

암반에 근입된 부착형 앵커의 거동특성 (I) - 태안지역 편마암 -

Behavior of Bond-type Shallow Anchors in Rock Masses (I) - Metamorphic Rock (gneiss) at Taean Test Site -

김 대 홍¹ Kim, Dae-Hong

이 대 수² Lee, Dae-Soo

천 병 식³ Chun, Byung-Sik

김 병 홍⁴ Kim, Byung-Hong

Abstract

This paper presents the results of full-scale uplift load tests performed on 30 passive anchors grouted to various lengths at Taean site in Korea. Various rock types were tested, ranging from highly weathered to sound gneiss. Rock anchors were installed over a wide range of rock types and qualities with a fixed anchored depth of 1~4 m. The majority of installations used SD40-D51 mm high grade steel rebar to induce rock failure prior to rod failure. In many tests, rock failure was reached and the ultimate loads were recorded along with observations of the shape and extent of the failure surface. The test results, the failure mechanisms as well as uplift capacities of rock anchors depend mostly on rock type and quality, embedded fixed length, and the strength of rebar. Based on test results, the main parameters governing the uplift capacity of the rock anchor system were determined.

요 지

본 논문에서는 우리나라 태안지역에서 총 30회 수행한 암반앵커 현장시험의 결과를 나타내었다. 대상암반은 편마암으로써 풍화가 심한 것부터 신선한 암에 이르기까지 다양하며, 시험앵커의 깊이는 1~4m로 설치하였다. 앵커는 SD40-D51mm를 사용함으로써 다른 파괴가 일어나기 전에 암반파괴가 먼저 일어나도록 유도하여 암반의 인발지지력을 파악하고자 하였다. 많은 시험에서 파괴는 극한하중까지 이르는 것을 관찰할 수 있었으며, 암반파괴형상은 암반이 들어올러지면서 방사상으로 균열이 발달하는 형상을 나타내었다. 시험결과, 암반앵커의 인발지지력은 암반의 종류, 암질, 앵커의 정착깊이, 앵커텐던의 인장강도 등에 영향을 받는 것으로 나타났다. 본 시험을 통해 암반앵커시스템의 인발지지력을 지배하는 주요파라미터들을 도출하고 이에 대해 논하였다.

Keywords : Bond type anchor, Failure mechanism, Rock anchor, Transmission tower foundation, Uplift capacity

1. 서 론

암반앵커(rock anchor)는 가설 또는 영구구조부재 등

토목공학분야에 폭넓게 사용되고 있다. 예컨대 사면, 옹벽, 콘크리트 댐, 방류구, 교량, 기초, 터널, 지하 굴착 등 구조물의 안전성을 확보하기 위해 이용되고 있으며,

1 정회원, 한국전력공사 전력연구원 선임연구원 (Member, KEPRI/KEPCO, dhkim@kepcoco.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국전력공사 전력연구원 책임연구원 (Member, KEPRI/KEPCO)

3 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof. Dept. of Civil Engrg. Hanyang Univ.)

4 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil Engrg. Hanyang Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

최근에는 기존구조물의 강도증가 또는 복구(rehabilitation) 등 특수한 분야에도 사용이 증대되고 있다(Hinks 등, 1990; Bruce, 1993). 특히, 송전철탑기초의 경우 일반적인 교량이나 건물과는 달리 바람에 의한 활하중의 영향이 대단히 크고 상대적으로 사하중(자중)은 작은 구조물로서, 바람에 의한 활하중은 송전선로 기초(lattice tower foundation)에는 인발하중으로 작용하며, 설계를 지배하는 주요요소가 된다(EPRI, 1992). 또한 기존의 송전철탑은 흔히 역T형 독립기초(pad-and-pier footing)로 시공하고 있는데, 본 기초형식은 기초체 및 상부토사의 자중으로 인발하중에 저항을 하는 메커니즘으로써 과도한 인발하중(154kV 송전철탑의 경우 기초 1각 당 100~250톤)에 견디기 위해서는 대단히 깊은 기초의 설치 불가피하며, 이로 인한 공사비의 증가 및 과도한 공기소요, 넓은 굴착면적에 따른 산림훼손 등 많은 문제점이 발생하고 있다.

국내의 경우 송전철탑이 비교적 양호한 암반의 산간지역을 통과하고 있는 경우가 많으나, 넓고 깊은 굴착을 필요로 하는 기존의 역T형기초, 심형기초 등으로 시공되고 있는 실정이다. 따라서 양호한 암반지역에 앵커기초를 도입하면 인발하중의 대부분을 자연암반이 부담하기 때문에 굴착량 및 기초의 크기를 획기적으로 줄일 수 있어 시공성 및 경제성 향상을 도모할 수 있다(Kim and Lee, 2005). 그럼에도 불구하고 국내에는 공인기관에서 규정한 암반앵커관련 표준이 없고 현장시험에 막대한 비용이 들어 연구도 활발하지 않아 앵커기초가 활성화되어 있지 않다. 따라서 암반앵커를 국내지반에 적용하기 위해서는 국내에 분포하고 있는 다양한 암반에 대해 현장시험을 실시하여 적용성을 분석하고 앵커의 인발지지력을 평가하여야 한다. 즉, 시험을 통해 지지력에 영향을 주는 인자를 파악하고 파괴모드를 분석하여 적용가능한 암반등급을 결정하여야 한다. 또한 텐던과 그라우트 사이의 부착강도는 전체 지지력을 결정하는 중요한 요소이므로 그라우트 품질에 따른 부착강도가 평가되어야 한다. 아울러 실규모 실증시험을 통해 앵커기초의 안전에 대한 신뢰성을 확인할 필요가 있다.

인발하중을 받는 암반앵커의 파괴 형태는 그림 1과 같이 (a) 텐던의 인장파괴, (b) 텐던-그라우트 경계면의 부착파괴, (c) 그라우트-암 경계면의 부착파괴, (d) 암 파괴 등이 있다(Xanthakos, 1991).

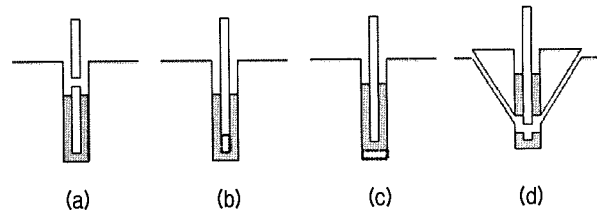


그림 1. 부착형 암반앵커의 파괴모드

텐던의 파괴는 다른 세 가지의 파괴가 일어나기 전에 텐던의 인장파괴에 기인하여 발생하는 연성(ductile) 파괴이다. 텐던의 파괴 외의 다른 세 가지는 취성(brittle) 파괴 양상을 갖게 된다. 텐던-그라우트 경계면의 부착 파괴도 마찬가지로 다른 세 가지의 파괴 발생 전에 텐던-그라우트 경계면에서 전단 응력이 부착 강도를 초과할 때에 발생한다. 텐던-그라우트 경계면에서의 전단 파괴 강도는 텐던의 표면 형태 및 그라우트의 품질에 의해 결정되는 것으로서 일반적으로 그라우트의 압축강도와 관련 있는 것으로 알려져 있다(Benmokrane 등, 1995). 그라우트-암 경계면의 부착 파괴강도는 그라우트와 암반의 압축강도, 그리고 천공의 거칠기에 따라 결정된다. 마지막으로 암의 파괴는 다른 세 가지의 파괴 형태보다 훨씬 복잡한 양상을 띤다(그림 2). 즉 암반의 강도, 절리의 유무, 절리의 방향과 인발하중 방향과의 관계, 텐던의 매입깊이 등에 따라 달라질 수 있다. 이와 같은 네 가지 파괴 형태 중 하나가 먼저 파괴에 이르게 되면 다른 세 가지의 파괴 강도가 아무리 크더라도 암반앵커는 이미 파괴된 것으로 간주되어야 한다. 따라서 네 가지 파괴 형태에 대한 각각의 지지력을 계산하여 그중 최소가 되는 지지력이 앵커의 인발지지력이 된다.

암반의 인발파괴형태와 관련하여 흔히 쓰이는 방법은 암반의 인발 각도를 60~120°로 보고 암반상태 및 앵커형태, 매입깊이 등에 따라 부착 길이의 중간 또는 선단부분부터 역원뿔형태로 파괴된다고 가정하는 것으로서 암반 파괴면의 전단저항력은 무시하고 그 원뿔의 무게만을 저항력으로 산정하는 것이다(U.S. Army Corps of Engineers, 1994). 이 방법은 불연속면의 발달이 현저하거나 풍화가 심한 암반의 경우 비교적 잘 일치하나 연구결과(Saliman과 Schaefer, 1968, Littlejohn과 Bruce, 1977), 일부 암반의 경우에는 지나치게 보수적인 결과를 나타냈다. Saliman과 Schaefer(1968)는 최대 인발저항력이 실제로 콘 무게의 최소 7배에서 최대 56배까지 된다는 것을 보였다. 또한, Littlejohn과 Bruce(1977)는 세계각국의 20개 현장을 조사한 결과 인발 각도가 암반

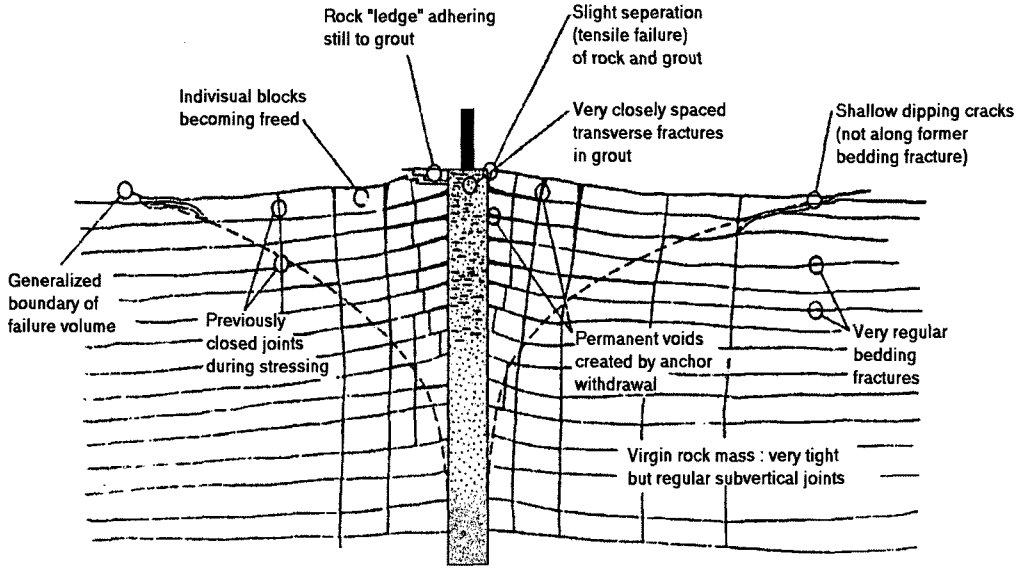


그림 2. 암반의 일반적인 인발파괴형태

이 연약하거나 풍화가 심한 경우 60°, 그 외의 암반은 90° 정도라고 보고하였다. 한편 Ismael 등(1980)의 연구 결과에 의하면 경암에서는 인발각도가 120°까지도 가능하다고 보고하고 있어, 현재 시험자료 없이 약 60~90° 정도로 보고 설계하는 것은 합리적이지 않다. 따라서 암반의 지지력을 정확하게 평가하기 위해서는 다양한 암반에 대해 현장시험을 실시하여 파괴모드를 분석한 후 이를 반영하여야 한다.

암반의 전단응력에 대해서는 Saliman과 Schaefer(1968), Nicholson 등(1982)이 제안한 값이 있으나 암반의 풍화 및 균열의 정도 등에 따라 큰 폭의 변화를 보이는 것으로 나타났다. Hobst와 Zajic(1977)은 층리가 발달한 암반의 경우 원뿔형이 아니고 층을 따라 파괴가 일어난 것에 대해 보고하였다. 즉, 대략적인 암반 종류만으로는 파괴형상 및 전단응력을 추정하기 어렵기 때문에 현재로서는 해당 지역에서의 인발시험 결과가 없는 경우, 간단한 실내시험만으로 인발저항값을 추정하여야 하므로 과도한 안전율을 사용하여 왔다. 따라서 암반의 상태에 따라 다양한 시험을 한 후 현장 시추조사만으로도 그 지역 암반의 인발 저항값을 쉽게 추정할 수 있는 연구가 진행되면 높은 신뢰도를 갖는 경제적인 설계가 가능할 것이다.

이상에서 살펴본 바와 같이 암반앵커기초를 송전철탑 등 인발하중이 설계를 지배하는 구조물의 기초에 도입하면 대단히 유리하나 본 공법을 현장에 적용하기 위해서는 현장 엔지니어들이 반드시 풀어야 할 의문들이 있다. 즉 앵커기초 설계를 위한 앵커의 간격, 정착깊이, 앵커개수, 적용가능한 암반조건 및 주어진 하중조건하

에서의 합리적 안전율 산정 등 설계파라메타를 결정하는 일이다. 본 연구에서는 이와 같은 의문을 해결하기 위하여 국내의 몇몇 대표적인 암반지역에 대해 현장시험을 수행하여 암반앵커기초의 파괴메커니즘 및 거동을 평가하였다. 현장시험은 단일앵커 및 실규모 균앵커 시험으로 구분하여 수행하였으며, 다양한 암반조건에서 앵커의 정착심도 및 앵커종류별로 시험을 수행하여 각각에 대한 파괴모드 및 인발지지력 특성을 평가하였다. 또한 실규모 균앵커시험을 통해 균앵커 효과를 파악하였으며, 단일앵커시험 결과를 검증하고, 국내 154kV 규모의 송전철탑기초에 본 앵커공법의 적용성을 평가하였다. 이 중 본 논문에서는 1차로 수행한 태안지역 변성암에 대한 현장인발시험결과를 논하고자 한다.

2. 시험부지 특성 및 인발시험 방법

2.1 시험부지 특성

우리나라의 지질 분포는 변성암 40%, 화성암 35%, 나머지 약 25%는 퇴적암이 차지하고 있다. 이를 참고로 지표지질조사를 통하여 아래의 지역을 시험장소로 선정하여 시추조사를 실시하였다(그림 3).

- 변성암 : 충남 태안군 원북면 방갈리
- 퇴적암 : 경남 창녕군 영산면 죽사리
- 변성암/화성암 : 충북 옥천군 군서면 오동리

선정된 부지 내 암반앵커시험 지역의 지층상태를 파악하고 제반 지반공학적 자료수집을 위하여 시추조사

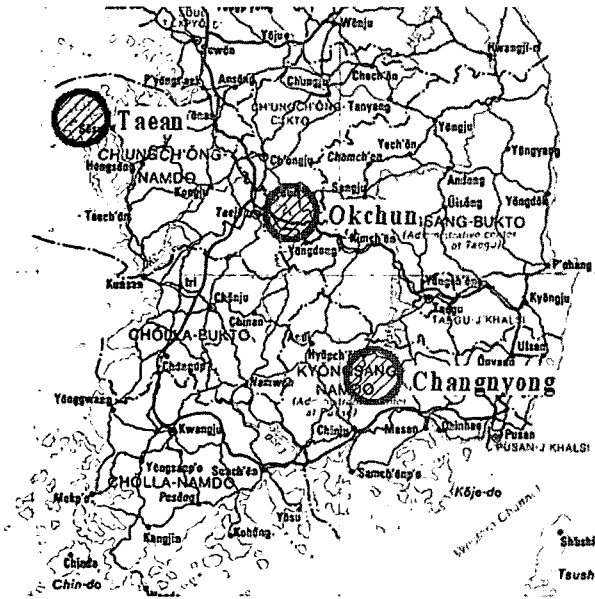


그림 3. 현장시험 부지위치

를 실시하였다. 시추기는 심도 300m이상의 굴진 능력을 가진 유압식 로타리형 시추기를 사용하였으며, 시추 공경은 NX 크기로 하였다.

시추작업과 병행하여 지층의 상대밀도 및 연경도와 구성성분을 파악하기 위하여 표준관입시험을 한국산업 규격(KS F-2318)에 의거 심도 1.5m마다 또는 지층이 변할 때마다 실시하였으며, 이때 교란된 시료도 함께 채취하였다. 공내재하시험은 시추공 공벽에 하중을 가했을 때 나타나는 변위를 측정하는 원위치 암반변형시험의 일종으로 본 시험에서는 가압과 감압을 반복하는 다단계 반복시험방법을 사용하였으며, 지반상태에 따라 압

표 1. 시추조사에 의한 지반평가결과

지역	공 번	지층분포상태(m)				
		매립토	풍화대	연암	경암	합계
태안	BH1 - 1		4.3	5.0	0.7	10.0
	BH1 - 2	0.4		4.6		5.0
	BH1 - 3			1.9	3.1	5.0
	BH1 - 4		1.6	3.4		5.0
	BH2 - 1		7.0	3.4		10.4
	BH2 - 2		1.9	3.1		5.0
	BH2 - 3		3.7	1.3		5.0
	BH3 - 1		7.5	6.0		13.5
	BH3 - 2		5.0			5.0
	BH4 - 1			5.8	4.2	10.0
	BH4 - 2	0.4		4.6		5.0
	BH4 - 3	0.1		4.9		5.0
	BH4 - 4			2.5	2.5	5.0

표 2. 태안지역 시험부지 지층분포상태

지층명	분포범위(m)	T.C.R.(%)	R.Q.D.(%)	비 고
매립	0.1~0.4 (평균:0.3)			
풍화대	1.6~7.5 (평균:3.8)			BH1-2, BH1-3, BH4-1, BH4-2, BH4-3, BH4-4를 제외한 모든 공에서 확인
연암	1.30이상	25.2~95.8 (평균:69.3)	2.0~67.7 (평균:32.2)	BH3-2를 제외한 모든 공에서 확인
경암	0.70이상	89.7~100 (평균:93.4)	80.3~100 (평균:83.8)	BH1-1, BH1-3, BH4-1, BH4-4에서 확인

력조건을 조정하여 실시하였다. 각 압력에서의 탄성변형을 파악하기 위하여 측정시간을 재하 후 1분이 경과한 후에 읽은 데이터를 기록하였으며, 지반상태에 따라 재하 시는 5~20kgf/cm²간격으로 압력을 증압시키고, 하중 제거 시는 10~20kgf/cm²간격으로 감압시켜 각 압력 단계마다 변위를 측정 기록하였다. 암반 앵커시험을 위해 태안지역에서는 총 13공(NX)의 시추조사를 실시하였으며, 시추조사결과 지층의 분포상태는 상부로부터 매립, 풍화대, 연암, 경암 등의 순으로 되어 있으며, 지층 분포상태는 표 1 및 2와 같다.

2.2 시험방법

암반의 인발지지력을 산출하기 위한 단일 앵커의 재하시험은 표 3과 같이 총 30회를 실시하였다. 즉 암반조건에 따른 파괴형태 및 전단저항치를 산정하기 위하여 다양한 암질별로 시험을 수행하였으며, 정착깊이에 따른 효과를 파악하기 위하여 앵커의 심도를 1.0~4.0m 까지 변화시켜가면서 인발지지력 특성을 살펴보았다.

표 3. 심도별 단일앵커 시험 현황

심도(m)	변성암(개수)			
	풍화암	연암	경암	계
1.0	2	4	3	9
1.5	1	-	1	2
2.0	3	4	2	9
2.5	-	-	2	2
2.6	-	1	-	1
3.0	3	3	-	6
3.7	-	-	-	-
4.0	1	-	-	1
6.0	-	-	-	-
계	10	12	8	30

2.2.1 재하방법

앵커의 인장시험은 앵커가 최종적으로 파괴가 발생하고 빠져 나올 때까지 실시해야 되지만, 안전상의 이유로 인장재의 항복강도(P_y)의 95%, 극한강도(P_u)의 80% 중 작은 쪽의 값을 최대하중으로 인발하였다. 본 시험은 단일앵커의 암반에 대한 극한 인발저항력을 파악하는 것이 목적이므로 D51이형철근을 앵커 텐던으로 사용한 경우에는 최대 반복하중을 80톤으로 하고, 최대반복하중의 1/8을 단계 하중으로 하여 표 4와 같이 각 단계마다 하중을 증가시킨 직후 시간경과에 따른 변위를 측정하였으며(BS 8081, 1989), 80톤 이후에는 5톤 간격으로 증분을 두어 130톤까지 하중을 가하였다.

표 4. 단계별 재하하중

단계하중 (tonf)							측정 시간 (min)
1st cycle	2nd cycle	3rd cycle	4th cycle	5th cycle	6th cycle	7th & 8th cycles	
5	5	5	5	5	5	5	3
10	20	30	40	50	60	70	3
15	25	35	45	55	65	75	3
20	30	40	50	60	70	80	15
15	20	30	40	40	50	50	3
10	10	15	20	20	30	30	3
5	5	5	5	5	5	5	3

시험중 불안정 변위 발생시 또는 25mm 이상 변위 발생시 시험 종료.

시험을 진행하는 도중에 25mm 이상의 변위가 발생하거나 시험 앵커에 불안정한 변위가 지속적으로 발생하는 경우에는 하중을 즉시 제거하고 시험을 종료하였다. 단일앵커 시험을 위한 장비의 구성 개요도는 그림 4와 같다. 한편 앵커의 천공홀은 그라우트 내에서의 파괴를 방지하기 위하여 천공홀과 텐던의 직경비를 약 50% 확보한 100mm로 하였으며, 암반파괴를 유도하기 위해 시험시 그라우트의 강도는 340kgf/cm² 이상으로 하였다. 또한 그라우트는 자유장 없이 지표까지 채워(fully grouted) 시험을 수행하였다. 앵커에 의한 암반의 파괴는 일반적으로 역 원뿔 형태가 되므로 이에 대한 간섭효과를 배제하기 위하여 시험체에서 유압잭까지의 거리를 3.5m로 충분히 이격하였다.

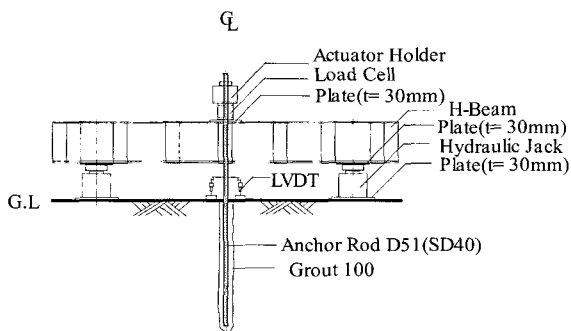


그림 4. 단일앵커 인발시험을 위한 장비구성

2.2.2 시험순서

- ① Load cell 및 LVDT에 케이블을 연결한 후 영점값을 읽고 데이터 슈트에 기록한다.
- ② 초기하중(1단계)을 가하여 유압 jack 및 앵커의 중심축을 일직선화 시키고, LVDT를 유압잭에 2개소를 설치하여 앵커의 신장량을 측정한다.
- ③ 유압잭을 이용하여 단계적으로 앵커를 인장시킨 후 지시계를 이용하여 단계별로 측정치를 읽는다.
- ④ 표 4와 같이 각 단계별 하중재하표에 의한 반복하중을 가한다.
- ⑤ 시험중 최대변위가 25mm 이상을 나타내거나 시험 앵커에 불안정 요인이 발견되면 하중을 제거한다.
- ⑥ 2차시험 이후는 해당 앵커에 따라 최대시험하중을 검토하여 시험단계를 결정한 후 시험을 계속 진행한다.

2.3 시험결과의 평가방법

앵커의 인발시험에서 얻은 결과는 다음 항목에 따라 평가한 후 앵커의 인발지지력을 산정하는데 활용한다.

- 한계하중(P_{lim})
- 앵커체 주변 극한인발저항(τ_{lim})
- 앵커의 유효자유길이(L_{eff})
- 소성 신장량
- 시간 의존성 거동

2.3.1 한계하중 결정

가. 하중 증가 과정에서 앵커체가 파괴되었을 때의 최대하중(변위에 반비례해서 하중이 감소한다든지, 변위에 따른 하중이 증가하지 않게 되었을 때의 재하하중)은 명확히 판단할 수 있다.

나. 단계별 재하하중 유지시간에서의 크리프 변위량과 재하 하중과의 관계를 작성하여 크리프 변위(K_s)가 2mm를 초과했을 때의 하중을 한계하중(P_{lim})으로 구한다(DIN 4125, 1976).

다. 그림 5와 같이 하중-탄성변위 곡선의 기울기가 단계별 재하하중-탄성변위 상한직선의 기울기보다 크게 되었을 때(하중의 증가량에 비해 탄성변위의 증가량이 급격하게 늘어날 때)의 하중, 또는 재하하중-탄성변위 곡선과 앵커의 재하단계별 탄성변위의 상한직선과의 교차하는 하중을 한계하중으로 구한다(BS8081, 1989).

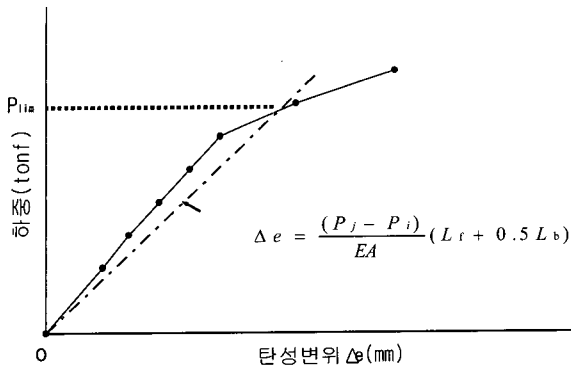


그림 5. 탄성변위-하중 곡선

재하단계별 탄성변위의 상·하한선의 기준 값은 식 (1)과 (2)를 사용하여 구한다.

$$Min. \Delta l = \frac{P_j \times 1000 \times (L_f \times 0.9 + L_j)}{n \times E \times A} \quad (1)$$

$$Max. \Delta l = \frac{P_j \times 1000 \times (L_f + L_b/2 + L_j)}{n \times E \times A} \quad (2)$$

- 여기서, L_f : 자유길이(free length, m)
- L_b : 정착길이(bond length, m)
- L_j : 여유길이(jacking length, m)
- P_j : 인장력(jacking force, tonf)
- n : 앵커 수량
- E : 앵커의 탄성계수(kgf/cm²)
- A : 앵커의 단면적(cm²)

대부분 앵커의 한계하중 평가는 크리프 변위가 2mm를 초과할 때의 하중과 재하 단계별 기준 탄성변위의 상한값을 초과하는 하중을 구하여 이 중 작은 값을 앵커의 한계하중으로 결정하는 것이 일반적이다.

2.3.2 앵커의 유효자유길이

앵커의 유효자유길이(L_{eff})는 단계별 인장하중에 대하여 탄성거동을 하는 앵커의 길이로써 각 단계하중의 탄성 변형으로부터 역산하여 식 (3)과 같이 산출한다.

$$L_{eff} = \frac{n \times E \times A \times (X_f - X_i)}{(P_f - P_i) \times 1,000} - L_j \quad (3)$$

- 여기서, L_j : 여유장(jacking length, m)
- P_i : 초기인장력(tonf)
- P_f : 단계인장력(tonf)

- n : 앵커 수량
- E : 앵커의 탄성계수(kgf/cm²)
- A : 앵커의 단면적(cm²)
- $(X_f - X_i)$: 앵커의 탄성신장량(m)

단계별 하중이 재하된 상태에서 앵커 정착부의 일부가 파괴되어 파괴된 영역의 앵커 텐던이 탄성거동을 하고 있다면 앵커의 유효자유길이는 식 (4)의 범위에 있어야 한다. 식 (3)으로부터 앵커의 유효자유길이를 구하여 유효길이가 앵커 자유장과 정착길이(L_b)의 50%의 합을 초과하는 단계의 하중을 앵커의 파괴로 추정하여 한계하중을 구하며, 기타 소성신장량평가 및 시간의존성 거동분석, 콘파괴시 앵커의 인발저항각 산정방법 등을 이용하여 지지력을 평가한다.

$$0.9L_f \leq L_{eff} \leq L_f + \frac{L_b}{2} \quad (4)$$

3. 시험결과 및 분석

본 절에서는 태안지역의 단일앵커에 대한 현장 실험 결과를 통해 암반앵커의 인발저항력을 지배하는 요소를 도출하고 다양한 지반조건 및 앵커특성에 따른 파괴모드를 분석하였다. 앵커의 정착깊이 및 암반의 암질(RQD, 코아회수율)에 따라 파괴형태를 분석하여 파괴시 정착심도 및 인발저항각을 추정하였으며, 텐던에 부착된 변형률 게이지에 의해 측정된 값과 비교하였다. 이를 통해 암반의 콘파괴에 대한 평균전단저항치를 산정하고 기존의 값과 비교하였으며, 이로부터 단일앵커의 인발지지력을 평가하였다.

3.1 연암 및 경암지역

태안지역 연암에 대한 정착깊이별 인발시험결과가 그림 6~8에 보여주고 있다.

그림 6에서 보는바와 같이 No.1-1 앵커의 경우 80.0톤 이후 변위증가에 따라 더 이상 인장력이 증가되지 않았으며, 전술한 탄성변위-하중관계로부터 산정한 본 시험의 한계하중은 탄성신장의 상한선을 넘은 점인 30.1톤으로 나타났다. 본 시험에서는 인발에 의한 암반이 들어올려지면서 절리가 방사상으로 발달, 파괴되는 양상을 보이고 있으며, 텐던 및 그라우트, 암반 사이의 부착파괴는 발생하지 않았다. 따라서 앵커체 주변의 인발저항값(τ_{lim})은 산정이 불가능 하였다. 한편, 탄성변형

거동을 나타내는 앵커의 유효자유길이 검토 결과 하중 30 톤에서 정착부의 약 40%가 파괴되었고 80톤에서 정착부의 약 50%가 기능을 상실한 것으로 나타났다. 그림 7의 경우 앵커의 근입심도가 좀더 깊은 2.6m인 경우로 2.0m일 때 보다 한계하중이 증가됨을 알 수 있다. 즉 81.0 톤 이후 변위증가에 따라 더 이상 인장력이 증가되지 않았으며, 탄성신장이 상한선을 넘는 본 시험앵커의 한계하중은 51.8 톤으로 나타났다. 파괴형태는 텐던주위의 암반이 들러지고 일부 절리가 발달하여 파괴에 이르는 형태가 발생하였으며, 부착파괴는 일어나지 않았다. 따라서 앵커체주변의 극한 인발저항치 산정은 불가능하였다. 단계별 인장하중에 대해 탄성거동을 나타내는 앵커의 유효자유길이는 검토결과, 자유장을 고려하

여 파괴시 앵커정착깊이의 약 50%로 나타났다. 그림 8은 심도가 가장 깊은 3.0m의 경우로써 80.0 톤 이후 인장파괴가 발생하였으며, 탄성신장의 상한선을 넘는 본 시험앵커의 한계하중은 72.4 톤으로 나타났다. 또한 파괴시 앵커의 유효자유길이는 검토결과, 앵커정착깊이의 약 50%인 것으로 나타났다. 이상에서 살펴본 바와 같이 연암의 경우 앵커의 인발저항력은 정착깊이에 따라 증가함을 알 수 있으며, 파괴시 유효길이(파괴 꼭지점 위치)는 대략 정착깊이의 50% 내외인 것으로 나타났다.

태안지역 경암에 대한 대표적인 인발시험 결과는 그림 9 및 10과 같다.

그림에서와 같이 앵커 No.4-3의 경우 50톤 이후 변위증가에 따른 하중증가는 없었으며, 한계하중은 26.1톤으로 나타났다. 또한 앵커의 유효자유길이는 검토결과 정착깊이의 약 50%로 나타났다. 한편 앵커 No.4-4는 시험지역이 RQD 55, 코아회수율 94로 대단히 양호한 암반이 분포하고 있는 곳으로서 시험결과, 100톤 이후 인발파괴가 관찰되었으며, 본 시험앵커의 한계하중은 80톤 이상인 것으로 나타났다. 파괴형상은 암반에 방사상의 절리가 발달하면서 암반의 파괴로 나타났으며, 이때 앵커의 유효자유길이는 정착깊이의 약 45%로 나타났다. 이와같이 경암지역의 경우 같은 정착깊이에서도 연암보다 큰 지지력을 나타냈으며, 암질에 따라 파괴깊이

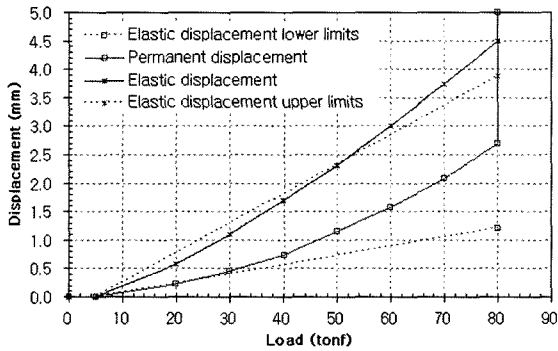


그림 6. No.1-1 앵커 시험결과(depth=2.0m)

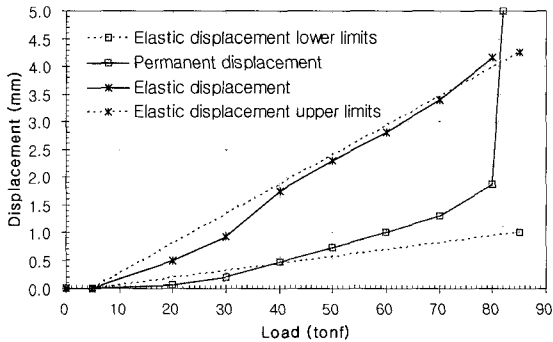


그림 7. No.1-5 앵커 시험결과(depth=2.6m)

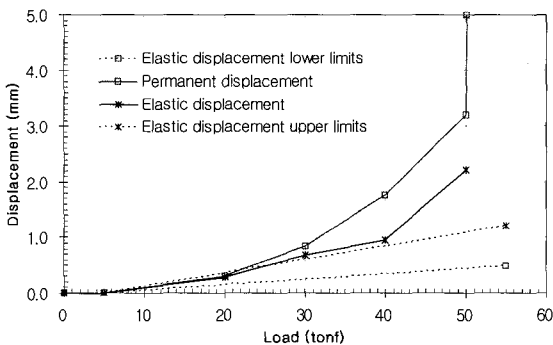


그림 8. No.1-8 앵커 시험결과(depth=3.0m)

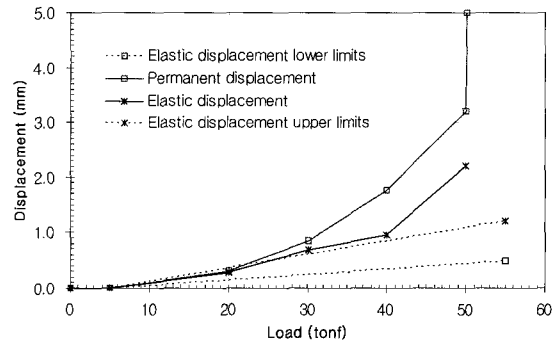


그림 9. No.4-3 앵커 시험결과(depth=1.0m)

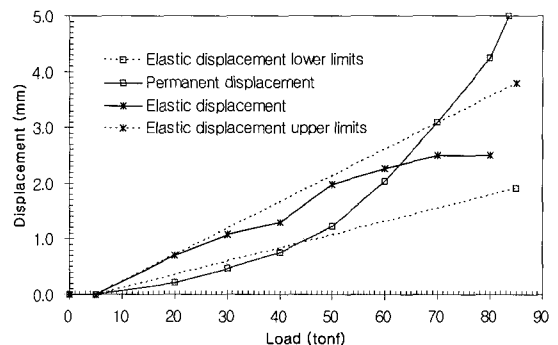


그림 10. No.4-4 앵커 시험결과(depth=1.5m)

도 달라짐을 알 수 있다.

3.2 풍화암 구간

태안지역 풍화암 구간에 대한 대표적인 인발시험 결과는 그림 11~13에 보여주고 있다. No.2-18 앵커의 경우 81.0 톤 이후 변위증가에 따른 하중증가는 되지 않았으며, 탄성신장의 상한선을 넘는 시험앵커의 한계하중은 27.6 톤으로 나타났다. 본 시험에서는 암반의 절리면이 파단되는 형태의 파괴가 발생되었으며, 부착파괴는 미소하게 나타났다. 단계별 인장하중에 대해 탄성거동을 나타내는 앵커의 유효자유길이는 검토결과, 자유장을 고려하여 파괴시 앵커정착깊이의 약 75%로 연암에 비해 파괴깊이가 상대적으로 크게 나타났다. No.3-12 앵커의 시험위치는 시추조사결과, RQD는 0 이고, 코아 회수율은 10으로 대단히 불량한 암반으로 분류되었다. 본 앵커는 40.0 톤 이후 변위증가에 따라 더 이상 인장력이 증가되지 않고, 탄성신장의 상한선을 넘는 시험앵커의 한계하중은 20.4 톤으로 작게 나타나는 것을 보여주고 있다. 또한 파괴는 암반의 일부가 들어올러지면서 절리의 발달이 관찰되었고, 부착파괴는 일어나지 않았다. 단계별 인장하중에 대해 탄성거동을 나타내는 앵커의 유효자유길이는 검토결과, 자유장을 고려하여 파괴시 앵커정착깊이의 약 95%로 대부분의 정착부분이 파괴된 것으로 나타났다.

No.3-11 시험위치 역시 RQD는 0이고 코아회수율은 10이하로서 절리가 발달한 불량암에 속한다. 즉 16.0 톤 이후 변위증가에 따라 인장력의 증가는 미소하였으며, 탄성신장의 상한선을 넘는 점은 소성신장을 포함하고 있어 정확한 판단이 어려우나 대략 5.0 톤 전후에서 나타나 인발저항강도가 대단히 작은 것으로 파악되었다. 본시험 결과, 암반의 절리면 파단이 심하게 발생되었으며, 그라우트와 암반 사이의 부착파괴는 상부관찰 결과 일부 진행된 것으로 나타났다. 따라서 본 시험앵커의 파괴형태는 암파괴 및 그라우트-암반 부착파괴의 조합으로 판단된다. 앵커의 유효길이는 각단계의 탄성신장량에서 역산하나 본 시험에서는 탄성신장량이 파악되지 않았기 때문에(1 cycle 진행중 앵커체가 파괴됨) 산정이 어렵고, 하중-변위관계로 추정해본 결과 파괴시 앵커의 유효자유길이는 정착깊이의 약 90% 이상으로 판단된다. 한편, 태안지역 풍화암구간에서 심도 1.0m 에 대한 시험결과 파괴모드는 암반이 파괴가 일어나기 전에 그

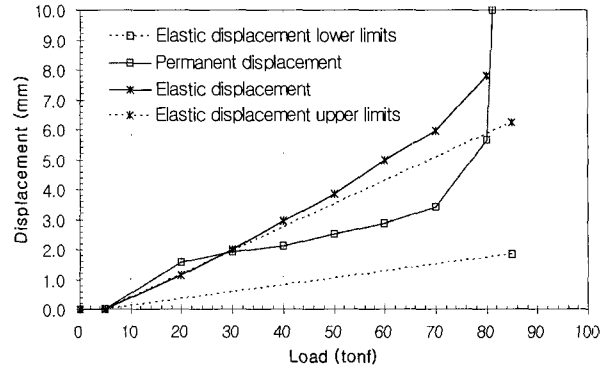


그림 11. No.2-18 앵커 시험결과(depth=4.0m)

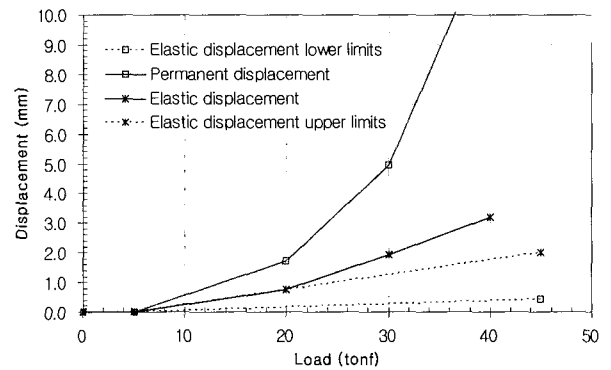


그림 12. No.3-12 앵커 시험결과(depth=3.0m)

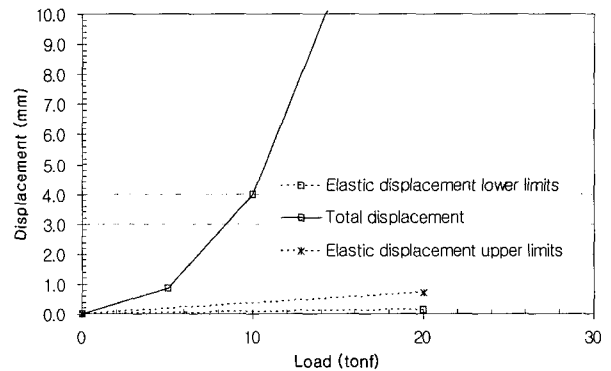


그림 13. No.3-11 앵커 시험결과(depth=2.0m)

라우트와 암반사이의 부착파괴가 먼저 일어나는 것으로 나타났다.

본 풍화암지역에서 인발시험을 실시한 결과를 요약해 보면 비록 암질이 양호하지 않다 하더라도 정착길이를 깊게 하면 지지력이 증가됨을 알 수 있으며, 정착길이가 짧을 경우 몇몇 앵커에서 암반의 파괴에 앞서 부착파괴가 발생하였다. 또한 파괴시 유효자유장은 연암 및 경암에 비해 더욱 깊게 나타남을 알 수 있다.

3.3 시험결과 종합분석

이상에서 살펴본 바와 같이 앵커의 파괴형태는 암반 조건 및 앵커의 정착깊이와 밀접한 관계가 있으며, 파괴 시 앵커의 유효자유길이는 암반상태에 지배를 받는 것을 알 수 있었다. 또한 탄성변위 및 하중과의 관계를 통해 계산된 한계하중은 앵커의 인발저항각을 산정하는데 매우 유용하며, 이 때 인발저항각은 암반조건 및 앵커의 심도에 따라 변화함을 알 수 있었다.

본 실험을 통해 얻어진 결과를 분석해보면 탄성거동을 나타내는 암반앵커의 유효자유길이는 풍화암의 경우 정착깊이의 약 60~70%를 나타냈으며, 연암 및 경암의 경우에는 정착깊이의 약 45~55%를 나타냈다. 또한 인발저항각 산정방법(BS8081 Appendices D3.5.3-Table 23, 1989) 및 현장에서 균열길이를 측정하여 추정된 결과를 종합해 보면 인발저항각은 풍화암의 경우 40~80°, 연암의 경우 90~95°, 경암 100~140° 로 나타났으며, 동일한 암반조건일 경우라도 앵커의 정착깊이가 작을수록 인발저항각은 증가하였다. 예를 들어 연암지반에 정착깊이 3m로 설치된 앵커의 경우 약 90°의 저항각을 보여주었다.

한편, 태안지역의 경우 3곳의 텐딘에 변형률 게이지를 설치하여 깊이에 따라 변형률을 측정하였으며(그림 14 참조), 그 중 No. 1-9 앵커시험체의 깊이별 수직변형률은 그림 15와 같다.

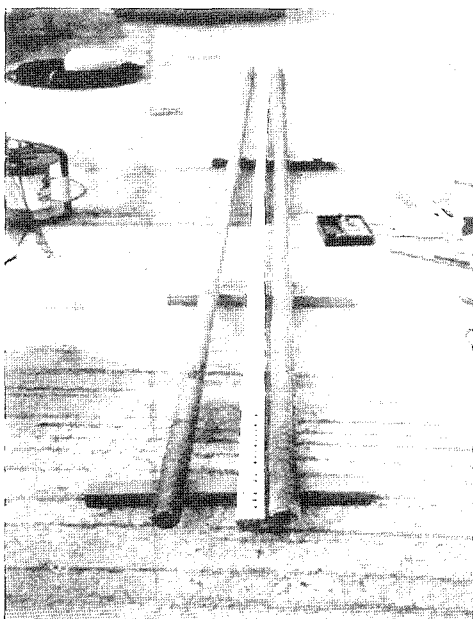


그림 14. 변형률 게이지 설치

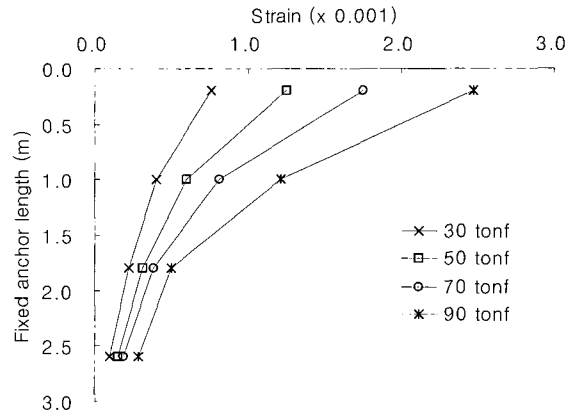


그림 15. 텐딘 깊이별 수직변형률 측정결과

그림에서 보는바와 같이 변형형태는 정착깊이의 약 1/2~2/3 깊이에서 변형이 급격히 증가하고 70~90톤 사이에서 앵커의 일부분이 분리(debonding) 되는 것으로 나타났다. 또한 하중에 의한 변형률은 일정한 분포가 아니고 하중증가에 따른 비선형성이 뚜렷함을 알 수 있다. 암반이 항복응력에 다다르면 하중증가에 따른 항복응력에 해당되는 변형상태가 하부로 진행되는 과정을 갖게 된다. 본 시험앵커의 경우 암반파괴에 앞서 텐딘파괴 및 텐딘-그라우트, 그라우트-암반의 부착파괴는 발생하지 않았다. 또한 시험종료후 암반파괴에 의해 발달한 절리의 길이를 측정된 결과, 연암에서는 앵커 정착심도의 약 50%로 나타나 파괴면을 선형으로 가정할 경우 대략 콘파괴의 끝단은 앵커정착깊이의 약 1/2로 추정된다(그림 16). 한편, No. 3-13 및 3-14(풍화암, 심도 1.0m)일 경우 그라우트와 암반사이의 부착파괴로 나타났다. 이 때 암반과 그라우트사이의 평균부착강도는 선행연구결과 및 본 시험결과를 종합해 볼 때 암반의 압축강도와

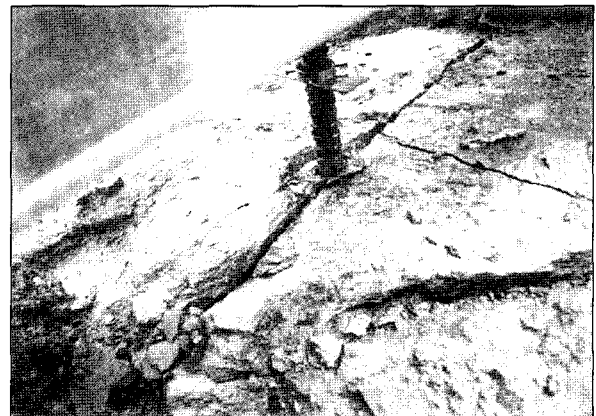


그림 16. 암 파괴(연암, 앵커심도 3.0m)

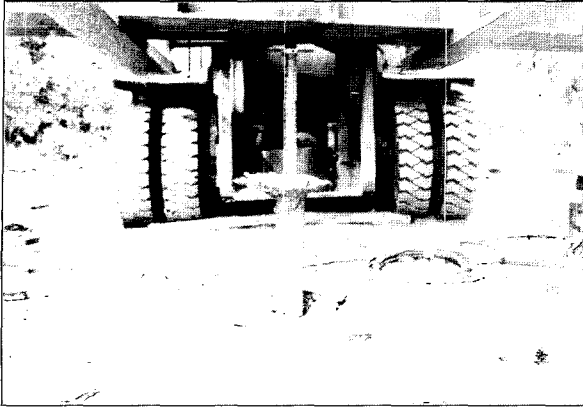


그림 17. 그라우트-암의 부착파괴(풍화암 1.0m)

밀접한 관계가 있는 것으로 나타났으며, 이에 대한 논의는 추후 기술하고자한다(그림 17).

이와 같이 앵커의 인발지지력은 암반상태 및 정착깊이 등에 따라 영향을 받는 것을 알 수 있다. 예컨대 같은 정착깊이를 갖는 앵커라 하더라도 암질에 따라 지지력이 달라지며, 동일한 암반조건에서도 정착깊이에 따라 지지력 및 파괴모드가 달라짐을 알 수 있다. 풍화암 1.0m 구간 일부에서 부착파괴가 발생하였는데, 만일 같은 1.0m 이더라도 연암급 이상에서는 부착파괴가 발생하지 않았으며, 또한 동일한 풍화암이라도 정착깊이가 2.0m 이상인 곳에서는 부착에 의한 파괴를 나타나지 않았다. 따라서 암반앵커 설계시 원하는 인발지지력을 확보하기 위해서는 일정등급 이상의 암반에 소요 정착깊이를 확보하여야 함을 알 수 있다.

이제까지의 시험결과 및 분석을 바탕으로 태안지역의 암반조건별 인발지지력 특성을 요약하면 다음과 같다.

가. 연암 및 경암 구간

태안지역의 경우 인발시험을 실시하는 날짜에 측정된 그라우트의 일축압축강도는 340kgf/cm^2 이며, 시험지역에서 실시한 지반조사 자료에 의하면, RQD는 0~24%, 코어회수율은 10~74% 사이에 분포하고 있다. 본 지역에서의 단일 앵커시험 결과 파괴하중은 5~95톤으로 나타났으며, 정착깊이 및 RQD, 코어회수율 등에 따라 달라짐을 알 수 있다. 이와 같은 결과로부터 인발지지력을 콘의 자중과 파괴면에서의 전단강도로 환산해보면 콘의 자중은 전체지지력의 3~35%로 나타났다. 따라서 인발에 대한 저항력은 콘 내부의 자중보다 파괴면에서의 전단강도가 대부분을 감당하고 있음을 알 수 있다. 한편 앵커의 파괴모드는 암의 절리면이 이완되면서 앵커 주

변의 암반에 +자형 균열이 발생하여 방사상으로 진행되는 경우가 대부분이었으나, 그 내부의 파괴형상은 알기가 어려웠다. 그러나 전술한 바와 같이 한계하중 평가방법에 의해 역추적한 결과 정착깊이의 1/2 부근에서 연암의 경우 약 90° , 경암에서는 $100\sim 140^\circ$ 의 각을 갖는 원뿔형태의 파괴면이 형성된 것으로 추정된다. 또한 변형을 계이지에 의한 계측결과 및 방사상으로 발달한 절리의 길이로부터 유사한 결과를 얻을 수 있었다.

나. 풍화암 구간

이 지역에서 실시한 지반조사 자료에 의하면, 암질은 N값이 30~50 범위의 풍화암이었다. 시험 결과를 살펴보면 풍화암의 경우 한계하중이 앵커의 정착깊이와 비례 관계가 형성되는 것을 알 수 있다. 또한 본 지역에서는 일부 시험 앵커체에서 그라우트-암반의 부착파괴가 나타났으며, 이때 앵커 제거 후 소성변형량을 관찰한 결과 연암이상의 암반에 비해 상대적으로 크게 나타남을 알 수 있었다. 이러한 파괴형태는 암의 코어회수율은 비교적 좋으나 RQD가 낮게 형성된 곳에 시공된 정착깊이가 1m 이하인 앵커의 일부에서 관찰되었다. 본 시험지역의 경우, 암반이 풍화가 심하게 진행된 이유도 있겠으나 좁은 지역에 많은 앵커를 시공하여 시험한 결과로 인하여 먼저 시험한 앵커의 파괴시 발생한 균열이 뒤에 시험하는 앵커에 일부 영향을 미친 것으로 판단된다.

4. 결 론

국내 154kV 송전철탑기초에 암반앵커를 적용하고자 태안지역 암반에 대한 인발시험을 수행하고 지지력 평가를 수행하였으며, 그 결과로부터 다음 결론을 얻었다.

- (1) 암반앵커의 인발저항력을 지배하는 요소는 암반의 종류 및 암질, 앵커 정착깊이, 암반의 강도 등으로 나타났다.
- (2) 풍화암의 일부에서 정착심도가 1.0m 일 때 그라우트-암 부착파괴를 볼 수 있었으나, 연암급 이상의 암반에서의 파괴모드는 모두 암 파괴로 나타났다. 따라서 자 연암반의 지지력을 효과적으로 이용하기 위해서는 연암급 이상의 암반이 필요할 것으로 판단된다.
- (3) 암반의 파괴깊이 및 인발저항각의 크기는 암반조건 및 앵커의 정착심도에 영향을 받는 것으로 나타났으며, 태안지역 연암급 암반의 경우 대략 정착깊이의

약 1/2지점에서 역 원뿔 형태의 파괴가 발생하였고 이때 인발저항각의 각도는 약 90° 이었다.

- (4) 인발시험결과로부터 계산해본 결과 암반 파괴면에서의 평균전단강도는 연암급 이상에서 0.2~2.0kgf/cm²로 나타났으며, 파괴면 전단저항에 의한 인발지지력은 콘 무게의 약 3~35배 범위를 알 수 있었다. 따라서 파괴면의 전단강도를 무시하고 콘 무게만으로 인발저항력을 산정하는 것은 지나치게 보수적인 설계가 될 수 있다.
- (5) 본 연구를 통해 암반앵커를 적용하기 위해서는 일정등급이상의 암반에 소요의 정착깊이를 확보해야 하는 것을 알 수 있었다. 한편 암반은 지역에 따라 그 특성을 달리하므로 좀더 다양한 지역의 암반에 대해 현장실증시험을 수행하고 파괴모드를 분석한 후 부착형 암반앵커의 인발지지력을 평가할 수 있는 방법을 제시할 예정이다.

참 고 문 헌

1. Benmokrane, B., Chennouf, A. and Mitri, H. S. (1995) "Laboratory Evaluation of Cement-Based Grouts and Grouted Rock Anchors", *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 32, No. 7, pp. 633-642.
2. Bruce, D. A. (1993), *The Stabilization of Concrete Dams by Post-tensioned Rock Anchorages: The State of American Practice*, Geotech. Spec. Publ. No. 35, Geotech. Practice in Dam Rehabilitation, ASCE, New York, pp. 320-332.
3. British Standards Institution (1989), *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages*, BS8081, London, England, pp. 115-125.
4. Deutsche Industrie Norm (1976), *Permanent Anchors: Dimensioning, Structural Design and Testing*, DIN 4125, Part 2, pp. 30-75.
5. EPRI TR-100221. (1992), *Experimental Study of Undrained Lateral and Moment Behavior of Drilled Shafts during Static and Cyclic Loading*, Abstr.
6. Hinks, J. I., Burton, I. W., Peacock, A. R. and Gosschalk, E. M. (1990), "Post-tensioning Mullardoch Dam in Scotland," *Water Power and Dam Constr.*, Nov., pp. 12-15.
7. Hobst, L. and Zajic, J. (1977), *Anchoring in Rock*, Development in Geotechnical Engineering, Vol. 13, Elsevier Scient. Publ., Amsterdam, pp. 25-50.
8. Ismael, N. F., Radhakrishna, H. S. and Klym, T. W. (1980), "Uplift Capacity of Anchors in Transmission Tower Design," *IEEE Transactions on Power Apparatus and System*, Vol. PAS-98, No. 5, pp. 1653-1658.
9. Kim, D. H. and Lee, S. R. (2005), "Uplift Capacity of Fixed Shallow Anchors subjected to Vertical Loading in Rock," *International Journal of Offshore and Polar Engineering*, Vol. 15, No. 4, pp. 312-320.
10. Littlejohn, G. S. and Bruce, D. A. (1977), "Rock Anchors-Design and Quality Control," *Proc. 16th Symp. on Rock Mechanics, University of Minnesota*, pp. 77-88.
11. Nicholson, P. J., Uranowski, D. D. and Wycliffe-Jones, P. T. (1982), *Permanent Ground Anchors-Nicholson Design Criteria*, Fed. Highway. Adm. Office of Research and Development, U.S. Dept. Transp., Report No. FHWA/RD-81/151, Washington, D.C., pp. 1-25.
12. Saliman, R. and Schaefer, R. (1968), "Anchored Footings for Transmission Towers," *ASCE Annual Meeting and National Meeting on Structural Engineering*, Pittsburg, PA, Sept. 3-Oct. 4, Preprint 753, pp. 15-38.
13. U. S. Army Corps of Engineers (1994), *Engineering and Design Rock Foundations*, EM 1110-1-2908, Nov. 30, pp. 69-73.
14. Xanthakos, P. P. (1991), *Ground Anchors and Anchored Structures*, John Wiley & Sons, Inc. pp. 130-139.

(접수일자 2006. 7. 10, 심사완료일 2006. 11. 20)