

# N值, c, Ø의 특성과 그 메카니즘

## (The property of Nvalue, c, Ø & Mechanism)

○ 대불대학교 교수 최항길

수원대학교 교수 채영수

### ☞ 지금까지의 발표내용 요약 및 과제

#### 1. N치·c·Ø의 새로운 고찰 및 이용법 (1998년 봄 학술세미나)

① 국제토질기초학회에서 標準貫入試驗法の 세계표준화案이 1989년에 제출되고, 그후 1991년에 ASTM과 BS가 연속하여 개정되었다. 「ASTM D-1586-84」의 개정은 부분적인 개정이나, 「BS1377 ; Part9」는 Sampler, Hammer의 形狀, 重量 즉, Sampler는 外徑  $51.1 \pm 1\text{mm}$ , 內徑을  $35 \pm 0.5\text{mm}$ , 全長  $680\text{mm}$ , 先端날 두께  $1.6\text{mm}$ , hammer중량  $63.5\text{kg}$ 으로 바뀌어 標準試驗法과 근사하게 되어 있다. 이 개정이 앞으로 세계 각국의 표준관입 시험의 規格統一에 어떠한 영향을 미칠 것인가가 매우 주목된다. 한편, 地盤 構造物 設計法에서 사용하는 土質定數도 점점 합리성이 요구되어 이론적 수치와 실제지반에서의 측정치, 또한 수십 년간에 걸친 경험치 등을 통한 統計的인 처리를 한 후, 해당 구조물의 설계법과의 적합성이 최종 검토되는 등 체계적인 검증이 요구되고 있다.

#### 2. 표준관입시험의 관입메카니즘, N치의 해석과 적용 (1998년 여름 학술세미나 참조)

① SPT는 N치의 측정외에 샘플러내의 채취시료를 직접 관찰할 수 있는 이점이 있고 또한 그 시료토의 사진관찰과 같은 객관적인 데이터도 조합시키면, N치의 평가는 보다 정확도가 높게 된다. 또한, SPT에는 N치나 시료관찰 이외에도 이용가치가 높은 몇 가지의 참고 가능한 指數도 있다.

② SPT의 동적관입거동이 이론적, 실험적으로 명확히 되었다. 이 이론은 소형으로부터 대형까지의 동적관입시험에도 적용할 수 있는 것이다. 따라서, 이것을 이용하여, 동적관입시험법 전반에 걸쳐 계통적으로 연구하여 각각의 적용한계를 명확히 하여 調査目的, 精度, 規模 등을 고려한 새로운 동적관입시험 방법이나 그 선정법 등의 기준 작성에 착수하여야 한다.

③ 지금까지는 SPT시험법의 hammer나 로드 두부의 움직임으로부터 선단 지반의 동적저항이나 변형에 관한 정수를 추정하는 것에 지나지 않았으나 앞으로는 로드선단에서의 지반의 모델화와 동시에, 지반의 동적강도나 변형정수, 靜的 정수들과의 관계를 명백히 할 필요가 있다. 그 방법으로서로는 흙진스 봉법을 응용한 흙의 동적시험장치를 개발하여 적용하는 것이 유효하다.

### 3. N值의 解析과 適用 (1998년 여름 학술세미나)

① 표준관입시험은 중추낙하에 의하여 노킹헤드를 타격, 룯드속에 스파이크형의 응력파를 발생시켜, 그것이 샘플라에 전달되었을 때, 샘플라와 지반의 상호작용에 의하여 샘플라가 지반내에 관입됨과 동시에, 반대波가 다시 룯드를 상부에 전달시켜 가는 메카니즘의 시험방법이다.

② N치는 동적관입저항이기 때문에, N치로 부터 정적강도를 고려하는 경우에는 샘플라 관입시에 발생하는 간극수압의 영향을 고려하여야 한다.

③ 단단한 모래지반 상에서 시험시, 관입이 연속하여 진행될 때에는 샘플라가 閉塞되어 SPT貫入메카니즘의 이론대로 되지 않으므로 N치의 보정이 필요하다. 이와 같은 사질토의 N치는 지하수위 이하에서는 全拘束壓上의 비배수전단강도로 본다. 점성토의 설계에서도 비배수전단강도를 고려하기 때문에, N치는 좋은 지표가 된다.

⑤ N치나  $q_c$ 를 고려한 상태에서 관입시에 발생하는 간극수압은 그것들을 해석함에 있어 대단히 중요한 요인이며 앞으로의 연구가 기대된다.

이상 기술한 바와 같이 표준관입시험은 공학적으로 매우 유효한 시험이지만 실무면이 선행되므로 문제점이 많은 시험으로 인식되어 있다. 그러나 최근 겨우 그 본질을 추구하는 연구의 성과가 있지만, 아직 시작에 불과하다. 금후, 더욱 많은 연구가 추진되어 N치를 보다 명확히 해석 가능하게 되어 바른 整數의 적용이 되도록 하는 것이 앞으로의 과제다.

### 4. N치에 의한 지반의 평가(1999년 봄 학술세미나)

① 지반의 공학적성질의 평가는, N值등의 원위치시험의 결과를 이용하여 기본적으로 평가하고 그 결과를 기초로 설계나 시공을 실시하고 있는데 이들 시험치에는 精度면이나 혹은 利用面에서 문제가 많다. 따라서 흙성질의 파악은 간단히 그 현장에서 실시한 시험결과만이 아니고 주변의 여러 현장에서 시행한, 同一地層의 시험치 라든가, 설계나 시공의 경험을 포함 지질학적인 상세한 판단을 첨가하여 종합적으로 판단할 필요가 있다. 그리하여, 해당되는 부지에서의 시험결과에서, 전체적인 경향과 다른 수치가 있는 경우에는 부분적으로 특수한 지층이 있는지, 혹은 시험치 자체에 문제가 있는지의 판단이 필요하게 되는데, 그 판단이 기초공법선택에 크게 영향이 미칠 경우에는 반드시 추가조사를 하여야 한다. 시험결과를 그대로 믿는 것이 아니고 시험의 精度로 말하는 것을 항상 생각하면서, 또한 흙을 실제로 만져보는 일도 매우 중요하다. 이와 같이 종합적이고 체계적으로 검토함으로써 정확한 흙의 성질의 파악이 가능하게 된다. 한 권의 지질조사의 보고서로부터는 정확한 판단이 불가능하다는 것을 명심하여야 한다.

## ☞ 금회 발표

### 5. $N$ value, $c$ , $\phi$ 의 특성과 그 메카니즘

#### 5.1 서론

구조물의 기초와 절토사면을 포함한 지반구조물의 설계에서는 기초지반이나 구조물의 붕괴 및 변형·침하에 대한 검토가 필요하다. 특히, 붕괴는 모든 설계에서 검토대상이 되고 있다, 토질공학에서는 지반과 흙의 붕괴에 관한 문제를 안정문제라고 하며, 토압, 지지력, 사면안정등이 이 분야에 해당된다. 주동토압과 수동토압이 왜 다른 것인지, 지반은 왜 구조물의 하중에 대하여 안전할 수 있는가, 지반재료보다 단위체적중량이 작은 물체가 땅속으로 부터 분리되어 왜 떠오르지 않는 것인가, 경사면이 어떻게 하여 당초의 설계구배를 유지하는가, 이 모든 것들은 지반이나 흙이 전단저항력을 가지고 있기 때문이다. 위의 현상은 물과 같은 流體에서는 없으며 지반에서만 있다.

이러한 현상은 지반에만 국한되지는 않으나, 대개 물체는 무한한 전단저항을 갖는 것이 아니고, 그 물체의 성질에 따라 한계가 있다. 이것을 물체의 전단강도  $\tau_f$ 라 한다. 즉,  $\tau_f$ 와 같은 크기의 전단응력까지는 파괴되지 않고 견딜 수가 있다. 그림-5.1에 나타난 것 같이 흙은 전단변형  $\gamma$ 가 함께 전단강도  $\tau$ 로 표시되어,  $\tau_f$ 에 도달한 후 전단저항이 감소하여 전단변형이 더 커지면 전단저항은 일정한 값에서 변화하지 않게 된다. 이 최종적인 전단저항을 잔류강도라 한다.  $\tau_f$ 는 그 물체의 성질에 따라 파괴기준식에서 구한다. 이 식중  $c \cdot \phi$ 는 整數이다. 지반의 파괴는, 작용하는 전단응력이 지반의 전단강도를 초과하면 생겨난다. 그러나 전단 응력이나 전단강도도 지반내에서 분포하고 있기 때문에 부분적으로 전단응력이 전단강도와 같아지는 일이 있어도, 지반 전체적으로 파괴는 일어나지 않는다. 따라서 안정해석時에는 사면에 접하는 작용전단력과 전단저항과의 평형을 고려하기 때문에, 지반내의 각 점에서의 전단강도의 수치가 필요하게 된다. 그 때문에  $c \cdot \phi$ 는 전단강도를 구하기 위한 하나의 수단으로서 사용되고 있다. 흙이 다른 재료와 다른 점은 상황에 따라 변화가 일어나기 쉽고, 그로 인하여 강도도 변화하기 때문이다. 또 흙은 흙입자와 물과 공기의 혼합체이므로, 다른 재료에 비해 흙의 강도에 대한 신뢰를 떨어뜨리고 있는 원인이다, 또 흙의 강도를 지배하는 요인이 많고, 그 모든 요인이 강도에 미치는 영향이 아직까지도 정량적으로 해명되지 않아 흙의 전단강도는 그때마다 시험에 의하여 구하여야 한다,

본 장에서는 흙의 전단강도와  $c \cdot \phi$ 에 대해 알기 쉽게 해설하고, 그것을

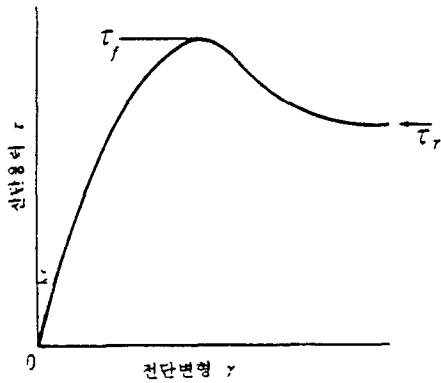


그림-5.1 흙의 응력-변형관계

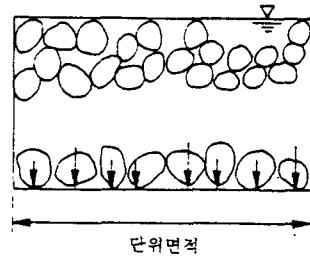


그림-5.2 지반내의 응력 설명

구하는 방법, 결과의 해석, 실용문제로의 적용에 관한 기본 사항에 대해 서술한다.

## 5.2 전응력, 간극수압, 유효응력, 다이레이턴시

흙은 각각의 흙입자와 그 간극에 존재하는 流體(물 및 공기)로 구성되어 있다. 흙은 하중을 받으면, 토입자가 힘을 받는 부분과 간극의 流體에서 힘을 받는 부분이 있다. 간극에 공기가 많이 있다면, 공기는 압축성이 높기 때문에 거의 전 하중을 흙입자가 받는 것이 된다. 따라서 여기에서는 간극이 물로 채워져 있는 경우를 대상으로 한다.

그림-5.2와 같은 용기에 포화된 흙을 넣었을 때 용기의 저면에 작용하는 힘을 생각한다. 저면에는 토립자로 부터 임의의 방향에서 각각 다른 크기의 힘이 작용하지만 그 연직방향의 분력은 그림-5.2와 같이 된다. 한편, 물과 접하고 있는 저면에는 수압이 작용하고 있다. 흙입자와 저면의 접촉면적은 아주 작기 때문에 이 수압은 거의 전체 저면에 작용한다고 본다. 지금 수위가 흙의 표면과 일치하고 있다고 보고, 저면의 단위 면적당 작용하는 연직방향의 힘 즉, 저면 쪽으로의 수직응력을 구한다. 흙의 단위체적중량을  $\gamma$  라고 하면 이 수직응력은  $\gamma \cdot d$  가 되고, 이것을 모든 작용하중이라고 하는 의미에서 전응력인  $\sigma$  로 표현한다. 즉  $\sigma$  는 흙입자에서의 힘과 수압의 합계다. 수압은  $\gamma_w \cdot d$  ( $\gamma_w$ 는 물의 단위체적중량)이 되고, 이것을 간극수압인  $u$  로 표현한다. 따라서 저면이 흙입자로 부터 받는 힘  $\sigma$  는 다음식이 되며, 이것을 유효응력이라 한다.

$$\sigma = \sigma - u \quad \sigma = \sigma + u \quad (5.1)$$

유효응력은 직접적으로는 측정할 수가 없기 때문에 측정 혹은 계산이 가

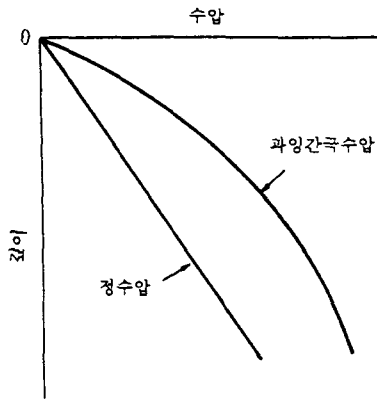


그림-5.3 정수압과 과잉간극수압

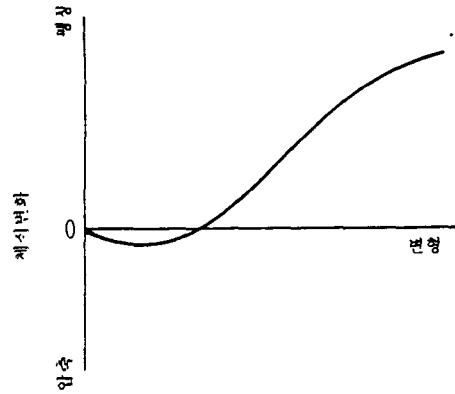


그림-5.4 사질토의 다이레이턴시

능한 전 응력과 간극수압으로부터 계산된다. 여기에서는 용기의 저면에 작용하는 힘을 고려하였으나 실제 흙속의 단면은 토립자와 간극의 횡측 단면을 고려한다. 따라서 토립자의 각 접점을 통과하는 평면은 연속하지 않으므로 하나의 평면상에서의 힘의 균형이 그림-5.2와 같이 된다고는 생각되지 않으나 흙 속을 지나는 한 평면에 대해서 식(5.1)이 성립한다고 가정하여 유효응력을 구하고 있다. 그림5.2의 경우는 간극수압은 정수압에 해당하지만 실제 지반에서는 간극수압이 정수압과 반드시 일치하고 있다고는 말 할 수 없다. 그림5.3에 표시되어 있는 바와 같이 정수압과의 차이부분을 과잉간극수압이라 하는데, 이것이 존재하면 지하수가 유동하고, 이것은 시간과 함께 소멸될 수가 있다. 흙의 강도 및  $c \cdot \phi$ 를 이해하는데 필요한 사항으로서 다이레이턴시가 있다. 다이레이턴시는 입상체(粒狀體) 토입자의 특성이다. 한마디로 말하면 다이레이턴시는 전단응력 또는 전단변형의 변화와 함께 생기는 체적 변화이다. 탄성론에서 다루는 물체의 체적 변화는 평균 수직 응력의 변화만으로 생긴다고 정의하고 있다, 따라서 지반 변형의 검토에는 변형계수에 다이레이턴시에 관한 계수를 고려해야만 한다. 그림-5.4에 일반적인 사질토의 전단변형과, 다이레이턴시에 따른 체적변화의 관계를 표시한다. 초기에는 체적이 압축되지만 그 후에는 변위와 함께 팽창을 계속하여 결국에는 체적변화가 일어나지 않게 된다. 이 다이레이턴시 특성은 초기에는 흙의 간극비의 함수가 되어, 간극비가 크면 팽창량이 작아진다. 또 체적변화가 일어나지 않게 되었을 때의 전단 응력은 앞에서 언급한 잔류강도에 해당된다.

### 5.3 파괴기준과 강도정수

전술한 것과 같이 재료의 강도는 파괴기준식에 의해 주어진다. 흙의 강도

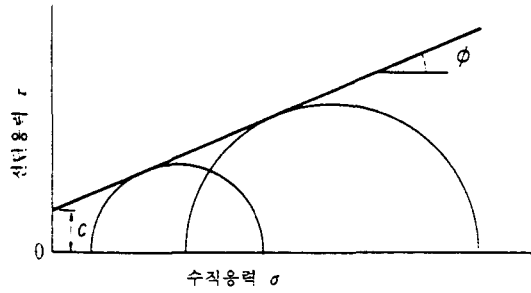


그림-5.5 Coulomb의 파괴기준선

$\tau_f$  는 coulomb의 파괴기준에 따르는 것이 통례이다.

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \quad (5-2)$$

여기에서  $c \cdot \phi$ 를 강도정수라 하고, 그것은 점착력, 전단저항력(또는 내부마찰각)이다.  $\sigma_f$ 는 파괴면에 작용하는 파괴시의 수직 응력이며, 토질공학에서는 압축을 (+)값으로 정하고 있다. 이 외에도 여러 파괴기준식이 있으며 각각의 재료에 따라 적절한 것이 사용되고 있다. 이 coulomb의 파괴 기준식은 암이나 콘크리트와 같은 건설재료에도 적용된다. 식(5.2)는  $\tau_f$ 와  $\sigma_f$ 의 관계가 직선인 것을 나타내고 있지만  $\tau_f$ 가 커지면 convex곡선이 된다. 그러나 토질공학에서 취급하는 응력범위에서는 식(5.2)의 직선관계가 성립하기 때문에 여기서는 이 식이 직선으로 되는 것을 기본전제로 하고 강도 정수에 대하여 서술한다. 식(5.2)을 그림으로 표시하면 그림-5.5와 같이 된다. 이 그림중에 임의의 점의 응력 상태를 나타내는 Mohr의 응력원을 그린다. 그림은 응력 상태가 파괴시의 원으로 coulomb의 파괴기준선에 접하고 있다. 그리고 논리적으로는 Mohr의 응력원은 파괴기준선과 2개 이상의 교점을 가지는 것은 없다. 이것은 즉 응력상태는 파괴기준선보다 상부에는 존재할 수 없다는 것을 의미하고 있다. 그리고 Mohr의 원과 coulomb의 파괴기준선과의 접점이 파괴면상의 응력을 나타내게 된다. 따라서 시험결과로부터 Mohr의 응력원을 몇 개 그려 그 공통접선을 이음으로서 파괴기준선을 구할 수가 있다. 식(5.2)는 간단하기 때문에 전단시험만 시행하면 쉽게 흙의 강도 정수  $c \cdot \phi$ 가 구해질 것 같으나, 흙은 전술한 대로 상태변화가 복잡하기 때문에, 같은 흙이라도 토질조건에 따라  $c \cdot \phi$ 가 다르며, 또 파괴면에 작용하는 수직 응력을 수응력으로 할지 有效응력으로 할 지에 따라, 다른  $c \cdot \phi$  값이 된다. 흙의 상태에서 특히 중요한 것은 間隙水에 관한 것이다. 또, 흙은 본래 토립자 간의 마찰로 전단저항을 발휘하기 때문에 식(5.2)의 수직 응력에는 토립자 간에 작용하고 있는 유효응력을 사용하는 편이 적절하다. 그러나 실제의

적용에서는 파괴시의 유효응력을 아는 것이 쉽지 않기 때문에 수응력이 사

용되고 있다. 이와 같이 흙에서는 단 하나의  $c \cdot \phi$ 가 있는 것이 아니라 몇 개의  $c \cdot \phi$ 가 존재하고 있다는 것을 충분히 인식하고 있지 않으면 흙의 강도와 강도정수를 이해할 수가 없다. 이것은 다른 재료에는 보이지 않는 흙의 복합적성이다. 그래서 시험법과 정리방법에 따라  $c \cdot \phi$ 가 어떻게 되는지 또, 실용 면에서는 어떻게  $c \cdot \phi$ 를 사용해야 할 것인지는 시험법과 관련시켜 다음節에서 언급한다.

## 5.4 강도 및 강도정수를 지배하는 요인

흙의 강도를 지배하는 요소는 매우 많다. 여기에서는 그 요소에 대하여 열거는 하지만 모든 요소에 대해서 아직까지 定量的 또는 定性的으로 그 영향이 명확하게 되어 있지 않다. 따라서 실무적으로 이용하는 흙의 강도는 주어진 최선의 여건에서의 전단시험을 실시하여 구한다. 각각의 요인에 대한 영향에 관하여 설명한다.

### 5.4.1 흙 자체의 요인

흙 자체가 가지고 있는 요인으로는 다음과 같은 것이 있다. 흙의 고유성질로서 입자의 형태, 입경, 입도분포, 흙입자 표면마찰계수, 흙입자의 물리 화학적 성질, 유기물의 함유량 등을 들 수 있으며, 다음으로 흙의 상태를 나타내는 것으로 간극비 또는 간극율, 함수비, 포화도, 간극수중의 이온의 종류와 농도, 흙 입자의 배열구조, 온도 등이다. 흙 고유의 성질은 일반적으로는 크게 변화하지 않는 것으로 간주하여도 좋으나 흙의 상태를 나타내는 요인은 크게 변화한다고 보아야 한다.

흙은 사질토와 점성토로 크게 구별된다. 양자의 가장 큰 차이점은 투수성과 흙입자의 물리화학적 성질이다. 지금부터 각 요인과 흙의 강도 또는 강도정수와의 관련성에 대해 설명한다. 간극비  $e$ , 간극율  $n$ , 함수비  $w$  에 대해서는 어느 것이 증가해도 강도는 저하 한다. 사질토에서는 강도를 생각할 때, 간극비를 사용한 상대밀도  $D_r$ 로 표현 할 때가 많다. 한편, 점성토에서는 포화상태에서의 강도를 표현 할 때가 많고, 또 물과의 관련성이 강하기 때문에 간극비와 실질적으로는 같은 함수비에 의할 때가 많다. 사질토에서는 간극비가 작아지면, 파괴시의 다이레이턴시에 따른 체적변화의 팽창의 경향이 커지고, 강도가 증가하는 것이다.

그림-5.6 에 모래의 전단시험을 하였을 때의 전단응력  $\tau \sim$  전단변위  $\gamma \sim$  체적변화  $\Delta V/V$  관계를 나타낸다. 전단 응력이 최대치에서 즉, 전단강도가 발휘

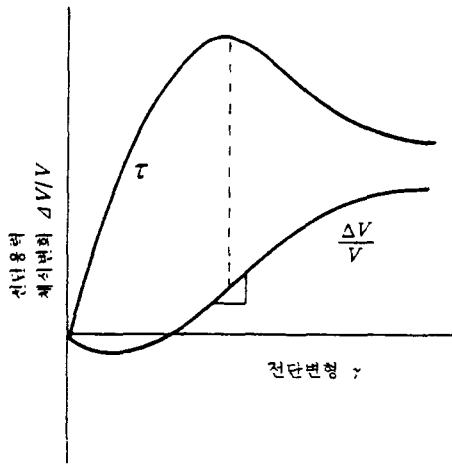


그림-5.6 전단에 의한 모래의 응력  
~ 변형 ~ 체적변화관계

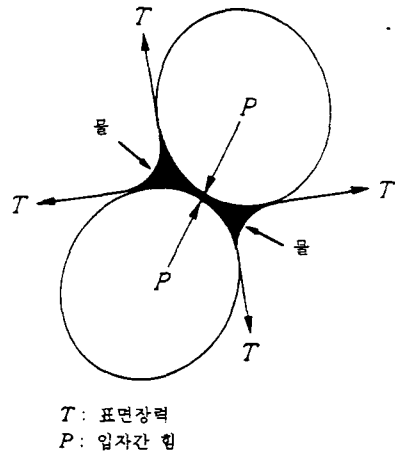


그림-5.7 물의 표면장력에 의한 입자간 힘

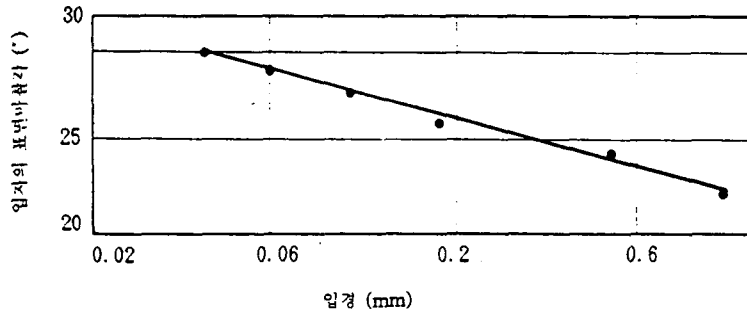


그림-5.8 입경과 표면마찰계수의 관계

되고 있는 시점에서의  $\gamma \sim \Delta V/V$  관계의 구배  $d(\Delta V/V)/d\gamma$ 의 크기가 강도를 좌우한다. 이 구배를 다이레이턴시 계수라 부른다. 삼축압축시험에서는  $d(\Delta V/V)/d\epsilon_1$ 을 다이레이턴시 계수로 할 때가 있다. 단,  $\epsilon_1$ 은 축방향의 압축변위이다. 모래의 배수강도는 이 다이레이턴시 계수만으로 결정되어 진다고 보아도 좋다. 즉, 다이레이턴시에 의한 강도성분 이외의 강도는 모래의 간극비가 변해도 동일하다. 또한 점성토에 있어서의 다이레이턴시의 영향은 점성토에 대하여 비배수강도를 대상으로 할 때가 많기 때문에 파괴시의 발생간극수압으로 나타난다. 즉, 다이레이턴시가 압축방향에서 클 때는 보다 큰 간극수압이 발생하고, 또한 그만큼 유효응력이 작아지며, 같은 강도정수라도 강도는 작아진다. 포화도와 흙의 강도관계를 定性的으로 표현하면, 포화도가 낮아지면 강도는 증가한다. 이것은 토립자 사이에 부착되어 있는 물의 표면장력에 의해 토립자 간의 힘이 커지기 때문이다. 즉 그림-5.7에 나타나 있는 것처럼 T가 되는 표면 장력이 작용하고, 그 반작용으로서 P가 되는 토립자사이의 힘이 작용한다. 그 때문에 토립자간의 마찰력이 증가하여 강도가 증가한다. 이것은 흙 내부의 힘에 의하여 생긴 강도의 성분이기 때문



에 식(5.2)에서는  $c$ 의 성분이 되어 외관상의 점착력 중의 하나가 된다.

다음으로 토입자의 형태, 입경, 입도분포, 토립자의 표면마찰계수와와의 관련성에 대하여 언급하여야 하나 이들에 대해서는 아직 명쾌한 관계가 정리되어 있지 않다. 단, 사질토에서는 입자의 모양이 모난 것일수록 전단저항각이 크다든가, 크고 작은 여러 가지 입경의 입자가 섞인, 소위 well grade의 흙일수록 밀도가 커지기 때문에 강도가 커지는 것인가에 대하여 언급되어 있다. 입경과 입자의 표면마찰계수와와의 관계는 그림-5.8과 같이 되고, 입자가 적을수록 마찰계수는 크게되는 것 같다.

다음은 흙의 물리화학적 성질에 관한 내용인데 이것은 점성토가 대상이 된다. 점성토에는 점성토 광물이 입자와 함께 함유되어 있다. 점토광물에는 여러 종류가 있지만, 어떤 입자도 형상이 板狀이며 그 표면은 電荷를 띠고 있다. 일반적으로 마이너스 전하를 띠고 있으며, 이것이 쌍극성인 물분자와 間隙水中의 양이온에 작용하여 점성토의 강도에 영향을 준다. 토립자 표면에 물분자가 흡착되거나 양이온이 토립자의 표면에 붙어 흡착이온이 되기도 한다. 그러나 이와 같은 현상과 강도의 관계에 대해서는 여러 가지 논리가 있지만 정량적으로 해명되어 있지 않기 때문에 여기에서는 그것에 대하여 자세한 서술은 피하도록 한다.

다음으로 토립자의 배열구조에 대해서는 이전부터 점토 입자에 관한 구조 모델이 제안되어, 강도의 영향에 대해 논의되어 왔다. 최근에는 전자 현미경에 의해 그 배열구조가 사진촬영이 가능하게 되었다. 진술한 대로 점토의 토립자는 板上이고, 그것들의 端部와 面部가 접촉하여 구조를 이루고 있는 경우는 간극이 큰데에 비해서는 강도가 크다고 한다. 사질토에 대해서도 입자의 배열방향과 강도와 변형특성과의 관계가 연구되어 있는데, 점성토와 마찬가지로 아직 충분히 해명되어 있지 않다.

#### 5.4.2 외적 요인

흙의 강도는 작용응력등의 외적조건에 의하여 변한다. 그것을 배열하면, 파괴면에 작용하는 유효수직응력의 크기, 압밀압력의 상태, 응력 이력, 응력 경로, 재하 속도, 동적, 정적 작용응력 등이다. 식(5.2)에서도 알 수 있듯이 강도는 파괴 면에 작용하는 수직응력에 의존한다. 흙은 근본적으로는 마찰체이기 때문에 강도를 지배하는 수직응력은 유효능력이 된다. 흙이 강도를 발휘하는 데는 압밀履歷을 받지 않으면 안 된다. 압밀을 받지 않으면 흙은 유효능력을 갖지 않으므로 강도를 발휘할 수가 없다. 지반내의 흙은 여러 가지 모양으로 압밀을 받고 있다.

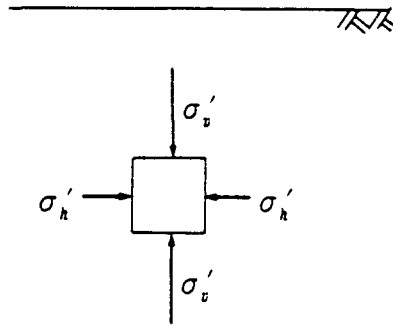


그림-5.9 일차원 압밀에 있어서의 지반내 응력

지반의 퇴적 과정에서의 압밀은 축방 구속상태라고 생각되며, 이와 같은 압밀을 일차원 압밀 또는 「 $K_0$ -압밀상태」라고 한다. 일차원 압밀상태에서는 그림-5.9에 나타난 것 같이 연직방향의 유효응력  $\sigma'_v$  와 수평방향의 유효응력  $\sigma'_h$  의 크기가 다르다.  $K_0 = \sigma'_v / \sigma'_h$  를 정지토압계수라고 한다. 흙의 강도는  $K_0$  의 크기, 즉 압밀압력의 상태에 따라 변한다, 또, 현재 작용하고 있는  $\sigma'_v$  가 과거의 압밀도 포함하여 최대일 때 정규압밀상태라고 하지만 이때  $K_0$  는 1보다 작은 값이고, 흙에 따라 다르지만 0.4~0.6 정도의 범위인 경우가 많다. 한편 과거에 현재보다 큰 압밀압력을 받은 지반을 과압밀 상태라고 하며, 이와 같은 응력履歷에 의하여도 강도는 다르게 된다. 또한 과압밀 程度를 과압밀비 OCR로 표현한다.  $OCR = \sigma_r / \sigma_b$  로 정의되고,  $\sigma_r$  은 과거에 받은 최대의 압밀압력이고,  $\sigma_b$  는 현재 작용하고 있는 압밀압력이다. 따라서  $OCR=1$ 은 정규압밀상태를 나타낸다. OCR이 커짐에 따라  $K_0$  는 커져서 1을 넘는다. 다음으로 파괴에 도달하는 과정에서 응력경로가 다르면 초기의 압밀압력이 같아도 강도가 다르다. 예를 들면, 지반에서 동일한 압밀상태에서도 주동파괴와 수동파괴에서는 파괴에 이르는 응력경로가 다르다. 따라서 강도정수가 같아도 파괴선상의 다른 점의 응력상태로 되기 때문에 다른 강도가 된다. 재하 속도의 영향에 대해 기술하는데 흙이 파괴에 도달하기 까지의 시간은 그 상황에 따라 크게 다르다. 즉 충격하중과 같이 초 이하의 시간으로 파괴에 이르는 경우로부터 Creep파괴와 같이 수년에 걸쳐 파괴에 달하는 경우가 있다. 일반적으로 재하속도가 빠르면 강도가 크게 된다. 예를 들면 그림5.10에 점성토의 비배수강도가 재하 속도에 따라 어느 정도 변하는지를 나타내는 실험 데이터를 나타낸다. 여기에  $\tau_{0.6}$ 은 변위속도 0.6%/h 일 때의 강도이다. 그러나 실제의 문제에서는 파괴에 달하는 시간과 그 흙의 투수성이나 지반의 배수거리 등이 관계하며 흙의 강도가 배수강도와 비 배수강도 또는 그 중간적인 강도가 되므로 이들 조건을 잘 고려하고 강도를 결정해야 한다.

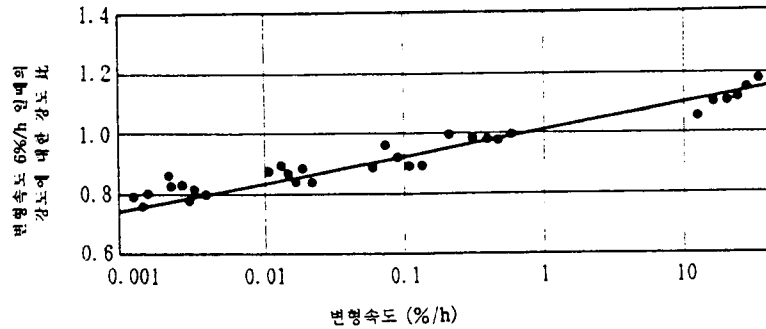


그림-5.10 비배수강도의 재하속도 依存度

## 5.5 시험법과 결과해석

### 5.5.1 시험기와 시험방법

흙의 강도를 구하거나 추정하는 방법은 몇 가지가 있으나 여기에서는 전단시험을 시행하여 강도를 구하는 것을 전제로 한다. 흙의 강도시험 만큼 사용되는 시험기기 및 시험방법이 많은 것은, 다른 재료에서는 그다지 볼 수가 없다. 원위치시험방법에는 표준관입시험, 콘관입시험, 베인전단시험 등이 있지만 베인전단시험 이외는 그 결과로부터 강도를 추정하는 것이다. 실내 시험기는 일면 전단시험기, 삼축압축시험기, 일축압축시험기이다.

흙의 전단시험법을 크게 나누면 직접 시험법과 간접 시험법이 있다. 전자의 대표적인 것이 직접 전단하중을 준다는 의미에서의 일면전단시험이고, 후자의 대표적인 것이 압축응력을 주는 것에 따라 간접적으로 전단응력을 작용시킨다는 의미에서의 삼축압축시험이다. 이들 두가지 시험의 차이는

(1) 후자의 시험으로는 공시체의 변형을 알 수 있는 것에 대해, 전자의 시험으로는 그것이 불가능하다. 따라서 전자의 시험으로부터는 응력과 변위의 관계를 구할 수 없다.

(2) 후자에서는 공시체로부터의 배수제어가 간단하게 가능하지만 전자의 시험에서부터는 어렵다.

(3) 전자의 시험에서는 전단시험중에 주응력방향이 순차적으로 변하지만, 후자에서는 불변인 것이 큰 차이점이다. 이렇게 비교하면 삼축 압축시험 쪽이 좋다고 인정되지만, 전자의 시험법이 간단하기 때문에 실용적으로 자주 사용되어 왔다.

### 5.5.2 시험결과와 그 해석

- (a) UU시험
- (b) CU시험

(c) CD시험

(d) 기타전단시험기와 시험법

일면전단시험기와 삼축압축시험기외에는 단순전단시험기, 링전단시험기, Twist 전단시험기, 베인전단 시험기, 평면변위 시험기, 三主응력제어시험기, 동적삼축압축시험기등이 있다. 또한, 시험법으로서 응력을 제어할 수 있는 삼축압축시험기를 사용하고, 삼축 신장시험, 평균 주응력 일정시험, 또한, 압밀조건을 등방이나  $K_0$  압밀등의 조건으로 시행하고 그 후에 전단하는 시험법도 있다. 이들 중에서 실제로 사용되는 것만을 소개하면 단순전단시험은 원리적으로는 일면전단시험과 같지만 이 시험에서는 공시체 전체에 일정한 변형을 줄 수가 있기 때문에 전단변위를 구할 수가 있다. 그리고 전단중에 주응력이 회전한다. 실제 지반에서는 단순전단이 생길 때가 많다. 링전단시험기는 공시체에 매우 큰 전단변형을 줄 수가 있다. 따라서 보다 완벽한 잔류강도를 구하는데 적절하다. 예를 들면 과거에 매우 큰 전단 변형력을 가지고 있는 斜面점성토의 강도특성 연구에 사용되고 있다. 그리고 이 시험기로 구한 잔류강도를 사용하여 경사지 사면의 안정해석이 이루어지고 있다. 파쇄대인 경사지 지반의 점성토에서 이루어진 링전단시험 결과를 그림-5.11에 표시한다. 링 전단에 의한 잔류상태의 내부마찰각은 삼축압축시험의 값보다 매우 작은 것을 알 수 있다. 베인전단시험은 실용적으로는 원위치에서 자주 행해지고, 점성토지반을 대상으로 하고 있다. 베인전단시험은 그림-5.12에 나타난 것 같은 크로스된 2장의 얇은 板을 보링공을 이용하여 지반 내에 관입하여 그것을 회전함에 따라 지반을 전단하고, 그 때의 저항을 측정하는 것이다. 動的삼축압축시험을 사용하여 사질토에 대한 액상화시험이 이루어지는데 이 경우는 사질토라도 압밀 비배수시험이 행해진다.

5.6 강도 또는 강도정수의 안정문제 적용의 기본적 사항

안정문제의 실제계산법에 소위  $\phi=0$  법과  $c\phi$  법이 있다. 그림-5.13과 같이 점성토 지반상에서의 성토등에 의하여 재하한 경우를 생각한다. 이 載荷에 의해 지반은 파괴하려고 하지만 경사면상에 작용하는 수직 응력도 증가하여 전단저항도 증가할 것이다. 그렇지만 점성토 지반과 같이 투수계수가 매우 작은 경우에는 재하 직후에는 배수되지 않고, 즉, 증가 수직 응력에 따라서는 압밀되지 않고, 간극비도 감소하지 않으며 유효응력도 증가하지 않는다. 따라서, 강도가 증가하지 않으므로 재하에 의해 전 수직응력이 증가할 뿐으로서 강도의 증가는 보이지 않는다. 즉 UU시험을 하는 것과 같은 상태가 된다. UU시험의 경우는  $\phi_v=0$  이기 때문에 투수계수가 작은 지반에서 재하직후의 안정계산에서는  $c=c_u$ ,  $\phi=0$  으로서 재하에 따른 강도는 없는

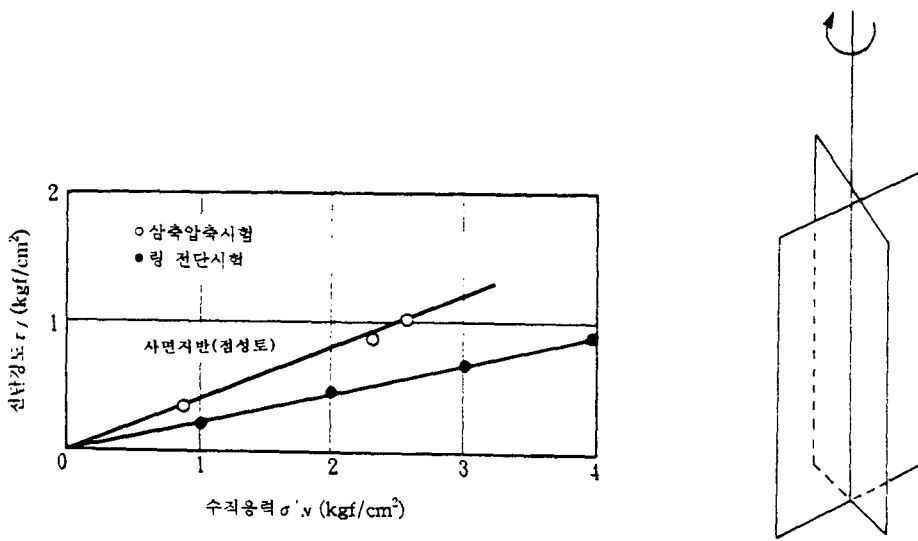


그림-5.11 삼축압축시험과 링전단시험에 따른 파괴강도선의 비교      그림-5.12 베인전단시험기의 날개

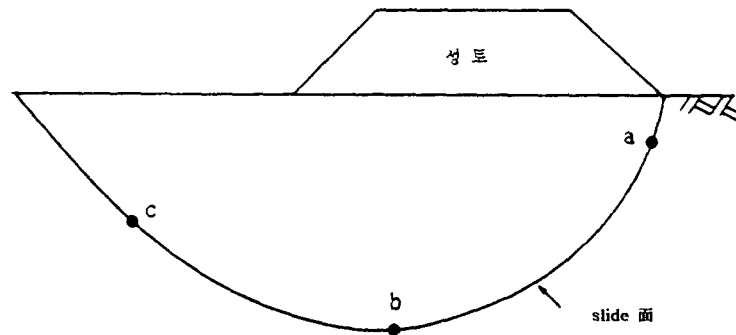


그림-5.13 점성토 지반상의 성토에 대한 재하

것으로 한다, 이와 같은 해석법을( $\phi=0$  해석법)이라 한다. 절토와 같이 하중을 제거하는 경우에는 투수계수가 작으면 절토 직후에서는 간극비도 유효응력도 변하지 않으므로 전 수직응력의 감소에 의한 강도저하는 없으나, 시간이 경과하면 지반은 서서히 흡수되어 강도가 저하된다. 한편, 사질토 지반과 같이 투수계수가 큰 지반에서는 載荷나 除荷로 동시에 배수가 이루어지기 때문에 載荷와 除荷에 따른 강도증감이 있다. 따라서 수직응력의 증감에 따른 강도증가가 있으므로  $c$  도  $\phi$  도 0으로 하지 않고 해석을 한다. 물론, 사질토 지반에서는  $c=0$  인 경우가 많다. 이와 같은 해석법을 ( $c\phi$  해석법)이라고 한다. 위의 설명에서 알 수 있듯이 성토 등의 載荷의 경우는 載荷직후가 가장 불안정하고 안정율이 작다. 그 상태를 그림-5.14의  $\tau \sim \sigma'$  그림의 응력경로도에서 설명한다. K점은 지반이  $K_0$  압밀상태에 있는 것을 나타내고 있다. 그후 재하와 함께 비배수상태에서 a 또는 b 와 파괴선에 가깝게 되

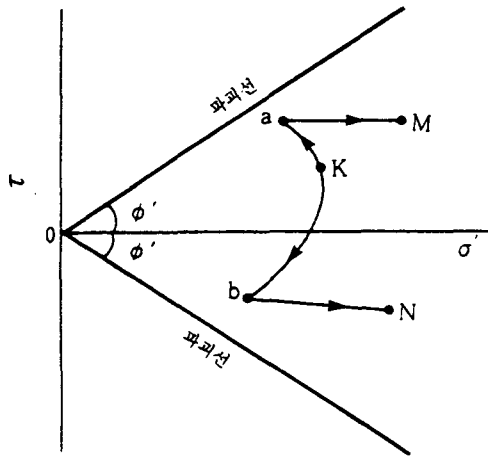


그림-5.14 성토시 지반내의 시간경과에 따른 응력경로

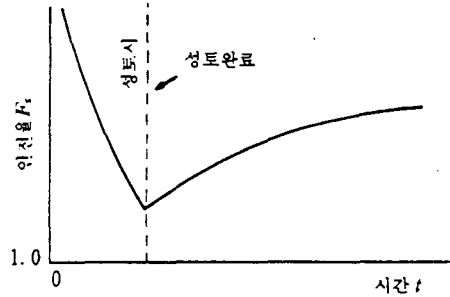


그림-5.15 성토에 의한 지반의 안전율 經時變化

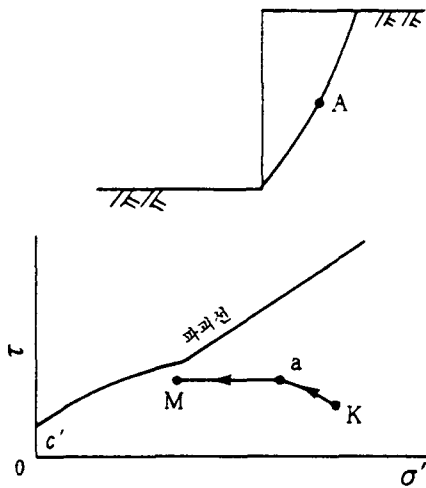


그림-5.16 절토에 의한 지반내의 시간경과에 따른 응력경로

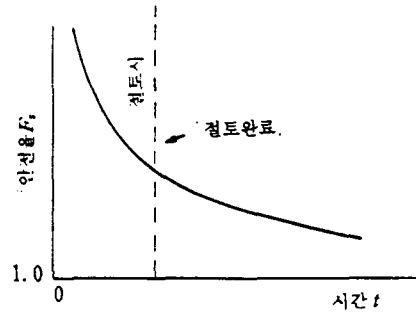


그림-5.17 절토에 의한 지반의 안전율 변화

어 안전율이 저하한다. a, b 점은 그림5-13의 사면의 위치a, c에 대응하고 있으며. 어느쪽의 파괴선에 접근하는지는 경사면 상의 위치에 따라 다르다. 이어서 재하를 완료하고 방치하면 작용전단응력이 거의 일정한 채로 압밀이 진행되고, 유효응력이 증가하여 파괴선으로부터 떨어져 M,N에 도달하여 안전율이 증가한다. 이 안전율의 시간에 따르는 변화를 나타낸 것이 그림-5.15이다. 한편, 除荷의 경우는 除荷후의 시간의 경과와 함께 안전율이 저하한다. 그 상태를 똑같이  $\tau \sim \sigma'$  그림의 응력경로로 나타내면 그림-5.16과 같이

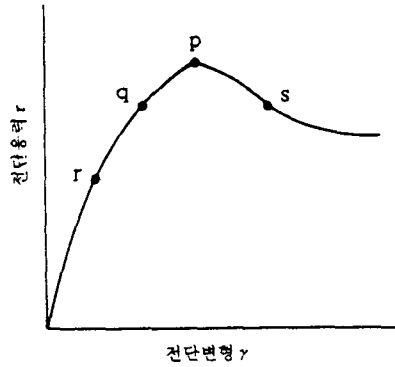


그림-5.18 흙의 응력~변형관계

된다. 재하 전에 K점의 응력상태가 除荷종료 직후의 a까지 이동하여 그 상태로 놓아두면 흡수에 의해 유효응력이 감소하여 파괴선에 시간과 함께 가까운 지점의 M점에 도달한다. 이 시점에서 안전율이 가장 작아진다. 이 안전율의 시간적 변화를 나타낸 것이 그림-5.17이다. 따라서 재하의 경우는 재하직후에  $\phi=0$  법으로 안정계산을 하고 안전율을 구해야 할 것이며, 재하의 경우는 재하후 충분히 시간이 경과한 상태에서  $c\phi$  법으로 안정계산을 하여 안전율을 구해야 할 것이다. 다음에 침투수가 있는 경우에는 침투해석을 하고, 지반내의 간극수압분포를 구하여, 이에 따라 유효응력분포를 조사할 필요가 있다. 이 유효응력분포를 지반의 초기상태로 하여 경사면상의 각 점에서의 전단강도를 구한다. 즉,  $\phi=0$ 법에서는 유효응력을 고려한 비배수 강도를 구하고,  $c\phi$  법에서는 수직응력으로서 유효응력을 사용하여  $c_d, \phi_d$  를 이용하여 강도를 산정해야 한다. 이것은 정수압이 존재하는 경우도 마찬가지이다. 마지막으로 進行性파괴에 대하여 설명한다. 흙은 그림-5.18에 표시한것과 같이 전단저항은 피크에 달한 후, 변위와 함께 저하한다. 그림-5.103에 표시한 것처럼 성토로 재하한 경우의 경사면상에, a,b,c의 응력과 변위를 검토한다. 재하와 함께 a점이 응력~변위관계의 피크 p에 달해도 b,c점은 아직 q점이나  $\gamma$ 점에 있다. 한편 재하가 진행되어, b점이 피크에 달하였을 때 c점은 g점에 있지만 a점은 피크를 지나 s점에 있어 지반이 파괴한다. 이와 같이 지반의 파괴시에는 반드시 경사면상의 모든 점이 피크강도에 있다고는 할 수 없다. 이와 같이 지반이 재하와 함께 부분적 파괴가 진행되는 현상을 進行성 파괴 라고 한다. 따라서 지반의 파괴시에 경사면상의 모든 점이 피크강도 상태에 있다고 생각하면 위험측의 계산이 된다. 특히 피크후의 강도저하가 심한 흙에서는 이것에 관해 주의하지 않으면 안 된다.

## 5.7 맺음말

본 장에서는 흠의 강도정수인  $c \cdot \phi$ 에 관한 기본적인 것만을 기술하였다. 흠은 종류가 많은 것은 물론이지만 같은 흠에서도 여러 가지 상태로 존재하며, 그 상태가 쉽게 바뀐다. 그것과 함께 강도나 강도정수가 변화하기 때문에 이해하기가 매우 어려운 것이다. 그러나 흠은 기본적으로는 토립자 간의 마찰로 전단저항을 발휘하므로 토립자 간에 작용하고 있는 힘인 유효응력으로 생각하면 이해하기 쉽다. 따라서 실제 문제에 있어서도 유효 응력이 어떻게 변화하는가를 고려하여 강도정수나 강도를 안정문제에 적용해야만 한다.



## 제6장 점성토의 $c \cdot \phi$

### 6.1 서론

흙의  $c \cdot \phi$ 를 생각할 때에는 배수조건을 충분히 검토해야 한다. 점성토는 투수성이 낮기 때문에 일반적인 조건에서는 배수는 생기지 않는다고 생각해도 좋은 경우가 많다. 따라서 점성토에서는 비배수조건에서의  $C_u$ 와  $\phi_u$ 가 문제가 된다. 또한 포화된 점성토라면  $\phi_u=0$ 이 되기 때문에  $C_u$ 만을 설정하면 된다. 실제로 연약한 점성토에 있어서는 이  $C_u$ 의 값을 어떻게 해서 구할 수 있는지가 큰 문제로서 지금까지 많은 연구가 이루어져 왔다. 그 성과를 토대로 불교란 시료에 대해 일축압축시험을 하여 그 결과로부터  $C_u$ 를 구하는 방법이 정착되어 오늘날까지 이어져 왔다. 본 장에서는 우선 이 방법이 제안된 배경을 서술하고 다음으로 그 문제점과 다른 실내시험 및 원위치시험에 의한  $C_u$ 결정법을 소개한다. 또한 홍적점토와 같은 硬質점토에서  $\phi_u=0$ 으로 하여도 좋은지에 대한 의견을 피력하고,  $C_u$ 의 설정방법의 문제점을 정리한다. 위에서 언급한바와 같이 일반적인 점성토에서는 시공중의 압밀을 무시할 수 있는 경우가 많지만 시공의 속도가 매우 느린 경우나 흙의 투수성이 높은 경우에는 단순한 비배수조건에서의  $C$ 와  $\phi$ 가 이용되지 않는다. 또한 샌드드레인을 시공한 경우에는 흙의 강도가 시공중에 증가한다. 이와 같은 경우에 적용되는 비배수강도의 증가비율을 나타내는  $C_u/p$ 에 관한 여러 가지의 문제점을 소개한다. 또한 여기서는 점성토로서는 비교적 소성이 높고, 또 점토함유량도 큰 흙, 소위 점토를 대상으로 기술한다. 마지막으로 점토인지 모래인지 분류하기 힘든 점성토, 소위 중간토의  $C$ 와  $\phi$ 를 어떻게 고려하면 좋을지에 대하여 소개한다.

### 6.2 점토의 비배수전단강도

#### 6.2.1 일축압축시험에 의한 강도설정법의 배경

연약점토지반에 성토등의 구조물을 건설할 때에는 점토의 비배수전단강도가 구조물의 안정상 큰 문제가 된다. 이와같은 경우, 일축압축강도  $q_u$ 로 부터 비배수전단강도를 구할 때가 많다. 포화점토는 비배수조건에서는  $\phi_u=0$ 이 되므로  $C_u = q_u/2 = 0$ 이 되어 일축압축시험결과로부터  $C_u$ 값을 산정할 수 있다.  $C_u$ 라고 하는 기호는 실무에 있어서 자주 이용된다. 그러나  $C$ 와  $\phi$ 를 결정하기 위해서는 본래 2개 이상의 공시체에 대하여 시험을 시행하고,

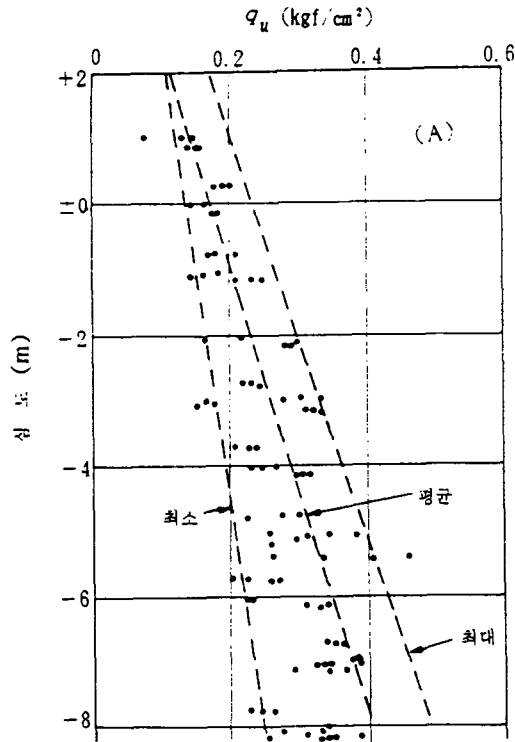


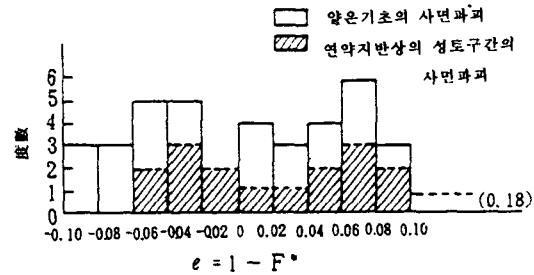
그림-6.1 파괴사례의 일축압축강도의 심도분포

그 파괴포물선을 구할 필요가 있다. 그러나 일축압축시험에 있어서는 단한 개의 시험결과로부터  $\phi = 0$ 으로 가정하고  $C$  를 구하고 있기 때문에 일반적인 순서로부터  $C$ 와  $\phi$  를 결정하는 방법과는 다른 개념을 이용하고 있다. 간단히 말해서 일축압축시험은 비배수강도를 측정하고 있을 뿐이기 때문에  $C$ ,  $\phi$  라는 기호를 이용하지 않고, 비배수전단강도로서 직접 표현한 편이 합리적이라는 견해가 근년 들어 확산되고 있다. 이 경우에는  $C$  라는 기호 대신  $S_u$  (undrained strength) 라는 기호가 이용된다. 일축압축시험이 폭넓게 사용되고 있는 원인은 이 시험결과를 이용한 안정해석의 결과가 실제의 현상과 잘 맞다는 것이다.

지반파괴의 한 예로서 연약한 점토가 두껍게 퇴적된 지반 위에 성토를 하고자 했을 때에 지반의 파괴가 일어났다. 파괴 후에 이루어진 조사에 따르면 이 지점의 일축압축 강도는 그림-6.1과 같은 심도분포를 나타내고 있는 것을 알았다. 이 그림에 나타난 바와 같이 일축압축강도에는 큰 편차가 있으므로 안정해석을 할 때에는 어느 수치의 강도를 기준으로 설정하면 좋은지가 확실하지 않다. 여기에서는 파괴후의 조사에서 강도의 편차를 고려하여 다음 3 종류의 강도를 설정하여 계산하였다.

표-6.1 일축압축강도를 이용한 파괴 사례의 안정해석결과

케이스 No.	안전율
1	1.10
2	1.01
3	1.04
4	1.02



F\* : 파괴사례에서 역산하여 구해진 안전율

그림-6.2 파괴사례에서 역산한 안전율

- (a) 지반강도에 많은 편차가 있기 때문에 안전측면을 고려하여 그림-6.1의 최소 값을 기준으로 한다.
- (b) 편차를 무시하고, 단순히 그림-6.1의 평균값을 채용한다.
- (c) 강도가 낮은 것은 시료채취의 교란이 너무 큰 것으로 여겨서 무시하고, 그림-6.1의 최대 값을 채용한다.

위의 3종류의 강도를 이용하여 圓弧斜面 해석을 하였다. 그 결과 얻어진 안전율은 최소강도일 경우가 0.80이고, 평균값을 이용했을 때는 0.93이 되며, 최대값을 이용하는 경우는 1.10이 되었다. 실제의 파괴는 安定計算時의 성토높이에서 일어나기 때문에, 안전율이 정확히 1이 되는 안정해석법이 실제 현상을 가장 잘 재현하고 있다고 말할 수 있다. 계산으로부터 얻어진 3종류의 안전율을 비교하면 강도의 평균치를 이용한 경우가 가장 안전율이 1에 가깝게 되어 있다.

파괴사례를 몇 개 수집하여 같은 종류의 안정계산을 하고 그 결과를 비교한 것이 표-6.1이다. 이 표에서도 분명한 것처럼 어떤 경우에서도 일축압축시험의 평균치로부터 강도를 구한 안전율의 결과가 가장 1에 가깝고, 파괴현상을 잘 설명하고 있다. 같은 종류의 결과가 성토시의 경우와 얇은 기초의 파괴사례의 해석으로부터 많이 보고되고 있다. 그림-6.2는 이 결과를 나타낸 것이고, 비배수강도  $C_u(S_u)$ 를 일축압축강도의 절반 값으로 구하여 안정계산을 하고, 안전율의 빈도분포를 구한 것이다. 이 그림에서도 분명한 것 같이 안전율이 0.9-1.1 사이에 분포하고, 평균치는 거의 1.0이 되고 있으며, 일축압축시험결과로부터 비배수강도를 산정하는 방법이 타당한 것을 나타내고 있다. 이상과 같이 지금까지의 파괴사례를 해석함에 의하여 일축압축시험에 근거를 둔 강도설정법의 타당성이 명확해졌다. 그러나 표-6.1과 그림-6-2와 같은 결과가 얻어진 것은 일축압축시험이 정말로 타당한 비배수강도를 주고 있기 때문이 아니라 강도설정법과 안정해석에 있어서의 여러 가지 오차가 서로 상쇄되었기 때문에 그 결과로서 타당한 값이 구해지는 것에 지나지 않음이 명확히 밝혀지고 있다.

앞절에서 분명히 언급한 것처럼 점토의 비배수강도에는 이방성과 시간효과라는 큰 문제가 존재한다. 異方性이라는 것은 압축 또는 전단하는 방향에 따라 강도가 다른 것이며, 예를들면 연직방향으로 압축한 강도  $q_{uv}$ 와 수평방향으로 압축한 강도  $q_{uh}$ 의 값이 다른 것을 나타낸다. 연약한 점성토에 있어서는  $q_{uv} > q_{uh}$ 가 된다, 실제 지반의 파괴 현상에 있어서는 斜面線上에서 압축방향이 변화해간다. 따라서, 강도로서는 모든 방향을 고려한 평균적인 값을 고려하는 것이 합리적인 일이라고 여겨진다. 이러한 관점에서 보면 일반적인 일축압축시험과 같이 연직방향으로 압축하는 방법은 강도를 과대평가하고 있다고 말할 수 있다. 또, 시간효과에 따라 점토의 강도는 크게 변화한다. 앞장에 서술되어 있는 것 같이 변형속도를 크게 하면 점토의 강도는 증가한다. 실제 지반의 파괴 현상에 있어서의 변형속도를 특별히 정하는 것은 곤란하지만 지금까지의 파괴현상을 해석한 결과에 의하면 연약한 점토지반의 파괴에 있어서의 변위속도는  $10^{-2} \sim 10^{-3} \%$ /min로 되어 있다. 일반적인 일축압축시험에 대한 처짐속도는  $1 \%$ /min이므로 시간효과를 고려하면 일축압축시험의 결과는 강도를 과대 평가한 것이 된다. 이상의 이방성과 시간효과의 영향을 생각하면 일반적인 일축압축시험의 결과는 강도를 과대평가하는 결과가 되지만 실제로는 표-6.1이나 그림-6.2에 나타난 것 같이 타당한 안정계산결과가 얻어지고 있다. 이에 대한 원인은 일축압축시험을 시행하는 시료를 채취할 때 생기는 교란 때문이다. 실내 시험을 시행할 때에는 소위 불교란 시료를 지반으로부터 채취한다. 그러나 이 불교란시료의 강도는 시료 채취시에 생기는 응력해방과 기계적인 교란의 영향에 의해 지반 속에서의 원래의 강도보다 저하되는 경향이 있다. 이 시료의 흐트러짐의 영향은 시료 채취시의 기술력에 의해서도 저감되리라 생각되지만, 어떤 경우에도 강도를 과소 평가하는 원인이 된다. 이상 서술해 온 이방성, 시간효과 및 시료 교란의 영향이 미묘하게 상쇄됨에 따라 일축압축시험에 기초한 안정계산의 결과가 공학적으로 타당한 결과가 되고 있는 것이다. 이외에도 진행성 파괴의 영향, 이차원과 축대칭의 상이, 압밀진행에 의한 강도 증가, 斜面해석과 같은 안정해석법 자체의 문제도 있다는 것이 지적되고 있는바 점토의 비배수조건에서의 안정해석에 있어서는 그중 이방성, 시간효과 및 시료의 교란이 가장 주요한 원인이 된다. 따라서 안정해석에 있어서 이용해야 하는 점토의 비배수강도  $C_u(S_u)$ 를 엄밀히 산정하기 위해서는 일축압축강도  $q_u$ 에 대해 이방성에 의한 보정계수  $\mu_1$ , 시간효과에 관한 보정계수  $\mu_2$  및 시료교란에 따른 보정계수  $\mu_3$ 을 고려하여 다음 식을 이용해야 한다.

$$C_u = S_u = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times (q_u/2) \quad (6.1)$$

이 경우,  $\mu_1 < 1$ ,  $\mu_2 < 1$ ,  $\mu_3 > 1$ 이다. 또 연약점토에 있어서는  $\mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 = 1$

이 되기 때문에 일축압축시험결과를 보정 할 필요가 없었다고 생각된다.

### 6.2.2 시료의 교란과 일축압축강도

지금까지 언급한 것과 같이 일축압축시험이 점토지반의 안정해석에 있어서 이용되어 온 것은 이방성, 시간효과 및 시료의 편차(호트러짐)영향이 상쇄 되어 결과적으로 타당한 값이 얻어졌기 때문이다. 따라서 이 요인들의 평형 관계가 무너지면 일축압축시험 결과를 그대로 이용할 수는 없다. 이방성이나 시간효과는 점토 고유의 특성이기 때문에 지금까지 충분한 실험실적등이 있는 흙의 성질상 이들 원인이 점토에서 크게 변화한다는 것은 생각하기 어렵다. 그러나 시료의 교란 중에서 기계적인 교란의 영향은 인위적인 요소가 영향을받아 시료채취시의 기술력 차이에 의해 변화하는 것이 예상된다.

표-6.1과 그림-6.2에서 나타난 것 같은 결과는 시료채취를 충분히 주의하여 시행하고, 결과로서 비교적 교란이 적은 시료가 얻어진 경우다. 따라서 시료의 교란이 일반적인 경우보다 커지면 강도를 과소 평가할 위험성이 있다. 시료 채취 시에 인위적인 요인으로 일축압축강도가 어떻게 변화하는가에 관해 근년 들어 많은 조사결과가 보도되고 있다. 그 일례로서 그림-6.3에 표시한 것처럼 매립지의 호안 건설 시에 이루어진 조사결과에 예를 소개한다.

이 조사에서 호안의 건설지점의 조사가 A~E의 5개의 시공업자에 의해 이루어졌다. 이 지점에서는 주상도에 나타난 것 같이 점토가 40m 정도 퇴적되어 있지만 토층의 평면적인 분포는 거의 같고, 호안의 법선을 따라 토질의 큰 변화는 보이지 않는다. 그림-6.4에서는 5개의 시공회사에 의해 얻어진 함수비 및 그 표준편차의 심도분포를 나타내고 있지만 평면적인 함수비의 차는 거의 보이지 않아, 조사구역 전체에 걸쳐 거의 동일한 점토가 퇴적하고 있다고 여겨진다. 그림-6.5는 각각의 시공회사에 의해 얻어진 일축압축강도의 심도분포를 나타낸 것이다. 이 그림을 보면 각 업자에 의해 강도에 차이가 보이고, 특히 B회사가 조사한 강도가 다른 값에 비교하여 적다. 이곳에서의 조사는 공통의 시방서에 의해 이루어져, 지반이 동일하다면 강도에 차이가 생기지 말아야 한다. 그러나 실제로 이와 같이 비교적 동일하다고 생각되는 지점에 있어서 여러 조사업자에 의한 결과를 비교하면 강도결과에 큰 차이가 생기는 일이 많다. 따라서 동일한 방법으로 시료채취를 해도 시료의 강도차이가 생기는 것이 예상되고, 지금까지 좋은 균형을 이루어 왔던 식(6.1)의 3개의 보정계수의 관계가 무너지 버리는 것이 문제다. 실제로 일축압축시험결과로부터 비배수강도를 구하는 방법의 타당성은 시료의 호트러짐 정도에 달려 있으며 그 점에서 이 방법의 기준은 매우 취약하다.

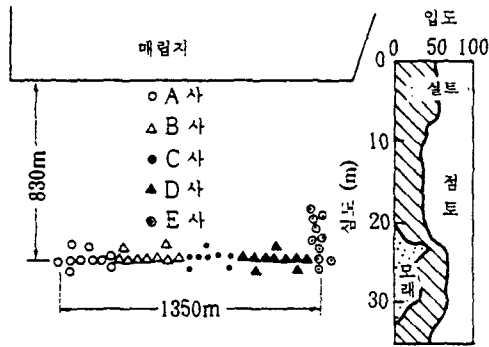


그림-6.3 시추위치와 심도방향의 입도조성 (東京灣)

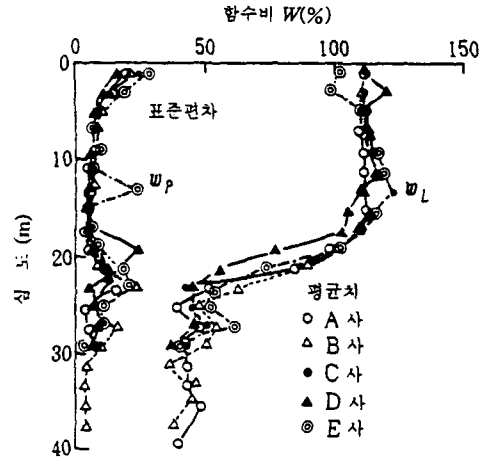


그림-6.4 액성한계, 소성한계의 평균과 표준편차

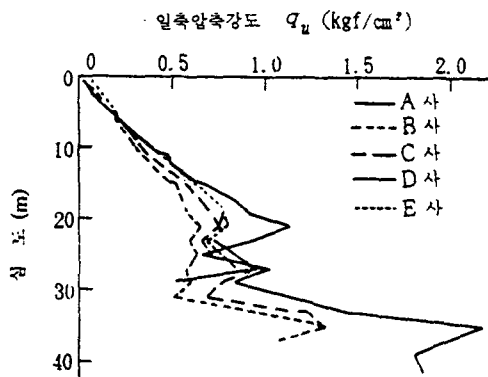


그림-6.5  $q_u$ 의 평균치 비교

### 6.2.3 시료를 재압밀하여 비배수강도를 구하는방법

지금까지 기술한것처럼 일반적으로 이용되어 오는 일축압축시험 방법은 시료의 흐트러짐의 영향이 작은 경우에만 유효한 방법이고, 시료의 흐트러짐이 크게되면 식(6.1)의 3개의 보정계수가 잘 상쇄하지 않게 될 우려가 있다. 또 海成점토의 경우 시료의 흐트러짐이 작은 경우에는 3개의 보정계수가 잘 상쇄되고, 일축압축시험결과를 그대로 이용해도 좋다는 시험실적이 있다.

그러나 다른 점토에 대해서도 이와 같은 3개의 보정계수의 상쇄가 반드시 보증된다고는 할수 없다. 해외, 특히 歐美에 있어서는 일축 압축시험에 대한 불신의 목소리가 강해, 실무에 있어서 거의 이용되고 있지 않다. 그 원인은 파괴가 생긴 사례를 근거로 해석한 결과에서 일축압축시험에 기초한 비배수 강도가 너무 작은 경우가 많고, 실제의 거동을 잘 설명할 수 없기 때문이다.

따라서 동남아 이외의 해외의 점토에 있어서는 식(6.1)의 3개의 보정계수가 잘 상쇄되지 않는( $\mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 > 1$ )의 경우가 많다고 한다. 해외에서는 이 점을 고려하여 일축압축시험과 같은 비압밀비배수 시험이 아니라 한번 압밀한 후에 비배수시험을 시행하여, 그 강도를 기본으로 하여 비배수강도를 산정하는 방법이 개발되고 있다. 이와 같은 재압밀을 시행하는 방법으로서 가장 먼저 제안된 것은 MIT 에서 개발된 「SHANSEP」으로 불리는 시험방법이 있다. 이방법에서는 점토의 비배수강도  $C_u (S_u)$ 와 현재의 토피압력  $\sigma_{vc}$ 의 비  $S_u / \sigma_{vc}$ 의 값은 과압밀비 만의 함수라고 본다. 따라서 과압밀비를 알면 토피압력으로 부터  $C_u (S_u)$ 의 값을 구할수 있게 된다. 실제로  $S_u / \sigma_{vc}$ 와 과압밀비의 관계를 구하기 위해서는, 우선 먼저 시료를 큰 압밀압력(압밀항복응력의 2~4배)으로 압밀하고, 시료가 정규압밀이 된 것을 확인한 후에, 여러가지 과압밀비로 팽창시켜, 비배수시험을 시행한다. 이 결과로부터  $S_u / \sigma_{vc}$ 와 과압밀비의 관계를 구한다.

실제 試驗時에는 가능한 한 지반속의 조건을 재현하기 위해 압밀 및 확장은  $K_0$ (일차원 압밀)조건으로 한다. 또한, 이방성을 고려하기 위하여 지반에서의 slide 線에 대응할 수 있는 비배수 시험을 시행할 것을 제안하고 있다. 결국, 주동토압 계산에 이용한다면 평면변위 압축시험을 시행하고, 수동토압이라면 평면변위신장시험을 시행 한다. 실제의 문제로서 가장 많은 성토공사 시에는 3축압축과 伸張실험 혹은 평면변위압축과 신장실험의 평균치를 이용하는 방법과 단순전단시험의 결과를 이용할 것을 권하고 있다. 또한 이 방법으로 과압밀비를 구할 경우 에는 24시간 재하의 압밀시험의 결과를 그대로 이용하는 것은 아니고, 1차 압밀종료시의 변위와 압밀압력의 관계로부터 압밀항복응력을 구한다는 점에 주의하지 않으면 안된다. 이 방법은 가능한 한 지반의 압밀 및 전단 조건을 실험실에서 재현하고자 하는 방법이다. 따라서, 매우 고도의 실험기술이 요구되며, 게다가 한번 정규압밀로 되돌아 오게 하는 작업이 뒤따르기 때문에 많은 시간과 복잡한 절차가 필요하다.

SHANSEP방법과 조금 다른 관점으로 부터 재압밀을 시행하는 방법인 수정 Bjerrum법이 제안되고 있다. 이 방법은 시료를 바로 현재의 토피압력에서  $K_0$ 로 압밀하고, 비배수전단시험을 시행하여 비배수강도  $S_u (C_u)$ 를 구한다. 이 방법의 배경은 자연의 점토는 장기간의 퇴적작용 때문에 cementation 등에 의한 구조를 갖고 있는 것이 많아 SHANSEP과 같이 큰 압밀압력에서 정규압밀상태로 돌아오면 이와 같은 구조가 파괴되어 버린다는 것에 착안한 방법이다. 따라서 실제 점토의 구조를 가능한 한 파손시키지 않게 하여, 흐트러짐의 영향만이라도 없애기 위해, 현재의 토피 압력에서 재압밀하는 것이다. 이 방법에서는 SHANSEP과 같은 복잡한 압밀 및 팽창을

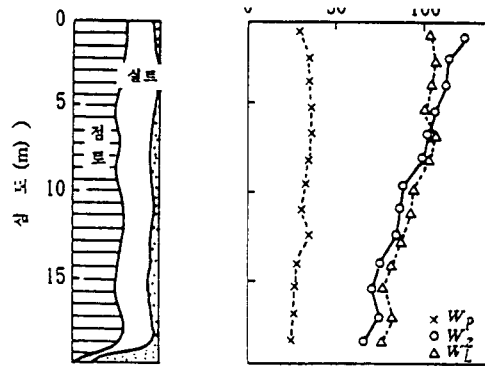


그림-6.6 물리시험결과 (大阪灣沖)

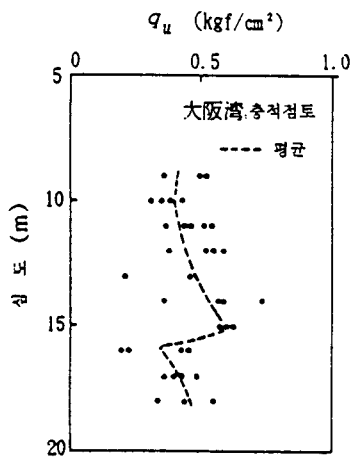


그림-6.7 일축압축강도  $q_u$ 의 심도분포 (大阪灣)

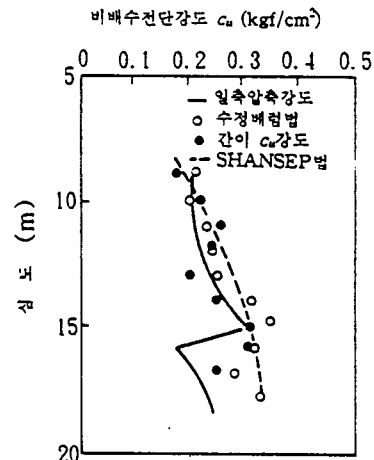


그림-6.8 일축압축시험과 삼축압축시험에 따른  $q_u$ 의 비교 (大阪灣)

할 필요는 없다. 그러나 압밀은  $K_0$ 조건으로 시행해야만 하고, 또한 3축압축과 3축신장의 양쪽시험을 시행하여, 그 평균값을 이용할 필요가 있으며, 일반 CU시험에 비교하면 복잡하다.

3축시험을 이용하여 간단히 비배수강도를 설정하는 방법이 「간이 CU시험법」으로서 제안되고 있다. 이 방법에서는 高度의  $K_0$ 압밀과 伸張시험을 시행할 필요가 없고, 일반적인 CU시험인 등방압밀·압축시험을 기본으로 하고 있다. 단, 등방압밀과  $K_0$ 압밀의 차이를 고려하기 위하여 압밀압력으로서 원위치에서의 평균주응력을 채택하고 있다. 또한, 이 경우의 정지토압계수는 0.5로 가정하고 있다. 또한 3축압축과 3축신장의 차이를 고려하여, 압축강도를 0.75배 한다. 이상의 재압밀을 이용한 3종류의 방법을 실제의 사례에 적용하여, 종래의 일축압축시험을 그대로 이용한 경우와 비교검토한 결과를 2가지 소개한다.

최초의 예는 일본 오사카지방의 충적점토로된 어느 지점의 조사결과로서, 그림-6.6에 표시하는것과 같이 입도조성, 자연함수비 및 콘시스턴스 특성의 심도분포를 가지고 있는 점토가 약 20m 퇴적하고 있는 지반이다. 이 점토의 일축압축강도의 심도분포를 그림-6.7에 나타내고 있다. 이 그림에 나타낸 것



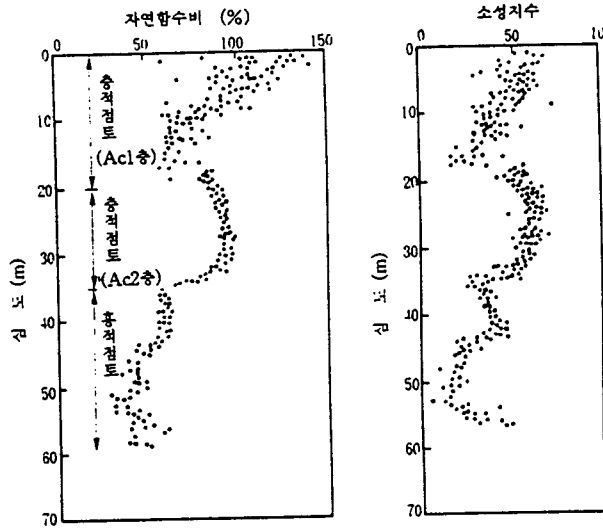


그림-6.9 함수비와 소성지수의 심도분포 (東京灣)

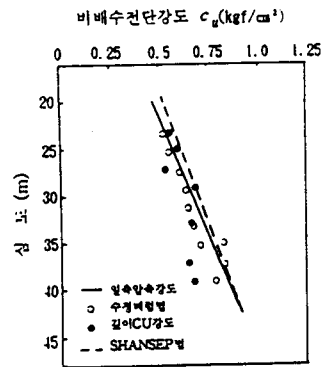


그림-6.10 일축압축시험과 삼축 시험에 따른  $c_u$ 의 비교 (東京)

같이 15m의 깊이에서 강도가 약간 감소하는 지반인데, 이것은 그 위치에서의 모래함유량의 증가에 때문이라고 여겨진다. 이 지반에 대하여 3종류의 재압밀에 근거한 비배수강도 설정법인 SHANSEP, 수정 Bierrum법 및 간이 CU법을 적용하여, 그 결과를  $C_u = S_u = q_u/2$ 로서 구한  $q_u$ 법과 비교한 것이 그림-6.8이다. 이 그림을 보면 심도가 15m 정도까지는 4종류의 방법에 따라 구한 값에는 큰 차이가 없지만, 15m 이하의 심도에서는  $q_u$ 법만이 비정상적인 작은 수치의 값이 되고 있다. 이러한 결과의 원인으로서 앞서 기술한 것 같이 15m 이하의 심도에서는 모래성분이 커지고, 일축압축 시험의 결과가 과소평가되고 있기 때문이라고 생각된다. 따라서 15m정도까지의 일축압축시험의 결과는 다른 방법과도 잘 일치하고, 식(6.1)의 각각의 보정계수가 잘 조화를 이루고 있는 것에 대해 15m 이하에서는 시료교란의 영향이 너무 커져서 이러한 결과가 나왔다고 생각된다. 그림-6.8을 보면 재압밀에 근거한 3종류의 방법에 의한 값이 잘 일치하고, 이와 같은 방법에 근거한 강도설정법이 유효하다는 것을 시사하고 있다. 또한 SHANSEP에 의한 값이 다른 것과 비교하여 적게 나오는데 그것은 표준압밀시험에 있어서의 압밀항복응력을 그대로 이용했기 때문이다. 다음 예는 동경국제공항의 설계에 관련하여 실시된 지반조사결과를 검토한 것이다. 조사가 이루어진 지점의 자연함수비와 소성지수의 심도 분포를 나타낸 것이 그림-6.9이다. 이 그림에 나타낸 것 같이 이 지점에서는 표면에  $A_{c1}$ 이라 불리는 주변의 해역으로 부터 준설·매립된 점토가 퇴적하여 있고, 그 아래에 자연지반인 층적점토( $A_{c2}$ )와 홍적토가 퇴적하고 있다. 표면의  $A_{c1}$ 은 준설된 인공적인 점토이기 때문에 흐트러짐이 크므로, 금회 점토에서는 자연지반인  $A_{c2}$  점토와 홍적토만을 조사의 대상으로 삼았다. 그림-6.10은 재압밀법에 근거한 3종류의 방법에 의하여 구한 비배수강도의 결과를, 일반적인 구경 및 대구경의 샘플러에 따른 일축압축강도로부터의 결과와 비교한 것이다. 이 그림에서 확실한 것처럼 3종류의 재압밀법의 값은 일축압축시험에 기초한 값과 거의같아 이들 방법은 유효하다.

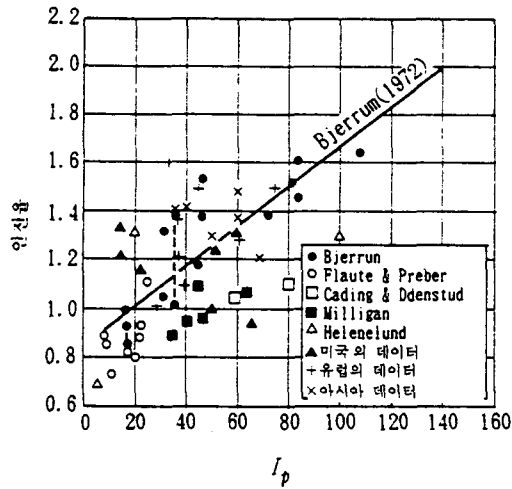


그림-6.11 베인전단강도를 이용한 파괴시 안전율과 소성지수의 관계

#### 6.2.4 원위치시험에 근거한 비배수강도 설정법

##### (a) 원위치 베인전단시험

일축압축시험과 같이, 채취된 불교란 시료에 대해 시험을 하는 방법은 시료의 흐트러짐이 되기 쉽기 때문에 시료채취를 하지 않고, 원위치에서 시험을 시행하여 비배수강도를 구하는 각종 방법이 제안되고 있다. 베인전단시험은 점토지반에 있어서의 원위치시험으로서는 가장 일반적인 것이고, 특히 구미에서 널리 이용되고 있다. 이 방법에서는 대개 시료의 흐트러짐이 무시할 수 있을 정도로 작다고 생각해도 좋기 때문에, 식(6.1)의 시료의 혼란에 관한 보정계수  $\mu_3=1$ 이 되고, 안정해석에 이용되어야 할  $C_u$ 는 베인 전단시험에 따른 전단강도  $\tau_{fu}$ 로부터 다음식과 같이 구할 수 있다.

$$C_u = S_u = \mu_1 \times = \mu_2 \times \tau_{fu} \quad (6.2)$$

여기에서 주의해야 할 것은 일축압축강도로부터  $C_u$ 를 구할 때에는 시료의 흐트러짐에 의한 보정계수  $\mu_3$ 가 있기 때문에 보정을 하지 않아도 좋은 경우도 있으며, 특히 해성점토에서는 보정이 불필요하다는 것이 주지의 사실이다. 그러나 베인전단시험의 경우에는  $\mu_3$ 가 불필요하므로 강도를 과대평가해 버리는 경향이 있다. 실제로 지금까지의 파괴사례를 해석한 결과에 따르면, 베인전단시험의 결과도 어느 정도 일정한 보정을 할 필요가 있다는 것이 보고되고 있다. 이와 같은 보고에서 가장 유명한 것이 Bjerrum에 의한 것인데 파괴된 사례를 모아, 베인전단시험에 따른 안전율이 어떻게 되어있는가를 조사하고, 그 결과 얻어진 안전율이 소성지수와 깊은 상관관계가 있다는 것

을 증명하였다. 그림-6.11은 Bjerrum의 보고결과에 대하여 다른사례를 추가한 것이다. 그림에 나타난 것 같이 베인전단시험에 의한 안정해석의 안전율은 1보다 큰 것이 많고, 특히 소성지수가 커지면 안전율이 커진다. 따라서 실제의 안정계산에 있어서는 그림-6.11의 종축의 逆數에 대한 값을 보정계수로서 고려할 필요가 있으며, 그 값이 식(6.2)의  $\mu_1 \times \mu_2$  의 값에 대응한다. 지금까지의 설명에서는  $\mu_1$  및  $\mu_2$  가 모두 1 이하이고, 보정 계수  $\mu_1 \times \mu_2$  는 반드시 1 이하이다. 그러나 그림-6.11을 보면 소성지수가 작아지면 파괴시의 안전율이 1이하가 되고 있기 때문에 보정계수로서는 1 이상의 값을 주게됨으로서 지금까지의 설명과 모순된다. 이 원인으로서는 베인전단시험에 있어서는 수평면과 연직면에서의 전단강도를 합성하여 측정하고 있기 때문에 이방성에 관한 보정계수  $\mu_1$ 이 반드시 1이하라고 말할 수 없다. 따라서 결과적으로 1 이상의 보정계수가 필요로 되는 경우도 생긴다.

그림-6.11의 결과는 주로 歐美의 점토에 관한 축적된 시험결과이다. 아시아에서는 아직까지 충분한 연구실적이 없는 실정으로 향후에 연구대상이다.

(b) 靜的 콘관입시험

정적콘관입시험은 시험법이 단순하며, 개인오차가 거의 없다는 이점이 있다. 또, 최근에는 시험법이 진보하여, 관입저항만이 아니라, 주변마찰 및 先端간극수압을 동시에 측정할 수 있어, 보다 많은 정보가 구하여지기 때문에 여러가지 조사에 사용되고 있다. 점토지반에 있어서 靜的콘관입 저항  $q_c$ 에서 비배수강도  $C_u$ 를 구할 때에는 깊은 기초의 지지력 공식에서 구해지는 지지력계수  $N_c$ 와 콘전단에서의 전응력  $\sigma_v$  로 부터 다음과 같이 구해진다.

$$C_u = (q_c - \sigma_v) / N_c \quad (6.3)$$

그러나, 실제 조사결과에 따르면  $q_c < \sigma_v$  가 되는 경우도 많기 때문에, 경험적인 지지력계수  $N_c$ 를 정하여 다음식으로 부터  $C_u$ 를 구하는 경우가 많다.

$$C_u = q_c / N_c \quad (6.4)$$

이 경우  $N_c$ 의 값은 다른 전단시험결과 예를 들면 일축압축시험 결과로 부터 구하는 경우가 많다. 이와같은 방법으로  $N_c$ 의 값을 구한 예에 따르면  $N_c = 10 \sim 20$  정도의 값이 되는 경우가 많다고 보고되어 있다. 이론적으로는 식(6.3)을 이용해야 하는데 실제로는 식(6.4)가 이용되고 있는 원인은 콘先端에 가해지는 간극수압의 영향이 크다. 이상적으로는 콘先端에는 그림-6.12(a)에 나타나 있듯이 수압이 작용하여야 한다. 그러나 실제로는 콘의 메카니즘상의

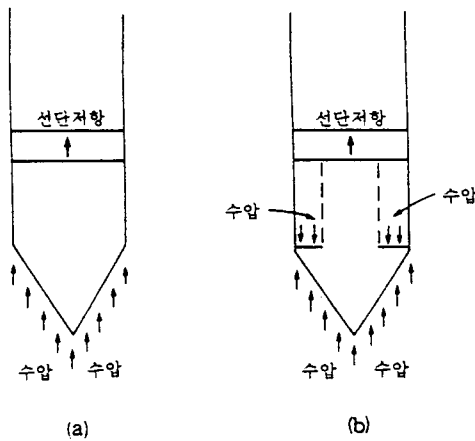


그림-6.12 cone 先端部에 작용하는 水壓

이유로부터 그림-6.12(b)와 같은 수압이 작용하는 경우가 많다. 그림-6.12(a)와 같은 콘에서는 수압을 모두 선단저항으로서 감안하기 때문에 식(6.3)이 적용 가능하다. 그러나 그림-6.12(b)와 같은 콘에서는 콘에 아랫방향에 수압이 작용하기 때문에 선단저항이 감소하므로 그 영향을 보정 할 필요가 있다. 각각의 콘에 실제로 어떠한 수압이 작용하는가를 검토하기 위해서는 콘에 압력을 가하여 선단저항을 측정하면 좋다. 이상적으로는 수압에 콘의 선단면적을 곱한 값이 선단저항으로서 검출될 것이지만 일반적인 콘에서는 그 50~70%정도밖에 검출되지 않는다. 따라서 그와 같은 콘에서는 아랫방향에 작용하는 수압을 보정하여 식(6.3)을 이용하여  $C_u$ 의 값을 구해야만 한다.

### 6.3 경질점토에 있어서의 일축압축시험의 적용성

연약한 포화점토에 있어서는  $\phi_u=0$  이 되기 때문에 복잡한 3축 UU시험을 시행하지 않아도 일축압축시험의 결과로부터  $C_u$ 의 값을 구하여도 좋다는 것은 주지의 사실이다. 그러나 홍적점토와 같이 강도가 큰 경질점토의 경우에는  $\phi_u \neq 0$ 이 되기 때문에 일축압축시험으로는 불충분하다.

예로서 오사카灣의 대심도 보링결과를 소개한다. 이 지점에서는 深層에 있는 홍적층의 침하가 문제가 되었기 때문에 대심도까지 불교란시료의 채취가 이루어져, 각종이 시험이 실시되었다. 그림-6.13은 일축압축시험과 3축UU시험의 심도분포결과를 비교한 것이다. 이론적으로는 Mohr의 응력원을 그려 그 경향을 조사하는 방법도 생각되었지만 실제 지반에서는 강도의 편차가 크기 때문에 Mohr의 응력원의 포물선도 편차가 커진다. 따라서 여기에서는 3축UU시험의 측압에 관계없이 단순히 일축압축시험과 3축UU시험의 결과를 비교하여 본다. 만일 양자의 결과에 차이가 보이지 않는다면 이와 같은

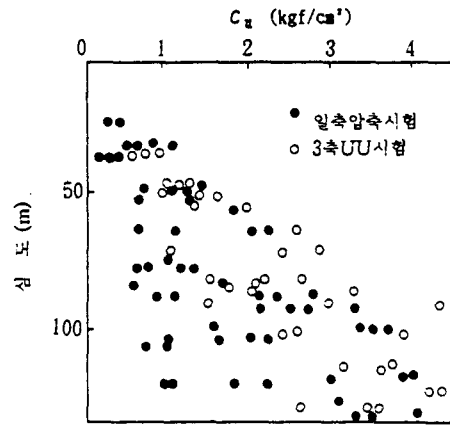


그림-6.13 일축압축시험과 3축 UU시험에 따른  $c_u$ 의 비교

경질점토에서도  $\phi_u=0$ 이 된다. 그러나 그림-6.13에 나타난 것과 같이 양자의 결과에는 분명한 차이가 인정되어 경질점토에서  $\phi_u \neq 0$  이 되고 있는 것을 확실히 보여주고 있다.

#### 6.4 점토의 $C_u/p$

점토의 비배수강도  $C_u$  ( $S_u$ )가 압밀압력에  $p$ 따라 어느 정도 증가하는가를 나타내는  $C_u/p$  ( $S_u/p$ )의 값은 점토의 전단특성을 나타내는 중요한 사항으로서 오래전부터 조사되어 왔다. 실무적으로 이 값은 vertical drain 공법과 같이 압밀에 따른 강도증가를 목적으로 하는 지반개량공법을 채용한 경우에 흔히 볼수 있다.  $C_u/p$ 의 값을 추정하는 방법으로는 아래의 3종류의 방법이 이용되고 있는 것이 많다.

- (a) 3축CU시험과 같은 실내시험을 하여 직접  $C_u/p$ 값을 측정한다.
- (b) 현시점의 비배수강도  $C_u$  와 유효토포압  $P_v$  혹은 압밀항복응력  $P_c$  의 관계로부터  $C_u/p = C_u/P_v$  혹은  $C_u/p = C_u/P_c$  로 한다.
- (c) 지금까지의 데이터를 근거로 하여 소성지수로부터  $C_u/p$ 의 값을 추정한다.

위의 방법중(a)의 실내시험에서 직접  $C_u/p$ 를 구하는 방법은 이론적으로는 제일 좋은 방법이지만 강도의 이방성과 시간효과를 충분히 고려해야 한다. 특히, 일반적으로 시행되고 있는 3축CU시험 값을 직접 이용하면  $C_u/p$ 의 값을 과대평가 해버리기 때문에 주의가 필요하다. 3축시험으로부터  $C_u/p$ 를 구

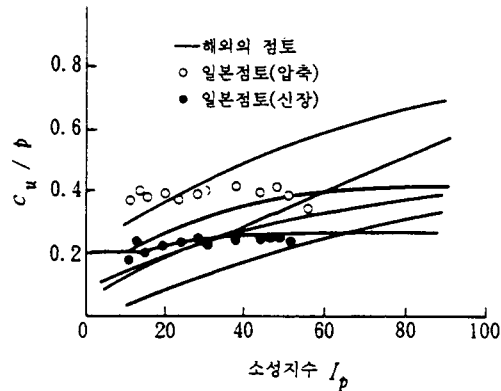


그림-6.14  $c_u/p$ 와 소성지수 관계의 비교

할 때에는 압축시험만이 아니고, 伸張시험을 시행하지 않으면 안되고, 또한 변위속도에 따라 강도가 어떻게 변화하는가에 관해서도 충분히 검토할 필요가 있다. (b)의 방법은  $C_u/p$ 를 구하기 위한 특별한 시험을 필요로 하지 않고, 간편하게  $C_u/p$ 를 구할 수가 있다. 또, vertical drain공법등을 채용한 경우에는 실제의 강도증가를 적절히 측정하여 공법의 유효성을 확인할 필요가 있다. 원지반의 비배수강도의 측정법을 강도 증가의 측정법과 같은 방법으로 시행하여 구하면 (b)의 방법에 따른  $C_u/p$ 는 실제의 강도증가의 방법과 동일하게 되기 때문에 비교적 신뢰성이 높은  $C_u/p$ 의 값이 얻어지게 된다. 그러나 실제로 지반에서는 장기간의 퇴적작용에 따른 2차압밀이나 Cementation 때문에 점토의 강도가 커지는 경우가 많다. vertical drain 공법등에 있어서는 압밀시간이 비교적 짧고, 아직 일차압밀이 종료되지 않은 시점에서의 강도가 문제가 된다. 따라서 원지반의 비배수강도로부터  $C_u/p$ 의 값을 추정하면 그 값을 과대평가할 가능성이 있다. 또한, 실제의 지반은 과압밀 상태의 경우가 많고, 과압밀상태에서의  $C_u/p$ 값은 vertical drain 공법에서 필요로 하게 되는 정규압밀상태에서의  $C_u/p$ 값과 다르기 때문에 주의가 필요하다. (c)의 방법은 지금까지 보고된  $C_u/p$ 의 측정결과에 근거한 것이다. 많은 보고서의 내용에 의하면  $C_u/p$ 와 소성지수의 상관성에 근거하고 있다. 특히 skempton - bjerrum에 의한 결과가 유명하며,  $C_u/p$ 의 값은 소성지수와 함께 증가하는 관계를 나타내고 있다. 그러나 지금까지 해외에서 보고되고 있는  $C_u/p$  ~소성지수와 관계와, 일본점토지반상에서의  $C_u/p$ 의 측정결과에는 큰차이가 있다고 보고되고 있어 그 규명이 필요하다.

그림-6.14는 그 결과를 재정리한 것으로, 해외 특히 서구의 결과를 실선으로 나타내고, 일본의 예를 삼축압축시험에서 구한 것을 흰 원으로 3축신장시험에서 구한 것을 검은 원으로 나타내고 있다. 이 그림에서 보면 알수 있듯이 서구에서의 데이터에서는  $C_u/p$ 가 소성지수와 함께 증가하는 결과를 나타

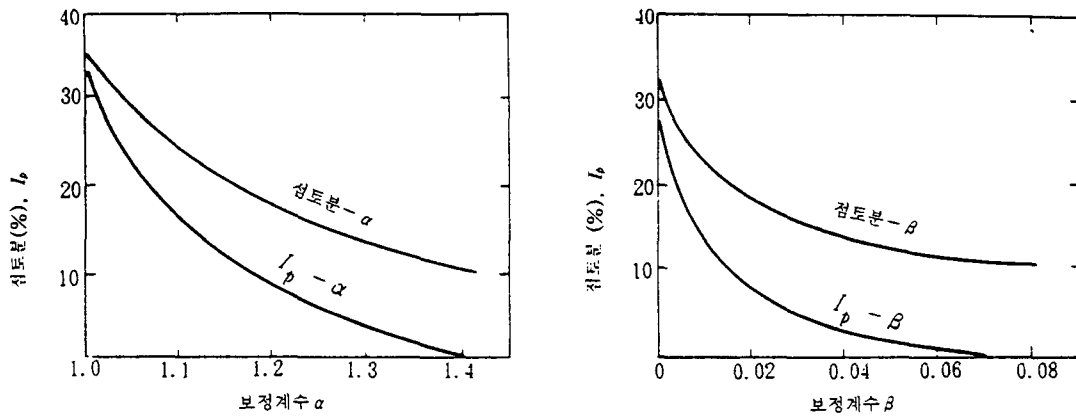


그림-6.15 일축압축강도의 보정계수  $\alpha$ ,  $\beta$

내고 있는데 대해 일본의 데이터에서는 소성지수에 관계없이  $C_u/p$  는 거의 일정한 값이 되고 있다. 이와같이  $C_u/p$ 가 소성지수에 관계 없이 거의 일정하다는 경향은, 일본에 있어서의 해성점토의 시험결과에서도 보고되고 있다. 따라서  $C_u/p$ 와 소성지수의 상관성에는 지역성이 크기 때문에 타지역의 데이터를 그대로 이용하여  $C_u/p$ 의 값을 추정하는 것은 문제가 있다.

### 6.5 중간토의 $C \cdot \phi$

토질역학의 교과서에서는 흙을 점토와 모래로 분류하고, 그 거동을 완전 별개로 취급하고 있는 경우가 대부분이다. 전단강도에 관해서는 점토의 경우 비배수조건이 되고,  $\psi_u=0$  이 되므로 비배수강도  $C_u$  만을 고려하여도 좋다. 한편, 모래의 경우는 지진시를 제외하고 靜的하중조건으로 취급하면 일반적인 경우는 완전배수조건이 된다. 따라서 배수조건에서의  $C_d$ ,  $\phi_d$ 를 이용하면 된다. 또한 포화된 모래라면  $C_d=0$ 으로 생각하여  $\phi_d$ 만을 고려하면 된다. 그러나 실제로는 점토와 모래로 정확히 분류하기 어려운 흙이 많다. 이와같은 흙은 점토와 모래의 중간적인 성질을 가지기 때문에 중간토라고 불린다. 중간토에 있어서는 비배수조건도 아니고, 또한 완전한 배수조건도 아닌 소위 부분 배수조건이 된다. 이와 같은 조건에 대응하는 강도정수는 없기 때문에 대개 이 부분배수를 무시하고, 비배수상태라고 가정하여  $C_u$ 와  $\phi_u$ 를 이용할때가 많다. 이와 같은 가정은 안전한 측면도 있지만 지반의 강도를 과소평가 하게된다. 중간토에 있어서는 시료의 흐트러짐이 크므로 일반적인 점토에서 사용되고 있는 일축압축시험의 결과를 그대로 이용하면 특히 강도를 과소평가하게 되는 경우가 많다. 이점을 보완하기 위하여 중간토

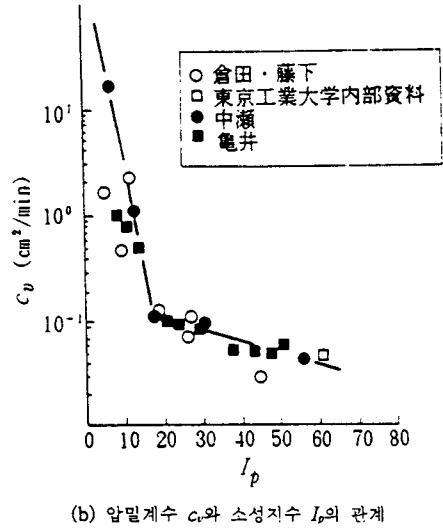
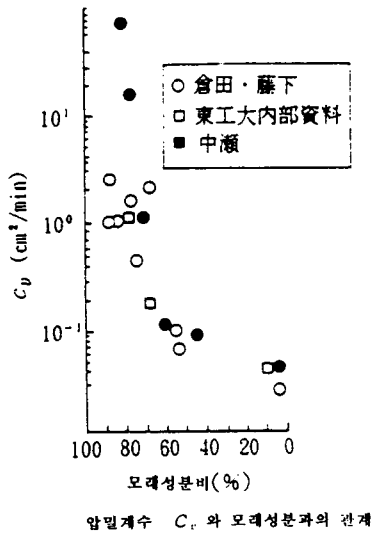


그림-6.16 중간토의 압밀계수  $c_v$

의 일축압축시험 결과를 보정하는 방법이 제안되고 있다. 이방법에서는 원위치에서의 전응력  $\sigma_u$  와 보정계수  $\alpha, \beta$ 를 이용하여 일축압축강도  $q_u$  를 아래 식으로 보정하여  $C_u$  를 구한다.

$$C_u = \alpha (q_u/2) + 0.8\beta\sigma_u \quad (6.5)$$

여기에서 보정계수  $\alpha, \beta$ 는 소성지수 혹은 점토함유량을 이용하여 그림-6.15에서 구한다. 식(6.5)에서 전응력  $\sigma_u$ 가 고려되고 있는 것은, 깊은 심도에서 채취한 시료일수록 응력해방에 따른 시료의 흐트러짐이 커서, 그 영향을 보정하기 위함이다. 이 보정법은 일축압축강도의 보정법으로서 널리 이용되고, 시공시 많이 적용되고 있다. 그러나, 이 방법은 중간토의 강도를 비배수 조건으로 가정하고 있기 때문에 실제 중간토의 강도를 과소평가하는 경향이 높다. 실제 중간토의 지반에서는 조금이라도 배수된다고 생각되어 지기 때문에 그 영향을 감안할 필요가 있다. 배수의 정도는 압밀도로 부터 추정할 수 있기 때문에, 중간토지반의 배수상태는 지반의 배수길리와 압밀 관계에 따라 크게 좌우된다. 따라서 층두께가 얇고 압밀계수가 큰 중간토 지반이 양면배수 조건으로 있을 경우는 완전배수 조건에 가까운 것이라고 생각된다. 또한, 반대로 압밀계수가 작고, 層厚度 두꺼운 중간토 지반에서는 배수의 영향은 작아진다고 생각해도 좋다. 따라서 중간토의 경우,  $c$ 와  $\phi$ 를 결정할 때에도 압밀계수를 충분히 검토하지 않으면 안된다. 그러나 중간토와 같이 압밀계수가 큰 흙에서는 표준압밀시험에서 압밀계수를 과소평가하는 경향이 있다고 보고되어 있다. 중간토에서 압밀계수를 정도높게 잘 구하기 위해서는 배수길리를 크게 하거나, 定率변위 압밀시험같이 간극수압을 측정 하는 특수한 방법이 필요하다. 또한 그림-6.16은 중간토의 압밀계수와 모래 성분함유량 및



소성지수의 관계를 나타낸 것인바 표준시험으로 구한 압밀계수의 값이 타당한 것인지의 판정에 유효할 것이다. 실제로 중간토의 배수의 영향을 고려하여  $c$ 와  $\phi$ 를 결정할 때에는 여러 가지 방법이 고려 되지만 시공중의 압밀도를 고려하여  $\phi$ 의 값을 저감하는 것이 하나의 방법 일 것이다. 예를 들면, 시공기간을 고려한다면 시공중의 압밀도가 70%라고 추정한다면,  $\tan \phi$ 를 70%로 저감하고  $\phi^* = \tan^{-1} (0.7 \tan \phi)$ 에서  $\phi^*$ 를  $c = 0$ 으로 한다.

## 6.6 맺음말

여기에서는 점성토, 특히 점토함유량이 큰 즉, 점토의  $c$ 와  $\phi$ 에 대해 소개하였는데  $c_{cu}$ 와  $\psi_{cu}$ 에 관한 설명은 기술되어 있지 않다. 실제 업무에서는  $c_{cu}$ 와  $\psi_{cu}$ 가 이용되고 있는 사례도 보이지만 여기에서는 생략하였다. 또한, 실제로 여기에서 소개한 단순한 점토와 점성토만이 아니라 다짐된 점성토나 slide를 일으킬 가능성이 있는 점성토의 강도가 문제가 되는 경우도 많다. 그러나 현단계에서는 이와 같은 점성토의  $c$ 와  $\phi$ 를 어떻게 생각하면 좋은가에 관해서는 아직까지 정립된 견해가 없다고 여겨지기 때문에 여기에서는 언급하지 못하였다. 이와같이 아직 해명되지 않은 문제점은 향후 조사·연구가 진행됨에 따라 언젠가 정립될 것으로 기대된다.