



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](#)

工學博士 學位論文

경상분지 양산단층대구간 파괴 비탈면에서
불연속면 전단강도 평가

Evaluation of Shear Strength of Discontinuity Plane
in Failed Slopes of Yangsan Fault System in Gyeongsang Basin



2018 年 06 月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

金昌鎬

本 論 文 을 金 昌 鎬 의 工 學 博 士 學 位 論 文 으 로 허 가 함

委 員 長 : 김 낙 영 (印)

委 員 : 정 경 자 (印)

委 員 : 강 기 천 (印)

委 員 : 경 갑 수 (印)

委 員 : 김 태 형 (印)

2018 年 6 月

韓 國 海 洋 大 學 校 大 學 院

목 차

List of Tables	iv
List of Figures	vii
Abstract	x v

1. 서 론

1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 연구의 내용	5

2. 연구대상 현장 기존 자료

2.1 경상분지 지질현황	8
2.2 양산 단층대	12
2.2.1 위치 및 생성	12
2.2.2 지질	14
2.3 분석대상 고속도로 비탈면	15
2.3.1 개요	15
2.3.2 대상 비탈면	15
2.4 대상 고속도로 통과구간 지질현황	17
2.4.1 광역 지질 현황	17
2.4.2 광역지구조 현황	18
2.4.3 절취 비탈면 안정성 예측	19

2.5 기반암 및 불연속면 전단강도 산정	20
2.5.1 기반암	20
2.5.2 암반 불연속면(절리면)	28

3. 연구대상 전단강도 재산정 결과 분석

3.1 전단강도 산정방법	
3.1.1 개요	38
3.1.2 전단강도 재산정 방법	41
3.2 암반비탈면 파괴유발원인 및 유형 분석	47
3.3 절리 불연속면 전단강도 재산정 결과 분석	
3.3.1 절리 파괴유형	50
3.3.2 절리 불연속면으로 인한 비탈면 파괴 사례	51
3.3.3 재산정 결과	80
3.4 층리 불연속면 전단강도 재산정 결과 분석	
3.4.1 층리 파괴유형	84
3.4.2 단층 불연속면으로 인한 비탈면 파괴 사례	85
3.4.3 재산정 결과	109
3.5 단층 불연속면 전단강도 재산정 결과 분석	
3.5.1 단층 파괴유형	112
3.5.2 단층 불연속면으로 인한 비탈면 파괴 사례	113
3.4.3 재산정 결과	140

4. 연구대상 비탈면의 전단강도 분석	
4.1 개요	143
4.2 점착력과 내부마찰각	143
4.3 Mohr-Coulomb 파괴기준	154
4.4 내부마찰각과 불연속면각	160
5. 결 론	165
참고문헌	168



List of Tables

Table 2.1 Geological ages and formation of Busan · Ulsan · Gyeongsangnamdo-provinces	10
Table 2.2 Engineering characteristics of rocks in Busan · Ulsan · Gyeongsangnamdo-provinces	11
Table 2.3 Number of slope face, failure section, and re-evaluated shear strength slope section	16
Table 2.4 Geological status of Busan ~ Ulsan expressway	18
Table 2.5 RMR classification criteria and score(Bieniawski, 1989)	20
Table 2.6 Rating adjustment for discontinuity orientations (Bieniawski, 1989)	21
Table 2.7 Rock mass classes from total rating(Bieniawski, 1989)	21
Table 2.8 Meaning rock mass classes(Bieniawski, 1989)	21
Table 2.9 Test results of cut slope rock cores	22
Table 2.10 Calculation result of rock section of cut slope RMR(1/6) ..	23
Table 2.11 Calculation result of rock section of cut slope RMR(2/6) ..	24
Table 2.12 Calculation result of rock section of cut slope RMR(3/6) ..	25
Table 2.13 Calculation result of rock section of cut slope RMR(4/6) ..	26
Table 2.14 Calculation result of rock section of cut slope RMR(5/6) ..	27
Table 2.15 Calculation result of rock section of cut slope RMR(6/6) ..	28
Table 2.16 Shear strength of rock	28
Table 2.17 Basic friction angle for various rocks(Barton, 1973)	29
Table 2.18 Shear strength of rock slope(Hoek and Bray, 1981)	29
Table 2.19 Basic friction angle ϕ_b to rock type(Barton, 1982)	29

Table 2.20	Shear strength of filled discontinuities in rock and filling materials(Barton, 1974)	30
Table 2.21	Friction angles of rock mass considering discontinuity (Wyllie, 1992)	31
Table 2.22	Joint shear strength test results of rock	31
Table 2.23	Joint shear test equipment and test view	32
Table 2.24	Unconfined compressive and joint compressive strengths of rocks(Korea Expressway Corporation, 2001)	34
Table 2.25	Basic friction angle of shale and sandstone(Korea Expressway Corporation, 2001)	35
Table 2.26	Estimated results of shear strength for joint and clay gouge zone	37
Table 2.27	Research application ground properties of rock discontinuity	37
Table 3.1	Shear strength of soils in nature (Ministry of land, transportation and maritime affairs, 2006)	44
Table 3.2	General shear strength of sand rock, shale and limestone (Hunt, 1984; 정형식, 2004)	44
Table 3.3	To determine c according to the thickness of the active rock (정형식, 2004)	45
Table 3.4	Failure types of discontinuities for all slopes	47
Table 3.5	Failure types of discontinuities related to joint plane	50
Table 3.6	Results of re-evaluated shear strength on joint plane filled by clay	80
Table 3.7	Results of re-evaluated shear strength on joint plane filled by shattered material	82
Table 3.8	Results of average shear strength on all joint planes	82
Table 3.9	Failure types of discontinuities related to bedding plane	84

Table 3.10	Results of re-evaluated shear strength on bedding plane filled by clay	109
Table 3.11	Results of re-evaluated shear strength on bedding plane filled by shattered material	110
Table 3.12	Results of average shear strength on all bedding planes	111
Table 3.13	Failure types of discontinuities related to fault plane ...	112
Table 3.14	Results of re-evaluated shear strength on fault plane filled by clay	141
Table 3.15	Results of re-evaluated shear strength on fault plane filled by shattered material	142
Table 3.16	Results of average shear strength on all fault planes ...	142



List of Figures

Fig. 1.1 Busan~Ulsan expressway and its surrounding fault systems	4
Fig. 2.1 Location and geological map of the Gyeongsang Basin	9
Fig. 2.2 Fault system in Gyeongsang basin of Busan · Ulsan · Gyeongsangnamdo-provinces(우상우 등, 2015)	13
Fig. 2.3 Geological status of the passing tracks in Busan~Ulsan expressway	17
Fig. 2.4 Status of Yangsan fault system in Busan · Ulsan · Gyeongsangnamdo-provinces	19
Fig. 2.5 Roughness profiles and corresponding Joint roughness chart values(Barton and Choubey,1974)	33
Fig. 2.6 The relationship between friction angle and cohesion (Hoek and Bray, 1974)	36
Fig. 3.1 Relationship between friction angle and cohesion (Hoek and Bray, 1974)	39
Fig. 3.2 Evaluation procedure of shear strength	40
Fig. 3.3 Cross sectional view the target slope	41
Fig. 3.4 Geological state after slope failure	42
Fig. 3.5 Developed situation of clay filled bedding plane	42
Fig. 3.6 Cross sectional view of slope failure	43
Fig. 3.7 Relationships between friction angle and cohesion(You, 2002)	46
Fig. 3.8 All slopes of failure types considered in analysis	48
Fig. 3.9 Typical failure types of rock slopes	49
Fig. 3.10 Failure types of discontinuities related to joint plane	50
Fig. 3.11 Cross sectional view of slope in design	52
Fig. 3.12 Geological state after slope failure	53

Fig. 3.13 Poor ground condition at the starting point section	53
Fig. 3.14 Good ground condition at the middle section	54
Fig. 3.15 Poor ground condition at the ending point section	54
Fig. 3.16 Slope failure and tension crack at the starting point section	56
Fig. 3.17 Slope falling location at 'A' section	56
Fig. 3.18 Potential plane failure due to joint and fault at the right middle section	57
Fig. 3.19 Potential wedge failure due to joint or fault at the ending point section	57
Fig. 3.20 Cross sectional view of slope failure at STA.1+240	58
Fig. 3.21 Results of analyses of plane failure using stereographic projection method	59
Fig. 3.22 Results of analyses of wedge failure using stereographic projection method	60
Fig. 3.23 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+240	61
Fig. 3.24 Reinforced slope at the starting point section	62
Fig. 3.25 Dry case at the starting point section($F_s: 1.80 > 1.5$)	62
Fig. 3.26 Rainy case at the starting point section($F_s: 1.23 > 1.2$)	63
Fig. 3.27 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+320	64
Fig. 3.28 Reinforced slope at the right middle section and ending point section	64
Fig. 3.29 Dry case at the middle and ending point section($F_s: 1.82 > 1.5$) ..	65
Fig. 3.30 Rainy case at the middle and ending point section($F_s: 1.22 > 1.2$)	65
Fig. 3.31 Cross sectional view of slope adopted in design	66
Fig. 3.32 State of geological and ground at the 5th section, STA.1+360 ~1+580	67

Fig. 3.33 Detailed distribution of ground at the starting point section	68
Fig. 3.34 Detailed distribution of ground at the starting point of the central section	68
Fig. 3.35 Detailed distribution of ground at the ending point of the central section	69
Fig. 3.36 Detailed distribution of ground at the ending point section	69
Fig. 3.37 Direction of discontinuous planes on the stereonet	70
Fig. 3.38 Detailed situation of main joint planes(J1)	71
Fig. 3.39 Detailed situation of sub joint planes	71
Fig. 3.40 Detailed situation of fault and main joint planes(J2)	72
Fig. 3.41 Detailed situation of fault and fault fractured zone	72
Fig. 3.42 Slope failure at the starting section	73
Fig. 3.43 Slope failure at 'A' section(1 st catchbench bottom)	73
Fig. 3.44 Slope failure at 'B' section(2 nd catchbench bottom)	74
Fig. 3.45 Slope failure at the ending section	74
Fig. 3.46 Slope failure at 'C' section(1 st catchbench top)	75
Fig. 3.47 Slope failure at 'D' section(1 st catchbench bottom)	75
Fig. 3.48 Slope failure at 'E' section(2 nd catchbench bottom)	76
Fig. 3.49 Erosion by rainwater in a fault fractured zone	76
Fig. 3.50 Cross section of back analysis at STA.1+500	77
Fig. 3.51 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+500	78
Fig. 3.52 Dry case at STA.1+500($F_s: 1.75 > 1.50$)	79
Fig. 3.53 Rainy case at STA.1+500($F_s: 1.29 > 1.20$)	79
Fig. 3.54 Failure types of discontinuities related to bedding plane	84
Fig. 3.55 Cross sectional view of slope in design	86

Fig. 3.56 Geological strata in slope failure	87
Fig. 3.57 Distribution of ground and discontinuous planes at the target slope near starting point	88
Fig. 3.58 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'A' section	88
Fig. 3.59 Distribution of ground and discontinuous planes at the target slope near middle point	89
Fig. 3.60 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'B' section	89
Fig. 3.61 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'C' section	90
Fig. 3.62 Distribution of ground and discontinuous planes at the target slope near ending point	90
Fig. 3.63 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'D' section	91
Fig. 3.64 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'F' section	91
Fig. 3.65 Cross sectional view of slope failure at STA.1+000	92
Fig. 3.66 Dry case($F_s: 1.80 > 1.50$)	93
Fig. 3.67 Rainy case($F_s: 1.20 > 1.20$)	94
Fig. 3.68 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+000	94
Fig. 3.69 Cross sectional view of slope adopted in design	95
Fig. 3.70 State of geological and ground at the 3 rd section, STA.2+600~2+960	97
Fig. 3.71 Whole developed situation of discontinuous plane at target slope	· 98
Fig. 3.72 Developed situation of clay filled bedding plane at 'A' section	· 98

Fig. 3.73 Developed situation of clay filled bedding plane clay at 'B' section	· 99
Fig. 3.74 Developed situation of clay filled bedding plane at 'C' section	· 99
Fig. 3.75 Developed situation of clay filled bedding plane clay at 'D' section	· 100
Fig. 3.76 Emerging groundwater from clay filled bedding plane clay at 'E' section	· 100
Fig. 3.77 State of joint plane clay at 'F' section	· 101
Fig. 3.78 Developed situation of fault at 'G' section	· 101
Fig. 3.79 Developed situation of fault at 'H' section	· 102
Fig. 3.80 Whole situation at slope failure site	· 103
Fig. 3.81 Tension crack at catchbench(3m) located at 40m ground level	· 103
Fig. 3.82 Tension crack at catchbench(1m) located at 45m ground level	· 104
Fig. 3.83 Cross section of back analysis at STA.2+740	· 105
Fig. 3.84 Cross section of analysis to reinforced and 1:1.8 grading slope at STA.2+740	· 106
Fig. 3.85 Dry case($F_s: 1.71 > 1.5$)	· 106
Fig. 3.86 Rainy case($F_s: 1.29 > 1.2$)	· 107
Fig. 3.87 Cross section of back analysis at STA.2+840	· 108
Fig. 3.88 Cross section of analysis to 1:1.8 grading slope at STA.2+840	· 108
Fig. 3.89 Failure types of discontinuities related to fault plane	· 112
Fig. 3.90 Cross sectional view of slope in design	· 114
Fig. 3.91 Geological state after slope failure	· 115
Fig. 3.92 "A" section; Detailed situation at the lower right fault plane	· 116
Fig. 3.93 "B" section; Detailed situation at fault plane; right catchbench 3m	· 116
Fig. 3.94 "C" section; Detailed situation at fault plane; right catchbench 1m	· 117
Fig. 3.95 "D" section; Detailed situation at right upper fault plane	· 117
Fig. 3.96 "E" section; Detailed situation at slope upper fault plane	· 118

Fig. 3.97 “F” section; Detailed situation at left joint planes and bedding plane	118
Fig. 3.98 Detailed situation of cutting slope failure	119
Fig. 3.99 Cross sectional view of slope failure at STA.4+720	120
Fig. 3.100 Study of plane failure of working design gradient(1:1.0)- instability	120
Fig. 3.101 Study of plane failure of working design gradient(1:1.0)-instability	121
Fig. 3.102 Plane failure analysis when gradient relaxation method is applied (1:1.2, 1:1.5, 1:1.8)	122
Fig. 3.103 Wedge failure analysis when gradient relaxation method is applied(1:1.2, 1:1.5)	122
Fig. 3.104 Range of application of slope failure measures	124
Fig. 3.105 Cross sectional view of slope at STA.4+720	124
Fig. 3.106 Cross sectional view of slope adopted in design	125
Fig. 3.107 Geological state after slope failure	127
Fig. 3.108 Ground situation at the right side of fault zone	127
Fig. 3.109 Ground situation at the left side of fault zone	128
Fig. 3.110 Major joint on the periphery of fault zone : Clay coating and severe weathering	129
Fig. 3.111 Major joint on the periphery of fault zone - poor joint planes	129
Fig. 3.112 Fault zone at middle slope(STA.0+090)	130
Fig. 3.113 Fault plane and fault with clay at ‘A’ section	130
Fig. 3.114 Fault zone at left slope(STA.0+160)	131
Fig. 3.115 Fault zone at ‘B’ section	131
Fig. 3.116 Geological state after slope failure	132
Fig. 3.117 Wedge failure at STA.0+080	132
Fig. 3.118 Toppling failure - Stability, Plane failure - Instability	133
Fig. 3.119 Results of analyses of wedge failure - Instability	134

Fig. 3.120 Cross section of back analysis at STA.0+080	135
Fig. 3.121 Cross sectional view of reinforced slope	136
Fig. 3.122 Dry case($F_s: 1.70 > 1.5$)	136
Fig. 3.123 Rainy case($F_s: 1.21 > 1.2$)	137
Fig. 3.124 Cross section of back analysis at STA.0+100	138
Fig. 3.125 Cross sectional view of reinforced slope	138
Fig. 3.126 Dry case($F_s: 2.27 > 1.5$)	139
Fig. 3.127 Rainy case($F_s: 1.53 > 1.2$)	139
Fig. 4.1 Relationship between the friction angle and cohesion obtained from the failed rock slope discontinuities in Gyeongsang basin(Yangsan fault system) with the data proposed from Hoek and Bray(1974)	144
Fig. 4.2 Relationship between the friction angle and cohesion to type of discontinuity with the data proposed from Hoek and Bray(1974) ·	146
Fig. 4.3 Comparison of cohesion values to discontinuity types and states	149
Fig. 4.4 Comparison of friction angle values to discontinuity types and states	150
Fig. 4.5 Relationship between the friction angle and cohesion obtained from the failed rock slope discontinuities in Gyeongsang basin(Yangsan fault system) with the data proposed from You(2002)	153
Fig. 4.6 Mohr-Coulomb model	154
Fig. 4.7 Shear strength versus normal stress curves applied Mohr-Coulomb failure criterion for bedding, joint, fault and averaged value	156
Fig. 4.8 Shear strength versus normal stress curves applied Mohr-Coulomb failure criterion for design, Hoek & Bray, and averaged value	157

Fig. 4.9 Mohr–Coulomb failure criterion expressed with principal stress
for bedding, joint, fault and averaged value 158

Fig. 4.10 Mohr–Coulomb failure criterion expressed with principal stress
for design, Hoek & Bray, and averaged value 159

Fig. 4.11 Relationships between friction angle and discontinuity plane angle
of joint, bedding, and fault 161

Fig. 4.12 Relationships between friction angle and discontinuity plane angle
: (a)joint, (b)bedding, and (c)fault 163

Fig. 4.13 General trend between friction angle and discontinuity plane angle
of the failed rock slope discontinuities in Gyeongsang basin
(Yangsan fault system) 164



Evaluation of Shear Strength of Discontinuity Plane in Failed Slopes of Yangsan Fault System in Gyeongsang Basin

Kim, Chang Ho

Department of Civil and Environmental Engineering

Graduate School of Korea Maritime and Ocean University

Abstract

Korean mountain has shallow surface soil layer and below it the ground in the mountain consists of a rock mass. Stability of a cut slope is significantly dependent on rock mass characteristics such as geological structure and discontinuous planes(joint, bedding, and fault), weathering and pore water pressure. Especially to evaluate precisely the failure of rock slopes controlled by pre-existing discontinuities, the shear strength of discontinuous planes are determined by boring and tests. But it is not easy work. That is, limited boring and tests are not enough to evaluate the properties of discontinuities, and their results also have limitation to apply in design and construction. Laboratory and field test results, the pre-existing references, design documents obtained from the construction near sites are often used to compensate for the limitation, but these are also complicating and time-consuming approaches. Also, these are not suitable to apply to certain rock's discontinuities, due to lack of research.

Thus, in this paper, discontinuous planes existing in clastic sedimentary rock, one of the certain rocks, formed Yangsan Fault system in

Gyeongsang Basin, were studied from a practical point of view. The exposed failure clastic sedimentary rock slopes were face-mapped in detail to assess the shear strength of discontinuities. The Busan-Ulsan expressway construction site was selected as the target site located in Gyeongsang Basin, especially passing through Yangsan Fault system. In this area, two earthquakes, Gyeongju in 2016 and Pohang in 2017 happened recently. This site involved a lot of rock slope failures compared to other expressway construction areas during road construction.

As the results of this study, the failure of rock slopes having discontinuous planes were significantly dependent discontinuities such as joint, bedding, and fault as expected. According to discontinuity types, different failure types were shown; plane and wedge failures were dominant type in joint, and plane failure is predominant one in bedding and fault. For all discontinuous planes, if rock quality is poor, a circular failure is primary failure type of slope failures.

In design, the shear strength of discontinuities was adopted without considering their characteristics in depth as 50 kPa cohesion and 30° of friction angle in the fractured zone and 25° of friction angle in clay gouge zone based on the existing documents, laboratory tests, and empirical equations. These design shear strengths were compared with the results obtained from this study on each discontinuous plane such as joint, bedding, and fault.

For the results of joint, the friction angles in clay gouge and fractured zones were evaluated as 10~30° and 17~30°, respectively. These values were smaller than that of design value up to 15° and 13° in clay gouge and fractured zones. The cohesion in clay gouge and fractured zones was evaluated as 5~30 kPa (average 16.9 kPa) and 5~30 kPa (average 14.5 kPa), respectively. These values were smaller than that of design value up to 45 kPa in both clay gouge and fractured zones.

For the results of bedding, the friction angles in clay gouge and fractured zones were evaluated as 5~30° and 17~28°, respectively. The cohesion in clay gouge and fractured zones was evaluated as 5~20 kPa

(average 13.6 kPa) and 5~30 kPa (average 17.2 kPa), respectively. These values were smaller than that of the design value.

For the results of fault, the friction angles in clay gouge and fractured zones were evaluated as 5~40° and 10~27.5°, respectively. The cohesion in clay gouge and fractured zones was evaluated as 7~40 kPa (average 19.2 kPa) and 5~43 kPa (average 24.3 kPa), respectively. These values were also smaller than that of design value like joint and bedding discontinuities.

In this study, the shear strengths evaluated in discontinuities are different, especially, the shear strength obtained from bedding plane is smaller than that of joint and fault. The existing shear strengths proposed by other researchers were also compared, and its result indicated that the shear strength evaluated in this study is lower than the existing those. For use in determining the failure of a rock mass, the evaluated and existing shear strengths were expressed with Mohr-Coulomb failure criterion and compared.

In addition, the relationships between the internal friction angle and the discontinuity plane angle were also evaluated for joint, bedding, and fault discontinuities. Theoretically, there is no relationship between them. However, it is widely known that rock slope failure is more possible if the angle of the discontinuous plane is higher than the internal friction angle of the discontinuous plane. In this study, since the angle of discontinuous planes is easily measured if the discontinuous planes are exposed, it may be possible to decide easily and quickly the stability of rock slope by considering the internal friction angle and the angle of the discontinuous plane.

The results of this research are very useful and important reference when considering design, construction, maintenance, and stability decision of rock slopes in Gyeongsang Basin including Gyeongsangnamdo, Busan, Ulsan, and Gyeongsangbukdo Yeongdeok county.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

암반 절취비탈면의 안정에 영향을 미치는 요소로 암중, 풍화, 지질구조의 특성 등의 내적인 요인과 강우, 용해, 지진, 발파 등의 외적인 요인을 들 수 있다. 이들 중 암반비탈면의 내적인 요인이 비탈면 안정에 커다란 영향을 주는 주요인으로 작용할 수 있으므로 암반의 내적 요인들에 대한 지질학적 구분과 공학적인 특성을 파악하는 것은 매우 중요한 일이다(Aydan et al., 1989). 특히 암반 비탈면과 같은 급경사지에서 불연속면의 특성 파악이 중요하다. 왜냐하면 비탈면의 불안정요인이 주로 절리, 층리, 단층 등과 같은 불연속면의 기하학적 및 역학적 특성에 크게 기인되기 때문이다(Lee and Kim, 2004; (사)한국지반공학회, 2010; 이인모, 2016).

특히 자생적 이방성을 가진 퇴적암은 지각변동에 따른 절리 및 층리 발생빈도도 높고 풍화에도 민감한데 풍화 이전에는 화강암과 거의 대등한 강도를 보이지만 시공과정에서 노출되어 암반이 풍화 환경에 놓이게 되면 높은 이방성 특성에 의해 공학적 성질이 급격히 변화되는 현상을 보인다(Chang, 2003). 퇴적암 중에서 이암과 셰일 같은 쇄설성 퇴적암은 미세한 층리구조도 같이 발달되어 있어 풍화의 정도가 크게 나타나는 것으로 알려져 있다(Banfield and Eggleton, 1988; Park, 2002; Lee and Kim, 2004, 1998; Kim et al., 2017).

부산~울산간 고속도로 건설 현장(Fig. 1.1)에서 조사된 불연속면에 대한 파괴 사례를 정리한 결과(Korea Expressway Corporation, 2008)를 보면 이 지역에서는 다른 지역과 다르게 공사 중 비탈면 파괴가 유난히 많이 발생하였다.

그 이유는 이 지역의 퇴적암 지층이 이천리층 및 울산층으로 이루어졌으며 절리, 층리 등 자생적 불연속면이 많이 존재할 뿐만 아니라 활성단층으로 분류되는 양산 단층대로 인해 불연속면의 기하학적인 변화가 더욱 심해진 지층 특성을 가지기 때문이다(Son et al., 2000). 특히 이 지역 퇴적암은 주로 흑색·암회색·적색·회록색의 셰일 및 이암으로 구성되어 있으므로 셰일 및 이암은 암질의 특성상 풍화진행 속도가 빠르게 진행되는 것으로 알려져 있다(Choi et al., 2012; Kim et al., 2017). 그래서 비탈면 절취시 타 지역에 비하여 비탈면 파괴의 빈도가 높은 것으로 알려져 있다(You, 2002; Park, 2002; Kim et al., 2002; Kim et al., 2017; Kim et al., 2002; 노병돈, 2002).

부산~울산간 고속도로 건설현장에서는 시공 전 암반 비탈면의 안정해석을 위해 불연속면에 대한 전단강도를 산정하여 설계에 적용하였다(Korea Expressway Corporation, 2001). 암반 비탈면의 안정성 평가에 있어서 가장 중요한 요소는 비탈면의 기하학적 형상과 불연속면의 분포상황으로 비탈면의 안정성을 정량적으로 평가하기 위해서는 불연속면의 전단강도를 산정하는 것이 매우 중요하다. 설계단계에서 고려한 전단강도 산정법은 기존 문헌자료, 시추코아에 대한 절리면 전단시험 및 암석시험, 지표지질조사(암반의 불연속면 특성) 결과 비교검토 등 이었다(Hoek and Bray, 1981; Barton, 1973, 1974; You, 2002; Halakatevakis et al., 2010; Hoek, 1990; Hoek and Brown, 1997; Hoek et al., 2002). 이와 같은 방법으로 산정된 전단강도를 적용한 설계에 따라 시공이 진행되는 중에 많은 구역에서 암반비탈면의 파괴가 발생하였다(Korea Expressway Corporation, 2008).

이것은 설계시 예측과 실제 시공하는 과정중에 나타난 현장 지질조건이 지반조사의 기술적인 한계로 지중에 있는 불연속면의 특성을 명확하게 판정할

수 없었기 때문이다(Prist, 1992). 일반적으로 틸새가 미세한 불연속면은 시추 조사를 이용한 지반조사시 그 존재 여부를 확인하는 것이 시추 여건상 매우 힘들다는 한계성도 가지고 있다. 더욱 중요한 것은 설계시 참조한 불연속면 전단강도에 대한 기존 문헌자료 대부분이 연구대상 현장이 위치한 경상분지 퇴적암의 특성을 반영하지 못하였다는 것이다. 다시 말해 설계에 경상분지 퇴적암 불연속면(절리, 단층, 층리 등)의 특성(충전물 상태)을 고려한 불연속면의 전단강도가 제대로 반영되지 못하였다는 것을 의미한다. 이것은 이 부분에 대한 연구가 매우 미진한 상태임을 보여주는 것이며 동시에 본 연구의 필요성이 요구되는 이유이기도 하다.



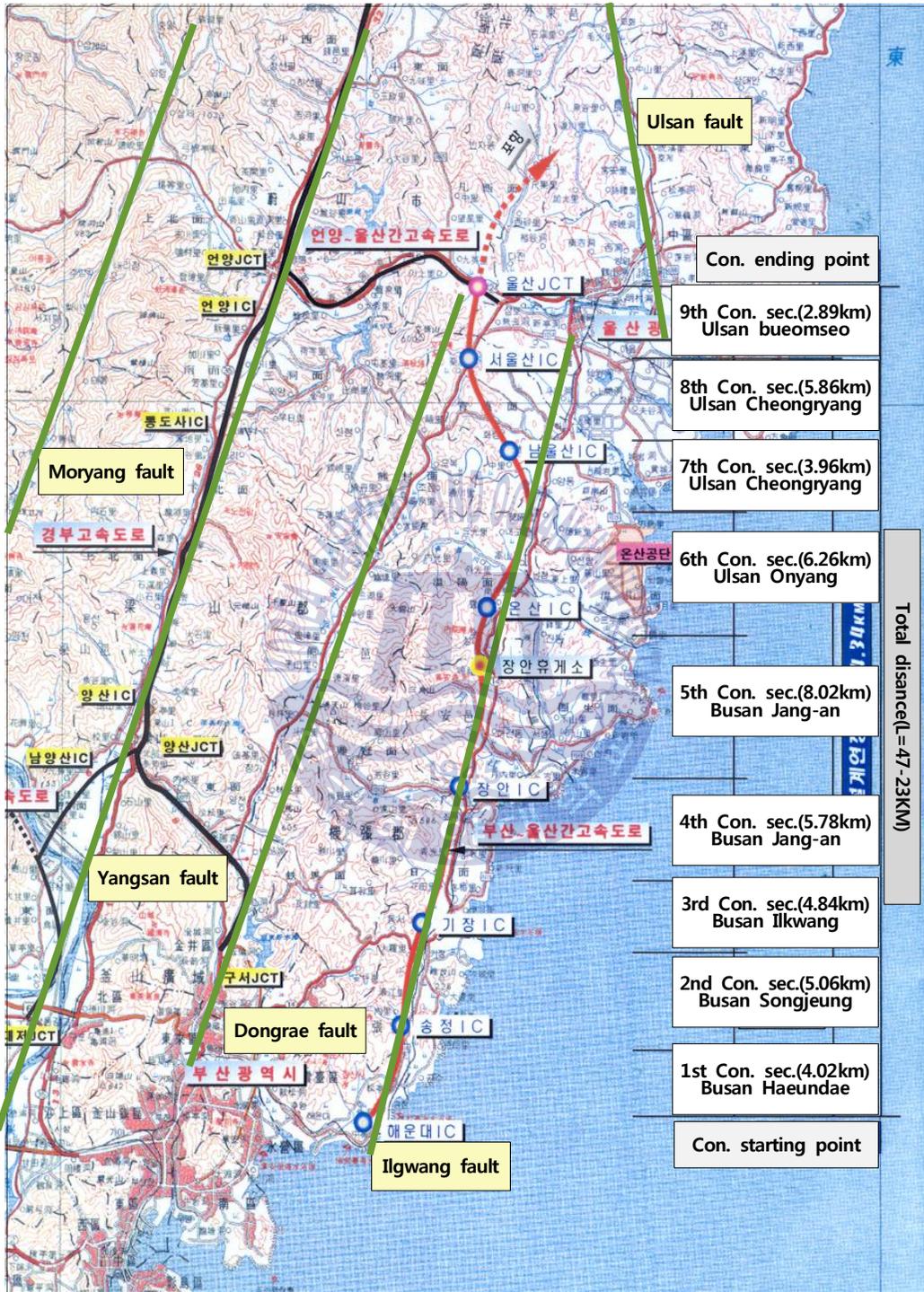


Fig. 1.1 Busan-Ulsan expressway and its surrounding fault systems

1.2 연구의 내용

본 연구에서는 부산~울산간 고속도로 건설공사 중 파괴된(또는 파괴가 우려되는) 비탈면의 절리, 층리, 단층 등과 관련된 불연속면의 전단강도 재산정이 시도되었다. 연구 대상으로 선정된 부산~울산간 고속도로는 우리나라에서 암질이 가장 불량하다고 분류되는 경상분지 퇴적암 지역 특히 국내 단층대중 활성단층으로 분류되며 2016년 경주지진, 2017년 포항지진이 발생한 양산단층대를 통과하는 지역에 위치하고 있다.

암반비탈면 파괴에 대해 역해석으로부터 비탈면 파괴시 불연속면 전단강도 산정에 대해서는 이전에도 수행되었다(Hoek and Vray, 1971; Coates et al., 1965; Whitman and Bailey, 1967, You, 2002, Popescu and Yamagami, 1994; Lin et al., 2014; Lv et al., 2017). 이들은 암반비탈면 파괴에 대한 Finite Element Method or Limit Equilibrium Method을 통해 비탈면 파괴시(안전율 ≈ 1.0 기준) 전단강도에 대해 연구하였다.

본 연구에서는 역해석 대신 설계시 조사가 어려운 불연속면의 전단강도를 비탈면에 대한 face mapping을 이용하여 산정하였다. 전단강도 산정에서 불연속면에 대한 면밀히 조사된 자료(불연속면의 각도, 상태, 지하수 유출 유무, 충전물의 유무 및 종류 등)와 파괴형태 등을 반영하여 이루어졌다. 대부분의 경우 이들 전단강도를 이용한 한계평형해석시 비탈면의 안전율은 약 1.2~1.0으로 나타났으며 현장에서 요구되는 비탈면의 안전율(건기시 1.5, 우시기 1.2)을 확보하도록 보강공법을 비탈면에 적용하였다. 일반적인 역해석에 적용하는 안전율은 1.0 내외로 활동이 정지시를 대상으로 하는 것에 비해 본 연구는 실무에서 공사중 파괴된 비탈면을 대상으로 하였기에 국토해양부 제시 시방

기준인 건기시 1.5, 우기시 1.2를 적용하였다. 그러므로 본 연구에서 산정된 전단강도는 보통 역해석시(안전율 1.0)의 전단강도보다 같거나 약간 클 수 있다는 점을 미리 밝히는 바이다.

본 연구에서 총 153개의 비탈면 파괴사례에 대한 분석이 이루어졌으나 절리, 층리, 단층과 관련된 131개의 재산정된 전단강도가 본 논문에 제시되었다. 본 연구는 153개의 대규모 자료에 대한 분석이 이루어진 점과 아직까지 많은 연구가 진행되지 않은 경상분지 퇴적암을 대상으로 한 점, 그리고 절리, 층리, 단층 등 불연속면을 구체적으로 구분하고 충전물의 영향을 연구 대상으로 선정한 점 등이 기존 연구와 차별되는 부분이다. 전단강도 연구 결과는 기존에 설계시 사용하고 있는 문헌자료의 전단강도와 비교 되었으며, 암반의 파괴 판정에 활용할 수 있도록 Mohr-Coulomb 파괴기준으로 표현되었으며, 불연속면각과 내부마찰각의 상관관계도 제시되었다.

각 장별 구체적인 연구내용을 살펴보면 다음과 같다.

본 논문의 2장에는 부산·울산을 중심으로 한 경상지역 지질현황, 양산단층대 위치, 생성·지질현황과 주 연구대상인 부산~울산간 고속도로 현황 및 설계중 암반구간 전단강도 산정에 대해 다루었다.

3장에서는 본 연구에서 사용된 전단강도 산정방법, 총 113개 비탈면내에 절리·층리·단층으로 파괴된 총 173개 비탈면에 대한 파괴유발 원인 및 파괴유형을 분석하였고 이 중 전단강도 재산정이 이루어진 153개 비탈면에 대한 전단강도를 제시하였다. 또한 산정된 값은 설계값과 비교 및 분석이 이루어졌다.

4장에서는 불연속면의 파괴유발 원인(즉, 절리, 층리, 단층)에 따라 재 산정된 전단강도에 대한 평가로 점착력과 내부마찰각 분포, Mohr-Coulomb 파괴기준 적용, 그리고 내부마찰각과 불연속면각의 관계 측면에서 기존 자료와 비교 검토 및 분석이 이루어졌다. 또한 절리, 층리, 단층 전체 불연속면 자료에 대한 통합 분석도 같이 이루어졌다.

마지막으로 5장은 본 연구의 결론 부분이다.



제 2 장 연구대상 현장 기존 자료

2.1 경상분지 지질현황

경상분지는 경상남북도에 넓게 분포되어 있는 경상누층군으로 두께 약 8,000 m의 강 또는 호수에 의해 형성된 지층으로 중생대 백악기 경상누층군이 퇴적된 거대한 분지를 말한다. 경상누층군은 하성층과 호성층으로 되어 있어서 퇴적 당시 넓은 충적평야였던 일이 있고, 곳에 따라 또는 시대에 따라 호수로 변하여 퇴적물을 퇴적시켰다. 그동안 간헐적으로 침강을 계속하여 두꺼운 육성층을 퇴적시킨 곳이다(강희철과 백인성, 2013).

낙동층군 퇴적 말엽에는 퇴적분지 주변 또는 퇴적분지 내에 화산활동이 일어나기 시작하였으며 신라층군 퇴적시에는 화산 활동이 더욱 심하게 일어났고 백악기 말엽에는 유천층군(楡川層群)으로 대표되는 두꺼운 화산암과 응회암이 쌓였다. 퇴적분지의 침강이 절정에 달하였던 백악기말에는 퇴적분지 아래에서 생겨난 열로 퇴적물이 화강암으로 변하는 일이 일어나서 백악기말에 화강암의 관입이 일어났다(강희철과 백인성, 2013)(Table 2.1).

경상누층군 기저는 쥐라기 화강암, 선캄브리아기 원남층군(遠南層群: 변성 퇴적암으로 형성), 지리산 편마암복합체를 부정합으로 덮는다. 부정합면 위에는 기저역암을 두는 경우와 부정합면에 따라 화성암맥이 관입하여 부정합면이 분명하지 않은 경우가 있다. 경상분지 북부에는 경상누층군 이전 암석과 경상누층군이 단층과 떨어져 접하여 있다. 경상누층군은 동해안 가까이에 수 개의 북북동에서 남남서 계통의 수직단층이 알려져 있다. 분지 북부는 서북서에서 동남동의 단층의 영향을 받았다(강희철과 백인성, 2013; 한국지질자원연구원, 2001)(Fig. 2.1).

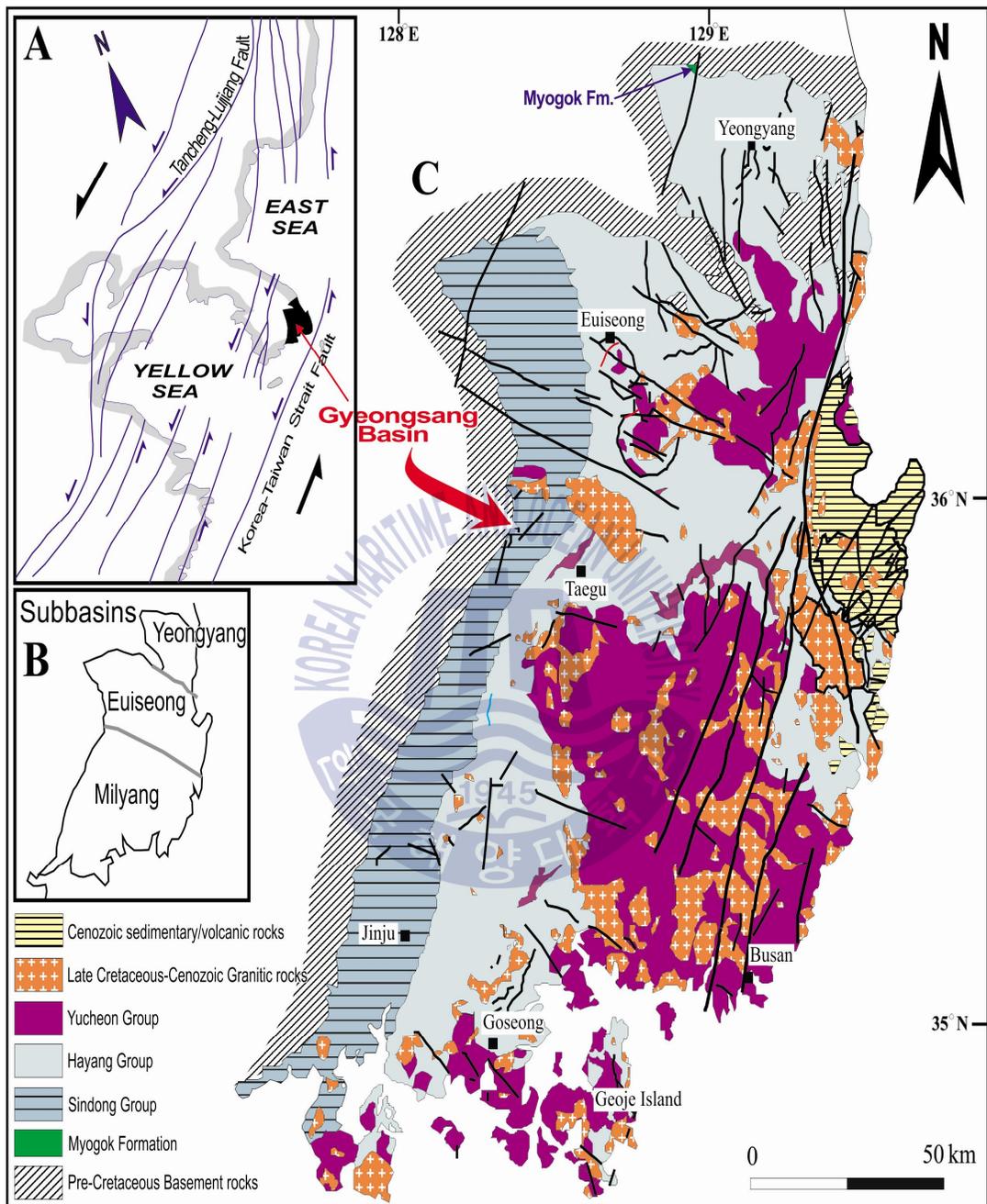


Fig. 2.1 Location and geological map of the Gyeongsang Basin. (a) Cretaceous sinistral strike-slip fault systems in the East Asian continental margin. (b) The Gyeongsang Basin divided into three subbasins by WNW-trending growth faults. (c) Regional geological map of the southeastern part of the Korean Peninsula (modified after Kang *et al.*, 1995).

**Table 2.1 Geological ages and formation of Busan · Ulsan · Gyeongsangnam
-provinces**

Geological time		Stratum		Tectonic movement	Main rocks	Time of formation
Cenozoic era	Third	Third layer			Quasi-solidified mudstone, sandstone, conglomerate	20 million years
				Yangsang fault zone	Zain, Miryang, Moryang, Yangsan, Dongnae, Ilkwang, Ulsan fault	30 to 20 million years
Mesozoic era	Cretaceous period	Plutonic rocks	Bulguksa Intrusive rock		Granite	90 to 60 million years
		Igneous rocks	Yucheon group		Rhyolite Andesite	100 to 90 million years
		Sedimentary rock	Hayang group		Sandstone Shale, Conglomerate	130 to 100 million years
	Jurassic period	Plutonic rocks	Daebo Granite		Granite	146 to 130 million years
Archaean, Proterozoic era		Metamorphic rock			Gneiss	5.6 billion years ago

이 지역 암석들의 공학적 특성은 Table 2.2와 같다. 퇴적암의 경우 지층에 층리가 발달되어 있어 층리에 의한 평면파괴, 썩기파괴(층리+절리(단층)) 등이 많이 발생하는 것으로 알려져 있다. 특히 세일 및 이암의 경우 잘 발달된 층리가 팽윤(swelling) 및 슬레이킹(slaking) 현상으로 지반 약화, 전단강도 저하가 일어나는 특징을 가지고 있다. 화산암류에 해당되는 유문암질암의 경우 풍화에 대한 저항도 낮고 열수변질 작용 진행으로 점토광물(kaolinite, illite) 형성이 증가된 것으로 알려져 있다.

Table 2.2 Engineering characteristics of rocks in Busan · Ulsan · Gyeongsangnamdo-provinces

Ground layer		Engineering characteristic
Sedimentary rock		<ul style="list-style-type: none"> · Stratification development : Plane sliding due to stratification, Wedge failure(stratification + joint(single layer)) · Intermediate clay coordination : increased activity · Formation of thin weathered zone
Sedimentary rock	Sand stone	<ul style="list-style-type: none"> · Type of solid material, degree of hardness : Rock strength, Poisson's ratio, Deformation coefficient. · Groundwater reaction of solid material → decomposition, rock weakening, interlayer viscosity formation · Arkose vulnerable
	Shale Mudstone	<ul style="list-style-type: none"> · Swelling and slaking → Weakening ground, degradation of ground water · Stratification development : Shale > Sandstone > Conglomerate
Granite		<ul style="list-style-type: none"> · Formation of thick weathered zone · Distribution of core stone in the weathered zone, surface top
Volcanic rocks	Rhyolite	<ul style="list-style-type: none"> · Low resistance to weathering · Hydrothermal alteration : Increase of Kaolinite, Illite → vulnerable
	Andesite	<ul style="list-style-type: none"> · High resistance to weathering, major aggregate resource · Formation of talus · Hydrothermal alteration : formation of montmorillonite

2.2 양산 단층대

2.2.1 위치 및 생성

우리에게 양산단층으로 알려진 곳은 경상북도 경주시 부근에서 부산까지 일련의 NNE-SSW 방향을 가진 거의 직선상의 선구조이다. 이 선구조는 경상북도 영덕군에서 부산시 낙동강 하구까지 연장길이가 거의 170 km 정도 이어진다. 선구조를 따라서는 경부고속국도와 35번 국도가 나란히 달리고, 양산천, 대곡천, 형산강 등 여러 하천이 남북으로 달리며 단층곡을 이루고 있다. 양산 단층대의 행정구역은 경상북도 영덕군에서 낙동강 하구까지로 GPS 좌표로는 북위 34°55'43"에서 36°27'19"이고 동경 128°40'39"에서 129°54'01"이다(우상우 등, 2015).

단층(fault)은 지각변동에 의해 지각 중에 생긴 틈을 경계로 양쪽 지층이 움직여서 어긋난 것을 말한다. 부산과 경남 일대에는 소위 '양산단층'을 중심으로 동래단층, 밀양단층 등 서로 평행한 여러 개의 단층들이 분포한다. 이러한 단층들은 위성영상에서 쉽게 관찰할 수 있는데, 양산단층의 갈라진 틈으로는 낙동강과 경부(부산~경주간) 고속도로를 따라 연결되어 있으며, 동래단층과 밀양단층도 긴 골짜기를 이룬다. 지층은 언제나 안정된 것이 아니며, 지질시대와 역사시대 동안 단층과 같이 갈라진 틈을 따라 움직이고 있다. 우리나라의 지진발생은 멀리 히말라야 산맥에서 인도와 유라시아판이 서로 충돌하면서 생긴 거대한 힘이 판 내부로 전파될 때 약한 단층면을 따라 일어나는 것이다(우상우 등, 2015)

양산단층대는 안정지괴로 인식되어졌던 한반도에서 활단층이 존재하느냐, 존재하지 않느냐 라는 논란을 일으키고 있는 곳이다. 활단층이란 지금도 지진이 발생할 때마다 변위를 계속하고 있는 단층을 말한다. 여기서 '지금'이란

지질·지형학적으로 신생대 제4기를 말하며, 따라서 어떤 단층이 제4기 지층이
 나 지형면을 변위시키고 있는지 여부가 활단층 여부를 판단하는데 가장 중요한
 단서가 된다. 부산과 경남 일대에는 소위 '양산단층대'를 중심으로 일련의 NNE
 - SSW 방향을 가진 여러 단층들이 있는데, 가장 내륙 쪽의 자인단층부터 밀
 양단층, 모량단층, 양산단층, 동래단층, 일광단층이 나타난다. 이들을 통틀어
 양산단층대라고 부른다(우상우 등, 2015) (Fig. 2.2).

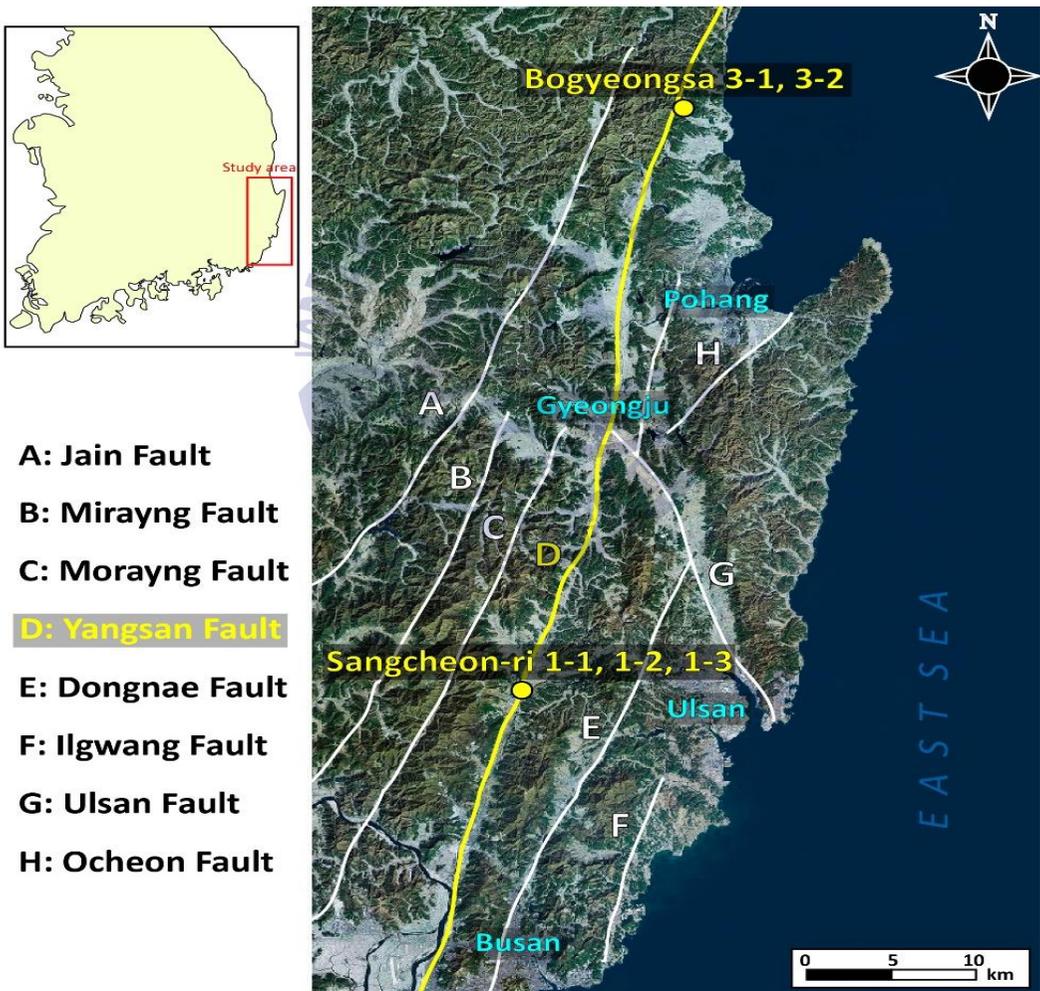


Fig. 2.2 Fault system in Gyeongsang basin of Busan · Ulsan ·
 Gyeongsangnamdo-provinces(우상우 등, 2015)

2.2.2 지질

양산단층 주변지질은 소위 경상누층군으로 분류되는 백악기 퇴적암층인 하양층군의 퇴적암류(대양동층)가 대부분이며, 이를 관입 및 분출한 유천층군의 화산암류(주산 안산암질암과 규장반암), 백악기 말의 불국사 화성암류(언양 흑운모 화강암과 규장암)와 제3기 화강암, 그리고 이들을 부정합으로 피복하는 제4기 퇴적층 등으로 구성되어 있다. 하양층군의 퇴적암류인 대양동층은 양산단층대 동측부에 주로 분포하며 층서적으로 최하부층에 해당하고 하양층군 최상부인 진동층에 대비된다. 대양동층은 주로 녹회색 내지 암회색 사암과 암회색 내지 흑색 셰일로 구성되어 있고 실트암과 역암이 부분적으로 협재한다(최진혁 등, 2009).

층리는 일반적으로 서쪽으로 경사하며 양산단층대 주변지역에서는 NE, SN, NW 등의 주향에 $5^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 범위의 완만한 경사를 보이거나, 양산단층대 근접 지역에서는 주 단층대와 동일한 주향을 보이며, 경사는 $25^{\circ} \sim 35^{\circ}$ 이다.

양산단층대의 서측부와 동측부에 광범위하게 분포하는 유천층군 화산암류인 주산안산암질암은 주로 자색 내지 암녹색을 띠며, 화산각력의 치밀한 기질내에 장식반정을 포함한다. 규장반암은 양산단층대의 동측부에 소규모 분산되어 발달한다(최진혁 등, 2009).

2.3 분석대상 고속도로 비탈면

2.3.1 개요

고속국도 제65호선의 기점구간인 부산~울산간 고속도로는 총 연장 47.2 km로 부산시 해운대구에서 기장, 울산시 울주 온양, 울주 범서를 통과하는 노선으로 차로수는 교통량을 감안하여 해운대~기장(6.3 km) 구간이 4차로, 기장~울산(40.9 km) 구간이 6차로이며 공사기간은 2001년 11월~2008년 12월까지이다

주요 시설물로는 출입시설(IC) 7개소(해운대, 기장, 일광, 장안, 온양, 청량, 문수), 분기시설 1개소(울산), 휴게소 2개소(장안), 영업소 7개소, 교량 69개소 8.534 km 장대교 25개소 7.279 km), 터널 6개소 3.487 km이다

2.3.2 대상 비탈면

분석대상 비탈면은 9개 현장 총 226개중 크고 작은 파괴 또는 우려로 비탈면은 113개로 집계되었다. 일부 비탈면의 경우 수십 m에서 수백 m 연장과 수십 m 높이의 길고 넓은 면을 가지고 있어 1개의 비탈면내에는 수 개의 크고 작은 파괴 비탈면을 가지고 있는 경우도 존재한다. 이것은 암반비탈면이 경상 분지 퇴적암과 양산단층대 주변에 존재해서 많은 절리, 층리, 단층 등의 불연속면이 발달되어 있기 때문이다. 113개 비탈면에서 파괴가 발생 또는 우려되는 비탈면의 173개이며 그 중 안전성 판단을 위해 불연속면 재산정이 이루어진 비탈면은 153개이며 본 논문에 제시된 결과는 암질불량으로 인한 파괴 비탈면(22개)을 제외한 131개에 대해 분석된 결과이다. 이것을 표로 정리하면 Table 2.3과 같다.

Table 2.3 Number of slope faces, failure section, and re-evaluated shear strength slope section

Slope face nos.	Failure section nos.	Re-evaluated shear strength nos.
113	173	153
-	Joint : 67 Bedding : 36 Fault : 48 Poor quality* : 22	Joint : 59 Bedding : 32 Fault : 40 Poor quality* : 22

* : excluded in this study



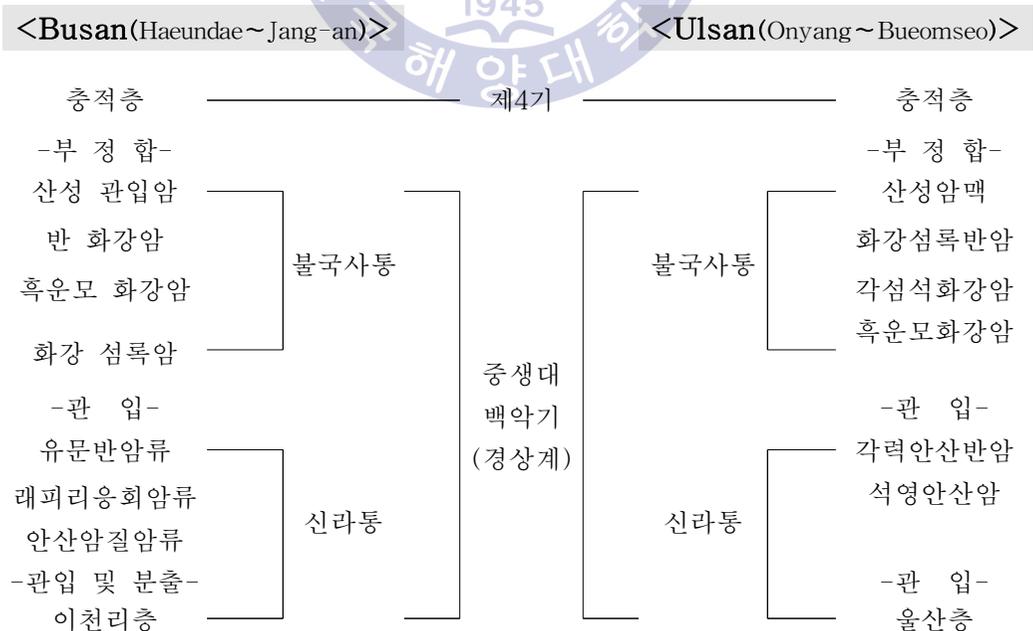
2.4 대상 고속도로 통과구간 지질현황

2.4.1 광역 지질 현황

1) 각 구간별 광역 지질 계통도

Table 2.4에서 보듯이 본 노선이 통과하는 부산(1~5공구)지역 절취비탈면의 기반암은 경상계 신라통에 속하는 백악기 화산암류인 유문암질 응회암류로서 비탈면 전구간에 걸쳐서 절리가 매우 발달되어 있으며, 그리고 암반의 차별 풍화로 판단되는 원인에 의하여 비탈면 전구간에 걸쳐 풍화잔류토 혹은 풍화암층이 수평적인 변화를 보이며 분포하는 것으로 조사되었고 울산(6~9공구) 절토비탈면의 기반암은 경상계 백악기 퇴적암류에 해당하는 울산층으로서 암석의 종류는 담회색~암회색 사암 및 담회색 이암, 그리고 적색 세일이 호층을 이루고 있는 것으로 조사되었고 비탈면 전체구간에서 비탈면에 거의 수직이며 고각도인 방향으로 다수의 단층이 발달하고 있는 것으로 조사되었다.

Fig. 2.3 Geological status of the passing tracks in Busan~Ulsan expressway(see Fig. 1.1)



2) 각 공구별 광역지질 현황

공구별 광역지질 현황은 아래 Table 2.4와 같다. 전체적으로 퇴적암류가 폭넓게 기반암으로 분포되어 있는 것을 알 수 있다. 퇴적암은 주로 흑색·암회색·적색·회록색의 셰일 및 이암으로 구성되어 있다.

Table 2.4 Geological status of Busan~Ulsan expressway

Section	Description of geological status
Busan Haeundae(1 st)	대부분 유문반암, 래피리 응회암이 주를 이룸
Busan Songjeung (2 nd)	가장 넓은 분포면적을 가지고 있는 암석은 신라통 안산암질로 시점부에는 응회암이 부분적으로 분포
Busan Ilkwang(3 rd)	시점부에서 IC 부근까지는 안산암질암류, STA.2+600에서 종점까지 주로 흑색 또는 암회색 셰일로 구성
Busan Jang-an(4 th)	일광면 중심으로 광범위하게 흑색 또는 암회색 셰일(이천리층)
Busan Jang-an(5 th)	주로 화성암 및 일부 화산암류로 구성되어 백악기의 퇴적암류인 신라통은 시·종점부에서 미약하게 산출
Ulsan Onyang(6 th)	자색 및 회록색 셰일, 사암, 응회암, 응회질 사암, 불연속성 역암 등의 호층 및 혼펠스등으로 구성된 울산층 광범위
Ulsan Cheongryang (7 th)	적색 셰일, 회록색 셰일, 사암 및 역암으로 구성된 울산층
Ulsan Cheongryang (8 th)	자색 셰일, 담회색 사암이 혼재되었으며, 사암 및 이암으로 구성된 퇴적암인 신라통의 울산층이 대부분 차지
Ulsan Bueomseo (9 th)	울산층(대구층) 퇴적암과 퇴적암을 관입하는 유천층군 화산암과 신생대 제3기의 화강암류로 이루어짐.

2.4.2 광역지구조 현황

본 통과구간이 포함된 경상분지 남동부에는 Fig. 2.4에서 보듯이 양산단층대를 중심으로 여러개의 북북동-남남서 방향 지구조선이 존재하며 본 사업구간과 관련된 지구조선은 국도7호선 및 국도14호선과 유사한 방향을 가지는 동래단층(4) 및 일광단층(5)이다. 1~7공구는 일광단층, 8~9공구는 동래단층 영향을 받는 것으로 판단할 수 있으며 이러한 대규모 지구조선 주위에는 구조선에 의하여 파생되는 소규모 단층 파쇄대가 존재하는 것을 추정할 수 있다.

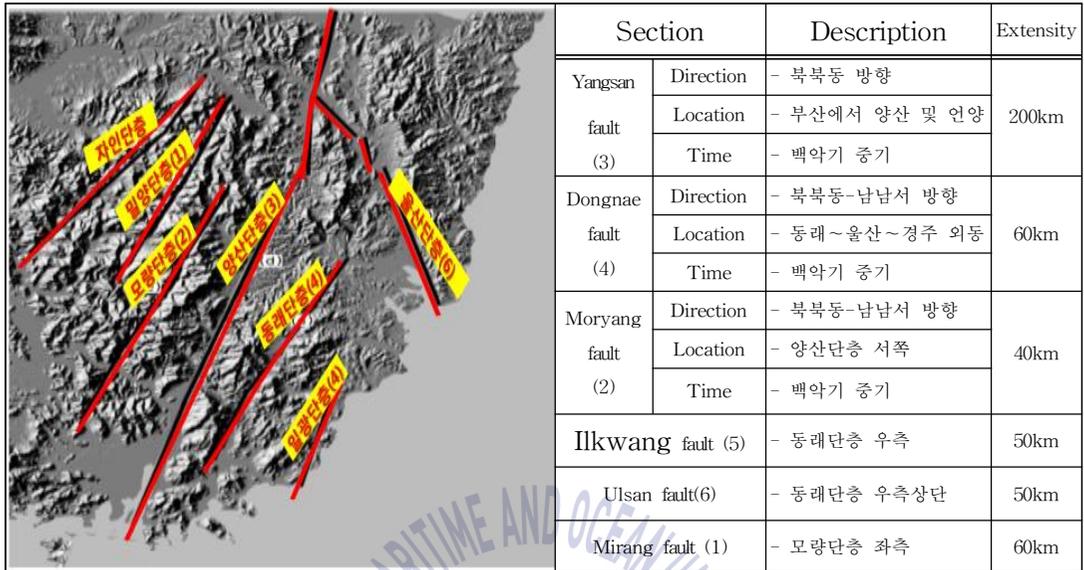


Fig. 2.4 Status of Yangsan fault system in Ulsan · Ulsan · Gyeongsangnamdo provinces

2.4.3 절취 비탈면 안정성 예측

지질현황(Table 2.4)에서 보듯이 가장 오래된 지층에 해당하는 퇴적암인 이천리층 및 울산층으로 이루어진 제 3·4·6·7·8·9공구는 퇴적암의 특성상 층리라는 불연속면이 존재하며 지반의 형성시기도 가장 오래되었으므로 지반에 절리의 빈도가 많을 것으로 판단된다. 특히 주 기반암인 퇴적암인 3·4·6·7·8·9공구는 주로 흑색·암회색·적색·회록색의 셰일 및 이암으로 구성되어 있으며 셰일 및 이암은 암질의 특성상 풍화진행 속도가 빠르므로 절취비탈면 굴착시 타공구에 비하여 비탈면 파괴 빈도가 큰 것으로 판단된다.

본 통과구간은 경상분지 퇴적암의 영향으로 불연속면이 많이 발달된 상황에서 대규모 지구조선인 동래단층과 일광단층의 영향으로 파생된 다수의 단층 파쇄대가 더해져 비탈면 파괴의 빈도가 큰 것으로 판단된다.

2.5 기반암 및 불연속면 전단강도 산정

2.5.1 기반암

암반의 전단강도는 Bieniawski(1989)의 RMR(Rock Mass Rating) 값에 의해 암반을 분류한 후 암반 등급을 평가하여 산정하였다. Tables 2.5는 RMR 분류기준 및 점수와 그에 따른 대략적인 전단강도를 나타내고 있다.

Table 2.5 RMR classification criteria and score(Bieniawski, 1989)

PARAMETER		Range of values // ratings							
1	Strength of intact rock material	Point-load strength index	> 10 MPa	4 - 10 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	For this low range uniaxial compr. strength is preferred		
		Uniaxial compressive strength	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
	RATING	15	12	7	4	2	1	0	
2	Drill core quality RQD	90 - 100%	75 - 90%	50 - 75%	25 - 50%	< 25%			
	RATING	20	17	13	8	5			
3	Spacing of discontinuities	> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm			
	RATING	20	15	10	8	5			
4	Condition of discontinuities	Length, persistence	< 1 m	1 - 3 m	3 - 10 m	10 - 20 m	> 20 m		
		Rating	6	4	2	1	0		
	Separation	none	< 0.1 mm	0.1 - 1 mm	1 - 5 mm	> 5 mm			
	Rating	6	5	4	1	0			
	Roughness	very rough	rough	slightly rough	smooth	slickensided			
	Rating	6	5	3	1	0			
	Infilling (gouge)	none	Hard filling		Soft filling				
	Rating	6	< 5 mm	> 5 mm	< 5 mm	> 5 mm		0	
Weathering	unweathered	slightly w.	moderately w.	highly w.	decomposed				
Rating	6	5	3	1	0				
5	Ground water	Inflow per 10 m tunnel length	none	< 10 litres/min	10 - 25 litres/min	25 - 125 litres/min	> 125 litres /min		
		p_w / σ_1	0	0 - 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	General conditions	completely dry	damp	wet	dripping	flowing			
	RATING	15	10	7	4	0			

p_w = joint water pressure; σ_1 = major principal stress

Table 2.6 Rating adjustment for discontinuity orientations (Bieniawski, 1989)

Discontinuity orientations		Very favourable	Favourable	Fair	Unfavourable	Very unfavourable
Ratings	Tunnels	0	-2	-5	-10	-12
	Foundations	0	-2	-7	-15	-25
	Slopes	0	-5	-25	-50	-60

Table 2.7 Rock mass classes from total rating(Bieniawski, 1989)

Rating	81~100	61~80	41~60	21~40	< 20
Class No.	I	II	III	IV	V
Description	Very good	Good	Fair	Poor	Very poor

Table 2.8 Meaning rock mass classes(Bieniawski, 1989)

Class No.	I	II	III	IV	V
Average stand-up time	15m span 으로 20년	10m span 으로 1년	5m span 으로 1주일	2.5m span 으로 10시간	1.0m span 으로 30분
Cohesion of rock mass (kPa)	> 400	300~400	200~300	100~200	< 100
Friction angle of rock mass(°)	> 45°	35~45°	25~35°	15~25°	< 15°

Tables 2.6~2.8은 Table 2.5의 RMR(Rock Mass Rating) 분류기준 및 점수를 산정하기 위한 세부평가표이며 아래 Table 2.9는 암반의 전단강도 산정을 위해 실시한 절토부 각 구간별 암석코아의 암석시험 결과를 나타내고 있다.

Table 2.9 Test results of cut slope rock cores

Sect.	Boring hole	Depth (GL-m)	Specific gravity	Porosity (%)	Uniaxial compress. strength (MPa)	Note
C-1	CB-3	9.5~10.0	2.71	0.84	89.2 (910kg/cm ²)	H. rock
C-2	CB-4	21.5~21.8	2.66	0.81	188.2 (1,920kg/cm ²)	H. rock
	CB-5	17.8~18.2	2.68	0.83	63.7 (650kg/cm ²)	H. rock
C-3	CB-6	11.7~12.0	2.71	1.24	100 (1,020kg/cm ²)	H. rock
C-4	CB-7	20.8~21.2	2.68	1.66	64.7 (660kg/cm ²)	H. rock
C-5	CB-8	21.1~21.4	2.65	2.81	79.4 (810kg/cm ²)	H. rock
C-6	CB-9	21.0~21.3	2.70	2.49	60.8 (620kg/cm ²)	H. rock
C-7	CB-10	6.6~7.0	2.64	2.33	58.8 (600kg/cm ²)	H. rock
C-10	CB-13	13.9~14.4	2.62	1.45	101.0 (1,030kg/cm ²)	H. rock
C-11	CB-14	25.0~25.3	2.69	2.91	23.5 (240kg/cm ²)	H. rock
C-12 C-14	CB-15	14.0~14.5	2.64	1.38	72.5 (740kg/cm ²)	H. rock
C-13	CB-16	25.2~25.5	2.68	2.32	55.9 (570kg/cm ²)	H. rock

() : kg/cm²

Tables 2.5~2.8의 RMR(Rock Mass Rating) 분류기준 및 점수 산정을 위한 평가표와 Tables 2.9의 암석 코아에 대한 암석시험 결과 시추조사시 채취한 코아 관찰, 지표지질조사 등을 종합 분석하여 절토부 각 구간에 대하여 RMR값을 산정하면 아래의 Tables 2.10~2.15와 같다.

Table 2.10 Calculation result of rock section of cut slope RMR(1/6)

Sect.	Boring hole	stratum	Dep.	강도		RQD		절리간격		절리면상태		지하수상태		절리방향		RMR	Grade
				기술 (MPa)	잠수	기술 (%)	잠수	기술 (mm)	잠수	기술	잠수	기술	잠수	기술	잠수		
C-1	CB-3	Soft rock	5.2 - 7.7	-	4 (추정)	15	3	< 60	5	약간거침 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	7.7 - 18.7	91	7	43	8	200~600	10	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	57	III
		Hard rock	18.7 - 19.9	91 (추정)	7	24	3	60~200	8	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	50	III
		Hard rock	19.9 - 22.2	91 (추정)	7	62	13	200~600	10	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	62	II
		Soft rock	22.2 - 30.5	-	4 (추정)	8	3	< 60	5	약간거침 연속 5mm이상 연약	10	젖음	7	유리	-5	24	IV
C-2	CB-4	Soft rock	1.0 - 7.0	-	4 (추정)	8	3	< 60	5	약간거침 중간 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	7.0 - 15.8	191 (추정)	12	44	8	200~600	10	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	62	II
		Hard rock	15.8 - 20.0	191 (추정)	12	50	8	200~600	10	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	62	II
		Hard rock	20.0 - 24.5	191	12	50	8	600~2000	15	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	67	II
		Hard rock	24.5 - 32.6	191 (추정)	12	23	3	60~200	8	약간거침 중간 5mm이상 연약	10	젖음	7	유리	-5	35	IV
		Hard rock	32.6 - 40.1	191 (추정)	12	20	3	60~200	8	약간거침 중간 5mm이상 연약	10	젖음	7	유리	-5	35	IV
		Hard rock	40.1 - 43.4	191 (추정)	12	54	13	600~2000	15	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	72	II
		Hard rock	43.4 - 50.0	191 (추정)	12	36	8	60~200	8	약간거침 약간 밀착 견고	30	젖음	7	유리	-5	60	III

Table 2.11 Calculation result of rock section of cut slope RMR(2/6)

Se ct.	Boring hole	stratum	Dep.	Strength		RQD		절리간격		절리면상태		지하수상태		절리방향		RMR	Grade
				기슬 (MPa)	잠수	기슬 (%)	잠수	기슬 (mm)	잠수	기슬	잠수	기슬	잠수	기슬	잠수		
C-2	CB-5	Soft rock	1.3 - 4.5	-	4 (추정)	6	3	< 60	5	약간거침 약간 1~5mm 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	4.5 - 7.5	65 (추정)	7	38	8	60~200	8	약간거침 Gauge < 5mm 1-5mm	10	젖음	7	유리	-5	35	IV
		Hard rock	7.5 - 8.2	65 (추정)	7	0	0	< 60	5	약간거침 Gauge < 5mm 1-5mm	10	젖음	7	유리	-5	24	IV
		Hard rock	8.2 - 12.7	65 (추정)	7	54	13	600~2000	15	매우거침 약간 1mm이내 견고	25	젖음	7	유리	-5	62	II
		Hard rock	12.7 - 15.3	65 (추정)	7	24	3	60~200	8	약간거침 Gauge < 5mm 1-5mm	10	젖음	7	유리	-5	30	IV
		Hard rock	15.3 - 20.4	65	7	63	13	600~2000	15	매우거침 약간 1mm이내 견고	25	젖음	7	유리	-5	62	II
		Hard rock	20.4 - 32.4	65 (추정)	7	88	17	600~2000	15	매우거침 약간 1mm이내 견고	25	젖음	7	유리	-5	66	II
		Hard rock	32.4 - 40.6	65 (추정)	7	86	17	600~2000	15	매우거침 약간 1mm이내 견고	25	젖음	7	유리	-5	66	II
C-3	CB-6	Soft rock	6.0 - 9.7	-	4 (추정)	21	3	60~200	8	매끈 중간 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	30	IV
		Soft rock	9.7 - 15.5	102	12	17	3	< 60	5	매끈 중간 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	35	IV
		Hard rock	15.5 - 24.0	102 (추정)	12	38	8	200~600	10	약간거침 약간 1mm이내 견고	25	젖음	7	유리	-5	57	III
		Hard rock	24.0 - 28.6	102 (추정)	12	24	3	60~200	8	매끈 중간 5mm이상 연약	10	젖음	7	유리	-5	35	IV
		Hard rock	28.6 - 37.0	102 (추정)	12	44	8	200~600	10	약간거침 약간 1mm이내 견고	25	젖음	7	유리	-5	57	III
		Hard rock	37.0 - 40.8	102 (추정)	12	63	13	600~2000	15	매우거침 약간 1mm이내 견고	25	젖음	7	유리	-5	67	II

Table 2.12 Calculation result of rock section of cut slope RMR(3/6)

Se ct.	Boring hole	stratum	Dep.	Strength		RQD		절리간격		절리면상태		지하수상태		절리방향		RMR	Grade
				기숀 (MPa)	잠수	기숀 (%)	잠수	기숀 (mm)	잠수	기숀	잠수	기숀	잠수	기숀	잠수		
C-4	CB-7	Soft rock	2.1 - 7.1	-	4 (추정)	18	3	< 60	5	약간거침 약간 1~5mm 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Soft rock	7.1 - 11.2	-	4 (추정)	6	3	< 60	5	약간거침 Gauge < 5mm 1-5mm	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	11.2 - 14.2	66 (추정)	7	15	3	200~600	10	매끈 연속 5mm이상 연약	10	Wet	7	유리	-5	32	IV
		Hard rock	14.2 - 28.5	66	7	75	13	600~2000	15	약간거침 중간 1mm이내 견고	25	Wet	7	유리	-5	62	II
		Hard rock	28.5 - 34.0	66 (추정)	7	44	8	200~600	10	약간거침 중간 1mm이내 견고	25	Wet	7	유리	-5	52	III
C-5	CB-8	Soft rock	3.0 - 6.5	-	4 (추정)	4	3	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	0	damp	10	유리	-5	17	IV
		Soft rock	6.5 - 11.7	-	4 (추정)	50	8	200~600	10	매끈 연속 5mm이상 연약	0	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	11.7 - 18.5	81 (추정)	7	74	13	60~200	8	약간거침 약간 1mm이내 견고	25	Wet	7	유리	-5	55	III
		Hard rock	18.5 - 27.9	81	7	33	8	600~2000	15	약간거침 약간 1mm이내 견고	25	Wet	7	유리	-5	57	III
		Hard rock	27.9 - 39.5	81 (추정)	7	19	3	200~600	10	약간거침 약간 1mm이내 견고	25	Wet	7	유리	-5	47	III
		Hard rock	39.5 - 41.0	81 (추정)	7	74	13	600~2000	15	약간거침 약간 1mm이내 견고	25	Wet	7	유리	-5	62	II
C-6	CB-9	Soft rock	1.7 - 5.5	-	4 (추정)	0	3	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	5.5 - 8.5	62 (추정)	7	63	13	60~200	8	약간거침 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	55	III
		Hard rock	8.5 - 10.7	62 (추정)	7	28	8	60~200	8	약간거침 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	50	III
		Hard rock	10.7 - 33.0	62	7	79	17	60~200	8	약간거침 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	59	III

Table 2.13 Calculation result of rock section of cut slope RMR(4/6)

Se ct.	Boring hole	stratum	Dep.	Strength		RQD		절리간격		절리면상태		지하수상태		절리방향		RMR	Grade
				기숀 (MPa)	잠수	기숀 (%)	잠수	기숀 (mm)	잠수	기숀	잠수	기숀	잠수	기숀	잠수		
C-7	CB-10	Soft rock	1.5 - 2.2	-	4 (추정)	0	3	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	2.2 - 10.0	60	7	58	13	200~600	10	약간거칠 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	57	III
C-10	CB-13	Soft rock	3.5 - 6.5	-	4 (추정)	4	3	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	6.5 - 10.6	103 (추정)	12	29	8	60~200	8	매끈 약간 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	43	III
		Hard rock	10.6 - 15.8	103	12	66	13	600~2000	15	약간거칠 약간 밀착 견고	25	damp	10	유리	-5	60	III
		Hard rock	15.8 - 21.0	103 (추정)	12	30	8	200~600	10	약간거칠 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	57	III
		Hard rock	21.0 - 22.0	103 (추정)	12	100	20	600~2000	15	약간거칠 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	74	II
C-11	CB-14	Soft rock	3.5 - 4.5	-	1 (추정)	16	3	< 60	5	매끈 약간 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	22	IV
		Hard rock	4.5 - 8.0	24 (추정)	2	48	8	200~600	10	약간거칠 약간 밀착 견고	25	damp	10	유리	-5	50	III
		Hard rock	8.0 - 35.5	24	2	89	17	600~2000	15	약간거칠 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	61	II
		Hard rock	35.5 - 38.0	24 (추정)	2	0	0	< 60	5	매끈 약간 5mm이상 연약	10	Wet	7	유리	-5	19	V
		Hard rock	38.0 - 45.5	24 (추정)	2	93	20	600~2000	15	약간거칠 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	64	II

Table 2.14 Calculation result of rock section of cut slope RMR(5/6)

Se ct.	Bring hole	strat um	Dep.	Strength		RQD		절리간격		절리면상태		지하수상태		절리방향		RMR	Gr ade
				가속 (MPa)	잠수	가속 %	잠수	가속 (mm)	잠수	가속	잠수	가속	잠수	가속	잠수		
C-12 C-14	CB-15	Soft rock	3.0 - 7.2	-	4 (추정)	7	3	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Hard rock	7.2 - 11.7	74	7	31	8	200~600	10	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	40	IV
		Hard rock	11.7 - 26.7	74 (추정)	7	80	17	600~2000	15	약간거침 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	66	II
		Hard rock	26.7 - 29.6	74 (추정)	7	41	8	200~600	10	매끈 연속 5mm이상 연약	25	Wet	7	유리	-5	52	III
		Soft rock	29.6 - 35.2	-	4 (추정)	4	3	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	Wet	7	유리	-5	24	IV
		Soft rock	35.2 - 38.0	-	4 (추정)	34	8	200~600	10	매끈 연속 5mm이상 연약	10	Wet	7	유리	-5	34	IV
C-13	CB-16	Soft rock	3.1 - 5.0	-	4 (추정)	0	0	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	24	IV
		Soft rock	5.0 - 11.3	-	4 (추정)	24	3	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	27	IV
		Soft rock	11.3 - 14.3	-	4 (추정)	0	0	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	24	IV
		Hard rock	14.3 - 17.5	57 (추정)	7	36	8	60~200	8	매끈 약간 1~5mm 연약	20	damp	10	유리	-5	48	III
		Hard rock	17.5 - 28	57	7	59	13	200~600	10	약간거침 약간 밀착 견고	25	Wet	7	유리	-5	57	III
C-15	CB-1	Soft rock	6.3 - 8.8	-	4 (추정)	0	0	< 60	5	매끈 연속 5mm이상 연약	10	damp	10	유리	-5	24	IV

Table 2.15 Calculation result of rock section of cut slope RMR(6/6)

Se ct.	Boring hole	stratum	Dep.	Strength		RQD		절리간격		절리면상태		지하수상태		절리방향		R M R	Gr ade
				기숩 (MPa)	점수	기숩 (%)	점수	기숩 (mm)	점수	기숩	점수	기숩	점수	기숩	점수		
C-16	CB-2	Soft rock	8.0 ~ 20.5	-	4 (추정)	0	0	< 60	5	매끈 연속 5mm 이상 연약	10	dam p	10	유리	-5	24	IV

이상의 RMR분류에 의하면 본 연구 구간의 연암의 경우 대부분 IV등급 (poor) 암반에 속하며 경암의 경우는 대부분 III(fair)암반에 속하고 있다. 따라서, RMR분류 결과에 의한 암반 전단강도를 나타낸 Tables 2.10~2.15에 근거하여 암반의 전단강도를 산정하였다(Table 2.16). 이 때 점착력의 경우에 연암과 경암에 대하여 각각 IV등급의 최소치와 IV등급의 평균치를 적용하였고 마찰각의 경우에 연암은 토사와의 상대적인 크기를 감안하여 III등급의 평균치를, 경암은 III등급의 최대치를 적용하였다.

Table 2.16 Shear strength of rock

Classification	Cohesion(MPa)	Friction angle(°)	γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)
Soft rock	0.1 (10t/m ²)	30	23.5	24.5
Slickenside	0.15 (15t/m ²)	35	24.5	25.5

() : kg/cm²

2.5.2 암반 불연속면(절리면)

암반비탈면은 주로 불연속면을 따라 거동하게 되는데 이러한 불연속면의 전단강도는 암반의 전단강도와는 달리 대상 비탈면의 불연속면 형상, 거칠기(roughness), 충전물(filling material), 연장성(persistency) 등에 의해 좌우된다. 설계 전단강도 산정은 시추코아에 대한 절리면 전단시험 및 암석 실험, 지표지질조사(암반의 불연속면 특성) 및 기존 문헌자료 등을 비교 검토하여 암반 절리면에 대한 전단강도를 산정하였다.

1) 기존 문헌자료

기존 문헌자료에 의한 암반 불연속면의 전단강도(점착력, 내부마찰각) 범위는 Tables 2.17~2.21과 같다.

Table 2.17 Basic friction angle for various rocks(Barton, 1973)

Name	Friction angle(ϕ_b)	Name	Friction angle(ϕ_b)
Amphibolite	32	Granite (Coarse-grained)	31~35
Basalt	31~38	Limestone	33~40
Conglomerate	35	Porphyry	31
Chalk	30	Sandstone	25~35
Dolostion	27~31	Shale	27
Gneiss	23~29	Siltstone	27~31
Granite	29~35	Slate	25~30

Table 2.18 Shear strength of rock slope(Hoek and Bray, 1981)

Rock type		Cohesion (MPa)	Friction angle(ϕ)	Remark
Material without cohesion	Blasted/broken rock	Basalt	40 ~ 50	-
		Chalk	30 ~ 40	
		Granite	45 ~ 50	
		Limestone	35 ~ 40	
		Sandstone	35 ~ 45	
		Shale	30 ~ 35	
Material without cohesion	Sedimentary rock	Solid Igneous rock	35.69 ~ 56.08	(Granite, Basalt, Porphyry)
		Metamorphic	20.39 ~ 40.79	(Quartzite, Gneiss, Slate)
		Solid Sedimentary rock	10.20 ~ 30.59	(Limestone, dolomite, Sandstone)
		Weak Sedimentary rock	1.02 ~ 20.39	(Sandstone, Coal, Chalk, Shale)

Table 2.19 Basic friction angle ϕ_b to rock type(Barton, 1982)

Item	Basalt	Conglomerate	Gneiss	Granite	Sandstone	Shale
Friction angle ($^\circ$, ϕ_b)	31.0~38.0	35.0	23.0~29.0	29.0~35.0	25.0~35.0	27.0

Table 2.20 Shear strength of filled discontinuities in rock and filling materials(Barton, 1974)

Rock	Description	Peak c' (MPa)	Peak ϕ°	Residual c' (MPa)	Residual ϕ°
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content	0.24	42		
Bentonite	Bentonite seam in chalk	0.015	7.5		
	Thin layers	0.09-0.12	12-17		
	Triaxial tests	0.06-0.1	9-13		
Bentonitic shale	Triaxial tests	0-0.27	8.5-29		
	Direct shear tests			0.03	8.5
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Clay shale	Triaxial tests	0.06	32		
	Stratification surfaces			0	19-25
Coal measure rocks	Clay mylonite seams, 10 to 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomite	Altered shale bed, \pm 150 mm thick	0.04	1(5)	0.02	17
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, PI = 17%)	0	26.5		
Granite	Clay filled faults	0-0.1	24-45		
	Sandy loam fault filling	0.05	40		
	Tectonic shear zone, schistose and broken granites, disintegrated rock and gouge	0.24	42		
Greywacke	1-2 mm clay in bedding planes			0	21
Limestone	6 mm clay layer			0	13
	10-20 mm clay fillings	0.1	13-14		
	<1 mm clay filling	0.05-0.2	17-21		
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers	0.08	38		
	Lignite/marl contact	0.1	10		
Limestone	Marlaceous joints, 20 mm thick	0	25	0	15-24
Lignite	Layer between lignite and clay	0.014-0.03	15-17.5		
Montmorillonite	80 mm seams of bentonite (montmorillonite) clay in chalk	0.36	14	0.08	11
Bentonite clay		0.016-0.02	7.5-11.5		
Schists, quartzites and siliceous schists	100-15- mm thick clay filling	0.03-0.08	32		
	Stratification with thin clay	0.61-0.74	41		
	Stratification with thick clay	0.38	31		
Slates	Finely laminated and altered	0.05	33		
Quartz / kaolin / pyrolusite	Remoulded triaxial tests	0.042-0.09	36-38		

Table 2.21 Friction angles of rock mass considering discontinuity (Wyllie, 1992)

Classification	Rock type	Friction angle(°)	Note
Low-friction Rocks	Schist(including muscovite), Shale, marble	20.0 ~ 27.0	-
Medium-friction Rocks	Sandstone, Chalk, Gneiss, Slate	27.0 ~ 34.0	-
High-friction Rocks	Basalt, Granite, Limestone, Conglomerate	34.0 ~ 40.0	-

2) 실내 암석시험(Korea Expressway Coporation, 2013)

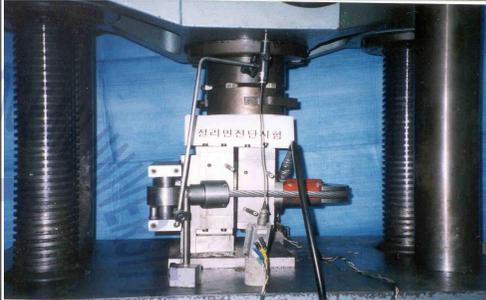
기반암 절리면의 전단강도 산정을 위해 연구구간인 밀양울산간 고속도로와 인접한 밀양~울산간 고속도로 절리면 전단강도 시험을 참조하였고 시험결과는 Table 2.22와 같다.

Table 2.22 Joint shear strength test results of rock

Boring hole	Dept. (m)	Stratum	Rock type	Cohesion (kPa)	Friction angle(°)		JRC	JCS (MPa)	Kn (MPa/mm)	Ks (MPa/mm)	Note
					Max.	Remain					
CB-4	13.2~13.6	Hard rock	Sandstone	18.8	36.68	34.33	4~6	53.1	12.45	1.47	
CB-5	15.6~15.9	Hard rock	Sandstone	2.2	37.82	35.71	2~4	51.8	12.8	1.4	exp.
CB-10	20.5~21.2	Hard rock	Sandstone	22.8	39.86	38.17	4~6	40.1	11.5	2.16	
CB-11	30.8~38.7	Hard rock	Sandstone	22.2	37.79	35.70	4~6	55.0	13.7	1.59	
CB-12	36.3~37.1	Hard rock	Sandstone	49.4	33.25	28.42	4~6	22.0	10.47	1.66	
CB-13	18.7~19.2	Hard rock	Sandstone	23.1	35.49	30.10	4~6	32.0	5.78	1.68	
CB-14	16.3~17.0	Soft rock	Sandstone	61.5	44.99	42.04	6~8	31.0	8.60	1.62	
CB-15	21.5~21.9	Hard rock	Sandstone	23.2	36.91	32.53	2~4	29.0	10.67	1.79	
CB-16	40.0~40.3	Hard rock	Sandstone	43.5	32.69	31.53	4~6	32.0	10.67	2.63	
TB-10	7.6~7.9	Hard rock	Sandstone	26.2	41.48	38.17	4~6	42.3	12.53	0.86	
TB-11	20.6~20.8	Hard rock	Sandstone	6.6	37.16	31.1	2~4	43.1	11.37	1.85	exp.
TB-13	11.9~12.3	Hard rock	Sandstone	60.2	39.88	37.77	6~8	48.3	8.4	1.83	
TB-16	13.6~13.9	Hard rock	Sandstone	56.3	46.41	43.57	4~6	43.1	10.74	1.46	
TB-21	12.1~12.3	Soft rock	Sandstone	73.1	33.11	32.25	2~4	46.6	13.18	1.50	
TB-27	9.0~9.5	Normal rock	Sandstone	40.7	37.00	34.07	6~8	25.0	10.67	1.56	
CB-15	21.5~21.9	Hard rock	Sandstone	23.2	36.91	32.53	2~4	29.0	10.67	1.79	
CB-16	40.0~40.3	Hard rock	Sandstone	43.5	32.69	31.53	4~6	32.0	10.67	2.63	

절리면 전단시험은 시편을 채취하기 위해 수세식 시추조사를 시행함에 따라 일반적으로 불연속면내 수mm내지 수cm 되는 점토 또는 파쇄물의 채취가 불가능하여 엄밀히 따지면 불연속면에 대한 절단시험은 아니나 비탈면 완전 절취전에는 불연속면 지반정수의 확인이 불가능함에 따라 절리면 전단시험을 통한 순수 절리면에 대한 전단시험 값을 산정하여 비교하여 활용하는 것도 타당하다고 판단된다(Table 2.23 참조).

Table 2.23 Joint shear test equipment and test view

Test equipment	Test view
<ul style="list-style-type: none"> • Shear Strength : Japen Shimadzu's 200ton 만능재료 시험기(UDH-200AR) • Test System : System 5000 (미국 Measurement Group사 : 만능재료 시험기에 들어오는 하중을 전압형태로 받아들여 처리) • Specimen displacement : LVDT(스트레인게이 지 타입 LVDT) 	

3) 절리면 전단강도 제안식에 의한 전단강도 산정(부산~울산고속도로 설계보고서, 2001)

암반 비탈면의 안정성 평가에 있어서 가장 중요한 요소는 비탈면의 기하학적 형상과 절리의 분포상황으로서 비탈면의 안정성을 정량적으로 평가하기 위해서는 절리면의 전단강도를 산정하는 것이 매우 중요하다. 절리면 전단강도에 가장 큰 영향을 미치는 요소는 불연속면의 거칠기인데, Barton(1973)은 이 거칠기를 JRC로 나타내어 식(2.1)과 같은 절리면의 전단강도를 제시하였다.

$$\tau_p = \sigma_n \tan [JCR \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi_b] \quad \text{식(2.1)}$$

여기서, σ_n =유효수직응력, JRC=절리 거칠기 계수(Joint Roughness Coefficient), JCS=절리면 압축강도(Joint Compressive Strength), ϕ_b =기본 마찰각(basic friction angle)이다. 따라서, 절리면의 전단강도 산정은 식(2.1)에 나타난 여러 변수들을 산정하므로 가능하다.

(1) 유효수직응력 산정

유효수직응력은 해석단면 및 깎기높이에 따라 일정치 않은 값이지만 대략 20m이상 깎기부에 대해 안정성 평가를 실시하였기 때문에 평균 심도를 25m로 가정하여 유효수직응력을 산정하였다. 따라서, 유효수직응력은 $2.5t/m^3 \times 25m = 62.5t/m^2(613.3 \text{ kPa})$ 으로 산정되었다.

(2) JRC 산정

거칠기 계수 JRC는 profile gage에 의해 절리면 요철을 측정하고, 이를 Fig. 2.5에 나타난 profile chart와 비교하여 산정하였다. profile gage에 의해 측정된 JRC는 각 위치별로 다소 차이를 나타내며 4~20의 값을 가지는 것으로 조사되었고, 안전을 고려해 최소값인 JRC=4로 적용하였다.

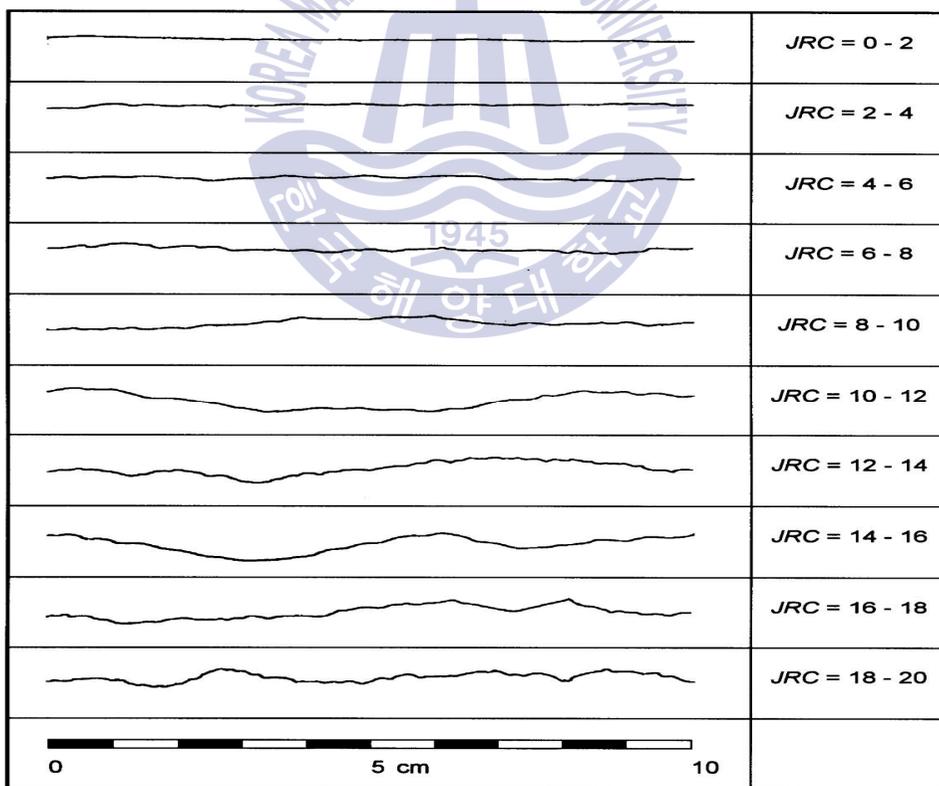


Fig. 2.5 Roughness profiles and corresponding Joint roughness chart values(Barton and Choubey, 1974)

(3) 절리면 압축강도 산정

절리면 압축강도는 절리면에 대한 점하중시험 결과로부터 산정하거나 무결암의 일축압축강도에 감소계수를 적용하여 산정한다. 본 구간에 대해서는 무결암의 일축압축강도에 감소계수를 적용하여 절리면 압축강도를 산정하였는데, 아래의 식(2.2)에 나타난 바와 같이 감소계수는 4를 적용하였다(Hoek and Bray, 1984).

$$JCS = \frac{1}{4}\sigma_c \quad (2.2)$$

여기서, σ_c 는 무결암의 일축압축강도이다. 식(2.2)를 적용하여 산정한 절리면의 압축강도는 아래의 Table 2.24와 같다.

Table 2.24 Unconfined compressive and joint compressive strengths of rocks(Korea Expressway Corporation, 2001)

Boring hole	Unconfined compressive strength σ_c (MPa)	Joint compressive strength JCS (MPa)	Average and adopted values in design	
CB-3	89.2(910kg/cm ²)	22.4(228kg/cm ²)	Average =21.0 MPa (214kg/cm ²)	
CB-4	188.2(1920kg/cm ²)	47.1(480kg/cm ²)		
CB-5	63.7(650kg/cm ²)	16.0(163kg/cm ²)		
CB-6	100.0(1020kg/cm ²)	25.0(255kg/cm ²)		
CB-7	64.7(660kg/cm ²)	16.2(165kg/cm ²)		
CB-8	79.4(810kg/cm ²)	19.9(203kg/cm ²)		
CB-9	60.8(620kg/cm ²)	15.2(155kg/cm ²)		Adopted value=19.61 MPa (200kg/cm ²)
CB-10	58.8(600kg/cm ²)	14.7(150kg/cm ²)		
CB-13	101.0(1030kg/cm ²)	25.3(258kg/cm ²)		
CB-14	23.5(240kg/cm ²)	23.5(240kg/cm ²)		
CB-15	72.5(740kg/cm ²)	18.1(185kg/cm ²)		
CB-16	55.9(570kg/cm ²)	14.0(143kg/cm ²)		

() : kg/cm²

(4) 기본 마찰각 산정

기본 마찰각 ϕ_b 는 두 개의 평행하고 매끈한 면 사이의 마찰각으로서 본 구간에 분포하는 사암 및 셰일에 대하여 기존에 제안된 기본 마찰각은 Table 2.25와 같고 표에 나타낸 바와 같이 기본 마찰각은 사암의 경우 25~45°의 값을 가지며 셰일의 경우에는 19~35°의 값을 가진다. 따라서, 셰일 및 사암에 대한 기본 마찰각은 셰일의 기본 마찰각에 대한 평균값을 적용하여 27°로 산정하였다.

Table 2.25 Basic friction angle of shale and sandstone(Korea Expressway Corporation, 2001)

Rock type	Value ϕ_b (°)	Reference
Sandstone	25 ~ 35	Barton and Croubey(1977)
	27 ~ 33	Barton and Croubey(1977)
	35 ~ 45	Hoek(1981)
Shale	25 ~ 35	Hoek(1981)
	19 ~ 32	Barton(1974)
	27	Hoek and Bray(1981)

이상의 결과를 근거로 하여 식(2.1)의 괄호안 절리면 마찰각을 계산하면 아래의 식(2.3)과 같이 30°로 산정할 수 있다.

$$\phi = JRC \log\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right) + \phi_b = 4 \times \log\left(\frac{200}{62.5}\right) + 27 = 29.02 \approx 30^\circ \quad \text{식(2.3)}$$

한편, 여러 학자(Coates et al., 1965, Whitman and Bailey, 1967; Hoek and Bray, 1974 외 다수)들은 암반 비탈면 파괴에 대한 역해석으로부터 비탈면 파괴시 마찰각과 점착력의 관계를 평가하였는데, Hoek and Bray (1974) 제시한 관계는 Fig. 2.6과 같다.

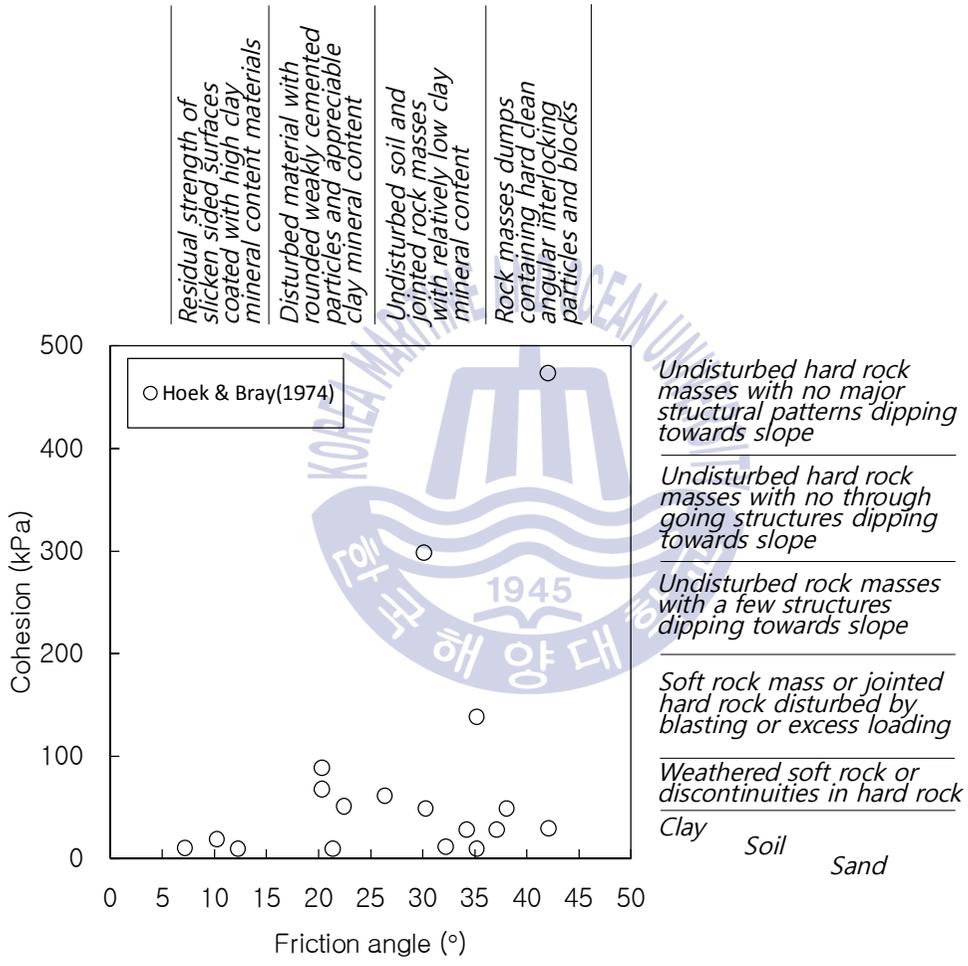


Fig. 2.6 The relationship between friction angle and cohesion(Hoek and Bray, 1974)

본 연구 구간 절토부에 분포하는 암반은 주로 사암 또는 셰일의 경암 및 연암으로서 Fig. 2.6에서 “풍화된 연암 또는 경암내의 불연속면”으로

가정하면 점착력은 약 49.07 kPa(5.0 t/m²)으로 산정할 수 있다. 한편, 절리면내에 점토분이 극히 소량 발견된 C-2구간과 C-7구간에 대해서는 “점토광물 함유량이 상대적으로 적은 교란되지 않은 흙 또는 절리암반”을 적용해 마찰각을 25°로 하였다. 상기와 같이 암반 비탈면 안정성 평가를 위해 산정한 절리면의 전단강도를 요약하면 아래 Table 2.26과 같다.

Table 2.26 Estimated results of shear strength for joint and clay gouge zone

Case	Cohesion(kPa)	Friction angle(°)
Joint	49.07 (5t/m ²)	30
Clay gouge zone	49.07 (5t/m ²)	25

() : kg/cm²

4) 연구적용 암반 불연속면의 전단강도정수

불연속면 및 층리 등을 대상으로 실시한 실내시험 값과 문헌자료에서 산정된 값을 종합 검토한 결과 Table 2.27과 같은 설계에 적용할 불연속면에 대한 전단강도를 최종적으로 산정하였다.

Table 2.27 Research application ground properties of rock discontinuity

Case	Rock	Existing documents	Rock lab. test (Milyang-Ulsan expressway)	Adopted in design	
				Joint	clay filled
Cohesion(kPa)	Weathered rock	0.06 (6t/m ²)	0.019~0.073 (1.88~7.31t/m ²)	49.07 (5t/m ²)	49.07 (5t/m ²)
Friction angle(°)	Weathered rock	25~35	32.7~45.0	30	25

() : kg/cm²

제 3 장 연구대상 비탈면의 전단강도 재산정 결과

3.1 전단강도 산정방법

3.1.1 개 요

비탈면의 설계에 사용하는 지반 물성치는 지반조사, 현장시험, 실내시험, 경험적으로 얻어진 관계식을 이용한 추산 값, 기존의 유사한 지반조건에 대해 정리된 도표, 현장계측 및 관측결과를 이용한 역해석, 파괴된 지반에 대한 역해석 등을 이용하여 결정한다(국토교통부, 2006).

동일한 지층이라 하더라도 시험한 위치에 따라 물성치가 일정한 경향을 가지고 다르게 분포할 경우에는 구간을 구분하여 각 구간에서 구한 물성치를 대표적인 물성치로 채택하여 적용할 수 있다. 구간을 구분하지 않고 전체를 동일한 구간으로 간주하여 설계하는 경우는 가장 불리한 값을 채택하여 적용한다(국토교통부, 2006).

설계단계에서 다양한 조사와 시험을 수행하더라도 거동을 추정하는 것이 불확실한 비탈면에 대해서는 설계단계에서 계측을 실시하거나 또는 시공중에 장기적인 거동과약을 위한 계측을 실시하고 이로부터 설계에 필요한 정보를 획득하여 설계하거나 기존 설계를 재검토 할 수 있다. 현장에서 계측이 이루어졌거나 파괴가 발생한 비탈면 등에 대해서는 계측결과 또는 현장에서 구한 기하학적 조건, 파괴발생시의 파괴형태 등을 고려한 역해석을 수행하여 지반의 역학적 특성치를 추정할 수 있으며 계측기간은 비탈면 변형규모와 그 영향도, 대책공의 유무, 공사의 진척도 등에 따라 결정해야 하나 정확한 상태과약을 위해 적어도 1년 정도 계측을 지속할 필요가 있다고 언급되어 있다. (국토교통부, 2006).

일반적으로 설계중 비탈면 안정 해석시 가장 민감한 문제중 하나는 예상되는 활동면에 대한 전단강도를 추정 혹은 결정하는 문제이다. 암반비탈면의 안정성 해석은 토사비탈면에 비하여 불연속면의 존재, 파괴형태의 다양성 및 복잡성 등에서 차이를 보인다.

특히 암반내 불연속면의 존재는 암반비탈면 파괴가 주로 불연속면을 따라 발생하기 때문에 비탈면 안정에 지대한 영향을 미치게 된다. 이러한 불연속면의 전단강도는 불연속면 분포상태 및 물성치의 파악이 중요하나 설계단계에서는 지표지질조사 및 실내시험을 통하여 대상구간의 절리 및 물성치를 파악하기는 실제로 매우 어려워 유사한 암석에 대한 기존 자료의 검토를 통해 추정이 이루어지고 있다. 대표적으로 사용되고 있는 것은 Hoek and Bray (1974)가 암석과 흙의 비탈면 파괴에 대한 역해석 결과 자료를 근거로 제시된 점착력과 마찰각 그래프이다(Fig. 3.1).

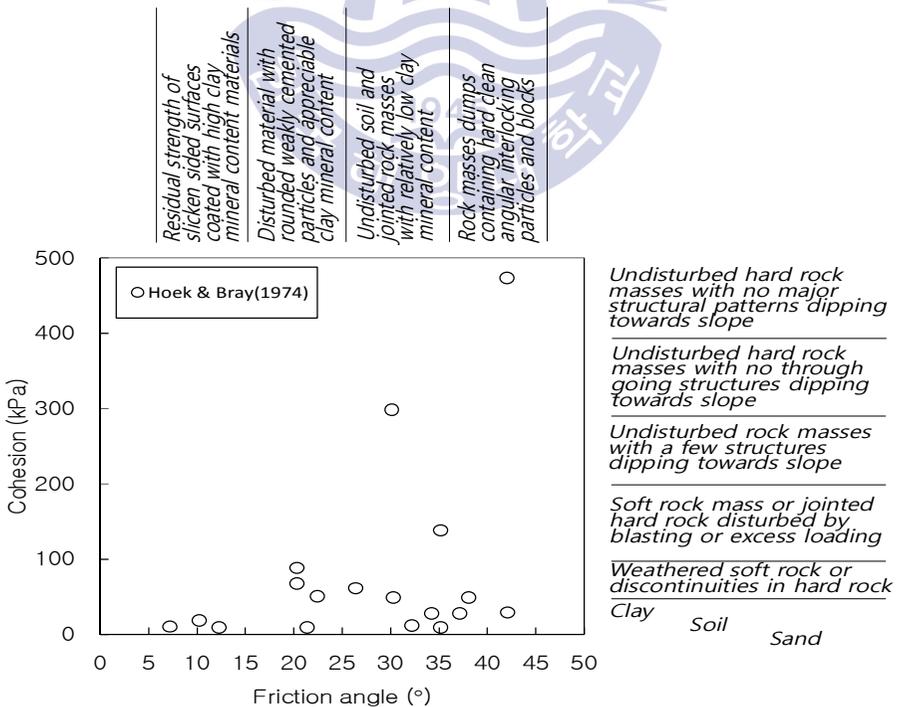


Fig. 3.1 Relationship between friction angle and cohesion(Hoek and Bray, 1974)

본 연구에서는 문헌을 포함한 기존 방안에 의하여 산정된 활동면 전단강도가 실제적인 지반조건에 부적합하여 비탈면 파괴가 발생함에 따라 예상활동면에 해당되는 불연속면에 대한 전단강도 재산정이 이루어졌다. 그 방법은 Fig. 3.2와 같으며 3.1.2에서 사례를 통해 설명하고자 한다.

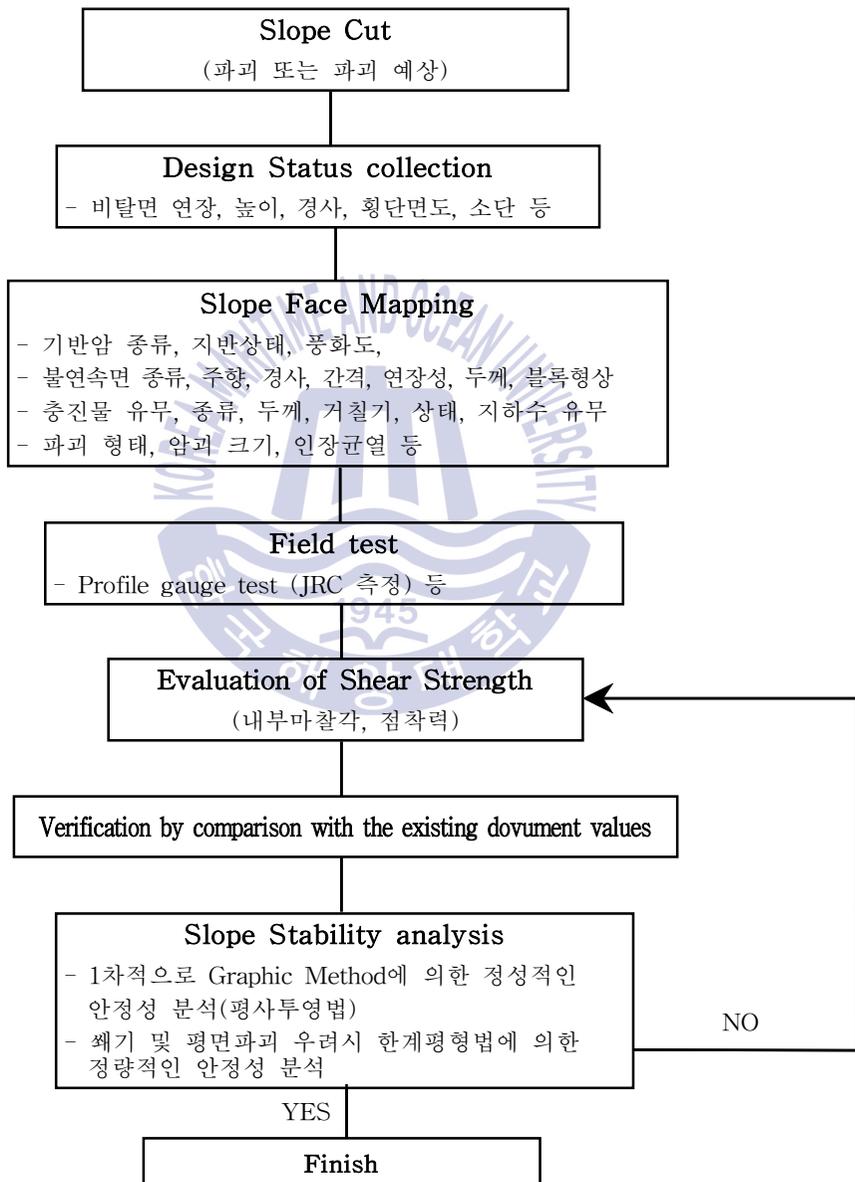


Fig. 3.2 Evaluation procedure of shear strength

3.1.2 전단강도 재산정 방법

1) 대상 사면

대상 비탈면은 부산~울산간 고속도로 제7공구 STA.1+300~1+380(부산)이다. 비탈면 연장은 80m, 최대 높이는 38.81m이며 설계 비탈면 경사는 발파암 1:0.5 이었으나 시공중 1:1.5로 변경하였으며 횡단면도는 Fig. 3.3과 같다.

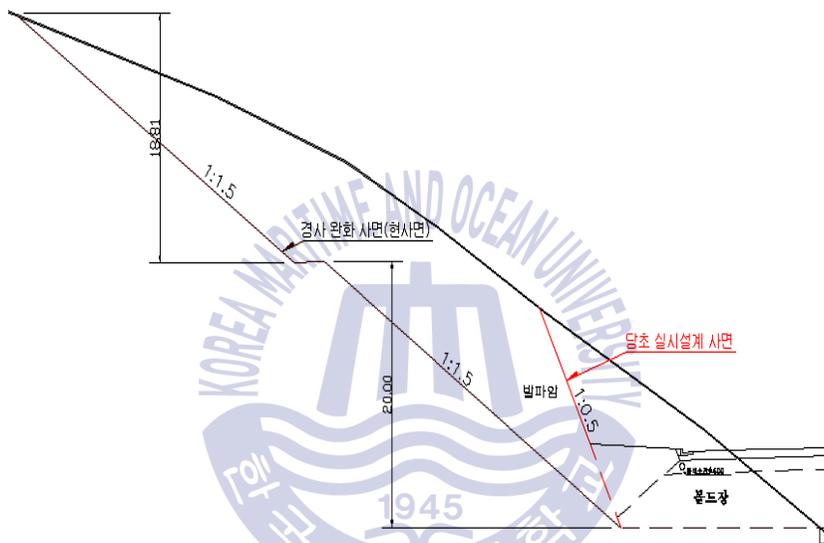


Fig. 3.3 Cross sectional view the target slope

절취 비탈면의 대부분을 차지하고 있는 기반암은 경상계 백악기 퇴적암류에 해당하는 울산층으로 암석 종류는 암회색~청회색 사암 및 적회색 셰일, 이암이 호층을 이루고 있는 것으로 조사되었다. 절취작업이 거의 완료된 상태에서 소단침하 및 인장균열 발생현황은 Fig. 3.4와 같다.

조사결과 지반강도는 비탈면 상부구간을 제외하고 대체적으로 moderately strong~very strong한 상태이며 지반 풍화도는 비탈면 상부구간을 제외하고 대체적으로 moderately weathered~slightly weathered한 상태인 것으로 조사되었다.

본 절취 비탈면에 분포하는 불연속면은 층리(bedding) 및 절리(joint) 등으로 소단침하 및 인장균열이 발생한 구간에서는 비탈면 방향과 약 30°~40°내외의 방향으로 사교하여 발달한 점토 협재 층리면이 Figs. 3.5~3.6과 같이 조사되었다.

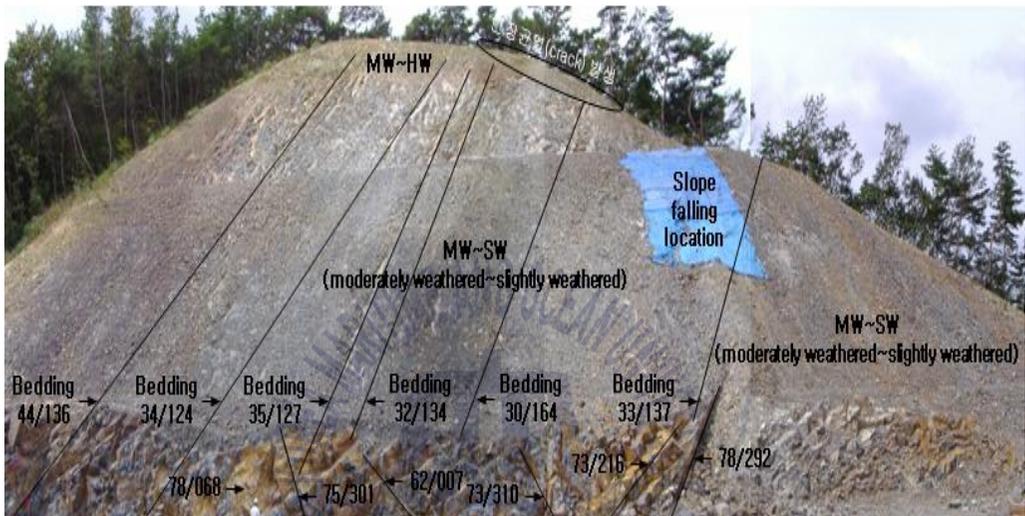


Fig. 3.4 Geological state after slope failure



Fig. 3.5 Developed situation of clay filled bedding plane

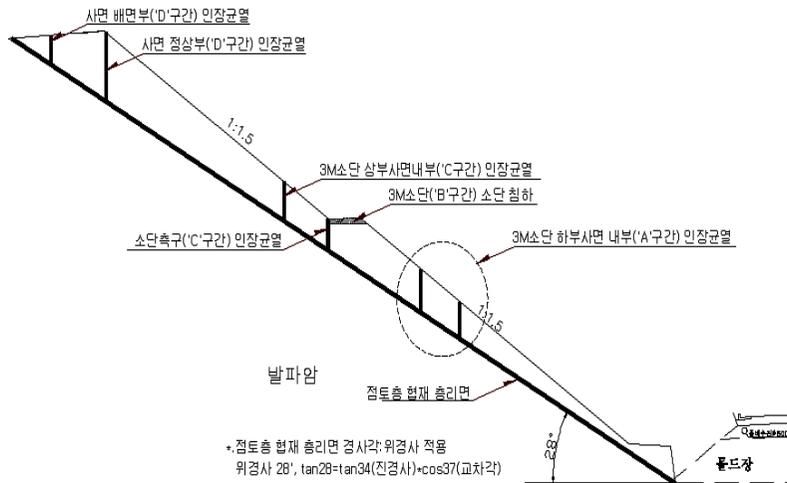


Fig. 3.6 Cross sectional view of slope failure

본 연구에서는 설계시 조사가 어려운 불연속면의 전단강도를 face mapping 을 이용하였다. 불연속면에 대해 면밀히 조사된 자료(불연속면의 상태, 지하수 유출 유무, 충전물의 유무 및 종류 등)를 반영하여 전단강도를 재산정 하였다.

먼저 내부마찰각의 경우 face mapping을 실시해서 불연속면 형상, 조도, 각도, 충전물 유무, 종류, 두께, 그리고 파괴형태 등을 면밀하게 검토하였다. Fig. 3.6을 보면 층리 불연속면의 파괴면 경사는 28°로 측정되었으며, 길이 약 2 cm내외의 두터운 점토가 층리면에 협재되어 있고, 층리면을 따라 지하수가 유입되는 것으로 확인되었다. 발생한 파괴는 최대높이 7 m의 평면파괴이며 상부면에 인장균열이 수반된 상태였다. 층리 불연속면에 대한 profile gage 측정 결과 JRC가 0인 매끄러운 평면형인 것으로 나타났다. 불연속면의 이와 같은 특징을 전체적으로 고려하여 내부마찰각을 15° 산정하였다. 이 결과는 Table 3.1의 국토해양부 건설공사 비탈면 시방기준(2006년)의 약간 무른상태 점토의 내부마찰각에 해당되는 값이며, Hunt(1984)가 제시한 Table 3.2의 이암, 세일 마찰각 10~20°의 평균값인 15°에 해당된다.

Table 3.1 Shear strength of soils in nature(Ministry of land, transportation and maritime affairs, 2006)

Soil	Description	Unit Weight (kN/m ³)	Friction angle (°)	Cohesion (kPa)	Symbol
Clay and silt	굳음(손가락으로 쉽게 들어감)	17	20	Below 50	
	약간 무름(중간정도의 손가락 힘으로 들어감)	16	15	Below 30	CH, MH, ML
	무름(손가락이 쉽게 들어감)	14	10	Below 15	

Table 3.2 General shear strength of sand rock, shale and limestone (Hunt, 1984; 정형식, 2004)

Case	Unit weight(t/m ³)	Friction angle(°)	Cohesion (Mpa)	Note
<Solid Igneous rock> Limestone, 백운암, Sand stone	2.3~2.8	35~45	9.81~29.42 (1,000~3,000t/m ²)	Hoek, 1981 (대표적인 암석의 성질)
Sand stone		$\phi_b=25\sim35$		Barton & Choubey 1977
Silt stone		$\phi_b=27\sim33$		
Sandstone	1.2~3.0	$\phi_a=27\sim50$		Goodman et al., 1980
<Weak Sedimentary rock> Coal, Chalk, Shale, Sandstone	1.7~2.3	25~35	0.98~19.61 (100~2,000t/m ²)	Hoek, 1981
Shale		$\phi_b=19\sim32$	0~0.59 (0~6t/m ²)	Barton, 1974
Mudstone Shale	1.8~2.4 1.6~2.2	10~20		Hunt, 1984
Shale	1.6~2.7	$\phi_a=15\sim30$ $\phi=10\sim20$ (unfavorable)	0.03~0.07 (3.5~7.0t/m ²) (unfavorable)	Underwood, 1967
Limestone		ϕ_b (wet)= 27~35 ϕ_b (dry)= 31~37		Barton & Choubey 1977
	1.7~3.1	27~50		Goodman et al., 1980
		17~21	0.05~0.20 (5~20t/m ²)	Barton, 1974 (충진물을 포함하는 불연속면)
	2.64			Hunt, 1984
		$\phi_b = 30 \sim 35$		Deere, 1976

ϕ_b = 기본마찰각(basic friction angle)
 ϕ_a = 겉보기마찰각(apparent friction angle)

() : 미터 단위계 값

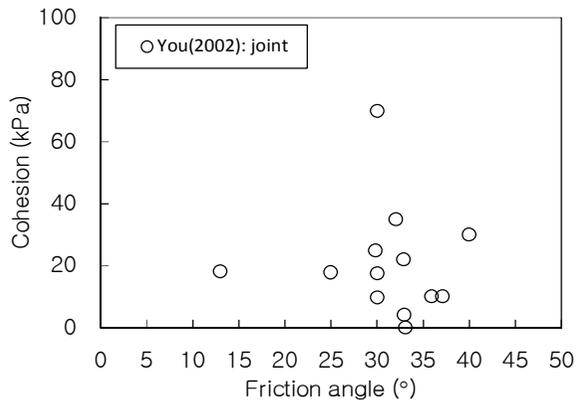
점착력의 경우도 face mapping을 통해 확인된 층리면의 점토 협재와 지하수 유입, 파괴형태(평면) 등을 종합적으로 고려하여 점착력 6.86 kPa (0.686 t/m²)을 산정하였다. 이와 같은 점착력 산정은 정형식(2004)이 언급한 활동암괴의 두께에 따라 점착력 값이 일정범위에 집중하는 경향이 있다는 자료를 참고하였다(암괴두께 10 m에 c=9.8 kPa (1 t/m²)로 즉 1 m 마다 c=0.98 kPa (0.1 t/m²)씩 증가됨). 또한 1974년 Barton이 제시한 세일의 점착력 0~58.84 MPa(0~6t/m²)에 점토 충전 층리면에 대한 특성을 반영하여 Table 3.3에서 제시된 값도 참조하였다. 실제 암반 상태는 불연속면이 완전히 끊어지지 않은 상태에 있으므로 어느 정도의 점착력이 고려되어야 한다. 하지만 불연속면의 점착력은 산정은 정립화된 이론은 없는 상태이다. 비탈면이 과거에 활동 또는 파괴가 발생된 곳이 존재한다면 활동면의 전단강도는 활동면상의 유동토괴, 규모 등으로 개략적으로 역산할 수 있지만 파괴가 발생되지 않은 경우에는 토질조사 결과나 경험적으로 방법에 의존할 수 밖에 없는 상황이다.

Table 3.3 To determine c according to the thickness of the active rock(정형식, 2004)

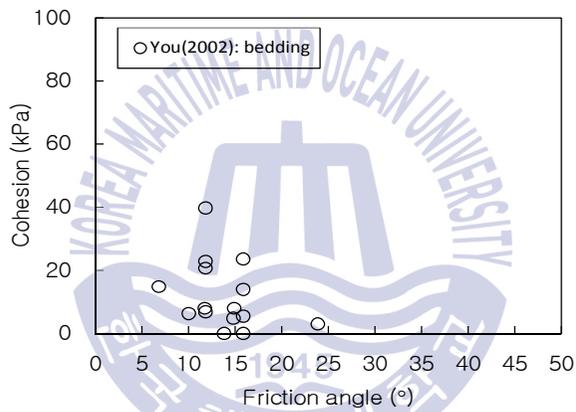
Thickness of the active rock	5 m	10 m	15 m	20 m	25 m
Cohesion(MPa)	0.005 (0.5t/m ²)	0.01 (1.0t/m ²)	0.015 (1.5t/m ²)	0.02 (2.0t/m ²)	0.025 (2.5t/m ²)

() : 미터 단위계 값

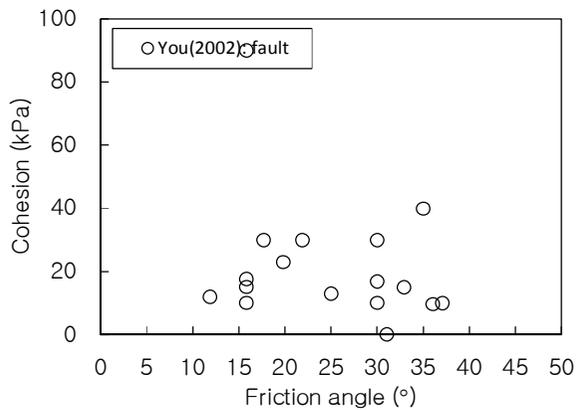
연구를 통해 산정된 내부마찰각과 점착력은 Fig. 3.1의 Hoek and Bray(1974)의 제시값과 Fig. 3.7 퇴적암의 절리, 층리, 단층에 대해 제시한 값(You, 2002)과 제 4장에서 비교 되었다.



(a) joint



(b) bedding



(c) fault

Fig. 3.7 Relationships between friction angle and cohesion(You, 2002)

3.2 암반비탈면 파괴유발 원인 및 유형 분석

총 173개소의 파괴된 암반비탈면을 조사하였다. 파괴된 비탈면의 파괴유발 원인은 주로 절리, 층리, 단층 등의 불연속면에 의해 발생된 것으로 조사되었다. 67개소의 파괴 암반비탈면이 절리와 밀접하게 관계있는 것으로 조사되었고, 36개소가 층리, 48개소가 단층과 각각 관계있는 것으로 조사되었다. 물론 많은 경우에 불연속면 간의 상호 작용에 의해 파괴가 유발되었지만 연구 편의상 파괴유발 요인이 어느 불연속면인지를 분류하여 구분하였다. 본 연구에서는 173개소 중 153개소의 파괴된 암반비탈면에 대한 전단강도 산정이 이루어졌다. 본 논문에서는 이중 불연속면(절리, 층리, 단층)과 관련된 131개소에 대한 분석 결과를 제시하였다(참조 3.3, 3.4, 3.5절).

Table 3.4는 총 173개소 암반비탈면의 파괴유형별로 분석한 것으로 71개소는 평면파괴, 24개소는 전도파괴, 52개소는 원호파괴, 26개소는 썰기파괴를 보이는 것으로 나타났다. Fig. 3.8은 파괴형태와 그 개수를 막대그래프로 나타낸 것이다. 전체적으로 평면파괴가 가장 높은 비율을 차지함을 알 수 있다. 이 결과는 You(2002)년 국내 퇴적암 지대(구마고속도로, 남해고속도로, 중앙고속도로)에서 관찰한 파괴유형과 매우 유사한 결과이다.

Table 3.4 Failure types of discontinuities for all slopes

Failure section nos.	Plane	Toppling	Circular	Wedge
Total Nos. 173	71	24	52	26
Percentage(%)	41	14	30	15

위에 열거된 4가지 파괴형태(Fig. 3.9)는 다음과 같은 특징이 있다(이인모, 2016). 원호파괴(circular failure)는 불연속면이 워낙 다채롭게 발달되어 있어 토질역학에서의 비탈면 파괴와 같이 원형으로 파괴되는 경우이다. 평면파괴(plane failure)는 비탈면 주향과 불연속면 주향이 거의 비슷하고 불연속면의 경사각도가

비탈면 경사각도보다 작을 때 파괴되는 양상이다. 썸기파괴(wedge failure)는 두 불연속면의 교선방향으로 파괴되는 경우이다. 전도파괴(toppling failure)는 거의 수직에 가까운 절리로 인하여 비탈면쪽으로 쓰러지는 형상으로 파괴되는 경우를 말한다. 원형파괴는 응력지배(stress-controlled) 문제이고 나머지 세 개의 파괴형태는 불연속면에 의해 지배되는 지질구조 문제이다.

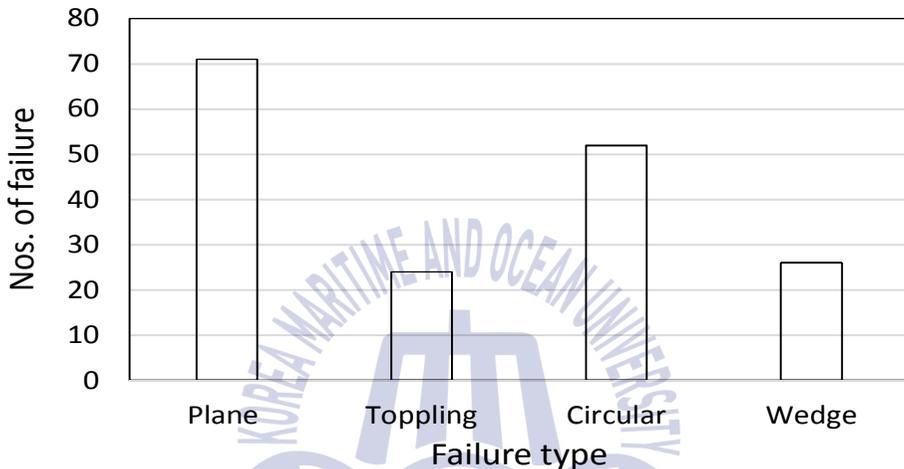
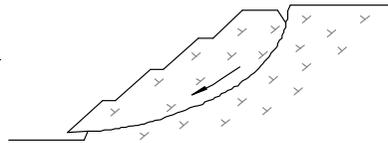
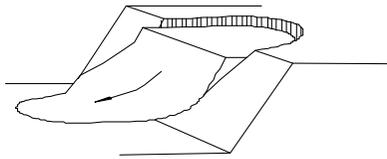


Fig. 3.8 All slopes of failure types considered in analysis

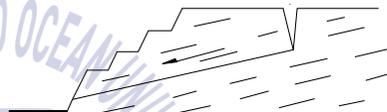
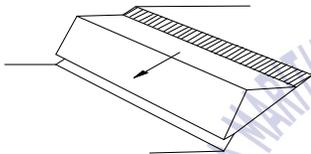
전체 암반비탈면 파괴유형 분석결과 Table 3.4에서 보듯이 평면파괴(41%) 비중이 제일 높았으며 원호파괴, 썸기파괴, 전도파괴 순으로 파괴유형(Fig. 3.8)이 나타났다. 이것은 본 연구지역(경상분지)에 주로 분포하는 암석(퇴적암)의 특성상 절리 및 층리면에 의한 평면파괴가 주를 이루기 때문이다. 그리고 원호파괴 유형이 두 번째 크게 차지하는 것은 연구 지역의 지구조 특성(양산 단층대)상 단층대로 인해 파쇄대가 많이 분포하기 때문인 것으로 판단된다.

Rock Slope Engineering(Hoek and Bray, 1981)에 의하면, ‘암반비탈면에서 평면파괴 가능조건에 대하여 비탈면과 불연속면이 평행하거나 거의 평행한($\pm 20^\circ$ 이내) 주향을 가져야 한다’라고 되어 있으나 본 연구지역에서 분석된 비탈면을 보면 불연속면에 점토층이 협재된 경우에는 $\pm 40^\circ$ 이내에서도 평면파괴가

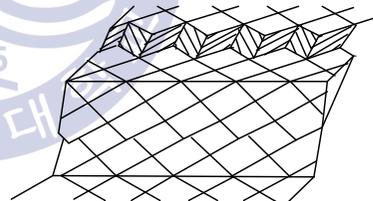
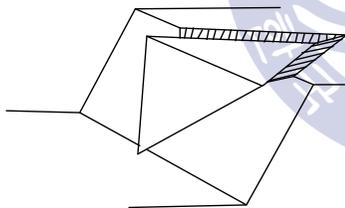
발생하는 것으로 조사되었다. 아울러 불연속면의 주향이 비탈면의 주향과 유사하고 불연속면에 점토층이 두껍게(2 cm 이상) 협재된 경우 비교적 큰 규모의 파괴가 발생하는 것을 알 수 있었다.



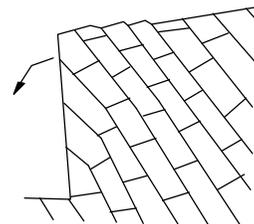
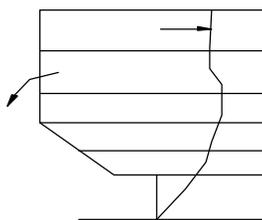
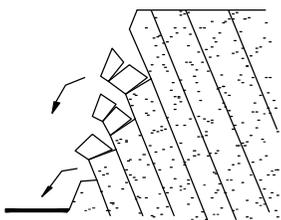
(a) Circular failure



(b) Plane failure



(c) Wedge failure



(d) Toppling failure

Fig. 3.9 Typical failure types of rock slopes

3.3 절리 불연속면 전단강도 재산정 결과

3.3.1 절리 파괴유형

총 67개소 파괴 암반비탈면이 절리와 관계있는 것으로 조사되었다. 파괴유형별로 살펴보면 30개소가 평면파괴를 9개소가 전도파괴, 13개소는 원호파괴, 15개소는 썸기파괴와 관련된 것으로 조사되었다(Table. 3.5, Fig. 3.10).

Table 3.5 Failure types of discontinuities related to joint plane

Failure section nos.	Plane	Toppling	Circular	Wedge
Total Nos. 67	30	9	13	15
Percentage (%)	45	13	19	22

Note) 절리파괴 67개소 중 59개소에 대해 재산정 분석 실시

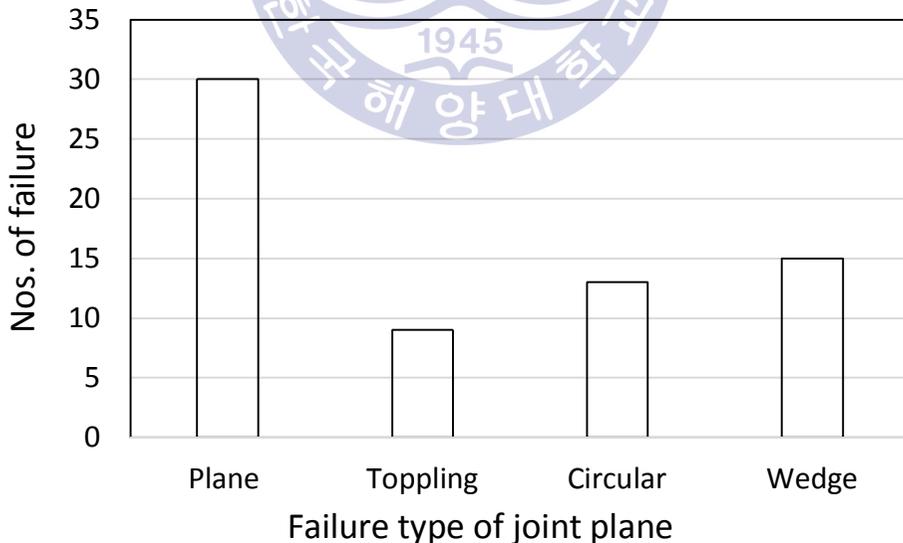


Fig. 3.10 Failure types of discontinuities related to joint plane

전체 암반비탈면중 불연속면이 절리인 경우의 파괴유형 분석결과 Table 3.5에서 보듯이 평면파괴(45%) 비중이 제일 높았으며 썩기파괴, 원호파괴, 전도파괴 순으로 파괴유형이 나타났다. 이것은 본 연구지역이 암반비탈면에서의 특징인 절리면을 따라 평면, 썩기 및 전도파괴 유형이 대부분을 차지하는 것을 알 수 있다.

3.3.2 절리 불연속면으로 인한 비탈면 파괴 사례

절리 불연속면으로 파괴(또는 파괴가 예상되는)된 59개 절리 불연속면에 대한 전단강도에 대해 분석이 이루어졌다. 이 중 대표적인 두 가지 사례를 이 절에서 설명하고자 한다. 앞 절에서 언급된 것처럼 절리로 된 불연속면에서 발생된 파괴유형은 평면파괴가 가장 많은 점을 감안하여 평면파괴와 썩기 파괴 사례를 선정하였다.

1) CASE 1 : 평면파괴 및 썩기파괴

대상 구간은 부산-울산간 고속도로 2공구(부산 송정) STA.1+160~1+400 (부산방향)이다. 해당 공구의 비탈면 설계상황을 보면 연장이 240 m이고 최대 비탈면 높이는 43.54m (STA. 1+300)이다(Fig. 3.11). 설계시 적용된 경사는 토사구간(1:1.2, 1:1.5), 발파암(1:0.5)이다. 최대 비탈면고에 해당하는 위치 (STA. 1+300)에 대한 설계 횡단면도는 Fig. 3.11과 같으며, 절취비탈면의 주향/경사는 N18E/63SE(경사각/경사방향; 63/108, 1:0.5경사 적용)로 조사 되었다.

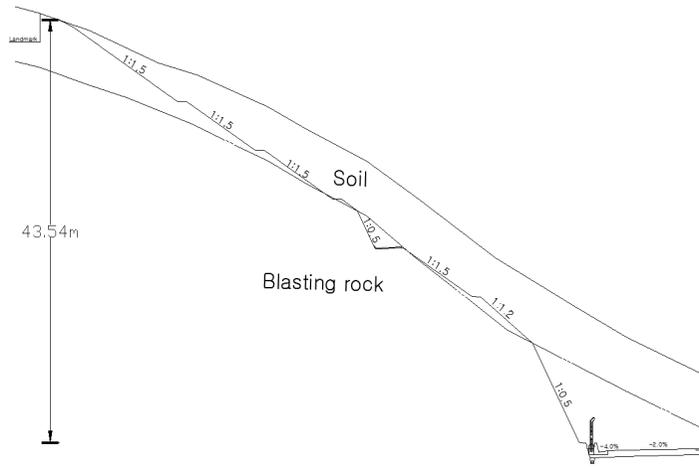


Fig. 3.11 Cross sectional view of slope in design

(1) 파괴 후 조사결과

파괴 후 지질현황을 검토한 결과 본 절취비탈면의 대부분을 차지하고 있는 기반암은 경상계 백악기의 화성암류에 해당하는 안산암류 및 안산암질 화산각력암으로 수개의 소규모 단층대가 조사되었다. 중앙부는 대체적으로 양호한 지반 상태이나 시·종점부 및 비탈면 상부는 대체적으로 불량한 지반상태인 것으로 조사되었으며 상세한 지반현황은 Fig. 3.12와 같다.

암반 상태는 연암반 이상의 양호한 지반이 분포하는 중앙부와 시·종점부 및 비탈면 상부는 풍화암반 이하의 불량한 지반이 분포하는 것으로 조사되었다. 암석의 강도가 중앙부는 Figs. 3.12~3.15에서 보는 바와 같이 대체적으로 moderately strong~very strong한 양호한 지반상태이나 시·종점부 및 비탈면 상부는 대체적으로 very weak~weak한 불량한 지반상태인 것으로 나타났다. 암석 풍화도는 중앙부는 대체적으로 moderately weathered~slightly weathered한 양호한 상태이나 시·종점부 및 상부는 대체적으로 completely weathered~highly weathered한 불량한 상태인 것으로 나타났다.

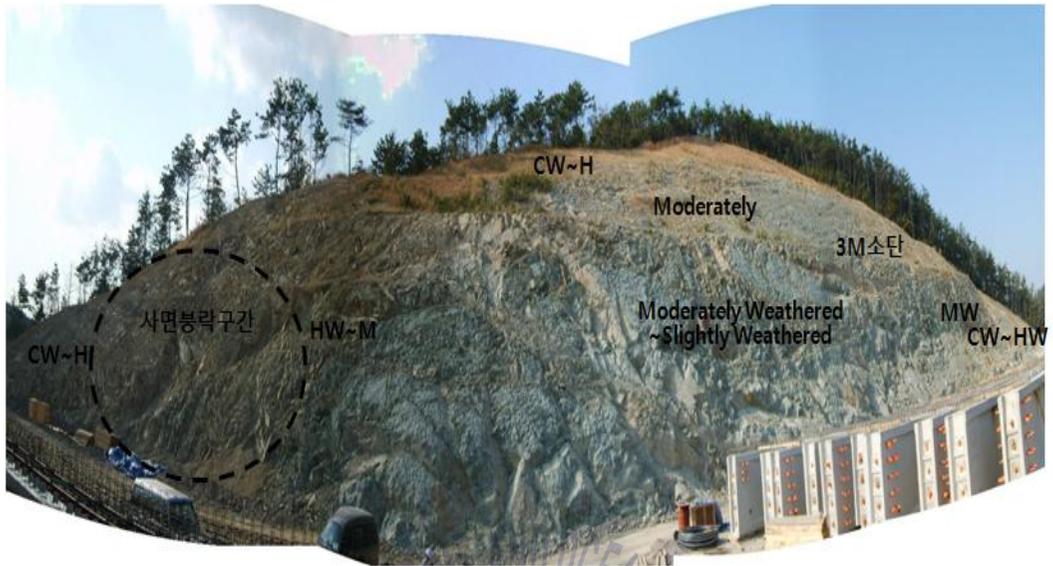


Fig. 3.12 Geological state after slope failure



Fig. 3.13 Poor ground condition at the starting point section



Fig. 3.14 Good ground condition at the middle section



Fig. 3.15 Poor ground condition at the ending point section

조사된 불연속면의 종류는 Fig. 3.16~3.19에서 보듯이 절리(joint) 및 단층(fault) 등으로 일부 구간에서는 절리 및 단층대를 따라 비탈면 파괴 및 지반균열이 발생되었거나 혹은 평면파괴 형태의 비탈면 파괴가 가능한 것으로 조사되었다.

조사된 절리면 경사 및 경사방향은 52/064, 62/040, 76/057, 79/117, 39/180, 65/071, 66/064, 53/061, 28/172, 65/062, 54/160, 60/061, 41/058, 36/128, 89/299, 44/066, 34/069, 36/133, 36/095, 39/112 등으로 종점부에서는 절리가 발달되어 지반이 파쇄가 심하며 일부구간에서는 절리면을 따라 평면파괴 혹은 썩기파괴 형태의 비탈면 파괴가 가능한 것으로 조사되었다. 시·중점부 및 중앙 우측부에서는 약 2~5cm 두께의 점토층이 협재된 여러 개의 단층대 및 약 20~50cm 폭의 파쇄대를 가지는 여러 개의 단층대가 조사되었다. 단층면 경사 및 경사방향은 12/233, 36/142, 24/164, 33/140, 39/159, 45/087, 29/232 등으로서 일부 구간에서는 단층면을 따라 평면파괴 혹은 썩기파괴 형태의 비탈면 파괴가 발생되었거나 비탈면 파괴가 가능한 것으로 조사되었다.

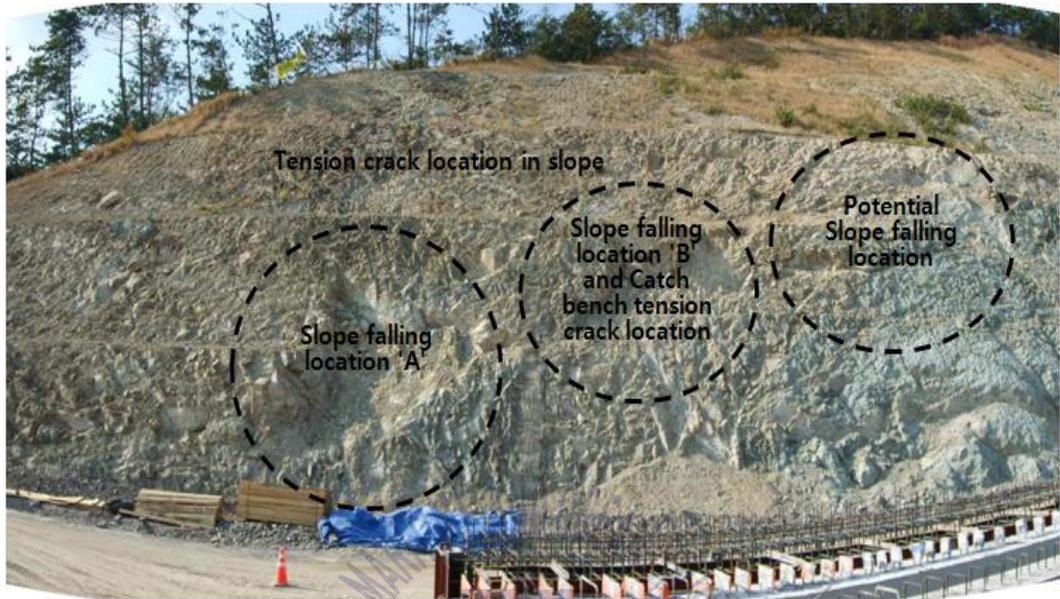


Fig. 3.16 Slope failure and tension crack at the starting point section



Fig. 3.17 Slope falling location at 'A' section

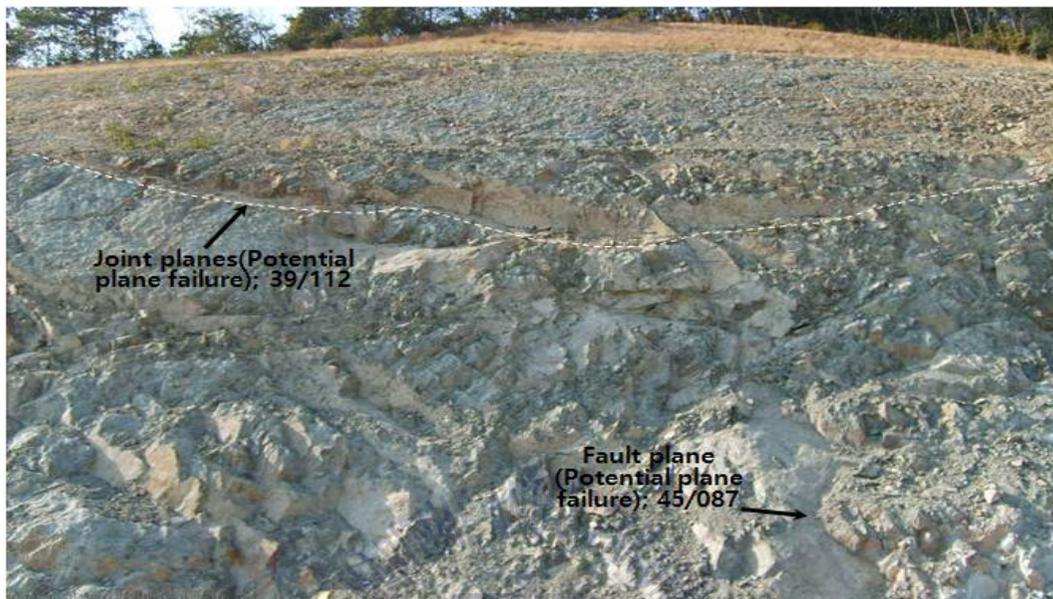


Fig. 3.18 Potential plane failure due to joint and fault at the right middle section

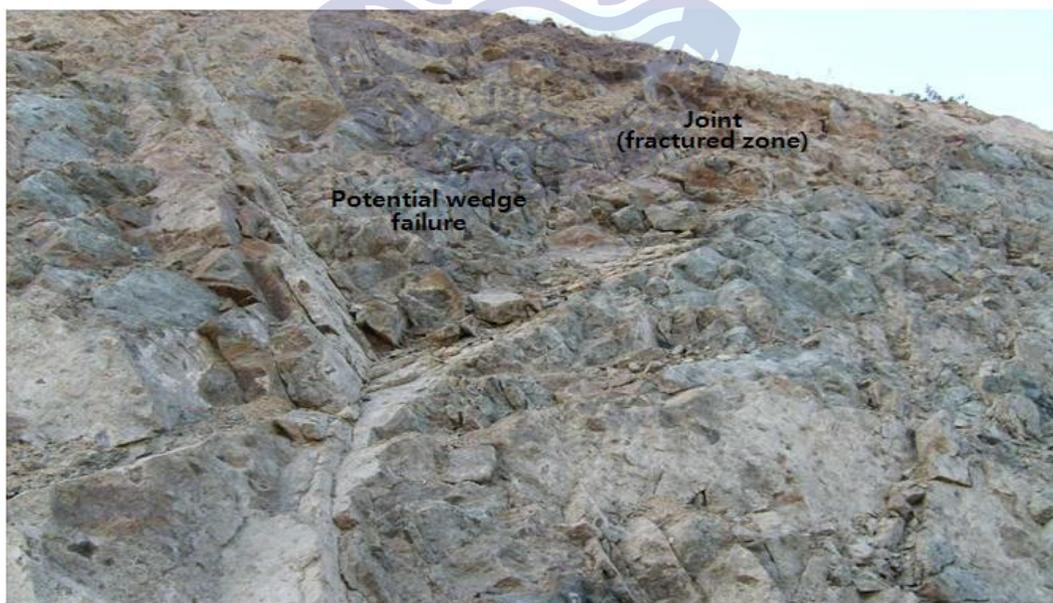


Fig. 3.19 Potential wedge failure due to joint or fault at the ending point section

(2) 파괴 원인조사

본 대상 비탈면은 단층면 혹은 절리면에 따른 평면파괴 및 썩기파괴가 혼합되어 발생한 파괴인 것으로 판단되었다. 중앙 우측부 및 종점부에서는 절리면 혹은 단층면을 따른 평면파괴 및 썩기파괴 가능성이 잠재되어 있는 것으로 판단하였다(Fig. 3.20).

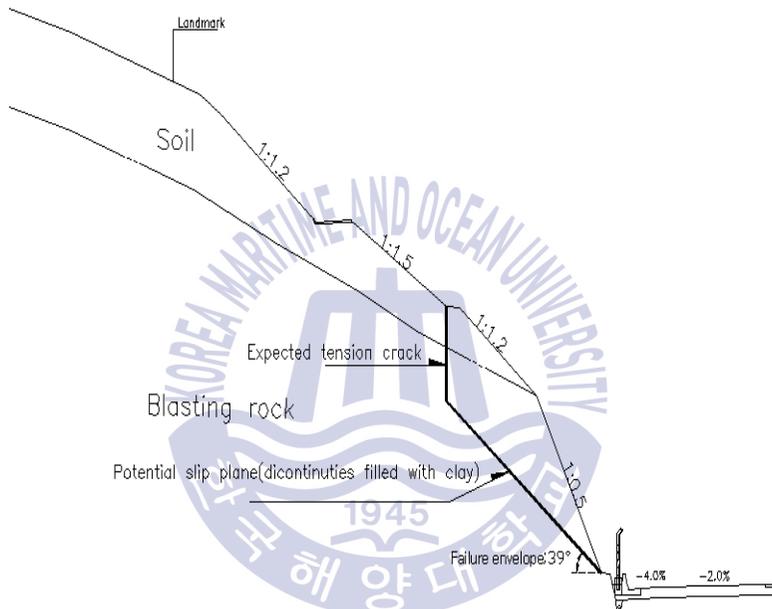


Fig. 3.20 Cross sectional view of slope failure at STA.1+240

평사투영 결과 평면파괴에 대해서 Fig. 3.21에서 보듯이 다소 불안정한 것으로 판단되었고 일부의 단층면 혹은 절리면에 의한 평면파괴 가능성이 있어 암반이 불안정한 것으로 판단되었다.

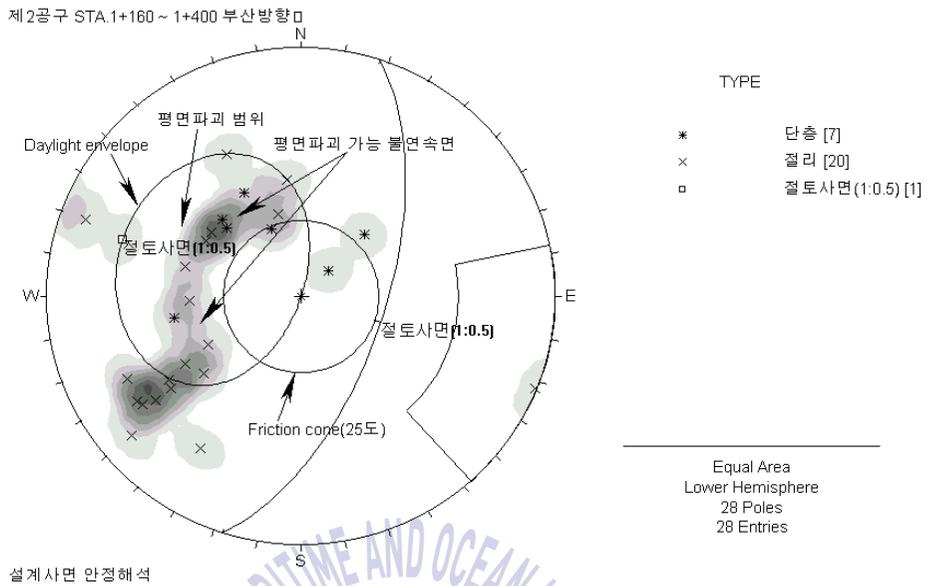


Fig. 3.21 Results of analyses of plane failure using stereographic projection method

췌기파괴 해석결과 Fig. 3.22에서 보듯이 불연속면의 평균 주향 및 경사 적용시 단층면 혹은 절리면의 상호조합에 의해 췌기파괴 가능성이 있어 불안정한 것으로 판단되었다.

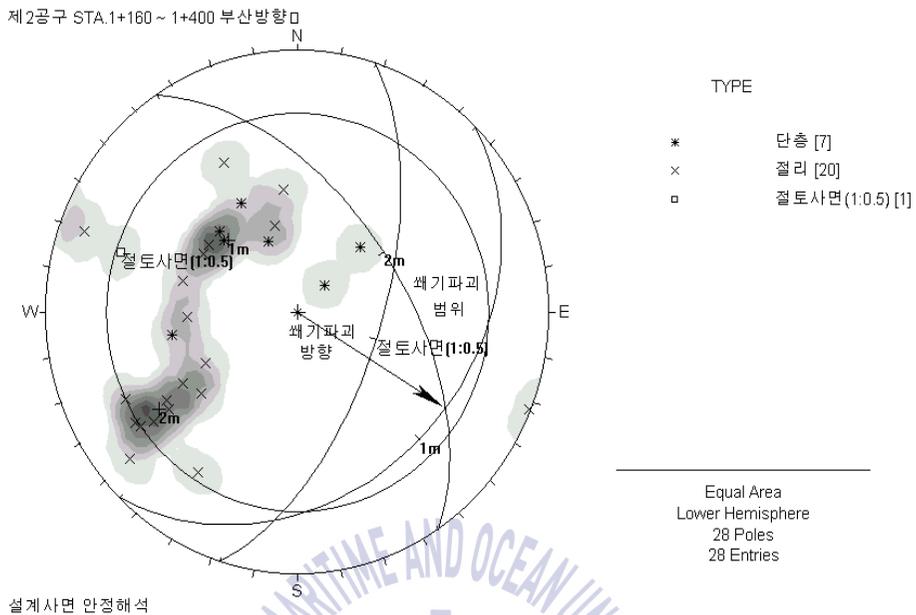


Fig. 3.22 Results of analyses of wedge failure using stereographic projection method

(3) 전단강수 재산정 및 보강대책 수립

내부마찰각과 점착력은 앞 절에서 설명한 바와 같이 face mapping을 실시해서 불연속면 형상, 조도, 각도, 충전물 유무, 종류, 두께, 파괴형태 등을 면밀히 검토하여 내부마찰각(ϕ) 25°, 점착력 20 kPa를 산정하였다. 산정된 전단강도는 비탈면 안정해석에 적용되었다. 절취비탈면의 경사 및 경사방향은 63/108(비탈면 경사 1:0.5)를 적용하였다. 한계평형해석 단면은 설계에 적용된 비탈면을 참고하였으며 불연속면은 점토층이 협재된 것을 고려하여 변경하여 적용하였다. 해석결과 건기시 안전율 1.5와 우기시 안전율 1.2를 만족하지 못하는 것으로 나타났다. 비탈면 파괴 및 지반균열이 발생하였고 잠재적인 파괴 가능성이 있어 안전을 확보를 위해서는 경사완화공법 적용이 필요한데 이 경우 절리면의 경사각을 39°(시점부), 45°(중점부) 이하로 완화가 요구된다.

하지만 현장 여건과 경제성 및 시공성을 고려하여 불연속면을 따른 암반의 일체화 등을 고려하여 nailing(시점 : SD35이상, D29mm, 보강규격 1.8m × 1.2m(L=6m) 6단, 중앙 우측 및 종점 : SD35이상, D29mm, 보강규격 1.5m × 1.2m(L=6~8m) 15단) 및 표면처리공법을 적용하는 것으로 결정하였다. 아울러 Nailing 보강공법 적용시 각각의 nail을 일체화시키기 위하여 각 nail의 두부를 PVC코팅망(능형망)으로 강결처리 하며 표면처리 공법은 nailing의 전면판으로 식생 기반재 취부공법 혹은 슛크리트 공법을 적용하는 것이 적정한 것으로 판단하였다.

① 시점부 구간

시점부 절취비탈면 파괴 및 지반균열이 발생한 비탈면 하부 일부구간에 대하여 위에서 제시한 보강규격대로 nailing 보강공법을 적용할 경우(Figs. 3.23, 3.24) 비탈면 안정 해석결과는 Figs. 3.25, 3.26과 같으며, 해석안전율이 건기시 1.80 및 우기시 1.23으로서 해석 안전율이 최소 기준 안전율(건기시 1.50, 우기시 1.20)을 상회하므로 안정한 것으로 판단되었다.

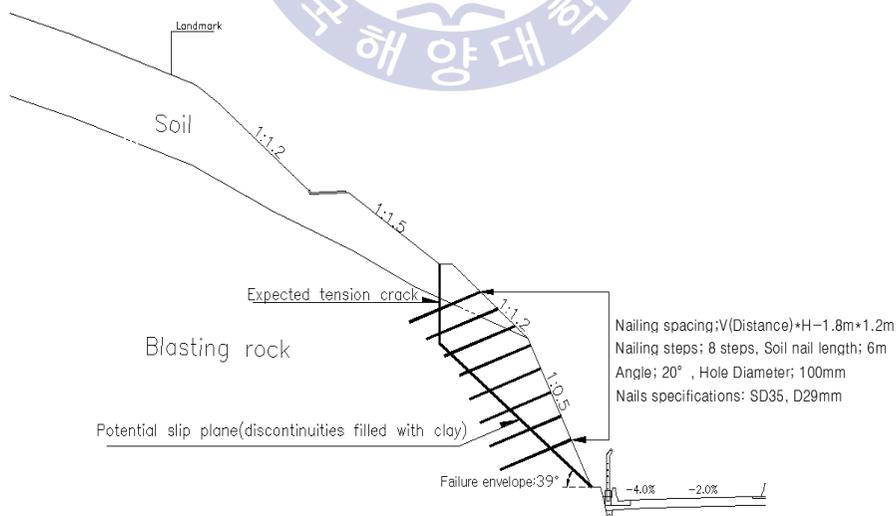


Fig. 3.23 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+240

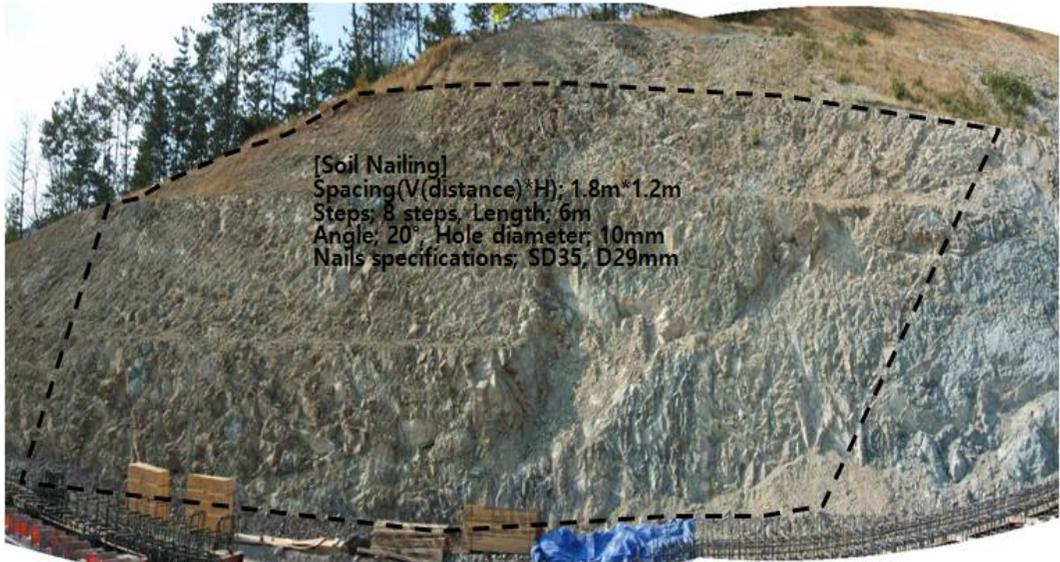


Fig. 3.24 Reinforced slope at the starting point section

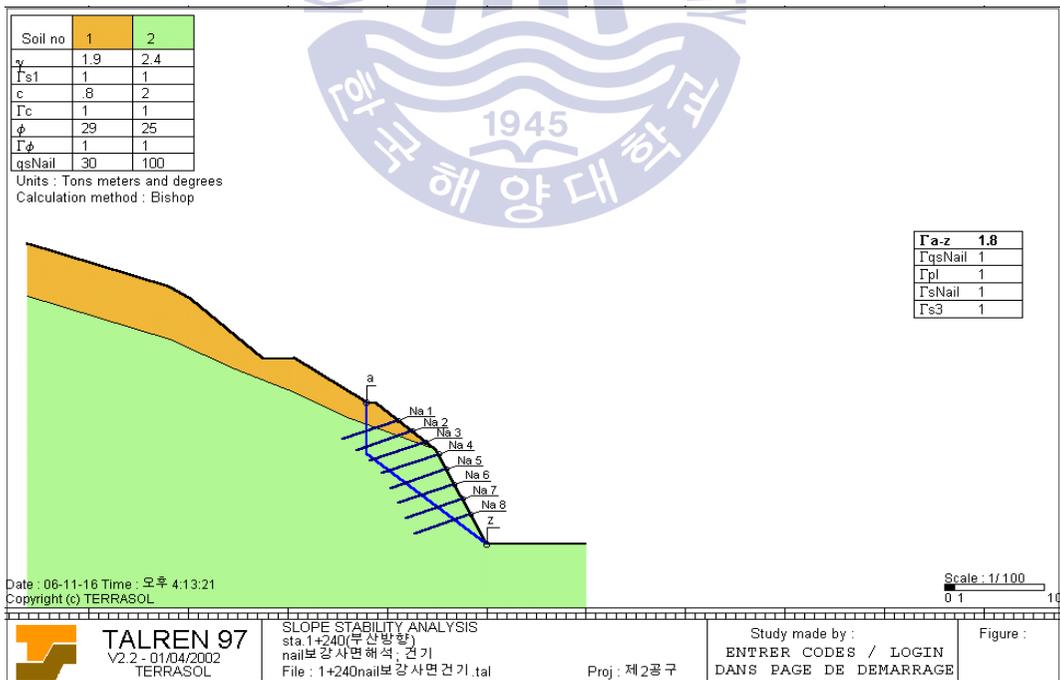


Fig. 3.25 Dry case at the starting point section($F_s: 1.80 > 1.5$)

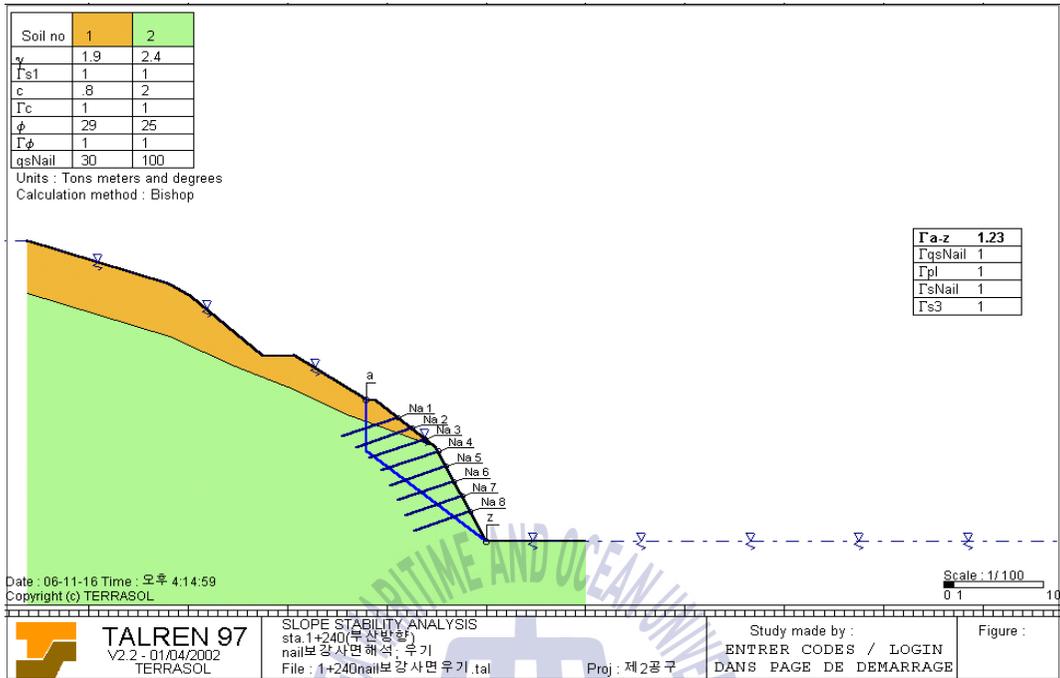


Fig. 3.26 Rainy case at the starting point section($F_s: 1.23 > 1.2$)

② 중앙 우측부 및 종점부 구간

잠재적인 비탈면 파괴 가능성이 있어 불안정한 비탈면 중앙 우측 및 종점부 비탈면 하부 일부구간에 대하여 위에서 제시한 대로 nailing 보강공법을 적용할 경우(Figs. 3.27, 3.28) 비탈면 안정해석 결과는 Figs. 3.29, 3.30과 같다. 해석안전율이 건기시 1.82 및 우기시 1.22으로서 해석안전율이 최소 기준안전율(건기시 1.50, 우기시 1.20)을 상회하므로 이와 같은 보강시 안정한 것으로 판단되었다.

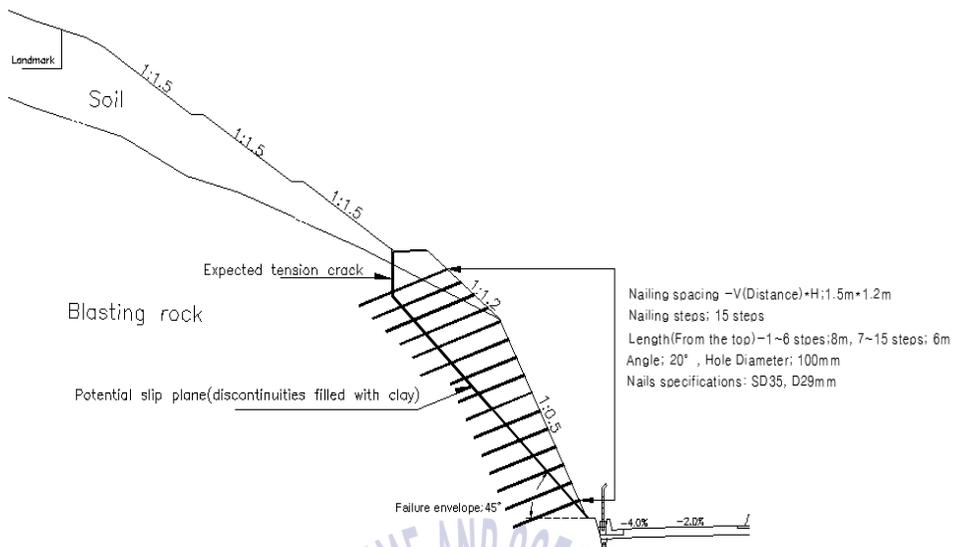


Fig. 3.27 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+320

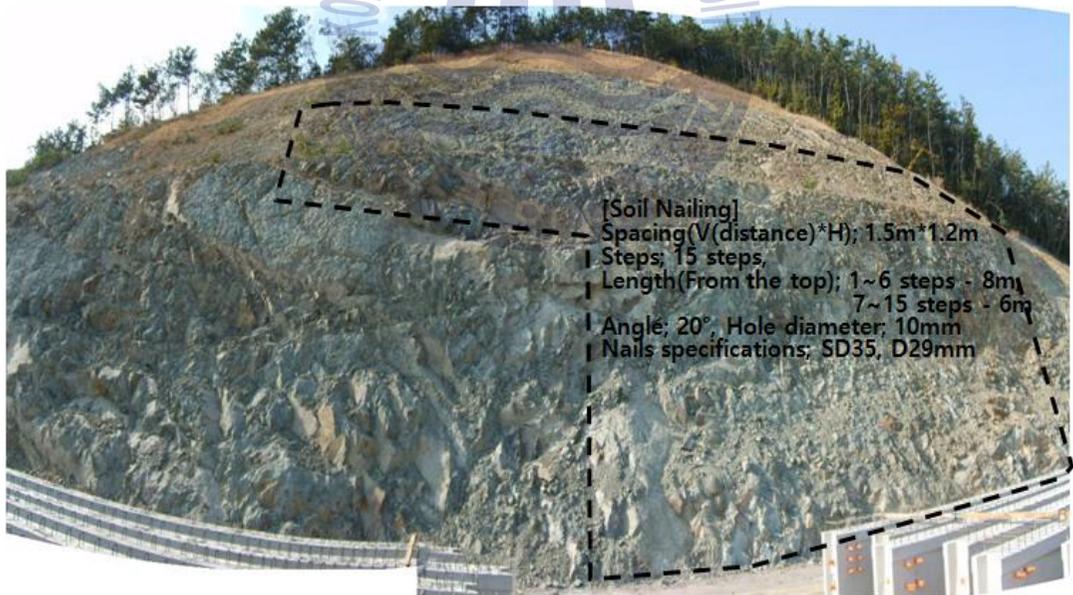


Fig. 3.28 Reinforced slope at the right middle section and ending point section

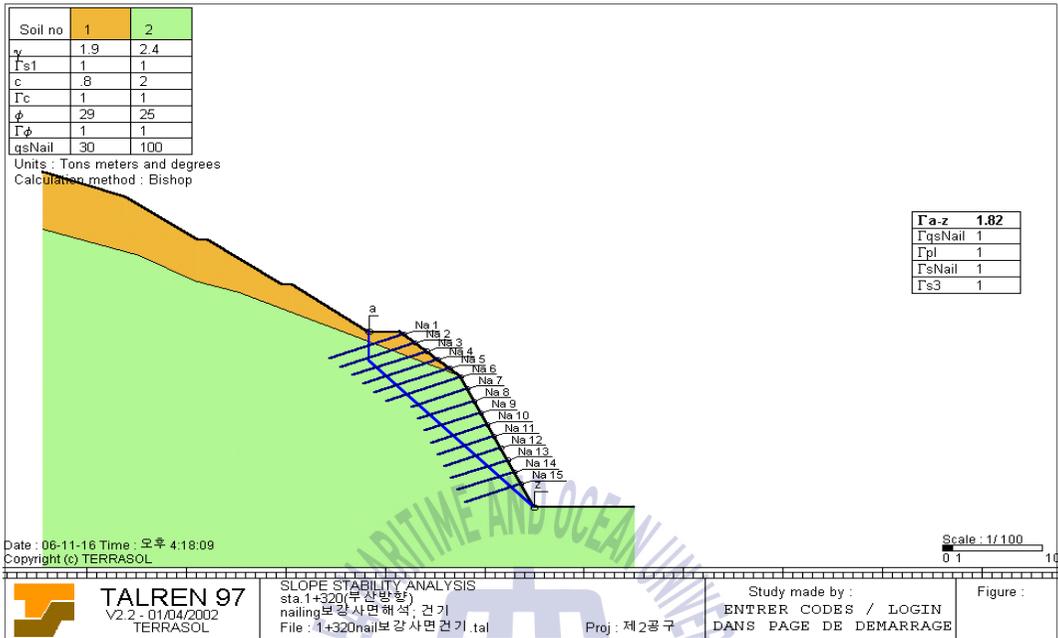


Fig. 3.29 Dry case at the middle and ending point section($F_s: 1.82 > 1.5$)

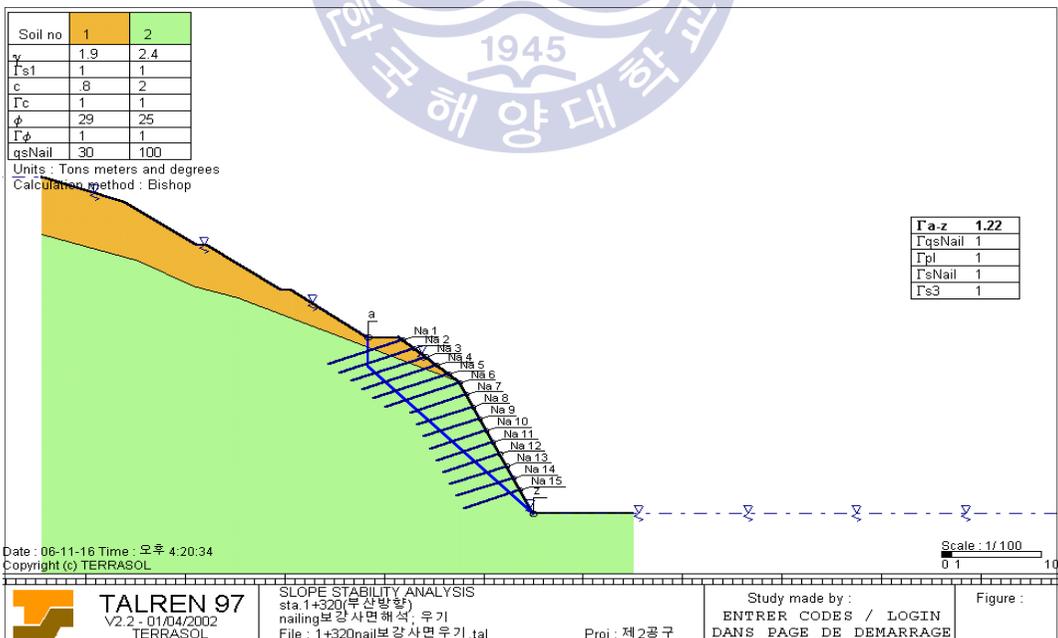


Fig. 3.30 Rainy case at the middle and ending point section($F_s: 1.22 > 1.2$)

2) CASE 2 : 평면파괴 및 쉼기파괴

대상구간은 부산~울산간 고속도로 5공구(부산 장안) STA.1+360~1+580 (울산방향)이다. 비탈면 설계상황을 보면 연장이 220m이고 최대 비탈면 높이가 15.197m(STA. 1+500)이다. 설계시 적용된 경사는 토사구간(1:1.2), 발파암(1:0.5~1.2)이다.

최대 비탈면고에 해당하는 위치(STA.1+500)에 대한 설계 횡단면도는 아래의 Fig. 3.31과 같다. 설계 절취비탈면의 주향/경사는 N24E/55, 39NW (경사/경사방향; 55, 39/294, 1:0.7 및 1:1.2 경사 적용)으로 조사되었다.



Fig. 3.31 Cross sectional view of slope adopted in design

(1) 파괴후 조사 결과

본 구역 절취비탈면의 대부분을 차지하고 있는 기반암은 중생대 백악기 화산암류에 해당하는 안산암질암으로서 종점측 일부 구간에서는 화산 각력암이 노출되기도 하며, 시·종점측에서는 2매의 중성암맥이 비탈면에 거의 수직인 방향으로 관입되어 있는 것으로 조사되었다. 그리고 암맥

관입방향과 유사한 방향으로 비탈면 방향에 거의 수직 방향인 다수의 단층대도 조사되었다.

Figs. 3.32~3.36을 보면 비탈면 대부분의 구간에서 절리 및 단층 등의 불연속면이 발달하고 시·종점층 일부 구간 및 표토층 그리고 단층대와 암맥구간을 제외하고는 대체적으로 연암이상의 양호한 지반으로 구성되어 있다. 지반강도는 대체적으로 strong~very strong 하나 시·종점층 일부 구간 및 표토층은 very weak~weak 하고 내부에서 단층대는 국부적으로 weak~very weak 하다.



Fig. 3.32 State of geological and ground at the 5th section, STA.1+360 ~1+580

지반 풍화도는 대체적으로 moderately weathered~slightly weathered 하나, 시·종점층 일부 구간 및 표토층은 completely weathered~highly weathered 하고, 비탈면 내부에서 단층대 및 암맥구간은 국부적으로 completely weathered~highly weathered한 것으로 조사되었다(Figs. 3.3 3~3.36)



Fig. 3.33 Detailed distribution of ground at the starting point section



Fig. 3.34 Detailed distribution of ground at the starting point of the central section

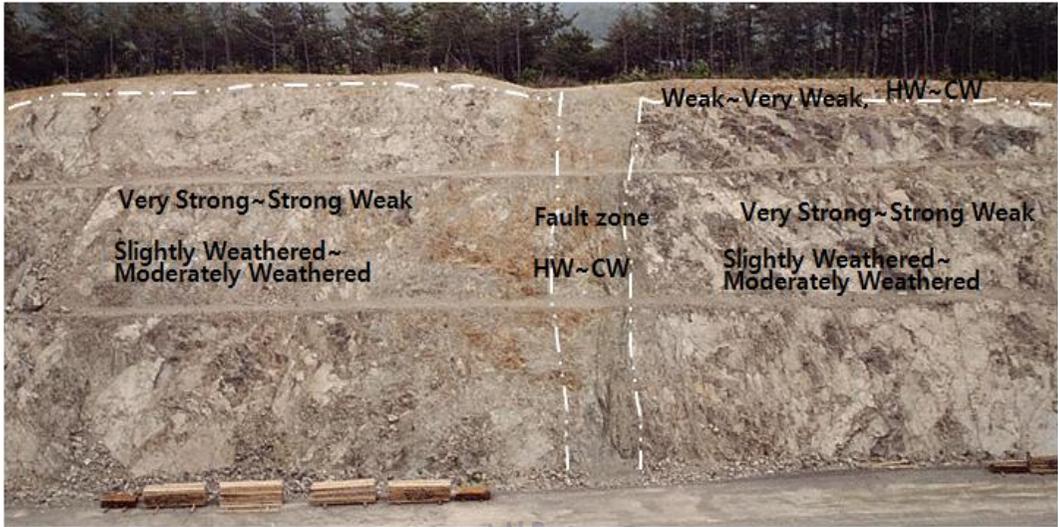


Fig. 3.35 Detailed distribution of ground at the ending point of the central section

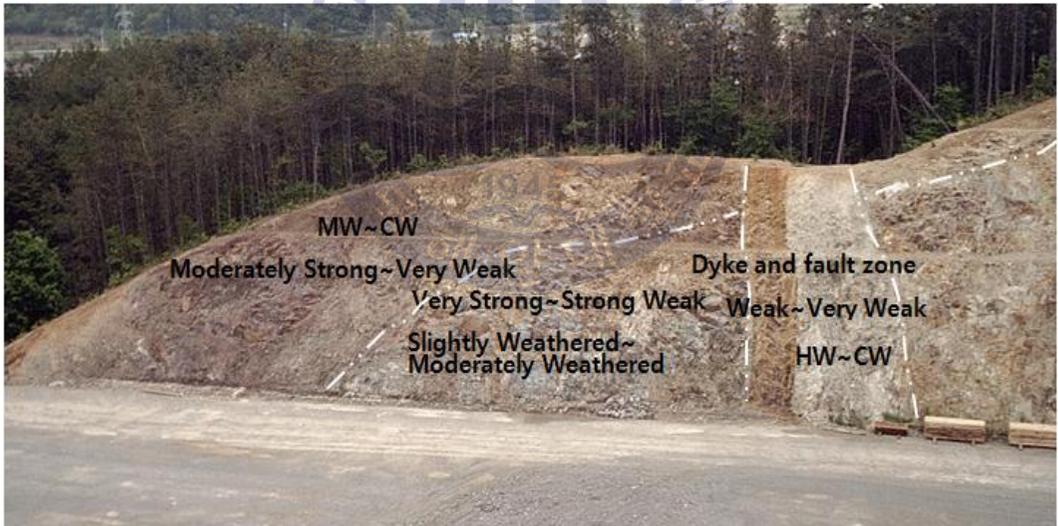


Fig. 3.36 Detailed distribution of ground at the ending point section

해당 비탈면에 대한 불연속면은 절리가 주로 발달되었으며 절리와 유사한 방향을 가지는 단층도 같이 발달 되었다. Fig. 3.37을 보면 절리의 경우 3방향 주절리군들과 기타 부절리군들이 존재하는 것으로 조사되었다.

주절리들군의 주향 및 경사는 N18~62E/32~67NW(J1), N01~42W/67~88SW(J2), N26~50E/24~36SE(J3)인 것으로 나타났고 일부 절리면은 풍화되었거나 토사가 협재된 불량한 상태이며, 절리면의 상태는 대체적으로 planar 및 rough~smooth한 것으로 조사되었다(Figs. 3.38~3.40).

단층의 경우 주향과 경사는 N24~56W/68~87SW 및 N82~84W/78~84NE로서 절리군(J2)과 유사한 방향이며 비탈면 방향에 대하여 수직방향이기 때문에 비탈면 안정성에는 영향이 없을 것으로 판단되나 일부 단층대는 단층대의 폭이 넓고 파쇄가 심하여 우수로 인한 유실 및 세굴이 발생되어 있는 것으로 조사되었다(Fig. 3.41)

암맥의 경우 시·중점부에서는 2개의 중성암맥이 단층방향과 유사한 방향이며 사면방향에 수직인 방향인 N86W/72NE방향으로 관입되어 있으며 암맥 구간은 풍화가 매우 심하여 불량한 지반상태인 것으로 조사되었다.

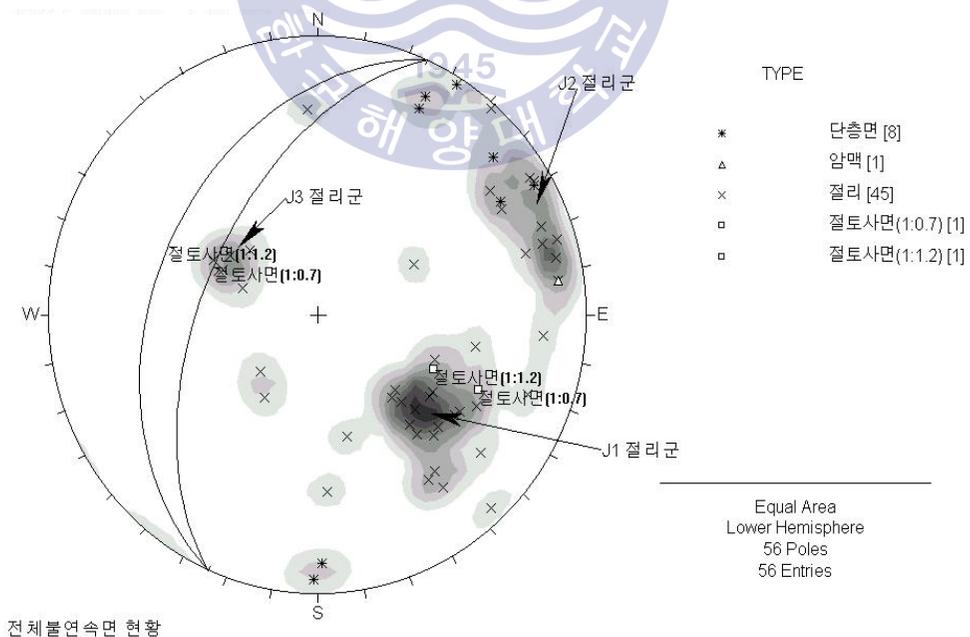


Fig. 3.37 Direction of discontinuous planes on the stereonet

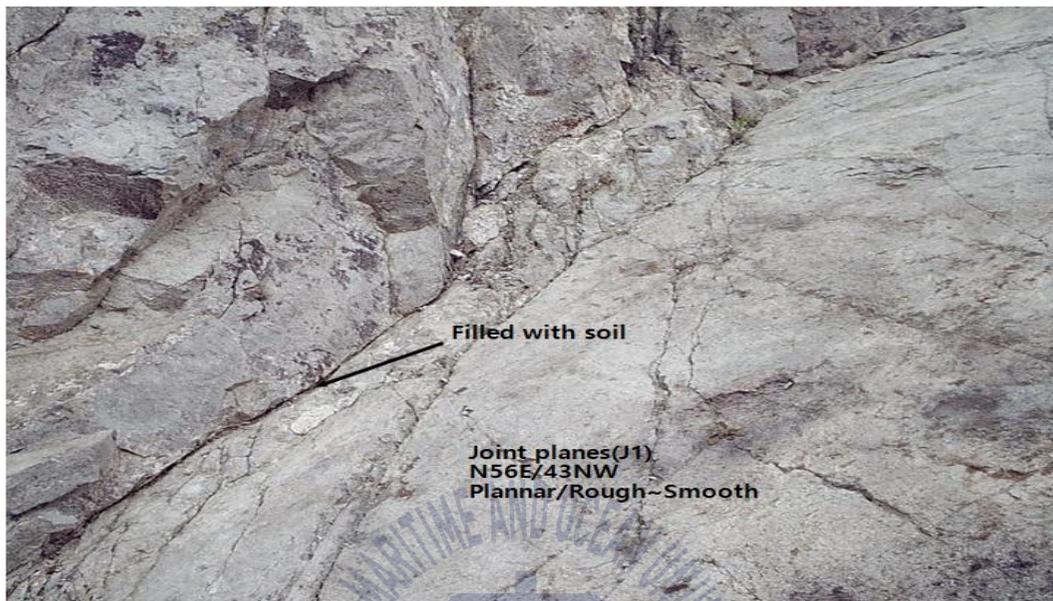


Fig. 3.38 Detailed situation of main joint planes(J1)

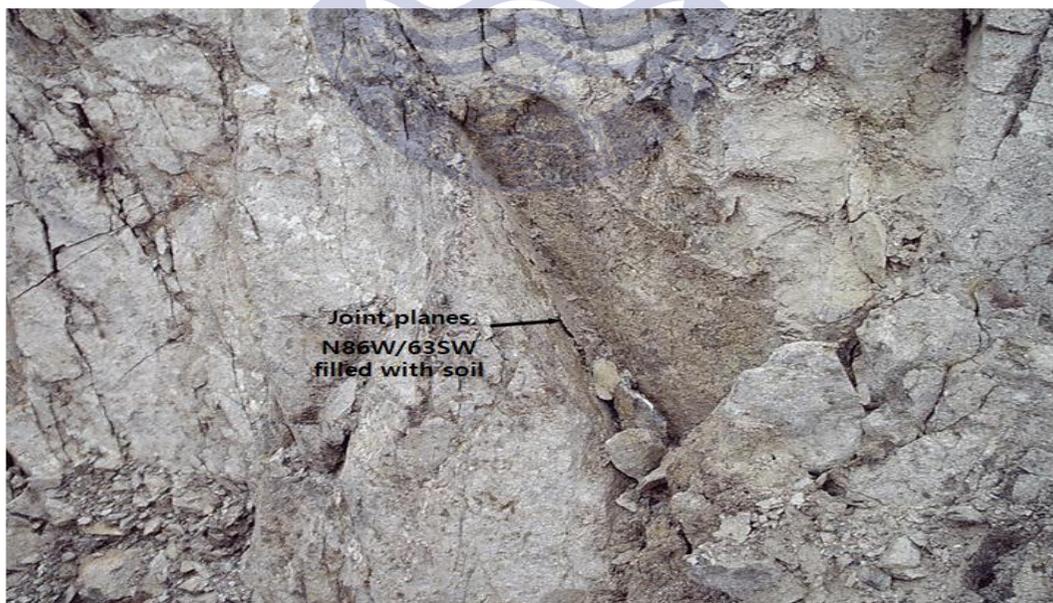


Fig. 3.39 Detailed situation of sub joint planes



Fig. 3.40 Detailed situation of fault and main joint planes(J2)

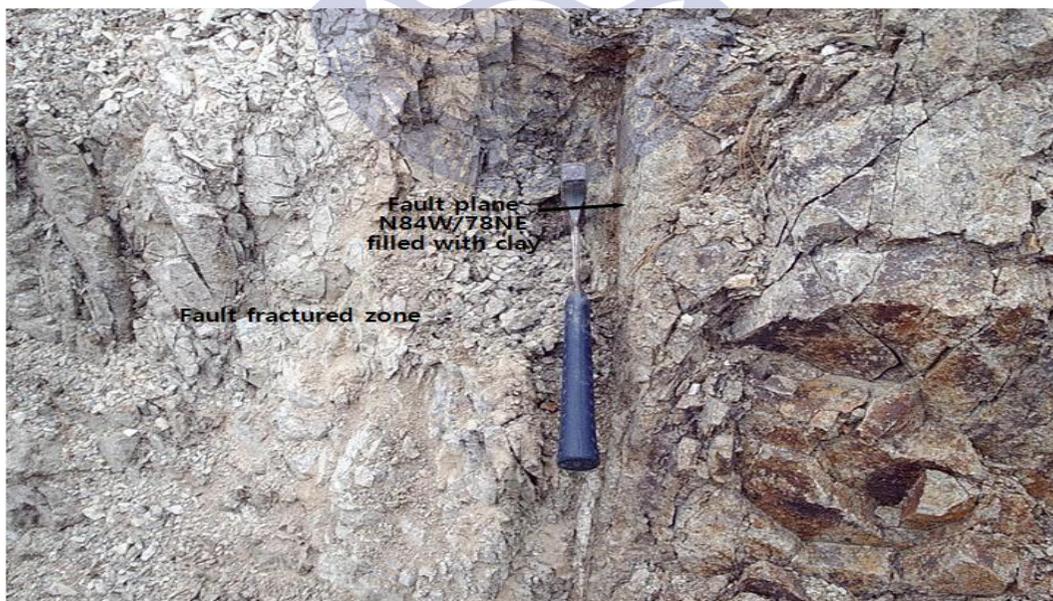


Fig. 3.41 Detailed situation of fault and fault fractured zone

(2) 파괴원인 조사

발생한 파괴형태는 일부 주절리(J1)면을 따른 평면파괴 및 주절리군들(J1과 J2)의 상호조합에 의한 쉼기파괴가 혼합되어 발생한 소규모 비탈면 붕락인 것으로 판단되었다(Figs. 3.42~3.49).

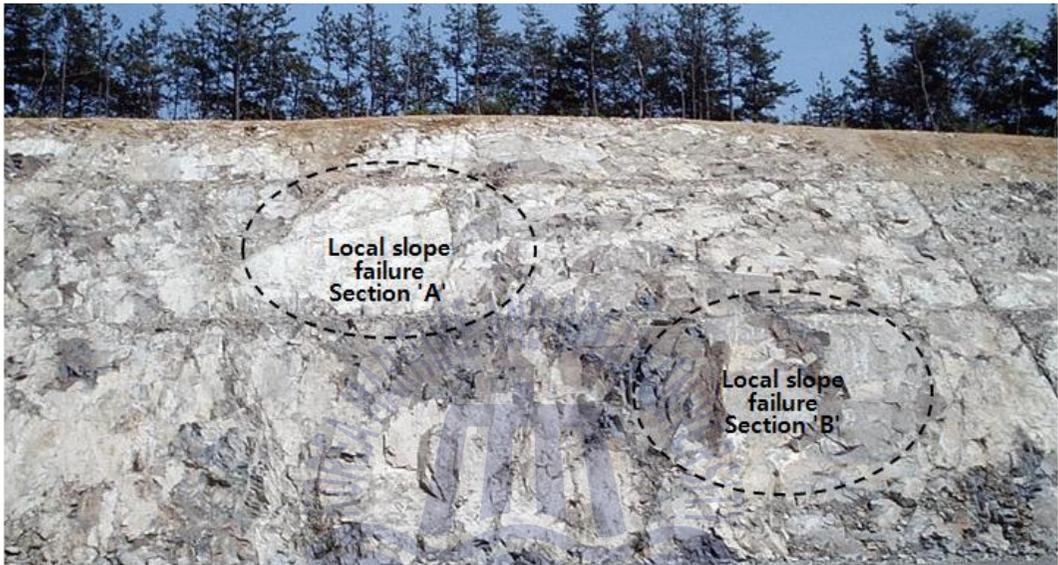


Fig. 3.42 Slope failure at the starting section

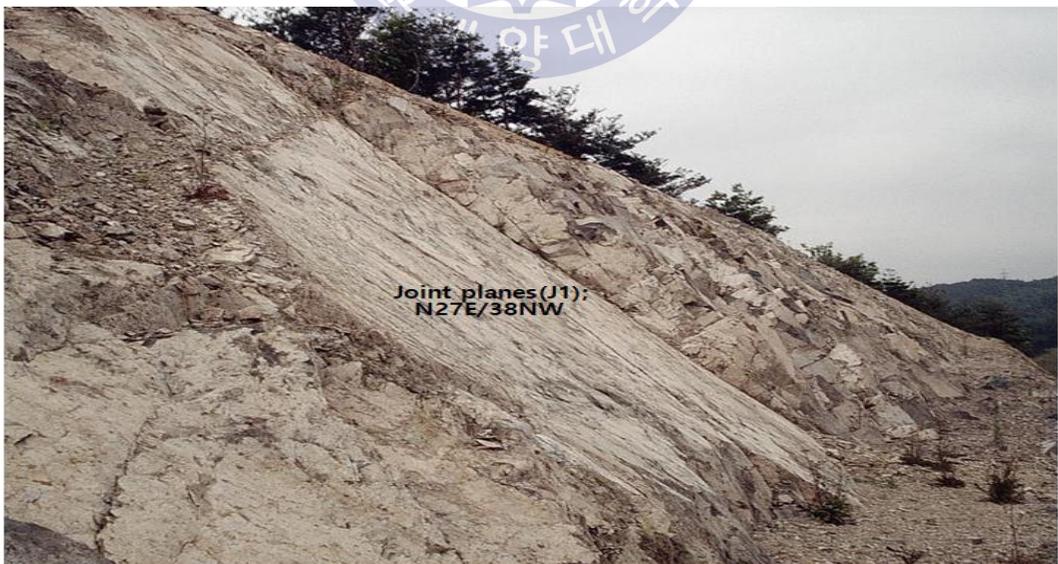


Fig. 3.43 Slope failure at 'A' section(1st catchbench bottom)



Fig. 3.44 Slope failure at 'B' section(2nd catchbench bottom)

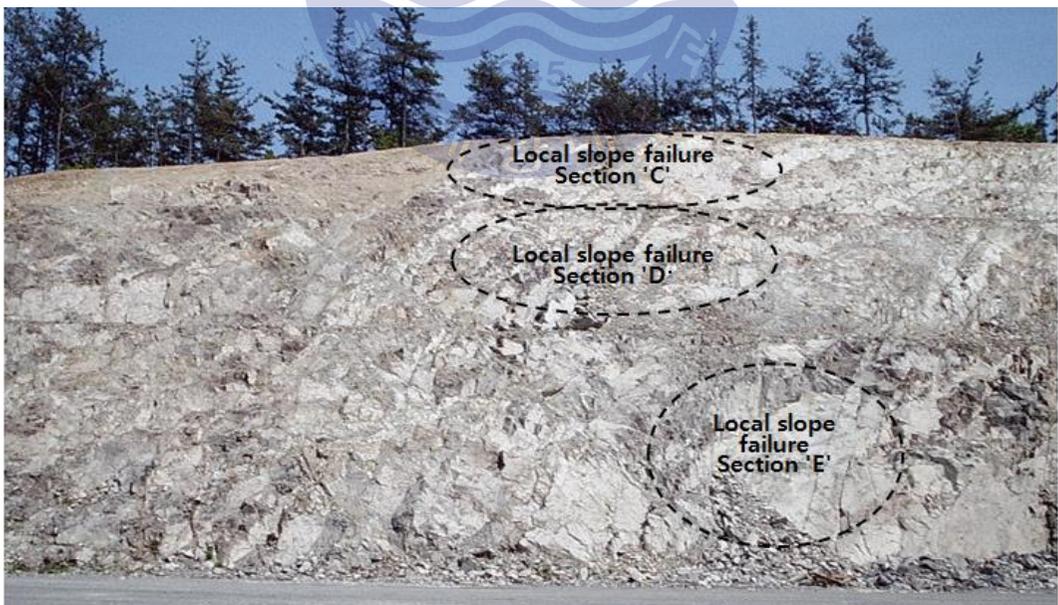


Fig. 3.45 Slope failure at the ending section



Fig. 3.46 Slope failure at 'C' section(1st catchbench top)



Fig. 3.47 Slope failure at 'D' section(1st catchbench bottom)



Fig. 3.48 Slope failure at 'E' section(2nd catchbench bottom)



Fig. 3.49 Erosion by rainwater in a fault fractured zone

(3) 전단강도 재산정 및 보강대책 수립

지반 물성치는 아래와 같이 실시설계 자료를 참고하였으며, 예상 파괴면인 주절리(J1)면은 점토가 협재되었거나 혹은 풍화가 심한 상태를 고려하여 내부마찰각 25°, 점착력 10 kPa를 적용하였다.

해석단면은 Fig. 3.50과 같이 STA.1+500단면을 적용하였으며, 예상파괴면은 평사투영해석결과 평면파괴 가능성이 있는 주절리(J1)면을 적용하였고, 예상파괴각은 비탈면 안정성을 고려하여 조사한 결과 평면파괴면으로 조사된 주절리(J1)면의 최소 경사각인 32°를 적용하여 안정성 검토를 수행했다.

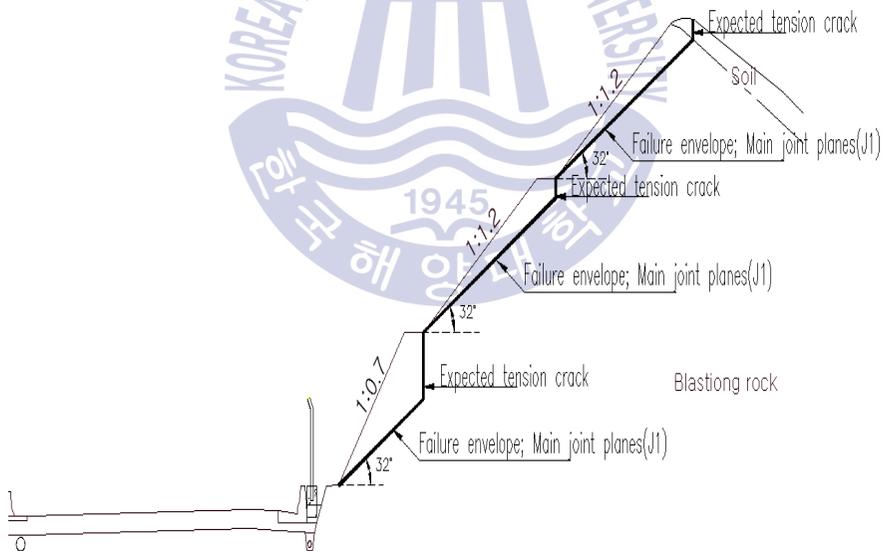


Fig. 3.50 Cross section of back analysis at STA.1+500

이상과 같이 절취비탈면에 대한 비탈면 안정 해석결과 불안정한 것으로 판단되는 본 검토구간에 대하여 1:0.7 경사로 절취한 비탈면 하부구간은

주절리균(J1)에 의한 평면파괴 형태의 비탈면 파괴 가능성이 있어 rock bolt보강+낙석방지망 공법을 적용하며, rock bolt와 낙석방지망은 강체로 연결 처리하는 것이 적정한 것으로 판단되었다. 또한 우수로 인하여 지반 유실 및 세굴이 발생되었거나 우려가 있는 단층 파쇄대 및 암맥구간은 shotcrete + wire mesh 공법을 적용하여 지반의 세굴 및 유실로 인한 비탈면 불안정요인을 제거하는 것이 적정한 것으로 판단되었다(Fig. 3.51).

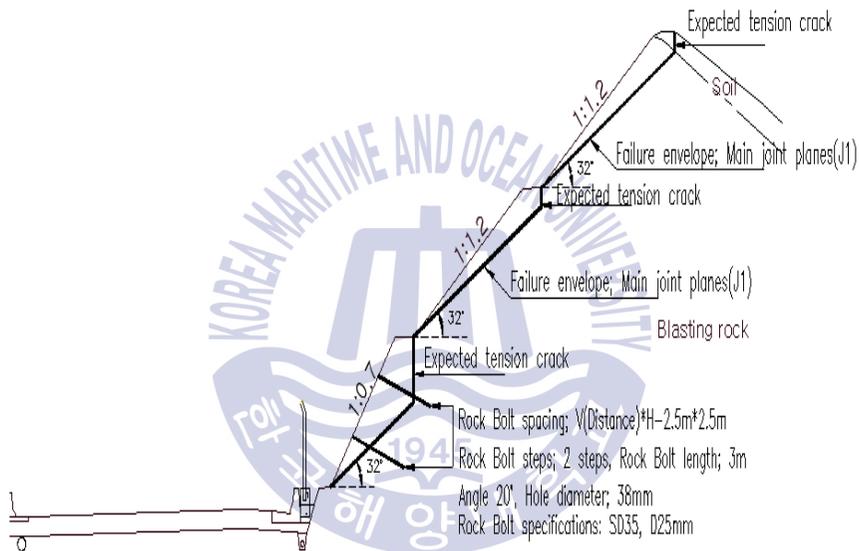


Fig. 3.51 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+500

Rock bolt 보강+낙석방지망 공법을 적용할 경우 비탈면 안정해석 결과는 Figs. 3.52, 3.53과 같으며 해석안전율이 건기시 1.75 및 우기시 1.29로서 해석안전율이 최소 기준 안전율(건기시 1.50, 우기시 1.20)을 상회하므로 안정한 것으로 판단되었다.

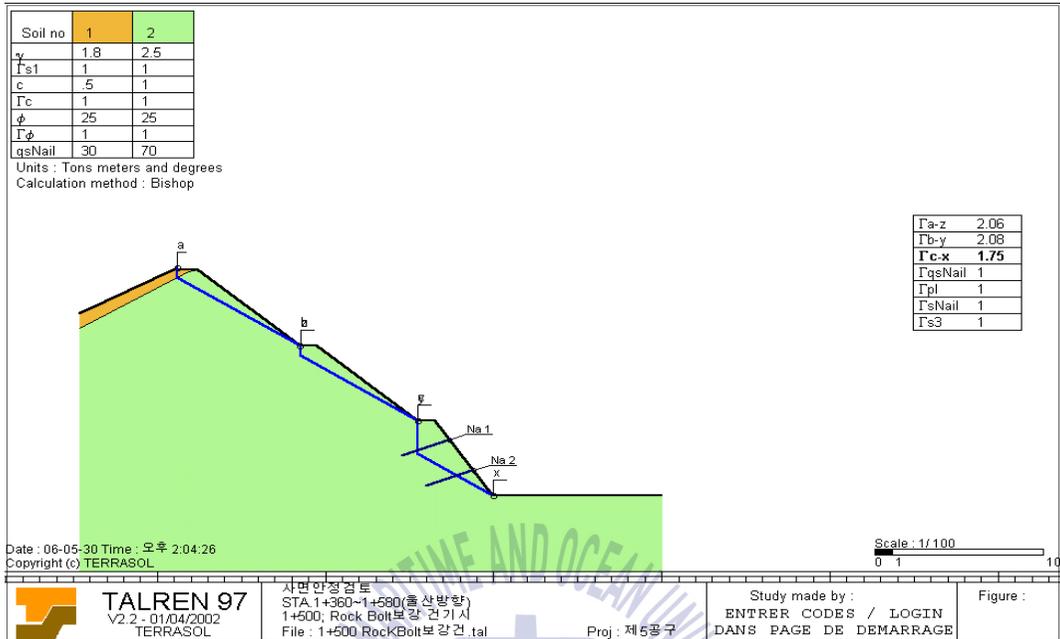


Fig. 3.52 Dry case at STA.1+ 500(F_s : 1.75 > 1.50)

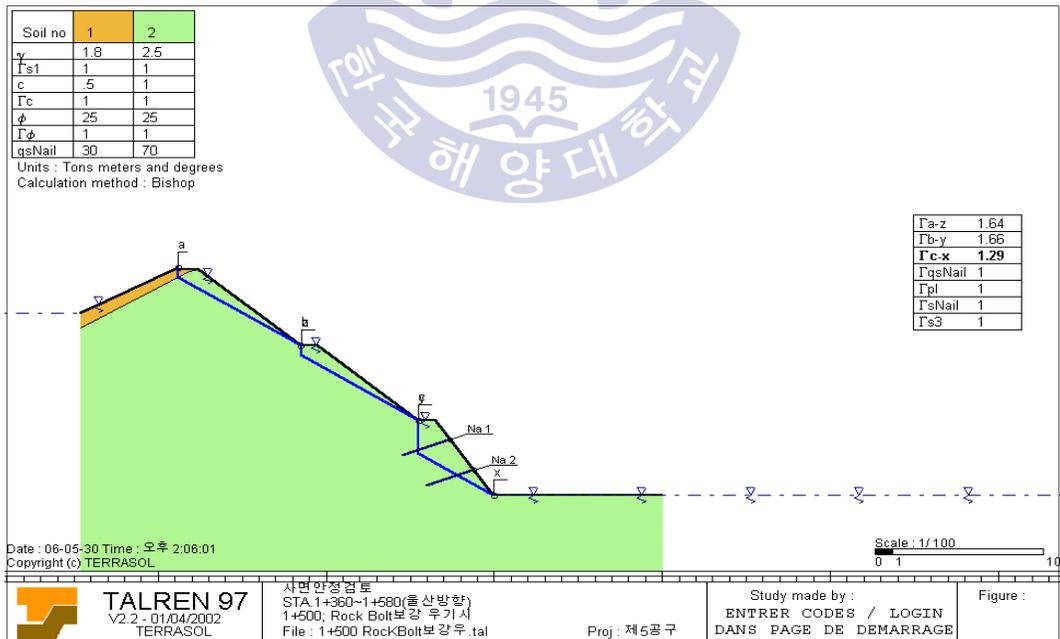


Fig. 3.53 Rainy case at STA.1+ 500(F_s : 1.29 > 1.20)

3.3.3 재산정 결과

경상분지 특히 양산단층대 구간에 절리가 발달된 암반 59개 비탈면에 대한 전단강도 재산정 결과는 Tables 3.6, 3.7, 3.8과 같다. 절리내 충전물이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 충전물 유무에 따라 결과를 각각 정리하였다. 절리내 점토 충전물이 존재하는 48개 사례에 대한 결과는 Table 3.6과 같다. 절리내 충전물이 점토인 경우 점착력은 4.9~29.4(KPa), 마찰각 10~30°로 나타났다. 절리면이 파쇄대인 경우(11개 비탈면) 점착력 4.9~29.4(KPa), 마찰각 17~30°로 나타났다(Table 3.7). Table 3.8은 전체 59개 사례에 대한 평균값을 나타낸 것이다. 산정된 전단강도를 적용한 한계평형해석 결과 요구되는 안전율(건기시 F.S.=1.5, 우기시 F.S.=1.2)이 확보될 수 없어 비탈면 보강공법을 적용하여 안전율을 확보하였다.

Table 3.6 Results of re-evaluated shear strength on joint plane filled by clay

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Joint plane angle (°)
1	24.5	14.720 (1.5)	25	34
2	25.5	9.814 (1.0)	20	34
3	-	9.814 (1.0)	20	34
4	-	9.814 (1.0)	20	30
5	24.5	19.627 (2.0)	15	20
6	18.6	19.627 (2.0)	15	20
7	22.5	14.720 (1.5)	10	-
8	23.5	19.627 (2.0)	25	-
9	23.5	29.441 (3.0)	30	-
10	22.5	19.627 (2.0)	25	30
11	22.5	9.814 (1.0)	25	32
12	16.7	9.814 (1.0)	20	32
13	22.5	19.627 (2.0)	25	30
14	-	19.627 (2.0)	25	39
15	21.6	19.627 (2.0)	20	25
16	23.5	19.627 (2.0)	25	30
17	-	24.534 (2.5)	30	35

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Joint plane angle (°)
18	19.6	9.814 (1.0)	18	26
19	19.6	11.776 (1.2)	22	26
20	19.6	14.720 (1.5)	25	-
21	-	24.534 (2.5)	30	34
22	18.6	29.441 (3.0)	25	-
23	18.6	24.534 (2.5)	25	-
24	18.6	29.441 (3.0)	30	-
25	18.6	29.441 (3.0)	25	32
26	-	9.814 (1.0)	25	32
27	-	16.683 (1.7)	30	36
28	-	19.627 (2.0)	30	35
29	-	-	28	77
30	-	4.907 (0.5)	20	27
31	-	6.869 (0.7)	20	33
32	-	4.907 (0.5)	15	25
33	-	9.814 (1.0)	15	34
34	19.6	29.441 (3.0)	30	-
35	-	9.814 (1.0)	15	-
36	-	19.627 (2.0)	30	36
37	-	19.627 (2.0)	15	36
38	-	19.627 (2.0)	15	35
39	23.5	19.627 (2.0)	15	32
40	-	14.720 (1.5)	20	33
41	-	14.720 (1.5)	20	33
42	-	19.627 (2.0)	30	40
43	-	9.814 (1.0)	30	40
44	-	9.814 (1.0)	30	39
45	-	9.814 (1.0)	20	30
46	-	24.534 (2.5)	17	33
47	-	9.814 (1.0)	30	50
48	-	14.720 (1.5)	30	46
Range	16.7~25.5	4.907~29.441(0.5~3.0)	10~30	20~77
Average	21.3	16.620 (1.69)	23.02	33.97

Table 3.7 Results of re-evaluated shear strength on joint plane filled by shattered material

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Joint plane angle (°)
1	24.5	14.720 (1.5)	25	34
2	25.5	9.814 (1.0)	20	34
3	-	9.814 (1.0)	20	34
4	16.7	9.814 (1.0)	20	32
5	22.5	19.627 (2.0)	25	30
6	21.6	19.627 (2.0)	20	25
7	19.6	29.441 (3.0)	30	-
8	-	4.907 (0.5)	20	27
9	-	9.814 (1.0)	20	35
10	24.5	14.720 (1.5)	30	58
11	-	14.720 (1.5)	17	40
Range	16.7~25.5	4.907~29.441(0.5~3.0)	17~30	25~58
Average	22.1	14.274 (1.45)	22.5	34.9

Table 3.8 Results of average shear strength on all joint planes

Case	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)	Joint plane angle (°)
Clay filled (48 cases)	16.7~25.5(21.1)	4.907~29.441 (16.620)	10~30(23.02)	20~77(33.97)
Shatter material filled (11 cases)	16.7~25.5(25.5)	4.907~29.441 (14.274)	17~30(22.5)	25~58(34.9)
Average (Total 59 cases)	21.5	16.175	22.92	34.16

실시설계시 적용한 값을 보면 점착력 49.07 kPa, 마찰각 25~30°이다(Table 2.27). 설계시 충전물 유무에 상관없이 동일한 점착력을 적용하였으며 불연속면에 점토 충전물 존재하는 경우 마찰각은 25°를 적용하였다. 연구를 통해 재산정된 점토 충전물이 절리면에 존재하는 경우 점착력 4.9~29.4 kPa(평균 16.6), 마찰각 10~30°(평균 23.02°)로 Table 2.27의 실시설계시 적용한 값과 비교해 보면, 점착력의 경우 최저값 대비 약 10배 정도(평균값 대비 67%) 마찰각의 경우 최저값 대비 약 10°정도(평균값 대비 약 2°) 낮게 산정된 것을 알 수 있다. 이 결과를 통해 불연속면내 충전물이 전단강도에 미치는 영향이 있음을 알 수 있다.

특히 실시 설계시 참고를 하는 기존 문헌자료와 재산정 결과를 비교하면 최소값 기준으로 점착력은 최대 10배(설계적용 점착력 49.07 kPa, 재산정 결과 최소 점착력 4.9 kPa), 마찰각은 평균값 대비 약 2~7° 상이함에 따라 경상분지의 암반 비탈면처럼 절리면에 충전물을 포함하고 있는 경우 일반 문헌에서 사용되는 전단강도 값을 설계에 사용하면 시공 중 비탈면 파괴의 위험성을 많이 내포하고 있다고 알 수 있다. 그러므로 본 연구지역과 유사한 지역에서 안정성 분석에 기존 문헌자료 값의 사용시에는 주의가 요구된다.

3.4 층리 불연속면 전단강도 재산정 결과 분석

3.4.1 층리 파괴유형

총 36개소 파괴 암반비탈면이 층리와 관계있는 것으로 조사되었다. 파괴유형별 살펴보면 21개소가 평면파괴를 5개소가 전도파괴, 7개소는 원호파괴, 3개소는 썸기파괴와 관련된 것으로 조사되었다(Table 3.9, Fig. 3.54).

Table 3.9 Failure types of discontinuities related to bedding plane

Failure section nos.	Plane	Toppling	Circular	Wedge
Total Nos. 36	21	5	7	3
Percentage(%)	58	14	19	8

Note) 절리파괴 36개소 중 32개소에 대해 재해석 분석 실시

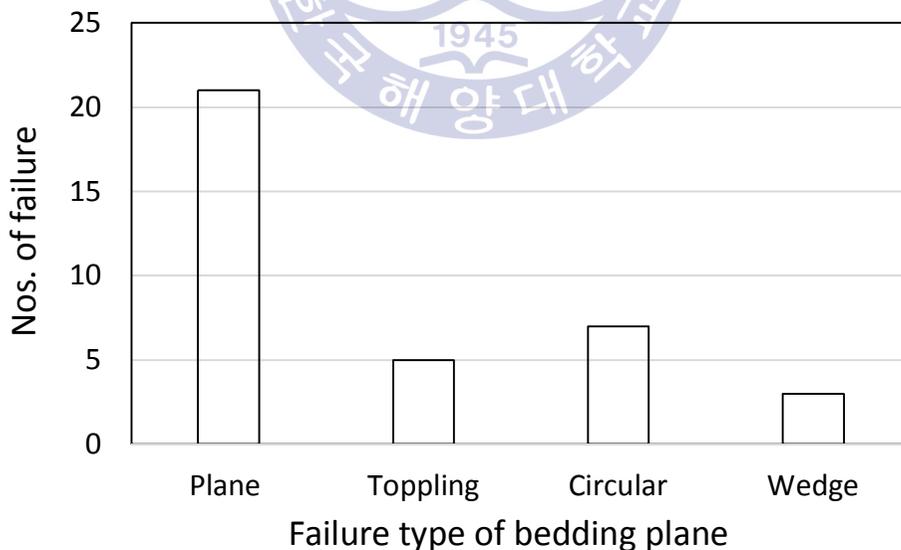


Fig. 3.54 Failure types of discontinuities related to bedding plane

전체 암반비탈면중 불연속면이 층리인 경우의 파괴유형 분석결과 Table 3.9에서 보듯이 평면파괴(58%) 비중이 절반으로 제일 높았으며 원호파괴, 전도 파괴, 썩기파괴 순으로 파괴유형이 나타났다. 이것은 본 연구지역(경상분지)에 주로 분포하는 암석(퇴적암)의 특성상 층리면에 따른 평면파괴가 주로 발생하는 것을 알 수 있다.

3.4.2 단층 불연속면으로 인한 비탈면 파괴 사례

층리 불연속면으로 파괴(또는 우려)된 32개 층리 불연속면에 대한 전단강도에 대해 분석이 이루어졌다. 이 중 대표적인 두 가지 사례를 이 장에서 설명하고자 한다. 앞 절에서 언급된 것처럼 층리로 된 불연속면에서 발생된 파괴유형은 평면파괴가 가장 많고 그 다음이 원호파괴인 것으로 나타났다. 이런 점을 감안하여 평면파괴와 원호파괴 사례 각각 한 개씩을 사례로 선정하였다.

1) CASE 1 : 평면파괴

대상구간은 부산-울산간 고속도로 7공구(울산 청량) STA.0+900~1+040(부산 방향)이다. 해당 공구 비탈면 설계상황을 보면 연장이 140m이고 최대 비탈면높이가 27.437m (STA. 1+000)이다(Fig. 3.55). 설계시 적용된 경사는 토사 구간(1:1.2), 발파암구간(1:0.7)이다. 최대 비탈면고에 해당하는 위치(STA. 1+000)에 대한 설계 횡단면도는 Fig. 3.55와 같으며, 절취비탈면의 주향/경사는 N02E /55SE(경사방향/경사각; 92/55, 1:0.7 경사적용)로 계획되었다.

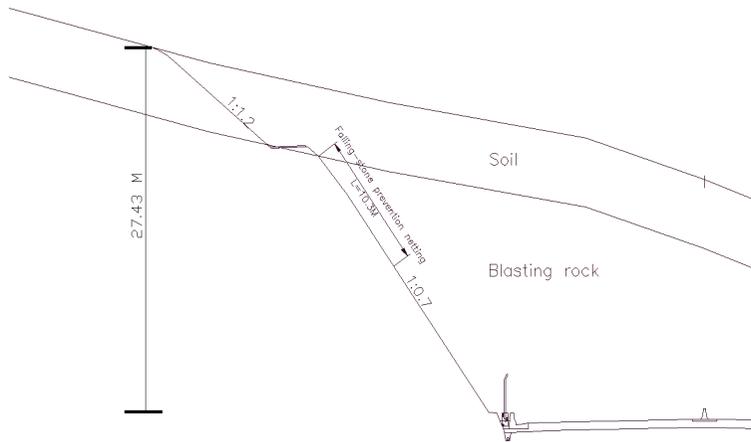


Fig. 3.55 Cross sectional view of slope in design

(1) 파괴후 조사결과

파괴후 지질현황을 검토해본 결과 본 절취 비탈면의 대부분을 차지하고 있는 기반암은 중생대 백악기의 퇴적암류로 경상계 신라통에 해당하는 울산층으로 암회색~청회색 사암과 셰일이 교호하며 호층을 이루고 있는 비교적 단조로운 지층현황을 보였다. 종점층 일부에서는 유문암질로 판단되는 산성암맥이 층리 방향과 유사한 방향으로 관입되어 있는 것이 조사되었다(Figs. 3.56~3.64)

암반상태는 대부분의 비탈면에서 층리 및 절리가 발달되어 있고, 폭 3 m 소단 상부 비탈면 및 일부 표토층을 제외하고는 대체적으로 연암이상의 양호한 지반으로 이루어졌다. 좀 더 상세하게 살펴보면 Figs. 3.56, 3.57, 3.58, 3.59에서 보는 바와 같이 암석의 강도가 대체적으로 strong~very strong 하며, 일부 폭 3 m 소단 상부 비탈면 및 표토층은 weak~very weak한 것으로 나타났다. 암석 풍화도는 대체적으로 moderately weathered~fresh하며, 일부 3 m 소단 상부 비탈면 및 표토층은 highly weathered~completely weak한 것으로 나타났다.

층리면의 굴곡은 planar~undulating 및 smooth~rough하고, 간혹 약 1~2 mm의 방해석으로 coating 되어 있는 것으로 조사되었다. 층리면의 틈새는 약 1~2 mm 이격되어 있으며, 간혹 토사가 협재되어 있으며 층리면을 따라 지하수가 누출되고 있다(Figs. 3.58~3.64). 방향은 조사위치에 따라 N37~58E/30~41SE로서 절취 비탈면의 방향과 유사한 방향을 가지며, 비탈면에 대하여 약 35° 어긋나 있는 것으로 조사되었다.

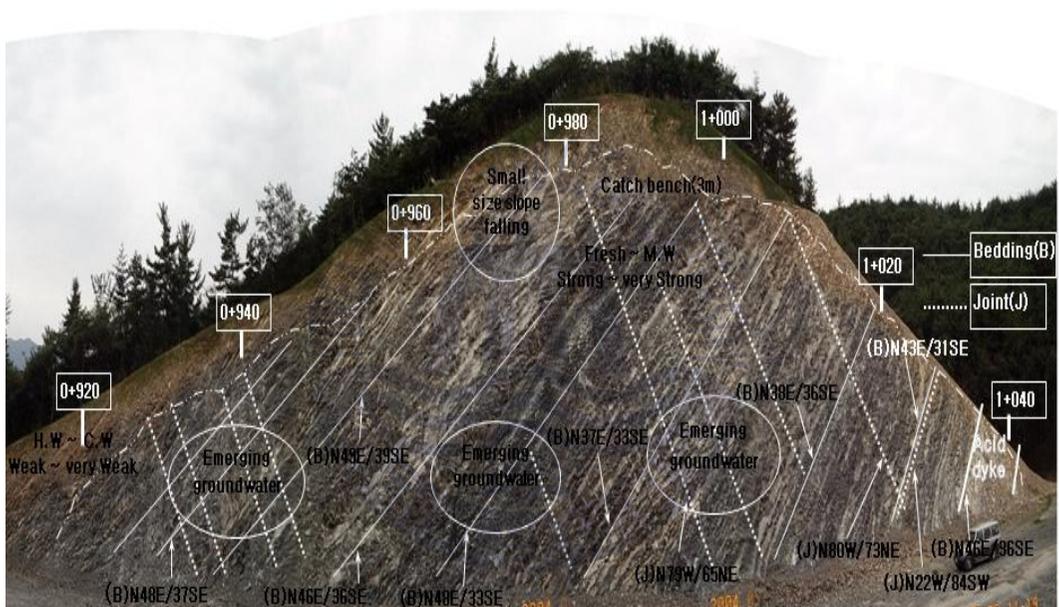


Fig. 3.56 Geological strata in slope failure

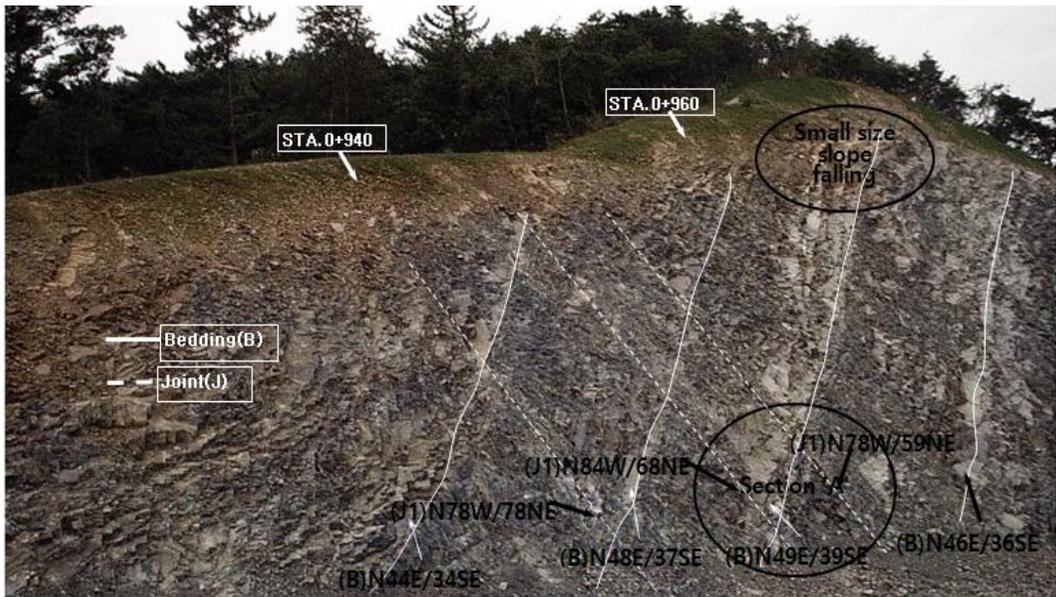


Fig. 3.57 Distribution of ground and discontinuous planes at the target slope near starting point

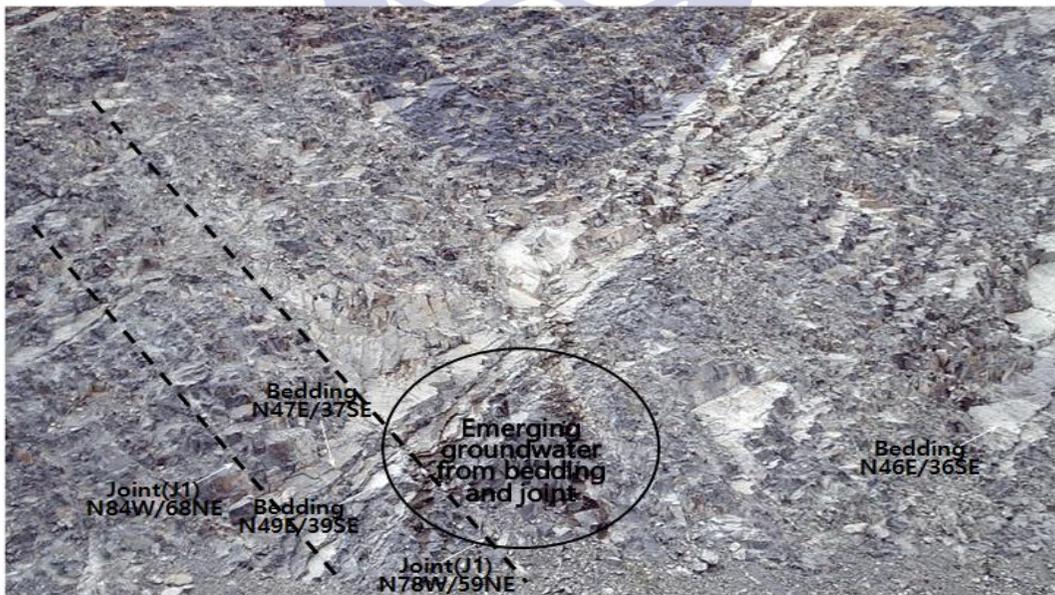


Fig. 3.58 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'A' section

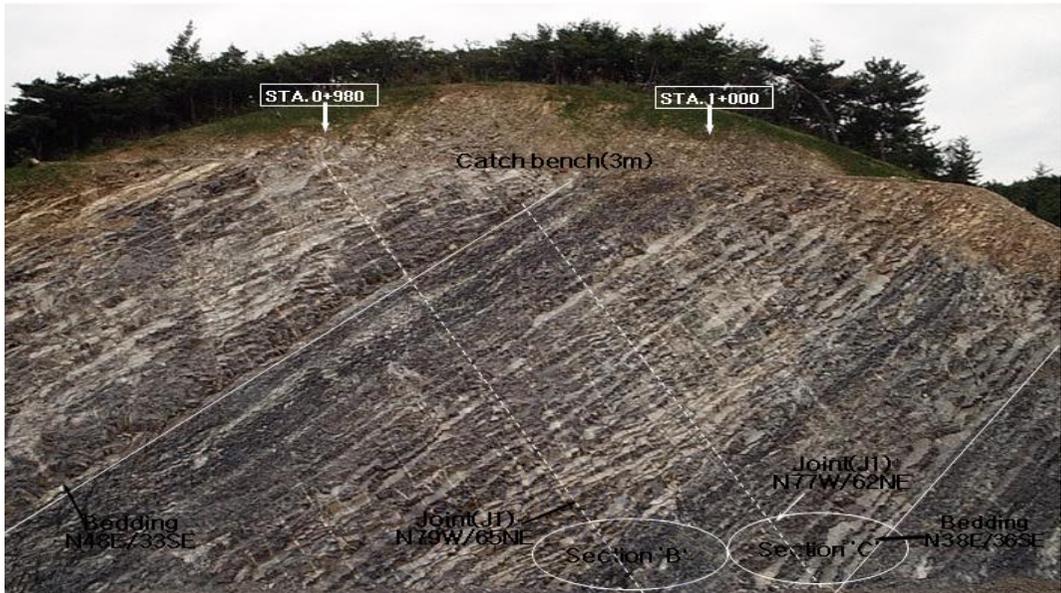


Fig. 3.59 Distribution of ground and discontinuous planes at the target slope near middle point



Fig. 3.60 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'B' section



Fig. 3.61 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'C' section

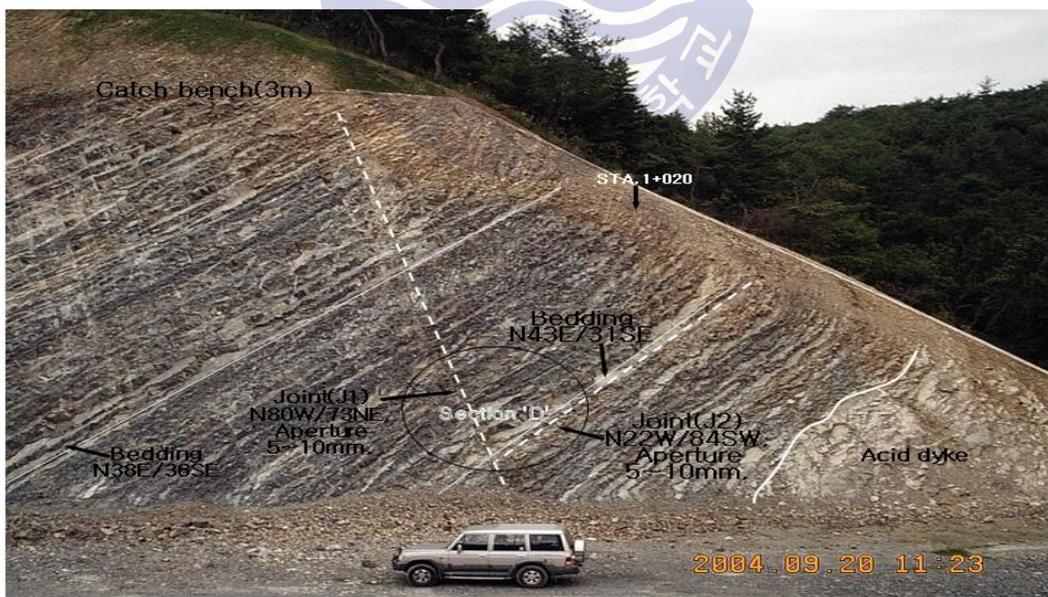


Fig. 3.62 Distribution of ground and discontinuous planes at the target slope near ending point

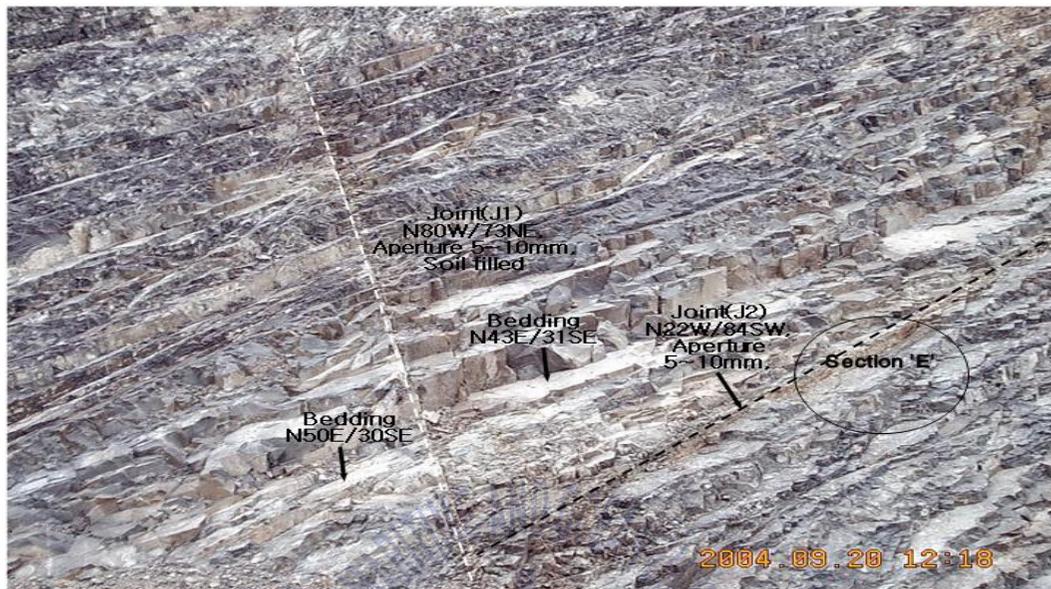


Fig. 3.63 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'D' section

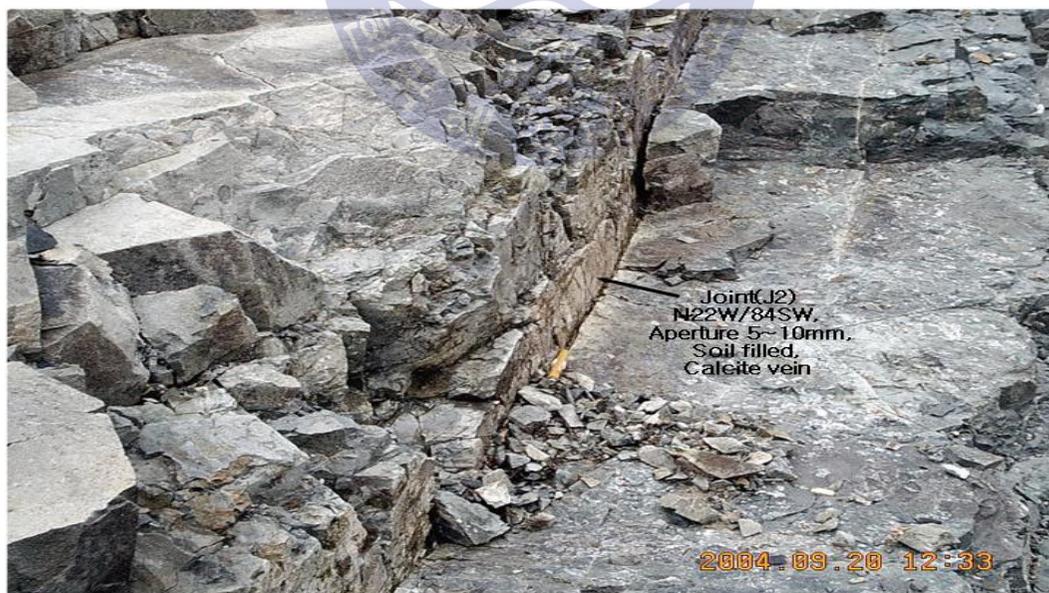


Fig. 3.64 Detailed distribution of ground and discontinuous planes at 'F' section

(2) 파괴 원인조사

파괴형태는 불연속면의 상태가 불량하고 연속성이 길며 비탈면과 유사한 방향의 층리면에 따른 평면파괴로서 비탈면의 장기적인 안정성을 고려하고 층리면의 상태 및 연속성 그리고 방향성을 고려할 경우 규모가 큰 평면파괴 형태의 파괴가 발생할 것으로 판단하였다(Fig. 3.65).

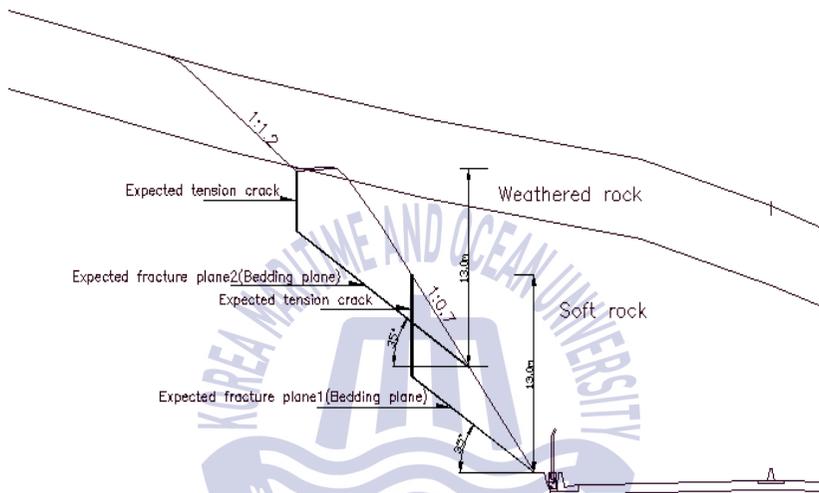


Fig. 3.65 Cross sectional view of slope failure at STA.1+000

(3) 전단강도 재산정 및 보강대책 수립

내부마찰각과 점착력은 앞 절에서 설명한 바와 같이 face mapping을 실시해서 불연속 층리면의 형상, 조도, 각도, 충전물 유무, 종류, 두께, 파괴 형태 등을 면밀히 검토하여 내부마찰각(ϕ) 30°와 점착력 2 kPa이 산정되었다. 해석단면은 설계에 적용된 비탈면과 동일한 것을 사용하였다. 다만 층리면의 경사각은 조사된 층리면의 평균 경사각 35°를 적용하였다. 그리고 층리면을 따라 예상되는 평면파괴 블록의 높이는 13.0m를 적용하였다.

대체적으로 양호한 연암이상 암반으로서 경사완화공법 적용시 층리면의 평균경사각 35°(1:1.5경사)이하로 완화해야 하는 것으로 판단됨으로 경제성

및 시공성을 고려하여 불연속면을 따른 암반 일체화 및 Net의 장력으로 암반블록을 구속하여 비탈면의 안정을 도모할 수 있는 rock bolt(SD30, D25×6m, C.T.C 2×2m, 하향 20°)와 낙석방지망 공법을 적용하는 것으로 결정하였다.

보강범위는 야외조사 결과 층리면 발달현황을 고려하여 시점부는 STA. 0+940부터 적용하는 것이 적절한 것으로 판단되나, 종점측은 비탈면 안정에 영향을 미칠 수 있는 토사층이 협재된 퇴적암과 암맥과의 상부 접촉부 층리면까지 적용하여야 할 것으로 판단되었다. 절취비탈면에 대한 안정해석 결과 불안정한 것으로 판단되는 검토구간에 대하여 점토층이 협재된 층리면 상부구간에 위에서 제시한 보강규격대로 Rock Bolt 보강공법을 적용할 경우(Fig. 3.68) 비탈면 안정해석 결과는 Fig. 3.66, 3.67과 같으며, 해석안전율이 건기시 1.80 및 우기시 1.20으로서 해석안전율이 최소 기준안전율(건기시 1.50, 우기시 1.20)을 상회하므로 안정한 것으로 판단되었다.

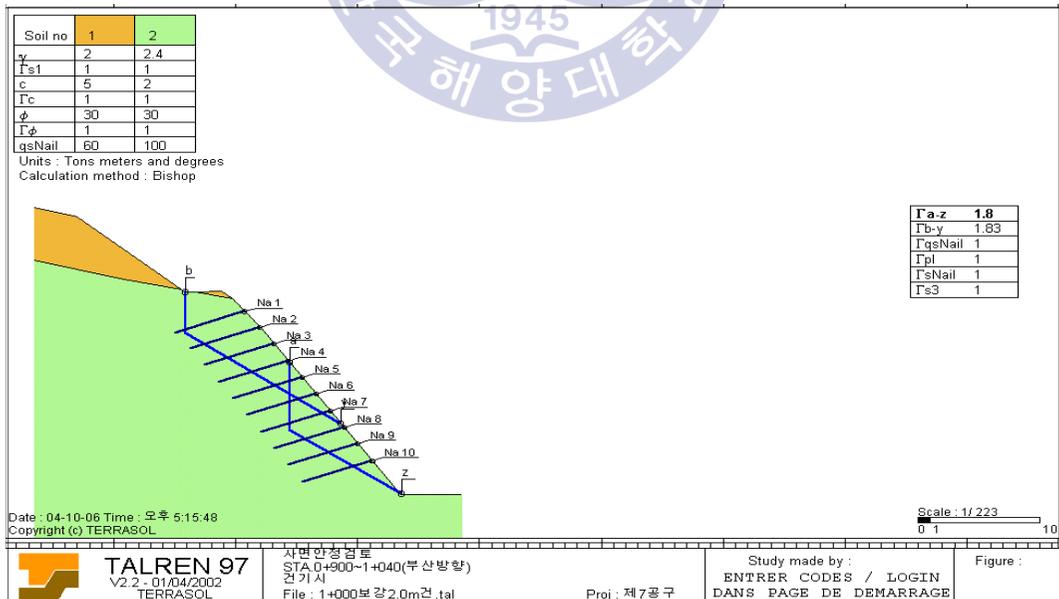


Fig. 3.66 Dry case(F_s : 1.80 > 1.50)

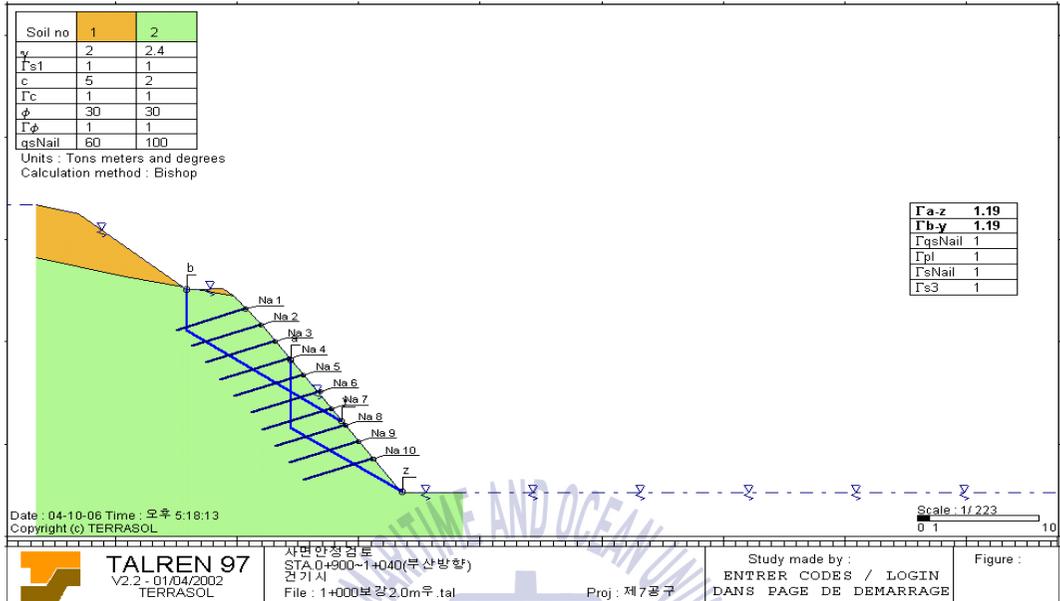


Fig. 3.67 Rainy case($F_s: 1.20 > 1.20$)

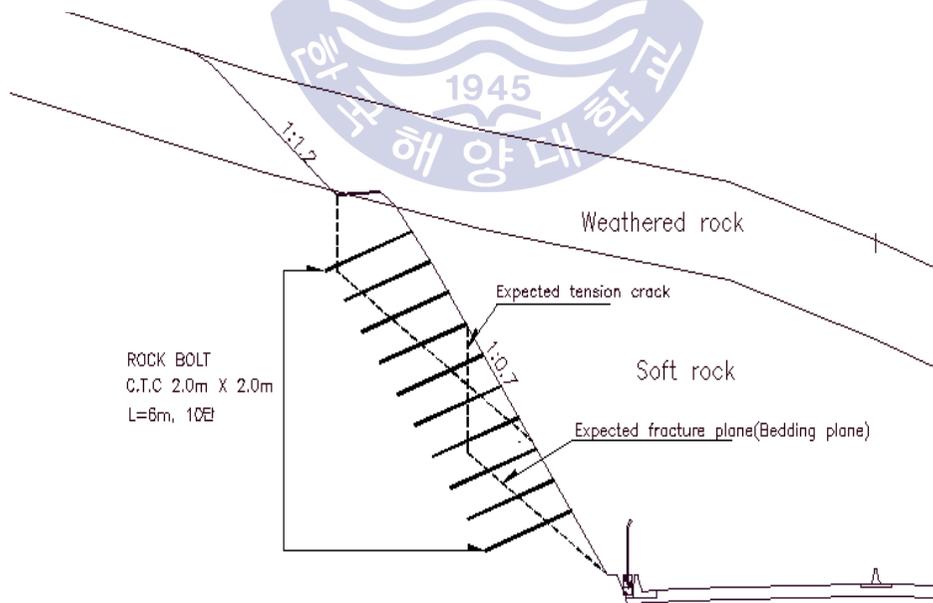


Fig. 3.68 Cross sectional view of reinforced slope at STA.1+000

2) CASE 2 : 원호파괴

해당구간은 부산~울산간 고속도로 3공구(부산 일광) STA.2+600~2+960(울산방향)이다. 해당 공구의 비탈면 설계상황을 보면 연장이 360m이고 최대 비탈면 높이는 56.37m 이다. 최대 비탈면고에 해당하는 위치(STA.2+820)에 대한 설계 횡단면도는 아래의 Fig. 3.69와 같다. 설계 절취비탈면 주향/경사는 N27E/63NW(경사/경사방향; 63/297, 1:0.5경사 적용)으로 계획되었다. 설계시 적용된 경사는 토사(1:1.2~1.5), 리핑암(1:0.5~1.1.0), 발파암(1:0.5)이다.

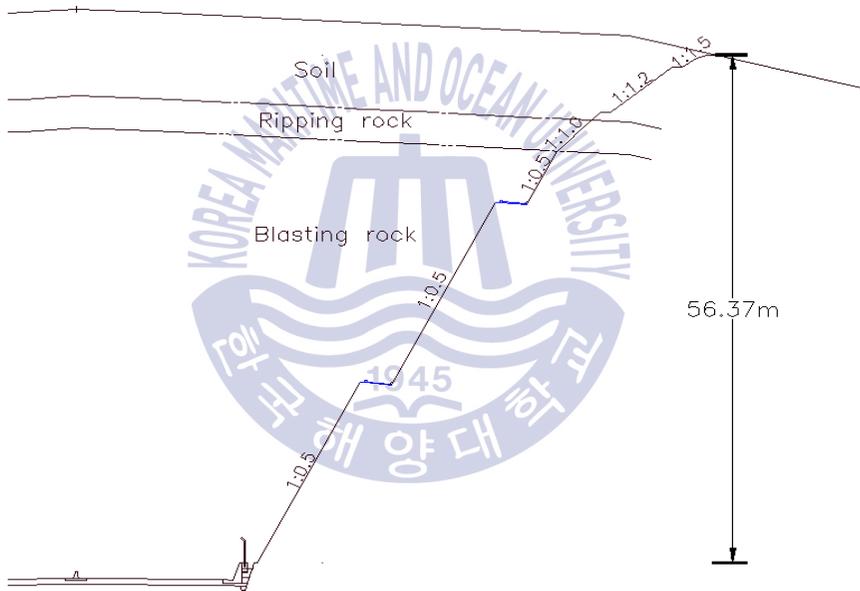


Fig. 3.69 Cross sectional view of slope adopted in design

(1) 파괴후 조사 결과

본 구역 절취비탈면 대부분을 차지하고 있는 기반암은 경상계 백악기 퇴적암류에 해당하는 이천리층으로서 암석의 종류는 암회색 사암 및 담회색~회백색 니암이 호층을 이루며 비탈면 상부는 대체적으로 풍화에 약한 니암으로 구성되어 있다. 비탈면 하부는 풍화에 강한 사암으로 구성되

어 있는 것으로 조사되었다. 그리고, 다수의 단층이 비탈면 전체 구간에서 발달하고 있으며 비탈면 일부 구간에서는 중성암맥이 관입되어 있는 것으로 조사되었다.

Fig. 3.70를 보면 비탈면 하부에서 상부로 갈수록 풍화가 심하고 암질이 불량해지는 전형적인 지반상태를 보인다. 특이한 점은 비탈면 중앙부에 발달한 단층면을 경계로 하여 좌·우측 구간의 지반현황이 서로 상이한 것을 알 수 있다. 지반강도는 비탈면 상부는 대체적으로 불량(extremely weak~moderately strong)하고 하부는 양호(strong~very strong)한 전형적인 암반상태를 보이고 단층면을 경계로 하여 좌측구간이 우측보다 불량한 상태의 지반이 넓게 분포하는 것으로 조사되었다.

지반 풍화도는 상부는 대체적으로 불량(residual soil~moderately weathered)하고 하부는 양호(slightly weathered~fresh)한 전형적인 지반상태를 보이고, 단층면을 경계로 하여 좌측구간은 우측보다 불량한 상태의 지반이 넓게 분포하는 것으로 조사되었다. 지반강도와 풍화도는 서로 밀접한 관련이 있는 요소로 서로 일치되는 상태를 확인할 수 있었다.

해당 비탈면에 대한 층리(bedding), 절리(joint), 단층(fault) 등의 불연속면이 조사되었다(Fig. 3.70). 조사결과 층리면은 저각도로 비탈면과 유사한 방향이며, 하부 일부 층리면에는 연약화된 점토층이 약 1~5 cm 두께로 협재되어 있는 것으로 조사되었다. 주향과 경사는 N14E/07NW, N33E/07NW, N26E/07NW, N34E/05NW, N23E/05NW, N53E/04NW, N45E/02NW, N08E/07NW(점토협재), N12E/09NW(점토협재), N14E/07NW(점토협재)인 것으로 나타났다.

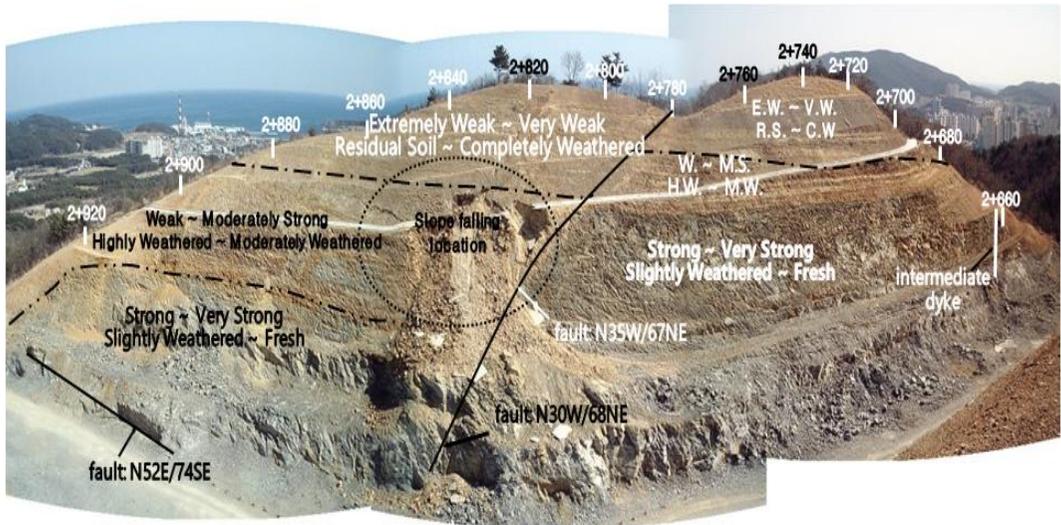


Fig. 3.70 State of geological and ground at the 3rd section, STA.2+600 ~2+960

절리의 경우 불량한 지반인 이암으로 구성된 비탈면 상부의 절리면 상태는 토사 등이 코팅되었거나 풍화가 심한 불량상태로 나타났고 양호한 지반인 사암으로 구성된 비탈면 하부 절리면 상태는 대체적으로 양호한 것으로 조사되었다. 절리면의 주향 및 경사는 N22W/38SW, N86W/74SW, N88W/82SW, N10E/76SE, N22W/36SW, N65W/63SW, N64W/62SW, N02W/37SW, N62E/83SE, N11E/38NW, N26W/42SW, N60E/84SE인 것으로 나타났다. 본 검토 비탈면에서 조사된 단층은 N22~35W/52~68NE 및 N50~52E/74~78SE의 2가지 방향을 가지는 것으로 조사되었다(Fig. 3.70).

Fig. 3.72은 Fig. 3.71의 “A” 영역을 확대한 것으로 약 두께 5cm 점토가 협재된 층리면을 확인할 수 있다. Fig. 3.72는 Fig. 3.71의 “B” 영역을 확대한 것으로 “A”영역과 유사하게 약 두께 5 cm 점토가 협재된 층리면을 확인할 수 있다.

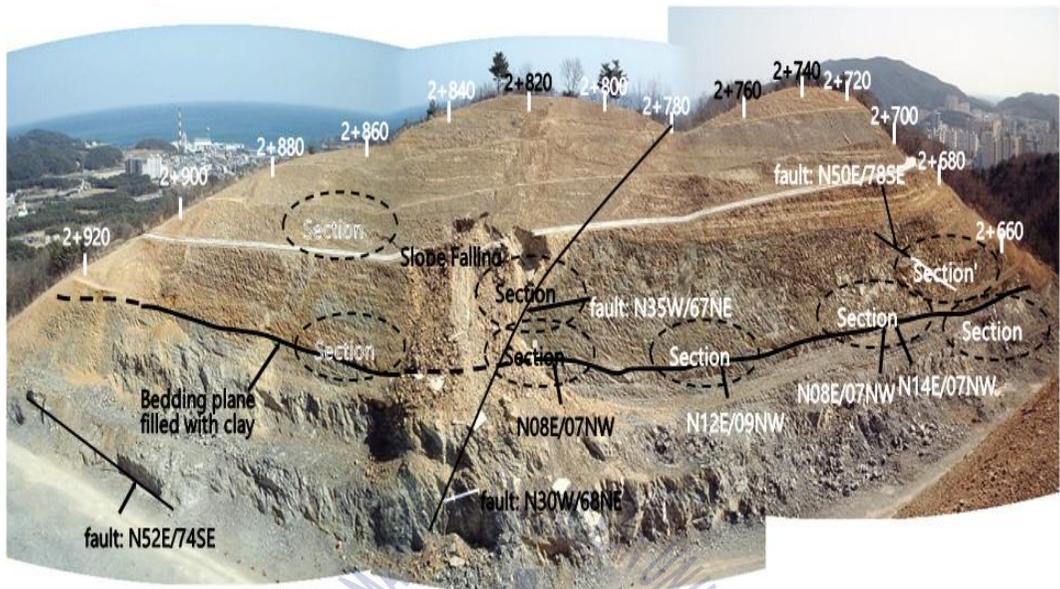


Fig. 3.71 Whole developed situation of discontinuous plane at target slope



Fig. 3.72 Developed situation of clay filled bedding plane at 'A' section



Fig. 3.73 Developed situation of clay filled bedding plane clay at 'B' section

Fig. 3.74은 Fig. 3.71의 “C” 영역을 확대한 것으로 약 두께 3cm 점토가 협재된 층리면이 발달된 것으로 나타났다. 나머지 영역에서도 점토가 협재된 층리면을 확인할 수 있다(Figs. 3.75, 3.76.) 특히 Fig. 3.76에서는 협재된 점토층리를 따라 지하수가 누출되는 것으로 나타났다.



Fig. 3.74 Developed situation of clay filled bedding plane at 'C' section



Fig. 3.75 Developed situation of clay filled bedding plane clay at 'D' section

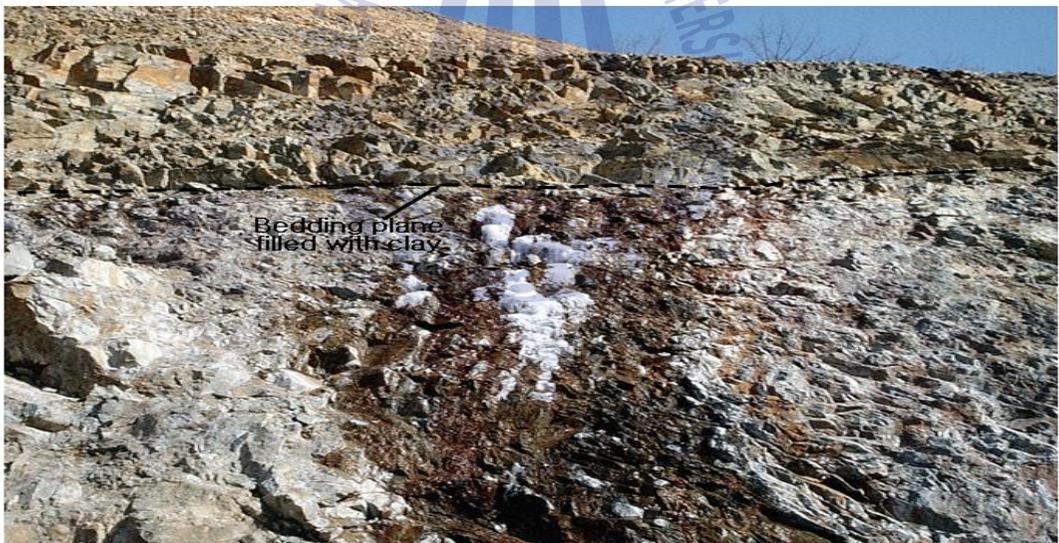


Fig. 3.76 Emerging groundwater from clay filled bedding plane clay at 'E' section

Fig. 3.77은 Fig. 3.71의 “F” 영역을 확대한 것으로 절리면의 존재를 확인할 수 있다. 특히 풍화된 절리면과 토사가 코팅된 절리면이 동일 지역에 같이 존재하는 것을 볼 때 불연속면 상태가 불량한 것을 알 수 있다.



Fig. 3.77 State of joint plane clay at 'F' section

Fig. 3.78와 3.79은 Fig. 3.71의 “G와 H” 영역을 확대한 것으로 단층 상태를 보여준다.

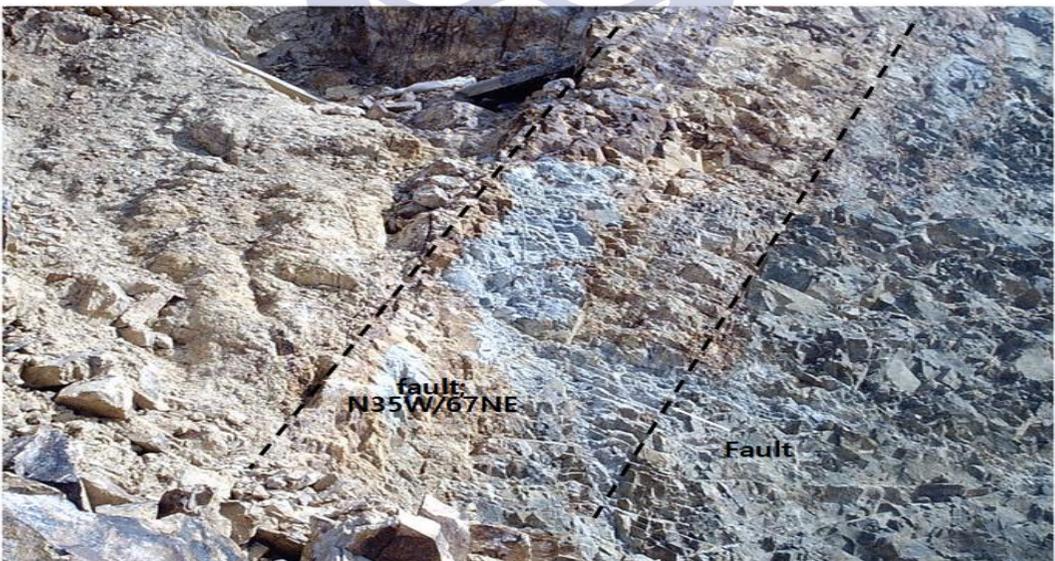


Fig. 3.78 Developed situation of fault at 'G' section



Fig. 3.79 Developed situation of fault at 'H' section

(2) 파괴원인 조사

발생한 파괴형태는 원호파괴로 비탈면 중앙부에 발달한 단층대 및 단층 좌측부의 지반 불량, 절취에 따른 응력해방으로 인한 절리면에서의 인장 균열과 협재된 점토 층리의 상호 작용에 의한 것으로 판단된다. Figs. 3.71~3.79를 통해 지반불량을 확인할 수 있다. 이와 같은 지반상태는 설계시에 예상하지 못한 것으로 조사되었다. Figs. 3.80~3.82에 보여진 파괴 영역 좌측에 발달되어 있는 인장균열이 비탈면 파괴의 하나의 원인임을 보여주는 좋은 증거이다. 점토 협재 층리는 Figs. 3.72~3.76에 잘 나타나 있다.

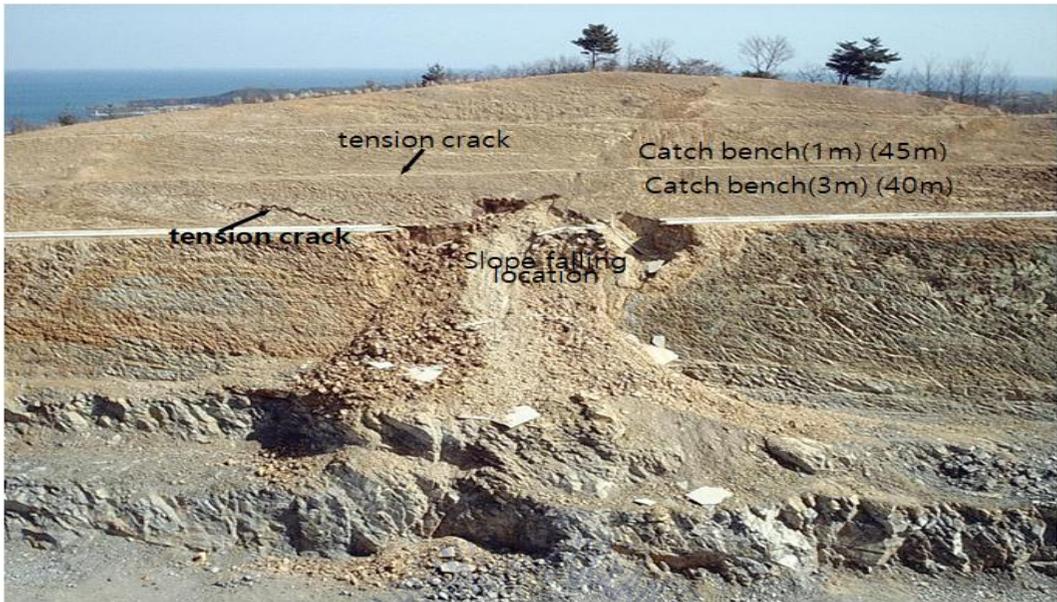


Fig. 3.80 Whole situation at slope failure site



Fig. 3.81 Tension crack at catchbench(3m) located at 40m ground level



Fig. 3.82 Tension crack at catchbench(1m) located at 45m ground level

(3) 전단강도 재산정 및 보강대책

내부마찰각과 점착력은 앞 절에서 설명한 바와 같이 face mapping을 실시해서 불연속면 형상, 조도, 각도, 충전물 유무, 종류, 두께, 파괴형태 등을 면밀히 검토하여 결정하였다. 검토가 충전된 층리의 경우 내부마찰각(ϕ)은 5° 로 점착력은 12 kPa로 각각 산정되었다. 재산정된 전단강도를 이용한 비탈면 안정해석은 미봉락 구간과 봉락구간으로 나누어 실시하였다.

① I구간(우측구간: STA.2+600~2+820, 비탈면 미봉락 구간)

비탈면 파괴가 발생하지 않은 구간으로서 지반 상태는 설계와 비교시 다소 유사하나, 3 m 소단 (20m) 위치에서 연약화된 점토층이 협재된 층리면이 조사되었다. 점토층이 협재된 층리면을 따라 지하수가 누출되는 것으로 나타났다. 본 검토구간에서 최대 비탈면고에 해당하는 STA.2+740 단면을 적용하여 안정성 검토를 수행했다(Fig. 3.83). 현 절취 비탈면에 대한 비탈면 안정해석 결과 불안정한 것으로 나타났다.

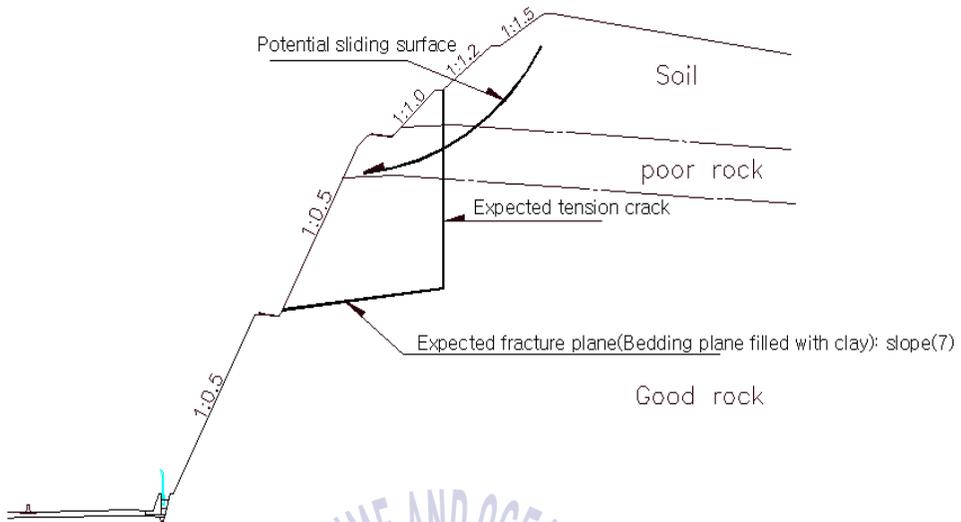


Fig. 3.83 Cross section of back analysis at STA.2+740

보강은 비탈면 전체구간의 3 m 소단(20m위치) 상부에 대하여 1:1.8 경사완화공법을 적용하고, 일부 구간(STA.2+660~2+820)에 대해서 1:1.8 경사완화 후 점토층이 협재된 층리면 상부에 Rock Anchor보강공법(2단, 하부 13m, 상부 17m, 간격 3.0m × 3.5m) + 격자블럭 공법을 적용하였다 (Fig. 3.84). 보강공법을 고려한 비탈면 안정해석 결과는 Figs. 3.85, 3.86 과 같으며 해석안전율이 건기시 1.71 및 우기시 1.29로서 해석안전율이 최소 기준 안전율(건기시 1.50, 우기시 1.20)을 상회하므로 안정한 것으로 판단되었다.

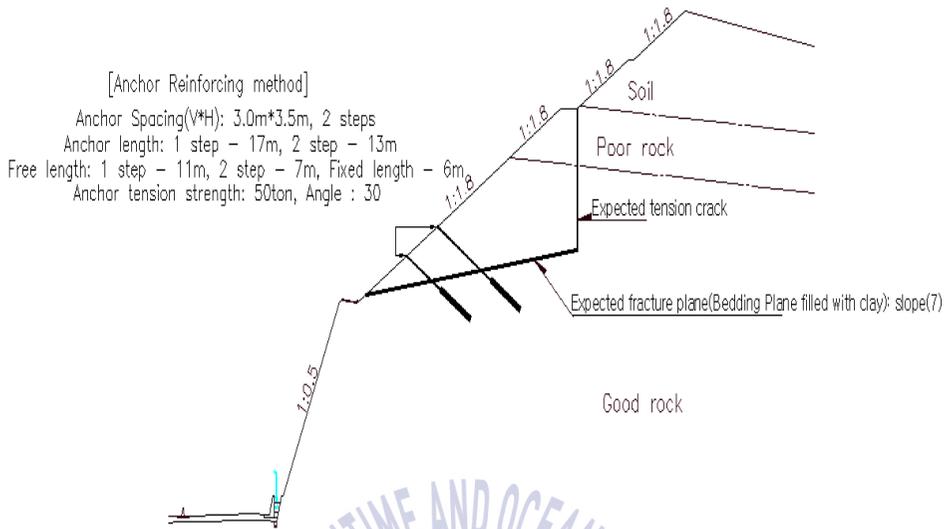


Fig. 3.84 Cross section of analysis to reinforced and 1:1.8 grading slope at STA.2+740

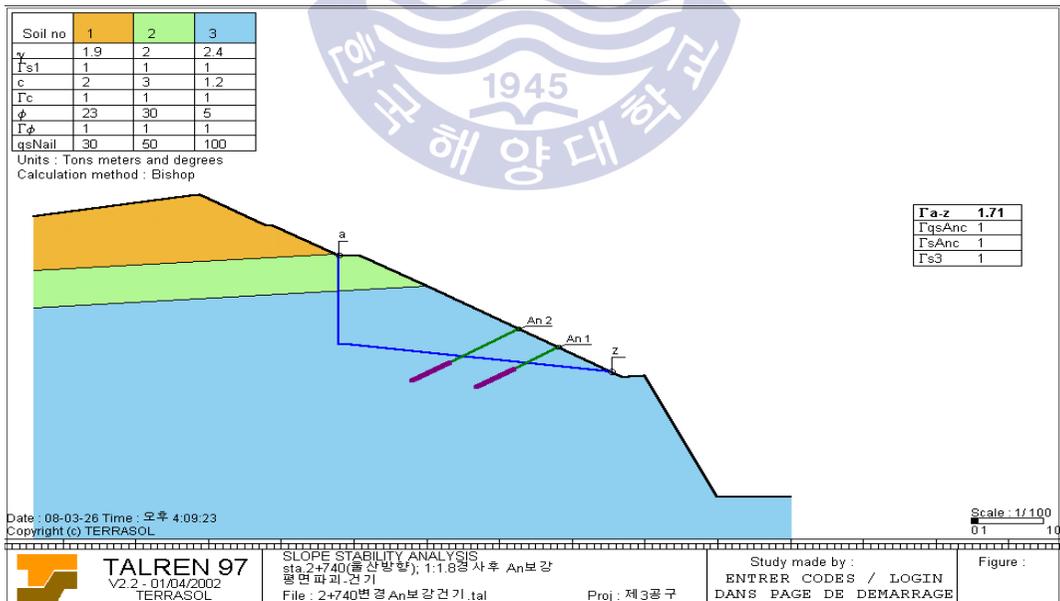


Fig. 3.85 Dry case(F_s ; 1.71 > 1.5 , \therefore O.K)

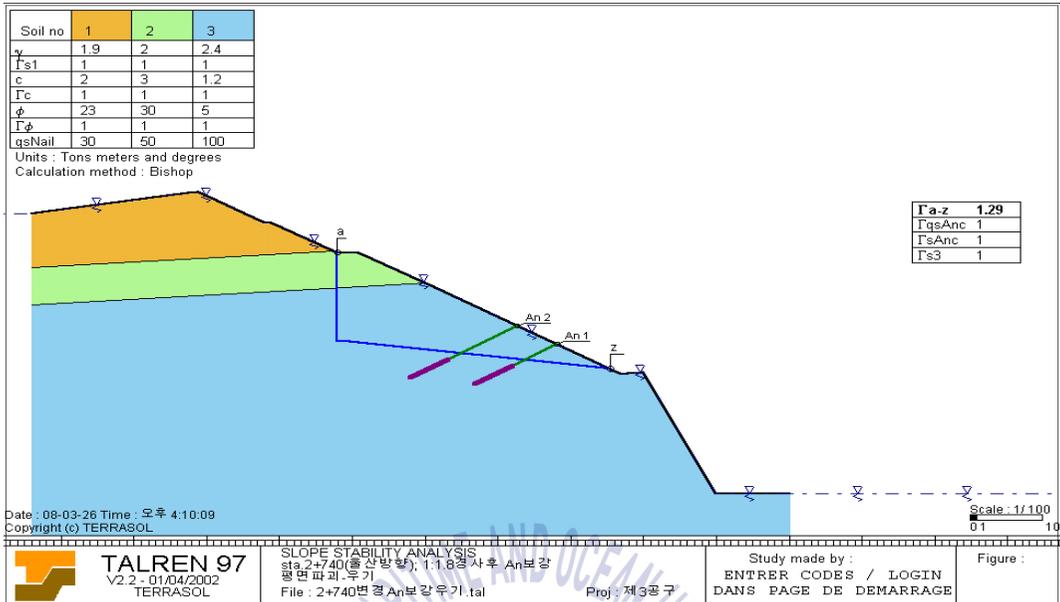


Fig. 3.86 Rainy case(Fs ; $1.29 > 1.2$, \therefore O.K)

② II구간(좌측구간; STA.2+820~2+960, 비탈면 붕락 구간)

비탈면 파괴가 발생한 구간으로서 지반상태는 설계시와 상이하게 불량하며, 3 m 소단(20m) 상부 위치에 연약화된 점토층이 협재된 층리면이 조사된 구간이다. 본 검토구간에서 STA.2+840 단면을 적용하여 안정성 검토를 수행했다. 현 절취 비탈면에 대한 비탈면 안정해석 결과 불안정한 것으로 나타났다(Fig. 3.87). 보강은 비탈면 전체구간의 3 m 소단(20m위치) 상부에 대하여 1:1.8 경사완화공법을 적용하였다(Fig. 3.88).

. II 구간(좌측구간; STA.2+820~2+960, 비탈면 붕락 구간)

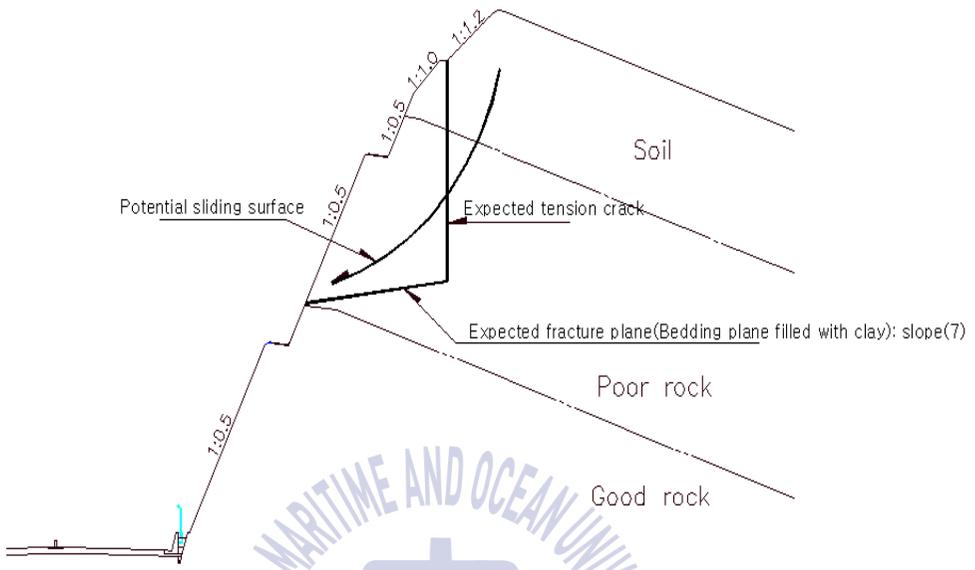


Fig. 3.87 Cross section of back analysis at STA.2+840

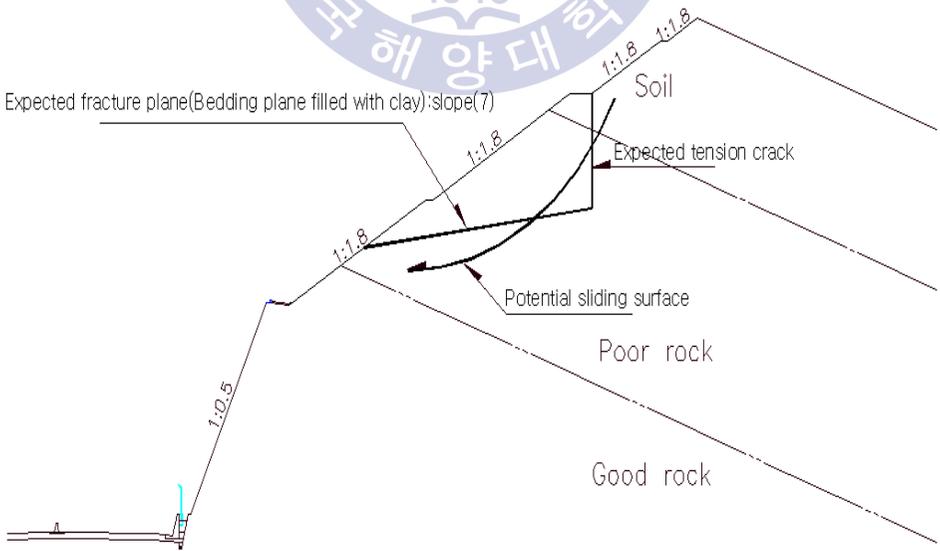


Fig. 3.88 Cross section of analysis to 1:1.8 grading slope at STA.2+840

3.4.3 재산정 결과

경상분지 특히 양산단층대 구간 층리가 발달된 암반 32개 비탈면에 대한 재산정 결과는 Tables 3.10, 3.11, 3.12와 같다. 층리내 충전물이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 충전물 유무에 따라 결과를 각각 따라 정리하였다. 층리내 점토 충전물이 존재하는 26개 사례에 대한 결과는 Table 3.10과 같다. 층리내 충전물이 점토인 경우 점착력은 4.9~19.6(kPa), 마찰각 5~30°로 나타났다. 층리면이 파쇄대인 경우(6개 비탈면) 점착력 4.9~29.4(kPa), 마찰각 17~28°로 나타났다(Table 3.11). Table 3.12는 전체 32개 사례에 대한 평균값을 나타낸 것이다. 재산정된 전단강도를 적용한 한계평형 해석 결과 요구되는 안전율(건기시 F.S.=1.5, 우기시 F.S.=1.2)를 확보할 수 없어 비탈면 보강공법이 적용되어 안전율을 확보하였다.

Table 3.10 Results of re-evaluated shear strength on bedding plane filled by clay

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Bedding plane angle (°)
1	23.5	11.776 (1.2)	5	10
2	-	11.776 (1.2)	5	7
3	23.5	11.776 (1.2)	5	7
4	18.6	9.814 (1.0)	10	-
5	-	17.664 (1.8)	25	27
6	-	17.664 (1.8)	25	27
7	-	9.814 (1.0)	20	33
8	-	17.664 (1.8)	25	30
9	-	9.814 (1.0)	20	24
10	-	9.814 (1.0)	20	32
11	-	4.907 (0.5)	15	25
12	-	19.627 (2.0)	30	35

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Bedding plane angle (°)
13	-	9.814 (1.0)	25	35
14	-	9.814 (1.0)	15	28
15	-	19.627 (2.0)	15	28
16	-	9.814 (1.0)	15	28
17	-	19.627 (2.0)	25	30
18	-	9.814 (1.0)	20	30
19	18.6	9.814 (1.0)	10	13
20	18.6	9.814 (1.0)	10	13
21	23.5	19.627 (2.0)	17	23
22	19.6	14.720 (1.5)	17	24
23	-	9.814 (1.0)	17	23
24	-	19.627 (2.0)	10	10
25	-	86.359 (8.8)(이상값제외)	13	-
26	-	19.627 (2.0)	26	28
Range	18.6~23.5	4.907~19.627(0.5~2.0)	5~30	7~35
Average	20.9	13.346 (1.36)	16.92	23.75

Table 3.11 Results of re-evaluated shear strength on bedding plane filled by shattered material

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Bedding plane angle (°)
1	-	29.441 (3.0)	28	30
2	-	29.441 (3.0)	28	34
3	-	9.814 (1.0)	20	33
4	19.6	17.664 (1.8)	25	30
5	23.5	9.814 (1.0)	17	25
6	-	4.907 (0.5)	20	21
Range	19.6~23.5	4.907~29.441(0.5~3.0)	17~28	21~34
Average	21.6	16.847 (1.72)	23.00	28.83

Table 3.12 Results of average shear strength on all bedding planes

Bedding plane	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)	Bedding plane angle(°)
Clay filled (26 cases)	18.6~23.5 (20.9)	4.907~19.627 (13.346)	5~30(16.92)	7~35(23.75)
Shatter filled (6 cases)	19.6~23.5 (21.6)	4.907~29.441 (16.847)	17~28(23.00)	21~34(28.83)
Average (Total 32 cases)	21.0	14.024	18.06	24.77

실시설계시 적용한 값을 보면 점착력 49.07 kPa, 마찰각 25~30°이다(Table 2.27). 설계시 충전물 유무에 상관없이 동일한 점착력을 적용하였으며 불연속면에 점토 충전물 존재하는 경우 마찰각은 25°를 적용하였다. 연구를 통해 층리면에 점토 충전물이 있는 경우 전단강도 값은 점착력 4.9~19.6 kPa(평균 13.3), 마찰각 5~30°(평균 16.92°)로 Table 2.27의 실시설계시 적용한 값과 비교해 보면 점착력의 경우 최저값 대비 약 10배 정도(평균값 대비 73%) 마찰각의 경우 최저값 대비 약 20°정도(평균값 대비 약 8°) 낮게 산정된 것을 알 수 있다. 이 결과를 통해 층리면의 강도정수에 미치는 충전물의 영향을 분명하게 알 수 있다.

특히 실시설계시 참고를 하는 기존 문헌자료의 경우와 재해석 분석결과를 비교할 때 최소값 기준으로 점착력은 최대 10배(설계적용 점착력 49.07 kPa, 재산정 결과 최소 점착력 4.9 kPa), 마찰각은 평균값 대비 약 8~13° 상이함에 따라 경상분지의 암반비탈면처럼 층리면에 충전물을 포함하고 있는 경우 일반 문헌에서 사용되는 전단강도 값을 사용하면 시공 중 비탈면 파괴의 위험성을 많이 내포하고 있다고 볼 수 있다. 그러므로 본 연구지역과 유사한 지역에서 안정성 분석에 기존 문헌자료 값의 사용 시에는 주의가 요구된다.

3.5 단층 불연속면 전단강도 재산정 결과

3.5.1 단층 파괴유형

총 48개소 파괴 암반비탈면이 단층과 관계있는 것으로 조사되었다. 파괴유형별 살펴보면 18개소가 평면파괴를 7개소가 전도파괴, 15개소는 원호파괴, 8개소는 썩기파괴와 관련된 것으로 조사되었다(Table 3.13, Fig. 3.89)

Table 3.13 Failure types of discontinuities related to fault plane

Failure section nos.	Plane	Toppling	Circular	Wedge
Total Nos. 48	18	7	15	8
Percentage(%)	38	15	31	17

Note) 단층파괴 48개소 중 40개소에 대해 재산정 분석 실시

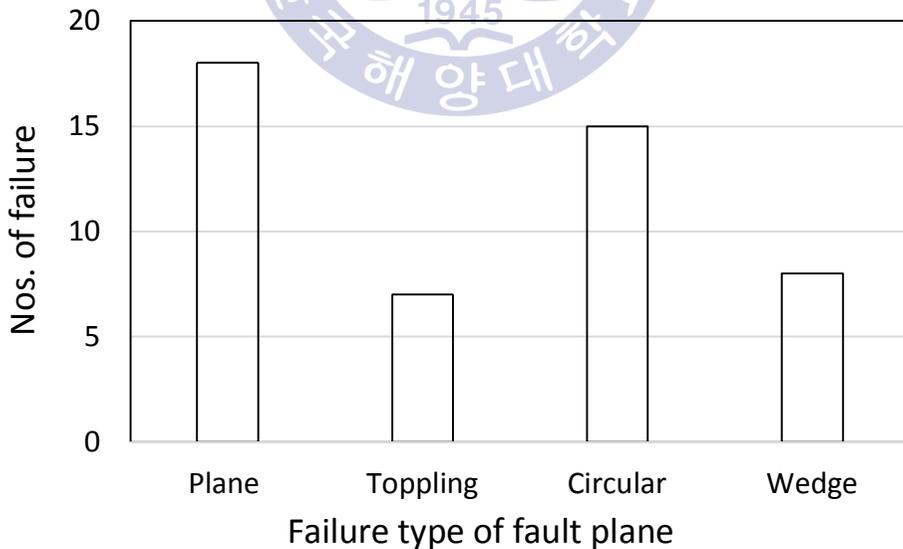


Fig. 3.89 Failure types of discontinuities related to fault plane

전체 암반비탈면중 불연속면이 단층인 경우의 파괴유형 분석결과 Table 3.13에서 보듯이 평면파괴(38%) 비중이 제일 높았으며 원호파괴, 썩기파괴, 전도 파괴 순으로 파괴유형이 나타났다. 이것은 본 연구지역이 지구조 특성(양산단층대)상 단층의 영향으로 파쇄대가 발달되어 파쇄가 심한 단층파쇄대 구간에서는 토사와 같이 원호파괴 형태의 파괴유형이 많이 나타나는 것을 알 수 있다.

3.5.2 단층 불연속면으로 인한 비탈면 파괴 사례

단층 불연속면으로 파괴(또는 우려되는)된 40개 전단강도에 대해 분석이 이루어졌다. 이 중 대표적인 두 가지 사례를 이 장에서 설명하고자 한다. 앞 절에서 언급된 것처럼 불연속면(단층면)에서 발생된 파괴유형은 평면파괴 및 원호파괴가 가장 많았기에 이런 점을 감안하여 사례를 선정하였다.

1) CASE 1 : 평면 및 썩기 파괴

대상 구간은 부산-울산간 고속도로 4공구(부산 장안) STA.4+690~4+740 (울산방향)이다. 해당 공구의 비탈면 설계상황을 보면 연장이 200m이고 최대 비탈면 높이는 34.6m (STA. 4+720)이다(Fig. 3.90). 설계시 적용된 경사는 토사구간(1:1.2), 리핑암(1:1.0), 발파암(1:1.0)이다. 최대 비탈면고에 해당하는 위치(STA.4+720)에 대한 설계 횡단면도는 Fig. 3.90과 같으며, 절취비탈면의 주향/경사는 N24E /45NW (경사방향/경사각; 294/45, 1:1.0경사 적용)으로 계획되었다.

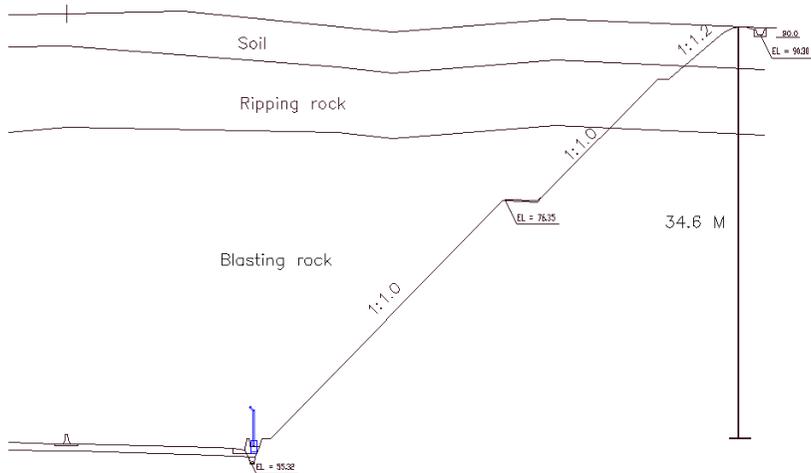


Fig. 3.90 Cross sectional view of slope in design

(1) 파괴 후 조사결과

파괴 후 지질현황을 검토해본 결과 본 절취비탈면의 대부분을 차지하고 있는 기반암은 경상계 퇴적암류인 이천리층으로서 암석 종류는 흑색 혹은 암회색 셰일이 주종을 이루고 있으며, 간혹 회백색 니암이 호층을 이루고 있는 것으로 조사되었다.

Fig. 3.91에서 보듯이 STA.4+660~STA.4+860까지의 구간이 1개 비탈면으로 이루어져 있다. 이 비탈면은 지반상태가 양호한 구간(STA.4+740~4+860)과 지반의 상태가 불량하여 슬라이딩 발생한 구간(STA.4+660~4+740)으로 구분할 수 있다. 지반의 상태가 양호한 종점측은 실시 설계경사(1:1.0) 적용시 안정한 것으로 판단되어 안정해석에서 제외하였다.

암반상부는 풍화잔류토에 해당하는 토사지반이 지표를 덮고 있으며, 절취비탈면의 대부분은 풍화암으로 판단되는 지반으로 구성되어 있다. 암석의 강도는 very weak~weak하며 암석의 풍화도는 completely weathered~highly weathered한 것으로 나타났다.

절취비탈면에 분포하는 불연속면은 슬라이딩 주요 원인은 단층, 층리 및 절리이며 그 중 슬라이딩 발생 주원인은 단층으로 조사되었다. 불연속면의 방향은 단층면(슬라이딩면)은 N68E/ 41NW, N62E/41NW, N68E/40NW, N74E/43NW, N71E/40NW이며, 절리면(슬라이딩면)은 N28W/83SW, N32W/81SW이고 층리면은 N7W/07NE, N4E/ 04SE으로 조사되었다.

단층면(슬라이딩면)의 상태는 Planar 및 Slickenside 하고 단층점토가 협재되어 있으며 상세현황은 Figs. 3.92~3.97과 같다. 좌측 슬라이딩 경계면인 절리 및 층리면 상태는 stepped하고 거칠한 것으로 조사되었다.

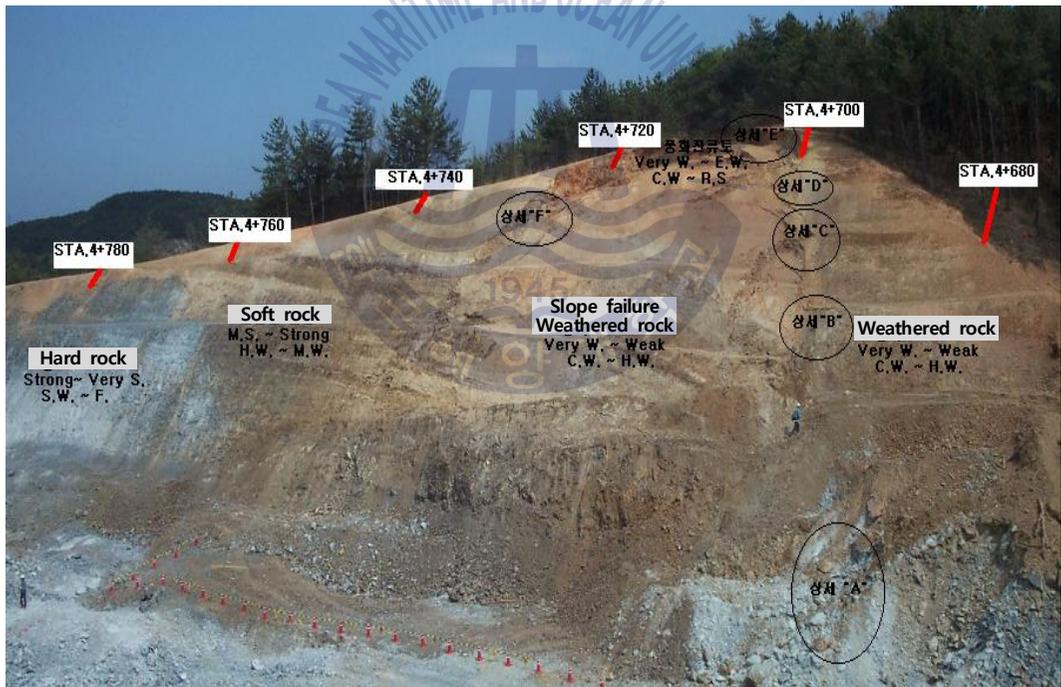


Fig. 3.91 Geological state after slope failure

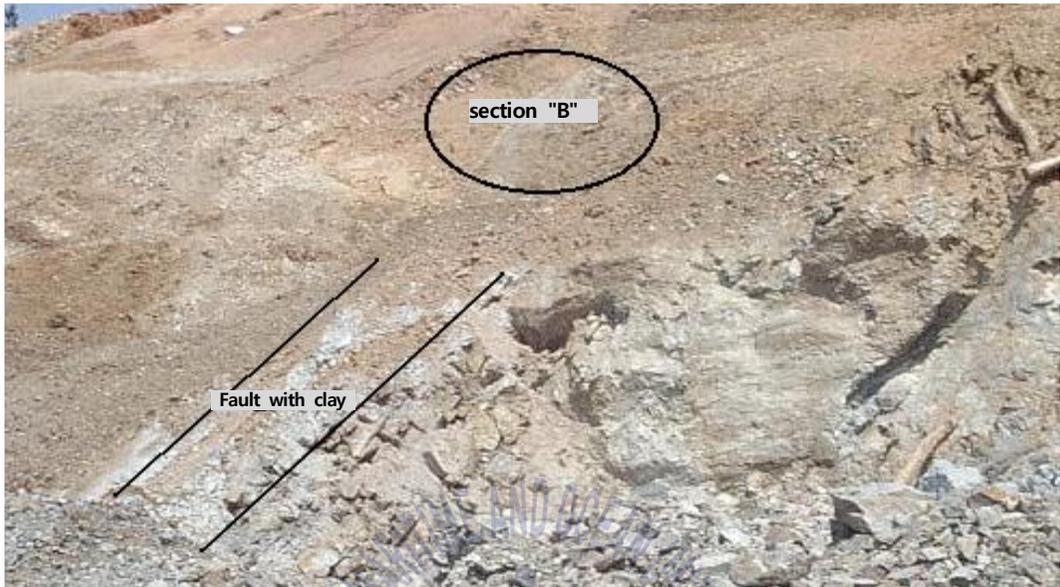


Fig. 3.92 "A" section; Detailed situation at the lower right fault plane



Fig. 3.93 "B" section; Detailed situation at fault plane; right catchbench 3m



Fig. 3.94 "C" section; Detailed situation at fault plane; right catchbench 1m



Fig. 3.95 "D" section; Detailed situation at right upper fault plane



Fig. 3.96 “E” section; Detailed situation at slope upper fault plane



Fig. 3.97 “F” section; Detailed situation at left joint planes and bedding plane

(2) 파괴 원인조사

파괴 원인은 슬라이딩 구간에서 좌·우측 소단의 미끌림에 대한 변위차이에서 보듯이 슬라이딩 블럭의 우측경계 및 비탈면 상부에 존재하는 단층 점토가 협재된 단층면을 따른 평면파괴가 일차적 주요 원인인 것으로 판단된다. 그리고 슬라이딩 구간의 우측 단층면과 좌측에서 조사된 비탈면에 수직인 절리면의 상호작용에 따른 켄터파괴도 슬라이딩을 일으킨 주요 원인 중 하나인 것으로 판단하였다(Fig. 3.98).

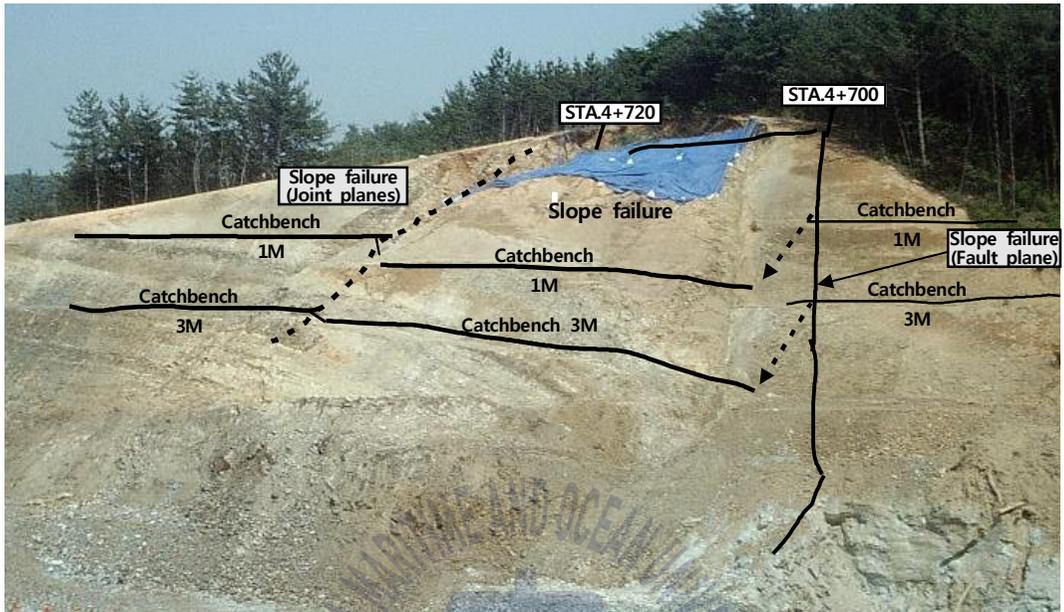


Fig. 3.98 Detailed situation of cutting slope failure

불연속면인 슬라이딩면의 방향에 대하여 실시설계 경사(1:1.0)를 적용하여 평사투영법에 의한 비탈면 안정해석을 실시하였다. 이 때 적용한 내부마찰각(ϕ)은 단층 불연속면에 점토가 협재된 것을 고려하여 15° 를 적용하였다. 절취 비탈면의 경사방향 및 경사는 294/45(1:1.0경사)를 적용하였다 (Fig. 3.99). 해석결과 단층면에 의하여 평면파괴 가능성이 있으므로 불안정한 것으로 판단되었다(Fig. 3.100). 썩기파괴 안정해석을 수행한 결과는 Fig. 3.101과 같으며 해석결과 단층면과 절리면의 교점이 썩기파괴 영역에 포함되므로 썩기파괴의 가능성이 있는 것으로 판단된다.

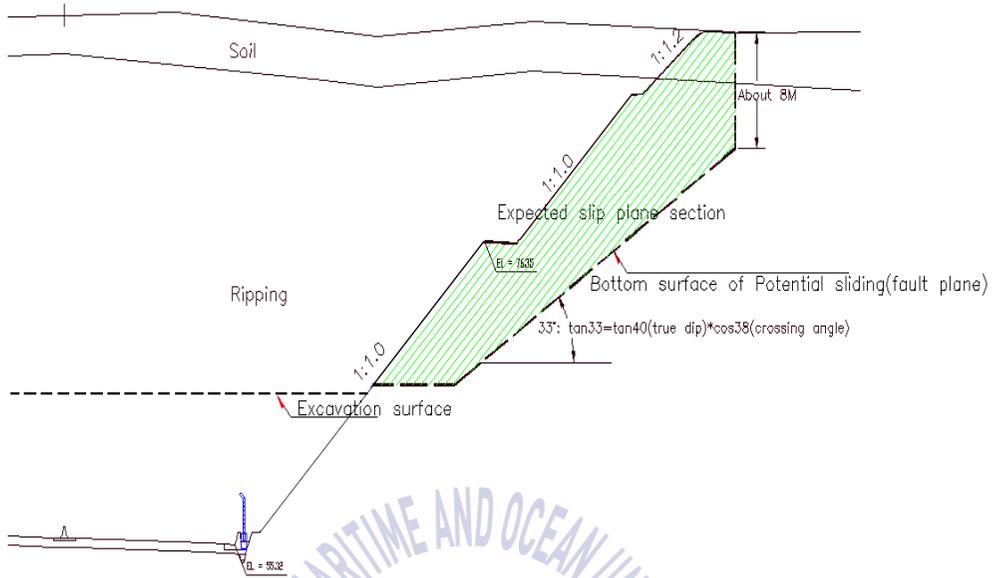


Fig. 3.99 Cross sectional view of slope failure at STA.4+720

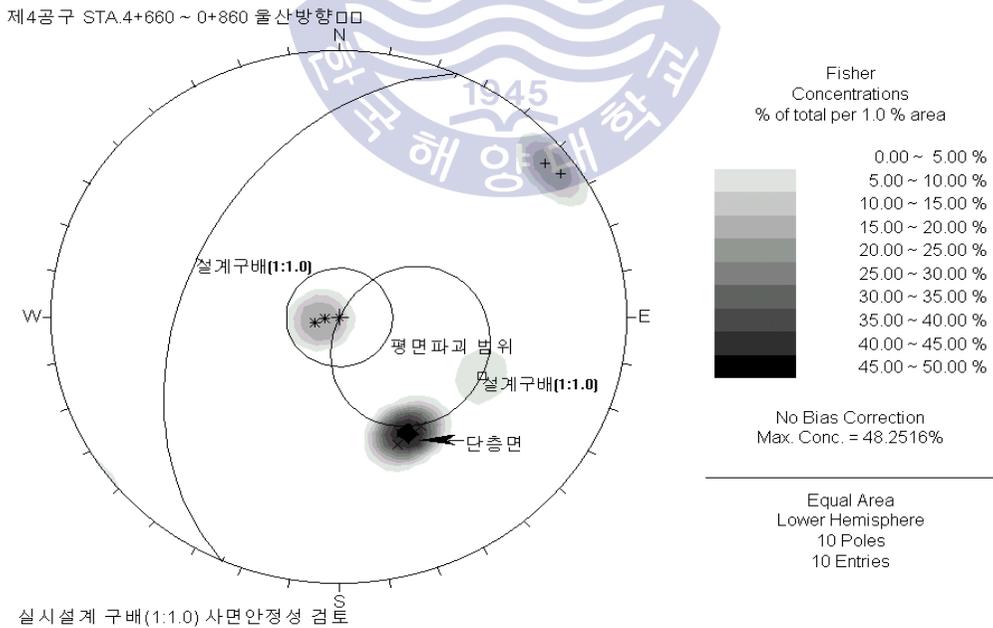


Fig. 3.100 Study of plane failure of working design gradient(1:1.0)- instability

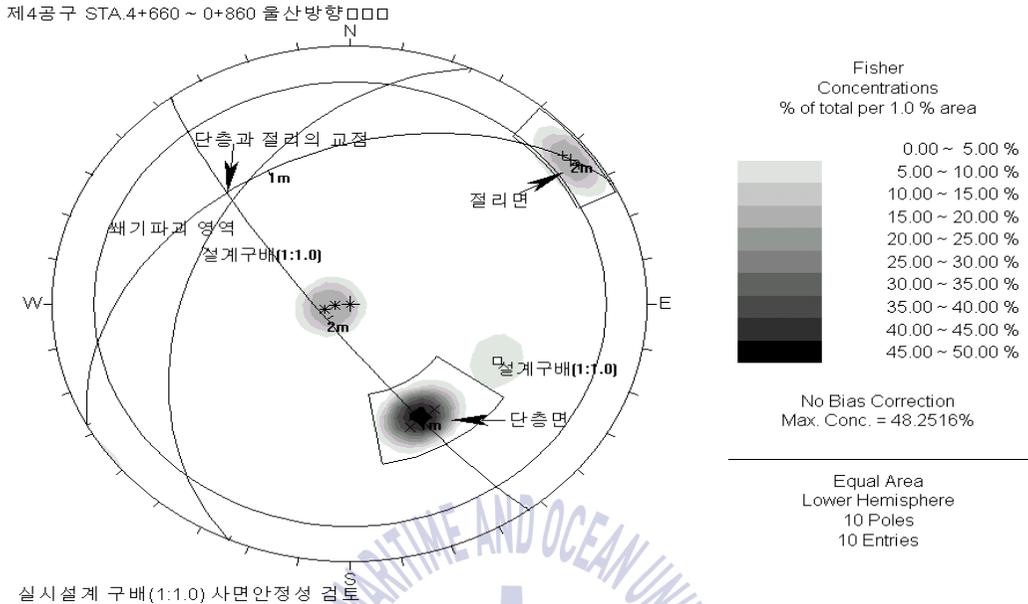


Fig. 3.101 Study of plane failure of working design gradient(1:1.0)-instability

(3) 전단강도 재산정 및 보강대책

내부마찰각과 점착력은 앞 절에서 설명한 바와 같이 face mapping을 실시해서 불연속면 형상, 조도, 각도, 충전물 유무, 종류, 두께, 그리고 파괴형태 등을 면밀히 검토하여 내부마찰각(ϕ) 15°, 점착력 20 kPa를 산정하였다. 산정된 전단강도는 비탈면 안정해석에 적용되었다.

해석단면은 설계에 적용된 비탈면과 동일한 것을 사용하였다. 슬라이딩이 발생하였기 때문에 슬라이딩 토사를 제거하기 위해 경사완화공법 적용하여 평면파괴 가능성에 대해 평사투영 해석결과 1:1.2 경사 적용시 일부 단층면이 평면파괴 영역에 포함됨으로 불안정한 것으로 판단되고, 1:1.5 경사 적용시 비탈면 파괴의 주요원인인 단층면이 평면파괴 영역에서 완전히 제외됨으로 안정한 것으로 판단되었다(Fig. 3.102).

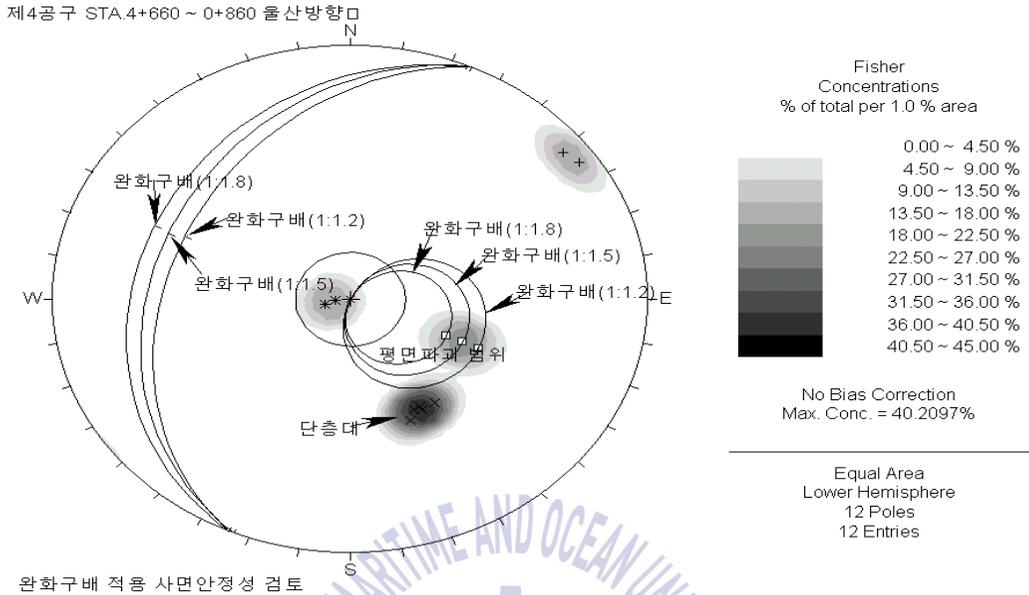


Fig. 3.102 Plane failure analysis when gradient relaxation method is applied(1:1.2, 1:1.5, 1:1.8)

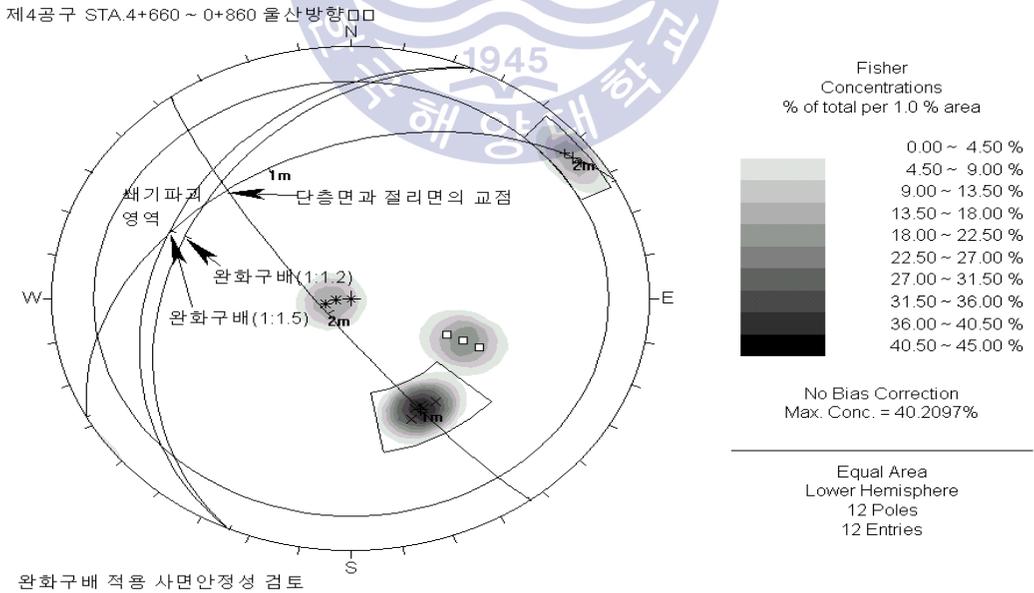


Fig. 3.103 Wedge failure analysis when gradient relaxation method is applied(1:1.2, 1:1.5)

썩기과괴 가능성에 대해 해석을 실시한 결과 1:1.2경사 적용시 썩기과괴 영역에서 제외됨으로 1:1.2경사 완화시 본 검토구간은 단층면과 절리면의 상호작용에 의한 썩기과괴에 대하여 안정한 것으로 판단되었다. 썩기과괴 해석시 적용한 단층면 및 절리면에 대한 경사 및 경사방향은 야외에서 조사한 자료들의 평균값을 적용하였다(Fig. 3.104).

완화경사를 적용하여 비탈면 안정 해석결과 1:1.5 완화경사 적용시 비탈면 파괴의 주요 원인인 단층면이 평면과괴 영역에서 완전히 제외되어 비탈면이 안정한 것으로 판단되므로 경사를 1:1.5(경사각 34°)이하로 완화해야 할 것으로 판단된다. 비탈면의 안정을 위해서 단층면을 완전히 제거해야 함으로 비탈면 방향에서 단층면 경사각(위경사 apparent dip)을 고려할 경우 위경사각은 아래와 같이 식(3.1)을 사용하여 계산할 수 있다. 계산 결과를 바탕으로 완화경사는 최소 위경사각(33°)이하로 완화 하였다.

$$\tan\delta' = \tan\delta \times \cos\theta = \tan 40 \times \cos 38 = 33^\circ \quad (3.1)$$

여기서, δ' : 비탈면의 방향에 고려한 단층면의 위경사각(apparent dip)

δ : 단층면의 진경사각(평균 경사각 40°적용)

θ : 단층면의 방향(평균 경사방향 332°)과 비탈면의 방향(경사 방향 294°)이 이루는 교차각($332^\circ - 294^\circ = 38^\circ$ 적용).

이상과 같이 적정 완화경사를 검토한 결과, 완화경사 경사각은 33°이하를 적용해야 하며, 장기적인 비탈면 안정성을 고려할 경우 1:1.8(경사각 29°)을 적용함이 적정한 것으로 판단되었다.

지반상태가 양호하여 슬라이딩 발생하지 않은 구간(STA.4+760~4+860)은 설계경사 적용시 안정한 것으로 판단되나 지반상태가 불량하여 슬라이딩이 발생한 구간(STA.4+660~4+740)은 완화경사(1:1.8)를 적용하였고 두 개 구간 중앙에 위치하는 구간(STA.4+740~4+760)은 양측 경사

가 상이함으로 비탈면 미관 및 안정성을 위하여 라운딩 처리구간으로 적용함이 적절한 것으로 판단되었고(Fig. 3.104), 비탈면 안정대책 검토결과는 Fig. 3.105와 같다.

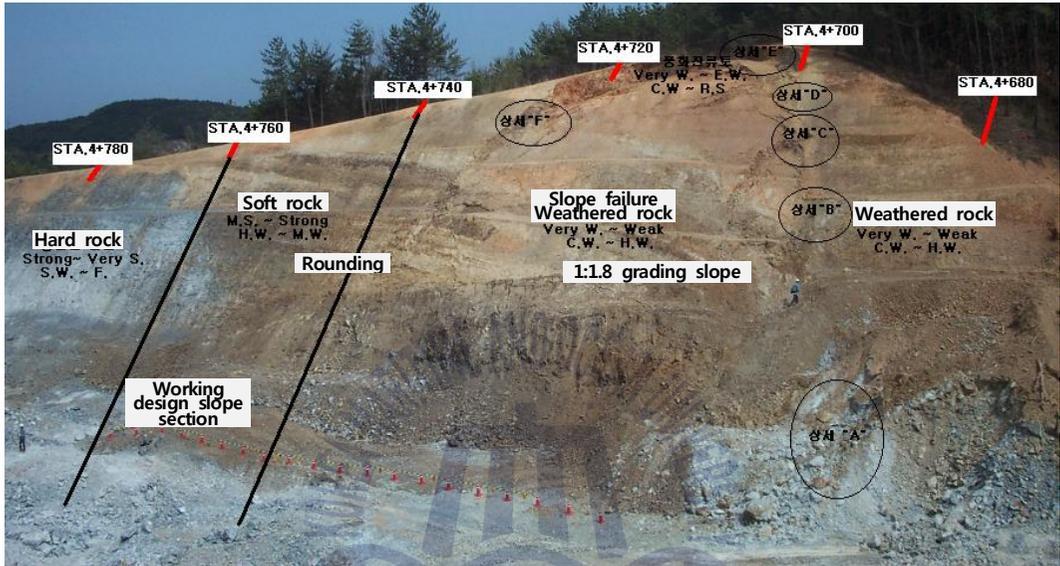


Fig. 3.104 Range of application of slope failure measures

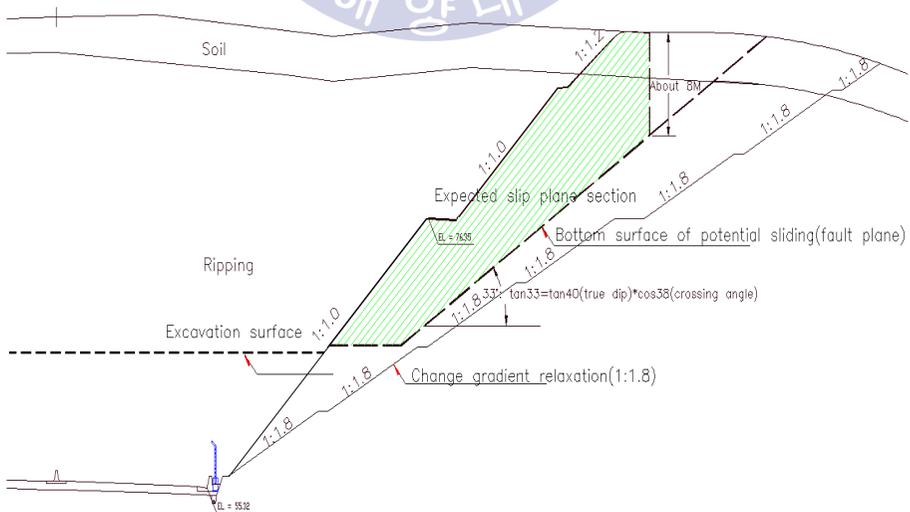


Fig. 3.105 Cross sectional view of slope at STA.4+720

2) CASE 2 : 원호파괴

해당구간은 부산~울산간 고속도로 5공구(부산 장안) STA.0+000~0+320 (울산방향)이다. 비탈면 설계상황을 보면 연장이 320 m이고 최대 비탈면고가 53.31 m(STA. 0+040)이다(Fig. 3.106). 설계시 적용된 경사는 토사구간(1:1.2, 1.5), 리핑암(1:1.0), 말파암(1:0.5, 0.8)이다.

최대 비탈면고에 해당하는 위치(STA.0+040)에 대한 설계 횡단면도는 Fig. 3.106와 같다. 설계 절취 비탈면 주향/경사는 N35E/63, 51NW(경사/경사방향; 63, 51/305, 1:0.5 및 1:0.8경사 적용)으로 계획되었다.

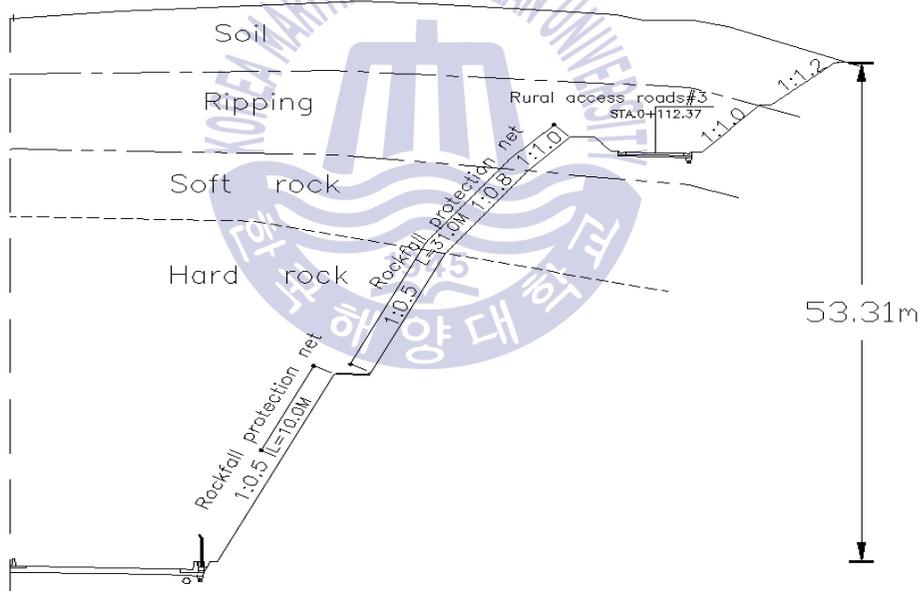


Fig. 3.106 Cross sectional view of slope adopted in design

(1) 파괴 후 조사 결과

본 구역 절취비탈면의 대부분을 차지하고 있는 기반암은 경상계 백악기 화성암류에 해당하는 안산암류인 것으로 조사되었다. 본 검토 비탈면에

서는 절리군들과 유사한 방향의 단층들이 발달하고 있는 것으로 조사되었다. Fig. 3.107에서 보듯이 비탈면 중앙부에 발달한 단층면을 경계로 하여 좌·우측의 지반현황이 서로 상이하며 비탈면 중앙부에 발달한 단층면을 경계로 하여 단층대의 좌측구간이 우측구간보다 불량한 지반이 넓게 분포하는 것으로 조사되었다.

전단강도는 단층대 우측부는 비탈면 상부에서 부체도로 하부 약 5 m까지 extremely weak~very weak한 매우 불량한 상태이고 그 이하의 비탈면은 대체적으로 strong~very strong한 양호한 상태인 것으로 조사되었으나, 단층대 좌측부는 일부구간이 비탈면 상부에서 3 m 소단까지 extremely weak~weak한 불량한 상태로서 우측부보다 대체적으로 불량한 지반이 넓게 분포하는 것으로 조사되었다.

지반 풍화도는 단층대 우측부는 비탈면 상부에서 부체도로 하부 약 5 m까지 completely weathered한 매우 불량한 상태이고 그 이하의 비탈면은 대체적으로 moderately weathered~slightly weathered한 양호한 상태인 것으로 조사 되었으나, 단층대 좌측부는 일부구간이 비탈면 상부에서 3 m 소단까지 completely weathered~highly weathered한 불량한 상태로서 우측부보다 대체적으로 불량한 지반이 넓게 분포하는 것으로 조사되었다 (Figs. 3.107, 3.108, 3.109)

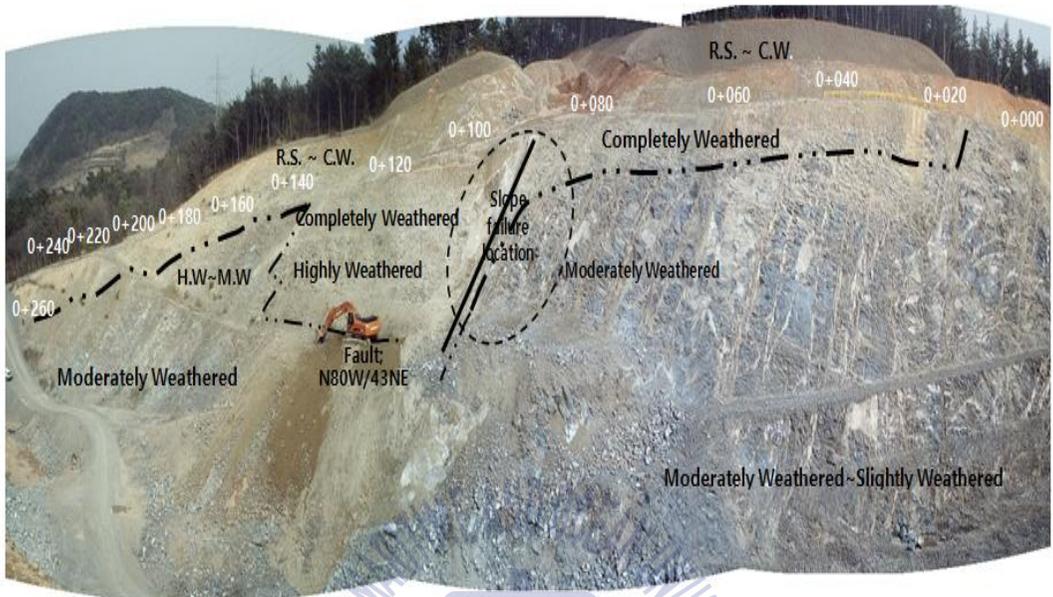


Fig. 3.107 Geological state after slope failure

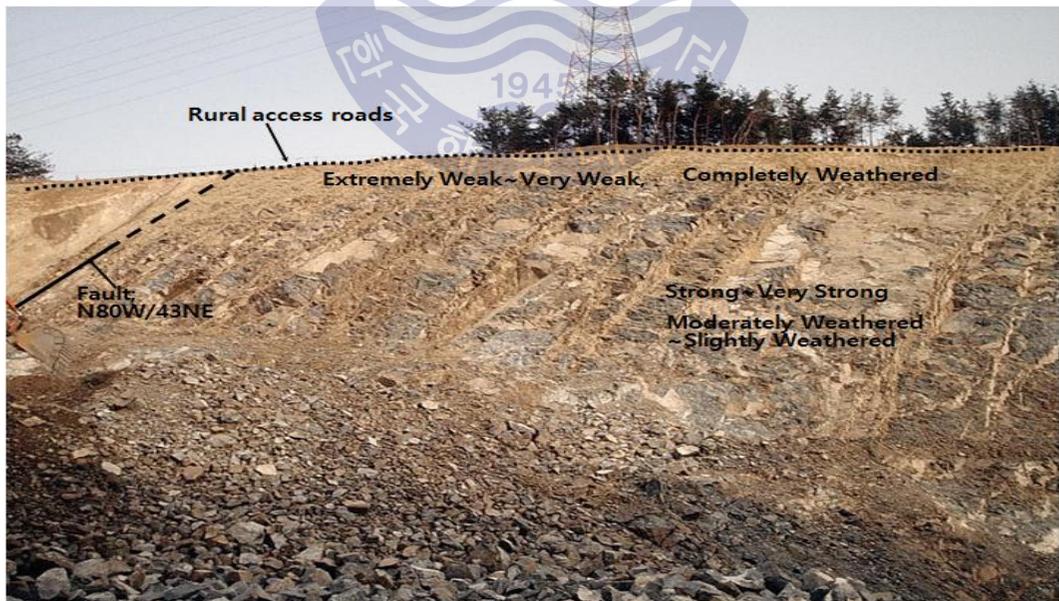


Fig. 3.108 Ground situation at the right side of fault zone



Fig. 3.109 Ground situation at the left side of fault zone

조사된 불연속면은 절리 및 절리와 유사한 방향을 가지는 단층 등이다. 본 검토비탈면에서 조사된 절리군은 2방향의 주절리군들과 기타 부절리군들이 조사되었고, 절리면의 주향 및 경사는 N40W/32SW, N68W/45NE, N02W/ 83SW, N64E/71NW, N04E/85NW, N66W/54NE, N16E/82NW, N72W/48NE, N02E/84NW, N70W/49NE, N07E/89NW, N72W/42NE, N07W/86SW, N78W /43NE, N60E/72NW, N05E/85NW, N10E/24NW인 것으로 조사되었고 비탈면 중앙부에서 조사된 약 20 cm 두께의 단층점토가 협재된 단층대 주위의 절리면들의 상태는 점토등이 코팅되었거나 풍화가 심한 불량한 상태이나 단층대의 영향범위에서 벗어난 절리면들은 대체적으로 양호한 것으로 조사되었다.

본 검토비탈면에서 조사된 단층은 주절리군들과 유사한 방향으로서, 비탈면 중앙부에서 조사된 약 20 cm 두께의 단층점토가 협재된 중규모의 단층대인 N64~80W/42~55NE 방향 단층과 N05~13W/87~88SW 및 N06E/83NW 방향을 가지는 다수의 단층이 조사되었다(Figs. 3.110~3.115).



Fig. 3.110 Major joint on the periphery of fault zone : Clay coating and severe weathering



Fig. 3.111 Major joint on the periphery of fault zone - poor joint planes

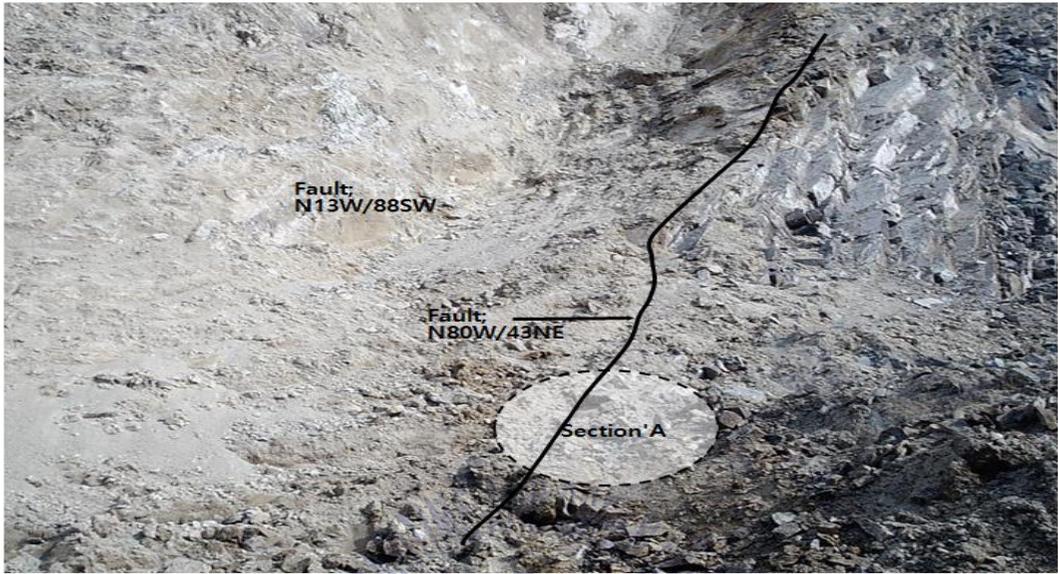


Fig. 3.112 Fault zone at middle slope(STA.0+090)

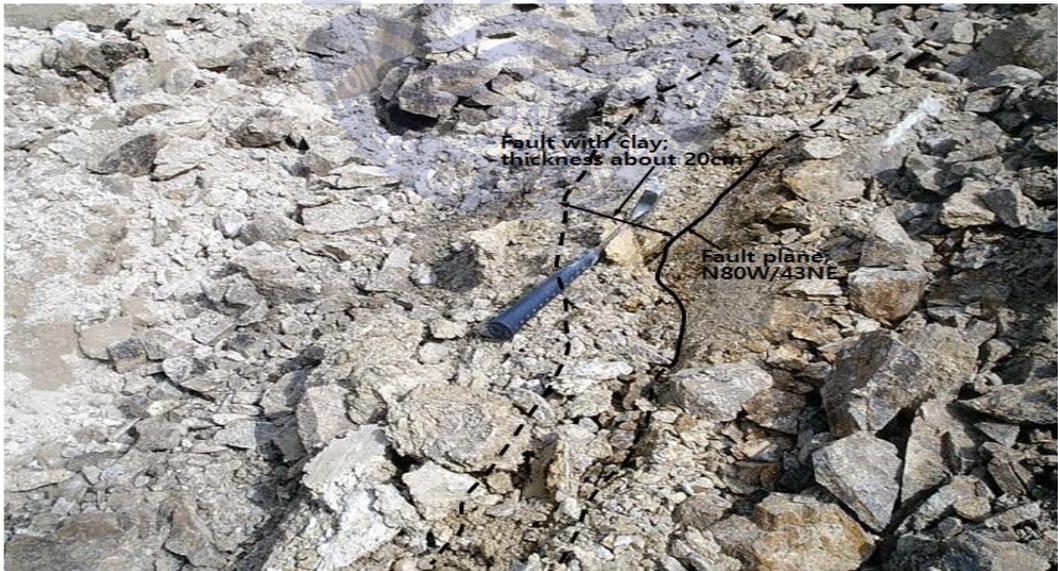


Fig. 3.113 Fault plane and fault with clay at 'A' section

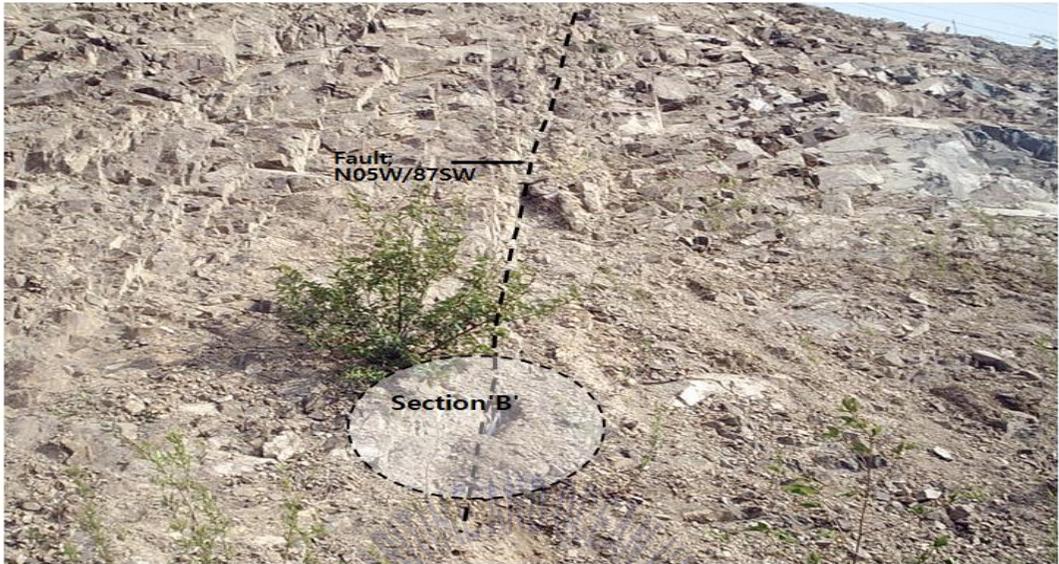


Fig. 3.114 Fault zone at left slope(STA.0+160)



Fig. 3.115 Fault zone at 'B' section

(2) 파괴원인 조사

비탈면 파괴원인을 검토한 결과 점토층이 협재된 단층면을 따른 평면파

괴와 비탈면에 발달한 단층 및 절리 등의 불연속면에 의한 쉐기파괴가 혼합되어 나타난 비탈면 파괴인 것으로 판단되었다(Figs. 3.116, 3.117).

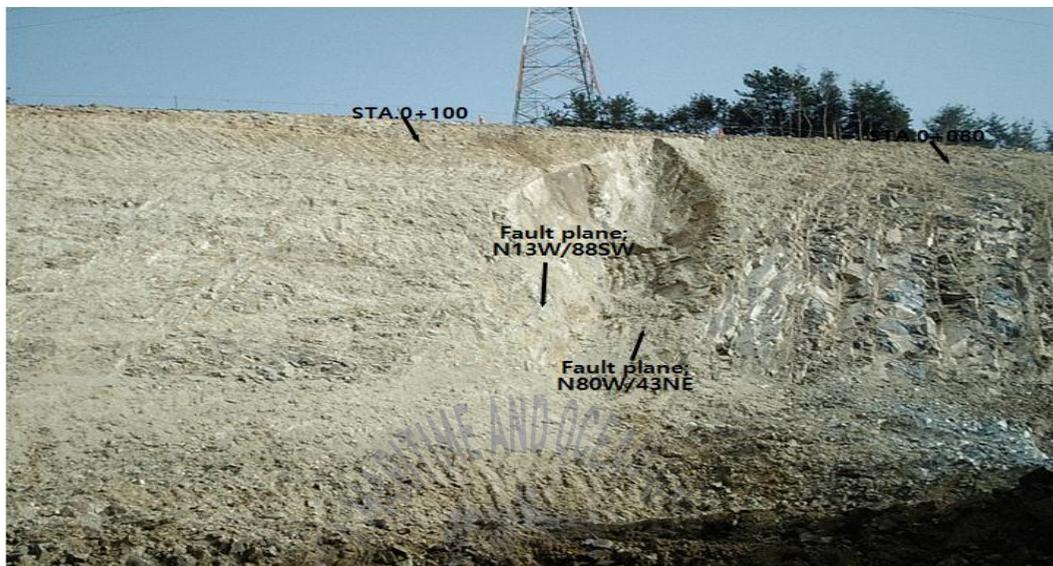


Fig. 3.116 Geological state after slope failure



Fig. 3.117 Wedge failure at STA.0+080

실시설계시 절리면 내부마찰각인 34°, 절취비탈면 경사 및 경사방향을 63, 51/305(사면경사 1:0.5, 1:0.8)를 적용하여 평사투영법에 의한 사면안정 해석을 실시한 결과는 Fig. 3.118과 같으며 평면 및 전도파괴 해석결과 불연속면에 의한 전도파괴 가능성은 없는 것으로 판단되었고 일부 주절리군 및 단층면이 평면파괴 범위에 포함되어 있으므로, 일부 주절리 및 단층에 의하여 평면파괴 가능성이 있어 불안정한 것으로 판단되었다.

실시설계 비탈면에 대하여 야외에서 조사된 각 불연속면 평균 주향 및 경사를 적용하여 썩기파괴 해석을 수행한 결과는 Fig. 3.119와 같으며 일부 불연속면들의 조합에 의하여 썩기파괴 가능성이 있으므로 불안정한 것으로 판단되었다.

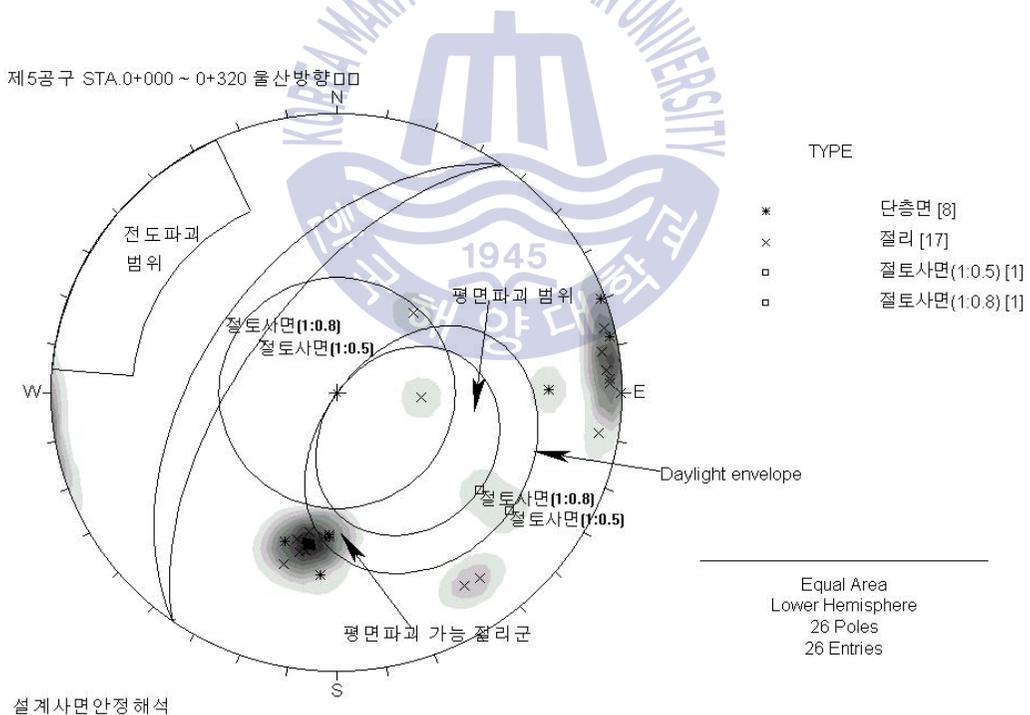


Fig. 3.118 Toppling failure - Stability, Plane failure-Instability

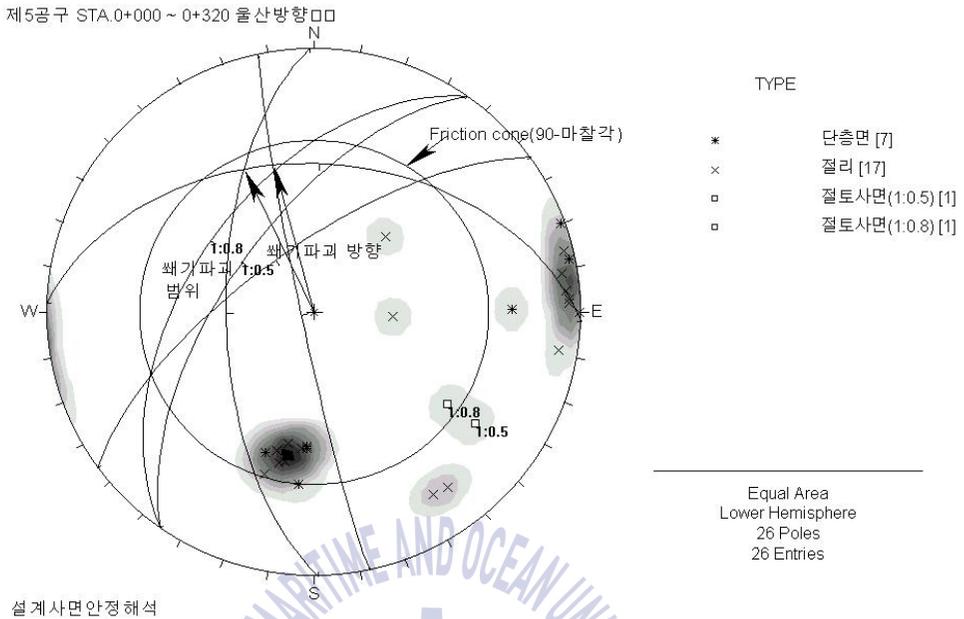


Fig. 3.119 Results of analyses of wedge failure - Instability

(3) 전단강수 재산정 및 보강대책

내부마찰각과 점착력은 앞 절에서 설명한 바와 같이 face mapping을 실시해서 불연속면 형상, 조도, 각도, 충전물 유무, 종류, 두께, 파괴형태 등을 면밀히 검토하여 내부마찰각(ϕ) 20°, 점착력 10 kPa를 산정하였다. 산정된 전단강도는 비탈면 안정해석에 적용되었다.

비탈면 중앙부의 단층을 경계로 좌·우측 지반상태가 서로 상이함으로 안정해석시 검토비탈면을 2구간으로 구분하였고 예상되는 비탈면 파괴는 지반상태의 불량으로 인한 원호파괴와 점토층이 협재된 단층 및 절리등의 불연속면에 따른 평면파괴를 가정하여 안정해석을 수행하였다.

① I구간(우측구간; STA.0+000~0+090구간)

I구간은 단층대 우측구간으로서 지반상태는 설계시와 다소 유사하나, 일부구간(STA.0+010~0+090)은 부채도로 하부 약 5 m까지 지반이 불량하고

하부 비탈면 지반상태는 대체로 양호하나 일부구간(STA.0+050~0+090)에서 중앙부에 발달한 단층대로 인하여 절리면 상태가 불량하여 불연속면을 따른 소규모 썩기파괴 혹은 평면파괴가 발생한 구간으로서 해석단면은 STA. 0+080단면을 적용하였다(Fig. 3.120).

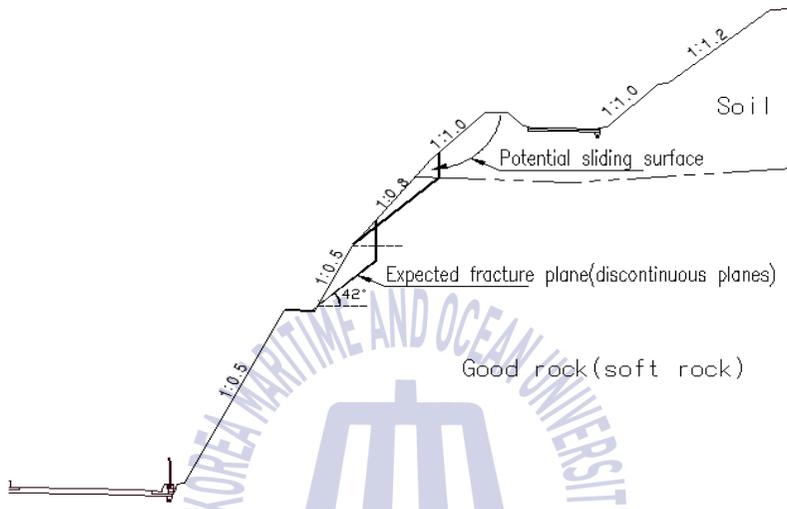


Fig. 3.120 Cross section of back analysis at STA.0+080

야외조사 및 안정해석 결과 부체도로 하부 일부구간이 토사이거나 혹은 불연속면 상태가 불량하여 불안정한 구간이 일부구간(STA. 0+010~0+090, STA.0+050~0+090)이며 절취비탈면 경사가 부분별로 상이하므로 Fig. 3.121과 같이 구간별로 보강규격을 다르게 하였다. 부체도로 하부 구간에 대하여 nailing 보강공법(L=6M 2단, 규격 2.5 × 2.0, 제원 SD35, D29mm)과 표면처리공법을 적용하여 요구되는 안전율을 확보하였다. 양호한 지반(발파암)에서 불량한 상태의 불연속면을 따른 평면파괴가 예상되는 비탈면에는 rock bolt(L=4M 3~6단, 규격 1.5~2.2 × 1.8~2.2, 제원 SD35, D29mm)와 낙석방지망 보강공법을 적용하였다. Figs. 3.122과 3.123은 양호한 지반(발파암)에서의 불량한 상태의 불연속면을 따른 평면파괴 해석 결과이다.

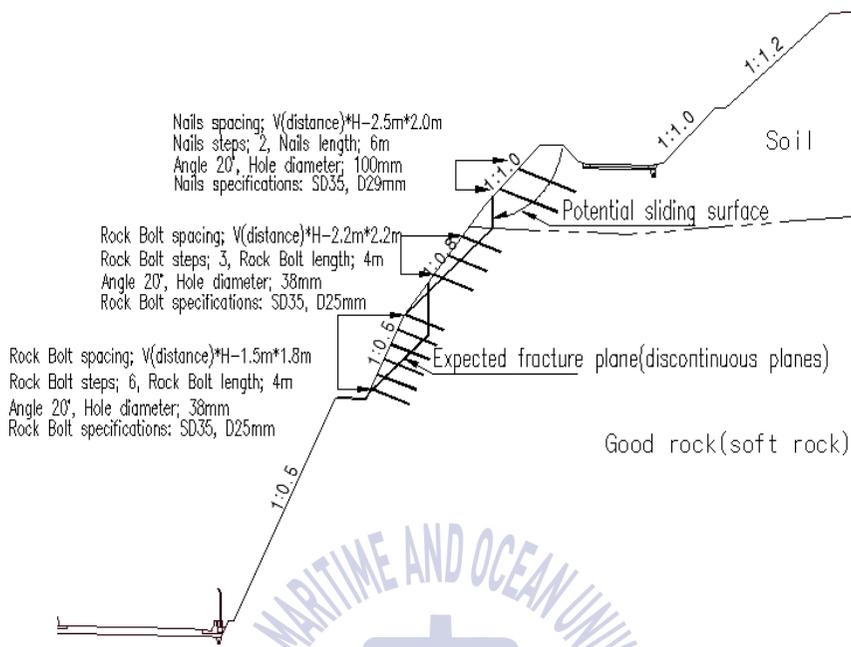


Fig. 3.121 Cross sectional view of reinforced slope

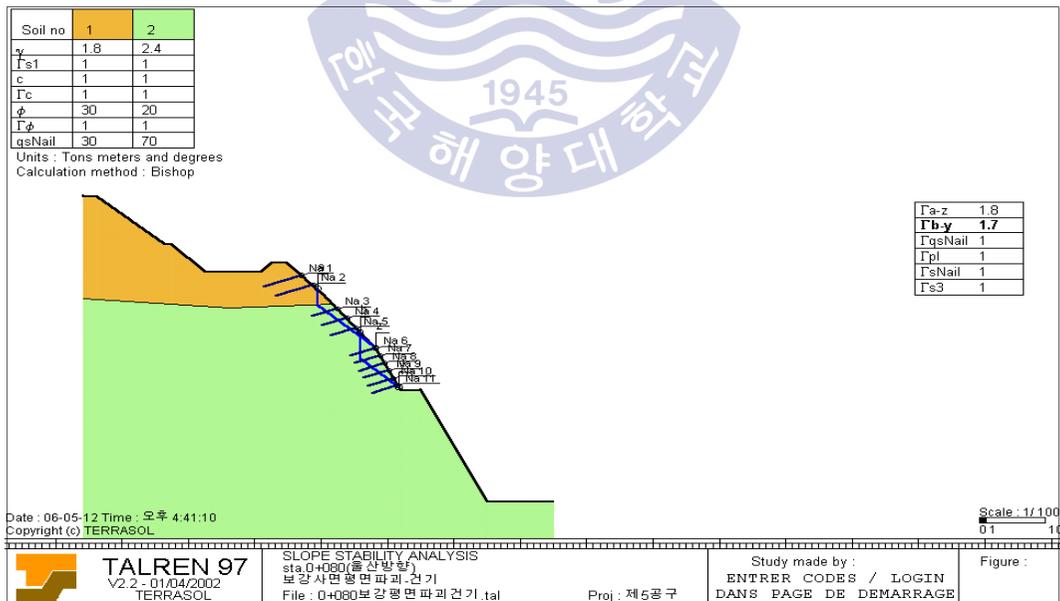


Fig. 3.122 Dry case($F_s: 1.70 > 1.5$)

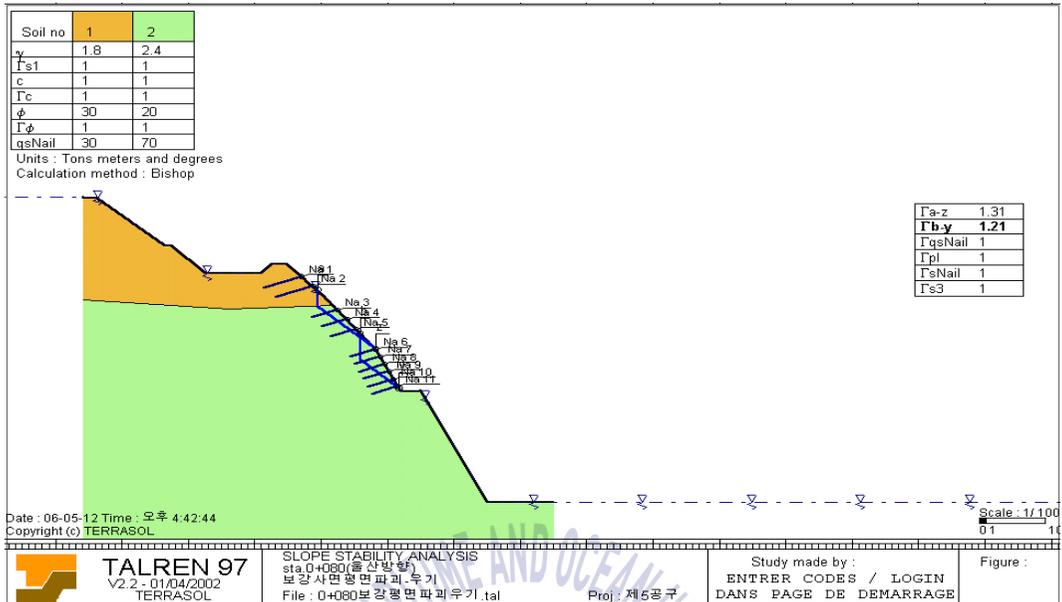


Fig. 3.123 Rainy case(F_s : 1.21 > 1.2)

② II구간(좌측구간; STA.0+090~0+320구간)

II구간은 비탈면 중앙부에 발달한 단층면을 따라 비탈면 파괴가 발생한 구간으로서 I 구간(우측구간)과 비교하여 지반상태가 대체적으로 불량하며 특히 일부 구간(STA.0+090~0+140구간)은 상부에서 3 m 소단 위치까지 불량한 지반이 넓게 분포하는 것으로 조사되었으며, 해석단면은 비탈면의 안정성을 고려하여 불량한 지반이 넓게 분포하는 구간 중에서 STA.0+100단면을 적용하였다(Fig. 3.124).

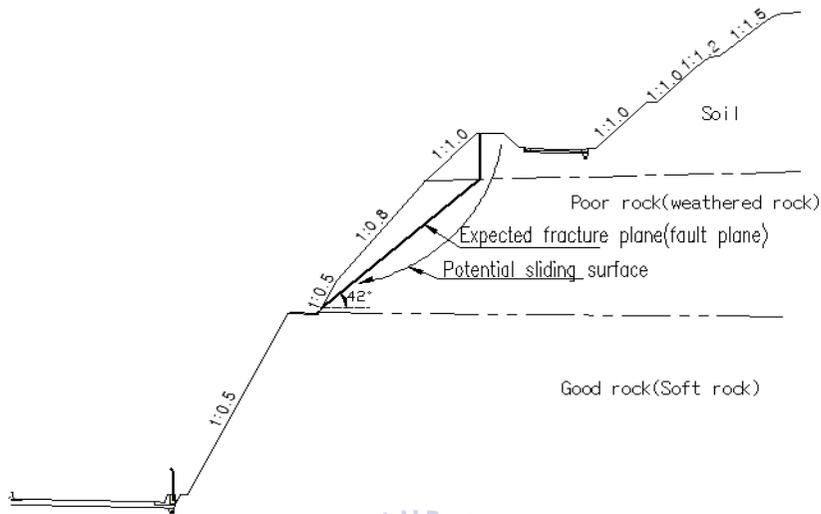


Fig. 3.124 Cross section of back analysis at STA.0+100

설계시와 상이하게 지반상태가 불량하거나 혹은 단층면을 따라 평면 파괴 가능성이 있어 불안정한 STA.0+090~0+140에 대해서만 nailing보강공법을 적용하였다(Fig. 3.125). Figs. 3.126와 3.127는 단층면을 따른 평면파괴 해석 결과이다.

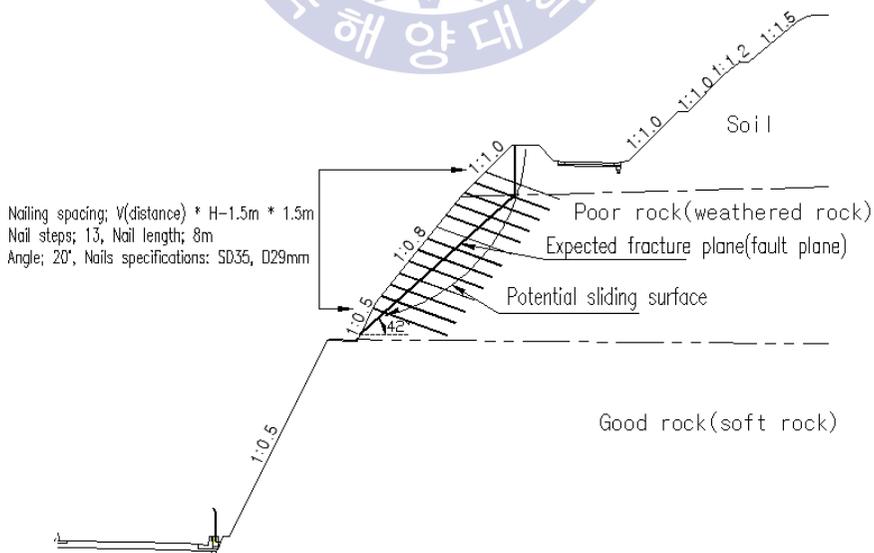


Fig. 3.125 Cross sectional view of reinforced slope

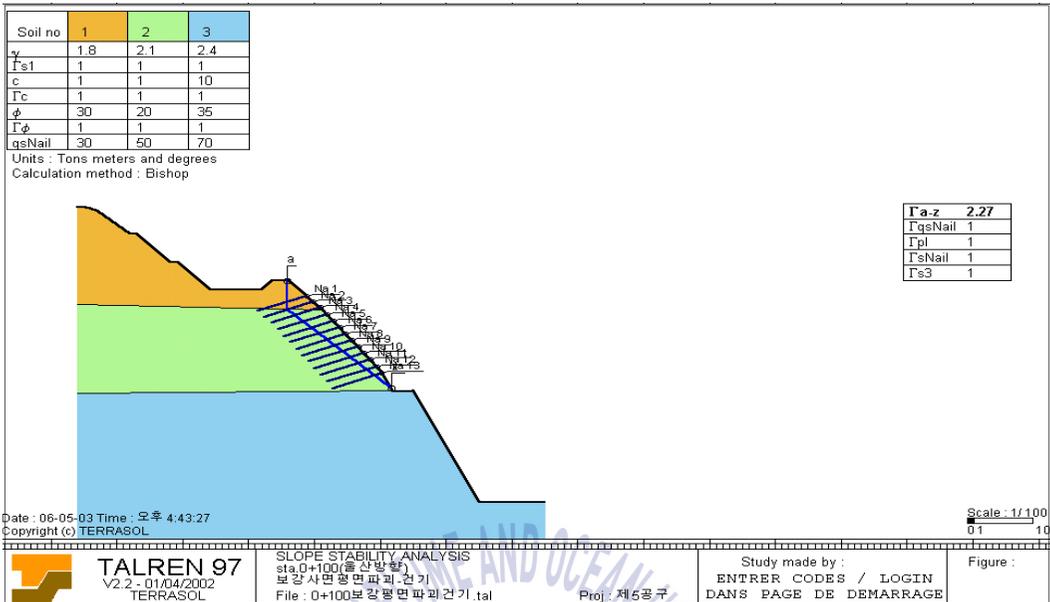


Fig. 3.126 Dry case(F_s ; 2.27 > 1.5 , \therefore O.K)

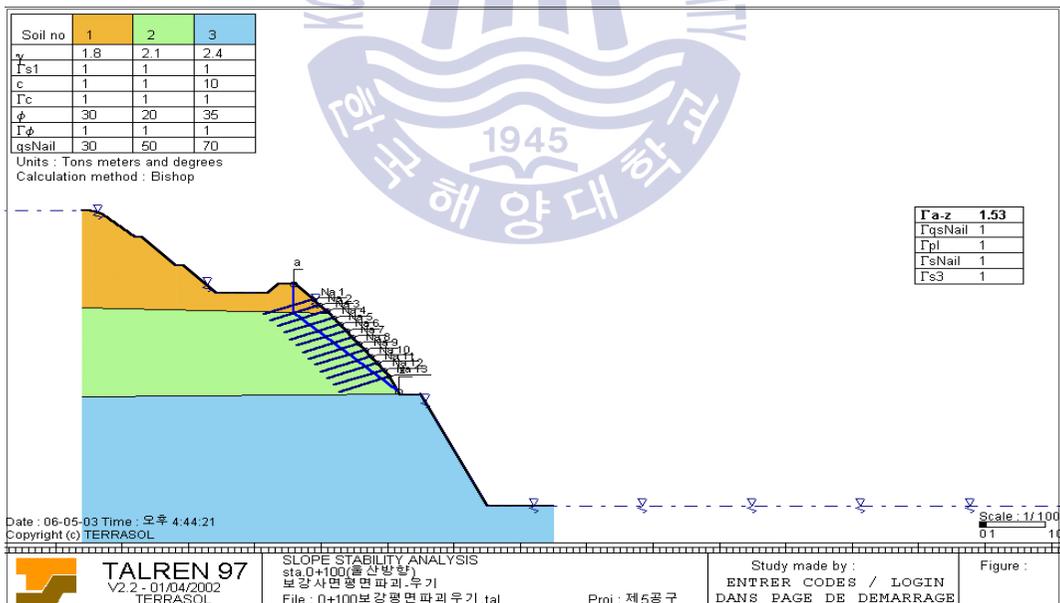


Fig. 3.127 Rainy case(F_s ; 1.53 > 1.2 , \therefore O.K)

3.5.3 재산정 결과

경상분지 특히 양산단층대 구간의 단층이 발달된 암반 40개 비탈면에 대한 전단강도 재산정 결과는 Tables 3.14, 3.15, 3.16과 같다. 단층내 충전물이 전단강도에 미치는 영향을 알아보기 위해 충전물 유무에 따라 결과를 각각 정리하였다. 충전 단층내 충전물이 점토인 23개 사례에 대한 결과는 Table 3.14와 같다. 단층내 충전물이 점토인 경우 점착력은 6.9~39.2 KPa, 마찰각 10~40.0°로 나타났다. 단층면이 파쇄대인 경우(17개 비탈면) 점착력 4.9~42.2 KPa, 마찰각 15~34.5°로 나타났다(Table 3.15). Table 3.16는 전체 40개 사례에 대한 평균값을 나타낸 것이다.

경상분지 특히 양산단층대 구간의 실시설계시 적용한 값을 보면 점착력 49.07kPa, 마찰각 25~30°이다(Table 2.27). 점토 충전물이 단층의 경우는 점착력은 동일하나 마찰각은 25°를 적용하였다. 재산정을 통해 분석된 점토 충전물이 있는 경우 이 지역 전단강도 값은 점착력 6.8~39.2 kPa(평균 1.92), 마찰각 10~27.5°(평균 23.04°)로 실시설계시 적용한 값과 비교해 보면 점착력의 경우 최저값 대비 약 7배 정도(평균값 대비 62%) 마찰각의 경우 최저값 대비 약 15°정도(평균값 대비 약 2°) 낮게 산정된 것을 알 수 있다. 이 결과를 통해 단층 충전물이 전단강도에 미치는 영향을 분명하게 알 수 있다.

특히 실시 설계시 참고를 하는 기존 문헌자료와 재산정 결과를 비교하면 점착력은 최소값 기준으로 최대 10배(설계적용 점착력 49.07 kPa, 재해석결과 최소 점착력 4.9 kPa), 마찰각은 평균값 대비 약 1~6° 상이함에 따라 경상분지의 암반비탈면처럼 단층면에 충전물을 포함하고 있는 경우 일반 문헌에서 사용되는 전단강도 값을 사용하면 시공중 비탈면 파괴의 위험성을 많이 내포하고 있다고 알 수 있다.

Table 3.14 Results of re-evaluated shear strength on fault plane filled by clay

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Fault plane angle (°)
1	19.6	24.534 (2.5)	40	-
2	22.5	24.534 (2.5)	20	80
3	18.6	18.646 (1.9)	25	-
4	22.5	19.627 (2.0)	25	30
5	23.5	19.627 (2.0)	25	-
6	22.5	19.627 (2.0)	25	30
7	-	9.814 (1.0)	25	32
8	22.5	19.627 (2.0)	25	30
9	-	19.627 (2.0)	25	39
10	21.6	19.627 (2.0)	20	25
11	21.6	39.254 (4.0)	20	-
12	-	6.869 (0.7)	10	31
13	-	17.664 (1.8)	25	40
14	-	9.814 (1.0)	20	42
15	-	9.814 (1.0)	20	26
16	19.6	39.254 (4.0)	30	-
17	-	9.814 (1.0)	25	29
18	18.6	23.553 (2.4)	27.5	-
19	-	9.814 (1.0)	20	33
20	-	9.814 (1.0)	20	25
21	18.6	23.553 (2.4)	27.5	-
22	23.5	19.627 (2.0)	15	32
23	-	18.155 (1.9)	15	-
Range	18.6~23.5	6.869~39.254(0.7~4.0)	10~40	25~80
Average	21.2	18.795 (1.92)	23.04	34.93

Table 3.15 Results of re-evaluated shear strength on fault plane filled by shattered material

Case no.	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa) (t/m ²)	Friction angle (°)	Fault plane angle (°)
1	22.5	19.627 (2.0)	25	30
2	21.6	19.627 (2.0)	20	25
3	21.6	39.254 (4.0)	20	-
4	19.6	29.441 (3.0)	30	-
5	23.5	42.198 (4.3)	34.5	-
6	-	-	15	33
7	18.6	17.664 (1.8)	25	82
8	-	17.664 (1.8)	25	40
9	-	19.627 (2.0)	30	-
10	19.6	39.254 (4.0)	30	-
11	-	4.907 (0.5)	20	27
12	-	9.814 (1.0)	20	35
13	20.6	34.347 (3.5)	30	-
14	-	9.814 (1.0)	25	29
15	-	29.441 (3.0)	30	51
16	20.6	39.254 (4.0)	30	-
17	17.6	9.814 (1.0)	30	66
Range	17.6~23.5	4.907~42.198(0.5~4.3)	15~34.5	25~82
Average	20.6	23.859 (2.43)	25.85	41.8

Table 3.16 Results of average shear strength on all fault planes

Case	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Friction angle (°)	Fault plane angle(°)
Clay filled (23 cases)	18.6~23.5 (21.2)	6.869~39.254 (18.795)	10~40(23.04)	25~80(34.93)
Shatter filled (17 cases)	17.6~23.5 (20.6)	4.907~42.198 (23.859)	15~34.5(25.85)	25~82(41.8)
Average (Total 40 cases)	20.9	20.873	24.24	37.68

제 4 장 연구대상 비탈면의 전단강도 분석

4.1 개요

앞 3장에서는 각 불연속면(절리, 층리, 단층)에 대해 불연속면의 상태를 고려하여 전단강도가 재 산정되었으며 기존 설계 값과의 차이가 간략하게 분석되었다. 본 장에서는 불연속면의 파괴유발 원인(즉, 절리, 층리, 단층)에 따라 재 산정된 전단강도에 대해 기존 자료와 비교 검토가 좀 더 세세하게 이루어졌다. 또한 절리, 층리, 단층을 종합한 통합적인 분석도 같이 이루어졌다. 즉 비탈면 파괴라는 동일한 결과에 대해 광의적으로 불연속면 전체 틀에서 분석이 이루어진 것이다. 통합적인 분석은 암반비탈면의 파괴가 어느 특정 불연속면이 파괴에 주요한 유발원인이 될 수 있으나 불연속면 간의 상호 작용에 의해 파괴가 발생할 확률도 높기 때문이다. 앞 3장에 제시된 많은 사례에서도 이와 같은 현상을 확인 할 수 있었다. 본 장에서 이루어진 분석은 1) 점착력과 내부마찰각, 2) Mohr-Coulomb 파괴기준 적용, 그리고 3) 내부마찰각과 불연속면각의 관계 등 3 가지에 대해 이루어졌다.

4.2 점착력과 내부마찰각

Fig. 4.1은 재 산정된 불연속면의 점착력과 내부마찰각 자료 전체를 도시한 것이다(검은색 원은 층리를, 검은색 삼각형 절리를, 엑스는 단층을 각각 나타냄). 비교를 위해 점착력 범위 100 kPa 이하에 해당되는 Hoek and Bray(1974)의 자료도 같이 도시하였다(흰 원). 기존 Hoek and Bray(1974) 자료는 전체 암반에 대한 역해석 결과인데 본 연구처럼 불연속면 관련 자료 대부분은 점착력이 100 kPa 보다 작으므로 이를 고려하여 이에 해당되는 자료만을 원래 그림으로부터 추출하여 같이 도시한 것이다. 전체적으로 본 연구에서 재 산

정된 점착력(17 kPa)과 내부마찰각(22°)이 Hoek and Bray가 제시한 값(점착력 35 kPa, 내부마찰각 26°)보다 작은 것을 알 수 있다. 이것은 연구 대상 지역의 퇴적암이 가지고 있는 특성으로 특히 경상분지 퇴적암에 발달된 불연속면의 특성에 기인된 것으로 판단된다. 또한 서로 다른 전단강도 산정법에서도 일부 전단강도의 차이가 유발되었을 수도 있을 것이다. 본 연구에서는 역 해석 대신 비탈면에 대한 face mapping을 실시해서 불연속면 형상, 조도, 각도, 충전물 유무, 종류, 두께, 그리고 파괴형태 등을 면밀히 검토하여 전단강도를 산정하였다.

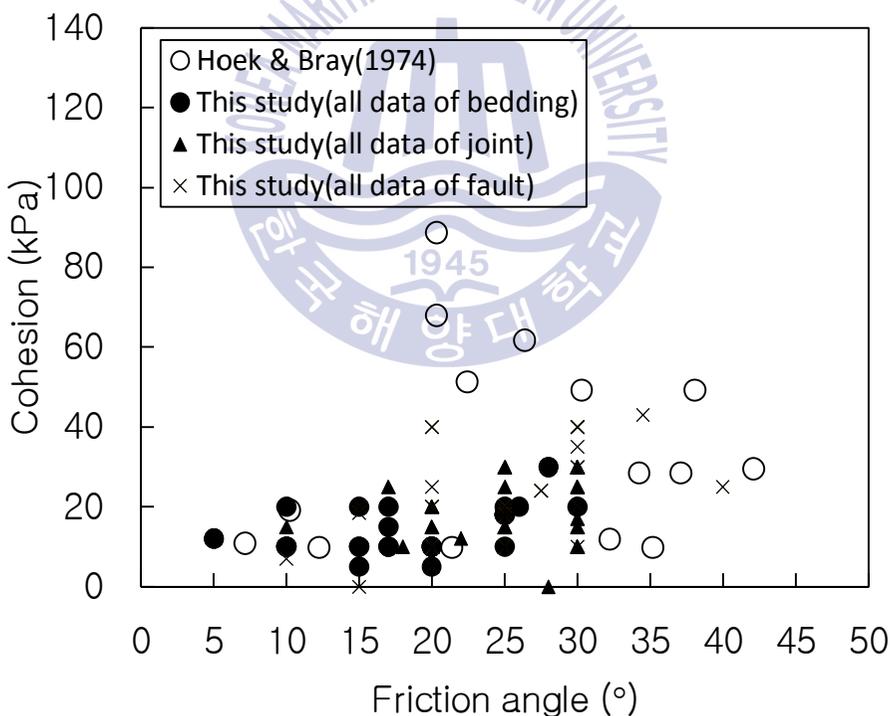
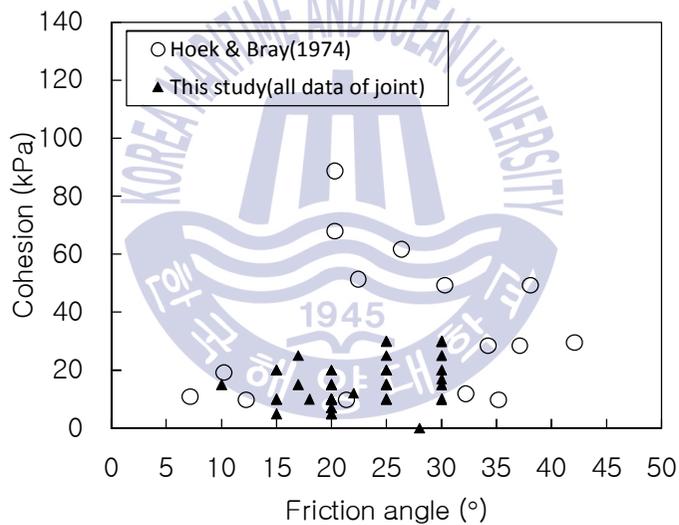
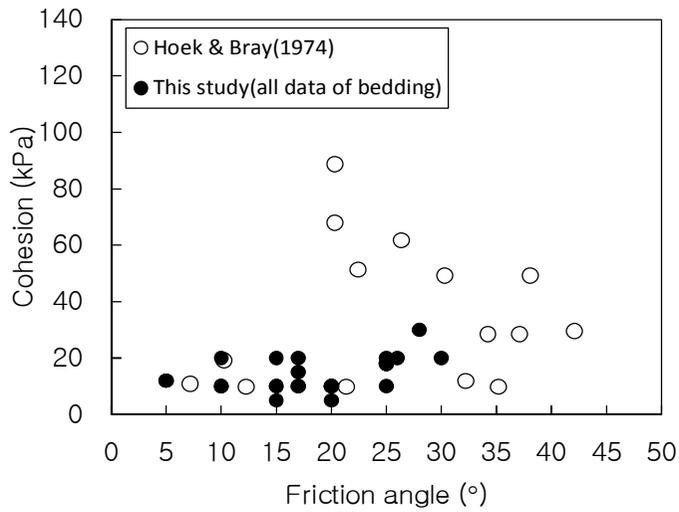


Fig. 4.1 Relationship between the friction angle and cohesion obtained from the failed rock slope discontinuities in Gyeongsang basin(Yangsan fault system) with the data proposed from Hoek and Bray(1974)

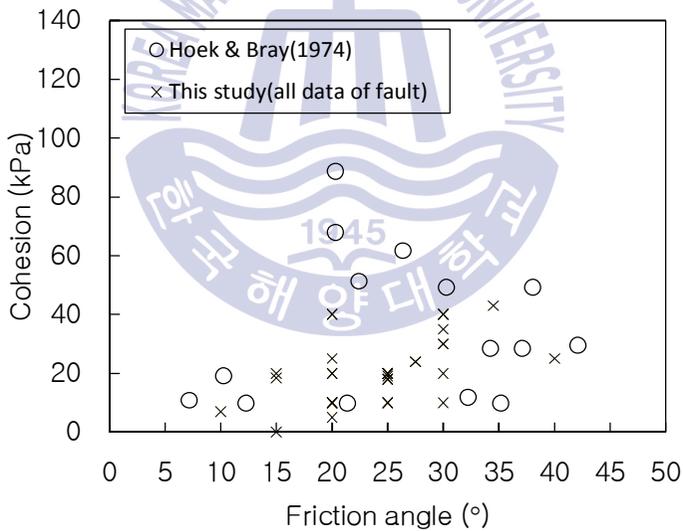
Fig. 4.2는 재 산정된 불연속면의 점착력과 내부마찰각을 불연속면 종류에 따라 각각 도시한 것이다. Hoek and Bray(1974)가 제시한 결과에 비교해 보면 전체적으로 점착력은 매우 작게 나타나고 마찰각도 상대적으로 작은 것을 알 수 있다. 특히 층리의 경우 절리나 단층에 비해 상대적으로 작은 값을 보이는 데 이것은 불연속면이 토사로 코팅 되어 있고 층리면에 풍화잔존물인 점토가 존재하기 때문이다. 또한 점토 잔존물이 존재하는 층리면을 따라 지하수가 누출되는 영역도 있어 점착력과 마찰각이 상대적으로 작게 나타나는 것으로 보인다.



(a) Joint



(b) Bedding



(c) Fault

Fig. 4.2 Relationship between the friction angle and cohesion to type of discontinuity with the data proposed from Hoek and Bray(1974)

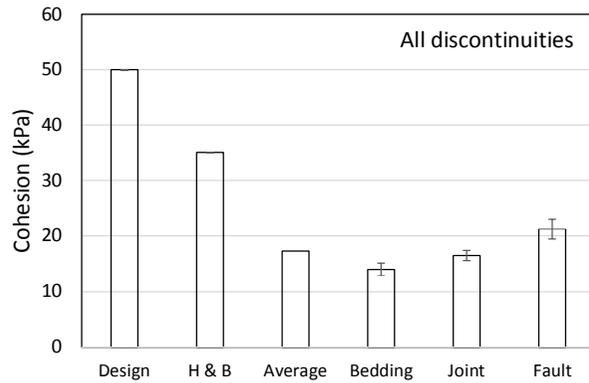
Fig. 4.3은 점착력만을 비교한 것으로 (a) 전체 불연속면 자료, (b) 불연속면에 점토 충전물이 존재하는 경우, (c) 불연속면에 파쇄물이 존재하는 경우에 해당된다. 값은 불연속면에 대한 값과 이들의 평균값, 설계값 그리고 Hoek and Bray가 제시한 값을 같이 도시하였다. 표준오차도 같이 도시하였는데 전체 불연속면의 자료에 대한 층리, 절리, 단층에서 표준오차는 각각 1.12, 0.95, 1.74이다. 불연속면에 점토 충전물이 존재하는 경우 층리, 절리, 단층의 표준오차는 각각 0.94, 1.07, 1.8이다. 불연속면에 파쇄물이 존재하는 경우 층리, 절리, 단층의 표준오차는 각각 4.40, 2.07, 3.29이다. 파쇄물이 존재하는 경우가 점토 충전물이 존재하는 경우보다 전체적으로 오차 범위가 큰데 이것은 분석에 사용된 자료가 상대적으로 적어서 발생한 것이므로 주의가 필요하다.

Fig. 4.3(a)를 보면 불연속면 평균값이 설계값 보다 1/2이상 매우 작은 것을 알 수 있다. Hoek and Bray가 제시한 값과 비교하면 불연속면 평균값과 거의 1/2 수준임을 알 수 있다. 이것은 설계시 고려된 불연속면의 점착력 상태가 실제와 많은 차이가 있음을 보여주는 것이다. 각 불연속면에 대해 살펴보면 층리의 경우가 점착력이 가장 작게 산정되었으며 그 다음으로 절리, 단층 순으로 나타났다. 층리의 점착력은 평균값보다도 작고 절리나 단층보다도 작아 층리가 불연속면 중에서 점착력에서 가장 취약한 특징을 보임을 알 수 있다. 이것은 분석된 층리 중 지하수의 유출이 발생하는 대상 사면이 분포되어 있기 때문으로 판단된다. Fig. 4.3(b)와 4.3(c)의 불연속면 평균값을 보면 불연속면의 상태에 관계없이 매우 유사한 결과를 나타내고 있다. 하지만 불연속면에 파쇄물이 존재하는 경우 층리가 아닌 절리 불연속면이 가장 작은 점착력을 보이는 것으로 나타났다. 불연속면에 파쇄물이 존재하는 경우 층리 보다는 절리가 점착력에 가장 큰 영향을 미치는 불연속면임을 알 수 있다.

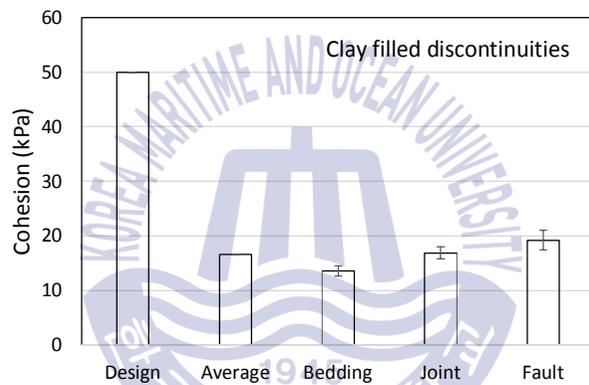
Fig. 4.4는 내부마찰각만을 비교한 것이다. 값은 불연속면에 대한 값과 이들의 평균값, 설계값 그리고 Hoek and Bray가 제시한 값을 같이 도시하였다. 설계 값은 설계 시 절리면인 경우(Design(1)=30°)와 점토 충전물이 있는 경우(Design(2)=25°) 두 가지를 고려하였기 때문에 같이 도시하였다(Table 2.27). 표준오차도 같이 도시하였는데 전체 불연속면의 자료에 대한 층리, 절리, 단층에서 표준오차는 각각 1.28, 0.71, 0.91이다. 불연속면에 점토 충전물이 존재하는 경우 층리, 절리, 단층의 표준오차는 각각 1.44, 0.83, 1.24이다. 불연속면에 파쇄물이 존재하는 경우 층리, 절리, 단층의 표준오차는 각각 1.90, 1.32, 1.29이다. 점착력에서와 마찬가지로 파쇄물이 존재하는 경우가 점토 충전물이 존재하는 경우보다 전체적으로 오차 범위가 큰데 이것은 분석에 사용된 자료가 상대적으로 적은데서 기인된 문제이다.

Fig. 4.4(a)를 보면 불연속면 평균값이 설계값 보다 작은 것을 알 수 있다. Hoek and Bray가 제시한 값과 비교해도 작게 나타는 것을 알 수 있다. 이것은 설계시 고려된 불연속면의 상태가 실제와 많은 차이가 있음을 보여주는 것이다. 각 불연속면에 대해 살펴보면 층리의 경우가 점착력에서처럼 내부마찰각이 가장 작게 산정되었다. 그 다음으로 절리, 단층 순으로 나타났다. 층리의 내부마찰각은 평균값보다도 작고 절리나 단층보다도 작아 층리가 불연속면 중에서 내부마찰각에서 가장 취약한 특징을 보임을 알 수 있다.

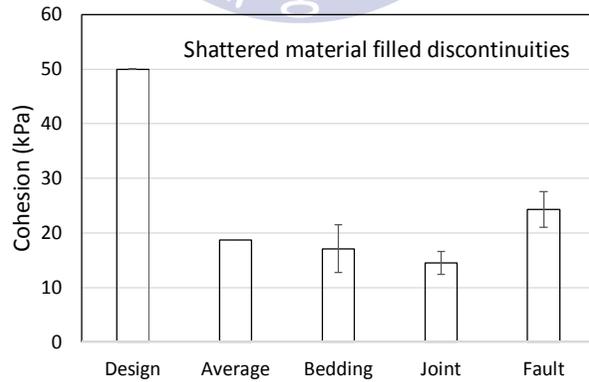
Fig. 4.4(b)는 불연속면에 점토충진물이 존재하는 경우로 전체적인 경향과 유사한 것으로 나타났다. 하지만 불연속면에 파쇄물이 존재하는 Fig. 4.4(c)를 보면 전체적인 경향은 유사하지만 절리 불연속면이 가장 작은 내부마찰각을 보이는 것으로 나타났다. 불연속면에 파쇄물이 존재하는 경우 층리보다는 절리가 내부마찰각에 가장 큰 영향을 미치는 불연속면임을 알 수 있다.



(a) All data of discontinuities

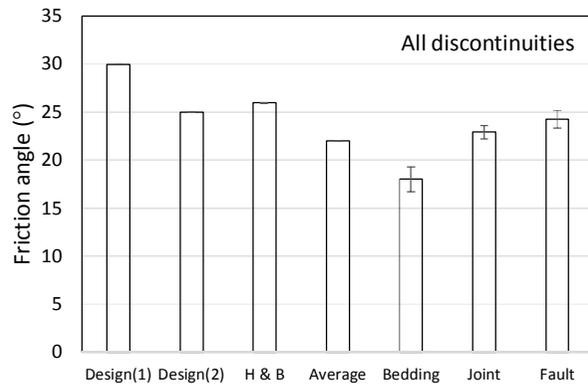


(b) Data of discontinuities filled by clay

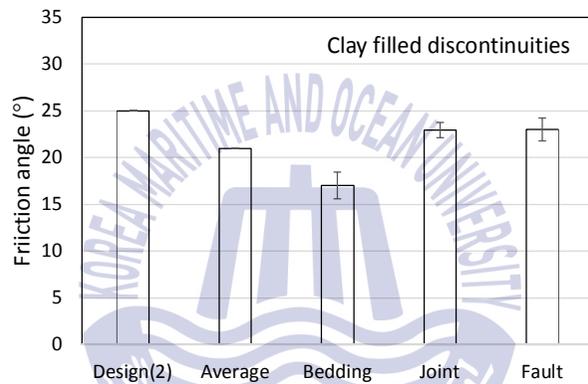


(c) Data of discontinuities filled by shattered material

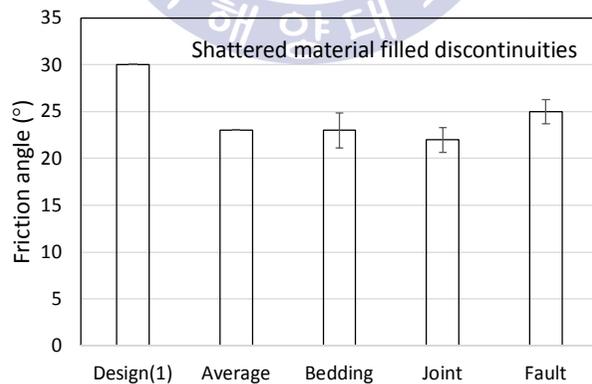
Fig. 4.3 Comparison of cohesion values to discontinuity types and states



(a) All data of discontinuities



(b) Data of discontinuities filled by clay

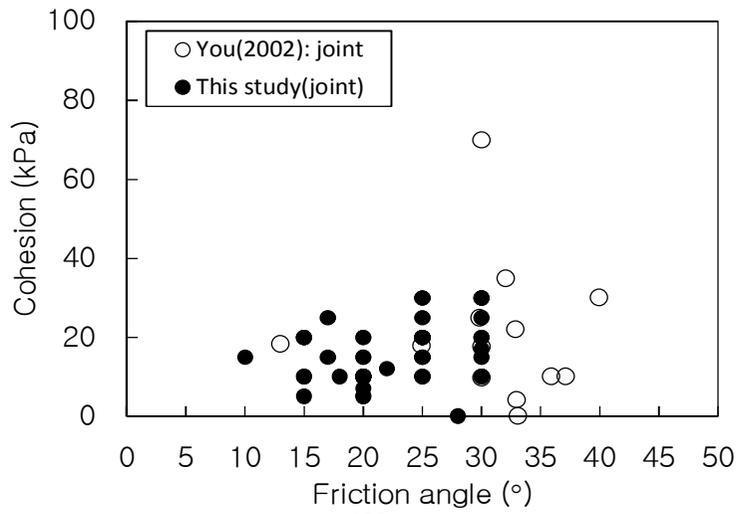


(c) Data of discontinuities filled by shattered material

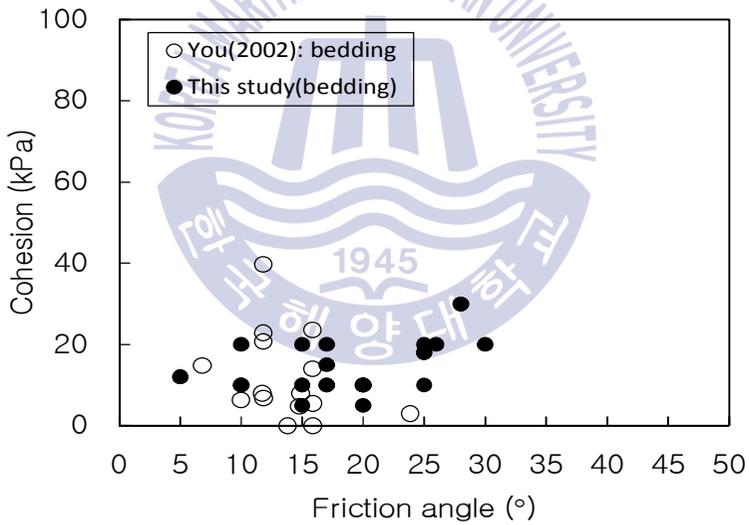
Fig. 4.4 Comparison of friction angle values to discontinuity types and states

Fig. 4.5는 재 산정된 불연속면의 점착력과 내부마찰각을 You(2002)가 퇴적암에 대해 제시한 자료와 비교한 것이다. You(2002)가 제시한 자료는 구마고속도로, 남해고속도로, 중앙고속도로 구간의 중생대 퇴적암에 대해 안전율 1.0을 기준으로 한 한계평형해석에 의한 역해석을 통해 제시된 전단강도이다.

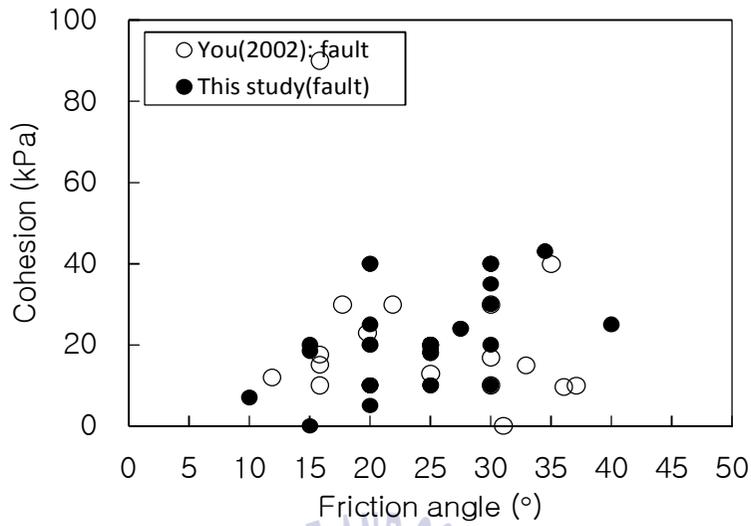
Fig. 4.5를 보면 전체적으로 본 연구를 통해 산정된 점착력과 내부마찰각이 You가 제시한 값과 서로 잘 맞는 것을 알 수 있다. 특히 절리와 단층의 경우 층리에 비해 일치도가 매우 높은 것으로 나타났다. 층리의 경우 점착력은 서로 유사하나 본 연구를 통해 산정된 내부마찰각이 조금 크게 나타났다. 본 연구 대상 지역의 암은 주로 세일 및 이암으로 구성되어 있고, 층리, 절리, 단층 등의 불연속면이 많이 발달되어 있고, 팽윤(swelling) 및 슬레이킹(slaking) 현상이 강하게 나타나 강도 정수 저하가 쉽게 일어나는 특징을 가지고 있는 것으로 알려져 있어 내부마찰각이 다른 지역에 비해 작게 산정될 것으로 예상되었는데 예상과 다른 결과가 제시되었다. 이 부분에 대해서는 다른 지역에 대한 추가적인 자료와 비교 검토 후 판단을 하는 것이 필요할 것 같다. 예상할 수 있는 다른 원인으로는 앞서 4.1절에서 언급된 것처럼 전단강도 산정법의 차이일 수도 있다. 본 연구의 방법과는 다르게 You(2002)는 안전율 1.0을 기준으로 한계평형법을 통해 전단강도를 제시하였다.



(a) Joint



(b) Bedding



(c) Fault

Fig. 4.5 Relationship between the friction angle and cohesion obtained from the failed rock slope discontinuities in Gyeongsang basin(Yangsan fault system) with the data proposed from You(2002)



4.3 Mohr-Coulomb 파괴기준

일반적으로 Mohr-Coulomb(MC) 파괴기준은 암석(intact rock)에 대하여 인장실험, 일축압축강도시험, 삼축압축강도시험 등을 실시하여 그 결과를 이용하여 나타내는데 일반적으로 그림으로 표현하면 Fig. 4.6과 같고 식으로 표현하면 식(4.1)과 같다.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{식(4.1)}$$

여기서 τ 는 불연속면의 전단강도, c 는 불연속면의 점착력, ϕ 는 불연속면의 내부마찰각이다.

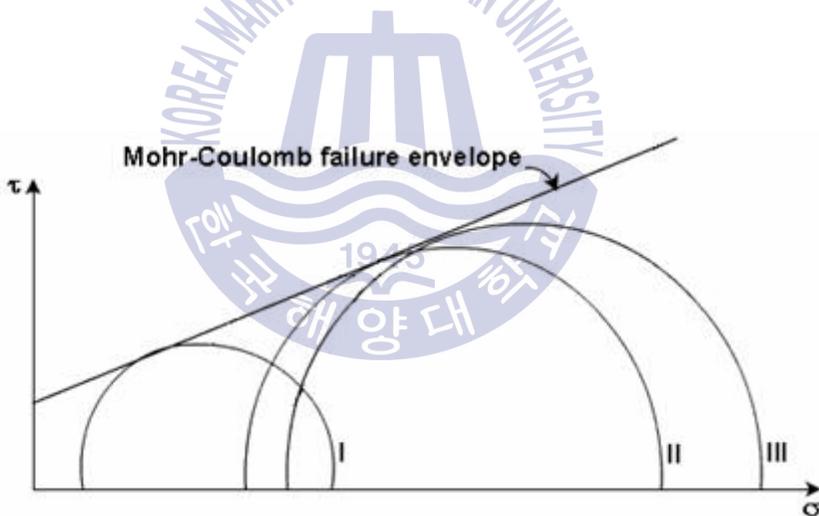


Fig. 4.6 Mohr-Coulomb model

MC모델은 암석뿐만 아니라 불연속면을 가진 암석에 대해서 여러 연구자들에 의한 적용되었다. Patton(1966)은 거칠기 경사를 고려한 이중선(bilinear) 전단강도 MC모델을 제시하였으며, Jaeger(1971)는 Patton이 제시한 전단강도 모델에서 두 선간의 연결을 완만하게 전환(smooth transition) 시키는 식을

제시하였다. 그 외 MC모델에 톱니 이론을 적용한 많은 연구가 진행되었다 (Haque and Kodikara, 2012; Xia et al., 2013). 하지만 이들 MC모델을 적용한 전단강도 식은 자연상태의 불연속면의 특징을 매우 간략화시켜 적용했다는 약점을 가지고 있다. 좀 더 자연상태 불연속면의 특징(불규칙 표면)을 고려한 전단강도 식은 거칠기계수(Joint Roughness Coefficient, JRC)를 이용하여 Barton과 그 동료들에 의해 제안되었다(Barton 1976; Barton and Choubey 1977; Barton and Bandis 1990).

본 연구에서는 Barton이 제시한 것과 같은 거칠기계수 측정을 포함하여 포괄적으로 불연속면(층리, 절리, 단층)의 각도와 상태 등을 고려해서 점착력과 내부마찰각을 산정하였으며 식(4.1)을 사용하여 각 불연속면에 대한 MC 파괴기준 식을 제안하였다. 사용된 점착력과 내부마찰각 값은 4.2절에 제시된 것을 사용하였다. 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$\tau = 16.48 + \sigma_n \tan 22.9^\circ \quad \text{절리} \quad \text{식(4.2)}$$

$$\tau = 14.00 + \sigma_n \tan 18.0^\circ \quad \text{층리} \quad \text{식(4.3)}$$

$$\tau = 21.27 + \sigma_n \tan 24.2^\circ \quad \text{단층} \quad \text{식(4.4)}$$

$$\tau = 17.30 + \sigma_n \tan 22.0^\circ \quad \text{전체 평균} \quad \text{식(4.5)}$$

Fig. 4.7은 앞에 제시된 식을 전단강도와 수직응력의 향으로 MC파괴기준을 도시화 한 것으로 층리, 절리, 단층뿐만 아니라 이를 자료에 대한 평균값도 같이 나타냈다. 4.2절의 결과와 동일하게 나타났다. 층리의 경우 절리나 단층에 비해 상대적으로 작은 전단강도를 보이는 데 이것은 불연속면이 토사로 코팅 되어 있고 층리면에 풍화잔존물인 점토가 존재하고, 점토 잔존물이 존재하는 층리면을 따라 지하수가 누출되는 영역도 있기 때문이다. 평균값은 절리와 매우 유사한 것을 보이는 것으로 나타났다.

Fig. 4.8은 비교를 위해 Fig. 4.7의 평균값과 Hoek and Bray(1974)(점착력 100 kPa 이하에 해당되는 자료) 값과 설계에서 사용된 값(점착력 5 kPa, 내부마찰각 25°, 30°)을 같이 MC파괴기준을 도시하였다. 4.2절의 결과와 같이 전체적으로 본 연구에서 제시된 MC파괴기준이 Hoek and Bray의 MC파괴기준보다 작은 것을 알 수 있다. 설계값과 비교하면 내부마찰각 30°를 적용한 경우(Design(1)) MC파괴기준 사이에 상당한 차이가 있음을 알 수 있다. 이것은 앞서 여러 번 언급한 바와 같이 연구 대상 지역의 퇴적암이 가지고 있는 특성에 기인된 것으로 판단된다.

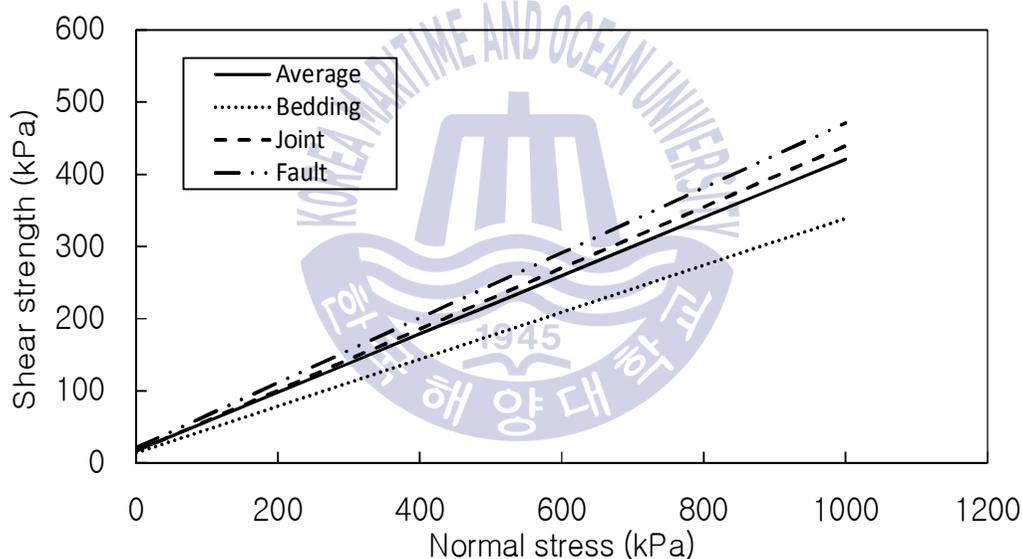


Fig. 4.7 Shear strength versus normal stress curves applied Mohr-Coulomb failure criterion for bedding, joint, fault and averaged value

불연속면에 대한 MC파괴기준을 주응력으로 표시하면 아래 Fig. 4.9 및 Fig 4.10과 같다. 보통 MC모델은 식(4.1)과 같이 전단응력으로 표시하는 것이 일반적이기 하나 주응력으로 표시하면 수치해석에 쉽게 응용할 수 있는 장점이 있다(식(4.6)).

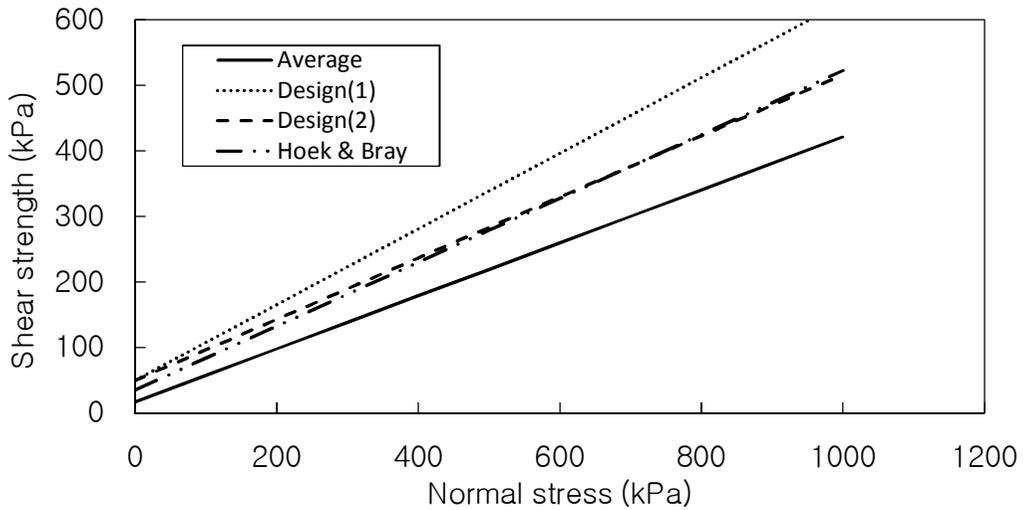


Fig. 4.8 Shear strength versus normal stress curves applied Mohr-Coulomb failure criterion for design, Hoek & Bray, and averaged value

Fig. 4.9은 절리, 층리, 단층과 이들 불연속에 대한 평균을 같이 도시한 것이다. Fig. 4.10은 불연속면 평균과 설계 및 Hoek and Bray 기준을 같이 도시한 것이다. 경향은 전단응력으로 표시한 Fig. 4.7 및 Fig. 4.8 동일한 것을 알 수 있다. 각 불연속면, 절리, 층리, 단층에 대한 주응력으로 표현한 MC 파괴기준은 식(4.7, 4.8, 4.9, 4.10)과 같다.

$$\sigma_{1f} = \sigma_c + k\sigma_3 \quad \text{식(4.6)}$$

여기서, $\sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$, $k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ 이다.

$$\sigma_{1f} = 49.73 + 2.28\sigma_3 \quad \text{절리} \quad \text{식(4.7)}$$

$$\sigma_{1f} = 38.54 + 1.89\sigma_3 \quad \text{층리} \quad \text{식(4.8)}$$

$$\sigma_{1f} = 49.73 + 2.28\sigma_3 \quad \text{단층} \quad \text{식(4.9)}$$

$$\sigma_{1f} = 51.30 + 2.20\sigma_3 \quad \text{전체 평균} \quad \text{식(4.10)}$$

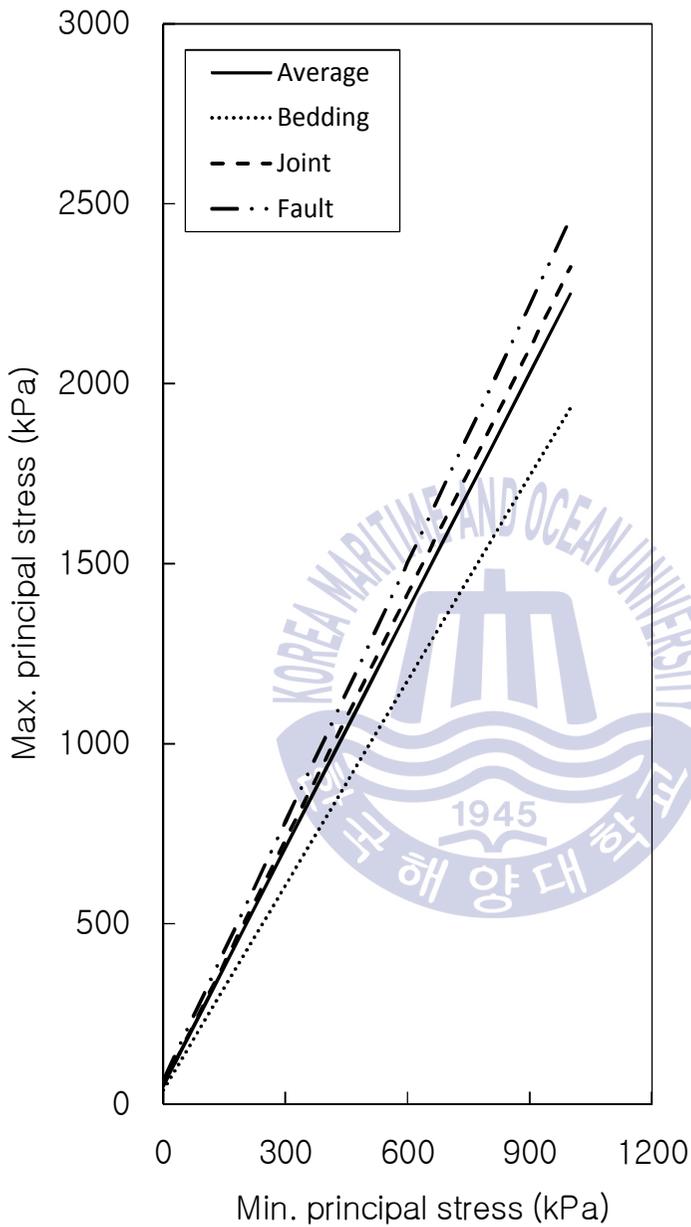


Fig. 4.9 Mohr-Coulomb failure criterion expressed with principal stress for bedding, joint, fault and averaged value

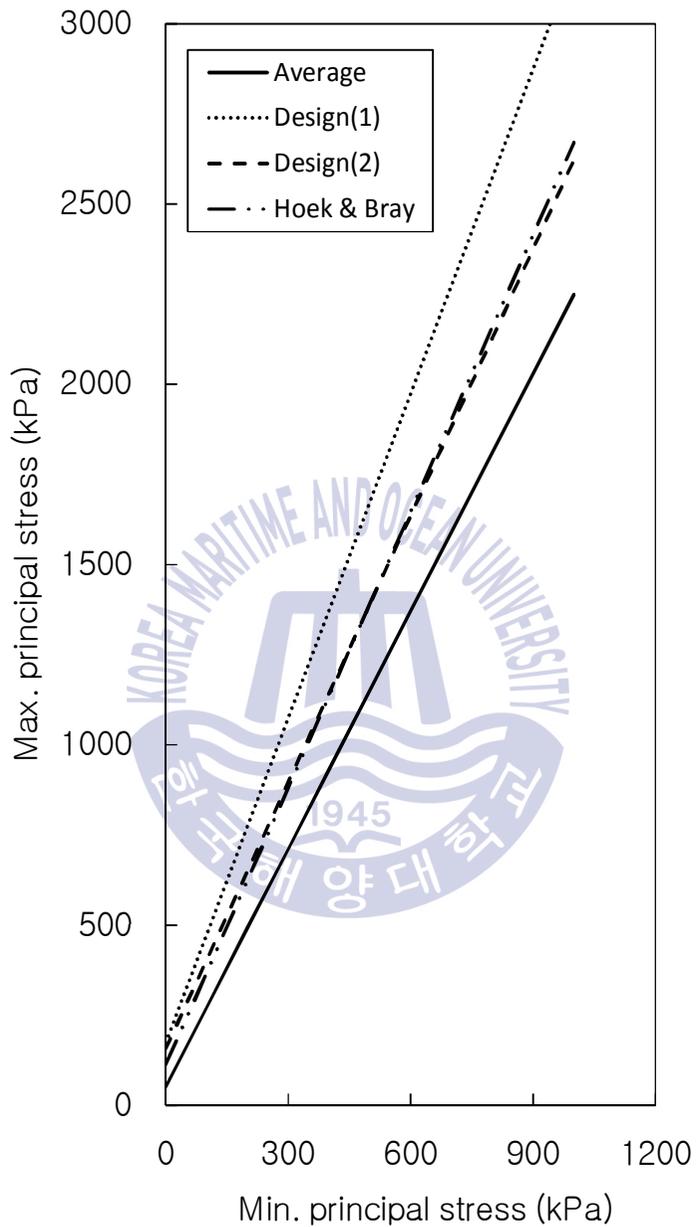


Fig. 4.10 Mohr-Coulomb failure criterion expressed with principal stress for design, Hoek & Bray, and averaged value

4.4 내부마찰각과 불연속면각

불연속면의 내부마찰각(friction angle)은 불연속면에 작용하는 수직응력과 전단저항의 관계를 표시하는 직선과 횡축이 이루는 각(ϕ)을 말하고 불연속면 각도(discontinuity plane angle)는 퇴적작용 및 지각운동으로 이루어진 순수 각도를 말한다. 이론적으로 불연속면 각도가 전단강도에 영향을 미치지 않는다. 다만 불연속면의 각도가 내부마찰각보다 크면 불연속면을 가진 비탈면의 파괴 가능성이 큰 것으로 알려져 있다.

Fig. 4.11은 산정된 내부마찰각과 측정된 불연속면 각도 자료 전체를 도시하였다(왼은 층리를 사각형은 절리, 삼각형은 단층을 각각 나타냄). 불연속면에 파쇄물이 존재하는 경우는 자료 부족으로 개별적 분석은 이루어지지 않았고 불연속면에 점토 충전물이 존재하는 경우와 함께 분석이 이루어졌다. Fig. 4.11은 또한 불연속면 간의 비교를 위한 것으로 추세선도 같이 도시하였다. 전체적으로 내부마찰각이 불연속면각 보다 낮은 경향을 보임을 알 수 있다. 이것은 불연속면에 의해 파괴된 비탈면에서 일반적으로 가늠할 수 있는 내용이며, 또한 연구에 사용된 분석자료 대부분이 파괴된 비탈면을 대상으로 이루어져서 내부마찰각 산정 시 이점을 고려했기 때문이다.

Fig. 4.11을 보면 불연속면각 약 30° 에서는 불연속면의 종류에 상관없이 약 20° 의 내부마찰각을 불연속면이 갖는 것으로 나타났다. 절리나 층리의 경우 약간의 차이는 있으나 내부마찰각과 불연속면각의 관계가 유사한 것으로 나타났다. 단층의 경우에는 층리나 절리에 비해 불연속면각에 따른 내부마찰각의 변화가 상대적으로 작은 것으로 나타났다. 이것은 경상분지 단층이 공간적 특성이 유사하다는 것을 나타내고, 반면 층리나 절리는 공간적으로 서로 다른 특성을 가지고 있는 것을 의미한다.

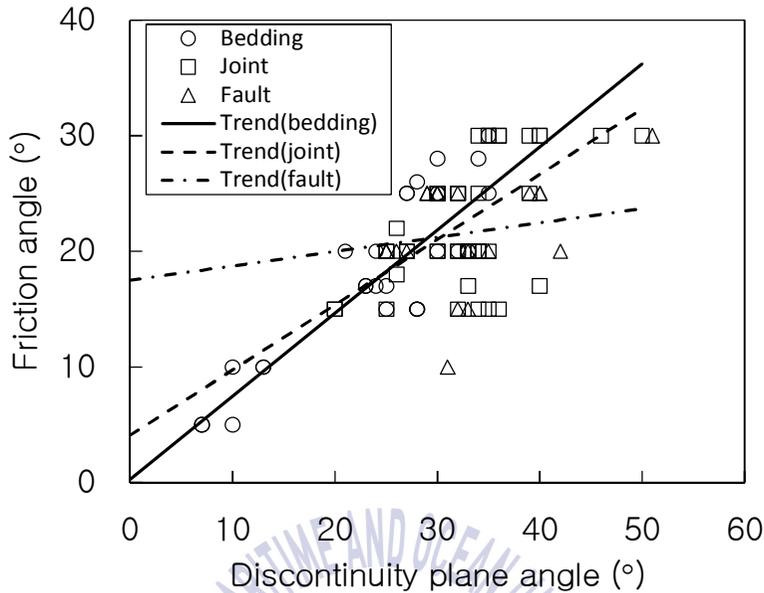


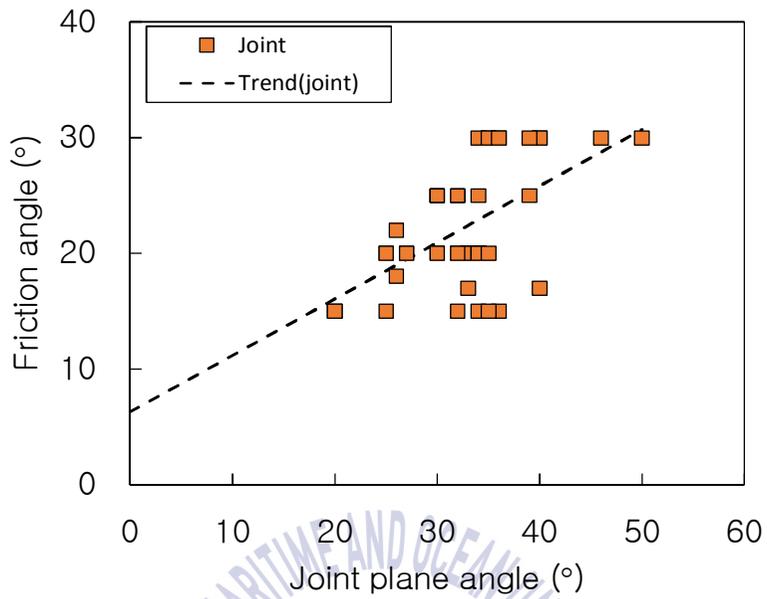
Fig. 4.11 Relationships between friction angle and discontinuity plane angle of joint, bedding, and fault

Fig. 4.12(a), (b), (c)는 각각의 불연속면에 대한 내부마찰각과 불연속면각과를 나타낸 것이다. Y축을 내부마찰각으로 X축을 불연속면각으로 하고 자료의 추세선을 나타내면 식(4.11, 4.12, 4.13)과 같다. 특정 불연속면이 비탈면 파괴의 주 원인인 경우 아래 제안된 식을 사용해서 전단강도 정수인 내부마찰각을 산정하여 비탈면의 안정성 판단할 수 있을 것이다.

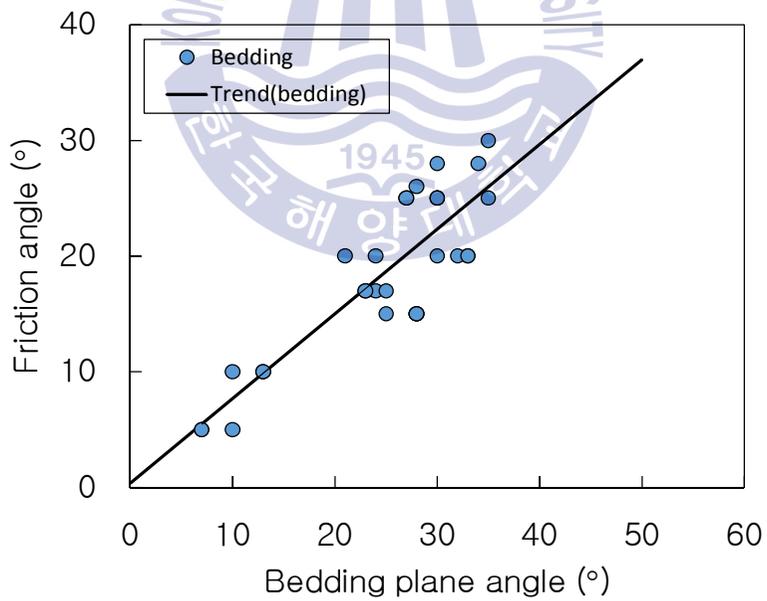
$$y(\phi) = 0.4895 \cdot x + 6.3 \quad \text{절리} \quad \text{식(4.11)}$$

$$y(\phi) = 0.7311 \cdot x + 0.4 \quad \text{층리} \quad \text{식(4.12)}$$

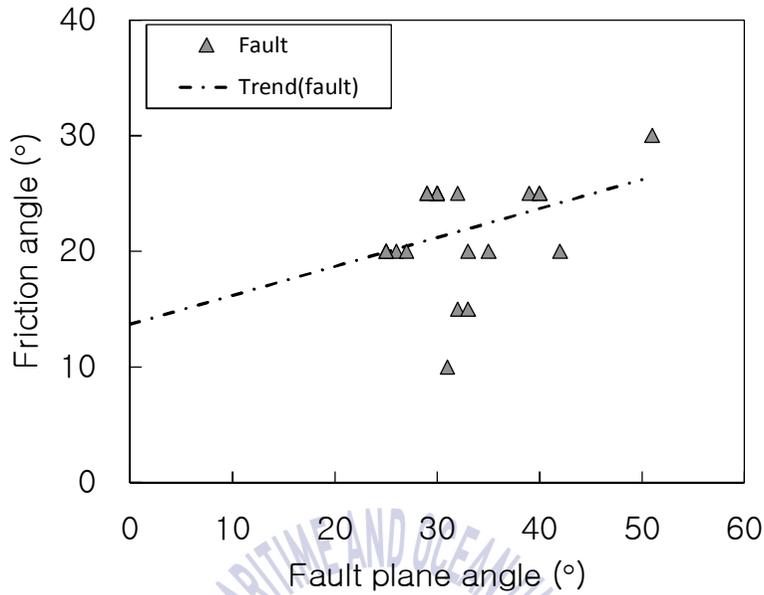
$$y(\phi) = 0.2499 \cdot x + 13.7 \quad \text{단층} \quad \text{식(4.13)}$$



(a) Joint



(b) Bedding



(c) Fault

Fig. 4.12 Relationships between friction angle and discontinuity plane angle: (a) joint, (b) bedding, and (c) fault

Fig. 4.13는 전체 분석 자료에 대한 내부마찰각과 불연속면각의 추세선을 제시하기 위해 도시한 것이다. Y축을 내부마찰각으로 X값을 불연속면각으로 하고 자료의 추세선을 나타내면 식(4.14)와 같다.

$$y(\phi) = 0.5324 \cdot x + 4.9 \quad \text{전체 평균} \quad \text{식(4.14)}$$

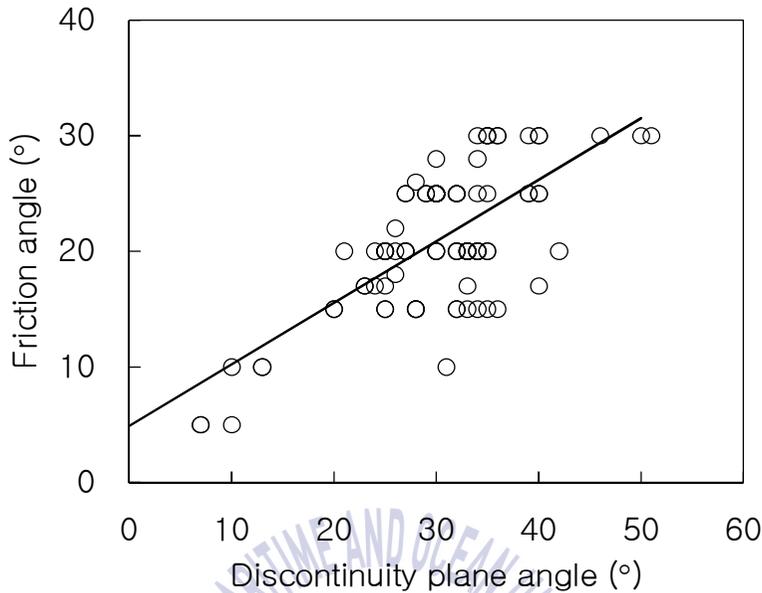


Fig. 4.13 General trend between friction angle and discontinuity plane angle of the failed rock slope discontinuities in Gyeongsang basin(Yangsan fault system)

일반적으로 암반 비탈면 파괴가 발생하거나 해석을 할 경우 불연속면의 전단강도를 시추조사 등의 시험을 통해 정확하게 산출 하기란 정말 어렵다. 그래서 경험치, 관련 경험식, 참고문헌 등을 활용하여 전단강도를 추정하지만 이 또한 절차가 복잡하고 많은 시간이 걸린다. 이런 경우 상기 경험식과 현장에서 비교적 조사가 쉬운 불연속면각을 활용할 경우 비교적 신속하고 간편하게 비탈면의 안정 분석에 필요한 전단강도인 내부마찰각을 산정할 수 있을 것이다.

제 5 장 결 론

본 논문에서는 실무적인 측면에서 접근하여 파괴가 발생한 암반 비탈면에서 불연속면의 종류에 따라 전단강도(점착력과 내부마찰각)를 face mapping과 재해석을 통해 추정해 보았다. 그 연구 대상 현장은 우리나라에서 암질이 가장 나쁘다고 분류되는 경상분지 퇴적암 지역 특히 국내 단층대 중 활단층으로 분류되며 2016년 경주지진, 2017년 포항지진이 발생한 양산단층대를 통과하는 부산~울산간 고속도로를 선정하였다. 대상 고속도로는 건설공사중 절취비탈면에 발달한 불연속면(절리, 단층, 층리 등)으로 인하여 수많은 파괴가 발생한 현상이다.

파괴 암반비탈면은 예상했던 바와 같이 불연속면이 발달된 지층에서 절리, 단층, 층리로 인한 불연속면이 암반 비탈면의 파괴에 지배적인 역할을 하는 것으로 나타났다. 불연속면 종류별 파괴형태는 절리의 경우 평면 및 쉼기파괴가, 층리의 경우 평면파괴가, 단층의 경우도 평면파괴가 가장 많이 발생하는 것으로 나타났다. Rock Slope Engineering(Hoek and Bray, 1981)에 의하면, ‘암반비탈면에서 평면파괴 가능조건에 대하여 비탈면과 불연속면이 평행하거나 거의 평행한 ($\pm 20^\circ$ 이내) 주향을 가져야 한다’라고 되어 있으나 본 연구지역에서 분석된 비탈면을 보면 불연속면에 점토층이 협재된 경우에는 $\pm 40^\circ$ 이내에서도 평면파괴가 발생하는 것으로 조사되었다. 아울러 불연속면의 주향이 비탈면의 주향과 유사하고 불연속면에 점토층이 두껍게(2 cm 이상) 협재된 경우 비교적 큰 규모의 붕락이 발생하는 것을 알 수 있었다.

설계에서는 기존 문헌자료, 실내암석시험, 경험식을 활용하여 불연속면 특

성에 관계없이 동일한 설계 전단강도를(점착력 : 49.07 kPa, 내부마찰각 : 일반 파쇄 구간 30°, 점토 충전구간 : 25°) 적용하였다. 본 연구를 통해 산정된 불연속면의 절리, 층리, 단층의 전단강도와는 많은 차이가 있는 것으로 나타났다.

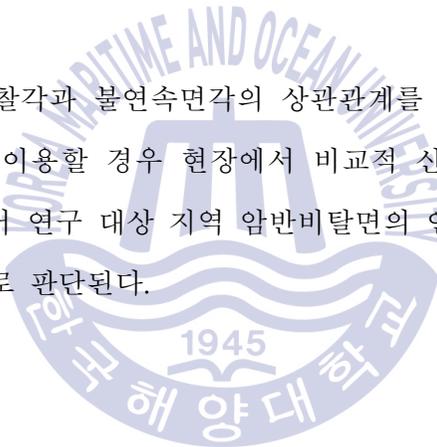
절리 불연속면의 경우 내부마찰각은 점토 충전구간에서 재산정 결과 설계값 보다 최대 15° 과소한 것으로, 파쇄대 구간에서는 재해석결과 설계값보다 최대 13° 과소하게 산정되었다. 점착력은 점토 충전구간에서 재산정 결과 설계값 보다 최대 44.17 kPa 과소한 것으로, 파쇄대 구간의 경우 설계값 보다 최대 44.17 kPa 과소하게 산정되었다. 층리의 경우 내부마찰각은 점토 충전구간에서 재산정 결과 설계값보다 최대 20° 과소한 것으로, 파쇄대 구간에서는 설계값 보다 최대 13° 과소하게 산정되었다. 점착력은 점토 충전구간에서 재산정 결과 설계값 보다 최대 44.17 kPa 과소한 것으로 파쇄대 구간에서도 설계값 보다 최대 44.17 kPa 과소하게 산정되었다. 단층의 경우 내부마찰각은 점토 충전구간에서 설계값 보다 최대 15° 과소한 것으로, 파쇄대 구간에서도 설계값 보다 최대 15° 과소하게 산정되었다. 점착력은 점토 충전구간에서 설계값 보다 최대 42.2 kPa 과소한 것으로 파쇄대 구간에서는 설계값 보다 최대 44.17 kPa 과소하게 산정되었다. 점토 충전구간과 파쇄대 구간의 전체적인 전단강도 경향은 매우 유사하게 나타났으나 그 차이를 규명할 수는 없었다.

Hoek and Bray(1974)나 You(2002)가 제시한 결과에 본 연구 결과를 같이 도시하여 비교한 결과 이 지역의 점착력과 내부마찰각이 Hoek and Bray (1974)의 경우 보다 매우 작게 나타났다. You(2002)가 제시한 결과 비교 시 매우 유사하게 나타났으나 내부마찰각의 경우 약간 작게 나타났다. 두 기존 자료와 비교에서 불연속면 중 층리가 가장 큰 차이를 보이는 것으로 나타났

다. 이것은 연구대상 지역 불연속면의 지질구조 특성과 밀접한 관련이 있기 때문이며, 경상분지 지역에서 기존문헌의 전단강도를 사용할 때는 주의가 필요하다.

경상분지 양산단층대 구간의 암반의 파괴 판정에 활용할 수 있도록 산정된 점착력과 내부마찰각을 이용 전단강도와 수직응력의 향으로 Mohr-Coulomb 파괴기준을 층리, 절리, 단층뿐만 아니라 이를 자료에 대한 평균값도 같이 도시화하였다. 또한 보통 수치해석에 쉽게 응용할 수 있도록 주응력향으로도 Mohr-Coulomb 파괴기준을 도시하였다.

불연속면의 내부마찰각과 불연속면각의 상관관계를 나타내는 경험식을 제시하였다. 이 경험식을 이용할 경우 현장에서 비교적 신속하고 간편하게 내부마찰각을 추정할 수 있어 연구 대상 지역 암반비탈면의 안정 여부를 쉽고 빠르게 판단할 수 있을 것으로 판단된다.



참고문헌

1. 강희철, 백인성, (2013), 경상분지 지층들의 지질시대에 관한 고찰, 지질학회지 제 49권 제 1호, pp.17-29.
2. 김교원 (1993), 지반공학적 암반분류의 재평가, 한국지반공학회 봄학술발표대회논문집, pp.33-40.
3. 노병돈 (2002), 경상분지 내 이암 및 세일지역에서의 붕괴사례, 한국지반공학회 암반역학위원회 이암/세일에 관한 학술세미나 및 현장지질실습, pp.142-164.
4. 서울특별시 (2006), 지반조사편람, p.130.
5. (사)한국지반공학회 (2010), 사면안정, 이상덕, 신희순, 유병옥, 김기석, 김종민, 선우춘, 황영철, 송평현, 조성하, 장범수, 백용, 한희수, 박종호, 이홍규, 박덕근, 채병곤 참여, pp.3-97.
6. 이상우, 이희권, 한래희, 전철민, 손문, 송인선 (2015), 한반도 남동부 지역에 발달한 양산단층 비지의 마찰 특성, 지질학회지 제 51권 제 6호, pp.569-584
7. 이인모 (2016), 암반역학의 원리, p.372, 새론출판사, 서울.
8. 한국도로공사 (1996), 도로설계 실무편람
9. 한국지질자원연구원 (2001), 한국지체구조도
10. 국토교통부 (2006), 건설공사 비탈면 설계기준(한국시설안전기술공단 해설), pp.23-97

11. 정형식 (2004), 토목기술자를 위한 암반역학, pp.348, 353, 354
12. 최진혁, 양석준, 김영석 (2009), 울산시 상천리 일대에 발달하는 남부 양산 단층의 단층대 분류와 지질구조적 특성, 지질학회지 제45권 제1호, pp.9-28
13. Aydan, Ö., Shimizu, Y. and Ichikawa, Y. (1989), The Effective Failure Modes and Stability of Slopes in Rock Mass with Two Discontinuity Sets, [Rock Mechanics and Rock Engineering](#), Vol. 22, No. 3, pp.163-188.
14. Banfield, J. F. and Eggleton, R. A. (1988), Transmission electron microscope study of biotite weathering. *Clays and Clay Minerals*, 36, pp.47-60.
15. Barton, N. R. (1973), Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joints, *Eng. Geol.*, Vol. 7, pp.287-332.
16. Barton, N. R. (1974), A Review of the Shear Strength of Filled Discontinuities in Rock, Norwegian Geotech. Inst. Publ. No. 105.
17. Barton N (1976), The Shear Strength of Rock and Rock joints. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 13: pp.255-279.
18. Barton, N. R. and Choubey, V. (1977), The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice, *Rock Mech.* Vol. 10. No. 1-2, pp.1-54.
19. Barton N. and Bandis S. C. (1990), Review of Predictive Capabilities of JRC-JCS Model in Engineering Practice. *Proc. of the Int. Symp. on Rock Joints*. Loen, Norway, Eds: N Barton and O Stephansson, Balkema, Rotterdam, pp.603-610.

20. Bieniawski, Z. T (1989), Engineering Rock Mass Classifications, John Wiley & Sons, New York
21. Chang, S. M. (2003), Evaluation on Weathering Intensity and Rock Mass Properties of Weathered Granite, PhD thesis, Dankook University, p.179 (in Korean with English abstract).
22. Choi, E. K., Kim, S. W., Kim, I. S., and Lee, K. H. (2012), A Study on the Chemical Index of Alteration of Igneous Rocks, Journal of the Korean Geotechnical Society, 28(3), pp.41-54 (in Korean with English abstract).
23. Coates, D. F., Gyenge, M. and Stubbins, J. B. (1965), Slope Stability Studies at Knob Lake, Proceedings 3rd Canadian Symp. on Rock Mech., Univ. of Toronto, Mines Branch, Queens Printer, pp.35-46.
24. Deere, D. U. and Patton, F. D. (1971), Slope Stability in Residual Soils, Fourth Panam. Conf. SMFE, San Juan, Puerto Rico, 1, pp.87 - 170.
25. Halakatevakis, N. and Sofianos, A. I. (2010), Correlation of the Hoek-Brown Failure Criterion for a Sparsely Jointed Rock Mass with an Extended Plane of Weakness Theory, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 47, No. 7, pp.1166-1179.
26. Haque, A. and Kodikara, J. (2012), A Simplified Analytical Model for Predicting the Shear Behavior of Regular Triangular Rock/Concrete Joints under Constant Normal Stiffness, Geotechnique, 62(2), pp.171 - 176.
27. Hoek, E. (1990), Estimating Mohr-Coulomb Friction and Cohesion Values from the Hoek-Brown Failure Criterion, International Journal of Rock

- Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, Vol. 27, No. 3, pp.227-229.
28. Hoek, E. and Bray, J. D. (1981), Rock Slope Engineering: Third Edition, CRC Press, p.368.
29. Hoek, E. and Brown, E. T. (1997), Practical Estimates of Rock Mass Strength, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol. 34, No. 8, pp.1165 - 1186.
30. Hoek, E., Carranza-Torres, C. and Corkum, B. (2002), Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition, Proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium (NARMS-TAC '02), pp.267-273.
31. Jaeger, J. C. (1971), Friction of Rocks and the Stability of Rock Slopes, Rankine Lecture. Geotechnique, 21, pp.97 - 134.
32. Kim, J. H. (2004), A Case Study on Stability of Colluvial Soil Slope, Master thesis, Chonnam National University, pp.63.
33. Kim, K. S., You, B. O. and Lee, S. D. (2002), Failure Characteristics of Cut Slopes of Shale in Kyoungsang Basin, Proceedings of the seminar and field workshop for mudstone and shale, organized by the Korean Geotechnical Society for Rock Mechanics Commission, pp.103-114.
34. Kim, S.-W., Choi, E.-K., Kim, J.-W., Kim, T.-H. and Lee, K.-H. (2017), Chemical Weathering Index of Clastic Sedimentary Rocks in Korea, The Journal of Engineering Geology, Vol. 27, No. 1, pp.67-79.

35. Korea Expressway Corporation (2001), Design Reports the Busan-Ulsan Expressway
36. Korea Expressway Corporation (2008), Reports of Slope Stability Analysis on the Busan-Ulsan Expressway Construction Site
37. Korea Expressway Corporation (2013), Reports of Soil Investigation on the Miryang-Ulsan Expressway Construction Site
38. Lee, S. H. and Kim, S. J. (2004), Weathering Characteristics of Sedimentary Rocks Affected by Periodical Submerging, Journal of Mineralogical Society of Korea, Vol. 17, No. 1, pp.23-35(in Korean with English abstract).
39. Lin, H., Zhong, W., Xiong, W. and Tang, W. (2014), Slope Stability Analysis Using Limit Equilibrium Method in Nonlinear Criterion, The Scientific World Journal, Vol. 2014, Article ID 206062, pp.7, <http://dx.doi.org/10.1155/2014/206062>.
40. Lv, Q., Liu, Y. and Yang, Q. (2017), Stability Analysis of Earthquake-induced Rock Slope based on Back Analysis of Shear Strength Parameters of Rock Mass, Engineering Geology, Vol. 228, No. 13, pp.39-49.
41. Park. H. D. (2002), Engineering Geological Properties of Mudstone and Shale, Proceedings of the seminar and field workshop for mudstone and shale, organized by the Korean Geotechnical Society for Rock Mechanics Commission, pp.18-30.

42. Patton, F. D. (1966), Multiple Modes of Shear Failure in Rock, Proc. of the 1st International Cong. on Rock Mech., Lisbon, 1, pp.509 - 515.
43. Popescu, M. E. and Yamagami, T. (1994), Back Analysis of slope Failure - a Possibility or a Challenge, 7th International IAEG Congress, Balkama, Rotterdam, pp.4737-4744
44. Prist S. D. (1992), Discontinuity Analysis Rock Engineering, Chapman & Hall, London
45. Son, M., Kim, I.-S., Lee, D. H., Lee J.-D., Kim, J. S. and Paik, I. S. (2000), Geological Characteristics in the Eastern Part of the Ulsan Fault Area, Korea : Structural Geology and Anisotropy of Magnetic Susceptibility(AMS) in the Tertiary Miocene Waup Basin, Journal of the Geological Society of Korea, Vol. 36, No. 3, pp. 195-216.
46. Trueman, R. (1988), An evaluation of strata support techniques in dual life gateroads, Ph.D. Thesis, University of Wales, Cardiff.
47. Whitman, R. V. and Bailey, W. A. (1967), "Use of Computers for Slope Stability Analysis", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE Vol. 93, SM4, pp.475-498.
48. You, B. O. (2002), Assumption of Shear Strength on Failed Discontinuities Due to Back Analysis, Proceedings of fall conference of the Korean Geotechnical Society, pp.213-227.

49. Xia, C. C., Tang, Z. C., Xiao, W. M, Song, Y. L. (2013), New Peak Shear Strength Criterion of Rock Joints based on Quantified Surface description. Rock Mech. Rock Eng., DOI: 10.1007/s00603-013-0395-6.



감사의 글

2010년 석사를 마무리한 후 학업을 이어가고 싶은 마음은 간절했으나 바쁜 일상을 핑계로 차일차일 미루다 열심히 공부하고자 했던 마음으로 대학원에 입학한지가 엇그제 같은데 어영부영 벌써 마지막 학기인 것 같습니다.

2001년~2008년까지 8년간 파괴되는 많은 사면을 보면서 뭔가 이 지역 사면 안정성에 맞는 전단강도 산정에 대한 궁금증으로 시작한 것이 많은 분들의 도움을 더해 어느 듯 한편의 논문이 만들어 지니 너무나 감사할 따름입니다.

많은 분들의 도움이 있었기에 모든 분들께 감사하는 마음은 항상 간직하겠지만 다시금 공부할 수 있게 대학원 입문부터 본 논문이 완성되기까지 열정과 관심으로 지도하여 주신 김태형 교수님께 먼저 진심으로 감사드리고 싶습니다. 그리고 심사하는 과정에서 아낌없는 조언을 해주신 경갑수 교수님, 김낙영 박사님, 정경자 박사님, 강기천 교수님 감사합니다. 또한 바쁘신 와중에도 늘 격려를 아끼지 않으신 김도삼 교수님, 이중우 교수님, 이재하 교수님, 오재홍교수님께 감사드리고 아울러 학사 일정 공지 등 논문 작성에 도움을 주신 한국해양대 건설공학과 지반공학 연구실 선후배님들께도 진심으로 감사의 말씀을 전하고 싶습니다.

바쁜 일상속에서도 방대했던 부산~울산간 고속도로 사면 안정성 해석자료 분석에 많은 도움을 준 이상엽차장, 김대환과장, 김재형대리, 김종범대리, 강병찬대리 및 사업단내 지반분야 감리원들께도 감사의 인사를 꼭 드리고 싶고 특히 부산~울산간 고속도로 건설현장부터 16여년을 넘는 기간동안 많은 지식과 도움을 아끼지 않으셨던 동일기술공사 김봉용상무님, 강상구 및 신영철감리원은 항상 두고두고 감사한 마음을 간직하도록 하겠습니다.

대학원 생활에 많은 배려와 성원을 보내주신 김광수 부사장님, 이강훈 건설본부장님과, 곽석환·권혁·조남훈 처장님, 김국한 부처장님, 김세형, 조경래, 배병훈, 김동광, 이상순, 임채희, 장근선, 정창훈 팀장님을 비롯한 밀양울산건설사업단과 김동수 처장님, 박양흠 실장님, 박태완, 손효상, 이수양 팀장님을 비롯한 재난안전처 모든 가족들뿐만 아니라 이춘주, 주국돈, 박태영, 강 훈, 조주기 처장님, 김명호 감사실장님, 이 청, 정국영, 김운섭 부처장님, 김현영, 임현식, 조동식, 염우식, 김영식, 박순호, 김동영, 옥병석, 한은호, 이경호, 황인진팀장님, 오현영, 김석출, 전명배 선배님, 이원재, 최명호, 변병길, 이성렬, 최혁진, 전원배, 장용식 차장님 등 저를 항상 아껴 주시는 모든 분들께 이 자리를 빌어 진심으로 감사드립니다.

16년전부터 있었던 오래되고 방대한 자료를 찾고 분석하기 위해 지난 1년간 휴일에도 사무실에 출근하는 동안 아빠로서, 남편으로서의 역할을 제대로 하지 못해 항상 미안한 마음만 가득 가지고 있었는데 이 자리를 빌어 사랑하는 아들 재우, 딸 지원 그리고 아내에게도 고마움을 표하고 싶습니다.

마지막으로 우리나라에서 대표적인 나쁜 지반인 경상분지 특히 양산단층대 구간에서 참여하는 건설참여자가 제 논문을 바탕으로 조금이나마 도움을 받고 그리고 좀 더 발전된 데이터를 내어 이 지역 지반연구에 밑알이라도 되었으면 하는 소망을 가지고 있으며 항상 배우는 자세로 더욱더 삶에 충실할 것을 다짐하면서 저를 아시는 모든 분들께 이 한편의 논문을 바칩니다.

2018년 8월
김창호 배상