

E0696



현수교 앵커리지 지반설계 가이드라인

2020.11.



사단
법인

한국지반공학회



KICT

한국건설기술연구원

목 차

제1장 총 칙	1
1.1 적용 범위	1
1.2 관련 기준	1
1.3 설계의 기본	1
1.4 교량의 등급	2
제2장 앵커리지 설계 일반	3
2.1 앵커리지 형식 비교	3
2.2 형식별 특징 분석	5
2.2.1 중력식 앵커리지	5
2.2.2 터널식 앵커리지	6
2.2.3 지중정착식 앵커리지	7
2.3 형식 결정	8
2.3.1 상부 구조에 따른 형식	8
2.3.2 지형조건에 따른 형식	8
2.3.3 케이블 지지 구조에 따른 형식	9
제3장 앵커리지 설계 절차	10
3.1 설계 고려 사항	10
3.2 앵커리지 설계 절차별 고려사항	11
3.2.1 설계 순서	11
3.2.2 설계 순서별 고려사항	13
3.3 지반조사	23
3.3.1 앵커리지 설계 강도정수 결정	23
3.3.2 지반조사 계획 수립	24
3.3.3 지반조사 항목 및 수량	25
3.3.4 지반조사 고려사항	27
3.4 마찰계수 설계기준	28
제4장 중력식 앵커리지 설계	30
4.1 설계개요	30
4.2 지반조사	30
4.2 전체계 안정성 검토	32
4.3 구조체 안정성 검토	33
4.4 수치해석을 통한 안정성 검증	39
제5장 터널식 앵커리지 설계	43
5.1 설계개요	43
5.2 파괴형태	44
5.3 터널식 앵커리지 형상 및 크기	46
5.4 암반의 설계 강도정수	47

5.5 혼슈시코쿠 연결교공단 하부구조 설계기준 및 국내 설계사례	48
5.6 터널식 앵커리지 인발저항력 산정	51
5.7 플러그 파괴 가정 시 인발저항력	56
5.8 켄지 파괴 가정 시 인발저항력 (Case 3)	63
5.9 수치해석을 통한 안정성 검증	65
제6장 지중정착식 앵커리지 설계	68
6.1 설계개요	68
6.2 파괴 형태	68
6.3 안전성 검토	70
6.4 설계 지반 정수	71
6.5 지중정착식 앵커리지 규모 결정	72
6.6 수치해석을 통한 안정성 검증	73
제7장 앵커리지 설계 예제	77
7.1 설계 기준 및 설계 하중	77
7.1.1 설계 기준	77
7.1.2 하중 계수와 하중 조합	77
7.2 중력식 앵커리지 설계 예제	79
7.2.1 사용한계상태	79
7.2.2 극단상황 한계상태	83
7.3 터널식 앵커리지 설계 예제	87
7.3.1 사용한계상태	87
7.3.2 극단상황 한계상태	95
7.4 지중정착식 앵커리지 설계 예제	103
7.4.1 전체계 안정성 검토	103
부록	106
1. 앵커리지 기초저면 마찰계수 산정 방법	106
2. 앵커리지 전면부 수동저항	118
3. 앵커리지 기초 저면 등가활동면	121
4. 앵커리지 수치해석 주요 내용	128
4.1 중력식 앵커리지 수치해석	128
4.2 터널식 앵커리지 수치해석	136
5. 터널식 앵커리지 파괴모드 가정	144
6. 케이블교량 지반조사 가이드	147
7. 앵커리지 지반설계를 위한 암석의 특성 및 연약 단층	158
7.1 암석의 종류와 지반설계 시 주의점	158
7.2 앵커리지 지반을 연약하게 하는 단층	169
참고문헌	183

표 목 차

표2-1 현수교 앵커리지 형식	4
표3-1 앵커리지 설계 순서	11
표3-8 안정성 검토 순서	20
표3-9 해석 모델링 및 하중 재하도	21
표3-10 주응력도	21
표3-11 주응력 벡터 및 철근량 계산	22
표3-12 지반조사 설계검토 항목 및 고려사항	27
표3-13 국내외 암반과 콘크리트 마찰계수에 대한 설계기준	29
표4-1 연속체 설계정수	32
표4-2 불연속체 설계정수	32
표4-3 관용적 방법에 의한 안정성 검토 결과	33
표4-4 구체 안정성 검토 조건	33
표4-3 정착장 검토 자중 계산값	37
표4-4 전단응력 검토 결과표	38
표4-5 활동 안정성 검토 결과	38
표5-1 마찰력과 점착력 적용 범위 및 크기	48
표5-3 플러그 파괴 인발저항력 산정 및 안정검토	57
표5-4 Hoek-Brown 파괴기준(Hoek & Diederichs, 2006)	58
표5-5 지질강도지수(GSI)와 교란계수(D)	59
표5-6 쉘기 파괴 인발저항력 산정 및 안정검토(Case 3)	64
표6-1 쉘기 파괴 안정성 검토 방법 비교표	69
표6-2 연속체 설계정수	71
표6-3 이순신대교 불연속체 설계정수	71
표6-4 지중정착식 안정성 검토 결과표	72
표6-5 3DEC 해석 조건	73
표6-6 수직구 지보 해석 결과표	75
표6-7 챔버내 절리면 수직 변위 비교	75
표6-8 하중-변위 곡선에 의한 안정성 비교 검증	76

표 A3-1 일반적인 기초 저면과 지반 사이의 마찰각과 부착력	121
표 A3-2 A대교 해석 조건별 활동 안전율 변화	126
표 A3-3 B대교 해석 조건별 활동 안전율 변화	126
표 A3-4 C대교 해석 조건별 활동 안전율 변화	126
표 A4-1 지반, 보강재, 앵커리지 구성요소별 합리적 모델의 제안	131
표 A4-2 구조재료와 지반조건에 따른 Interface 요소의 Rinter	133
표 A4-3 중력식 앵커리지 해석단계	135
표 A4-4 지반, 보강재, 앵커리지 구성요소별 합리적 모델의 제안	139
표 A4-5 구조재료와 지반조건에 따른 Interface 요소의 Rinter	141
표 A4-6 터널식 앵커리지 해석단계	143
표 A7-1 퇴적암의 분류표	159
표 A7-2 화성암의 분류표	162
표 A7-3 화산쇄설암의 분류	162
표 A7-4 변성암의 분류	164
표 A7-5 1대 5만 지질도에서 다루는 남한의 암종들	168
표 A7-6 단층의 분류 등급 및 특성	175
표 A7-7 단층등급 분류 기준	177
표 A7-8 남한의 광역 파쇄대의 분류 (장태우, 1997)	178

그림목차

그림2-1 현수교의 주요부재	3
그림2-2 중력식 앵커리지 구조	5
그림2-3 터널식 앵커리지 구조	6
그림2-4 지중정착식 앵커리지 구조	7
그림3-1 앵커리지의 기본형상 검토 순서	12
그림3-2 팔영대교 앵커리지 위치 선정	13
그림3-3 팔영대교 앵커리지 위치 및 형식	14
그림3-4 이순신 대교 앵커리지 위치 선정	15
그림3-5 이순신대교 앵커리지 위치 선정	15
그림3-6 이순대신교 앵커리지 위치별 형식 선정	15
그림3-7 팔영대교 앵커리지 위치 선정	16
그림3-8 이순신대교 앵커리지의 경관 설계	17
그림3-9 지반조건을 고려한 앵커리지 설계	18
그림3-10 충파기 경사 형식 개요도	19
그림3-11 일반 경사 형식 개요도	19
그림3-12 수평 형식 개요도	19
그림3-13 앵커리지 형상 결정을 위한 변수	20
그림3-14 앵커리지 철근 배근도	22
그림4-1 영남측앵커리지 시추조사 위치도	31
그림4-2 영남측 앵커리지 지층 단면도	31
그림4-3 안정성 검토 개요도	32
그림4-4 스프레이 점의 이동 개요도	34
그림4-5 자중 검토 개요도	37
그림4-6 전단응력 검토 개요도	37
그림4-7 연직방향 안정성 검토	40
그림4-8 침하 및 전도 안정성 검토	41
그림4-9 수평방향(활동) 안정성 검토	42
그림4-10 강도감소법에 의한 굴착사면의 안정성 검토	42

그림5-1 터널식 앵커리지 설계개념도 (Shimotsui-Seto Bridge, Kanemitsu 등, 1981)	44
그림5-2 케이블 장력이 정착거더에 작용시 주응력도 (竹內覺夫 & 吉田好孝, 1984)	45
그림5-3 안정성 검토 개요도	48
그림5-4 마찰 저항 범위 및 적용값	49
그림5-5 점착 저항 범위 및 적용값	50
그림5-6 마찰 및 점착 저항값 및 범위	50
그림5-7 앵커볼트 파괴 시험 개요	51
그림5-8 앵커볼트 파괴 형태	52
그림5-9 대상기초의 극한인발하중에 대한 파괴형태	53
그림5-10 사질토 지반 지반앵커 파괴모델	54
그림5-11 활동 안정성 검토 하중 개요도	56
그림5-12 Rocscience社의 RocData 프로그램	60
그림5-13 Excel Sheet를 이용한 Hoek-Brown 암반 정수 이용	60
그림5-14 Excel Sheet를 이용한 파괴포락선 확인	61
그림5-15 암반 손상을 고려한 강도 정수 적용 범위	62
그림5-16 저항력 산정 개요도	64
그림5-17 강도감소법에 의한 굴착사면의 안정성 검토	66
그림5-18 강도감소법에 의한 굴착사면의 안정성 검토	66
그림6-1 지중정착식 앵커리지 형상 개요도	68
그림6-2 지중정착식 안정성 검토 개요도	70
그림6-3 이순신대교 불연속체 설계정수 설정영역	72
그림6-4 비탈면 시공시 모델	74
그림6-5 수직구 및 챔버 시공시 모델	74
그림6-6 텐던 설치시 모델	74
<그림 A1-1> 암석-콘크리트 직접전단시험을 위한 시료 모식도	107
<그림 A1-2> 직접전단시험용 암석-콘크리트 시료 제작과정	108
<그림 A1-3> 직접전단시험 모식도	109
<그림 A1-4> 전단면의 거칠기에 따른 전단변위-전단응력 곡선 및 최대/잔류 전단강도 산출 예시	111
<그림 A1-5> 수직응력 조건에 따른 전단변위-전단응력 곡선의 도시 및 최대전단강도, 잔류전단강도 산출 예시	111
<그림 A1-6> 수직응력-전단강도 곡선에서의 선형회귀분석을 통한 마찰각 및 점착력의	

산정 예시	112
<그림 A2-1> 수치해석 대상 중력식 앵커리지의 설계도 및 수치해석 모델링	113
<그림 A2-2> 수치해석 하중 조건	113
<그림 A2-3> 대표적인 3D mesh 및 단면도	114
<그림 A2-4> 근입깊이 및 기반암 종류에 따른 하중-변위 곡선	115
<그림 A2-5> 수평응력 분포도 (기반암 : 풍화암)	116
<그림 A2-6> 수평응력 분포도 (기반암 : 연암)	116
<그림 A2-7> 수평응력 분포도 (기반암 : 경암)	116
<그림 A2-8> 소성 변형률 분포도 (기반암 : 풍화암)	117
<그림 A2-9> 소성 변형률 분포도 (기반암 : 연암)	117
<그림 A2-10> 소성 변형률 분포도 (기반암 : 경암)	117
<그림 A2-11> 대표지반의 수동저항 산정 방법	119
<그림 A2-12> 대표적인 하중-변위 곡선	119
<그림 A2-13> 근입깊이 및 기저암조건에 따른 α	120
<그림 A2-14> 근입깊이 및 기저암조건에 따른 β	120
<그림 A3-1> 중력식 앵커리지 활동 저항 평가 방법	123
<그림 A3-2> A대교 해석 단면	123
<그림 A3-3> B대교 해석 단면	123
<그림 A3-4> C대교 해석 단면	124
<그림 A3-5> A대교 해석 조건	124
<그림 A3-6> B대교 해석 조건	125
<그림 A3-7> C대교 해석 조건	125
<그림 A3-8> 해석 케이스별 수평 접촉력과 변위 관계 및 안전율 비교	127
<그림 A4-1> 중력식 앵커리지의 파괴매커니즘	128
<그림 A4-2> 중력식 앵커리지의 시공순서	129
<그림 A4-3> 중력식 앵커리지 수치해석 모델링 방법	131
<그림 A4-4> 3차원 지층모델링	133
<그림 A4-5> 중력식 앵커리지 모델링	134
<그림 A4-6> 유한요소망 생성	134
<그림 A4-7> 터널식 앵커리지의 파괴매커니즘	136
<그림 A4-8> 터널식 앵커리지의 시공순서	137
<그림 A4-9> 터널식 앵커리지 수치해석 모델링 방법	139

<그림 A4-10> 3차원적 지형정보 입력후 3차원 지층모델링	141
<그림 A4-11> 터널식 앵커리지 모델링	142
<그림 A4-12> 유한요소망 생성	142
<그림 A7-1> (A) 중국 쓰촨성에서 발생한 대형 썩크홀 사진 및 (B) 썩크홀 발달 형태	160
<그림 A7-2> (A) 화성암의 상태를 보여주는 그림, (B) 마그마가 관입한 형태의 암맥, (C) 마그마가 지각 심부에서 굳은 심성암, (D) 지표에 흐른 용암이 식은 화산암	161
<그림 A7-3> (A) 현무암 하부에 발달한 고토양(paleo soil)과 (B) 현무암 하부에서 관찰되는 크링크(clinker)	163
<그림 A7-4> (A) 저등급 변성암인 슬레이트에서의 벽개(cleavage)와 (B) 천매암이나 편암에서의 편리(schistosity)	166
<그림 A7-5> 천매암이 발달하는 소위 옥천변성대 지역에서의 도로 사면 붕괴로 인한 사면 보강 흔적	167
<그림 A7-6> 남한의 간략 지질도 [1:퇴적암 분포지, 2: 화강암 분포지, 3: 변성암 분포지, 4: 화산암 분포지]	168
<그림 A7-7> (A) 단층작용에 의해 형성된 단층면과 (B) 단층 파쇄대와 관련 명칭	169
<그림 A7-8> 단층의 종류	171
<그림 A7-9> 단층에서 단층작용에 의한 파쇄대의 영향범위 및 명칭	171
<그림 A7-10> 단층파쇄대의 형태	172
<그림 A7-11> 등급에 따른 파쇄대의 장미그림 (a; 1등급 (F1). b; 2등급(F2). c; 3등급(F3) d; 4등급 (F4) (장태우 1997)	179
<그림 A7-12> 한반도 단층과 각 단층의 등급 및 명칭 (최위찬 2001)	180
<그림 A7-13> GSI 암반분류표 (Hoek & Brown, 1997)	182

제1장

총 칙

1.1 적용 범위

본 설계 지침(가이드라인)은 케이블교량의 앵커리지 기초에 관한 설계규정을 다룬다. 이 지침의 규정은 케이블교량의 앵커리지 기초 설계 시 교량의 안정성을 확보하고 보다 합리적인 설계를 위해 필요한 최소한의 요구 조건 및 설계 절차에 대해 제시한 것이다. 다만, 널리 알려진 이론이나 시험에 의해 기술적으로 증명된 사항에 대해서는 관련 설계지침을 적용할 수 있다.

1.2 관련 기준

- (1) 교량 설계기준 : 국가건설기준 코드의 대분류 교량 설계기준을 의미한다.
- (2) 도로교설계기준(한계상태설계법) 케이블교량편 : 국토교통부에서 발행하는 도로교설계기준으로서 2016년 개정판을 의미한다. 다만, 해설은 한국교량및구조공학회의 2016년 도로교설계기준(한계상태설계법) 케이블교량편 해설을 참고하는 것으로 하였다.
- (3) 본주사국공단기준 : 일본 本州四國連絡橋公団에서 1989년 발행한 道路橋示方書Ⅳ 下部構造編, 下部構造設計基準改訂案을 의미한다.
- (4) AASHTO LRFD : AASHTO(American Association of State Highway and Transportation Officials)에서 2010년 발행한 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications를 의미한다.

1.3 설계의 기본

현수교 앵커리지는 주케이블의 장력 및 상부구조물의 하중을 안전하고 합리적으로 지지지반에 전달하는 구조로 해야 하며, 동시에 경제성, 시공성, 유지관리의 용이함, 미관 등도 충분히 고려하여 적절한 설계를 해야 한다.

1.4 교량의 등급

교량의 등급 분류는 KDS 24 10 11 교량 설계 일반사항(한계상태설계법)을 따른다.

- (1) KDS 24 12 21(4.3.1.3)에 규정된 설계 차량활하중 KL-510으로 설계하는 교량을 1등급교로 한다.
- (2) 2등급교는 1등급교 활하중효과의 75 %를 적용하며, 3등급교는 2등급교 활하중효과의 75%를 적용한다.
- (3) 교량의 등급은 원칙적으로 발주자가 정한다.

제2장

앵커리지 설계 일반

2.1 앵커리지 형식 비교

현수교는 기타의 교량 형식에 비하여 장경간의 지간을 만들 수 있는 교량 형식이며, 중앙부 수심이 깊은 해협 횡단이나 깊은 산악 계곡을 횡단하는 교량에 적합하며, 중앙 경간장을 크게 확보하고 주탑과 앵커리지 위치를 육상측이나 산등성이 쪽에 계획함으로써, 유심부나 계곡부에 주탑을 시공하는 어려움을 극복할 수 유리한 교량형식이다. 현수교에 작용하는 모든 하중은 주케이블에 장력으로 작용하게 되며, 이 주케이블의 장력은 최종적으로 앵커리지를 통하여 안전하게 지지되고 또한 지반으로 전달되도록 저항구조를 만들어야 한다. 이러한 현수교 앵커리지의 중요한 기능을 확실하게 하기 위하여 본 연구에서는 기본적인 앵커리지의 설계 과정을 조사하고 앵커리지 형식별 특징을 분석하고자 한다.

먼저, 현수교의 주요 구성요소인 주탑, 케이블, 보강형 등 현수교의 기본적 구성은 그림2-1과 같다.

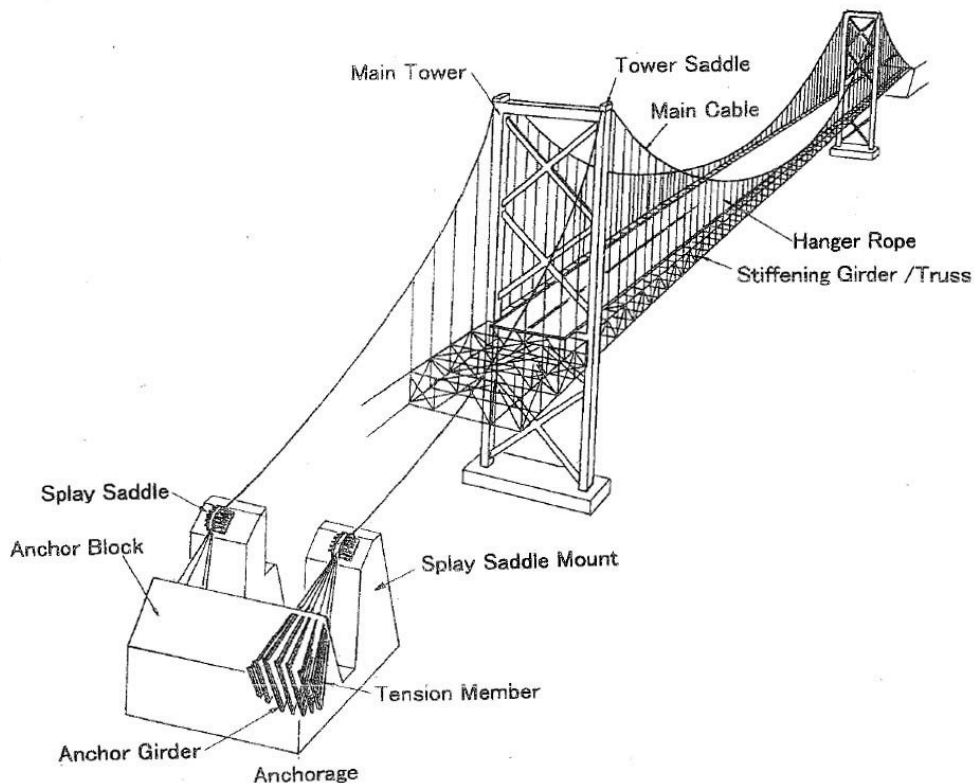
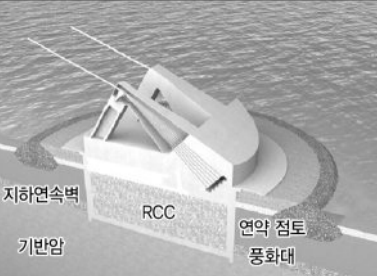
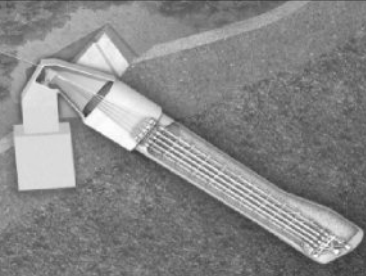
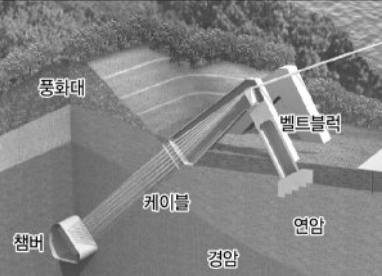


그림2-1 현수교의 주요부재

현수교의 앵커리지 대표적인 형식은 크게 중력식과 터널식으로 분류할 수 있으며, 본 설계 가이드 라인에서도 국내 현수교에 다수 적용되어 있는 중력식과 터널식 앵커리지에 대한 내용을 담고 있다. 현수교의 앵커리지는 주케이블의 장력을 지지하는 구조물로서 대단히 큰 하중이 항상 작용하고 있기 때문에 전체 교량의 안정성 측면에서 매우 중요한 구조물이다. 이러한 앵커리지의 종류는 자중에 의해 케이블 하중을 지지하는 중력식(Gravity type anchorage), 비교적 양호한 암반에 터널 굴착 후 그 내부에 인장재와 콘크리트를 채워서 구체 자중과 전면토층의 자중에 의한 마찰력과 점착력으로 케이블 하중을 지지하는 터널식(Tunnel type anchorage)으로 구분된다. 또한 터널식과 유사한 방식으로 견고한 지지 암반을 이용하여 암괴의 저항으로 케이블 하중을 지지하는 지중정착식(Rock anchor type anchorage)이 있으며, 이러한 앵커리지의 형식별 특징은 표2-1에 기술하였다.

최근 세계적으로 현수교 규모가 커짐에 따라 앵커리지에 작용하는 하중의 증가와 함께 규모도 커지고 있기 때문에 앵커리지 공사비 또한 증가하고 있다. 앵커리지 형식별 공사비는 중력식, 터널식, 지중정착식 순으로 공사비가 작아지는 것이 일반적이다. 그러므로 제반 조건이 충족될 경우 가능한 지중정착식 앵커리지를 적용하는 것이 경제성면에서 가장 유리하다. 그러나 터널식과 비교할 때 지반 암반의 지지 특성에 따라 그 유리한 정도가 달라질 수 있으므로 설계 저항력 산정 결과에 결정적인 영향을 주는 지반의 파괴형태와 안전율에 대한 명확한 기준이 필요하다고 할 수 있다.

표2-1 현수교 앵커리지 형식

구분	중력식 앵커리지	터널식 앵커리지	지중정착식 앵커리지
개요도			
특징	콘크리트 구체 자중에 의한 마찰저항으로 지지	터널내부와 확폭부 전면 지반 자중의 마찰저항과 점착저항으로 지지	암반 켜기의 중량에 의한 마찰과 점착저항으로 지지
장점	- 확실한 지지 매커니즘 - 국내 설계·시공기술 축적	터파기 작업 최소화로 친환경적 형식	- 굴착량과 콘크리트량 최소 - 친환경적인 형식
단점	- 콘크리트 물량 과다 및 수화열 제어 필요 - 터파기를 위한 가시설 필요	- 경사 터널의 굴착으로 시공성 낮음 - 터널내부 앵커프레임과 인장재 설치로 시공 복잡	- 스트랜드 설치를 위한 천공 작업의 정밀시공 필요 - 암반의 설계정수 산정을 위한 정밀조사 필요

2.2 형식별 특징 분석

2.2.1 중력식 앵커리지

국내의 중력식 앵커리지는 남해대교, 광안대교, 팔영대교, 이순신대교 등 다수의 국내 설계 및 시공 기술을 축적하고 있으며, 일반적으로 콘크리트 구체의 자중만을 지지력의 요소로 고려함으로써 가장 확실한 지지 메커니즘을 가지고 있다. 그러나 콘크리트 물량이 과다하게 필요하고 매스(mass) 콘크리트의 품질관리를 위하여 분할타설 및 수화열 제어가 필요하며, 기반암이 깊을 경우 터파기 물량증가 및 터파기용 가시설이 추가로 필요하다는 단점이 있다. 이를 보완하는 개념으로 콘크리트 구체자중과 전면 지반의 수동저항을 모두 고려할 수 있는 계단식 중력식 앵커리지가 고려될 수 있으나, 보수적 설계를 위해 전면 저항은 무시되고 있다. 저면을 경사지게 계획함으로써 케이블 스트랜드의 정착을 위한 후면부의 구체 크기는 확보하고 전면부는 암반굴착량 감소시켜 구체 콘크리트 물량을 줄일 수 있는 장점이 있으나, 지지 기반암의 심도가 깊을 경우 콘크리트량과 굴착량이 과다해질 수 있다. 저면의 경사효과를 반영하여 지지력을 고려할 수 있는 안정성 검토방법에 대한 기준은 정립이 되어 있지 않은 단점이 있다.

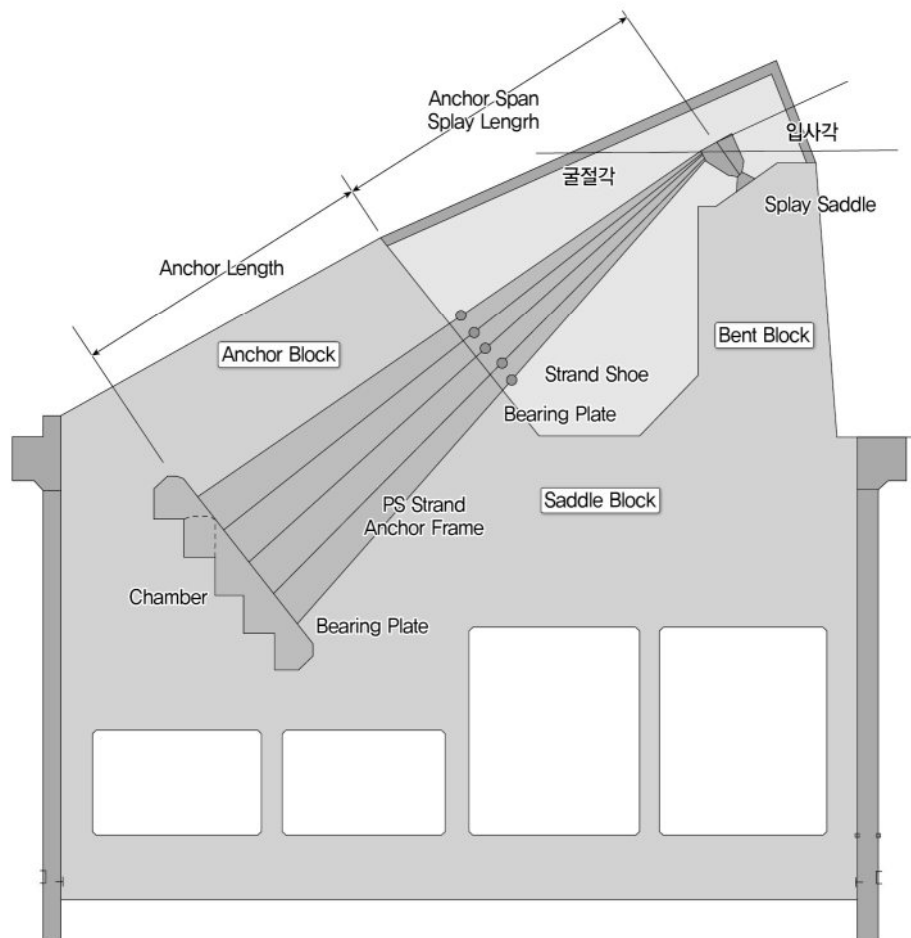


그림2-2 중력식 앵커리지 구조

2.2.2 터널식 앵커리지

터널식 앵커리지 형식은 원지반에 터널을 굴착하고 그 내부에 주케이블을 정착시키기 위한 강재 프레임을 매입하고 콘크리트를 타설하여 앵커리지 구체를 형성함으로써, 터널 내부 콘크리트 구체의 자중과 터널 확폭부 전면에서 연동되는 토층의 자중에 의한 터널 바닥면의 마찰 저항과, 터널 측면의 가상파괴면 및 바닥면과 원지반 사이의 점착 저항력으로 지지하는 방식이다.

터널식 앵커리지는 경사 터널을 굴착하여 강재프레임을 터널 내부에 삽입하고 콘크리트를 타설한 후 주케이블을 가설하면서 각각의 스트랜드를 강재프레임에 정착시킴으로써 케이블 하중을 터널 바닥면의 정착판으로 전달하는 방식으로 되어있다. 그러므로 주케이블의 인장력이 터널 저면의 정착판에 작용하게 되는 압축식 앵커와 동일한 시스템으로 볼 수 있으므로, 터널 단면 전체는 압축저항을 하게 되는 것이다. 또한 터널식은 중력식에 비하여 인근 공원과 산지 지형에 대한 터파기 작업을 최소화한 친환경적인 형식이라고 할 수 있으며, 원지반의 점착 저항을 이용할 경우, 콘크리트 물량을 절감할 수 있는 방식이다. 그러나 경사터널을 시공해야 하므로 경사로를 이용한 암벽력 처리, 강재 프레임 삽입 및 조립시 작업성 저하, 콘크리트 타설 관리 곤란 등의 어려움이 있어 시공 방법 선정에 대한 주의가 필요하다.

터널식 앵커리지는 저항체가 되는 경사 터널의 형상에 따라 저항 메커니즘이 달라지므로 터널 단면 형상, 확폭부 각도와 길이를 결정할 때 확폭부 단면을 기준으로 길이 방향의 전단저항을 유도하는 수직마찰면 형식을 선정할 것인지 또는 콘 형상의 켜기 저항을 하도록 하는 콘 형식으로 선정할 것인지를 결정하여야 한다.

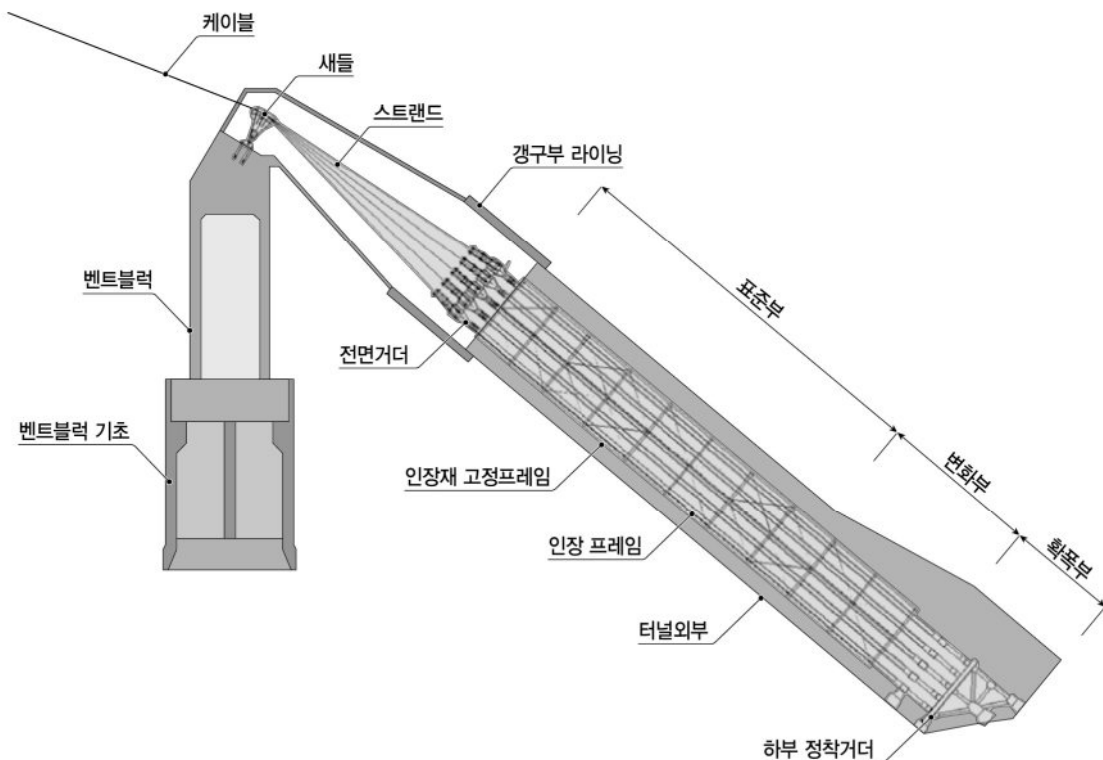


그림2-3 터널식 앵커리지 구조

2.2.3 지중정착식 앵커리지

지중정착식 앵커리지는 앵커리지 위치에 견고한 지지 암반이 존재할 경우에 자연 암괴를 저항체로 직접 이용하기 때문에 경제적인 공법이라고 할 수 있다. 이 방법은 주케이블을 땅속 암반 내부쪽 챔버에 설치된 정착판에 정착하는 방식으로, 케이블 정착을 위한 정착공을 지반면에서 암반 내부 챔버 정착판 위치까지 경사 천공을 실시하고, 천공 구멍 내부를 통해 긴장재를 삽입한 후 정착판에 프리스트레싱하여 정착한다. 주케이블이 상부 정착판에 고정된 이후, 암반의 쉼기블록 자중에 의한 마찰저항과 점착저항으로 케이블 하중을 지지하는 방식이다. 이때 긴장재를 지하 암반에 정착시키기 위한 챔버 시공 및 내부 암반까지 접근할 수 있는 접근 터널이 필요하다.

지중 정착식의 적용을 위해서는 지중 앵커 위치에서의 암의 특성 조건이 매우 양호해야 하며, 파쇄대, 절리방향 및 지층구조 등에 대한 정밀조사가 충분한 하중 영향 범위 내에서 이루어져서 안정성을 확신할 수 있도록 설계적인 배려를 하여야 한다. 지중정착식 앵커리지의 경우 저항 암반에 대한 파괴 예상면 가정이 중요한 설계 변수이며 암반특성에 상응하는 파괴 가능한 예상면에 대한 안정성 검토를 수행하여 안전성을 확인하는 것이 필요하다.

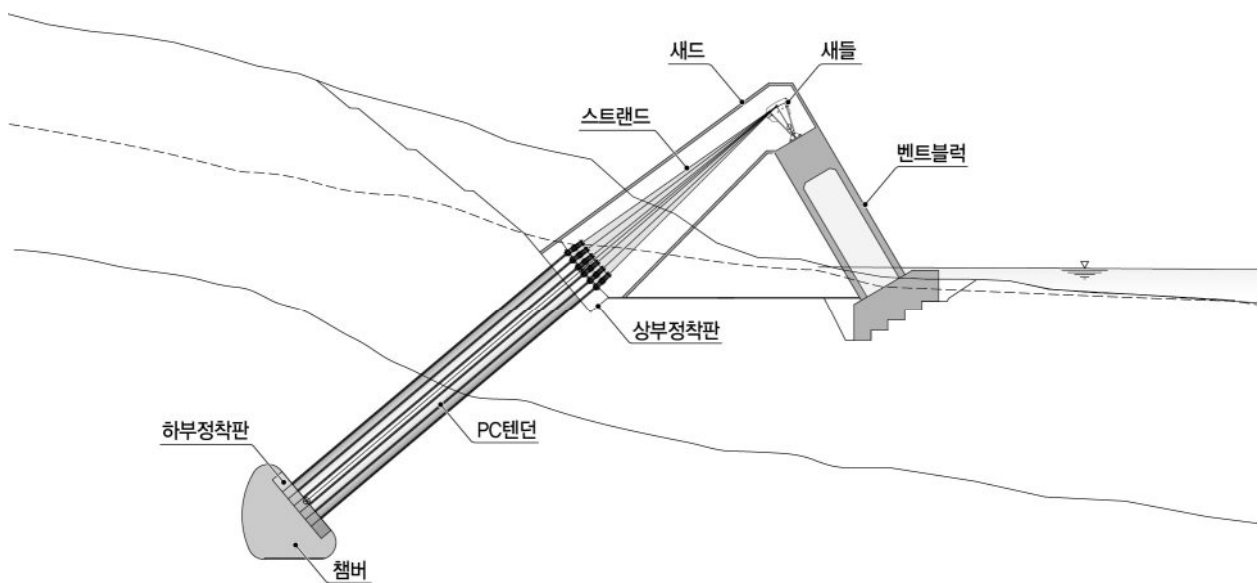


그림2-4 지중정착식 앵커리지 구조

2.3 형식 결정

현수교의 형식 및 기하 구조는 교량 가설 위치의 노선 선형 조건, 지형 및 지질 조건, 그리고 계획하는 현수교의 경간구성이나 하중특성에 따른 구조적 특징을 만족하는 최적의 형식으로 결정된다. 앵커리지 설계 시 고려해야 할 형식별 설계변수의 현장 여건에 따른 각각의 특징은 다음과 같다.

2.3.1 상부 구조에 따른 형식

상부구조 형식은 현수교 경간수와 보강형 구성, 현수구조의 형태, 그리고 케이블 정착 형태에 따라 구분될 수 있다. 경간수는 두 개의 주탑을 기준으로 단경간, 2경간, 3경간 또는 세 개 이상의 주탑으로 구성된 연속 현수교로 구분되며 일반적으로 3경간 현수교가 적용되고 있다. 보강형은 일반적으로 2한지 보강거더 및 연속형 보강거더 형식으로 분류된다. 현수 행어의 구조는 대부분 현수교에서 수직형을 이루고 있으나 일부 경사행어를 사용하여 구조물의 특성과 경관성 향상을 고려한 사례도 있다.

주케이블의 정착형식에 따라 타정식 앵커와 자정식 앵커로 분류되며, 자정식 앵커의 경우는 주케이블을 보강거더에 고정시키는 방식이며, 타정식은 주케이블을 교량과는 별도로 시공된 구조체인 앵커리지의 앵커블럭에 고정시키는 형식이다. 국내에서는 영종대교와 소록대교가 자정식 앵커 형식을 적용하였으며, 그 외 다수의 현수교는 타정식 앵커를 사용하고 있다.

2.3.2 지형조건에 따른 형식

타정식 앵커리지의 위치는 주탑에 비해 낮은 위치에 있기 때문에 케이블 장력이 수평 및 연직 방향의 장력으로 분리되어 앵커리지에 작용하므로 케이블 장력의 작용 각도를 고려하여 앵커리지의 안전성을 검토하여야 한다. 현수교는 자중, 교통하중 등 모든 재하 하중이 케이블에 지지되고, 연직력은 주로 주탑을 통하여 지반으로 전달되며, 수평력은 앵커리지에 의해 저항하게 되어 최종적으로 지반으로 전달된다. 주케이블의 수평장력을 안전하게 지지하기 위해 앵커리지는 설치되는 지형조건에 맞게 설계하는 것이 교량의 안전성 확보와 교량 건설비용 절감에 중요 요인이 된다.

지형조건에 따른 앵커리지의 형식 선정은, 일반적으로 앵커리지 위치가 평지일 경우에는 중력식을 우선적으로 고려하며, 육상 또는 해상 조건에 따라 기초 형식과 공법 선정 및 시공성 등을 동시에 고려하여야 한다. 또한 산악 지형이나 경사지인 경우에는 터파기 공사의 적합성에 대한 고려도 필요하다. 앵커리지 위치의 접근용이성, 터파기 공사의 난이도와 기반암의 특성에 따라 터널식 또는 지중 정착식 앵커리지 형식을 고려할 수도 있다. 이러한 조건하에서 기초 지반에 케이블 하중을 안전하게 전달시키기 위해서는 기반암의 심도와 강도 특성이 가장 중요한 설계변수가 되므로, 기반암의 특성에 적합한 앵커리지 형식을 선정하여야 한다.

2.3.3 케이블 지지 구조에 따른 형식

케이블의 지지 구조는 상부 케이블의 가설 공법에 따라 공중 펼침 방식(Air Splay)과 안장 펼침 방식(Saddle Splay)으로 구분할 수 있다. 일반적인 케이블 펼침 방식은 스프레이 새들을 이용한 안장 펼침 방식이 주로 이용하고 있으며, 주케이블을 스프레이 새들 위에서 여러 가닥의 스트랜드로 분리하여 수평 및 연직 방향으로 방사형으로 펼쳐서 앵커리지의 정착판에 정착하는 방식이다. 이 경우, 케이블 장력은 케이블의 입사각과 굴절각에 따라 앵커리지의 새들 블록에 수직력으로 작용하게 되며, 이 압축력을 지지하기 위한 새들 블록이 설계되어야 한다. 이때 새들 블록에 가해진 압축력은 앵커블록에 작용하는 케이블의 수평하중을 감소시키는 결과를 가져온다.

그러나 공중 펼침 방식은 주케이블에 굴절각을 주지 않고 현수교의 측탑 위치 또는 앵커리지 위치에서 밴드로 묶은 후 방사형으로 펼쳐서 앵커리지에 정착하는 방식이므로, 케이블 장력의 방향 변화에 따른 연직력이 앵커리지에 크게 작용하지 않기 때문에 앵커리지 구조가 간단하게 될 수 있으나, 수평력의 비중이 크게 되므로 이에 대한 주의가 필요하다. 국내 현수교에서는 울산대교에 공중 펼침 방식을 적용하였다.

제3장

앵커리지 설계 절차

3.1 설계 고려 사항

앵커리지 설계를 위한 고려사항은 현수교의 구조적 형상 및 앵커리지 설치 위치의 지형, 지질 조건에 따라 여러 가지를 종합적으로 고려하여야 하며, 다음과 같은 항목을 중점 고려하여야 한다.

- 설계기준
- 현수교 규모
- 현수교의 기하구조
- 현수교 주케이블의 기하 선형
- 현수교 경간 구성
- 도로 선형 조건
- 앵커리지 위치의 지형적 조건
- 앵커리지 위치의 지반 조건
- 케이블 하중의 크기
- 케이블 입사각
- 케이블의 스프레이 방식
- 앵커리지 설계의 적합성
- 앵커리지 시공성
- 앵커리지 경제성

3.2 앵커리지 설계 절차별 고려사항

3.2.1 설계 순서

일반적인 앵커리지 설계 순서는 표3-1과 같으며, 기본 형상 검토 순서도는 그림3-1과 같다.

표3-1 앵커리지 설계 순서

순서	설계사항	내 용
(1)	설계기준 결정	적용 설계기준 검토
(2)	위치/형식 선정	지형조건, 교량형식, 경관조건 등 검토
(3)	구조변수 결정	케이블 정착 방식, 스프레이 길이, 정착장, 굴절각 등 구조 변수
(4)	지반조건 검토	지층구조, 지지층심도, 기반암 조건 등 지반변수
(5)	치수 결정	벤트블록, 안장부, 앵커블록의 규모 검토
(6)	안정성 검토	지지력, 전도, 활동
(7)	안정성 검증	수치해석(연속체, 불연속체 해석)
(8)	구조단면 설계	앵커리지 구체

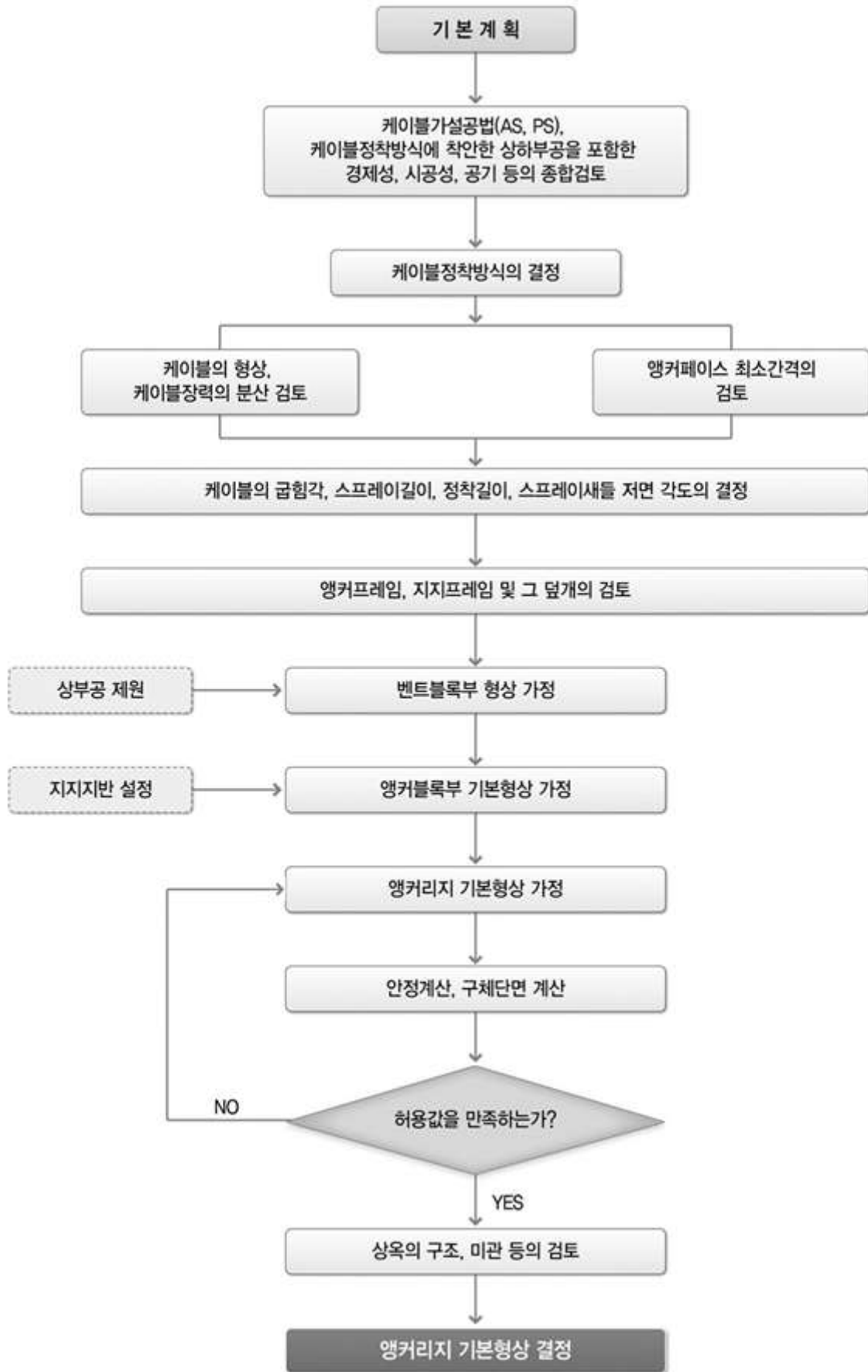


그림3-1 앵커리지의 기본형상 검토 순서

3.2.2 설계 순서별 고려사항

각 설계 단계별 상세 고려사항은 다음과 같다.

(1) 설계기준 결정

- 설계 시점의 기준 검토
- 발주자 지정 기준 검토
- 앵커리지 형식별 설계기준 국내외 기준 검토
- 도로교 설계기준(한계상태설계법)-케이블 교량편
- 건설기준코드(공통사항, 시설물편, 사업분야편)

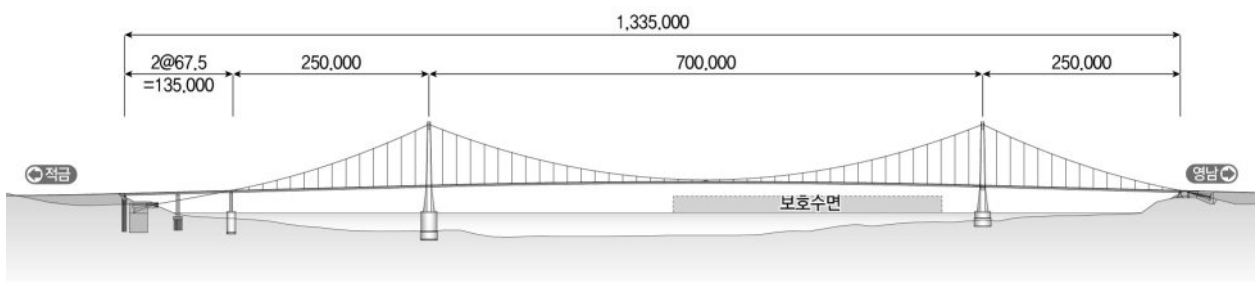
(2) 위치 및 형식 선정

앵커리지를 설계하기 위하여 우선적으로 최적의 앵커리지 위치 및 형식을 선정하여야 하며, 이를 위하여 상부 구조분야의 교량 계획과 연계하여 지반 조건을 동시에 고려하여야 한다. 전체 교량 길이 또는 중앙 경간 등 경간 길이 결정에 따른 앵커리지 위치 및 형식 선정의 사례는 다음과 같다.

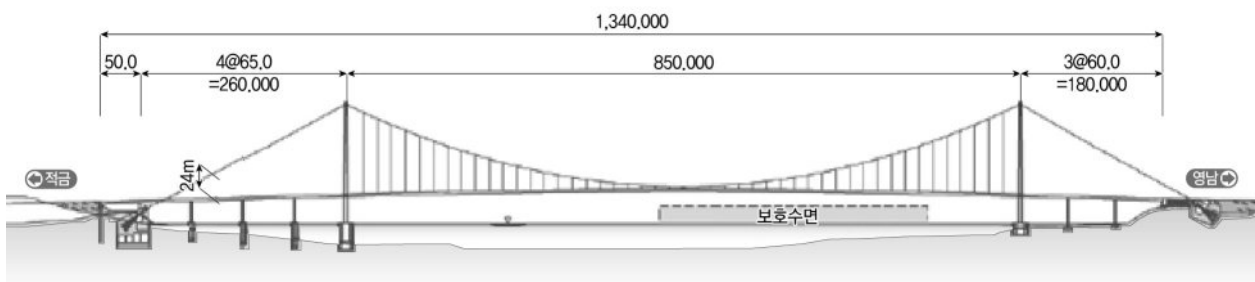
1) 경간장을 고려한 경우

① 팔영대교

팔영대교의 교량 경간장을 고려한 앵커리지 위치 선정 및 경간장 구성에 대한 설계 과정을 나타내는 종단면도 비교는 그림3-2와 같으며, 이에 따른 앵커리지의 평면 위치별 지형 및 지반 현황을 고려한 앵커리지 형식 선정에 대한 검토 과정은 그림3-3과 같다



(a)1안 : 중앙 경간장 700m



(b)2안 : 중앙 경간장 850m

그림3-2 팔영대교 앵커리지 위치 선정

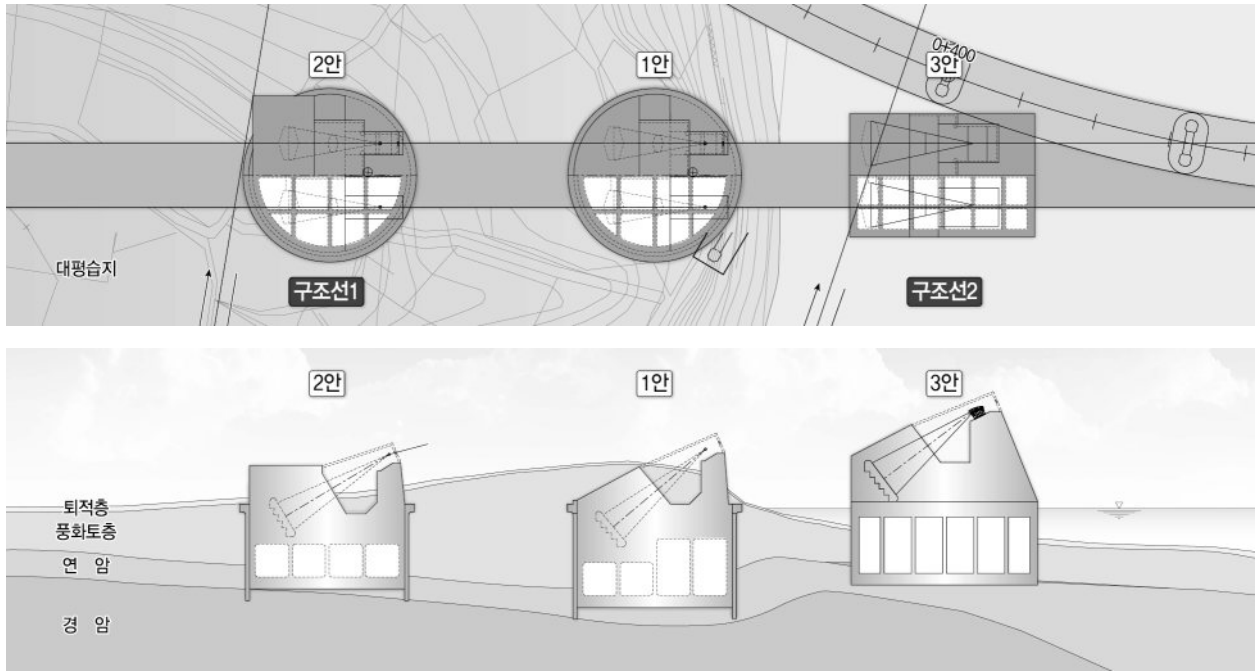


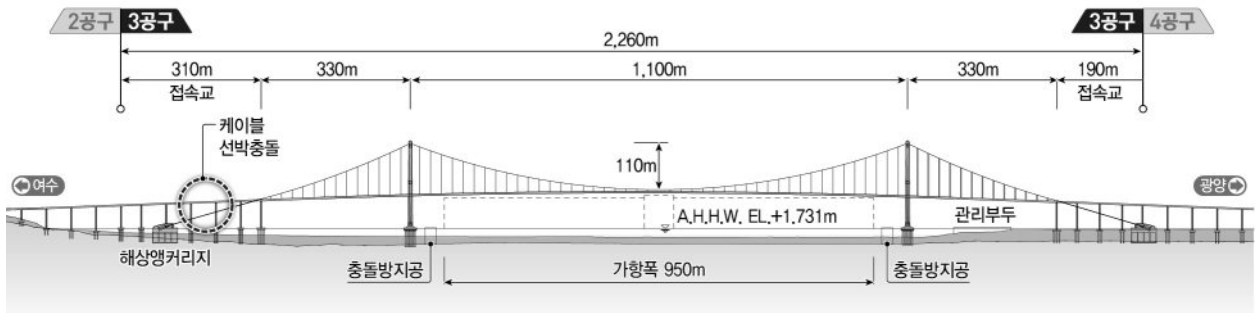
그림3-3 팔영대교 앵커리지 위치 및 형식

그림 3-3과 같이 교량 전체 길이와 중앙 및 측 경간장에 따라 앵커리지의 위치와 형식에 대한 다수의 안을 마련하였다. 합리적인 앵커리지 위치 및 형식을 선정하기 위해 전면 수동저항에 대한 추가 안전율을 확보하고 앵커리지 기초 깊이를 최소화 시킬 수 있는 방법을 검토하였다. 이와 같은 고려사항을 바탕으로 앵커리지를 육상부의 지층 능선 배면에 배치시켜 전면 수동저항에 대한 추가 안전율을 확보하고 기반암 심도를 고려하여 앵커리지 기초 깊이를 줄일 수 있는 합리적인 앵커리지 위치와 형식을 교량의 전체길이와 중앙 및 측 경간장을 조정하여 선정하였다.

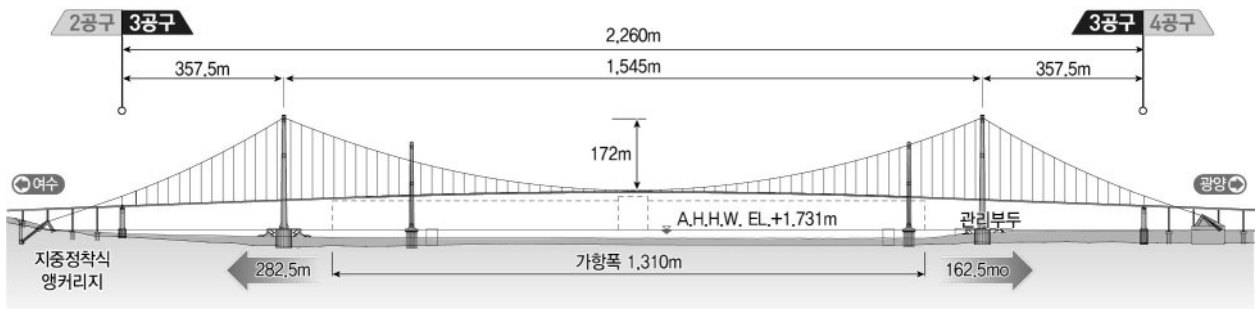
② 이순신 대교

이순신 대교의 교량 경간장을 고려한 앵커리지 위치 선정 및 경간장 구성에 대한 설계 과정을 나타내는 종단면도 비교는 그림3-4와 같으며, 이에 따른 앵커리지의 평면 위치별 지형 및 지반 현황을 고려한 앵커리지 형식 선정에 대한 검토 과정은 그림3-5 및 그림3-6과 같다.

교량 전체 길이는 동일하지만, 중앙 경간장의 길이의 변화에 따른 앵커리지의 형식 및 위치의 다수의 안을 마련하였다. 묘도측(여수측) 앵커리지는 주경간이 1,350m와 1,450m 인 경우, 모두 해상부에 앵커리지를 설치해야하는 조건이다. 이때 앵커리지 형식은 일반적으로 많이 시공되는 중력식 앵커리지 기초를 적용할 수 있다. 그러나 대규모 암 굴착이 필요하여 시공성이 결여되어 있거나 지하연속벽, 연약지반 보강이 필요하여 시공비가 상승하는 문제점이 나타났다. 그러나 주경간을 1,545m로 조정할 경우, 앵커리지의 위치는 해상부에서 육상부로 이동할 수 있고, 지반조사 결과 지중정착식 앵커리지를 적용할 수 있을 것으로 판단하였다. 지중정착식 앵커리지를 적용 하게 되면 해상부 중력식 앵커리지 고려시 필요했던 육상화 시공을 위한 축도 공사가 필요하지 않기 때문에 시공성 개선과 공사비 절감 효과를 가져올 수 있다. 따라서 최종적으로 이순신 대교의 여수측 앵커리지는 주경간 1,545m에 따라 앵커리지 위치가 결정되었고 지반의 특성을 고려한 지중정착식 형식으로 선정되었다.



(a) 중앙 경간장 1,100m



(d) 중앙 경간장 1,545m

그림3-4 이순신 대교 앵커리지 위치 선정

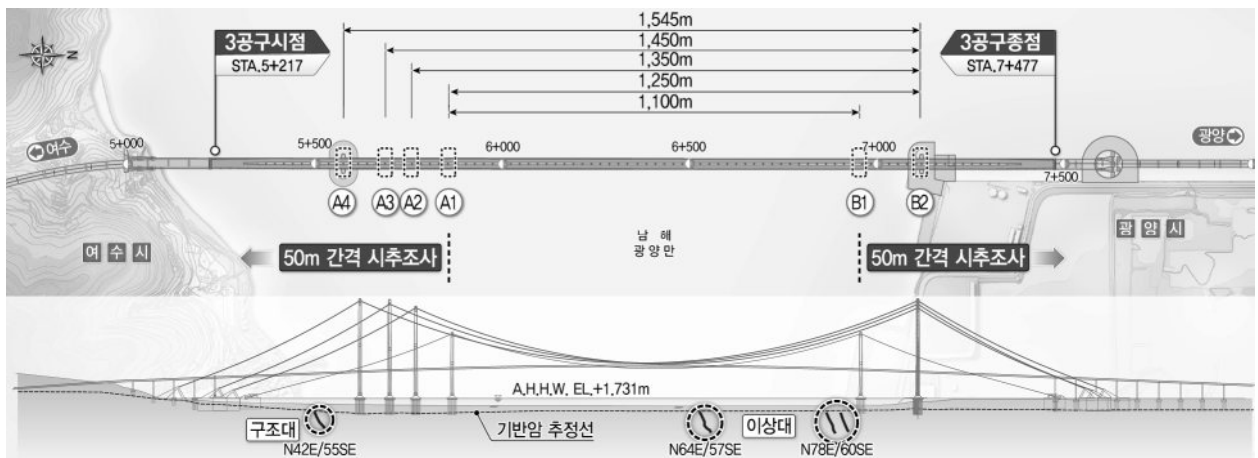


그림3-5 이순신대교 앵커리지 위치 선정



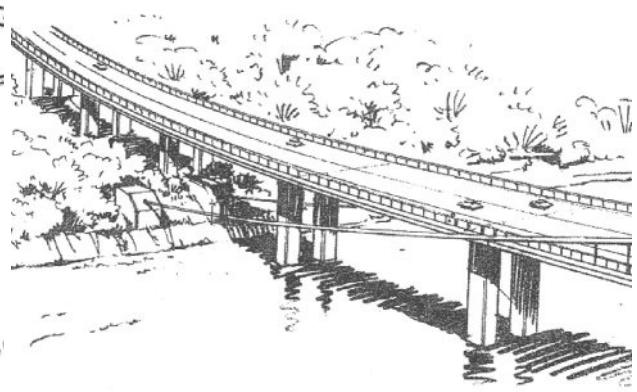
그림3-6 이순신대교 앵커리지 위치별 형식 선정

2) 주변 경관을 고려한 경우

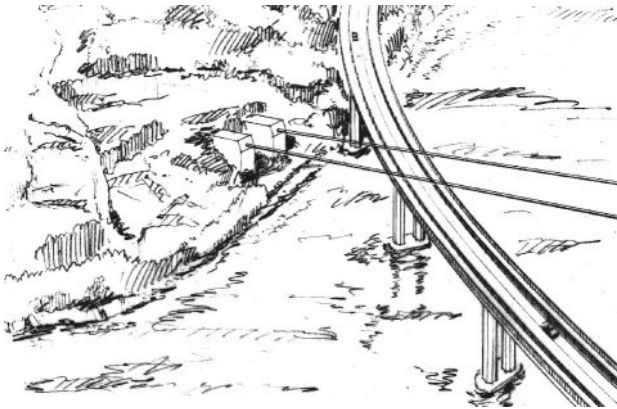
팔영대교의 앵커리지의 주변 경관을 고려한 형식 결정 내용에 대한 현황 비교는 그림3-7과 같다. 주변 경관을 고려하여 육상부 산등성이 뒤쪽에 매립되는 형식의 앵커리지를 계획하였다.



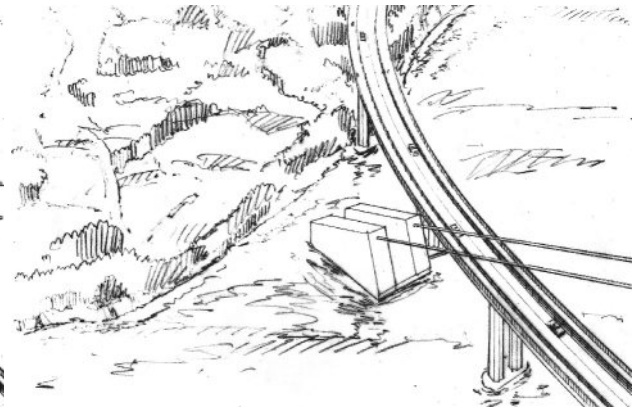
노출형



매립형(적용)



육상부 위치(적용)

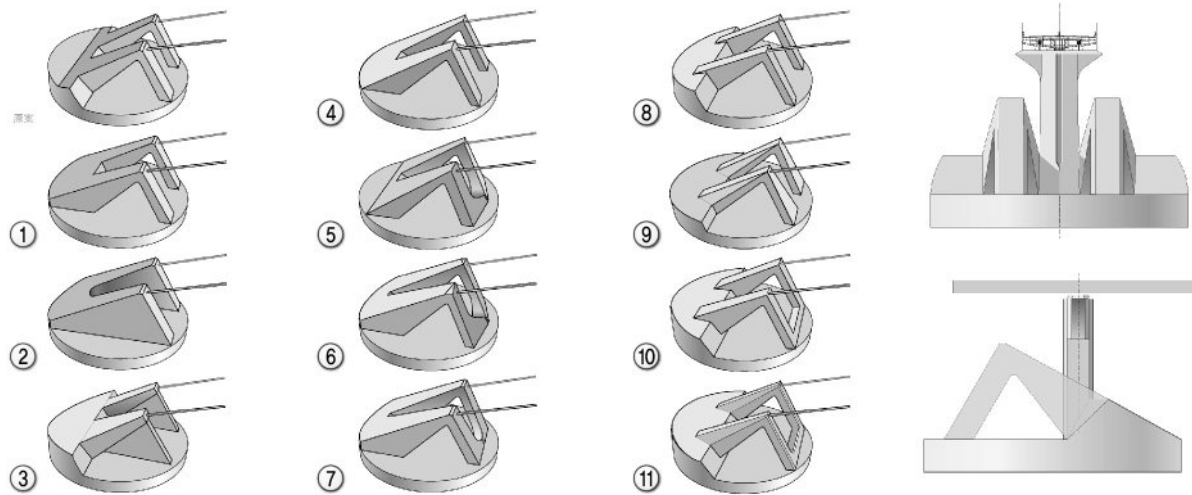


해상부 위치

그림3-7 팔영대교 앵커리지 위치 선정

3) 시각적 디자인을 고려한 경우

그림3-8은 이순신 대교의 앵커리지 형상 디자인 선정 과정을 나타낸다. 미적, 시각적 형상 디자인을 고려하여 가장 적합한 안을 선정하였다.



형상 디자인 비교안

그림3-8 이순신대교 앵커리지의 경관 설계

(3) 구조 변수 결정

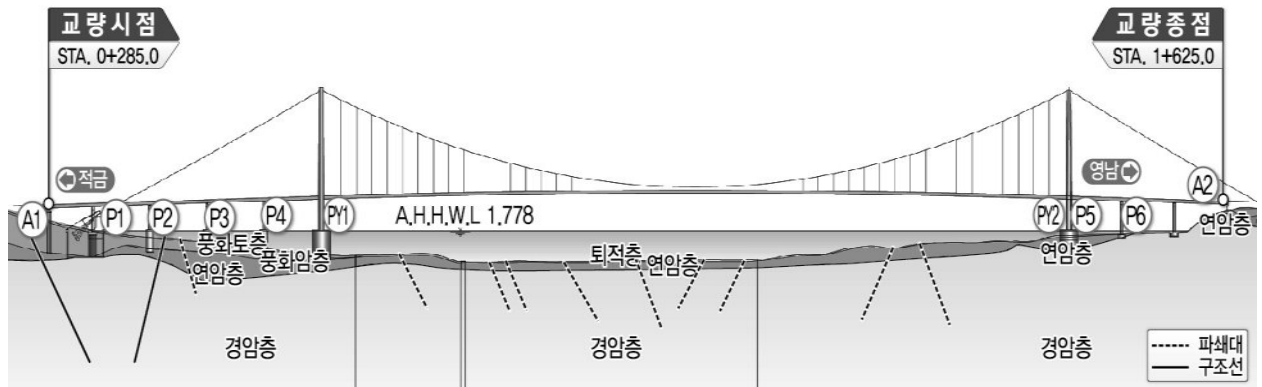
구조적 변수 조건은, 주케이블이 앵커리지에 정착과 함께 전달되는 케이블의 수평력은 지반에 고정된 앵커리지 구체 내부에 전단력으로 작용하게 된다. 케이블 스트랜드가 고정된 앵커 블록이 전단력에 안전하게 저항할 수 있도록 콘크리트 블록의 치수를 결정하거나 보강에 대한 설계를 고려하여야 한다. 앵커리지 설계를 위한 구조 변수 결정 항목은 다음과 같다.

- 케이블 스트랜드 펼침길이 및 정착길이 등 검토
- 앵커리지 구체 단면에 작용하는 전단력 검토

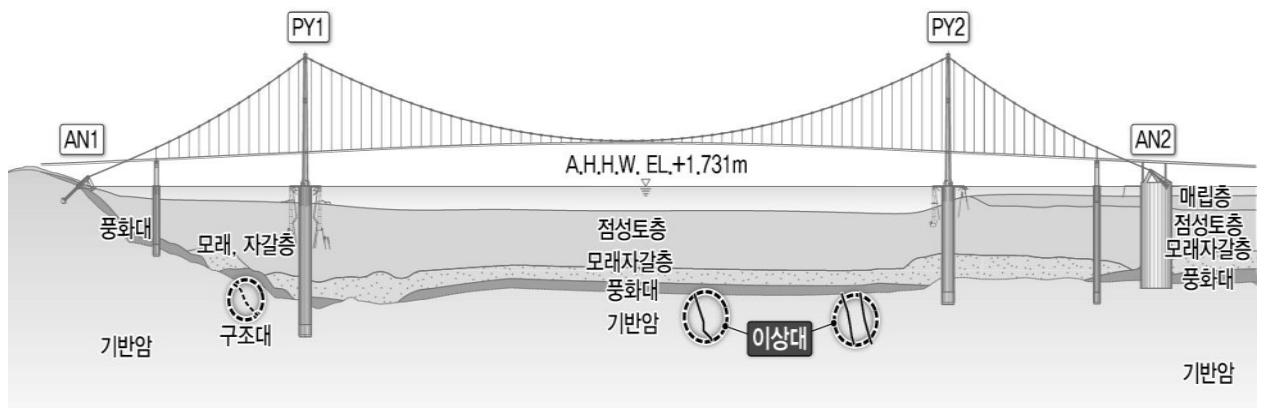
안전성 검토 조건은 허용전단력이 전단응력보다 큰 조건과 저항 안전율 1.5 이상을 확보하는 조건이다. 본 검토를 수행할 경우에 안전율은 케이블의 스프레이길이, 정착길이 및 굴절각 등과 연관된 내용이므로 안정성 확보를 위한 구조물의 치수 및 형상을 조절하면서 계산하여야 한다.

(4) 지반조건 검토

- 팔영대교 및 이순신대교의 앵커리지 위치 및 형식의 최적 선정을 위해 검토한 지층구조선 및 기반암 심도 현황은 그림3-9와 같다.



a. 팔영대교 지층구조선 및 기반암 현황



b. 이순신 대교 지층 구조선 및 기반암 현황

그림3-9 지반조건을 고려한 앵커리지 설계

- 굴착 시공성과 구조적 안정성 향상을 위하여 고려한 팔영대교의 앵커리지 형식 선정 비교를 위하여 충따기 경사 형식, 일반 경사형식 및 수평 형식을 검토하였으며, 각 형식별 상세한 특징은 다음과 같다.

- 층파기 경사 형식 : 기초면의 활동저항력이 크고, 굴착작업 용이하며, 형상 개요도는 그림 3-10과 같다.

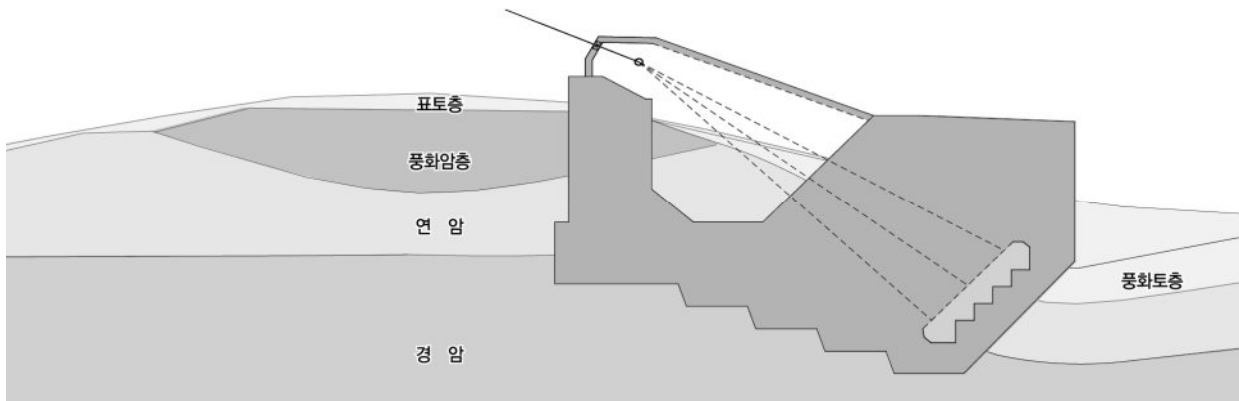


그림 3-10 층파기 경사 형식 개요도

- 일반 경사 형식 : 층파기 경사 형식에 비하여 활동 저항력이 감소될 수 있으며, 경사면 굴착이 곤란하고, 철근 배근 및 콘크리트 타설이 경사면에서 이루어지므로 작업성이 저하된다. 형상 개요도는 그림 3-11과 같다.

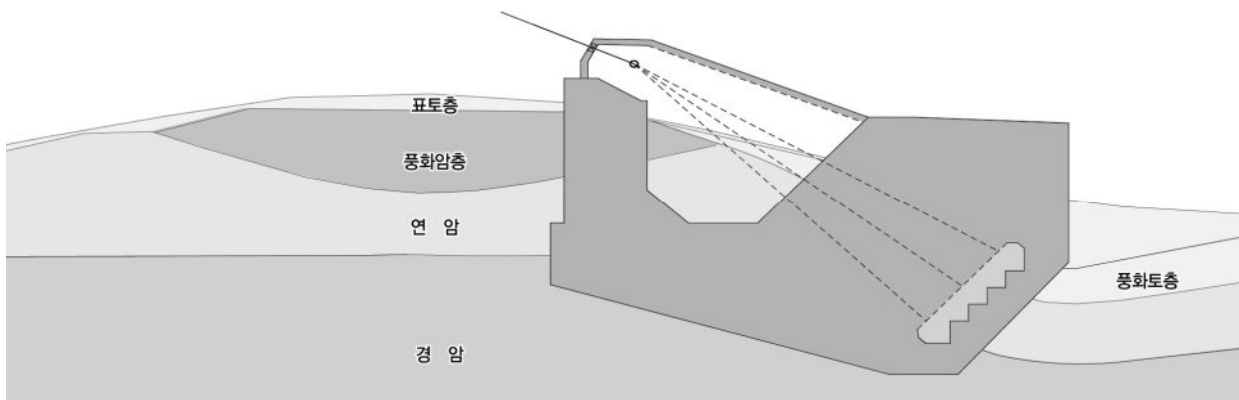


그림 3-11 일반 경사 형식 개요도

- 수평 형식 : 앵커리지 구체에 대한 시공성은 양호하지만, 터파기 굴착량이 과다해지는 단점이 있다. 형상 개요도는 그림3-12와 같다.

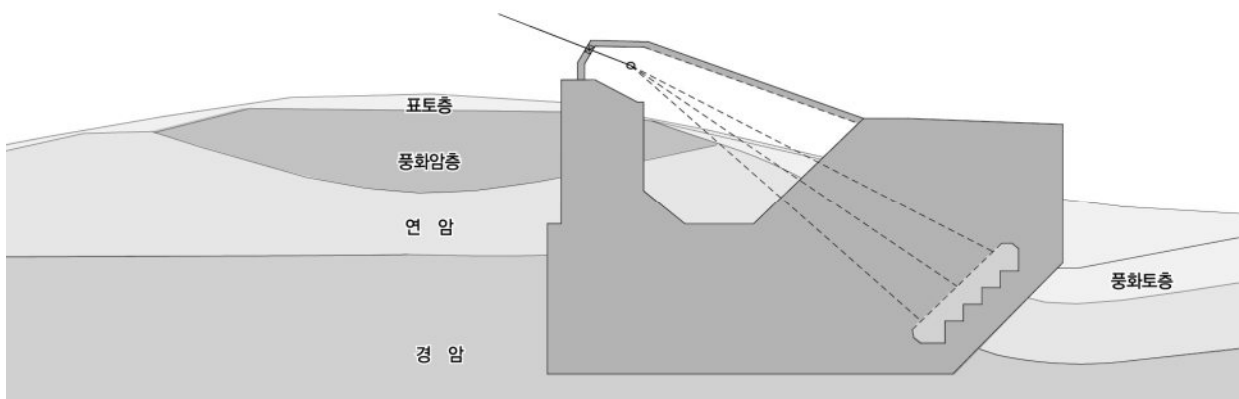


그림 3-12 수평 형식 개요도

(5) 치수 및 형상 결정 변수

- 벤트부/안정부/인장부 치수 결정에 필요한 부분은 그림3-13과 같으며, 각 치수의 결정은 안정성 검토와 앵커리지 형상의 결정을 위한 설계 변수들이다.

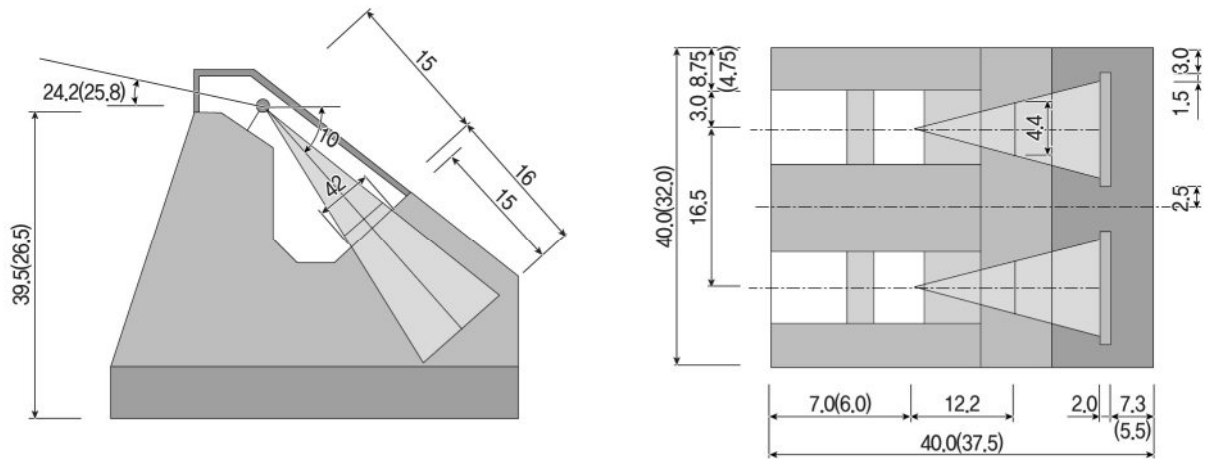


그림3-13 앵커리지 형상 결정을 위한 변수

(6) 안정성 검토

- 직접 기초의 안정성 항목은 다음과 같으며, 검토 순서는 표3-2와 같다.
 - 활동 검토 : 구체자중, 상부교각하중, 부력 등과 케이블력을 비교
 - 전도 검토 : 지점(A)에 대한 저항/전도 모멘트 비교(편심핵거리)
 - 지지력 검토 : 도심 하중에 대한 연직 반력 계산
 - 검토 조건 : 상시 및 지진시 검토

표3-2 안정성 검토 순서

내 용		
단면도	구체의 도심 계산	도심/지점 하중 집계

(7) 안정성 검증

앵커리지에 대한 경험적 설계를 완료한 후 설계 조건에 대한 검증을 위하여 상용프로그램으로 해석을 수행하였으며, 연속체 해석에 대한 수평변위와 연직변위에 대한 결과 및 불연속체 해석으로 소성영역에 대한 확인을 통하여 안정성을 검증하였다.

(8) 구조 단면설계

안정성 검증이 완료된 앵커리지 구체에 대하여 철근 콘크리트로 보강하기 위한 철근량 산정을 위하여 유한요소 해석을 수행하고, 인장 주응력에 대응하는 철근량을 산정한다. 유한요소 해석 모델링 및 하중재하 현황은 표3-3과 같고, 주요 단면의 주응력도는 표3-4와 같으며, 주응력 벡터 방향 및 단위 단면에 대한 철근량 계산 결과는 표3-5와 같다.

표3-3 해석 모델링 및 하중 재하도

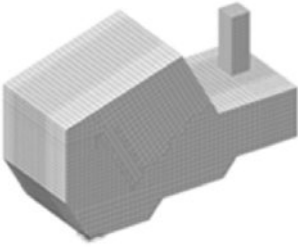
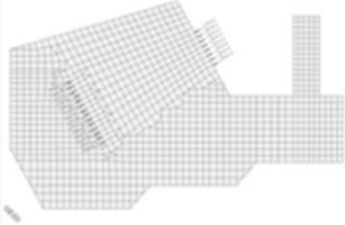
구 분	솔리드 모델	시공시 하중	공용시 하중
개요도			

표3-4 주응력도

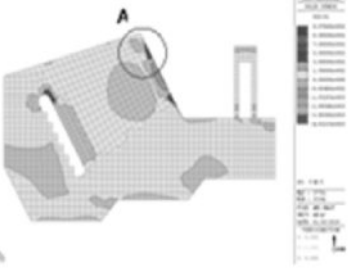
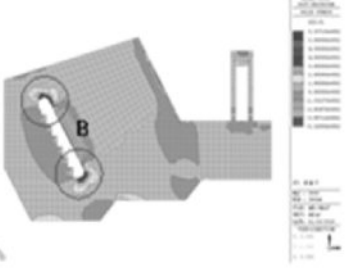
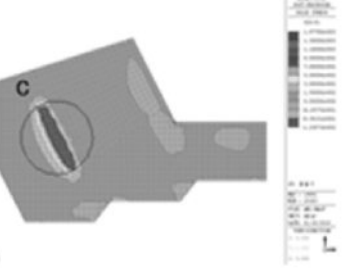
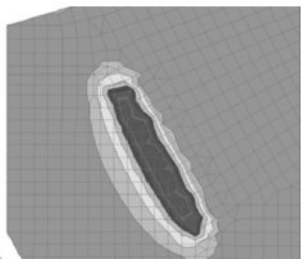
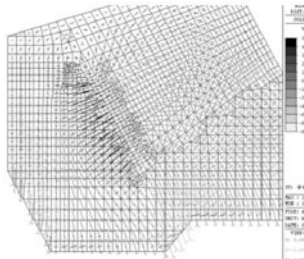
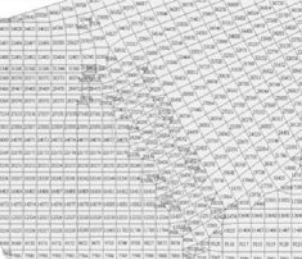
구 분	시공시	공용시(벤트부)	공용시(챔버부)
응력도			

표3-5 주응력 벡터 및 철근량 계산

구 분	주응력 분포	주응력 벡터도	요소 번호																																																																																																																																																																																																																						
개요도																																																																																																																																																																																																																									
철근량 산 정	<table><tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td>dx=</td><td>1</td><td>dy=</td><td>1</td><td>dz=</td><td>1</td><td>fsa=</td><td>160MPa</td></tr><tr><td></td><td>ELE</td><td>Sig-P1 kPa</td><td>li</td><td>mi</td><td>ni</td><td>Dir</td><td>A m²</td><td>F kN</td><td>As_req mm²</td><td>Dia mm</td><td colspan="2">CTC1 mm</td><td colspan="2">CTC2 mm</td><td colspan="2">EA1</td><td>EA2</td><td>As_use mm²</td><td>check</td></tr><tr><td rowspan="4">1</td><td>17890</td><td>1121</td><td>0.85</td><td>0.01</td><td>0.54</td><td>X</td><td>1.18</td><td>1,570</td><td>9,812</td><td>29</td><td>Y:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>Y:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>10,280</td><td>OK</td></tr><tr><td>25560</td><td>1235</td><td>0.90</td><td>-0.12</td><td>0.41</td><td>X</td><td>1.11</td><td>1,515</td><td>9,468</td><td>29</td><td>Y:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>Y:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>10,280</td><td>OK</td></tr><tr><td>26407</td><td>1135</td><td>0.88</td><td>-0.46</td><td>0.09</td><td>X</td><td>1.13</td><td>1,456</td><td>9,101</td><td>29</td><td>Y:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>Y:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>10,280</td><td>OK</td></tr><tr><td>16472</td><td>993</td><td>0.88</td><td>-0.41</td><td>0.25</td><td>X</td><td>1.14</td><td>1,285</td><td>8,032</td><td>29</td><td>Y:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>Y:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>10,280</td><td>OK</td></tr><tr><td rowspan="4">2</td><td>27995</td><td>339</td><td>-0.67</td><td>0.72</td><td>0.17</td><td>Y</td><td>1.39</td><td>470</td><td>4,084</td><td>22</td><td>X:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>X:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>6,190</td><td>OK</td></tr><tr><td>27272</td><td>313</td><td>-0.67</td><td>0.73</td><td>0.15</td><td>Y</td><td>1.37</td><td>428</td><td>3,660</td><td>22</td><td>X:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>X:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>6,190</td><td>OK</td></tr><tr><td>26198</td><td>314</td><td>-0.66</td><td>0.74</td><td>0.11</td><td>Y</td><td>1.34</td><td>422</td><td>3,546</td><td>22</td><td>X:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>X:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>6,190</td><td>OK</td></tr><tr><td>24440</td><td>306</td><td>-0.65</td><td>0.75</td><td>0.09</td><td>Y</td><td>1.33</td><td>407</td><td>3,382</td><td>22</td><td>X:</td><td>250</td><td>Z:</td><td>250</td><td>X:</td><td>4</td><td>Z:</td><td>4</td><td>6,190</td><td>OK</td></tr></table>																											dx=	1	dy=	1	dz=	1	fsa=	160MPa		ELE	Sig-P1 kPa	li	mi	ni	Dir	A m²	F kN	As_req mm²	Dia mm	CTC1 mm		CTC2 mm		EA1		EA2	As_use mm²	check	1	17890	1121	0.85	0.01	0.54	X	1.18	1,570	9,812	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK	25560	1235	0.90	-0.12	0.41	X	1.11	1,515	9,468	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK	26407	1135	0.88	-0.46	0.09	X	1.13	1,456	9,101	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK	16472	993	0.88	-0.41	0.25	X	1.14	1,285	8,032	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK	2	27995	339	-0.67	0.72	0.17	Y	1.39	470	4,084	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK	27272	313	-0.67	0.73	0.15	Y	1.37	428	3,660	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK	26198	314	-0.66	0.74	0.11	Y	1.34	422	3,546	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK	24440	306	-0.65	0.75	0.09	Y	1.33	407	3,382	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK
											dx=	1	dy=	1	dz=	1	fsa=	160MPa																																																																																																																																																																																																							
		ELE	Sig-P1 kPa	li	mi	ni	Dir	A m²	F kN	As_req mm²	Dia mm	CTC1 mm		CTC2 mm		EA1		EA2	As_use mm²	check																																																																																																																																																																																																					
	1	17890	1121	0.85	0.01	0.54	X	1.18	1,570	9,812	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK																																																																																																																																																																																																				
		25560	1235	0.90	-0.12	0.41	X	1.11	1,515	9,468	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK																																																																																																																																																																																																				
		26407	1135	0.88	-0.46	0.09	X	1.13	1,456	9,101	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK																																																																																																																																																																																																				
		16472	993	0.88	-0.41	0.25	X	1.14	1,285	8,032	29	Y:	250	Z:	250	Y:	4	Z:	4	10,280	OK																																																																																																																																																																																																				
	2	27995	339	-0.67	0.72	0.17	Y	1.39	470	4,084	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK																																																																																																																																																																																																				
		27272	313	-0.67	0.73	0.15	Y	1.37	428	3,660	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK																																																																																																																																																																																																				
		26198	314	-0.66	0.74	0.11	Y	1.34	422	3,546	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK																																																																																																																																																																																																				
24440		306	-0.65	0.75	0.09	Y	1.33	407	3,382	22	X:	250	Z:	250	X:	4	Z:	4	6,190	OK																																																																																																																																																																																																					

앵커리지 구체에 대하여 계산된 철근량으로 3차원 방향으로 철근 배근도를 작성하여 앵커리지 구체 설계를 완료한다. 앵커리지 중앙 단면에 대한 철근배근도는 그림3-14와 같다.

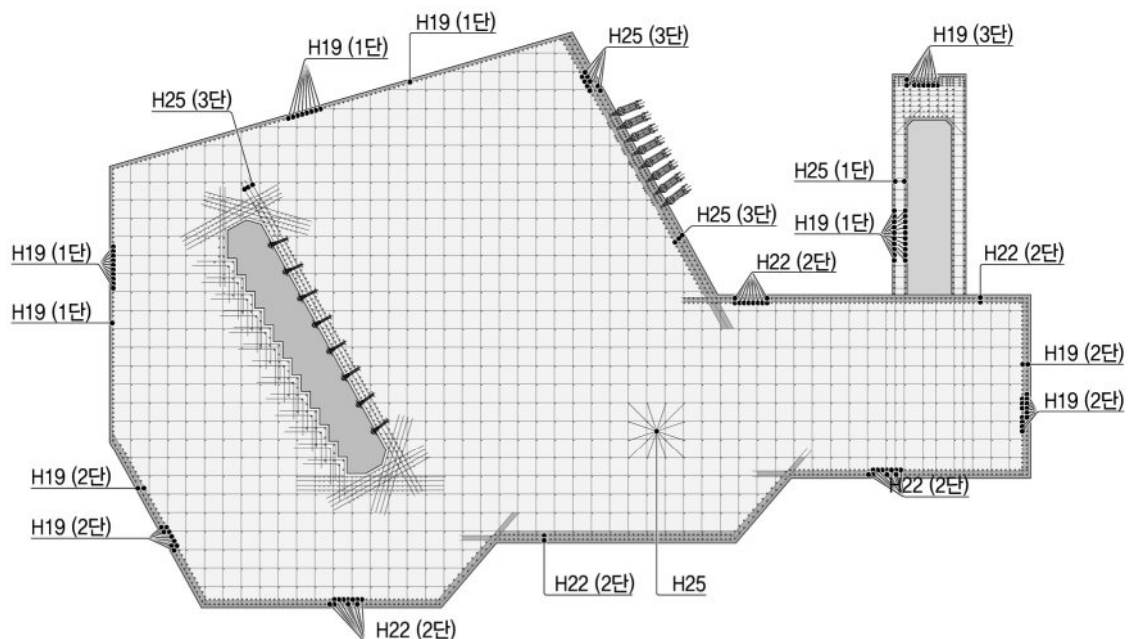


그림3-14 앵커리지 철근 배근도

3.3 지반조사

앵커리지 설계 시 합리적인 지반조사를 위하여 케이블교량이 건설되는 지역적 특성과 케이블교량의 구조적인 기능을 만족하는 하부구조물의 특성을 고려하여 지반조사가 수행되어야 한다. 특히 케이블 교량의 하부구조물은 일반적으로 도로교와 달리 주탑, 앵커리지 등 고하중을 지지하는 구조물로서 지반특성 평가 및 설계지반정수 도출을 위해 다음의 내용에 따라 지반조사를 실시한다. 또한 케이블교량은 해안, 해상 및 산악지역 등 지반의 변동성이 큰 지역에 건설되므로 이에 대한 별도의 지반조사 절차 및 방법이 필요하며, 관련 세부내용은 부록 6에 제시하였다.

3.3.1 앵커리지 설계 강도정수 결정

앵커리지는 타정식 현수교 주케이블의 장력을 지지하는 구조물로서 교량계획 및 지형과 지반특성에 따라 적합한 형식을 선정하게 된다. 앵커리지 형식을 선정하기 위해서는 모든 조건을 상세하게 검토하여야 하지만, 그 중에서도 특히, 기초 지반의 지지력 평가에 대한 신뢰성을 향상시키고 지반의 장기적 변형을 고려하기 위한 지형 및 지질 특성, 암반 특성 등의 영향 인자를 신중하게 고려해야 한다.

(1) 설치 위치

앵커리지 구조물은 설치되는 위치에 따라 구조물의 규모와 시공공법 결정에 큰 영향을 받게 된다. 육상시공 조건과 해상시공 조건에 따라 시공 공법이 결정되며, 설치 위치에 적합한 시공법을 선정하고 기초 지지 특성을 반영한 최적의 앵커리지 규모를 선정하기 위하여, 기초 지반의 토질 특성을 정확하게 분석하는 것이 필요하다.

(2) 지층 조건

앵커리지 구조물이 지지되는 지반은 케이블 장력에 대해 충분한 지지력이 확보되어야 하므로 암반에 지지하는 조건으로 고려하는 것이 일반적이다. 암반 지지조건을 만족하기 위한 상부 토사지층에 대한 터파기 등의 처리 조건에 따라 형식과 규모 결정 또는 공사비에 영향을 미치게 되므로, 가설공법 선정시 지층조건이 주요한 고려사항이 된다.

(3) 암반 상태

앵커리지는 암반에 지지하는 조건으로 고려하는 것이 일반적이다. 앵커리지 설치 위치 기반암의 조건에 따라, 중력식, 터널식, 또는 지중정착식으로 앵커리지 형식 선정이 달라질 수 있기 때문에, 현수교의 상부 구조 형식과 함께 암반의 특성 분석이 앵커리지 형식 선정의 주요 변수가 된다. 지지 암반의 설계 정수, 단층이나 암종 경계부와 같은 지질이상대 평가와 암반의 파쇄 정도, 절리상태 및 절리방향 등에 대한 상세한 조사를 통하여 각 앵커리지 형태에 따른 안전성 확보 방안을 수립하여야 한다.

3.3.2 지반조사 계획 수립

대상 구간에 대한 지층의 구성 상태와 지반 공학적 특성을 평가하여 설계에 필요한 기초 자료를 제공하기 위하여, 적합한 조사 기법을 선정하여 분석 자료의 신뢰도를 향상시키고 합리적인 설계가 될 수 있도록 조사 위치, 항목과 수량에 대한 상세한 조사 계획을 수립하여야 한다. 또한, 암반의 불연속면 특성, 지질 이상대 분포 등에 주의하여 구조물의 지지층 확인 및 지지력을 산정하기 위해 필요한 시험계획의 수립도 필요하다.

(1) 예비조사

- 기존자료 분석 : 입찰안내서, 지형도 및 지질도 분석 → 지반조사 및 설계기준 확인 → 개략적인 지형 및 분포암석의 지질특성 파악
- 현지답사 및 광역지표지질조사 → 과업구간의 전반적인 현황 파악 및 지질특성 파악
- 예비 해상탄성파탐사 → 지질이상대 및 지층구조 파악, 상세조사 계획 수립

(2) 상세(보완) 조사

- 현장조사 : 지층분포 및 지반특성 파악 → 구조물 계획에 따른 시추조사, 물리탐사, 공내검층 등
- 실내시험 : 지층별 물리적, 역학적 특성 파악 → 구조물 안정검토를 위한 설계지반정수 산정
- 설계시 필요한 입력 파라미터 및 분석결과 도출을 위한 조사 → 지층별 공학적 특성 파악
- 앵커리지 구간의 기반암에 대한 정밀조사

(3) 성과 분석

- 광역, 지표지질조사 및 물리탐사를 통한 지질이상대 분석 → 지질이상대와 이격되는 구조물 기초 위치 선정
- 지층별 분포 및 공학적 특성 분석 → 구조물 기초 지지층 및 지지력 파악
- 각 구간별 조사내용의 종합적인 상호연계성 분석 → 확률통계기법을 활용한 신뢰성 있는 설계지반정수 산정
- 앵커리지구간의 기반암에 대한 상세 분석

3.3.3 지반조사 항목 및 수량

앵커리지의 형식 및 규모를 고려하여 조사 항목, 수량 및 위치를 결정하여야 한다. 교량 기초 설계를 위하여 일반적으로 고려할 수 있는 지반조사 항목과 시험 종류는 다음과 같으며, 앵커리지의 특성을 고려하여 필요한 조사 항목을 선택적으로 고려할 수 있다.

(1) 현장 조사 및 시험

1) 현장조사

- 시추조사
- 표준관입시험
- 불교란시료 채취

2) 수리시험

- 현장투수시험
- 현장수압시험

3) 원위치시험

- 공내재하시험(LLT)
- 공내재하시험(PMT)
- 공내재하시험(GMJ)
- 공내전단시험
- SPT에너지효율
- 피에조콘관입/소산
- 현장배인시험

4) 물리탐사

- FM chirp방식탐사 (단일채널 반사법 탄성파탐사)
- Bubble pulser탐사 (해상 반사법 탄성파탐사)
- 굴절법탄성파탐사
- 멀티빔 해저정밀조사
- 탄성파 토모그래피 탐사

5) 물리검층

- 초음파주사검층
- 시추공영상촬영
- 밀도검층
- Suspension-PS 검층

6) 발파시험

- 시추공시험발파

(2) 실내토질시험

- 토질물성시험
- 일축압축시험
- 삼축압축(UU)시험
- 삼축압축(CU)시험
- 표준압밀시험
- 수평배수압밀(Rowe Cell)시험
- 공진주(Resonant Column)시험

(3) 실내암석시험

- 비중흡수율
- 포아슨비
- 탄성계수
- 일축압축시험
- 삼축압축시험
- 점하중강도시험
- 크리프(Creep)시험
- 음향방출(Acoustic Emission)시험
- 변차변형률(Deformation Rate)분석
- X-Ray 회절 (X-Ray Diffraction)분석
- 충격반향시험
- 절리면전단시험

3.3.4 지반조사 고려사항

기초 설계를 위해 필요한 검토 항목과 이에 대하여 필요한 지반 특성을 파악하기 위한 조사항목을 고려하여 조사 계획을 수립하여야 하며, 이에 대한 기본적인 설계 검토 항목과 이에 필요한 조사항목은 표3-6과 같다.

표3-6 지반조사 설계검토 항목 및 고려사항

설계검토 항목	주요 고려사항	조사 항목
지층 및 지질 구조 파악	연속적인 지층구조 및 지질이상대 파악	시추조사, 해상 반사법 탄성과 탐사, 굴절법탄성과탐사, 광역지표지질조사, 탄성과 토모그래피탐사
기초지지력	합리적인 기초지지력 산정	공내재하시험, 공내전단시험
지층 편기현상 (기반암 불규칙)	기초 하부 지반의 편기현상 파악	노선방향에 종·횡방향으로 시추
지질이상대 영향권 파악	노선을 교차하는 단층의 규모, 위치 및 영향범위 파악	탄성과 토모그래피, 해상탄성과 지층탐사
연약지반 특성 파악	시추조사 및 물리탐사를 통한 상세한 지층 분포 현황 파악	시추조사 및 물리탐사, 각종 실내 토질 물리·역학시험
수리 특성 파악	구조물 가설시 침투유량 분석, 육상구간 수리해석	현장투수시험, 수압시험
동적 선형 특성평가	지반의 전단파속도 산정에 의한 동적 특성 평가	S-PS검층 다운홀 테스트
동적 비선형 특성평가	응력-변형특성 평가	공진주시험, 충격반향시험

3.4 마찰계수 설계기준

앵커리지 기초저면과 기반암 사이에서 발생하는 마찰저항력 산정은 앵커리지 설계에 있어 매우 중요한 요소이다. 본 절에서는 앵커리지와 지반 사이의 접촉면 거동에 대한 설계기준을 정리하였다. 국내·외에서 제시한 콘크리트와 지반 사이의 접촉면 거동에 대한 설계기준을 정리한 결과는 다음과 같다(표 3-7).

- (1) 국내의 얇은기초 설계기준(한계상태설계법)은 콘크리트와 지반 사이의 접촉면 마찰계수에 대해 현장타설 콘크리트는 $\tan \phi_f$ 를, 프리캐스트 콘크리트는 $0.8\tan \phi_f$ 를 적용하도록 제안하고 있다.
- (2) 일본의 도로교설계기준은 암과 콘크리트 사이의 부착력은 무시하고, 마찰계수는 0.6을 쓰도록 제안하고 있다.
- (3) 국내 구조물기초설계기준은 활동에 대한 최소 안전율을 1.5로 제안하고 있다.
- (4) 미국의 AASHTO LRFD Bridge Design Specification은 우리나라의 얇은기초 설계기준(한계상태설계법)과 동일하게 콘크리트와 지반 사이의 접촉면 마찰계수에 대해 현장타설 콘크리트는 $\tan \phi_f$ 를, 프리캐스트 콘크리트는 $0.8\tan \phi_f$ 를 적용하도록 제안하고 있다.
- (5) 미국의 AASHTO Standard Specification for Highway Bridges는 양호한 암반의 마찰계수는 0.7, 마찰각은 35° 이며, 활동에 대한 최소 안전율은 1.5로 제안하고 있다.
- (6) 미국의 FERC는 활동에 대한 최소 안전율에서 점착력을 고려하는 경우에는 3.0을, 점착력을 고려하지 않는 경우에는 1.5로 제안하고 있다.
- (7) 미국의 USBR은 활동에 대한 최소 안전율을 3.0으로 제안하고 있다.
- (8) 캐나다 CDA는 활동에 대한 최소 안전율을 1.5로 제안하고 있다.
- (9) 유로코드는 기초와 지반의 접촉면 마찰각에 대해 현장타설 콘크리트인 경우 지반의 마찰각을 그대로 적용하고, 프리캐스트 콘크리트인 경우 지반 마찰각의 75%를 적용하도록 제안하고 있다.
- (10) 노르웨이의 NVE는 암질에 따라 마찰각은 $40^\circ \sim 45^\circ$ 로, 활동에 대한 최소 안전율은 1.5로 제안하고 있다.
- (11) 스웨덴의 RIDAS는 양호한 암반의 마찰계수를 0.75로, 활동에 대한 기준 안전율은 1.35로 제안하고 있다.
- (12) 이상과 같이 국내·외 설계기준에 제시되어 있는 암과 콘크리트 접촉면의 마찰계수는 양호한 암반에서 0.6 ~ 0.75의 범위를, 활동에 대한 최소 안전율은 부착력을 무시할 경우 대부분 1.5를 적용하는 것으로 나타났다.
- (13) 앵커리지 설계 시 앵커리지와 지반 사이의 마찰계수는 설계기준의 값을 선택할 수 있으며, 현장의 지반 특성을 고려하여 보다 합리적인 설계를 위해서는 본 가이드라인 <부록 1>에 제시된 기초저면의 마찰계수 산정을 위한 시험법을 토대로 현장 마찰계수를 결정할 수 있다.

표3-7 국내외 암반과 콘크리트 마찰계수에 대한 설계기준

설계기준			암과 콘크리트 접촉면의 마찰계수	활동에 대한 최소 안전율
우리나라	얕은기초 설계기준	현장타설	$\tan \phi_f$	-
		프리캐스트	$0.8 \tan \phi_f$	-
	도로교설계기준		0.6	1.5
	구조물기초설계기준		-	1.5
일 본	도로교시방서·동해설		0.6	1.5
미 국	AASHTO LRFD	현장타설	$\tan \phi_f$	-
		프리캐스트	$0.8 \tan \phi_f$	-
	AASHTO Standard		0.70	1.5
	FERC	부착력 고려	-	3.0
		부착력 무시	-	1.5
	USBR		-	3.0
캐나다	CDA		-	1.5
유 럽	Eurocode	현장타설	$\tan \phi_f$	-
		프리캐스트	$2/3 \tan \phi_f$	-
노르웨이	NVE		마찰각 $40^\circ \sim 50^\circ$	1.5
스웨덴	RIDAS		0.75	1.35

제4장

중력식 앵커리지 설계

4.1 설계개요

중력식 앵커리지는 타정식 현수교에서 케이블로부터 전달되는 장력을 지지하는 구조물로, 지반의 지지력과 구조물의 전도 및 활동 등의 외적 안정성을 만족해야 한다. 보강거더를 지지하는 모든 하중이 현수 케이블 끝단에 집중되기 때문에 앵커리지는 매우 큰 하중을 받게 되며, 보통 케이블의 입사각이 작아서 케이블 하중의 수평분력에 의한 수평하중이 지배적이다. 따라서, 앵커리지는 뒷굽이 들리지 않도록 사다리꼴 분포의 지반반력 상태를 유지해야 하고, 저면 전단력이 수평하중에 저항할 수 있도록 활동에 대해 안전해야 한다. 중력식 앵커리지의 지지 메커니즘은 다른 앵커리지 형식에 비해 비교적 단순하나, 설계 시 지반 조건 및 앵커리지의 형상에 따라 안정성이 달라진다. 따라서 중력식 앵커리지의 거동을 정확하게 분석하여 보다 합리적인 설계를 위해서는 기초저면의 형태, 수동저항 등에 따른 안정성 검토가 필요하다.

4.2 지반조사

팔영대교 건설공사 실시설계를 위하여, 과업 구간의 지층 구성 및 지반 공학적 특성을 분석하여 설계에 필요한 지반공학적 설계 자료를 제공하기 위한 시추조사, 현장 시험 및 실내 시험을 실시하였다. 영남측 앵커리지 위치에 대한 지반 조사 결과로 나타난 지층구성은 표토층, 풍화암층 및 연암층의 층서를 나타내고 있으며, 지표하 약 1.3m에서 지지 기반암층인 연암층이 출현되었으며, 암 특성은 응회암이 분포하고 절리 및 균열이 발달된 것으로 나타났다. 조사 위치 및 토층 현황도는 그림4-1 및 그림4-2와 같다

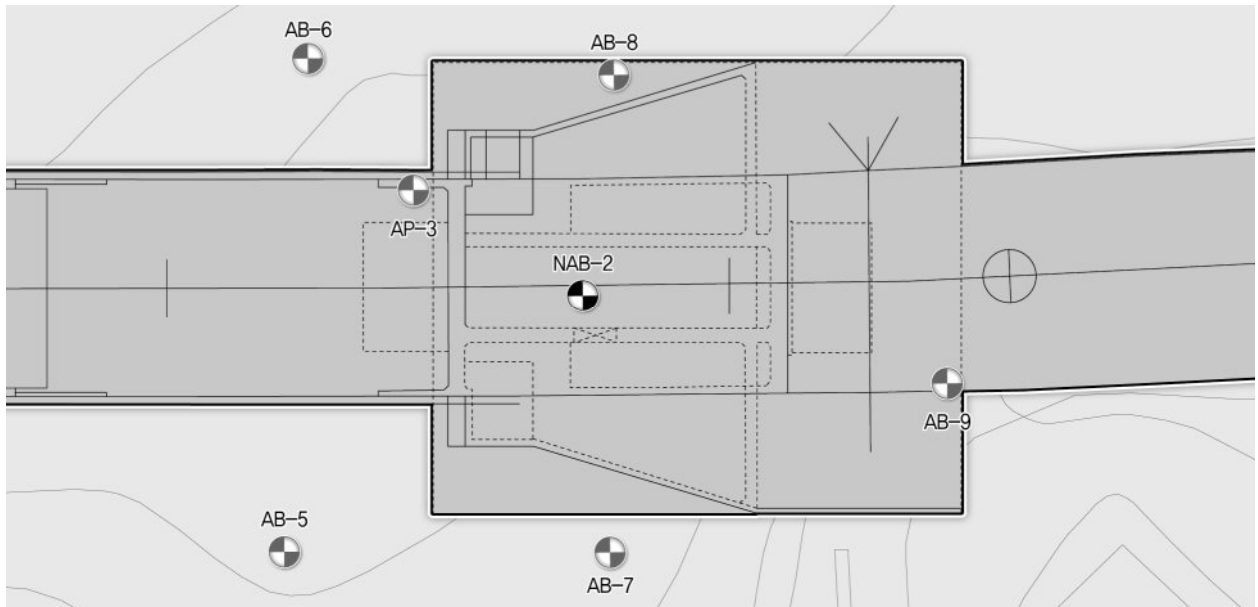


그림4-1 영남측앵커리지 시추조사 위치도

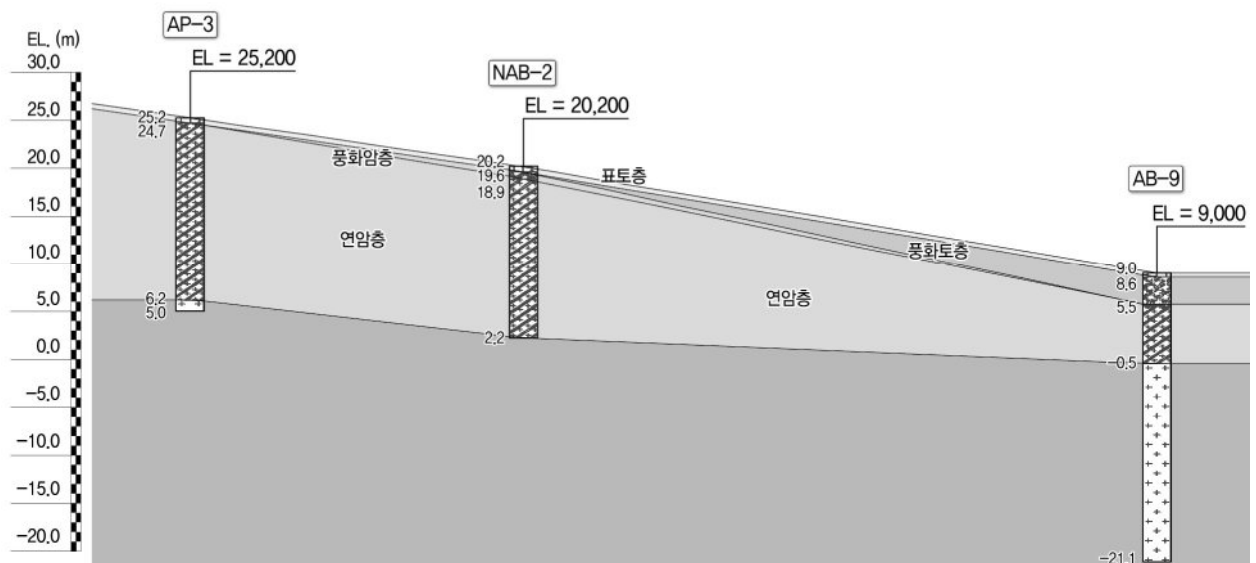


그림4-2 영남측 앵커리지 지층 단면도

지형 특성 분석을 위한 광역 조사로는 지형특성 분석, 지질도 분석, 노두 조사, 선구조 분석 및 해저 정밀 지형 탐사 등을 통한 지형 자료 확보 및 불연속면 방향성 확인 검토를 시행하였으며, 그 결과 교량 구간에 4개의 추정 구조선이 확인되었고 주방향은 북북동-남남서 방향으로 분석되었다.

또한 현장시추 조사를 실시하여 설계 정수에 대한 신뢰성을 향상시키고 실내 시험을 통하여 변형 특성 및 강도 특성 분석을 실시하고, 연속체 및 불연속체 설계 정수에 대한 비교 분석을 통하여 합리적인 지지층을 선정하였다. 영남측 앵커리지 위치의 암반특성은 RMR 23, RQD 10~50% 일축압축강도 30MPa이상이었으며, 취성 변형에 의한 파쇄대의 발달로 불규칙한 강도 분포 상태를 나타내고 있는 것으로 확인되었기 때문에 하부 경암층을 지지층으로 선정하였다.

지반조사 결과에 따른 설계 지반 정수는 표4-1 및 표4-2와 같다.

표4-1 연속체 설계정수

구 분		단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	내부마찰각 (°)	프와송비 (ν)	변형계수 (MN/cm ²)
연속체 정 수	풍화토	18	15	25	0.35	5
	풍화암	20	40	30	0.3	10
	연암	26	120~150	33~35	0.23~0.25	160~520
	경암	26	260~340	36~40	0.22~0.23	420~1,200

표4-2 불연속체 설계정수

구 분		방향	JCS	Kn	Ks	점착력	마찰각(°)	3D절리망
불연속체 정 수	Set1	85/188	11,980	8,520	115	247	40	
	Set2	73/169	5,840	2,080	14	35	30	
	Set3	73/078	9,100	3,960	33	177	39	

4.2 전체계 안정성 검토

앵커리지의 안정성 검토의 기본 방향은 앵커리지 기초 바닥면 경사를 고려한 안정 해석을 시행해야 한다. 암반위에 설치된 직접기초에 대한 설계기준을 적용하여 관용적 방법에 의한 전도, 활동 및 지지력에 대한 안정성 검토를 수행하고, 연속체 해석 및 불연속체 해석으로 안전성을 검증한다. 앵커리지의 위치 및 형상을 결정한 이후, 앵커리지 설계 적용안에 대한 안정성 검토를 수행하며, 앵커리지의 안정성 검토를 수행하기 위한 앵커리지의 개요도는 그림4-3과 같다.

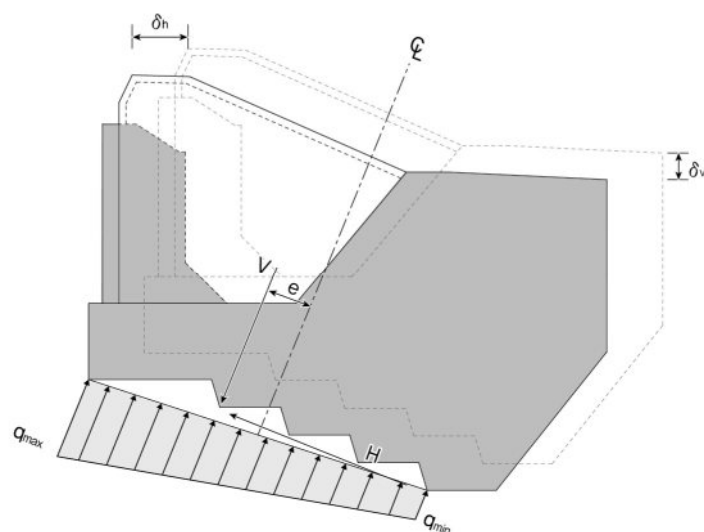


그림4-3 안정성 검토 개요도

관용적 방법에 의한 앵커리지의 전체계 안정성 검토 결과는 표4-3과 같다.

표4-3 관용적 방법에 의한 안정성 검토 결과

검토항목	검토 결과		안정기준		판정
전 도	편심(e)	4.05m	핵거리(B/6)	5.28m	O.K
활 동	안전율	4.0	기준안전율	2.0	O.K
지 지 력	최대반력	66.5 kN/m ²	허용지지력	2220 kN/m ²	O.K

4.3 구조체 안정성 검토

앵커리지 구체가 케이블 장력에 대하여 구조물 전체 안정성을 확보하고 지반으로 하중을 안전하게 전달함으로써 안전율을 확보할 경우, 구체 내부에서 구조체의 안전성을 검토하여야 한다. 이러한 앵커리지 구체의 안전성 검토 조건은 일본 하부구조 설계기준을 준용할 경우 그 상세 계산 과정은 다음과 같다.

(1) 케이블 펼침길이, 정착길이 검토 개요

중력식 앵커리지 앵커블럭의 구체 안전성 확보를 위하여 케이블에 대한 펼침길이(앵커스판 길이)와 정착길이(앵커프레임 매입 길이)를 검토한다. 현재까지 펼침길이에 대하여 정확하게 확립된 설계법은 없지만 앵커스판 내에서 스트랜드 위치별 응력 편차를 계산하여 그 길이를 결정하는 것이 일반적인 설계법이다. 그리고 정착길이는 케이블 장력과 가상 파괴뺄기의 자중 및 저면 전단 저항력의 비로 검토한다. 또한 기존의 교량의 설계사례를 분석하여 케이블 가설 공법에 따른 적용사례와 계산값을 비교 평가하여 적정성을 평가한다.

(2) 작용하중 산정

구체 안정성 검토를 위하여 고려한 상부 작용하중 및 검토 조건은 표4-4와 같다.

표4-4 구체 안정성 검토 조건

구 분	조 건	비 고
케이블 장력	1,356,390 kN/Cable	1면 케이블 당
케이블 입사각	25.7°	
케이블 굴절각	40.0°	

(3) 케이블 펼침길이 검토

① 기본식

가설이 완료된 시점에서 케이블의 스프레이 새들의 위치 O점이 교통 하중 등으로 인한 하중 증가에 따라 스트랜드가 TRIANGLElo 만큼 신장되어 S점까지 이동하였을 경우에 대하여 최상하층의 스트랜드의 길이 변화량의 차이로 인한 응력 편차량을 계산하여 케이블의 안정성을 확인하는 것으로 펼침 길이를 검토한다(이승우, 2003).

스프레이 새들 위치의 스프레이 점의 이동에 대한 영향을 검토하기 위한 개요도는 그림4-2와 같으며, 스프레이 점의 이동 방향은 수평방향에 대하여 $(\alpha + \theta_1)/2$ 의 방향이다.

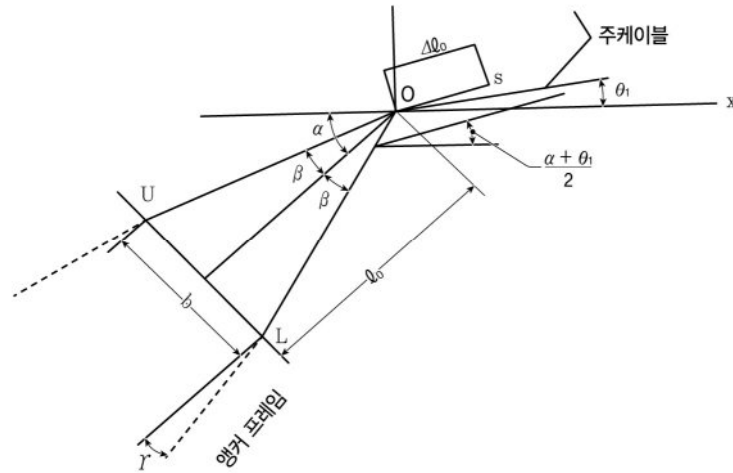


그림4-4 스프레이 점의 이동 개요도

x,y 좌표축에 대하여 S점의 좌표는 (양의 방향),

$$x = \Delta l_o \times \cos \frac{\alpha + \theta_1}{2} \quad (4-1)$$

$$y = \Delta l_o \times \sin \frac{\alpha + \theta_1}{2} \quad (4-2)$$

$$x' = l_a \times \cos (\alpha + \beta) \quad (4-3)$$

$$y' = l_a \times \sin (\alpha + \beta) \quad (4-4)$$

$$x'' = l_a \times \cos (\alpha - \beta) \quad (4-5)$$

$$y'' = l_a \times \sin (\alpha - \beta) \quad (4-6)$$

이로 부터, 신장된 최상하층 스트랜드의 길이 $\overline{US}$ 및 $\overline{LS}$ 는

$$\overline{LS}^2 = (x + x')^2 + (y + y')^2,$$

$$\overline{US}^2 = (x + x'')^2 + (y + y'')^2 \text{ 로 각각 계산한다.}$$

$$\text{이때, } \Delta l_o = l_a \times \varepsilon = \frac{\sigma_a - \sigma_o}{E},$$

$$H = \frac{wl^2}{8f} = \frac{78.5 \text{ Ac} \times l}{8n},$$

$$\sigma_o = \frac{T}{A_c} = \frac{H\sqrt{1+16n^2}}{A_c}$$

여기서,

l_a 는 최상하측 스트랜드 길이이며, $l_a = l_o / \cos(\beta)$ (l_o = 펼침길이),

θ_1 는 입사각(도),

α 는 굴절각(도),

H 는 케이블의 수평장력,

l 은 중앙경간장,

w 는 케이블자중에 의한 등가 등분포하중,

T 는 케이블 장력,

f 는 중앙경간 새그,

n 은 새그비,

σ_o 는 케이블의 허용응력을 나타낸다.

이로부터, 최상층 및 최하층 스트랜드간의 응력차 $\Delta \sigma$ 는 다음과 같이 계산한다.

$$\Delta \sigma = \varepsilon \times E = \frac{\overline{US} - \overline{LS}}{l_a} \times E \quad (4-7)$$

또한, 식 4-7을 삼각함수의 정리를 이용하여 간단하게 나타내면 다음과 같다.

$$\Delta \sigma = 2 \times (\sigma_a - \sigma_o) \times \sin(\beta) \times \cos \frac{(\alpha - \theta_1)}{2} \quad (4-8)$$

여기서, 팔영대교의 펼침길이 검토에 대한 설계 사례를 살펴보면 다음과 같다.

케이블 자중에 대한 등가 등분포 하중 $w = 78.5 \text{ MN}$

케이블의 허용응력 $\sigma_o = 720 \text{ MPa}$

케이블의 탄성계수 $E = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$

입사각 $\theta_1 = 25.76^\circ$, 굴절각 $\alpha = 40^\circ$, 스프레이각 $\beta = 7^\circ$

새들 이동방향 $k = 32.88^\circ$

새그 $f = 94\text{m}$,

새그비 $n = 1/9$

중앙경간장 $l = 850 \text{ m}$

스프레이장 $l_0 = 16 \text{ m}$

최상하단 스프레이장 $l_a = 16.12$

케이블 허용응력 $\sigma_a = 720 \text{ MPa}$

케이블 단면적 $A = 0.147 \text{ m}^2$

케이블 탄성계수 $E = 200,000 \text{ MPa}$

등가등분포 하중 $w=7.85 \text{ MN}$ 을 적용할 경우 스프레이새들이동량 $\Delta l_0 = 0.058 \text{ m}$

각 점의 좌표는 다음과 같고,

$x = 0.048, \quad y = 0.031$

$x' = 13.519, \quad y' = 8.779$

$x'' = 10.993, \quad y'' = 11.789$

최상하단 스트랜드의 길이는 $US = 16.178 \text{ m}$, $LS = 16.176 \text{ m}$ 로 계산되며,

최종적으로 응력 $\Delta \sigma = 21.69 \text{ MPa}$ 이다.

따라서 팔영대교의 경우 응력 변동량은 허용응력에 대하여 약 3%의 여유가 있으므로,

설계에 적용한 펼침길이는 새들의 이동량에 대하여 안전한 길이를 확보한 것으로 검토되었다.

(4) 케이블 정착길이 검토

① 앵커블록 켜기 자중

가정한 정착길이 및 파괴 각도 범위 내부에 포함된 앵커블록의 콘크리트 자중만을 고려하여 검토하며, 자중 계산 콘크리트 부분의 개요는 그림4-5와 같으며, 자중 계산값은 표4-3과 같다.

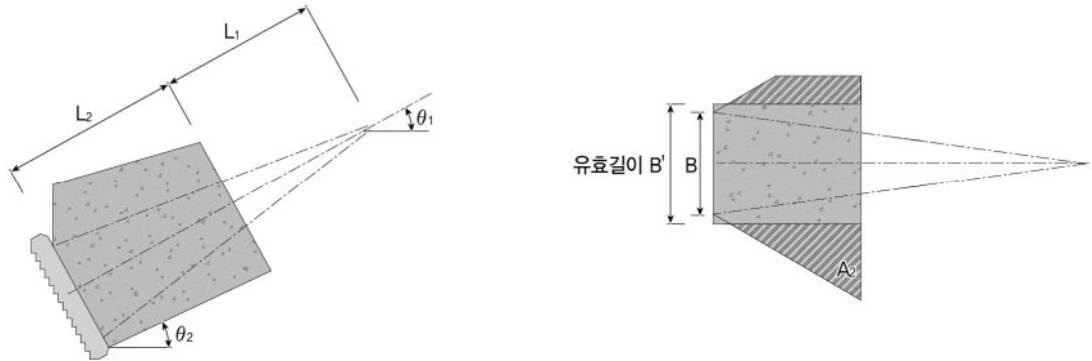


그림4-5 자중 검토 개요도

표4-5 정착장 검토 자중 계산값

정착장, L2(m)	면적, A1(m ²)	썰기파괴각, θ_2	유효길이, B'(m)	자중 W(kN)
17.0	285.475	18.706	9.9	70,949
18.0	290.879	19.748	10.5	76,073
19.0	311.111	20.707	11.0	85,392
20.0	331.700	21.583	11.4	94,659

주) * 콘크리트 단위중량 : 25 kN/m³, 단면적 A1과 A2는 CAD에서 산정(참고용 수치임)

② 전단응력 검토

가정된 정착장 길이별로 계산된 콘크리트 구체의 자중에 대하여 수식4-6을 사용하여 그림4-6과 같은 개념으로 가상 파괴면에 대한 전단응력을 검토한다.

$$\tau = \frac{T_h - W_h}{A} < \tau_a \quad (4-9)$$

여기서, A₂ : 가상 썰기파괴면의 단면적 = B' * L2

τ_a : 허용전단응력 = $0.08 \sqrt{f_{ck}} = 0.08 \sqrt{35} = 473 \text{ kPa}$ 이다.

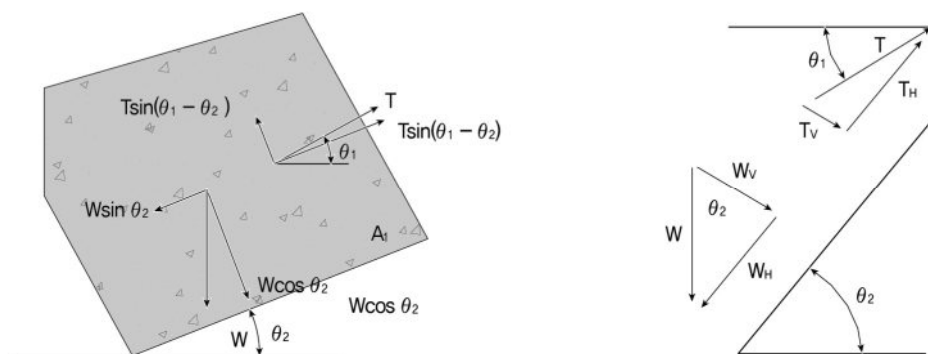


그림4-6 전단응력 검토 개요도

앵커리지의 정착 블록에 대한 구체 내부의 전단응력 검토 결과는 표4-5와 같다.

표4-5 전단응력 검토 결과표

정착장 (m)	W (kN)	W _h (kN)	T _h (kN)	A2 (m ²)	τ (kPa)	판 정
17.0	70,949	22,754	133,481	169	655	N.G
18.0	76,073	25,704	133,897	188	575	N.G
19.0	85,392	30,194	134,241	209	499	N.G
20.0	94,659	34,820	134,522	228	437	O.K

③ 활동 안정성 검토

최종적인 정착장에 대한 안정성 확인은 정착장 내부의 켄기블록이 가상 파괴면을 따라 미끄러지는 경우에 대한 활동안전율을 산정하여 수행한다. 이때 기준 안전율은 1.5로 검토한 검토 결과는 표4-6과 같으며, 활동 안정성 검토 결과 필요 정착장은 20m로 계산된다.

$$\begin{aligned}
 FS &= \frac{\tau_a + (W_h + f(W_v - T_v))}{T_h} \\
 &= \frac{\tau_a + (W \sin \theta_2 - f(W \cos \theta_2 - T \sin(\theta_1 - \theta_2)))}{T \cos(\theta_1 - \theta_2)} \geq 1.5
 \end{aligned}
 \tag{4-10}$$

여기서, FS = 전단마찰에 대한 안전율,

f = 저면마찰계수(콘크리트 전단 저항각)

표4-6 활동 안정성 검토 결과

정착장(m)	τ _a	W _h	W _v	T _v	T _h	FS	판 정
17.0	110,726	22,754	67,201	24,101	133,481	1.32	N.G
18.0	108,193	25,704	71,599	21,670	133,897	1.37	N.G
19.0	104,047	30,194	79,876	19,426	134,241	1.45	N.G
20.0	99,702	34,820	88,022	17,371	134,522	1.53	O.K

④ 수평지지력 검토

중력식 앵커리지가 설치된 지표면 근처에서 안정된 지지층을 확보할 수 있는 경우에는 기초전면에 작용하는 수동저항을 안전율로 나눈 값을 적용하여 허용 수평지지력으로 고려할 수 있다. 기초 전면 에 유효한 수동저항을 고려하기 위해 본 지침에서 제시하는 수치해석 방법에 따라 검토 후 앵커리지 전면부의 수동저항 충분히 발현되고 유효하다고 판단되는 경우 수평지지력으로 산정할 수 있다. 수동 저항 산정 방법에 대해서는 <부록 2>를 참조할 수 있다.

4.4 수치해석을 통한 안정성 검증

(1) 검토 개요

앵커리지의 설치 위치에 따른 형상 및 치수를 가정한 후, 경험적 설계 방법에 의해 전체계 안정성 검토, 정착길이 검토 및 구체 내부 안정성 검토를 수행하여 안정성 확인 절차를 완료한 이후, 설계 내용을 검증하기 위하여 수치해석을 수행한다. 상시 및 지진 시에 대한 설계하중에 대하여 구조물과 지반과의 상호작용을 고려한 해석을 수행하여 앵커리지 구조물의 안정성을 재검증하고 설계를 완료하는 것이 일반적이다. 안정성 검토를 위한 수치해석 방법에 대한 주요 내용은 부록 4에 제시하였다.

(2) 해석 모델

최종적으로 앵커리지의 안정성을 수치해석으로 검증하기 위해서 복잡한 구조물 특성과 지반 특성을 반영한 2차원 또는 3차원 솔리드(solid)요소로 모델링하여 지반-구조물 상호 작용을 고려한 해석을 수행한다.

중력식 앵커리지의 장기안정성 확보를 위해 연직방향 안정성(지지력 및 침하)과 수평방향 안정성(수평지지력 및 수평변위)이 확보되어야 하고 굴착사면 안정성이 확보되어야 한다. 이를 위해 안정성 검토기준은 아래와 같이 정의하였다.

1) 연직방향 안정성 및 전도안정성 검토

- 허용연직지지력 > 연직지반반력(허용연직지지력 = 극한연직지지력 / 3(상시), 2(지진시))
- 허용연직침하(25.0mm) > 구조물하중에 의한 연직침하
- 전도안정성 → 케이블하중 작용 시 앵커리지는 압축침하 유지

2) 수평방향 안정성

- 허용수평지지력 > 수평하중
 - 허용수평지지력 : 수치해석에 의한 극한수평하중
 - 수평하중 : Cable 하중의 수평분력
- 허용수평변위 > 케이블 설계하중에 의한 수평변위
 - 허용수평변위 : 수치해석에 의한 케이블하중-수평변위 곡선을 산정하여 곡선상 탄성영역내의 수평변위
 - 수평변위 : Cable 설계하중에 의한 수평변위

3) 굴착시 굴착사면의 안정성 검토

- 굴착사면의 최소안전율 = 1.1
- 굴착배면 지하수위를 고려하여 정상류해석을 통한 간극수압을 고려
- 3차원 공간상 사면안전율이 취약한 위치를 수치해석을 통해 파악

그림 4-7은 연직방향 안정성 검토에 대한 사례를 나타낸다.

파괴시 응력이 30,000kN/m²으로 평가되었고, 안전율 3을 나누면 허용지지력은 10,000kN/m²으로 산정되었다. 수치해석에 의한 허용지지력은 10,000kN/m² > 설계하중 876kN/m² 으로 앵커리지의 연직지지력 안정성을 확인할 수 있었다.

그림 4-8은 침하 및 전도 안정성 검토에 대한 사례를 나타낸다.

최대연직침하 발생위치는 앵커리지 시공직후에는 뒷굽측에서 11.17mm으로 발생하고 있으며, 케이블 하중 작용 시에는 전면부에서 8.774mm으로 나타나고 있다. 이는 앵커리지 시공직후에는 앵커리지 자중에 의한 침하가 지배적이며, 케이블 하중 작용 시에는 케이블 하중에 의한 침하가 지배적이기 때문이다. 최대침하는 11.17mm으로 허용연직침하(25.4mm)보다 연직침하 안정성을 확인하였다.

앵커리지 시공직후 부등각변위는 $\frac{11.17 - 7.056}{50,000} = 0.08 \times 10^{-3}$ 이며, 케이블 하중 작용 시 부등각변위는 $\frac{8.774 - 6.703}{50,000} = 0.04 \times 10^{-3}$ 으로 평가되었다. 부등침하는 케이블 하중으로 인해 오히려 안정화 되었다. 따라서 최대부등각 변위는 0.08×10^{-3} 으로 허용부등각변위 ($\frac{1}{500} = 2.0 \times 10^{-3}$) 보다 작아 앵커리지의 부등침하 안정성을 확인할 수 있었다.

또한 케이블하중 작용 시에도 앵커리지 기초지반은 항상 압축상태를 유지하고 있으므로 전도에 안정하다고 판단할 수 있다.

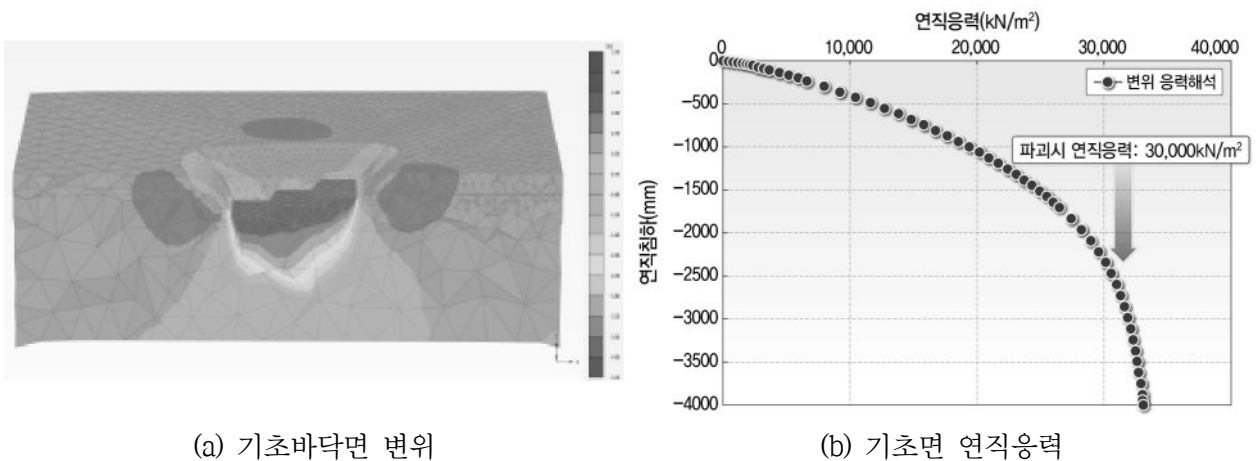
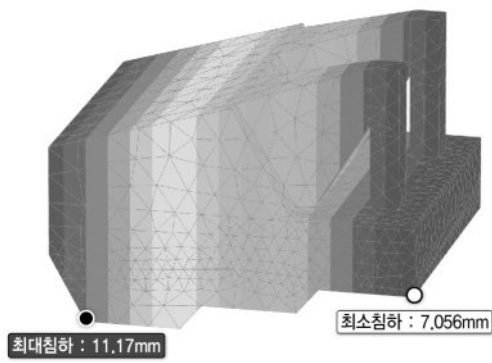
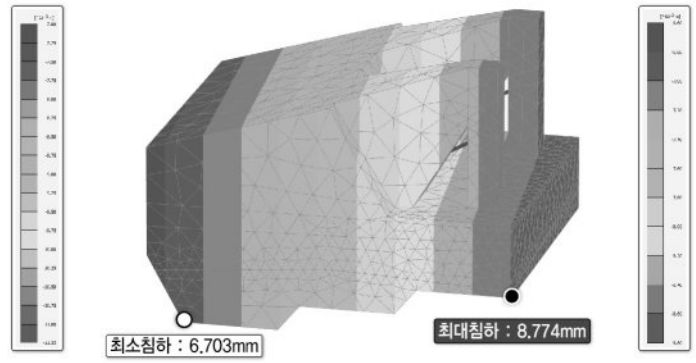


그림4-7 연직방향 안정성 검토



연직침하 11.17mm < 25.0 mm 안정
 부 등 각 $0.08 \times 10^{-3} > 2.0 \times 10^{-3}$ 안정
 전 도 압축침하상태유지 안정

(a) 앵커리지 설치 직후



연직침하 8.774mm < 25.0 mm 안정
 부 등 각 $0.08 \times 10^{-3} > 2.0 \times 10^{-3}$ 안정
 전 도 압축침하상태유지 안정

(b) 케이블하중 작용 후

그림4-8 침하 및 전도 안정성 검토

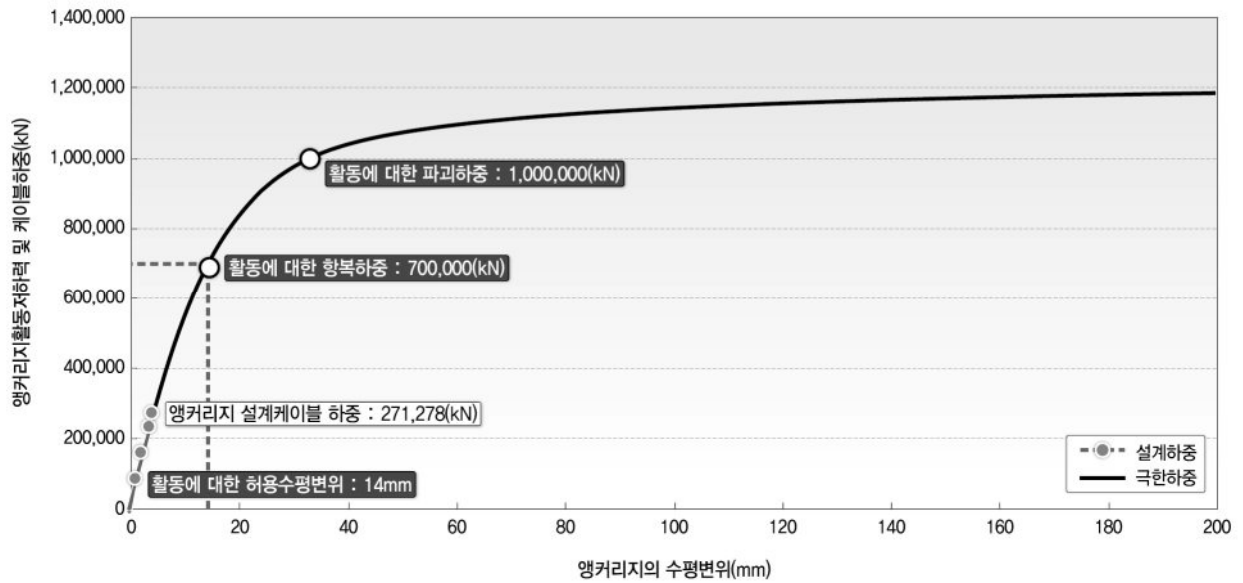
그림 4-9는 수평방향(활동) 안정성 검토에 대한 사례를 나타낸다. 활동에 대한 극한하중(파괴하중) 즉 중력식 앵커리지의 극한지지력은 1,000,000(kN)으로 평가되었고, 중력식 앵커리지의 항복지지력(탄성과 소성 경계)은 700,000(kN)으로 산정되었다. 또한 탄성영역이내의 수평변위 즉 허용수평변위는 14mm으로 검토되었다.

산정된 활동안전율 $F.S. = \frac{1,000,000(\text{kN})}{271,278(\text{kN})} = 3.69$ 으로 나타나 최소 활동안전율 2.0보다 커 수평방향(활동) 지지력은 안정한 것으로 평가되었다.

또한 설계하중(271,278(kN)) 작용 시 중력식 앵커리지의 수평변위는 4.4mm으로 나타나 허용수평변위(14mm)보다 작아 수평방향 변위는 안정한 것으로 확인되었다.

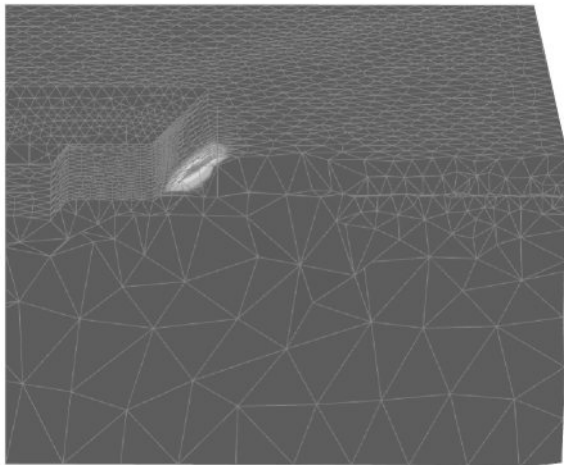
그림 4-10은 굴착에 따른 안정성 검토에 대한 사례를 나타낸다.

지반굴착시 최소안전율 발생위치는 앵커리지 전면부 아래측으로 판단되며, 이때의 안전율은 1.562으로 최소안전율기준($F_s(\min)=1.1$)보다 커 굴착중 지반붕괴가능성은 없는 것으로 평가되었으나, 굴착중 전면부 굴착사면의 안전관리가 필요할 것으로 판단된다.

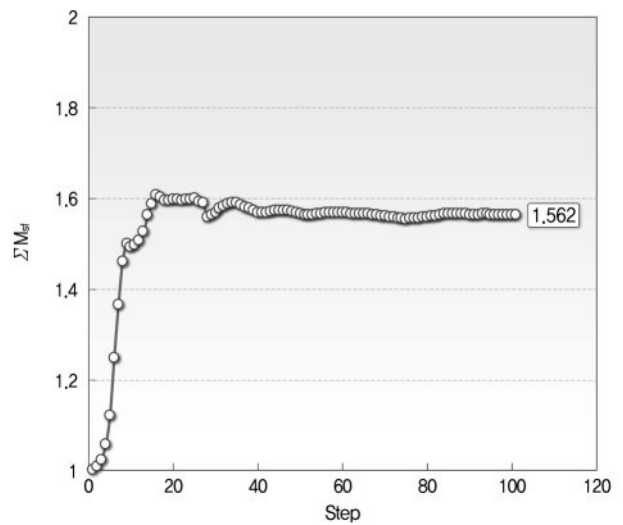


- 활동안전율 = $1,000,000(\text{kN}) / 271,278(\text{kN}) = 3.69 > \text{최소 활동안전율 } 2.0$
- 수평변위 = $4.4\text{mm} < \text{허용수평변위 } 14\text{mm}$

그림4-9 수평방향(활동) 안정성 검토



(a) 예상활동면 깊이



(b) 최소안전율의 크기

그림4-10 강도감소법에 의한 굴착사면의 안정성 검토

제5장

터널식 앵커리지 설계

5.1 설계개요

현수교의 앵커리지 형식 중 하나인 터널식 앵커리지는 주변 암반의 강도특성 및 불연속면 특성, 앵커리지 단면 형상 등을 분석하여 합리적으로 가정한 파괴각도 형태에 근거하여 인발저항력을 산정하고 활동에 대한 안정성을 검토해야 하지만, 국내 현행 설계법^{주1)}은 앵커리지 구체의 축방향 외면을 따라서 직선 파괴면을 가정하고 있다. 또한, 파괴형태뿐만 아니라 터널 굴착에 따른 이완 및 손상 암반의 설계 강도와 그 적용 범위에 대해서도 설계기준이 정립되어 있지 않은 상태이므로 이에 대한 개선이 필요한 상태이다. 그러나 현실적으로 실제 시공사례가 거의 없는 터널식 앵커리지에 대한 인발 거동에 대한 근거 자료가 부족하기 때문에, 설계 기준에서 터널 앵커리지에 대하여 파괴면을 설정하고 극한 인발저항력 산정 방법을 명확하게 제시하기 어렵다.

국내에서 처음으로 적용된 울산대교의 터널식 앵커리지의 설계는 일본에서 처음으로 설계 및 시공 완료된 시코츠이 세토 대교(Shimotsui-Seto, 1988)와 이로부터 개선 방안을 적용한 두 번째 설계인 쿠루시마해협 제3대교(Kurushima Kaikyo No.3, 1998)의 터널식 앵커리지 사례를 기본으로 하고, 일본도로교 설계기준을 참고하여 설계를 수행하였으며, 파괴단면은 선단 확폭부 외측 단면을 터널 축방향으로 연장한 면을 파괴면으로 동일하게 가정하였다. 일본에서도 안전측으로 검토하기 위해 앵커구체 축방향을 따라 파괴면이 형성되는 것으로 동일하게 가정하여 설계를 하였으나, 실제로는 확폭부 축방향과 방사방향으로 상당한 범위의 지반에 응력을 가하면서 주변 지반을 함께 밀어 올리는 켜기형태의 파괴를 보일 것으로 판단하고 있다(Kanemitsu 등, 1981; 竹内覺夫와 吉田好孝, 1984).

따라서, 본 지침에서는 터널식 앵커리지 설계에 대한 전체적인 내용과 가상파괴면에 따른 설계 방법을 제시하고 있다.

5.2 파괴형태

현수교 주케이블은 인장재에 연결하고, 인장재를 앵커리지 터널의 구체 표준 단면부를 관통하여 선단 확폭부 하단에 설치된 정착거더에 고정시킴으로써, 터널식 앵커리지의 콘크리트 앵커 구체에 인장력이 작용하지 않는 압축 앵커와 같은 기능을 유지하도록 계획한다.

이는 인장재에 선단에 케이블이 정착될 경우에 선단부에 집중되는 인장력으로 인해 콘크리트 앵커 구체 전면부에서 진행성 인장파괴가 발생하지 않도록 고려한 것이다. 그러므로 케이블 장력은 하부 정착거더에 직접적으로 작용하게 되므로 선단 확폭부 켜기 경사부분의 측면을 따르는 앵커구체의 축 방향으로 방사형태의 상당히 넓은 범위의 전면 지반에 압축응력을 가하게 될 것으로 판단해도 무리가 없을 것이다.

또한, 일본 혼슈시코쿠연결교 공단의 보고서에서도, 단면 변화가 없는 표준부의 앵커구체와 주변 지반 사이에는 터널 굴착공법, 라이닝 공법 및 본체 콘크리트 공법 등의 시공 조건에 의해 연속성이 없어지고 틈이 생기는 경우가 발생할 지라도, 압축력이 작용하게 되면 선단 확폭부 주변 지반과 앵커 콘크리트 구체가 다시 일체가 되어 암반의 다일러턴시(Dilatancy) 효과에 의해 선단부에서부터 상당한 범위의 주변 지반을 함께 밀어 올리는 켜기형태의 파괴를 보일 것으로 판단하고 있다.

그러나 설계 개념은 앵커리지 인발저항을 안전측으로 검토하기 위해 앵커 구체 확폭부 외측면의 축 방향의 파괴면을 따라 주변 암반과 함께 움직이게 되는 거동으로 가정하였으며, 이와 같은 설계 개념은 그림5-1에 나타내었다.

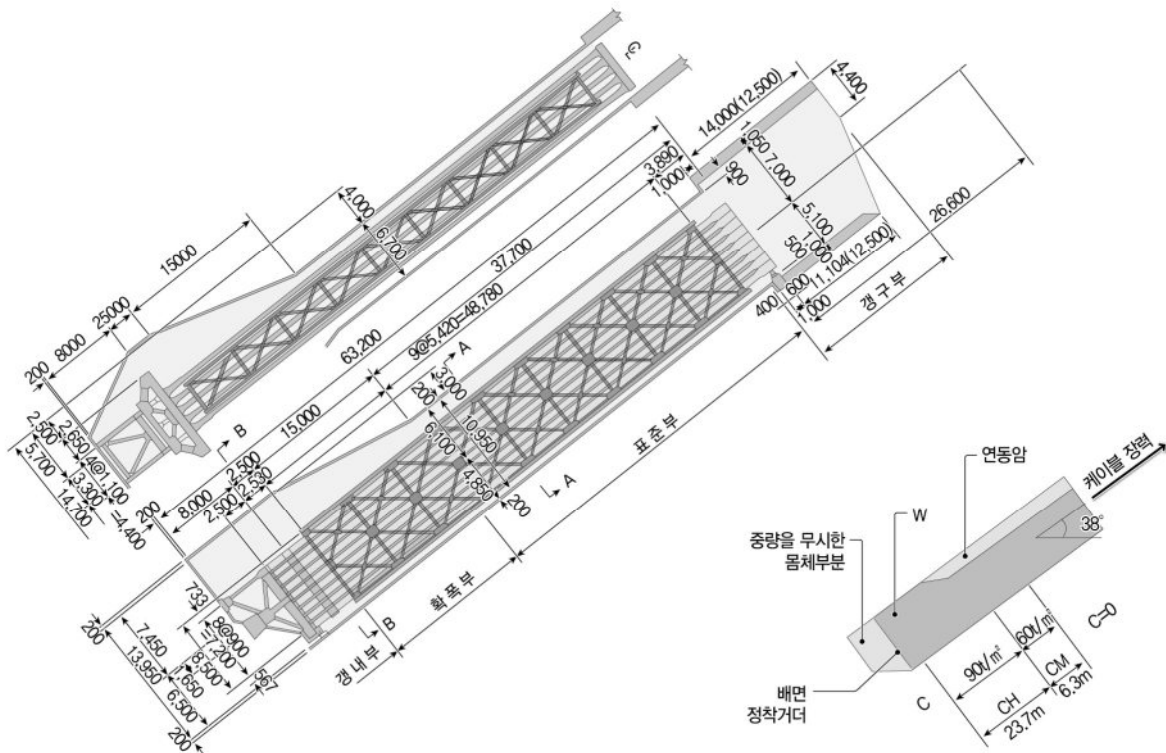


그림5-1 터널식 앵커리지 설계개념도
(Shimotsui-Seto Bridge, Kanemitsu 등, 1981)

또한 터널식 앵커리지 모델에 대하여 케이블 하중이 작용할 경우에 대한 수치 해석을 실시하고 주응력 벡터 방향 및 크기를 확인함으로써 선단 확폭부 주변 지반의 응력상태와 가정한 파괴 형태에 대한 설계 개념에 대한 해석 모델은 그림5-2와 같다.

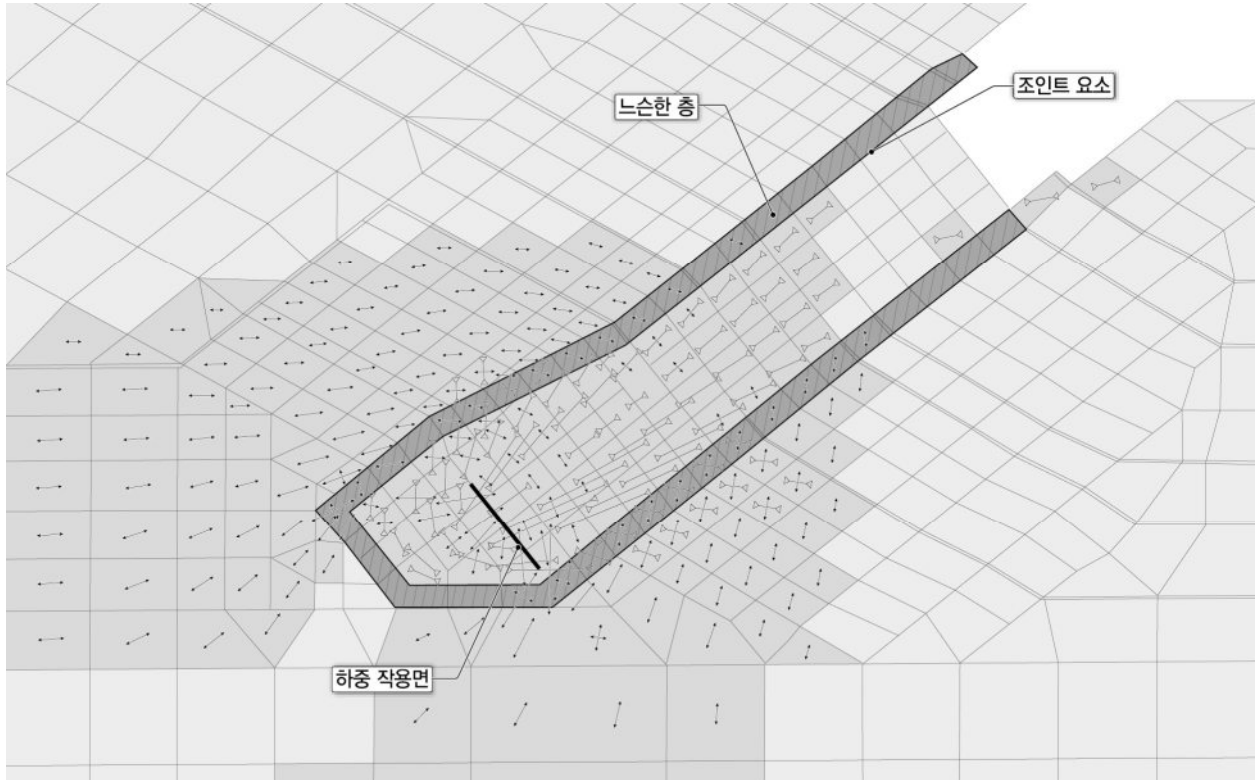


그림5-2 케이블 장력이 정착거더에 작용시 주응력도
(竹内覺夫 & 吉田好孝, 1984)

5.3 터널식 앵커리지 형상 및 크기

앵커구체 터널 단면의 형상 및 크기를 결정함에 있어서, 터널 굴착 작업 시의 지반 안정성을 위해 단면을 축소할 필요가 있지만 현시점에서는 대단면 터널 시공 기술의 발달로 인하여 단면 축소를 위한 노력은 큰 의미를 갖지 않게 되었으며, 터널 굴착과 내부 인장재 배치를 위한 최소작업 공간과 주 케이블로부터 앵커리지로 이어지는 스트랜드 수 등이 단면의 형상 및 크기를 결정하는 주요 결정 요인이다.

선단 확폭부 형태는 최초 검토 단계에서는 쐐기형태(wedge type)를 고려하였으나, 확폭부 형상을 만들기 위한 굴착 정밀도 확보가 어려운 점을 해결하고 단면의 상하 방향으로 전단 저항을 기대하기 위해 앵커헤드 형태(anchor head type)로 변경하여 검토하기도 한다. 그러나 실제 제3 Shimotsui-Seto 대교 A1에 대한 최종 설계는 본체와 지반에 응력 집중을 피하고 케이블 인발에 의해 앵커 본체와 연동하는 지반의 압축영역을 보다 광범위하게 하기 위해 최종적으로 그림5-10와 같은 쐐기형태(wedge type)로 하였다.

일본에서 확폭부 측면의 경사각은 확폭부에 반입하는 배면 크로스 거더의 가설 및 요구되는 작업공간을 감안하여, 앵커 본체 축에 대하여 15° 를 표준으로 하였다. 특히 선단 확폭부의 저면은 작업성을 고려하고 암 중량에 의한 영향으로 쐐기의 효과가 떨어진다고 판단하여 확폭으로 하지 않았다(來島大橋 アトンネルアンカレイジ検討, 1988).

5.4 암반의 설계 강도정수

터널식 앵커리지의 인발저항은 주변 암반의 전단강도 및 저항력 발현에 대한 가정 범위 크기에 따라 좌우된다. Shimotsui-Seto대교의 경우 기본적으로 현장 시험 및 실내 암석시험에 의해 앵커 축방향을 따라 암반 등급별로 설계 강도를 재산정하여 인발저항을 계산하였다.

Shimotsui-Seto대교의 설계 검토는 1973년부터 시작하여 설계가 완료된 1980년까지 계속되었으며, 단면형상, 앵커리지 형태, 점착 및 마찰저항 범위와 크기 및 자중과 측압에 대한 고려범위 등의 설계 매개변수에 대한 적용 방안을 다양하게 검토하여 터널식 앵커의 전체 저항력 계산식과 안전율을 결정하였다. 그 내용을 요약하면 다음과 같다.

초기(1973~1974)에는 선단 확폭부에 의한 연동암의 개념을 도입하지 않았으며, 앵커 구체와 직접 맞닿은 주변 암반과의 경계에서 인발저항이 발현되는 것으로 가정하였다. 앵커 구체 하부의 점착력(c)은 암반 등급별로 산정한 점착력을 그대로 적용하였고, 측면의 경우 $0.5c \sim 1.0c$, 상부의 점착력은 (무시) $\sim 0.2c$ 를 고려하고 있다.

이후(1977~1980)에는, 앵커헤드 형태 및 터널 형상에 대한 변경을 거쳐 최종적으로 켄기형태를 확정하고 연동암(또는 상부암)은 고려하고 상부의 점착력은 전혀 고려하지 않는 것으로 확정하였다. 앵커헤드 방식은 점착저항을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우로 나누어 검토하였으며, 점착저항 미고려의 경우 앵커구체 상부암의 중량을 추가로 반영하여 적용 기준 안전율을 2.0으로 동일하게 적용하였다.

Shimotsui-Seto대교에 대한 터널식 앵커리지 설계 체계에 대한 연도별 설계 개념에 대한 변화를 확인한 결과, 모든 검토 방법에서 풍화가 많이 진행된 지반의 점착력은 고려하지 않았으며, 1980년 초의 검토에서는 측면에 대한 마찰저항(μ 또는 $\tan \phi$)과 터널부 측압을 고려한 점이 주목되었다. 또한, 터널식 앵커리지에 대한 적용 안전율은, 초기 검토에서는 일본의 중력식 댐 기준이나 록앵커의 안전율 기준을 준용하여 3.0 이상으로 검토하였으나, 혼슈시코쿠 연결교공단 하부구조 설계기준(1977) 이후에는 직접기초의 활동에 대한 안전율 2.0을 적용한 것으로 확인되었다.

이에 대하여 일본 혼슈시코쿠 연결교공단에서는 Shimotsui-Seto대교 터널식 앵커리지 설계당시 터널 시공조건 등의 영향으로 가정한 활동 경계면의 하부, 측면 및 상부 인발저항력이 서로 상이하고 동시에 하부, 측면, 상부로 갈수록 불확실 요소가 많이 잠재되어 있을 것으로 판단하여 저감된 암반의 설계 강도정수를 적용하고, 기준 안전율은 2.0을 유지하였다.

5.5 혼슈시코쿠 연결교공단 하부구조 설계기준 및 국내 설계사례

혼슈시코쿠 연결교공단 하부구조 설계기준(1977)과 국내 설계사례의 터널식 앵커리지에 대한 안정 검토 방법은, 터널 하단부 확폭부 외면을 따라 터널 축방향으로 가상 파괴면을 가정하고, 터널 구체의 자중, 마찰력 및 점착력의 3가지 저항력 요소에 대하여 점착력을 고려하는 경우와 고려하지 않은 경우의 두 가지 방법을 적용하였다. 점착력을 고려하지 않은 경우에 대한 검토는 원지반 암질의 불균형으로 인한 진행성파괴가 발생할 가능성이 존재하므로 터널 구체 외면과 접하는 암반의 점착력을 전범위에 걸쳐서 일정한 값으로 정확하게 산정하는 것이 어려운 점을 고려하기 위한 것이다. 터널식 앵커리지의 안정성 검토에 대한 저항력의 개요는 그림5-3과 같고, 마찰저항 및 점착저항에 대한 범위와 크기는 표5-1과 같다.

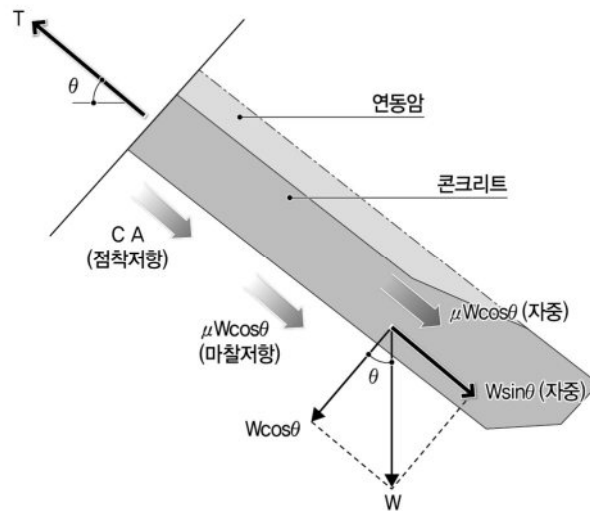


그림5-3 안정성 검토 개요도

표5-1 마찰력과 점착력 적용 범위 및 크기

마찰저항	점착저항

- 1) 자중(앵커구체+연동암), 마찰저항, 점착저항 고려
(기준 F.S=2.0)

$$F.S. = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta + c \cdot A}{T} \geq 2.0 \quad (5-1)$$

- 2) 자중(앵커구체+연동암), 마찰저항 고려
(기준 F.S=1.0(일본) 또는 1.1(국내))

$$F.S. = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta}{T} \geq 1.1 \quad (5-2)$$

마찰저항은 접하는 면의 상태에 따라 암과 암, 암과 콘크리트를 구분하여 앵커리지 저면부 면적에 대해 고려하였으며, 점착저항은 암과 암 사이의 저면과 측면 점착저항만을 고려하였으나, 연동암 상단 크라운 부분은 점착저항을 고려하지 않았다. 또한 터널 굴착시 손상암반의 저항력을 완전손상(굴착면으로부터 0~1.0m)과 부분손상(굴착면으로부터 1.0~2.0m) 영역으로 구분하여 마찰 및 점착저항력을 무시 또는 감소시켰다.

Shimotsui-Seto대교는 풍화가 많이 진행된 지반의 점착력은 고려하지 않았지만, 국내 사례의 경우 암반 등급별 설계정수를 차등 적용하고 앵커 본체 길이 방향의 전 구간에 대해 인발 저항력을 반영하고 있다. 이와 같이 마찰 저항과 점착 저항부에 대한 적용 부위별 적용 값과 관련하여, 국내 터널식 앵커리지에 적용한 마찰 및 점착 저항에 대한 적용 범위와 적용값은 그림5-4, 그림5-5 및 그림5-6과 같다.

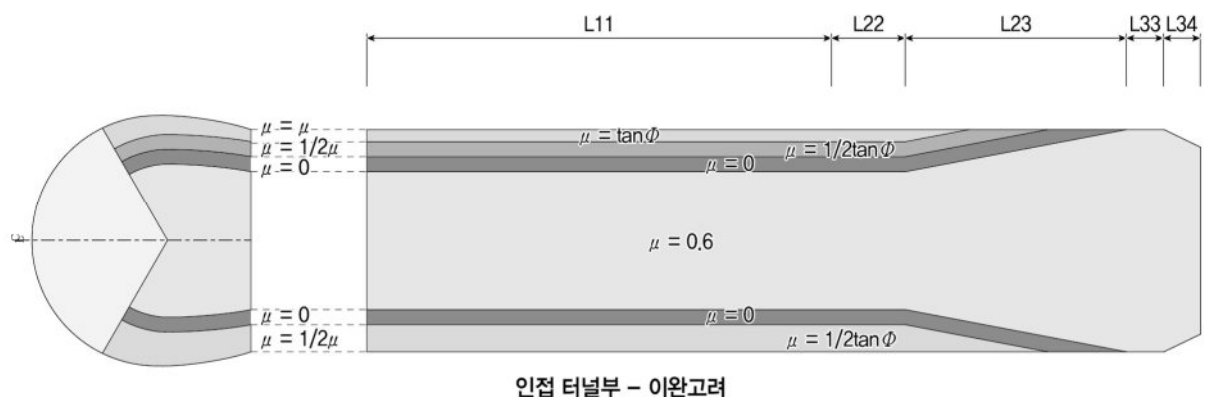
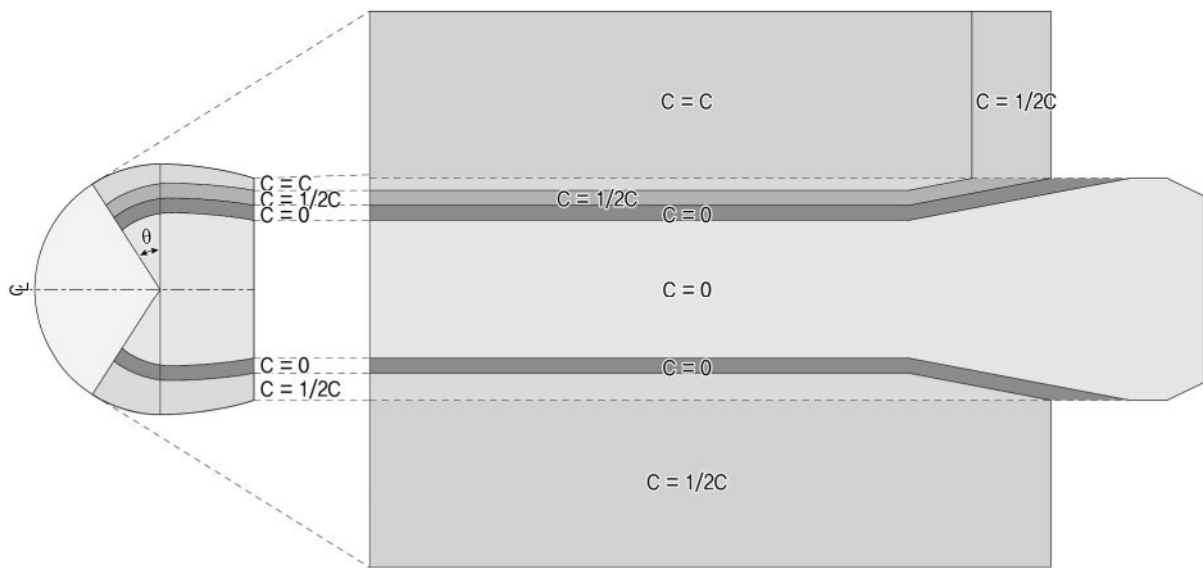


그림5-4 마찰 저항 범위 및 적용값



인접 터널부 - 이완고려

그림5-5 점착 저항 범위 및 적용값

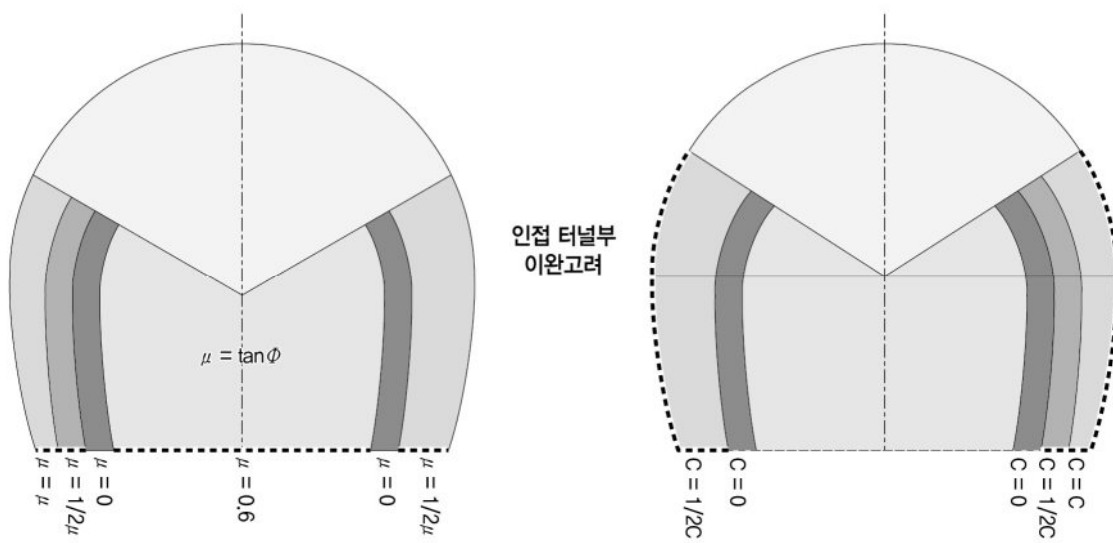


그림5-6 마찰 및 점착 저항값 및 범위

5.6 터널식 앵커리지 인발저항력 산정

(1) 인발하중이 작용하는 구조체 파괴형태 고찰

현수교 터널식 앵커리지와 유사한 형태의 기존의 구조체는 앵커볼트, 깊은기초 및 지반앵커 등이 있다. 각각의 규모와 구조체가 설치된 매질의 특성이 모두 다르지만 그 거동을 고찰해 보는 것이 현수교 앵커리지의 거동 및 파괴형태를 예측하는데 도움이 될 것이다. 지반앵커의 인발파괴 모델은 앵커 수직 마찰면을 따른 플러그 파괴형태, 앵커리지와 연동암을 포함한 켜기 파괴형태(직선 또는 원호)로 구분할 수 있다. 또한 지반에 설치된 무리말뚝의 인발파괴 형태는 점성토와 사질토에 따라 플러그 파괴형태와 켜기 파괴형태로 구분하여 저항력을 계산하고 있다.

(2) 앵커볼트의 파괴

앵커볼트의 파괴형태는 앵커볼트 인장 파괴, 앵커 플러그의 인발, 콘크리트 콘 파괴(Lee 등, 2001; Barnet & Bajer, 2011) 등으로 정의되면 파괴시험에 대한 개요는 그림5-7과 같다.

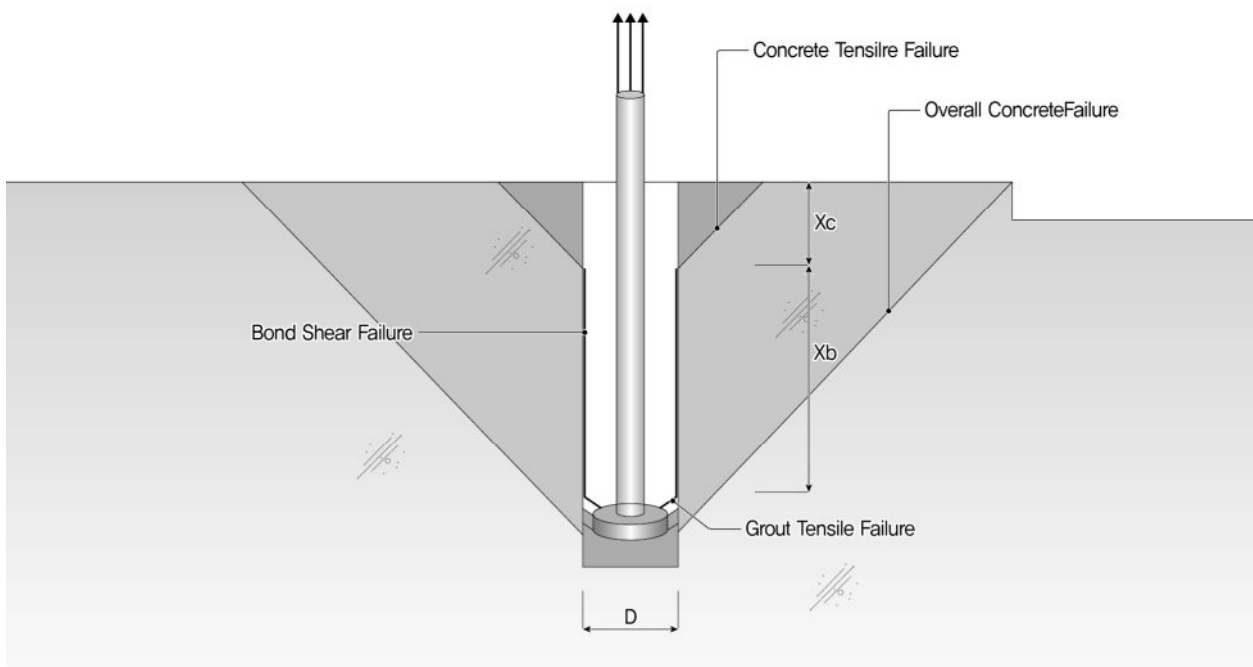


그림5-7 앵커볼트 파괴 시험 개요

이때, 앵커볼트 인장 파괴는 앵커볼트 자체가 인장력에 대하여 파괴가 되는 것이며, 앵커 플러그의 인발은 콘크리트 블록에 매입된 앵커볼트의 주변 그라우트와 콘크리트 접촉부에 파괴가 발생하는 것이고, 콘크리트 콘 파괴는 앵커에 부착된 콘크리트가 콘 형태로 파괴되는 것으로, 각 앵커볼트의 파괴 형상은 그림5-8과 같다.



앵커볼트 인장 파괴

앵커 플러그의 인발

콘크리트 콘 파괴

그림5-8 앵커볼트 파괴 형태

또한 ACI 349-97(1997)에서는 앵커볼트 설계 시 콘의 각도를 45° 로 규정하고 있고, 이후 개정된 ACI 349-01(2001)에서는 Concrete Capacity Design Method를 채택하여 파괴 콘의 각도를 앵커 축으로부터 55° 로 규정하였다.

(3) 깊은 기초의 인발 파괴

1) 깊은기초의 인발 파괴에 대한 Meyerhof & Adams(1968)의 연구

Meyerhof & Adams(1968)는 점착력 c 와 마찰각 ϕ 를 모두 갖는 지반에 대하여 낮은 심도와 깊은 심도에서 대상기초의 인발력에 대한 파괴형태를 그림5-8과 같이 제안하고, 이로부터 원형 또는 직사각형 기초에 대한 극한인장력 산정을 위한 수식을 제안하였다.

원형 기초와 장방형 기초에 대하여 $H < D$ 인 경우 얇은 기초, $H > D$ 인 경우 깊은 기초로 보고 극한인발하중의 식을 정의하였다. 모델시험 결과에 의하면 사질토 지반의 평균 파괴각은 $\phi/4 \sim \phi/2$ 범위이며, 평균 $\phi/3$ 로 볼 수 있다. 여기에서, B 와 D 는 각각 기초의 폭과 심도이며, H 는 깊은 심도 기초로 거동하는 지반 내 구간이다.

3) 지반앵커의 인발 파괴

사질토 지반 지반앵커의 인발파괴 모델은 그림5-9와 같이 수직 마찰면 모델(vertical slip surface model), 지반 콘 모델(soil cone model), 원호 모델(circular arc model) 등으로 나누어 볼 수 있다 (Ilamparuthi 등, 2002).

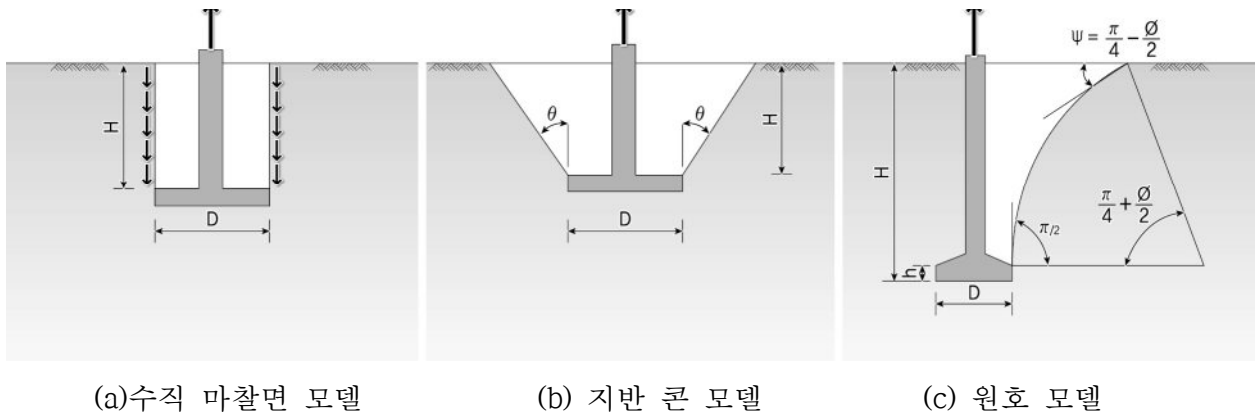


그림5-10 사질토 지반 지반앵커 파괴모델

수직 마찰면 모델은 앵커의 극한인발 하중을 앵커 직 상부의 실린더형 파괴면내부의 지반의 무게와 이 파괴면에서의 마찰저항력의 합으로 나타내며, 그림5-9(a)와 같다. Majer 등(1955)이 제안하였으며 극한인발 하중 추정 시 보수적인 결과를 주는 것으로 알려져 있다.

대체로 느슨한 사질토 지반(Rowe & Davis, 1982) 또는 앵커 시공 후 뒷채움이 잘 안된 지반(Das, 1999)에서 주로 나타나는 것으로 알려져 있다.

지반 콘 모델에서 앵커의 극한인발 하중은 떨어져 나간 콘 내부 지반의 자중과 같다고 보며, 파괴면에서의 마찰력은 무시하며, 그림5-9(b)와 같다.

콘의 각도 θ 는 보통 ϕ (Downs & Chieurrzzi, 1966; Murray & Geddes, 1987) 또는 $\phi/2$ (Macdonald, 1963; Clemence & Veesaert, 1977; Bobbitt와 Clemence, 1987)로 가정 한다. 원호 모델은 원호를 탄젠트 곡선(Balla, 1961) 또는 피라미드 모양 곡선(Meyerhof와 Adams, 1968) 등으로 가정하며, 그림5-9(c)와 같다.

점성토 지반 지반앵커의 인발파괴는 얇은 심도의 경우 연약점토에서 수직 마찰면 모델과 같이 거동하며, 견고한 점토에서는 약 45° 의 각도로 지반 콘 모델에서와 같은 파괴형태를 보인다. 그러나 지반 앵커의 심도가 한계 근입비를 초과하는 경우 국부적인 전단파괴가 발생하며 파괴면은 지표까지 확장되지 않는다(Das, 1987).

4) 앵커리지의 파괴형태 분석 및 고찰

구조체 자체의 인장파괴를 가정하지 않을 경우, 인발력이 작용하는 구조체의 파괴형태는 파괴면을 앵커저판 직 상부의 실린더 형태로 가정하는 수직 마찰면 모델, 파괴면을 콘 형태로 가정하는 콘모델, 원호 형태로 가정하는 원호모델의 적용이 가능하다.

수직마찰면 모델의 경우 터널식 앵커리지에서 앵커리지의 자중에 의한 반력과 앵커리지와 주변지반 경계 마찰력의 합력이 작용 인발하중보다 현저히 작은 경우에 발생할 수 있으며, 이 경우 시멘트에 매입된 앵커볼트의 인발 또는 깊은 기초의 인발과 가장 유사할 것으로 판단된다. 그러나 수직 마찰면 모델의 경우는 뒷채움이 제대로 안된 지반, 느슨한 사질토 지반, 연약한 점토 지반에서 나타나는 경우로 판단되며, 양호한 암반에 주로 적용되는 현수교 앵커리지의 경우, 발생 가능성이 거의 없을 것으로 판단된다.

모형시험 또는 실내시험에 의한 앵커의 실제 파괴 형태는 대부분 원호 형태이다. 그러나 원호형태 파괴를 고려한 앵커리지 극한 인발저항력의 산정은 실제 지반에서 앵커리지의 경사에 따른 파괴면의 추정, 지층 변동에 따른 지반정수의 변화 등의 이유 때문에 계산과정이 복잡하여 실무적으로 적용이 어려울 것으로 판단된다.

따라서 터널식 앵커리지의 설계는 지반 콘 모델로 단순화하여 적용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다. 한편, 지반 콘 모델을 적용하는 경우 얕은 앵커 깊이에서는 대개 보수적인 설계가 될 수 있고, 깊은 앵커에서는 오히려 인발 저항력을 과대평가될 수 있다(Illamparuthi 등, 2002).

5.7 플러그 파괴 가정 시 인발저항력

터널식 앵커리지의 인발 저항력 산정 및 설계에 있어서 가장 중요하게 선행되어야 할 것은 현장의 지지 지반조건과 인발거동 메카니즘을 적절히 반영한 파괴 형상의 가정이다. 기술자의 판단에 의해 고려할 수 있는 터널식 앵커리지에 대한 파괴 형상의 가정 및 적용 설계 정수에 대하여 다음과 같은 3가지 방법을 고려할 수 있다.

(1) 손상 암반의 저감된 강도정수 적용 (Case 1)

기존 설계방법을 적용할 경우 다음과 같은 가정을 통해 그림5-10과 같이 저항력에 대한 힘의 작용 방향과 크기를 고려하여 활동저항력을 계산한다.

- ① 앵커리지 파괴형태는 플러그 형태로 가정
- ② 선단확폭부 전면 연동암 및 콘크리트 구체 일체거동 가정
- ③ 터널 굴착면 주변 손상암반 강도정수 가정
 - 굴착면 ~ 1.0m : 점착력 0, 마찰계수($\tan \phi$) 0
 - 1.0~2.0m : 원지반 점착력의 1/2, 원지반 마찰계수의 1/2
 - 좌우측 앵커리지 사이(굴착면에서 1.0~2.85m)
 - 원지반 점착력 및 마찰계수의 1/2 (2.85m는 선단 확폭부에 의한 연동암 영역)
- ④ 연동암 상부 점착저항 무시
- ⑤ 활동면을 기준으로 수평분력과 수직분력의 작용 및 저항력을 구분하여 계산
- ⑥ 점착저항력을 고려하는 경우와 고려하지 않은 경우로 구분하여 안정성 검토를 수행

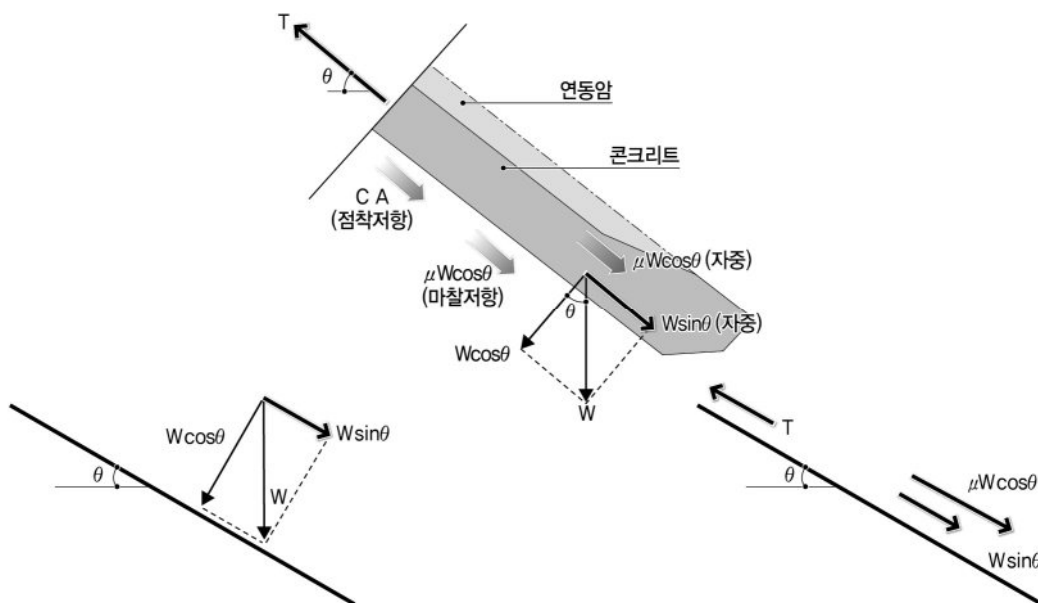


그림5-11 활동 안정성 검토 하중 개요도

이러한 플러그 파괴에 대한 안정성 검토는 표5-2와 같이 두 가지 경우에 대하여 안전성을 검토함으로써, 지반 상태의 변화 또는 굴착 작업으로 인한 지반의 이완을 고려한 불확실한 점착저항 발현에 대한 고려함과 동시에 자중에 대한 마찰 저항에 대한 최소 안전율을 확보하도록 하였다.

표5-2 플러그 파괴 인발저항력 산정 및 안정검토

마찰저항+점착저항 고려	마찰저항만 고려
$F.S. = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta + c \cdot A}{T} \leq 2.0$	$F.S. = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta}{T} \leq 1.0, 1.1$ F.S. : 1.0(일본사례), 1.1(국내사례)
T : 케이블 장력 θ : 케이블 장력 경사각(예상 활동면) W : 자중(앵커리지 구체 + 연동암) $\mu = \tan \phi$: 마찰계수 (ϕ : 암반 내부마찰각) c : 암반 점착력 A : 점착력 적용 면적	

(2) 손상을 고려한 암반의 강도정수 적용 (Case 2)

기존 설계방법(Case 1)은 터널 굴착시 손상 암반의 저항력을 완전 손상 영역과(굴착면으로 부터 0 ~ 1m)과 부분 손상 영역(굴착면으로 부터 1.0 ~ 2.0m, 좌우측 앵커리지 사이 1.0m ~ 2.85m)으로 구분하여 마찰 및 점착 저항력을 무시 또는 저감하였고, 연동암의 상부쪽 점착 저항은 고려하지 않았다. 그러나 터널식 앵커리지의 파괴형태를 Case 1과 같이 플러그 형태로 가정할 경우에도, ① 손상 암반의 강도정수 재평가와 ② 연동암 상부 점착저항 고려를 통해서 설계 방법을 개선할 수 있을 것이다.

기존 설계사례에서는 교란계수를 적용하여 손상 암반의 강도 정수를 재평가한 경우와, 원지반 강도 정수를 저감하여 사용할 경우를 비교, 검증하기 위하여 연속체 및 불연속체 해석에 반영하였다.

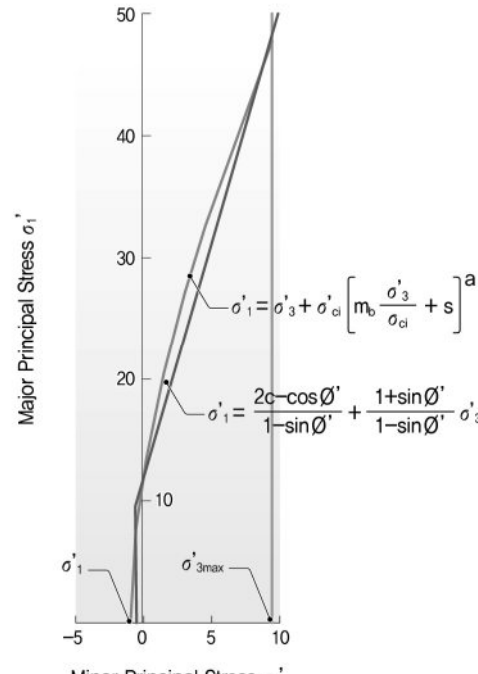
1) 터널굴착에 따른 손상 암반의 강도정수 재평가

인발저항력 산정 시 터널 굴착에 따른 손상영역의 암반전단강도를 완전히 무시하는 것은 불합리한 가정이며 또한 손상된 암석 블록간 엇물림(interlocking)을 감안하면 적정 수준의 암반강도 및 그에 따른 저항력을 인정하는 것이 합리적일 것으로 판단된다.

따라서 과거 일본 설계기준(1977)이 제정된 이후, 다수의 연구자들(Hoek 등, 2002; 이인모 등, 2003)에 의해 손상암반의 강도정수를 보다 합리적으로 반영할 수 있는 방안이 제시되었으므로, 이를 이용하여 적정 수준의 암반강도 및 그에 따른 저항력을 고려하는 것이 합리적일 것이다. 손상영역 범위의 경우 시공 중 터널 내부에서 탄성파시험(Sagong 등 2012)을 통해 평가가 가능하지만, 설계 단계에서의 평가가 어렵기 때문에 손상영역의 범위에 대한 가정은 그대로 준용하기로 하고, Hoek-Brown 파괴 기준에 따른 발파로 인한 암반 손상 및 응력이완 효과를 감안하기로 한다.

교란계수 D(Disturbance factor), 지질강도지수 GSI(Geotechnical Strength Index) 및 지반매개변수를 이용한 손상암반의 강도정수 산정에 관한 Hoek-Brown 파괴 기준(Hoek- Diederichs, 2006)은 표5-3과 같다.

표5-3 Hoek-Brown 파괴기준(Hoek & Diederichs, 2006)

$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$ $c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}}$	
여기서, $\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s \right)^a$ $m_b = m_i \exp \left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right)$, $s = \exp \left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right)$, $a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3})$ σ_{ci} = intact rock의 일축압축강도 $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$ m_i = 재료상수 m_b = 재료상수의 감소 값 s, a = 암반에 대한 상수, (intact rock, $s=1$)	

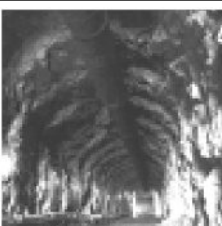
The rock mass modulus of deformation,

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100}} 10^{((GSI - 10) / 40) (GPa)}, \text{ For } \sigma_{ci} \leq 100 \text{ MPa}$$

$$E_m = \left(1 - \frac{D}{2}\right) 10^{((GSI - 10) / 40) (GPa)}, \text{ For } \sigma_{ci} > 100 \text{ MPa}$$

따라서 Hoek-Brown의 파괴규준으로부터 표5-4의 교란계수, 지질강도지수를 반영하여 손상 암반에 대한 등가의 Mohr-Coulomb 전단 강도식에 대한 등가 c' , ϕ' 를 결정하고, 또한 암반의 변형계수(Rock mass modulus of deformation)을 산정하여, 앵커리지 손상영역의 저항력을 재평가하였다.

표5-4 지질강도지수(GSI)와 교란계수(D)

지질강도지수 (GSI)							교란계수(D)				
절리를 가진 암에 대한 GSI (Marinos and Hoek, 2000)		표면상태	매우 좋음	좋음	보통	불량	매우 불량	암반의 외관	암반의 묘사	D의 제안값	
구 조		표면상태 불량 →									
	Intact or Massive	암 석 불 력 간 및 물 림 저 하 ↓	90				N/A	N/A		우수한 수준의 조절발파, TBM굴착	D=0
	Blocky		80							불량한 암반에서 발파 아닌 기계 또는 인력 굴착	D=0
	Very Block		70							임시 인버트 설치하지 않는 경우	D=0.5 (인버트없음)
	Blocky/Disturbed/ Seamy		60							경암 터널에서 매우 낮은 품질의 발파 (암반손상 2~3m)	D=0.8
	Disintegrated		50								
	Laminated/ Sheared		40								

교란계수는 발파손상 및 응력이완에 의한 교란의 정도에 따라 결정되는 계수이며, 이 값은 현장 암반에서 교란되지 않았을 때의 값인 0에서부터 매우 교란된 암반에 대해 1의 값을 적용한다

Cheng & Liu(1990)은 대만의 발전소 공동에서 변형계측을 실시하고 그 결과를 역해석하여 굴착면에서 2m 거리까지 발파로 인한 손상이 발생한 것을 확인하였으며, 손상된 암반의 강도 및 변형 특성치를 역해석한 결과 등가교란계수(equivalent disturbance factor)가 0.7임을 보고한 바 있다.

교란정도를 반영한 암반의 강도정수 c' , ϕ' 에 대한 산출식은, Rocscience社에서 제공하는 프로그램 RocData을 이용하여 계산한 결과는 그림5-11과 같다.

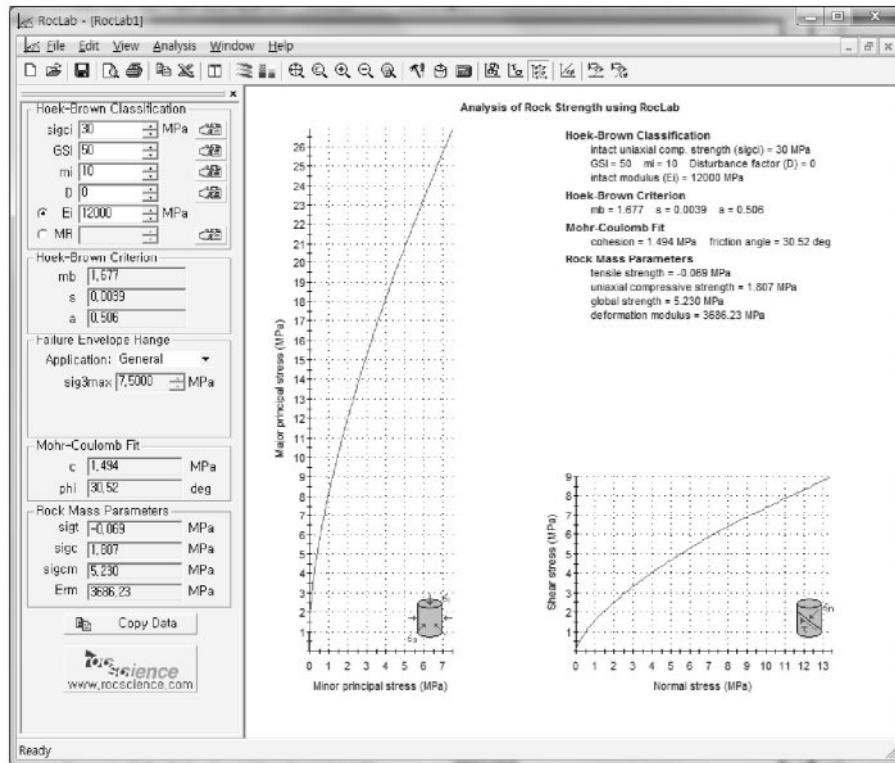


그림5-12 Rocscience社의 RocData 프로그램

또한 산출식을 MS Excel spread sheet를 이용하여 그림5-12 및 그림5-13과 같이 계산함으로써 간편하게 이용할 수 있도록 하였다.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
1	Hoek-Brown, equivalent Mohr-Coulomb failure criteria										
2	Hoek-Brown failure criterion(Hoek et al., 2002, Hoek&Diederichs,2006)										
3	- Hoek brown classification										
4	input	sigci=	30	MPa		ri=	0.02	MN/m ³	(빨간글씨는 입력값)		
5		GSI=	50			H=	15	m			
6		mi=	10			TYPE	0	(0, 1, 2)	type : 0=general		
7		D=	0						1=tunnel		
8		Ei=	12000	MPa					2=slope		
9											
10	Hoek brown criterion	mb=	1.677			calculation variable	sig3max=	7.5000			
11		s=	0.0039				sig3n=	0.250000			
12		a=	0.506								
13											
14	Mohr coulomb Fit	coh(c*)=	1.494	MPa	sigcm=	5.230	Cohesion				
15		phi(Φ*)=	30.52	degrees	k=	3.0631	Friction angle				
16											
17	Rock Mass Parameters	sigtm=	-0.069	MPa	Tensile strength						
18		sigc=	1.807	MPa	Uniaxial compressive strength						
19		sigcm=	5.230	MPa	Global strength						
20		Erm=	3686.23	MPa	Deformation modulus						
21											
22	item		step1	step2	step3	step4	step5	step6	step7	step8	sums
23	HB envelope	sig3	1E-10	1.07	2.14	3.21	4.29	5.36	6.43	7.50	30.00
24		sig1	1.81	8.53	12.57	15.94	18.97	21.77	24.40	26.92	130.89
25		sig1sig3fit	5.23	8.51	11.79	15.08	18.36	21.64	24.92	28.20	
26		ds1/ds3	14.21	4.31	3.38	2.96	2.70	2.53	2.40	2.30	34.79
27		sign	0.12	2.48	4.52	6.43	8.25	10.01	11.72	13.39	56.90
28		tau	0.45	2.92	4.37	5.53	6.52	7.39	8.19	8.925	44.29
29		signtaufit	1.56	2.95	4.16	5.28	6.36	7.39	8.40	9.385	

그림5-13 Excel Sheet를 이용한 Hoek-Brown 암반 정수 이용

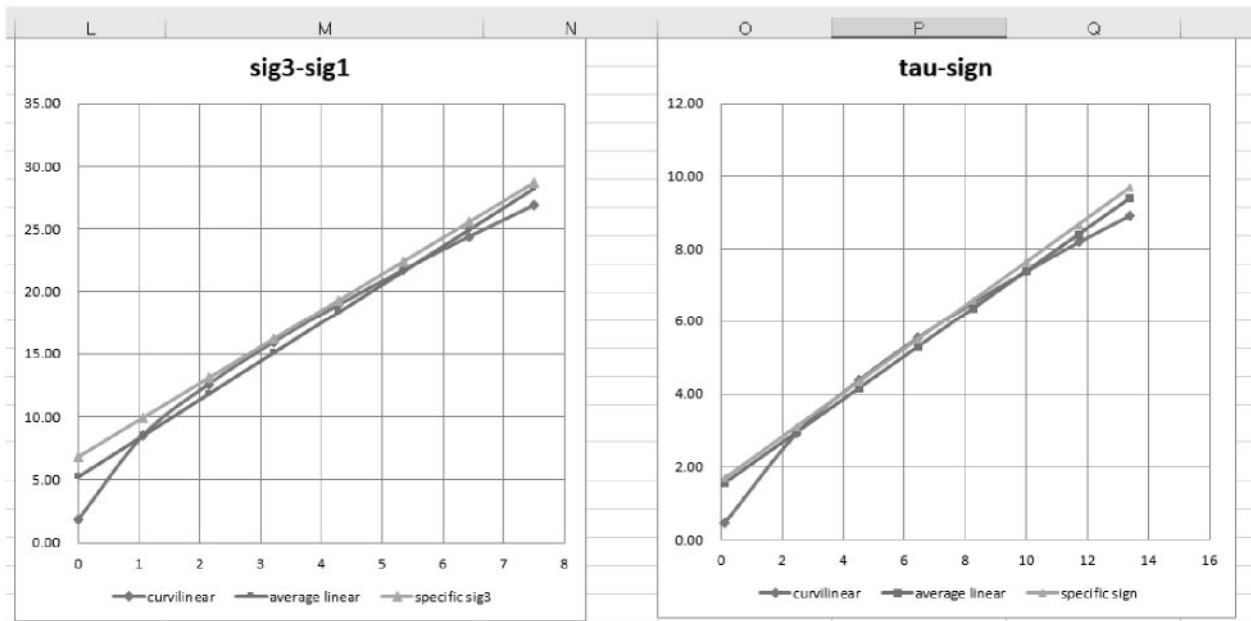


그림5-14 Excel Sheet를 이용한 파괴포락선 확인

2) 연동암 상부 점착저항 적용

국내 및 일본에서 적용한 기존 설계기법에서는 연동암 상부 점착저항을 무시하였으며, 이에 대한 명확한 적용근거가 설명되어 있지 않다. 그러나 연동암과 상부 주변암이 암반 연속체로서 암반 점착 강도에 의해 저항할 수 있기 때문에 앵커리지 파괴형태를 플러그로 가정할 때, 케이블 장력 작용 시 가상활동면의 점착저항력은 연동암 좌우 측면뿐만 아니라 상부 주변암이 암반 연속체로서 함께 작용한다고 보는 것이 보다 합리적일 것이다.

다만 연동암 상부 점착저항 적용 여부는 1970년대 일본에서도 적용 여부를 고심한 사례가 있으나 최종적으로 적용하지 않았으며 채택 또는 배제의 사유가 명확하지 않으므로 향후에 보다 세밀한 검토와 검증을 통해 조심스럽게 적용할 필요가 있다. 따라서, 현 설계에서도 연동암 상부 점착저항을 고려하지 않았다. 결과적으로 Case 2의 경우는 기본적으로 활동저항력을 산정하는 방법은 Case 1과 동일하며, 암반 강도 정수에 대하여 손상암반에 대한 강도정수 재평가를 추가하였다.

터널굴착에 따른 손상 암반의 강도정수 재평가 방법 및 활동 저항력 산정 방법은 다음과 같으며, 재평가 된 강도 정수에 대한 적용 범위는 그림5-14와 같다.

- ① 파괴형태 가정 : 플러그 형태
- ② 선단확폭부 전면 연동암 및 콘크리트 구체 일체거동 가정
- ③ 터널 굴착면 주변 손상암반 강도정수 가정
 - 굴착면 ~ 2.0m 및 좌우측 앵커리지 사이(굴착면~2.85m)에 대하여;
 - 모두 Hoek-Brown 파괴기준의 c' , ϕ' 의 강도정수 적용

- ④ 연동암 상부 점착저항 무시
- ⑤ 활동면을 기준으로 수평분력과 수직분력의 작용 및 저항력을 구분하여 계산
- ⑥ 점착저항력을 고려하지 않은 경우와 점착저항력을 고려하는 경우로 구분하여 안정성 검토를 수행

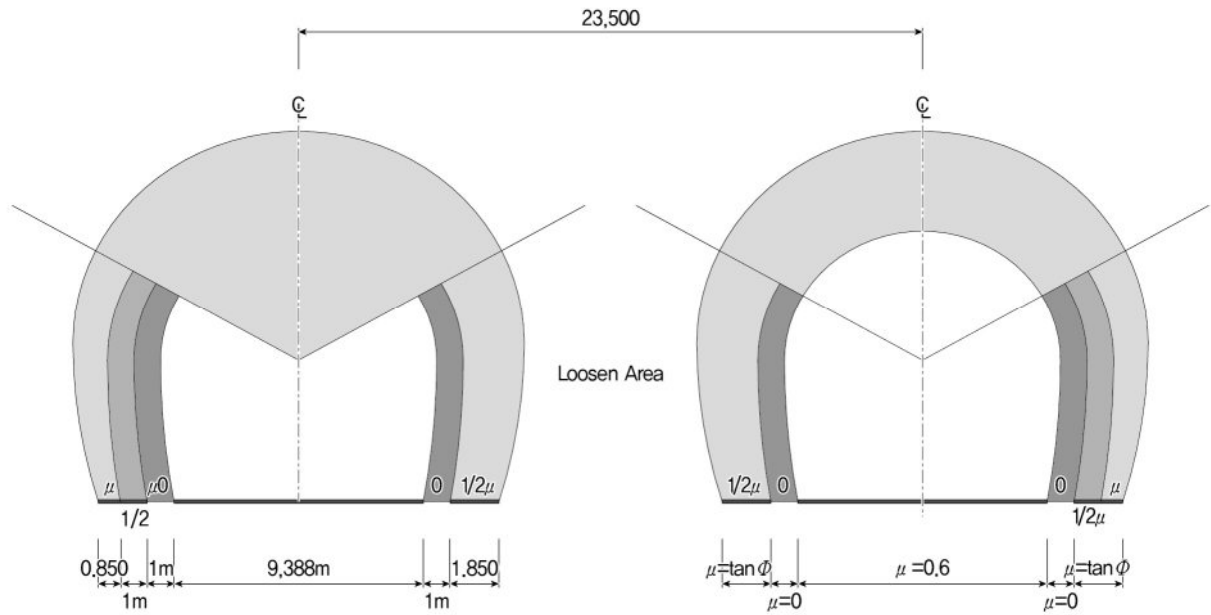


그림5-15 암반 손상을 고려한 강도 정수 적용 범위

5.8 썰기 파괴 가정 시 인발저항력 (Case 3)

썰기파괴 가정 시 터널식 앵커리지는 케이블하중에 대하여 암반썰기의 자중에 의한 마찰력과 전단력에 의해 저항하는 메커니즘을 지닌 것으로 가정하고 인발저항력을 산정한다.

국내에 적용된 방법은 암반썰기의 상부면과 측면에 대한 마찰저항은 무시하고, 저면의 마찰저항과 저면과 측면의 전단저항을 고려하여 케이블하중에 저항하는 것으로 하여 안전측으로 검토하고 있다. 이와 같은 저항 메커니즘과 다른 방법으로 검토하는 방법도 있지만, 아직까지는 설계법이 정립되지 않은 상태에서 설계기법을 최적화하여 실 설계에 적용하여 검토하기에는 다소 어려운 것이 사실이다. 따라서 현 설계 방법이 보수적인 설계일 수 있으나, 암반썰기 상부면의 점착저항을 고려하는 방안에 대해서는 앞으로 추가적인 검토와 시험 등을 통하여 실제 작용하는 점착력에 대한 신뢰도를 확보한 이후에 가능할 것으로 판단되므로 현시점에서 적용은 신중을 기할 필요가 있다.

또한, 썰기 파괴각을 결정하는 여러 이론이 있지만, 현재의 설계 기준 등을 참고하면 내부마찰각은 $\phi/2$ 를 고려하여 썰기중량을 산정하고 인발저항력을 산정하는 것이 적합할 것이다. 하지만, 이것에 관하여는 아직까지도 다양한 논의가 진행되고 있으며 썰기 파괴각에 대해서는 암반 상태와 주변 지형 현황 등을 면밀히 고려하여 적절한 파괴각을 검토하여 적용하는 것이 필요하다.

또한, 파괴 썰기에 대한 파괴선의 가정에 대한 불확실성과 플러그 파괴로 가정한 경우에 비하여 상대적으로 썰기의 크기가 커지는 점 등을 고려하여, 기준 안전율을 2.0에서 3.0으로 높게 적용하는 것이 보다 합리적인 설계 가정이며, 이로 인해 안전성 확보에 대한 신뢰도를 향상시킬 수 있을 것으로 판단된다. 이와 함께 각종 실내시험을 통해 안정성 검토에 영향을 끼치는 주요 설계 인자인 암반의 점착력과 내부마찰각 및 단위중량 등에 대한 정확한 값을 도출하여 썰기 파괴로 가정한 경우의 인발저항력을 산정하는 것이 합당할 것이다.

그러나 현재까지 터널식 앵커리지에 대한 파괴 형상을 썰기 파괴로 가정하여 설계한 경우는 확인되지 않았기 때문에 현재 상태에서 직접 설계에 적용하는 것은 곤란한 점이 있으며, 설계 개선을 위한 구체적인 연구가 필요한 부분으로 판단된다. 그러므로, 본 설계 가이드라인에서는 썰기 파괴로 가정한 경우에 대한 안정성 검토 방법 및 검토 기준에 대해서 개념만 다루는 것으로 한다. 썰기 파괴에 대한 저항력 산정 개요도는 그림5-15와 같고, 인발 저항력 계산식 및 기준 안전율을 표5-5에 제시하였다.

썰기파괴의 경우 다음의 가정 및 방법을 통해 활동저항력을 계산한다.

- ① 파괴형태 가정 : 썰기 형태(썰기각 $\phi/2$)
- ② 양측 앵커리지 중복단면 영향 고려
- ③ 지하수위는 안전측으로 하여 암반썰기 상단에 있는 것으로 가정
- ④ 가상 파괴블록 저면의 마찰저항만 고려(암과 콘크리트의 마찰저항은 무시)
- ⑤ 암반썰기 상부 점착저항 무시, 측면 일부 적용
- ⑥ 활동면을 기준으로 수평분력과 수직분력의 작용 및 저항력을 구분하여 계산
- ⑦ 점착저항력을 고려하지 않은 경우와 점착저항력을 고려하는 경우로 구분하여 안정성 검토를 수행

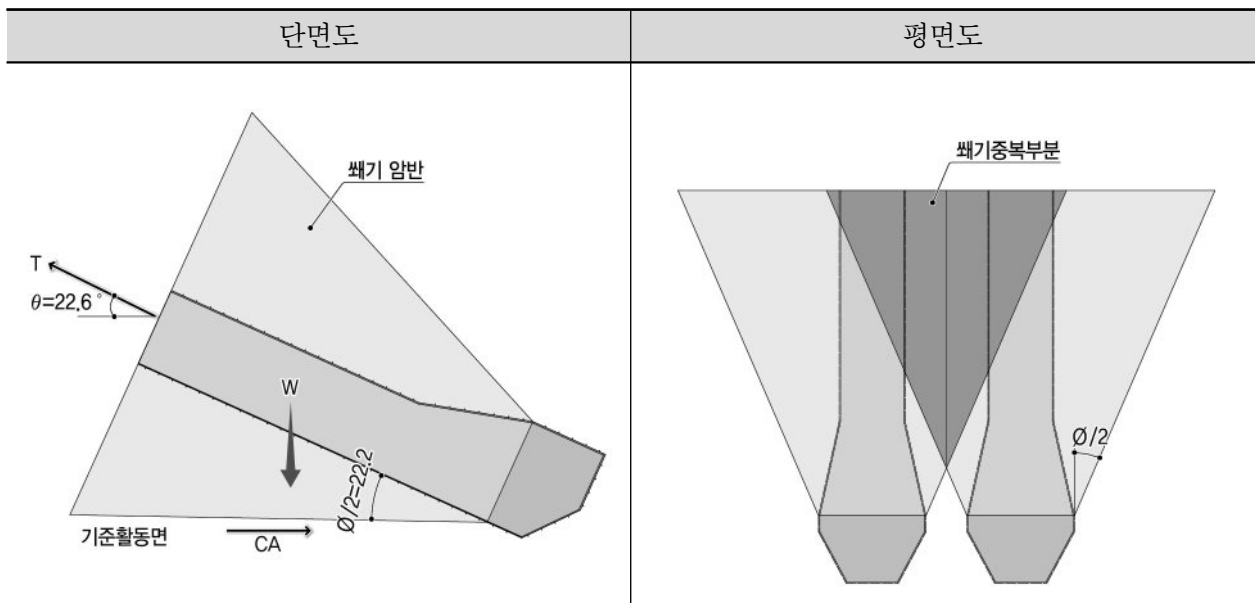


그림5-16 저항력 산정 개요도

표5-5 썰기 파괴 인발저항력 산정 및 안정검토(Case 3)

점착저항 고려 (기준 F.S = 3.0, 썰기파괴시)	$F.S = \frac{W \sin \theta' + \mu (W \cos \theta' - T \sin \theta') + c \cdot A}{T \cos \theta'}$
마찰저항만 고려 기준 F.S = 1.0(일본사례) = 1.1(국내사례)	$F.S = \frac{W \sin \theta' + \mu (W \cos \theta' - T \sin \theta')}{T \cos \theta'}$

5.9 수치해석을 통한 안정성 검증

(1) 검토 개요

앵커리지의 설치 위치에 따른 형상 및 치수를 가정한 후, 경험적 설계 방법에 의해 전체계 안정성 검토, 정착길이 검토 및 구체 내부 안정성 검토를 수행하여 안전성 확인 절차를 완료한 이후, 설계 내용을 검증하기 위하여 수치해석을 수행한다. 상시 및 지진시에 대한 설계하중에 대하여 구조물과 지반과의 상호작용을 고려한 해석을 수행하여 앵커리지 구조물의 안전성을 재검증하고 설계를 완료하는 것이 일반적이다. 안정성 검토를 위한 수치해석 방법에 대한 주요 내용은 부록 3에 제시하였다.

(2) 수치해석 결과를 이용한 안정성 평가방법

최종적으로 앵커리지의 안전성을 수치해석으로 검증하기 위해서 복잡한 구조물 특성과 지반 특성을 반영한 2차원 또는 3차원 솔리드(solid)요소로 모델링하여 지반-구조물 상호 작용을 고려한 해석을 수행한다.

터널식 앵커리지의 장기안정성 확보를 위해 수평방향 안정성(수평지지력 및 수평변위)이 확보되어야 하고 굴착사면 안정성이 확보되어야 한다. 이를 위해 안정성 검토기준은 아래와 같이 정의하였다.

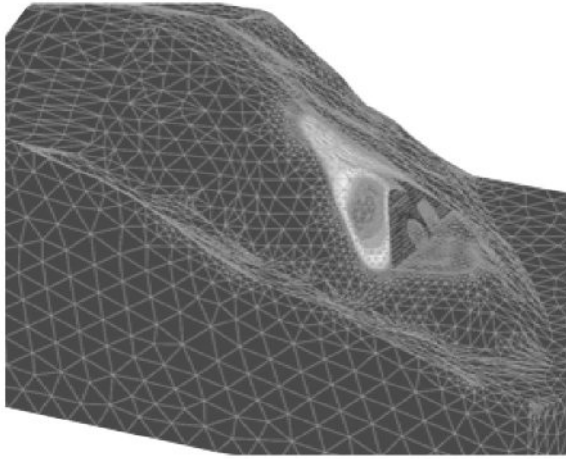
1) 수평방향 안정성

- 허용수평지지력 > 수평하중
 - 허용수평지지력 : 수치해석에 의한 극한수평하중
 - 수평하중 : 케이블 하중의 수평분력
- 허용수평변위 > 케이블 설계하중에 의한 수평변위
 - 허용수평변위 : 수치해석에 의한 케이블하중-수평변위 곡선을 산정하여 곡선상 탄성영역내의 수평변위
 - 수평변위 : 케이블 설계하중에 의한 수평변위

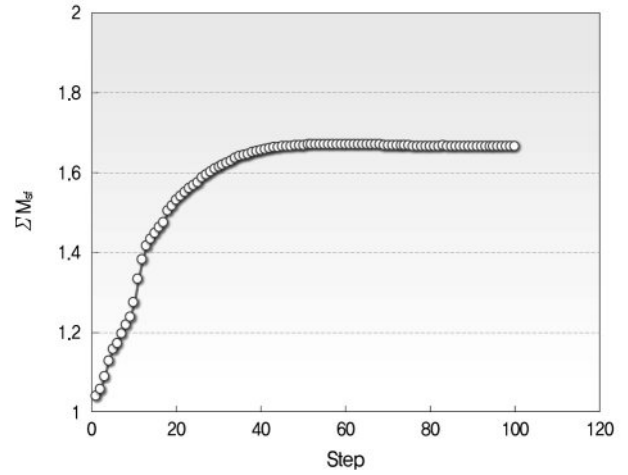
2) 굴착시 굴착사면의 안정성 검토

- 굴착사면의 최소안전율 = 1.5
- 3차원 공간상 사면안전율이 취약한 위치를 수치해석을 통해 파악

그림 5.16은 터널식 앵커리지의 굴착에 따른 안정성 검토에 대한 사례를 나타낸다. 지반굴착시 최소 안전율 발생위치는 비탈면 좌측상단으로 분석되었으며, 이때의 안전율은 1.660으로 최소안전율기준($F_s(\min)=1.5$)보다 커 비탈면 형성후 사면붕괴가능성은 없는 것으로 평가되었으나, 영구 비탈면의 안전 관리가 필요할 것으로 판단된다.

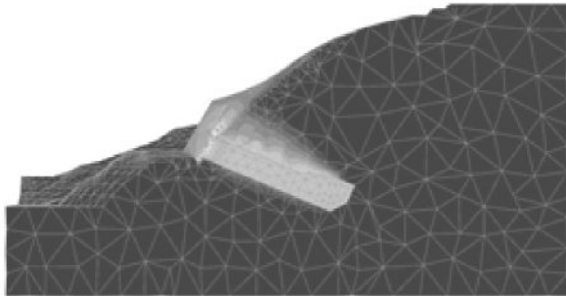


(a) 최소안전율 발생위치

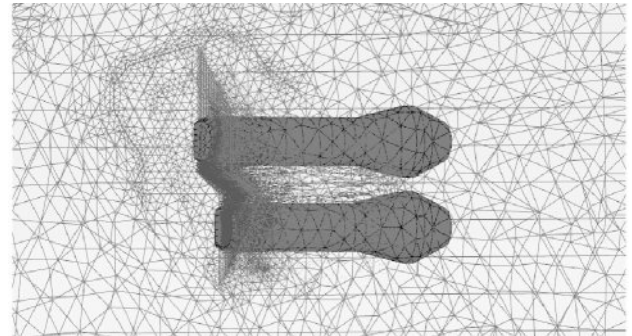


(b) 최소안전율의 크기

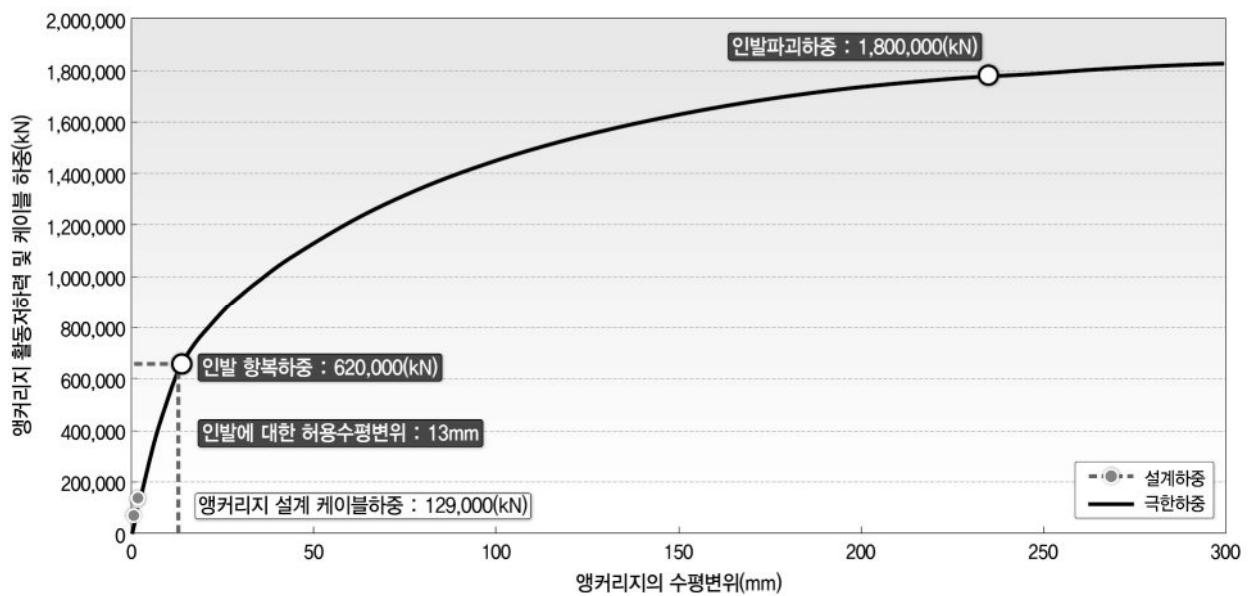
그림5-17 강도감소법에 의한 굴착사면의 안정성 검토



(a) 변위 Contour



(b) 평면도 변위 Vector



- 활동안전율 = $1,800,000(\text{kN}) / 129,000(\text{kN}) = 13.9 > \text{최소 활동안전율 } 2.0$
- 수평변위 = $2.2\text{mm} < \text{허용수평변위 } 13\text{mm}$

(c) 앵커리지 설계하중 작용시 앵커리지의 활동 안정성 평가

그림5-18 강도감소법에 의한 굴착사면의 안정성 검토

그림 5.17은 수평방향(활동) 안정성 검토에 대한 사례를 나타낸다. 그림 5.17(a)와 (b)에서 앵커리지 뒷면에서는 앵커리지 활동저항은 발생하지는 않고, 앵커리지 측면, 바닥면에서 활동저항력은 발생하고 있음을 알 수 있다. 특히, 터널식 앵커리지 사이에서 활동저항력이 매우 크게 작용하고 있음을 확인할 수 있었다. 수치해석에 의해 산정된 그림 5.17(c)으로부터 활동에 대한 극한하중(파괴하중) 즉 터널식 앵커리지의 극한지지력은 1,800,000(kN)으로 평가되었고, 터널식 앵커리지의 항복지지력(탄성과 소성 경계)은 620,000(kN)으로 산정되었다. 또한 탄성영역이내의 수평변위 즉 허용수평변위는 13mm으로 검토되었다.

그림 5.17(c) 곡선으로부터 산정된 활동안전율 $F_s = \frac{1,800,000(\text{kN})}{129,000(\text{kN})} = 13.9$ 로 나타나 최소 활동안전율 2.0보다 커 수평방향(활동) 지지력은 안정한 것으로 평가되었다. 또한 설계하중 (129,000(kN)) 작용 시 중력식 앵커리지의 수평변위는 2.2mm으로 나타나 허용수평변위(13mm)보다 작아 수평방향 변위는 안정한 것으로 확인되었다.

제6장

지중정착식 앵커리지 설계

6.1 설계개요

현수교 앵커리지 형식중에서 암반 켜기의 중량에 의한 마찰과 점착저항으로 현수교의 케이블 장력을 지지할 수 있는 지중정착식 앵커리지는, 주 케이블을 암반에 직접 고정시키기 때문에 앵커리지 구체 시공을 위한 토공 굴착량 및 구체 콘크리트량이 최소화 될 수 있는 친환경적인 형식이다.

해외 시공 사례로는 Askoy Bridge(Norway, 1992), High Coast Bridge(Sweden, 1997), Bomla Bridge(Norway, 2001)등, 북유럽 지역의 견고한 암반 지형을 이용한 사례가 있다.

국내의 지중정착식 설계 및 시공 사례는 광양대교의 여수측 앵커리지가 있으며, 앵커리지가 위치한 묘도 지역에 분포한 신선한 퇴적암을 활용하여 지중정착식 앵커리지를 적용한 첫 번째 사례이다.

이는 중력식 앵커리지에 비하여 경제성을 확보함과 동시에 중앙 경간장을 최대로 하기 위한 교량 경간장 계획에 암반 켜기의 크기로 대처할 수 있는 방안이 될 수 있기 때문에 국내 최대 지간인 광양대교의 앵커리지 형식을 채택하게 되었다.

설계 사례로 분석한 광양대교의 지중정착식 앵커리지(묘도측 AN1)의 형상은 그림6-1과 같으며,본 지침에서는 지중 정착식 앵커리지를 설계하기 위한 전반적인 내용을 제시하고 있다.

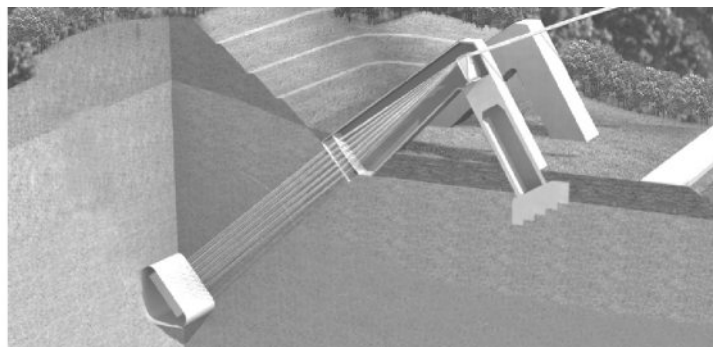


그림6-1 지중정착식 앵커리지 형상 개요도

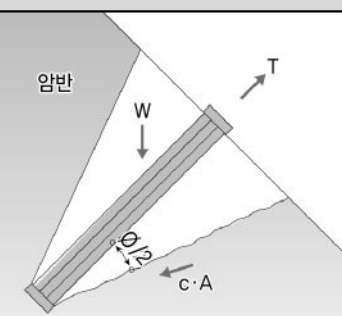
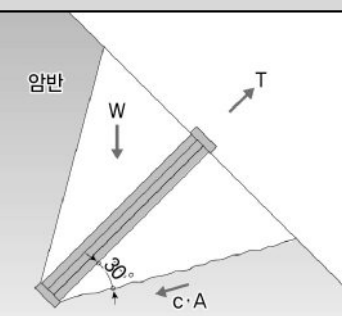
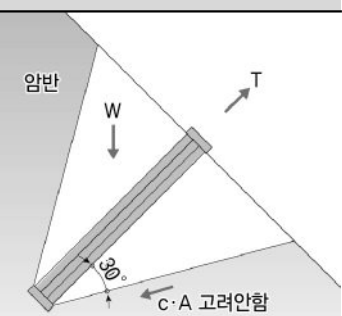
6.2 파괴 형태

기존의 지중정착식 앵커리지의 설계 사례 연구를 통하여 필요한 지반 정수 산정을 위한 지반 조사 계획을 수립하며, 지반 조사 결과를 바탕으로 지중 정착식 앵커리지에 대한 안전성 검토를 수행하여 앵커리지의 규모 결정 및 정착 방법에 대한 비교 검토를 통하여 최적 설계를 수행한다.

지중정착식 앵커리지는 작용하는 케이블 하중에 대하여 암반썰기의 자중과 전단력에 의해 저항하는 지지 매커니즘으로, 기본적으로 가능한 해석 방법은 그라운드 앵커방식의 썰기 파괴 가정하는 것이며, 하부 정착판 위쪽의 암반 썰기의 자중과 압괴의 밑면 전단 저항을 고려하여 해석하는 방법이다.

이때, 케이블 장력에 저항하기 위한 압괴의 파괴 형상 결정이 앵커리지 규모를 결정하는 중요한 변수가 된다. 이를 위하여 압괴의 크기를 결정하기 위한 파괴각의 결정이 필요하며, 이는 마찰각에 대한 변수로서 결정하는 것이 일반적인 방법이다. 그러므로 케이블 장력이 작용할 때 저항체인 암썰기의 형상에 따라 앵커리지의 규모를 결정할 수 있기 때문에 압괴의 파괴각과 파괴면의 마찰 및 점착 저항에 대한 합리적인 가정을 통하여 안전측의 결과를 확인 할 필요가 있다. 이를 위한 비교 검토 과정은 표6-1과 같다.

표6-1 썰기 파괴 안정성 검토 방법 비교표

구 분	비교안 1	비교안 2	비교안 3
개 요 도			
특 징	- 썰기 자중, 썰기 하부의 마찰 및 점착 저항 고려 - 터널식 앵커리지의 FEM 해석에 따른 파괴각	- 썰기 자중, 썰기 하부의 마찰 및 점착 저항 고려 - 그라운드 앵커 파괴각	- 썰기 자중만 고려 - 그라운드 앵커 파괴각
파 괴 각	$\phi/2$ (ϕ : 암반마찰각)	30° (가정)	30° (가정)
점착저항 (CA)	고려	고려	미 고려
허용 안전율	3.0	3.5	2.0

일반적으로, 비교안 2는 그라운드 앵커 방법으로 소규모의 앵커에 적합하고 파괴각과 안전율에 대하여 주관적인 판단이 포함되므로 본 교량의 중요도를 고려하여 적용하지 않았으며,

비교안 3은 점착저항을 무시할 경우 저항력을 과소 평가하여 지나치게 보수적인 결과를 나타내므로 경제성을 고려할 경우 적용에 어려움이 있었다.

그러므로 비교안 1에서 가정한 파괴각은 지중 정착식 앵커리지의 안전성에 필요한 가장 중요한 변수이므로, 터널식 앵커리지 검토방법에서 고려한 암반썰기의 파괴각에 대한 FEM 해석 결과를 반영한 것으로 신뢰성을 확보한 가정이라고 할 수 있다.

또한 국내 최초로 적용하는 지중 정착식 앵커리지에 대한 안정성 검토 방법에 대한 설계기준이 없기 때문에 설계가정에 대한 오류를 고려하고, 케이블의 정착 암반의 불연속면의 특성에 따른 불확실성을 반영하기 위하여 기준 안전율은 일반적인 그라운드 앵카의 안전율 보다 상향하여 적용하는 것으로 하였다.

6.3 안전성 검토

(1) 경험적 방법에 의한 안전성 검토

지중정착식 앵커리지의 안전성 검토를 위한 하중 및 저항력에 대한 개요도는 그림6-2와 같으며, 안전성 검토를 위한 식은 수식6-1과 같다.

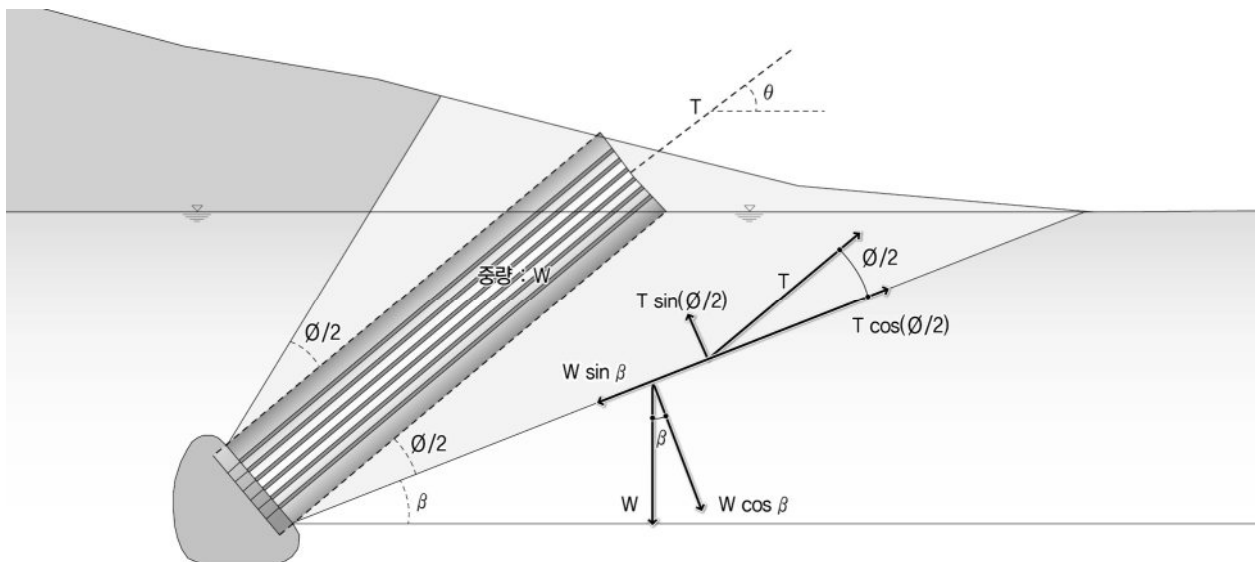


그림6-2 지중정착식 안정성 검토 개요도

$$FS = \frac{(W \cos \beta - T \sin(\phi/2)) \mu + W \sin \beta + c \cdot A}{T \cos(\phi/2)} \geq 3.0 \quad (6-1)$$

여기서, T : 케이블 장력 (kN)
 θ : 케이블 굴절각 (deg)
 β : 수평면과 켜기면이 이루는 각 ($= \theta - \phi/2$)
W : 암반 켜기의 유효중량 (kN)
c, A : 저면(활동면)의 점착력(kPa), 단면적(m²)
 μ : 저면의 마찰계수($\tan \phi$)
 ϕ : 암반 내부마찰각(°)

6.4 설계 지반 정수

지중 정착식 앵커리지의 안정성 검토를 위한 암반에 대한 설계 지반정수는 지반조사 결과에 따라 앵커리지 구역에 대한 연속체 설계정수와 불연속체 설계 정수를 결정하였으며, 연속체 설계 정수는 표6-2, 불연속체 설계 정수는 표6-3과 같다. 그리고 앵커리지 구역에 대한 불연속체 설계정수의 구분 된 적용 영역은 그림6-3과 같이 설정하였다.

표6-2 연속체 설계정수

구 분		단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kPa)	마찰각 (deg)	변형계수 (MPa)	프와송비
풍 화 암		21	30	33	150	0.30
연 암	AN1	24	380	37	1,000	0.26
경 암	AN1	26	1,200	43	10,000	0.24

표6-3 이순신대교 불연속체 설계정수

구간	set	Dip/Dir.	JRC	간격 (m)	길이 (m)	JCS (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	K_n (MPa/mm)	K_s (MPa/mm)
Zone1	J1	5/216	6	0.8	3.5	50	35	34	17.3	0.37
	J2	49/345	10	1.2	3.0					
	J3	54/105	8	1.4	2.8					
Zone2	J1	79/219	8	1.1	3.1	40	25	33	14.8	0.68
	J2	37/164	6	1.6	2.8					
	J3	20/321	10	2.0	2.6					
Zone3	J1	27/073	12	1.2	3.8	50	35	28	22.7	1.35
	J2	36/255	12	1.5	3.5					

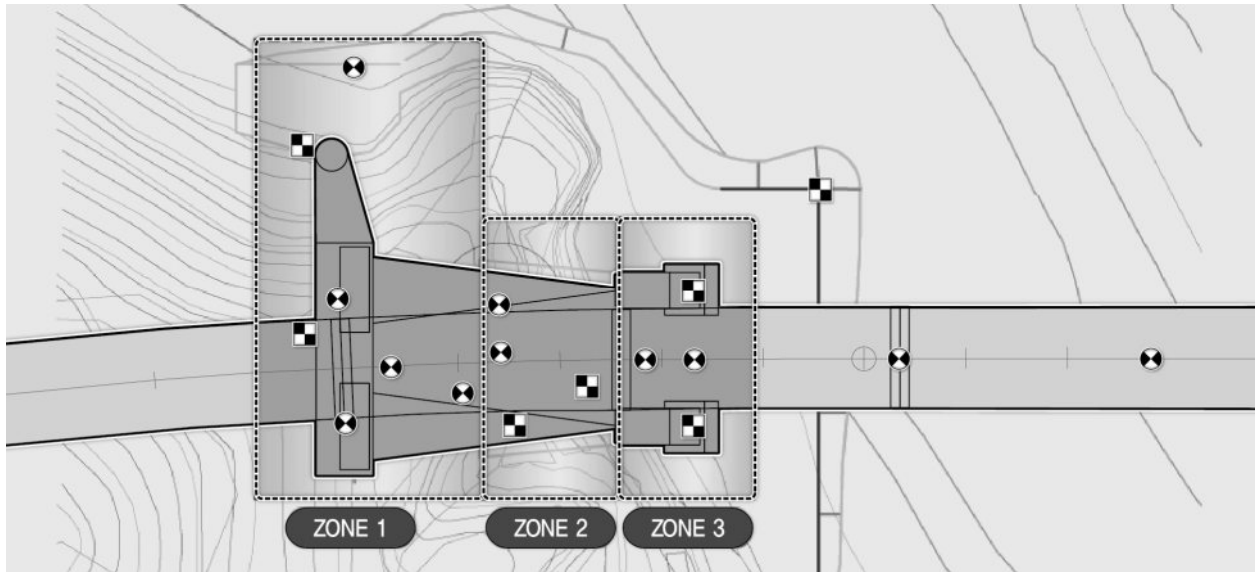


그림6-3 이순신대교 불연속체 설계정수 설정영역

6.5 지중정착식 앵커리지 규모 결정

지중정착식 앵커리지의 개략적인 규모를 결정하기 위한 경험적 방법에 의한 안정성 검토를 위하여, 켄치 파괴각은 암반 내부마찰각의 1/2를 적용하고, 저항 암반 켄치 형상은 방사형으로 고려할 경우 앵커 정착길이는 35~40m로 검토 되었으며, 수식6-1에 의한 안전성 확인 검토 결과 앵커 정착길이는 36m로 검토되었다.

안전성 확인을 위한 암반 켄치 형상 및 계산 결과를 요약하면 표6-4와 같다.

표6-4 지중정착식 안정성 검토 결과표

암반 켄치 입체도	하 중 계 산(kN)			
	작용력	케이블 하중	382,248	382,248
	저항력	자중 마찰 저항	458,107	1,261,807
		활동면의 점착력	803,700	

• 안전율 = $1,261,807 / 382,248 = 3.30 \geq 3.0 \Rightarrow \text{OK}$

6.6 수치해석을 통한 안정성 검증

(1) 3차원 전체계 불연속체 해석(3DEC)

1) 해석 개요

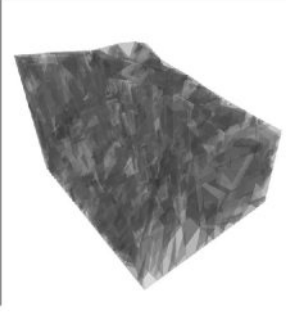
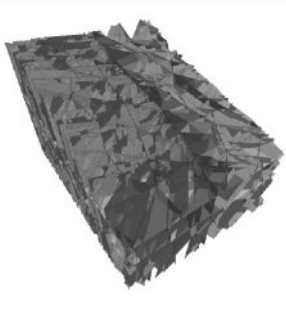
지중정착식 앵커리지에 대하여 경험적 방법에 의한 안정성 검토 및 검증을 수행하고 앵커리지의 치수와 형상을 결정한 다음에 최종적으로 수치해석을 통하여 전체 안정성을 재 검증함과 동시에 국부적인 응력집중에 대하여 검토하였다. 또한 상부 사면시공 및 하부 정착판 설치 위치의 챔버터널에 대해서는 굴착단계별로 시공단계 해석을 수행하여 시공안정성을 확인하고, 정착 텐던 설치시 및 케이블하중 작용시에 대한 해석을 수행하였다

앵커리지 주변에 불연속면이 발달한 기반암에 대해 앵커리지의 거동 예측 및 케이블 장력 작용시 인발력에 대한 지반의 켜기파괴 영향 분석을 위해 3DEC(3-Dimensional Distinct Element Code)을 이용하여 개별요소해석을 수행하였다. 지반조사를 통해 확인된 챔버 및 앵커리지 주변 암반에 존재하는 불연속면을 고려하였으며, 불연속체 설계 지반정수를 이용하였다. 해석에 사용한 파괴 기준은 Mohr-Coulomb 파괴기준이며, 불연속면 구성모델은 Coulomb Slip 모델이다.

2) 해석 조건

3차원 불연속체 해석에 적용한 해석 조건, 블록 모델 및 절리 모델은 표6-5와 같으며,

표6-5 3DEC 해석 조건

해석 조건	블록 모델	절리 조건
• 해석프로그램 : 3DEC • 해석모델 - Mohr-coulomb Block 모델 - Coulomb-Slip 절리거동모델 • 경계조건 - 측면 : 145m (썩기파괴 고려) - 상부 : 지표면 - 하부 : 챔버 직경의 4배 이상		
	• 14,000 개 블록으로 모델 구성 • 지형조건 및 시공단계 적용	• 지표지질조사를 통한 구역별 절리군 적용

시공 단계별 해석을 수행하여 시공시 및 완성시 안전성을 확인하였으며 그 해석 모델을 그림6-4, 그림6-5 및 그림6-6과 같다.

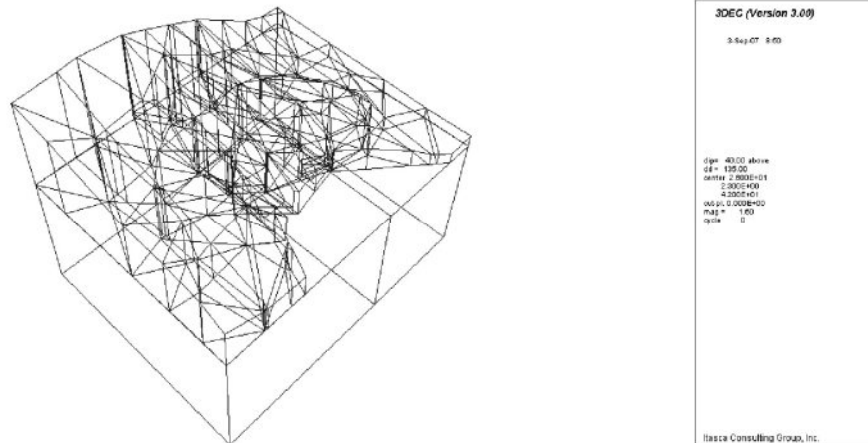


그림6-4 비탈면 시공시 모델

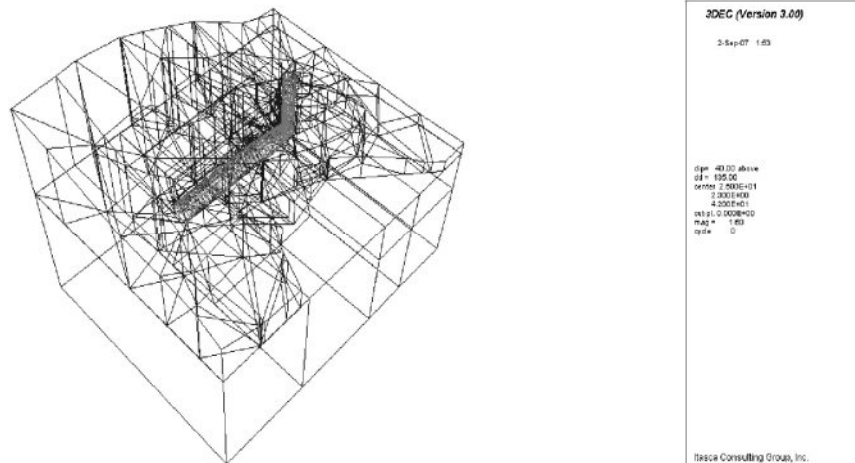


그림6-5 수직구 및 챔버 시공시 모델

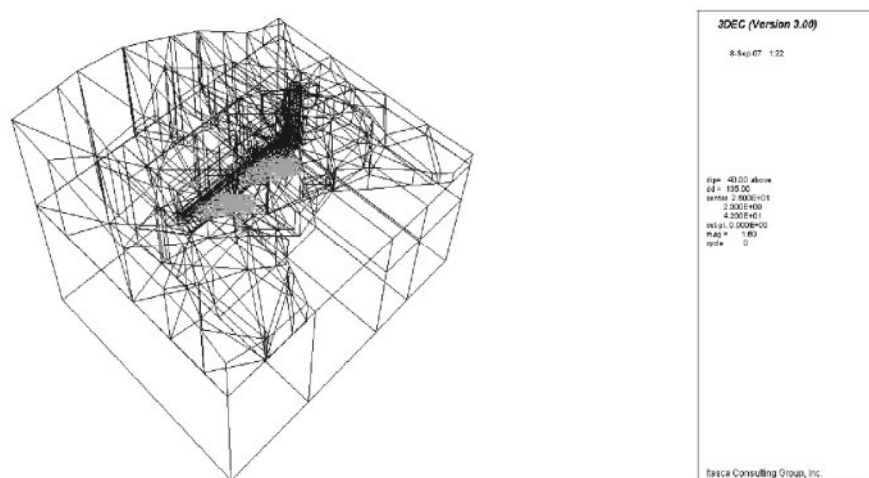
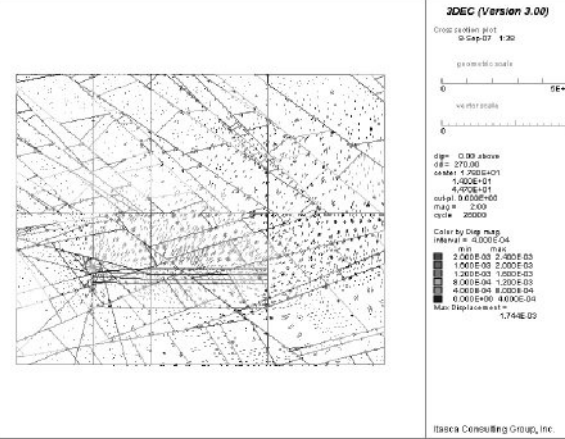
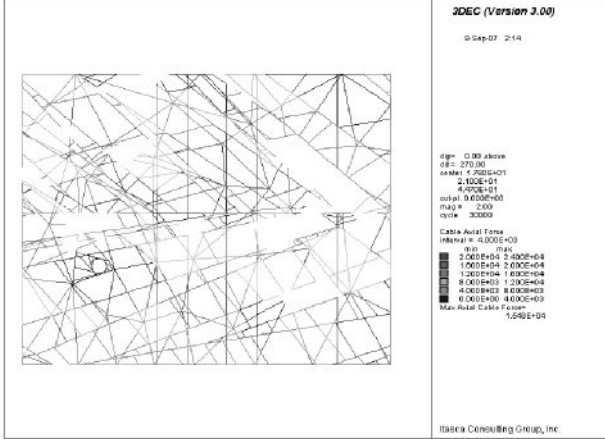


그림6-6 텐던 설치시 모델

3) 수직구 지보패턴 검토

수직구 시공시 지보 패턴에 대한 내공변위와 지보재 응력에 대한 해석을 수행하였으며, 그 결과는 표6-6과 같다.

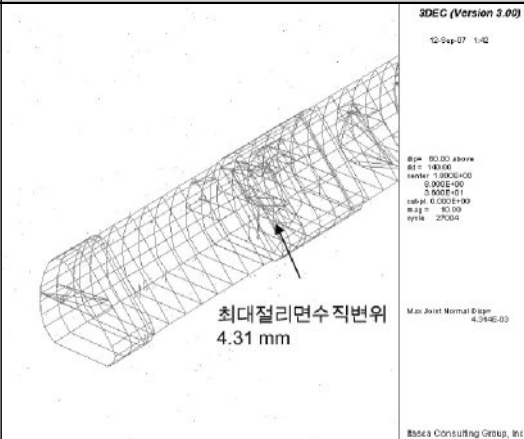
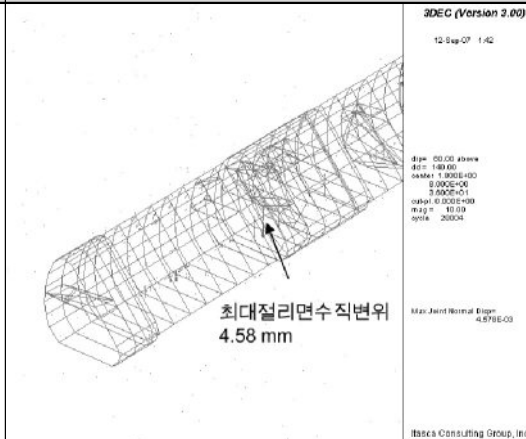
표6-6 수직구 지보 해석 결과표

Type-2 (120mm 슛크리트)	
내공 변위	지보재 응력
 3DEC (Version 3.00) Cross section plot 12-Sep-07 1:30 displ: 0.00 above d8: 270.00 cable: 1.00E+01 1.40E+01 4.00E+01 cable: 9.00E+00 mag: 2.00 cycle: 20000 Color by Displ map Interval = 1.00E-04 min: 0.00 max: 1.74E-02 1.00E-03 2.00E-03 1.20E-03 1.00E-03 8.00E-04 1.20E-03 4.00E-04 8.00E-04 0.00E+00 4.00E-04 Max Displacement: 1.74E-02 Itasca Consulting Group, Inc.	 3DEC (Version 3.00) 12-Sep-07 2:14 displ: 0.00 above d8: 270.00 cable: 1.00E+01 1.40E+01 4.00E+01 cable: 9.00E+00 mag: 2.00 cycle: 20000 Cable Axial Force Interval = 1.00E+03 min: 0.00 max: 1.50E+04 1.00E+04 2.00E+04 1.20E+04 1.00E+04 8.00E+03 1.20E+04 4.00E+03 8.00E+03 0.00E+00 4.00E+03 Max Axial Cable Force: 1.50E+04 Itasca Consulting Group, Inc.
• Max = 1.74 mm • 소성영역 없음	• 록볼트 축력 = 15.5 kN • 허용치 이내로 안전

4) 챔버 변위 검토

케이블 정착을 위한 챔버 굴착후 해석에 고려한 절리면에서 발생하는 최대 수직 변위는 스트랜드 긴장시와 케이블 하중 작용시에 대하여 표6-7과 같다.

표6-7 챔버내 절리면 수직 변위 비교

구 분	스트랜드 긴장시	케이블하중 작용시
절리면 수직 변위	 3DEC (Version 3.00) 12-Sep-07 1:42 displ: 0.00 above d8: 180.00 cable: 1.00E+00 5.00E+00 5.00E+01 cable: 6.00E+00 mag: 10.00 cycle: 27000 Max Joint Normal Displ: 4.31E-03 Itasca Consulting Group, Inc.	 3DEC (Version 3.00) 12-Sep-07 1:42 displ: 0.00 above d8: 180.00 cable: 1.00E+00 5.00E+00 5.00E+01 cable: 6.00E+00 mag: 10.00 cycle: 20000 Max Joint Normal Displ: 4.58E-03 Itasca Consulting Group, Inc.
	Max = 4.31 mm	Max = 4.58 mm

5) 검토결과

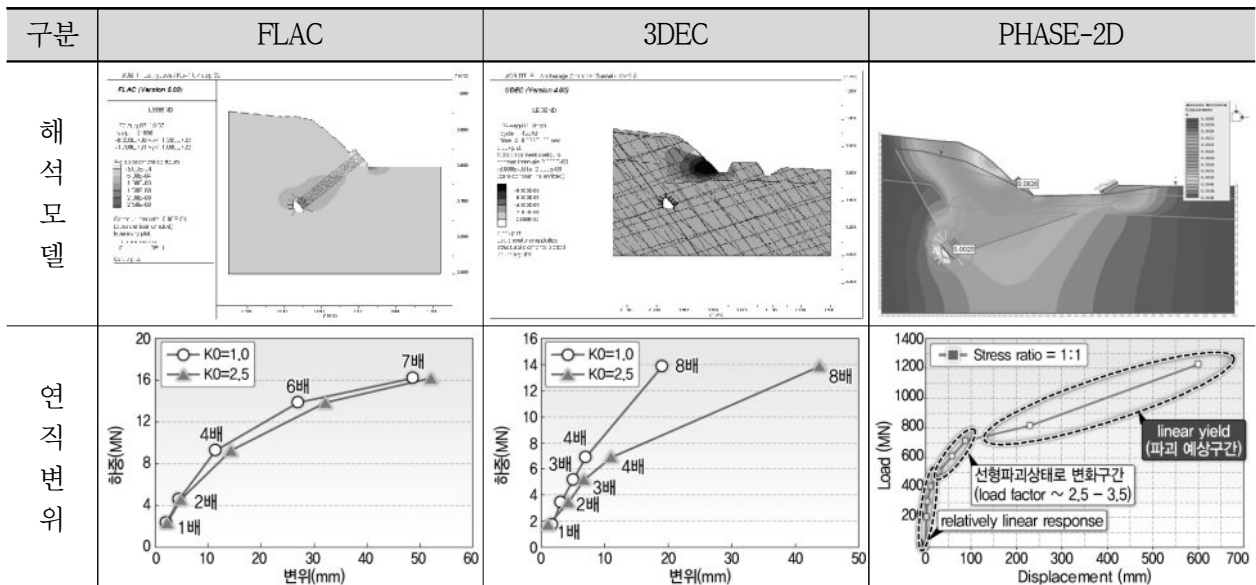
3DEC을 이용한 절리면의 분포 양상과 그 특성을 반영한 3차원 전체계 불연속체 해석결과로부터 챔버 주변에 소성영역이 발생하지 않는 것을 확인함으로써, 케이블 정착부 암반은 쇄기 파괴가 일어나지 않고 안전한 것으로 판단하였으며, 이는 경험적 설계법에서 적용한 안전율이 유효함을 확인하는 것으로 계획된 지중정착식 앵커리지의 계획은 전체 안전성을 확보하는 것으로 검증 하였다.

(2) 챔버부 안정성 상세 검토

케이블 스트랜드가 정착되는 챔버에 대해서는 케이블의 인발 하중이 직접 작용하는 부분이므로 그 중요도를 고려하여, 챔버부의 시공단계별 상세 해석을 위하여 별도의 연속체 해석(FLAC), 불연속체 해석(3DEC) 및 불연속면을 고려한 연속체해석 결과(PHASE-2D)을 수행하였으며,

설계 유효성을 확인하기 위하여 하중 증가법에 대한 하중-변위 곡선으로부터 설계 안전율 3이상을 확보하는 것을 최종 확인하였다. 각 해석 결과에 따른 하중-변위 곡선은 표6-8과 같다.

표6-8 하중-변위 곡선에 의한 안전성 비교 검증



제7장

앵커리지 설계 예제

7.1 설계 기준 및 설계 하중

7.1.1 설계 기준

앵커리지에 구체에 대한 설계 기준은 상부 구조와 관련하여 발주처의 입찰 안내서에 따르는 것을 기본으로 한다. 그리고 추가적으로 필요한 부분은 국가건설 기준센터의 건설기준코드의 필요한 부분을 참고하여 설계를 수행한다. 그리고 해외설계 기준으로는 AASHTO, Eurocode 및 ISO를 참고 할 수 있으며, 설계자는 설계 필요 조건을 만족할 수 있도록 구조물의 안전성 및 사용성을 확보할 수 있는 설계 기준 적용에 대한 근거를 명시하여야 한다.

현재까지 앵커리지에 대한 설계 기준코드가 제정되지 않은 관계로, 본 설계 가이드라인에서는 도로 교 설계 기준 한계상태 설계법(2015) 및 AASHTO를 근거로 설계 예제를 제시하고자 하며, 부득이한 부분은 설계 가정 사항으로 적용하였다.

7.1.2 하중 계수와 하중 조합

(1) 설계 기준식

각 부재 요소는 모든 한계 상태에 대하여 다음식을 만족하여야 한다

$$\sum n_i \times r_i \times Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

여기서, n_i : 하중 수정계수

r_i : 하중 계수

Q_i : 하중 또는 하중효과

ϕ : 저항 계수

R_n : 공칭 저항력

R_r : 계수 저항력

상세 항목은 KSD 247 10 11 : 2019 교량 설계 일반사항(한계상태 설계법), 1.3 설계원칙에 따른다.

(2) 하중 계수 및 하중조합

앵커리지 기초에 대한 저항계수가 국내 기준을 수립되지 않은 관계로 인해, 본 예제에서는 저항계수 ϕ 값은 다음과 같이 가정한다.

① 사용성 한계상태(Service limit state)

모든 저항계수에 대하여 $\phi = 1$ 을 적용하는 것으로 가정한다.

② 강도 한계상태(Strength limit state)

앵커리지 철근 콘크리트 구체 구조 계산은 추후 구조분야에서 적용 계획

③ 극단상황 한계상태(Extream limit state)

모든 저항계수에 대하여 $\phi = 1$ 을 적용하는 것으로 가정한다.

주1) 하중계수 및 저항계수 값은 도로교 설계기준(한계상태 설계법) 또는 AASHTO을 준용하거나, KDS 11 50 10 : 2018 얇은 기초 설계기준(한계 상태 설계법)을 기본으로 한다.

7.2 중력식 앵커리지 설계 예제

7.2.1 사용한계상태

(1) 설계조건

1) 상부 작용하중(케이블 장력, 사용한계상태 하중조합)

- 케이블 장력 $T = 189,120 \text{ kN/br}$
- 케이블 입사각 $\theta = 25.76 \text{ deg}$

구 분		합 계
케이블 장력	$T(\text{kN/br})$	189,120
케이블 수평력	$H(\text{kN/br})$	171,000
케이블 연직력	$V(\text{kN/br})$	83,000

2) 설계지반정수

토 질	점착력 c (kN/m^3)	내부마찰 ϕ ($^\circ$)	단위중량 γ (kN/m^3)	변형계수 사용한계상태 (N/cm^3)	αE_o 극단상황 한계상태 (N/cm^3)
토 사	15	25	18	5,000	10,000
연 압	120	33	26	160,000	320,000
경 압	260	36	26.6	420,000	840,000

(2) 안정 계산

직접 기초로서의 안정 계산을 실시한다.

1) 작용 하중

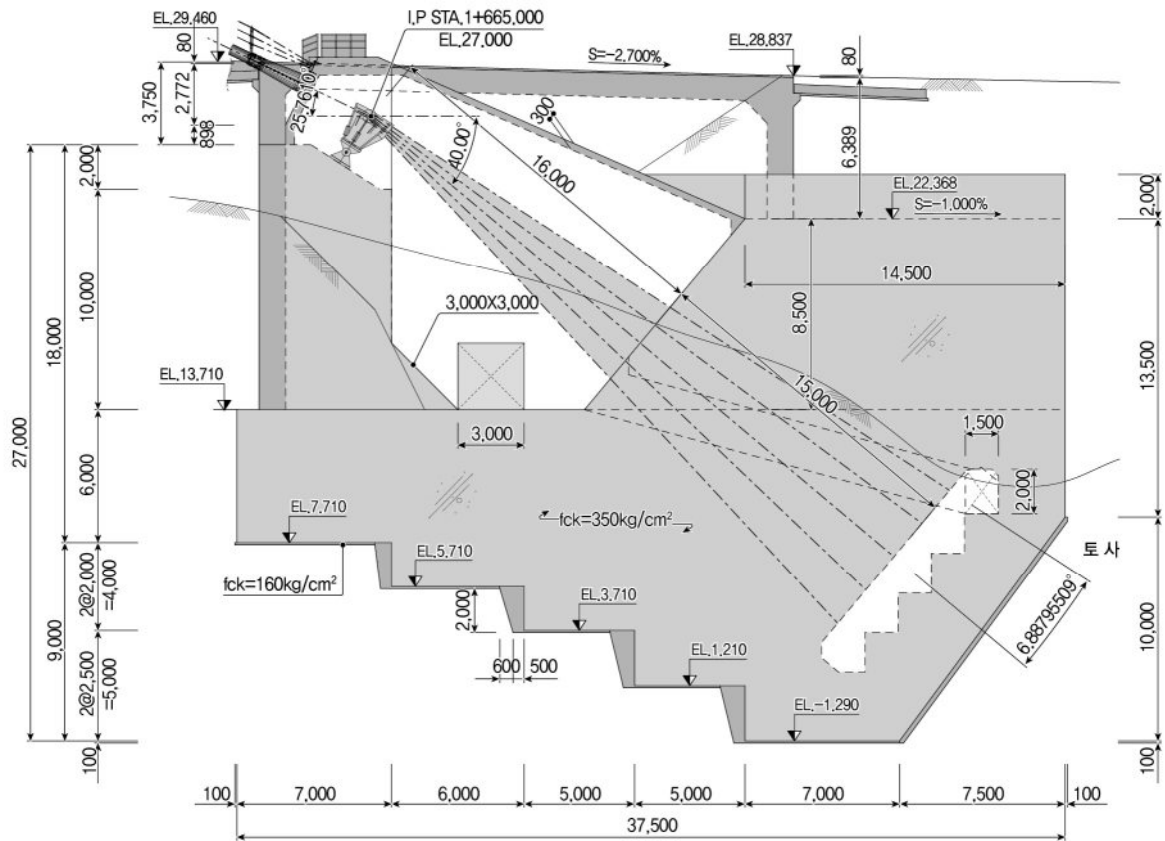
- 앵커 블록 형상

직각방향폭 $T = 32\text{m}$ 길이 $L = 37.5\text{m}$
 단위중량 $\gamma = 25\text{kN/m}^3$ 기초높이 $H = 8.5\text{m}$

• 구체자중

구 분	부피(m^3)	중량 $W(\text{kN})$	$x(\text{m})$	$W \cdot x$
1	17,568	439,200	-2.65	-1,163,870
합 계		439,200		-1,163,870

(x : 기초중심에서의 거리) $xg = -1,163,870/439,200 = -2.65\text{m}$



• 상부 라멘

- 라멘길이 : 24.2m
- 작용하중 : 2,100kN
- 기초중심에서의 거리 : 14.21m

2) 하중집계

저면중심에서의 하중을 집계한다.

- 수평방향 : 교축방향 기초저면전폭(B)의 1/2위치, $B/2 = 18.75m$
- 연직방향 : 저면경사 구간 높이차이의 1/2위치, $H/2 = 4.25m$

【시공시】 kN-m

구 분	V	H	x	y	V·x	H·y	V·x+H·y
구체자중	439,200		-3		-1,163,870	0	1,163,870
케이블 장력	0	0	13	23	0	0	0
합 계	439,200	0					1,163,870

【공용시】 kN-m

구 분	V	H	x	y	V·x	H·y	V·x+H·y
구체자중	439,200		-3		-1,163,870	0	-1,163,870
케이블 장력	-83,000	171,000	13	23	-1,062,400	3,847,500	2,785,100
라멘 상부하중	2,100	0	14	0	29,840	0	29,840
합 계	358,300	171,000					1,651,070

【하중집계】 kN-m

구 분	V	H	M
시공시	439,200	0	1,164,000
공용시	358,000	171,000	1,651,000

(3) 안정 계산

1) 활동검토

$$FS = (V' \times f) / H' \quad (FS : \text{활동에 대한 안전율})$$

$$\begin{aligned}
 V' &= \Sigma V \times \cos \beta + \Sigma H \times \sin \beta && (\text{경사면에 작용하는 수직력}) \\
 &= 358,000 \times \cos 16.4 + 171,000 \times \sin 16.4 \\
 &= 391,710 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 H' &= -\Sigma V \times \sin \beta + \Sigma H \times \cos \beta && (\text{경사면에 작용하는 수평력}) \\
 &= -358,000 \times \sin 16.4 + 171,000 \times \cos 16.4 \\
 &= 62,960 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= 16.4^\circ && (\text{저면경사각}) \\
 f &= \tan \phi = 0.65 && (\text{안전측의 가정})
 \end{aligned}$$

- 수평작용력 $H' = 1(\text{저항계수}) \times 62,960 \text{ kN}$
- 수평저항력 $Fr = 1(\text{저항계수}) \times V' \times \tan \phi = 235,026 \text{ kN}$
- 활동안전율 $FS = Fr / H' = 3.7 > FSa = 2$

구 분	$\Sigma V(kN)$	$\Sigma H(kN)$	$V' (kN)$	$H' (kN)$	$Fr(kN)$	FS	FSa	판정
시공시	439,000	0	421,140	-123,950	252,684	작용방향이 하향임		
공용시	358,000	171,000	391,171	62,960	235,030	3.7	2	O.K

2) 전도검토

$$e = M/V < ea \quad (ea : \text{허용편심량 } B/6)$$

구 분	$\Sigma V(kN)$	$\Sigma M(kN-m)$	e	ea	판정
시공시	421,140	1,164,400	2.764	5.283	O.K
공용시	401,310	1,651,000	4.215	5.283	O.K

3) 지반반력검토

$$q_{\max} = V/(D \times B) + 6 \times Mb/(D \times B^2)$$

$$q_{\min} = V/(D \times B) - 6 \times Mb/(D \times B^2)$$

단 D : 직각방향기초저면폭 D = 32m
 B : 교축방향기초저면폭 B = 31.7m

구 분	ΣV (kN)	ΣM (kN-m)	$q_{\max}$ (kN/m ²)	$q_{\min}$ (kN/m ²)	q_a (kN/m ²)	판정	지지층
시공시	439,000	1,164,400	650	216	2,500	O.K	경암
공용시	358,000	1,651,000	661	45	2,500	O.K	경암

7.2.2 극단상황 한계상태

(1) 설계조건

1) 상부 작용하중(케이블 장력, 극단상황 한계상태)

- 케이블 장력 $T = 162,000 \text{ kN/br}$
- 케이블 입사각 $\theta = 25.76 \text{ deg}$

구 분		합 계
케이블 장력	$T(\text{kN/br})$	162,000
케이블 수평력	$H(\text{kN/br})$	146,000
케이블 연직력	$V(\text{kN/br})$	71,000

2) 설계지반정수

토 질	점착력 c (kN/m^3)	내부마찰 ϕ ($^\circ$)	단위중량 γ (kN/m^3)	변형계수 사용한계상태 (N/cm^3)	αE_o 극단상황 한계상태 (N/cm^3)
토 사	15	25	18	5,000	10,000
연 암	120	33	26	160,000	320,000
경 암	260	36	26.6	420,000	840,000

(2) 안정 계산

직접 기초로서의 안정 계산을 실시한다.

1) 작용 하중

- 앵커 블록 형상

직각방향폭 $T = 32\text{m}$ 길이 $L = 37.5\text{m}$
단위중량 $\gamma = 25\text{kN/m}^3$ 기초높이 $H = 8.5\text{m}$

• 구체자중

구 분	부피(m^3)	중량 $W(\text{kN})$	$x(\text{m})$	$W \cdot x$
1	17,568	439,200	-2.65	-1,163,870
합 계		439,200		-1,163,870

(x : 기초중심에서의 거리) $x_g = -1,163,870/439,200 = -2.65\text{m}$

• 관성력

지표면가속도(설계기준) : 0.1848g

구 분	부피(m³)	중량(Wv)	관성력(Wh)	y(m)	W·x
1	17,568	439,200	81,160	13.02	1,056,750
합 계		439,200	81,160	13	1,056,750

(y는 기초중심에서의 거리) $xg = -1,056,750/81,160 = 13.02m$

2) 하중집계

저면중심에서의 하중을 집계한다.

- 수평방향 : 교축방향 기초저면전폭(B)의 1/2위치, $B/2 = 18.75m$
- 연직방향 : 저면경사 구간 높이차이의 1/2위치, $H/2 = 4.25m$

【공용시】 kN-m

구 분	V	H	x	y	V·x	H·y	V·x+H·y
구체자중	439,200		-3		-1,163,870	0	-1,163,870
지진시 관성력	0	81,160		13		1,056,750	1,056,750
케이블 장력	-71,000	146,000	13	23	-908,800	3,285,000	2,376,200
합 계	368,200	227,160					2,269,080

【하중집계】 kN-m

구 분	V	H	M
공용시	368,000	227,000	2,269,000

(3) 안정 계산

1) 활동검토

$$FS = (V' \times f) / H' \quad (FS : \text{활동에 대한 안전율})$$

$$\begin{aligned} V' &= \Sigma V \times \cos \beta + \Sigma H \times \sin \beta && (\text{경사면에 작용하는 수직력}) \\ &= 368,000 \times \cos 16.4 + 227,000 \times \sin 16.4 \\ &= 417,120 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} H' &= -\Sigma V \times \sin \beta + \Sigma H \times \cos \beta && (\text{경사면에 작용하는 수평력}) \\ &= -368,000 \times \sin 16.4 + 227,000 \times \cos 16.4 \\ &= 113,860 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\beta = 16.4^\circ \quad (\text{저면경사각})$$

$$f = \tan \phi = 0.65 \quad (\text{안전측의 가정})$$

- 수평작용력 $H' = 1(\text{저항계수}) \times 113,860 \text{ kN}$
- 수평저항력 $Fr = 1(\text{저항계수}) \times V' \times \tan \phi = 250,272 \text{ kN}$
- 활동안전율 $Fs = Fr / H' = 2.2 > FSa = 1.2$

구 분	$\Sigma V(\text{kN})$	$\Sigma H(\text{kN})$	$V' (\text{kN})$	$H' (\text{kN})$	$Fr(\text{kN})$	FS	FSa	판정
공용시	368,000	227,000	417,120	113,860	250,272	2.2	1.2	O.K

2) 전도검토

$$e = M/V < ea \quad (ea : \text{허용편심량 } B/3)$$

구 분	$\Sigma V(\text{kN})$	$\Sigma M(\text{kN-m})$	e	ea	판정
공용시	417,120	2,269,000	5.44	10.567	O.K

3) 지반반력 검토

$$q_{\max} = V/(D \times B) + 6 \times Mb/(D \times B^2)$$

$$q_{\min} = V/(D \times B) - 6 \times Mb/(D \times B^2)$$

단 D : 직각방향기초저면폭 D = 32m
 B : 교축방향기초저면폭 B = 31.7m

구 분	ΣV (kN)	ΣM (kN-m)	$q_{\max}$ (kN/m ²)	$q_{\min}$ (kN/m ²)	q_a (kN/m ²)	판정	지지층
공용시	417,120	2,269,000	835	-12	3,750	O.K	경암

7.3 터널식 앵커리지 설계 예제

7.3.1 사용한계상태

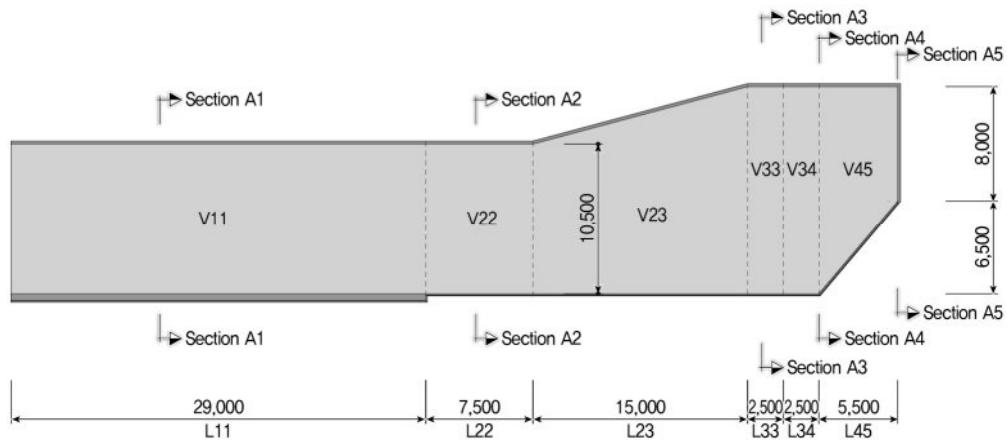
(1) 하중

A) 설계하중(케이블 장력, 사용한계상태 하중조합)

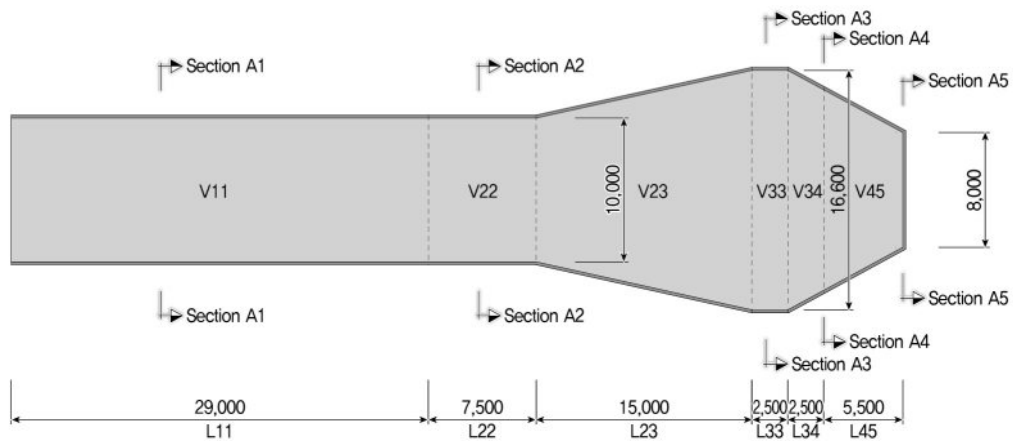
구 분		사용한계상태	극단상황 한계상태
케이블 하중	T (kN / Bridge)	257,252	259,814
	T (kN / Cable)	128,626	129,907

B) 콘크리트와 강재 체적

• 종단면도



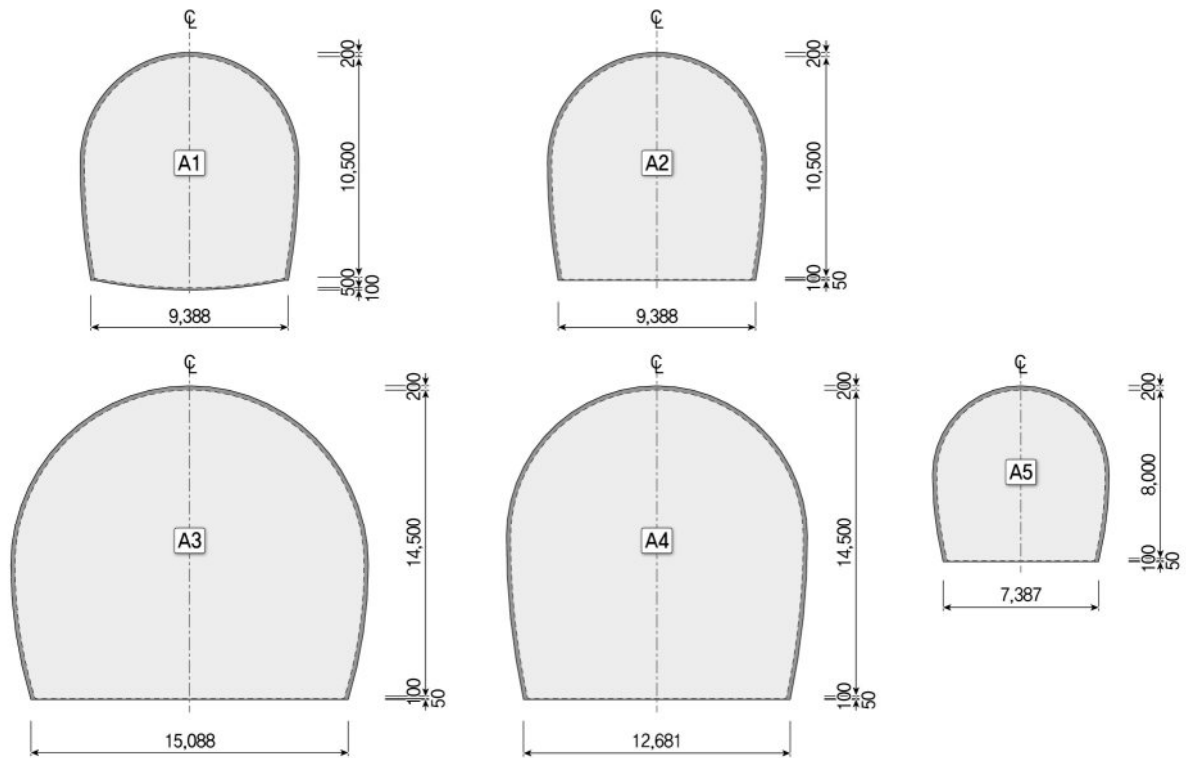
• 평면도



1) 구간별 길이

V11 zone 길이	L11	=	29.0	m
V22 zone 길이	L22	=	7.5	m
V23 zone 길이	L23	=	15.0	m
V33 zone 길이	L33	=	2.5	m
V34 zone 길이	L34	=	2.5	m
V45 zone 길이	L45	=	5.5	m
전체길이		=	62.0	m

2) 단면적



구 분	A1	A2	A3	A4	A5
단면적 (M2)	102.0	99.3	217.4	186.4	61.2
하부폭 (M)	9.4	9.4	15.1	12.7	7.4

3) 체적

$$\begin{aligned}
 V11 &= A1 \times L11 &= 102.0 \times 29.0 &= 2,959 \text{ m}^3 \\
 V22 &= A2 \times L22 &= 99.3 \times 7.5 &= 745 \text{ m}^3 \\
 V23 &= (A2 + A3)/2 \times L23 &= 158.4 \times 15.0 &= 2,376 \text{ m}^3 \\
 V33 &= A3 \times L33 &= 217.4 \times 2.5 &= 544 \text{ m}^3 \\
 V34 &= (A3 + A4)/2 \times L34 &= 201.9 \times 2.5 &= 505 \text{ m}^3 \\
 V45 &= (A4 + A5)/2 \times L45 &= 123.8 \times 5.5 &= 681 \text{ m}^3 \\
 \text{전체 체적} &= &= &= 7,809 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

4) 강재 체적

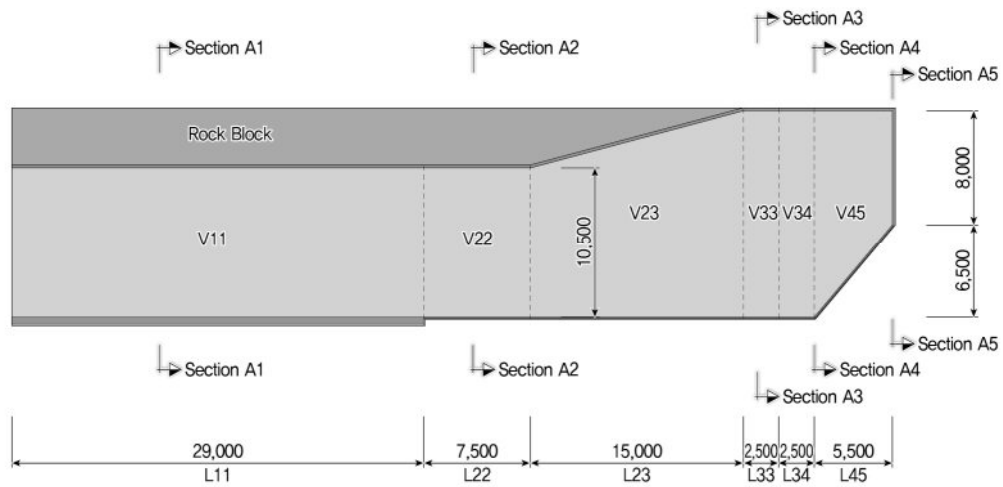
$$\begin{aligned}
 \text{강재 중량} &= 7,804 \text{ kN (drawing ref.)} \\
 \gamma_{\text{steel}} &= 78.5 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{강재 체적} &= \text{강재 중량} / \gamma_{\text{steel}} \\
 &= 7,804 / 78.50 = 99.41 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

5) 콘크리트 체적 (강재 체적 고려)

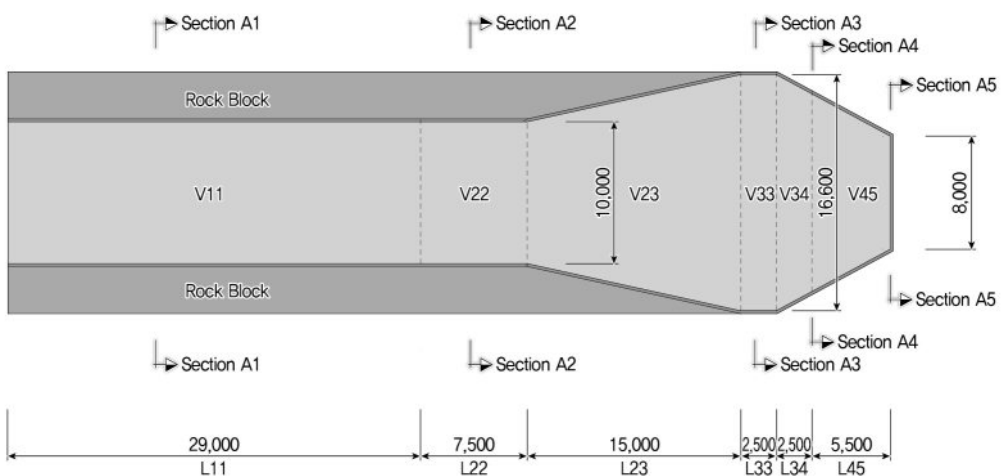
구 분	V11	V22	V23	V33	V34	V45	강재	합계
체적(m³)	2,959	745	2,376	544	505	681	(99.41)	7,710

C) 연동암 체적

• 종단면도



• 평면도



$$V_{\text{Total}} = A3 \times (L11 + L22 + L23) \\ = 217.429 \times (29.0 + 7.5 + 15.0) = 11.198 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Con}} = A2 \times (L11 + L22) + V23 \\ = 3.626 + 2.376 = 6.001 \text{ m}^3$$

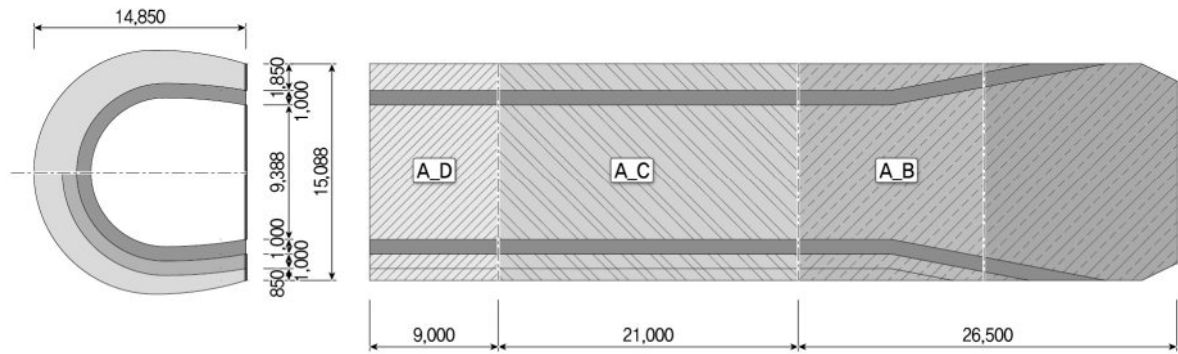
$$\text{암 체적} = V_{\text{total}} - V_{\text{Con}} \\ = 11.198 - 6.001 = 5.196 \text{ m}^3$$

D) 전체 체적 및 중량

구 분	콘크리트	강재	암	합계	부력	전체 저항중량
체적(m³)	7,710	99.41	5,196	13,005		
단위중량(kN/m³)	23.5	78.5	24.4		10	
중량(kN)	181,178	7,804	126,786	315,767	-130,052	185,715

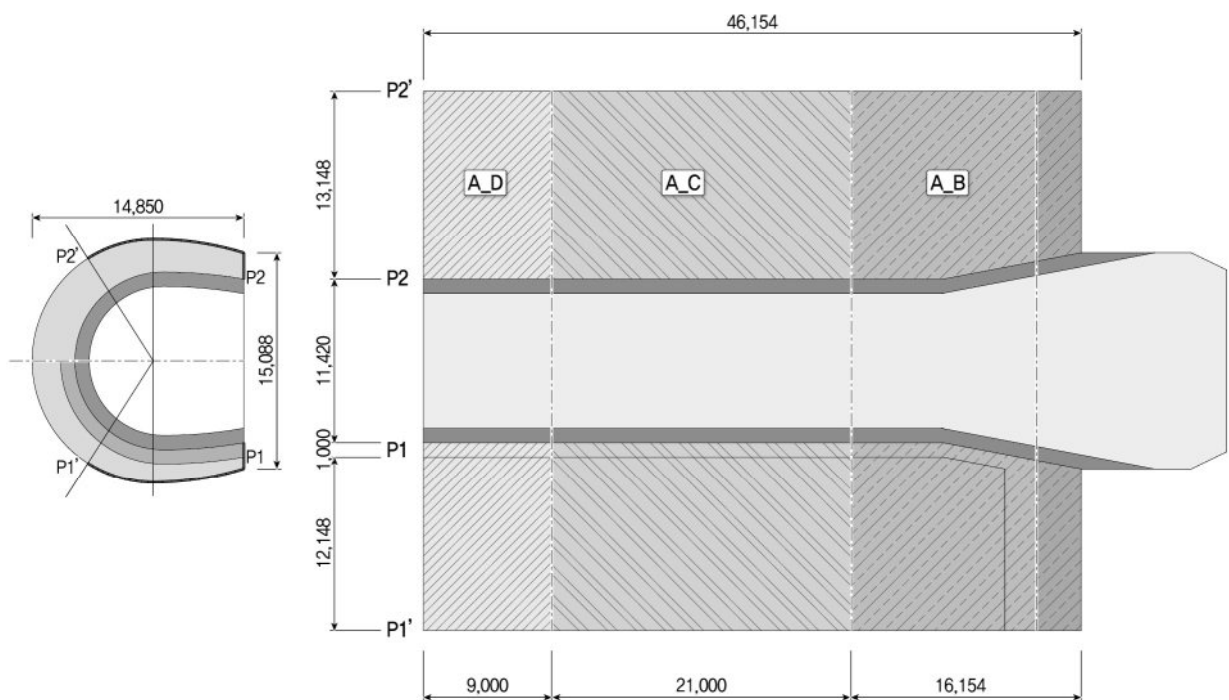
(2) 지반정수 산정

A) 지층에 대한 평균 마찰각 산정



구 분	단면적(m ²)	마찰각(°)	tan(phi)	tan(phi) × area	평균 마찰각
D Zone(A_D)	117.508	34.000	0.675	79.260	46.694
C Zone(A_C)	391.693	43.800	0.959	375.620	
B Zone(A_B)	359.333	52.400	1.299	466.603	
합 계	868.534			921.484	

B) 지층에 대한 평균 점착력 산정

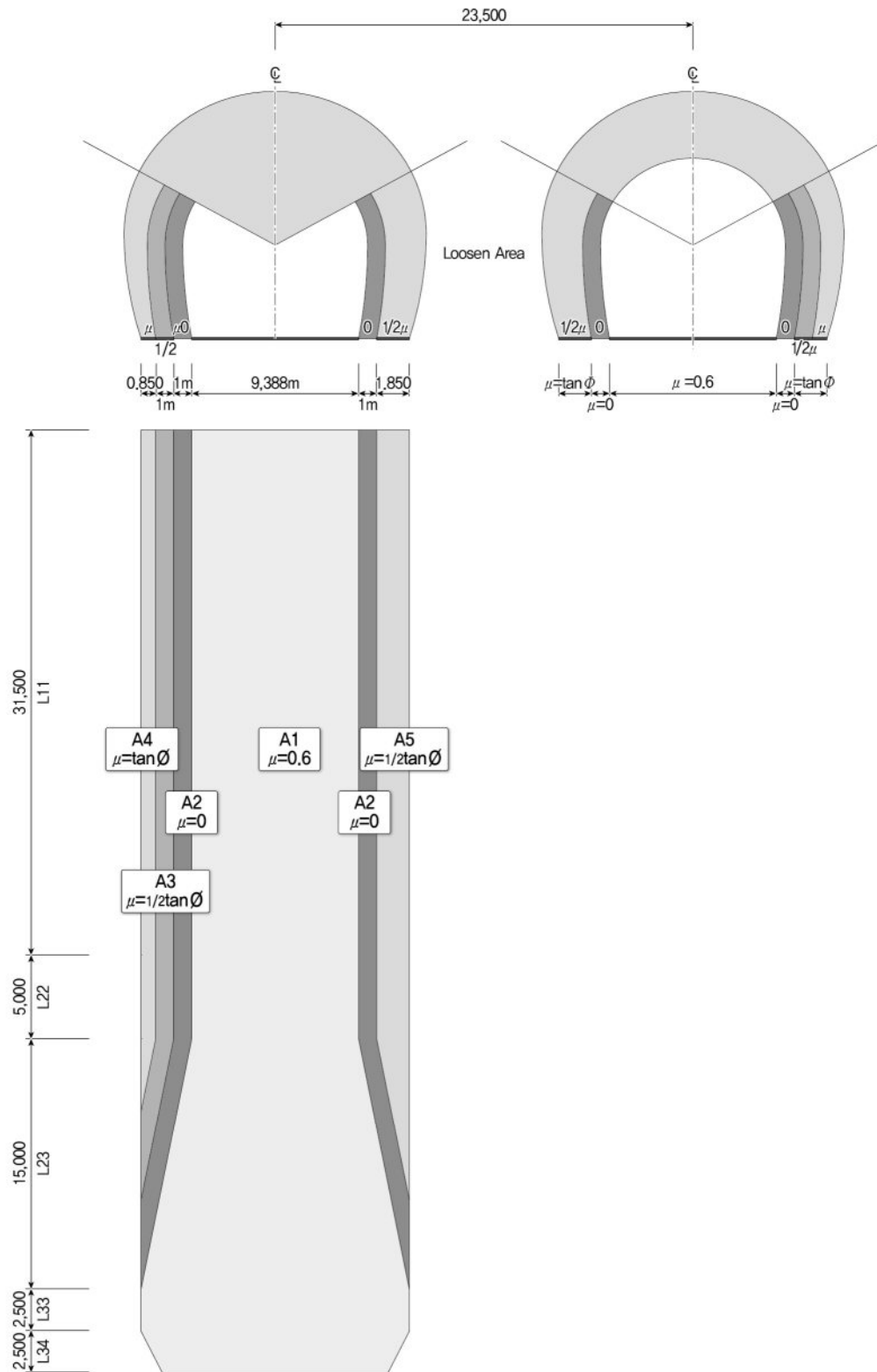


구 분	단면적(m ²)	점착력(kPa)	점착력(kPa) × 단면적	평균 점착력
D Zone(A_D)	236.796	36.000	8,524.656	154.121
C Zone(A_C)	552.525	109.000	60,225.225	
B Zone(A_B)	407.313	284.000	115,676.892	
합 계	1,196.634		184,426.773	

(3) 저항력

A) 마찰저항력 ($\mu W \cos \theta$)

- 가상파괴블럭 저면의 마찰력만 고려함
- 터널 사이의 이완영역을 고려함



<마찰 저항력 산정 단면>

마찰계수 = 0.6 (between rock and concrete), $\phi = 30.964$
 $= \tan \phi$ (between rock and concrete), $\phi = 46.694$ 평균 마찰각

$$A1 = 599.4 \text{ m}^2, \quad A2 = 49.6 \text{ m}^2$$

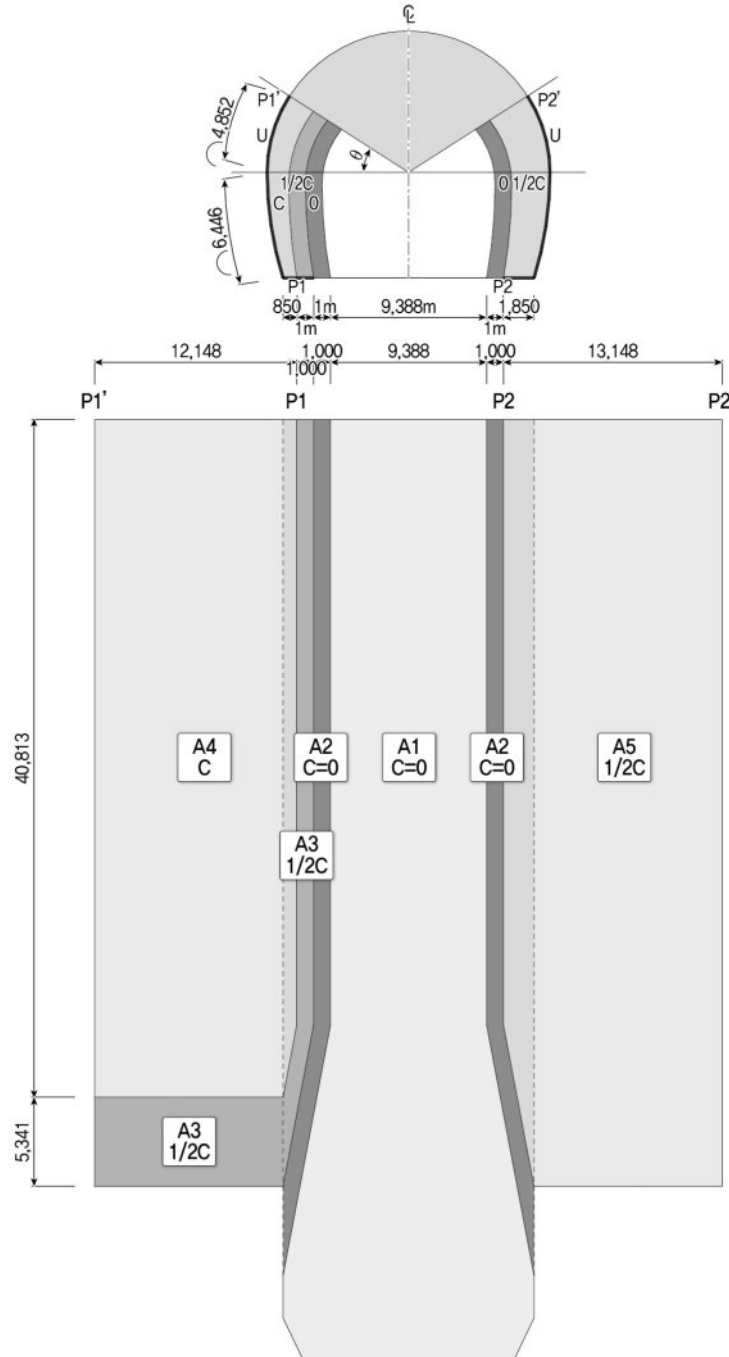
$$A3 = 44.1 \text{ m}^2, \quad A4 = 31.7 \text{ m}^2, \quad A5 = 75.8 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{저면 마찰계수 } (\mu) &= \frac{0.6 \times A1 + \tan \phi \times A4 + 1/2 \times \tan \phi \times (A3 + A5)}{\text{하부 단면적}} \\ &= \frac{456.9}{850.2} = 0.537 \end{aligned}$$

$$\text{마찰 저항력} = 1(\text{저항계수}) \times \mu \text{ W } \cos \theta = 0.537 \times 171,393 = 92,102 \text{ kN}$$

B) 점착저항력 (c A)

- 가상 파괴블럭의 저면과 가상활동면의 측면저항만을 고려함
- 터널 사이의 이완영역을 고려함
- 콘크리트와 암과의 점착력은 0으로 고려하여 계산함



- 아치부 유효 주연장(U)

$$2U = \pi R - 2 R$$

$$R = 8.5 \text{ m}$$

$$U = 4.852 \text{ m}$$

$$A1 = 599.4 \text{ m}^2$$

$$A2 = 49.6 \text{ m}^2$$

$$A3 = 104.6 \text{ m}^2$$

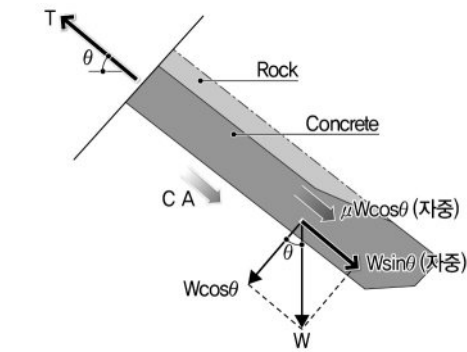
$$A4 = 494.0 \text{ m}^2$$

$$A5 = 598.0 \text{ m}^2$$

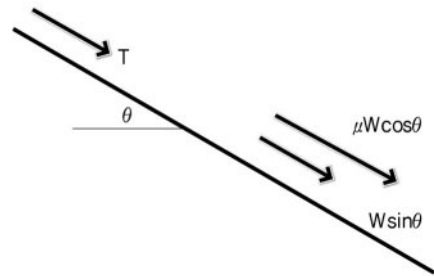
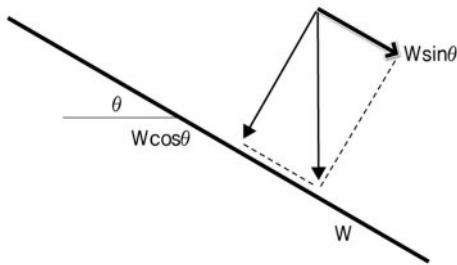
$$\text{암반의 점착력 (c)} = 154.1 \text{ kPa} \quad \text{평균 점착력}$$

$$\text{점착저항력 (cA)} = 1(\text{저항계수}) \times c \times A4 + 1/2 \times c \times (A3 + A5) = 130,283 \text{ kN}$$

C) 활동면의 하중계산



입사각 (θ) = 22.649°



수평 분력 (W_H) = $W \sin \theta$ (= resistance $W \sin \theta$)

$$185,715 \times \sin 22.649 = 71,516 \text{ kN}$$

수직 분력 (W_V) = $W \cos \theta$ =

$$185,715 \times \sin \cos 22.649 = 171,393 \text{ kN}$$

활동면에 작용하는 하중

케이블 하중 = 128,626 kN

활동면의 자중 = $W \sin \theta$ = 71,516 kN

마찰저항력 = $1(\text{저항계수}) \times \mu W \cos \theta = 0.54 \times 171,393 = 92,102 \text{ kN}$

(4) 안정검토

A) 활동면의 하중계산

$$F_s = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta}{T} \geq 1.1$$

$$F_s = \frac{(71,516 + 92,102)}{128,626} = 1.27 \geq 1.1 \text{ O.K.}$$

B) 활동면의 하중계산

$$F_s = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta + CA}{T} \geq 2.0$$

$$F_s = \frac{(71,516 + 92,102 + 130,283)}{128,626} = 2.28 \geq 2.0 \text{ O.K.}$$

7.3.2 극단상황 한계상태

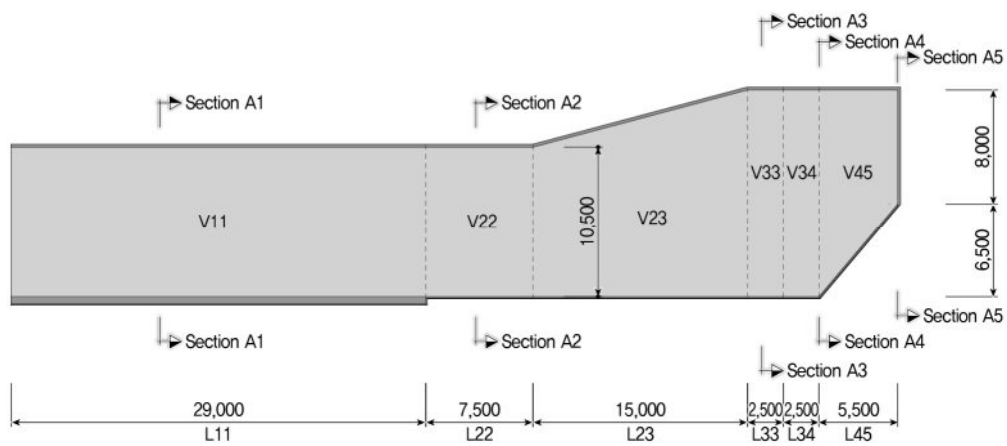
(1) 하중

A) 케이블하중

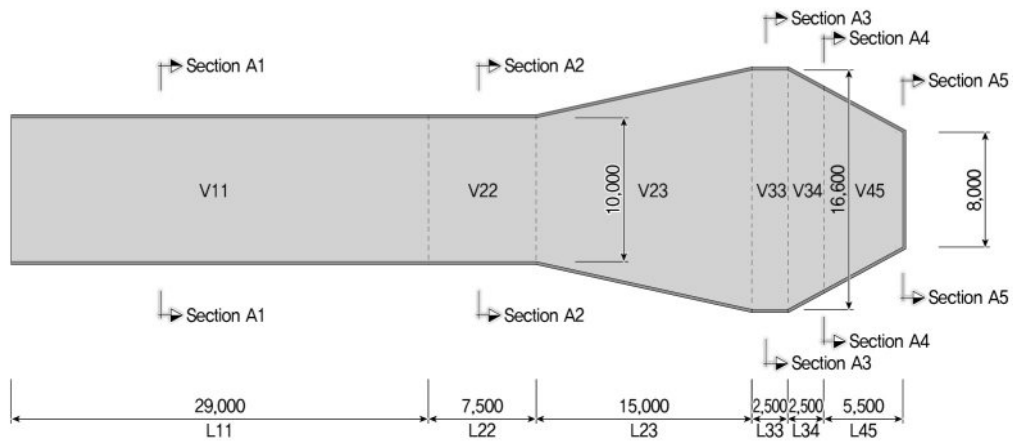
구 분		사용 한계상태	극단상황 한계상태
케이블 하중	T (kN / Bridge)	257,252	259,814
	T (kN / Cable)	128,626	129,907

B) 콘크리트와 강체 체적

• 종단면도



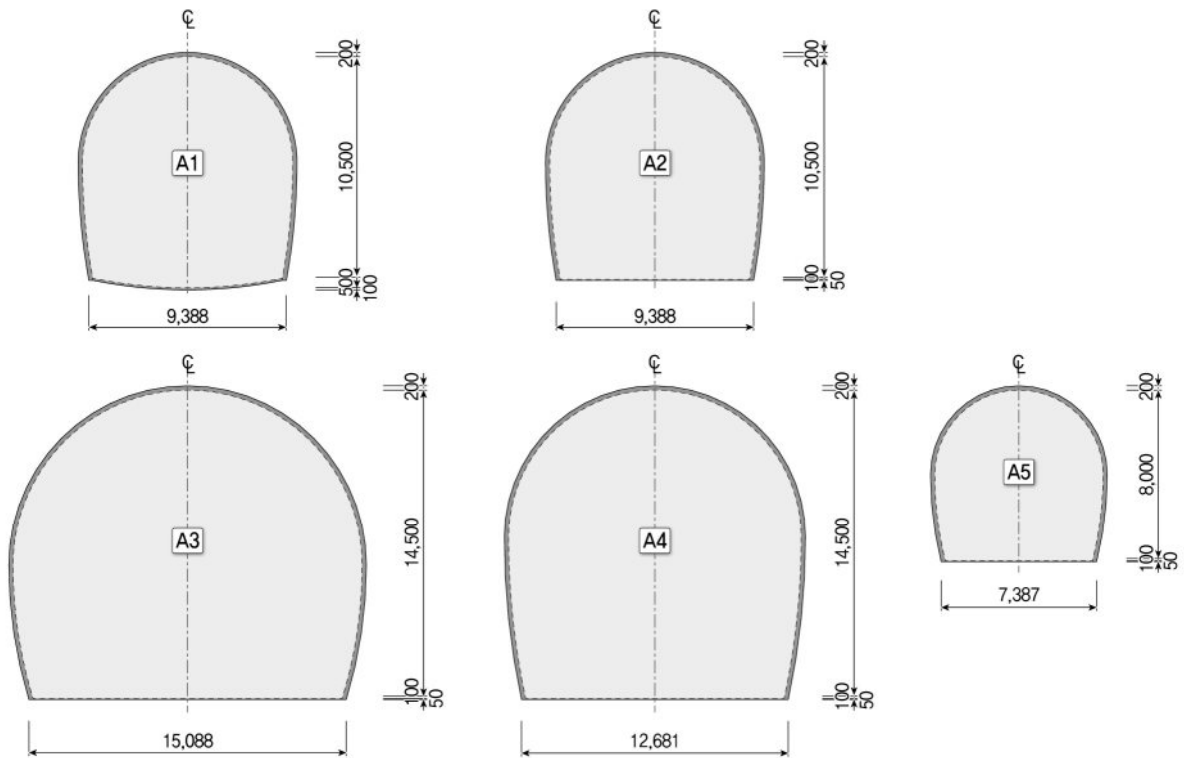
• 평면도



1) 구간별 길이

V11 zone 길이	L11	=	29.0	m
V22 zone 길이	L22	=	7.5	m
V23 zone 길이	L23	=	15.0	m
V33 zone 길이	L33	=	2.5	m
V34 zone 길이	L34	=	2.5	m
V45 zone 길이	L45	=	5.5	m
전체길이		=	62.0	m

2) 단면적



구 분	A1	A2	A3	A4	A5
단면적 (M2)	102.0	99.3	217.4	186.4	61.2
하부폭 (M)	9.4	9.4	15.1	12.7	7.4

3) 체적

$$\begin{aligned}
 V11 &= A1 \times L11 &= 102.0 \times 29.0 &= 2,959 \text{ m}^3 \\
 V22 &= A2 \times L22 &= 99.3 \times 7.5 &= 745 \text{ m}^3 \\
 V23 &= (A2 + A3)/2 \times L23 &= 158.4 \times 15.0 &= 2,376 \text{ m}^3 \\
 V33 &= A3 \times L33 &= 217.4 \times 2.5 &= 544 \text{ m}^3 \\
 V34 &= (A3 + A4)/2 \times L34 &= 201.9 \times 2.5 &= 505 \text{ m}^3 \\
 V45 &= (A4 + A5)/2 \times L45 &= 123.8 \times 5.5 &= 681 \text{ m}^3 \\
 \text{전체 체적} &= &= &= 7,809 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

4) 강재 체적

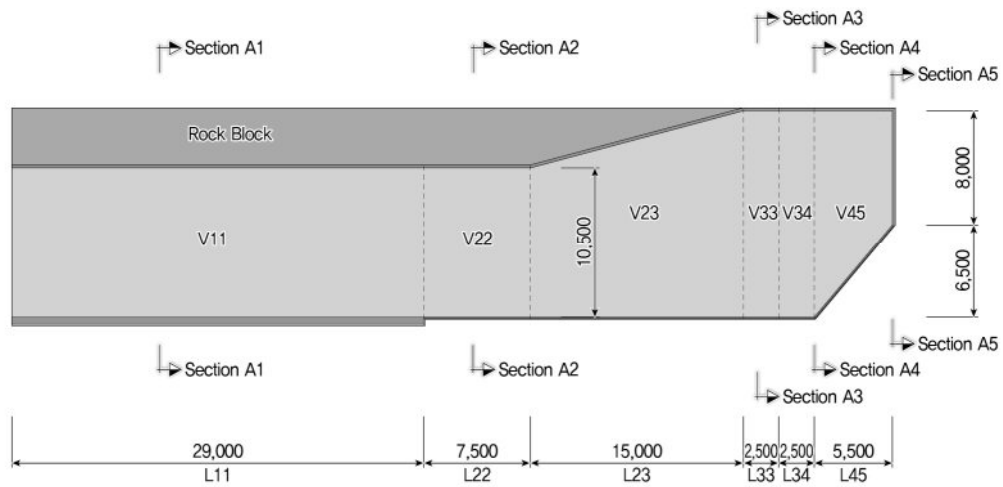
$$\begin{aligned}
 \text{강재 중량} &= 7,804 \text{ kN (drawing ref.)} \\
 \gamma_{\text{steel}} &= 78.5 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{강재 체적} &= \text{강재 중량} / \gamma_{\text{steel}} \\
 &= 7,804 / 78.50 = 99.41 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

5) 콘크리트 체적 (강재 체적 고려)

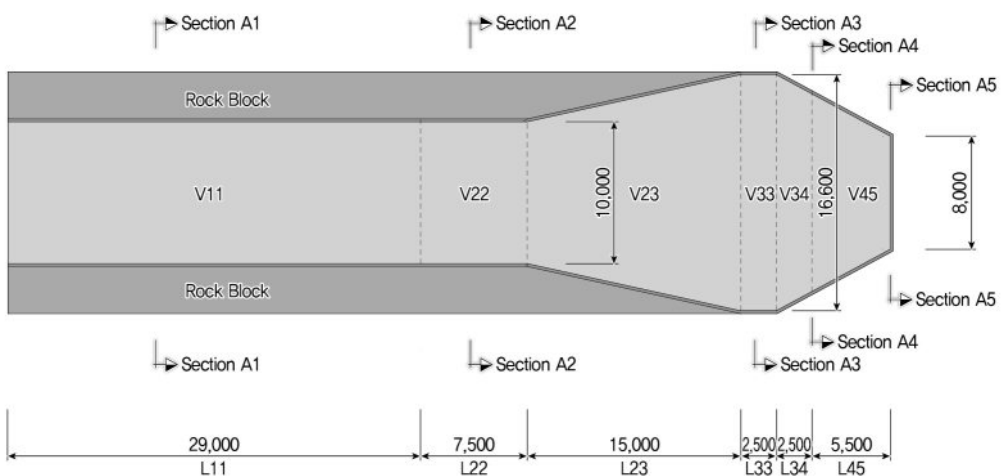
구 분	V11	V22	V23	V33	V34	V45	강재	합계
체적(m³)	2,959	745	2,376	544	505	681	-99.41	7,710

C) 연동암 체적

• 종단면도



• 평면도



$$V_{Total} = A3 \times (L11 + L22 + L23) \\ = 217.429 \times (29.0 + 7.5 + 15.0) = 11.198 \text{ m}^3$$

$$V_{Con} = A2 \times (L11 + L22) + V23 \\ = 3.626 + 2.376 = 6.001 \text{ m}^3$$

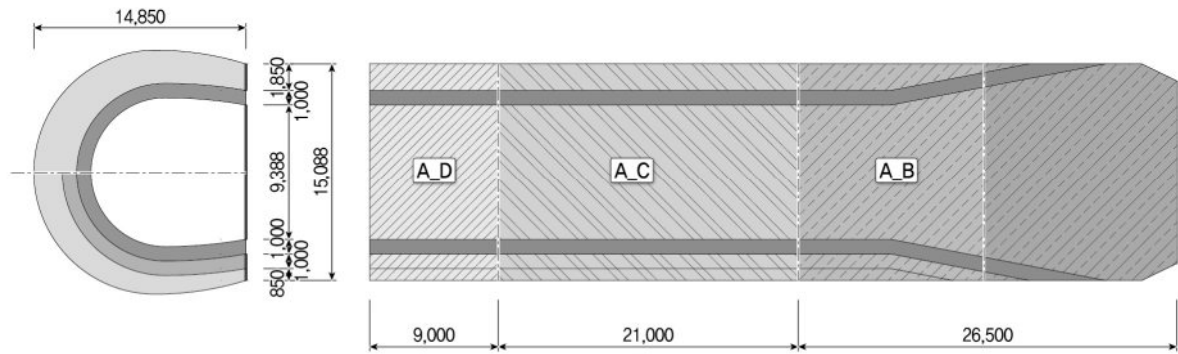
$$\text{암 체적} = V_{total} - V_{Con} \\ = 11.198 - 6.001 = 5.196 \text{ m}^3$$

D) 전체 체적 및 중량

구 분	콘크리트	강재	암	합계	부력	전체 저항중량
체적(m³)	7,710	99.41	5,196	13,005		
단위중량(kN/m³)	23.5	78.5	24.4		10	
중량(kN)	181,178	7,804	126,786	315,767	-130,052	185,715

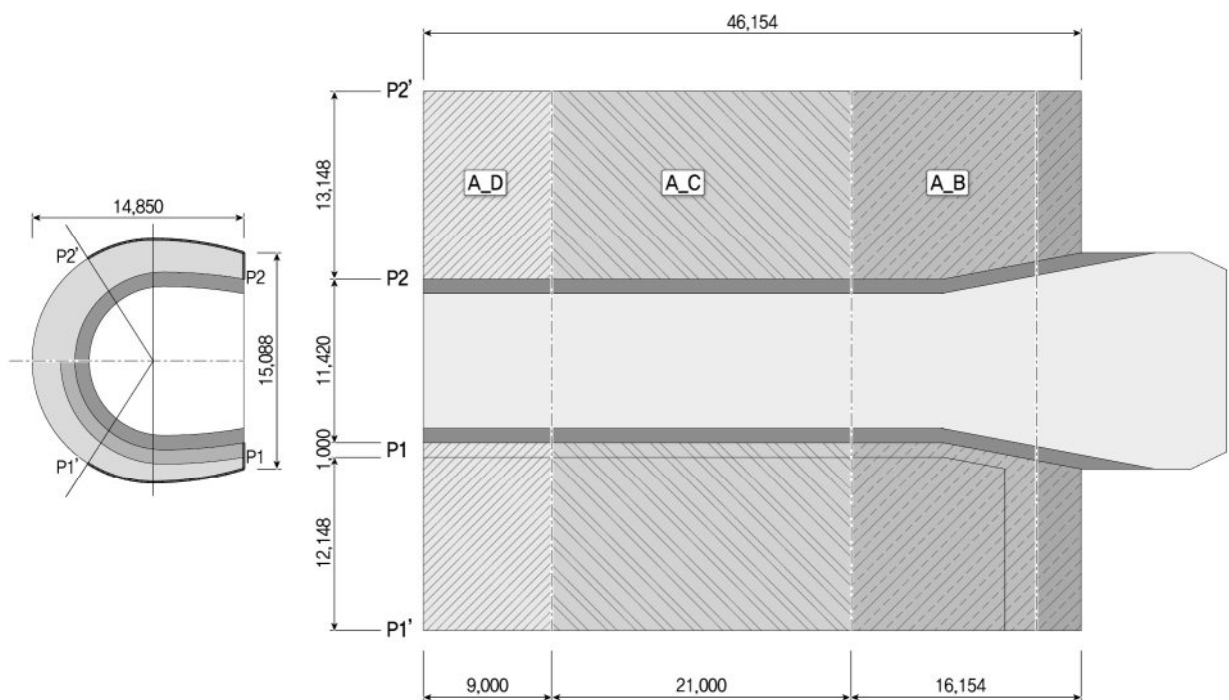
(2) 지반정수 산정

A) 지층에 대한 평균 마찰각 산정



구 분	단면적(m ²)	마찰각(°)	tan(phi)	tan(phi) × area	평균 마찰각
D Zone(A_D)	117.508	34.000	0.675	79.260	46.694
C Zone(A_C)	391.693	43.800	0.959	375.620	
B Zone(A_B)	359.333	52.400	1.299	466.603	
합 계	868.534			921.484	

B) 지층에 대한 평균 점착력 산정

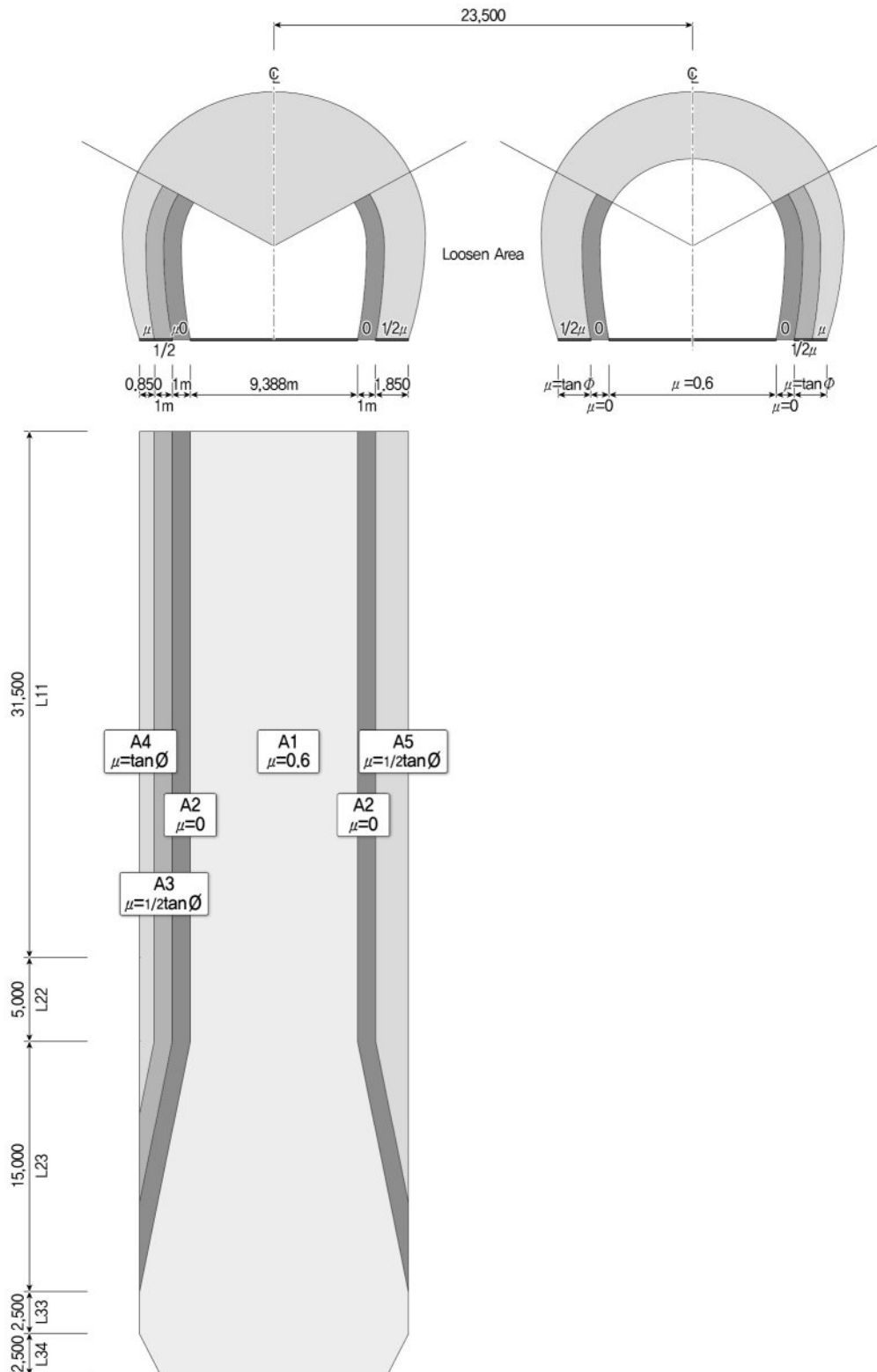


구 분	단면적(m ²)	점착력(kPa)	점착력(kPa) × 단면적	평균 점착력
D Zone(A_D)	236.796	36.000	8,524.656	154.121
C Zone(A_C)	552.525	109.000	60,225.225	
B Zone(A_B)	407.313	284.000	115,676.892	
합 계	1,196.634		184,426.773	

(3) 저항력

A) 마찰저항력 ($\mu W \cos \theta$)

- 가상파괴블럭 저면의 마찰력만 고려함
- 터널 사이의 이완영역을 고려함



<마찰 저항력 산정 단면>

$$\begin{aligned}\text{마찰계수} &= 0.6 \text{ (between rock and concrete),} & \phi &= 30.964 \\ &= \tan \phi \text{ (between rock and concrete),} & \phi &= 46.694 \quad \text{평균 마찰각}\end{aligned}$$

$$A1 = 599.4 \text{ m}^2, \quad A2 = 49.6 \text{ m}^2$$

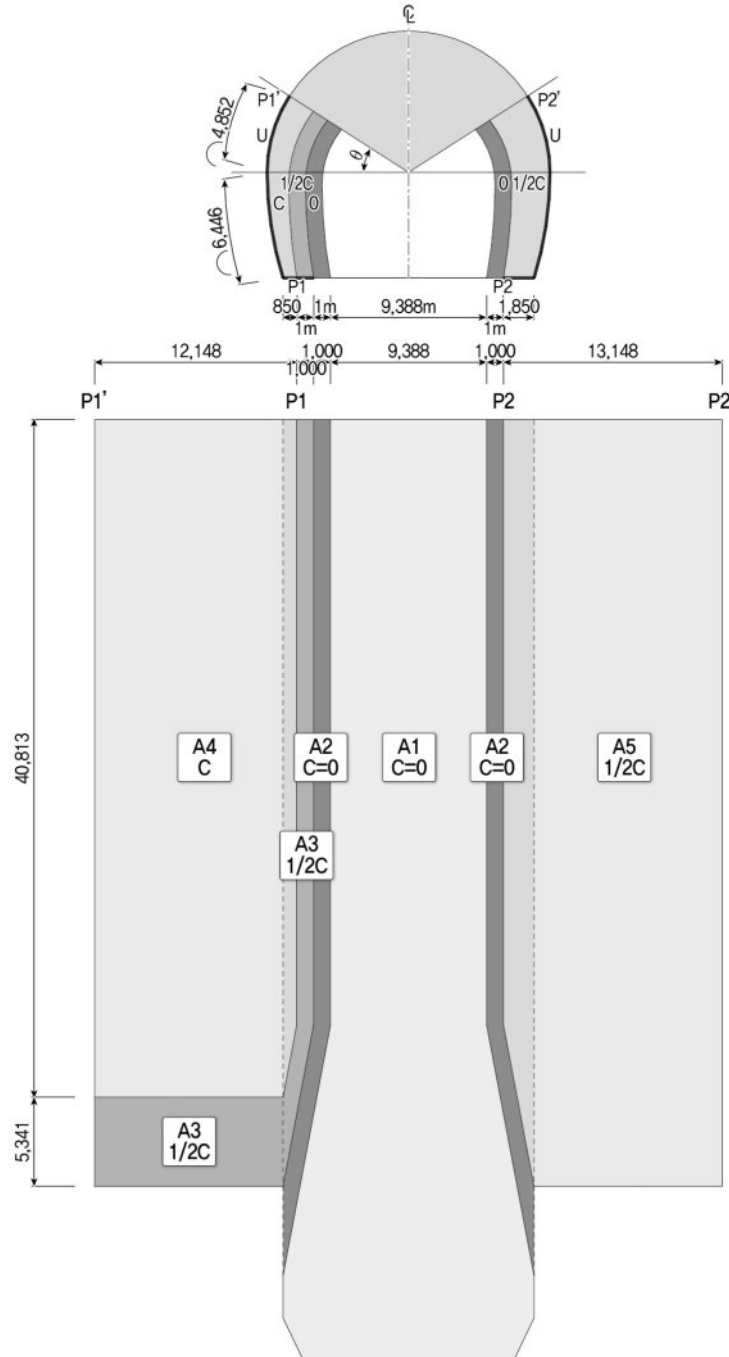
$$A3 = 44.1 \text{ m}^2, \quad A4 = 31.7 \text{ m}^2, \quad A5 = 75.8 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{저면 마찰계수 } (\mu) &= \frac{0.6 \times A1 + \tan \phi \times A4 + 1/2 \times \tan \phi \times (A3 + A5)}{\text{하부 단면적}} \\ &= \frac{456.9}{850.2} = 0.537\end{aligned}$$

$$\text{마찰 저항력} = 1(\text{저항계수}) \times \mu \text{ W } \cos \theta = 0.537 \times 171,393 = 92,102 \text{ kN}$$

B) 점착저항력 (c A)

- 가상 파괴블럭의 저면과 가상활동면의 측면저항만을 고려함
- 터널 사이의 이완영역을 고려함
- 콘크리트와 암과의 점착력은 0으로 고려하여 계산함



- 아치부 유효 주연장(U)

$$2U = \pi R - 2R \quad R = 8.5 \text{ m} \quad U = 4.852 \text{ m}$$

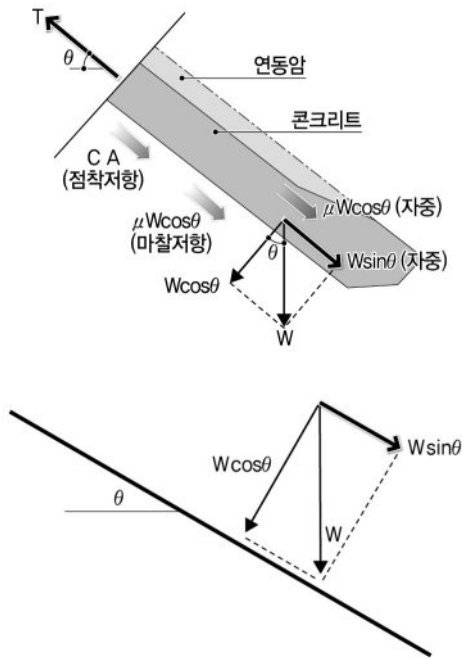
$$A1 = 599.4 \text{ m}^2 \quad A2 = 49.6 \text{ m}^2$$

$$A3 = 104.6 \text{ m}^2 \quad A4 = 494.0 \text{ m}^2 \quad A5 = 598.0 \text{ m}^2$$

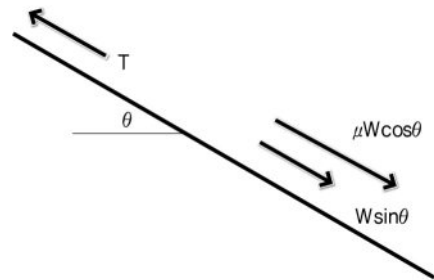
$$\text{암반의 점착력 (c)} = 154.1 \text{ kPa} \quad \text{평균 점착력}$$

$$\text{점착저항력 (cA)} = 1(\text{저항계수}) \times c \times A4 + 1/2 \times c \times (A3 + A5) = 130,283 \text{ kN}$$

C) 활동면의 하중계산



입사각 (θ) = 22.649°



수평 분력 (W_H) = $W \sin \theta$ (= resistance $W \sin \theta$)

$$185,715 \times \sin 22.649 = 71,516 \text{ kN}$$

수직 분력 (W_V) = $W \cos \theta$ =

$$185,715 \times \sin \cos 22.649 = 171,393 \text{ kN}$$

활동면에 작용하는 하중

케이블 하중 = 129,907 kN

활동면의 자중 = $W \sin \theta$ = 71,516 kN

마찰저항력 = $1(\text{저항계수}) \times \mu W \cos \theta = 0.54 \times 171,393 = 92,102 \text{ kN}$

(4) 안정검토

A) 활동면의 하중계산

$$F_s = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta}{T} \geq 1.1$$

$$F_s = \frac{(71,516 + 92,102)}{129,907} = 1.26 \geq 1.1 \text{ O.K.}$$

B) 활동면의 하중계산

$$F_s = \frac{W \sin \theta + \mu W \cos \theta + CA}{T} \geq 2.0$$

$$F_s = \frac{(71,516 + 92,102 + 130,283)}{129,907} = 2.26 \geq 2.0 \text{ O.K.}$$

7.4 지중정착식 앵커리지 설계 예제

7.4.1 전체계 안정성 검토

(1) 안정성 검토식

$$F.S. = \frac{W \cdot \cos \beta - T \cdot \sin(\phi/2) \cdot \mu + W \cdot \sin \beta + C \cdot A}{T \cdot \cos(\phi/2)} \geq 3.0$$

여기서, W : 활동면 내부의 암반의 유효중량 (kN)

C : 파괴면의 점착력 (kN/m²)

A : 외주면적 (m²)

μ : 저면 마찰계수 ($\tan \phi$)

T : 케이블 장력 (kN)

ϕ : 내부마찰각

β : 활동면과 수평면이 이루는 각

(2) 설계 조건

- 지하수위 아래의 무게는 부력을 고려한다
- 점착력은 하면만을 고려한다
- 최소 외주면(가정한 파괴면내)에 대하여 검토한다
- 상면 측면의 마찰저항은 무시한다
- 예상 활동 저면의 경사각은 고려한다
- 암반의 자중만을 고려하여 안전측으로 검토한다

(3) 설계 입력사항

- 케이블의 장력

$$T = 403,078 \text{ kN (사용한계 상태)}$$

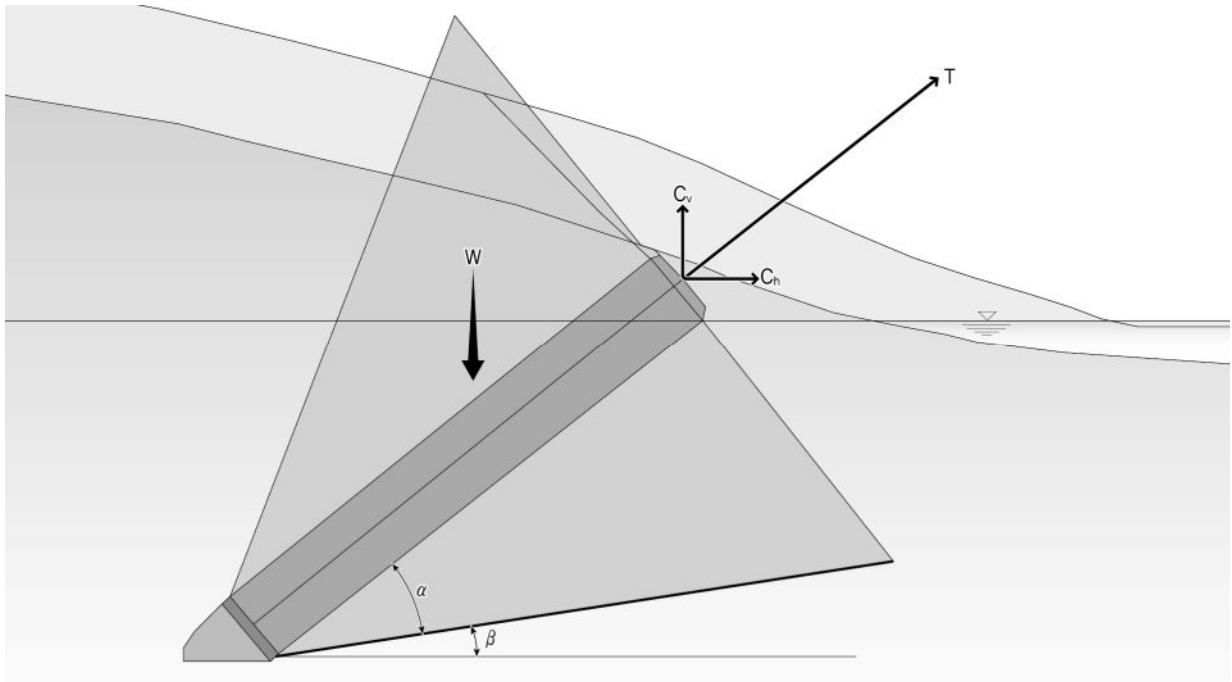
$$\text{입사각} = 20.278^\circ$$

$$C_h = T \cdot \cos \theta = 378,096 \text{ kN}$$

$$C_v = T \cdot \sin \theta = 139,697 \text{ kN}$$

- 앵커 정착길이 = 36 m
- 토사의 단위중량 (γ_{soil}) = 19 kN/m³
- 연암의 단위중량 (γ_{rock}) = 24 kN/m³
- 해수의 단위중량 (γ_{water}) = 10.3 kN/m³

(4) 검토단면



(5) 안정성 검토 내용 및 결과

- 파괴면의 점착력 = 380 kN/m^2 , 연암의 내부마찰각 = 37°
- 정착길이 = 36 m
- 암선 아래의 구체의 체적 = $35,892 \text{ m}^3$
- 암선아래와 해수면위의 구체 체적 = $2,684 \text{ m}^3 = 64,416 \text{ kN}$
- 해수면 아래의 구체 체적 = $33,208 \text{ m}^3 = 454,950 \text{ kN}$
- 전체 켄기구체중량(W) = $519,366 \text{ kN}$

- 입력 변수

켄기의 외주면적 $A = 2,151 \text{ m}^2$

$\alpha = \phi/2 = 18.5^\circ$ (암반의 파괴각)

$\beta = 21.5$ (케이블 굴절각에서 α 값을 뺀값)

- 계산 결과

① 저항력 $R = (W \cos \beta - T \sin \alpha) \mu + W \sin \beta + C A$

• 암반켄기 자중에 의한 저항력 $((W \cos \beta - T \sin \alpha) \mu + W \sin \beta) = 458,107 \text{ kN}$

• 활동면의 점착력에 의한 저항력 $(c A) = 817,380 \text{ kN}$

$R = 267,759 + 190,348 + 817,380 = 1,275,487 \text{ kN}$

② 케이블하중에 의한 작용력 ($T \cos \alpha$) = 382,248 kN

③ 활동에 대한 안전율

$$\begin{aligned} \text{F.S.} &= \frac{W \cdot \cos \beta - T \cdot \sin(\phi/2) \cdot \mu + W \cdot \sin \beta + C \cdot A}{T \cdot \cos(\phi/2)} \\ &= \frac{267,759 + 190,348 + 817,380}{382,248} \\ &= 3.34 \geq 3.0 \quad \text{O.K.} \end{aligned}$$

부록

1. 앵커리지 기초저면 마찰계수 산정 방법

본 절에서는 앵커리지 설계에 사용되는 기초저면의 마찰계수 산정을 위한 시험법을 나타낸다. 본 시험법은 암석 및 콘크리트와 같은 취성 구조재료 전단면에서의 전단거동특성을 파악하기 위한 직접 전단시험법(direct shear test)으로, 전단면에서의 전단강도(shear strength), 최대마찰각(Maximum friction angle), 잔류마찰각(residual friction angle)의 산정을 주 목적으로 한다.

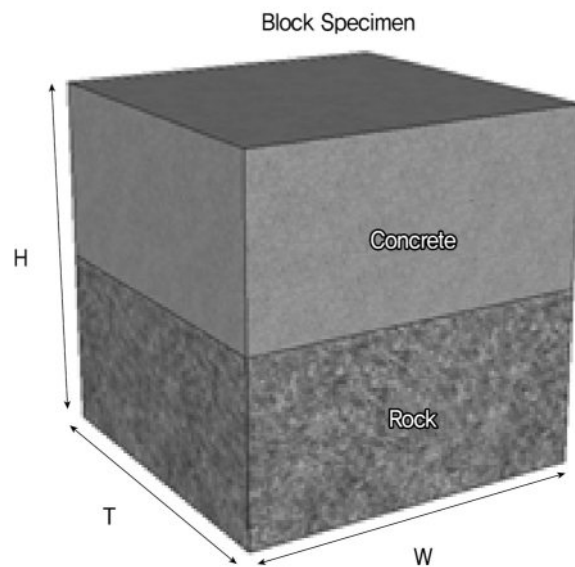
1) 시험 준비

(1) 시험편

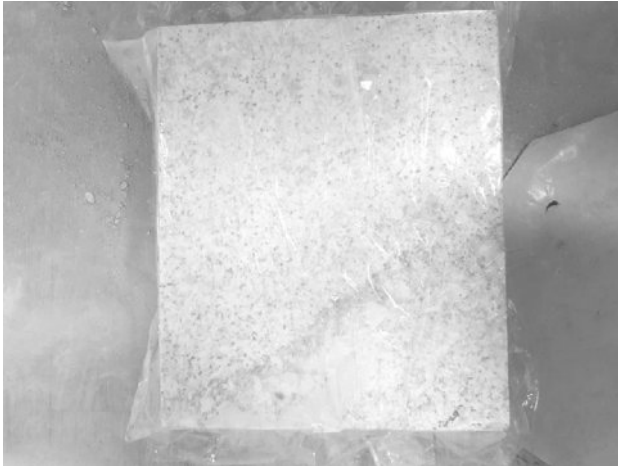
- ① 시험에 사용되는 시험편은 블록형태를 사용하며, 시험편 전단면의 면적은 최소 $1,900\text{mm}^2$ 이상이 되어야 한다(그림 A1-1).
- ② 암석 시험편은 구성광물 최대 입자크기의 10배 이상이 되도록 제작해야 하며, 암석 시험편과 콘크리트 시험편의 너비 W 및 폭 T의 길이는 동일하도록 제작한다(시험 크기 권장 기준 - 너비(W) : 250mm, 폭(T) : 250mm).
- ③ 시험대상 굴착현장의 암반 노출면 중 신선한 부분을 선정하여 시료를 채취하며, 시료 채취 과정은 다음과 같다.
 - a) 블록샘플링 지점 주위를 수작업으로 주의하여 적정심도까지 압축공기식 착암기 등을 사용하여 굴착한다.
 - b) 단단한 암반면에 대하여 방향전환 폴리(pulley)가 진행할 수 있도록 천공작업 후 다이아몬드 와이어쏘 절단을 하거나, 휠쏘 등의 장비를 통해 충분한 크기로 1차 절단한다.
 - c) 1차 절단한 블록샘플을 다시 시험단위 크기별 2차 절단 후 모든 표면을 매끄럽게 가공한다.
 - d) 이종재료 접합면에서의 기본마찰각 산정을 위해서는 두 재료의 접합면을 매끄러운 상태로 시험을 수행하며, 거칠기에 대한 영향을 고려하고자 할 때는 거칠기 경사각을 달리하여 접촉면 표면을 가공하여 시험을 수행한다.
 - e) 이때의 거칠기는 삼각형의 요철 형상으로, 경사각은 40° 를 초과하지 않는다. 요철 높이는 25mm를 유지하고, 접합면에서의 전체 요철의 개수는 5개 이상으로 한다.

(2) 시험편

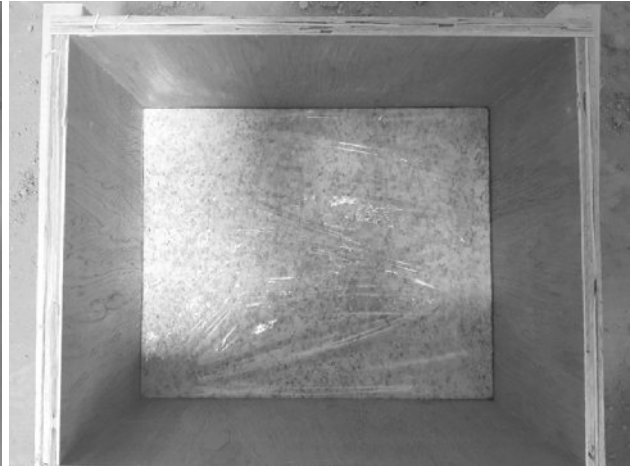
- ① 제작한 암석 시험편의 전단면을 바탕으로 양생용 거푸집을 제작 및 양생을 실시한다.
- ② 이상적인 전단거동의 발생을 위해서는 시험편의 너비/폭(W/T), 너비/높이(W/H) 비(ratio)는 1~2의 값을 갖도록 설계하는 것이 바람직하다.
- ③ 전단면에서의 부착력(adhesion)을 고려하는 경우가 아닌 한, 전단면은 분리된 불연속면(discontinuity)으로 존재하여야 하며, 단일 경계면으로 설계되어야 한다.
- ④ 이때의 콘크리트 시료는 일축압축강도 35MPa, 슬럼프 100mm를 고려하여, 콘크리트 배합비를 조정해야 하며, 이를 위한 일축압축시험 및 슬럼프 측정 시험을 수행하여야 한다.
- ⑤ 두 재료의 접합면에는 저밀도 폴리에틸렌 재질의 필름(식품용 랩) 등을 분리재로 사용하고, 적절한 강도발현을 위하여 콘크리트 타설 후 28일간 실내에서 수중 양생한다.



〈그림 A1-1〉 암석-콘크리트 직접전단시험을 위한 시료 모식도



(a) 암석 시험편 준비



(b) 콘크리트 타설 몰드 제작



(c) 콘크리트 타설



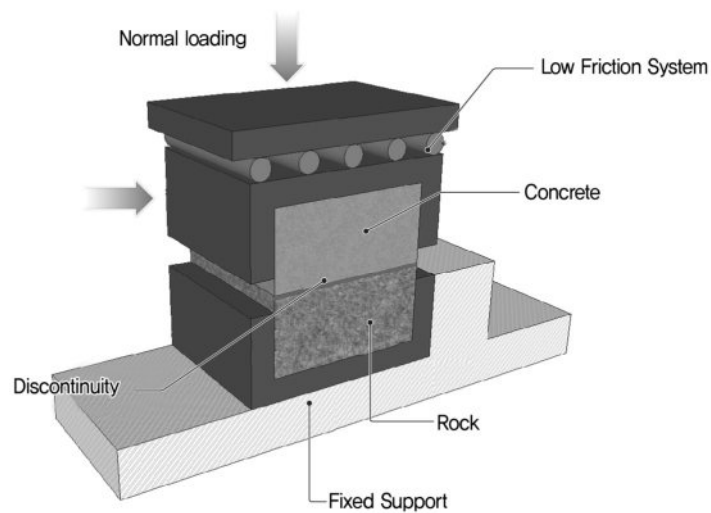
(d) 직접전단시험체 완성 및 양생

〈그림 A1-2〉 직접전단시험용 암석-콘크리트 시료 제작과정

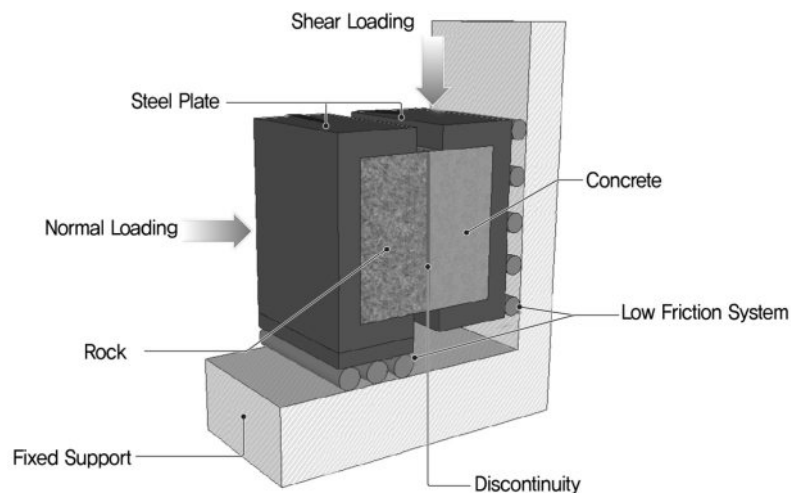
(3) 시험장치

- ① 시험에 사용되는 하중 가압장치(load device)는 수직 및 전단방향에 대한 하중의 가압이 가능하여야 하며, 일정한 하중 설정 값에 대해 2% 편차 내외의 유지가 가능하여야 한다.
- ② 하중 가압장치의 용량(capacity)은 시험편의 크기나 강도를 고려하여 충분한 하중용량을 가져야 한다.
- ③ 전단하중 가압장치는 시험편 길이(W)의 10% 이상 전단변위를 허용할 수 있어야 한다.
- ④ 시험편은 고정 틀(frame)이나 전단박스(shear-box)에 의해 단단히 고정되어야 하며, 시험편이 불규칙해 고정 장치와 이격이 생기는 경우, 고정재(filling material)를 이용해 고정하여야 한다(그림 A1-2 참고).
- ⑤ 시험편을 고정(또는 구속)하는 고정 틀이나 전단박스는 시험편의 크기에 맞추어 설계되어야 하며, 시험편의 전단면을 초과하지 않도록 제작한다.
- ⑥ 시험편의 전단면에 대한 화상관측이 계획된 경우, 고정 틀이나 전단박스가 시험편의 전단면을 가리지 않도록 제작한다.

- ⑦ 시험에 사용되는 하중 가압장치 및 고정 지지대(fixed support), 고정 플레이트(steel plate or shear-box) 장치는 시험의 수행에 따른 변형이 무시될 만큼 시험편에 비해 충분히 높은 강성을 가지도록 설계되어야 한다.
- ⑧ 수직하중 및 전단하중은 시험편의 가압면에 대해 균형적으로 분배되어 작용하여야 하며, 부분 및 점하중(point-load)의 형태로 작용하여서는 안 된다.
- ⑨ 수직하중과 전단하중에 의해 발생하는 합성하중(net-load)의 방향은 전단면의 중앙부를 지나야 하며, 하중 가압에 따른 시험편의 회전 발생을 최소화 하여야 한다.
- ⑩ 전단면과 평행한 한 쪽 면에 대해 롤러(roller) 등과 같은 마찰감소장치(low friction system)를 설치하여 전단면에서의 전단변위(shear displacement) 발생에 따른 장비의 마찰저항이 최소화 되도록 하여야 한다.



(a) 일반적인 수평방향 배치



(b) 대체용 수직방향 배치

<그림 A1-3> 직접전단시험 모식도

2) 시험의 수행

- ① 제작된 블록 시험편에 고정 틀이나 전단박스를 결합한다.
- ② 고정 틀 도는 전단박스에 결합된 시험편을 시험장치위에 고정시킨 후 수직 및 수평 변위/하중 측정장치를 설치한다.
- ③ 시험편 및 측정장치 설치 완료 후, 100N~200N범위의 초기 수직하중을 가압한다.
- ④ 일정한 하중 가압속도를 유지하면서 시험편에 목표값 까지 수직하중을 가압한다.
- ⑤ 목표 수직하중 가압 후 수직변위의 변화가 10분 동안 0.05mm보다 작을 때 목표 수직하중이 작용하는 것으로 판단한다.
- ⑥ 시험편에 목표 수직하중이 가압된 상태에서 일정한 속도의 전단변위가 발생하도록 전단하중을 가압한다.
- ⑦ 최대 전단강도에 도달하기 이전까지 최소 10개 이상의 데이터 획득이 가능하여야 하며, 전단변위의 속도는 0.1mm/min 이하로 한다.
- ⑧ 최대 전단강도에 도달한 이후에도 전단하중의 가압을 지속하며, 약 1cm 이상의 전단변위에 대하여 전단응력의 변화가 5% 미만일 때의 전단하중으로 잔류 전단강도를 구한다.
- ⑨ 동일한 수직하중 조건으로 3개~5개의 시험편에 대한 시험을 반복수행하며, 3가지 조건 이상의 수직하중에 대해 시험을 수행한다.

3) 전단강도 및 마찰각의 산정

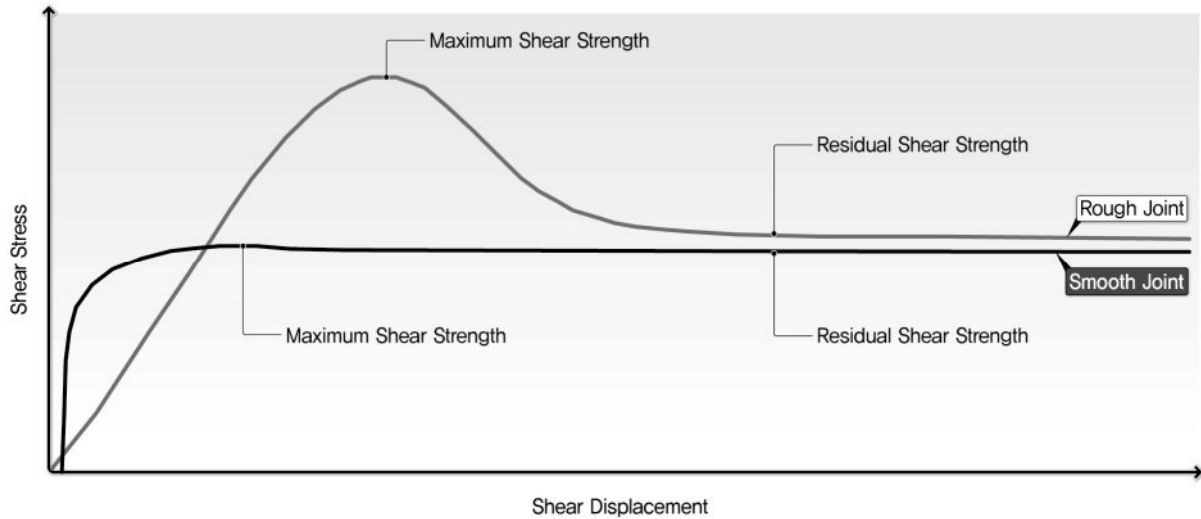
(1) 전단강도의 산정

- ① 시험편에 작용하는 수직응력 σ 및 전단응력 τ 은 각각 다음의 식 (1) 및 식 (2)를 통해 산정한다. 여기서, P_n 은 수직하중, P_s 는 전단하중, A 는 전단면의 면적이다.

$$\sigma = \frac{P_n}{A} \quad (1)$$

$$\tau = \frac{P_s}{A} \quad (2)$$

- ② 위의 식을 사용하여 각 실험결과에 대해 전단응력 및 수직응력을 산출하고, 이를 전단변위(shear displacement)-전단응력(shear stress) 곡선으로 도시한다(그림 A1-3 참고).
- ③ 그림 A1-4에 나타난 것과 같이, 전단변위-전단응력 곡선에서 초기 선형-탄성 거동(linear-elastic behavior)에 따른 최대 전단응력 값을 보이는 지점에서의 전단응력 값이 최대 전단강도로서 산정되며, 최대 전단강도 이후 약 1cm 이상의 전단변위에 대하여 전단응력의 변화가 5% 미만인 구간의 전단하중을 잔류 전단강도로서 산정할 수 있다.

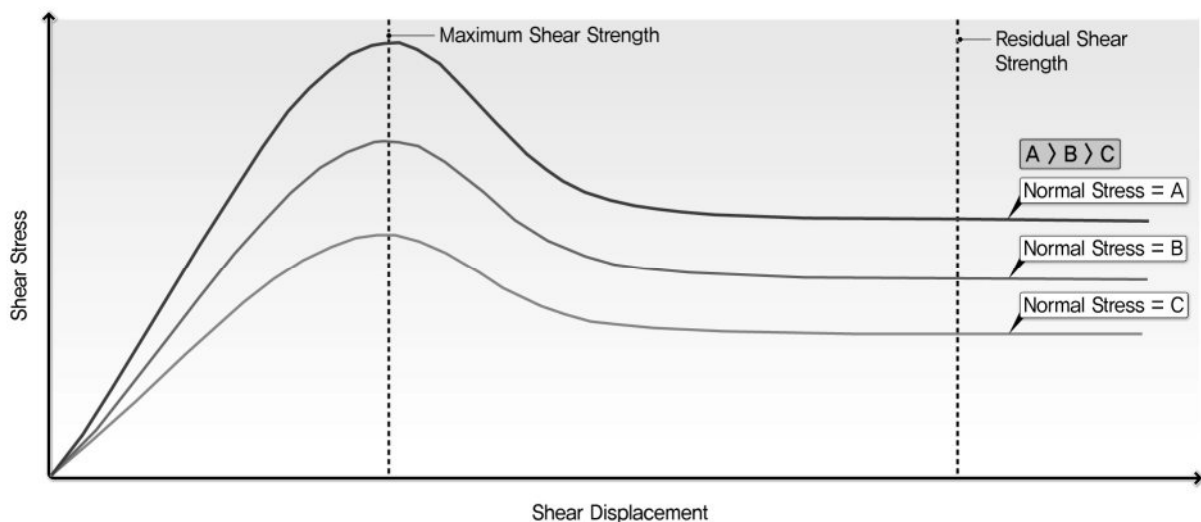


〈그림 A1-4〉 전단면의 거칠기에 따른 전단변위-전단응력 곡선 및 최대/잔류 전단강도 산출 예시

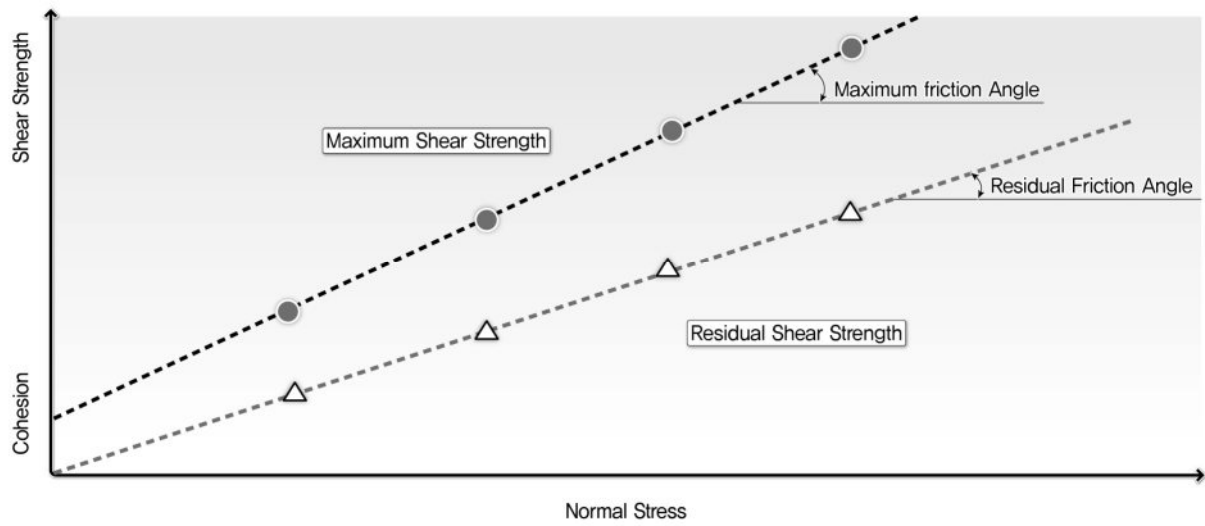
(2) 마찰각의 산정

- ① 그림 A1-5와 같이, 각각의 수직하중조건에 대한 전단변위-전단응력 곡선을 도시 및 최대/잔류 전단강도를 산정하며, 이에 대한 결과를 그림 A1-6에 나타낸 것과 같이 수직응력에 대한 전단강도 값으로 도시한다.
- ② 수직응력-전단강도 곡선에 대하여 선형 회귀분석(linear regression)을 수행하면, 다음의 식 (3)과 같이 전단강도 τ 는 수직응력 σ 에 대한 1차원 선형식으로 표현할 수 있으며, 이 때의 기울기 (slope angle) 값을 통해 최대/잔류 마찰각 $\tan \phi$ (friction angle)을 산정할 수 있으며, 이때의 Y절편 값은 점착력 c (cohesion)을 나타낸다.

$$\tau = C + \sigma \tan \phi \quad (3)$$



〈그림 A1-5〉 수직응력 조건에 따른 전단변위-전단응력 곡선의 도시 및 최대전단강도, 잔류전단강도 산출 예시

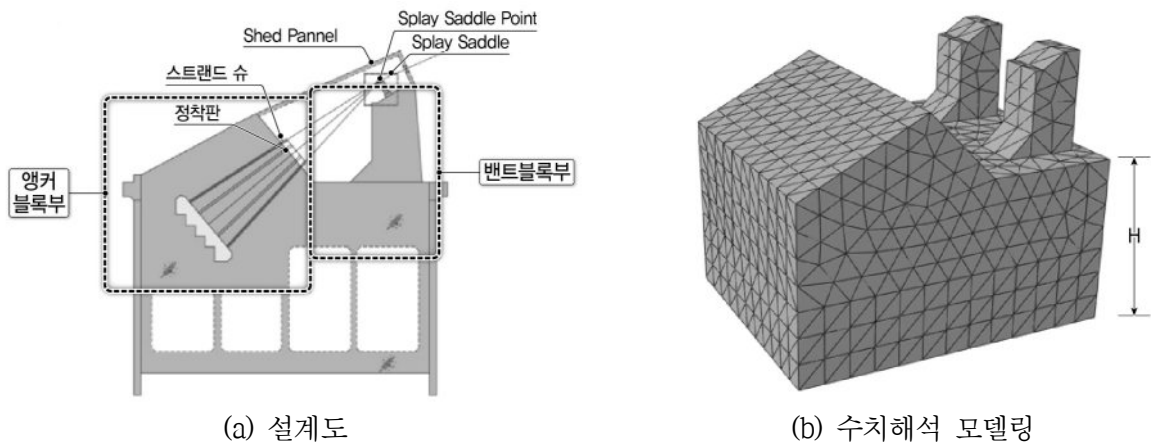


〈그림 A1-6〉 수직응력-전단강도 곡선에서의 선형회귀분석을 통한 마찰각 및 점착력의 산정 예시

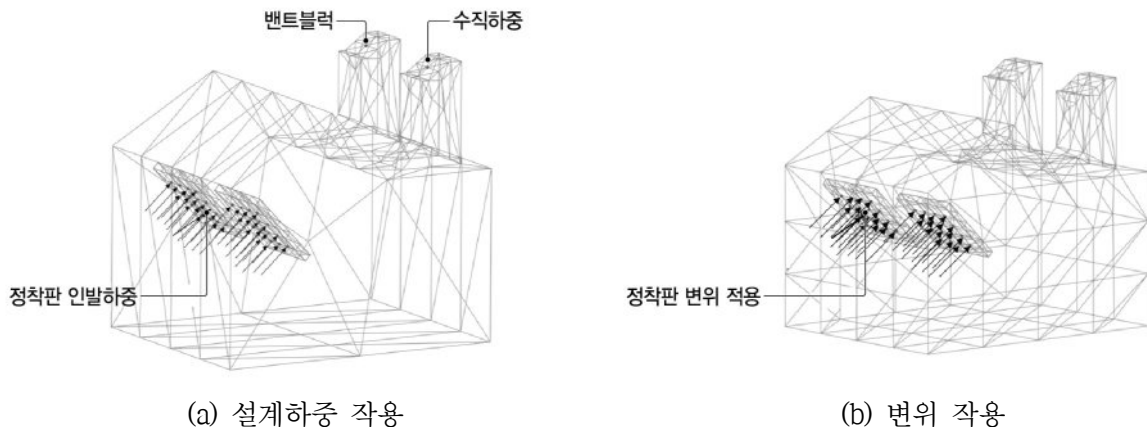
2. 앵커리지 전면부 수동저항

현수교의 케이블로부터 전해지는 인발 하중이 작용하게 되면 앵커리지 기초 전면에 수동 저항이 발생하지만 현 설계에서는 보수적인 관점에서 이를 무시하고 있다. 따라서 앵커리지 전면측의 수동저항을 앵커리지의 인발 지지력으로 일부 적용할 수 있다면 보다 합리적인 중력식 앵커리지의 설계가 가능할 것으로 판단된다. 본 절에서는 3차원 유한요소해석을 이용한 수행한 앵커리지 기초에 작용하는 수동저항에 대한 분석 결과를 나타낸다.

본 해석에서는 3차원 유한요소해석 범용 프로그램인 ABAQUS (2014)를 사용하였다. 중력식 앵커리지가 적용되어 설계된 국내 대교를 대상을 모델링 하였으며 대상 대교의 하중 및 지반조건과 앵커리지 조건을 고려하여 수치해석을 수행하였다 (그림 A2-1). 대상 대교의 케이블 장력(T)은 182,926 kN이고 밴트블록부에 작용하는 연직력 (V)는 75,460 kN이다. 설계 하중으로 인발시 앵커리지 거동에 따라 나타나는 지반의 파괴 거동이 잘 나타나지 않아 설계하중을 2배로 작용시킨 해석을 추가적으로 수행하였다 (그림 A2-2(a)). 또한, 극한 하중을 파악하기 위하여 밴트블럭에 작용하는 수직하중을 제거하고 정착판에 작용하는 하중대신 160 mm 변위를 추가적으로 적용하였다 (그림 A2-2(b)).



〈그림 A2-1〉 수치해석 대상 중력식 앵커리지의 설계도 및 수치해석 모델링



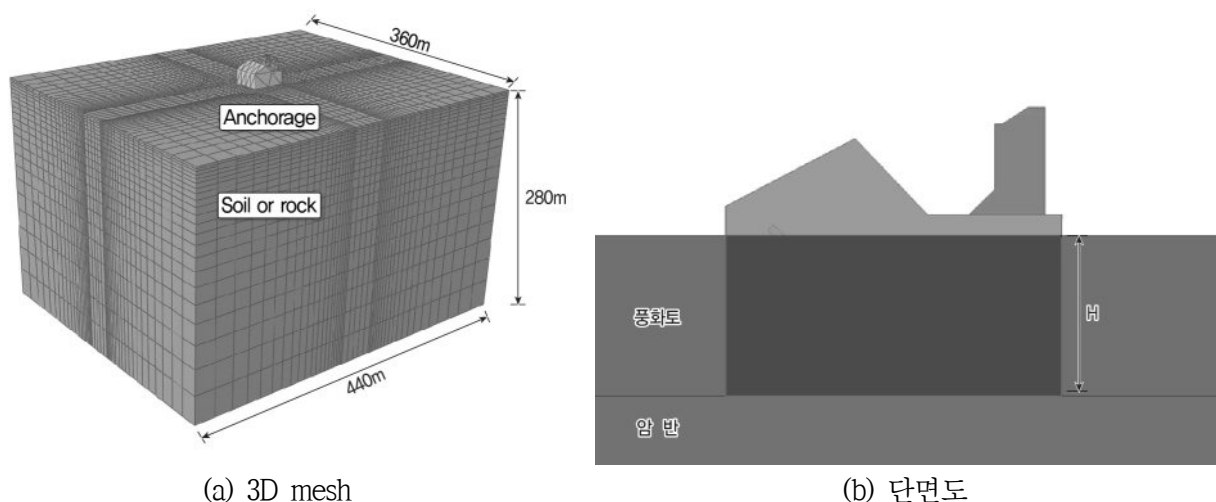
〈그림 A2-2〉 수치해석 하중 조건

앵커리지와 정착판은 탄성모델을 적용하였다. 앵커리지 인발시 지반의 전단파괴 형태 및 응력 분포도를 실제적으로 묘사할 수 있는 Mohr-Coulomb모델을 적용하였다. Mohr-Coulomb모델은 지반에서 앵커리지의 인발시 나타나는 지반의 응력 분포도 및 파괴 거동을 가장 잘 표현할 수 있는 모델이라는 장점이 있다. 앵커리지는 풍화도에 근입되도록 설정하였고 근입깊이는 0, 5, 10, 15, 19.5m를 각각 적용하였다. 기반암은 풍화암, 연암, 경암으로 설정하였다. 그림 A2-3은 대표적인 3D mesh와 해석 단면도를 나타낸다.

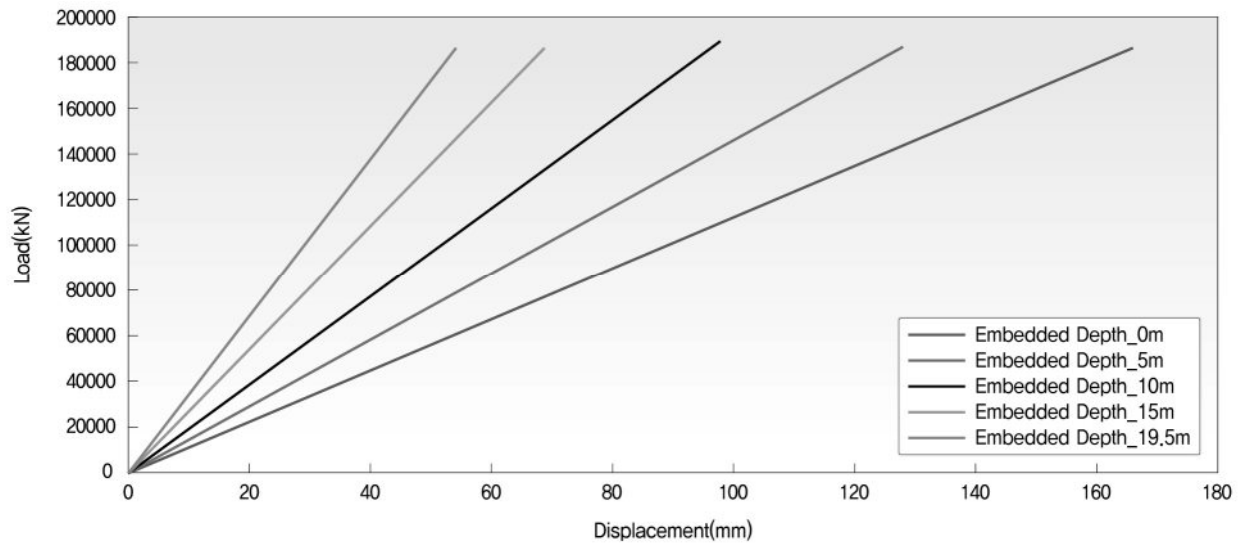
그림 A2-4는 설계 인발 하중이 앵커리지에 적용될 때 서로 다른 기반암 조건에 대한 앵커리지 기초의 근입 깊이에 따른 하중-변위 곡선을 나타낸다. 근입 깊이가 깊을수록 모든 기반암 조건에서 앵커리지의 변위가 작게 나타나는 것을 확인할 수 있다. 기반암이 경암과 연암조건 보다는 풍화암인 경우 140mm의 큰 변위 차이가 발생하는 것을 확인하였다. 이는 근입 깊이가 증가함에 따라 앵커리지 전면에 큰 수동 저항이 작용하기 때문으로 판단된다.

그림 A2-5 ~ A2-7은 앵커리지 인발에 따른 암반에 발생하는 수평응력을 나타낸다. 모든 기반암의 조건의 경우에서 나타난 바와 같이 앵커리지의 회전운동과 연관하여 전면부 지반에서는 수평응력이 증가하는 경향을 보였으며 특히 근입깊이가 얇은 경우 기초 toe 부분에 응력이 집중되는 것으로 나타났다. 후면부 지반에서 근입깊이가 같은 5 m의 경우 앵커리지 회전운동의 영향을 받아 지반쪽으로 변위가 발생되어 수평응력이 증가하는 것으로 나타났지만 근입 깊이가 깊은 19.5m의 경우 상대적으로 회전운동이 구속되어 수평응력이 감소되어 주동영역으로의 거동을 보였다.

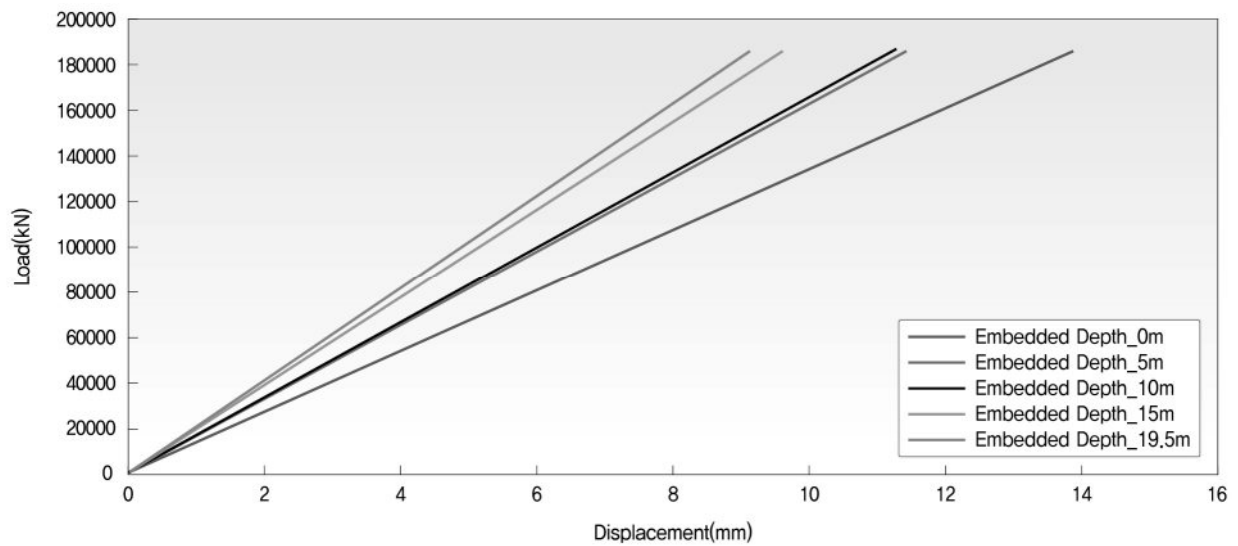
앵커리지 인발거동에 따라 지반 전면부 및 후면부의 주동 및 수동파괴영역을 고찰하기 위해 그림 A2-8 ~ A2-10과 같이 각 암반에 발현되는 소성 변형률 분포를 나타내었다. 근입 깊이가 상대적으로 깊은 19.5m의 경우 앵커리지의 수평변위는 지반의 파괴소성상태를 발생시키지 못하였으며 탄성영역의 거동을 보였다. 반면 근입 깊이가 얇은 5m의 경우 그리고 암반의 강도가 작을수록 소성영역이 확대되는 것으로 나타났다. 하지만 소성영역이 앵커리지와 지반 경계면에 국한되어 지반의 수동지지력 산정시 일반적으로 많이 사용하는 Rankine의 이론과 같은 한계소성평형 상태를 가정한 수동지지력 산정식을 적용하면 과다하게 지반의 지지력을 산정할 것으로 판단된다.



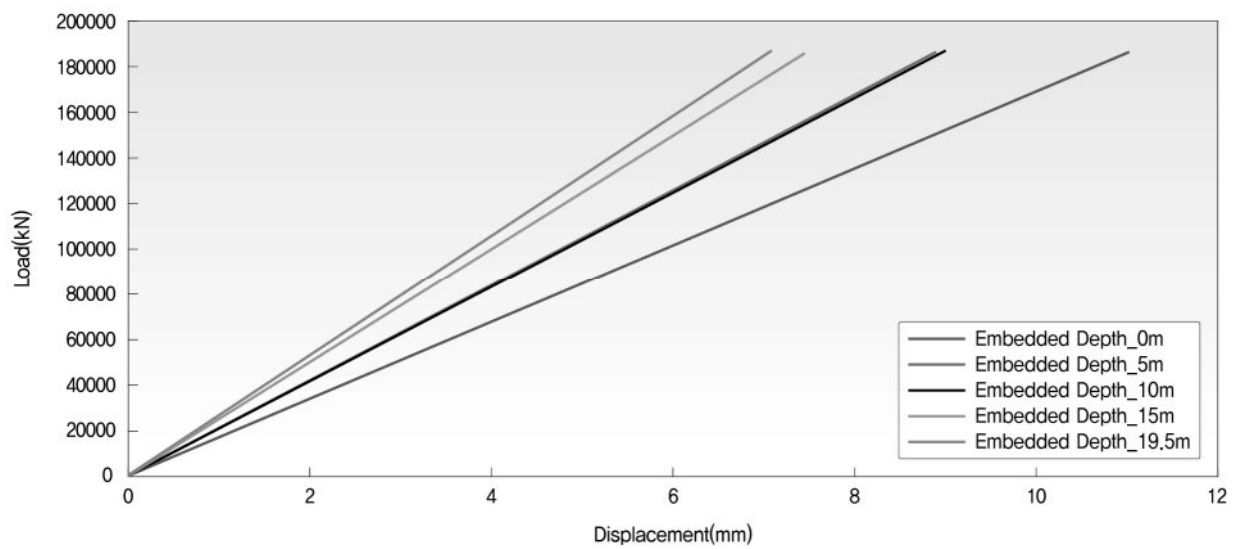
〈그림 A2-3〉 대표적인 3D mesh 및 단면도



(a) 풍화암

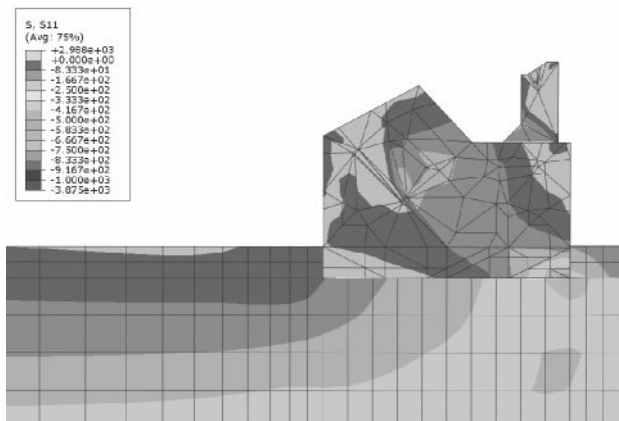


(b) 연암

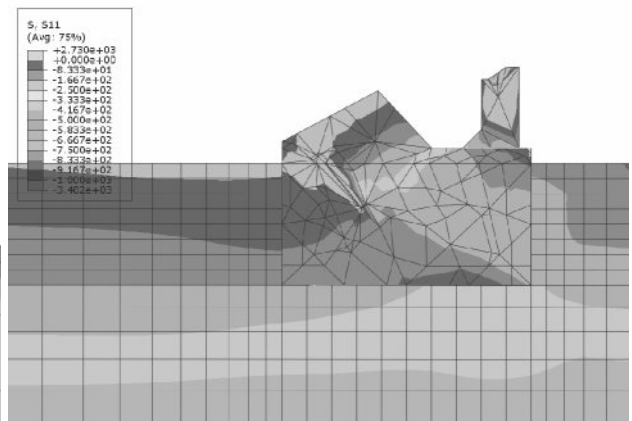


(c) 경암

<그림 A2-4> 근입깊이 및 기반암 종류에 따른 하중-변위 곡선

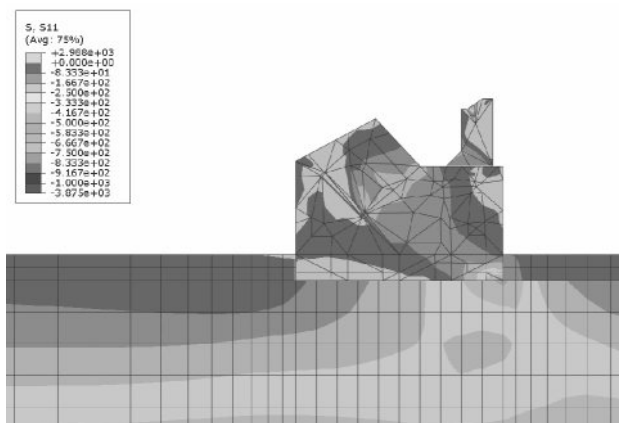


(a) 근입깊이 = 5 m

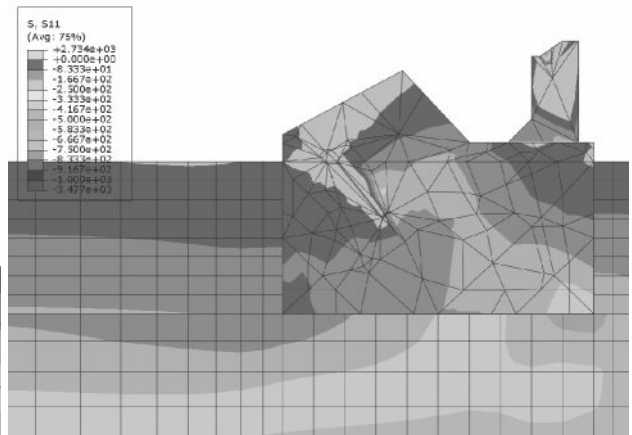


(b) 근입깊이 = 19.5 m

<그림 A2-5> 수평응력 분포도 (기반암 : 풍화암)

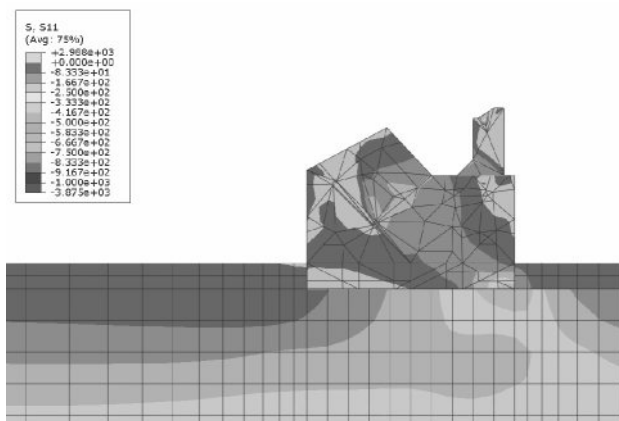


(a) 근입깊이 = 5 m

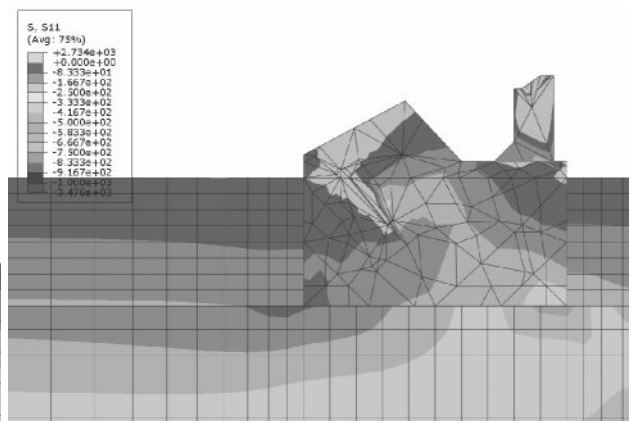


(b) 근입깊이 = 19.5 m

<그림 A2-6> 수평응력 분포도 (기반암 : 연암)

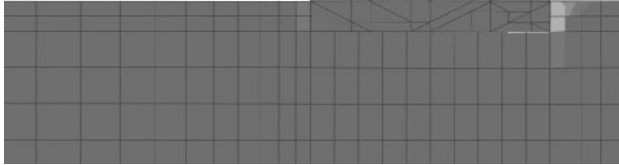
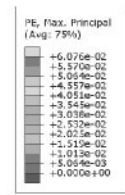


(a) 근입깊이 = 5 m

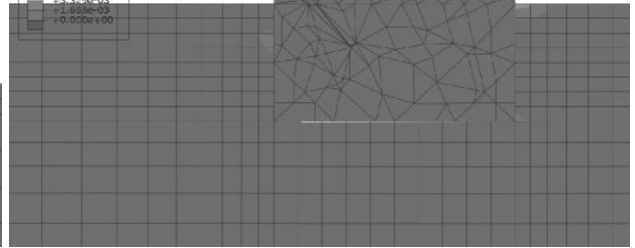
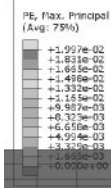


(b) 근입깊이 = 19.5 m

<그림 A2-7> 수평응력 분포도 (기반암 : 경암)

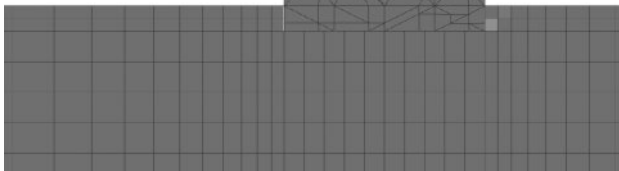
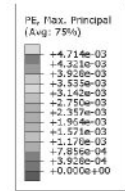


(a) 근입깊이 = 5 m

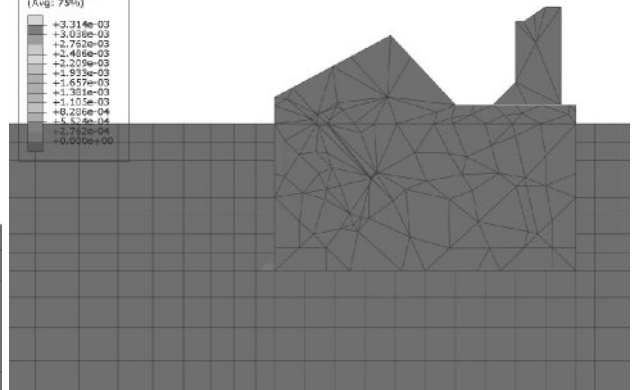
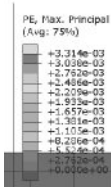


(b) 근입깊이 = 19.5 m

<그림 A2-8> 소성 변형률 분포도 (기반암 : 풍화암)

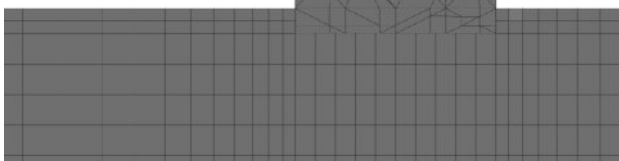
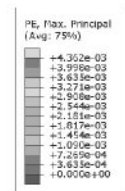


(a) 근입깊이 = 5 m

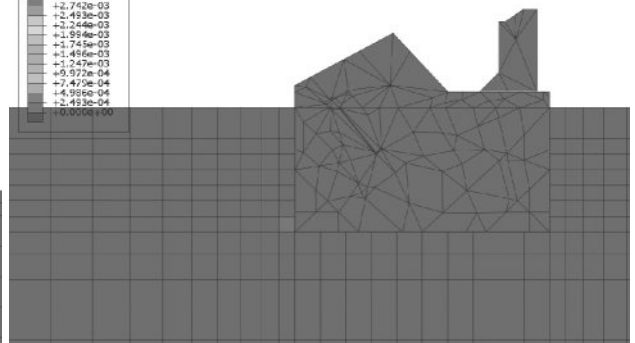
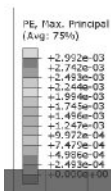


(b) 근입깊이 = 19.5 m

<그림 A2-9> 소성 변형률 분포도 (기반암 : 연암)



(a) 근입깊이 = 5 m



(b) 근입깊이 = 19.5 m

<그림 A2-10> 소성 변형률 분포도 (기반암 : 경암)

앵커리지 전면측 수동저항을 정량적으로 평가하기 위해 앵커리지 인발 시 앵커리지 기초 전면부 지반에서 발생된 수평응력으로 근입깊이 및 기반암에 따른 지반 지지력을 산정하였다. 지반지지력은 인발시 발현된 지반의 평균 수평응력을 구한 다음 접촉 지반의 단면적을 곱하여 수동 지지력을 산정하였다 (그림 A2-11).

그림 A2-12는 대표적인 하중-변위 곡선 결과를 나타낸다. 이 곡선을 통하여 식 (1) 및 (2)와 같이 앵커리지 전면 수동저항을 평가하기 위한 파라미터를 제안하였다.

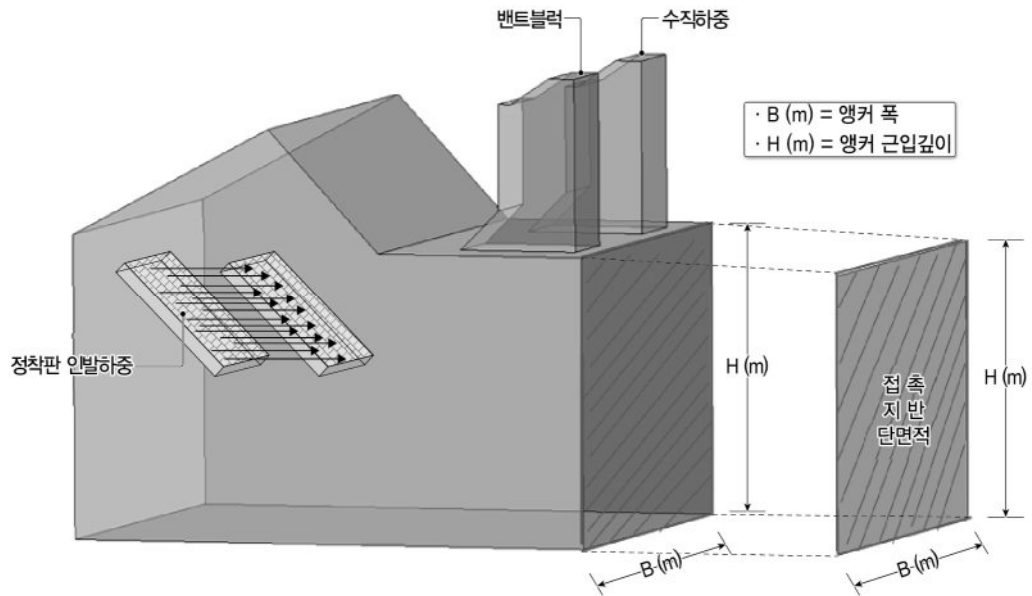
$$\alpha(\%) = \frac{B}{A} \times 100 \quad (1)$$

$$\beta(\%) = \frac{B}{A} \times 100 \quad (2)$$

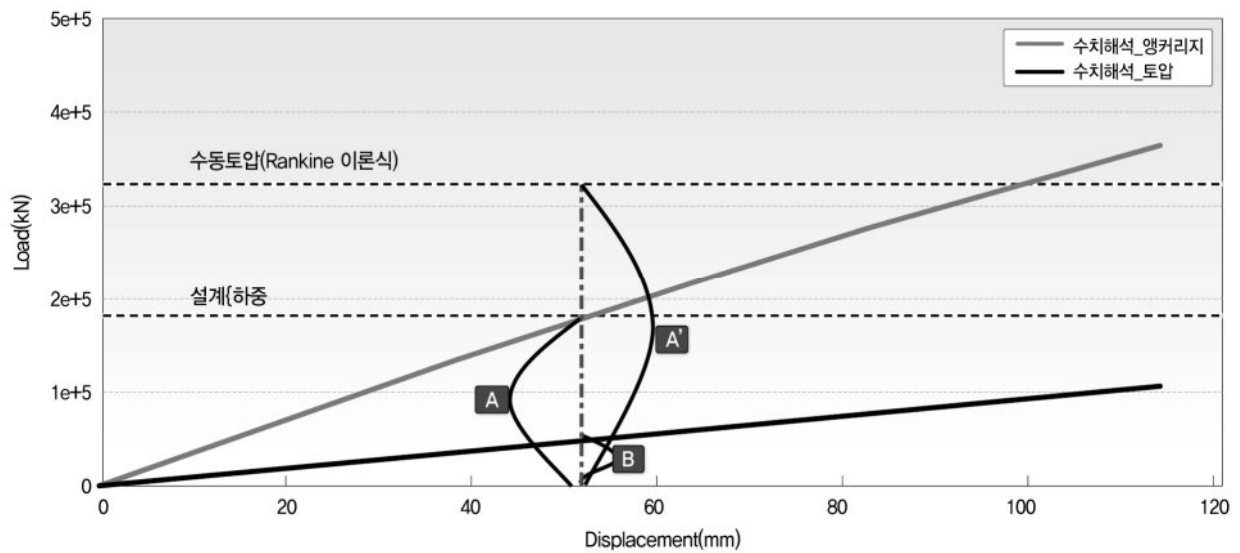
여기서, A는 설계하중, A'은 Rankine 이론 토압을, B는 설계하중 작용 시 앵커리지 전면의 토압을 나타낸다. α 는 앵커리지 전체 수평저항력에 전면 수동저항의 차지하는 비율을 의미하고, β 는 Rankine 이론 토압에 전면 수동저항이 차지하는 비율을 의미한다. 그림 A2-13과 A2-14는 근입 깊이와 기반암의 조건에 따른 α 와 β 를 분석한 것을 나타낸다. 그림 A2-13과 같이 앵커리지 전면의 수동저항이 10 ~ 28 %까지 발현되는 것을 확인할 수 있다. 또한, 얕은 깊이(5m)에서는 이론 Rankine 수동 토압의 100%까지 적용할 수 있으며, 근입깊이 20m에서는 이론 Rankine 수동토압의 10%까지 적용할 수 있는 것을 확인할 수 있다 (그림 A2-14). 이를 통해 중력식 앵커리지의 설계 시 수동저항을 고려할 수 있을 것으로 판단된다.

따라서, 앵커리지 전면측에 작용하는 지반반력과 이론적 수동토압의 비교 검토와 적절한 안전율의 적용을 통하여 앵커리지 설계 시 전면측의 수동저항을 산정할 수 있다. 이를 통해 합리적인 중력식 앵커리지의 설계가 가능할 것으로 판단된다.

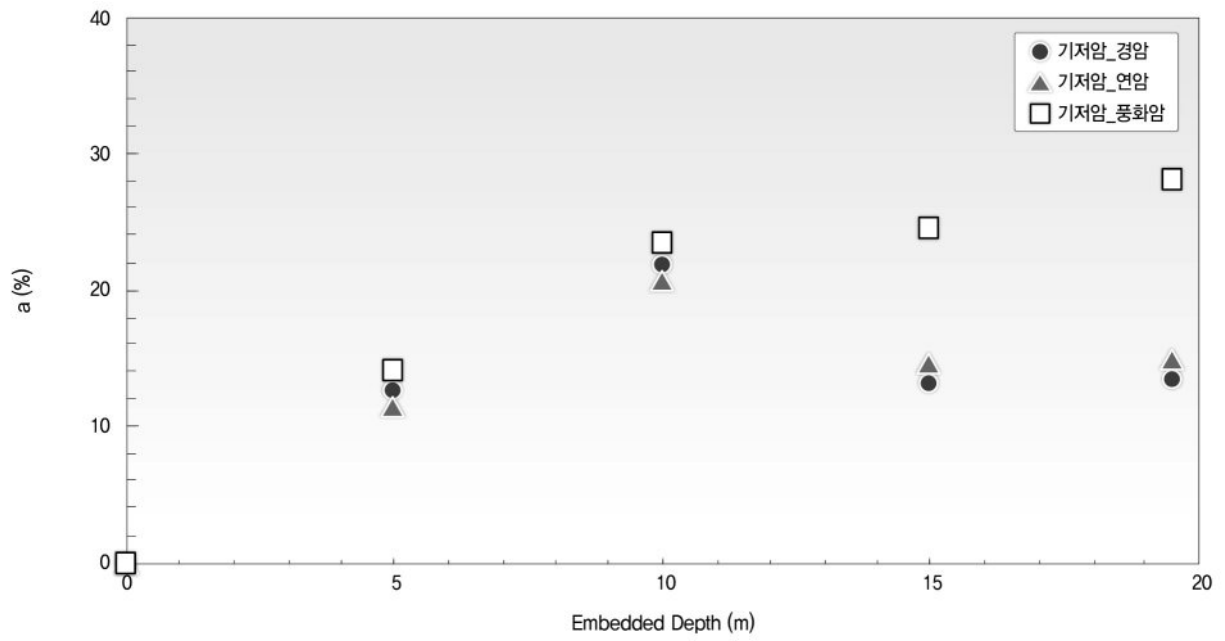
- 지반지지력(Soil resistance) = (인발시 발현된 지반의 평균 수평응력) × (지반단면적)
- 수동토압(Rankine) = $\frac{1}{2} \gamma K_p H^2$



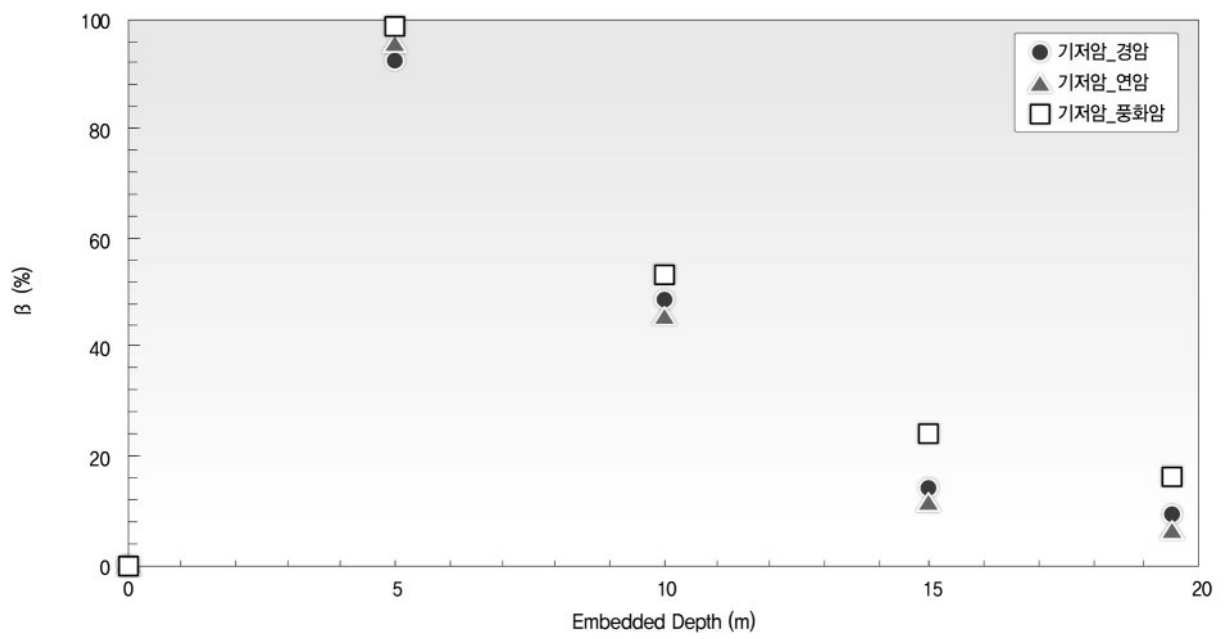
〈그림 A2-11〉 대표지반의 수동저항 산정 방법



〈그림 A2-12〉 대표적인 하중-변위 곡선



〈그림 A2-13〉 근입깊이 및 기저암조건에 따른 α



〈그림 A2-14〉 근입깊이 및 기저암조건에 따른 β

3. 앵커리지 기초 저면 등가활동면

중력식 앵커리지는 콘크리트 자중에 의해 케이블 장력을 지지하는 형식으로 지반과 앵커리지 구체의 접촉 마찰력이 앵커리지 전체의 활동 안정성에 많은 기여를 하게 된다. 이러한 특성을 고려하여 중력식 앵커리지의 주케이블 하중에 대한 저항력을 산정하기 위해서는 앵커리지와 지반 사이 접촉면 거동을 정밀하게 평가할 수 있어야 한다.

허용응력설계법 및 강도설계법을 적용하던 과거 도로교설계기준해설(대한토목학회, 2008)에서는 직접기초의 전단저항력을 다음 식 (1)과 같이 정의하고 있으며 일반적인 기초 저면과 지반 사이의 마찰각 및 부착력은 다음 표 A3-1에 값을 제시하고 있다.

$$H_u = C_B \cdot A' + V \cdot \tan \phi_B \quad (1)$$

여기서,

H_u = 기초바닥면과 지반과의 사이에 작용하는 전단저항력(kN)

C_B = 기초바닥면과 지반과의 부착력(kN/m²)

A' = 유효재하면적(m²)

V = 기초바닥면에 작용하는 연직하중(kN)으로서 부력을 뺀 값

ϕ_B = 기초바닥면과 지반과의 마찰각(deg)

표 A3-1 일반적인 기초 저면과 지반 사이의 마찰각과 부착력

조 건	마찰각, ϕ_B (마찰계수, $\tan \phi_B$)	부착력, C_B
흙과 콘크리트	$\phi_B = \frac{2}{3} \phi$	$C_B = 0$
흙과 콘크리트 사이에 자갈을 부설하는 경우	$\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$) 중 작은 값	$C_B = 0$
암과 콘크리트	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$
흙과 흙 또는 암과 암	$\phi_B = \phi$	$C_B = 0$

※ ϕ = 지지지반의 전단저항각(deg)

신뢰도 기반의 한계상태설계법으로 개정된 도로교설계기준(한계상태설계법)(국토교통부, 2016)에서는 중력식 앵커리지의 구조 설계시 안정성 평가는 시공 시, 완성 시에 대해 지반 지지력, 활동, 전도, 변위 등 4가지 항목에 대해 만족해야 한다고 명시하고 있다. 이 가운데 활동에 대한 안정성 평가는 기초 저면에 작용하는 횡방향 외력이 기초 저면의 활동저항력에 소정의 저항계수를 곱한 값보다 작아야 한다. 기초의 활동저항력은 다음과 같이 산정한다.

$$H_u = C \cdot A' + V \cdot \tan \phi \quad (2)$$

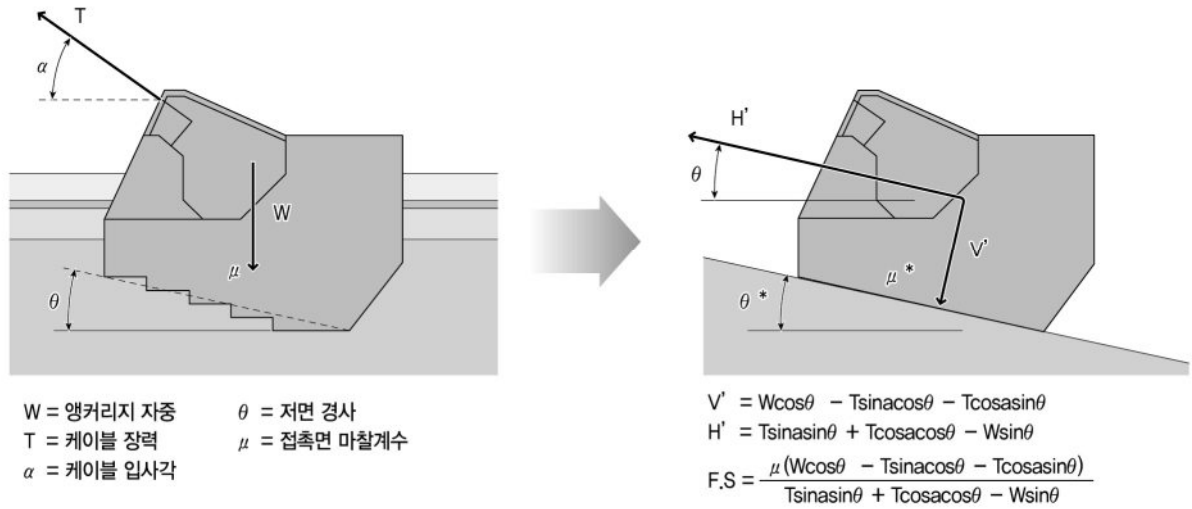
여기서,

- H_u = 기초의 활동저항력(kN)
- C = 기초 지반의 점착력(kN/m²)
- A' = 작용하중상태에 의한 접지면적(m²)
- V = 기초 저면에 작용하는 축력(kN)
- ϕ = 기초지반의 내부마찰각(deg)

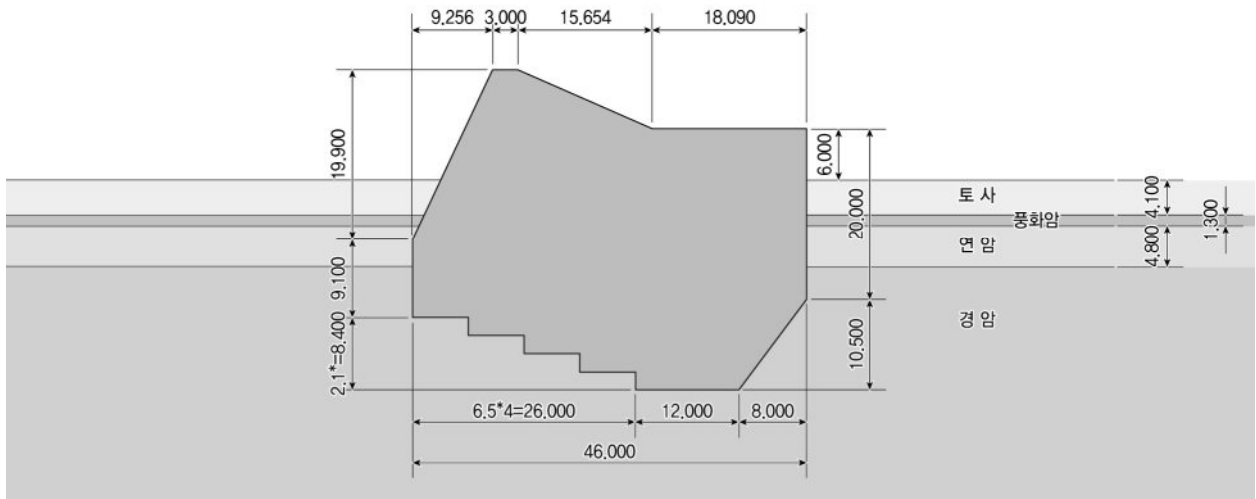
이처럼 국내의 실무 설계에서는 기초와 지반 사이 접촉면의 마찰계수를 기초지반의 내부마찰각으로부터 추정하여 활동 안정성을 평가하고 있으며, 일반적으로 앵커리지를 암층에 안착시키기 때문에 마찰계수의 값을 위의 표 3.1을 참조하여 0.6으로 가정하고 설계가 이루어진다.

그림 3-1은 현재 실무에서 이루어지고 있는 중력식 앵커리지의 활동 저항 평가 방법을 보여준다. 중력식 앵커리지의 활동 안전을 평가는 케이블 장력, T와 앵커리지의 자중, W, 기초 저면과 지반 사이의 마찰계수에 의해 결정된다. 실무 설계에서는 저면을 계단의 시작점과 끝점을 잇는 평평한 형상으로 가정하고 설정한 저면 경사를 고려하여 수직력과 수평력을 계산한다. 마지막으로 계산된 수직력에 마찰계수를 곱한 값과 수평력의 비율로써 활동 안전율을 산정하게 된다. 중력식 앵커리지 기초 저면이 계단식 형식인 경우, 계단 형상의 기초 저면을 등가활동면으로 단순화하는 과정에서 저면 경사의 설정 방법이 정립되어 있지 않기 때문에 실무자에 따라 다르게 적용되는 문제점이 있다.

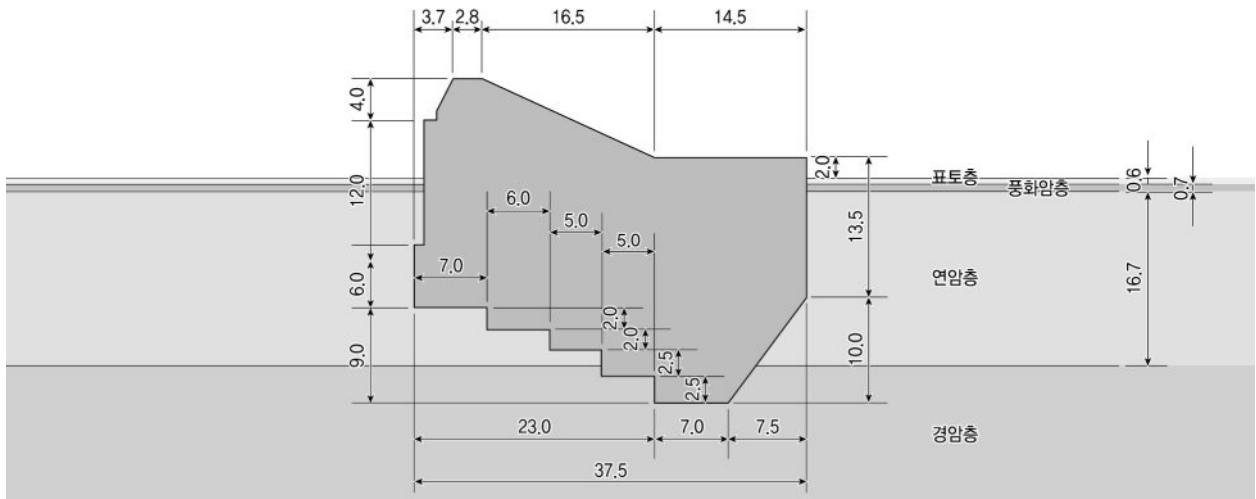
본 절에서는 중력식 앵커리지의 활동 검토시 적용 가능한 앵커리지 기초 저면 경사(등가 활동면)를 선정하여 수치해석을 통해 분석한 결과를 나타낸다. 본 해석에서는 상용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS(2014)를 사용하였다. 수치해석의 사용된 중력식 앵커리지는 국내에 설계된 3개의 교량의 실제 단면을 바탕으로 적용하였다. 2차원 평면 변형률 조건으로 가정하여 해석 단면은 그림 A3-2 ~ A3-4와 같이 설정하였다.



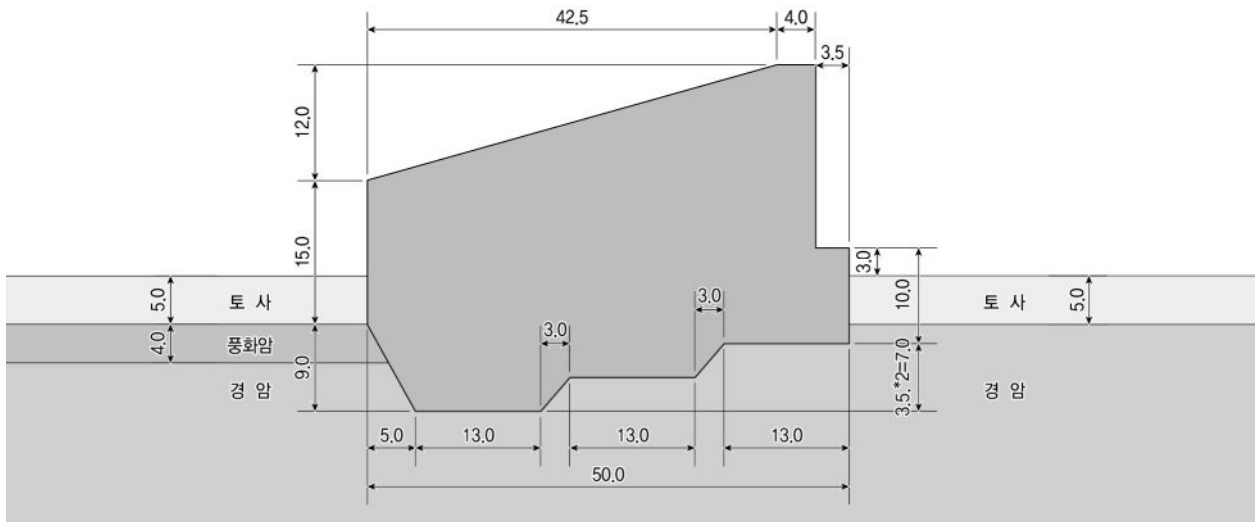
<그림 A3-1> 중력식 앵커리지 활동 저항 평가 방법



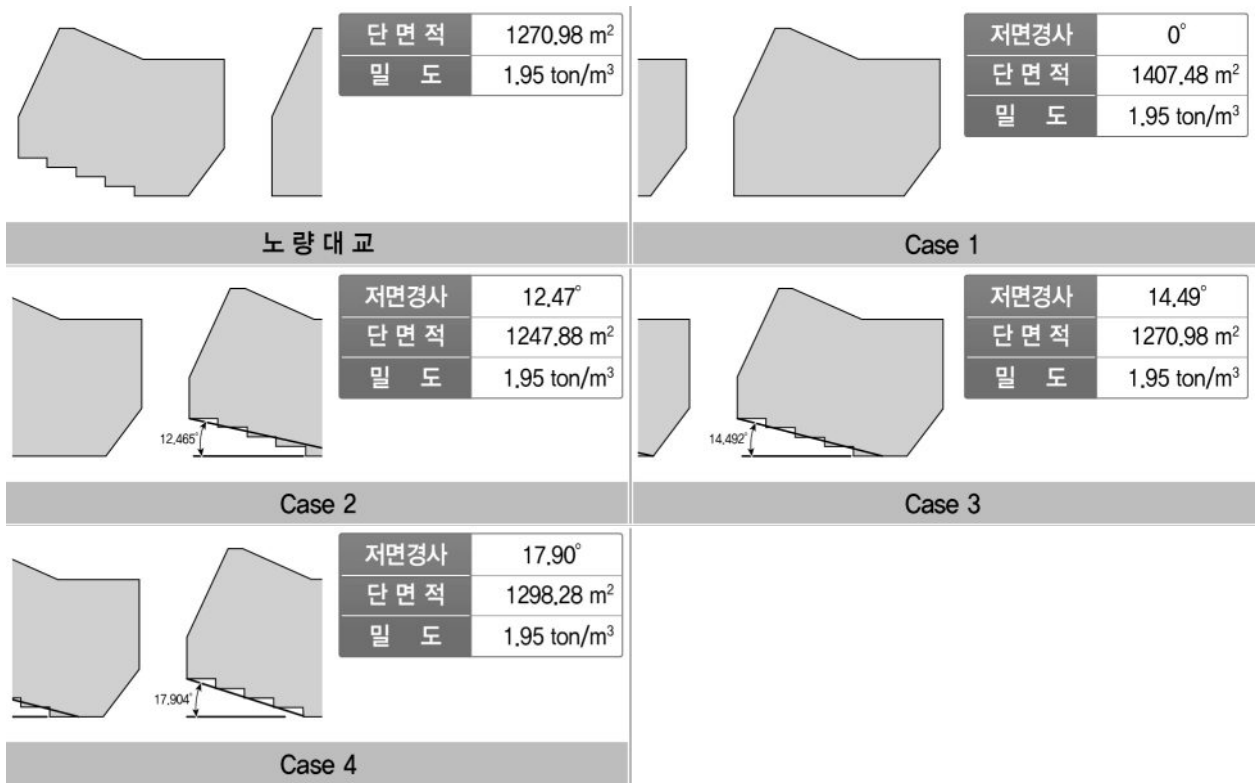
<그림 A3-2> A대교 해석 단면



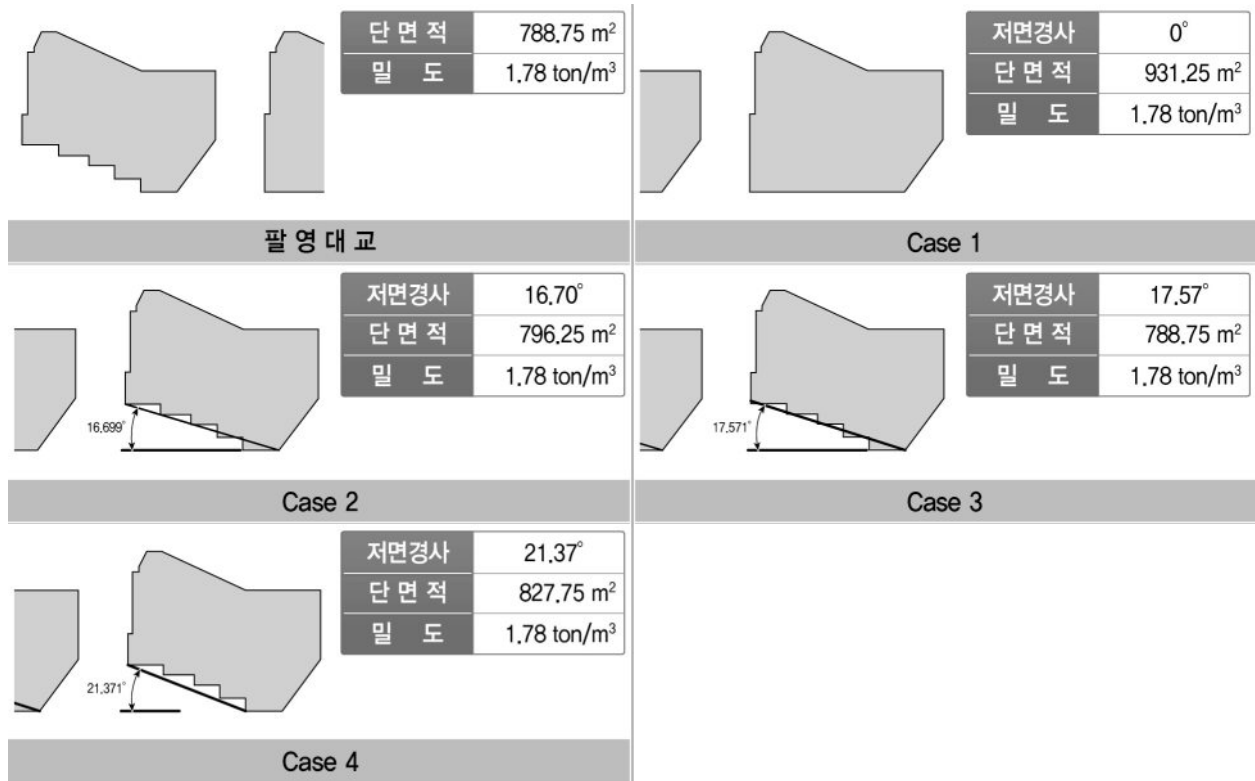
<그림 A3-3> B대교 해석 단면



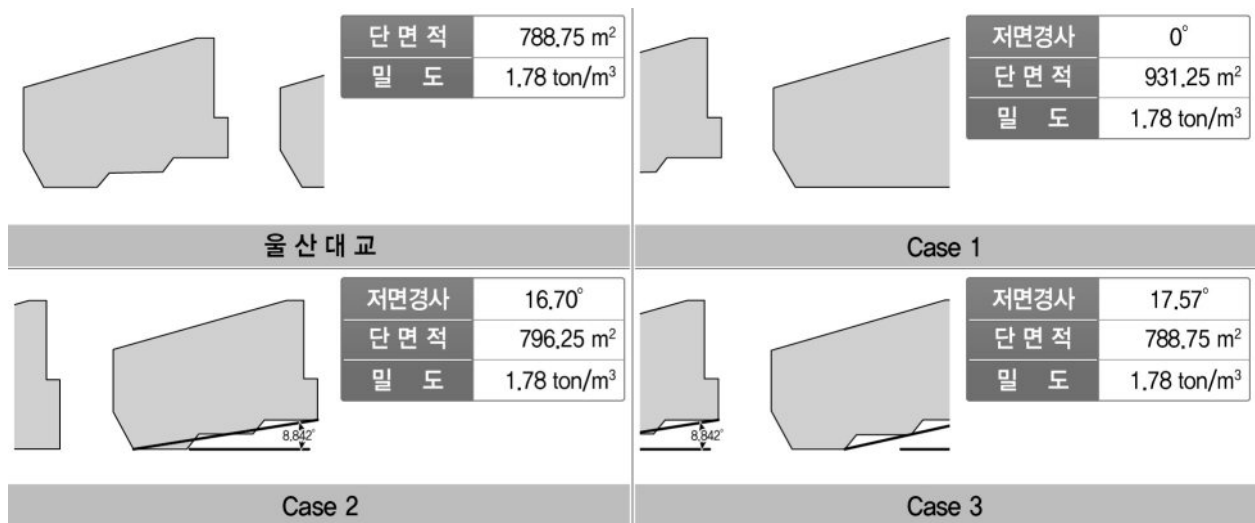
<그림 A3-4> C대교 해석 단면



<그림 A3-5> A대교 해석 조건



〈그림 A3-6〉 B대교 해석 조건



〈그림 A3-7〉 C대교 해석 조건

그림 A3-5 ~ A3-7은 계단 형상 기초 저면의 각도에 따른 거동을 분석하고자 수행한 수치해석의 해석조건을 나타낸다. 국내에서 실제 중력식 앵커리지를 적용하여 설계된 3개 대교의 지반조건과 앵커리지 조건을 고려하였으며 적용 가능한 등가활동면을 설정하였다. 본 사례는 모두 앵커리지가 연암 이상의 암반에 근입 되었다.

표 A3-2 ~ A3-4는 앵커리지 저면 경사 각도(등가활동면)에 따른 활동 안전율의 변화를 나타낸다. A 대교의 경우 실제 단면 대비 해석 케이스의 안전율 오차는 0.11~1.86%를 보이고, B 대교의 경우 실제 단면 대비 해석 케이스의 안전율 오차는 2.54~3.61%를 보인다. 또한, C 대교의 경우에는 실제 단면 대

비 해석 케이스의 안전율 오차는 0.56~3.55%의 차이를 보여 모든 해석 케이스에서 실제 단면 대비 활동 안전율 차이가 발생하지 않는 것을 확인하였다.

그림 A3-8은 수치해석 결과(수평 변위와 수평 접촉력 곡선)를 보여준다. 모든 해석 조건에서 변위가 증가함에 따라 수평 방향 접촉력이 선형적으로 증가하다 한계 상태에 도달하면 일정한 크기를 유지하는 양상을 나타낸다. A대교의 케이블 하중 크기는 235.44MN, B대교는 185.53MN, C대교는 271.28MN으로, 설계하중의 수준에서는 기초 저면 형상 및 각도와 관계없이 수평 방향 접촉력의 크기가 거의 일치하는 것으로 나타났다.

본 해석 결과를 바탕으로 중력식 앵커리지가 연암 이상 암반에 근입된 경우에는 경사(계단) 각도에 따른 활동 저항과 안전율의 차이가 거의 발생하지 않는다는 것을 확인하였다. 따라서 설계 적용 가능한 등가 활동면의 각도 내에서 타파기 비용을 최소화하는 조건에 해당하는 등가활동면의 각도를 설정하여 합리적인 앵커리지의 설계를 수행할 수 있을 것으로 판단된다.

표 A3-2 A대교 해석 조건별 활동 안전율 변화

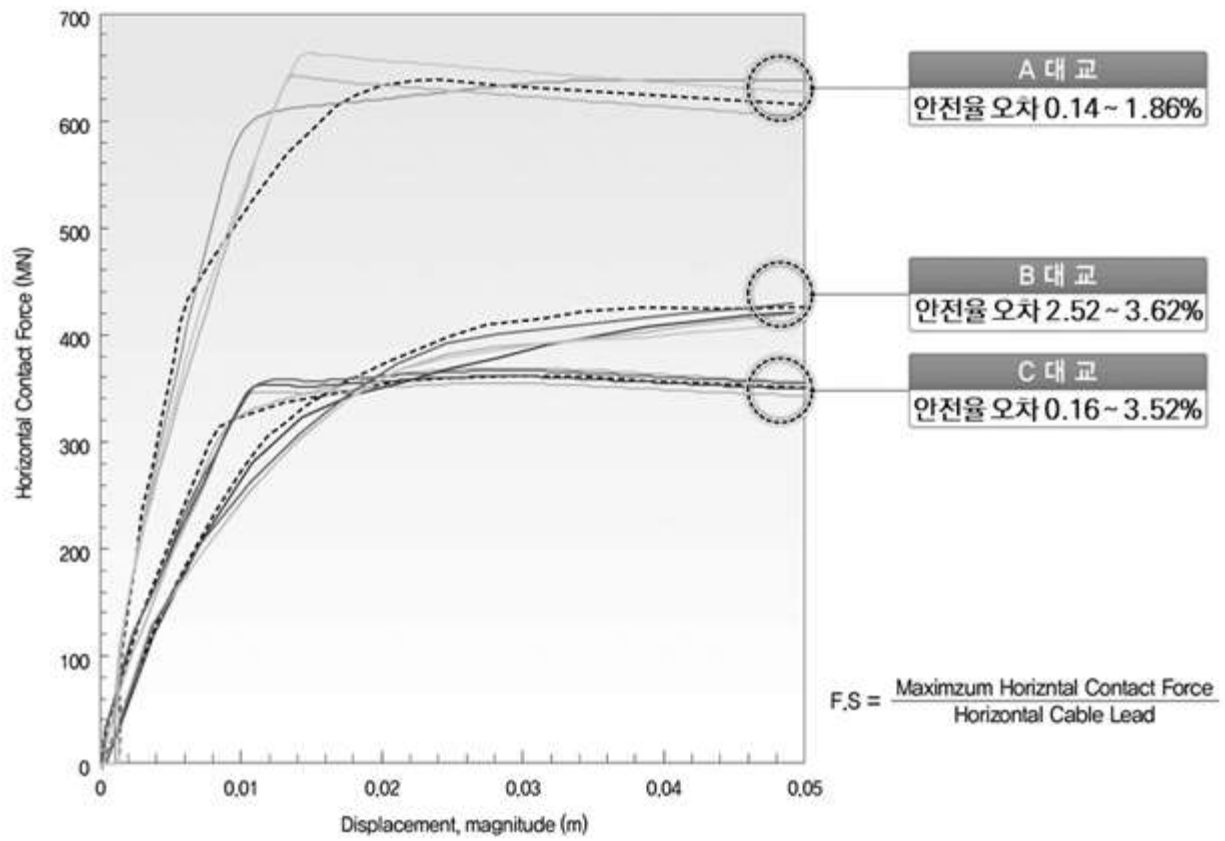
해석케이스	최대 수평 접촉력(MN)	수평 케이블하중(MN)	안전율	오차 (%)
실제단면	362.43	$235.44 \times \cos(35.20^\circ) = 192.39$	1.88	-
Case 1	368.94		1.92	1.80
Case 2	355.69		1.85	1.86
Case 3	361.92		1.88	0.14
Case 4	367.01		1.91	1.27

표 A3-3 B대교 해석 조건별 활동 안전율 변화

해석케이스	최대 수평 접촉력(MN)	수평 케이블하중(MN)	안전율	오차 (%)
실제단면	434.80	$185.53 \times \cos(25.76^\circ) = 167.09$	2.60	-
Case 1	450.53		2.70	3.62
Case 2	445.74		2.67	2.52
Case 3	446.20		2.67	2.62
Case 4	448.44		2.68	3.14

표 A3-4 C대교 해석 조건별 활동 안전율 변화

해석케이스	최대 수평 접촉력(MN)	수평 케이블하중(MN)	안전율	오차 (%)
실제단면	641.06	$271.28 \times \cos(28.94^\circ) = 237.40$	2.70	
Case 1	637.44		2.69	0.57
Case 2	642.11		2.70	0.16
Case 3	663.64		2.80	3.52



〈그림 A3-8〉 해석 케이스별 수평 접촉력과 변위 관계 및 안전율 비교

4. 앵커리지 수치해석 주요 내용

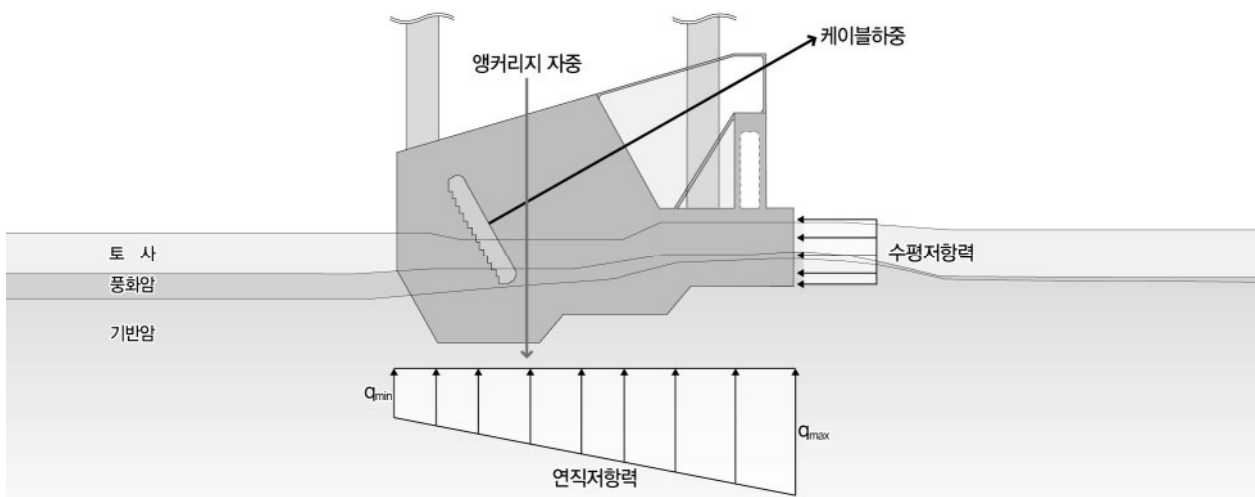
4.1 중력식 앵커리지 수치해석

본 절에서는 국내 중력식 앵커리지 사례를 바탕으로 하여 지반해석모델, 구조해석모델, 지반-구조물 접촉면 모델의 선정 및 물성치 산정방법과 안정성 해석결과 분석방법(안전율, 변위, 응력)이 포함된 중력식 앵커리지의 수치해석 방법을 작성하고자 한다. 중력식 앵커리지 모델링은 2차원 수치해석 모델링보다는 실제 거동에 가까운 3차원 수치해석 모델링방법을 적용하고자 한다.

1) 중력식 앵커리지의 설계(지반 안정성 검토)

(1) 중력식 앵커리지의 파괴 메커니즘

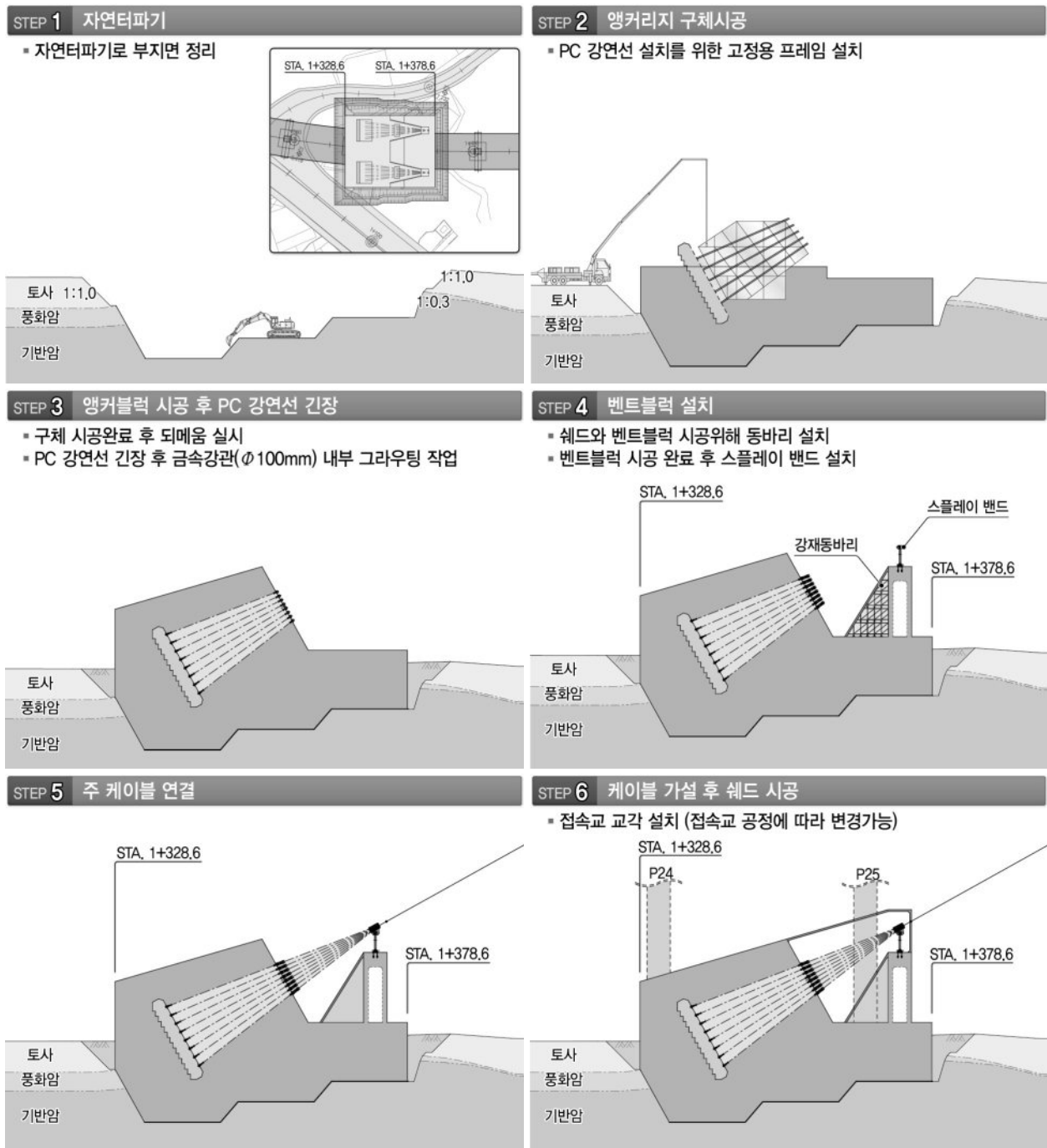
중력식 앵커리지는 현수교 케이블하중에 저항하는 구조물로, 이러한 케이블 하중에 지반은 연직 및 수평방향 안정성을 확보하도록 설계되어야 한다. 연직방향 안정성은 연직지지력 및 연직침하, 수평방향 안정성은 활동 및 수평변위에 안정하도록 설계되고 수치해석적으로 검토되어야 한다. 그리고 중력식 앵커리지는 전도에 대해 안정해야 하는데, 즉 케이블 하중 작용 시 앵커리지 뒷굽이 들리지 않도록 해야 한다. 즉 지반에는 압축반력만 나타도록 사다리꼴 분포의 지반상태를 유지해야 한다. 그림 A4-1은 중력식 앵커리지의 파괴 메커니즘을 도식화한 것이다.



<그림 A4-1> 중력식 앵커리지의 파괴메커니즘

(2) 중력식 앵커리지 시공순서에 따른 안정성 검토항목

그림 A4-2는 중력식 앵커리지의 시공순서를 보이고 있다. 기초 터파기 → 구조물 시공 → 현수교 케이블 하중적용 순으로 이루어진다. 시공순서에 따른 안정성 검토는 기초 터파기시 굴착사면의 안정성 검토, 구조물 시공 시 자중에 의한 연직지지력, 연직침하 및 부등침하 안정성 검토, 현수교 케이블 하중적용 시 앵커리지의 수평방향 안정성, 전도 안정성이다.



〈그림 A4-2〉 중력식 앵커리지의 시공순서

(3) 기초 터파기시 굴착사면 안정성 검토

중력식 앵커리지 설치를 위한 기초 터파기시 굴착사면의 안전율은 비탈면 내부에 가정된 파괴면 또는 실제 발생한 파괴면에서의 전단강도와 전단응력 비율, 저항력과 작용하중의 비율 또는 저항모멘트와 작용모멘트의 비율로 계산한다. 이렇게 산정된 굴착사면의 안전율은 최소안전율(국토교통부, 2016)보다 커야 한다. 최소안전율은 안정해석방법과 입력변수가 내포하는 불확실성을 감안하여 경제성을 확보하면서 보수적인 설계를 유도하고자 설정하는 값으로서, 기초터파기기 굴착사면의 최소 안전율은 국토교통부(2016)의 단기 최소안전율 1.1을 적용해야 한다.

수치해석법을 이용한 굴착사면 안전율 산정방법중 하나가 강도감소법으로서 안전계수에 의해 지반 강도를 감소시켜 가면서 굴착사면 파괴상태에 도달할 때까지 반복하여 수치해석을 수행하여 굴착사면의 안전율을 산정하는 방법이다.

(4) 중력식 앵커리지의 전도/활동/지지력/변위 안정성 검토

중력식 앵커리지는 연직지지력, 연직침하, 전도, 활동에 대해 안정해야 한다. 이를 수치해석적으로 이해하고 분석하고자 한다.

첫째, 연직지지력에 대한 안정성 검토이다. 기초지반의 연직지지력 산정하기 위해 굴착면에 변위경계조건을 적용한다. 지반파괴가 발생할 정도의 변위를 적용한 후, 지반변위에 따른 하중을 산정한 후, 산정된 하중에 앵커리지 면적을 나누어 주면 변위에 따른 앵커리지의 기초지반의 응력을 산정할 수 있다. 이때 극한상태 기초지반의 응력에 안전율 3을 나누어주면 허용지지력 평가가 가능하다. 이를 구조부에서 받은 반력을 비교함으로써 연직지지력에 대한 안정성을 검토할 수 있다.

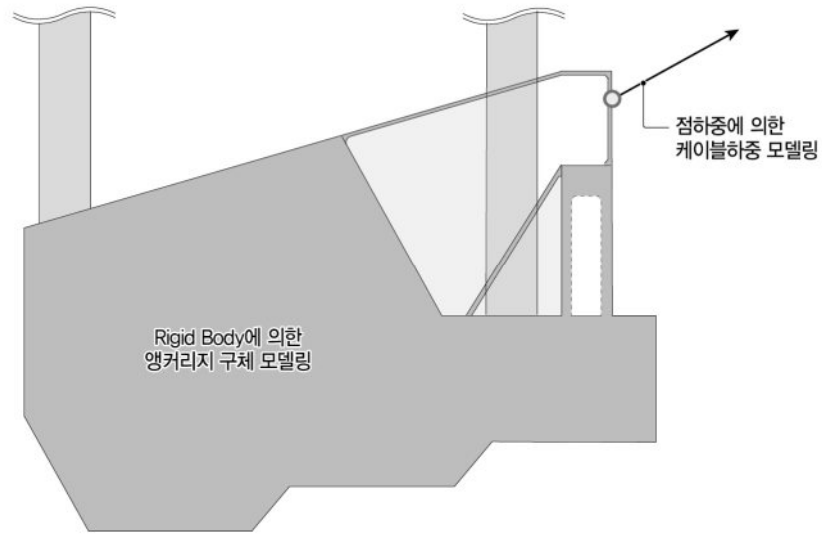
둘째, 연직침하에 대한 안정성 검토이다. 앵커리지 자중에 의한 침하와 앵커리지 케이블하중에 의한 침하로 구분할 수 있다. 산정된 연직침하는 허용연직침하 25.4mm 이하가 되도록 해야 한다. 또한, 부등침하에도 안정해야 하므로 허용부등 침하각은 균열 미발생 한계인 1/500 이내여야 한다.

셋째, 전도에 대한 안정성 검토이다. 전도의 안정성 검토기준은 합력의 작용점이 저면폭의 1/6(상시), 저면폭의 1/3(지진시)으로 제안되어있다. 즉 전도의 의미는 시공 중 및 케이블 하중 작용 시에도 기초의 뒷굽이 들리지 않아야 한다는 것이다. 즉, 앵커리지 시공직후 및 앵커리지 케이블 하중 적용 시 연직침하로 앵커리지 전도안정성을 검토할 수 있다.

넷째, 활동에 대한 안정성 검토이다. 중력식 앵커리지에서 가장 중요한 검토가 활동에 대한 안정성 검토이다. 중력식 앵커리지는 연암 이상의 매우 견고한 지반 상에 설치되므로 연직지지력, 연직침하 및 전도에 대해서는 비교적 안정한 상태이지만, 활동에 대해 불안정할 수 있기 때문이다. 활동안정성은 앵커리지의 전면 수동저항, 측면과 저면의 마찰저항, 앵커리지 자중저항의 합이 케이블하중에 저항하도록 충분히 커야하며, 케이블하중에 의한 수평변위가 탄성변위이내가 되도록 제어되도록 앵커리지의 수평변위를 제어해야 한다.

2) 중력식 앵커리지 수치해석 모델링 방안

중력식 앵커리지 구성요소 모두를 고려한 3차원 모델링은 불가능하다. 따라서 수치해석 모델링을 위한 구성요소는 가급적 간단하게 하여야 한다. 케이블하중 및 방향에 의한 중력식 앵커리지 움직임이 발생하도록 수치해석 모델링 방안은 그림 A4-3과 같다. 그림 A4-3에서는 중력식 앵커리지 구체와 하중만을 고려하고 있다. 중력식 앵커리지는 Rigid Body로 모델링되어 점하중에 의한 국부적 변형이 발생하지 않고, 앵커리지 전체의 움직임이 발생 가능하도록 하였다. 주케이블과 앵커리지 구체가 맞닿은 부분에 케이블 하중을 점하중으로 모델링 하였다.



〈그림 A4-3〉 중력식 앵커리지 수치해석 모델링 방법

3) 수치해석 물성치 선정

(1) 재료별 수치해석모델의 선정

표 A4-1 지반, 보강재, 앵커리지 구성요소별 합리적 모델

재 료	Loading	Unloading	추천모델
일반토사	○		• 탄소성(Mohr Coulomb) 모델
		○	• 비선형(Hyperbolic) 모델
점성토	○		• 탄소성모델, 점탄성모델
		○	• 비선형(Hyperbolic) 모델
풍화암	○	○	• 탄소성(Mohr Coulomb) 모델
연경암	○	○	• 탄소성(Mohr Coulomb) 모델
챔버(중력식)	○	○	• Plate 요소
거더(터널식)	○	○	• Plate 요소
앵커리지구체	○	○	• 선형탄성모델
인장재	○	○	• Spring Model
Rock Bolt	○	○	• EmbeddedBeam 모델
구조물-지반 경계부	○	○	• interface 모델

(2) 지반 및 구체재료 물성치

탄성계수는 공내재하 시험결과를 이용한 방법이 가장 합리적인 방법이라 할 수 있다. 공내재하시험을 통해서도 탄성계수와 변형계수를 산정할 수 있는데, 일반적으로 항복점까지의 변형특성을 고려한 변형계수를 탄성계수로 적용하고 있다. 이는 변형계수가 탄성계수보다 작아 안정적인 설계를 도모하기 위함이다. 그리고 연약점토지반은 시료채취가 가능하기에 일축압축 및 삼축압축시험을 통해 산정할 수 있으나, 시험 시 측압은 현장조건이 반영되어야 한다.

포아송비는 점성토지반을 제외하고 실내시험이 현실적으로 곤란하여 사례분석을 통해 경험적으로 산정하는 것이 일반적으로 행해지고 있다. 정확한 포아송비를 산정하기 위해서는 채취된 시료를 이용하여 일축 및 삼축압축시험을 통해 산정해야 할 것이다. 수치해석 시 수평응력에 영향을 미치는 인자이므로 신중하게 결정해야 할 것이다.

내부마찰각은 표준관입시험, 직접전단시험, 삼축압축시험, 공내전단시험으로 산정할 수 있다. 사질토의 경우 표준관입시험 및 직접전단시험결과로 산정할 수 있으며, 점성토는 삼축압축시험($\overline{CU}$)으로 산정할 수 있으며, 풍화토/풍화암은 공내전단시험으로 산정할 수 있다. 연암/보통암/경암은 삼축압축시험을 통해 산정해야 하지만, 시료채취의 어려움과 시험비용의 증대 등의 이유로 경험적으로 산정되고 있다.

점착력은 표준관입, 직접전단시험, 삼축압축시험, 일축압축시험, 공내전단시험, 점하중강도시험을 통해 산정할 수 있다. 사질토의 경우 표준관입시험 및 직접전단시험결과로 산정할 수 있으며, 점성토는 삼축압축시험($\overline{CU}$)으로 산정할 수 있으며, 풍화토/풍화암은 공내전단시험으로 산정할 수 있다.

단위중량은 시료채취가 가능한 경우 취취된 시료의 무게와 체적을 이용하여 산정할 수 있으며, 일반적으로 직접전단시험, 일축압축시험, 삼축압축시험으로 단위중량을 산정할 수 있다.

(3) 접촉면 물성치

앞서 접촉면 물성치는 선요소 접촉면(T_{skin}, F_{max})과 면요소 접촉면(R_{inter})으로 구분할 수 있다. T_{skin} , F_{max} 는 EmbeddedBeam 모델 내 물성치이며, R_{inter} 는 인공 구조물(Plate 및 Volume Structure)와 지반과 분리하는 Interface 모델에 이용된다.

선요소 T_{skin} 는 말뚝의 주면마찰력, RockBolt의 주면마찰력, 정착장의 주면마찰력 산정공식을 이용하여 산정할 수 있고, F_{max} 는 말뚝의 선단지지력 공식을 이용하여 산정할 수 있다. 하지만 말뚝은 재하시험, RockBolt와 정착장은 극한 인발시험결과를 사용하는 것이 바람직하다.

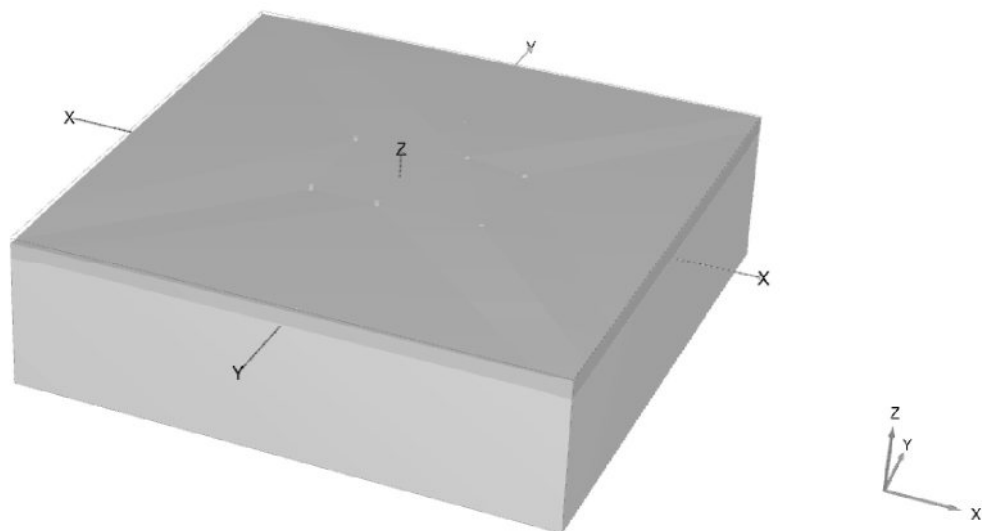
면요소 R_{inter} 는 구조재료(Steel, Concrete, Geogrid, Geotextile)와 지반조건(사질토, 점성토)에 따라 차등 적용될 수 있으며, Plaxis(2018)에서는 $R_{inter} = 2/3$ 으로 제안하였고 BS규준에서는 $R_{inter} = 0.75$ 으로 제안하였다. 이를 <표 4-2>에 나타내었다. 하지만, R_{inter} 는 접촉면특성을 고려한 전단시험결과를 사용하는 것이 바람직하다.

표 A4-2 구조재료와 지반조건에 따른 Interface 요소의 R_{inter}

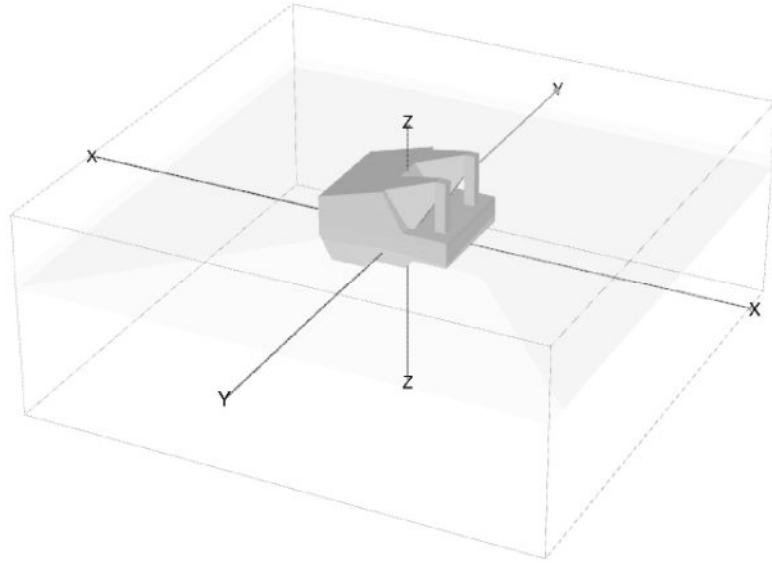
구 분	강도감소요소(R_{inter})
구조재료와 지반조건	• Interaction Sand / Steel $\approx 0.6 \sim 0.7$
	• Interaction Clay / Steel ≈ 0.5
	• Interaction Sand / Concrete $\approx 1.0 \sim 0.8$
	• Interaction Clay / Concrete $\approx 1.0 \sim 0.7$
	• Interaction Soil / Geogrid ≈ 1.0
	(interface may not be required)
	• Interaction Sand / Geotextile $\approx 0.9 \sim 0.5$
Plaxis	0.67
BS규정	0.75

4) 중력식 앵커리지 모델링

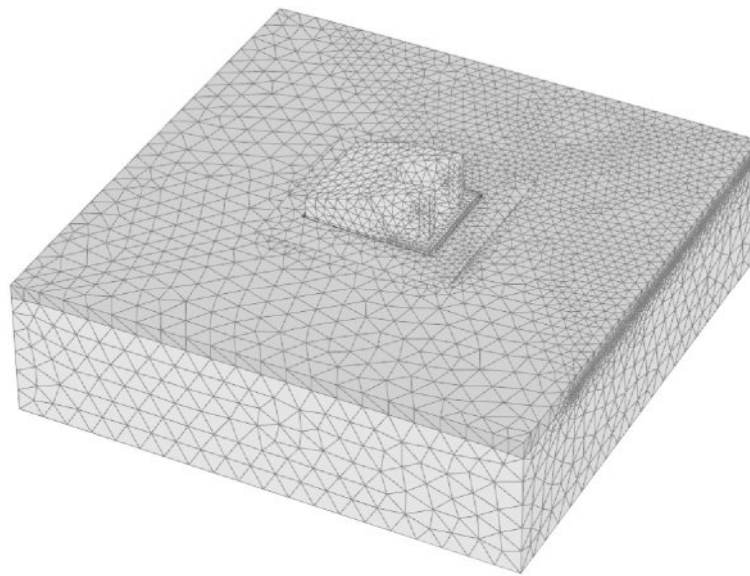
중력식 앵커리지 모델링 순서는 3차원적 지층모델링 → 중력식 앵커리지 모델링 → 굴착단면 모델링 → 유한요소망 생성 → 시공단계별 해석 순이다. 3차원적 지층모델링은 지반조사를 통해 구할 수 있는 시추주상도를 통해 지층정보를 입력 후 모델링 할 수 있다. 그리고 중력식 앵커리지 모델링은 중력식 앵커리지 모델링과 관련된 중력식 앵커리지 시공을 위한 굴착단면 모델링, 연직지지력 평가를 위한 굴착면 변위경계조건, 중력식 앵커리지 모델링, 케이블 설계하중 모델링, 케이블 대변형 하중 모델링을 통해 구현할 수 있다.



<그림 A4-4> 3차원 지층모델링



〈그림 A4-5〉 중력식 앵커리지 모델링



〈그림 A4-6〉 유한요소망 생성

5) 중력식 앵커리지 시공단계를 고려한 수치해석 단계모델링

중력식 앵커리지 주 해석단계는 “초기응력 생성 → 지반굴착 → 중력식 앵커리지 설치 → 되메움 → 케이블 설계하중 적용” 이다. 하지만 이 외에 굴착 후 사면안전을 산정을 위한 사면안정검토, 기초 지반의 허용지지력산정을 위한 허용지지력 안정검토, 케이블 극한하중 작용 시 하중-수평변위 작성을 위한 극한하중에 중력식 앵커리지 활동안정성 검토가 추가되어야 한다. 초기응력은 연직응력(σ_v)과 수평응력(σ_h)으로 구분된다. 연직응력($\sigma_v = \gamma_{soil} \times z$)은 재료의 단위중량과 지층의 두께를 곱함으로써 산정할 수 있다. 수평응력($\sigma_h = \sigma_v \times K_0$)은 연직응력에 정지토압계수를 곱함으로써 산정할 수 있다.

표 A4-3 중력식 앵커리지 해석단계

해석단계	해석단계	특 징
Initial Phase	초기응력 생성	• Gravity 방법에 의한 초기응력 설정
Phase_1	굴착면지반 비활성화	• 배수경계조건활성화 → 침투해석 • 지하수위 : 침투해석결과를 반영한 지하수위
Phase_2	굴착후 사면안정검토	• 강도감소법에 의한 굴착사면 안정성 검토 • 지하수위 : 침투해석결과를 반영한 지하수위
Phase_3	허용연직지지력 평가	• 앵커리지 기초면 변위경계조건 활성화
Phase_4	중력식앵커리지 설치	• 앵커리지 설치시 연직침하 및 부등침하 검토
Phase_5	구조물 되메움	-
Phase_6	케이블 설계하중 적용	• 케이블 하중에 의한 수평변위 검토 • 케이블하중에 의한 전도 및 활동 안정성 검토
Phase_7	케이블 극한하중 적용	• 극한 케이블하중에 의한 극한활동저항력 검토

6) 수치해석 결과를 이용한 안정성 평가방법

중력식 앵커리지의 장기안정성 확보를 위해 연직방향 안정성(지지력 및 침하)과 수평방향 안정성(수평지지력 및 수평변위)이 확보되어야 하고 굴착사면 안정성이 확보되어야 한다. 이를 위해 안정성 검토기준은 아래와 같이 정의하였다.

(1) 연직방향 안정성 및 전도안정성 검토

- 허용연직지지력 > 연직지반반력 (허용연직지지력 = 극한연직지지력 / 3(상시)), 2(지진시))
- 허용연직침하(25.0mm) > 구조물하중에 의한 연직침하
- 전도안정성 → 케이블하중 작용 시 앵커리지는 압축침하 유지

(2) 수평방향 안정성

- 허용수평지지력 > 수평하중
 - 허용수평지지력 : 수치해석에 의한 극한수평하중
 - 수평하중 : 케이블 하중의 수평분력
- 허용수평변위 > 케이블 설계하중에 의한 수평변위
 - 허용수평변위 : 수치해석에 의한 케이블하중-수평변위 곡선을 산정하여 곡선상 탄성영역내의 수평변위
 - 수평변위 : 케이블 설계하중에 의한 수평변위

(3) 굴착시 굴착사면의 안정성 검토

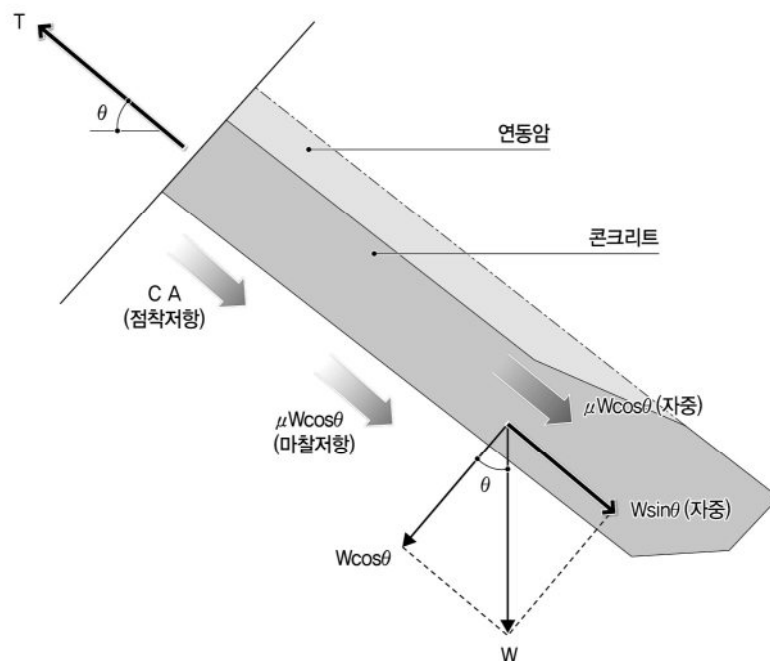
- 굴착사면의 최소안전율 = 1.1
- 굴착배면 지하수위를 고려하여 정상류해석을 통한 간극수압을 고려
- 3차원 공간상 사면안전율이 취약한 위치를 수치해석을 통해 파악

4.2 터널식 앵커리지 수치해석

1) 터널식 앵커리지의 설계(지반 안정성 검토)

(1) 터널식 앵커리지의 파괴 메커니즘

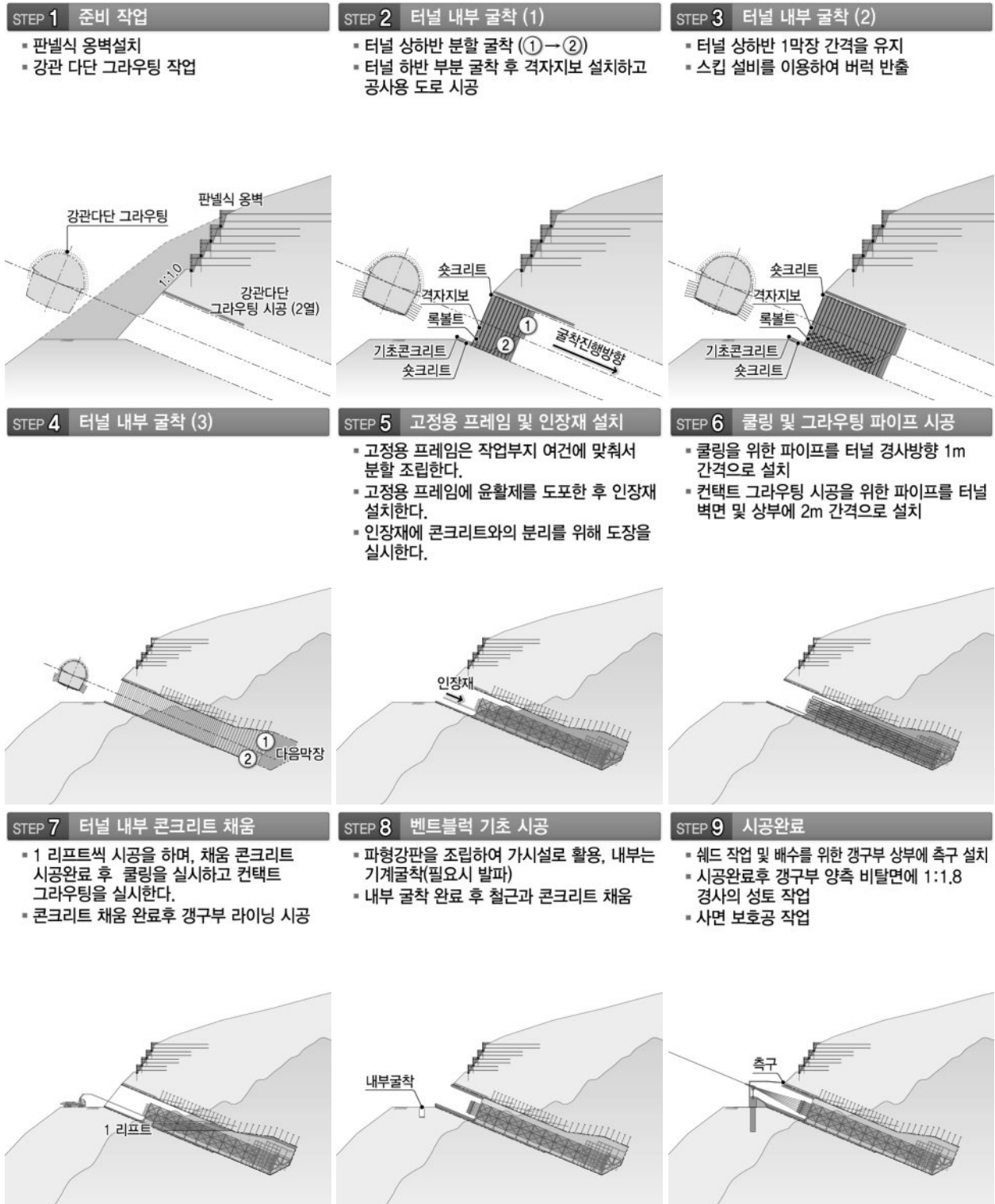
터널식 앵커리지는 현수교 케이블하중에 저항하는 구조물로, 이러한 케이블 하중에 수평방향 안정성을 확보하도록 설계되어야 한다. 연직방향 안정성은 연직지지력 및 연직침하, 수평방향 안정성은 활동 및 수평변위에 안정하도록 설계되고 수치해석적으로 검토되어야 한다. 그리고 중력식 앵커리지는 전도에 대해 안정해야 하는데, 즉 케이블 하중 작용 시 앵커리지 뒷굽이 들리지 않도록 해야 한다. 즉 지반에는 압축반력만 나타도록 사다리꼴 분포의 지반상태를 유지해야 한다. 그림 A4-7은 터널식 앵커리지의 파괴 메커니즘을 도식화한 것이다.



<그림 A4-7> 터널식 앵커리지의 파괴메커니즘

(2) 터널식 앵커리지 시공순서에 따른 안정성 검토항목

그림 A4-8은 터널식 앵커리지의 시공순서를 보이고 있다. 갱구부 비탈면 형성 → 굴착단계별 터널 굴착 / 숏크리트 설치 / RockBolt 설치 → 현수교 케이블 하중적용 순으로 이루어진다. 시공순서에 따른 안정성 검토는 갱구부 비탈면의 안정성 검토, 굴착단계별 터널의 연직변위/필러/숏크리트/RockBolt의 안정성 검토, 현수교 케이블 하중작용 시 앵커리지의 인발저항 안정성 검토이다.



〈그림 A4-8〉 터널식 앵커리지의 시공순서

(3) 갱구부 비탈면 안정성 검토

터널식 앵커리지 설치를 위한 갱구부 비탈면의 안전율은 비탈면 내부에 가정된 파괴면 또는 실제 발생한 파괴면에서의 전단강도와 전단응력 비율, 저항력과 작용하중의 비율 또는 저항모멘트와 작용모멘트의 비율로 계산한다. 이렇게 산정된 굴착사면의 안전율은 최소안전율(국토교통부, 2016)보다 커야 한다. 최소안전율은 안정해석방법과 입력변수가 내포하는 불확실성을 감안하여 경제성을 확보하면서 보수적인 설계를 유도하고자 설정하는 값으로서, 갱구부 비탈면의 최소 안전율은 국토교통부(2016)의 건기 시 최소안전율 1.5을 적용해야 한다. 수치해석법을 이용한 굴착사면 안전율 산정방법중 하나가 강도감소법으로서 안전계수에 의해 지반강도를 감소시켜 가면서 굴착사면 파괴상태에 도달할 때까지 반복하여 수치해석을 수행하여 굴착사면의 안전율을 산정하는 방법이다.

(4) 터널식 앵커리지의 안정성 검토

터널식 앵커리지는 인발저항력, 수평변위에 안정해야 한다. 이를 수치해석적으로 이해한 후, 모델링과 분석이 이루어져야 한다.

터널식 앵커리지는 양호한 암반 지반 내에 터널을 형성하여, 터널 내부에 강재와 콘크리트로 만들어진 앵커리지의 자중과 마찰저항의 합으로 교량의 케이블 하중에 저항하는 방식이다. 특히, 터널식 앵커리지의 마찰 저항력은 저항체 형상(앵커헤드방식, 웨지형식)에 따라 저항 메커니즘이 달라진다. 앵커헤드방식은 암반내에서 단면을 확대시켜 Key작용에 의해 저항력을 발현되고, 웨지형식은 앵커리지 끝부분에 완만한 경사면을 형성시켜 췌기효과에 의한 저항력이 발휘되는 방식이다. 국내 울산대교에는 웨지(wedge)형식의 앵커리지를 적용되었다.

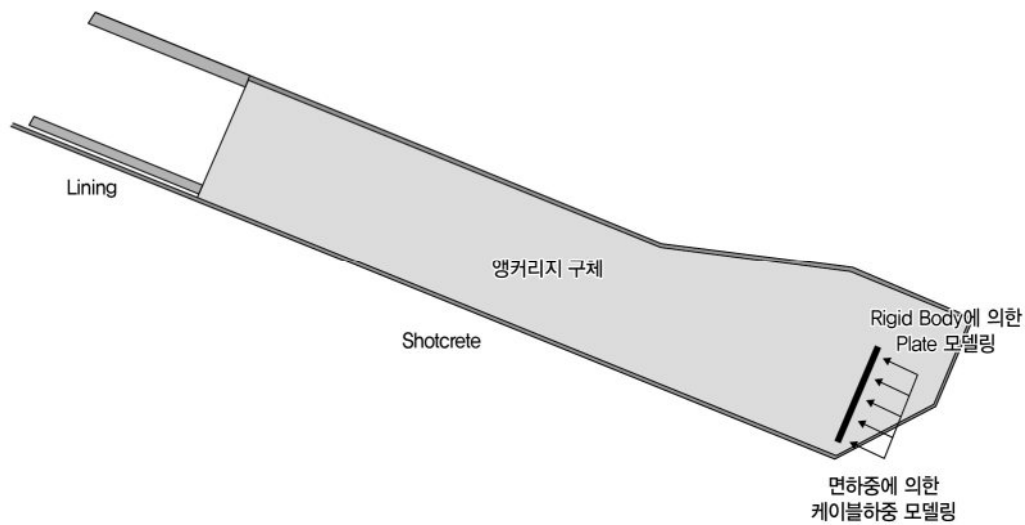
터널식 앵커리지의 허용인발저항력을 산정하기 위하여 앵커리지에 매우 큰 하중(설계하중의 10배)을 적용하여 앵커리지 인발하중에 따른 수평변위를 산정해야 한다. 산정된 인발하중-수평변위 곡선으로부터 극한상태 시 인발하중의 1/3과 항복상태 시 인발하중의 1/2중에서의 작은 값을 허용 인발저항력으로 평가할 수 있다.

터널식 앵커리지는 수평변위에도 안정해야 하지만, 허용수평변위에 대한 기준도 없는 상태이다. 수치해석 방법으로 산정된 인발하중-수평변위 곡선에서 항복상태내로 수평변위를 제어해야 하며, 이때 항복 인발하중 상태에서의 수평변위를 허용수평변위로 평가할 수 있다. 터널식 앵커리지의 설계하중은 수치해석에 의해 평가된 허용지지력보다 작아야 하며, 앵커리지 설계하중에 의한 수치해석에 의해 산정된 수평변위는 허용수평변위보다는 작아야 한다.

2) 터널식 앵커리지 수치해석 모델링 방안

터널식 앵커리지 구성요소 모두를 고려한 3차원 모델링은 불가능하다. 따라서 수치해석 모델링을 위한 구성요소는 가급적 간단하게 하여야 한다.

케이블하중 및 방향에 의한 터널식 앵커리지 움직임이 발생하도록 수치해석 모델링 방안은 그림 A4-9와 같다. 그림 A4-9에서는 터널식 앵커리지 구체, 하중을 전달하기 위한 Plate, 면하중, Lining 및 Shotcret를 고려하고 있다. 하중을 균일하게 전달하기 위해 Plate는 모델링되어 면하중에 의한 국부적 변형이 발생하지 않고, 앵커리지 전체의 움직임이 발생 가능하도록 하였다.



〈그림 A4-9〉 터널식 앵커리지 수치해석 모델링 방법

3) 수치해석 물성치 산정

(1) 재료별 수치해석모델의 선정

표 A4-4 지반, 보강재, 앵커리지 구성요소별 합리적 모델의 제안

재 료	Loading	Unloading	추천모델
일반토사	○		• 탄소성(Mohr Coulomb) 모델
		○	• 비선형(Hyperbolic) 모델
점성토	○		• 탄소성모델, 점탄성모델
		○	• 비선형(Hyperbolic) 모델
풍화암	○	○	• 탄소성(Mohr Coulomb) 모델
연경암	○	○	• 탄소성(Mohr Coulomb) 모델
챔버(중력식)	○	○	• Plate 요소
거더(터널식)	○	○	• Plate 요소
앵커리지구체	○	○	• 선형탄성모델
인장재	○	○	• Spring Model
Rock Bolt	○	○	• EmbeddedBeam 모델
구조물-지반 경계부	○	○	• interface 모델

(2) 지반 및 구체재료 물성치

탄성계수는 공내재하시험결과를 이용한 방법이 가장 합리적인 방법이라 할 수 있다. 공내재하시험을 통해서도 탄성계수와 변형계수를 산정할 수 있는데, 일반적으로 항복점까지의 변형특성을 고려한 변형계수를 탄성계수로 적용하고 있다. 이는 변형계수가 탄성계수보다 작아 안정적인 설계를 도모하기 위함이다. 그리고 연약점토지반은 시료채취가 가능하기에 일축압축 및 삼축압축시험을 통해 산정할 수 있으나, 시험 시 측압은 현장조건이 반영되어야 한다.

포아송비는 점성토지반을 제외하고 실내시험이 현실적으로 곤란하여 사례분석을 통해 경험적으로 산정하는 것이 일반적으로 행해지고 있다. 정확한 포아송비를 산정하기 위해서는 채취된 시료를 이용하여 일축 및 삼축압축시험을 통해 산정해야 할 것이다. 수치해석 시 수평응력에 영향을 미치는 인자이므로 신중하게 결정해야 할 것이다.

내부마찰각은 표준관입시험, 직접전단시험, 삼축압축시험, 공내전단시험으로 산정할 수 있다. 사질토의 경우 표준관입시험 및 직접전단시험결과로 산정할 수 있으며, 점성토는 삼축압축시험($\overline{CU}$)으로 산정할 수 있으며, 풍화토/풍화암은 공내전단시험으로 산정할 수 있다. 연암/보통암/경암은 삼축압축시험을 통해 산정해야 하지만, 시료채취의 어려움과 시험비용의 증대 등의 이유로 경험적으로 산정되고 있다.

점착력은 표준관입, 직접전단시험, 삼축압축시험, 일축압축시험, 공내전단시험, 점하중강도시험을 통해 산정할 수 있다. 사질토의 경우 표준관입시험 및 직접전단시험결과로 산정할 수 있으며, 점성토는 삼축압축시험($\overline{CU}$)으로 산정할 수 있으며, 풍화토/풍화암은 공내전단시험으로 산정할 수 있다.

단위중량은 시료채취가 가능한 경우 취취된 시료의 무게와 체적을 이용하여 산정할 수 있으며, 일반적으로 직접전단시험, 일축압축시험, 삼축압축시험으로 단위중량을 산정할 수 있다.

(3) 접촉면 물성치

앞서 접촉면 물성치는 선요소 접촉면(T_{skin}, F_{max})과 면요소 접촉면(R_{inter})으로 구분할 수 있다. T_{skin} , F_{max} 는 EmbeddedBeam 모델내 물성치이며, R_{inter} 는 인공 구조물(Plate 및 Volume Structure)와 지반과 분리하는 Interface 모델에 이용된다.

선요소 T_{skin} 는 말뚝의 주면마찰력, RockBolt의 주면마찰력, 정착장의 주면마찰력 산정공식을 이용하여 산정할 수 있고, F_{max} 는 말뚝의 선단지지력 공식을 이용하여 산정할 수 있다. 하지만 말뚝은 재하시험, RockBolt와 정착장은 극한 인발시험결과를 사용하는 것이 바람직하다.

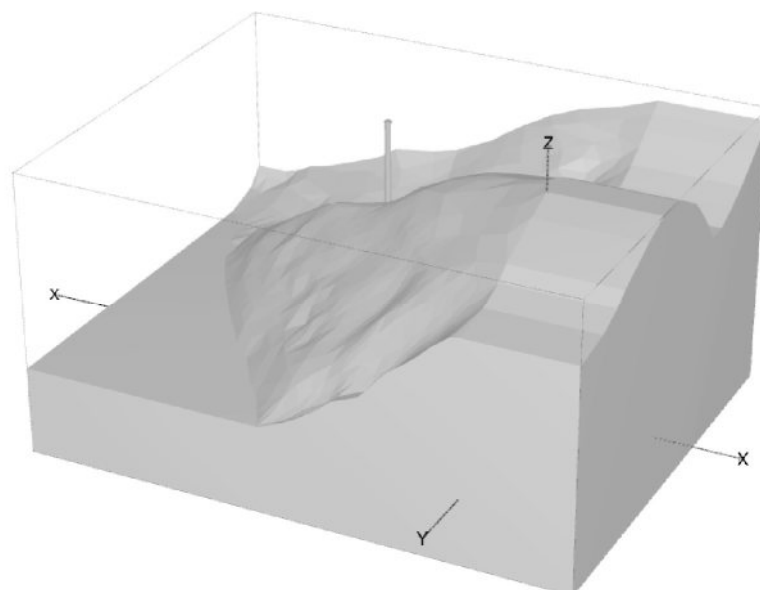
면요소 R_{inter} 는 구조재료(Steel, Concrete, Geogrid, Geotextile)와 지반조건(사질토, 점성토)에 따라 차등 적용될 수 있으며, Plaxis(2018)에서는 $R_{inter} = 2/3$ 으로 제안하였고 BS규준에서는 $R_{inter} = 0.75$ 으로 제안하였다. 이를 <표 5>에 나타내었다. 하지만, R_{inter} 는 접촉면특성을 고려한 전단시험결과를 사용하는 것이 바람직하다.

표 A4-5 구조재료와 지반조건에 따른 Interface 요소의 R_{inter}

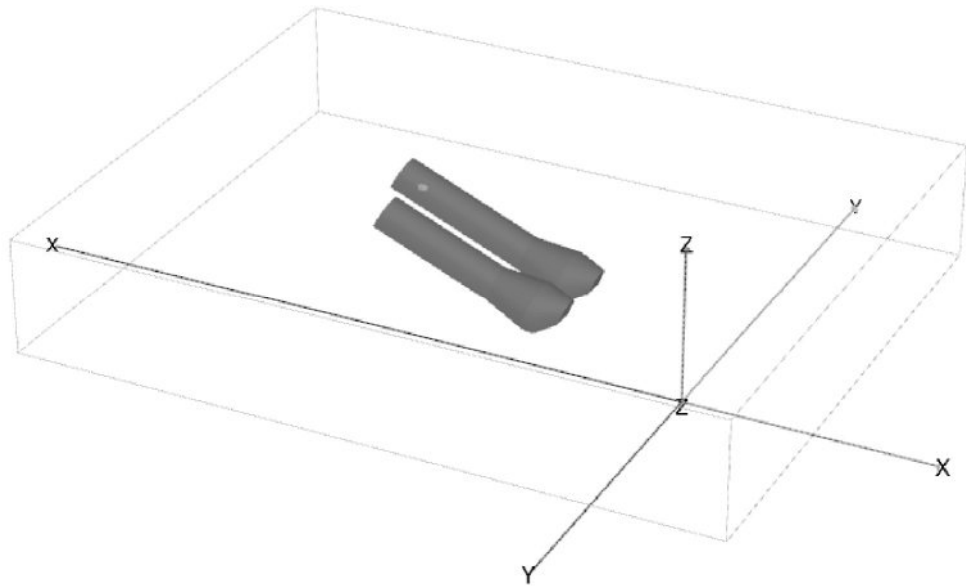
구 분	강도감소요소(R_{inter})
구조재료와 지반조건	• Interaction Sand / Steel $\approx 0.6 \sim 0.7$
	• Interaction Clay / Steel ≈ 0.5
	• Interaction Sand / Concrete $\approx 1.0 \sim 0.8$
	• Interaction Clay / Concrete $\approx 1.0 \sim 0.7$
	• Interaction Soil / Geogrid ≈ 1.0
	(interface may not be required)
	• Interaction Sand / Geotextile $\approx 0.9 \sim 0.5$
Plaxis	0.67
BS규정	0.75

4) 터널식 앵커리지 모델링

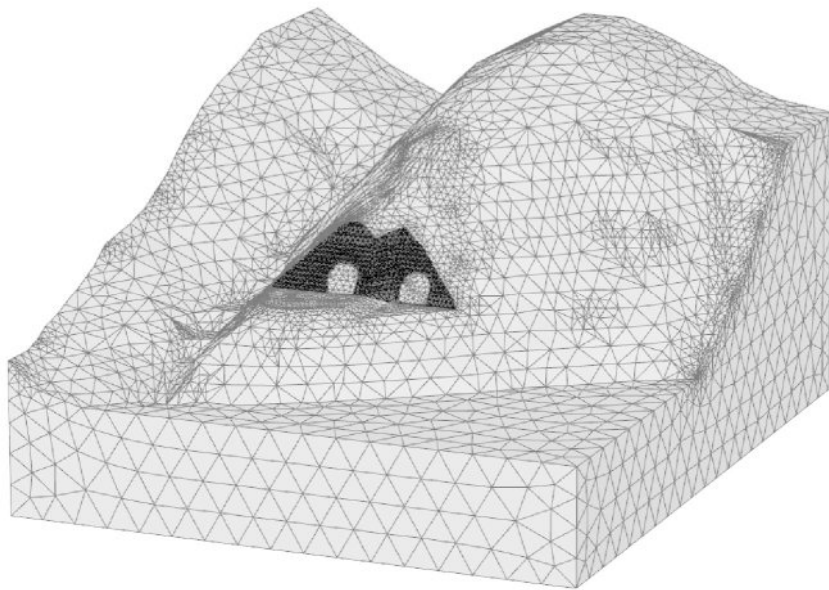
터널식 앵커리지 모델링 순서는 3차원적 지층모델링 → 터널식 앵커리지 모델링 → 굴착단면 모델링 → 유한요소망 생성 → 시공단계별 해석 순이다. 3차원적 지층모델링은 지반조사를 통해 구할 수 있는 시추주상도를 통해 지층정보를 입력 후 모델링 할 수 있다. 그리고 터널식 앵커리지 모델링은 터널식 앵커리지 모델링과 관련된 굴착사면 모델링, 굴착사면 보강재 모델링, 터널라이닝/샷크리트/RockBolt 모델링, 터널식 앵커리지 모델링, 터널의 단계별 굴착 모델링, 케이블 설계하중 모델링, 케이블 극한하중 모델링을 통해 구현할 수 있다.



<그림 A4-10> 3차원적 지형정보 입력후 3차원 지층모델링



〈그림 A4-11〉 터널식 앵커리지 모델링



〈그림 A4-12〉 유한요소망 생성

5) 터널식 앵커리지 시공단계를 고려한 수치해석 단계모델링

터널식 앵커리지 주 해석단계는 “초기응력 생성 → 비탈면 굴착 및 보강 → 터널 굴착 → 터널식 앵커리지 활성화 → 케이블 설계하중 적용” 이다. 하지만 이 외에 비탈면 굴착 및 보강 후 사면안전을 위한 사면안정검토와 케이블 극한하중 작용시 하중-수평변위 작성을 위한 터널식 앵커리지 인발안정성 검토가 추가되었다. 초기응력은 연직응력(σ_v)과 수평응력(σ_h)으로 구분된다. 연직응력($\sigma_v = \gamma_{soil} \times z$)은 재료의 단위중량과 지층의 두께를 곱함으로써 산정할 수 있다. 수평응력($\sigma_h = \sigma_v \times K_0$)은 연직응력에 정지토압계수를 곱함으로써 산정할 수 있다.

표 A4-6 터널식 앵커리지 해석단계

해석단계	해석단계	특 징
Initial Phase	초기응력 생성	• Gravity 방법에 의한 초기응력 설정
Phase_1	굴착면지반 비활성화	• 배수경계조건활성화 → 침투해석 • 지하수위 : 침투해석결과를 반영한 지하수위
Phase_2	굴착후 사면안정검토	• 강도감소법에 의한 굴착사면 안정성 검토 • 지하수위 : 침투해석결과를 반영한 지하수위
Phase_3	허용연직지지력 평가	• 앵커리지 기초면 변위경계조건 활성화
Phase_4	중력식앵커리지 설치	• 앵커리지 설치시 연직침하 및 부등침하 검토
Phase_5	구조물 되메움	-
Phase_6	케이블 설계하중 적용	• 케이블 하중에 의한 수평변위 검토 • 케이블하중에 의한 전도 및 활동 안정성 검토
Phase_7	케이블 극한하중 적용	• 극한 케이블하중에 의한 극한활동저항력 검토

6) 수치해석 결과를 이용한 안정성 평가방법

터널식 앵커리지의 장기안정성 확보를 위해 수평방향 안정성(수평지지력 및 수평변위)이 확보되어야 하고 굴착사면 안정성이 확보되어야 한다. 이를 위해 안정성 검토기준은 아래와 같이 정의하였다.

1) 수평방향 안정성

- 허용수평지지력 > 수평하중

→ 허용수평지지력 : 수치해석에 의한 극한수평하중

→ 수평하중 : 케이블 하중의 수평분력

- 허용수평변위 > 케이블 설계하중에 의한 수평변위

→ 허용수평변위 : 수치해석에 의한 케이블하중-수평변위 곡선을 산정하여 곡선상 탄성영역내의 수평변위

→ 수평변위 : 케이블 설계하중에 의한 수평변위

2) 굴착시 굴착사면의 안정성 검토

- 굴착사면의 최소안전율 = 1.5

- 3차원 공간상 사면안전율이 취약한 위치를 수치해석을 통해 파악

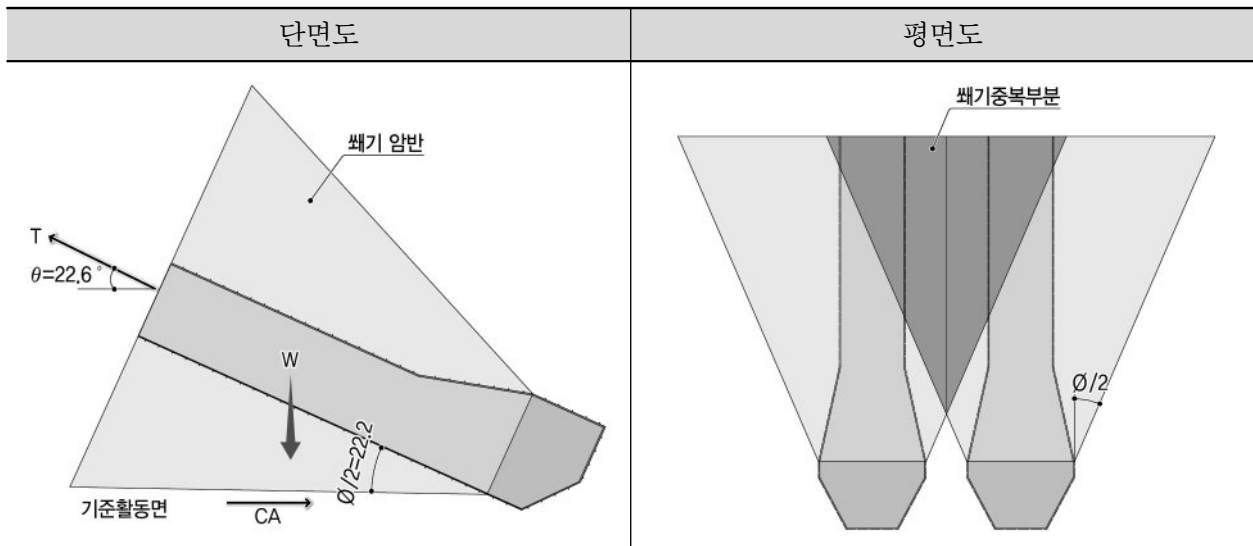
5. 터널식 앵커리지 파괴모드 가정

■ 켜기파괴($\phi/2$)를 가정한 설계

1) 저항력 산정을 위한 가정조건

- $\phi/2$ 켜기각으로 인하여 기준 활동면이 변경되어 마찰력 산정 시 고려
- 양측 앵커리지 중복단면 영향 고려
- 지하수위는 안전측으로 하여 구체상단에 있는 것으로 가정
- 가상파괴블럭 저면의 마찰저항만 고려(암과 콘크리트의 마찰저항은 무시)
- 상부 점착저항은 고려하지 않음

2) 저항력 산정 개요도



3) 저항력 계산

a) 앵커리지 콘크리트 구체 체적 산정

- 앵커리지 구체 체적 = $7,710\text{m}^3$

b) 켜기암반 체적 산정

켜기암반의 체적은 산술적으로 부피를 구하는 문제이므로 적절한 프로그램을 사용하여 산정한다. 또한, 켜기암반의 중첩부분의 1/2만을 고려하여 앵커리지 활동검토에 적용한다. 보다 상세한 방법은 case 1의 방식을 참조하도록 한다.

- 켜기암반 체적 = $97,206(\text{전체 켜기암반}) - 24,787(\text{중첩}) - 7,710(\text{앵커리지구체}) - 99(\text{강재}) = 64,610\text{m}^3$

c) 전체 체적 및 중량 산정

구 분	콘크리트	강재	쌓기암반	합계	부력	전체 저항중량
체적(m ³)	7,710	99.41	64,610	72,419		
단위중량(kN/m ³)	23.5	78.5	24.4		10.0	
중량(kN)	181,178	7,804	1,576,484	1,765,466	-724,190	1,041,276

- 전체 저항 중량 $W = 1,041,276 \text{ kN}$

d) 마찰저항력 산정

- 검토조건

- $\theta = 22.649^\circ$, $\phi/2 = 22.2^\circ$
- $\theta' = 0.45^\circ$

- 마찰계수(μ) = $\tan \phi$ (암과 암), 평균내부마찰각 = 44.4°

- 저면마찰계수(μ) = 0.81 (하부면적에 따른 평균마찰계수 적용)(case 1 계산방법 참조)

- 마찰저항력 (kN) = $\mu \cdot W \cdot \cos \theta' = 0.81 \times 1,041,276 \times \cos(0.45) = 843,408 \text{ kN}$

e) 점착저항력 산정

- 검토조건

- 가상 파괴블럭의 저면과 가상활동면의 측면저항만을 고려함
- 가상활동면의 측면저항 면적은 1/2만을 고려함

- 암반의 점착력(c) = 153.6 kPa (평균점착력, case 1 계산방법 참조)

- 점착저항력 (cA) = 247,895 kN

4) 활동안정성 검토

a) 활동저항력 산정

- case 1 에서의 활동안정검토 개념도에 나타난 것처럼 변경된 활동면을 기준으로 수평분력과 수직 분력으로 작용 및 저항력을 구분하여 각각의 분력을 계산한다.

- 수직분력 $W \cos \theta' = 1,041,276 \times \cos(0.45) = 1,041,244 \text{ kN}$
- 수평분력 $W \sin \theta' = 1,041,276 \times \sin(0.45) = 8,178 \text{ kN}$
- 케이블하중 $T = 128,626 \text{ kN}$
- 수평분력 $T \cos \theta' = 128,626 \times \cos(0.45) = 128,622 \text{ kN}$
- 수직분력 $T \sin \theta' = 128,626 \times \sin(0.45) = 1,010 \text{ kN}$
- $\mu (W \cos \theta' - T \sin \theta') = 0.81 \times (1,041,244 - 1,010) = 842,589 \text{ kN}$
- $c \cdot A = 247,895 \text{ kN}$

b) 검토결과

점착저항 고려 (기준 F.S = 3.0, 썬기파괴시)	$F.S = \frac{W \sin \theta' + \mu (W \cos \theta' - T \sin \theta') + c \cdot A}{T \cos \theta'} = 8.54 \geq 3.0 \quad \text{O.K}$
마찰저항만 고려 기준 F.S = 1.0(일본사례) = 1.1(국내사례)	$F.S = \frac{W \sin \theta' + \mu (W \cos \theta' - T \sin \theta')}{T \cos \theta'} = 6.61 \geq 1.0 \quad \text{O.K}$

5) 파괴모드별 저항력 평가

구 분		Pull-out 파괴모드	Pull-out 파괴모드 (손상압반 고려)	썬기파괴모드 (손상압반 고려)
점착저항력 (kN)		92,102	138,580	247,895
마찰저항력 (kN)		130,283	111,063	842,589
활동검토 안전율	점착저항고려	2.28	2.50	8.54
	마찰저항고려	1.27	1.42	6.61

실제 실무에서는 아직까지 저항 메커니즘 및 설계법이 정립되지 않은 상태이므로, 상기의 검토방법을 포함하여 필요시 새로운 검토방법 제시 및 다양한 수치해석 결과의 활용 등을 통해 다각도로 검토할 수 있다. 상기 설계방법을 통해 지나치게 보수적인 설계가 예상된다면 설계자의 판단에 의해 앵커리지 형상 및 규모를 변경할 필요가 있으며, 최소안정성을 확보할 때까지 검토를 재수행하여야 한다.

6. 케이블교량 지반조사 가이드

1. 일반사항

가. 개요

본 가이드는 케이블교량의 지반조사 시 적용한다.

케이블교량 현장의 지역적 특성과 케이블교량 하부구조물의 특성을 고려한 지반조사 절차 및 방법을 적용하여야 한다.

상기 (2)의 절차 및 방법 이외 일반적인 사항은 타 지반조사 기준을 적용한다.

- (1) 케이블교량은 일반적인 도로교와 달리 케이블, 주탑, 부탑, 앵커리지 등으로 상부하중을 지지하는 사장교, 현수교 등의 특수교량을 지칭한다.
- (2) 합리적인 지반조사를 위하여 케이블교량이 건설되는 지역적 특성과 케이블교량의 구조적인 기능 조건을 만족하는 하부구조물의 특성을 고려하여 이에 따른 적합한 지반조사가 수행되어야 한다. 일반적으로 케이블교량은 해안 및 해상지역과 산악지역 등 현장부지가 광범위하고 지반의 변동성이 큰 지역에 건설된다. 이러한 지역은 일반 육상지역에 비하여 지반조사의 난이도가 높기 때문에 지반조사를 대량으로 수행하기 어려우므로 이에 적합한 차별화된 지반조사 절차 및 방법이 필요하다. 또한, 케이블교량 하부구조물은 일반적인 도로교와 달리 주탑, 앵커리지 등 고하중을 지지하는 구조물로 이루어져 있으므로 지반특성 평가 및 설계지반정수 도출을 위하여 하부구조물의 특성과 중요도를 고려한 지반조사가 필요하다.
- (3) 기초(케이슨기초, 현장타설말뚝, 항타말뚝 등), 가시설구조물 등 케이블교량의 특성과 관계없는 일반적인 교량의 기초 및 지반구조물에 대한 지반조사 사항과 강진지역의 액상화 및 산지지역의 토석류 등 기타 특수한 지반재해 가능성에 대한 조사 방법은 기존의 타 기준에서 제시한 방법을 따르는 것을 원칙으로 한다.

나. 조사내용

지형 및 지질학적 정보

지반의 지층정보 및 공학적 특성

조류, 유속 등 수리학적 특성

- (1) 케이블교량 시공 후보 부지 및 인접 지역의 지형 및 지질학적 정보를 수집, 분석하여 부지 전체의 정보를 파악해야 한다. 지질도 및 인접 지역의 지반조사 결과를 분석하여 후보 부지의 개략적인 지질구조와 변동성을 파악하고, 단층대, 파쇄대 등 케이블교량의 안정성에 위협이 되는 지질구조를 확인하여야 한다. 후보 부지의 지형 및 지질학적 정보를 바탕으로 필요한 경우 최초 계획된 교량 노선과 주탑, 앵커리지 등 주요 하부구조물의 위치를 수정하여야 한다.
- (2) 기초지반의 지층정보와 공학적 특성을 파악하는 것은 앵커리지, 주탑 기초, 일반 교각 및 교대 기

초 등의 하부구조물 설계 및 시공에 필수적인 사항이다. 시추조사와 물리탐사 등을 활용하여 지층 (토질 및 암반)의 종류 및 상태를 파악하고, 각 층의 두께와 연속성을 확인하여야 한다. 지층정보를 확인한 후 지반의 강도와 변형에 관련된 지반정수를 평가하기 위하여, 각 지층에 적합한 현장 시험 및 채취 시료에 대한 실내시험을 수행하여야 한다. 지반의 지층정보와 공학적 특성을 정확히 평가하기 위해 각 조사단계에 따라 조사방법 및 조사수량을 합리적으로 계획하고 실시하여야 한다. 또한, 설계에 적용하는 지반특성을 도출할 때에는 다양한 조사방법(시추조사, 물리탐사, 현장시험, 실내시험 등)의 결과물을 종합하여 신뢰도 높은 결과를 도출하는 것이 필요하며, 전체 대상 영역의 특성을 합리적으로 평가할 수 있는 보간 기법 등을 활용할 수 있다.

- (3) 해상에 건설되는 케이블교량의 경우 조류, 유속 등에 영향이 중요하므로 관련분야 전문가와 충분한 협의를 거쳐 수리학적 특성을 조사하여야 한다.

2. 지반조사 절차

가. 조사계획 (Desk Study)

조사계획 단계에서는 후보 부지를 선정하고, 부지 전반에 대한 직간접적인 정보를 수집, 분석하여 조사계획을 수립한다. 조사계획 단계에서는 아래 사항들을 수행한다.

기존 자료조사 (지형도, 지질도, 항공사진, 인접 지역 조사 자료)

현장 답사

후보 부지 적합성 평가 및 조사계획 수립

(4) 지반조사는 예비조사, 본조사, 추가조사로 구분하여 실시한다.

- (1) 선정된 후보 부지와 인접 지역의 지질 및 지반정보를 수집하여 후보 부지의 개략적인 지반상태 및 특성을 평가하여야 한다. 지질정보시스템 웹 서비스, 위성 및 항공사진, 후보 부지와 인접 지역을 포함하는 대상 영역의 시추조사 자료, 물리탐사 자료 등을 이용하여 해당 지역의 지형, 지반 및 지질 특성을 파악하고 지질 이상대의 존재와 개략적 위치를 확인하여야 한다. 해상에 건설되는 케이블교량의 경우 해저지질 및 지층 구조를 평가하고, 조류, 파고 등 해양 정보를 수집, 분석하여야 한다. 기존 자료 분석 결과를 바탕으로 케이블교량 건설 시 발생 가능한 문제점을 도출하여 후보 부지의 적합성 평가 및 조사계획에 반영하여야 한다.
- (2) 기존 자료조사를 바탕으로 지반 분야 전문가 그룹이 현장을 직접 방문하여 부지 현황을 파악하여야 한다. 현장 답사 시에는 주변 지형, 암반 노두, 지하수 관련 정보 등을 확인하여 후보 부지의 개략적인 상태를 평가하고, 향후 지반조사와 케이블교량 시공 시 그리고 완공 이후 발생 가능한 문제 사항을 확인하여 대처방안을 수립할 수 있도록 하여야 한다.
- (3) 기존 자료조사와 현장 답사 결과를 바탕으로 후보 부지가 케이블교량 건설에 적합하다고 판단되면, 조사계획을 수립한다. 조사계획에는 위치, 수량, 방법, 시기, 장비 운용 및 관리방안, 발생 가능한 문제 및 대처방안 등 조사 전반에 대한 내용이 포함되어야 한다. 계획 시에는 설계 전문가 그룹과 협의를 통해 설계 시 필요한 지반정보 및 지반물성을 반드시 확인하고 적절한 시험계획을

수립하여야 한다. 후보 부지가 케이블교량 건설에 적합하지 않은 경우, 대안 부지를 선정하고 기존 자료조사 및 현장 답사를 통하여 적합성 평가를 다시 수행하여야 한다.

- (4) 지반조사는 예비조사, 본조사, 추가조사로 구분하여 단계적으로 실시한다. 예비조사는 대상 후보 부지 전체의 개괄적인 특성을 파악함으로써, 계획 노선의 적절성, 케이블교량 주요 구조물의 위치 선정, 주탑기초 및 하부구조물의 형식의 선정, 본조사 계획 수립 등을 위하여 실시한다. 본조사는 케이블교량의 상부 구조물의 사용 성능을 만족하는 하부 구조물의 설계 및 시공계획 수립을 위해 수행한다. 지반의 변동성을 고려하여 하부 구조물의 각 설계단위 단위별로 지반의 공학적 특성 및 설계정수를 결정한다. 필요한 경우 본조사 결과를 바탕으로 부지 및 계획노선의 적합성 평가를 수행할 수 있다. 본조사 결과 분석 후 보완 조사가 필요한 경우, 설계가 변경되거나 시공 중 지반 불량 징후가 나타난 경우, 유지관리 중 이상 징후가 발견될 경우에는 추가 조사를 실시한다.

나. 예비조사

예비조사 단계에서는 선정 부지 전체의 개괄적인 지반조건을 평가하며, 조사결과를 바탕으로 본조사 계획을 수립한다. 예비조사 단계에서는 아래 사항들을 수행한다.

광역 물리탐사

시추조사

현장시험 및 실내시험

조사결과 통합 분석을 통한 선정 부지의 지반조건 평가

케이블교량의 노선 및 하부구조물 예상 시공 위치 결정

본조사 계획 수립

- (1) 물리탐사는 지층의 구분, 암선의 파악, 암반의 상태, 공동의 존재, 수심과 해저지형 등을 평가하기 위해서 수행한다. 한 지점에서 수행되는 시추조사에 비해 물리탐사는 탐사 측선 하에 위치하는 지반의 연속적인 지반정보를 확인할 수 있으므로, 부지 전체의 지반조건을 평가하기에 적합하다. 광역 물리탐사는 선정 부지 전체의 개략적인 지층조건 및 해저지형 평가를 위해 수행한다. 케이블교량 계획 노선 상의 지반정보를 도출하기 위해 계획 노선 좌우로 특정 범위까지 물리탐사를 수행하여야 한다. 물리탐사 측선은 가능한 종측과 횡측의 격자형으로 구성하고, 추후 측선 상에 수행한 시추조사 결과와 통합하여 부지의 지반정보를 평가하는 것이 바람직하다. 탐사 결과로 확인된 지층구조를 통해 케이블교량의 주요 하부 구조물의 위치를 결정하고, 이에 따라 예비조사 및 본조사에서 필요한 시추조사 위치 및 개략적인 시추심도를 결정하게 된다. 즉, 계획 노선 하부지반에 파쇄대 및 공동과 같은 지질 이상대가 존재할 경우 주요 하부구조물의 위치를 변경하거나 본조사에서 해당 지역에 대한 집중적인 조사를 포함할 수 있으며, 경우에 따라서는 계획 노선의 변경을 검토할 수 있다. 물리탐사에 대한 상세한 사항은 본 가이드 ‘3. 라. 물리탐사 및 물리검층’에 제시되어 있다.

- (2) 시추조사는 실제 지반의 층상구조를 확인하고 실내시험을 위한 시료채취 및 원위치 현장시험을 위하여 수행한다. 시추조사 시 시추위치, 시추심도는 물리탐사 결과로 도출된 지층구조를 반영하여 결정할 수 있다. 지반의 변동성에 따라 시추조사를 적정 간격으로 수행하되, 주요 하부구조물인 앵커리지, 주탑기초와 교대 계획 위치에서 최소 1공의 시추조사가 이루어져야한다. 시추심도는 고하층을 지지하는 케이블교량의 하부구조물의 특성을 고려하여 지지층 혹은 암반층을 충분히 확인 할 수 있는 심도까지 수행하여야 한다. 구체적인 시추위치 및 심도 기준은 본 가이드 ‘3. 가. 시추조사’ 에 제시되어 있다.
- (3) 예비조사 시 수행되는 현장시험 및 실내시험은 부지의 개략적인 지반특성을 평가하기 위한 시험으로 구성된다. 현장 원위치 시험은 표준관입시험을 기본으로 하며, 추가적으로 지반의 종류에 따라 피에조 콘 관입시험, 현장베인시험, 공내재하시험, 공내전단시험 등을 실시한다. 시추 조사 시 채취한 시료(교란시료, 불교란시료, 암석코어)를 이용하여 기본물성시험 및 역학시험을 수행하고 지반의 강도와 변형특성을 평가하여야 한다. 예비조사 시 수행되는 모든 현장시험 및 실내시험은 KS, ASTM, ISRM 등에서 제시한 표준 시험방법에 따라 수행되어야 한다.
- (4) 상기 (1), (2), (3)에서 수행한 조사결과를 바탕으로 선정 부지의 개략적인 지반특성을 평가하여야 한다. 예비조사 시 수행되는 시추조사의 수량이 부족하므로 물리탐사 자료와 통합 분석하여 지층 및 지반 정수의 변동성을 고려하는 것이 바람직하다. 조사지역의 지반종류 및 층상구조, 수심 및 해저지형, 대표적인 지반의 강도 및 변형특성을 평가하고 이를 포함한 케이블교량 계획구간의 종단면도를 도출하여야 한다. 분석 시 파쇄대, 공동 등 지반의 상태가 불량한 구간이 있으면 이를 명시하여야 한다.
- (5) (4)에서 평가한 부지의 지반정보는 케이블교량의 노선 및 하부구조물의 시공 위치 결정에 활용된다. 케이블교량의 하부구조물 중 가장 중요한 앵커리지와 주탑기초 계획 위치는 계획된 설계하중을 지지하기에 충분히 양호한 지반으로 구성되어야 하며, 예비조사 결과 파쇄대 등의 불량한 지반이 나타날 경우 전문가 그룹의 협의를 바탕으로 계획 위치를 변경하는 것을 고려해야 한다.
- (6) (5)에서 결정한 케이블교량의 노선 및 앵커리지, 주탑 등 주요 하부구조물의 예상 시공 위치와 (4)에서 평가한 지반정보를 바탕으로 본조사 계획을 수립한다. 본조사 계획 시에는 앵커리지, 주탑기초, 일반 교각 등 각 설계 단위별로 수행되어야 할 지반조사 계획을 상세히 수립하여야 한다. 특히, 예비조사 시 확인한 지반정보를 통해 주요 설계 구조물의 예상 시공위치, 시공심도, 지지층의 종류를 결정하고, 설계 전문가 그룹과 협의하여 필요한 설계지반정수의 종류를 결정하고 조사계획에 반영하여야 한다.

다. 본조사

본조사 단계에서는 케이블교량의 하부구조물이 시공되는 위치 및 그 거동에 영향을 줄 수 있는 영역의 대표 위치에서 지반의 공학적 특성을 평가한다. 예비조사 단계에서 계획한 본조사 계획에 따라 앵커리지, 주탑기초, 일반 교각 및 교대 등 각 설계 단위별로 정밀한 지반조사를 수행하며 최종적으로 지반 변동성을 고려한 설계 지반정수를 도출하여야 한다. 본조사 시에는 각 설계단위 별로 아래 사항들을 수행한다.

정밀 물리탐사 및 물리검층

시추조사

현장시험 및 실내시험

조사결과 통합 분석을 통한 지반특성 도출

- (1) 본조사 단계에서는 지층구조, 지질이상대의 위치 및 크기를 정확히 평가하기 위해 물리탐사를 수행한다. 앵커리지와 주탑 기초 계획위치에서 보다 정밀한 물리탐사를 수행하고, 필요 시 암반 구조의 정밀 조사를 위해 시추공 영상촬영, 시추공 주사검층 등의 시추공 물리탐사를 수행하여야 한다. 또한, 공사 대상 영역에 파쇄대 및 연약대가 존재하는 경우 탄성과 토모그래피 탐사 등 정밀한 물리탐사 및 물리검층이 필요하다. 자세한 사항은 ‘3. 다. 물리탐사 및 물리검층’에 제시되어 있다.
- (2) 본조사 단계에서는 하부구조물 시공계획 위치의 지반정보와 지질이상대의 지반정보를 정확히 평가하기 위해서 시추조사를 수행한다. 앵커리지와 주탑 기초의 경우 일반 교각 기초에 비해 시공 단면이 크고, 중요도가 높기 때문에 집중적인 시추조사가 필요하다. 앵커리지와 주탑 기초의 형식 및 상부하중으로 인한 지지층의 영향범위를 고려하여 시추조사 위치와 시추조사 심도를 결정하는 것이 바람직하다. 자세한 사항은 ‘3. 가. 시추조사’에 제시되어 있다.
- (3) 본조사 단계에서는 설계에 반영될 지반특성을 평가하여야 한다. 역학적인 특성을 평가하기 위해서 하부지반의 종류에 따라 적절한 현장시험(표준관입시험, 콘관입시험, 현장배인시험, 공내재하시험, 공내전단시험 등)과 채취된 시료에 대한 실내 시험을 수행하여야 한다. 역학적인 특성뿐만 아니라 수리특성을 평가하기 위해 현장투수시험 및 현장수압시험을 수행하여야 한다. 필요한 경우 재하시험을 수행하여 설계에 필요한 지지력을 직접적으로 평가할 수 있다. 모든 시험은 KS, ASTM, ISRM 등에서 제시한 표준 시험방법에 따라 수행되어야 한다. 자세한 사항은 ‘3. 다. 현장시험’과 ‘4. 실내시험’에 제시되어 있다.
- (4) 본조사 단계에서 수행된 물리탐사, 시추조사, 현장시험, 실내시험 결과를 종합하여, 케이블교량의 각 설계 단위별로 지반특성을 분석하여야 한다. 지층구조, 지질이상대의 위치 및 크기, 불연속면 특성 등 지질공학적인 특성과 각 지층의 역학적 거동을 대변하는 지반공학적인 특성을 도출하여야 한다. 설계 단위별로 분석 및 도출한 지반특성을 검토하여, 기초설계를 위한 추가 자료가 필요하거나 향후 하부구조물에 지반공학적인 위험을 가져올 수 있다고 판단되는 경우 추가조사를 계획하여야 한다.

라. 추가조사

추가조사는 본조사 이후 추가 자료가 필요할 때 실시하며, 필요에 따라 물리탐사, 시추조사, 현장 시험 및 실내시험 등을 수행한다. 일반적으로 추가조사가 필요한 경우는 아래와 같다.

본조사 결과 분석 후 보완 조사가 필요하다고 판단되는 경우

구조물의 계획 위치 및 설계가 변경되는 경우

시공 중 본조사를 통하여 발견하지 못한 지반특성이 발견되고, 향후 구조물에 지반공학적 위험을 가져올 수 있다고 판단되는 경우

유지관리 단계에서 실시하는 모니터링 시 이상 징후가 발견될 경우

- (1) 본조사에서 설계 단위별로 분석 및 도출한 지반특성 이외에 기초 설계를 위한 추가 자료가 필요하거나 향후 하부구조물에 지반공학적 위험을 가져올 수 있다고 판단되는 경우 추가조사를 실시할 수 있다.
- (2) 본조사 결과 케이블교량의 하부구조물의 예정 시공위치의 하부지반이 불량하여 향후 안정성에 위험을 초래할 수 있다고 판단되는 경우 구조물의 위치 변경 및 설계 변경이 이루어진다. 이 때, 위치가 변경되었다면, 새로운 위치에서 설계에 필요한 지반특성을 평가하기 위하여 추가조사를 수행하여야 한다. 추가조사 시, ‘2. 다. 본조사’에서 제시된 가이드를 기본으로 하며, 필요한 경우 지반분야 전문가의 결정에 따라 조사 내용을 변경할 수 있다.
- (3) 시공 중 예비조사나 본조사를 통해서도 확인하지 못했던 지반특성이 발견되고, 안정성에 위험을 초래할 수 있다고 판단되는 경우(이상 지층, 공동, 파쇄대, 단층, 국부적인 연약지반 등)에는 추가조사를 수행하여 지반특성을 평가하여야 한다.
- (4) 케이블교량의 경우 시공 후 수행되는 모니터링 과정에서 구조물의 이상 징후가 발견될 경우, 원인 분석 및 대응 방안 마련을 위해 추가조사를 수행하여야 한다.

마. 지반특성 분석 및 설계 지반정수 도출

조사계획 단계부터 예비조사, 본조사, 추가조사를 거치면서 도출된 결과를 통합적으로 분석하여 지반특성을 평가하고 설계 지반정수를 결정하여야 한다. 구체적인 내용은 아래와 같다.

케이블교량의 설계 단위별 지반특성 분석 및 설계 지반정수 평가

지반종류별 지반특성 분석 및 설계 지반정수 평가

조사결과의 통합분석

기존 문헌과 인근 현장의 설계 지반정수와의 비교 검토 및 설계 지반정수의 결정

- (1) 케이블교량의 시공 현장은 매우 광범위하므로 하부구조물의 시공 위치에 따라 지반 특성이 급격하게 변화할 수 있다. 지반 특성의 위치별 변동성을 고려하고 각 하부구조물의 설계 시 반영할 신뢰도 높은 지반정수를 결정하기 위하여, 각 설계 단위 별로 구분하여 지반특성을 분석하고 설계 지반정수를 평가하여야 한다. 설계 단위 내에서도 조사 결과 지반의 변동성이 큰 경우에는 유사한

특성을 나타내는 구역별로 구분하여 분석하는 것이 바람직하다.

- (2) 지반의 종류에 따라 지반특성과 설계에 반영되어야 할 지반정수가 달라지므로 각각의 지반 종류에 따라 지반특성을 분석하고 설계 지반정수를 결정하여야 한다. 흙의 경우 생성기원에 따라 매립토, 퇴적토, 잔류풍화토 등으로 구분하고 각각의 종류에 대해서 통일분류법 상 분류, 기본 물성값, 실내 역학시험 결과, 현장시험 결과 등을 분석하여 설계 지반정수를 결정하여야 한다. 특히, 흙은 배수 가능 여부에 따라 역학적 특성이 크게 달라지므로 이에 대한 고려가 필요하다. 동일한 지층에서도 시험결과의 변동성이 큰 경우에는 유사한 결과를 나타내는 심도별로 구분하여 분석하는 것이 바람직하다. 암반의 경우 물리탐사 및 시추조사 결과에 따라 강도, 풍화도, 불연속면 상태 등을 종합적으로 고려하여 구분한다. 각 암반층에 대하여 암종, 코어상태(색깔, 형태 등), 암질지수(RQD), 코어회수율(TCR) 풍화정도, 불연속면 특성, 파쇄대 특성, 기본 물성값, 실내 역학시험 결과, 현장시험 결과 등을 분석하고 설계 지반정수를 도출하여야 한다. 암층에서도 시험결과의 변동성이 큰 경우에는 유사한 결과를 나타내는 심도별로 구분하는 것이 바람직하다.
- (3) 지반특성을 분석할 때에는 물리탐사, 시추조사, 현장시험 및 실내시험 등 다양한 조사방법의 결과를 통합분석하여 결과의 신뢰도를 향상시킬 수 있다. 특히, 지층구조 및 지질 이상대를 분석하는 경우 물리탐사 자료와 시추조사 자료의 통합분석을 수행하는 것을 추천하며, 필요한 경우 통합분석결과를 바탕으로 3차원 정보화하여 조사지점 이외의 지반특성을 종합적으로 분석할 수도 있다.
- (4) 평가된 설계 지반정수는 유사한 지반조건에서 실시한 시험들에 대한 문헌정보와 인접지역의 조사 결과 등과 비교하여 보다 신뢰성 있게 평가할 수 있다. 기본적으로 지반조사 시 수행한 시험 결과를 토대로 도출한 설계 지반정수를 설계에 적용하는 것을 원칙으로 하며, 문헌 및 인접지역의 조사결과를 참고하는 것이 바람직하다.

3. 현장조사

가. 시추조사

시추조사는 지층구조, 지층의 두께와 심도 등의 지반상태를 조사하기 위해서 수행한다. 시추조사로부터 지반특성을 합리적으로 평가하기 위해서는 시추 위치, 시추 심도를 결정하는 것이 중요하다. 시추 조사 시 고려할 사항은 아래와 같다. 이외 기타 시추조사와 관련된 사항은 타 기준을 참고하여 적용한다.

시추방법 및 시추공 규격

시추위치

시추심도

시추결과 정보

- (1) 시추조사는 대상 지층의 특성을 평가하기에 적합한 시추방법 및 시추공 규격을 적용하여 수직으로 시추하는 것을 원칙으로 하며, 풍화대나 파쇄대 등에서는 코어의 회수율을 높일 수 있는 시추

방법을 사용하는 것이 바람직하다. 파쇄대나 단층 등 지질이상대의 확인이 필요한 경우에는 경사 시추를 수행하여 지질이상대의 특성 및 규모를 평가할 수 있다. 시추조사의 결과는 시추장비를 운용하는 기술자에 따라 큰 영향을 받으므로 반드시 승인받은 전문 기술자가 수행하여야 하며, 시추 중 진동, 관입속도 및 저항, 유출수 색깔, 슬라임 상태 등 시추 중에 관찰, 감지되는 모든 지반정보들을 기록하여야 한다. 해상 시추조사 시에는 파랑, 유속 등의 영향을 최소화하고 지반조사 자료의 신뢰성 확보를 위해 시추조사선 등 적절한 작업장을 확보하여야 한다.

- (2) 시추조사 위치는 상부하중으로 인한 하부 구조물 지지층의 영향범위와 지반의 변동성을 고려하여 지반전문가와 협의하여 결정하여야 한다. 케이블교량 시공 현장의 면적, 지질상태, 하부 구조물의 종류와 중요도를 고려하여 결정하여야 한다. 케이블교량 현장은 매우 광범위하기 때문에 물리탐사를 통해 영향 영역을 포함하는 부지 전체의 지질상태를 평가하고 이를 바탕으로 시추조사 위치를 결정하는 것이 바람직하다. 중요도가 높고 구조물의 영향 범위가 큰 앵커리지와 주탑기초의 경우에는 구조물의 형식을 고려하여야 하며, 지지 영역 최외각부와 중심부를 포함한 격자형으로 시추공을 배치하여 정밀한 시추조사를 수행하는 것이 바람직하다. 일반 교각기초에서는 노선 상행부와 하행부 각 1공 씩 최소 2공 이상 시추조사를 수행하여야 한다. 또한, 사전에 수행한 물리탐사 조사 축선이 있는 경우 조사 축선 상에 시추조사를 수행하여 추후 물리탐사 결과와 통합하여 분석하는 것이 합리적이다.
- (3) 시추심도는 상부하중으로 인한 지반의 영향범위를 고려하여 하부 구조물의 지지층을 충분히 확인할 수 있는 깊이까지 수행하는 것이 원칙이다. 앵커리지의 경우 형식(터널식, 중력식, 지중정착식)에 따라 주 지지층이 결정되므로 이를 고려하여야 한다. 특정한 앵커리지 형식이 결정되지 않았다면 모든 형식의 시공 가능성을 고려하여 가능한 견고한 지반 혹은 암반까지 시추하는 것이 바람직하다. 주탑 기초 및 일반 교각 기초의 경우에는 지지층의 종류(토사, 암반)를 고려하여 시추심도를 결정하여야 한다. 지지층이 토사인 경우 기초저면의 하중을 고려하여 상부구조물의 구조적인 기능을 만족하는 변위량을 산정하고 이를 만족시키기 위하여 필요한 지반정보를 얻을수 있는 시추 심도를 결정하여야 한다. 지지층이 암반인 경우에는 암반의 연속성을 확인할 수 있도록 충분히 깊은 심도까지 시추조사를 수행해야한다. AASHTO(2012)에서는 지지층(토사, 암반)에 따라 아래와 같이 말뚝 선단의 예상 심도로부터 최소 시추심도를 제안하고 있다.

- 토사

- 말뚝 선단의 예상 심도로부터 ① 6m 혹은 ② 무리말뚝 최대 폭의 2배 중 깊은심도

- 암반

- 말뚝 선단의 예상 심도로부터 ① 3m 혹은 ② 말뚝직경의 3배 혹은 ③ 무리말뚝 최대폭의 2배 중 깊은심도

- (4) 시추조사 과정에서 획득한 정보는 지반의 특성을 잘 파악할 수 있도록 정해진 시추주상도 양식에 기록하여야 한다. 시추주상도에 기록되는 항목은 아래와 같다.

(가) 시추조사명, 시추공번호, 공사명

(나) 시추위치(좌표) 및 표고, 조사기간, 사업자 및 시추사, 굴착자 및 조사자

(다) 시추장비 종류 및 시추공 구경

- (라) 지층구조, 지반종류, 시추 시 확인된 지반특성(색, 소리, 관입속도 등)
- (마) 지하수위, 지하수위 측정 날짜
- (바) 표준관입시험 N값 및 장비 에너지 효율
- (사) 회수율(TCR), 암질지수(RQD), 풍화상태 및 불연속면 정보
- (아) 시료 채취 심도 및 채취 방법

이외에 시추 또는 시료 채취 시 관측, 감지된 특이 사항과 시료 상태를 기록해야 하며, 흙의 함수비, 액소성 한계, 비배수 강도 등 실내시험과 현장시험에서 측정한 결과도 기록할 수 있다.

나. 시료채취

시료채취는 지반의 상태를 조사하고 실내시험에 사용하기 위한 지반재료를 확보하기 위하여 수행된다. 지반특성을 합리적으로 평가하기 위해서는 시료의 채취 위치와 심도, 지반의 종류에 따른 적합한 채취방법 결정이 중요하다. 시료채취 시 고려할 사항은 아래와 같다. 이외 기타 시료채취와 관련된 사항은 타 기준을 참고하여 적용한다.

시료의 채취 심도

지반종류에 따른 시료채취 방법

- (1) 채취한 시료를 사용하여 지반의 상태를 관찰하고, 실내시험을 수행하므로 채취된 시료는 각 지층의 특성을 대표할 수 있어야 한다. 지반은 심도에 따라 그 특성이 변화하고, 지층의 경계에서는 변화정도가 크기 때문에 지반특성을 합리적으로 평가하기 위해서는 적절한 시료채취 심도를 선정하는 것이 중요하다. 시료채취는 일반적으로 동일 지층에서 1m ~ 2m 심도 간격으로 수행하는 것을 원칙으로 하며, 사전에 수행되었던 물리탐사 자료를 참고하여 개략적인 층서를 파악한 후 계획하는 것이 바람직하다. 지반의 변동성이 크거나 지층구분이 모호하여 보다 세밀한 조사가 필요한 경우에는 정확한 지반특성 평가를 위해서 전체 심도에 대해 연속적으로 시료를 채취할 수 있다.
- (2) 시료채취 방법은 지반의 종류에 따라 호트러진 시료 채취, 호트러지지 않은 시료의 채취, 암코어 시료의 채취로 구분된다. 각 시료채취 방법에 적절한 지반종류와 시료채취 시 고려할 사항은 아래와 같다.
 - (가) 호트러진 시료의 채취는 사질토, 풍화토 지반에 적용되고, 일반적으로 표준관입시험 시 스플릿스폰 샘플러를 이용하여 채취한다. 채취한 시료를 이용하여 지반의 개략적인 상태(색, 입자 크기 등)조사와 실내시험을 수행할 수 있다.
 - (나) 호트러지지 않은 시료의 채취는 연약한 점성토 지반에 적용되고, 일반적으로 고정피스톤식 샘플러가 널리 사용된다. 시료 채취 시 교란도를 최소화 하기 위해 충격, 비틀림 등을 최소화 하고 샘플튜브의 압입 속도를 일정하게 유지하여야 한다.
 - (다) 암반층은 NX 규격(시추공 직경 76.2mm)에 상응하는 코어배럴을 사용하여 암코어링을 수행한다. 단, 풍화암(Highly weathered rock ~ Completely weathered rock)의 경우 채취 시 샘플러와 마찰, 진동 등에 의해 회수율이 현저히 떨어지고 암코어가 파쇄될 우려가 있으므로, 삼중

관코어배럴을 사용하는 것을 추천한다. 필요한 경우 폴리머(polymer)를 굴진수에 희석하여 양질의 풍화암 코어를 채취할 수 있다.

다. 현장시험

현장시험은 설계 또는 시공을 목적으로 기초지반의 지반공학적 특성을 평가하기 위하여 수행하며, KS, ASTM, ISRM 등 공인된 시험방법에 따라 수행하여야 한다. 현장시험 시 고려사항은 아래와 같다. 이외 기타 현장시험과 관련된 사항은 타 기준을 참고하여 적용한다.

현장시험 수행 위치

현장시험 종류

- (1) 현장 시추공 시험은 현장 지반특성 파악과 설계 정수 결정을 위해서 필수적으로 수행하여야 한다. 지반의 종류에 따라 지반특성을 평가하기에 적합한 시험방법을 적용하여야 하며 구조물의 중요도에 따라 시험수량을 결정하여야 한다. 지반조건이 난해하고 구조물의 중요도가 높은 경우 특수한 시험방법을 적용할 수도 있다. 케이블교량의 경우 하부구조물의 시공위치에서는 반드시 수행하여야 하며 각 지층에서 수행되는 시험은 해당 지층의 특성을 대표할 수 있도록 적정한 시험회수를 정하여 실시하는 것이 바람직하다. 구조물의 중요도가 높고 규모가 큰 앵커리지와 주탑기초에서는 상부하중으로 인한 지반의 영향범위와 지반특성의 변동성을 고려하기 위해 예정 시공 부지의 각 모서리 외곽부와 중앙부에서 최소 1공 씩 수행하여 전체적인 지반특성을 평가하는 것이 바람직하다. 또한, 필요한 경우 재하시험을 수행하여 앵커리지와 주탑기초의 지지력을 직접적으로 평가할 수 있다.
- (2) 현장시험은 표준관입시험을 기본으로 하며, 지층의 종류에 따라 피에조콘관입시험, 현장배인시험, 공내재하시험(Pressuremeter test, Goodman jack test), 공내전단시험, 현장투수시험, 수압시험, 수압파쇄시험 등을 수행하여 원지반의 역학적 특성(강도정수, 탄성계수 등)과 수리특성을 평가하여야 한다. 현장시험과 관련된 상세한 사항은 ASTM 규정과 AASHTO Manual on Subsurface Investigation (1988), Sabatini 외 (2002) 등의 문헌을 참고한다.

라. 물리탐사 및 물리검층

물리탐사는 일반적으로 미시추 구간의 지층구조, 지반특성, 지질이상대의 위치와 규모를 평가하기 위해서 수행된다. 시추조사에 비해 광범위한 영역을 조사할 수 있으며, 시추조사 자료와 통합분석하여 보다 정밀한 결과를 도출할 수 있다. 물리검층은 시추공 내에서 수행되며, 지반의 밀도, 동탄성계수 등을 현장에서 평가할 수 있다. 물리탐사 및 물리검층 시 고려사항은 아래와 같다. 이외 기타 물리탐사 및 물리검층과 관련된 사항은 타 기준을 참고하여 적용한다.

(1) 물리탐사 및 물리검층 수행 위치

(2) 물리탐사 및 물리검층의 종류

- (1) 물리탐사는 시추공을 통해 조사하는 시추조사 및 현장시험에 비해 넓은 지역의 지반특성을 평가할 수 있다. 일반적으로 현장부지의 전반적인 지층구조, 지반특성, 지질이상대 파악을 위하여 수행되며 필요한 경우 시추공 내에서 수행하는 탐사기법을 적용하여 보다 정밀한 조사를 수행할 수 있다. 예비조사 단계에서는 계획 노선 좌우로 특정 범위까지 광역 물리탐사를 수행하여 전반적인 지층구조를 평가하며, 본조사 시에는 주요 구조물인 앵커리지와 주탑기초에서 정밀 물리탐사를 수행하여 지반의 특성을 명확히 평가하는 것이 바람직하다. 예비조사 시 수행된 지반조사 결과를 바탕으로 앵커리지와 주탑기초의 안정성 및 시공성 확보를 위해 충분한 조사측선의 범위를 결정하여야 한다. 지층 특성 및 암반 불연속면 특성을 파악하고, 지질 이상대의 위치와 크기를 파악하기 위해 격자형의 조사 측선을 계획하고 물리탐사를 수행한다.
- (2) 전기비저항 탐사, 굴절법탄성과 탐사, 반사법탄성과 탐사 등을 수행할 수 있으며 지반조사전문가의 의견에 따라 현장에 적합한 방법을 수행한다. 특히, 암반이 주 지지층인 경우 암반 불연속면 특성이 앵커리지와 주탑기초의 거동에 중요하므로 시추공 영상촬영 또는 시추공 주사검층 등을 최소 1회 이상 수행하여 정확한 불연속면 특성을 평가하여야 한다. 필요한 경우 연약대 및 파쇄대의 위치와 규모를 파악하기 위해서 탄성과 토모그래피 탐사를 수행하고, 밀도검층과 S-PS 검층을 수행하여 내진설계를 위한 동적 물성값을 평가한다. 지반특성을 평가하기 위해 적용하는 대표적인 물리탐사 및 물리검층에 대한 상세한 사항은 ASTM 규정과 AASHTO Manual on Subsurface Investigation (1988), Sabatini 외 (2002) 등의 문헌을 참고한다.

4. 실내시험

실내시험은 토질시험과 암석시험으로 구분되며 시추조사 시 채취한 흐트러진 시료와 흐트러지지 않은 시료에 대해서 수행한다. 모든 실내시험은 KS, ASTM, ISRM 등 공인된 시험 규정에 따라 수행되어야 하며, 실내시험 시 고려사항은 아래와 같다. 이외 기타 실내시험과 관련된 사항은 타 기준을 참고하여 적용한다.

실내시험에 사용할 시료의 선정
토질시험 및 암석시험 종류

- (1) 실내시험을 통해 대상지반의 특성을 평가하기 위해서는 대상지반을 대표할 수 있는 시료를 사용하여야 한다. 대상 지반의 층상구조(지층종류, 두께 등)를 사전에 명확히 파악하고, 채취된 시료의 육안관찰 및 시추조사 시 현장기록 자료 등을 참고하여 각 지층을 대표하는 시료를 선정하여야 한다. 지반의 역학적 특성을 평가하는 시험에서는 흐트러지지 않은 시료를 사용하여야 하며, 흙의 구조에 따른 영향이 크지 않은 경우 현장의 밀도와 함수비에 따라 흐트러진 시료를 성형하여 시험을 수행할 수 있다. 각 지층에서 수행되는 시험은 해당 지층의 특성을 대표할 수 있도록 적절한 시험회수를 정하여 실시하여야 하며, 동일 지층에서 채취한 시료일지라도 육안관찰 시 뚜렷한 차이가 발견될 경우 지층을 세분화하여 실내시험을 수행하는 것이 바람직하다.
- (2) 실내시험은 토질시험과 암석시험으로 나누어지며 상세한 사항은 ASTM, ISRM 규정과 AASHTO Manual on Subsurface Investigation (1988), Sabatini 외 (2002) 등의 문헌을 참고한다.

7. 앵커리지 지반설계를 위한 암석의 특성 및 연약 단층

7.1 암석의 종류와 지반설계 시 주의점

1) 퇴적암과 공학적 특성

퇴적암(sedimentary rock)은 모암이 기계적 풍화 혹은 화학적 풍화에 의해 자갈, 모래 혹은 점토 등으로 분해된 쇄설물(detrital material)들이나 수용성의 물질이 물에 녹아서 운반과정을 거쳐 강, 호수 혹은 바다에까지 떠 내려와서 더 이상 운반 에너지가 없어지면 강, 호수 바다 등의 바닥에 쌓이게 된다. 이렇게 운반된 퇴적물들이 속성 퇴적암이 만들어 진다. 이렇게 형성된 퇴적암들의 분류와 퇴적암이 분포하는 지역에서 앵커리지 지반 설계 시 주의 점을 기술 한다.

(1) 퇴적암의 분류

퇴적암이 만들어 지는 과정은 풍화-운반-퇴적-속성작용을 거치게 되며 지표에서 모암이 풍화에 의해 만들어진 자갈, 모래 및 땔 등과 같은 조각들을 쇄설물이라 하는데, 퇴적암의 명칭은 쇄설물의 입자 크기에 따라 역암, 사암, 이암 혹은 세일로 구분하며, 운반작용을 하는 강이나 호수 및 바다의 물에 녹아 있는 성분인 수용성 물질에 의해 운반되어 퇴적된 것은 비쇄설성퇴적암이라 하며 그 대표적인 것은 탄산칼슘[CaCO₃]으로 구성된 석회암이다(표 A7-1).

이들 퇴적암(Sedimentary rock)은 쇄설성 혹은 비쇄설성퇴적물들이 물속에서 가라앉아[deposit] 암석이 되었으므로 마치 시루떡의 쌀가루 한켜 콩가루 한켜를 쌓아 놓은 것처럼 한켜 한켜 쌓인 혼적인 층리(bedding plane)를 가지게 된다. 또한 퇴적암은 물속에서 쌓였으므로 현생에서도 물가에 가면 흔히 관찰되는 물결자국이 그대로 석화 되어 남아 있거나 수면이 낮아지면서 퇴적물이 물 밖으로 노출되므로 말미암아 햇볕에 퇴적물 표면이 말라 갈라지면서 생기는 균열 등 물속에서 쌓였다는 흔적들이 그대로 남아 있다. 또 다른 특징 중 하나는 화석은 퇴적암에만 존재한다는 것이다. 즉 화석이 발견된다면 그 암석은 퇴적암이다.

(2) 퇴적암 지역의 앵커리지 지반설계 시 주의점

퇴적암 중에서 이암과 세일은 쇄설물의 입자가 1/256 mm 미만인 점토가 속성작용을 거쳐 암석화된 것이다. 입자의 크기는 같으나 이암과 세일이라 달리 명명하는 기준은 파열성[fissility] 조직의 유무이다. 즉 세일은 이암에서는 나타나지 않는 파열성[fissility] 조직을 가지는데, 사암층과 파열성[fissility] 조직이 발달하는 세일 층이 호층으로 이루어진 지반에서 사면을 조성하거나 터널을 시공 할 경우 층리의 경사면과 사면의 경사면의 조건에 따라 사면에서 붕괴가 일어나기 쉽고, 터널 시공 시는 터널 벽면에서 여굴 발생이 일어날 가능성이 존재하는 것이 문제점으로 대두 된다

석회암은 표 A7-1에서와 같이 비쇄설성퇴적암으로 주 구성광물이 탄산칼슘[CaCO₃]으로 이루어진 방해석이다. 이들 탄산칼슘은 지하수나 지표수 등의 물과 반응하여 CaH(CO₃)₂인 수용성 물질로 반응하며 물에 녹게 된다. 그러므로 석회암으로 구성된 지반에서는 석회암이 녹아 그림 A7-1과 같이 지표

면의 높낮이가 매우 급격하게 차이를 이루는 카르스트 지형과 둥근형태의 함몰구조인 지형학에서 돌리네(doline)라 일컫는 썩크홀[sinkhole]이 자주 발생 한다(그림 A7-1).

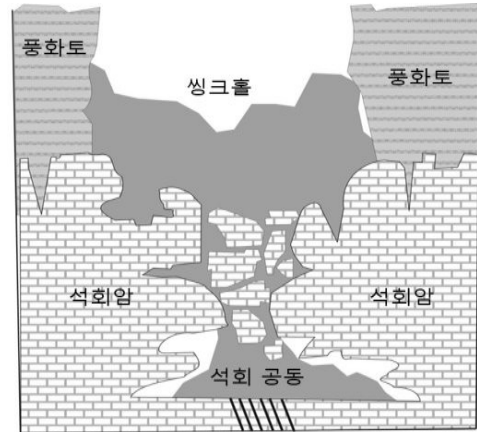
표 A7-1 퇴적암의 분류표

조직	성인	구성물질		퇴적암 명칭
		쇄설물의 명칭	입자의 직경	
쇄설성 퇴적암	육성 쇄설물 (주로 유수에 의한 운반과 퇴적)	거력	256mm 이상	역암
		왕자갈	256 ~ 64 mm	
		자갈	64 ~ 4 mm	
		잔자갈	4 ~ 2 mm	
		모래	2 ~ 1/16 mm	사암
		실트(silt)	1/16 ~ 1/256 mm	실트암
		점토[펄]	1/256 mm 미만	이암 및 셰일
비쇄설성 퇴적암	유기적 퇴적암 (생물 유해의 집 합)	석회질 생물체		석회암, 돌로마이트
		규질 생물체		규조토, 처트
		식물체 (탄소질)		석탄
		동물체 (아스팔트질)		원유, 천연가스
	화학적 퇴적암 (화학적 침전물의 집합)	탄산칼슘[CaCo3, 방해석]		석회암
		돌로마이트[CaMg(Co3)2]		백운암
		염화나트륨[NaCl]		암염
		황산칼슘[CaSo4]		석고
		질산나트륨[NaNo3]		칠레초석

썩크홀[sinkhole]에는 solution sinkhole, collapse sinkhole, buried sinkhole, subsidence sinkhole 등이 있다. Solution sinkhole은 느린 속도로 지표가 침식되면서 발생한 것으로 직하부에 공동이 존재하는 결정적인 증거가 된다. Collapse sinkhole은 하부 기반암의 파괴로 인해 발생하는 것으로 지질학적 시간과정에서는 별로 발생되지 않는다. Buried sinkhole은 상기 두 종류의 썩크홀이 발생한 후 상부가 토사층으로 덮인 경우이며 대부분 불규칙한 토사-암반 경계면(즉, rockhead)을 나타내므로 기초공사 설계 시 주의할 요소이다. Subsidence sinkhole은 석회암 지반 상부의 토사층 또는 연암의 붕괴로 말미암는 것으로 전 세계적으로 가장 흔하게 발견되는 형태이다. 또한 발생과정이 빠르게 진행되므로 토목공사에 치명적인 영향을 주게 된다.



(A)



(B)

<그림 A7-1> (A) 중국 쓰촨성에서 발생한 대형 싱크홀 사진 및 (B) 싱크홀 발달 형태

2) 화성암과 공학적 특성

화성암은 지구의 내부에서 만들어진 마그마(magma)가 지각(earth crust)으로 관입하면서 어느 한 곳에서 식고 굳어져 암석이 된것들을 화성암[igneous rock]이라 한다. 마그마가 지각심부에서 천천히 식어서 암석이 된것을 심성암(그림 A7-2 (C))이라 하며 마그마가 지표에 까지는 도달하지 않고 지표와 지각 사이에서 모암을 맥상으로 관입하면서 만들어지면 암맥(그림 A7-2 (B))이라 부르며 마그마가 지표에까지 도달하면 화산활동(volcanic activity)이 발생하게 되는데 지표 위에 도달한 마그마인 용암(lava)이 지표에서 급속히 식은 암석이 화산암(그림 A7-2 (D))이다. 이렇게 형성된 화성암의 분류와 화성암에서 앵커리지 지반 설계 시 주의 점을 기술 한다.

(1) 화성암의 분류

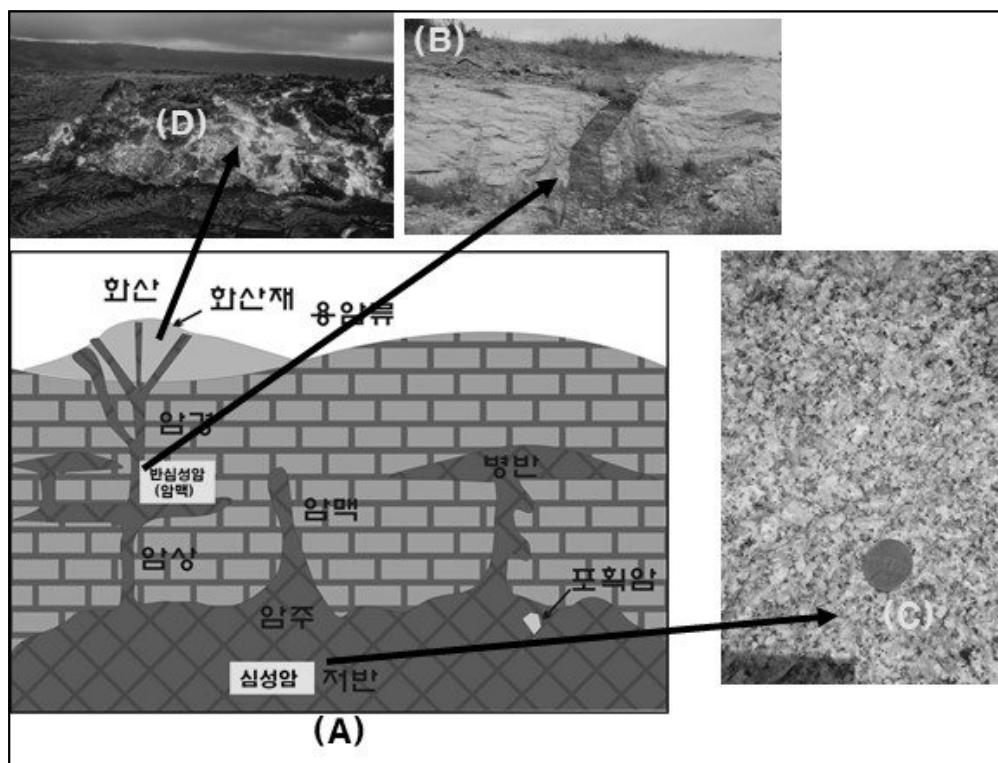
화성암의 암석명을 결정하기 위해서는 마그마가 식은 곳의 위치와 마그마의 SiO_2 의 함량이 그 기준이다. 마그마가 식은 곳의 위치는 그림 A7-2에서 언급된 바와 같이 심성암, 반심성암(암맥)과 화산암으로 나누게 진다. 이들 중 심성암은 다시 표 A7-2에서와 같이 SiO_2 의 함량이 65% 이상이면 산성암, 65%에서 55%까지는 중성암,

55% 이하는 염기성암으로 분류하며 특히 40% 미만은 초염기성암으로 분류한다. 화성암에서 SiO_2 의 함량이 많을수록 암석의 색깔이 흰색을 띠며 반대로 SiO_2 의 함량이 적을수록 검은색을 띤다.

반심성암은 주로 암맥상태로 존재하는데 일반적으로 SiO_2 의 함량이 65% 이상으로 흰색을 띠는 암석을 산성암맥이라 부르며, 화강암과 동일한 구성광물을 가지고 있으면서 조직이 완정질이 아닌 암석을 화강반암[aplite]이라 부른다. 반대로 SiO_2 의 함량이 55% 이하로 검은색을 띠는 암석을 염기성암맥 또는 황반암이라 부른다. SiO_2 의 함량에 있어서 산성암맥과 염기성암맥의 중간에 해당하는 암석을 중성암맥으로 분류한다. 화산암도 역시 용암(lava) 내 SiO_2 의 함량이 65% 이상이면 산성 화산암이며 대표적 암석은 유문암이고, 중성암의 대표적 화산암은 조면암과 안산암, 그리고 SiO_2 의 함량이 52% 이하인

염기성 화산암은 현무암이다(표 A7-2).

화산쇄설물이 쌓여서 된 암석인 화산쇄설암은 쇄설물들의 크기에 따라 암석의 이름이 붙어진다. 즉 쇄설물의 크기가 32mm 이상으로 크며 각력질인 것은 화산각력암이라 하며 4mm에서 0.25mm 정도의 쇄설물을 가지는 것을 레피리응회암 그리고 그 이하 세립의 화산재들이 쌓여 만들어진 암석을 응회암 이라한다(표 A7-3). 이상의 화산쇄설암은 화산활동 시 쇄설물들이 고기 중으로 뿜어 오른 후 중력에 의해 낙하 하면서 무게가 무거운 것들이 먼저 지표에 쌓이고 가벼운 것들은 더 멀리까지 날아가서 쌓 이게 된다. 이렇게 화산쇄설물들은 한켜 한켜 쌓이므로 퇴적암에서와 같이 층리들이 발달한다.



<그림 A7-2> (A) 화성암의 상태를 보여주는 그림, (B) 마그마가 관입한 형태의 암맥, (C) 마그마가 지각 심부에서 굳은 심성암, (D) 지표에 흐른 용암이 식은 화산암

표 A7-2 화성암의 분류표

	←----- 담색 ----- 검은색 -----→					
	산성암	중성암			염기성암	초염기성암
SiO ₂ %	>65	65 ~ 60	60±	55±	52 ~ 45	40±
광물성분	석영 정장석 흑운모 백운모 각섬석	정장석 사장석 석영, 흑운모 각섬석 백운모	정장석 흑운모 백운모 각섬석	사장석 각섬석 흑운모	사장석 휘석 감람석	감람석 휘석 자철석 크롬철석
심성암	화강암	화강섬록암	섬장암	섬록암	반려암	감람암 듀나이트
반심성암 (암맥)	산성암맥 화강반암	중성암맥			염기성암맥 황반암	
화산암	유문암 석영조면암	석영안산암	조면암	안산암	현무암	

표 A7-3 화산쇄설암의 분류

화산쇄설암 (화산분출물이 운반, 퇴적)	화산 쇄설물	쇄설물 입자 크기(mm)	암석
	화산암괴	32 이상	화산각력암
	화산력	32 ~ 4	집괴암
	화산자갈	4 ~ 1/4	래피리옹회암
	화산진	1/4 미만	옹회암

(2) 화성암 지역의 앵커리지 지반설계 시 주의점

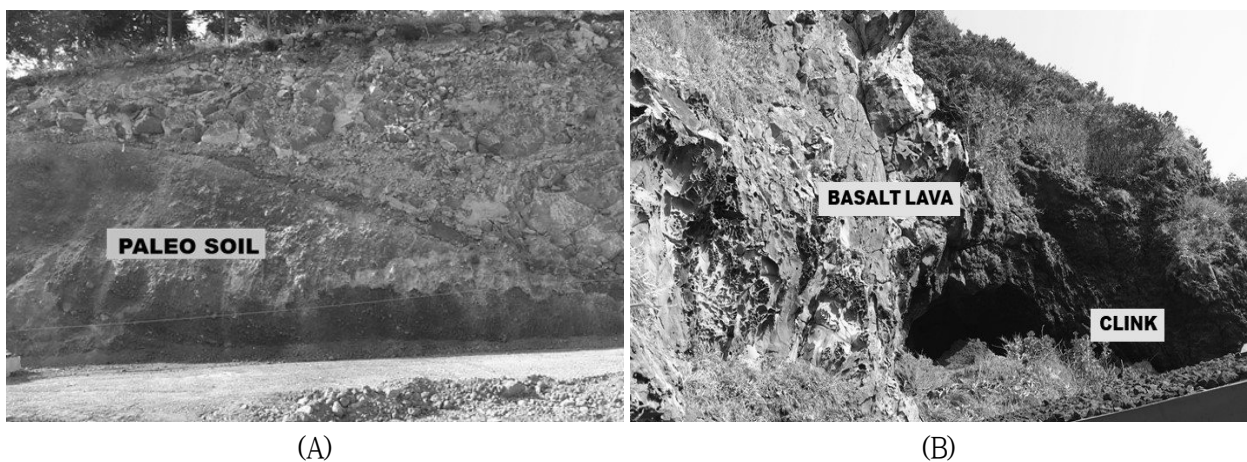
화성암 중에 화강암을 비롯한 심성암은 천천히 냉각 고결되므로 말미암아 암석을 구성하는 광물들이 등립질 및 완전질 조직을 가져 이 암체 내에 절리와 같은 변형작용이 없는 곳은 하나의 큰 등방체 [isotropic mass]이다. 또한 풍화작용을 받지 않은 신선한 암반은 일축압축강도가 1,500kg/cm², 탄성과 속도 2,000m/sec 이상의 단단한 암석이다. 그러나 화강암은 풍화작용을 받으면 구성 광물인 장석이 먼저 풍화되고 석영 입자들이 많이 남아 소위 마사토라 불리는 모래와 같은 토사로 변한다. 따라서 화강암의 풍화면의 경계 즉 풍화토와 풍화암 및 풍화암과 연암의 경계에 해당하는 암선이 매우 유동적이어서 심도에 따른 암반 등급을 예측하는데 어려움이 있다.

또한 이들 화강암이 분포하는 지역에서는 산사면이나 고속도로 변 혹은 철도 변의 사면에서 풍화토로 사면이 덮혀 있는 곳에서는 여름의 장마철에 거의 마사토화 된 풍화토 위에 집중 호우가 내리면

빗물이 쉽게 풍화암의 경계까지 스며들고 이 스며든 빗물이 사면의 경사를 따라 이동하는데 이때 스며드는 빗물의 양이 사면으로 흐르는 양을 넘어서면 풍화토와 풍화암면 사이가 활동면을 이루며 풍화토를 경사면 아래로 쓸어 내리며 사면 붕괴를 발생하기도 한다 .

화산암에서 현무암이 주로 분포하는 제주도에는 가끔 석회암 지대에서 나타나는 현상인 지표에 썩크홀이 발견되기도 한다. 이러한 땅꺼짐 현상은 제주도 북동부와 북서부에서 일어나는데 제주 주민들은 숨골이라 부른다. 이런 현상은 지표 하부에 용암 튜브(lava tube)라 불리는 동굴 모양의 터널이 존재하기 때문이다. 이와 같은 지표침하가 발생하는 원인은 유동성이 큰 염기성 현무암질 용암이 화산 활동 시 지표를 따라 흘러가면서 지표와 맞닿은 부분과 상부 공기와 접한 부분은 빨리 식어 굳은 암석으로 변하나 내부는 여전히 녹은 용암 형태로 용암이 흘러가는 방향의 앞부분으로 녹은 용암이 빠져 나가면서 공간이 발생하여 용암 동굴인 용암 튜브(lava tube)가 만들어 진다.

제주도는 현무암질 화산암이 겹겹이 흘러 쌓여 있는 곳이다. 이렇게 먼저 용암이 흘러 지표를 덮은 후 어느 정도 시간이 흐르면 지표면에 풍화가 발생하여 토사 즉 흙으로 변하고 그 후 연이어 또 다른 현무암질 용암이 흘러 덮으면 하부와 상부의 현무암 사이에 고토양(paleo soil)이 존재하게 된다. 이러한 연유로 제주도에는 경암의 현무암 아래 토양이 존재하며 연약 지반이 나타나기도 한다. 또 현무암질 용암은 격렬히 용암이 분출하며 소위 크링크(clinker)가 만들어 지는데 이러한 연약한 크링크 위에 용암이 덮여 지하에 연약 지반이 발달하기도 한다(그림 A7-3).



<그림 A7-3> (A) 현무암 하부에 발달한 고토양(paleo soil)과 (B) 현무암 하부에서 관찰되는 크링크(clinker)

3) 변성암과 공학적 특성

변성암(metamorphic rock)은 말 그대로 암석이 변해서 된 암석이다. 생물학에서 나비의 생애에서 알이 부화하여 애벌레가 되고 이 애벌레가 자라면서 누에가 되며 누에에서 나비가 탄생하는데 이 생애 주기를 “탈바꿈” 영어로는 “metamorphose” 라 한다. 변성암도 영어로는 metamorphic rock이라 하며 알에서 나비가 되는 탈바꿈 현상과 같이 전혀 새로운 형태의 암석으로 변한 암석이다.

(1) 변성암의 성인과 분류

기존의 암석이 생성 당시와 다른 지질 환경 하에 놓이게 되면 그 환경에 적응하기 위한 변화를 겪는다. 암석이 이러한 변화에 의해 성질이 다르게 변화하는 것을 변성작용(metamorphism)이라 하는데 주된 환경 변화란 온도 및 압력이 가해지는 것이다. 변성작용은 암석에 큰 압력이나 높은 온도가 가해질 때, 화학성분의 가감이나 교대작용이 일어나며 이들 둘 이상의 작용이 합작할 때에 일어나는 현상으로 그 결과 변성암(metamorphic rock)이 생성된다. 변성작용을 일으키는 중요한 요인으로서는 온도, 압력, 화학성분, 지하수 등이 있으며 이들 중 하나 혹은 둘 이상이 서로 작용하여 변성작용이 이루어진다. 이와 같이 변성작용으로 만들어진 변성암은 형성 과정에 따라 광역 변성암, 접촉변성암으로 크게 나누어지며 이렇게 형성된 암석들은 표 A7-4와같이 암석명을 정한다.

표 A7-4 변성암의 분류

원래의 암석	접촉변성암	광역변성암
셰일, 사암	호온펠스	슬레이트→천매암→편암→편마암
석회암	결정질 석회암	대리암
석영질 사암	규암	규암 및 규질편암
석회질셰일, 응회암, 현무암	녹염석 호온펠스	각섬암 및 각섬석편암
화강암		화강편마암

접촉변성암은 마그마의 관입 등에 의해 그 주위에 온도가 높아짐으로써 일어난 변성작용을 접촉변성작용이라 하며 이에 따른 산물이 접촉변성암이다. 지각 중에 관입된 마그마가 완전히 고결하는 데는 비교적 긴 시간(수십만 년 또는 그 이상)을 요한다. 마그마가 방출하는 열과 마그마로부터 분리된 화학 성분은 관입된 마그마 주위의 암석을 변화시킨다. 이들의 작용이 미치는 범위는 마그마의 양(또는 화성암체의 규모)과 열량 및 화학 성분의 다소에 관계가 있으나 대체로 화성암체에서 수백 m 내지 2km까지이며, 이 범위 안에서 일어나는 접촉변성작용에는 거의 압력이 작용한 증거가 없다. 이와 같이 열의 작용만으로 일어나는 열변성작용(thermal metamorphism)을 정접촉변성작용(ortho- contact metamorphism)이라고 한다.

암석이 상온 하에서 녹는 온도는 화강암이 약 800° C이고 현무암은 1,100° C이다. 지하에서는 압력이 커지므로 암석이 녹는 온도는 높아질 것이나 마그마는 수분과 휘발성분을 다량 포함하여 고결되는 온도는 암석들이 녹는 온도보다는 낮은 것으로 생각된다. 암석은 열을 잘 통과시키지 않는 물질이므로 관입된 마그마에 가까운 부분은 곧 가열되어도 먼 부분의 가열은 더디고 약하므로 마그마에서 수 km 떨어진 곳의 암석은 거의 변화를 받지 않는다. 열변성작용이 일어나면 원암의 성질과 가열의 정도에 따라 여러 가지 암석이 만들어진다. 원암이 화성암인 경우에는 거의 변화를 받지 않고 퇴적암은 쉽게 변화를 받는다. 특히 세립질인 이암이나 셰일 등과 같은 점토질암석과 석회암이나 돌로마이트와

같은 석회암질 암석은 큰 화성암체 부근에서 열의 작용을 받아 호온펠스(hornfels)로 변하거나 완전히 재결정되어 많은 접촉광물(contact minerals)이 생성된다. 호온펠스는 주로 세일로부터 변성된 접촉변성암으로서 흑색 세립(1mm 이하의 입자)의 치밀·건고한 암석을 말한다. 그러나 광의로는 완전히 재결정된 입상조직(1mm 이하)을 가진 접촉변성암을 총칭한다. 편리의 발달은 없거나 불량하고 주요 구성물은 석영, 흑운모, 백운모, 장석이나 석류석, 홍주석, 근청석도 간혹 포함되며 휘석이나 각섬석이 포함되기도 한다. 호온펠스는 열에 의해 변성되었으며 때로는 SiO₂의 교대작용에 의해 암석의 강도가 매우 단단하고 깨어진 면이 마치 쇠뿔을 모양으로 깨어져서 붙여진 이름이다.

지구의 구성 물질 중 상부의 지각은 수십개의 지판(plate)이 서로 접하고 있음은 판구조론(plate tectonic)에서 밝혀진 사실이다. 이들 중 판과 판의 경계에서는 엄청난 압력과 압력에 의해 발생하는 열에 의해 암석들이 영향을 받게 된다. 이렇게 판의 경계부를 따라 넓은 범위에 걸쳐 압력과 온도에 의해 암석을 구성하는 광물들이 재배열되고 때로는 새로운 변성광물(metamorphic mineral)을 만들어 새롭게 만들어진 암석이 광역변성암이다.

이와 같이 기존의 암석이 압력과 열에 의해 변성암으로 변할 때 퇴적암인 사암이나 세일과 같은 암석들은 표 A7-3과 같이 변성정도에 따라 단계적으로 그 이름을 달리하는데 판암 혹은 슬레이트, 천매암, 편암 및 편마암으로 변하여 간다. 슬레이트는 판암 이라고도 불리며 변성 정도가 가장 낮은 변성암으로 이암이나 세일로부터 변성된 것이며 그 중에서도 세일에 가까운 변성 정도가 더 낮은 변성암으로서 쪼개짐만이 발달된 것이다. 변성 정도가 높아지면 그 중에 미립의 운모가 생성하며 이를 운모판암(mica slate)이라고 한다.

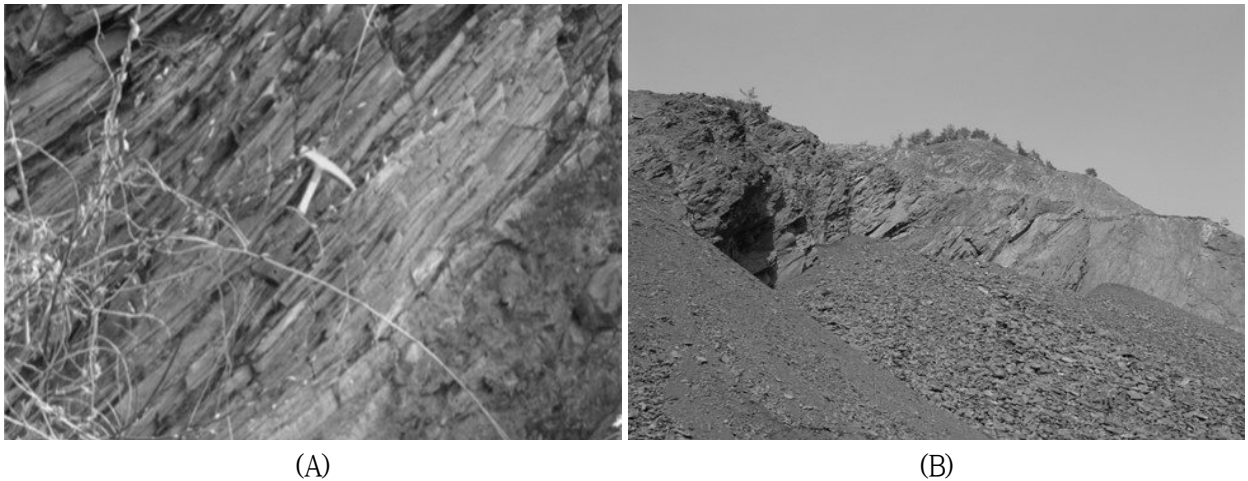
천매암은 변성 정도가 편암보다 낮고 슬레이트보다는 높은 변성암으로서 구성광물의 입자는 슬레이트처럼 육안으로 식별이 곤란할 정도로 작으나 슬레이트의 구성 입자보다는 입도가 크다 엽리면은 강한 광택을 발하는데 이는 견운모의 미립에 의한 것이다. 구성광물은 미립의 석영과 견운모이며 녹니석, 녹염석 및 방해석도 다소 들어있다. 변성 정도가 높은 천매암 중에는 석류석 같은 큰 반상변정이 포함되는 일이 있다. 엽리면에 따라 파상으로 또는 지그재그(zig-zag)로 굴곡 된 모양이 보이는 예도 있다. 편암의 광물 입자는 육안으로 결정이 구별되나 편마암보다는 작은 입자들로 구성되어 있는 변성암이다. 엽리조직은 편마암보다 뚜렷하고 더 얇고 편리에 따라 비교적 잘 쪼개지나 그 면은 완전히 평탄치 못하고 파상을 이루기도 한다. 일반적으로 편암의 구성광물로는 석영, 장석, 백운모, 견운모와 같은 무색광물과, 유색광물로서는 흑운모, 각섬석, 녹니석, 흑연, 휘석, 녹렴석 등으로 구성되어 있다. 이들 광물들 외에 변성작용으로 만들어진 변성광물인 석류석, 십자석, 남정석, 홍주석, 전기석, 근청석과 같은 광물이 산출되기도 한다.

편마암은 암석을 구성하는 광물의 입자 크기가 화강암처럼 등립질이며 육안으로도 광물을 쉽게 구별할 정도의 큰 입자를 가지며 이들 광물이 배열하여 면구조인 편마상 조직(gneissosity)이 발달 한다. 편마암에는 화성암에서 유래된 것과 퇴적암에서 유래된 것이 있으며 석영, 장석과 같은 우백질 광물과 흑운모, 백운모, 각섬석, 휘석과 같은 우흑질 광물 및 변성광물인 석류석, 십자석, 남정석, 홍주석, 전기석, 근청석을 포함하기도 한다. 편마암은 그 구조와 구성 광물 및 원암의 종류에 따라 다음과 같은 명칭으로 불린다. 편마암은 조직에 의해 호상편마암(banded gneiss), 안구상편마암(augen gneiss),

반상변정질편마암(porphyroblastic gneiss) 등으로 나누이고 구성광물의 성분에 의해 화강편마암(granite gneiss), 흑운모편마암(biotite gneiss), 각섬석편마암(hornblende gneiss) 등으로 분류 한다. 또한 변성암의 기원에 의해 화성암에서 기원된 편마암을 정편마암(ortho-gneiss) 퇴적암에서 기원된 편마암을 준편마암(para-gneiss)이라 하고 혼성편마암과 화강암질편마암(granitic gneiss)도 있다

(2) 변성암 지역의 앵커리지 지반설계 시 주의점

변성암의 가장 큰 특징은 변성작용 시 만들어진 광물입자의 배열에 의한 면구조인 엽리(foliation)이다. 엽리는 넓은 의미의 총칭이며 저등급의 변성암인 슬레이트에서는 벽개(cleavage)를, 천매암이나 편암에서는 편리(schistosity)라 불리고(그림 A7-4) 특히 편마암에서는 편마상조직(gneissosity)라 칭하기도 한다.



〈그림 A7-4〉 (A) 저등급 변성암인 슬레이트에서의 벽개(cleavage)와 (B) 천매암이나 편암에서의 편리(schistosity)

이와 같이 새로운 면구조인 엽리가 발달함에 따라서 변성암이 발달하는 지역에서 도로나 철로 등의 사면 시공 시 사면이 지표에 노출되면 엽리를 따라 풍화가 급히 발생하고 엽리면의 경사 방향이 사면의 경사 방향과 동일 할 때 사면 붕괴가 자주 발생 한다. 이와 같이 슬레이트나 천매암이 발달하는 한반도에서 소위 옥천변성대 지역에서는 도로 사면의 붕괴로 인해 곳곳에서 사면 보강의 흔적들을 볼 수 있다(그림 A7-5). 또한 이 지역에서 시공하는 터널의 경우 터널 발파 후 여굴이 크게 발생하며 사면을 따라 산성배수가 흘러 사면을 붉게 만들기도 한다.



〈그림 A7-5〉 천매암이 발달하는 소위 옥천변성대 지역에서의 도로 사면 붕괴로 인한 사면 보강 흔적

4) 남한에 분포하는 암석

앞장에서는 암석의 종류와 성인 및 앵커리지 지반설계 시 주의할 공학적 특성을 살펴보았다. 실지 우리나라 남한에는 어떤 종류의 암종들이 분포하는지를 알아보기 위해 기 발간된 1대 5만 지질도에서 다루는 암석들을 정리해 보았다 (표 A7-5). 남한에는 다양한 종류의 퇴적암, 화성암 및 변성암들이 산출되며 그들이 분포하는 지역들을 표시한 간략한 지질도는 그림 A7-6과 같다.

실지 지질도에서는 화강암의 경우 흑운모화강암, 복운모화강암 등과 같이 특징적으로 함유하는 광물명을 이름 앞에 붙여 지질도의 범례에 표시되며 편암이나 편마암의 경우도 흑운모 편암, 석영편암 등과 흑운모편마암, 각섬석편마암과 같은 특정 광물을 붙이거나 호상편마암, 반상변정질편마암과 같이 특징적인 조직을 붙여 암석명을 기재하고 있다. 이는 화산암의 경우도 마찬가지로 다공질현무암, 치밀현무암, 치말안산암 등과 같이 범례에 기재하고 있다.

표 A7-5 1대 5만 지질도에서 다루는 남한의 암종들

퇴적암	쇄설성 퇴적암	역암, 사암, 실트암, 셰일, 이암, 탄질셰일
	비쇄설성 퇴적암	석회암, 돌로마이트(백운암), 무연탄
화성암	심성암	화강암, 반상화강암, 엽리상화강암, 화강섬록암, 섬장암, 섬록암, 감람암
	반심성암	화강반암, 석영반암, 장석반암, 규장암, 황반암, 산성암맥, 중성암맥, 염기성암맥
	화산암	유문암, 석영조면암, 석영암산암, 조면암, 안산암, 현무암,
	응회암	화산각력암, 집괴암, 라필리응회암, 응회암, 용결응회암
변성암	광역변성암	슬레이트, 천매암, 편암, 편마암, 화강암질편마암, 미그마타이트, 회장암, 규암, 대리암, 각섬암, 사문암
	접촉변성암	호온펠스



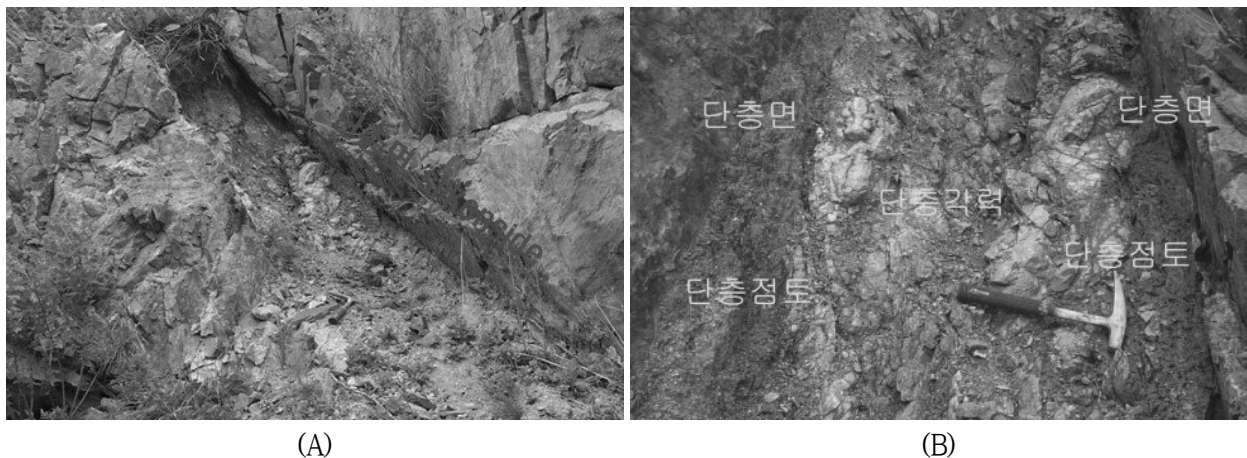
<그림 A7-6> 남한의 간략 지질도 [1:퇴적암 분포지, 2: 화강암 분포지, 3: 변성암 분포지, 4: 화산암 분포지]

7.2 앵커리지 지반을 연약하게 하는 단층

지각을 구성하고 있는 암반이 응력(stress)을 받으면 변형(deformation)이 일어나는데, 온도가 낮은 지각의 천부에서는 암반이 단지 깨어지는 취성변형작용(brittle deformation)이 일어나 절리나 단층과 같은 단열대가 형성된다. 즉 암반 내에 발달하는 모든 깨어진 면들을 단열이라 할 수 있다. 절리(joint)는 암석의 갈라진 틈을 말하며 절리면을 중심으로 양쪽 암체의 상대적 변위(displacement)가 없는 것을 말한다. 반대로 변위가 생계 단열대를 중심으로 양 블록에 상대적으로 이동한 것이 단층이다.

취성변형의 대표적 산물인 단층은 한쪽 암체가 한 불연속면이나 한 불연속대를 중심으로 상대적으로 이동한 지질구조이다. 단층이 절리와는 차이점은 불연속면을 기준으로 양쪽 암체가 변위를 가지는 것이다. 단층은 변위를 가지므로 인해 단층면 상의 미끌림으로 인해 단층활면(slickenside)이 형성되며, 단층 조선(striation)이 발달한다.

단층은 암석 내에 0.5mm 이상의 변위량을 나타내는 불연속면으로서 지층이나 광맥 및 암석 등에 변위가 생겨 불연속성을 보이거나, 단층 활면, 단층 조선(fault striae), 단층 점토(fault clay), 단층 각력암(fault breccia), 압쇄암(mylonite) 등 단층에 수반되는 직접적인 증거가 관찰될 때 인지될 수 있으며, 이 단층작용에 의해 모암이 부서져 있는 구간을 파쇄대(fracture zone)라 한다 (그림 A7-7).



<그림 A7-7> (A) 단층작용에 의해 형성된 단층면과 (B) 단층 파쇄대와 관련 명칭

앵커리지 타정식 현수교 주 케이블의 장력을 지지하는 구조물의 시공 시 지반이 취성변형작용(brittle deformation)의 산물인 단층파쇄대를 통과하는 곳은 이와 같이 암반 내에 갑자기 단층점토나 단층각력 등과 같은 응집력이 매우 연약한 지반이 나타나므로 항상 문제점이 대두되게 된다.

1) 단층의 종류

취성변형의 대표적 산물인 단층(fault)은 암체 내에서 변형작용에 의해 만들어진 불연속면으로 이 불연속면이나 불연속대를 중심으로 두 암체의 블록이 상대적으로 이동한 지질구조이다. 절리와 차이점은 불연속면을 기준으로 양쪽 암체가 변위 (displacement)를 가지는 것이다. 단층은 변위를 가지므로 인해 단층면 상의 미끄러짐으로 인해 단층활면(slickenside)이 형성되며, 단층 조선(striation)이 발달한다.

단층의 분류는 단층면을 중심으로 상반(hanging wall)과 하반(foot wall)의 상대적 운동방향과 단층면 상에서 주향성분(strike-slip component), 경사성분(dip-slip component) 및 사교성분(oblique-slip component)의 가지는 정도에 따라 구분된다. 단층은 크게 정단층, 역단층, 주향이동단층, 사교단층 및 힌지단층 등으로 구분된다.

가) 정단층(normal fault) : 단층면을 중심으로 상반이 떨어진 단층으로, 주향이동성분은 없이 경사이동성분 만이 있다(그림 A7-8). 정단층은 최대응력축(σ_1)이 수직이며 중간응력축(σ_2)과 최소응력축(σ_3)이 수평으로 작용하여 형성된 단층으로, 정단층을 흔히 extension fault라고도 하는데 이는 인장에 의해 형성된 단층임을 뜻한다.

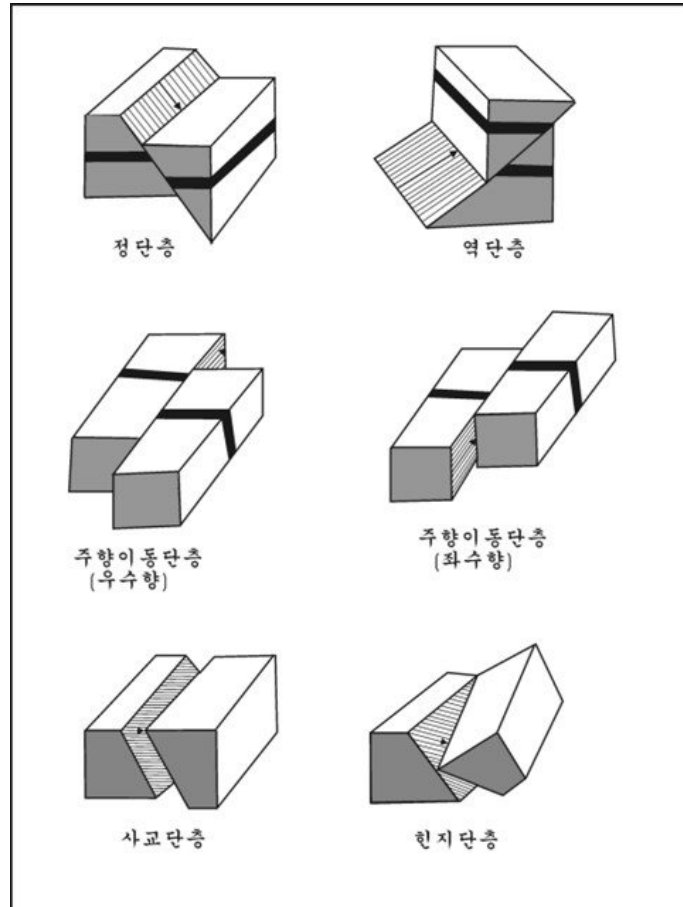
나) 역단층(reverse fault) : 정단층과 마찬가지로 경사이동성분 만이 있는 단층이나 단층면을 중심으로 상반이 밀려올라간 단층이다(그림 A7-8). 역단층은 최대응력축(σ_1)과 중간응력축(σ_2)이 수평으로 작용하였으며 최소응력축(σ_3)이 수직으로 작용하여 형성된 단층이다. 일반적으로 역단층은 단층면의 경사가 저각인 경우가 흔한데, 단층면의 경사가 45도 미만으로 저각인 역단층은 드러스트(thrust)라 한다.

다) 주향이동단층(strike-slip fault) : 경사변위는 없이 주향변위만 가지는 단층으로 그림 A7-8에서의 주향이동성분 만을 가자고 경사이동성분은 없는 단층이다. 주향이동단층은 최대응력축(σ_1)이 수평으로 작용하였으며 중간응력축(σ_2)과 최소응력축(σ_3)이 수직으로 작용하여 형성된 단층이다. 주향이동단층은 단층면을 중심으로 오른쪽 암체가 오른쪽으로 움직인 단층을 우수향(dextral 혹은 right handed) 주향이동단층, 왼쪽 암체가 왼쪽으로 움직인 단층을 좌수향(sinistral 혹은 left handed) 주향이동단층이라 한다.

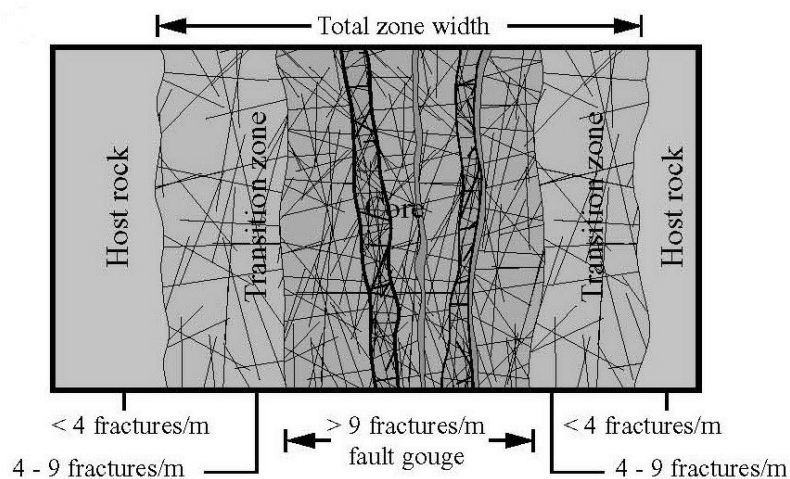
라) 사교단층(oblique fault) : 위에서 언급한 단층들은 주향이동성분 만, 혹은 경사이동성분 만을 가지는 경우의 단층들이다. 그러나 사교 단층이란 그림2에서와 같이 주향이동성분과 경사이동성분을 함께 가지는 단층을 말한다.

마) 힌지단층(hinge fault) : 단층면의 끝부분에서 변위가 차차 크져, 단층면을 중심으로 한쪽 한 축을 중심으로 암체가 회전하면서 변위를 가지는 단층을 힌지단층이라 한다(그림 A7-8).

일반적으로 단층에서 그 연장과 폭에는 상관관계가 있음이 알려져 왔다. 즉 단층의 연장이 길면 그 폭도 상대적으로 크고, 연작이 작으면 단층의 폭도 적다. 또한 단층의 폭은 그림 3-3에서 보는 바와 같이 단층대의 단층핵부(Fault core)만을 의미하는지 아니면 단층손상대(Damage zone) 즉 그림 A7-9에서의 Total zone까지를 의미하는지는 조사지가 정의 하여야한다. 그림 A7-9에서 보면 단층작용에 의한 단층 파쇄대의 지역에 따라 단층이나 절리조(joint set)들이 차이가 있음을 알 수 있다.



〈그림 A7-8〉 단층의 종류



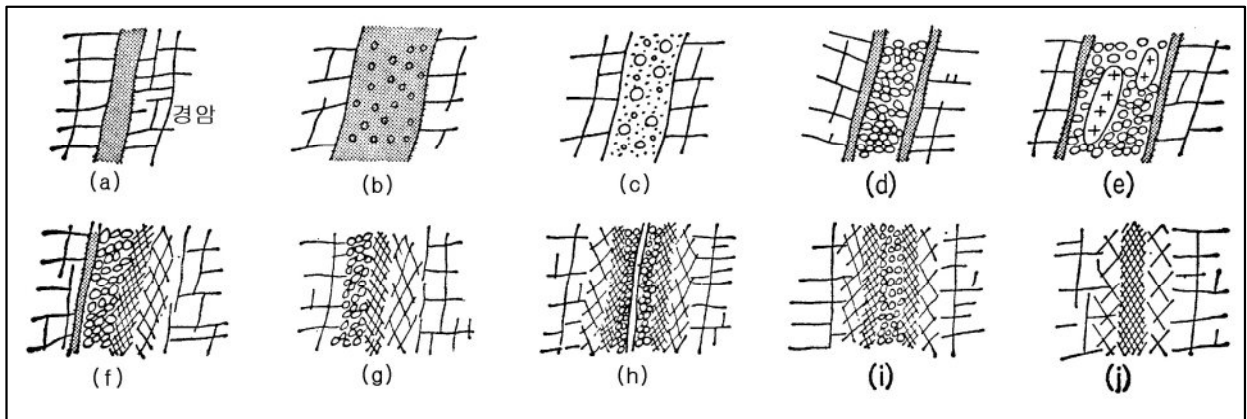
〈그림 A7-9〉 단층에서 단층작용에 의한 파쇄대의 영향범위 및 명칭

2) 단층조사법과 건설공사

단층의 조사 시 제일 먼저 단층면의 주향과 경사를 측정하며 단층면 상의 조선(striation)의 선주향(trend) 및 선경사(plunge) 또는 선주각(rake or pitch)을 측정한다. 단층은 그 종류를 구분하기 위해 단층의 움직인 방향 즉 단층의 운동감각(movement sense)을 반드시 알아야한다. 단층면도 절리면과 마찬가지로 단층면의 거칠기(roughness)를 측정하며 간극(aperture)의 폭(크기), 충전물, 충전물의 종류, 입자크기, 모양, 분급을 기재하며 단층의 연장과 단층과 단층간의 간격(spacing)을 측정한다. 단층은 미끄러질 때에 암석이 갈려 점토화한 것을 단층점토라 하며 각력으로 간극에 남아 있는 것을 단층각력이라 한다. 단층의 간격이 조밀하게 서로 평행한 단층들이 발달하는 부분을 단층대라 한다(그림 A7-7). 단층은 절리와 달리 변위를 가지므로 가능하면 단층의 변위량도 측정한다.

단층에서 파쇄구간이 비교적 넓은 단층파쇄대는 구성 물질이 전단파괴의 정도에 따라 점토, 각력이 혼합된 점토, 각력이 혼합된 모래, 점토가 얇게 피복된 각력, 비교적 큰 암괴와 각력이 혼합된 층, 균열이 발달한 층, 비교적 균열이 많은 층으로 구분할 수 있다.

단층파쇄대의 형태는 그림 A7-7에 이미 설명되어 있으나 실제로 현장에서 만날 수 있는 파쇄대 형태는 조합된 형태들로 되어있고 그림 A7-10에서와 같이 다양한 형태로 산출되고 다음과 같이 분류할 수 있다.



〈그림 A7-10〉 단층파쇄대의 형태

① 파괴작용이 집중적으로 일어난 것

- (a) 전부가 점토로 되어 있고, 양쪽 암반은 견고한 암반으로 남는다.
- (b) 점토에 각력을 포함하는 것, 양쪽 암반은 파괴작용을 받고 있지 않는다.
- (c) 모래형태의 파쇄된 암석과 각력으로 된다. 양쪽 암반은 파괴되어 있지 않다.
- (d) 양쪽 암반의 경계부는 점토로 되어 있고 그 사이는 얇은 점토와 혼합되는 각력이 주가 된다.
- (e) (d)와 같지만 비교적 큰 암괴가 포함된다.

② 파괴작용이 한쪽 암반에서 일어난 것

- (f) 한쪽 암반과 접하여 점토가 있고 반대측으로 향하여 점토가 얇게 끼인 각력층 ⇒ 균열이 밀집한 암반 ⇒ 균열이 많은 암반으로 되어 있다. 점토는 견고한 암반과 접해 있다.

(g) 점토가 생성되지 않고 단층면도 불명확하다.

③ 파괴작용이 양쪽 암반에서 일어난 것

(h) 중심부에 점토가 생성되어 있고 양쪽 암반을 향해 좌우 대칭적으로 파괴작용이 감소되는 것

(i) 점토물은 생성되어 있지 않다. 단층면이 불명확하다.

(j) 균열이 밀집한 부분과 균열이 많은 부분만으로 구성, 명확한 단층면은 없다.

일반적으로 제 3기층의 퇴적암처럼 연암은 단층의 모양이 단순하고 폭이 좁으며, 밀착된 것이 많다. 경암은 여러 개의 단층군을 형성하고 평행하거나 분기되는 단층이 많아 폭이 넓은 파쇄대가 되기가 쉽다. 이같은 단층군은 높은 투수성을 나타낸다.

건설공사에 있어서 단층파쇄대의 존재가 문제되는 것은 원래 연속적으로 일정한 강도·변형성·투수성을 가진 암반에 강도를 약화시키고, 변형성·투수성의 크기가 큰 지역이 형성되기 때문이다. 단층조사에 있어서는 파쇄대의 유무·폭·연장, 단층내 물질의 종류(점토와 각력의 체적비), 단층점토광물의 종류, 강도와 변형성, 투수성 등에 주목해야 한다. 건설공사에 있어서 단층파쇄대의 문제점은 다음과 같다. 터널에서 단층파쇄대는 투수대이면서 한편 차수대도 될 수가 있다. 산악 터널에 있어서 돌발적인 용수와 그것에 따르는 작업막장의 유출이나 붕괴의 원인이 되며, 암반이 약화되어 있기 때문에 큰 소성지압이 작용한다. 지보공의 침하변형, 암반의 팽창 등의 변형이 발생하기 쉽다. 특히 단층파쇄대에서의 터널공사의 문제점은 다음과 같다. 단층의 낙차의 크기보다 점토층과 파쇄대의 두께, 위치, 방향, 파쇄정도가 중요하며, 단층의 폭은 낙차에 비례하지 않고, 단일 단층에서도 장소에 따라 두께가 변하고 다소 곡선을 이루게 된다. 단층이 터널과 직교하는 경우는 낙반 및 용수를 동반하는 붕괴가 많고, 사교 또는 평행하는 경우는 편압 또는 강한 압력이 작용할 위험성이 있다. 그리고 압축력을 받아 생성된 역당층은 다른 단층에 비해 파쇄정도가 심하고 규모도 크다.

사면에서 단층파쇄대는 지반이 연약한 곳이며, 침투수의 통로이기 때문에 신선한 암반에 있어서 불연속면으로 작용한다. 따라서 사면붕괴의 주요 원인이 되는 경우가 많고, 파쇄암반은 미끄러지는 재료가 되는 세립물질을 포함할 뿐만 아니라 풍화도 쉽게 일어난다.

댐에서는 단층부분이 수로가 될 수 있고 유속이 빠르면 파이프현상에 의해 단층 내 물질이 유실되어 댐의 안전성이 손상을 받을 수 있다. 이에 따라 강도적으로 약하고, 이방성이 크며 특히 중력댐 기초로써 전단강도의 부족과 침투수에 의한 부양압력이 문제가 될 수 있다. 아치댐에서는 접합부에 아치추력의 작용방향과 같은 방향으로 단층이 있는 경우는 위험하며, 필댐에서는 코아 기초부의 투수성·홍수토(洪水吐)의 기초와 절취사면의 안정에 문제가 생긴다. 특히 투수성이 크면 파이프에 의한 코아 파괴와 연결될 수 있고 저수지 내에 있어서 사면붕괴도 단층파쇄대에 기인하는 경우가 많다.

3) 단층 등급분류의 예

본 장에서는 지금까지 발표된 단층의 분류에 대한 자료를 제시한다.

표 A7-6은 Pusch (1995)에 의해 제시된 단층의 등급분류도이며 표 A7-7는 미발표 지질조사 보고서에서 분류한 단층 등급도이다. 이 기준은 주로 수리전도도를 기준으로 등간격으로 분류한 인상을 많이 주고 있는데, 열극충전물질 및 열극 틈 등의 다양한 지질학적 특성을 고려한 탄력적인 적용에 있어서 약간의 불합리한 점이 있으나 처음으로 지하수유동해석을 위한 분류로서 상당한 의미가 있다. 이 분류기준에서 특징적인 내용은 5, 6 및 7등급에 해당하는 열극의 수리전도도가 10-12m/s 이하로서 거의 불투수성에 가까우며 이를 측정하기 위한 기기의 성능 또한 일반적인 엔지니어링 업무 목적에 의해 사용되는 기기로서는 만족할 수 없는 수준이다. 특히 7등급에 속하는 열극은 Griffith crack으로서 모든 열극의 생성기원의 규모에 속하는 크기이다. 또한 Pusch의 열극분류에서 5, 6 및 7등급은 지하수유동 보다는 지구화학적 거동이 상대적으로 크게 작용하는 경향이 더 우세하므로 지나친 세부적 분류기준을 조정할 필요가 있다.

따라서 김천수 등은(1996) 이들 분류기준을 토대로 열극특성에 대한 내용에 보다 많은 비중을 고려할 수 있도록 하기 위하여 탄력적으로 적용하는 지침을 설정하였다. 즉 다음의 6등급(6F)의 지질학적인 열극특성분류(fracture class)와 5등급(5H)의 수리학적분류(hydraulic class)기준을 각각 별도로 구분하여 상호 연관 시키는 방법으로 F1에서 F6까지 6등급으로 분류하였다.

표 A7-6 단층의 분류 등급 및 특성

형상(geometry)				특성 (characteristics)		비 고
등급	길이(m)	간격(m)	폭(m)	투수 계수 m/s	충진물의 두께 (m)	
하위 등급의 불연속 면						
1	$> 10^4$	$> 10^3$	$> 10^2$	10^{-7} - 10^{-5}	10^0	광역 파쇄대 또는 광역 구조선대
2	$10^3 - 10^4$	$10^2 - 10^3$	$10^1 - 10^2$	$10^{-8} - 10^{-6}$	10^{-1}	주요 국지 광역 파쇄대
3	$10^2 - 10^3$	$10^1 - 10^2$	$10^0 - 10^1$	$10^{-9} - 10^{-7}$	$\leq 10^{-2}$	소규모 국지 광역 파쇄대
상위 등급의 불연속 면						
4	$10^1 - 10^2$	10^0 - 10^1	-	10^{-11} - 10^{-9}	-	하위 등급 파쇄대 사이의 수리학적으로 우세한 불연속면
5	10^0 - 10^1	10^{-1} - 10^0	-	10^{-12} - 10^{-9}	-	하위 등급 파쇄대 사이의 눈으로 식별되는 불연속면
6	10^{-1} - 10^0	10^{-2} - 10^{-1}	-	10^{-13} - 10^{-11}	-	현미경하에서 관찰가능한 광물배열 등에 의한 미세한 연약대
7	$< 10^{-1}$	$< 10^{-2}$	-	$< 10^{-13}$	-	광물 입자 내의 미세 균열

F1 : 수십 km의 연장과 수 km의 폭의 광역열극대(regional fracture zone), 보통 점토 혹은 철분으로 충전, 수리적으로 가장 중추가 되는 중앙부의 폭은 십수 미터로부터 조밀한 간격을 가진 상호 연결된 격리면을 포함하는 구간 및 대규모단층대로 지하공간의 건설 시 절대로 피해야할 구조이다.

F2 : 수 km의 연장과 수백 m의 간격의 국지적열극대, 중규모단층대, 특성에 있어서 폭, 열극빈도 및 점토함유 등에서 비록 낮은 수치를 보일지라도 F1의 경우와 유사함. 지하공동에 위험을 초래하는 요소

F3 : 수십미터 내지 수백미터 규모의 간격과 수십센티미터 내지 수미터(several of meter)의 폭을 갖는 국지적인 열극대. 단면상에서는 점토가 없으나 간혹 나타남. 소규모 단층 및 파쇄대. 지하공동의 방향설정 시 고려대상(가능한 낮은 열극대빈도)

F4 : 저등급열극대 사이에 위치한 소규모 단위암반(small-scale members of rock)의 주된 수리적 작용을 하는 구조이다. 수십 cm 규모 이하의 열극대가 포함되며, 간격은 2~10미터를 갖는 분리 열극면(discrete fracture)으로 나타날 수 있으며, 자체면의 범위에서 연장이 제한되지만, 간혹 더 연장되기도 한다. 일반적으로 평균간격은 5m이며, 열극면의 전체를 점하는 유동로(channel)이지만 열극면 간의 교차지점에서 더욱 일반적이다.

F5 : 저등급불연속구조 사이의 암반(괴)에서 관찰되는 분리열극은 90%에 달하는 열극이 이 등급에 속한다. 이 등급에 속하는 열극들은 상호작용하지도 않고 pressure solution 이나 강수에 의해 충전되어지기 때문에 bulk 수리전도도에는 심각한 영향을 미치지 않는다. 이 등급에 속하는

열극의 평균 간격은 등급D에 속하는 열극 간격의 약 1/10에 달하며, 열극들 간의 상호작용은 불량하다. 그러나 이 열극들은 잠재적인 취약점으로 작용하기 때문에 역학적 및 열역학적 변형이 발생할 수 있으며, 전단 혹은 인장현상에 의해 stimulate할 수 있다.

F6 : 이 등급의 열극은 육안으로 관찰 가능하지만, 현미경하에서 그 특징을 잘 관찰할 수 있다. 또한 어떤 광물이나 혹은 미세열개의 농축대나 혹은 방향성을 갖는 구조로 취약성을 나타낸다. 흔히 F5 등급보다 다소 낮은 방향성을 보이는 subsystem을 형성한다. 결정내 혹은 결정간간극(inter-, intracrystalline void)과 불안정한 결정접촉부 및 초기균열(embryotic breaks; flaws) 즉, “Griffith cracks”이라고 명명하는 열극들이 이에 속한다.

위와 같이 단층과 지하수 및 지구화학적 특성에 대한 고려는 토목공학적인 입장에서는 너무 세분되거나 고려 대상에서 제외하여도 될 요소가 많아 다음 표2에서는 단층의 폭 및 연장만을 고려하여 단층을 I에서 IV까지 4등급으로 분류하였다

4) 남한의 파쇄대와 등급분류

한반도는 오랜 지질시대를 거치면서 여러 차례의 변형작용에 의해 무수한 단층을 포함한 단열대들이 발달 한다. 한반도에 발달하는 선구선들은 대개 북동 내지 북북동방향의 것들이 우세하며 북서 내지 서북서 방향의 것들도 발달한다. 그에 따라 장태우 (1997)는 남한의 광역단열 분류체계는 단열을 4등급으로 구분함이 합리적인 것으로 생각하였으며 큰 등급에서 작은 등급을 향해 F1, F2, F3, F4 등급으로 명시한다(표 A7-8). 단열분류에서 연성전단대, 지구조경계, 부정합 등을 배제함은 우리나라 지질에서 이들 대형 구조들은 역학적으로 단열의 성질을 거의 갖지 않을 뿐만 아니라 지구조적으로도 활성의 지역이 아니기 때문에 단열분류 체계에서는 제외하였다.

F1 등급은 길이가 40 km 이상, 변위는 수천 m 이상, 폭은 수십 m 이상인 단열들을 포함하며 추가령 지구대, 광주단층, 안동단층, 양산단층 등 남한의 단열구조 중 지질학자들의 관심의 대상이 되어 지질구조적 연구가 이루어지는 대형구조들을 포함 한다

F2 등급은 길이 20-40 km, 변위 몇 백 m 내지 수천 m, 폭 십 내지 수십 m의 범위를 갖는 단열을 포함한다. 해석된 전체 광역단열 중 약 5%를 차지하며 이 중엔 지질조사를 통해서 오십천단층, 죽령단층, 십자가단층 등 이름이 붙여져 있고 지구조적으로 중요한 단열들이 상당히 많다.

F3 등급은 길이 1-20 km, 변위 수 m 내지 몇 백 m, 폭 수 cm 내지 십 m의 범위를 갖는 단열들이다. 이 등급의 단열은 광역 단열도에서(표 A7-8) 보듯이 전국 어디에서나 즉 지질이나 지구조 구역에 관계없이 고루 발달하며 전체 해석된 단열 중 약 88%를 차지한다.

F4 등급은 길이 1 km 이하, 변위 수 m 이하, 폭 수 cm 이하의 단열들이 해당되며 전체 단열의 약 6%에 이른다. 그러나 이 등급의 단열은 이번 연구가 기본적으로 광역적 규모의 자료로부터 이루어졌기 때문에 이 크기의 단열의 대부분이 자료 분석에서 제외되었다고 보아야 한다. 이 등급의 단열은 실제 야외 지질 조사 시 노두에서 무수히 인지하고 그 종류, 운동학적 특성과 기하학적 성질 등을 판단하고 측정을 하게 되는 주 조사 대상의 노두 규모 단열이다.

표 A7-7 단층등급 분류 기준

등급	분 류 기 준		
	파쇄대 폭	연 장	특 성
I	100m 이상	50km 이상	• 지구조 운동에 의해 형성된 수 십 km 이상의 선구조선 발달 • 수 조 이상의 중 내지 대 규모의 단층이 모여 단층대 형성 • 광역적 규모의 변위 관찰가능 • 다중변형작용에 의한 파쇄대 확장 • 물리탐사에 의하여 수 조 이상의 중 내지 대 규모의 이상대 형성
II	10m ~ 100m	10km ~ 50km	• 조구조운동시 형성된 수 십 km의 2차 선구조선 발달 • 수 조 이상의 소 내지 중규모의 단층이 모여 단층대 형성 • 광역적 규모의 변위 관찰가능 • 다중변형작용에 의한 파쇄대 확장 • 물리탐사에 의하여 넓고 뚜렷한 이상대 형성
III	1m ~ 10m	1km ~ 10km	• 계곡을 따라 발달하는 뚜렷한 선구조선 • 대단층에 수반되어 형성된 이차적 단층 • 중 또는 소규모 단층에 의한 다중변형 작용 존재 가능 • 노두 규모의 변위 관찰가능 • 물리탐사에 의해 이상대 형성
IV	1m 미만	1km 미만	• 뚜렷한 선구조선 발달 미약 • 다른 구조(예, 습곡)에 수반되어 형성된 소규모 파쇄대 • 대부분 일회의 변형작용이 관찰되나, 소규모 단층에 의한 다중변형작용 존재 가능 • 노두 규모 혹은 현미경하에서의 변위 관찰 가능 • 물리탐사에 의하여 쉽게 확인되지 않을 수 있음

표 A7-8 남한의 광역 파쇄대의 분류 (장태우, 1997)

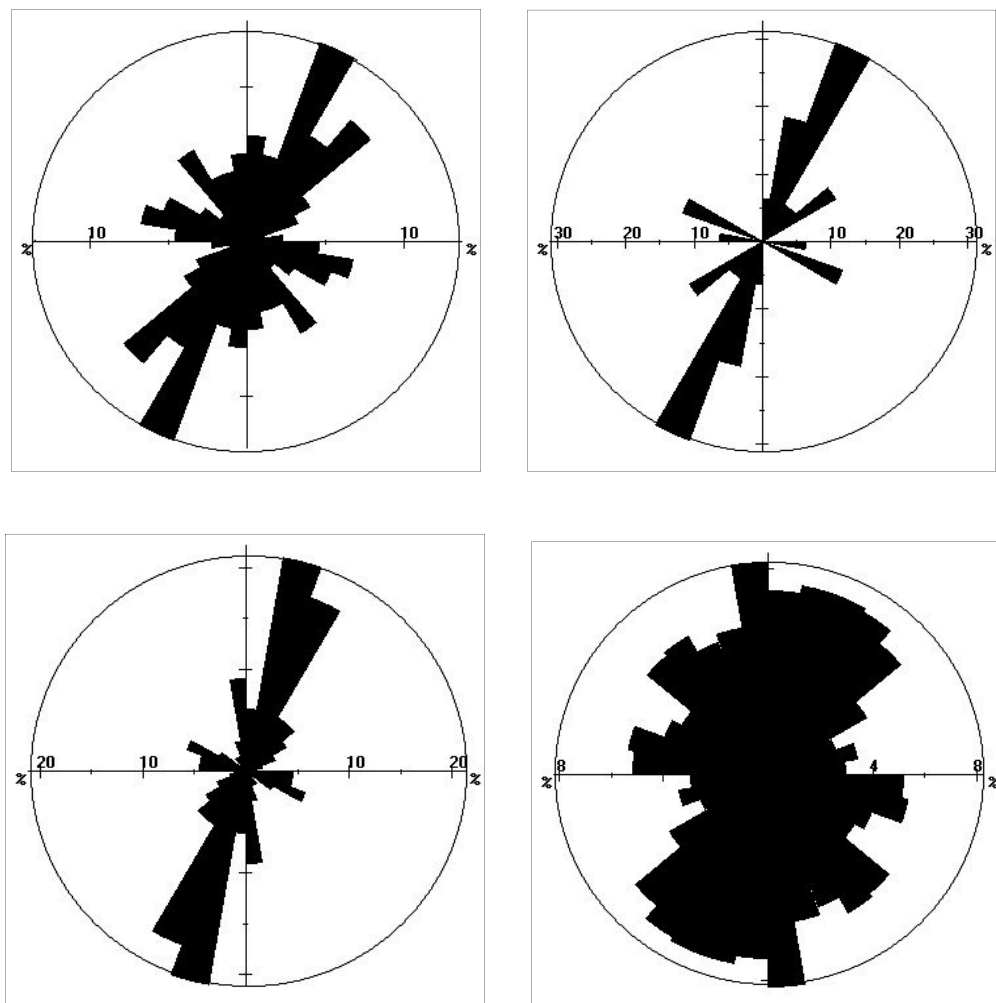
등급	길이	변위	폭	기타
F ₁	> 40km	수천m이상	수십m이상	추가령지구대, 양산단층(1%)
F ₂	20 ~ 40km	몇백m ~ 수천m	십 ~ 수십m	죽령단층, 십자가단층 (5%)
F ₃	1 ~ 20km	수m ~ 몇백m	수cm ~ 십m	(88%)
F ₄	< 1km	수m이하	수cm이하	노두규모의 소단층 (6%)

F₁ 등급 단열들은 다수가 경기육괴의 추가령지구대 지역과 경상분지 지역에 발달하고 있으며 특히, 경상분지 지역에 가장 많은 수의 F₁ 등급 단열이 발달하고 있으며 한반도 서남부엔 광주단층만이 이 등급에 속하는 단열이다. F₁ 등급 중 추가령지구대 지역의 동두천 단층과 경상분지의 양산단층은 연장이 150km이상에 달하는 특별히 큰 단열이다. F₁ 단열의 배향은 남한 전체 단열의 최우세 배향과 평행하게 북북동을 가리키는 것들이 가장 많고 북서서를 가리키는 단열들도 볼 수 있는데, 전자에 속하는 단열들은 추가령지구대 지역과 경상분지 양산단층지역에 집중 분포하고 있으며, 후자에 속하는 단열들은 경상분지 중 의성 소분지에 평행한 조(가음단층조)를 이루어 발달·분포되어 있다. 추가령지구대의 F₁ 단열들은 정단층 운동의 산물로 간주되고(Lee et al., 1987) 경상분지의 양산단층조와 가음단층조들은 주향이동 단층들이다. 경상분지와 기반암의 접촉부를 따라 발달하는 안동단층과 일월산 단층은 역단층이다. 대부분의 F₁ 단열들은 유라기 대보조산운동 이후에 유라기 화강암 및 보다 신기의 백악기 암층들을 절단하고 있다.

F₂ 등급 단열은 한반도 서남부지역 즉 지리산-전주선 그 서남부지역을 제외하고는 조사지역 전역에서 비교적 고루 분포되어 있다. 그 중에서도 태백산 광화대 지역과 충남 탄전지역에서 더 집중적으로 발달하는데, 이는 탄전이 분포하는 이 지역의 지질 발달과 밀접한 연관이 있는 것으로 판단된다. F₂ 단열의 배향은 전체적으로 볼때 F₁ 단열의 배향과 평행하게 북북동조와 북서서조가 인지되는데 북북동조가 압도적으로 우세한 배향이다. 양 등급 단열들의 배향에 있어서 이와 같은 평행성은 성인적으로 상당히 연관성이 있었을 것으로 유추할 수도 있다. 북북동조의 F₂ 단열은 태백산 지역과 충남탄전 지역에서 집중적으로 많이 발달하고 있는 편이나 그 외 배향의 단열들은 특정 지역에 편중해서 발달되는 경향을 보인다고 하기가 어렵다.

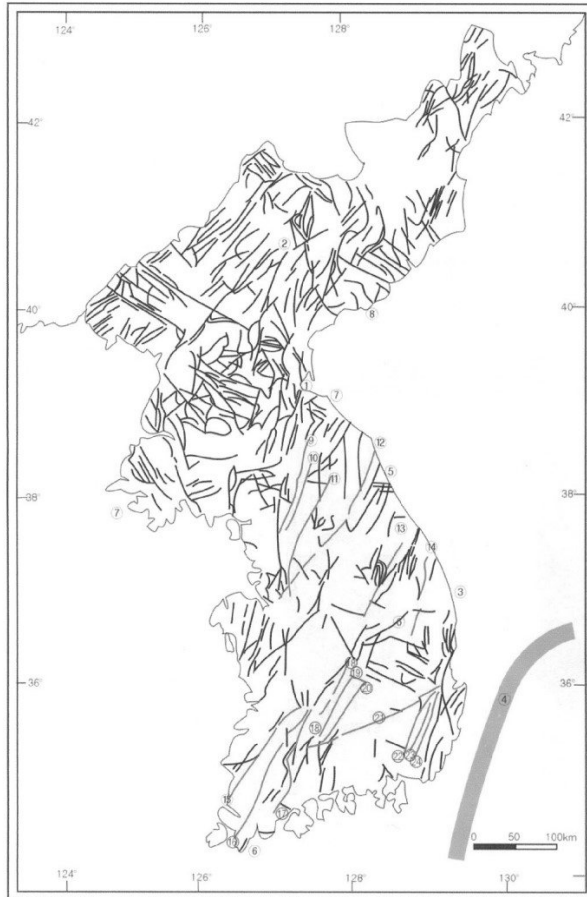
F₃ 등급은 호남평야, 나주평야 등 지형적인 평탄성과 인공적인 토지 경작의 영향으로 단열 인지가 어려운 지역을 제외하고는 전역에 고루 분포하고 있으며 광역단열도에서 가장 풍부한 단열 등급이다. 특히, 이 등급의 단열 역시 태백산 광화대 지역에서 가장 조밀한 발달 상태를 보이고 충남탄전지역과 옥천구조대에서 약간 발달 빈도가 높은 편이다. F₃ 단열의 배향은 F₁ 및 F₂와 마찬가지로 북북동조 및 북서서조를 갖는 것 외에 북서조가 특징적으로 추가된다(그림A7-11). 특히, 북북동조는 N10W에서 N50E까지 우세 배향의 범위가 매우 넓다. 또 세 조 사이에는 빈도의 상대적 차가 크지 않고 우세 배향의 구분이 명확하지 않은 편이다. 따라서, 북동동 방향을 제외한 모든 방향에서 단열들이 비교적 고루 분포한다고 볼 수도 있다.

F₄ 등급의 단열은 그 길이가 1 km이하로 짧은 것들이다. 또한, 노두 규모의 단열이기 때문에 1대 250,000 및 1대 500,000 음영기복도에서는 잘 검색될 수 없는 단열이며, 광역단열도에서 F₄ 단열은 단지 1대 50,000 지질도에서 추출한 단열들이다. 따라서 이들은 광역단열도에서는 아주 소량 분포하는 것처럼 보이지만 실제 야외 노두조사에서 이들을 인지해서 측정을 하거나 지도에 그려 넣는다면 남한 전역에 대해서 헤아리기가 어려울 정도로 많은 수가 존재하게 될 것이다. 광역단열도상 F₄ 단열의 배향도 북북동 방향이 가장 우세하고 북서서조와 북서조도 존재함을 알 수 있다(그림 A7-11). 여기서도 동북동 방향을 제외한 여러 방향의 단열이 거의 모두 분포한다고 볼 수 있다.



〈그림 A7-11〉 등급에 따른 파쇄대의 장미그림 (a; 1등급 (F1). b; 2등급(F2). c; 3등급(F3)
d; 4등급 (F4) (장태우 1997)

한편 최위찬 (2001)은 한반도의 단층을 5등급으로 분류하고 단층의 형성과정이 조구조적 운동에 기인할 때에는 1등급, 1 등급에서 첫 번째로 수반하는 단층을 2 등급, 2등급 단층을 기준으로 하여 수반된 단층을 3등급 등으로 하여 다음 그림 A7-12과 같이 단층 및 단층의 위치도를 제시 하였다.



등급	단층명	광역적 측정 기준				운동방향	지질시대		단층번호
		연장(km)	폭(m)	변위(km)	분절(km)		생성	재활동	
I	추가령-예성강 단층대	345	50	5	5	우좌수향 주향이동	PR ₂	T-J,K,T,Q	6 1
	예성강단층	315	50	10	5	우좌수향 주향이동	PR ₂	T-J,K,T,Q	6 2
	양산 단층대	190	50	10	5	좌우역(동서)	K	P ₀ ,N,Q	4 3
	북프시마 단층	300	50	10	5	좌우역(동서)	K	P ₀ ,N,Q	4 4
II	임진강 습곡대	280	50	10	3	우충상(북서남동)	PR ₂	T-J,K,T,Q	6 7
	해산-소호 단층	200	50	10	3	우충상(서동)	PR ₂	T-J,K,T,Q	6 8
	육천 습곡대	250	50	10	3	우좌수향 주향이동	J	K	2 5
	기성-영동-평갈 단층	415	50	10	3	우좌수향 주향이동	P	T,J,K	4 6
	토성리-죽석단층	120	50	5	2	좌수향 주향이동	J	K	2 9
	와수리-퇴계원단층	100	50	5	2	좌수향 주향이동	J	K	2 10
	경강단층	160	50	10	2	충상(서동서)우	T	T, J	3 11
	인제-평성단층	220	50	5	2	역(서동)우수향	T	T, J	3 12
	각동단층	125	50	10	2	충상(서동)우수향	T	T, J	3 13
	오십천단층	105	50	10	2	충상(서동)우수향	T-J	J,K,N,Q	5 14
	전주단층	140	50	5	2	우좌수향 주향이동	T	J,K,P ₀	4 15
	광주단층	180	50	5	2	우좌수향 주향이동	T	J,K,P ₀	4 16
	보성단층	135	50	5	2	우좌수향 주향이동	T	J,K,P ₀	4 17
	임산-장수단층	110	50	5	2	우좌수향 주향이동	T	J	2 18
	부항-서화단층	135	50	5	2	우좌수향 주향이동	T	J	2 19
	함양단층	110	50	5	2	우좌수향 주향이동	T	J	2 20
	안강-담양단층	250	50	5	2	공역우수향 주향이동	K	P ₀	2 21
	자인단층	150	50	5	2	좌우역(동서)	K	P ₀ ,N,Q	4 22
	밀양단층	120	50	5	2	좌우역(동서)	K	P ₀ ,N,Q	4 23
	모량단층	110	50	5	2	좌우역(동서)	K	P ₀ ,N,Q	4 24

▲지질시대 : AR/시생대(25GA), PR₁/원생대 전기(25~16GA), PR₂/원생대 중기(16~10GA), PR₃/원생대 후기(10GA~590MA), Paleol/고생대(590MA~250MA), T/트라이아스기, O/오도비스기, S/사일루리아기, D/데본기, C/석탄기, P/페름기, T/트라이아스기, J/쥬라기, K/백악기, Ceno/신생대(65MA~현재), P₀/고제3기(65MA~23MA), N/신제3기(23MA~1.8MA), Q/제4기(1.8MA~현재).

〈그림 A7-12〉 한반도 단층과 각 단층의 등급 및 명칭 (최위찬 2001)

5) 단층 파쇄대에서의 암반분류

터널굴착 등 암반을 대상으로 하는 설계나 시공 시 과거부터 정량적인 암반평가 방법이 개발되어 왔다. 그 중 대표적인 암반분류법들이 RMR, Q, GSI alc RMI, SMR 등이 있으며 이들은 각각의 특성에 따라 적용되고 있다. 이중에서 앞에서 언급한 단층 파쇄대에서의 암반분류에 적합한 방법으로 GSI 분류법이 있다.

경험이 많은 현장전문가들은 지질조건에 대한 육안관찰을 근거로 하는 간단하고, 빠르지만 신뢰성 있는 분류법을 모색하였다. 과거의 경험에 의해 분류법은 풍화와 함께 강도가 쉽게 손상이 되는 연암에 대해서는 비선형적이 되어야만 한다는 것을 제안하고 있다. 따라서 Hoek & Brown(1997)은 경암과 연암에 모두 사용할 수 있는 GSI(Geological Strength Index)분류법을 소개하였다. 연약암반에서 RMR값을 구하는 것이 어려운 경우가 많기 때문에 연암에서는 Q시스템이 RMR보다 상대적으로 신뢰가 높아 더 자주 사용되고 있다. 더욱이 최근에는 컴퓨터 모델링의 적용의 증가로 조사와 동시에 암반구조물

에 대한 수치해석을 적용할 수 있도록 신속한 암반분류가 요구되고 있다. 이러한 요구에 대해 전문가가 육안관찰로서만 암반을 분류할 수 있도록 그림 A7-13과 같은 도표를 제안하였다.

GSI는 현장에서 육안관측으로 쉽게 사용할 수 있는 실용적인 시스템으로 크게 두 가지 요소로 구성된다. 그림 A7-13에서와 같이 암반의 강도를 추정할 수 있는 암반의 구조적인 형태와 절리의 거칠기와 변형정도로 표시되는 불연속면의 표면적인 조건으로 구성된다. 이 분류법은 초기에는 세로축은 Terzaghi의 분류법에서 인용된 4개의 주요 정성적인 분류와 같이 구분하였으나, 최근에는 연암부분을 보완하기 위해 세로축을 5등급으로 세분화하여 블록상(blocky), 심한 블록상(very blocky), 블록상/교란된(blocky/disturbed), 분해된(disintegrated), 습곡상/편리상/전단된(foliated/laminated/sheared)으로 구분하고 있다. 가로축은 불연속면들이 5개의 표면조건 즉 매우 양호(매우 거칠고 신선한 풍화되지 않은 표면), 양호(거칠고 약간 풍화, 철분의 변색표면), 보통(평활하고 약간 풍화 및 변질된 표면), 불량(slickenside가 있거나 단단한 피복물이나 각진 파편들의 충전물을 가지며 심하게 풍화된 표면), 매우불량(slickenside, 연한 점토 피복물이나 충전물이 있으며 심하게 풍화된 표면)으로 분류된다. 이 도표는 5×5 matrix로서 실제 현장 암반의 분류와 표면조건에 따라 도표의 한 블록이 선택되며, 이와 같은 두 요소의 조합으로 매우 견고하게 결합된 암체에서부터 매우 파쇄되어 있는 암반까지 다양한 구조의 암반형태에 대해 묘사할 수 있다. GSI 값은 하나의 단일 값보다는 오히려 범위를 가지는 영역으로 표시되는 값을 나타낸다. 암반의 형태에 따라서 GSI 값은 0에서 100까지의 값을 가질 수 있다.

조사 시 교란되지 않은 암반을 대상으로 하며, 과도한 발파로 인해 과도한 손상을 입은 암반은 교란되지 않은 암반의 GSI 값을 구하기 위해 조사에 의해 구한 GSI 값에 10을 더할 것을 제안하고 있다. 중복고려를 피하기 위해 GSI에서는 지하수와 응력조건은 고려하지 않는 데, 이것은 수치해석에서 일반적으로 고려되기 때문이다. GSI는 실험적인 방법이지만 현지암반의 강도(σ_{cm})와 Hoek-Brown 상수 m_b 와 s 뿐만 아니라 절리암반의 탄성계수 E_m 과 같은 암반의 역학적인 성질을 추정할 수 있는 시스템을 제공하는 것이다. 이 GSI의 측정값은 Hoek & Brown(1997)의 파괴기준과 연계되어 사용된다.

GEOLOGICAL STRENGTH INDEX FOR JOINTED ROCKS									
From the lithology, structure and surface conditions of the discontinuities, estimate the average value of GSI. Do not try to be too precise. Quoting a range from 33 to 37 is more realistic than stating that GSI = 35. Note that the table does not apply to structurally controlled failures. Where weak planar structural planes are present in an unfavourable orientation with respect to the excavation face, these will dominate the rock mass behaviour. The shear strength of surfaces in rocks that are prone to deterioration as a result of changes in moisture content will be reduced if water is present. When working with rocks in the fair to very poor categories, a shift to the right may be made for wet conditions. Water pressure is dealt with by effective stress analysis		SURFACE CONDITIONS							
		VERY GOOD Very rough, fresh, unweathered surfaces	GOOD Rough, slightly weathered, iron stained surfaces	FAIR Smooth, moderately weathered and altered surfaces	POOR Slickensided, highly weathered surfaces with compact coating or fillings of angular fragments	VERY POOR Slickensided, highly weathered surfaces with soft clay coatings or fillings			
STRUCTURE		DECREASING SURFACE QUALITY							
	INTACT OR MASSIVE - Intact rock specimens or massive in-situ rock with few widely spaced discontinuities	90	80			N/A	N/A		
	BLOCKY - Well interlocked undisturbed rock mass consisting of cubical blocks formed by three intersecting discontinuity sets		70	60					
	VERY BLOCKY - Interlocked, partially disturbed mass with multi-faceted angular blocks formed by 4 or more joint sets			50					
	BLOCKY/DISTURBED/SEAMY - Folded with angular blocks formed by many intersecting discontinuity sets. Persistence of bedding planes or schistosity				40				
	DISINTEGRATED - Poorly interlocked, heavily broken rock mass with mixture of angular and rounded rock pieces					30			
							20		
	LAMINATED/SHEARED - Lack of blockiness due to close spacing of the weak schistosity or shear planes	N/A	N/A					10	

〈그림 A7-13〉 GSI 암반분류표 (Hoek & Brown, 1997)

참고문헌

- 국토교통부 (2016) 도로교설계기준(한계상태설계법)
- 국토교통부 (2016) 도로교설계기준(한계상태설계법) -케이블교량편 부분개정
- 건설교통부 (2000) 도로교설계기준. 한국도로교통협회
- 국토교통부 (2016), 국가설계기준 지반조사편(KDS 111010:2016)
- 한국지반공학회 (2009), 구조물기초설계기준 해설
- 한국교량및구조공학회·교량설계핵심기술연구단 (2015), 도로교설계기준(한계상태설계법) 해설
- American Association of State Highway and Transportation Officials(2010), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications
- ASCE (1979), “Long span suspension bridge: history and performance,” Proceedings of the ASCE National Conventions, 109-127, Boston, MA, USA
- 적금-영남간 연륙교 가설공사 기본설계 및 실시설계보고서 및 구조계산서
- 여수국가산단 진입도로 개설공사(제3공구) 기본설계 및 실시설계보고서 및 구조 계산서
- 울산대교 및 접속도로 민간투자사업 기본설계 및 실시설계보고서 및 구조 계산서
- 울산대교 설계 검토 검토보고서, 조다이(長大)
- 海洋架橋調査會 (1999) 本州四國連絡橋 西瀬戸 自動車道 建設誌
- 海洋架橋調査會 (1986) 瀬戸大橋의 基礎
- 本州四國連絡橋公団 道路橋示方書Ⅳ 下部構造編, 下部構造設計基準の改訂案
- 本州四國連絡橋公団 (1980) 重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説
- 東京港連絡橋(懸垂橋部) 設計施工에 관한 調査研究報告書
- 來島大橋 アトンネルアンカレイジ検討, 1988.11
- 한국건설기술연구원 (2015) 한국건설기술연구원 장경간 케이블교량 터널식 앵커리지 설계매뉴얼
- 이승우(2003) 실무현수교의 계획과 설계, 건설정보사, pp. 141-177
- 本四 技報 No.16, (1981.4) 현수교 터널앵커리지의 극한 인발력의 계산법(Shimotsui Seto Bridge), Hiroshi Kanemitsu et al.
- Sabatini, P. J., Bachus, R. C., Mayne, P. W., Schneider, J. A., & Zettler, T. E. (2002). Geotechnical engineering circular no. 5: evaluation of soil and rock properties (No. FHWA-IF-02-034)
- Seo, S., Park, J., Lee, S., and Chung M. (2018), “Analysis of pull-out behavior of tunnel-type anchorage for suspended bridge using 2-D model test and numerical analysis”, Journal of the Korean geotechnical society, Vol.34, No.10, pp.61-74
- Hong, E.S., Cho, G.C., Baak, S.H., Park, J.-H., Chung, M. and Lee, S.-W. (2014), “A numerical study on pull-out behavior of cavern-type rock anchorages”, J. of Korean Tunn. Undergr. Sp. Association, 16(6), 521-531
- 김천수, 배대석, 정찬호, 김경수, 1996, 고준위 방사성 폐기물 처분기술 개발. 과학기술처.

- 배대석, 1996, 편마암지역 지하공동주변 단열암반의 지하수유동 특성연구. 충남대, 박사학위 논문.
- 이병주, 선우춘, 2010, 토목기술자를 위한 한국의 암석과 지질구조, 씨아이알, 313 p.
- 이병주, 2019, 땅_지반을 알게 하는 지질학(Geology)- 물속에서 태어난 퇴적암, 한국 지반공학회 지반(한국지반공학회지), 35권 제4호, p.44-49.
- 이병주, 2019, 땅_지반을 알게 하는 지질학(Geology)- 마그마에서 태어난 심성암과 암맥, 한국 지반공학회 지반(한국지반공학회지), 35권 제5호, p.39 - 45.
- 이병주, 2020, 땅_지반을 알게 하는 지질학(Geology)- 탈바꿈한 돌 변성암, 한국지반공학회 지반(한국지반공학회지), 36권 제1호, p.28 - 35.
- 장태우, 1997, 결정질암류 분포지역의 지질구조 특성연구, 한국원자력연구소.
- 최위찬, 2001, 한반도 단층 등급분류, 한국지반공학회 암반역학위원회 특별세미나 논문집, p. 3-21
- Hoek, E. Brown, E. T., 1997, Practical estimates of rock mass strength. Int. J. Rock Mech, Mon, Sci., 34, 1165-1186
- Pack, C.S., Park, J.H. and Chung, M.K. (2014), "Recent study for improving the calculation method of ultimate pull-out resistance of tunnel anchorage", Proc. of the KGS Spring National Conference, Korean Geotechnical Society
- Park, C.S., Park, J.H., Chung, M.K. and Oh, I.K. (2013), "A study for improvement of suspension bridge's tunnel anchorage design", Proc. of KSCE Annual, Conference, Korean Society of Civil Engineering
- Pack, C.S., Park, J.H. and Chung, M.K. (2014), "Recent study for improving the calculation method of ultimate pull-out resistance of tunnel anchorage", Proc. of the KGS Spring National Conference, Korean Geotechnical Society
- China Communication Press (2015), Industry Standard Editorial Committee of the People's Republic of China. Design Specification for Highway Suspension Bridge, Beijing, China.

집필진

■ 집필진	연구책임자	정문경	선임연구위원	한국건설기술연구원
	연구진	서승환	전임연구원	한국건설기술연구원
		곽기석	선임연구위원	한국건설기술연구원
		고영훈	박사후연구원	한국건설기술연구원
		임현성	박사후연구원	한국건설기술연구원
		장학성	부사장	유신
		장영일	상 무	유신
		박성원	상 무	유신
		이성준	교 수	청주대학교
		진현식	대표이사	(주)에이치엔지컨설팅
		정충기	교 수	서울대학교
		이승환	박사후연구원	서울대학교

■ 자문위원	김병일	교 수	명지대학교
	김기석	대표이사	(주)희송지오텍
	김영욱	교 수	명지대학교
	홍현석	대표이사	(주)반디컨설팅
	최충락	상 무	평화엔지니어링
	윤형구	교 수	대전대학교

주의사항

본 보고서는 국토교통부/국토교통과학기술
진흥원을 통하여 지원된 건설기술연구사업
(과제번호:20SCIP-B119947-05)의 연구비지
원에 의해 수행되었습니다.