

반복하중을 받는 락앵커의 거동에 대한 기초적 연구

Preliminary Study on the Behavior of Rock Anchors Subjected to Repeated Loadings

원 상 연 ^{*1}	Won, Sang-Yon
조 남 준 ^{*2}	Cho, Nam-Jun
황 성 일 ^{*3}	Hwang, Sung-Il

Abstract

Rock anchors for the foundations of transmission line structures are loaded repeatedly by wind. The repeated loading may cause reduction of the uplift capacity as well as excessive accumulated displacement in rock anchors. Therefore, extensive care should be taken in designing rock anchors for the foundations of transmission line structures. This paper presents the results of repeated loading tests performed on the model rock anchors constructed in three types of rock masses. According to the test results, the maximum repeated loads(Q_{max}) less than 50% of the ultimate static loads have little effect on the uplift capacities of rock anchors. The maximum repeated loads ranging from 49% to 75% of the ultimate static loads cause excessive accumulated displacements of rock anchors. The rock anchors subjected to the maximum repeated loads greater than 75% of the ultimate static loads cause serious damages on rock anchors. Therefore, the rock anchors subjected to the maximum repeated loads greater than 50% of the ultimate static loads are unstable.

요 지

송전철탑의 기초로써 락앵커는 바람에 의해 반복적인 하중을 받고 있다. 반복하중은 락앵커의 인발 지지력 감소와 누적 변위의 증가를 유발할 수 있다. 그러므로 송전철탑의 락앵커 설계시 세심한 주의가 요구된다. 본 논문에서는 세 가지 암반형 태에 시공된 모형 락앵커에 대하여 반복하중 시험을 수행한 결과들을 제시하였다. 시험결과에 의하면 정적 극한하중의 50%보다 작은 최대 반복하중(Q_{max})이 락앵커에 작용할 경우, 락앵커의 지지력에 대하여 반복하중의 영향이 없다. 최대 반복하중이 정적 극한하중의 50%에서 75%로 작용할 경우 누적변위의 증가를 유발하고, 정적 극한하중의 75%이상인 경우 락앵커의 지지력에 심각한 영향을 미친다. 따라서 정적 극한하중의 50% 이상의 반복하중을 받는 락앵커는 불안정하다.

Keywords : Rock anchor, Repeated load test, Uplift capacity, Accumulated displacement, Transmission line structure

1. 서론

락앵커(rock anchor)는 사면, 토류구조물, 댐, 교량, 기초, 터널 등과 같은 토목구조물의 안정성을 확보하기 위하여 임시구조물이나 영구구조물로서 광범위하게 사용되어 왔

다. 사면, 토류구조물, 지반굴착과 같은 구조물에서 락앵 커는 정적 거동에 근거를 두어 설계되고 있다. 그러나 송 전철탑, 드라이도크, 콘크리트댐, 교탑 등과 같은 구조물 에서는 사하중 이외에도 바람, 파도, 조석에 의한 외부의 변동하는 하중을 받고 있다. 이러한 구조물에서 락앵커가

*1 정회원, 국민대학교 토목환경공학과 박사과정
 *2 정회원, 국민대학교 공과대학 토목환경공학부 조교수
 *3 정회원, 국민대학교 공과대학 토목환경공학부 교수

이용되었다면, 락앵커는 반복하중을 받고 있다. 특히 송전 철탑에서는 풍하중이 반복하중의 주된 원인이다. 송전철탑에 작용하는 반복하중의 특성과 송전철탑 기초의 거동에 대한 연구로는 McManus와 Kulhawy (1991), Mayne 등 (1992), Agaiby 등(1992), Vidic 등(1993) 및 Cho와 Kulhawy (1995)가 수행한 바 있다. 그리고 반복하중을 받는 락앵커의 거동에 관한 연구로는 Hanna 등(1978), Littlejohn과 Bruce(1979), Benmokrane 등(1995)에 의하여 수행된 바 있다.

락앵커에 반복하중이 작용할 경우 크게 두 가지 문제점이 발생할 수 있다. 첫 번째는 반복하중으로 인한 락앵커의 극한 지지력 감소를 유발할 수 있고, 두 번째는 반복하중으로 인한 락앵커의 과도한 누적변위의 발생이 있을 수 있다. 본 논문에서는 인발시험 결과에 기초하여 반복하중을 받는 락앵커의 거동과 반복하중의 크기와 횟수가 락앵커의 지지력에 미치는 영향을 조사하였다.

2. 송전철탑에 작용하는 반복하중의 특성

바람은 송전철탑의 구조물, 전선 등에 바람의 흐름방향과 평행하게 풍하중을 유발한다. 풍하중으로 인해 락앵커에 반복하중이 작용하게 되는데, 특히 폭풍시 풍하중으로 인한 반복하중이 지지력 변동에 가장 큰 영향을 준다. 폭풍시 최대 반복하중의 지속시간은 3~5시간보다 길지 않고, 반복하중의 주기는 대략 0.01에서 0.04Hz를 가진다 (McManus와 Kulhawy, 1991). 락앵커에 작용하는 반복하중은 그림 1의 a와 같은 단방향(one-way) 반복하중과 그림 1의 b와 같은 양방향(two-way) 반복하중으로 구분할 수 있다. 단방향 반복하중과 양방향 반복하중을 구분하기 위하여 그림 2에 나타난 바와 같이, 최대 반복하중(Q_{max})에 대

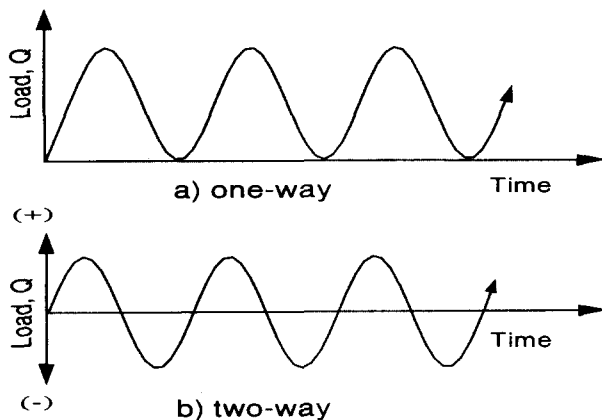


그림 1. 단방향 반복하중과 양방향 반복하중

한 최소 반복하중(Q_{min})의 비를 R이라 정의하였다. R이 0 이상이면 단방향 반복하중을 나타내고, R이 음수이면 양방향 반복하중을 나타낸다. 단방향 반복하중에 비하여 양방향 반복하중이 락앵커 기초에 작용할 경우는 상대적으로 드물다. 이것은 일반적으로 평균 풍속에 대하여 풍속의 변화가 상대적으로 작기 때문이다. 따라서 R이 0 이상인 단방향 반복하중이 주로 락앵커에 작용한다. 양방향 반복하중이 작용하는 조건은 평균 풍하중이 구조물의 자중과 전선의 인장력 등과 동시에 균형이 이루어졌을 경우이다. 그리고 지속적인 양방향 반복하중이 작용할 경우는 드물며, 양방향 반복하중이 작용하고 있다고 해도 반복하중의 변동폭은 매우 작다(Vidic 등, 1993).

3. 모형 락앵커의 반복하중 시험

3.1 모형 락앵커 및 시험장비

모형 락앵커의 텐던(tendon)은 직경이 16mm의 이형봉강(SD40)을 사용하였다. 텐던 재료로 사용된 이형봉강의 인장시험을 수행한 결과 항복강도는 4216kg/cm^2 , 극한강도는 6309kg/cm^2 , 탄성계수는 $2.11 \times 10^6\text{kg/cm}^2$ 이다. 그라우트재는 고강도 시멘트를 사용하였고 일축 압축강도는 631kg/cm^2 , 탄성계수는 $2.64 \times 10^5\text{kg/cm}^2$ 이다. 화강암반의 일축 압축강도는 1097kg/cm^2 , 탄성계수는 $5.54 \times 10^5\text{kg/cm}^2$ 으로 측정되었고 콘크리트암반의 일축 압축강도는 575kg/cm^2 , 탄성계수는 $2.58 \times 10^5\text{kg/cm}^2$ 이다.

모형 락앵커 시험에 사용된 모형 암반의 재료는 화강암과 콘크리트를 이용하였다. 각각의 암반은 가로, 세로, 높이가 $500\text{mm} \times 500\text{mm} \times 300\text{mm}$ 이고, 모형 암반의 중앙에 직경 30mm, 깊이 250mm의 구멍을 만들고 텐던의 길이

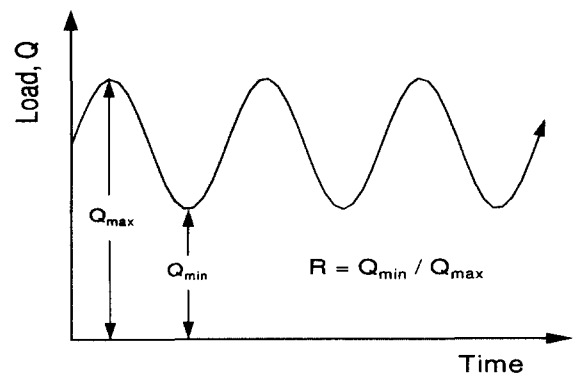


그림 2. R의 정의

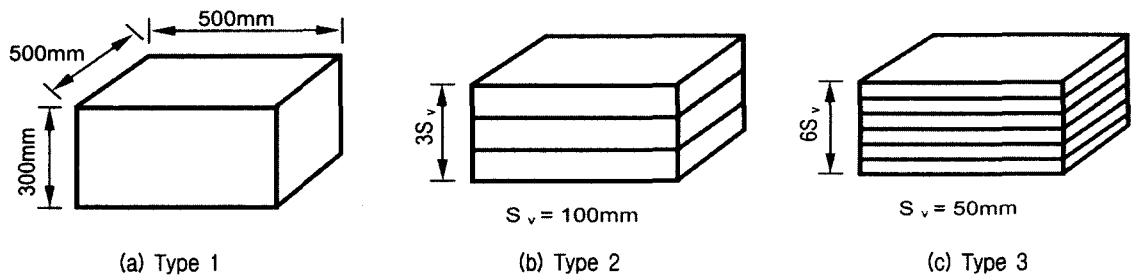


그림 3. 모형 암반의 크기와 형태

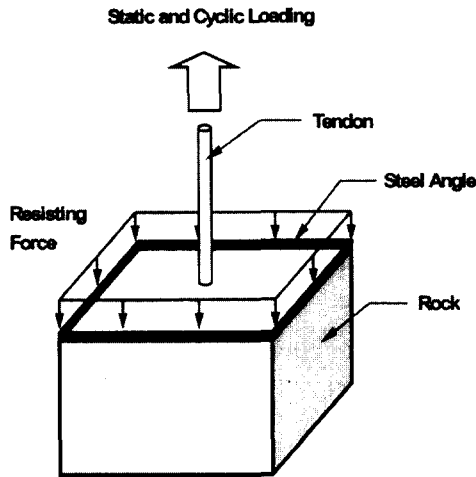


그림 4. 모형 암반에 작용하는 하중



사진 1. 모형 락앵커 및 시험장비

(D)가 240mm로 하여 그라우팅을 하였다. 모형 암반의 강도를 변화시키기 위해, 불연속면을 변수로 하여 그림 3에 보인 바와 같은 3가지 형태의 모형 암반을 제작하였다. 그림 3의 a와 같이 불연속면이 없는 모형 암반, 그림 3의 b처럼 불연속면의 간격(S_v)이 100mm인 모형 암반과 그림 3의 c에 보인 바와 같은 불연속면의 간격이 50mm인 모형 암반을 각각 4식씩 제작하였다. 불연속면의 방향은 하중의 방

향과 직각이고 불연속면의 거칠기는 JRC의 값으로 0~2이다. 그리고 불연속면의 인장강도는 0이다. 각 형태의 모형 암반 4식은 화강암반 2식과 콘크리트 암반 2식으로 되어 있다. 같은 암반 재료와 불연속면의 형태를 지니는 2식의 모형 암반은 각각 정적 인발하중 시험과 반복하중 시험으로 사용하였다. 표 1에서 암반 종류, 불연속면의 수와 시험종류를 정리하였다. 표 1에서 모형 락앵커의 분류는 화

표 1. 반복하중 시험의 모형 락앵커 표기

암반 종류	불연속면의 수 (J)	락앵커 분류	시험 순서 (N)	시험 종류
콘크리트 암반	0	0CHC1	1	정적 시험
	0	0CHC2	2	반복 시험
	2	2CHC1	1	정적 시험
	2	2CHC2	2	반복 시험
	5	5CHC1	1	정적 시험
	5	5CHC2	2	반복 시험
화강암반	0	0GHC1	1	정적 시험
	0	0GHC2	2	반복 시험
	2	2GHC1	1	정적 시험
	2	2GHC2	2	반복 시험
	5	5GHC1	1	정적 시험
	5	5GHC2	2	반복 시험

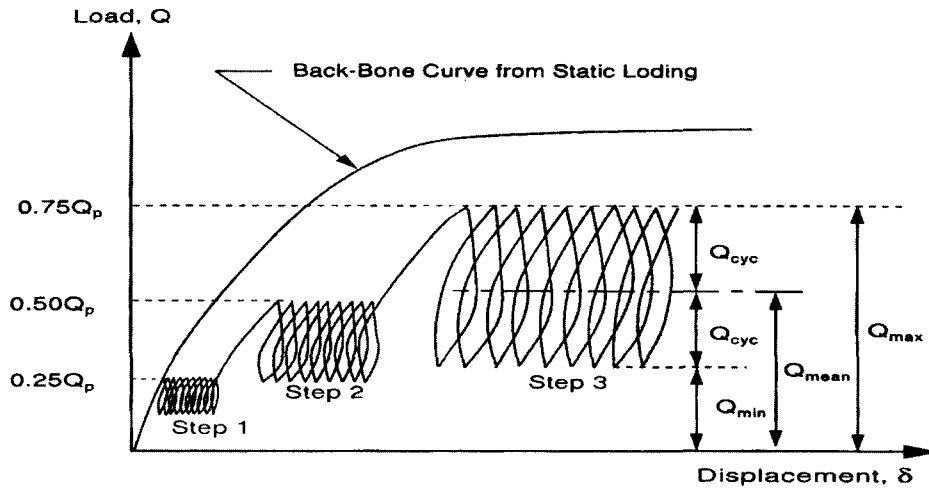


그림 5. 단계별 반복하중 시험

강압반은 (J)GHC(N), 콘크리트압반은 (J)CHC(N)으로 표기하였다. 여기에서 (J)는 불연속면의 수, (N)은 시험 순서이다. (N)이 1이면 정적 인발하중 시험이며 2이면 반복하중 시험이다.

각 형태의 모형 압반은 모형 압반 프레임(frame)을 제작하여 재료시험기(M.T.S.)에 거치하였다. 모형 락앵커의 정적 인발하중 및 반복하중 시험장치는 최고 250kN (25500kg)의 하중을 가할 수 있는 재료시험기를 사용하였다. 재료시험기의 상부 그립(grip)은 텐던에, 하부 그립은 모형 압반 프레임(frame)에 연결이 되어 하중 및 변위를 제어한다. 또한 변위계를 설치하여 락앵커 두부의 변위를 측정하였다. 그림 4와 같이 모형 압반의 상부에 사각형태의 30×30mm L-형강(steel angle)을 설치하여 모형 압반에 전달되는 반력을 받도록 하였다. 사진 1은 모형 락앵커를 재료시험기에 거치 후 촬영한 것이다.

3.2 반복하중 시험

반복하중으로 인해 락앵커의 파괴가 발생하는 최대 반복하중을 반복 극한하중(Q_{uc})으로 정의하였다. 그림 5에서 평균 반복하중(Q_{mean})은 각 반복하중 단계에서 최대 반복하중(Q_{max})과 최소 반복하중(Q_{min})의 평균이다. 그리고 반복하중의 변동폭(Q_{cyc})을 평균 반복하중(Q_{mean})의 40%로 하였다. 따라서 최대 반복하중에 대한 최소 반복하중의 비(R)는 0.43이다.

각 모형앵커당 3단계 이상의 반복하중 시험을 실시하였다. 그림 5에 보인 바와 같이 각 반복하중 단계에서 최대 반복하중(Q_{max})은 1단계에서 계획 시험하중(Q_p)의 25%, 2단계에서 50%, 3단계에서는 75%를 적용하였다. 각 반복하중 단계에서 재하 횟수는 10000회로 하였다. 만약 반복하중 3단계에서도 파괴가 일어나지 않으면 최대 반복하중을 증가시켜 시험을 수행하였다. 본 반복하중 시험에 적용

표 2. 반복하중 시험의 횟수와 주기

암의 종류	락앵커 분류	제어방법	반복하중 횟수 (N)	반복하중 주기 (Hz)
콘크리트 압반	0CHC2	하중제어	1~100	0.05
			101~10000	1
	2CHC2	하중제어	1~100	0.05
			101~10000	1
	5CHC2	하중제어	1~100	0.05
			101~10000	1
화강암반	0GHC2	하중제어	1~100	0.05
			101~10000	1
	2GHC2	하중제어	1~100	0.05
			101~10000	1
	5GHC2	하중제어	1~100	0.05
			101~10000	1

표 3. 각 모형 락앵커에 대한 반복하중 단계

락앵커 분류	Q_p (kg)	반복하중단계	Q_{max} (kg)	Q_{mean} (kg)	Q_{cyc} (kg)	재하 횟수 (N)
0CHC2	6362	1	1590 (0.25 Q_p)	1136	454	10000
		2	3181 (0.50 Q_p)	2272	909	10000
		3	4772 (0.75 Q_p)	3408	1364	10000
		4	6362 (1.00 Q_p)	4544	1818	2000
2CHC2	3162	1	790 (0.25 Q_p)	565	225	10000
		2	1585 (0.50 Q_p)	1133	452	10000
		3	2372 (0.75 Q_p)	1694	677	10
5CHC2	2174	1	544 (0.25 Q_p)	389	155	10000
		2	1087 (0.50 Q_p)	776	311	10000
		3	1630 (0.75 Q_p)	1164	466	10000
		4	1734 (0.80 Q_p)	1238	496	10000
		5	1847 (0.85 Q_p)	1320	527	3880
0GHC2	8323	1	2081 (0.25 Q_p)	1486	595	10000
		2	4162 (0.50 Q_p)	2900	1189	10000
		3	6242 (0.75 Q_p)	4458	1784	10000
		4	7491 (0.90 Q_p)	5351	2140	10000
		5	8323 (1.00 Q_p)	5945	2378	10000
		6	9988 (1.20 Q_p)	7134	2854	10000
2GHC2	7905	1	1977 (0.25 Q_p)	1412	565	10000
		2	3953 (0.50 Q_p)	2824	1129	10000
		3	5929 (0.75 Q_p)	4235	1694	10000
		4	6720 (0.85 Q_p)	4800	1920	10000
		5	7115 (0.90 Q_p)	5082	2033	10000
		6	7905 (1.00 Q_p)	5647	2258	10000
		7	8696 (1.10 Q_p)	6211	2485	10000
		8	9486 (1.20 Q_p)	6776	2710	300
5GHC2	8696	1	2174 (0.25 Q_p)	1553	621	10000
		2	4348 (0.50 Q_p)	3106	1242	10000
		3	6522 (0.75 Q_p)	4658	1864	10000
		4	7391 (0.85 Q_p)	5280	2111	4700

된 반복하중의 횟수와 반복하중의 주기에 대하여 표 2에 나타내었고, 표 3은 각 모형 락앵커의 반복하중 단계를 나타내었다.

4. 반복하중 시험결과 및 분석

본 시험에서는 정적 인발시험 결과에 기초하여 락앵커에 반복하중이 작용할 경우 지지력 감소효과를 모형 락앵커 시험을 통하여 검증하였다. 정적 인발하중 시험과 반복하중 시험결과는 표 4에 나타내었다. 모형 락앵커의 반복하중 시험에서 3단계 이상의 반복하중을 가하여 시험을 수행하였다. 그러나 불연속면이 없는 화장암반(0GHC2)의 경우, 반복하중에 의한 파괴가 발생되지 않았다. 이 경우에는 반복하중 시험을 수행한 후 정적 인발하중 시험을 통하여 극한하중의 감소를 확인하였다. 불연속면이 없는

콘크리트암반(0CHC1)의 정적 극한하중(Q_{us})이 반복 극한하중(Q_{uc})보다 작게 나와 반복하중의 영향을 볼 수 없었다. 0CHC1과 0CHC2의 그라우트-암반 부착강도가 동일하지 않은 것으로 사료된다. 정적 극한하중(Q_{us})에 대한 반복 극한하중(Q_{uc})의 비는 불연속면이 없는 콘크리트암반을 제외하면 최소 0.75에서 최대 0.88의 분포를 보였다. 따라서 반복하중으로 인한 락앵커의 파괴시, 락앵커의 지지력 감소율은 약 12~25%이다.

0CHC2에서 반복하중 횟수에 대한 락앵커 두부의 변위를 그림 6에 나타내었다. 그림 6에 보인 바와 같이 반복하중 4단계에서 누적변위가 급속히 진전되어 파괴가 발생되었다. 그림 7의 2CHC2 경우, 반복하중 3단계에서 누적변위 축과 거의 나란하게 변위가 발생되었다. 반복하중 3단계 초기에 암반에 균열이 상당히 발생되었고 재하횟수 10

표 4. 정적 인발하중 시험 및 반복하중 시험 결과

정적 인발하중 시험			반복하중 시험				$\frac{Q_{uc}}{Q_{us}}$
라앵커 분류	$Q_{us}(kg)$	파괴 양상	라앵커 분류	$Q_{uc}(kg)$	N_f	파괴 양상	
0CHC1	4080	그라우트-암반의 부착파괴	0CHC2	6362	2000	그라우트-암반의 부착파괴	1.56
2CHC1	3162	암반파괴	2CHC2	2372	10	암반파괴	0.75
5CHC1	2174	암반파괴	5CHC2	1847	3880	암반파괴	0.85
0GHC1	12342	텐던파괴	0GHC2	10812	-	텐던-그라우트의 부착파괴	0.88
2GHC1	12005	암반파괴	2GHC2	9486	300	그라우트-암반의 부착파괴	0.79
5GHC1	8696	암반파괴	5GHC2	7391	4700	암반파괴	0.85

여기서, N_f = 파괴시 반복하중 횟수

표 5. 쌍곡선 회귀분석 결과

라앵커 분류	$Q_{mean}(kg)$	a	b	결정계수 (r^2)	$1+1/b$	$\delta_{N=1}(mm)$	$\delta_{hyp}(mm)$	$\delta_{hyp}/\delta_{N=1}$
0CHC2	1136	10602.07	2.776	0.979	1.360231	0.107	0.146	1.360231
	2272	802.77	5.298	1.000	1.188750	0.214	0.254	1.188750
	3408	3773.41	8.360	0.997	1.119617	0.372	0.416	1.119617
2CHC2	565	25576.48	6.157	1.000	1.162417	0.103	0.120	1.162417
	1133	3171.21	4.073	0.978	1.245519	0.182	0.227	1.245519
5CHC2	389	18654.99	8.612	0.979	1.116117	0.089	0.099	1.116117
	776	46371.36	9.031	1.000	1.110730	0.158	0.175	1.110730
	1164	10079.29	5.107	0.929	1.195810	0.217	0.259	1.195810
	1238	17501.38	11.170	0.983	1.089526	0.246	0.268	1.089526
0GHC2	1486	6377.80	2.806	0.929	1.356379	0.190	0.258	1.356379
	2900	10317.06	16.150	0.999	1.061920	0.461	0.490	1.061920
	4458	9045.23	6.746	0.999	1.148236	0.858	0.985	1.148236
	5351	2163.70	10.235	0.999	1.097704	4.710	5.170	1.097704
	5945	1519.41	6.154	0.996	1.162496	6.697	7.785	1.162496
	7134	4073.52	8.697	0.998	1.114982	14.375	16.028	1.114982
2GHC2	1412	19748.14	2.560	0.902	1.390625	0.111	0.154	1.390625
	2824	2923.40	4.697	0.995	1.212902	0.250	0.303	1.212902
	4235	6689.68	6.419	0.964	1.155788	0.541	0.625	1.155788
	4805	12274.79	3.467	0.987	1.288434	0.689	0.888	1.288434
	5082	2676.971	14.279	0.999	1.070033	0.857	0.917	1.070033
	5647	6777.19	14.820	0.999	1.067476	1.024	1.093	1.067476
	6211	5938.47	7.990	0.998	1.125156	3.550	3.994	1.125156
5GHC2	1553	7125.97	4.603	0.978	1.217250	0.148	0.180	1.217250
	3106	3642.38	3.267	0.983	1.306091	0.332	0.434	1.306091
	4658	2560.04	2.731	0.954	1.366166	0.707	0.966	1.366166

회에서 암반파괴가 발생되었다. 그림 8에 5CHC2의 시험 결과를 나타내었는데 반복하중 5단계에서 재하횟수 200 회부터 변위의 급속한 증가구간을 보였다. 5CHC2의 경우에도 파괴양상은 암반파괴였다. 0GHC1의 정적 인발하중 시험에서, 암반의 강도가 텐던의 강도보다 상대적으로 커

서 텐던 파괴가 발생되었다. 0GHC2의 반복하중 시험에서는 그림 9에 보인 것처럼 반복하중으로 인한 파괴가 발생되지 않았다. 따라서 정적 인발하중 시험을 통하여 반복하중의 영향을 확인하였는데 이 때의 파괴양상은 텐던-그라우트 부착파괴였다. 정적 인발하중 시험에서 텐던의 파괴

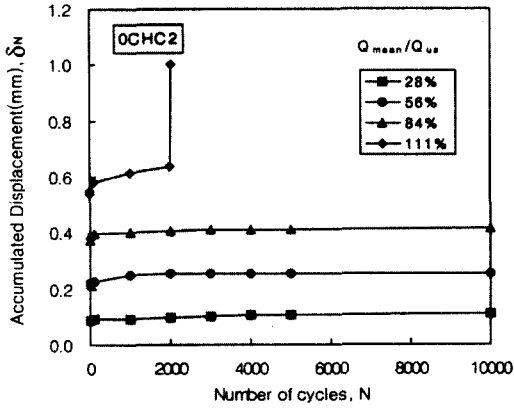


그림 6. 0CHC2의 반복하중 시험결과

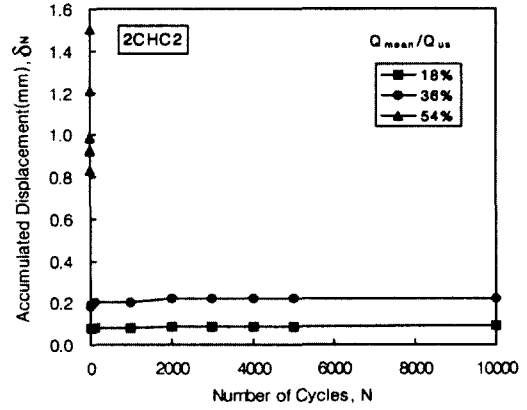


그림 7. 2CHC2의 반복하중 시험결과

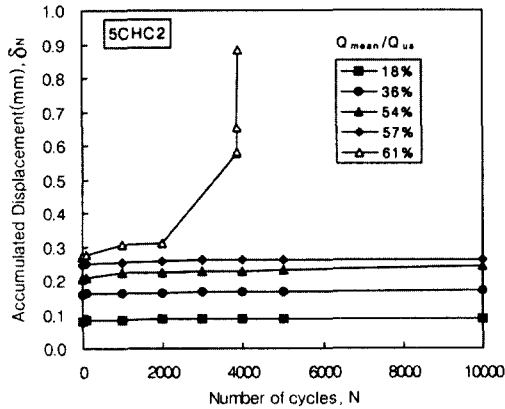


그림 8. 5CHC2의 반복하중 시험결과

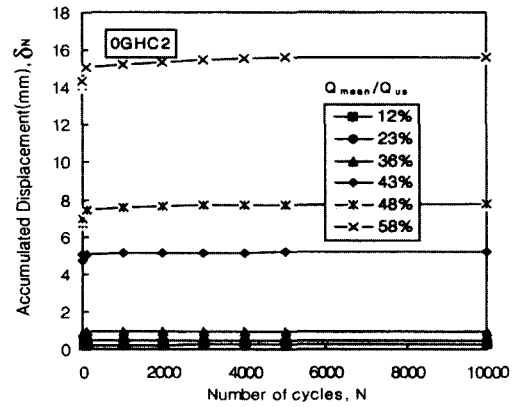


그림 9. 0GHC2의 반복하중 시험결과

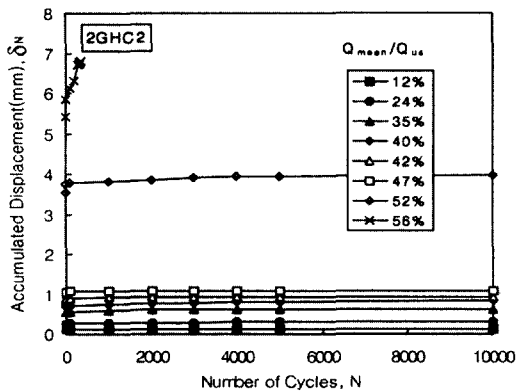


그림 10. 2GHC2의 반복하중 시험결과

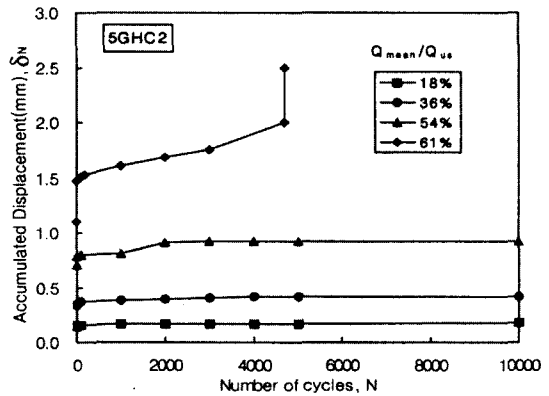


그림 11. 5GHC2의 반복하중 시험결과

가 발생되었지만, 반복하중을 받고 난 후에는 텐던-그라우트 부착파괴가 일어났다. 반복하중 시험시 텐던-그라우트 사이에 탈부착이 일어난 것으로 사료된다. 그림 10에 보인 바와 같이 2GHC2의 경우에는 반복하중 8단계에서 그라우트-암반의 부착파괴가 발생되었다. 5GHC2는 반복하중 4단계에서 암반파괴가 발생되었다. 그림 11에서 보인 바와 같이 반복하중 4700회 부근에서 변위의 증가율이 급

속히 증가하였다.

불연속면이 없는 화강암반과 불연속면이 2개인 화강암반의 경우, 정적 인발하중 시험의 파괴양상과 반복하중으로 인한 파괴양상이 다르게 나타났다. 텐던-그라우트, 그라우트-암반의 부착면에서 반복하중으로 인하여 강도가 상대적으로 많이 저하된 것으로 사료된다. 정적 하중 및 반복하중으로 인한 락앵커의 파괴 양상은 임정필 등(1999)

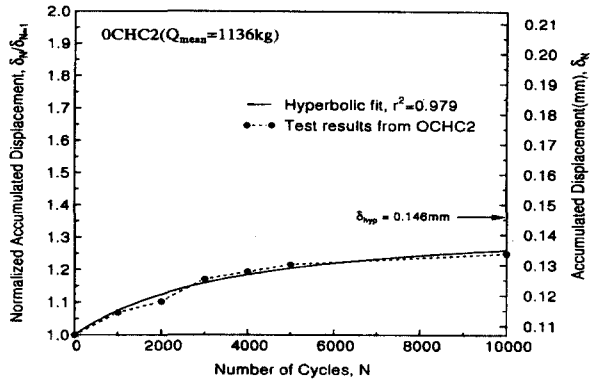


그림 12. 반복하중 횟수(N)에 대한 누적변위의 쌍곡선 회귀분석 예

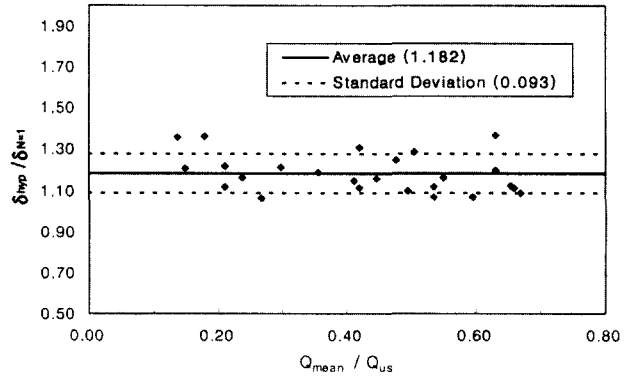


그림 13. 정규화된 반복하중 대 변위 분포

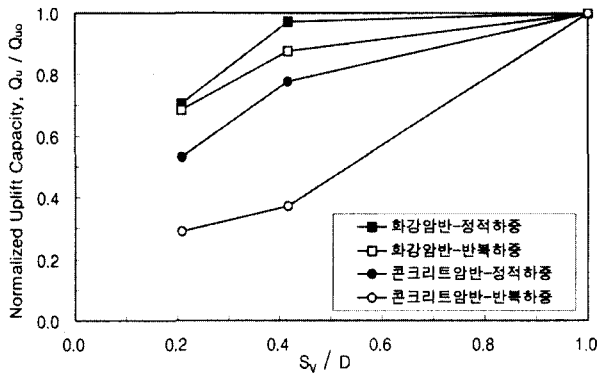


그림 14. 불연속면의 간격에 대한 지지력의 변화

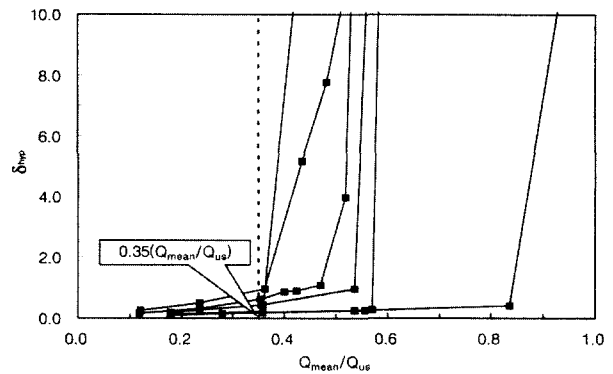


그림 15. 정규화된 평균 반복하중에 대한 누적변위

이 언급한 파괴양상과 유사하다.

4.1 반복하중으로 인한 누적변위

그림 6에서 그림 11까지 누적변위의 양상을 보면, 반복하중 횟수와 최대 반복하중의 크기에 따라 누적변위가 수렴하는 경우와 발산하는 경우로 구분할 수 있다. 따라서 반복하중을 받고 있는 락앵커의 누적변위는 크게 두가지 형태로 분류하였다. 첫째는 반복하중 횟수에 대하여 누적변위가 어떤 값으로 수렴하는 경우이고, 둘째는 반복하중 횟수에 따라 누적변위가 크게 증가하여 파괴상태에 이르는 경우이다.

누적변위가 어떠한 값으로 수렴하는 경우, 쌍곡선으로 회귀분석하여 반복하중의 횟수가 무한대인 경우의 누적변위를 추정하였다. 누적변위 추정에 사용된 쌍곡선의 식은 다음과 같다.

$$\delta_N = \left[\frac{N-1}{a+b(N-1)} + 1 \right] \cdot \delta_{N=1} \quad (1)$$

여기서, δ_N = N번째 반복하중에서의 누적변위,

$\delta_{N=1}$ = 1번째 반복하중에서의 변위,

N = 반복하중 횟수,

a, b = 회귀분석으로부터 구해지는 상수이다.

반복하중 횟수(N)가 무한대인 경우의 변위, δ_{hyp} 은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\lim_{N \rightarrow \infty} \delta_N = \delta_{hyp} = \delta_{N=1} \cdot \left(1 + \frac{1}{b} \right) \quad (2)$$

이상의 식들을 이용한 회귀분석의 결과는 표 5에, 계측자료와 비교한 예는 그림 12에 나타내었다. δ_{hyp} 을 $\delta_{N=1}$ 으로 정규화시킨 후의 값은 평균 1.182이었다. 반복하중으로 인한 파괴가 발생되기 전의 각 반복하중 단계에서, 평균 반복하중(Q_{mean})은 정적 극한하중(Q_{us})으로 정규화시키고 δ_{hyp} 은 $\delta_{N=1}$ 으로 정규화시킨 후 두 값의 비교를 그림 13에 나타내었다. 그림 13에서 반복하중 단계와 암반의 종류에 무관하게 일정한 값을 보이고 있다. 따라서 정적 극한하중에 비하여 상대적으로 작은 반복하중이 작용할 경우에는 95%의 신뢰도에서 δ_{hyp} 을 다음과 같이 추정할 수 있다.

$$\delta_{hyp} = (1.182 \pm 0.037) \cdot \delta_{N=1} \quad (3)$$

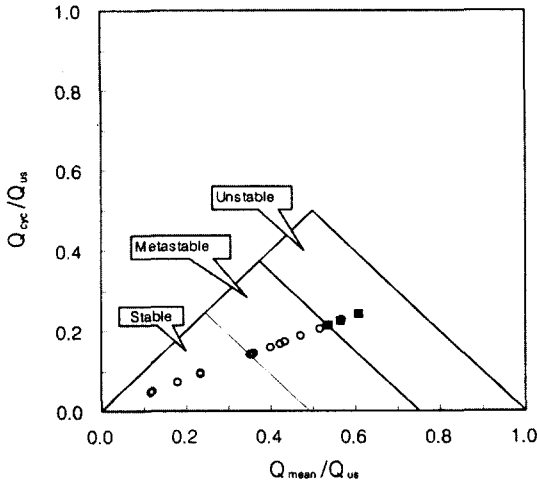


그림 16. 반복하중에 대한 안정성 평가

불연속면의 간격에 따른 정적 극한하중 및 반복 극한하중의 변화는 그림 14에 나타내었다. 그림 14는 각각의 정적 인발하중 시험 및 반복하중 시험에서 불연속면이 존재하지 않는 락앵커의 극한하중(Q_{us})에 대한 락앵커의 극한하중(Q_u)의 비를 불연속면의 간격에 따라 나타내었다. 여기에서 S_v 는 불연속면의 간격이고 D 는 텐던의 길이이다. 화강암반의 경우보다 콘크리트암반의 경우에서 불연속면의 간격에 따른 영향이 두드러지게 나타났다. 이것은 콘크리트암반보다 화강암반의 강도가 상대적으로 커서 불연속면의 간격에 적게 영향을 받는 것으로 사료된다. 또한 반복하중으로 인한 지지력 감소 효과는 화강암반보다 콘크리트암반에서 상대적으로 더 큰 것을 알 수 있었다. 이것은 암반의 강도가 크면 반복하중의 영향을 적게 받는 것으로 생각된다.

4.2 반복하중에 대한 안정성 평가

반복하중의 단계가 증가함에 따라 안정구간에서 전이구간, 전이구간에서 불안정구간으로 이동하게 된다. 따라서 반복하중의 크기에 따라 세 가지의 유형으로 분류하여 안정성 평가를 하였다. 먼저 정적 극한하중의 변화가 없는 안정구간, 락앵커가 파괴되지는 않지만 누적변위가 급속히 발달하게 되는 전이구간, 반복하중으로 락앵커의 파괴가 발생하는 불안정구간으로 분류하였다. 특히 전이구간은 그림 15에서 보인 바와 같이 정적 극한하중(Q_{us})으로 정규화된 평균 반복하중(Q_{mean})의 약 35%에서 누적변위가 크게 증가되는 구간을 시작으로 하였다. 반복하중 시험의 결과로부터 그림 16과 같은 안정성 평가를 위한 도표를 작

성할 수 있다. 도표의 삼각형 영역은 단방향 반복하중을 나타낸다. 본 시험에서는 반복하중의 변동폭(Q_{cyc})을 평균 반복하중(Q_{mean})의 약 40%로 일정하게 하였다. 따라서 시험 결과에 대응되는 점들은 한 직선상에 놓이게 된다.

삼각형내의 세 가지 영역중 하단에 위치한 안정구간은 반복하중을 받을 경우 지지력의 변화가 없는 영역이다. 안정구간은 최대 반복하중의 크기가 정적 극한하중의 약 50%미만이거나 평균 반복하중의 크기가 정적 극한하중의 약 35%미만인 경우이다. 전이구간은 반복하중으로 인해 락앵커가 파괴되지는 않지만 누적변위가 급변하게 되는 구간으로 최대 반복하중의 크기가 정적 극한하중의 약 50%보다 크면 나타나기 시작한다. 전이구간에서 락앵커의 누적변위가 급변하게 되므로 락앵커의 안정성에 영향을 미칠 수 있다. 따라서 전이구간은 락앵커가 불안정해지는 시점으로 볼 수 있다. 그림 16에서 최상단에 해당되는 불안정구간은 반복하중을 받을 경우 락앵커가 파괴되는 영역이다. 이 때의 최대 반복하중이 정적 극한하중의 약 75%이상, 평균 반복하중의 크기는 정적 극한하중의 약 54%이상이면 락앵커의 파괴가 예상되는 구간이다.

락앵커가 반복하중의 영향을 받지 않기 위해서는 반복하중의 크기가 안정구간에 있어야 하고, 반복하중의 크기가 전이구간과 불안정구간에 놓이면 누적변위 및 락앵커의 안정성에 영향을 미치게 된다. 따라서 락앵커가 반복하중의 영향을 받지 않도록 하기 위해서는 최대 반복하중의 크기가 정적 극한하중의 약 50%를 넘지 않도록 해야 한다.

5. 결론

모형 락앵커의 반복하중 시험을 통하여 반복하중의 크기와 횟수가 락앵커의 지지력에 미치는 영향을 조사하였다. 본 시험을 통하여 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 최대 반복하중이 정적 극한하중의 약 50% 미만으로 작용할 경우, 락앵커의 안정성에 대한 반복하중의 영향은 거의 없다.
- (2) 최대 반복하중이 정적 극한하중의 약 50~75%로 작용할 경우 반복하중으로 인하여 락앵커의 누적변위가 크게 증가하고, 최대 반복하중이 정적 극한하중의 약 75% 이상으로 작용할 경우에는 반복하중으로 인한 파괴가 발생된다. 따라서 최대 반복하중이 약 50% 이상으로 락앵커에 작용할 경우, 락앵커는 반복하중의 영향을 받게 되며 불안정해진다.

- (3) 반복하중으로 락앵커의 누적변위가 어떤 값으로 수렴하는 경우, 반복하중으로 인한 극한변위(δ_{hyp})는 초기 변위($\delta_{N=1}$)에 비하여 약 18% 증가한다.
- (4) 본 논문에서는 모형 암반에 대한 시험이므로, 현장에서 활용하기 위해서는 락앵커를 구성하고 있는 각 재료에 대한 반복하중 특성, 반복하중으로 인한 락앵커의 파괴양상 등에 대한 차후의 연구과제가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 한국전력연구원의 “송전철탑 락앵커 기초 설계기준 수립에 관한 연구”의 일환으로 수행되었으며, 본 난을 통하여 한국전력연구원과 현대건설 관계자 여러분께 깊은 감사의 뜻을 전합니다.

참고문헌

1. 임경필, 조남준, 황성일(1999), “정적 인발하중을 받는 암반 앵커의 거동; 텐던-그라우트 경계면의 전단응력 분포”, 한국지반공학회지, 제15권, 제6호, pp.143~154.
2. Agaiby, S. W., Kulhawy, F. H., and Trautmann, C. H.(1992), Experimental Study of Drained Lateral and Moment Behavior of Drilled Shafts During Static and Cyclic Loading, Report TR-100223, EPRI, Palo Alto, pp.6-1~6-40.
3. Benmokrane, B., Chekired, M., Xu, H., and Ballivy, G.(1995), "Behavior of Grouted Anchors Subjected to Repeated Loadings in Field", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.121, No.5, pp.413~419.
4. Cho, N. J. and Kulhawy, F. H.(1995), Experimental Study of Undrained Behavior of Drilled Shafts During Static and Cyclic Inclined Loading, Report TR-104999, EPRI, Palo Alto, pp.1-1~5-18.
5. Hanna, T. H., Sivapalan, E., and Senturk, A.(1978), "The Behaviour of Passive Anchors Subjected to Repeated and Alternating Loads", Ground Engineering, Vol.11, No.3, pp.28~34.
6. Hoek, E., Kaiser, P. K., and Bawden, W. F.(1995), Support of Underground Excavations in Hard Rock, Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp.48~56.
7. Littlejohn, G. S. and Bruce, D. A.(1979), "Long Term Performance of High Capacity Rock Anchors at Davenport", Ground Engineering, Vol.12, No.7, pp.25~33.
8. Mayne, P. W., Kulhawy, F. H., and Trautmann, C. H.(1992), Experimental Study of Undrained Lateral and Moment Behavior of Drilled Shafts During Static and Cyclic Loading, Report TR-100221, EPRI, Palo Alto, pp.8-1~8-20.
9. McManus, K. J. and Kulhawy, F. H.(1991), Cyclic Axial Loading of Drilled Shaft Foundations in Cohesive Soil for Transmission Line Structures, Report EL-7161, EPRI, Palo Alto, pp.1-1~2-32.
10. Vidic, S. D., Kulhawy, F. H., and Trautmann, C. H.(1993), Experimental Study of Drained Behavior of Drilled Shafts During Cyclic Inclined Loading, Report TR-103597, EPRI, Palo Alto, pp.1-1~2-13.

(접수일자 2000. 8. 17)