

현장실험에 의한 압축형 앵커의 인발거동특성 연구

홍석우*

*부산대학교 생산기술연구소

The Study on Pullout Resistance Characteristics of the Compression Anchor by Pullout Tests on the Field

SEOK-WOO HONG*

*Research Institute of Industrial Technology, Pusan National University, Busan, Korea

KEY WORDS: Compression Anchor 압축형 앵커, Tension Anchor 인장형 앵커, Pullout Resistance Characteristics 인발거동특성, Plastic Displacement 소성변위, Progressive Failure 진행성 파괴

ABSTRACT: The mechanism of pullout resistance of compression anchor is analysed. This anchor is developed through the field pullout tests and the laboratory element tests. The compression Anchor is characterized by decrease of progressive failure, simple site work, economy and durability compared with tension anchor. The characteristics of compression anchor, compared with tension anchor, mainly are summarized as follows : (1) The plastic displacement of anchor body is very small during pullout of anchor; (2) Total anchor length decreases by the shortening of free length.; (3) The progressive failure is decreased.; (4) The safety factor for pullout resistance increases with time after construction of anchor.

1. 서 론

앵커는 프리스트레스(prestress)력에 의해 주변지반의 변형을 극소화 할 수 있다는 것과, 흙막이 벽 등을 건설할 때에 단계적 절토에 대단히 유리하고, 붕괴의 위험이 높은 사면의 안전대책공법과 기존 옹벽의 보강공법, 수중 및 해양구조물의 부상방지 앵커로서 사용이 대단히 용이하므로 국내외적으로 그 사용이 날로 증가되고 있는 실정이다.

앵커를 구조적으로 분류하면 인장형과 압축형으로 나눌수 있는데, 압축형은 인장형에 비해 인발저항기구가 우수하고, 시공시의 편리함과 진행성파괴의 영향 감소효과 등의 많은 장점이 인정되어 현재 선진국에서는 널리 사용되고 있으며, 또한 앵커의 형태가 인장형에서 압축형으로 바뀌고 있는 실정이다.

그러나 현재 국내의 경우 앵커의 시공실적은 무수히 많지만, 체계적인 연구는 그다지 많지 않으며 그 연구결과들도 대부분 인장형앵커에 관한 것으로 압축형앵커에 대해서는 많이 부족한 실정이다.

본 연구에는 압축형 앵커를 현장에 시공후 인발 및 크리이프 실험을 실시하였으며, 실험결과를 종합해서 압축형 앵커의 역학적 특성을 연구하였다. 본 연구의 목적은 압축형 앵커의 인발거동을 분석하여 앵커설계시의 기준을 정하는데 있다.

2. 압축형 앵커의 인발거동특성

2.1 극한인발저항력

극한인발저항력이란 앵커의 인발에 따라 앵커체 표면의 인접지반이나 주변지반에서 파괴가 발생하는 경우의 파괴에 필요한 힘을 말한다. 극한인발저항력은 주변지반에서 적절한 면 [예를 들면, 응력특성면(plane of stress characteristics) 등]을 택해, 그 면 위에 전단저항력의 연직성분을 적분해서 구할 수 있다. 이 적분에는 가능한 한 ϕ (지반의 내부 마찰각), ν_d (지반의 다이러턴시각)와 같은 객관적인 물질정수를 포함하고 있어야 하며, 이를 위해서는 소성평형상태, 즉 극한응력상태에 있는 면(파괴면)의 위치 및 형태를 파악해야 한다. 파괴면이 결정되고, 그 면 위에 전단저항각과 수직응력이 구해지면 극한인발저항력은 구할 수 있다.(임종철, 1989; 한국지반공학회, 1997; 홍석우, 1999)

종래, 앵커의 극한인발저항력의 산정법이 여러 가지 제안되었는데, 이런 산정법 중 앵커의 인발에 따른 주변지반의 변형 및 파괴면의 위치와 형태를 정밀하게 관찰한 예는 적고, 파괴면을 단지 앵커표면(Das, 1983; Meyerhof, 1973; Wernick, 1977; Ismael and Klym, 1979; Hettler, 1982) 또는 앵커표면과 어떤 각도를 이루는 곡면(Chattopadhaya and Pise, 1986; Tejchman, 1976)으로 가정하고 있다. 또한 이런 연구들은 지표면까지 연직으로 앵커체를 설치한 경우에 대한 것이므로, 앵커체가 지중에 설치되어 있고, 수평면과 어떤 각도로 경사져 있는 경사앵커의 경우와는 다를 것이다.

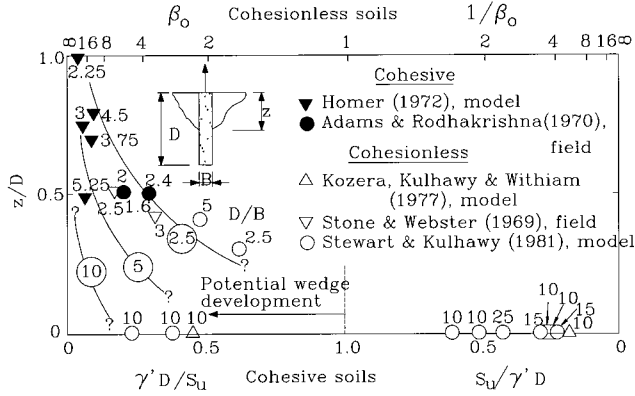
제1저자 홍석우 연락처: 부산광역시 부산진구 가야동 산24

051-890-1926 hongswoo@pusan.ac.kr

(1) Kulhawy의 연구

Kulhawy(1985)는 지표면까지 앵커체를 설치한 연직앵커의

모형실험과 현장실험의 결과로부터 앵커표면에서 파괴가 발생하는 경우(여기서는 '표면형파괴'라고 부르기로 한다)와 앵커 주변지반에서 파괴가 발생하는 경우(여기서는 '원추형파괴'라고 부르기로 한다)에 대해 Fig. 1과 같이 요약했다.



γ' : 흙의 수중단위중량 D : 앵커체의 깊이
 B : 앵커체의 직경 S_u : 지반의 비배수전단강도
 $\beta_0 = K_0 \cdot \tan \delta$ K_0 : 정지토압계수
 δ : 흙과 앵커체 표면과의 마찰각

Fig. 1 Development of cone failure for anchor in uplift

이 그림에서, $\beta_0 \leq 1$ (사질토의 경우), $\gamma' \cdot D/S_u \geq 1$ (점성토의 경우)인 경우에는 표면형 파괴가 발생하며 그 외의 경우는 원추형 파괴가 발생한다는 것을 알 수 있다. 통상의 앵커의 경우, 앵커체의 직경은 90~135mm 정도이며, 최소자유장이가 4~5m, 정착장이가 3~10m 정도이다. $B=135\text{mm}$, $D=7\text{m}$ 인 경우의 예를 들면 $D/B > 50$ 이 되어, 통상 사용되는 범위의 앵커라면 원추형 파괴는 거의 생기지 않는다는 것을 알 수 있다.

Fig. 2는 표면형 파괴시의 전단면 발달과정(Stewart and Kulhawy, 1980; Kulhawy, 1985)을 나타내고 있다.

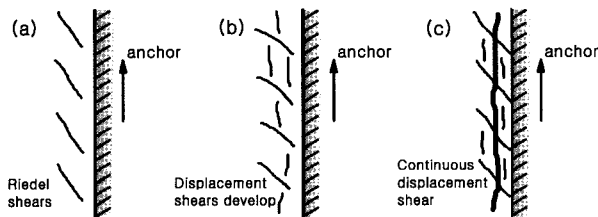


Fig. 2 Development of shear surfaces near to the anchor surface

(2) 임종철 등의 연구

임종철 등(1989)은 모래지반내의 강성연직지반앵커의 평면변형률 및 축대칭 모형인발실험을 통해서 파괴모드에 대한 판별식과 각각의 파괴모드에 대한 극한인발저항력의 산정식을 제안했다. 이 연구에서는 앵커체가 깊은 지반에 놓인 경우를 근사시키기 위해 지표면에 상재압을 가했다. 그 결과, 각 파괴모드에 대해서 다음의 식(1)과 같은 결론을 얻었다(단, 건조모래 지반의 경우에 한함).

$$\begin{cases} K/K_{cr} \leq 1 : \text{표면형파괴} \\ K/K_{cr} \geq 1 : \text{원추형파괴} \end{cases} \quad (1)$$

여기서, K :극한인발저항력 발휘시의 앵커표면측압계수

$$K_{cr} = 1 + \{2/3 + 2\Delta\sigma_v / (\gamma \cdot H)\} H \cdot \tan \nu_d / \{1 + 2\Delta\sigma_v / (\gamma \cdot H)\} D$$

$\Delta\sigma_v$: 상재압(토피압에 해당) γ : 흙의 단위중량
 ν_d : 흙의 다이러턴시각 H : 앵커체의 길이
 D : 앵커체의 직경

느슨한 지반의 경우에는 $\nu_d = 0$ 이므로 $K_{cr} = 1$ 이 되어 $K \leq 1$ 일 때 표면형 파괴가 발생하게 된다. 이 경향은 앞의 Kulhawy에 의한 결과(Fig. 1)와도 비슷함을 알 수 있다.

위의 연구결과 자연상태인 정규압밀지반에서는 상재압의 크기에 관계없이 항상 표면형 파괴가 발생하며, 과압밀지반에 대해서는 연구가 부족하지만, $OCR \geq 7.3$ 인, 대단히 과압밀된 경우에만 원추형 파괴가 발생할 수 있다는 것을 알 수 있다.

Fig. 3은 표면형 파괴가 발생할 경우의 앵커인발에 따른 주변지반의 연직변위를 나타내고 있다. 변위를 보면 A면에서 원추형 파괴가 발생한 것 같지만, A면의 변형은 초기 인발단계에서 거의 정지되고, 결국은 표면형 파괴가 발생하게 된다. 이런 현상은 Fig. 2의 전단의 진행과정과 비슷하다.

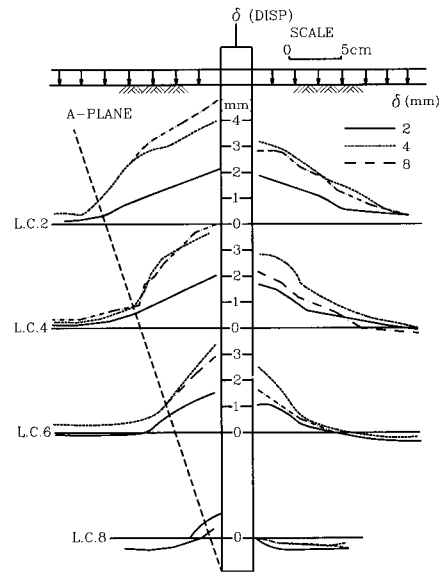


Fig. 3 Vertical displacement of ground around the anchor when subjected to pulling out

지금까지 기술한 내용으로부터, 연직앵커의 경우는 거의 대부분 표면형 파괴가 발생한다는 것을 알 수 있다.

2.2 앵커체 표면의 마찰저항

극한인발저항력 산정식은 아직 완전히 확립되어 있지 않고 있으나, 통상은 Habib가 제안한 식을 사용하고 있다. 즉, 극한인발저항력은 앵커체 주면의 마찰저항과 앵커 확대단면 위치에서의 지압저항의 합이라고 생각하고, 앵커의 극한인발저항력

을 식(2)로 나타내었다.

$$T_u = \pi \cdot D_1 \int_{z_1}^{z_1+l_1} \tau_z \cdot dz + \pi \cdot D_2 \int_{z_2}^{z_2+l_2} \tau_z \cdot dz + q \cdot A \quad (2)$$

여기서, T_u : 극한인발저항력(kgf)

D_1 : 앵커체의 직경(cm)

D_2 : 확공부 앵커체 직경(cm)

τ_z : 깊이 z 인 곳의 단위면적당의 마찰저항(kgf/cm²)

q : 앵커체 확대부분의 단위면적당지압저항(kgf/cm²)

A : 앵커체 확대부분에서의 유효한 지압면적(cm²)

Ostermayer and Scheele(1978), Hanna(1982), Xanthakos (1990)는 정착장 2m~4.5m까지의 앵커에 대해, 지반에 따라 상대밀도가 다를 경우의 현장인발실험으로부터 구한 주면마찰저항의 실제 분포를 Fig. 4에서 보여주고 있다. 느슨한 상태에서 그리고 중간정도 밀도의 자갈질 모래지반에서 4.5m의 긴 앵커는 그라우트 내부면을 따라 거의 균등한 마찰저항의 분포를 가진다. 그에 비해 촘촘하거나 매우 촘촘한 지반에 대해 최대 마찰값은 상대적으로 짧은 길이에 따라 발생하는데 이는 하중이 증가할 때 앵커체의 선단이나 거의 끝부분에서 시작된다.

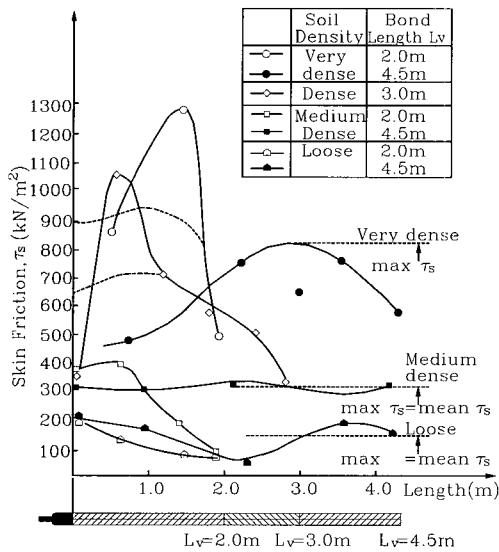


Fig. 4 Distribution of long-term friction τ_s at ultimate load in relation to fixed anchor length and soil density; anchor diameter 91~126mm in gravelly sand

주면마찰저항은 Fig. 5와 같이 앵커가 인발될 때 포아송 효과(Stewart and Kulhawy, 1980; Kulhawy, 1985)에 의해 직경이 줄어드는 인장형 앵커보다는 압축에 의해 직경이 증가하는 압축형 앵커가 주면마찰저항의 증대효과가 더 큰 것으로 연구 결과가 나와 있는데, 중요한 앵커의 특성으로 여겨진다.

인장형과 압축형 앵커의 진행성의 영향은 Mastrantuono 등 (Hanna, 1982; Xanthakos, 1990)에 의해 실제 현장실험으로써 연구되어졌는데, Fig. 6은 점토지반 내의 경사앵커(인장형 및

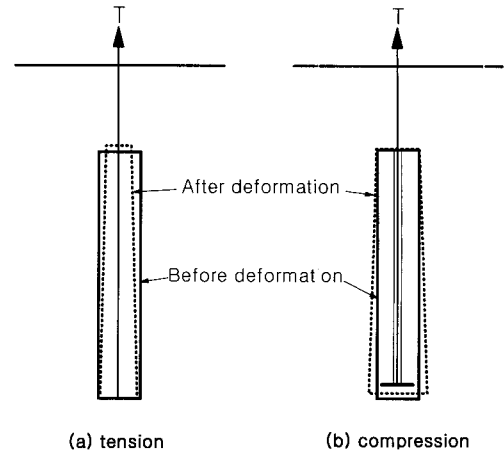


Fig. 5 Deformation due to poisson effect

압축형 앵커) 인발시의 인발력과 앵커체 각 위치에서의 인장변형률 또는 압축변형률의 분포를 나타낸다. 이 그림에서 TPT는 압축형 앵커를 IRP는 인장형 앵커를 나타내는데, 정착장에 설치한 변형률 게이지를 이용하여 하중분포를 측정하였다. 인장형은 초기 인발하중시에 정착장의 앞부분에서 최대의 인장변형률을 나타내지만 인발하중이 증가함에 따라 정착장의 가운데 쪽으로 최대인장변형률이 이동하는 것을 알 수 있다. 이를 진행성 파괴의 영향이라고 하는데 이러한 현상은 Randolph and wroth(1981), 임종철(1989), 홍석우(1994)의 실험결과와도 일치한다. 그러나 압축형 앵커에도 이러한 진행성 파괴의 영향은 나타나지만 인장형 앵커의 경우보다 훨씬 작다는 것을 Fig. 6을 통해 알 수 있다.

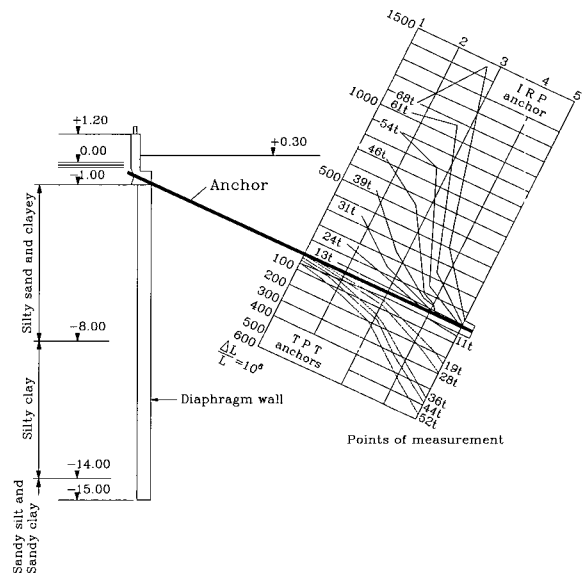


Fig. 6 Load distribution of anchors in clay : compression (TPT) and tension (IRP) anchors

2.3 압축형 앵커의 구조 및 종류

앵커는 구조물과 지반을 결합시키기 위해 설치되는 것으로

앵커체의 형상에 따라 지압(支壓)방식 앵커, 마찰방식 앵커, 복합방식 앵커로 나누어진다. 현재 사용되는 대부분의 앵커형태는 마찰방식인데, 마찰방식은 Fig. 7 과 같이 앵커정착부의 하중지지방식에 따라 인장형과 압축형으로 나눌 수 있다. 인장형 앵커의 경우에는 인장재와 주입재 사이의 부착에 의해, 압축형 앵커는 인장재 선단의 압축에 의해 하중이 전달된다.

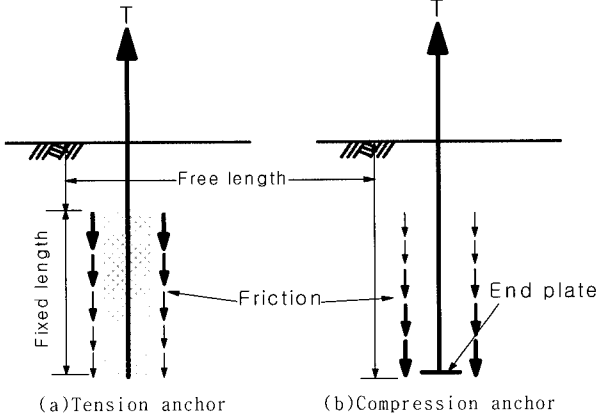


Fig. 7 Classification of friction type anchors

압축형 앵커의 종류(Xanthakos, 1990)는 Fig. 8~Fig. 10과 같이 크게 압축 앵커, 압축튜브 앵커, 압축형 부착앵커 등으로 나뉜다.

이들 압축형 앵커는 앵커인장재에 작용하는 인장력을 압축력으로서 앵커정착부에 전달하여 지지하는 방식으로 인장형 앵커에서 볼 수 있는 인장균열은 발생하지 않는다. 따라서 앵커로서의 성상은 양호하며 신뢰성이 높은 앵커로서 평가되고 있다.

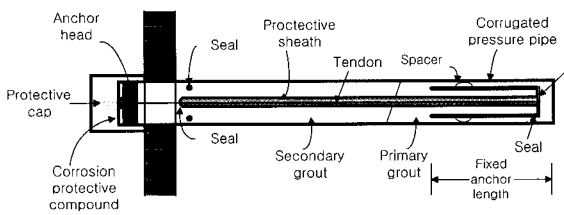


Fig. 8 Schematic presentation of a compression anchor

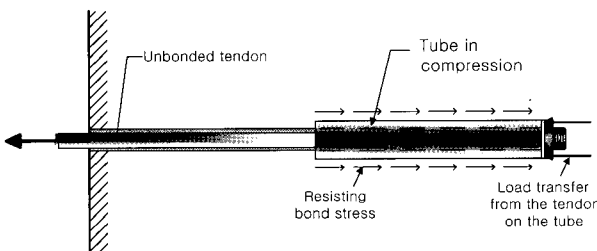


Fig. 9 Compressed tube anchor in rock ; Schematic presentation

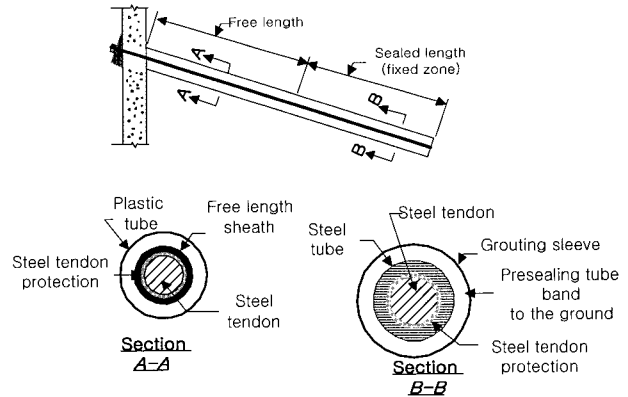


Fig. 10 Schematic presentation of a compressed bond anchor

3. 현장인발실험

현장인발실험에서는 압축형 앵커체가 인발됨에 따른 하중-변위의 관계와 그에 따른 변형률과의 관계를 규명하고, 최대인발력, 최대 두부변위, 진행성파괴의 영향 등을 중점적으로 관찰했다.

본 실험은 대표적인 ①풍화암지반, ②풍화토지반, ③연암지반을 3곳을 선정하여 실시되었는데, 목적은 압축형 앵커체가 단단한 지반과 중간, 그리고 연약한 지반 중에 매설되었을 때 각각의 거동이 어떻게 다른지, 극한인발력의 차이는 얼마나 나는지, 압축형 앵커가 시공되기에 부적합한 지반은 어떤 지반인지를 조사하기 위해서이다. ①풍화암지반, ②풍화토지반에 대해서는 인발실험을 완료하고 ③연암지반에 대해서는 크리프(creep)시험과 인발시험을 동시에 실시해 정리했다.

①풍화암지반에 대한 인발실험은 부산광역시 북구 화명동 지하철 흙막이 벽 현장에서 실시하였으며, 앵커체가 매설된 지반은 N치가 50이상의 마사상 풍화암대이다. 사용된 압축형 앵커체는 직경 5 inch이고, 총 앵커체길이는 10m이며, 6가닥의 강선을 사용하였다. 그리고 Fig. 11 과 같이 앵커체 내에 계측이 필요한 9개소에 1개소당 양쪽으로 2매씩(앵커체 인발시 힘에 대한 보정을 하기 위해) 총 18매의 변형률게이지를 부착한 PVC파이프를 설치하여 변형률을 측정했다. 또한 인장형 앵커와의 비교를 위해 종래의 인장방식에 의한 마찰형 앵커를 비슷한 위치에 매설하여 인발실험을 수행했다.

②풍화토지반에 대한 인발실험은 부산광역시 북구 구포2동 협진주택의 흙막이 벽 현장에서 실시하였는데, 앵커체에 대한 제원과 매설방법은 객관적인 비교를 위해 위의 ①풍화암지반에서의 경우와 같은 조건으로 행했다.

③연암지반에 대해서는 부산광역시 중구 영주동 금호건설 현장에서 크리프(creep)시험과 인발실험을 동시에 실시했다. 이 때에는 현장의 상황과 동일한 조건으로 하기 위해 강선을 4가닥을 이용한 것만 다르고 나머지는 ①풍화암지반에서의 경우와 같은 조건으로 실험하였다.

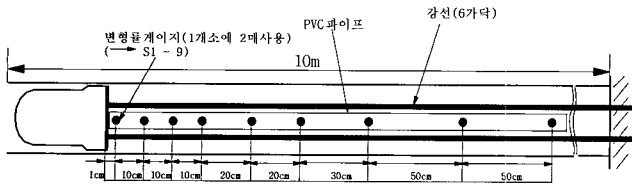


Fig. 11 Structure of Compression anchor and location map of strain gauge

3.1 실험장치

실험장치는 가압장치, 반력장치, 계측장치 등으로 나눌 수 있는데, Fig. 12에서와 같이 앵커 대좌와 유압실린더 사이에 하중측정기(Loadcell)를 설치하고, 강선의 변위를 측정하기 위해 대좌와 실린더 상단의 두 곳에 변위계(displacement transducer) 및 예비용 다이얼 게이지(dial gauge)를 설치했다. 로드셀과 변위계 및 앵커체 내부의 변형률계 등의 출력은 자동 계측기(UCAM10-B)를 사용해서 측정했다.

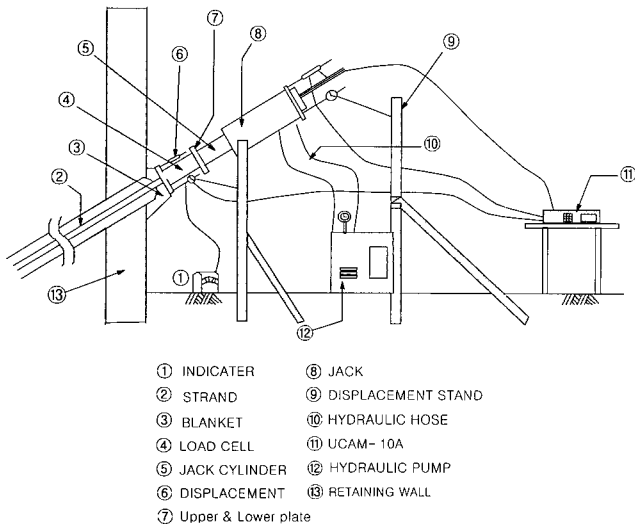


Fig. 12 Test equipments for pulling out

3.2 실험방법

계획최대실험하중(T_t)은, 종래의 유사지반에서의 앵커체의 주면마찰저항의 값을 참고로 해서 결정한다. 보통 T_t 에 예상 극한인발력 부근을 사용하지만, 여기서는 보다 많은 하중단계에 대해 측정하기위해 $T_t = 50 \text{ tf}$ 로 하고 점차로 시험하중을 증가시켰다. 재하는 Fig. 13과 같이 다주기(多週期) 방식으로 실시하였는데, 다주기방식의 장점은 하중과 잔류변위 및 탄성회복량의 관계를 알 수 있다는 것이다. 하중단계수는 가능한 한 많이 해서 실험의 정도를 높이도록 했다. 또, 하중의 재하, 제하는 급격히 행해지지 않도록 분당 5tf(5tf/min)의 거의 일정한 속도로 했고 계측은 1분마다 1회씩 행했으며, 계측의 지속시간은 처너하중시 10분이상, 이력하중시 2분이상으로 했으며, 각 하중단계에서의 변위의 안정여부를 판정하기 위해서, 매 단계마다 변위를 그렸다.

변위 안정판별에 대한 여러가지 외국기준(Brown, and Hoek, 1978)들이 있지만, 종래의 시험결과들로 비추어 보아, 일반적으로 하중지속시간의 「최후의 3분간의 변위의 변화가 1mm 이하」인 것을 변위 안정의 기준으로 삼았다.

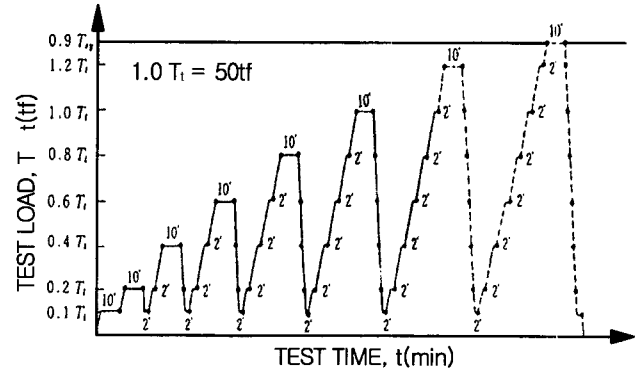


Fig. 13 Time versus load for pullout test

3.3 인발실험 결과 및 고찰

3.3.1 하중-변위곡선

① 풍화암지반에 대한 인발실험(부산광역시 북구 화명동 지하철 흠막이 벽 현장)

앵커두부에 설치된 로드셀에서 측정된 하중을 사용하여 하중-변위 곡선을 그리면 Fig. 14, 15와 같다. 시험시 인발하중은 압축형 앵커체에 대해 58.85tf까지, 종래의 마찰방식에 의한 앵커에 대해 55.59tf까지 증가시켰으나, 극한인발력에는 도달하지 않았으며, 센터홀잭의 스트로크가 부족해서 더 이상의 하중증가가 불가능하여 시험을 계속할 수 없어 각각 58.85tf, 55.59tf의 하중단계에서 시험을 종료하였다. 약 60tf 정도의 인발력에서 압축형 앵커와 종래의 마찰방식에 의한 앵커의 인발에 따른 두부변위량은 각각 65(mm), 78(mm)정도로 압축형 앵커의 변위가 적은데, 이는 그림의 잔류변위의 크기에서 비교해서 알 수 있는 바와 같이 압축형 앵커의 소성거동이 적기 때문인 것을 알 수 있다.

② 풍화토지반에 대한 인발실험(부산광역시 북구 구포2동 흠막이 벽 현장)

앵커두부에 설치된 로드셀에서 측정된 하중을 사용하여 하중-변위 곡선을 그리면 Fig. 16, 17과 같다. 압축형 앵커의 풍화토지반에서의 극한인발력은 30.58tf, 종래마찰방식의 앵커는 38tf로 종래의 마찰방식앵커가 약 7tf정도 높게 측정되었다. 커 두부의 총 변위량은 각각 25.18mm, 50mm로 압축형 앵커가 25mm 정도 적게 측정되었는데, 이도 역시 압축형 앵커의 높은 탄성회복능력에 기인하는 것으로 판단된다. 그러나 앞으로 실험을 더 수행해야 정확한 사실을 알게 되겠지만 현재의 압축형 앵커체의 결과를 볼 때는 연약지반에서의 압축형 앵커의 사용은 종래의 마찰에 의한 인장방식보다 불리한 것으로 판단된다. 이는 연약지반에 시공된 압축형 앵커의 그라우트가 낮은 지반구속압으로 인하여 압축강도가 충분히 발휘되지 못하기 때문으로 판단되며, 그라우트의 보강을 위해서 내·외부에 보강재를 삽입해야 할 것으로 판단된다.

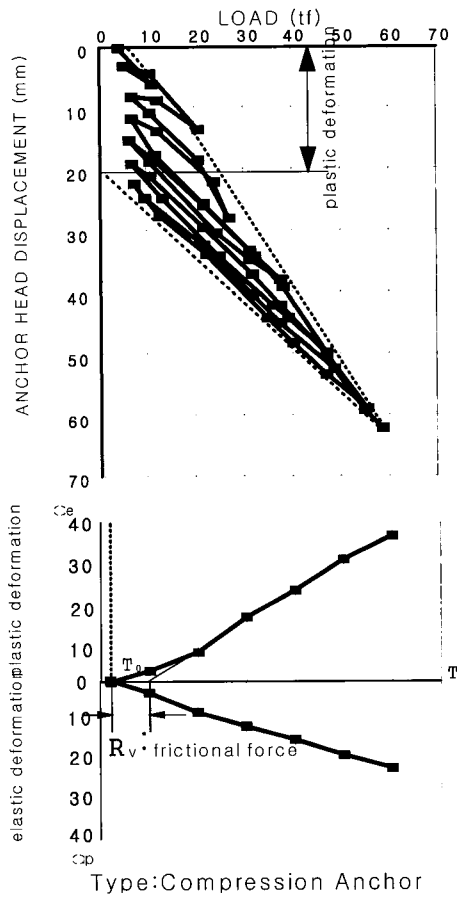


Fig. 14 Load-displacement diagram
-Compression anchor (decomposed rock)

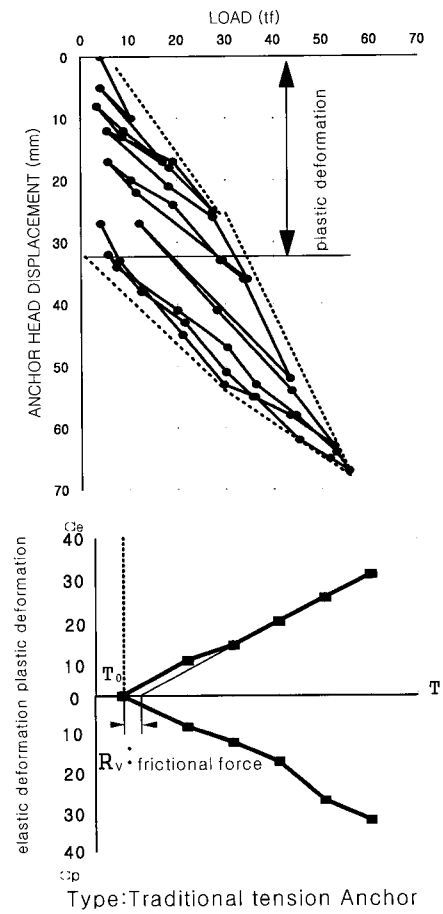


Fig. 15 Load-displacement diagram
-Tension anchor (decomposed rock)

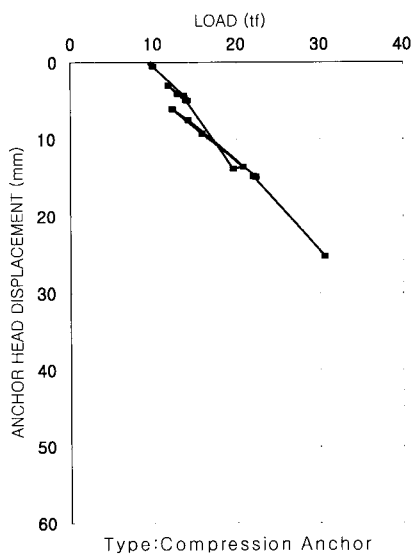


Fig. 16 Load-displacement diagram
-Compression anchor (decomposed soil)

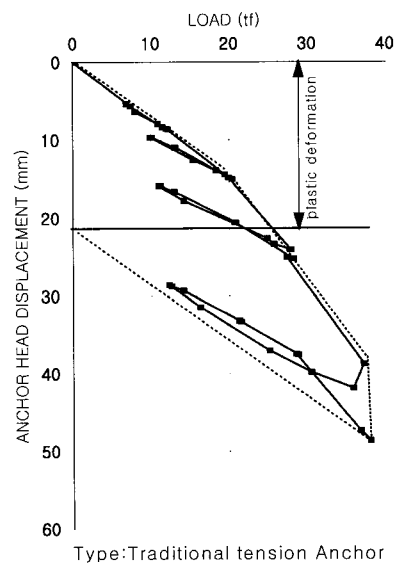


Fig. 17 Load-displacement diagram
-Tension anchor (decomposed soil)

3.3.2 압축형 앵커체 인발에 따른 변형률 분포

①풍화암에 설치된 압축형 앵커체의 인발에 따른 앵커체 각 위치에의 변형률 분포는 Fig. 18 과 같다. ②풍화토지반에 설치한 압축형 앵커체의 인발에 따른 변형률 분포는 현장실험시의 사정으로 인해 계측을 하지 못 하였다. 변형률의 값은 정도의 향상을 위해 2매 설치하여 평균한 값을 사용하였다. Fig. 18 을 보면 압축형 앵커체 끝단부에서 부터 가까운 차례대로 높은 압축변형률이 발생하는 것을 알 수 있으며 끝단부를 제외하고는 변형률이 극히 작다는 것을 알 수 있다. 이것은 앵커가 인발하중을 받을 때, 앵커체가 매설된 지반이 견고할 경우 높은 구속압이 앵커체 표면에 작용하고, 또 이로 인하여 앵커체 표면에 높은 주면마찰저항이 생기기 때문인 것으로 판단된다. 이 사실로 볼때 압축형 앵커체가 견고한 지반에 매설될 경우 대단히 높은 인발력이 발휘된다는 것을 알 수 있다.

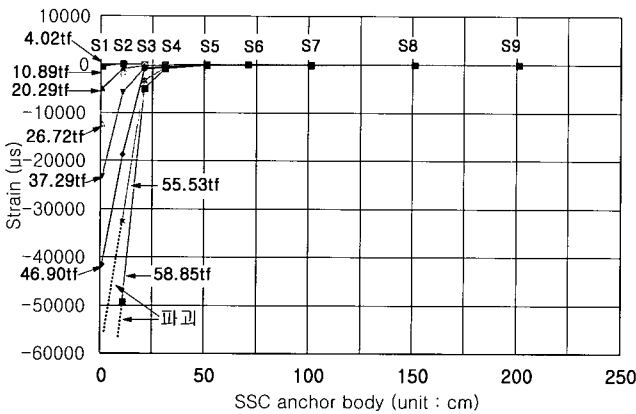


Fig. 18 Strain distribution of Compression anchors in decomposed rock

4. 크리이프 시험

4.1 실험장치

실험장치는 가압장치, 반력장치, 계측장치 등으로 나눌 수 있는데, Fig. 12의 인발실험장치와 유사하다.

4.2 실험방법

두부의 변위를 측정하기 위해 한 개의 변위계와 한 개의 다이알게이지를 이용했고 데이터 집록기는 UCAM10-B를 사용했다. 이 때에도 $1.4 T_d$ 에서 24시간을 측정할 예정이었으나 20시간 정도의 시간이 흐른뒤부터는 변위량의 변화가 없어서 시험을 종료했다. Fig. 19는 크리이프 시험시 재하도를 나타낸 것이고 각 하중 단계와 하중단계에 따른 앵커 두부변위량은 Fig. 20과 같다.

4.3 크리이프시험 결과의 정리와 판정

4.3.1 크리이프시험에 의한 하중-변위곡선

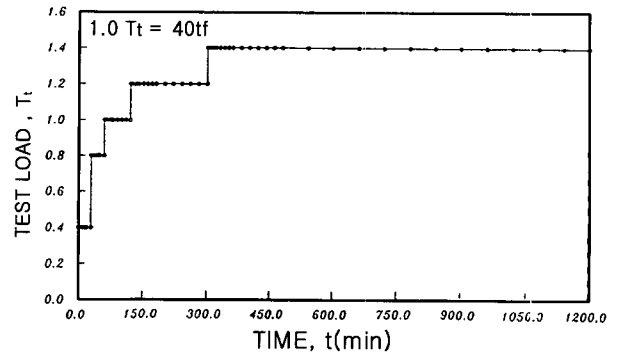


Fig. 19 Time versus load for test of creep program

크리이프시험시의 하중-변위관계 곡선은 Fig. 20 과 같다. 이때의 하중지속시간은 Fig. 19의 재하도에 표시되어 있다.

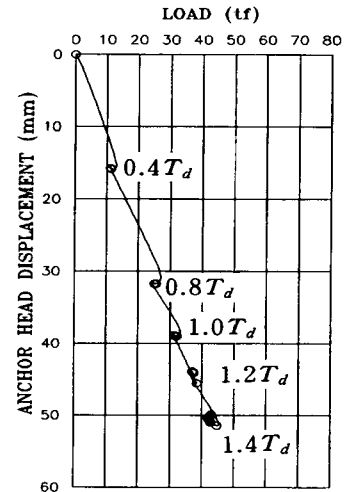


Fig. 20 Load-displacement diagram for test of creep program

4.3.2 크리이프시험시의 인발에 따른 앵커체의 변형률분포

크리이프시험 수행중 인발에 따른 압축형 앵커체 각 위치에 서의 변형률의 분포는 Fig. 21 과 같다.

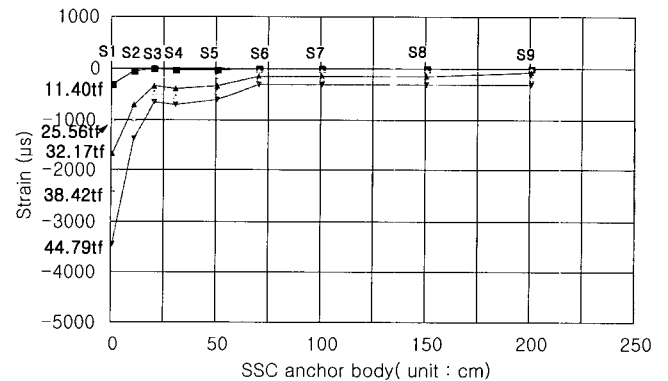


Fig. 21 Strain distribution of Compression anchors in soft rock by creep test

크리이프의 증가율을 고려해서 앵커의 크리이프에 대한 정량적인 판단을 하는 방법에 대한 지침이 DIN 4125 (Teil 2)(Brown and Hoek, 1978)에 기재되어 있다. 일정 앵커력이하의 지반에서 앵커체의 변위(S)의 증가에 대한 비율을 K_S 로 나타내는데 아래 식(3)과 같다.

$$K_S = \frac{S_2 - S_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (3)$$

시간-변위곡선의 항에서 시간이 증가함에 따른 관측시간의 측정은 $t_2 = 10t_1$ 까지의 시간간격내에서 행해져야 하는데 이때의 값을 직선근사하여 이 직선부분에서 크리이프도(K_S)를 구할수 있고, 크리이프도(K_S)의 값을 통해 앵커의 크리이프 영향의 정도를 파악할 수 있다. Fig. 22 는 시간 - 변위량 곡선과 각 하중 단계에 따른 K_S 값을 나타낸 것이다. 여기서 K_S 값이 적게 나오는 것으로 볼 때 크리이프에 의한 영향은 일반 마찰방식에 의한 앵커보다 훨씬 적은 것으로 판단된다.

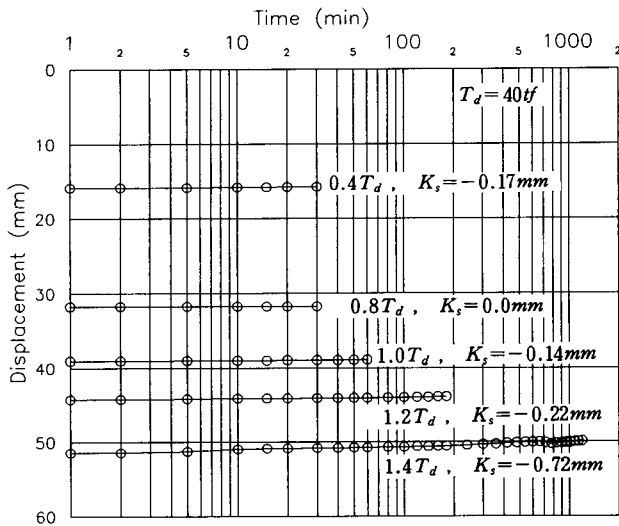


Fig. 22 Time-displacement curves of Compression anchor subjected to the creep test

5. 결 론

압축형 앵커는 과거 앵커를 사용하는데 가장 제약요소가 되었던 진행성 파괴의 영향, 시간이 경과함에 따른 크리이프의 영향, 긴장력의 감소등과 같은 결점들을 보완할 수 있고, 압축형 앵커의 특성상 1, 2차 주입을 따로 할 필요가 없어, 현장작업자의 작업능력의 차이에 따른 품질의 변동이 없이 동일한 품질의 앵커를 시공하는 것이 가능한 것으로 판단되어진다. 그리고 앵커체 전체가 자유장의 역할을 수행함으로써 타 앵커에 비해 탄성회복능력이 월등히 높아 소성변위가 아주 작게 나타났다. 또한, 압축을 받는 앵커체는 앵커체 그라우트의 강도에 따라 극한인발력이 많이 달라지므로 구속압이 적은 풍화토 이하의 지반에서 강한 그라우트 강도를 발휘를 위해 압축형 앵커체에 그라우트 보강형식을 도입해야 할 것으로 판단된다. 그

리고 종래의 인장형 앵커는 보통 자유장을 4m 이상 확보하도록 하고(Brown and Hoek, 1978; Hobst and Zajik, 1983) 있으나, 압축형 앵커의 경우는 정착장이 자유장의 역할을 하므로 자유장의 길이를 줄일 수 있어 전체 앵커장을 감소할 수 있는 장점도 있다.

압축형 앵커의 현장인발실험결과를 바탕으로 인발특성을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 인장형 앵커에 비해 인발에 따른 앵커체의 소성거동이 작으므로, 긴장정착 후의 긴장력의 감소가 적다.
- (2) 시공 및 인장후 시간이 경과 함에 따라 그라우트의 강도가 증가되므로 안전률이 감소하지 않는다.
- (3) 자유장을 줄일 수 있어 전체 앵커장이 감소된다.
- (4) 진행성 파괴에 의한 인발력의 감소가 적다.
- (5) 크리이프에 대한 영향이 적다.

참 고 문 헌

일본토질공학회 (1990), 그라운드앵커의 설계·시공기준, 동해설, 제 6판.
 임종철 (1989), "사질지반 내의 그라운드 앵커의 인발저항 메카니즘에 관한연구" 일본 동경대학교 공학박사 학위논문.
 한국지반공학회 (1997), 굴착 및 흙막이공법, 지반공학시리즈 3, 구미서관, pp 236-300.
 홍석우 (1994), "SI앵커의 인발저항력에 관한 연구", 부산대학교 공학석사 학위논문.
 홍석우, 임종철 (1996), "SSC 앵커의 역학적 특성", 대한토목학회 96년도 학술발표회, 논문집, pp 399-402.
 홍석우, 임종철, 이태형 (1998), "실내모형실험을 통한 압축형(SSC)앵커의 거동분석", 한국지반공학회 98년도 학술발표회 논문집.
 홍석우 (1999), "SSC 앵커의 인발저항특성과 설계법에 관한 연구", 부산대학교 공학박사 학위논문.
 Brown, E.T. and Hoek, E. (1978), "Trends in Relationships Between Measured In Situ Stresses and Depth", Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr., 15, pp 211-215.
 Chattopadhyaya, B.C. and Pise, P.J. (1986), "Uplift Capacity of Piles in Sand," Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol 112, No 9, pp 888-904.
 Das, B.M. (1983), "A Procedure of Inclined Anchors and Piles," Proc. 8th ICSMFE, Vol 2, pp 167-172.
 Hanna, T.H. (1982), Foundation in Tension, McGraw-Hill Co., pp 148-191.
 Hettler, A. (1982), "Approximation Formulae for Piles under Tension," IUTAM "Conference on Deformation and Failure of Granular Materials," Delft, pp 603-608.
 Hobst, L. and Zajik, J. (1983), "Anchoring in Rock and Soil, Developments in Geotechnical Engineering", Vol 33, Elsevier Scientific Pub. Co.

- Ismael, N.F. and Klym, T.W. (1979), "Uplift and Bearing Capacity of Short Piers in Sand," J. of the Geotechnical Eng. Div., Vol 105, No GT5, pp 579-594.
- Kulhawy, F.H. (1985), "Uplift Behavior of Shallow Soil Anchors - An Overview," Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, pp 1-25.
- Meyerhof, G.G. (1973), "Uplift Resistance of Inclined Anchors and Piles," Proc. 8th ICSMFE, Vol 2, pp 167-172.
- Ostermayer, H. and Scheele, F. (1978), "Research on Ground Anchors in Non-cohesive Soils", Revue Franciase de Geotechnique(3), pp 92-97.
- Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1981), "Application of the Failure State in Undrained Simple Shear to the Shaft Capacity of Driven Piles," Geotechnique, Vol 31, No 1, pp 143-157.
- Stewart, J.P. and Kulhawy, F.H. (1980), "Behavior of Drilled Shafts in Axial Uplift Loading", Contract Report B-49(5), Niagara Mohawk Power Corporation, Syracuse, USA.
- Tejchman, A. (1976), "Skin Resistance of Tension Piles," Proc. of 6th ECSMFE, Vol 1, pp 573-576.
- Wernick, E. (1977), "Stresses and Strains on the Surface of Anchors", Proc. of the 9th ICSMFE, Ground Anchors, pp 113-119.
- Xanthakos P.P. (1990). Ground Anchors and Anchored structures, Wiley-Interscience Publication, pp 343-349.
- Yoshimi, Y. and Kishida, T. (1981), "Friction Between Sand and Metal Surface," Proc. 10th ICSMFE, Vol 1, pp 831-834.

2001년 12월 5일 원고 접수

2002년 2월 18일 최종 수정본 채택