

## II. 콘관입시험과 현장배인시험의 소개 및 시험결과 이용

### 1. 콘관입시험기(CPT)의 소개

콘관입시험(Cone Penetration Test: CPT)은 원추모양의 Cone Probe를 지반에 일정한 속도( $2 \pm 0.5 \text{ cm/sec}$ )로 관입시킬때 발생하는 저항력을 측정하여 지반의 공학적 성질을 추정하는 원위치(*In-situ* Test) 시험이다. 시험방법에 따라 크게 일정한 속도로 압입하는 유사정적시험(Quasi-static CPT)과 타격으로 관입하는 동적시험(Dynamic CPT)으로 나눌 수 있다. 유사정적관입시험은 계측시스템의 형식에 따라 기계식과 전기식이 있다. 기계식은 시험기가 견고하고 값이 싼 장점이 있는 반면에 정밀도가 낮다. 이에 비해 전기식은 정밀한 자료를 얻을 수 있으며, 과잉간극수압을 원하는 위치에서 연속적으로 측정할 수 있으며 다음과 같은 장점이 있다.

- ① 우수한 정밀도와 반복성
- ② 느슨하거나 연약한 토질에 대한 상당한 감도
- ③ 토질 주상에 대한 좋은 해상도
- ④ 마찰율에 대한 정확한 결정
- ⑤ 프로브에 추가 센서 부착의 용이성

\*1 정희원, 한국해양연구소, 항만기술연구소, 선임연구원

\*2 정희원, 고려대학교, 토목환경공학과, 조교수

\*3 정희원, 도화지질(주), 대표이사

CPT는 보통 10 - 15 ton의 트럭에 장착하며 스쿠류 앵커는 추가 반력을 얻는데 사용 (보통 20 ton까지)하며 CPT 관입에 필요한 유압잭의 rig을 위한 동력은 트럭에 있는 동력장치부터 얻어진다. 일반적으로 차축의 무게가 15ton 일 때 관입깊이는 대략 20-25m 정도(중간밀도 모래 또는 고결 점토에서)이다. 표준 로드의 크기는 직경 35.6mm에 길이 1m이다. 기계식 CPT의 경우, 선단지지력과 측면마찰력은  $0-600 \text{ kg/cm}^2$ 의 압력계를 통해 측정한다. 최근에는 자동시스템의 장착으로 관입력과 마찰력이 관입과 동시에 자동으로 기록되고 프린트된다. 콘관입시험기의 종류는 관입능력에 따라 2ton, 5ton, 10ton, 30ton등이 있으며 최근 시험장비의 발전에 따라 전용트럭에 시험장비를 장착한 자주식 시험기가 사용되며 연구단계이기는 하나 40ton이 되는 중량 콘과 무선의 측정시스템도 개발되었다. 원추관입시험은 표준관입시험과 비교하여 다음과 같은 몇가지 중요한 특징을 갖고 있다.

- ① 신속하고 경제적이다.
- ② 연속적인 지반조사가 가능하다.
- ③ 시추공상의 지반변화를 자세히 알 수 있다.
- ④ 토질정수를 구하여 지반의 지지력, 침하량 등을 구할 수 있다.
- ⑤ 단단한 지층에서 관입이 어려운 경우 적용이 곤란하다.

실제로 콘관입시험기는 표준관입시험에 비해 상당히 효율성이 우수함에도 불구하고 우리나라의 경우 지금까지 활발히 사용되고 있지 못했으나 최근 2-3년간 지반조사에 대한 중요성이 인식되면서 급속히 사용빈도가 증가하고있다.

## 2. 콘관입시험기의 역사

현장 콘관입시험은 20세기 초 북유럽에서 시작되었으며 지금까지 알려진 원추관입시험의 간단한 역사는 다음과 같다.

- 1917년 : 스웨덴 철도국에서 개발 사용
- 1927년 : 덴마크 철도국에서 사용
- 1934년 : 네덜란드에서 현재와 유사한 형태를 개발
- 1948년 : Push rods와 Cone 사이의 틈으로 흙이 유입되는 것을 방지하는 Mantle Cone 개발
- 1950년 : 영국에서 사용되기 시작함
- 1953년 : 주면 마찰력 측정을 위한 Friction Sleeve가 인도네시아에 적용
- 1960년 : 전자식 보급
- 1965년 : 국내에서 처음으로 영산강 하구간척지에 적용
- 1977년 : 국제 토질 및 기초공학회(ISSMFE)에서 표준화 제안
- 1987년 : IRTP(International Reference Test Procedure) 표준화

## 3. 콘관입시험기의 종류

### 3.1 화란식 이중관입시험기

(Dutch Cone Penetration Test)

일반적으로 Dutch Cone이라고 부르는데 1930년대 화란의 P. Barentsen이 개발한 것이다. 우리나라에서는 1960년대에 목포 영산강 하구의 간척지에

서 화란인들과 같이 처음 사용되었으며, 연약지반에서 기계의 운반과 조작의 편리함 등 조사기로서의 우수한 성능이 확인되어 농업토목 특히 간척지를 조성하기 위한 방조제 및 각 플랜트구조물의 기초 지반조사에 광범위하게 이용되었다. 원추의 선단각은 60°이고 저면적은 10cm<sup>2</sup>이며 관입 룯드는 이중관으로 조사깊이는 약 20m까지이다.

### 3.2 피조콘관입시험기

(Piezometer-CPT, Piezocone)

1960년 이후 계측장치의 자동화 경향에 따라 선단 저항과 주면마찰을 동시에 계측할 수 있는 자동기록 전기식 콘이 개발되었고, 1970년 이후에는 관입선단 부분에 피조미터를 부착하여 깊이 방향으로 연속하여 간극수압을 측정할 수 있게 되었다. 그러므로, 단순히 토질의 판단 뿐만 아니라 종래에는 할 수 없었

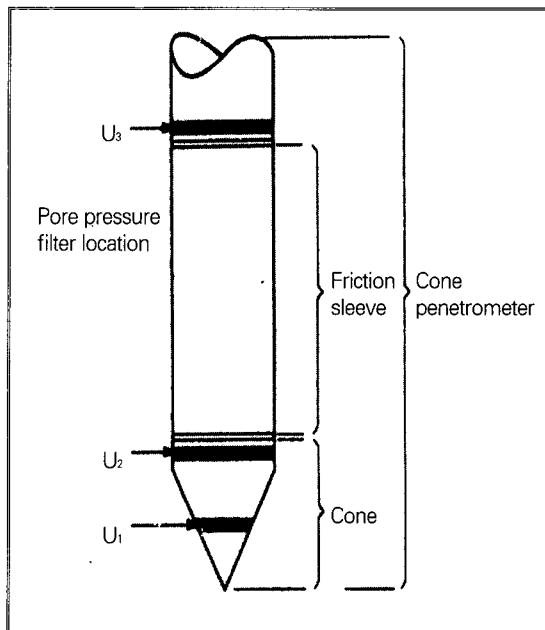


그림3.1 콘관입시험기 및 간극수압 측정 위치

던 흙의 투수성이나 압밀특성 등의 추정과 관입저항치의 유효응력까지도 추정할 수 있도록 발전되었다.

### 3.3 콘관입시험 결과에 영향을 주는 요소

#### (1) 콘 팁(Cone Tip)

원추관입시험의 발전과정에서 알 수 있듯이 북유럽 여러나라에서 시작하여 최근에 규격의 통일을 이루고자 노력하고 있는 관계로 형태가 여러 종류이며, 이에 따른 결과의 영향 정도를 감안 해야 한다. 특히, 콘선단 및 로드가 관입될 때 지반 내부에서 토질의 파괴거동 형태 가정에 있어서 Meyerhof, Terzaghi, Janbu 등의 연구가 있으나, 아직 완전한 정립은 미흡하다. 콘선단의 형태에 따른 분석은 Simple Cone, Mantle Cone, Reference Cone을 모델로 고찰되어 왔다. Simple Cone의 경우 내관을 압입하여 cone을 관입할 때 콘 뒷부분에 시료의 교란이 심하게 발생한다. 이 점을 보완한 것이 Mantle 형태의 cone이다. Mantle Cone은 cone 뒷방향으로 경사각을 줌으로써 마찰력 발생을 피하면서 시료 교란을 감소케 하였다. 또한 마찰력 측정을 위한 마찰슬리브의 위치에 따라 콘 주변의 토질 파괴 정도가 다르므로 측정치가 달라질 수 있다. Mantle Cone의 경우 콘팁에서 비교적 멀리 마찰슬리브가 위치하고 있는 반면, Reference cone의 경우 콘팁 끝부분 바로 뒤쪽에 마찰슬리브가 있다.

#### (2) 콘팁의 크기 및 관입속도

콘팁의 크기 영향은 크기효과(size effect)에 의한 차이가 있겠으나, 실무적으로는 차이가 없는 것으로 가정하여 사용하며 일반적으로 단단한 점토지반에서 콘팁의 크기가 커질수록 콘 저항치가 작아지는 경향이 있는 것으로 보고되었으나, 국제 토질·기초공학회(ISSMGE)가 제안하고 있는 표준 크기를 사용할 경우는 특별한 문제는 없으며 현재 미국의 ASTM은 직경이 3.57cm와 4.37cm인 크기를 추천하고있다.

관입속도는 관입시 발생하는 과잉간극수압(excess pore water pressure)에 영향을 미치게 되어 결과적으로 측정값에 상당한 영향을 주게된다. 비교적 투수성이 좋은 사질토 지반에서는 큰 영향이 없으나 점성토 지반에서는 상대적으로 간극수압의 발생으로

영향이 크다. 관입속도가 빠르면 비배수 상태를 유지하므로 콘저항치가 일반적으로 크게 측정된다. 국제 토질·기초공학회가 제안한  $2 \pm 0.5 \text{cm/sec}$ 의 속도를 지켜야 하며, 가급적 피조콘을 사용하여 과잉간극수압을 측정하는 것이 필요하다.

## 4. 콘관입 시험방법

### 4.1 개론

전자식 콘을 이용한 효과적인 현장시험을 위해 숙련된 기술자와 장비의 보정 및 관리에 대한 충분한 기술이 요구된다. 콘프로브, 계측 케이블 및 커넥션을 포함한 데이터 저장시스템은 주기적인 검사와 재보정이 중요하다. 현장에서 장비를 조립한 후에 잘 작동하고 있는가를 검사하는 것은 필수사항이다. 이런 검사에는 로드셀 출력의 변화를 보정한 전 범위에 걸쳐 검사하는 것을 포함한다. 장비 검사는 또한 사운드 중간 중간에 필요하다.

### 4.2 피조콘의 포화문제

CPT시험, CPTU시험 사이에는 간극수압 측정용 포로스톤이라 불리는 piezo-element를 빼면 큰 차이점이 없다. 현장 운영시 CPTU(피조콘)의 경우 콘은 포화시켜야 하며, 콘의 포화는 일반적으로 다음 절차를 따른다.

- ① 포리스 필터재의 공기제거(suction 이용)
- ② 콘의 공기제거(suction 이용)
- ③ 콘과 필터의 조립
- ④ 취급시나 장기간 보존시 포화상태유지

피조콘 사운딩의 초기에는 필터재와 콘프로브를  $100^\circ \text{C}$ 로 끓여서 포화시키는 것이 일반적인 방법이지만 이는 콘과 필터재의 수명을 단축시키므로 최근에는 사용하지 않는 추세이다. 일반적으로 선호되는 방법은 실험실내에서 필터재를 고압의 진공상태의 액체에 5-24시간 놓아두는 것이다.

### 4.3 비균일 면적 효과

콘팁의 면적과 로드셀이 위치한 부분의 면적차이로 간극수압의 측정에 영향을 미치므로 이를 보정하기 위해서 순지지면적비(a)를 실내실험에서 구한 뒤, 보정된 관입저항력을 사용해야한다. 일반적으로 a계수는 0.85-0.75정도 범위에 있으며 다공질 필터의 위치와 콘의 종류에 따라서 다르다. 조립토의 경우에는 이러한 보정이 큰 영향을 주지 않으나 연약지반의 경우에는 발생된 간극수압이 커서 이러한 보정이 연약지반의 분류와 관입저항력을 이용한 비배수 전단강도를 구할 때 큰 영향을 줄 수도 있으므로 보정하여야 한다.

## 5. 콘관입시험과 지반상수

피조콘 관입시험은 매우 신속하고 정확하게 지반의 상태를 파악할 수 있는 현장시험으로 현재 지반조사에 가장 많이 시행되고 있는 방법중의 하나이다. 콘관입시험에서 얻는 지반의 저항치는  $f_s$ ,  $q_c$  및 과잉간극수압(u)이며 특별한 경우에 지반의 압밀 특성을 소산시험을 통해서 측정한다. 이러한 지반 저항치를 이용해서 지반상수를 예측하는 방법이 지난 수십년간 많은 연구자들에 의해서 개발되어오고 있다. 산정 가능한 지반에 관련한 정보 및 토질상수로는 다음과 같이 정리할 수 있으며 보다 자세한 국내지반의 연구사례는 참고문헌을 열거했다.

- ① 토질의 분류(이선재 외 2인, 1998)
- ② 지반 주상도
- ③ 지하수의 위치 및 오염과악(윤길림 외 4인, 1999)
- ④ 지반의 강도(윤길림, 1996; 윤길림 외 3인, 1996, 1998; 백세환, 1999)
- ⑤ 지반의 지지력 및 침하
- ⑥ 얇은기초의 침하량 산정
- ⑦ 깊은기초의 지지력(윤길림 외 3인, 1998)
- ⑧ 지반의 압밀도 평가(김영상과 이승래, 1998;

이승래와 김영상, 1998)

- ⑨ 지반의 액상화 가능성 평가
- ⑩ 지반의 개량도 평가(황대진과 김철웅, 1997; 윤길림 외 2인, 1999) 등

콘관입시험의 최대 효용성은 연속적인 지층 분류에 있을 것이다. 통상적인 흙 분류는 원추관입저항력( $q_c$ ,  $q_T$ )과 마찰저항력( $f_s$ )만으로도 가능하지만, 보다 정확한 결과를 얻기 위해서는 간극수압을 측정하는 것이 필요하다. 특히, 일부 실트층의 경우  $q_c$ 와  $f_s$ 가 점토층과 잘 구별되지 않을 수 있기 때문에 실트질 흙이 많은 점성토층이 분포하는 지역에서는 피조콘을 이용하여 간극수압을 측정하는 것이 적절할 것이다.

피조콘은 간극수압을 측정함으로써 퇴적지층 분류시 점토층 사이에 끼어 있는 얇은 모래지반이나 모래층 사이에 끼어 있는 얇은 점토층을 구분해 낼 수 있으며 관입도중에 일정한 깊이에서 유발된 과잉간극수압에 대한 소산실험(dissipation test)을 수행함으로써 지반의 압밀도를 평가할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

## 6. 연약지반의 비배수 전단강도

피조콘 관입시험을 통하여 추정할 수 있는 지반의 특성으로는 흙의 종류, 연경도, 강도정수, 변형계수, 응력이력, 그리고 압밀특성 등이 있으며, 특히 비배수 전단강도의 산정은 콘 관입시험이 개발된 이후로 가장 많이 연구된 항목이다. 콘 관입시험을 통하여 점성토의 비배수 전단강도를 추정하기 위한 여러 가지 이론적 방법들이 제안되었다. 그러나, 콘이 지반에 관입될 때 콘 주변 흙의 응력 및 간극수압의 변화는 매우 복잡해서 이론적 접근을 통하여 비배수 전단강도를 산정하는 것은 매우 어려울 뿐만 아니라, 흙의 특성을 광범위하게 고려하지 못하기 때문에 국내 지반에 이 방법들을 검증없이 적용하는데는 무리가 있다. 또한, 현재 비배수 전단강도를 산정하기 위하여 가장 많이 사용되는 경험적 방법인 피조콘 계수

방법에서도 기존에 제안된 연구결과들에 의하면 지반조건, 응력이력, 그리고 소성지수 등에 따라 그 값이 다를 수 있기 때문에 국내에 적용하기 위해서는 검증단계가 필요하며 동시에 국내 지반에 적합한 피조콘 계수를 결정하는 것이 필요하다.

콘이 지반에 관입될 때 원추콘 관입 저항력과 비배수 전단강도는 말뚝의 선단 지지력 산정 공식으로 유도된 것으로 잘 알려진 바와 같이 다음의 식(6.1)과 같은 관계에 있다.

$$q_c = N_c S_u + N_q \sigma_i + N_r D_r \quad (6.1)$$

콘이 점성토 지반에 관입될 때 지반의 파괴가 비배수 상태에서 일어난다고 가정하면 지지력 계수는 1이 되며, 보통 콘의 관입 깊이는 콘의 지름에 비하여 매우 크기 때문에 상대적으로 미소하므로  $D=0$ 으로 가정하고 식(6.1)은 Vesic의 공동팽창 이론에 의거하여 1975년 Schmertmann은 점토층에서 원추관입 저항력과 비배수 전단강도의 관계를 식(6.2)와 같이 표현하였다.

$$N_k = (q_c - \sigma_{vo}) / S_u \quad (6.2)$$

여기서,  $\sigma_{vo}$ 는 전 수직응력이고  $N_k$ 는 말뚝의 지지력공식에 사용되는  $N_c$ 와 유사한 개념의 콘 계수이다. 일반적으로 정규압밀점토와 과압밀점토에서는 콘계수( $N_{kT}$ ) 10~20을 실용적으로 많이 이용하고 있다. 상기식에서  $N_k$ 값의 추정이 결과적으로 비배수 전단강도( $S_u$ )값에 결정적인 영향을 미치게 된다.  $N_k$ 값은 cone tip의 형상, 관입속도, OCR, 강도의 비등방성, 지반의 macrofabric, 소성지수, 과잉간극수압 등의 영향을 받는다. 정규압밀점성토의 경우 Mantle Cone를 사용했을 때 15에서 21사이의 값을 갖는 것으로 보고되었으나 지역적 특성에 따라  $N_k$ 의 값이 크게 다를 수 있기 때문에  $N_k$ 값의 결정에 신중해야 한다.

현장의 상재하중은( $\sigma_o$ ) 현장수직응력( $\sigma_{vo}$ )해석, 현

표 6.1 지반의 특성에 따른  $N_k$ 값의 비교

종류	평균 $N_k$ 값	$N_k$ 값의 범위
NC Clays	17.5	15 - 21
Stiff, Fissured Marine Clays	27	24 - 30
Glacial Clays	18	14 - 22

장수평응력( $\sigma_{ho}$ )해석 또는 현장평균응력( $\sigma_m = 1/3(\sigma_{vo} + 2\sigma_{ho})$ )를 통해 결정할 수 있다. Baligh(1975)는 콘계수  $N_k$ 의 이론적 해를 위하여 지지력 이론과 공동팽창이론 두 가지를 결합하였다. 해에는 몇가지 단순화된 가정(즉, 비배수 강도의 이방성과 변형을 연화거동을 무시함)이 포함된다. 전자는 평균 수직, 수평 강도를 사용하여 개략화 될 수 있다. 콘 형식, 관입속도등과 같은 다른 인자도 관입 저항력에 상당한 영향을 줄 수 있다.  $N_k$ 는 일반적으로 경험식에 의해 얻어진다. 기준이 되는  $S_u$ 는 현장베인시험 또는 삼축압축시험에서 측정될 수 있다.

Lunne and Kleven(1981)에 의해 제안된 자료를 보면 정규압밀 해성점토의 현장베인강도를 사용한  $N_k$ 의 범위는 11-19에 위치하며 평균 15정도이다. 이런 결과는 보통 콘팁의 면적이  $10\text{cm}^2$ 의 콘과  $2\text{cm}/\text{sec}$ 의 관입속도에 의한 결과이다. 하지만, stiff한 과압밀 점토의 경우에는 이와 비슷한 관계를 적용하기는 어렵다. 왜냐하면, 점토의 구조와 틈에 의한 효과가 중요하기 때문이다. 이주 과압밀된 점토에서  $q_c$ 의 함수로 얻어진  $S_u$ 값은 반드시 주의가 필요한데 이는 fissure가 배수와 진행성 파괴에 어느 정도 영향을 주는지 알기가 어렵기 때문이다.

### 7. 현장베인시험기(Field Vane Test)의 소개 및 종류

현장베인시험기는 1919년 스웨덴의 Olsson에 의해서 처음으로 사용되었으며, 1940년대 이후에는 전 세계적으로 널리 이용되었고, Carlsson, Skempton, 그리고 Cadling과 Odenstad 등의 학자들의 연구에 의해 발전되었다. 현장베인시험은 1972년에 현장

# 강좌

시험으로 ASTM(D2573)에 등재되었으며, 실내배 인시험은 1987년에 ASTM(D4648)에 등재되었다.

일반적으로 배인시험기는 90°로 이루어진 4개의 blade로 이루어진 십자형 단면의 저항날개를 로트의 선단에 붙여 흙의 교란이 일어나지 않도록 시추공의 바닥에 있는 흙속에 밀어 넣고 중심 축에 아주 천천히 회전력을 주어 원지반을 전단시키고 그 때의 최대 저항치를 측정하여 원지반의 전단강도를 구한다. blade의 thickness는 통상 2mm이고 배인의 높이는 지름의 2배이며 표준치수는 다음의 표 7.1과 같다.

표 7.1 현장배인시험기의 표준치수

케이싱의 크기	지름(mm)	높이(mm)	날의 두께(mm)	배인로트의 지름(mm)
AX	36.1	76.2	1.6	12.7
BX	50.8	101.0	1.6	12.7
NX	63.5	127.0	3.2	12.7
101.6mm(b)	92.1	184.2	3.2	12.7

이러한 배인날개의 치수의 적합성은 보통 날개와 축의 단면적비로 나타내며 단면적비가 12%이하이면 만족하는 것으로 알려져있다.(표준배인시험의 경우)

단면적비

$$: \frac{8T(D-d) + \pi d^2}{\pi D^2} \times 100 \leq 12\% \quad (7.1)$$

여기서, D는 배인의 직경, T는 배인의 두께이며 d는 축의 직경이다. 또한, 배인시험기는 측정방법에 따라서 변형률제어형과 응력제어형으로도 나눌 수 있으며 그 종류는 그림 7.1과 같다.

Chandler(1987)는 표준 배인시험(standard vane test)에 대해서 다음과 같이 제시하고 있다.

- ① vane은 서로 직교하고 있는 4개의 blade로 구성.
- ②  $\frac{H}{D} = 2$ 를 유지 (H=높이, D=폭), 일반적

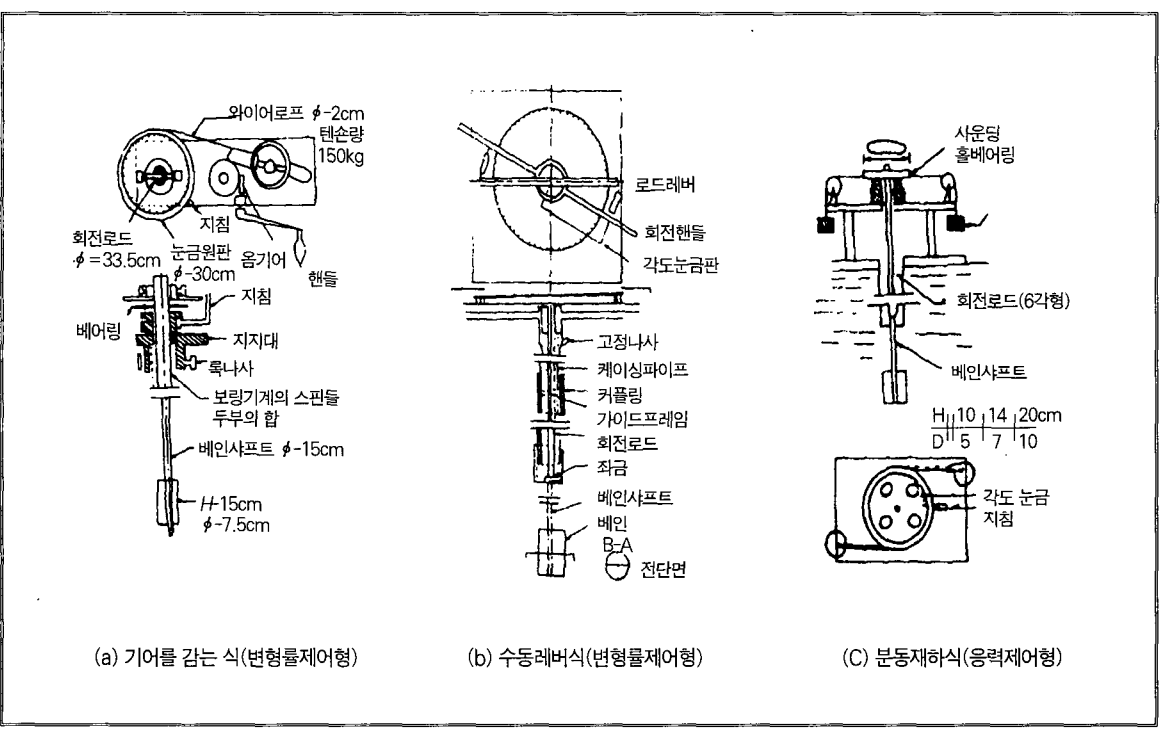


그림 7.1 여러 가지 형식의 배인시험기

으로  $H=130\text{mm}$ ,  $D=65\text{mm}$ .

- ③ blade thickness = 2mm
- ④ area ratio(면적비)  $\leq 12\%$
- ⑤ rate of rotation(회전속도) =  $0.1^\circ / \text{sec} = 360^\circ / \text{hr}$
- ⑥ rest period after vane insertion(베인 관입 후 존치시간) = 5min

### 7.1 변형률제어형 베인시험기

변형률제어형 베인은 대부분의 베인시험기가 이 형식에 속하는 것으로 회전각속도를 일정하게 유지하며 전단시키고 이에 대한 저항력을 측정하는 방식으로 기어를 감는 식(기어식), 수동레버식, 토크렌치를 이용한 간이식 등이 있다.

- (1) 기어식: 룯드에 고정된 회전눈금판(큰 것이 좋다)의 외주에 철선을 감아 기어 로 철선을 당김으로써 베인에 회전력을 주는 것으로서 수동이며 회전속도를 일정하게 할 수 있다.
- (2) 수동레버식: 룯드를 중심으로 하여 양측에 회전 레버를 수동으로 돌려 작동시 키는 것으로 힘의 배분이 어렵고 회전속도를 일정하게 제어하는 것이 기어를 감는 식보다 어렵다.
- (3) 토크렌치식: 레버에 의하여 룯드를 회전하므로 회전속도를 일정하게 하는 것 과 축의 중심을 수직으로 유지하는 것이 어렵다. 용량이 적은 것과 큰 것의 두 가지가 있으면 더욱 좋다.

### 7.2 응력제어형 베인시험기

응력제어형 베인은 일정한 회전력을 단계적으로 증가시키면서 베인에 가하고 이에 대응하는 회전각을 측정하는 방식으로 분동재하식이 여기에 해당된다. 베인을 압입하는 방식에 따라서 (1)시추공을 이용하는 형식과, (2)직접 관입하는 형식이 있다.

- (1) 시추공을 이용하는 것은 케이싱을 설치하고 시추공바닥을 청소한 공에 룯드의 선단에 부

착한 베인을 내려 토층에 압입하여 시험하는 것으로 소정의 깊이까지 시추를 병행함으로 지층의 판별에 따라 토성의 관찰자료가 동시에 얻어지는 장점이 있다.

- (2) 직접 관입하는 형식은 이중구조의 룯드로 외관 룯드 선단의 보호 shoe 속에 베인이 수장되어 있고 지표면에서 직접소요 깊이까지 관입하여 측정할 때 베인을 shoe에서 지중에 압입함으로 능률적이나 단단한 층이 있으면 관입이 어렵고 지층 판별도 어렵다.

## 8. 베인시험 결과에 영향을 미치는 요인들

현장베인시험시 전단강도에 영향을 주는 요소들은 베인의 모양, 베인 주변의 전단응력 분포, 베인의 관입으로 인한 지반의 교란, 베인 관입 후 회전까지의 시간경과에 의한 압밀, 베인시험시 회전속도, 전단강도의 이방성 등인 것으로 알려져 있다. 따라서 이러한 영향요소들에 의한 베인전단강도 값의 차이를 최소화하기 위해 각국의 표준시험방법에서는 베인의 형상 및 규격, 베인 관입후 회전까지의 경과시간, 베인의 회전속도 등을 규정하고 있으며, 시험결과로부터 비배수 전단강도의 추정 시에는 전단강도의 등방성과 베인 주변의 일정한 전단응력 분포를 가정하고 있다.

### 8.1 비배수전단강도( $S_u$ )의 계산

현장베인시험시 측정된 torque( $T$ )는 베인에 의해 형성되는 원통형 수직전단면의 저항모멘트( $T_v$ )와 원형 수평전단면의 저항모멘트( $T_h$ )로 구성된다.

$$T = T_v + T_h \quad (8.1)$$

베인의 회전에 의하여 수직전단면에 발생하는 전단응력의 분포가 일정하며 평균전단응력을  $S_{uv}$ 라고 가정하고, 수평전단면에 발생하는 전단응력은 베인 중심에서 베인 날의 끝부분으로 갈수록 최대전단

응력  $S_{uh}$ 에 접근하는 다음 식과 같이 표현할 수 있다.

$$S_{uh}(r) = \frac{S_{uh}}{\left(\frac{D}{2}\right)^n} r^n \quad (8.2)$$

수직전단면에서 발생한 torque( $T_v$ )와 수평전단면에서 발생하는 torque( $T_h$ )는 전단면에 발생한 전단응력과 다음과 같은 관계가 있다.

$$T_v = \pi D H \times S_{uv} \times \frac{\pi D^2 H}{2} S_{uv} \quad (8.3)$$

$$\begin{aligned} T_h &= \int_0^{D/2} S_{uh}(r) \times 2\pi r \times r \times dr \quad (8.4) \\ &= \int_0^{D/2} \frac{S_{uh}}{\left(\frac{D}{2}\right)^2} 2\pi r^{n+2} dr \\ &= \frac{\pi D^3}{4(n+3)} S_{uh} \end{aligned}$$

그러므로 베인의 회전에 소요된 전체 torque는 전단응력과 다음의 관계로 표시될 수 있다.

$$T = \frac{\pi D^3 H}{2} S_{uv} + \frac{\pi D^3}{2(n+3)} S_{uh} \quad (8.5)$$

만일  $S_{uv} = S_{uh} = S_u$  라고 가정한다면  $S_u$  는 다음과 같이 표시될 수 있다.

$$S_u = \frac{2T}{\pi D^3 \left(\frac{H}{D} + \frac{1}{n+3}\right)} \quad (8.6)$$

### 8.2 베인시험기의 두께

베인의 두께는 베인 삽입에 따른 지반의 교란 영역에 영향을 미쳐 비배수 전단강도의 측정에 큰 차이를 나타내게 한다. 베인의 두께에 따라 나타나는 교란영역은 그림 3에 나타난 바와 같은 양상을 나타내게 되고 이로 인해 파괴 영역이 베인시험의 가정조건을 크게 벗어나게 된다. La Rochella et al.(1973) 등

의 연구에 의하면 베인 두께가 증가하면 교란이 증가하여 전단강도가 감소되며 베인이 관입되지 않은 원지반상태의 비배수전단강도를  $\alpha=0$ 일때로 추정하였다. 베인 삽입에 따라 전단강도가 감소함은 흙입자 사이에 형성된 연결고리를 파괴하고 흙입자의 상대적인 위치에 변화를 가져와 예민비가 큰 점성토에서 특히 비배수 전단강도의 감소가 크게 나타나고 있다. 이와 같이 점성토의 예민성에 대하여 표준 베인 시험의 교란이 미치는 영향은 예민비가 낮은 경우에는 ±

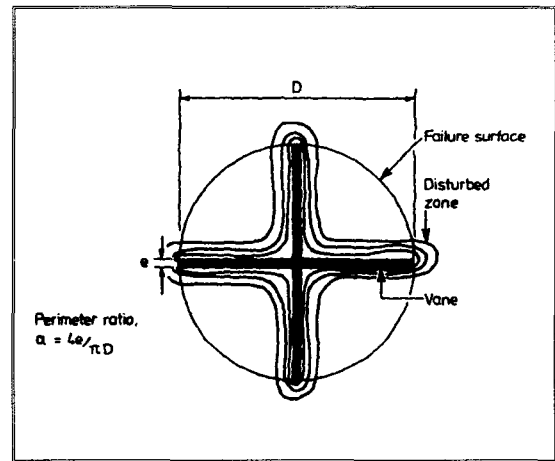


그림 8.1 베인의 두께에 따른 교란영역

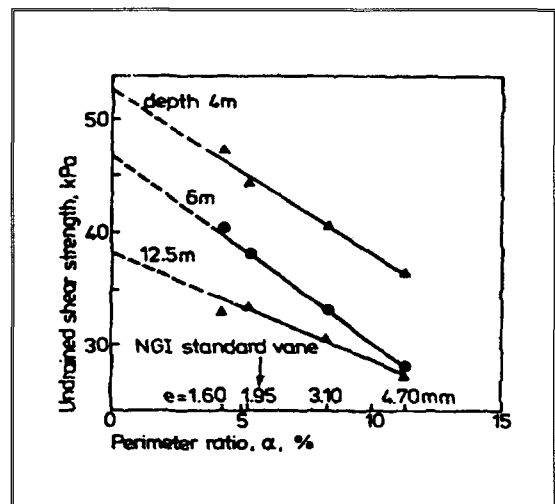


그림 8.2 심도별 강도의 변화



10% 정도의 비배수 전단강도의 변화를 보여주나 예민비가 높은 경우에는 20~30% 감소함을 나타내고 있다. 따라서, 가능하면 두께가 얇은 베인의 사용이 요청되나 최소한 지반의 강성에 대응하는 두께가 되어야 한다.

### 8.3 수평전단면의 전단응력 분포에 따른 전단강도 평가

Silvestri와 Aubertin(1988)은 수평전단면에 발생하는 전단응력의 분포에 따른  $n$ 값을 표 8.1과 같이 제시하였다.

표 8.1 수평전단면에 발생하는 전단응력의 분포에 따른  $n$ 값

Type	Pattern	$n$	$P_n$
Uniform		0	6
Parabolic		1/2	7
Triangular		1	8
Square power		2	10
Cubic power		3	12
Fourth power		4	14
Bessel function (Casson, 45)		-	6.77
Trapezoidal		-	6.48
Strain-softening		-	7.27

### 8.4 베인시험시 회전속도

일반적으로 느린 속도로 회전시키면 전단강도가 감소하는 경향을 나타낸다. 특히, 소성지수( $I_p$ )가 높은 점토일수록 베인의 회전속도에 따라 비배수 전단강도에 대한 영향이 커지며, 소성지수가 낮은 점토일수록 영향은 작아진다. 그림 8.3과 그림 8.4는 베인의 회전속도에 따른 정규화된 비배수 전단강도의 변

화양상을 나타내고 있으며 그림 8.4로부터 알 수 있듯이 소성지수가 높은 점토는 베인의 회전속도가 낮을수록 비배수 전단강도가 감소함을 나타내고 있다. 하지만, 그림 8.4를 보면 소성지수가 낮은 점토는 베인의 회전속도에 영향을 받지 않으나 베인의 회전속

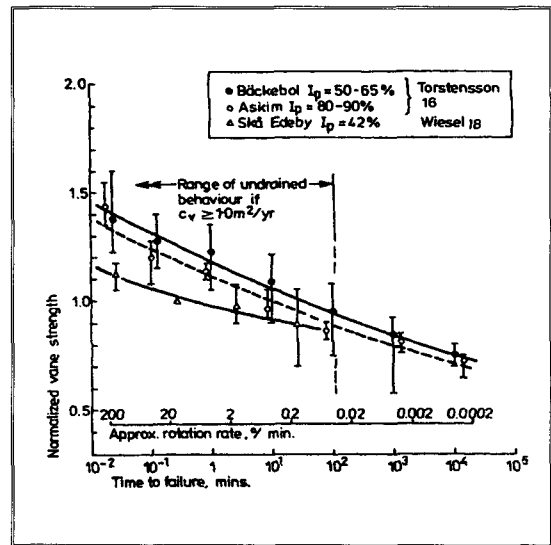


그림 8.3 회전속도에 따른 강도변화(소성지수가 높은 경우)

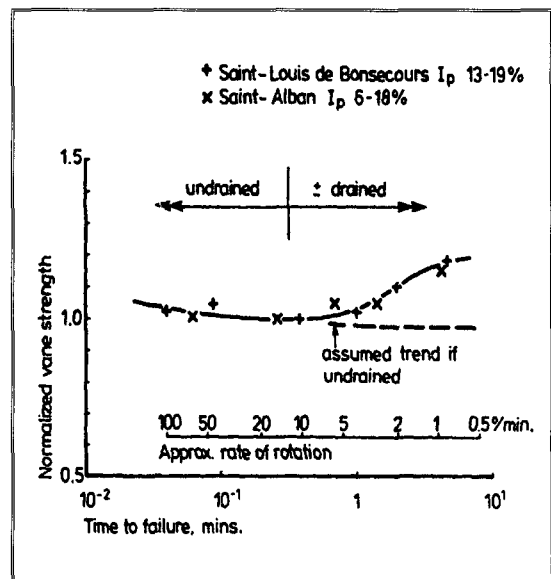


그림 8.4. 회전속도에 따른 강도변화(소성지수가 낮은 경우)

도가 너무 느리면 비배수 전단강도가 20%정도 증가함을 나타내고 있다. 이는 베인의 회전속도가 너무 느려서 압밀현상이 발생하기 때문에 강도는 증가하는 것이다.

Bjerrum(1972)는 베인시험을 통해 얻은 비배수 전단강도가 고소성 점토에서는 실제보다 너무 과대 평가된다고 판단하여 그림 8.5와 같은 상관관계를 제안하였다.

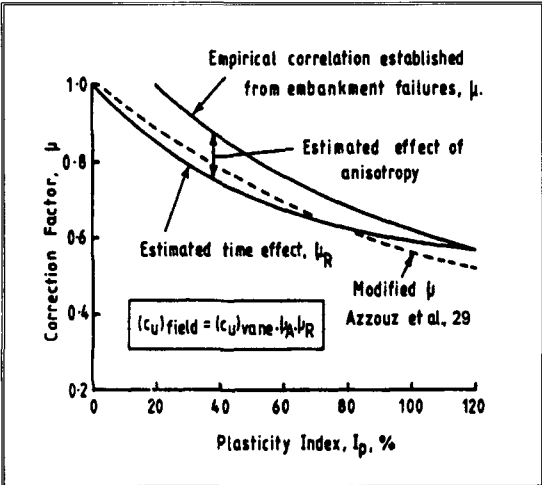


그림 8.5 소성지수에 따른 강도변화

소성지수가 5%보다 큰 경우,  $\mu_R = 1.05 - b(IP)^{1/2}$ 이며 b값은 파괴에 이르는 시간( $t_f$ )이 10 min <  $t_f$  < 10000 min 인 경우,  $b = 0.015 - 0.0075 \log(t_f)$ 이며,  $\mu_R$ 는 흙의 이방성에 따라 달라지는 값이다.

8.5 등방성 및 이방성 조건

현장 베인의 결과 해석시 전단강도를 등방으로 가정하고 ( $S_{uv} = S_{uh} = S_u$ ) 베인의 형상이  $H/D = 2$ 인 것을 사용하였다면, 점성토의 비배수 전단강도는 다음과 같은 식으로 표현된다.

$$S_u = \frac{T}{\pi \times D^3 \times \left( 2 + \frac{1}{n+3} \right)} \quad (8.7)$$

실무에서 일반적으로 가정하는 바와 같이 수평전

단면의 전단응력 분포가 균등하다면 (8.7)식은 다음 식 (8.8)과 같이 표현된다.

$$S_u = \frac{6}{7} \frac{T}{\pi \times D^3} \approx 0.86 \frac{T}{\pi \times D^3} \quad (8.8)$$

Flaate(1966)는 수평전단면에 발생하는 전단응력의 분포를 삼각형으로, Wroth(1984)는 런던 점토에 대해 전단응력 분포를 5차 곡선으로 가정하여 각각 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$S_u = \frac{8}{9} \frac{T}{\pi \times D^3} \approx 0.89 \frac{T}{\pi \times D^3} \quad (8.9)$$

$$S_u = \frac{12}{13} \frac{T}{\pi \times D^3} \approx 0.92 \frac{T}{\pi \times D^3} \quad (8.10)$$

Donald 등(1977)은 3차원 유한요소해석으로부터, Menzies와 Merrifield(1980)는 실측을 통하여 베인의 회전으로 인한 전단응력의 분포를 조사하였으며 그 결과는 그림 8.6과 같다. 이들의 결과에 의하면 수직전단면의 전단응력은 균등한 분포를 나타냈으며 수평전단면의 전단응력 분포는 상당한 비선

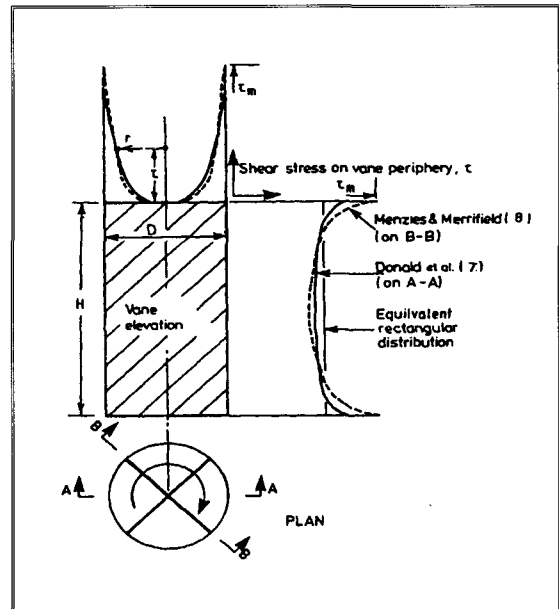


그림 8.6 베인주변의 전단응력 분포

형의 분포를 보이고 있다. 따라서, 수평전단면에서 균등한 전단응력의 분포를 가정하는 식 (8.9)는 전단응력이 베인의 중심으로부터 베인의 끝부분으로 갈수록 증가하는 경우에 비해 전단강도를 과소평가하는 경향이 있다.

현장에 존재하는 대부분의 정규압밀된 소성이 적은 점토지반은 전단강도가 이방성을 나타내고 있다. Silvestri와 Aubertin(1988)은 캐나다의 sensitive clay에 대해 모양과 H/D가 다른 베인시험을 실시하고  $S_{uh}/S_{uv}=1.14\sim 1.41$ 의 범위를 같다고 주장하였으며, Chandler(1988)는  $S_{uv}/S_{uh}$ 의 최소값을 0.6으로 추정하였다.

$S_{uv}/S_{uh}$ 를 0.6으로 가정하고 수평전단면의 전단응력 분포를 균등, Flaate(1966)의 삼각형, Wroth(1984)의 5차 곡선으로 각각 가정하여 전단강도를 산정하면 다음과 같은 식들로 표현된다.

$$S_u = 0.78 \times \frac{T}{\pi \times D^3} \quad (8.11)$$

$$S_u = 0.83 \times \frac{T}{\pi \times D^3} \quad (8.12)$$

$$S_u = 0.91 \times \frac{T}{\pi \times D^3} \quad (8.13)$$

### 8.6 베인시험과 삼축시험의 결과 비교

실내삼축시험으로 정규압밀 점성토의 비배수전단강도를 추정하는 경우 UU 시험은 시료교란으로 인하여 강도를 과소평가 하는 것이 일반적이며 CK<sub>0</sub>UC 시험의 경우 상재하중에 대한 재압밀과정에서 간극비가 감소함에 따라 강도를 과대평가 하는 것이 일반적이다. 그러나 실내삼축시험의 경우 압축 (compression) 또는 인장(extension) 과 같은 명확한 shear mode를 규정할 수 있으나 베인시험의 경우에는 시험과정의 shear mode를 명확하게 규정할 수는 없다. 각종 베인시험과 CK<sub>0</sub>UC 시험을 통해서 얻은 비배수 전단강도를 이용하여 두 결과사이의 상관성을 제시하면 그림 8.7과 같으며 식은 아래와

같다.

$$V_r = 0.55 + 0.008 IP \quad (8.14)$$

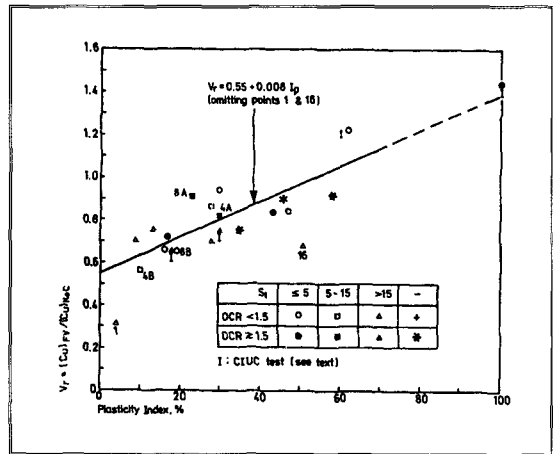


그림 8.7 베인시험과 삼축시험의 결과 비교

### 8.7 $\frac{C_u}{\sigma'_v}$ 과 OCR 사이의 관계

Jamiolkowski (1985) 등의 연구에 의하면 베인 시험에 의한 비배수 전단강도의 산정은 지반의 OCR값에 따라서 다르게 측정된다고 주장하였으며 다음과 같은 식으로 표현하였다(그림 8.8).

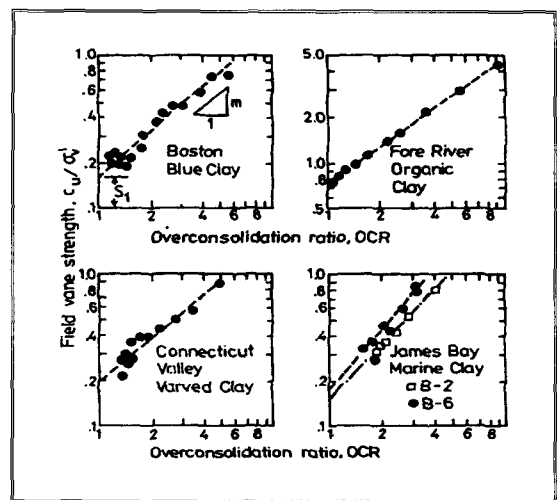


그림 8.8 OCR에 따른 강도변화 (Jamiolkowski)

$$\frac{C_u}{\sigma'_v} = \left( \frac{C_u}{\sigma'_v} \right)_{NC} (OCR)^m \approx 0.22 OCR^{0.97} \quad (8.15)$$

여기서 OCR은 실내압밀시험에 의해서 산정된 것이며, 유기성 점토(organic clay)의 경우  $(C_u/\sigma'_v)_{NC}$  값이 일반적으로 크며, cemented varved clay인 경우 m값이 큰 것으로 알려져 있다.

Chandler는 다음과 같은 상관식을 제안하였다 (그림 8.9).

$$\frac{C_u}{\sigma'_v} = \left( \frac{C_u}{\sigma'_v} \right)_{NC} (OCR)^m \approx 0.25 OCR^{0.95} \quad (8.16)$$

그림 8.8과 8.9를 비교해보면 두 결과는 매우 유사하다는 것을 알 수 있으며, 선형압밀하중( $\sigma_p'$ )과 비배수전단강도의 관계는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\frac{C_u}{\sigma'_p} = \frac{C_u}{\sigma'_v OCR} \approx 0.23 \pm 0.015 \quad (8.17)$$

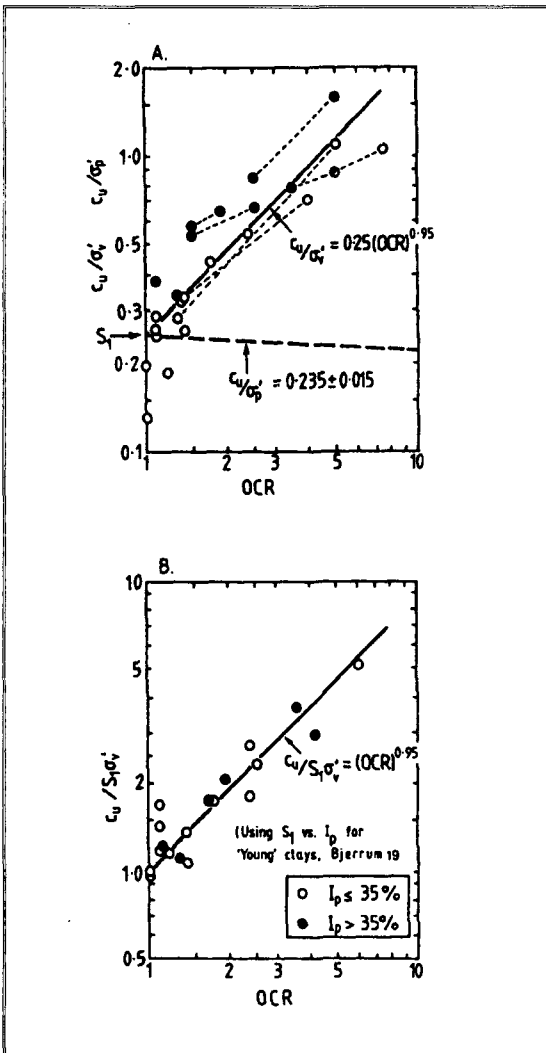


그림 8.9 OCR에 따른 강도변화 (Chandler, 1988)

## 9. 국내지반 사례적용 예

### 9.1 서론

국내에서도 지반조사의 중요성이 부각되면서 피조콘(Piezocone), 현장베인시험기(Field Vane Test), 표준관입시험기(Standard Penetration Test), 공내재하시험기(Pressuremeter)등의 현장 원위치시험(in-situ tests)이 실내실험과 병행하여 공사현장에서 빈번히 이용되고있다. 하지만, 이러한 현장조사시험기를 이용하여 직접 측정한 실험결과를 이용하여 기존에 개발된 상관식을 수정없이 직접 기초설계나 토질상수의 평가를 위해 사용할 경우에는 많은 문제점을 가지고 있다. 선진국에서 개발한 상관식이나 도표등은 해당국가의 고유의 현장특징에 따라서 결정되었으며, 국내의 지반의 특성과는 전혀 다르므로 외국에서 개발된 상관식을 가지고 기초설계를 하는 것은 한계가 있는 것이다. 그러므로 경험있는 지반공학자의 판단과 다양한 시험을 거쳐서 상호 결과의 관계를 수립하고 측정결과의 신뢰성을 높힌 후, 현장에 적합한 실험상관식을 개발하여 사용해야 된다.

본 연구에서는 피조콘과 현장베인시험기를 가지고 국내의 대표적인 연약지반인 남해안의 점토지반의 비배수전단강도를 측정 한 사례를 가지고 현장에 적합한 콘지수( $N_k$ )를 산정하고 변화정도를 알아보고자 한다.

9.2 적용사례

본 적용사례는 국내 남해안의 인접한 두 지역(이하 A, B 지역)을 대상지반으로 하였으며 각종 물성시험과 피조콘 관입시험, 현장배인시험, 일축압축시험 및 삼축압축시험을 수행하고 각 결과들을 종합하여 점성토층의 강도특성 및 압밀특성 파악에 이용하여 보았다.

(1) 지반조건

해저지반은 해성 퇴적토층(marine deposit)이 약 15~43m 정도로 육지에서 멀어질수록 퇴적토층 심도가 깊어지는 완만한 분포를 하고 있는 상태이며, 대체적으로 두께는 30m 이상이다. 이러한 해성 퇴적토층은 시추공의 위치와 심도에 따라 세립토층(점성토층)과 조립토층(자갈 또는 모래층)이 교호하는 경우도 있으나, 대체로 상부의 세립토층(fine-grained soil)과 하부의 조립토층(coarse-grained soil)으로 세분되는 경향을 보인다. A 지역의 상부 세립층은 대부분 매우 연약 내지 연약한 컨시스턴시(consistency)를 보이며 부분적으로 하부 점토층은 굳은 컨시스턴시(consistency)를 보인다. 퇴적토층 A와 B의 구분은

표준관입시험 N치 6을 기준으로 하였다. 즉, 표준관입시험 N치 6 미만인 지층을 연약한 점토, N치가 6 이상인 경우 굳은 점토로 구분하였다.

(2) 사용장비

본 조사에서는 GEOTECH Cone(Sweden)을 사용하여 총 43개소에서 piezocone관입시험을 수행하였고, 이 중 11공에서 임의의 깊이 1개소를 선정하여 간극수압 소산시험이 수행되었다. 그리고 연약한 점성토층으로 이루어진 퇴적토층 A, B의 전단강도를 측정하기 위해 총 230회의 현장배인시험을 수행하였다. 현재 현장배인시험은 점성토의 비배수 전단강도와 흐트러진 지반의 강도(remolded strength)를 원위치에서 직접 측정할 수 있는 유일한 현장 시험법으로 알려져 있으며 최근에는 장비의 개선으로 인해 깊은 심도까지 측정 가능함과 동시에 시험의 신뢰성 역시 제고되고 있는 추세이다. 시험 계획은 시추나 콘관입시험을 우선적으로 실시하고 이 결과로부터 연약 점성토층의 분포를 파악한 뒤 배인시험 위치를 결정하였다. 즉 실내역학시험과의 비교, 분석을 위하여 현장배인시험은 인접 시추공에 최대한 근접,

표 9.1 퇴적토층 A, B의 토질특성 (A 지역)

	w(%)	LL(%)	PI(%)	LI(%)	A	G <sub>s</sub>	#200(%)	2 $\mu$ (%)
퇴적토층-A&B(CL/CH)								
Average	66.6	66.4	41.2	1.0	1.10	2.70	94.6	37.5
St. dev.	12.0	11.3	9.4	0.2	0.12	0.02	10.6	7.0
Max.	81.3	82.3	55.6	1.4	1.37	2.74	99.6	49.5
Min.	21.9	28.9	8.3	0.2	0.76	2.65	7.9	10.5

표 9.1 퇴적토층 A, B의 토질특성 (B 지역)

	w(%)	LL(%)	PI(%)	LI(%)	A	G <sub>s</sub>	#200(%)	2 $\mu$ (%)
퇴적토층-A&B(CL/CH)								
Average	53.5	51.4	28.7	1.1	0.95	2.69	90.1	30.2
St. dev.	11.4	9.9	8.9	0.4	0.15	0.02	7.4	7.9
Max.	81.1	77.8	51.0	2.7	1.26	2.76	99.3	45.5
Min.	24.9	36.3	14.0	0.1	0.64	2.62	66.2	15.5

수평거리 2-3m이내에서 자연시료를 채취한 심도에서 수행되었다. 시험장비는 Geonor의 H-10을 사용하였으며, 이 장비는 전단 시 룯드(rod)에 마찰력이 발생하지 않도록 룯드가 보호관(protection tube) 내부에 위치하고 있으므로 시추 작업이 별도로 필요 없이 직접 연약 점성토층에 압입하여 최대 30m 심도까지 시험이 가능하다.

전술한 바와 같이 현장배인시험은 원위치 비배수 강도를 직접 측정할 수 있는 장점이 있으나 현재까지의 연구 결과에 따르면 흙의 소성이 클수록 실제의 비배수 강도를 과대 평가하는 경향이 있는 것으로 알려져 있다. Bjerrum은 측정된 비배수 강도를 그림 9.1에 보인 바와 같은 보정계수를 이용하여 보정하여 사용할 것을 제안하였으며 이 그림에서 보듯이 보정계수( $\mu$ )값은 소성지수(PI)가 20이상인 경우에는 1이하가 됨을 알 수 있다. A, B 지역 모두 소성지수의 평균값이 20이상인 점을 감안할 때 실측값을 다음의 Bjerrum의 제안식에 따라 보정하여 해석에 이용하였다.

$$Su_{(design)} = \mu Su_{(vane)} \quad (9.1)$$

$$\mu = 1.7 - 0.54 \log(PI) \quad (9.2)$$

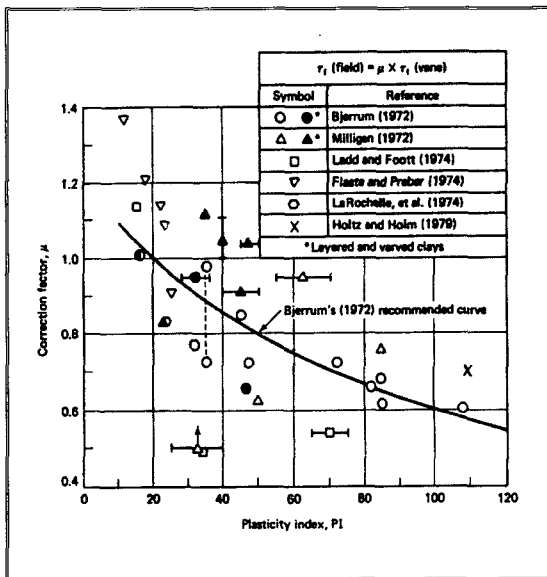


그림 9.1 Bjerrum의 보정계수( $\mu$ )

### (3) 연약점성토층의 강도특성

A, B 지역의 퇴적토층은 전술한 바와 같이 3개의 지층으로 세분할 수 있으나 상부에 위치한 퇴적토층 A가 연약하고 소성이 높은 점성토로 구성되어 있으므로 불교란 시료채취와 이를 이용한 실내역학시험 및 원위치 시험은 이 지층에 집중되었다.

비배수 강도를 추정하기 위한 실내역학시험으로는 일축압축시험과 비압밀 비배수 (UU) 삼축압축시험이 수행되었다. 그림 9.2는 실내역학시험으로부터

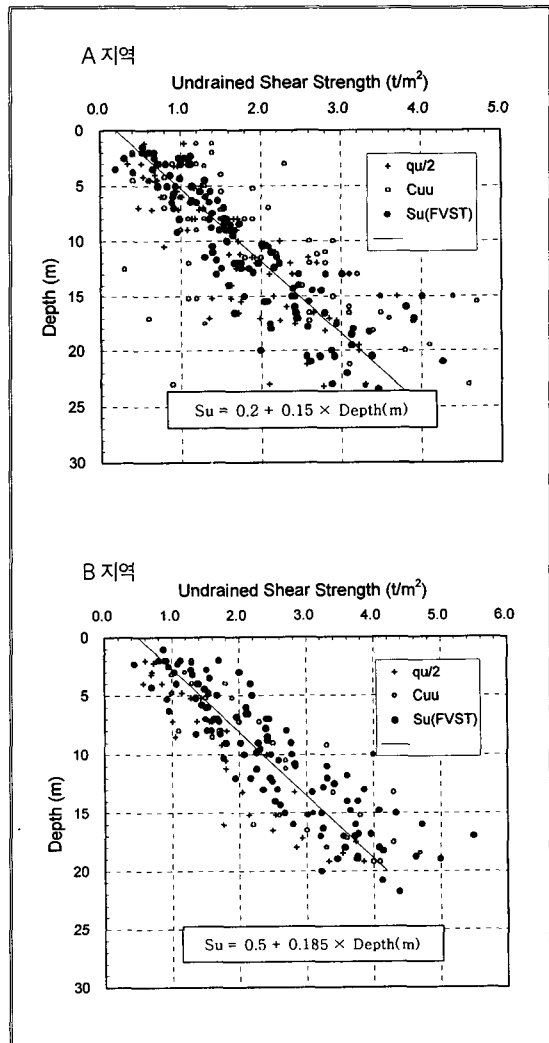


그림 9.2 심도에 따른 비배수 전단강도의 변화

구한 비배수 강도 ( $q_u/2, c_{uu}$ ) 와 현장베인시험으로부터 구한 비배수 강도 ( $S_u$ )를 비교한 것이다. 여기서 현장베인시험 결과는 전술한 바와 같이 Bjerrum의 제안에 따라 보정한 값이다. 위의 결과로부터 알 수 있듯이 A 지역에서는 현장베인시험과 일축압축시험으로부터 구한 비배수 강도가 비교적 잘 일치하는 경향을 보이고 있으며 깊이에 따라 증가하는 경향을 보이고 있다. 반면에 삼축압축시험(UU)으로부터 구한 비배수 강도는 결과의 분산도가 다소 심한 것으로 나타났다. B 지역의 일축압축시험 결과는 현장베인시험과 삼축압축시험(UU)과 비교하면 다소 낮은 값을 보이고 있다. 위의 결과를 종합하여 볼 때 대표적인 비배수 전단강도의 심도별 분포는 현장베인시험 결과를 따르는 것이 타당할 것으로 판단되며 이때 심도에 따른 전단강도의 분포는 표 9.3에 보인 바와 같다.

표 9. 3 심도에 따른 비배수 전단강도의 분포식

구분	심도에 따른 비배수 전단강도 분포식(ton/m <sup>2</sup> )
A 지역	$S_u = 0.2 + 0.150 \times \text{Depth(m)}$
B 지역	$S_u = 0.5 + 0.185 \times \text{Depth(m)}$

(4) 콘지수 산정

콘지수를 추정하기 위한 기준시험(reference test)으로는 현장베인시험(Field Vane Shear Test)을 채택하였으며 여기서 얻어진 비배수 강도를 Bjerrum의 제안에 따라 수정하고 이를 현 지반의 비배수 강도로 가정하였다. 이 값들을 콘관입시험으로부터 얻어진 전체 선단저항치, 유효 선단저항치, 과잉간극수압 등과 연관시켜 콘지수를 산정하였다. 본 시험에 사용된 콘의 부등단면적비는 0.52이며 기본식 (9.2)을 이용하여 측정된 콘선단저항치를 보정하고 콘지수  $N_{kt}'$ ,  $N_{ke}$  를 구하여 그림 9.3에 심도별로 표시했다. 여기서 각 시추공별 콘지수는 과압밀 상태로 예상되는 해저면 부근의 상부 지층 심도 약 5~8m 이하와 하부의 조립토층을 제외한 순수연약점토층의 평균값으로 산출하였다.

전체선단저항치로부터 얻어진 콘지수,  $N_{kt}$ 는 A 지역에서 약 16~19, B 지역에서 약 14~16 사이에 분포하고 있는 것으로 추정되며 이는 기존의 연구 결과 및 Lunne 등(1997)의 제안과 일치하는 범위에 분포한다. 한편, 유효 선단저항치로부터 얻어진 콘지수,  $N_{ke}$ 는 대체로 10에서 15사이에 분포하고 있으며 분산도는 동일한 지층 내에서도  $N_{kt}$ 에 비해 다소 심한 것으로 나타나 연약한 지반에서 유효 선단저항치의 일관성이 다소 낮은 것으로 판단된다. 이와 같이 매우 연약함(very soft) 내지 연약한(soft) 컨시스턴시를 보이고 있는 퇴적토층 A와 같은 지층에서 신뢰성이 상대적으로 높은 것으로 알려진 과잉 간극수압을 이용하여 비배수 강도를 추정하여 보았으며 콘지수  $N_{\Delta u}$ 는 대체로 A지역에서 7~9, B지역에서 7~8 사이의 좁은 범위에 분포하고 있으며 분산도도 상대적으로 낮은 결과를 보이고 있으므로 전체 선단저항치나 유효선단저항치와 비교하여 비배수 강도와 보다 일관성 있는 관계가 성립하고 있다는 사실을 알 수 있는데 이는 알려진 대로 매우 연약한 지반에서 측정된 과잉간극수압은 비배수 강도의 변화와 거의 같은 변화를 보이므로 그 연관성이 콘선단저항치에 비해 상대적으로 높다는 사실에 기인한다.

세 가지 경험적인 방법으로부터 얻어진 콘지수의 분포를 보기 위해 그림 9.3에 따른 콘지수의 변화를 시추공별로 나타내었으며 이 결과에서도 과잉간극수압이 선단저항치보다는 비배수강도와 의 양호한 연관성을 보인다는 사실을 알 수 있다. 한편, 대표적인 4개소의 시험공에서 세가지 콘 지수와 간극수압과의 관계를 살펴보기 위해 아래 식 9.3으로 계산되는 간극수압 계수(porepressure parameter ratio,  $B_q$ )와 콘지수의 관계를 도시하였으며 그 결과는 그림 9.3에 보인 바와 같다. 이 결과에서 보듯이  $N_{kt}'$ ,  $N_{ke}$ 는 간극수압비의 변화에 따라 심하게 변하고 있으나  $N_{\Delta u}$ 는 상대적으로 간극수압비와의 뚜렷한 연관성을 찾아볼 수 없다.

$$B_q = \frac{U_2 - U_0}{q_t - \sigma_{vo}} \tag{9.3}$$

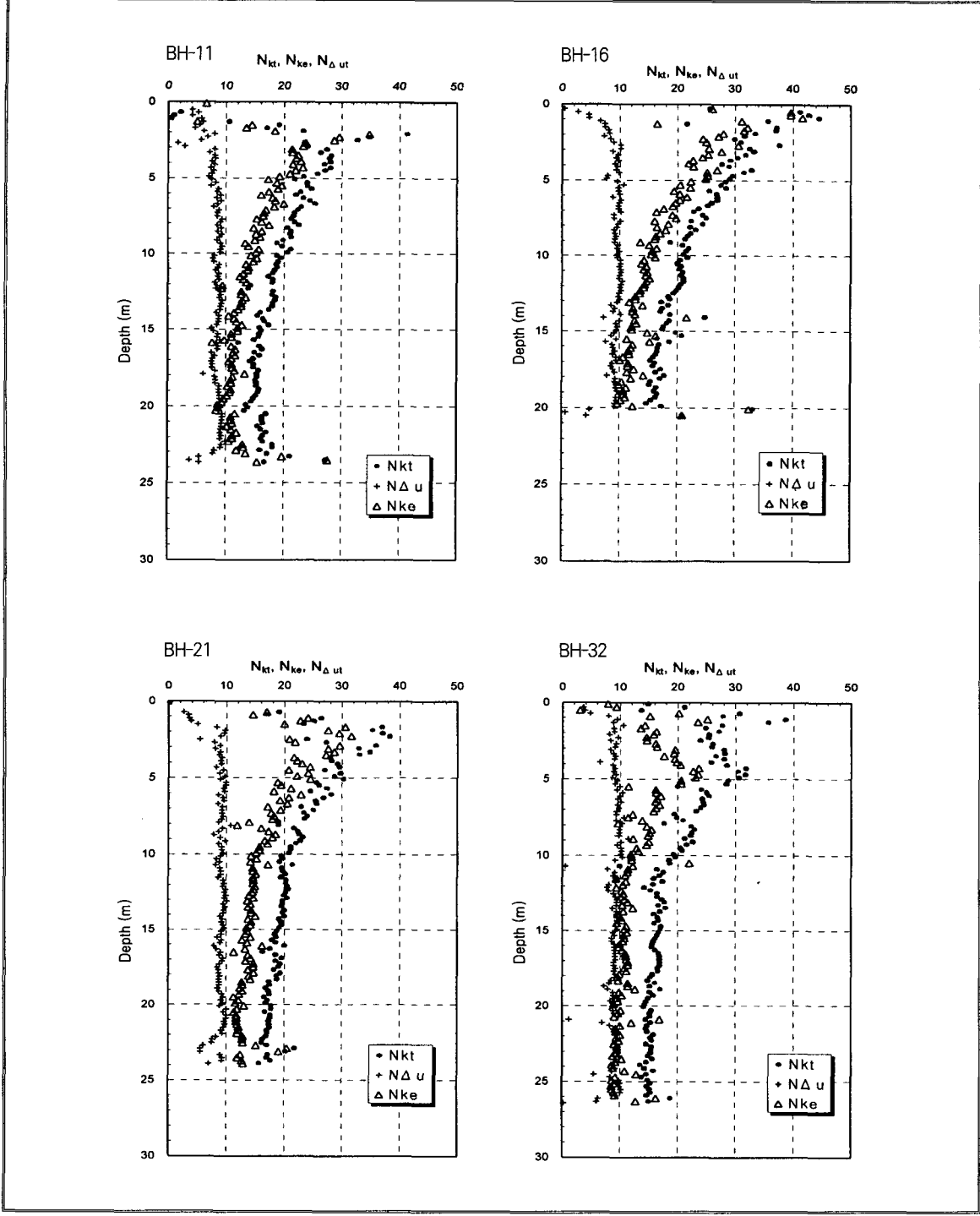


그림 9.3 심도에 따른 콘지수의 변화



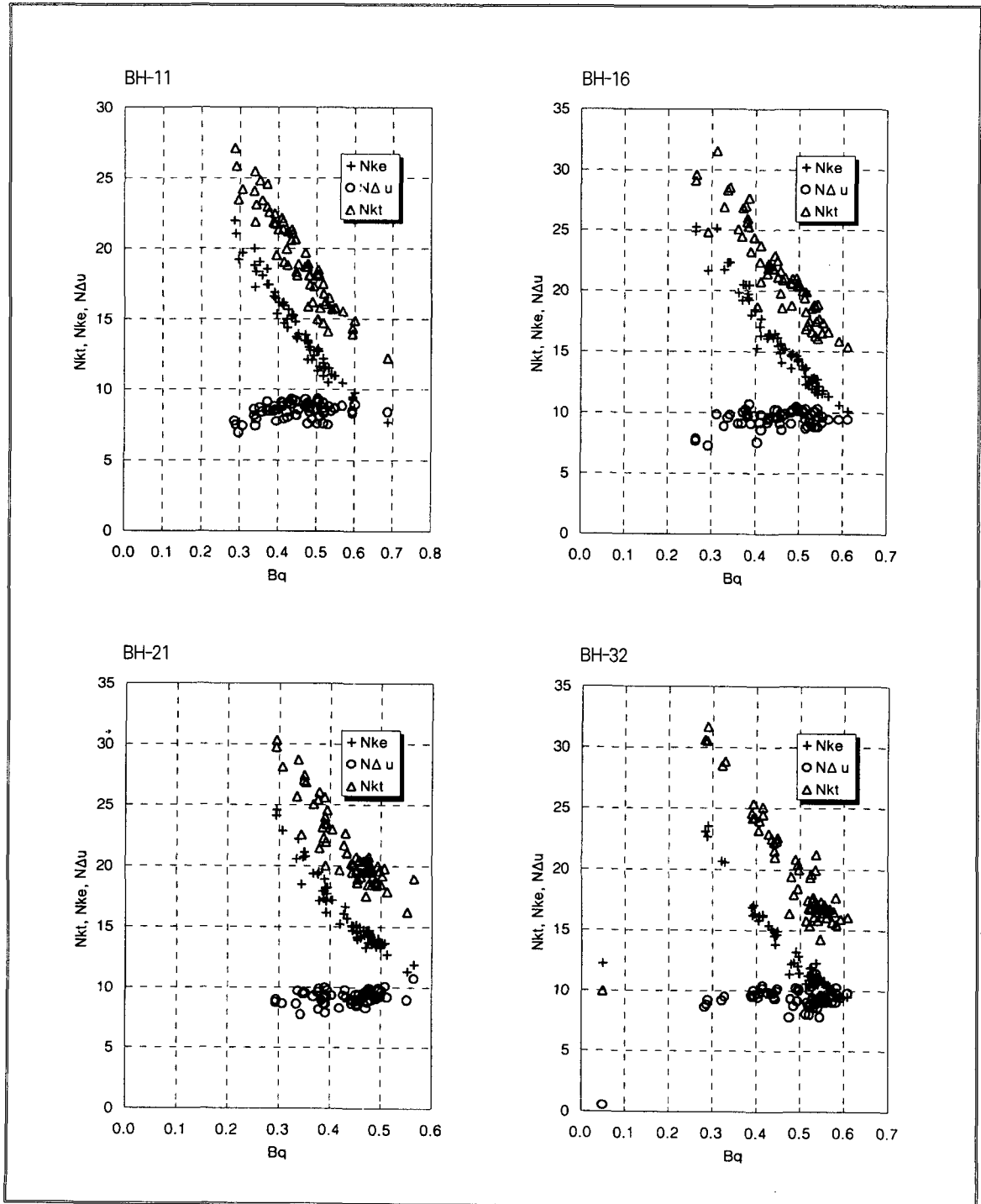


그림 9.4 간극수압비, Bq에 따른 콘지수의 변화

(5) 피조콘 소산시험(Dissipation Test)

간극수압 소산시험결과를 이용하여 50% 압밀도까지의 경과시간  $t_{50}$ 을 구하고 이로부터 수평압밀계수,  $C_h$ 를 구하는 과정은 다음과 같다.

- ① 초기과잉간극수압  $U_i$ 를 결정한다.
- ② 간극수압 소산곡선으로부터  $t = \infty$ 일 때의 수렴값 또는 정수압  $U_o$ 를 결정한다.
- ③ 시간에 따른 압밀도  $U(\%)$ 를 정규화(normalization)하여 나타낸다.

$$U(\%) = (1 - \frac{U(t) - U_o}{U_i - U_o}) \times 100$$

여기서,  $u(t)$ 는 소산시험을 수행하는 과정에서 임의의 시간에서의 과잉간극수압이다.

- ④  $U=50\%$ 까지의 경과 시간( $t_{50}$ )을 구한다.  
그림 9.5는 본 조사의 소산시험성으로부터 얻은 시간에 따른 압밀도의 변화를 나타내 준다.
- ⑤ 강성지수(IR)를 결정한다.  
그림 9.5는 본 조사의 소산시험성으로부터 얻은 시간에 따른 압밀도의 변화를 나타내 준다.

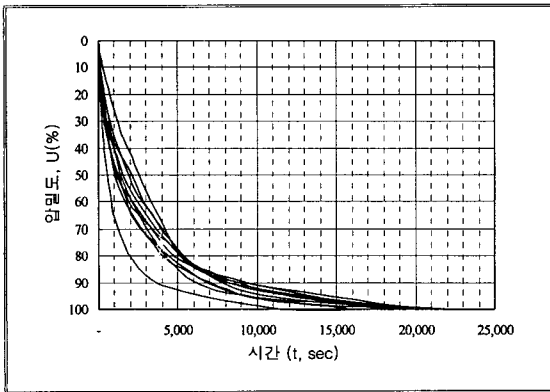


그림 9.5 간극수압 소산곡선

기존의 연구결과에 의하면 지반의 강성지수는 압밀특성을 지배하는 중요한 영향 요소인 것으로 나타났으며 강성지수가 클수록 초기과잉간극수압은 상대적으로 크게 발생하고 압밀소요시간에 영향을 주어 강성지수에 따라 시간계수가 달라지게 된다. 강성지

수(IR)는 지반의 변형계수와 비배수강도에 지배되는 값으로 접선탄성계수(tangent modulus)는 최대전단강도의 변형율에 50%에 해당하는 변형율에 대한 할선 탄성계수(secant modulus,  $E_{50}$ )의 3배로 가정하여 다음 식에 의해 계산하였다.

$$I_r = \frac{G}{S_u} + \frac{E}{3S_u} + \frac{E_{50}}{S_u} \quad (9.4)$$

여기서,  $G = E/2(1 + \nu)$ 이며  $\nu$ 는 포아슨비로 비배수조건에서 0.5로 가정하였다.

표 9.4 간극수압소산시험결과

Borehole No.	심도(m)	$t_{50}$ (min)	강성지수( $I_r$ )	압밀계수( $C_v \times 10^3 \text{cm}^2/\text{s}$ )	지역
BH-16	14.5	20.6	123	1.01	A 지역
BH-17	9.5	24.2	44	0.69	
BH-18	23.0	17.4	11	1.55	
BH-19	6.0	30.3	200	1.01	
BH-20	19.4	41.0	17	1.61	
BH-21	16.7	20.2	49	1.00	
NBH-1	8.0	36.2	43	1.12	
NBH-2	10.5	29.1	22	0.61	
NBH-3	18.0	8.6	32	1.44	
NBH-4	12.0	19.9	73	0.55	
NBH-10	15.0	17.6	81	1.12	B 지역

※ 상기 표의 압밀계수는 소산시험 인접심도에서의 실내압밀 시험 결과임.

Parry and Wroth(1977)는 점토의 압축성에 대한 연구에서 점토의 체적압축계수는 등방성으로 간주할 수 있다고 제안하였으므로 수평방향의 체적압축계수  $m_v$ 는 수직방향의 체적압축계수  $m_h$ 와 같다고 볼 수 있다. 이 가정을 바탕으로 투수계수와 압밀계수의 관계에 의해 수평방향과 수직방향에 대한 투수계수의 비는 압밀계수의 비와 같다고 볼 수 있으며 Jamiolkowski 등(1985)의 연구결과에 의하면 일반적인 퇴적점성토층의 경우 표 9.5에 보인 바와 같이 수평투수계수는 수직투수계수의 2~4배라고 제

안하였으므로 수평압밀계수도 수직압밀계수의 2~4 배로 가정하였다.

표 9.5 연약점토에서의 수평/수직방향의 투수계수비 ( $k_h/k_v$ )  
(after Jamiolkowski et al., 1985)

Nature of clay	$k_h/k_v$
No macrofabric, or only slightly developed macrofabric essentially homogeneous deposits	1 to 1.5
From fairly well to well developed macrofabric, e.g. sedimentary clays with discontinuous lenses and layers of more permeable material	2 to 4
Varved clays and other deposits containing embedded and more or less continuous permeable layers	3 to 15

이를 근거로 소산시험 위치와 심도가 같고 인접한 위치에서 채취한 시료로 일반적인 실내압밀시험을 수행하고 이로부터 얻어진 수직방향 압밀계수,  $C_v$ 로부터 수평방향압밀계수  $C_h$  를  $C_v, 2C_v, 3C_v, 4C_v$ 로 각각 가정하였다. 그림 9.6는 소산곡선을 압밀도로 정규화하여 나타낸 기존의 이론적인 제안곡선과 위에서 가정한  $C_h$  와  $t_{50}$  값과의 관계를 나타낸 결과이다.

그림 9.6에서 보듯이 수직압밀계수의 3~4배한 값이  $IR$ 값이 50인 경우의 Hously & Teh의 이론해

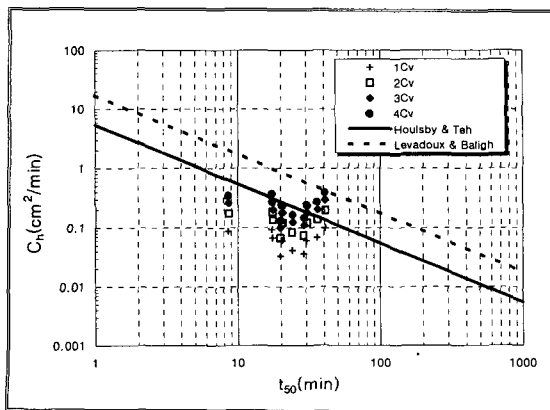


그림 9.6 수평방향 압밀계수의 이론해와 추정치의 분포

의 범위와 비교적 잘 일치하고 있는 것으로 판단된다. Levadoux & Baligh의 이론해는 실험결과를 과대평가하는 경향이 뚜렷한데 이는 이론해가 강성지수  $IR$ 이 50인 Boston Blue Clay에 대한 시험결과를 근거로 얻어진 식이기 때문인 것으로 판단된다.

### 10. 결론

지금까지 국내에서 활용도가 크게 증가하고 있는 콘관입시험기 및 현장배인시험기에 대해서 한정된 지면상 매우 간략히 소개했으며 사용시 문제점 및 이론적인 해석을 서술했으며, 국내 적용사례로 연약지반의 비배수전단강도를 산정하는 방법론적인 차이점 및 개선사항을 알아보았다. 보다 자세한 정보는 Lunne, Robertson 및 Powell이 1995년 저술한 "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice"를 참조 바라며 본 강좌의 결론은 다음과 같다.

- (1) 콘관입시험으로부터 점성토의 비배수 강도를 직접 측정하기 위해서는 가급적 현장배인시험이나 삼축압축시험 등을 병행하여 국내의 각 지반조건에 따른 고유의 관계식을 얻어야만 한다.
- (2) 콘 선단저항치가 작은 연약한 점성토에서 콘관입시험 결과만을 이용하여 비배수 강도를 추정하고자 한다면 콘의 선단저항치보다는 과잉간극수압을 이용하는 것이 결과의 신뢰성을 높일 수 있다. 즉 국내 연약지반에서의 콘관입시험 적용결과 콘지수  $N_{kt}=14\sim20$ 정도,  $N_{ke}=10\sim15$  정도에 분포하고 있는 것으로 나타났으며  $N_{\Delta u}$ 의 경우 7에서 9정도로 그 변화 폭이 작다. 또한  $N_{\Delta u}$ 의 경우 간극수압비의 변화에도 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났으며 과압밀비의 영향도 거의 없는 것으로 알려져 있어 경험적인 방법으로 비배수 강도

를 유추할 경우 과잉간극수압을 이용하는 것이 오차의 범위를 줄일 수 있을 것으로 기대된다.

- (3) 간극수압 소산시험 결과로부터 압밀계수를 추정하고자 할 때 지반의 강성지수가 중요한 요소이므로 국내 지반의 강성조건을 합리적으로 예측할 수 있는 연구가 요구된다. 그리고 수평방향 압밀계수( $C_h$ )는 수직방향 압밀계수 ( $C_v$ )의 약 3~4배 정도로 가정하였을 때 Houlsby & Teh의 이론해와 비교적 잘 일치하는 경향을 보였다.
- (4) 국제적으로 현장원위치 시험인 콘관입시험과 현장배인시험기가 지반의 특성 조사시 거의 대부분이 사용되고 이를 이용한 기초설계에 필수적으로 적용되고 있는바, 국내의 지반기술발전을 위해서 국내 지반조건에 적합한 실험상관식 및 관련 기술자 교육 및 기초연구가 활발히 이루어지기를 기대한다.

### 참고문헌

1. 김영상, 이승래, (1998), "콘 선단부 뒤에서 관측된 간극수압 소산곡선을 이용한 수평압밀계수 추정," 한국지반공학회, 제 14권, 제 4호, pp. 141-149.
2. 백세환, (1999), "CPT를 이용한 해상연약지반의 조사 및 설계, 현장기술자를 위한 현장지반 조사 및 기초설계, 한국지반공학회 지반조사 위원회 세미나.
3. 이승래, 김영상, (1998), "피에조콘 소산시험을 이용한 현장 간극수압 소산거동 예측," 대한토목학회 논문집, 제 18권, 제 3호, pp. 353-359.
4. 이선재, 정충기, 김명모, (1998), "피에조콘을 이용한 국내 지반 흙의 분류," 한국지반공학회지, 제 14권, 제 4호, pp. 163-176.
5. 윤길림, 지성현, 이용길, 이영남, (1996), "CPT를 이용한 비배수전단강도 평가" '96 한국지반공학회 가을학술세미나, pp. 321-326
6. 윤길림, (1996), "과압밀된 점토지반을 위한 실험상관식의 개발, 대한토목학회지 논문집 제 16권 제 3.1호, pp. 61-71.
7. 윤길림, 윤춘경, 이용길, 유찬, (1999), "오염지반의 거지적분포 및 오염원의 형태조사 기법 개발" 건설교통부 산학연 국제과제 최종보고서, 한국건설기술연구원.
8. 윤길림, 이종섭, 이영남, 이용길, (1998), "콘관입시험자료를 기초로한 콘크리트말뚝의 주면지지력 예측, 한국지반공학회, 2월호, .
9. 황대진, 김철웅, (1997), "피에조콘의 간극수압 소산시험에 관한 연구" 한국지반공학회지, 제 13권 6호, pp. 25-36.
10. Chandler, R. J. (1988), "The in-Situ Measurement of the Undrained Shear Strength of Clay Using the Field Vane", Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, pp. 13-44
11. Carlson, L., "Determination In Situ of the Shear Strength of Undisturbed Clay by Means of a Rotating Auger," Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, 1948, pp.265-270.
12. Cadling, L. and Odenstad, S. "The Vane Borer," Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No.2, 1948.
13. Donald, I. B., Jordan, D. O., Parker, R. J. and Toh, C. T. (1977), "The Vane Test-A Critical Appraisal", Proceedings of the 9th ICSMFE, Vol. 1, pp. 81-88
14. Farrar, J.(1995), New ASTM Standard for Electric Friction Cone and Piezo Cone Penetration Testing of Soils, International

- Symposium on Cone Penetration Testing, Swedish Geotechnical Society, Vol.1, pp.19-22.
15. Flaate, K. (1966), "Factors Influencing the Results of Vane Tests", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 3, No. 1, pp. 18-31
  16. Gupta, R. C.(1983), Determination of the In situ Coefficient of Consolidation and Permeability of Submerged Soil using Electrical Piezoprobe Sounding. Ph.D. Dissertation, Univ. of Florida.
  17. Houlsby, G. T. and Teh, C. I.(1988), Analysis of Piezocone in Clay, ISOPT I, Orlando, Florida, Vol. 2, pp. 777-783.
  18. International Society for Soil Mechanics and foundation Engineering(ISSMFE), (1989), Report of the ISSMFE Technical Committee on Penetration Testing of Soil - TC16 With Reference Test Procedures, Swedish Geotechnical Institute, Information No.7.
  19. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R.(1985), New developments in field and laboratory testing of soils, State-of-the report. Proceedings of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 1, pp. 57-153, Balkema Pub., Rotterdam
  20. Kimura, T. and Saitoh, K. (1983), "Effect of Disturbance Due to Insertion on Vane Shear Strength of Normally Consolidated Cohesive Soils", Soils and Foundations, Vol. 23, No. 2, pp. 113-124
  21. La Rochelle, P. Roy, M. and Tavenas, f. (1973), "Field Measurements of Cohesion in Champlain Clays", Proceedings of the 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 1, pp. 229-236
  22. Levadoux, J. N. and Baligh, M. M.(1986), Consolidation After Undrained Piezocone Penetration II : Interpretation. J. of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 7, July.
  23. Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Blackie Academic & Professional
  24. Menzies, B. K. and Merrifield, C. M. (1980), "Measurements of Shear Stress Distribution on the Edges of a Shear Vane Blade", Geotechnique, Vol. 30, pp. 314-318
  25. Parry, R. H. G. and Wroth, C. P. (1977), Shear properties of soft clays, Report presented at the Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand.
  26. Silvestri, V. and Aubertin, M. (1988), "Anisotropy and In-Situ Vane Tests", Vane Shear Strength Testing in Soils: Field and Laboratory Studies, ASTM STP 1014, pp. 88-103
  27. Torstensson, B. A.(1975), The Pore Pressure Sounding Equipment. ASCE Specialty Conference on In-situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, NC, pp. 48-55.
  28. Torstensson, B. A. (1977), The Pore Pressure Probe, Proceedings, Geoteknikdagen, Tapir Forlag, Oslo.
  29. Wroth, C. P., " The Interpretation of In-Situ Soil Tests", Geotechnique, Vol. 34, 1984, pp. 449-489.