

콘관입시험기를 이용한 비배수전단강도의 산정

Estimation of Undrained Shear Strength Using Cone Penetration Test

윤길림, 선임연구원
한국해양연구소, 항만토질팀
이용길, 연구원
현대건설기술연구소, 토질팀

1. 콘관입시험기의 소개

콘관입시험(Cone Penetration Test : CPT)은 원추모양의 Cone Probe을 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)등 나눌 수 있다. 일반적으로 실무에서는 정적시험이 많이 사용되고 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

CPT는 보통 10 - 15 ton 의 트럭에 장착하며 스큐류 앵커는 추가 반력을 얻는데 사용 (보통 20 ton까지)하며 CPT 관입에 필요한 장치는 유압잭으로는 잭의 rig을 위한 동력은 트럭에 있는 동력장치부터 얻어진다. 일반적으로 차축의 무게가 15ton 일 때 관입깊이는 대략 20 - 25 m 정도(중간밀도 모래 또는 고결 점토에서)이다. 표준 로드 크기는 직경 35.6mm에 길이 1 m이다. 기계식 CPT의 경우, 선단지지력과 측면마찰력은 0 - 600 kg/cm²의 압력계를 통해 측정하였다. 최근에는 자동시스템의 장착으로 관입력과 마찰력이 관입과 동시에

자동으로 기록되고 프린트 된다. 콘관입시험기의 종류는 관입능력에 따라 2ton, 5ton, 10ton, 30ton등이 있으며 최근 시험장비의 발전에 따라 전용트럭에 시험장비를 장착한 자주식 시험기가 사용되며 일부 연구단계이나 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) 토질시료의 채취가 곤란하다.
- 6) 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 20세기초 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 : 주변 마찰력 측정을 위한 Friction Sleeve가 인도네시아에 적용
- 1960년 : 전자식 보급
- 1965년 : 국내는 콘시험이 영산강 하구간척지에 처음 적용
- 1977년 : 국제 토질 및 기초공학회(ISSMFE)에서 표준화 제안
- 1987년 : IRTP(International Reference Test Procedure) 표준화

3. 콘관입시험기의 종류와 시험방법

3.1 화란식 이중관입시험기 (Dutch Cone Penetration Testing System)

일반적으로 Dutch Cone이라고 부르는데 1930년대 화란의 P. Barentsen이 개발한 것이다. 우리나라에서는 1960년대에 목포 영산강 하구의 간척지에서 화란인들과 같이 처음 사용하여 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^2 이며 관입 룯드는 이중관으로 조사깊이는 약 20m까지이다.

3.2 피조콘관입시험기 (Piezo-CPT)

1960년 이후 계측장치의 자동화 경향에 따라 선단저항과 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 없었던 흙의 투수성이나 압밀특성 등의 추정과 관입저항치의 유효응력까지도 추정할 수 있도록 발전되었다.

3.3 콘관입시험기의 중요부분

원추관입시험기는 앞쪽의 Cone Tip과 이를 압입 또는 인발하는 Rod, 저항력을 측정하는 계측장치, 전체 System을 고정하는 고정장치, Cone Tip에 압입 및 인발력을 줄 수 있는 동력장치 등으로 구성되어 있다.

a. 콘 프로브

선단각 60° , 단면적 10cm^2 로 콘지지력(q_c)과 주면마찰력(f_s)를 측정한다. 콘팁의 기능에 따라 기계식, 전자식, Piezo Cone 등으로 나눈다.

b. 룯드

내관과 외관으로 되어 있으며, 재질에 대한 규정은 없으나 압입하중에 견딜 수 있는 강재이면 되고, 가급적 관입에 저항할 수 있는 재질이거나 부식저항용 피복이 있어야 한다.

c. 계측장치

일반적으로 프루빙링과 로드셀이나 변형계를 사용하지만 전자식 압력계를 사용할 수도 있다.

d. 고정장치

일반적으로 스크류 앵커가 사용된다. 고정장치는 콘 관입에 대한 반력을 제공해 주는 것이 목적이다. 표토지반이 단단할 경우 앵커 고정 작업시에 상당한 무리가 갈 수 있으며, 때에 따라서는 앵커가 손상될 수 있다. 그러므로 재질이 매우 좋은 강재를 사용해야 한다.

e. 동력장치

2ton 정도의 규모에서는 일반적으로 기아박스를 사용한 인력구동방식이 사용된다. 그러나, 로드가 깊이 관입될수록 2ton 이상의 큰 압력이 작용하게 되어 작업 속도가 느려지고 작업자에게 큰 부담이 되기 때문에 최근에는 자주식 엔진동력장치를 사용한다.

3.4 콘관입시험 결과에 영향을 주는 요소

콘관입시험의 계측결과에 영향을 줄 수 있는 몇가지 요소에 대하여 검토하였다.

a. 콘 팁

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, 콘팁 및 로드가 관입될 때 지반 내부에서 토질의 파괴거동 형태 가정에 있어서 Meyerhof, Terzaghi, Janbu 등의 연구가 있으나, 아직 완전한 정립은 미흡하다. Cone Tip의 형태에 따른 분석은 Simple Cone, Mantle Cone, Reference Cone을 모델로 고찰하였다. Simple Cone의 경우 내관을 압입하여 Cone을 관입할 때 Cone 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 Friction Sleeve의 위치에 따라 Cone 주변의 토질파괴 정도가 다르므로 측정치가 달라질 수 있다. Mantle Cone의 경우 Cone Tip에서 비교적 멀리 Friction Sleeve가 위치하

고 있는 반면, Reference Tip의 경우 Cone Tip 끝부분 바로 뒤쪽에 Friction Sleeve가 있다.

b. Cone Tip의 크기

Cone Tip의 크기 영향은 크기효과(Size Effect)에 의한 차이가 있겠으나, 실무적으로는 차이가 없는 것으로 가정하여 사용하며 일반적으로 단단한 점토(Stiff Clay) 지반에서 콘팁의 크기가 커질수록 콘저항치가 작아지는 경향이 있는 것으로 보고되었으나, 국제 토질·기초공학회(ISSMFE)가 제안하고 있는 표준 Size를 사용할 경우는 특별한 문제는 없다. 미국의 ASTM은 직경이 3.57cm와 4.37cm인 크기를 추천하고있다.

c. 관입속도

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 Piezo Cone을 사용하여 과잉간극수압을 측정하는 것이 필요하다. 연약한 점토나 실트질 흙인 경우 관입속도가 과잉간극수압이 소산되는 속도보다 상대적으로 빨라 결과 분석시 비배수상태로 해석할 수 있다.

3.5 피조콘 시험방법

3.5.1 개론

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

3.5.2 피조콘의 포화문제

현장시험 운용과 CPT시험, CPTU시험 사이에는 간극수압 측정용 포로스톤이라 불리는 piezo-element를 빼면 큰 차이점이 없다. 콘의 포화는 일반적으로 다음 절차를 따른다.

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

피조콘 사운딩의 초기에는 필터재와 콘프로브를 100 °C로 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.

캐나다의 University of British Columbia에서는 포러스 필터재를 따뜻한 (90 - 130°F) 글리세린액 속에서 초음파를 가한 용기에 고압의 진공을 가하여 담가 놓는다. 몇 시간의 진동 후에 진공하에서 끓게되고 포화는 증진된다. 필터재는 이때 작은 글리세린 용기에 담겨서 현장으로 이송 준비를 마치게 된다. 글리세린은 대기압에서는 200°C(392°F)이상에서 끓기 때문에 이는 포러스 재료를 상하게 할 뿐만 아니라 취급에도 어려움이 있다. 콘 자체의 공극은 주사바늘 등을 이용하여 적당한 액체를 흘려 넣음으로써 공기를 제거할 수 있다. 대부분의 피조콘은 보통 콘팁내 공극의 흐름이 주사기에 의해 제거가 가능하다. 콘은 팁이 위로 향하게 놓아져서, 마찰 슬리브 주위를 커다란 플라스틱 깔대기 모양의 실링을 잘라서 씌워야 한다. 콘팁 전체는 포화액에 수침된 상태에서 피조미타와 팁이 조립되어야 한다. 글리세린이 공극을 메울 때 잔존해 있는 공기방울 부분이 사라져 포화된다. 콘의 분리와 조립이후의 단계는 콘 로드를 내리는 것이다. 관입시 고무 슬리브의 사전 파손을 방지하기위해서 피조콘보다 더 큰 직경의 보링공이 필요하다. 사전 굴착하거나 이미 보링된 공을 사용할지 여부는 층의 상태에 따른다. 필터재료와 포화액이 높은 공기 유입 저항치를 가진다면 항상 사전 보링이 필요하지는 않다. 모든 포화 절차는 매 사운딩 이후에 필터재의 교환 때마다 반복 되어야 한다.

3.5.3 비균일 면적 효과

콘 tip의 면적과 load cell이 위치한 부분의 면적차이로 간극수압의 측정에 영향을 미치므로 이를 보정하기 위해서 순지지면적비 a 를 그림 1과 같이 실내실험서 구한 뒤 보정된 관입저항력을 사용하고 있는데 일반적으로 $(1-a)$ 계수는 0.15-0.25정도 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. 보통 실내실험을 통하여 a 를 구함으로써 보정하며 국부마찰력의 경우에는 조사에 사용된 마찰슬리브의 두께가 일정하기 때문에 이러한 보정을 하지 않는다.

피조콘은 간극수압을 측정함으로써 퇴적지층 분류시 점토층 사이에 끼어 있는 얇은 모래지반이나 모래층 사이에 끼어 있는 얇은 점토층을 구분해 낼 수 있다. 이는 해안가에 위치하고 있는 점토의 경우 대부분 실트질이나 모래질 층들이 현존하고 있는데 설계시나 시공시에 이러한 상황을 고려할 수 있도록 하는 중요한 단서로 사용될 수 있다. 또한 관입도중에 일정한 깊이에서 유발된 과잉간극수압에 대한 소산실험(dissipation test)을 수행함으로써 연약지반의 현장 수평압밀특성과 현재 상태의 간극수압을 측정하여 지반의 압밀도를 평가할 수 있다는 장점을 가지고 있다. 피조콘 실험으로부터 얻어지는 관입저항력과 함께 아래 식 (3.1), 식 (3.2)으로부터 구해지는 지수들을 사용하면 지반의 분류뿐 아니라 설계시 필요한 여러 가지 공학적인 물성치들을 구할 수 있다(Campanella and Robertson, 1988).

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \quad (3.1)$$

$$B_q = \frac{u_t - u_o}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (3.2)$$

여기서, $q_t = q_c + (1-a)u_t$; 불균등면적비에 대한 보정 관입저항력

q_c = 측정된 관입저항력

f_s = 국부마찰력

$a = \frac{A_n}{A_t}$; 순 지지면적비

u_t = 콘 tip 바로 뒤에서 측정된 간극수압

u_0 = 정수압

σ_{rv} = 콘 tip 위치까지의 총 상재하중

A_n = 실제 하중을 전달하는 면적

A_t = 콘 tip의 투영면적

캘리브레이션 용기는 콘을 수침시킬 수 있고, 모든 방향에서 공기 또는 수압을 가할 수 있도록 설계되어 있다. 많은 콘들은 순단면적비가 0.9-0.6의 범위를 가진다. 그러나, 때때로 이 비는 0.38로 될 수도 있다. 이런 지지 단면에 대한 보정은 일체화 된 조인트가 없는 콘을 설계하기 전에는 필수적인 것이다. 이런 보정의 중요성은 연약토에 있어 특히 중요하다.

연약토에서는 높은 간극수압과 낮은 콘 저항으로 인하여 물리적으로 옳지 않은 상황 즉, $u > q_c$ 인 상황이 발생할지도 모른다. 또한, 이전의 관계식은 비배수 강도와 같은 토질특성을 얻기 위해 발전되어왔고 q_c 측정오차에 민감하기 때문에 콘 설계가 중요하다. 비슷한 보정은 슬리브 마찰력에도 필요하다. 그러나, 마찰 슬리브 양단의 간극수압에 대한 정보가 요구된다. 마찰 슬리브 보정의 중요성은 균일 면적 마찰 슬리브를 지닌 콘 설계에 있어서는 감소될 수 있다.

콘 팁 전면의 간극수압을 기록하여 사용하는 몇몇 콘 사용자와 연구자들은 전면에서 측정된 간극수압을 팁 뒤에 존재하는 것으로 가정하여 바꿀 수 있는 관계 인자를 제안했다. 가정된 콘 팁 전면과 뒤의 간극수압비는 약 1.2로 간주된다(즉, 전면의 간극수압이 칩 뒤보다 약 20% 크다). 측정값들을 살펴보면 1.2는 일반적으로 연약하거나 정규압밀 점토에는 합당하다. 그러나, 스티프한, 과압밀된, 고결되거나 예민한 점토에서는 팁 전면의 간극수압이 팁 뒤보다 심하게는 몇 배까지 더 크다. 그러므로, 콘 저항력의 보정을 위해서 간극수압은 반드시 콘 팁 뒤에서 측정되어야 한다.

토질은 현장시험동안에 어느 정도 순면적비의 변화가 일어날 수 있으며 콘 주위의 간극수압분포는 순단면적비가 항상 보정되지 않기 때문에 일정하지 않다. 콘 주위 간극수압의 변화는 연약 점성토에 대해서는 영향이 크므로 면적 차이에 대한 보정관계가 중요하다.

콘을 이용하여 조사 대상현장의 특성을 파악하려면 사운드에서 가급적 상세한 간극수압자료를 얻을수 있도록 하여야 한다. 최근에는 콘의 간극수압의 중요성이 인식되면서 피조미터의 측정위치를 콘팁이나 마찰 슬리브뒤에 동시에 설치하여 간극수압의 변화를 측정하도록 했다. 콘 관입시험시 간극수압 측정은 반드시 측정위치와 센서의 크기를 구별해야 한다. 피조미터의 크기는 측정된 간극수압에 영향을 주지만, 이런 인자의 중요성을 정량화 할 수 있는 데이터가 아직 연구결과가 없다. 만일 피조미터가 콘팁의 어깨에 설치된다면

관입에 따른 응력이 상당한 지역에서는 피조미터가 부서지거나 마모될 가능성도 있다.

CPTU에서 간극수압을 측정하려면 피조메타재의 완전한 포화는 필수적이다. 왜냐하면 불포화상태에서 간극수압 반응은 느리며 부정확하기 때문이다. 최대 간극수압과 소산시간은 불포화부분의 공기에 의해 크게 영향을 받는다. 관입 간극수압의 반응은 센서내에 갇힌 공기에 크게 영향을 받기 때문이다. 피조미터 재료의 포화는 특히 얇은 해상에서의 사운드에서 중요한데 이는 정수압이 작기 때문이다. 지하수위 이하에서 관입 될 때는 정수압에 의해 충분한 포화가 획득된다.

간극수압을 측정함으로써 퇴적지층 분류시 점토층 사이에 끼어 있는 얇은 모래지반이나 모래층 사이에 끼어 있는 얇은 점토 층을 구분해 낼 수 없는 오류를 최소화 할 수 있다. 이는 해안가에 위치하고 있는 점토의 경우 대부분 실트질이나 모래질층들이 산재하고 있는데 설계시 이러한 상황을 고려할 수 있도록 하는 중요한 단서로 사용될 수 있다. 또한 관입 도중에 일정한 깊이에서 유발된 과잉 간극수압에 대한 소산 실험을 수행함으로써 연약지반의 현장 수평압밀특성과 현재 상태의 간극수압을 측정하여 지반의 압밀도를 평가할 수 있다는 장점을 가지고 있다.

4. 지반의 비배수 전단강도의 결정문제

피조콘 관입시험은 매우 신속하고 정확하게 지반의 상태를 파악할 수 있는 현장시험으로 현재 지반조사를 위해 가장 많이 시행되고 있는 방법 중의 하나이다. 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 가지의 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 피조

콘 계수를 결정하는 것이 필요하다.

실무적으로 점성토의 비배수 전단강도(S_u)는 현장배인전단시험과 삼축압축 시험을 통하여 직접적으로 얻을 수 있다. 하지만 국가적으로 규정이 다르다. 예를들면 일반적으로 참조시험으로 비압밀비배수 삼축시험과 일축압축시험이 보통 많이 이용되지만 덴마크에서는 삼축용 시료크기를 작게하여 사용하기도 한다. 그 외에 다양한 시험을 통하여 비배수 전단강도를 얻는 것은 해석적 모델을 사용하거나 또는 경험적 관계로 부터 비배수 전단강도를 추정하는 방법 등이 있다. 그러나, 해석적 모델을 사용한 경우는 아직도 일반해가 없기 때문에 대부분이 경험에 의한 관계로 부터 구한다.

4.1 이론적 방법에 의한 피조콘계수

콘이 지반에 관입될 때 원추콘 관입 저항력과 비배수 전단강도는 말뚝의 선단 지지력 산정 공식으로 유도된 것으로 잘 알려진 바와 같이 다음의 식(4.1)과 같은 관계에 있다.

$$q_c = N_c s_u + N_q \sigma_i + N_r D \gamma \quad (4.1)$$

여기서, q_c 는 원추관입 저항력,

N_c , N_q , N_r 는 무차원의 지지력 계수,

s_u 는 비배수 전단강도,

σ_i 는 원위치 상태에서의 전응력,

D 는 콘의 지름,

γ 는 흙의 단위중량이다.

콘이 점성토 지반에 관입될 때 지반의 파괴가 비배수상태($\phi=0$)에서 일어난다고 가정하면 지지력 계수 N_q 는 1이 되며, 보통 콘의 관입 깊이는 콘의 지름에 비하여 매우 크기 때문에 상대적으로 미소하므로 $D=0$ 으로 하면 식(4.1)은 식(4.2)와 같이 된다.

$$q_c = N_c s_u + \sigma_i \quad (4.2)$$

표 3.2는 원형 깊은 기초의 지지력 계수 N_c 를 결정하기 위한 이론적 연구 결과들로서 고전적 소성이론을 이용한 일련의 연구들에 의하면

N_c 는 7.0 ~ 9.9의 값을 가지며 말뚝의 관입에 따른 지층의 공동이 팽창되는 것과 유사하다고 가정한 Vesic의 공동팽창이론에 의하면 N_c 는 강성지수 및 말뚝 선단각의 함수로서 나타난다. Schmertmann(1978)은 말뚝의 관입이 콘의 관입과 같다고 생각하여 식(4.2)로부터 식(4.3)과 같은 비배수 전단강도를 산정하는 방법을 제안하였다.

$$s_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad (4.3)$$

여기서, q_c 는 원추관입 저항력, σ_{vo} 는 전 수직응력, 그리고 N_c 와 같은 개념의 무차원 계수인 콘 계수이다. 그러나, 간극수압을 측정하는 다공질 필터가 원추 바로 뒷면에 위치한 피조콘을 이용할 경우 q_c 는 간극수압의 영향을 받기 때문에, Lunne et al.(1986)은 q_c 대신에 q_T 를 이용하였다.

$$s_u = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{N_{kT}} \quad (4.4)$$

여기서, q_T 는 다공질 필터가 원추 뒷면에 위치한 피조콘을 사용할 때 부등 단면적 효과를 고려한 원추관입 저항력이고 N_{kT} 는 피조콘 계수이다.

Vesic의 공동팽창 이론에 의거하여 1975년 Schmertmann은 점토층에서 원추관입 저항력과 비배수 전단강도의 관계를 식(4.5)와 같이 표현하였다.

$$N_{kT} = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{S_u} \quad (4.5)$$

여기서, σ_{vo} 는 전 수직응력이고

N_{kT} 는 말뚝의 지지력공식에 사용되는 N_c 와 유사한 개념의 콘 계수(Cone factor)이다.

구형 공동팽창이론(Vesic,1977)에 의하면 N_{kT} 는 식(4.6)과 같이 강성지수에 의하여 결정되는 계수이다.

$$N_{kT} = \frac{4}{3} (\ln I_r + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (4.6)$$

여기서, $I_r = G/S_u$ 이며 G 는 전단탄성계수이다.

여러 요소들에 의해 콘 계수가 변한다 해도 일정한 지역내의 점토에 대해서는 N_{kT} 값의 평균값을 사용함으로써 Schmertmann (1978)이 제안한 식을 사용하여 아주 쉽게 비배수 전단강도를 구할 수 있다. 일반적으로 정규압밀점토와 과압밀점토에서는 콘계수(N_{kT}) 10~20을 실용적으로 많이 이용하고 있다. 원추콘관입시험으로 점성토지반에서 비배수 전단강도를 산정하기 위하여 실제에 사용되어지는 이론적인 방법은 아직 없고 Terzaghi의 지지력 공식을 이용하여 Robertson & Campanella가 제안한 아래 식으로 비배수 전단강도를 산정한다.

$$S_u = \frac{(q_c - \gamma_z)}{N_k} \quad (4.7)$$

여기서, S_u : 비배수 전단강도

γ_z : 관입깊이 Z에서의 전 수직응력

N_k : Cone Factor

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.

표 4.1 지반의 특성에 따른 N_k 값의 비교

종 류	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

현장의 상재하중은(σ_0) 현장수직응력(σ_{vo})해석, 현장수평응력(σ_{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 해는 지지력 이론 (Meyerhof, 1961)과 공동팽창이론 (Ladanyi, 1967, and Vesic, 1972) 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 줄수 있다. N_k 는 일반적으로 경험식에 의해 얻어진다. 기준이 되는 S_u 는 현장배인시험 또는 직접전단시험에서 측정될 수 있다. 상재압 (σ_0)은 보통 현장의 전수직응력(σ_{vo})로 간주한다. 왜냐하면 현장수평응력을 보통 잘 알 수 없기 때문이다. Lunne and Kleven(1981)에 의해 제안된 자료를 보면 정규 압밀 해성 점토의 현장배인강도를 사용한 N_k 의 범위는 11 - 19에 위치하며 평균 15정도이다. 이런 결과는 보통 콘팁의 면적이 10cm^2 의 콘과 2 cm/sec 의 관입속도에 의한 결과이다. 하지만, stiff한 과압밀 점토의 경우에는 이와 비슷한 관계를 적용하기는 어렵다. 왜냐하면, 점토의 구조와 틈에 의한 효과가 중요하기 때문이다. (Powell and Quarterman, 1988) Kjekstad et al(1978)이 Non-fissured 과압밀 점토에 대해 조사한 바에 따르면 평균 $N_k=17$ 이다. 이 경우에, 기준 S_u 는 삼축 압축 시험에 의해 얻어졌다. N_k 값은 과압밀비와 무관한 것으로 보인다. 아주 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.

Baligh and Levadox(1980)는 콘이 지반에 관입될 때 콘주변지반의 응력과 간극수압 변화를 이론적인 방법으로 알아보기 위하여 변형경로법을 이용하였으며, Teh and Houlsby(1991)는 이 방법을 이용하여 피조콘계수 N_{KT} 를 식(4.8)과 같이 유도하였다.

$$N_{KT} = \frac{4}{3} [1 + \ln(I_R)] \left[1.25 + \frac{\ln(I_R)}{2000} \right] + 2.4a_f - 0.2a_s - 2\Delta \quad (4.8)$$

여기서, I_R 은 강성지수, a_f 와 a_s 는 각각 원추면과 주면의 거칠기 계수, 그리고 Δ 는 무차원 계수로서 각각 아래의 식(4.9) 및 식(4.10)과 같다.

$$a_f = \frac{\sqrt{3}\tau_f}{2s_u}, \quad a_s = \frac{\sqrt{3}\tau_s}{2s_u} \quad (4.9)$$

여기서, τ_f 와 τ_s 는 각각 원추면과 주면에서의 전단응력이다.

$$\Delta = \frac{\sigma_{ho} - \sigma_{vo}}{2s_u} \quad (4.10)$$

여기서, σ_{ho} 는 총 수평응력이고 σ_{vo} 는 총 수직응력이다.

한편, 공동팽창이론(Vesic, 1972, 1975)에 의하면 비배수 전단강도는 피조콘 관입시험에서 측정된 간극수압과 식 (4.11)과 같은 관계에 있다.

$$s_u = \frac{u_{bt} - u_o}{N_{du}} \quad (4.11)$$

여기서, u_{bt} 는 측정된 간극수압,
 u_o 는 정수압.

공동팽창이론에 의하면 N_{du} 는 식(4.12)와 같다.

$$N_{du} = \frac{4}{3} \ln I_R + 0.67(3A_f - 1) \quad (4.12)$$

여기서, I_R 은 강성지수이고
 A_f 는 파괴시의 간극수압계수이다.

한편, Campanella et al.(1982)은 식(4.13)과 같이 원추관입 저항력에서 간극수압을 뺀 값으로부터 비배수 전단강도를 산정하는 방법을 제안하였다.

$$s_u = \frac{q_T - u_{bt}}{N_{qu}} \quad (4.13)$$

여기서, q_T 는 부등단면적 효과를 고려한 원추관입 저항력,
 u_{bt} 는 측정된 간극수압, 그리고 N_{qu} 는 피조콘 계수이다.

Chen and Mayne(1993)은 구형 공동팽창이론에 Modified Cam Clay모델을 적용하여 N_{qu} 를 식(4.14)과 같이 유효 마찰각과 소성 파괴 변형을 비의

함수로서 나타내었다.

$$\begin{aligned} N_{qu} &= \frac{2}{M} + 3.9 \quad \text{for CIUC} \\ &= \frac{a}{b}(2 + 3.9M) \quad \text{for CAUC} \end{aligned} \quad (4.14)$$

여기서, $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$,

$$a + (3 - \sin \phi), \quad b = \sin \phi (a^2 + 1)^{\lambda}$$

$\lambda =$ 소성 부피 변형율 비 ($= 1 - \lambda/x$)이다.

위에서와 같은 이론적 방법에 의한 피조콘 계수를 이용하여 점성토의 비배수 전단강도를 산정하기 위해서는 I_R , a_p , Δ , ϕ , 그리고 λ 등을 먼저 파악해야 하는데, 실제 현장에서 이러한 값들을 알 수 없을 뿐만 아니라 실내시험을 통해서도 이 값들을 결정하는 것은 매우 어려운 작업이기 때문에 경제적인 측면이나 실용적인 측면에서 많은 문제가 있다. 이러한 문제점 때문에 비배수 전단강도의 산정은 주로 경험적 방법에 의한 피조콘 계수의 결정을 통하여 이루어지고 있다.

Senneset et al (1982)은 유효 콘저항력(q_E)를 이용하여 s_u 를 결정하는 식을 제안하였다.

$$q_E = q_c - u \quad (4.15)$$

여기서 u 는 콘 팁 뒤에서 측정된 간극수압

Campanella et al (1982)은 유효 콘저항력을 보정 콘저항력(q_t)를 사용하여 수정하여 다음식을 이용 비배수 강도를 측정할 수 있다고 하였다.

$$S_u = \frac{q_E}{N_{KE}} = \frac{q_t - U}{N_{KE}} \quad (4.16)$$

Senneset et al (1982)은 $N_{KE} = 9 \pm 3$ 을 제안하였다. Lunne et al (1985)와 Robertson et al (1980)은 N_{KE} 가 1 - 13 사이에서 B_q 와 관련되어 변함을 보였다. 유효 콘저항력 q_E 를 사용하는 방식의 한 가지 단점은 신뢰성있게 q_E 를 결정할 수 있는지의 여부다. 연약한 정규압밀점토에 있어서 전간극수압(관입동안 콘 뒤에서 발생)는 종종 측정된 콘저항력(q_c)의 90% 또는 그이상이다. 심지어 q_c 가 q_t 로 보정될 때 q_c 와 u 의 차이는 아주 작다. 따라서, q_E 는 종종 아주 작은

을 나타내로 q_c 측정은 아주 적은 오차에도 영향을 받는다. 과잉간극수압(Δu)와 S_u 사이에 몇몇 관계식이 이론적 또는 공동팽창이론을 사용한 semi 이론적 방법에 의해 제안되었다. (Vesic, 1972, Battaglio et al, 1981 ; Randolph and wroth, 1972 ; Massarch and Broms, 1981 ; Campanella et al, 1985)

$$S_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (4.17)$$

여기서, $N_{\Delta u}$ 는 2 - 20 사이로 지반조건에 따라 변한다.

이런 방법은 Δu 측정값이 아주 큰 연약토와 같은 경우에 신뢰도가 증가되는 장점이 있다. 연약토에 있어 콘 저항값은 아주 적어서 콘 팁 로드셀 용량의 1%미만의 하중 기록을 나타내며 이때 측정값에 대해 50%까지는 부정확할 수 있다. 그러나, 연약토에 있어 간극수압은 아주 크고 간극수압계용 량의 80%까지 압력이 기록되어 측정값에 대해 1%이상의 정확도를 가진다. 그러므로, 연약토에서 s_u 추정은 간극수압 데이터를 이용하는 것이 콘 팁 저항력을 이용하는 것보다 더 정확할 수 있다. 콘 관입동안 세립토에 생성된 과잉간극수압과 콘 저항값은 응력이력, 예민비, 강성비에 의존한다. 일반적으로 낮은 강성비는 낮은 간극수압을 산출하는 경향이 있는 소성이 높은 점토($PI > 80$)에서 나타나며, 높은 강성비는 높은 간극수압을 일으키는 경향이 있는 $PI \leq 15$ 인 소성이 낮은 점토 또는 실트에 적용된다. 과잉간극수압은 또한 토질의 예민비가 증가할수록 증가하는 경향이 있고 OCR이 증가함에 따라 감소하는 경향이 있다. Massarch and Broms(1981)에 의해 제안된 공동팽창이론에 기초한 semi이론적 해는 OCR 효과와 Skempton의 간극수압계수(A_f)를 사용한 예민비의 효과를 고려하였다. 개략적인 A_f 값의 범위는 표 4.2과 같다.

표 4.2 포화점토의 간극수압계수값

포화 점토	A_f
very sensitive to quick	1.5 - 3.0
정규 압밀	0.7 - 1.3
약간 과압밀	0.3 - 0.7
아주 과압밀	-0.5 - 0.0

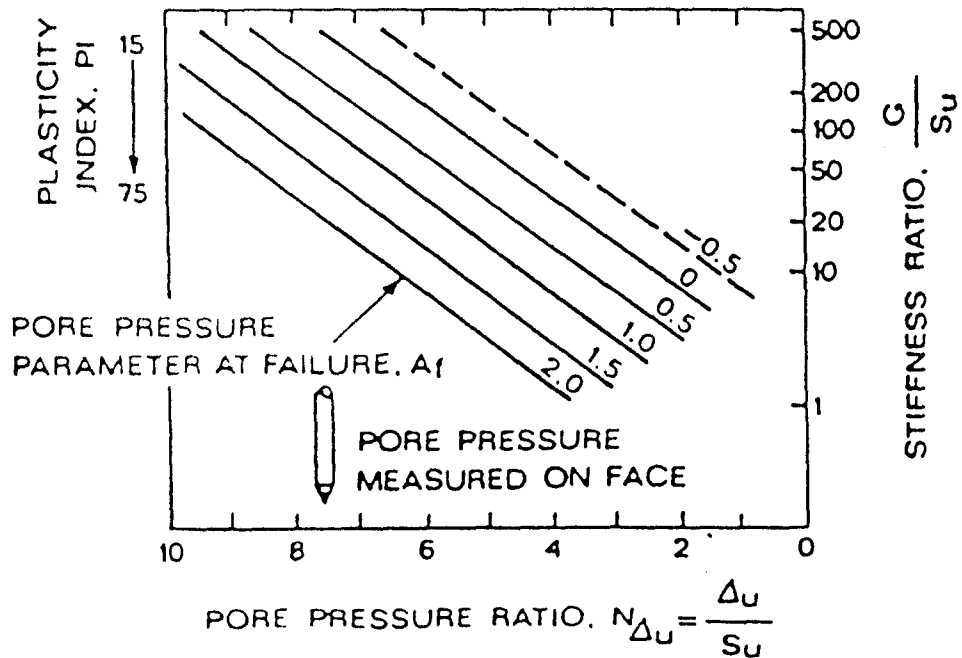
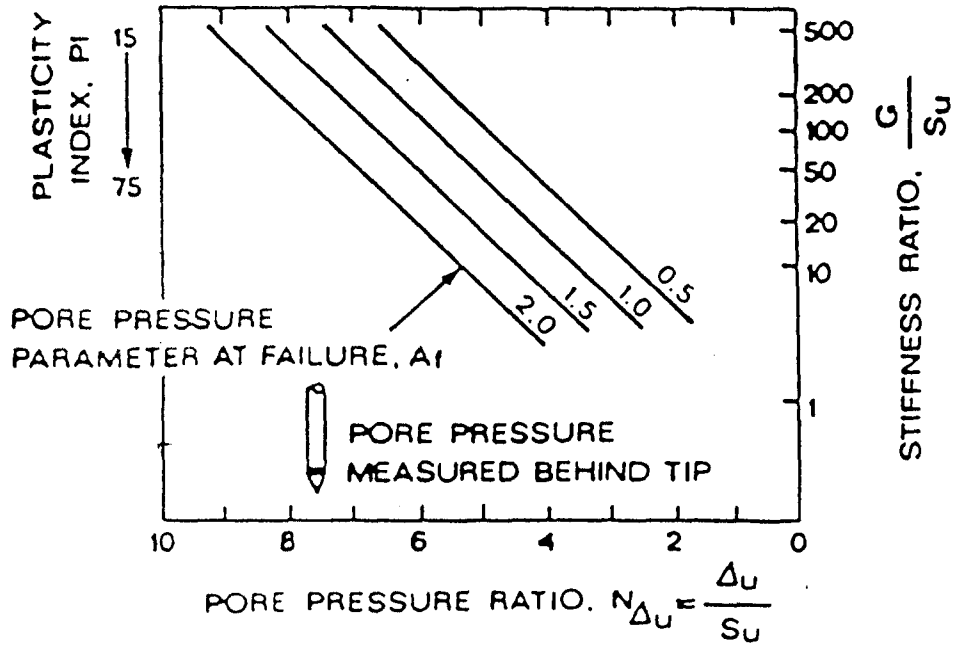


그림 4.1 피조콘시험동안의 과잉간극수압 Δu 를 이용한 s_u 추정
(After Campanella et al, 1985)

만일 간극수압이 콘 팁 뒤에서 즉시 측정된다면 측정값은 원통형의 공동팽창에 의한 값에 이르지 않을지도 모른다. 그러므로, 팁 뒤의 간극수압 도표에 의한 s_u 값은 약간 과대평가될 수 있다. 또한 비예민 점토, 또는 과압밀 점토의 팁 뒤에서 측정된 간극수압은 낮은 값 또는 부의 값을 갖기 때문에 그림 3.1은 아주 과압밀된 점토($-0.5 < A_r < 0$)에서는 추천되지 않는다. Schmertmann(1975)은 CPT에서 특정 점토의 s_u 측정에 기초한 N_k 관계식을 개별적으로 만드는 것이 가장 좋은 방법이라고 추천했다. 물론 현장 s_u 측정은 특별한 설계에 적합하게 맞춰져야 한다.

표준 CPT에 있어서 만일 s_u 값에 대한 데이터가 없다면 예비적으로 식 4.3을 사용한 ($N_k=15$ 로 보고) s_u 추정이 추천된다. 예민한 점토에 있어 N_k 값은 예민비에 따라서 10 정도, 또는 더 작은 값이 나올 수 있다. 상재압을 전수직 응력으로 대체할 수 있다. 각 지역에 따른 경험에 의해 특별한 점토에 대한 N_k 값이 결정되어야 한다. 또한 s_u 추정에 사용된 방법(현장 배인 시험등)도 N_k 에 포함되어야 한다. 경험에 기초한 N_k 의 값은 콘 저항값이 보정된 콘 저항값 q_t 로 됨에 따라 약간 변할 수도 있다. 왜냐하면, 피조콘 시험에서는 그림 4.1과 식 4.17를 사용한 s_u 추정이 추천되어진다. 간극수압 측정위치에 따른 수정도표 사용에 주의가 요망된다. 비록 그림 4.1의 도표가 공동팽창이론에 기초한 것이지만 근본적으로 반경험적인 것이다. 이 도표 사용의 잇점은 그들이 콘 계수, N_{ju} 선택에 몇 가지 지침을 제공한다는 것이다. 도표는 분명히 N_{ju} 값이 OCR과 예민비와 강성도에 따라 변함을 보여준다. 그림 4.2의 Vancouver 지역 (Robertson et al, 1986)에서 얻은 자료를 보면 콘 계수 N_{ju} 가 간극수압 계수 B_q 에 따라 어떻게 변화하는가를 보여준다. 또한 그림 4.2에는 북해(Lunne et al, 1985) 데이터도 포함되었다. 밴쿠버 지역 데이터는 어느 정도 경향은 있지만 분산이 심하다. 그림 4.2에 제시된 데이터를 좀더 자세히 살펴보면 데이터의 경향을 정의할 수 있다. OCR이 큰 토질은 작은 B_q 와 작은 N_{ju} 값을 갖는다. 같은 OCR을 지닌 토질이지만 예민비(St)가 증가함에 따라 N_{ju} 는 상당히 증가하고 B_q 는 조금 증가함을 알 수 있다. 불행히도, 여기 표시된 데이터는 PI가 거의 같은 값이므로 어떤 경향을 찾을 수는 없다. OCR과 St 가 증가하는 경향이 그림 4.2에 지침으로 나와 있다. N_{ju} 에 있어서도 같은 경향을 나타내는 것을 그림 4.1에서 볼 수 있다. 그림 4.2에 보이는 자료는 St 가 증가함에 따라 N_{ju} 는 18까지 증가하지만, 그림 4.1의 최대값은 10이다.

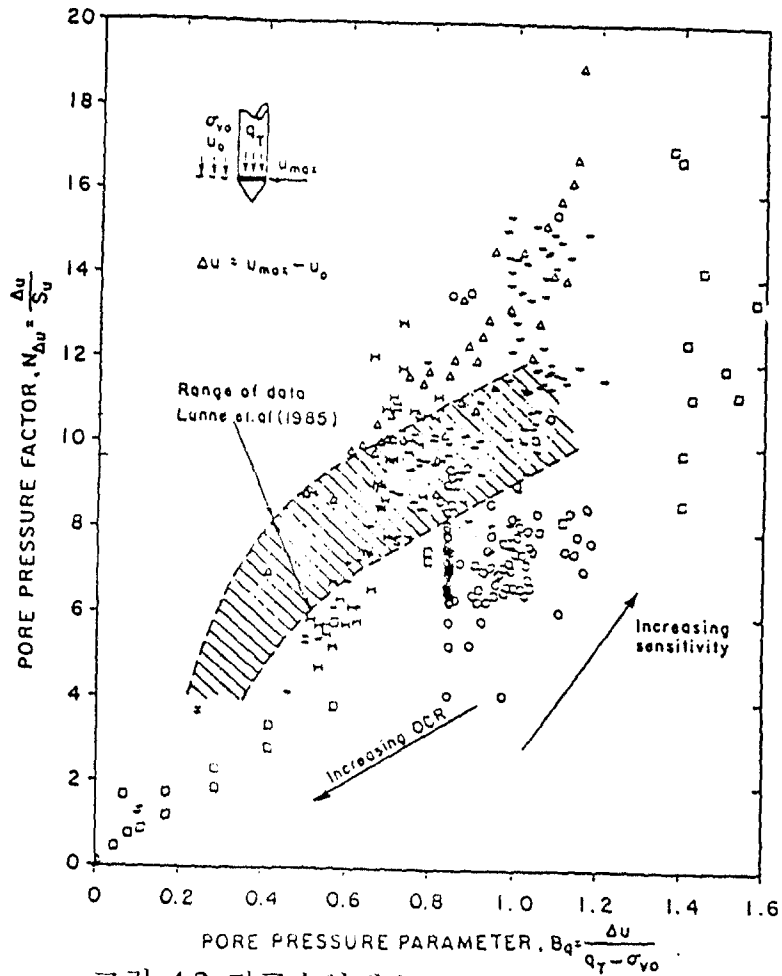


그림 4.2 간극수압계수 $N_{\Delta u}$ 와 B_q 의 관계
(After Robertson et al, 1986)

그림 4.1와 4.2의 데이터에 기초하여 피조콘시험에서 비배수 전단강도 결정 방식이 다음과 같이 된다.

- i) 피조콘을 이용한 프로파일을 사용하여 과압밀비(OCR)과 예민비(St)를 추정한다.
- ii) 간극수압계수(A_f)의 대략값 추정
- iii) 그림 4.2를 이용 $N_{\Delta u}$ 를 추정
- iv) 간극수압계수(B_q)를 계산하고 그림 4.2을 이용하여 $N_{\Delta u}$ 를 추정하여 다시 추정 OCR과 St 를 구한다.
- v) $N_{\Delta u}$ (그림 4.1와 4.2)를 비교한 후 평균값을 사용 S_u 를 계산한다.
- vi) 계산된 S_u 값을 이용 S_u / σ_{vo} 이용 다시 OCR을 평가한다.
- vii) 1-6을 반복하여 일치되는 S_u 값이 나올때까지 계산한다.

경험에 의하면 CPTU 데이터와 비배수 강도 사이에는 어떤 유일한 관계식이 존재하지 않음을 보여준다. 그러므로, 상기의 방법은 모든 가능한 점토에 보다 더 실질적으로 s_u 추정이 요구된다. 그러나, 일정한 토질에 적용될 간단한 관계식은 가능할 수 있다. 만일 가능하다면 현장배인시험 또는 UU를 통해 비배수 강도를 구한 후 N_{Ju} 를 구하면 s_u 프로파일을 CPTU 데이터로부터 얻을 수 있다. 이론적 방법을 통하여 비배수 전단강도를 산정하는 것은 많은 가정이 포함되어 있을 뿐만 아니라 원추면에서의 전단응력을 추정해야 하는 등 어려움이 있고, 강성지수와 같은 변수는 그 자체가 비배수 전단강도의 함수이기 때문에 실제 문제에 적용하는 데는 많은 어려움이 따른다. 따라서, 피조콘 관입시험의 결과로부터 점성토의 비배수 전단강도를 산정하기 위해서는 경험적 방법이 주로 사용되는데, 이는 피조콘 관입시험 결과인 q_T 와 u_{br} , 그리고 $(q_T - u_{br})$ 를 실내시험 및 기타 현장시험 등으로 부터 산정한 비배수 전단강도와 비교하고 이로부터 피조콘 계수를 결정함으로써 가능하게 된다. 경험적 방법을 이용한 피조콘 계수의 결정에 대한 연구는 약 20여년전부터 시작되었고, 현재까지 많은 학자들이 특정지역에 대한 연구 결과로부터 피조콘 계수를 표 3.4와 같이 제안하였다. 표 3.4에서와 같이 세계 각지에서 경험적 방법으로 결정된 피조콘 계수들은 지역에 따라 다른 값을 가지며 기준 비배수 전단강도의 측정방법에 따라서도 약간씩 차이를 나타내는데, 대략 N_{KT} 는 5~30, N_{Ju} 는 2~10, 그리고 N_{qu} 는 5~7의 값을 가짐을 알 수 있다.

표 4.3 기존에 제안된 경험적 방법에 의한 피조콘 계수

지역	측정방법	콘 계수	비고
노르웨이 일부지역	FVT	$N_{kT} = 13 \sim 19$	Lunne et al.(1976)
북해	CIUC	$N_{kT} = 17$	Kjekstad et al.(1978)
영국 런던	PLT	$N_{kT} = 17 \sim 30$	Marstand(1974) Marstand and Powell(1979)
영국 북부	CIUC	$N_{kT} = 12 \sim 20$	Lacasse and Lunne(1982)
노르웨이 일부지역	FVT	$N_{kT} = 12 \sim 19$	Jamiolkovski et al.(1982)
이탈리아	FVT	$N_{kt} = 8 \sim 16$	Konrad et al.(1985)
	CK ₀ UC	$N_{kT} = 8 \sim 10$	
캐나다 벤쿠버	FVT	$N_{kT} = 8 \sim 10$	Rocha-Filho and Alencar(1985)
	SBPT		
브라질 전역	FVT & CIUC	$N_{kT} = 13.5 \sim 15.5$	Dobie(1988)
싱가폴	FVT	$N_{kT} = 9 \sim 12$	Jones(1995)
호주 뉴캐슬	FVT	$N_{kT} = 13.7$	Wong(1995)
말레이시아	FVT	$N_{kT} = 5 \sim 13$	Tanaka(1995)
일본	UCT	$N_{kT} = 8 \sim 16$	Tanaka(1995)
	FVT	$N_{kT} = 9 \sim 14$	
캐나다 일부지역	FVT	$N_{\Delta u} = 2 \sim 10$	Campanella et al.(1985)
캐나다 일부지역	FVT	$N_{\Delta u} = 6.2 \sim 7.0$	Konrad et al.(1985)
싱가폴	UU	$N_{\Delta u} = 7 \sim 8$	Orihara et al.(1993)
대만	CIUC	$N_{qu} = 5.0 \sim 6.8$	Chen and Mayne(1993)
	CAUC	$N_{qu} = 6.0 \sim 7.2$	

* 삼축압축시험으로 측정된 Φ 와 Λ 를 식(5.11)에 대입하여 N_{qu} 결정

참고) FVT : 현장 배인전단시험, CIUC : 동방압밀 비배수 삼축압축시험,

PLT : 평판게하시험, CAUC : 이방압1밀 비배수 삼축압축시험,

BPT : 자가굴착식 공내재하시험, CK₀UC : K₀ 압밀 비배수 삼축시험

5. 국내지반 사례적용

5.1 서론

국내에서도 지반조사의 중요성이 부각되면서 피조콘(Piezococone), 현장 베인시험기(Field Vane Test), 표준관입시험기(Standard Penetration Test), 공내재하시험기(Pressuremeter)등의 현장원위치시험기(*in-situ tests*)가 실내실험과 병행하여 공사현장에서 빈번히 이용되고있다. 하지만, 이러한 현장조사시험기를 이용하여 직접 측정한 실험결과를 이용하여 기존에 개발된 상관식을 수정 없이 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 상호결과의 관계를 수립하고 측정결과의 신뢰성을 높인후, 현장에 적합한 실험상관식을 개발하여 사용해야 된다.

본 연구에서는 피조콘과 현장베인시험기를 가지고 국내의 대표적인 연약지반인 남해안의 점토지반의 비배수전단강도를 측정된 사례를 가지고 현장에 적합한 콘지수(N_k)를 산정하고 변화정도를 알아 보고자 한다.

5.2 연구현장 및 지반조사상황

연구현장은 남해안에 위치한 울촌지역으로 공단조성을 위해서 연약지반개량공사를 진행하고있다. 그림 3.3에서 현장에서 조사한 지점이 표시해있으며, 현재는 준설매립공사를 위해서 지반조사연구가 활발히 진행되고 있다. 본 지역에서의 지반조사의 기본 목적은 정확한 토질상수를 구하여 준설매립공사에 필요한 토질상수를 구하고 지반의 개량효과를 정확히 판단하고자 실시하였다. 1차 지반조사는 1996년 5월 8일부터 23일 까지 진행했으며, 2차조사는 1996년 5월 28일부터 6월 12일 까지 계속되었다.

현장시험은 콘장비를 바지선에 탑재하여 실시하였다. 시험 위치는 총 7곳으로 피조콘 및 베인시험을 실시하였으며, 그중 2곳에서 피스톤 샘플링을 하여 불교란 시료를 채취하였다. (그림 5.3 참조). 실내시험은 2곳에서 채취된 불교란 시료로 기본물성, 압밀시험을 실시하였고, 삼축압축시험을 실시하였다.

현장에 투입된 장비는 다음과 같으며, 표 5.1에는 실내시험으로 구한 기본토성자료이다.

- 피조콘을 탑재한 10톤 트럭
- 중량 11톤 및 탑재능력 25톤의 바지선
- 중량 4.5톤의 트럭정착용 앵커
- 용량 150톤의 크레인 장비
- 바지선 운송용 50마력 보트

표 5.1 울촌의 연구현장에서 얻은 기본 토성자

깊이 (m)	함수비 (%)	습윤단위 중량 (t/m ³)	액성한계 (%)	소성한계 (%)	비중
2.0 - 2.5	82	1.56	74	32	2.63
3.0 - 3.5	93	1.47			
4.0 - 4.5	74	1.48	71	31	2.68
5.0 - 5.5	82	1.52			
5.7 - 6.2	80	1.51	63	35	2.63
6.4 - 6.9	86	1.50			
7.0 - 7.5	83	1.52	76	34	2.68
8.0 - 8.5	74	1.57			

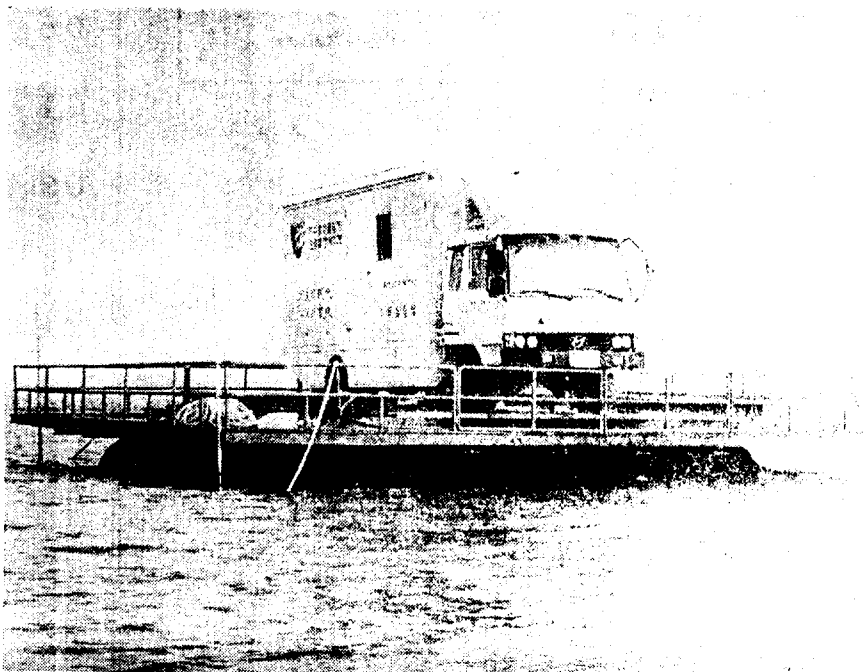


그림 5.3 바지선을 이용하여 피조콘의 시험장면

5.3 비배수전단강도(s_u)의 평가

지반공학에서 비배수전단강도(Undrained Shear Strength, s_u)는 일반적으로 비배수비압밀삼축시험으로 흔히 평가하고 있지만, 최근들어 현장조사시험기의 급속한 발전으로 직접 현장에서 구하는 경우가 많다. 일반적으로 많이 이용되는 장비로는 현장배인시험기와 피조콘시험기로 본 연구에서도 이를 사용했다. 두 시험방법에 대한 구체적인 설명은 관련 교과서나 매뉴얼을 참조하기 바라며 본 논문에서는 지면의 한계상 생략하기로 한다.

그림 5.5은 연구현장에서 S설계사가 현장의 기초조사를 위해 실시한 것과 본 연구를 위해 수행한 것을 합쳐서 총 13본의 현장배인시험기를 이용하여 측정된 비배수전단강도이다. 그림 3에서 알 수 있는 사항은 깊이에 따라서 비배수전단강도가 비교적 일정하게 증가하는 전형적인 정규압밀점토지반임을 알 수 있다. 표층에서는 상대적으로 강도의 분포가 상당히 분산되어 있는데, 이러한 결과는 본 현장이 연근해에 위치하여 조개나 꼬막등의 양식장으로 이용된 장소였기 때문에 측정에 영향을 미친 것으로 판단된다.

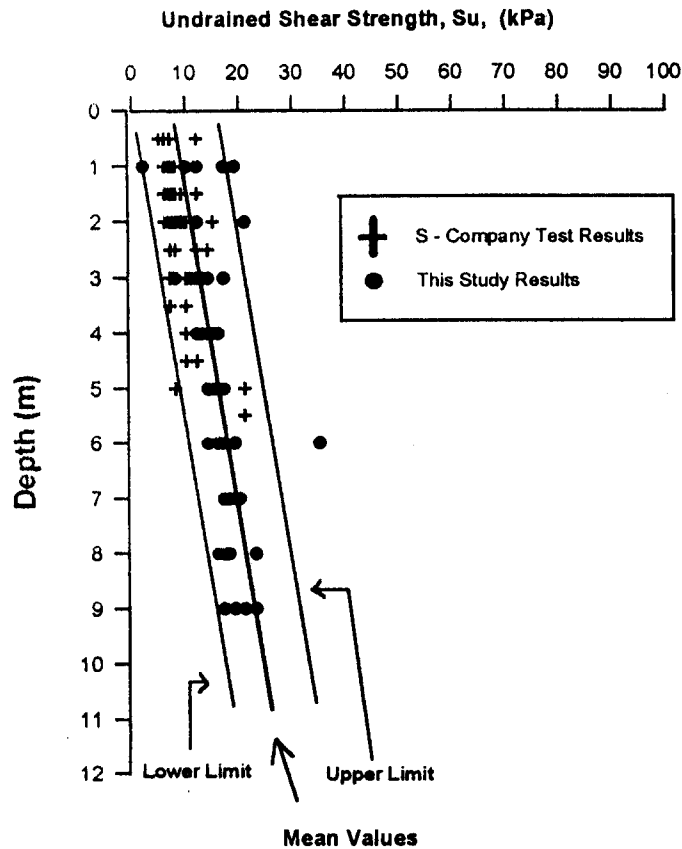


그림 5.4 현장배인시험기로 산정한 비배수전단강도

6본의 피조콘으로 얻은 콘저항치(cone tip resistance, q_c)를 깊이에 따른 변화를 그림 5.5에 나타냈다. 그림 5.5에서도 알 수 있는 사항은 그림 5.5과 같이 깊이에 따라 콘저항이 일정하게 증가했으며 표층에서 콘저항치가 상당히 변화가 심한 것도 표층에서 조개나 꼬막의 영향으로 기인한 점을 알 수 있다. 그림 5.5에서 볼 수 있는 중요한 사항으로는 수면아래의 표층 9 m이하에서는 콘저항치의 변화가 심하고 일부지점에서는 콘저항치가 상당히 큰 결과도 있음을 알 수있어 조사한 지점의 위치에 따라서 지반의 변화가 상당히 불규칙한 사실도 파악할 수 있다.

Terzaghi(1943)는 콘 저항치와 비배수전단강도의 관계를 다음의 식 (5.18)로 설명했다. 일반적으로 식 (5.18)의 비배수전단강도(s_u)는 현장배인시험기, 콘관입시험기, 비배수비압밀삼축시험을 포함한 다양한 삼축시험등으로 평가할 수 있는데, 아직까지도 정확한 기준으로 적용되는 시험방법은 없으나, 위에서 열거한 방법을 가지고 현장을 잘 이해하고 있는 지반기술자에 의해 적합한 상관식을 개발하여 사용하도록 추천하고 있다(Briaud and Miran, 1991).

$$s_u = (q_c - \sigma_{vo}) / N_k \quad (5.18)$$

여기서 N_k 는 콘지수이며, σ_{vo} 은 원위치상재응력(*In situ* Overburden Pressure)이다.

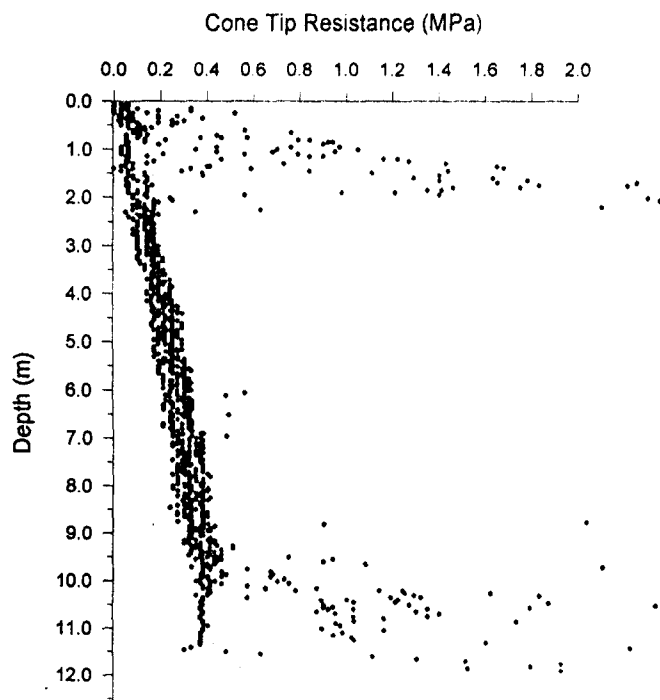


그림 5.5 깊이에 따른 6본의 콘 저항치의 변화

콘지수의 일반적인 값의 변화는 10 - 30이며 점토지반의 강도특성변화에 따라서 달라진다. 정규압밀된 점토지반에서는 일반적으로 10 - 15정도를 일상적으로 사용한다. 대부분의 발표된 논문에서는 11에서 19를 나타내며 평균치는 15이다(윤길림, 1995). 연구현장에서 얻은 피조콘의 콘저항치 및 현장배인시험기의 비배수전단강도는 그림 3 및 4에 나타낸 것처럼 어느정도 자료의 분산정도를 가지고 있으므로 평균치와 편차를 구할 필요성이있다. 그러므로 식 (5.19)을 이용하여 콘지수의 깊이에 따른 변화를 구하기 위해서는 다음과 같이 수정하여 콘지수의 불확실성을 수치화할 수있다.

$$N_{km} = (q_{cm} - \sigma_{vo}) / s_{um} \quad (5.19)$$

여기서, q_{cm} 은 콘저항치의 평균치이고,

σ_{vo} 은 대상지점에서의 상재하중,

s_{um} 은 현장배인시험기로 얻은 비배수전단 강도의 평균치이다.

콘지수의 깊이별 변화를 구하고자 하면, 콘저항치 나 비배수전단강도의 깊이별 상한치나 하한치를 이용하여 규명할 수 있다. 본 연구사례에서는 그림 5.5 과 그림 5.6의 자료를 이용하여 연구현장에 적합한 콘지수(N_k)를 식 5.19를 통하여 깊이별 변화정도를 알아보하고자 하였다.

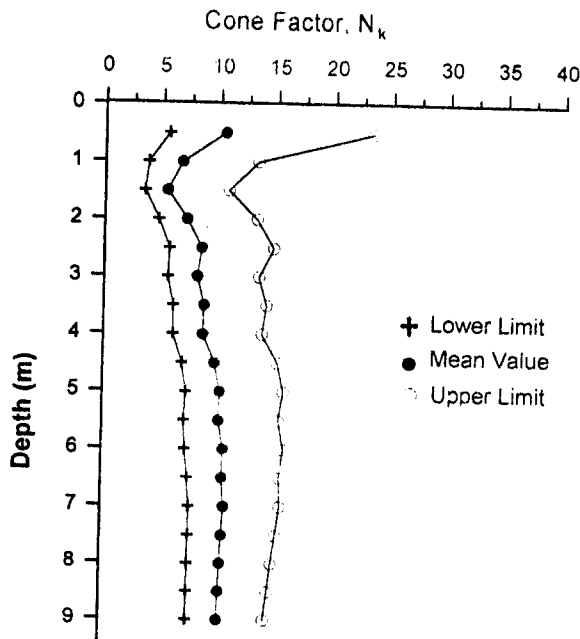


그림 5.6 피조콘과 현장배인시험기를 이용한 콘지수의 깊이에 따른 변화

이를 위해서 우선, 그림 5.5의 현장배인시험기로 구한 비배수전단강도가 그림 5.6의 콘저항치의 변화보다 상대적으로 크다는 사실에 근거하였다. 즉, 그림 5.6의 콘저항치는 깊이별로 일정하게 증가하는 것으로 가정했으며 그림 5.5의 비배수전단강도는 평균치를 기준으로 하한치와 상한치를 가지고 콘지수의 변화정도를 계산했다. 계산한 결과는 그림 5.7에 나타냈으며 그림 5.7에서 알 수 있는 사항은 표층에서는 측정자료의 불확실성으로 변화가 심했으나 깊이의 증가에 따라서 전반적으로 콘지수는 하한치 6에서 상한치로 17까지로 계산되었다.

하지만 그림 3.7의 계산결과를 기초설계자료로 이용할 경우는 깊이에 따라서 평균치를 가지는 값을 사용할 수 있으며 전체 조사 대상지반을 대표하는 콘지수는 10으로 산정할 수 있다.

5.4 결론

피조콘과 현장배인시험기를 이용하여 남해안에 위치하고 연약지반으로 이루어진 울촌지역의 공업단지조성예정지역의 비배수전단강도를 측정했다. 현장배인시험기로 측정한 비배수전단강도결과를 이용하여 피조콘으로 비배수전단강도를 추정할 경우에 필요한 콘지수를 평가해본 결과, 울촌현장에 적합한 값은 하한치 6에서 상한치가 17정도였다. 그러므로 전형적인 정규압밀상태의 값을 나타냈으며 본 현장과 유사한 현장에서 기초를 설계 하고자 하면 비배수전단강도를 산출할 값은 $N_k = 10$ 이 추천될 수 있으나 신뢰성 구축차원에서 현장상태를 모사하는 보다 다양한 조건의 3축실험을 수행하여 상호비교 검증을 통한 연구가 필요하다.

참 고 문 헌

1. 윤길림, 1995, "콘관입시험기 및 지구통계학을 이용한 비배수전단강도연구," 95 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집.
2. 윤길림, 지성현, 이용길, 이영남, 1996, "CPT를 이용한 비배수전단강도의 평가," 96 한국지반공학회 가을 학술발표회, October.
3. 윤길림, 이종섭, 이영남, 이용길, "콘관입시험자료를 기초로한 콘크리트말뚝의 주변지지력 예측, 한국지반공학회, 2월호, 1998.
4. Briaud, J-L., and Miran, J.,(1991), "The cone Penetrometer Test," *Federal Highway Administration Publication No. FHWA-SA-91-041*, Washington, D. C.
5. Bustamante, M. and Ganeselli, L., (1982), "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT", *Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam, May, pp. 493-500.
6. Baligh, M. M., Vivatrat, V. and Ladd, C. C., "Cone Penetration in Profiling", *Jouranal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol 106, pp: 447-46
7. W. C. B. Villet and J. K. Mitchell, "Cone Resistance, Relative Density and Friction Angle," ASCE, STP, USA
8. B. Rohani and G. Y. Bala, "Correlation of Cone Index with Soil Properties, ASCE, STP, USA.
9. Douglas, B. J., and Olsen, R. S., 1981, "Soil Classification Using Electric Cone Penetrometer," ASCE, *Special Technical Publication*, St. Louis, Missouri, pp. 209-227, USA.
10. Bjerrum, L. "Embankments on Soft Ground, State-of-the-Art Report", Proc. Specialty Conference on Performance of Earth Supported Structures. ASCE, Vol.2, pp.1-54, 1972

11. Kulhawy, F. H. "Estimation of Soil Properties for Foundation Design", Short Course Lecture Notes, Nanyang Tech. Univ., Singapore, 1995
12. Konrad, J. M. and Law, K. T., 1987, "Undrained Shear Strength from piezocone tests", *Candaian Geotechnical Journal*, Vol. 24, pp. 392-405
13. Larsson, R, Moller, B, and Lofroth, B, 1995, "Processing of data from CPT tests," *Proceeding of international Symosium on Cone Penetration Test*, Sweden, September, Vol. II.
14. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. "New Developments in Field and Labroatory Testing of Soils", Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, Vol.1, pp.57-153, 1985
15. Quiros, G. W., and Young, A. G., (1988), "Comparison of In-situ Vane, Cone Penetrometer, and Laboratory Test Results for Gulf of Mexico Deepwater Clays," ASTM, *STP 1014*, A. R. Richards, Ed., pp. 293-305.
16. Robertson, P. K., 1990, "Soil Classification Using Cone Penetration Test," *Canadian Geotechnical Journal*, 27, pp. 151-158.
17. T. Lunne and A. Kleven, "Role of CT in North Sea Foundation Engineering, Norwegian Geotechnical Institute.
18. Schmertmann, J. H., (1978), "Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design", Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78-209, Washington, July, 145 pgs.
19. B. J. Douglas and R. S. Olsen, *Soil Classification Using Eletric Cone Penetrometer*, 1977
20. Tumay, M. T. & Fakroo, M. (1981), "Pile Capacity in Soft Clay Using Electric QCPT Data," ASCE, Special Publications on Cone Penetration Testing and Experience, pp. 434 - 455.
21. Yoon, G. L. (1996), "Reliability Analysis of Driven Pile for Load and

Resistance Factor Design at an Overconsolidated Clay Site," Ph.D. Dissertation, University of Houston, Houston, Texas. 435 pgs.

22. Yoon, G. L. & Michael. W. O'Neill (1996), "Design Model Bias Factor for Driven Pile from Experiments at NGES-UH," ASCE, Geotechnical Special Publications No. 58, pp. 759 - 773.

23. Yoon, G. L. & Michael. W. O'Neill (1996), Estimation of Driven Pile Resistance Using Geostatistics, Journal of Probabilistic Engineering Mechanics, 1998.

24. Michael W. O'Neill(1995) and Yoon, G. L., "Some Engineering Properties of Overconsolidated Clay of Gulf Coast in Texas, Transportation Research Board, USA.