과 같은 방법들이 있다.

5.1.1 비탈표면과 비탈내부에 있는 물의 제거

가. 배수 시설

비탈의 불안정이 주로 간극수압의 증가로 인한 것임을 이해한다면 비탈 내부로의 물의 유입을 방지하는 일은 극히 중요하다.

지표수는 원하는 위치에서 집수하여 비탈 내부로 침투되지 않고 거의 모두 유출되도록 하여야 한다. 특히 비가 많은 지반에서는 이러한 배수시설이 더욱 절실히 요구된다. 또 비탈면내에 피압수가 있거나 지하수위가 높을 경우 또는 지층내부로 스며드는 지표수를 지층내부에서 집수하기 위해서는 집수 Pipe를 설치한다. 이러한 Horizontal drain을 설치하면 Piping방지에도 도움이 된다.

부분적으로 파괴된 비탈면은 비탈면선에 위치하는 인장균열을 없애야 한다. 이러한 인장균열내에 다시 우수 등으로 인해 물이 들어가면 추가적인 비탈면의 붕괴가 발생할 수 있다.

나. 식생 공법

집중호우가 잦은 우리나라에서는 비탈의 침식으로 인한 피해가 가장 심하다. 침식은 강우량과 지속시간, 비탈면경사 및 비탈을 이루는 흙의 입자크기와 깊이 관련된다. 특히 풍화토 지반이 절토로 표면에 노출될 때에는 실트질의 가는 입자들은 유속이 빠르면 쉽게 씻겨져 내린다. 침식에 대한 방지는 비탈 전체를 덮을 수 있는 식생공법이 효과적이다.

식생공법은 비탈면 표층부부에 식물의 생육을 유발시켜 식물뿌리에 의한 긴발력으로 흙의 결속력을 증대시키고, 표층수의 유입을 억제시켜 흙의 침식, 건조 및 동상들의 피해를 경감시키기 위한 것이다.

식생이용공법의 장점은 시공비가 저렴하고, 미관이 좋으며 영구적인 시공효과를 가질 수 있다는데 있지만, 반면에 심층부까지는 보강효과가 미치지 않고, 식생에 적합한 지반 및 토양조건하에서만 시공이 가능하다는 단점이 있다.

5.1.2 비탈면 경사의 변경

비탈에 인접한 땅을 충분히 이용할 수만 있다면 비탈을 완만하게 하거나 활동이 예상되는 흩덩이를 제거하여 그 형상을 바꾼다면 안정성이 크게 증가한다.

일반적으로 보면 활동면상의 중앙 1/3의 상부에 있는 흙이나 암석은 활동을 일으키는데 영향을 끼치고 그 하부에 있는 흙은 활동에 저항하는데 기여한다. 이러한 공법을 배토공이라고 하는데, 배토공은 비탈면에 대한 배토규모에 따라 전면배토와 부분배토로 나눌 수 있다.

기본 원리는 활동이나 붕괴가 예상되는 비탈면의 부위를 사전에 제거하여 잠재적인 위험요소를 없애는 방법으로 비탈면 규모에 따라서는 경제성이 없는 경우도 있으므로 공법사용에 철저한 사전조사가 필요하게 된다.

붕괴가 소규모인 경우 활동이 일어난 부위는 제거하는 것이 원칙이다. 그러나 이를 제거함으로써 제2, 제3의 활동이 발생할 우려도 있다.

5.1.3 비탈면내 활동력에 저항하는 구조체

활동하려는 비탈속으로 활동하는 힘에 저항하는 물체를 삽입하면 저항력을 크게 증가시킨다. 그 예로서는 수동말뚝(Passive Pile), Soil Nailing, Micro Pile, 돌기둥(Stone Column), 석회말뚝(Lime Column)등이 있다.

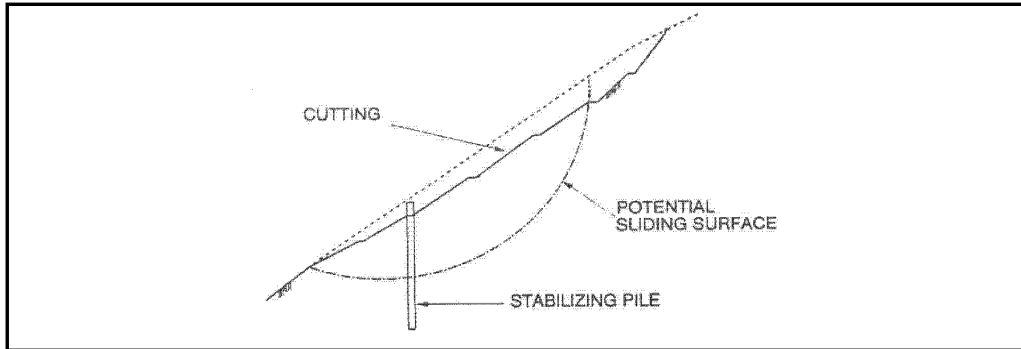
가. 억지말뚝 공법

비탈면 붕괴 방지에 이용되는 말뚝의 역할은 두가지로 생각할 수 있다. 첫째는 말뚝을 비탈면에 타입시킴으로서 다짐을 유발시켜 지반변형에 견딜 수 있도록 하는 것이고 또 다른 역할은 활동토괴를 관통하여 부동지반까지 말뚝을 일렬로 설치하므로 비탈면 활동 하중을 말뚝의 수평저항으로 부동지반에 전달시키는 공법이다.

따라서 타공법에 비해 지중 깊은 곳까지 활동이 발생하는 경우에도 억지말뚝 공법은 시공방법에 따라 타입식과 삽입식이 있고, 구조계산에 따라 전단말뚝과 모멘트 말뚝으로 나눌 수 있다.

말뚝의 거동은 말뚝과 주변지반의 상호작용에 의하여 결정된다. 말뚝의 비탈면 안정효과를 얻기 위하여는 말뚝과 비탈면 둘 다의 안정성이 충분히 확보되도록 말뚝의 설치 위치, 간격, 직경, 강성 근입깊이 등을 결정하여야만 한다.

● 말뚝공법 적용 단면

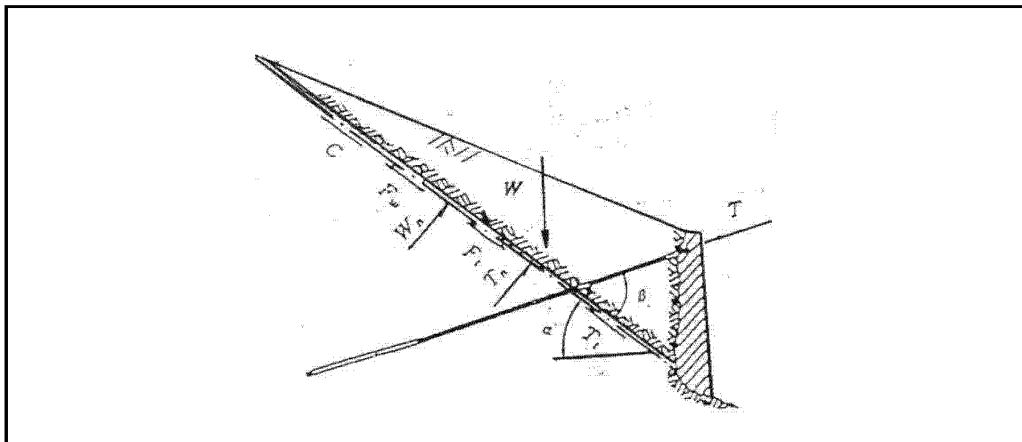


나. Earth Anchor 공법

Earth Anchor 공법은 지중에 천공한 공속에 PC 강선 또는 PC Strand 등의 인장재를 삽입하여 그 주위를 시멘트 Grout로 고결시킨 후 외부에서 그 PC 강재에 인장력을 가해서 정착시키는 것으로 1960년대 후반 지반 활동 억지공법으로 도입된 이후 현재 가설 및 영구 구조용으로 광범위하게 이용되고 있다.

Earth Anchor 공법은 정착방법 즉 지지기구에 따라 마찰형 Anchor와 지압형 Anchor로 나눌 수 있다. Earth Anchor 공법은 부분 시공이 가능한 유일한 비탈면활동 억지공법으로 시공위치를 타공법에 비해 자유로이 선택할 수 있으며 천공구경이 100mm 전후로 붕괴성, 압출성 지반 및 기타 악조건에서도 지반상의 제약을 거의 받지 않는다는 장점이 있다.

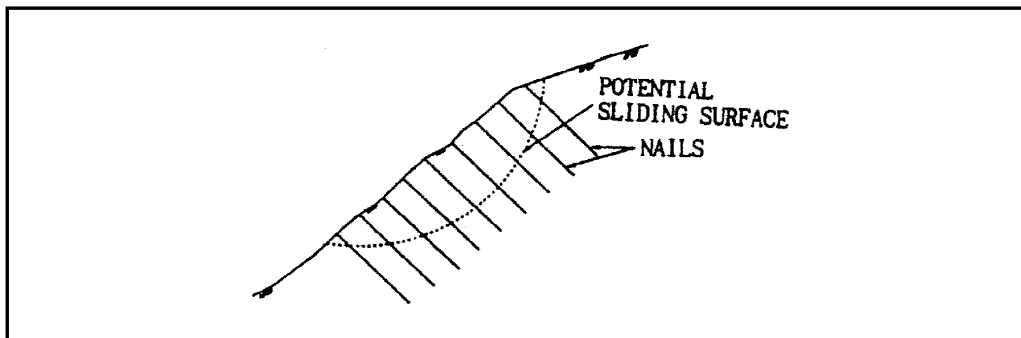
● Anchor 공법 설치단면



다. Soil Nailing 공법

Soil Nailing 이란 흙속으로 길쭉한 강봉, 또는 앵글을 박아 흙과 합성하여 전단강도의 증가를 기대하는 공법으로서 임의의 비탈면 경사도 유지가 가능하며, 경량의 장비로 시공할 수 있고 현장 적응력이 뛰어나며 구조적으로 전면의 재래식 옹벽 형태로 안정이 확보 가능하다.

● Soil Nailing 공법 설치단면



라. Rock Bolt

암반에 천공후 철근을 삽입하여 지반과 결합시켜 지반의 변형을 억제하고 소성 영역의 확대를 억제함으로써 지반의 안정성을 증가시키며, 낙하 혹은 활동을 야기시킬 수 있는 부석의 변위를 억제하며 Shotcrete와 함께 작용하여 암반을 구속하여 내구력을 증가시켜 비탈면의 안전을 증가시키는 공법이다

락 볼트를 암반에 설치할 경우 지지암반에 느슨해 질 수 있는 암괴를 조정시키는 매달기 효과(Suspension Effect), 암반 상호간에 연결하여 일종의 합성보를 형성할 수 있는 보형성 효과(Beam Building Effect), 암반을 일체화하는 보강효과(Reinforcement Effect) 및 암반응력 구속효과(Confinement Effect)를 기대할 수 있는 보강방법으로서 낙석, 전도, 평면 및 썩기 파괴가 소규모로 발생할 수 있는 암반비탈면에서 효과를 기대할 수 있다.

마. 옹벽공

옹벽은 주로 자연비탈면 상단부에 도로를 축조하거나 주택단지를 조성할 경우 사용한다. 그러나, 이 옹벽 자체로는 배면 자연비탈면의 안정을 기대할 수 없다. 따라서, 이 경우는 반드시 배면의 비탈면 안정성을 검토한 후 불안정으로 판단되면 말뚝공이나 앵커공 등으로 배면비탈면의 안정을 도모하여 준 후 옹벽을 설치하여야 한다.

5.1.4 지반의 전단강도를 증가시키는 방법

시멘트 등을 지중에 주입하거나 또는 고압분사(J.S.P, C.G.S, Jet Grouting공법 등)에 의한 Soil-Cement 구간에 의하여 비탈면을 형성하는 지반을 강화하여 비탈면의 활동을 저지하는 방법이다.

5.2 대책공법의 선정

검토대상 비탈면은 깎기 7,8구간(STA. 10+140 ~ 10+540)은 당초 계획대로 시공 중 예상하지 못한 연약한 탄질층의 출현으로 안정성 검토 결과 기준안전율을 만족하지 못하여 불안정한 비탈면으로 검토되었다. 따라서 현장상황에 적합한 추가 보강대책을 수립하여야 할 것으로 판단된다.

당 현장에 적용 가능한 보강방안으로는 Nailing + 슛크리트 보강, 경사조정 + Nailing 보강, 표면폐합에 효과적인 계단식옹벽 + Nailing 공법 등이 있다.

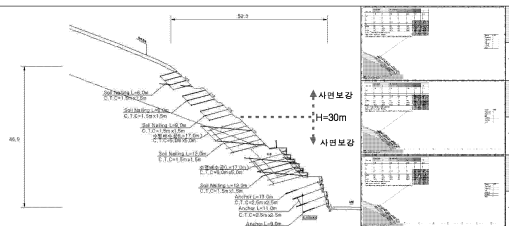
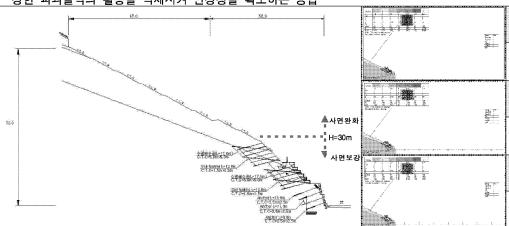
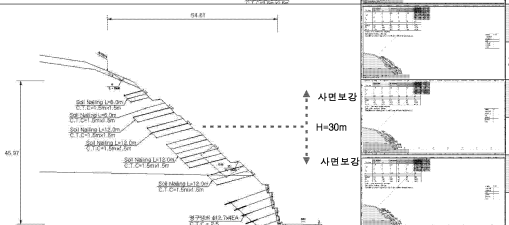
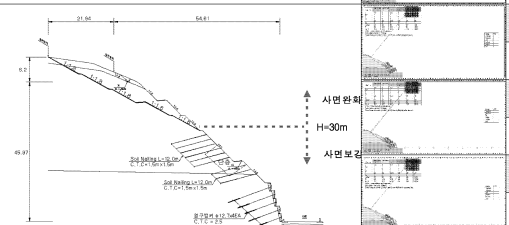
당초 설계안을 적용하여 판넬식 옹벽이 설치되어 있으므로 판넬설치 구간을 제외한 구간은 기본 보강안을 Soil Nailing + 슛크리트로 적용하는 것을 추천한다.

STA.10+270~10+300 구간과 STA.10+374~10+400 구간의 탄층 출현구간에는 계단식 옹벽 + Nailing 보강안을, STA.10+380~10+480 구간에는 경사조정 + Nailing 보강방안을 추천하는 바이다.

● 보강공법 비교안

구 분	제 1 안 Nailing + 슛크리트 공법	제 2 안 계단식옹벽 + Nailing + 슛크리트 보강 공법	제 3 안 경사조정 + Nailing + 슛크리트 보강 공법
공법 개요	• 원지반에 프리스트레스 없이 철근을 최대한 촘촘히 삽입하여 비탈면의 활동을 억제하는 공법	• 파괴불력 제거 후 현재 구배를 유지하면서 계단식 옹벽 + Nailing으로 보강하여 비탈면의 활동을 억제하는 공법	• 3소단부 이상에서 경사를 일정 부분 조정하여 안정성을 확보하고 그 하부에는 Nailing 보강으로 불안정한 파괴불력의 활동을 억제시켜 안정성을 확보하는 공법
개요도			
적용경사	• 현경사 적용	• 현경사 적용	• 발파암 경사 1:1.0 ~ 1:1.8 적용
적용구간	• 구간 전반에 우선적으로 적용	• 10+270 ~ 10+300(L=30m) 2소단부 • 10+367 ~ 10+400(L=26m) 2소단부	• 10+380 ~ 10+480(L=100m) 3소단부 상부
장 점	• 시공실적 다수 • 공사비 저렴	• 추가 용지매입 불필요 • 계단식 옹벽에 의한 비탈면 표면 폐합으로 풍화에 대한 예방	• 추가 용지매입 필요 • 안정성 확보 측면에서 확실
단 점	• NAILING 한본이 부담하는 하중이 작아 보강량이 과다해질 수 있음 • 부식에 대한 품질관리가 요구됨	• 공사비 고가 • 별도 배수공법 필요 • 공정이 복잡하고 공기가 길어짐 • 콘크리트 구조물로써 미관 불량	• 추가 용지매입 필요(현 용지경계로부터 이격거리 약 50.5m) • 네일링 1본이 부담하는 인장력이 작아 설치간격이 좁음 • 별도 배수공법 필요 • 산마루측부 이설필요
추천(안)	◎	◎	◎
검토의견	• 당 현장의 암종은 퇴적암중 층리가 발달한 니질암과 세일로 절취면 노출 시 급격한 풍화, 균열, 공극확장, 팽창, 세면화 특성이 있는 풍괴성이 매우 높은 암종임 • 탄층의 출현으로 인하여 불안정한 요소가 가중되어 있음 • 강우 및 연약한 탄층의 이완작용으로 인장균열 및 봉락들이 원호활동의 형태로 발생한 상태임 • 탄층의 출현으로 불안정한 개소에 우선적으로 Nailing + 슛크리트 공법을 적용하는 것이 타당할 것으로 판단됨. • 퇴적암의 특성상 풍화에 민감하므로 계단식옹벽 + Nailing, 그리고 일부 경사조정 + Nailing 공법을 적용하여 표면폐합 효과 및 활동력 억제효과를 고려하는 것이 바람직할 것으로 판단됨		

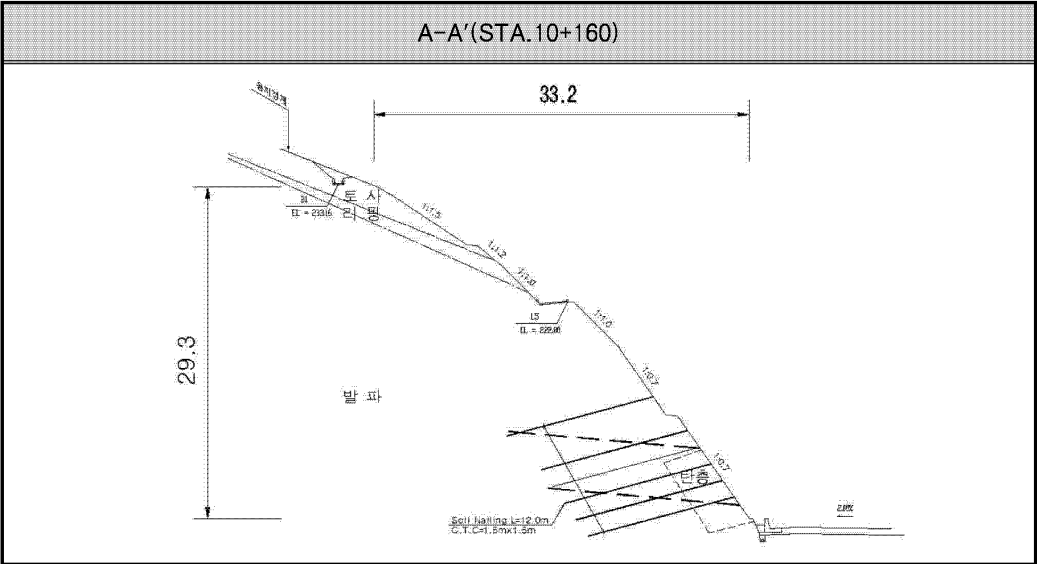
● STA. 10+380 ~10+480 구간(H=30m이상구간) 보강공법 비교(안)

구분	제 1 안 SOIL NAILING + SHOTCRETE 공법	제 2 안 경사조정 공법
공법 개요	• 원지반에 침근을 최대한 촘촘히 삽입하여 비탈면의 활동을 억제하는 공법	• 3소단부(높이 30m) 이상에서 경사를 일정 부분 조정하여 안정성을 확보하고 그 하부에는 Nailing 보강으로 불안정한 파괴불력의 활동을 억제시켜 안정성을 확보하는 공법
대표단면 (STA.10+400)		
대표단면 (STA.10+420)		
적용 경사	• 현(설계)경사 유지 : 토사 1:1.0, 풍화암 1:1.0	• 토사, 풍화암 구간 경사완화 : 토사 1:1.0, 풍화암 1:1.0
특징	• 3소단부(높이 30m) 이상 구간에 Soil Nailing(L=6~12m, C.T.C 1.5m×1.5m)보강시 기존 안전율은 만족하나, 비탈면의 깎기 시기가 오래되어 표면 노출이 장기화 되었고, 퇴적암층 특성상 층리 및 수직 절리 등이 상당수 존재하여 장기적인 안정성 확보 측면에서 경사조정공법 보다 불리 할 것으로 판단됨. • (내일링과 네일링 사이의 활동파괴에 대하여 연속적인 전면판 또는 슛크리트에 의한 표면폐합 등의 별도 공법이 수반되어야 일체화의 효과를 기대 할 수 있음) • 대꺾기 비탈면의 경우 탐다운 방식을 원칙으로 시공하여야 하나, 현장여건상 탐다운 방식이 불가하여 크레인을 이용한 천공작업이 필요하고, 보강 구간 높이가 약 50m에 이르는 고소작업으로 시공 난이도가 높아 작업 안전성 확보 및 품질 관리에 어려움이 예상됨. • 사면완화공법 대비 공사비가 고가임.	• 한계평형 해석 결과 현재 건기시 및 우기시, 지진시 검토안전율이 기준안전율을 모두 만족하고 있음 • 예측하지 못한 탄층의 출현이 비탈면의 불안정 요소로 작용하고 있지만 퇴적암층에 매우 발달되어 있는 층리 및 수직절리들의 영향을 고려할 때 1:1.8 수준의 안식각으로 경사조정을 하는 것이 불안정 요소를 제거 하여 비탈면의 안정성을 확보하는데 가장 확실한 방법임. • 사면보강공법 대비 공사비가 저렴함. • 추가 용지 매입(약 3,800㎡, 약 19백만원)필요
수량 공사비 (불변가) 설계(안)	SOIL NAILING(약 350공 추가)+스츠크리트 약 384백만원	토공(약 15,000㎡)+녹생토 약 85백만원

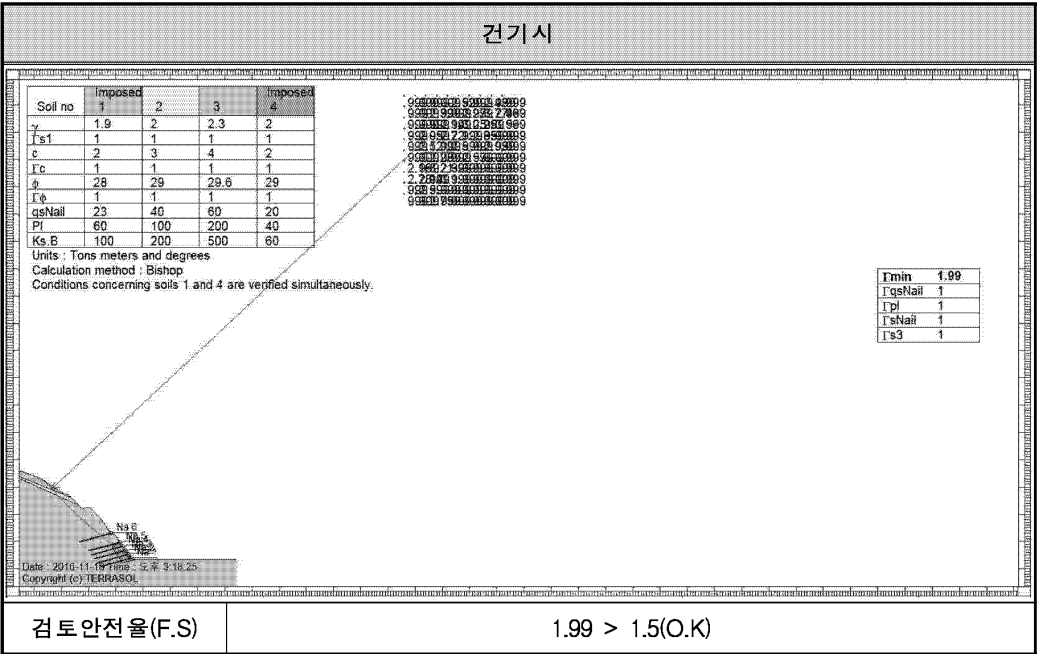
5.3 대책공법의 검토

5.3.1 Nailing + 슛크리트 보강안(1안)

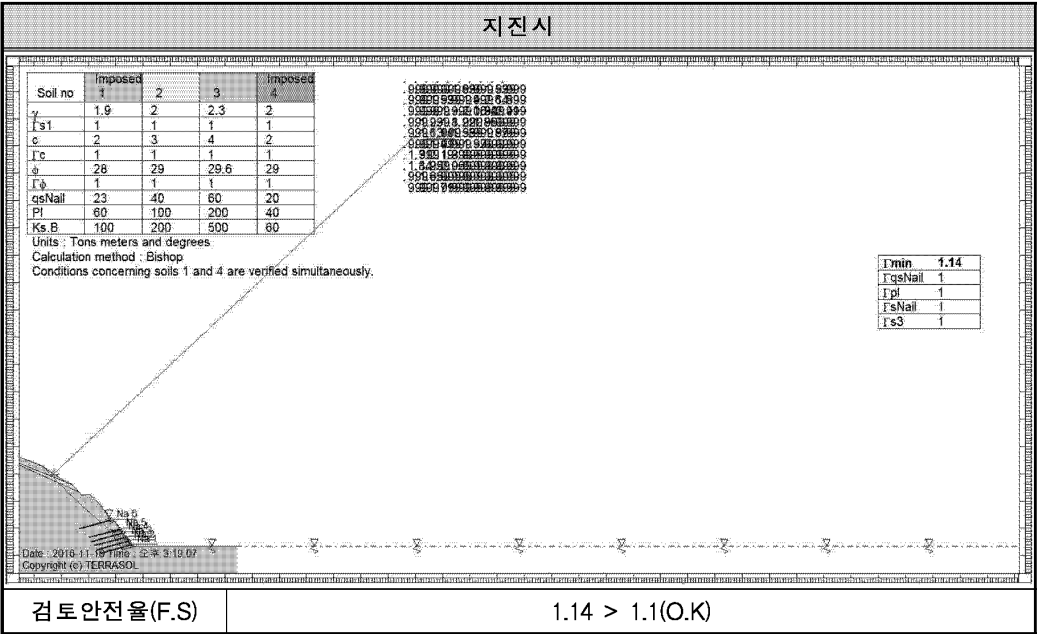
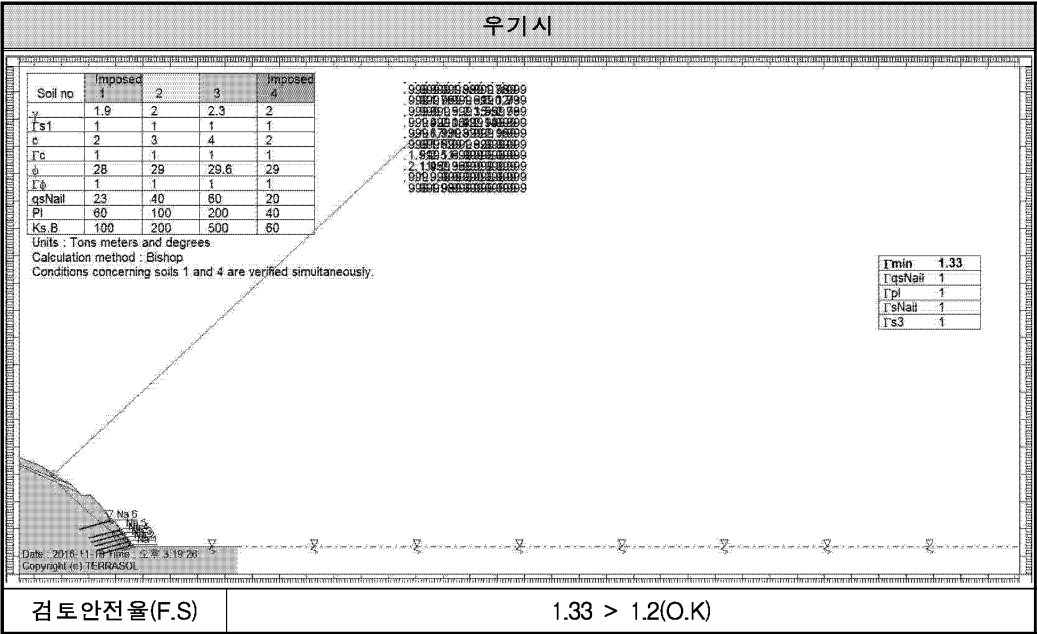
● A-A' 단면



● 한계평형 해석 결과



제5장 비탈면 안정대책 검토



검토결과

구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
A-A' 단면	1.99	1.33	1.14	O.K	

Diagram B-B' (STA.10+220) illustrates a cross-section of a slope. The vertical height is 25.2, and the horizontal distance is 26.2. The slope is composed of three layers: topsoil (토사), silty sand (리핑), and gravelly sand (발파). A concrete retaining wall is shown at the top left, with a height of 2.0m. The slope is reinforced with soil nailing (Soil Nailing) at a length of 12.0m, with a spacing of 1.5m x 1.5m. The slope is divided into three sections with different slopes: 1:1.0, 1:1.0, and 1:0.7. The topsoil layer is 2.0m thick, and the silty sand layer is 2.0m thick. The gravelly sand layer is 2.0m thick. The slope is reinforced with soil nailing at a length of 12.0m, with a spacing of 1.5m x 1.5m. The slope is divided into three sections with different slopes: 1:1.0, 1:1.0, and 1:0.7. The topsoil layer is 2.0m thick, and the silty sand layer is 2.0m thick. The gravelly sand layer is 2.0m thick. The slope is reinforced with soil nailing at a length of 12.0m, with a spacing of 1.5m x 1.5m.

Soil no	1	Imposed 2	Imposed 3	4
γ	1.9	2	2.3	2
γ_{sat}	1	1	1	1
c	2	3	4	2
τ_c	1	1	1	1
ϕ	28	29	29.6	29
E_s	1	1	1	1
q_{sNail}	23	40	60	20
PI	60	100	200	40
K_{sB}	100	200	500	60

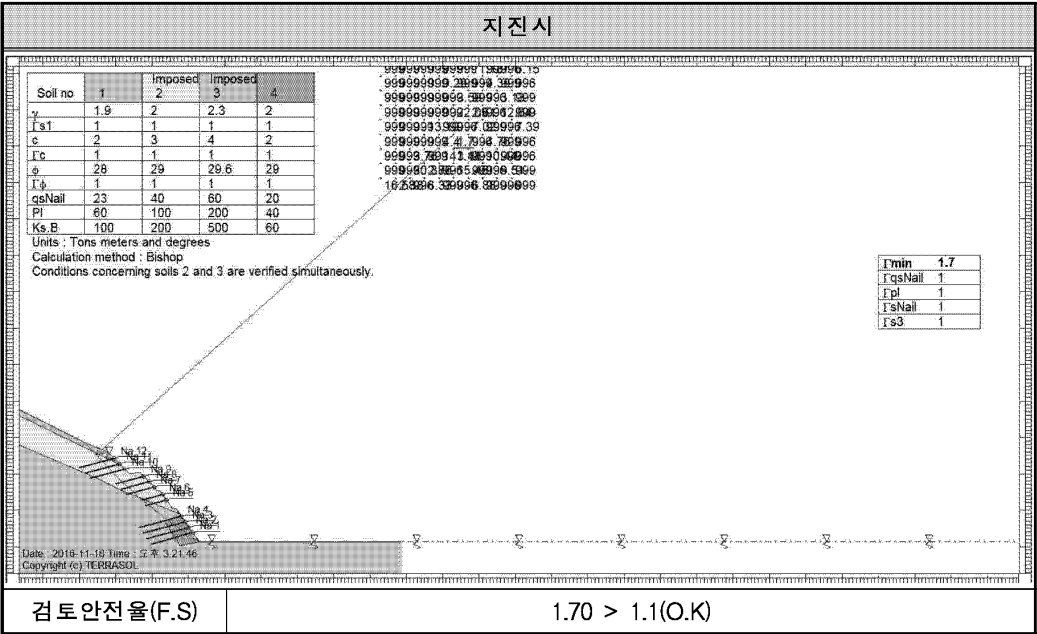
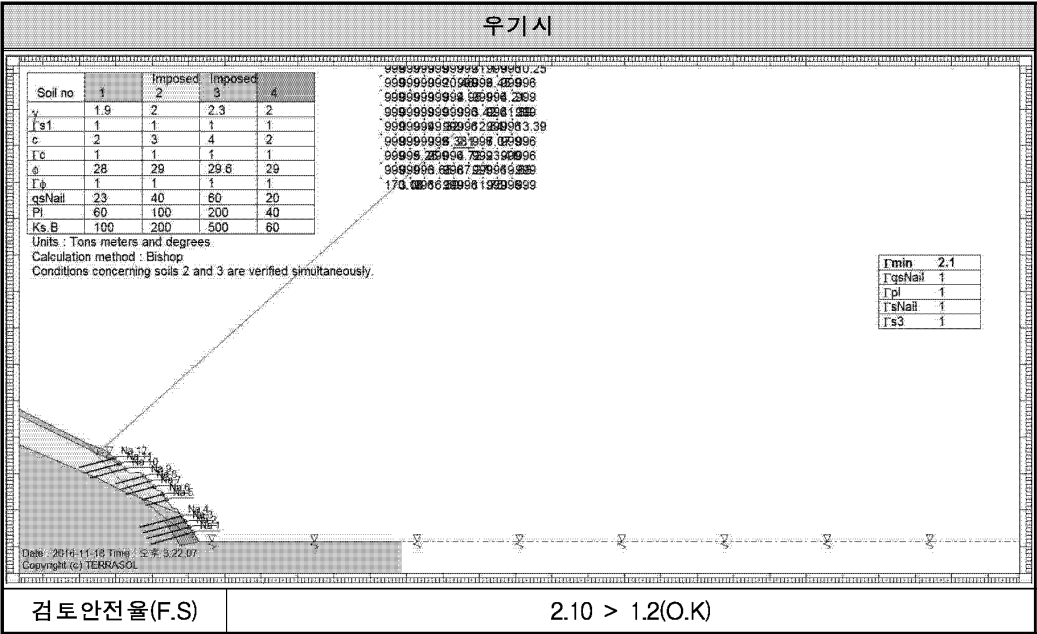
Units : Tons meters and degrees
Calculation method : Bishop
Conditions concerning soils 2 and 3 are verified simultaneously.

τ_{min}	3.28
τ_{qsNail}	1
τ_{pl}	1
τ_{sNail}	1
τ_{s3}	1

Date : 2016-11-19 Test : 오후 3:21:22
Copyright (c) TERRASOIL

검토 안전율(F.S)

3.28 > 1.5(O.K)

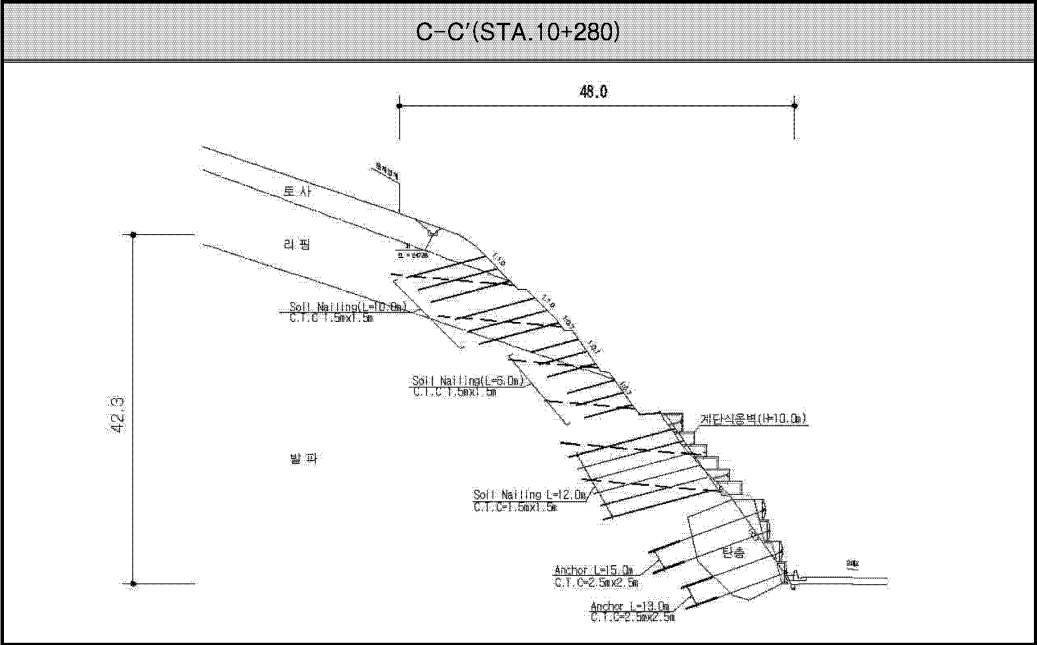


검토결과

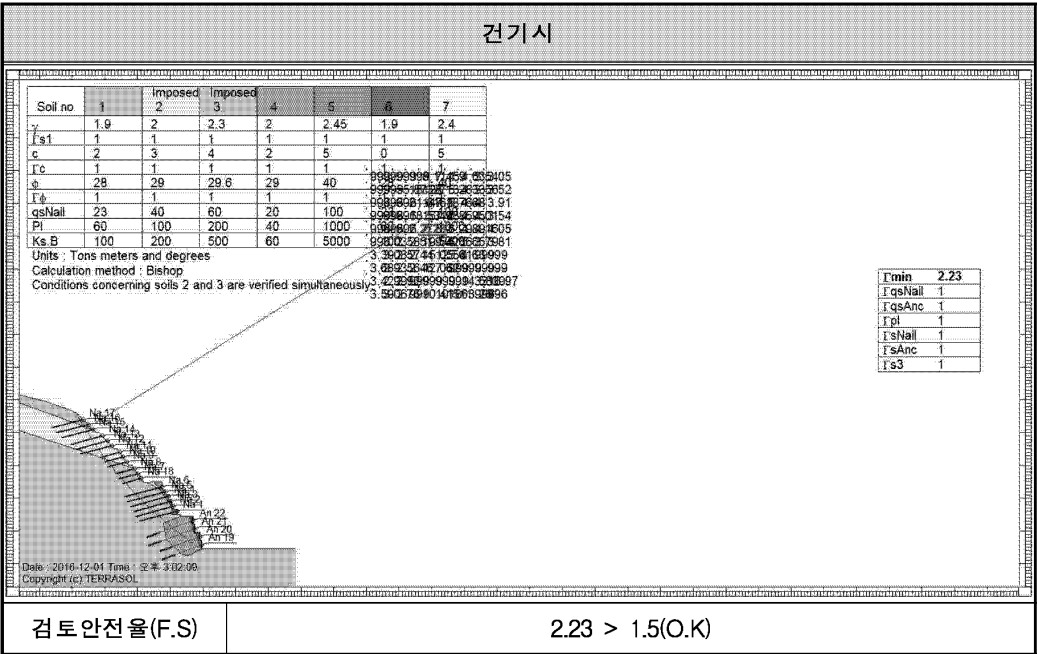
구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
B-B' 단면	3.28	2.10	1.70	O.K	

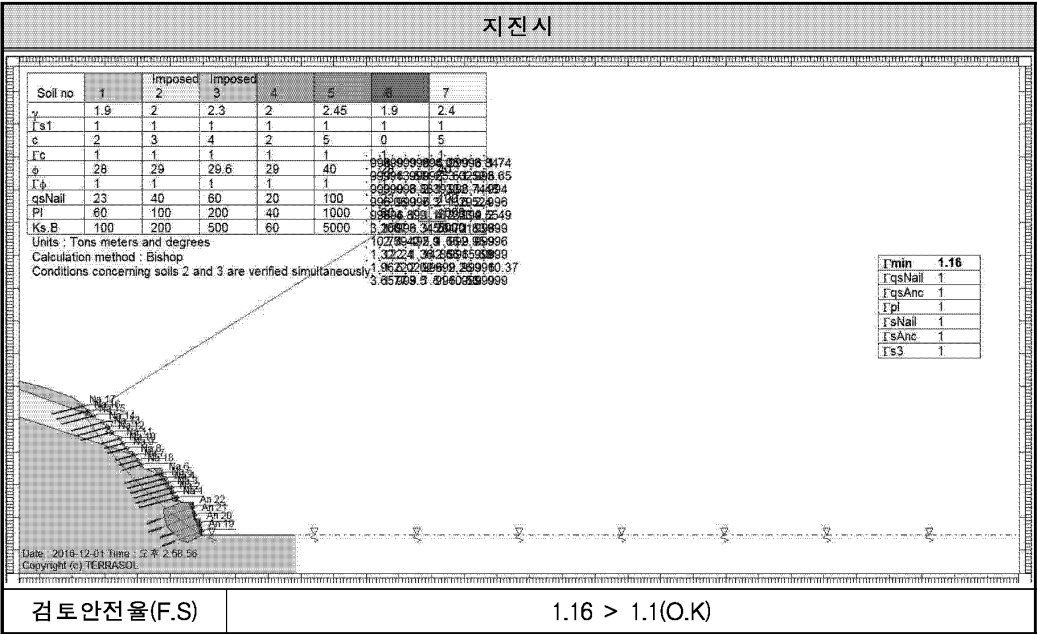
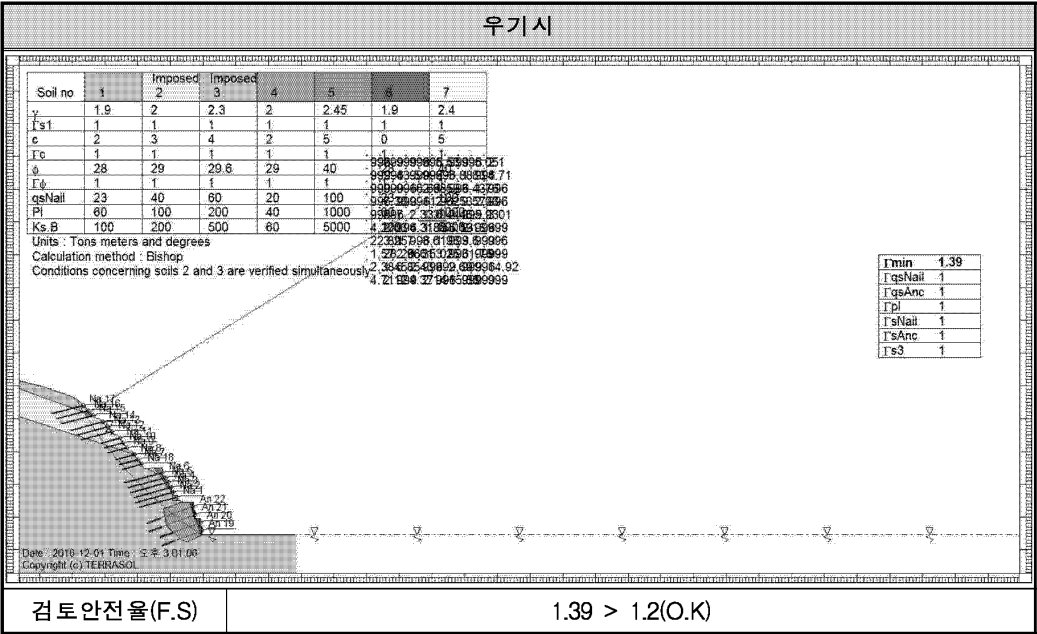
5.3.2 계단식옹벽 + Nailing 보강안(2안)

● C-C' 단면



● 한계평형 해석 결과

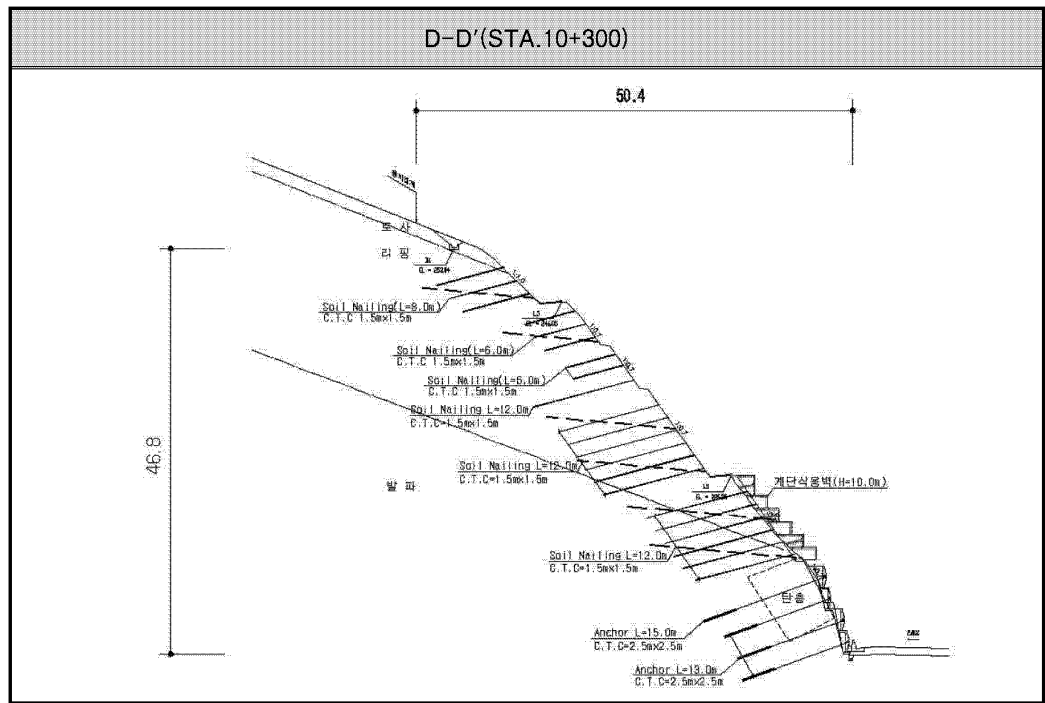




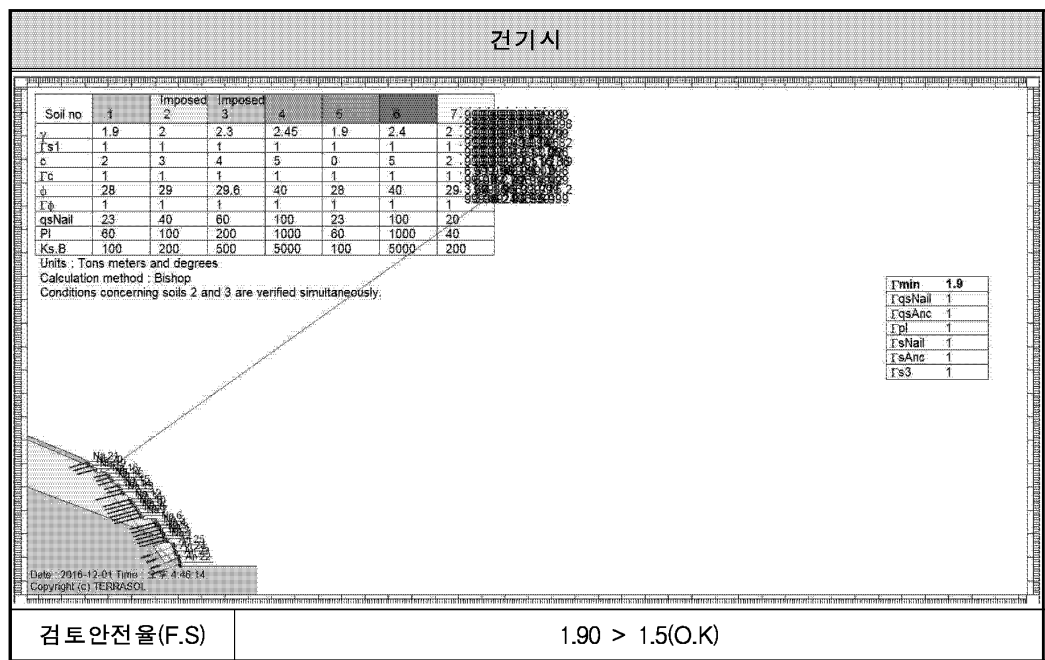
검토결과

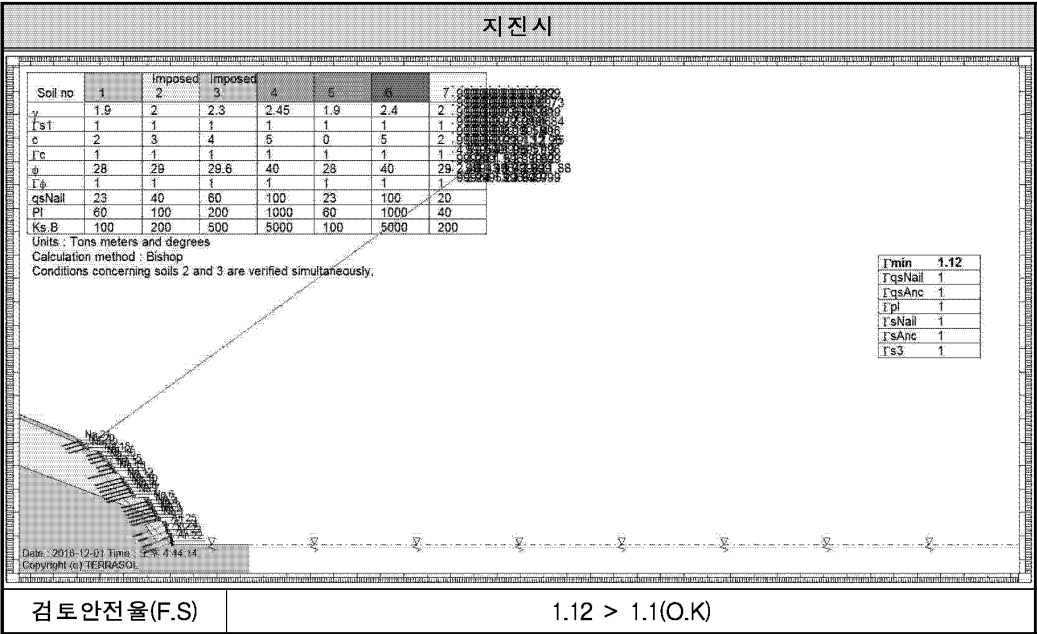
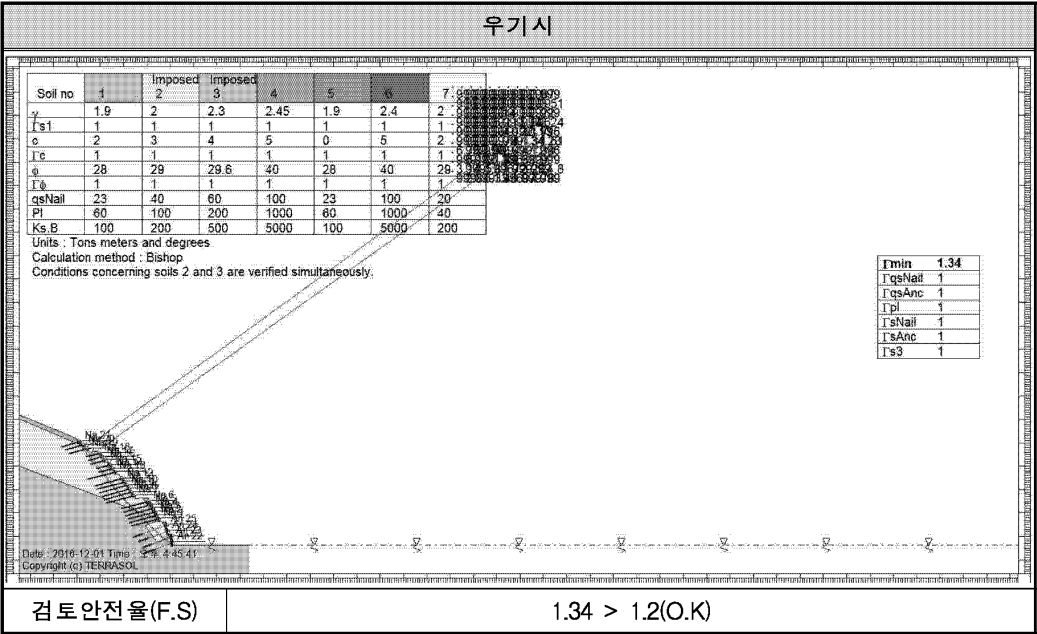
구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
C-C' 단면	2.23	1.39	1.16	O.K	

D-D' 단면



한계평형 해석 결과





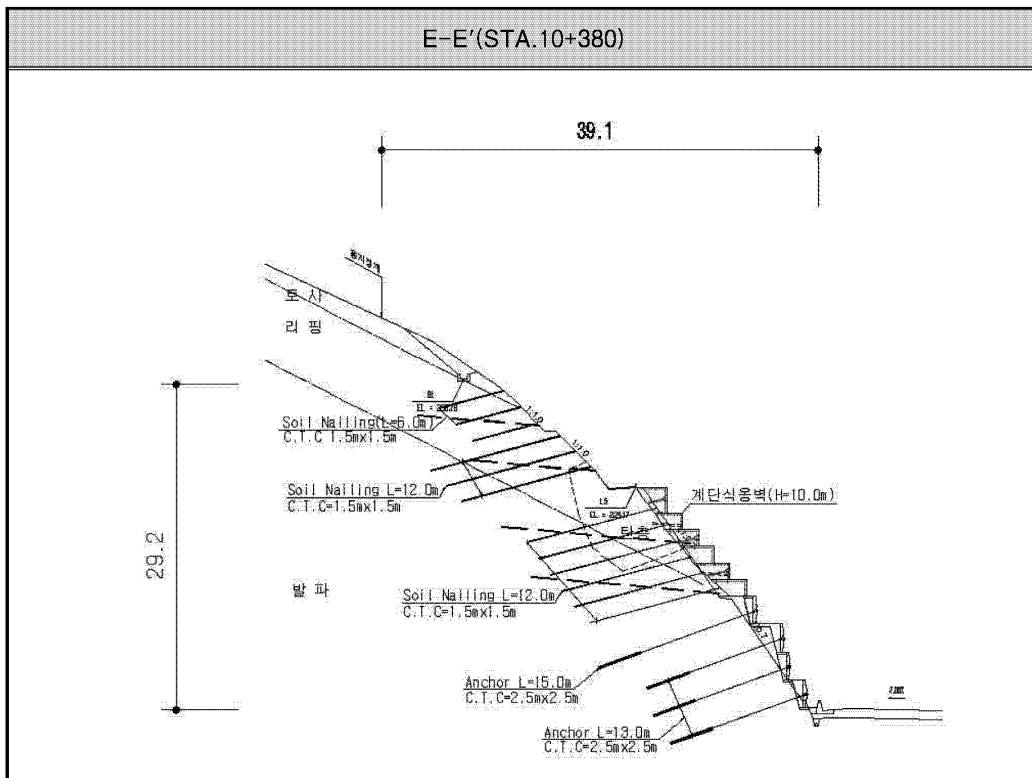
검토결과

구 분	한계 평형해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
D-D' 단면	1.90	1.34	1.12	O.K	

5.3.3 경사조정 + Nailing 보강안(3안)

경사조정안에 대한 한계평형해석의 경우 리핑암이 출현하는 3소단부(30m 높이) 이상으로 안정성을 확보할 수 있는 경사인 1:1.8을 적용하여 검토하였다. 하부 암반구간의 경사가 현재 1:1.0 경사로 상부 1:1.8경사에 비해 급경사를 이루게 된다. 상부 리핑암 및 토사의 경사를 완화시키고자 하므로 비탈면 전체 안정성 해석은 파괴 포락선이 과다하여 현실적인 보강대책을 수립하는데 어려움이 있을 것으로 판단된다. 따라서 상부 리핑암 및 토사 구간에 대한 검토와 하부 암반구간에 대한 검토로 나누어 현실적인 보강대책이 이루어 질수 있도록 하였다. 경사조정 구간을 STA. 10+380~10+480(L=100m) 으로 계획함에 따라 시점 구간과 종점 구간인 STA.10+380, STA. 10+480은 현재 경사를 적용하여 한계평형 해석을 수행하였다.

● E-E' 단면



건기시

Soil no	1	Imposed 2	Imposed 3	4	5	6	7
fs1	1.9	2	2.4	2	2.45	1.9	2.4
e	2	3	4	2	5	0	0
c	1	1	1	1	1	1	1
s	28	29	28.6	29	40	28	28
q	1	1	1	1	1	1	1
Na	23	40	60	20	100	23	23
Pl	60	100	200	40	1000	60	60
Ks, B	100	200	500	80	5000	100	100

Units : Tons meters and degrees
 Calculation method : Bishop
 Conditions concerning soils 2 and 3 are verified simultaneously.

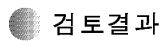
	Fmin	2.17
fsNa	1	1
fsAnc	1	1
Pl	1	1
fsNa	1	1
fsAnc	1	1
fs3	1	1

Date : 2018-12-01 Time : 20:55:02.15
 Copyright (c) TERRASOL

검토안전율(F.S)

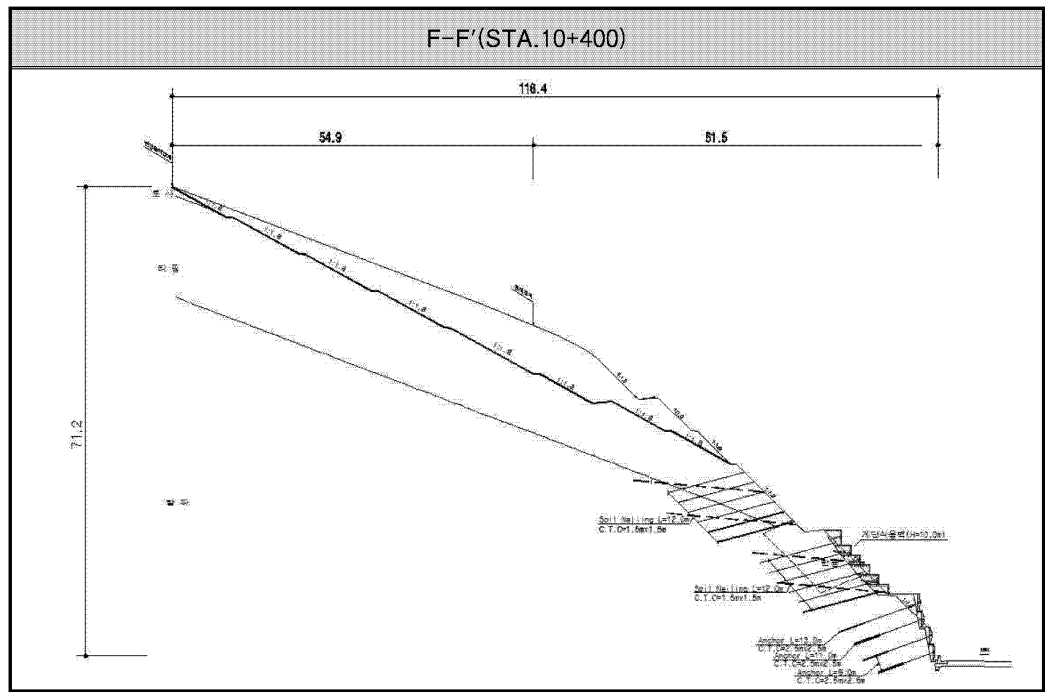
2.17 > 1.5(O.K)

– 87 –

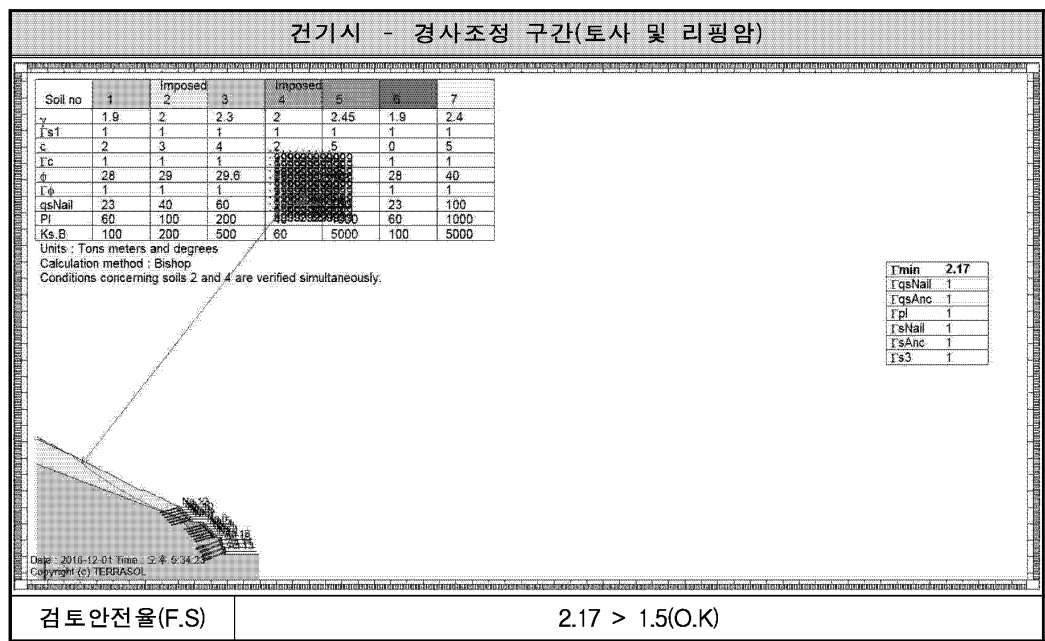


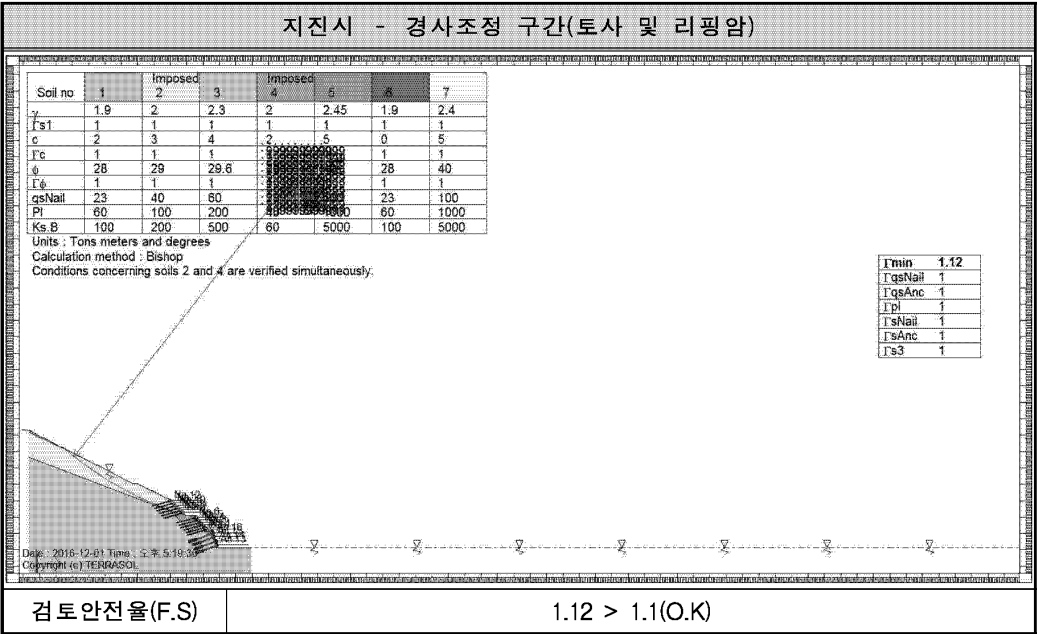
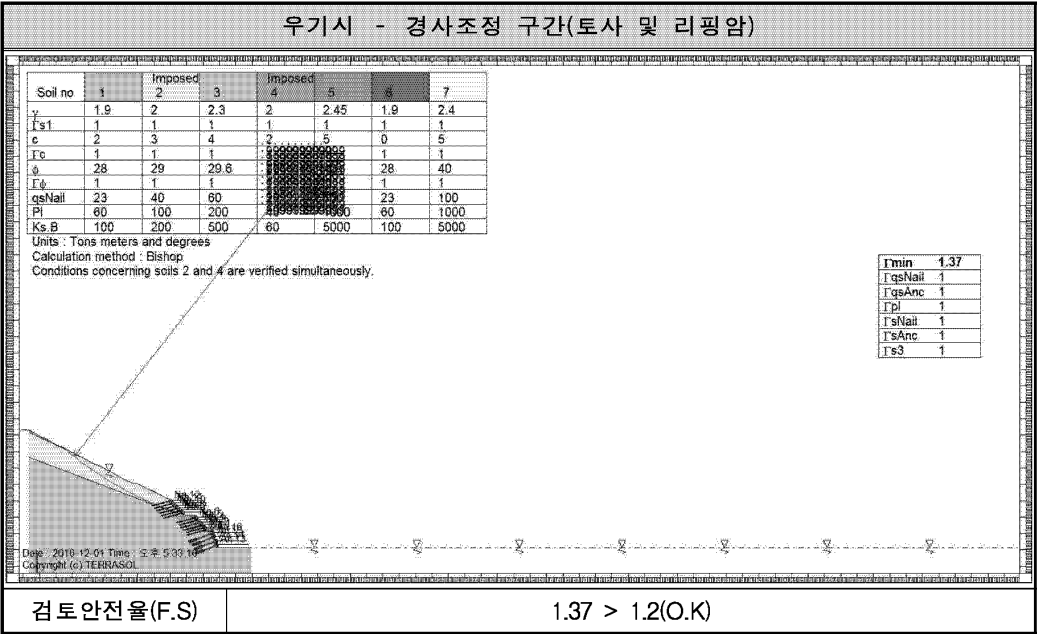
- 88 -

F-F' 단면



한계평형 해석 결과





검토결과

구 분	한계 평형해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
F-F' 단면(상부)	2.17	1.37	1.12	O.K	1:1.8 적용

건기시 - Nailing 보강 구간(발파암)

Soil no	1	2	Imposed 3	Imposed 4	5	6	7
γ	1.9	2	2.3	2	2.45	1.9	2.4
τ_{s1}	1	1	1	1	1	1	1
c	2	3	4	2	5	0	5
τ_c	1	1	1	1	1	1	1
ϕ	28	29	29.6	29	40	28	40
τ_{sNail}	23	40	60	20	100	23	100
PI	60	100	200	40	1000	60	1000
Ks.B	100	200	500	60	5000	100	5000

Units : Tons meters and degrees

Calculation method : Bishop

Conditions concerning soils 3 and 4 are verified simultaneously.

τ_{min}	2.67
τ_{sNail}	1
τ_{sAnc}	1
τ_{sNail}	1
τ_{sAnc}	1
τ_{s3}	1

Date: 2016-12-01 Time : 오후 5:36:44

Copyright (c) TERRASOIL

검토 안전율(F.S)

2.67 > 1.5(O.K)

우기시 - Nailing 보강 구간(발파암)

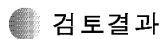
Soil no	1	2	Imposed 3	Imposed 4	5	6	7
y	1.9	2	2.3	2	2.45	1.9	2.4
f _{s1}	1	1	1	1	1	1	1
c	2	3	4	2	5	0	5
f _c	1	1	1	1	1	1	1
φ	28	29	29.6	29	40	28	40
f _{ch}	1	1	1	1	1	1	1
qsNail	23	40	60	20	100	23	100
PI	60	100	200	40	1000	60	1000
Ks.B	100	200	500	60	5000	100	5000

Units : Tons meters and degrees
Calculation method : Bishop
Conditions concerning soils 3 and 4 are verified simultaneously.

Tmin	1.94
IqsNail	1
IqsAnc	1
Ipl	1
I _s Nail	1
I _s Anc	1
I _s 3	1

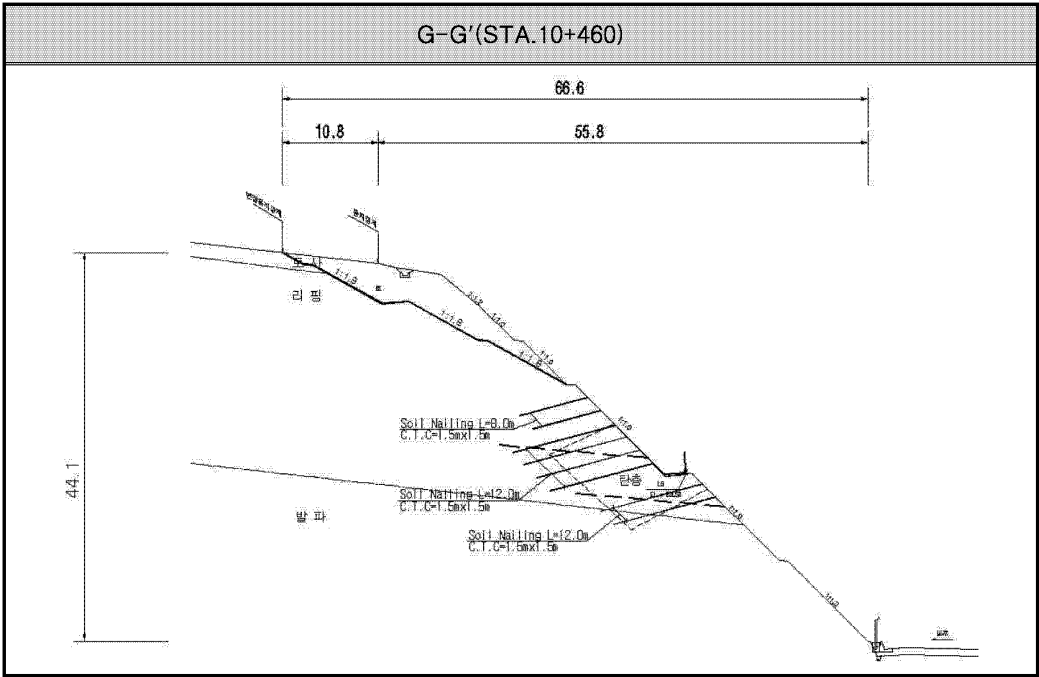
Date : 2016-12-01 Time : 오후 5:36:05
Copyright (c) TERRACSO

검토 안전율(F.S)1.94 > 1.2(O.K)

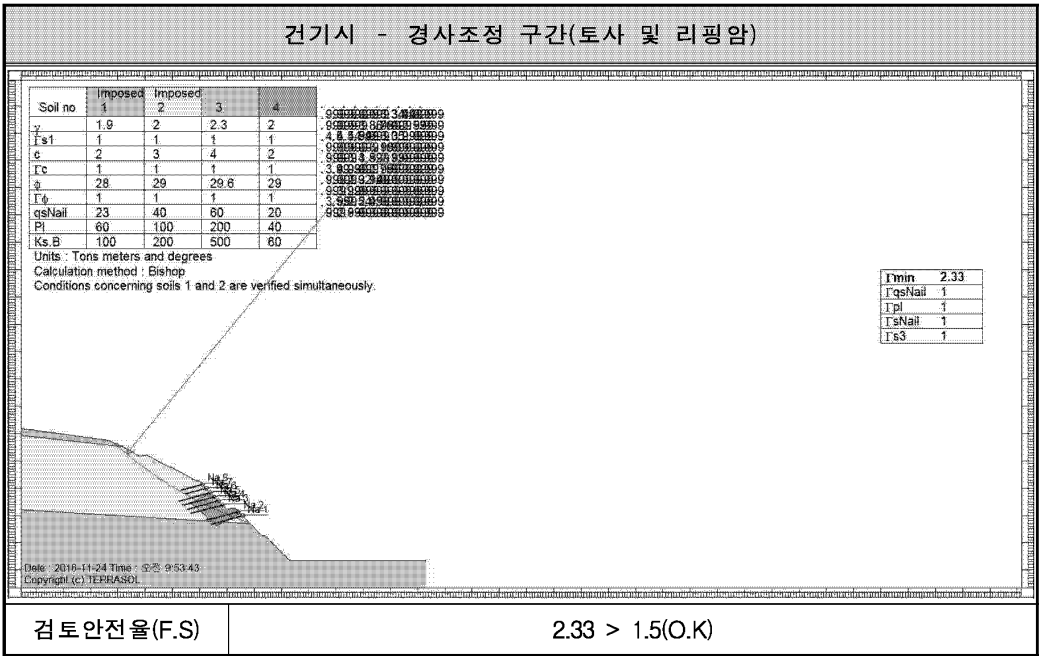


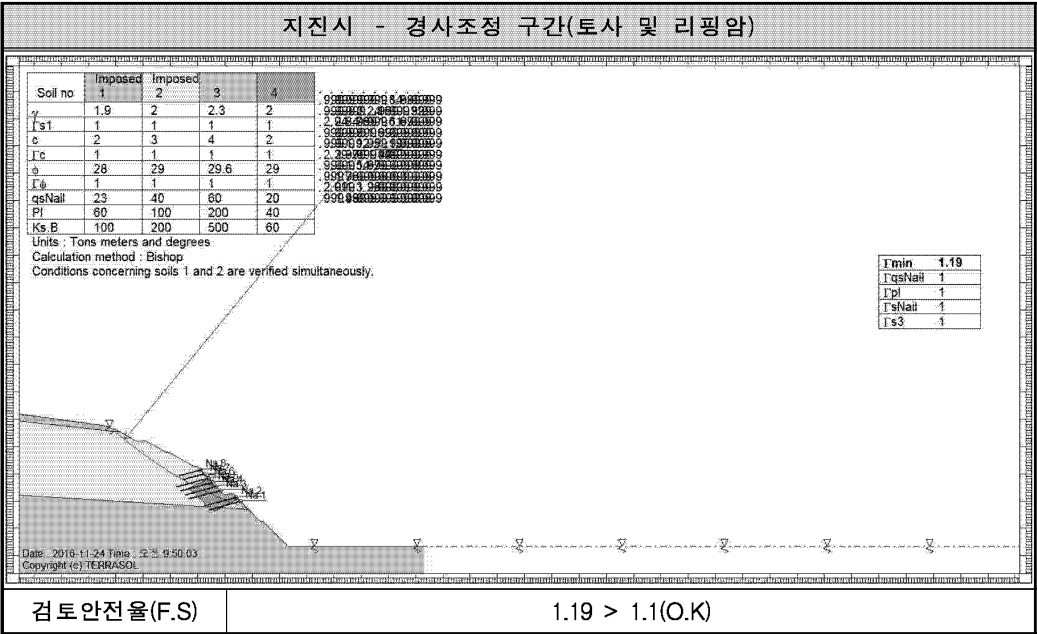
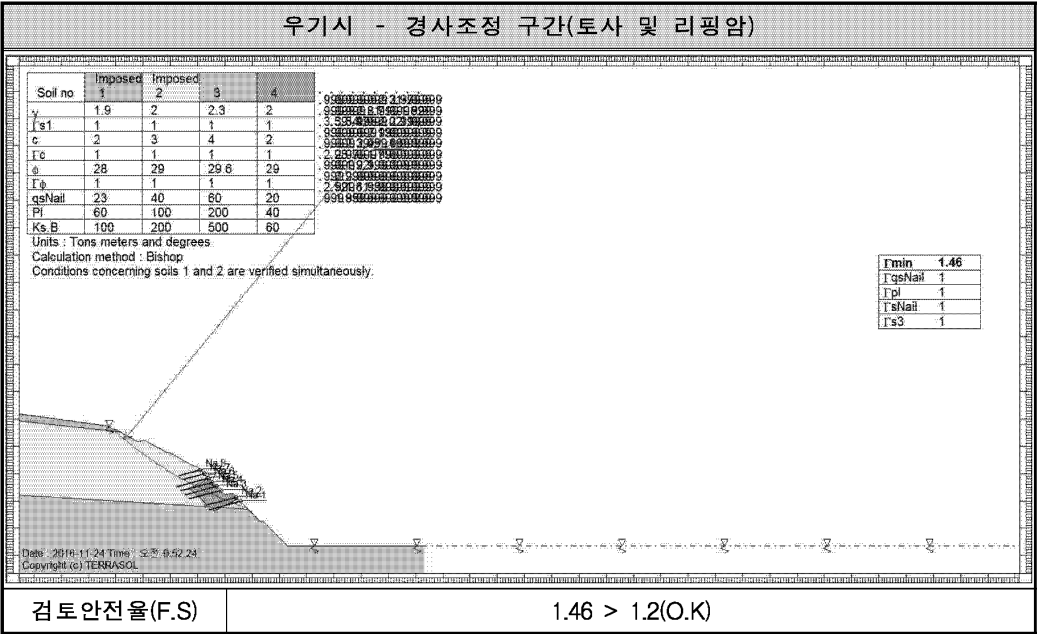
– 92 –

G-G' 단면



한계평형 해석 결과

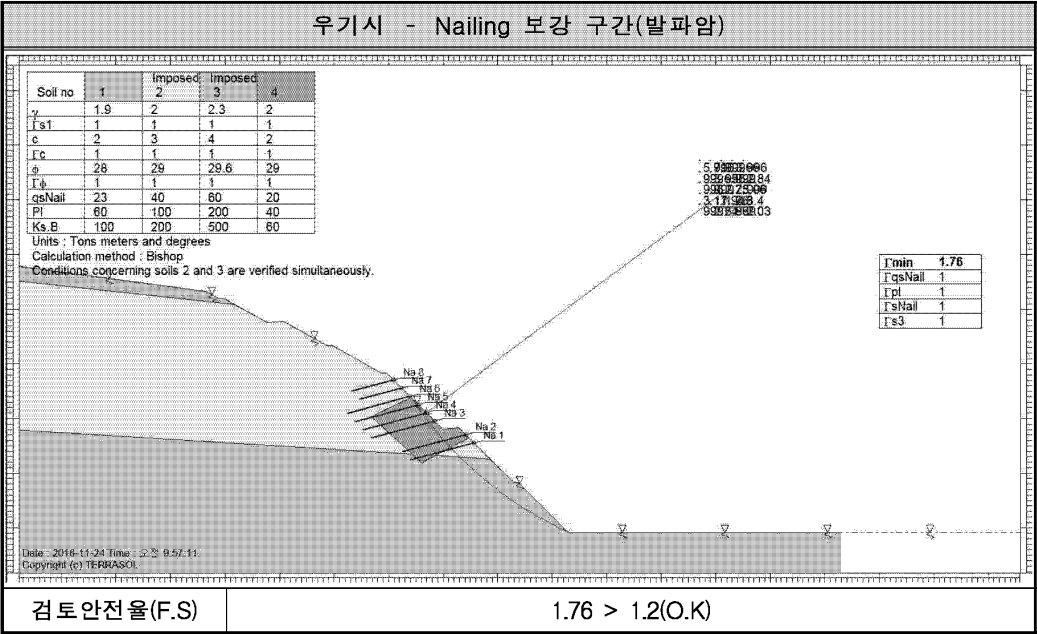
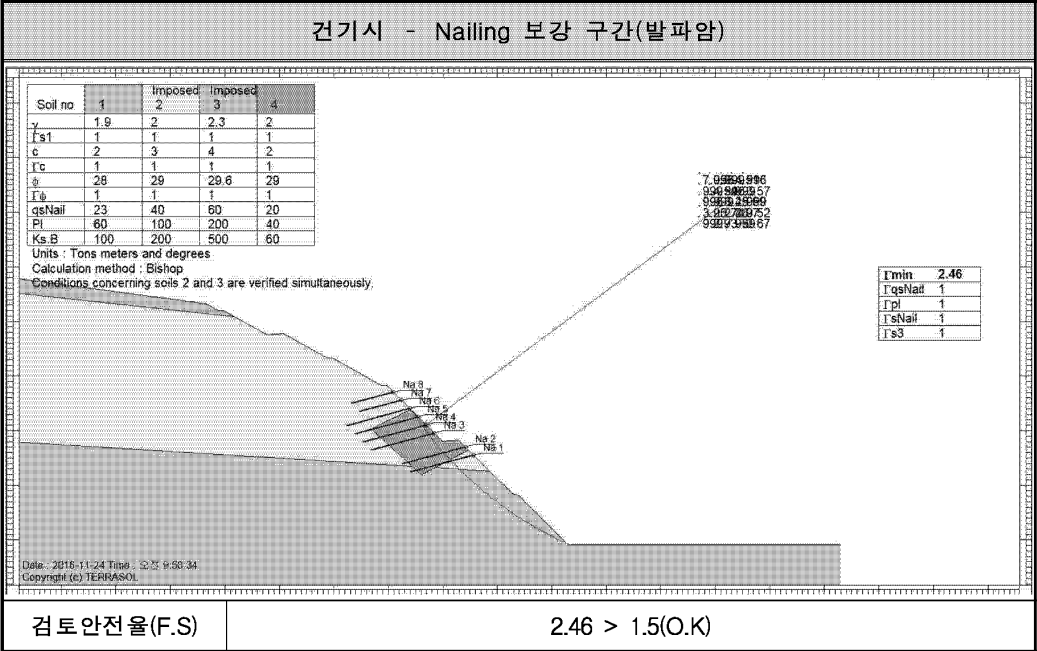


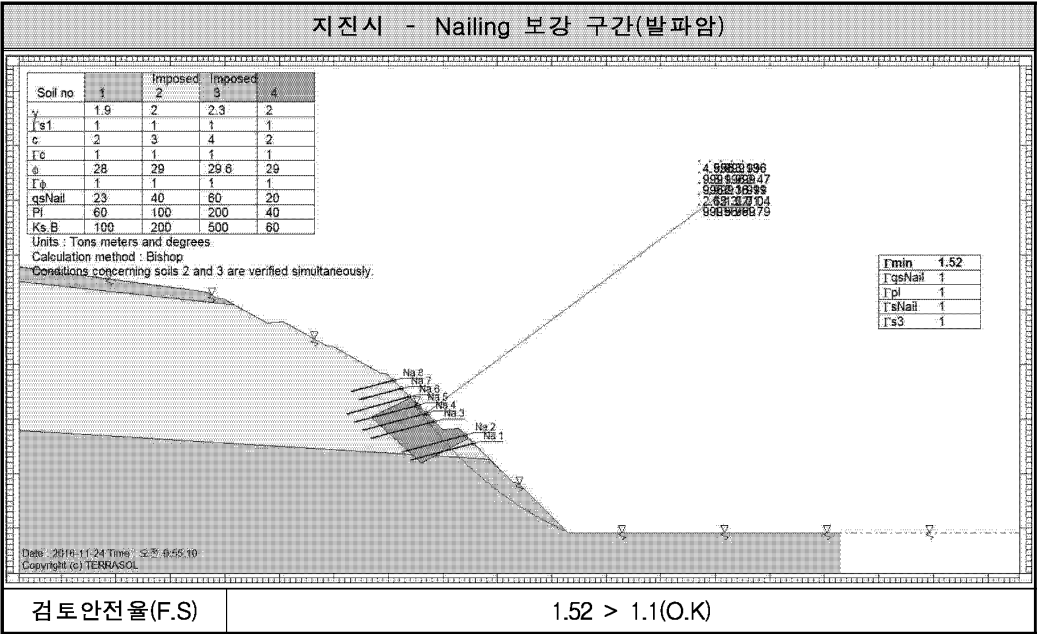


검토결과

구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
G-G' 단면(상부)	2.33	1.46	1.19	O.K	1:1.8적용

한계평형 해석 결과(계속)

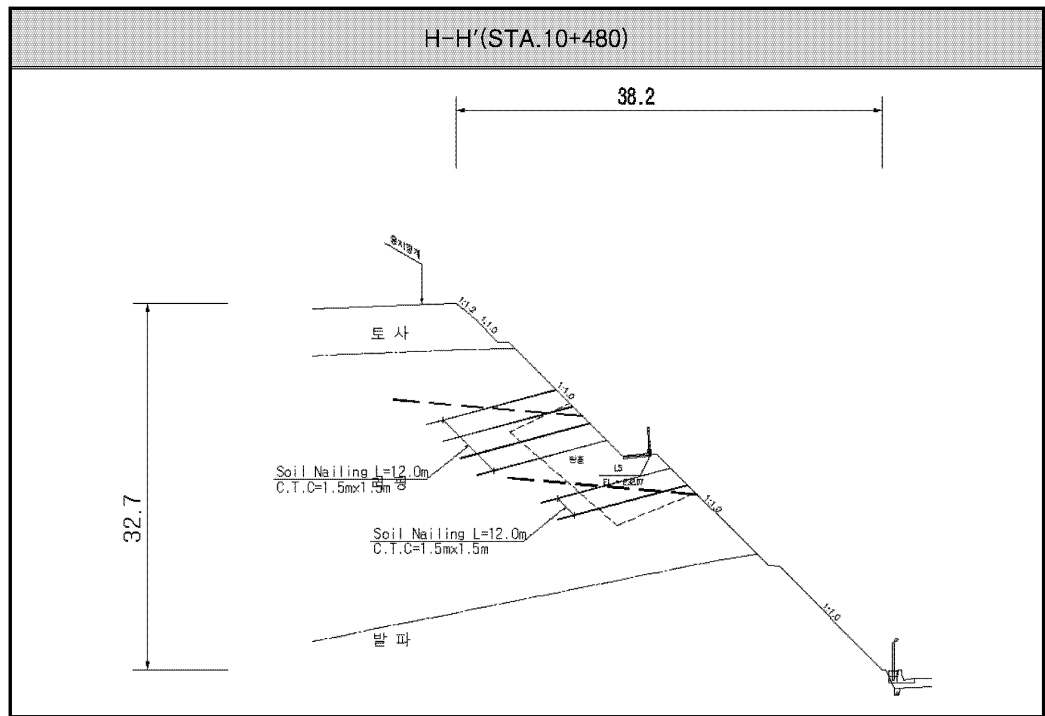




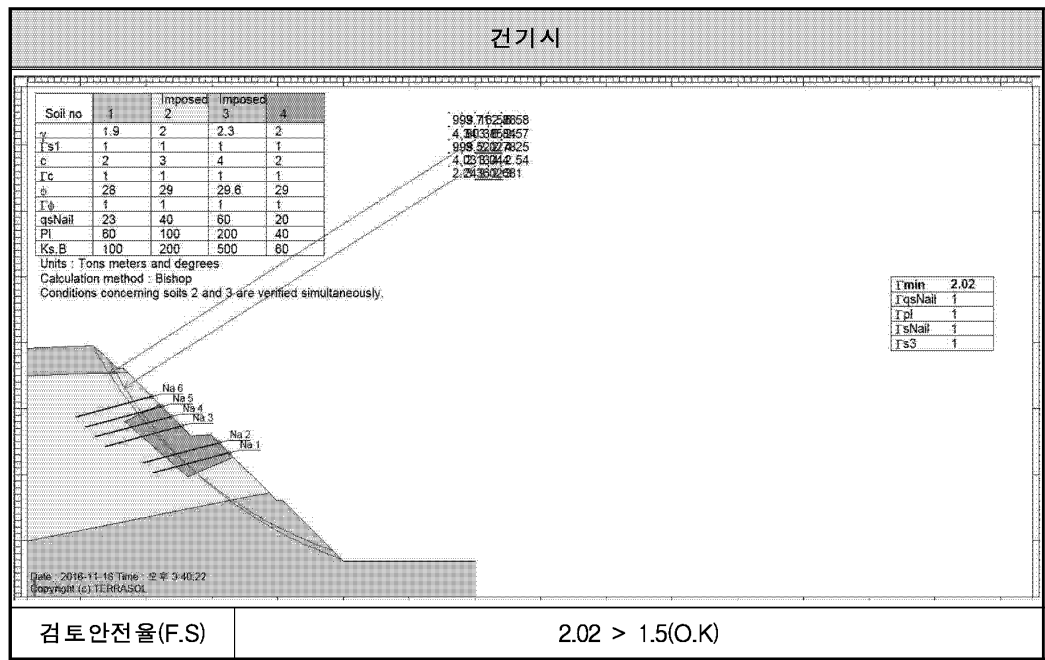
검토결과

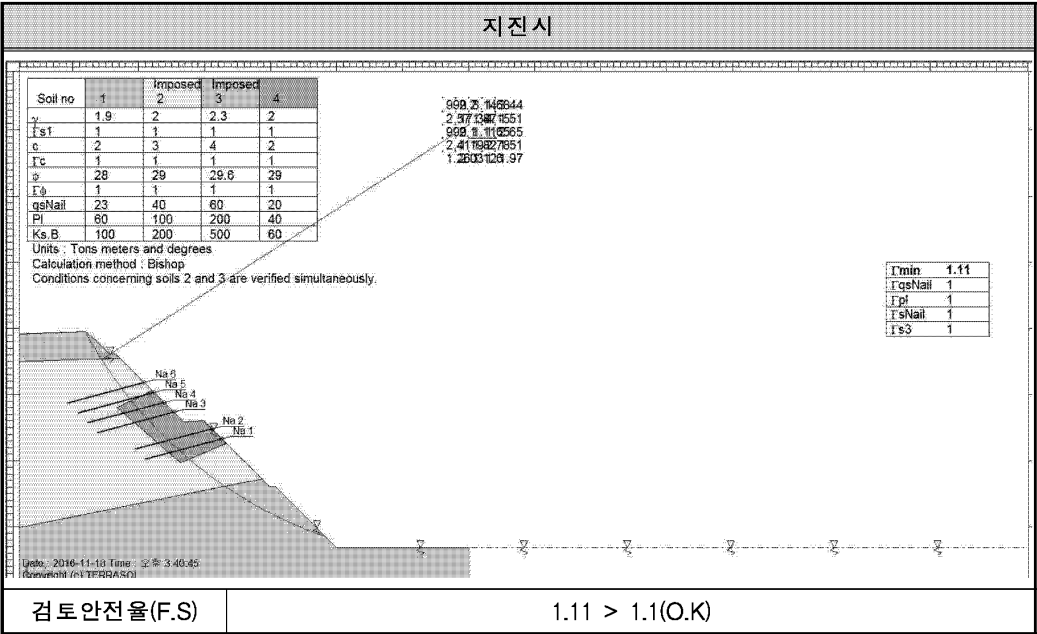
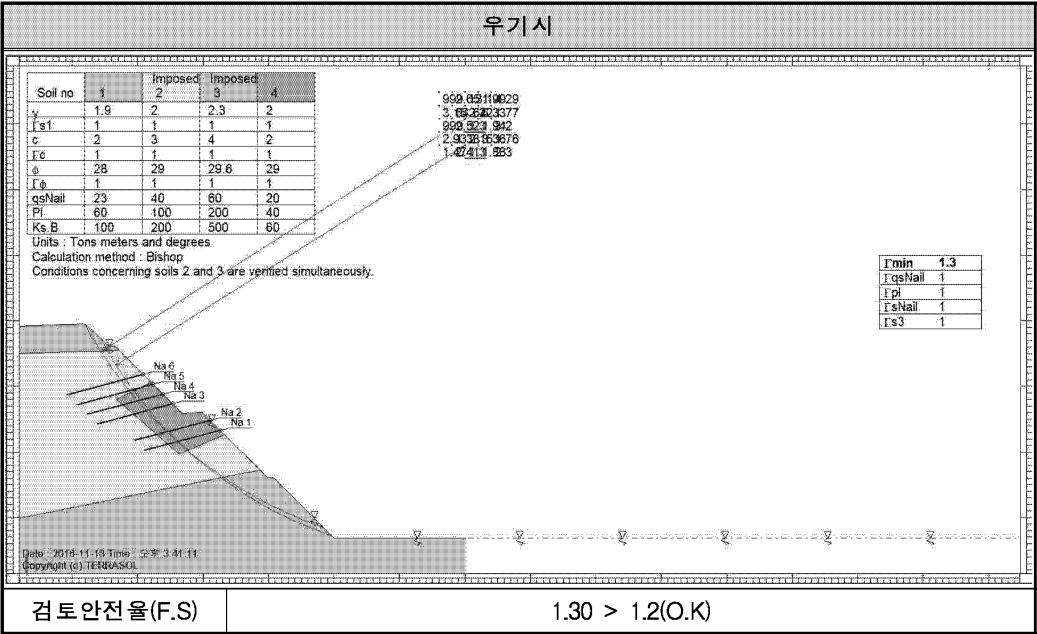
구 분	한계 평형해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
G-G' 단면(하부)	2.46	1.76	1.52	O.K	1:1.0적용

H-H' 단면



한계평형 해석 결과





검토결과

구 분	한계 평형 해석			평 가	비 고
	건기시	우기시	지진시		
H-H' 단면	2.02	1.30	1.11	O.K	

한계평형해석 결과

구 분		한계평형해석			평 가	비 고
		건기시	우기시	지진시		
10+160(A-A')		1.99	1.33	1.14	O.K	Nailing + 쑈크리트
10+220(B-B')		3.28	2.10	1.70	O.K	
10+280(C-C')		2.23	1.39	1.16	O.K	계단식옹벽 + Nailing
10+300(D-D')		1.90	1.34	1.12	O.K	
10+380(E-E')		2.17	1.72	1.44	O.K	경사조정 + Nailing
10+400(F-F')	상부	2.17	1.37	1.12	O.K	
	하부	2.67	1.94	1.63		
10+460(G-G')	상부	2.33	1.46	1.19	O.K	
	하부	2.46	1.76	1.52		
10+480(H-H')		2.02	1.30	1.11	O.K	

Nailing + 쑈크리트 보강안에 대한 한계평형해석 결과 검토안전율이 지진시 1.14~1.70, 계단식 옹벽 + Nailing 보강 안에 대한 한계평형해석 결과 검토안전율이 지진시 1.12~1.16로 기준안전율 1.1을 만족하여 안정성을 확보하는 것으로 검토되었고, 경사조정 + Nailing 보강 안에 대한 한계평형해석 결과 검토안전율이 지진시 1.11~1.63으로 기준안전율 1.1을 만족하여 안정성을 확보하는 것으로 검토되었다.

5.4 결론 및 제언

5.4.1 검토목적

본 검토는 상주~영천간 민자고속도로 제 6공구 중 깎기 비탈면 7,8구간의 시공중에 예상치 못한 일부 연약한 탄질층이 출현함에 따라 현재 현장상황에 적합한 보강대책을 수립하는데 그 목적이 있다.

5.4.2 안정성 검토 결과

현재 당초 설계(안)를 적용하여 시공중에 있으나 탄질층의 출현으로 추가보강이 필요한 개소를 대표단면으로 하여 안정해석을 수행한 결과는 다음과 같다.

● 대책공법 검토결과

구 분		한계 평형 해석			평 가	비 고
		건기시	우기시	지진시		
10+160(A-A')		1.99	1.33	1.14	O.K	Nailing + 쑏크리트
10+220(B-B')		3.28	2.10	1.70	O.K	
10+280(C-C')		2.23	1.39	1.16	O.K	계단식옹벽 + Nailing
10+300(D-D')		1.90	1.34	1.12	O.K	
10+380(E-E')		2.17	1.72	1.44	O.K	경사조정 + Nailing
10+400(F-F')	상부	2.17	1.37	1.12	O.K	
	하부	2.67	1.94	1.63		
10+460(G-G')	상부	2.33	1.46	1.19	O.K	
	하부	2.46	1.76	1.52		
10+480(H-H')		2.02	1.30	1.11	O.K	

5.4.3 시공중 관리 계획

파업구간의 지반은 대기에 장시간 노출시 급격한 풍화로 인하여 강도저하가 쉽게 일어나는 특성을 갖는다.

현재 표면 폐합을 위한 슛크리트 타설을 진행중이거나 이미 타설이 완료된 개소 중 인장균열이 발생하였거나 일부 탈락된 개소가 관찰되고 있다. 하부 암반층의 암질이 매우 불량하고 예상치 못한 탄층의 출현으로 발생하는 상황으로 판단된다.

따라서 Nailing 시공을 위한 천공작업시 암반의 이완에 주의하여야 하며 천공작업 전 1차 슛크리트를 표면에 타설하여 암반의 이완을 최소화 하여야 한다. 네일링과 네일링 사이는 철근 띠장 등과 같은 공법의 적용으로 일체화 시공을 추천하는 바이며 슛크리트의 타설 두께는 피복 효과가 발현될 수 있도록 충분한 두께로 타설하여야 할 것이다.

● 계단식 옹벽 구간

STA.10+270~10+300구간은 STA.10+300을 지점으로 판넬식 옹벽의 마감부와 접하게 되는 구조다. STA.10+300지점에 일부 소규모 붕락 발생으로 지반이 이완되어 있는 상태이므로 이 부분은 현장 시공여건에 맞추어 콘크리트 등으로 되메움 하여 표면폐합 후 일체화 시키는 것이 안정성 측면에서 타당할 것으로 판단된다.

STA.10+367~10+400구간은 계단식옹벽의 기초가 판넬식 옹벽 상단에 직접 설치가 되어 판넬식 옹벽에 상재하중으로 작용할 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 계단식 옹벽과 판넬식 옹벽 사이의 원지반에 대한 압축강도 시험을 수행하고 지지력을 확인하여야 할 것으로 판단된다.

● STA.10+380~10+480 구간

해당구간은 현재 비탈면 내 진행성 인장균열이 발생되어 있다. 비탈면 내부에서 발생하는 진행성 인장균열은 표층파괴에 적용하는 쏘일 네일링이나 슛크리트 만으로는 보강 효과가 미미할 수 있으므로 근본적인 불안정한 요소를 제거하여 비탈면의 장기적인 안정성을 확보할 수 있는 경사조정 공법이 가장 타당할 것으로 판단된다. 경사조정 공법을 적용하여 불안정한 인장균열을 제거한 직후에도 현장조사를 수행하여 절리 및 지층의 상태를 확인 및 관찰하여 충분히 안정성을 확보할 수 있도록 하여야 할 것이다.

표면보호를 위한 녹화공법 적용시 지반의 이완된 절리상태 및 풍화에 취약한 퇴적암의 상태를 감안한 후 현장여건에 맞추어 T=5cm(유망)를 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.