

## 연약지반( I )

김 상 규\*

### 1. 연약지반과 공학적 문제점

#### 1.1 연약지반의 정의

일반적으로 연약지반이라고 하면, 압축성이 커서 상부구조물을 지지할 수 없는 자연상태의 지반을 말한다. 예컨대, 연약한 점토, 느슨한 사질토, 유기질토, 쓰레기 매립지반 등이 이에 속한다. 연약한 점성토나 유기질토로 구성된 지반 위에 도로, 교량, 건물 등이 그대로 놓여진다면, 침하량이 과대하고 지지력이 부족하여 안정상의 문제가 생긴다. 느슨한 사질토의 경우에는 지진이나 폭파와 같은 진동이 전달될 때 갑작스런 침하 또는 활동이 생길 수 있다. 이런 문제들이 예상되면 구조물을 안정하게 축조하기 위해서는 어떤 조치를 취하지 않으면 안된다.

연약지반이라 하더라도 상부구조물을 지지할 수 있느냐의 여부는 그 지반이 받는 하중의 크기에 달려 있다. 연약지반상에 놓인 하중이 작을 때에는 그것을 지지할 수 있는 경우도 있기 때문이다. 따라서 연약지반상에 놓이는 구조물에 대해서는 그 하중으로 인한 지반으로의 응력의 전달, 이로 인해 예상되는 지지력의 크기와 침하 등이 그 구조물에 어떠한 영향을 끼치는가 면밀히 검토하지 않으면 안된다.

#### 1.2 연약지반의 생성환경과 그 특성

모암이 환경의 변화에 따라 물리적, 화학적 풍화작용, 또는 용해작용을 받으면 작은 입자로 분리 또는 분해된다. 이와 같은 미립자들은 그 자리에 남아 연약지반을 형성하기도 하고 바람이나 물, 빙하와 같은 매체에 의해 멀리까지 운반되어 연약한 퇴적층을 형성하기도 한다. 따라서, 연약지반의 생성과정은 지역과 환경에 따라 특성을 달리한다.

##### 1.2.1 우리나라의 연약지반

우리나라에서 대표적인 연약지반이라고 하면 한반도의 해안과 하구를 중심으로 내륙을 따라 넓게 분포하는 충적토이다. 이 충적토는 하천을 따라 내려와서 유속이 느린 하구까지 이르러 부유하면서 수천년 동안 퇴적되어 온 것이다. 우리나라의 해성충적토에 대한 퇴적연대는 아직까지 확실히 규명된 바 없으나, 세계적으로 거의 공통적인 해수위면의 상승과 더불어 퇴적되었으므로 이와 대비하면 개략적인 추정 가능성이 가능하다.

지질학자들은 약 20,000년전의 해수면은 현재보다 약 120m 아래에 있었던 것으로 추정하고 있다. 이때부터 해수면은 전체적으로 시간에 따른 상승곡선을 그리면서 부분적으로 상승과 하강을 반복하였다. 미세입자는 해수면보다

\*정회원, 동국대학교 공과대학 토목공학과 교수

는 더 낮은 표고에서 퇴적되면서 수면상승과 더불어 퇴적층은 두꺼워진다. 이렇게 형성된 퇴적점토는 본질적으로 정규압밀 점토가 되나 퇴적된 후의 경과시간에 따라 young normally consolidated clay 또는 aged normally consolidated clay가 되기도 한다. 후자는 과압밀점토의 특성을 보인다.

한편, 퇴적속도가 대단히 빠르다면 퇴적토는 미압밀토(또는 미성숙토)의 특성을 나타낸다. 이것은 압밀이 완전히 일어나기전에 다시 퇴적됨으로서 먼저 퇴적된 흙속에는 과잉간극수압이 남아 있기 때문이다. 따라서, 유효토포하중이 선행압밀압력보다 더 큰 값을 가지므로 정규압밀점토보다 압축성이 더 크다. 광양만의 토질조사 보고서에 의하면, 과압밀비가 1보다 작은 경우가 더러 발견된다. 이것은 해수위면의 부분적인 하강과 더불어 심진강의 빠른 유속에 의한 퇴적물의 증가가 그 원인으로 보인다.

층적층외에도 내륙지방에서는 유기질토가 발견된다. 유기물 함량이 50%이상이면 이것을 peat라고 한다. 유기질토는 주로 홍수시 동식물의 유기질이 하류로 유하하여 저습지에서 퇴적되어 형성된 것이다. 이것은 경기, 강원, 전북의 중부지방과 제주도 서귀포에 분포되어 있으며, 특히 이리, 김제, 함열 일대에는 분포면적이 100km<sup>2</sup>이나 되는 것으로 보고되고 있다(엄, 1992: 최, 1994). 강능에서 발견된 이탄은 액성한계가 800%나 되는 것도 있다.

모암이 풍화되어 형성된 풍화토층도 연약지반으로 간주될 수 있다. 우리나라는 지형이 가파르고 온난한 기후로 인해 풍화깊이가 알아서 기초의 안정과 침하문제보다도 사면안정상의 문제를 야기시킨다. 포항지역의 제4기에 형성된 이암은 풍화를 받았을 때 쉽게 점토질 또는 실트질 흙으로 변하여 연화된다.

### 1.2.2 외국의 연약지반

공학적으로 문제되는 특수한 연약지반은 세계도처에 분포되어 있으며, 지역마다 생성되는 환경이 다를뿐만 아니라 지역적 특성을 가지고

있다. 특별히 지역적인 분포를 지칭할 때에는 Boston blue clay, Mexico clay, Bangkok clay 등 지역의 이름을 붙이며, 이들의 공학적 특성은 수 많은 연구의 축적으로 세계에 잘 알려져 있다. 여기서는 공학적 특성을 중심으로 특수한 흙에 대해 몇가지 설명하기로 한다.

#### (1) 팽창성점토(expansive clay)

인도나 아프리카 대륙에는 팽창성이 대단히 큰 점토가 분포되어 있다. 특히 인도에 널리 분포되어 있는 것을 black cotton soil이라고 하는데, 이러한 지반에는 면모가 잘 자란다는 뜻에서 붙여진 이름이다. 이 점토는 montmorillonite 또는 vermiculite와 같은 3층 구조를 가진 점토광물을 포함하고 있어서 각 구조사이에 물이 들어가면 현저히 팽창하는 특성을 가지고 있다. 수분을 잃으면 체적이 현저히 수축함으로, 건기에는 지표면에 균열이 생기나 우기에 이 균열이 메꾸어지면서 위로 팽창한다.

#### (2) 붕괴성토(collapsing soils)

중앙 알제진, 미국의 중서부, 중국, 남아프리카 등지에는 포화시에 체적이 크게 감소하는 흙이 존재한다. 이 흙은 잔적토로 존재하기도 하고 바람 또는 물의 작용에 의해 운반되어 퇴적된 것도 있다. 잔적토의 경우에는 흙속의 용해물질이 빠져나가 생성된 것이고, 풍적토인 경우에는 사막지대에서 발견되는데 그 대표적인 예가 레스(loess)이다.

#### (3) 고유기질토

기후조건때문에 식물이 완전히 분해되지 않고 퇴적되면 유기질토층을 이룬다. 대표적인 예가 이탄(peat)인데 우리나라에도 국부적으로 존재한다. 캐나다 북서부에 존재하는 이탄은 muskeg라고 하는 이름이 붙여져 있다.

#### (4) 화산회질 점성토

화산이 많은 곳에서 생성된다. 이 흙은 지질학적으로 제4기층 화산활동으로 유래된 퇴적

층인데, 주요 점토광물은 allophane이다. 멕시코 점토, 일본의 관동 룬, 기타 화산이 많은 뉴질랜드, 하와이 등지에 넓게 분포되어 있다.

### (5) quick clay

바다에서 퇴적된 해성점토가 우수에 의해 염분이 용해되어 빠져나가면 예민비가 큰 점토가 된다. 스칸디나비아 반도의 Norwegian marine clay, 캐나다의 Leda clay 등이 세계적으로 알려져 있는 예민비가 큰 해성점토이다.

## 1.3 안정 및 침하해석상의 문제

여기서는 연약지반에서 공학적으로 어떤 문제가 있는가에 대해서 안정 및 침하해석상의 문제와 토질조사상의 문제의 두가지로 나누고 후자에 대해서는 다음 절에서 설명한다. 아울러 현재까지 발전된 문제점의 해결방안을 제시하기로 한다.

### 1.3.1 지지력 및 활동

연약지반은 상부구조물을 지지하기에는 지지력이 일반적으로 부족하다. 지지력이 충분하지 아닌지를 판단하려면 다음의 지지력 공식을 적용하여 계산한 극한지지력과 가해지는 응력을 비교하여야 한다. 연약지반에 대한 지지력을 산정할 때에는 비배수조건, 즉  $\phi=0$  해석을 적용한다.

$$q_{ult} = s_u N_c = \gamma D_f \quad (1)$$

여기서  $q_{ult}$ 는 극한지지력,  $s_u$ 는 비배수강도,  $N_c$ 는 지지력계수,  $\gamma$ 는 흙의 단위중량,  $D_f$ 는 지표면에서 기초바닥까지의 깊이이다.  $N_c$ 는 기초의 형식과 깊이에 따라 변하는 계수이며 5.1부터 9까지의 값을 가진다. 비배수강도는 현장 또는 실험실에서 측정할 수 있으나, 현장에서 베인시험으로 측정하여 Bjerrum(1972)이 제안한 방법으로 수정하면 가장 신뢰성 있는 값을 얻을 수 있다.

안정상의 문제에서 또 한 가지 중요한 것은 활동에 대한 것이다. 연약지반상에 도로제방 또는 하천제방과 같이 성토를 할 때에는 활동

에 대한 안정상의 문제가 생길 수 있다. 다시 말하면, 성토고가 올라갈수록 성토재가 연약지반으로 가라앉으면서 횡방향으로 머드 웨이브(mud wave)가 생기며, 어느 한계고 이상될 때에는 활동이 일어난다. 이와 같은 활동은 가능한 한 정확히 예측되어야 한다.

활동에 대한 예측을 할 수 있는 방법은 여러 학자들에 의해 많이 개발되어 왔지만, 이것을 정확히 예측하기란 쉬운 일이 아니다. 이론적인 문제라기보다도 지반의 강도를 실제와 맞게 결정하는데 문제가 있기때문이다. 가장 신뢰할 수 있는 방법은 실제로 시험시공을 하여 파괴에 이르도록 성토를 해보는 것이다. 말레이지아 도로공사는 말레이지아 해성점토에 대하여 시험시공을 수행하면서 Bala, Nakase 등 저명한 학자로 하여금 몇 m의 높이에서 활동이 발생할 것인지에 대한 숙제를 주었다. 실제로는 4.7m의 성토고에서 파괴가 일어났는데, 예측한 성토의 한계고는 3.5m로부터 5.0m까지 각각이었다(그림 1 참조, The Malaysian Highway Authority, 1989). 더욱이, 활동형상의 예측은 실제와 더 많이 어긋났다. 사면의 안정해석에 관한 이론과 점토의 강도에 대한 측정방법의 획기적인 발전을 거듭한 오늘날까지도 이에 대한 이론적인 정확한 예측이 아직도 쉬운 일이 아니라는 것을 말해주고 있다. 따라서 시험성토의 중요성이 더욱 강조되어진다.

사면에 대한 토질역학의 이론적인 측면에서의 안정해석은 한계평형해석을 근거로 하고 있다. 이에 대한 해석이론은 Fellenius방법, Bishop 방법 등 여러가지가 제안되었다. 지층이 복잡하고 자세한 안정해석이 요구된다면 Fellenius 방법이나, Bishop의 간편법 등으로 안정해석을 수행한다. 정교한 해석을 위해서는 이미 개발된 전산프로그램을 사용하여 전산기의 도움을 받아 안정해석을 한다면 더 나은 결과를 얻을 수 있다. 그러나 이와 같은 전산기에 의한 해석 그 자체만으로 해석의 정도를 높일 수 있다고 생각하는 것은 잘못이다.

$\phi=0$  해석에 있어서는 위의 두 방법으로 결

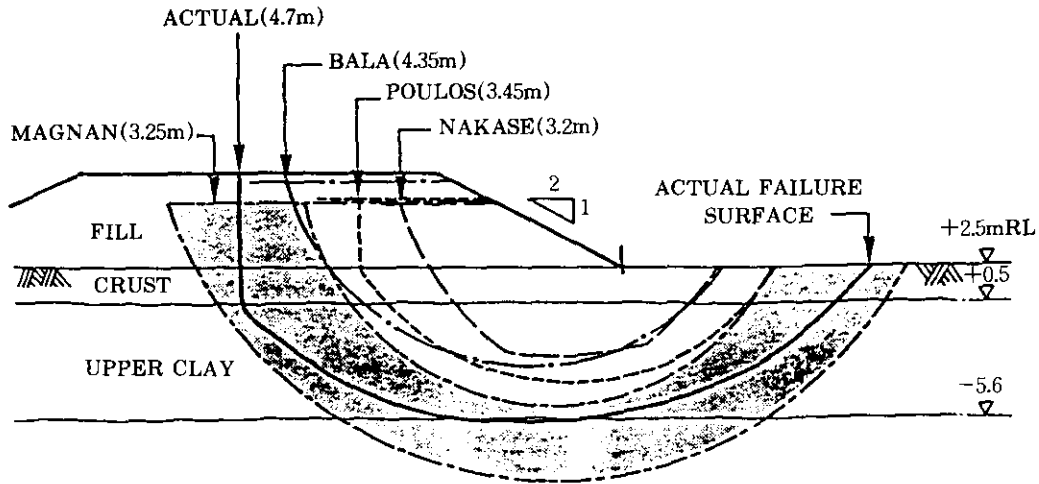


그림 1. 말레이저어 Mur 점토의 시험성토에 대한 예측과 파괴시험 결과

정한 결과는 동일하다. 그러나 유효응력해석에서는 두 값이 다소 틀리며, 후자가 더 정확한 값을 준다. 원호활동이 지층 깊이 발생할 때에는 활동이 시작하는 위치와 끝나는 위치에서의 활동면이 연직에 가깝다. 이때에는 절편법 원리상의 근본적인 문제때문에 두 방법 모두 상당한 오차를 포함할 수 있다는 것을 유의해야 한다(Chirapuntu and Duncan, 1975).

최근에는 유한요소법이 안정해석에 널리 사용되고 있는데, 안전율을 계산하는데 있어서는 한계평형법보다 더 나은 결과를 주지 않는다. 그러나 적절한 구성모델을 사용하여 단계적인 시공에 의한 응력과 변형을 추정하는데 있어서는 대단히 유용하다. 특히, 연약지반상에 놓인 재방자체의 변형을 추정하는데 있어서 이 해석 방법이 많이 이용되어 왔다.

Duncan and Poulos(1981)는 한계성토고를 경험적으로 예측할 수 있는 간단한 경험식을 다음과 같이 제안하였다.

$$h_c = 5 s_u / \gamma \quad (2)$$

위의 공식에 있어서는 성토고의 경사, 성토재료의 강도, 심도에 따른 전단강도의 증가 등을 무시하고 있지만, 한계고를 쉽게 결정할 수 있는 이점 때문에 계산없이 이것을 개략적으로 추정하는데 용하게 적용할 수 있을 것이다.

### 1.3.2 과도한 침하

점토지반의 침하는 즉시침하, 압밀침하 및 2차압밀침하의 셋으로 나눌 수 있다. 즉시침하는 하중이 가해짐과 동시에 발생하는 침하이다. 만일 흙이 포화되어 있다면, 변형은 일정체적하에서 전단변형에 의해 생긴다. 재하면적의 중심에서 즉시침하가 생기면 횡방향으로의 흙의 유동이 발생할 수 있다.

과잉간극수압이 소실되면서 발생하는 침하를 압밀침하라고 말한다. 이것은 시간에 의존하여 그 양이 커지는데, 연약지반에서의 침하량의 대부분은 압밀침하로 기인된다. 2차압밀침하량은 과잉간극수압이 소실된 후에 일어나는 침하량이다. 그러나 실제로는 1차 압밀이 진행되면서도 2차압밀이 일어나지만, 계산상 2차압밀은 전자가 완료되기까지는 발생하지 않는다고 가정한다.

1차원으로 침하량을 계산하는데 있어서는 즉시침하량은 보통 무시한다. 압밀침하량의 계산에 있어서는 점토지반이 과압밀토인지 정규압밀토인지에 대한 판단이 중요하다. 이 판단은 압밀시험을 하여 선형압밀하중을 구하고 유효토포하중과 비교함으로써 결정할 수 있다. 압밀침하량은 다음 공식으로 구할 수 있다.

$$s_c = \sum_{i=1}^n \left( \frac{C_c}{1+e_0} \Delta z \log \frac{\sigma'_{vc}}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_c} \Delta z \log \frac{\sigma'_{vi}}{\sigma'_{vc}} \right) \quad (3)$$

이 공식을 적용하는데 있어서 과압밀토에 대해서는 작용응력이 선행압밀하중에 이르기까지는 재압축지수  $C_r$ 를 적용하고, 그 이상의 하중에 대해서는  $C_c$ 를 적용해야 한다. 지층이 다르면 위의 계수들이 다를 것이므로, 각 지층의 두께  $z$ 에 대하여 각각 침하량을 구해서 합치면 된다. 이 공식에 사용된 다른 기호의 설명은 그림3에 나와 있다.

2차 압밀침하량은 다음 식으로 구한다.

$$s_s = \sum_{i=1}^n \left( \frac{C_r}{1+e_0} \Delta z \right) \log \frac{t_s}{t_p} \quad (4)$$

이 식에서  $C_r$ 는 2차압밀계수이며 압밀시험으로 구할 수 있다. 2차압밀침하량은 일정한 유효응력하에서 계속해서 진행되는 침하이므로 어느 기간( $t_s$ )까지의 침하량을 기준하느냐 하는 것이 중요하다. 여기서  $t_p$ 는 1차압밀이 끝나는 시간이다.

압밀속도  $t$ 는 다음 식으로 구할 수 있다.

$$t = H^2 T / c_v \quad (5)$$

여기서  $H$ 는 배수길이이고,  $T$ 는 시간계수,  $c_v$ 는 압밀계수이다. 이에 대한 자세한 계산방법은 토질교과서(예 : 김상규, 1991)를 참고하기 바란다.

위에서 설명한 것은 Terzaghi의 1차압밀이론을 근거로하여 압밀침하량과 압밀속도를 구할 수 있는 방법을 설명하였지만, 이 이외에도 다른 방법으로 압밀침하량을 구할 수 있는 여러가지 방법이 제안되었다. Skempton and Bjerrum(1957)이 제안한 방법을 쓰면 3차원 압밀침하량을 구할 수 있다. 이 분들은 3축압축시험으로 얻어진 과잉간극수압으로 보정계수를 구하여 압밀시험으로 얻어진 침하량을 보정함으로써 이것을 구할 수 있게 하였다. Lambe(1964)는 실제지반이 받는 응력과 변형관계를 삼축압축시험으로 모의할 수 있는 응력경로법을 제안하였다. 한계상태 모델을 사용하여 압밀침하량을 계산할 수도 있다. 그러나 이러한 방법들은 시험시간의 제약, 적용상의 어려움 등의 문제때문에 실무적으로 널리 이용이 되지 않고 있다.

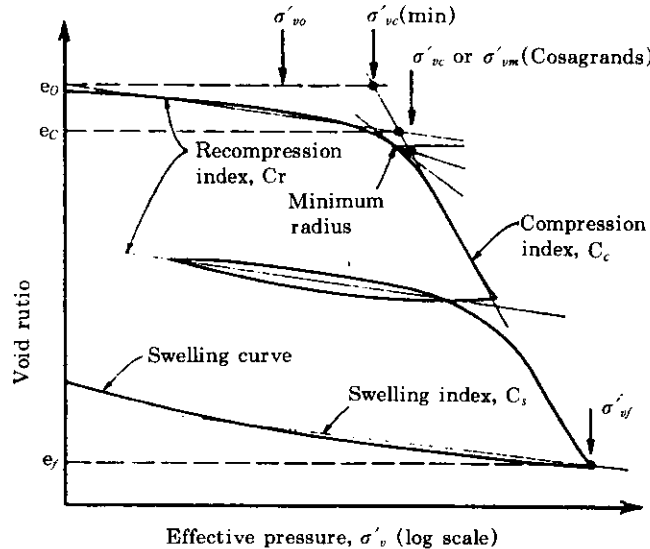


그림 2. 압밀곡선

그대신, Terzaghi의 1차 압밀이론을 근거로 하여 압밀침하량을 더 실제와 가깝게 반영할 수 있도록 개선하는데 많이 주력해 왔다. 개선의 주된 방향과 그 방법을 적으면 다음과 같다.

(1) 단계적인 재하

실제 시공에 있어서는 성토하중이 한꺼번에 실리지 않고 시간에 따라 점차로 증가하여 일정한 값이 된다. 가장 간단한 수정방법은 Terzaghi에 의해 제안되었다. 더 자세한 수정방법은 Olson(1977)에 의해 개발되었는데(그림 3 참조), 이의 이용방법은 NAVFAC(1982)의 설계편람을 참조하기 바란다.

(2) 제체의 지하수위 아래로의 침하

압밀을 촉진시키기 위하여 수직 배수재를 설치하고 그 위에 프리로딩(preloading)을 가하거나 단순히 이것만을 가하는 경우가 있다. 연약지반내에 지하수위가 존재한다면, 지반의 압밀침하로 말미암아 지하수위 아래로 침하되는 제체의 일부는 시간의 경과와 더불어 점점 더 큰 부력을 받게 될 것이다. 따라서 유효상재하

중은 점차 감소하므로 이에 대한 수정을 해야 한다.

(3) 투수계수와 압밀계수의 변화

간극비가 감소되면 투수계수가 감소하고, 압밀계수도 감소함으로 이 값이 일정하다고 가정 한 경우에 비해 압밀을 지연시킨다. Olson and Ladd(1979)는 이러한 경우에 대한 침하이론을 제안하였다.

(4) 다층토

실제 연약지반은 깊이의 증가에 따라 공학적 성질이 달라지는 경우도 있고 퇴적층서 현저히 다른 경우도 있다. 다층토에 대한 압밀침하량 산정방법에 대해서는 이미 언급하였지만, 압밀 속도를 결정하는 문제는 대단히 복잡하다. 실제에 실용적으로 적용할 수 있는 방법은 어느 한 지층에 대한 압밀계수  $c_{vs}$ 를 알면 다른 지층의 압밀계수  $c_{vm}$ 의 값에 따라 환산두께를 구하는 것이다. 환산두께  $h'_n$ 은 다음 식으로 구할 수 있다.

$$h'_n = h_n \sqrt{C_{vs} / C_{vm}} \quad (6)$$

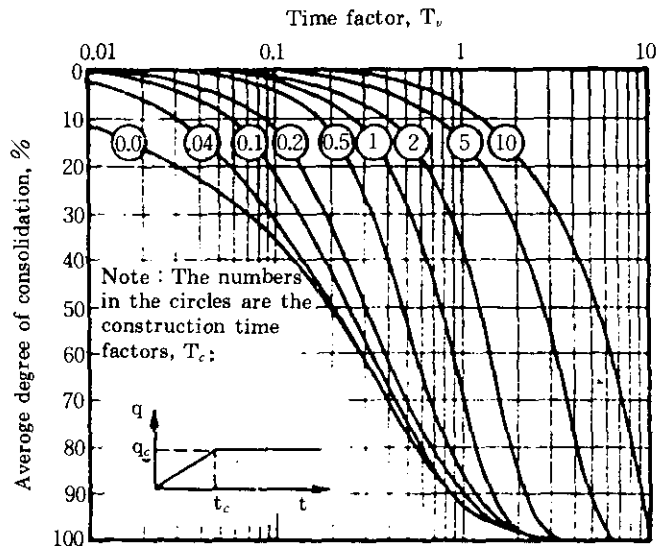


그림 3. 단계하중에 대한 시간계수와 압밀도와의 관계(Olson, 1977)

여기서,  $b_0$ 은 원지층의 두께이다.

위에 적은바와 같은 방법으로 보정이 되었다 하더라도 이론적인 해석결과를 실제와 일치하도록 접근시키기란 그렇게 쉬운 일이 아니다. 실제와 부합하도록 설계단계에서 추정하려는 여러가지 노력에도 불구하고 과리가 발생하는 것은 지반의 불균질성 및 비등방성과 실제와 맞는 지반정수를 결정하는데 어려움이 있기 때문이다. 따라서 중요한 프로젝트에 대해서는 시공도중의 측정결과를 근거로 해서 장차 발생되는 시간에 따른 침하량을 추적해 가는 방법을 쓴다. 이 방법은 압밀침하곡선이 쌍곡선, 평방근 등 수학적으로 표시할 수 있는 어떤 곡선을 따라 변한다는 데 근거를 두고 있다. 최근에 발전된 것으로 Asaoka(1978) 방법이 있는데, 이 방법을 쓰면 압밀계수를 구할 수도 있다. 자세한 이용방법에 대해서는 다른 문헌을 참고하기 바란다. 수직배수재를 설치하고 프리로오딩을 한 경우에 대해서는 Tan(1993, 1994)이 제안하였다.

### 1.3.3 부마찰력

연약지반에 말뚝을 박을 때에는 부마찰력의 발생 가능성을 검토해야 한다. 부마찰력은 주위의 지반이 말뚝보다 더 많이 침하할 때 생긴다. 그림 4는 부마찰력이 생기는 두가지 경우를 보인 것이다. 연약한 지반에 말뚝을 박은 다음 그 위에 성토를 하였다면(그림4(a)), 이 지반은 성토하중으로 말미암아 압밀이 일어나므로 말뚝을 끌어내리면서 침하하게 될 것이다. 그림 4(b)는 현장에서 흔히 있을 수 있는 경우인데, 연약지반을 통해 견고한 지층까지 말뚝을 박았다면 말뚝박기로 말미암아 흩이 교란되어 압축성이 커지고 말뚝 주위에는 과잉간극수압이 생기므로 압밀을 유발한다. 연약층은 말뚝에 대해 하향으로 내려가므로 부마찰력이 생기게 되는 것이다.

일반적으로 말하면, 점토의 소성이 낮을수록 부마찰력의 값은 작다. 또한 부마찰력은 말뚝의 전체길이에 걸쳐서 일정하게 분포되지 않고, 아래로 내려갈수록 줄어든다. 이 값의 크기

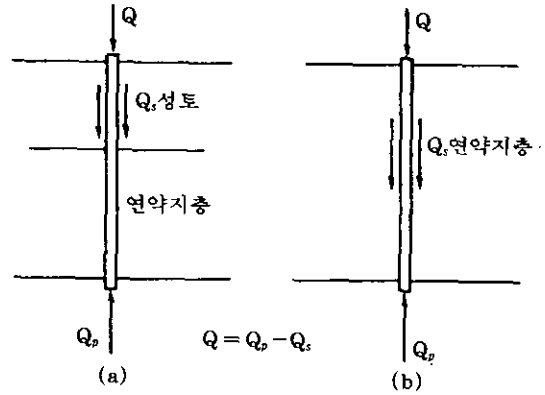


그림 4. 부마찰력

를 알면 지지력은 선단지지력으로부터 이 값을 감하여 구할 수 있다. 따라서 지지력은 현저히 줄어든다.

그런데 여기서 한가지 유의해야 할 것은, 부마찰력이 생기면 지지력의 문제보다도 침하의 문제가 더 심각할 수 있다는 것이다. 만일 말뚝을 연약한 지반을 통하여 견고한 암반까지 박았다면 주변마찰력은 0 또는 부의 값이 되겠지만 선단에서 지지할 수 있는 능력이 충분히 크므로 지반이 지지할 수 있는 전체지지력은 감소되지 않을 것이다. 그러나, 말뚝자체가 부마찰력이 추가된 축력에 저항할 수 없다면 말뚝 자체의 파괴를 가져올 수 있다.

한편, 말뚝의 선단이 견고한 지반에 놓이지 않았을 때에는 부마찰력으로 말미암아 과도한 침하가 발생한다. 그림 5는 말뚝의 지지력을 선단지지력과 주변마찰력으로 구분하여 보인 것인데, 주변마찰은 약간의 범위에서도 극한치에도달하지만 선단지지력은 관입량이 증가할수록 커진다는 사실을 알 수 있다. 따라서 부마찰력이 있을 때에는 말뚝이 더 관입됨으로서 이 값만치 추가된 작용하중에 저항하려고 할 것이다.

부마찰력의 크기는 시간에도 좌우된다. 압밀 침하량은 시간에 따라 감소하기때문에 압밀이 시작되는 처음시간에는 상당히 큰 값을 보이다가 침하가 어느 정도 진행되면 현저히 줄어들

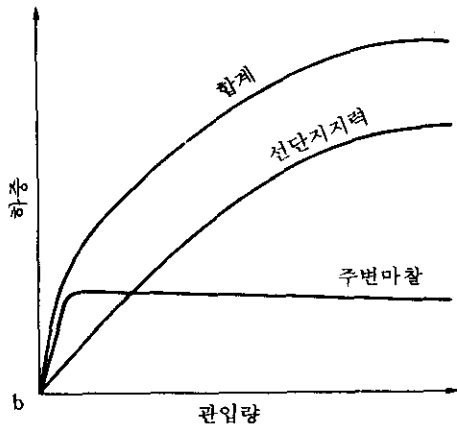


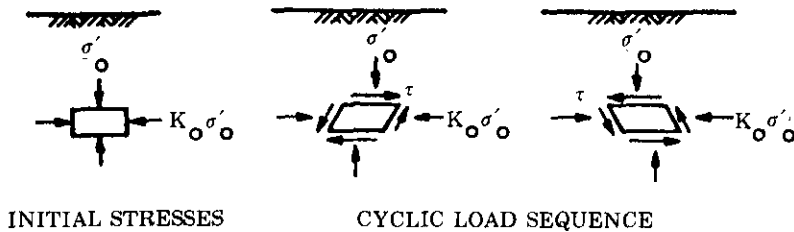
그림 5. 선단지지력과 주변마찰력에 대한 지지능력과 관입량과의 관계

것이다. 따라서 부마찰력을 고려하여 말뚝의 지지력을 결정할 때에는 이러한 문제들을 깊이 고려해야 한다.

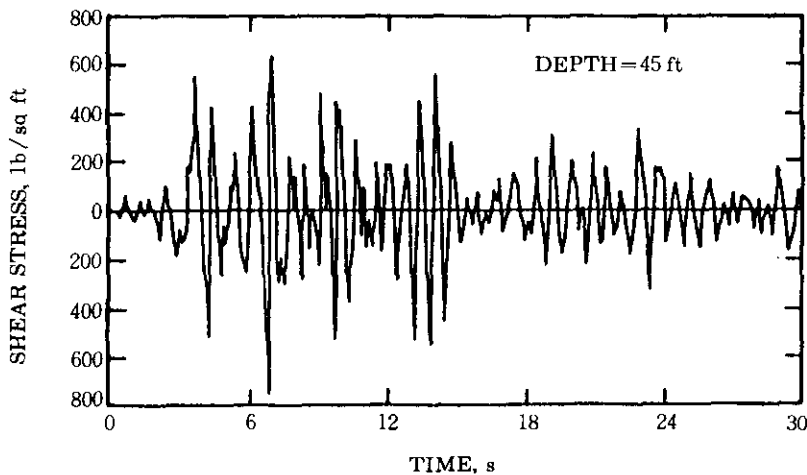
### 1.3.4 액상화현상

느슨한 모래나 실트와 같은 포화된 연약한 지반이 지진하중, 파랑하중, 진동과 같은 동하중을 받으면 갑작스럽게 지반의 강도가 저하되어 그 위에 있는 모든 구조물이 폐허화 될 수 있다. 지진으로 발생한 이러한 예는 1960년의 칠리의 발디비아, 1964년의 일본 니이гада, 1964년의 알래스카 앵카리지 등지에서 발생하였다. 다행히도 우리나라에서는 지진으로 인한 이러한 피해는 최근에는 보고되지 아니하였다. 그러나 이러한 현상을 예방하기 위해 댐, 고층 건물, 항만구조물과 같은 중요구조물에 대해서는 동하중의 영향을 고려하고 있다.

액상화현상의 기본적인 원인은 일찍부터 이해하게 되었다. 포화된 느슨한 모래가 진동을 받으면 순간적으로 다져지면서 체적이 감소된다. 비배수상태에서 체적이 감소된다면 간극수압



(a) Idealized field loading conditions



(b) Shear stress variation determined by response analysis

그림 6. 지반진동시 발생되는 반복전단응력



이 유발될 것이다. 이 값이 그 위치 위에 있는 하중과 동일하게 된다면 유효응력이 0이 되므로 그 모래는 완전히 강도를 잃게 되어 액상이 될 것이다.

이러한 액상화 현상의 기본개념은 계속적인 연구결과로 더 발전을 이루게 되었다(Seed and Idriss, 1982). 이제는 포화된 비점성토에서 발생하는 액상화현상의 기본원인이 지반진동으로 인해 유발된 반복전단응력이 작용함으로써 과잉간극수압이 생기기 때문인 것으로 알게 되었다. 전단파가 상향으로 전파되면서 발생하는 전단응력은 그림 6에 보인 바와 같이 그 파형은 일정하지 않다. 이와 같은 반복응력이 가해지면 비점성토는 더 촘촘해지려는 경향이 있고, 이때문에 간극수로의 응력의 전달은 증가되고, 반면 흙입자로의 전달은 감소된다. 한편, 흙입자의 구조는 체적을 일정하게 유지하기 위해 체적감소에 대응해서 팽창하려는 경향을 가진다. 이와 같은 체적감소와 팽창의 상호관계에 따라 과잉간극수압의 크기가 결정될 수 있다.

간극수압이 모래지반의 구속압력과 같게 되면, 그 지반은 변형을 받기 시작한다. 만일 모래가 느슨하고 간극수압이 갑자기 구속압력까지 증가한다면, 전단변형률이 20% 또는 그 이상이 될 수 있다. 이러한 큰 변형에 저항하지 못한다면 그 지반은 완전히 액상화상태가 될 것이다.

한편, 촘촘한 모래인 경우에는 반복전단응력이 작용할 때 구속압력과 동일한 잔류간극수압이 생길 수 있다. 그런데, 일련의 반복응력이 2차로 가해진다면, 그 모래는 팽창하려는 경향이 있고, 따라서 간극수압은 감소하고 가해진 응력에 저항하기에 충분한 저항력이 생기게 될 것이다. 그러나 이 과정에서 어느 정도의 변형을 수반하며, 그 상태에서 다시 반복하중이 계속된다면 변형이 더 증가되어 안정상태가 유지될 수 있다. 그러나 이 경우에는 변형이 더 이상 증가되지 않는 일정한 수준이 있는 것 같이 보인다. 이러한 거동을 반복변동(cyclic mo-

bility)이라고 말한다. 이것은 당연히 액상화현상보다 훨씬 덜 심각하다. 그러나 여기서 한가지 유의할 것은, 진동이 끝난 후에도 잔류간극수압은 남아 있으므로 이 값이 만일 크다면 상향으로 소실되면서 그 위에 놓인 지층의 침하를 일으킬 수 있다는 것이다. 따라서, 광범위한 의미의 액상화현상은 촘촘한 비점성토에서도 일어날 수 있을 뿐만 아니라, 조건이 맞기만 하면 지층의 어느 지층에서도 발생할 수 있고, 또 동수경사가 충분히 크다면 상향으로의 배수 때문에 그 위의 지층도 액상화가 유발될 수 있다.

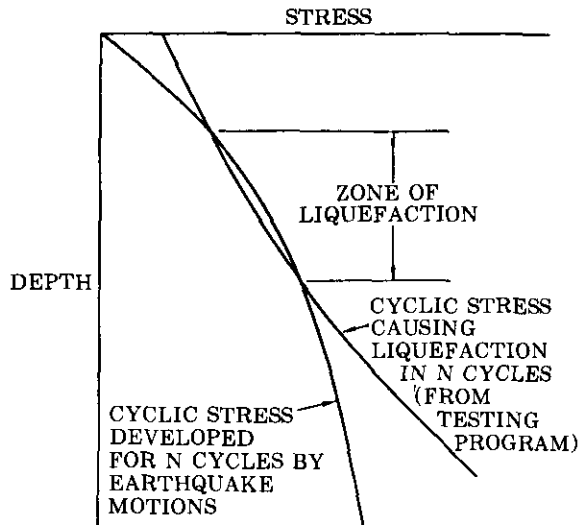


그림 7. 액상화현상의 평가 원리

이제 액상화현상 또는 반복변동의 원인을 알았으므로 지반진동이 있을 때 지층내 과잉간극수압의 발생과 소실을 안다면 이들을 이용하여 어떤 지반에 대한 액상화 가능성을 살펴볼 수 있을 것이다. 그러나 이러한 접근방법은 신뢰성 있는 해석결과를 도출하는데 가장 중요한 지층 및 흙의 자세한 특성을 파악할 수 있는 능력의 한계 때문에 이용이 잘 되지 못하고 있다. 지금까지 발전된 액상화 가능성에 대한 평가는 지반진동으로 생긴 여러 지층 깊이에서의

반복전단응력을 알고 실험실에서는 액상화를 일으킬 수 있는 반복응력을 구하여 이들을 비교하는 것이다(그림 7 참조). 더 자세한 내용에 대해서는 Seed and Idriss(1982)의 문헌을 참고하기 바란다.

#### 1.4 토질조사상과 시험상의 문제점

연약지반을 처리하는데 있어서 가장 어렵고 중요한 문제는 토질조사와 흙의 공학적 특성을 현장 또는 실내에서 시험하는 문제이다. 조사와 시험에서 얻은 자료가 바로 입력되고 이로 부터 얻어진 결과가 바로 안정성 여부를 판가름하기 때문이다. 그러나 우리 기술자들은 이 과정을 상당히 소홀히 취급하는 경향이 있다.

우리나라에서는 현장시험으로서 표준관입시험이 가장 많이 사용되고 있다. 표준관입시험으로 연약지반을 판정할 때에는 모래인 경우에는 10이하, 점토의 경우에는 4이하를 연약지반으로 분류한다. 표준관입시험은 본래 모래지반에 대한 적용을 위해 개발되었으므로 연약한 점토지반에 대해서는 사실상 이것이 적합한 시험은 아니다.

토질조사와 시험의 목적은 설계 또는 해석에 필요한 여러 계수를 정하기 위한 것이다. 안정성이 있고 경제적인 대책은 면밀한 조사로부터 비롯된다는 것을 알아야 한다. 이를 위한 조사와 시험에 있어서는 가능한 대책이 무엇인가를 미리 충분히 검토하지 않으면 안된다. 그렇지 않으면 많은 비용을 들이고도 충분한 자료를 얻지 못하는 경우가 있기 때문이다. 따라서 토질기술자는 현장조사와 시험의 항목을 구체적으로 나열하여 조사자에게 제시하고 수시로 중간결과를 검토할 필요가 있다.

토질역학에 있어서 해석이론은 더 이상의 정확성이 기대될 수 없을 만치 발전되어 왔지만, 아직도 해석에 쓰여지는 지반의 여러 정수에 대해서는 적절한 값을 찾아내는데 어려움이 있다. 따라서 최근까지도 이 정수들을 더 실제와 맞게 현장시험 또는 실내시험으로 결정하려고 부단한 노력이 경주되어 왔다. 여기서는 최근

에 개발된 시험장비를 중심으로 연약지반의 조사를 위해 적절한 시험장비와 방법을 몇가지 소개하려고 한다.

##### 1.4.1 현장배인시험

배인시험은 점토의 비배수 전단강도를 현장에서 측정하기 위한 가장 적절하고 보편적으로 사용되는 시험이다. 배인은 여러 형상이 있고 형상에 따라 측정치가 틀리지만 표준방법으로 쓰고 있는 시험기는 직경과 길이의 비가 2인 것이다.

이 시험으로 얻어진 강도로 안정해석을 한다면 불안측이 된다는 것이 알려졌으므로 이 값은 수정하여 사용하는 것이 적절하다. Bjerrum(1972)은 여러 곳의 점토지반에서 조사한 현장 배인시험의 결과를 종합하여 소성지수와 수정계수와의 관계는 여러 문헌에 제시되어 있다.

그런데, 배인시험으로 얻은 지층깊이에 따른 비배수강도는 선행압밀하중,  $\sigma'_p$ 과 관련된다. Mesri(1975)는 Bjerrum(1972)의 연구결과를 재분석하여 선행압밀응력에 대한 비배수강도 ( $\mu_{s_w}/\sigma'_p$ )사이에는 0.22의 일정한 관계가 존재한다고 하였다. 이 관계를 적용하면, 유효토포하중과 비교함으로써 과압밀비를 결정할 수 있다. 그 후 Larsson(1980)은 이 관계를 유기질토와 소성지수의 변화에도 적용할 수 있도록 그림 8과 같은 더 자세한 관계를 제시하였다.

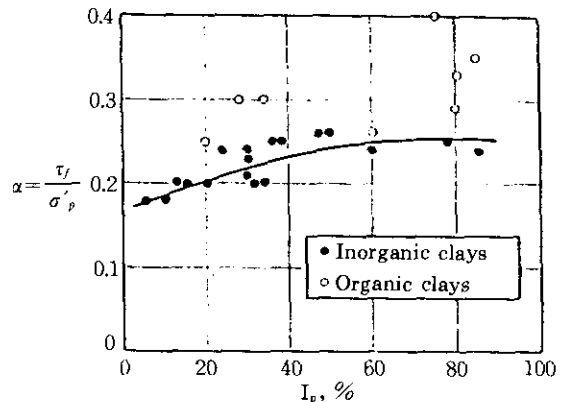


그림 8. 소성지수와  $(\tau_f/\sigma'_p)$ 과의 관계

#### 1.4.2 피조콘 시험

정적 콘 시험(CPT)은 오랫동안 연약지반을 포함한 현장 지반조사에 이용되어 왔다. 최근에는 여기에다 간극수압을 측정할 수 있도록 트랜스듀서(transducer)를 부착하였는데, 이것을 피조콘(piezcone, CPTU)이라고 부른다. 우리나라에서도 이제 이의 사용이 시작되었지만, 이것은 특히 지층에 대한 정밀한 정보를 얻을 수 있다는데 큰 장점이 있어서 연약지반을 조사하는데 세계적으로 널리 사용되고 있다.

이 콘은 꼭지각이  $60^\circ$ , 콘단면적은  $10\text{cm}^2$ , 주면마찰면적  $150\text{cm}^2$  초당 2cm의 속도로 관입하도록 표준화되어 있다. 이 시험으로 선단 큰저항  $q_c$ , 마찰저항  $f$ , 및 간극수압  $u$ 를 동시에, 또 거의 연속적으로 측정할 수 있다. 이 값들은 지층깊이에 따라 예민하게 반응하므로 깊이에 따른 토층의 자세한 변화를 알아내는데 가장 적절한 시험기구이다. 점토층에 끼인 10mm 두께의 샌드 심(sand seam)도 판별할 수 있다고 보고되고 있다. 이와 같은 측정값을 사용하여 흙의 종류를 판별할 수 있는 도표도 제안되었다(Robertson, 1990).

피조 콘 시험의 결과를 가지고 비배수강도를 결정할 수 있고(Tavenas and Leroueil, 1987), 투수계수와 선형압밀하중을 결정할 수 있다. 간극수압의 소산시험을 하면 압밀계수도 추정할 수 있다. 이에 대한 자세한 내용은 여러 관련문헌을 참고하면 될 것이다(예 : Leroueil and Jamiolkowski, 1991).

#### 1.4.3 Rowe cell 압밀시험기

압밀침하와 관련되는 계수중 가장 중요한 것은 압축지수와 압밀계수이다. 이 계수들은 불교관시료를 채취하고 실내에서 압밀시험기(oedometer)로 압밀시험을 하여 구한다. 재래식의 압밀시험기는 연직방향으로의 배수를 원칙으로 하고 있다. 그러나 압밀을 촉진시키기 위하여 sand drain, band drain과 같은 수직재를 삽입한다면 압밀은 주로 방사선 방향의 배수에 의해 발생된다. 이러한 경우에 대한 압축

지수와 수평방향 압밀계수를 구할 수 있도록 개발된 것이 Rowe Cell이다(그림 9 참조). 이 셀은 가운데 구멍을 뚫어 배수재를 두거나 셀 주위로 배수될 수 있도록 배수재를 끼워 넣을 수 있다. 이 셀을 사용하면 압밀과정중 간극수압의 변화도 측정할 수 있다.

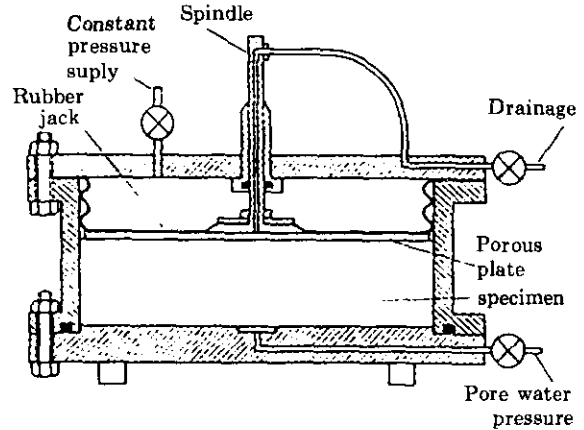


그림 9. Rowe cell 압밀시험기

#### 참고 문헌

1. 김상규(1991), 토질역학의 이론과 응용, 청문각, 서울.
2. 엄기태(1992), 한국노양총설, 농촌진흥청
3. 최인걸(1994), 삼척 유기질토의 공학적 특성에 관한 연구, 석사학위논문, 동국대학교 대학원
4. Asaoka, A.(1978). "Observational Procedure of Settlement Prediction." Soils and Foundation, 7,(1), pp.87~101.
5. Bjerrum, L.(1972). "Embankment on Soft Ground", Proc., ASCE Spec. Conf. on Earth and Earth Supported Structures, Purdue University, Vol. II, pp. 1~54.
6. Chirapuntu, S. and Duncan, J.M.(1975). The Role of Fill Strength in the Stability of Embankment on Soft Clay Foundation, Univ. California, Berkeley, Dept of Civil Eng. Rep. No. TE 75~3, p.231.
7. Duncan, J.M. and Poulos, H.G.(1981). "Modern Techniques from the Analysis of Engin-

- engineering Problems in Soft Clay", *Soft Clay Engineering* edited by Brand, E. W. and Brenner, R. P., Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, pp. 367~414.
8. Lambe, T.W.(1964). "Stress Path Method", *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, 93, SM6, pp. 309~331.
  9. Larsson, R.(1980). "Undrained Shear Strength in Stability Calculations of Embankments and Foundations on Soft Clays", *Canadian Geotechnical J.*, Vol. 15(4), pp.591~602.
  10. Leroueil, S. and Jamiolkowski, M.(1991). "Exploration of Soft Soil and Determination of Design Parameters", *Proc., Int. Conf. on Geotech. Eng. for Coastal Eng., Yokohama*, pp. G1.1-G1.30.
  11. Mesri, G.(1975). Discussion on "New Design Procedure for Stability of Soft Clays", *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, Vol. 101, GT 4, pp.409~412.
  12. NAVFAC(1982). *Soil Mechanics Design Manual 7.1*, Dept of the Navy.
  13. Olson, R. E.(1977). "Consolidation under Time Dependent Loading", *J. Geotechnical Eng. Div., ASCE*, 103, GT1, pp. 55~60.
  14. Olson, R.E. and Ladd, C. C.(1979). "One-dimensional Consolidation Problems", *J. Geotech. Eng. Div ASCE*, 105, GT 1, pp.11~30.
  15. Robertson, P.K.(1990). "Soil Classification Using the Cone Penetration Test", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.27(1), pp.151~158.
  16. Skempton, A. W. and Bjerrum, L.(1957). "A Contribution to the Settlement Analysis on Clay", *Geotechnique*, 7, pp. 168~178.
  17. Seed, H. B. and Idriss, I.M.(1982). *Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.
  18. Tan, S.A.(1993). "Ultimate Settlement by Hyperbolic Plot for Clays with Vertical Drains", *J.Geotech, Eng. Div., ASCE*. Vol.119, No.5, pp.950~955.
  19. Tan, S.A.(1994). "Hyperbolic Method for Evaluation of Settlement of Ground Pretreated by Drains and Surcharge," *J. Geotechnical Engineering*, Vol.25, No.1, Southeast Asian Geotechnical Society, pp. 75~89.
  20. Tavenas, F. and Leroueil, S.(1987). S.O.A. on Laboratory and In-Situ Stress-Strain-Time Behaviour of Soft Clays, *Int. Symp. on Geotech, Eng. of Soft Soils, Mexico City*, Vol. 2, pp.1~46.
  21. The Malaysian Highway Authority(1989). *Proc. of Int. Symposium on Trial Embankments on Malaysian Marine Clays*, Vol. 1 and 2, Kuala Lumpur.