

## N-Value를 이용한 기초의 지지력 산정

### The Evaluation of the Allowable Bearing Capacity of Foundations using N-Value

이강운<sup>1)</sup>, Kang Woon Lee, 박택규<sup>2)</sup>, Taek-Gyu Park, 정해운<sup>3)</sup>, Hae Woon Jeong

<sup>1)</sup> 주) 동성엔지니어링 지반공학부 상무, Managing Director, Dongsung Eng. Co., Ltd.

<sup>2)</sup> 주) 동성엔지니어링 지반공학부 대리, Assistant Manager, Dongsung Eng. Co., Ltd.

<sup>3)</sup> 주) 동성엔지니어링 지반공학부 대리, Assistant Manager, Dongsung Eng. Co., Ltd.

**개요(SYNOPSIS)** : The evaluation of the allowable bearing capacity is the most important step in the design of a foundation. An accurate evaluation of the effect of all factors such as the physical properties of the soil located beneath the area, the size of the area, the depth of foundation, and the position of the water table is impracticable. Therefore, the designer is compelled to estimate the allowable bearing capacity on the basis of simple semiempirical rules under cohesionless soils.

This paper deals with semiempirical rules for determining allowable bearing capacity based on observed relations between the results of standard penetration test. Additional comparisons between the results of the theoretical methods and the empirical rules are performed to suggest more conservative design for the engineer.

**주요어(Key words)** : N-Value, soil pressure, settlement, foundation,

#### 1. 검토배경

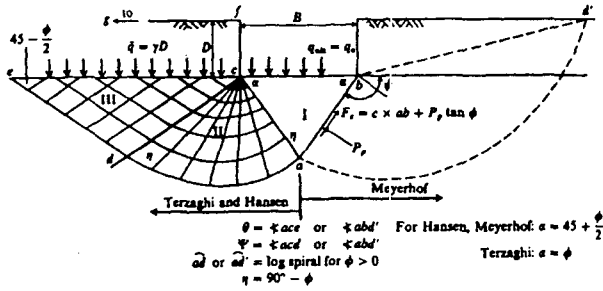
N-Value를 이용하여 설계지지력을 직접 산정하는 것은 지반공학이 갖고있는 적용범위의 불확실성 요소 때문에, 현 위치 거동과의 편차가 클 수 있다. 그럼에도 불구하고, N-Value 측정의 간편성과 범용성, 설계상의 편리성 때문에 많은 지반공학자들의 연구대상이 되었으며, 설계에 주로 활용되어 왔다. 특히, 사질토지반에서는 시료채취의 어려움과 지반정수의 추정이나 경험식들과의 상관성이 비교적 높기 때문에 널리 사용되고 있다.

그러나, 설계자들은 때때로 N-Value가 갖고 있는 실험상 발생오차 요인과 설계적용상의 한계점을 명확히 파악하지 못한 상태에서 실무에 적용하는 경우가 종종 발생할 수 있는데, 이로 인해 시공현장에서는 공사기간과 공사비, 계획 및 관리측면에서 막대한 영향을 주는 일이 발생할 수 있다. 따라서, N-Value를 이용한 지반지지력 추정방법은 사용시 신중해야 한다. 특히, 지반기초의 지지력 산정은 지반이 갖고 있는 여러 불확실성 요소들을 모두 극복하기 곤란하므로 이론과 기존자료를 종합적으로 분석하여 실무에 임해야 한다. 이에 본 논고는 각 제안자들의 연구배경을 재검토함으로써 그 적용성과 적용상의 문제점을 제시할 뿐 아니라, 이론적 제안식과 비교·검토함으로써, 설계자들의 설계업무에 참고가 되도록 하였다.

## 2. 직접기초의 지지력 산정

### 2.1 이론적방법

얕은 기초의 지지력산정을 파악하기 위해서는 우선적으로 제안자별 파괴메카니즘에 대한 이해가 선행되어야 한다. Prandtl(1920)은 흙을 완전 강소성체로 가정한 소성이론을 확장하여 파괴이론을 정립하였으며, Terzaghi(1943)는 평면변형을 고려한 파괴영역을 I, II, III Zone으로 구분하여 힘의 평형식을 이용한 방법을 제안하였다. 그리고 Meyerhof(1970)는 파괴형태를 근입깊이 이상 지표면까지 대수나선형의 파괴라인으로 가정하여 기초폭의 크기에 대한 문힘깊이를 고려한 이론적식을 정립하였다. 더 나아가 Hansen(1970)과 Vesic(1973, 1975)은 Meyerhof의 제안식에 지반경사 및 편심에 대한 항목을 추가하여 지지력식을 산정하도록 제안하였다. 다음 <그림 1>은 이러한 가정에 대한 파괴 메카니즘이다.



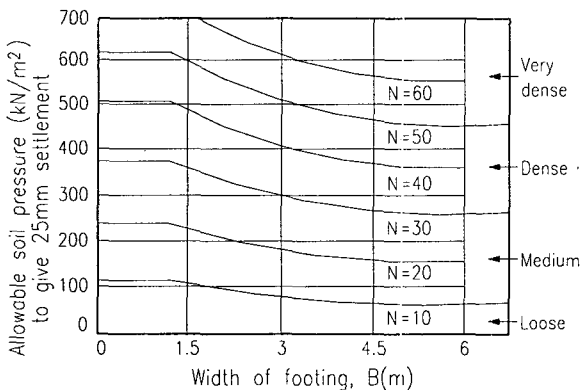
<그림 1> 가정된 파괴메카니즘

이론적 지지력식은 현재 다양한 지층에서 그 적용성이 가능할 뿐 아니라, 지하수위의 변화, 기초형상 및 경사된 지반에 위치한 기초 및 다양한 주변상황에 적용 가능하다. 그러나, 제안자별로 제안된 지지력 계수( $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ )값에 대한 차이가 크고, 침하량에 대한 항목이 지지력 값에 고려되어 있지 않아 현위치 거동상의 지반 반력 값과 차이를 보이는 바, 기초 침하에 따른 지지력의 한계성을 갖고 있다.

### 2.2 N-Value를 이용한 경험적 방법

이론적 방법에 따른 지지력 산정은 구조물 파괴개념 차원에서는 적용성이 있으나, 현위치 구조물거동에 대해서는 반영되기 어려운 점이 있다. 이에 대해 기초침하에 따른 지지력 변화거동을 파악하기 위해 Terzaghi & Peck(1948)는 처음으로 표준관입시험과 현장재하시험과의 상관성으로 부터 기초 지지력 산정방법을 제안하였는데, 이는 지반공학자들에게 기여하는 바가 컸다. 그러나 제안값이 상당히 안전측으로 산정된 것으로 판명된 이후, 이를 수정·보완하고자 Meyerhof(1956)와 Peck, Hanson, & Thornburn(1974) 등이 정량화하여 발전시켰다.

#### (1) Terzaghi & Peck(1948)의 제안



<그림 2> Terzaghi & Peck(1948) 제안

Terzaghi & Peck은 SPT시험값으로부터 25mm 침하량 기준 지반의 지지력을 산출하고자, 현장재하시험을 통해 N값과의 관계를 정립하여 <그림 2>와 같은 Chart를 제안하였다. 이 방법은 25mm 침하 기준, 지반의 허용지지력을 구하는 방법으로 기초폭에 따른 지지력을 구할 수 있도록 최초로 연구 발표된 그림이다. 그러나 본 제안은 제한된 자료를 이용한 결과이며, 측정된 N-Value를 보정없이 적용하였다는 문제점을 갖는다. 또한, 지지력이 상당히 과소평가되어 차후 수정, 보완 되었다.

(2) Meyerhof(1965)의 제안

Meyerhof(1965)는 Terzaghi & Peck(1948)의 제안과 유사한, SPT시험으로부터, N값을 이용하여 기초 폭 1.2m를 기준으로, 25mm 침하기준 허용지지력 값을 제안하였다.

$$q_a (kN/m^2) = 19NK_d \quad B \leq 4ft \quad (1)$$

$$q_a (kN/m^2) = 12NK_d \left( \frac{B+0.3}{B} \right)^2 \quad B > 4ft \quad (2)$$

여기서,  $K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B}$  ( $D \leq B$ ),  $K_d = 1.3$  ( $D > B$ )

여기서 N-Value는 현위치 측정 값이며, 수정되지 않은 값이다.

(3) 수정 Meyerhof(Bowles(1988))

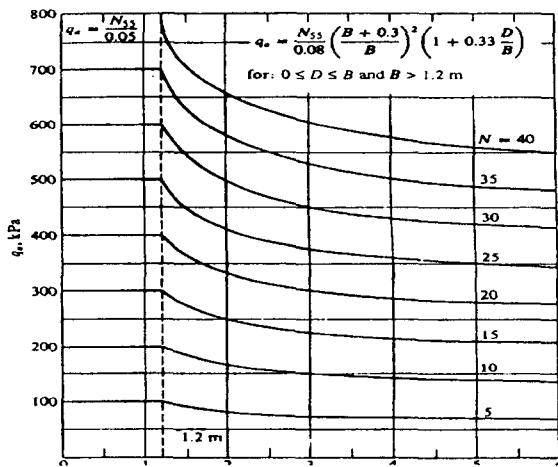
Bowles은 Meyerhof(1965) 지지력이 과소평가 된 점을 고려하여 50%증가시켜 수정 N-Value를 사용할 경우 다음의 관계식을 제안 하였다.

$$q_a(kN/m^2) = \frac{N}{F_1} K_d \quad B \leq F_4 \quad (4)$$

$$q_a(kN/m^2) = \frac{N}{F_2} \left( \frac{B+F_3}{3} \right)^2 K_d \quad B > F_4 \quad (5)$$

$$K_d = 1 + 0.33 \frac{D}{B} \leq 1.33 \text{ (Meyerhof(1965))}$$

	N <sub>55</sub>	N' <sub>70</sub>
F <sub>1</sub>	0.05	0.04
F <sub>2</sub>	0.08	0.06
F <sub>3</sub>	0.3	0.3
F <sub>4</sub>	1.2	1.2



<그림 3> 사질토지반에서 허용지지력도

본 제안은 현장계측 및 여러 기존 제안방법을 종합하여 압축한 것으로서, 지지력면에서는 Meyerhof (1965)값에 비해 거의 50%가량 증가시켰으며, N-Value는 수정값을 사용하도록 제안하였다. 여기서 N-Value는 기초 저면기준 상부 0.5B와 하부 2B의 통계적 평균값이며, 기초폭이 중요한 변수로 작용한다. 여기서 N<sub>55</sub> 및 N'<sub>70</sub>은 Schmertmann(1983) 및 Riggs(1986)에 의한 실측된 햄머 에너지에 대한 보정값이다.

또한 Bowles는 기초폭이 큰 Mat기초에서 기초 하부 2B이상의 흙이 지지력에 영향을 미치는 경우에 대하여 Meyerhof식에서 50%를 증가시킨 수정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$q_a(kN/m^2) = \frac{N}{F_2} K_d \text{ (침하량 25mm 기준)} \quad (6)$$

$$q'_a(kN/m^2) = \frac{\Delta H_j}{\Delta H_o} q_a \quad (7)$$

여기서,  $\Delta H_j$  = 임의의침하량(계측된침하량),  $\Delta H_o$  = 25mm

(4) D'Appolonia et al(1968)

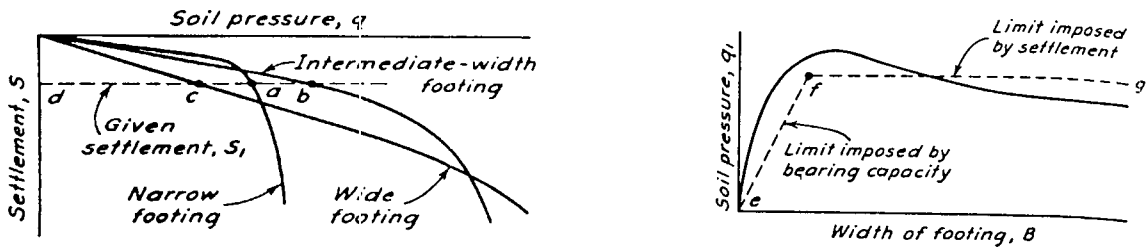
D'Appolonia et al은 Meyerhof에 의해 제안된 식이  $N_{55}$ 값이 다음과 같은  $C_N$ 에 의해 보정되었을 때 적합함을 제안하였으며, 보정식은 다음과 같다.

$$q_d(kN/m^2) = C_N \frac{N}{F_1} K_d \quad B \leq F_4 \quad (8)$$

$$q_d(kN/m^2) = C_N \frac{N}{F_2} \left(\frac{B+F_3}{3}\right)^2 K_d \quad B > F_4 \quad (9)$$

여기서,  $C_N = \left(\frac{95.76}{p'_o}\right)^{\frac{1}{2}}$

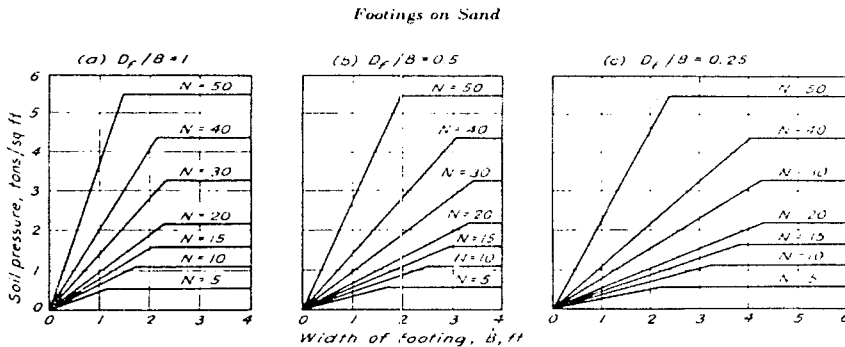
(5) Peck, Hanson & Thornburn(1974)에 의해 제안된 방법



(a) (b)

<그림 4> 기초폭에 따른 지반반력 관계도

Peck, Hanson & Thornburn는 균질한 사질토지반에서 현장재하시험으로부터, 기초폭에 따른 지반반력관계로부터(<그림 4(a)>) 일정 침하량 기준 기초폭에 따른 지지력의 상관관계가 일정범위 내에서는 선형적 거동과 수렴함수의 관계성을 통해 나타냈다. 이를 모식화하여 나타낸 것이 (b)의 efg선으로서, 이를 근거로 <그림 5>와 같은 지지력 추정방법을 제안하였다.



<그림 5> 사질토지반에서 얇은기초의 허용지지력도

<그림 6> 상재압에 대한 보정

즉, Peck 등은 Terzaghi에 의해 제안된, SPT 시험을 통한 얇은 기초의 지지력값이 안전측인 점을 고려하여 25mm침하량에서 발생하는 지반의 지내력과 N값 및 문힘깊이의 관계를 유효상재압 및 지하수위에 대한 보정을 통하여 다음과 같이 도식화된 경험적 방법을 제안 하였다.

그리고, 그는 지하수위에 대한 보정으로 다음식을 제안하였다.

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D_f + B} \quad (10)$$

여기서,  $D_w$  = 지하수위 위치,  $D_f$  = 기초의근입깊이

(6) Parry(1977)에 의해 제안된 경험적 방법

Parry는 사질토지반에서  $N_{55}$ 에서 추정된 내부마찰각( $\phi$ ) 기준으로  $N_q$ 와  $N_\gamma$ 을 역산에 의해 구하여, 다음과 같은 식을 제안하였다.

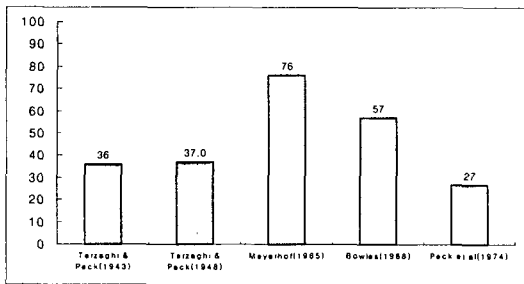
$$q_a(kN/m^2) = 30N_{55} \quad (D \leq B), \quad (11)$$

$$\phi = 25 + 28\left(\frac{N_{55}}{q}\right)^{\frac{1}{2}}$$

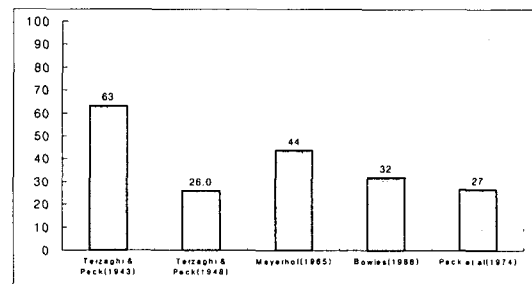
여기서,  $\bar{q}$  = 평균  $N_{55}$  위치에서의 유효상재압

### 2.3 적용 “예”

상기 제안방법별 허용지지력 값의 편차를 확인하기 위해 다음 가정조건에서의 지지력 값은 다음 <그림 7>과 같다. 기초폭에 따라 지지력 값은 상반된 결과를 나타내는데, 작은 경우는 이론적 방법이 대체적으로 경험적 방법의 75~210%이나, 기초폭이 큰 경우는 역으로 경험적 방법의 40~70%의 경향을 보인다. 이같은 해석결과에 대해 기초폭에 따라, 그 경향을 보면 다음 <그림 8>과 같다.



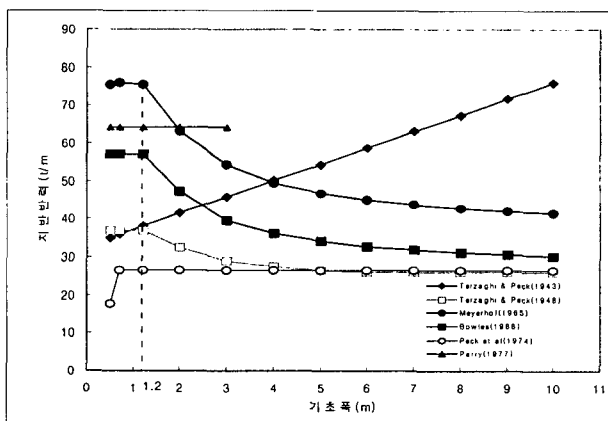
(a) 기초폭 0.7m



(b) 기초폭 7.0m

<그림 7> 제안자별 지지력 비교

B=L(기초폭)	D(근입깊이)	G.W.T	C(점착력)	$\phi$ (내부마찰각)	$\gamma$	N-Value	$N_{55}$
(a) = 0.7m (b) = 7m	3m	GL(-)0m	0 t/m <sup>2</sup>	36° (Peck et al)	1.9t/m <sup>3</sup>	30	21



<그림 8> 기초폭에 따른 지지력 비교

이론적인 방법에 의한 지지력값은 기초폭이 커질수록 선형적으로 증가하는 반면, 경험적 방법은 대체로 기초폭 1.2m를 기준으로 서서히 일정값에 수렴하고 있음을 알 수 있다. 경험적 방법중 N-Value를 보정하지 않은 Meyerhof(1965)의 값은 Terzaghi & Peck의 값보다 약 두배가량 크며, 상재압 및 지하수위를 고려한 Peck et al(1974)의 값은 Terzaghi & Peck 제안값과 유사한 경향을 보이는 것으로 나타났다. 단, 계산에 적용된 값은 지하수위가 지표면에 위치하며, 기초의 근입깊이가 3m에 위치한 가정 조건이므로, 이러한 변수 및 지반조건이 변할 경우, 지지력 값은 크게 변할 수 있다.

이에 비해 수정 N-Value를 적용한 Bowles(1988)값은 Meyerhof(1965)와 Terzaghi & Peck(1948) 결과치의 중간값을 유지하는 것으로 나타나며, 기존 결과값으로부터 추론해 볼 때, 현실적으로도 적용상 무리가 없을 것으로 예상된다. 그러나, 경험적인 지지력의 추정은 그 한계성에 대한 충분한 이해없이 무분별하게 사용되었을 때, 많은 문제점을 내포한다. N-Value가 크게 다른 다층토지반이나, 점성토가 혼재된 사질토지반에서는 적용의 제한을 받으며, 단순히 차트를 이용한 지지력 산정은 침하량의 변화에 따른 지지력의 변화를 고려할 수 없다는 문제점을 안고 있다.

## 2.4 N-Value를 이용한 침하량 산정

### 2.4.1 이론적 배경

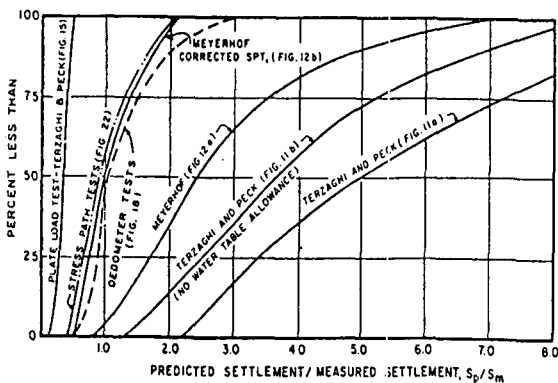
N-Value를 이용한 허용지지력 산정 제안식들은 허용침하량(1in)내에서의 지내력 산정방법이기 때문에 통상적으로 지내력으로 인정한다. 그러나 구조물 특성상 침하기준이 별도 필요한 경우, 경험적 방법으로 허용 침하량을 산정할 수 있다. 이에 과거로부터 추정된 산정방법들을 보면 다음과 같다.

Terzaghi & Peck(1948)	Meyerhof(1965)	Bazaraa(1967)
$S(\text{inch}) = C_w C_D \times \frac{3P}{N} \left(\frac{2B}{B+1}\right)^2$	$S(\text{inch}) = C_w C_D \times \frac{2P}{N} \left(\frac{2B}{B+1}\right)^2$	$S(\text{inch}) = C_w C_D \times \frac{2P}{N} \left(\frac{2B}{B+1}\right)^2$
$C_w = 1.0$ (for $D_w \geq 2B$ ), $C_w = 2.0$ (for $D_w \leq B$ ), $C_D = 1.0 - \frac{D}{4B}$	$C_w = 1.0, \quad C_D = 1.0 - \frac{D}{4B}$	$N_B = \frac{4N}{1+4\sigma_v}$ (for $\bar{\sigma}_v \leq 0.75 \text{ t/ft}^2$ ) $N_B = \frac{4N}{3.25+4\sigma_v}$ (for $\bar{\sigma}_v > 0.75 \text{ t/ft}^2$ ) $C_w = \frac{\sigma_v}{\sigma'_v}, \quad C_D = 1.0 - 0.4\left(\frac{\gamma D}{P}\right)^{1/2}$

D'Appolonia는 현장 계측 자료를 근거로 Meyerhof가 제안한 침하량값이 과대하게 산정된 점을 고려하여, 상재압에 따라 N-Value를 보정하여 실측값과 유사한 결과를 유도하였다. 그 결과는 <그림 9>와 같다. 침하량 산정을 위한 경험적 방법은 측정된 N-Value의 신뢰성과 보정시 고려해야할 유효 상재압, 흙의 크기, 형상 및 지하수의 영향에 따라 설계자의 판단이 상당히 중요한 부분을 차지한다. 또한, 사질 토지반의 압축성 변화를 고려할 수 없다는 문제점을 내포한다. 따라서, 등가 N-Value에 대한 평가가 침하량산정에서 중요한 의미를 갖는다.

### 2.4.2 수정 N-Value 적용배경

D'Appolonia(1968)는 기존제안식에 따른 침하량 산정에 있어서 예측치와 현장 측정값이 2배이상 차이가 나타남을 입증함으로써, 상기 제안식을 동일한 조건에서 비교분석한 결과 <그림 9>과 같이 제안자에 따라 그 신뢰성의 범주가 큰 것으로 나타나며, N-Value를 수정한 Meyerhof의 제안식이 신뢰성면에서 가장 높게 나타나는 것을 입증하였다. 각 제안자별 침하량 추정값과 실측된 값을 비교한 결과는 다음과 같다.



<그림 9> 침하량 측정 비교도

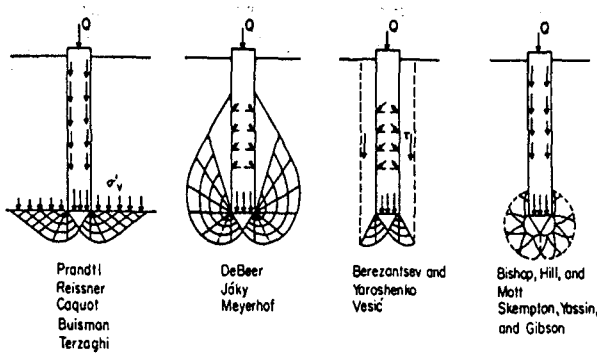
분석결과 <그림 9>와 같이 유효 상재압에 대해 수정된 N-Value를 이용한 Meyerhof의 식이 편차가 가장 작으며 침하량비( $S_p/S_m$ )가 1에 가장 근접한 것으로 나타났다. 수정되지 않은 Meyerhof와 Peck & Bazaraa에 의해 산정된 침하량은 서로 유사한 침하량 결과를 나타낸다. 반면, Terzaghi & Peck의 제안 침하량은 측정된 침하량에 비하여 두배가량 과다산정된 것을 알 수 있다. 설계에서 침하량 산정을 위하여 수정된 SPT를 이용한 Meyerhof식을 사용한다는 것은 50%의 신뢰도에서는 안전측의 설계를 유도할수 있다.

### 3. Deep Foundation

#### 3.1 선단지지력

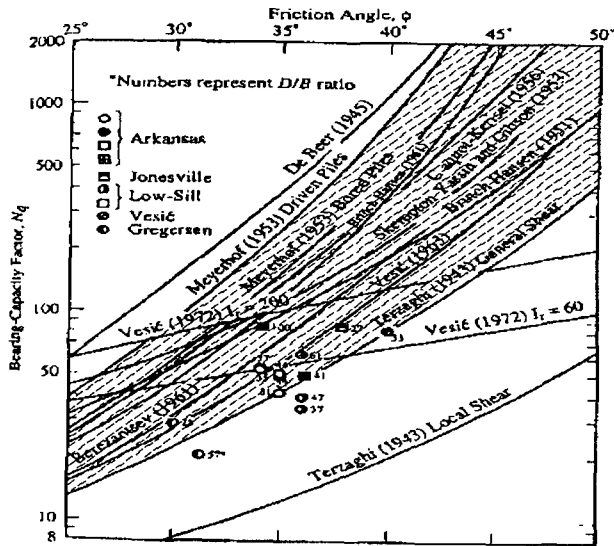
##### 3.1.1 이론적 배경과 개념

깊은기초의 선단지지는 얕은기초의 파괴개념에 이론적 접근모델을 도입한 개념으로, 제안자들에 따라 그 파괴개념이 다소차이가 있으나 일반 개념모델은 <그림-10>과 같다. 즉, 현위치 거동은 지반특성과 파일 Size, 하중규모에 따라 다르게 나타나므로 불확실성을 명확히 규명하기 어려우나 일반적인 파괴형태는 편칭전단파괴로 가정하며, 그에 따른 수치해는 명확히 규명하기 곤란하다.



<그림 10>은 파괴모델을 갖는 제안자별 파괴이론으로서 지반을 균질한 강소성체 또는 탄성체로 가정하여 소성론 또는 탄소성론을 적용하여 지반의 극한지지력을 해석하는 방법이다. 본 이론을 통해 해석된 선단지지력 값은 지지력 계수값( $N_q$ )에 따라 크기가 좌우되며, 사질토 지반에서의 선단지지력은 통상적으로  $Q_b = q' N_q = r D_f N_q$ 로 나타낸다.

<그림 10> 깊은기초의 파괴형태



<그림 11>각방법별  $\phi$  값에 따른  $N_q$ 값의 변화

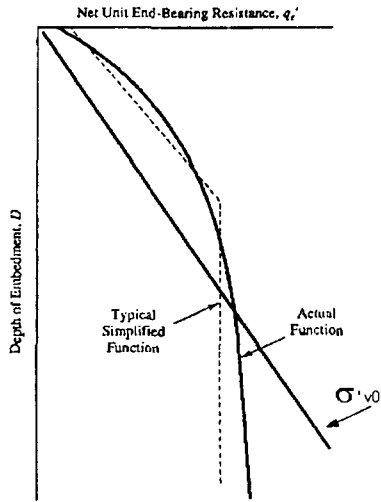
또한, 지지력 산정시 이론식에 의할 경우 대부분 내부마찰각에 따른  $N_q$ 값의 범위가 크게 나타나며, 말뚝근입심도 증가에 따라 과대한 지지력이 산출되는 것으로 나타난다.

<그림 11>은 Coyle and Castello가 각 지지력 이론에 따라 내부마찰각( $\phi$ )과 지지력 계수  $N_q$ 의 상관성을 나타낸 것으로 빗금친 영역은 통상적으로 사용되는  $N_q$ 값의 범위이다.

이에 근거하여 지지력을 산출한 【표-1】를 예로볼 때  $N_q$ 별로 산출되는 지지력은 680~2050  $t/m^2$ 으로 약 3배 이상의 차이가 발생하며, 각 방법별 그 편차가 크기 때문에 지지력의 정량적 분석이 곤란한 상황이다.

【표 1】 지지력의 변화( $\phi = 40$ )

구분	Terzaghi General Shear	Vesic	Meyerhof
지지력 ( $t/m^2$ )	680	930	2,050



<그림 12> 원지반의 거동

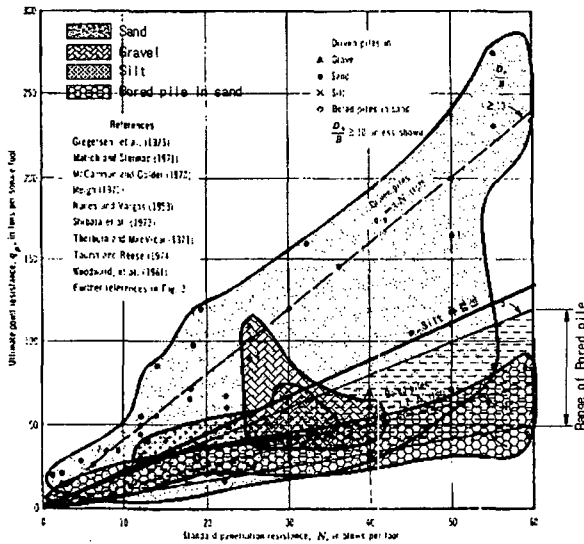
<그림 12>은 실제 지반의 거동을 Kulhawy와 Kraft가 실험을 통해 나타낸 것으로서 선단지지력은 임의의 깊이까지는 심도증가에 따라 같이 증가하는 양상을 보이거나 그 한계를 넘어서면 심도증가에 관계없이 일정한 값을 보이는 것을 제안했다.

즉, 말뚝 지름의 10~20배의 관입깊이에서 최대 선단저항값에 도달하며, 말뚝이 더 깊이 타입되어도 이 값을 초과하지 않는다는 것이 연구로 밝혀졌다(Vesic).

따라서 기존이론은 소성이론(theory of plastics)을 토대로 토사의 압축성이 무시된 상태에서 전단특성만이 고려되었으며, 일부 공동확장이론(theory of cavity expansion)이 적용된 방법(Vesic)도 있으나, 이때 지반내에서의 말뚝 거동은 전단특성 외에 변형특성등을 고려하여 적용해야 한다.

### 3.1.2 경험적 방법(N-Value 이용)

현재 국내에서 많이 사용되고 있는 대표적인 경험적 방법은 Meyerhof(1976)의 방법이 있다. 이 방법은 1976년 Meyerhof가 사질토 지반에서의 항타말뚝과 매입말뚝의 지지력과 N-Value, 현장 재하시험 결과를 비교 분석하여 제안한 방법으로서 다음 <그림 13>과 같다. 그림에서 Meyerhof는 자갈 및 모래지반에서는  $Q_b = 4N_z b / B \leq 40N (t/m^2)$ , 비소성 실트질 지반에서는  $Q_b = 30N (t/m^2)$ 의 관계성을 제안하였다.



<그림 13>선단지지력의 추정(N-Value 이용)

자갈 및 모래지반인 경우 Meyerhof의 지지력 상한치는 40N으로 제안되었다. 그러나 국내에서 실시한 항타말뚝에 대한 재하시험 결과를 바탕으로 이명환(1994)은 국내지반에서의 극한 선단지지력은 30N을 초과하지 않을것이라고 권고하였으며, 국내의적으로 실측된 말뚝지지력 값을 참조할 경우 40N은 무리가 있는 것으로 판단하여 30N을 수정하여 사용하고 있다.(최대 선단지지력 값은 1500t/m<sup>2</sup>으로 제안) 한편, 일본의 경우는 선단지반이 사질토로 말뚝길이가 직경의 10배 이상인 경우에는 30N 적용을 원칙으로 하며, 한계값으로 모래층에서는 1000t/m<sup>2</sup>, 모래자갈의 경우에는 1500t/m<sup>2</sup>을 사용하고 있다.

<그림 13>은 기존 제안식을 분석한 것으로 자갈층 지반은 선형관계식으로 나타내기에는 무리가 있으며, Sand 층에서의 N-Value<20인 경우는 상관성이 비교적 높으나, 20이상인 경우와 자갈층의 경우는 N-Value의 신뢰도는 대단히 낮은 것으로 나타났다.

또한, Silt 지반의 경우에는 어떤 상관성 분포를 보이지 않으며, 원 제안자인 Meyerhof가 제안한 30N 보다 작은 22N 정도로 추정된다.

그러므로 원 제안자인 Meyerhof의 제안값은 신뢰성이 높다고 볼 수 없으며, 제안된 식을 전지반에 적용하는 것은 무리가 있는 것으로 판단된다.



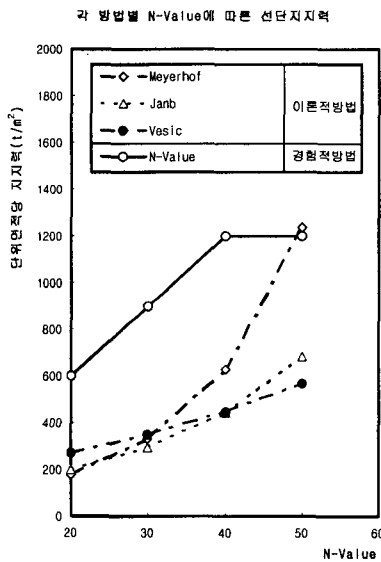
• Meyerhof 제안

(Meyerhof, 1976)		⇒	국내적용(구조물기초설계기준,1997)
항타 말뚝	$Q_b = \frac{4NZ_b}{B} \leq 40 \text{ N (자갈, 모래)}$ $\leq 30 \text{ N (실트)}$		$Q_b \text{ max} = 30 \text{ N} \leq 1500 \text{ t/m}^2$ $N_{\text{max}} = 40$ 으로 적용(도로교 시방서)

Meyerhof가 제안한 방법은 지층별, 시공방법별 현장시험결과를 분석하여 추정된 방법으로서 실측자료의 한계성과 분석 결과자료의 불확실성으로 인해 실무에서 직접 적용하기에는 한계가 있다. 또한 N-Value를 이용하여 지반의 지지력을 산정하므로 지층조건(상부지층상태, 유효상재하중, 지하수위 등)이 고려되지 못하며,  $N > 50$  이상인 지반에서 극한 선단지지력 동일하게 산출되는 문제가 있음.

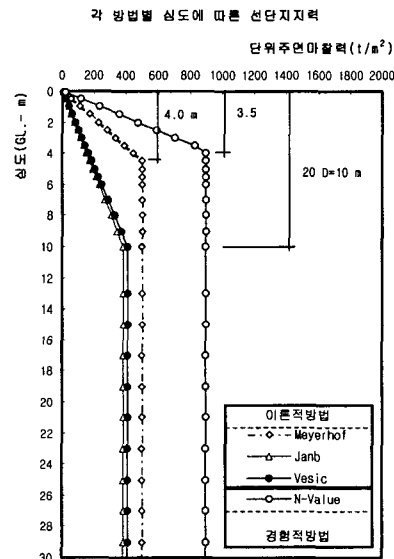
3.1.3 제안식의 비교검토

<그림 14, 15>은 정역학적 지지력공식과 경험식(N-Value)을 이용하여 추정된 선단지지력의 관계성을 나타낸 것으로서 <그림 14>와 같이 N-Value에 따른 지지력값은 이론적 방법에 비해 경험적 방법이 N-Value 40이하에서는 2배이상 큰 것으로 나타났다.



가정조건 : N-Value = 30, 40, 50  
원지반 단위중량(1.8t/m<sup>3</sup>), 지표까지 포화  
내부마찰각 =  $\sqrt{(12N)+15}$  로 산정

<그림 14>N-Value에 따른 선단지지력



가정조건 : 원지반 단위중량(1.8t/m<sup>3</sup>), 지표까지 포화  
내부마찰각 = 35°

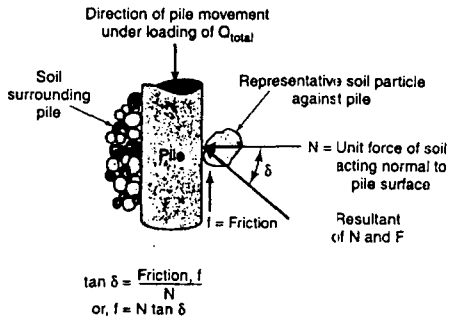
<그림 15>심도별 선단지지력

<그림 15>는 동일한 조건하에 심도별 지지력을 산정한 것으로 이론적 방법이 심도의 증가에 따라 지지력 증가를 나타내는 것은 유효상재하중의 영향에 기인한 것으로 판단되며, 20D 부터는 일정하게 제한하도록 할 경우 경험적 방법이 약 2배이상 큰 것으로 나타났다. 그러므로 이론적 방법과 경험적 방법(N-Value이용)을 비교 검토한 결과 N-Value가 30 ~ 40사이에는 약 2배이상의 지지력차를 보이는바 적용방법상 신중히 판단해서 결정해야 할것으로 판단된다.

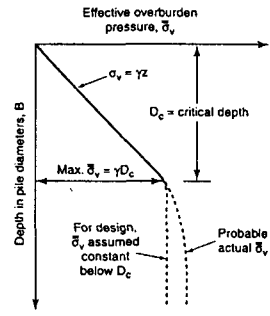
### 3.2 주면마찰력

#### 3.2.1 이론적 개념

사질토의 단위주면마찰력( $f_s$ )은 <그림 16>과 같이 말뚝주면에 작용하는 측압( $K$ )과 지반과의 마찰각( $\delta$ )으로 발현되며, 이같은 단위주면마찰력은 근입깊이에 비례하여  $f_s = \beta \sigma_v = (K \tan \delta) \sigma_v$ 의 식이 성립되나 한계깊이이상에서의 단위주면마찰력<그림 17>은 일정한 값이 되어 더 이상 증가하지 않는다.(David F. McCarthy)

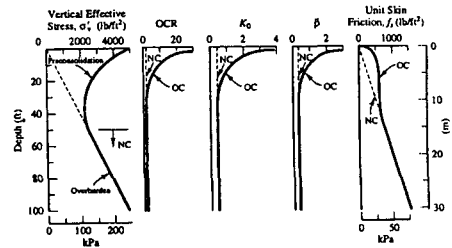


<그림 16>주면마찰력 발생모식도



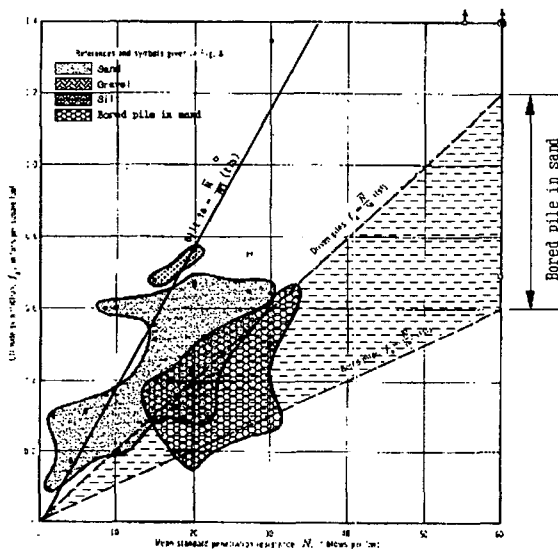
<그림 17>주면마찰력의 발생모식도

이때 사질토 지반에서의 단위주면 마찰력 발현에 관계되는 요소 OCR,  $K_o$ ,  $\beta$ ,  $\sigma_v$ 중 가장 영향력이 큰 요소는 유효응력( $\sigma_v$ )항이다.



<그림 18>단위 주면마찰력의 발생요소

#### 3.2.2 경험적 방법(N-Value 이용)



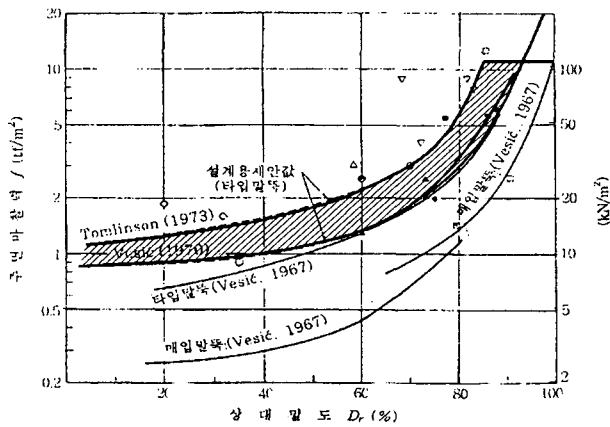
<그림 19> 단위 주면마찰력의 선정(Meyerhof, 1976)

<그림 19>는 Meyerhof(1974)가 사질토지반에서의 현장재하시험 결과와 N-Value의 관계를 나타낸 것으로서 시공방법별 관계성을 보면 항타말뚝인 경우는  $f_s = 0.2 N$ , 매입말뚝의 경우에는  $f_s = 0.1 N$ 을 제안하였다.

Meyerhof(1974)의 제안자료를 분석해 보면 단위주면마찰력은 지층에 관계없이 현장에서 측정된 주면마찰력값의 분산이 커 일정한 관계를 찾기 어려우며, 선형관계를 나타내기에는 그 편차가 커서 불확실성을 안고 있다는 것을 알 수 있다.

특히, 실트질 지반의 경우에는 0.4 N으로 추정되는 것으로 나타났다.

<그림-20>은 설계에 이용되는 지반의 상대밀도와 주변마찰력의 분포를 나타낸 것으로 상대밀도와 N-Value의 상관관계로부터 주변마찰력을 추정한 것이다.



<그림 20> 단위 주변마찰력과 상대밀도의 관계 [ Vesic(1970), Tomlinson(1973) ]

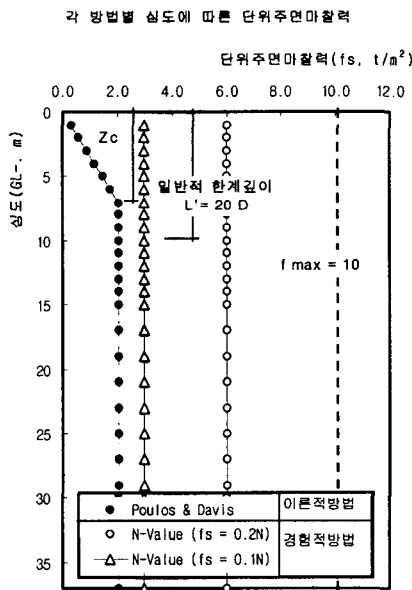
• N-Value에 따른 상대밀도(사질토)

N-Value	상대밀도 (%)
0 ~ 4	대단히 느슨 (15)
4 ~ 10	느슨 (15~35)
10 ~ 30	중간 (35~65)
30 ~ 50	조밀 (65~85)
50이상	대단히 조밀 (85~100)

• 주변마찰력의 추정식

- 타입말뚝 :  $f_s = 0.1 N$  ( $t/m^2$ )
- 매입말뚝 :  $f_s = 0.02 N$  ( $t/m^2$ ,  $N < 30$ )
- :  $f_s = 0.04 N$  ( $t/m^2$ ,  $N > 30$ )

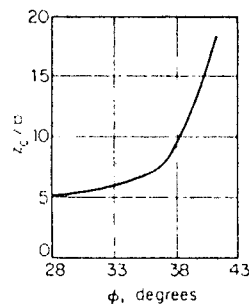
### 3.2.3 단위주변마찰력(fs) 산정식의 비교검토



가정조건 : 말뚝의 직경 : 0.508 m,  
평균 N-Value : 30

<그림 21> 단위주변마찰력의 비교

<그림 21>은 가정된 조건(N-Value = 30)에서 이론적인 방법과 경험적인 방법별 단위 주변마찰력을 산정 비교한 결과이다.



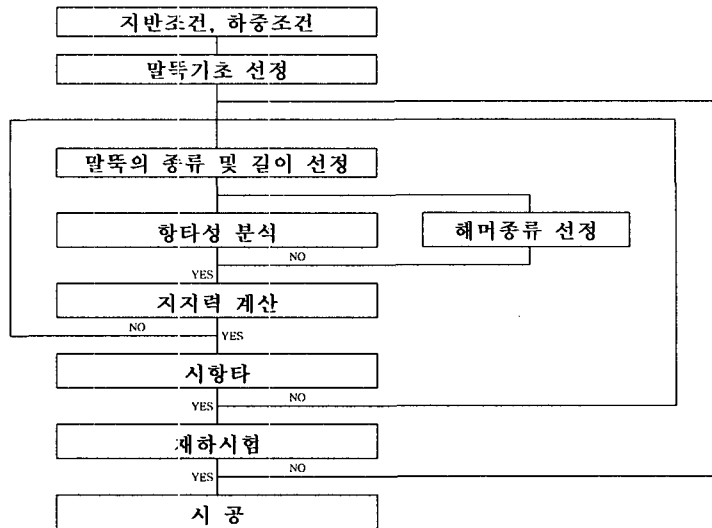
< 그림 22 > 한계깊이(Zc)

이론적인 방법은 Meyehof에 의한 경험적 방법( $f_s=0.2N$ )에 비해 제한된 심도내에서 약1/3 수준이며, 한계심도( $Z_c$ , Poulos & Davis)이상에서는 일정하게 수렴하는 것으로 나타났다. 또한, Tomlinson(1973) 추정식 ( $f_s=0.1N$ )과는 한계심도하에서 유사한 경향을 보이는 것으로 나타났다.

따라서, 한계깊이( $Z_c$ )까지는 유효응력( $\sigma_v$ )의 증가에 따른 주변마찰력이 증가하나, 이 같은 주변마찰력의 증가는 대략 말뚝직경의 20배( $20D$ )까지 이며, 그 이후부터는 일정한 값을 나타내는 것을 알 수 있다.

즉, 경험적인 방법은 말뚝의 시공방법(항타말뚝과 매입말뚝)에 따라 단위주변 마찰력을 다르게 산정할 수는 있으나, 횡방향 마찰력이  $15 \sim 20D$ 까지는 선형적으로 증가하나 그 이상에서는 일정해지는 실제지반의 거동과는 상이하므로 향후 많은 자료의 축적과 연구를 통하여 단위주변 마찰력과 N-Value와의 관계를 규명한 뒤 적용하여야 할 것으로 판단된다.

또한, 말뚝의 설계시에는 지반의 조건에 부합되는 항타성 분석을 반드시 수행하여 말뚝기초의 시공가능성을 검토하여야 하며, <그림-23>은 이같은 설계절차를 나타낸 것이다.



<그림 23> 말뚝기초의 설계순서도

분석결과에 대해 검토한 결론은 다음과 같다.

- 얕은기초의 지지력이론을 말뚝기초에 적용하는 이론적 방법은 적용이론의 한계성으로 인해 실무에 적용하는데는 무리가 따르며, 경험적인 방법 또한 실측자료의 수가 빈약한 상태에서 적용식의 신뢰성에 문제가 있는 것으로 판단된다.
- 그러므로 현재 국내에서 많이 사용되고 있는 여러 제안식들은 설계단계에서의 개략적인 지반의 지지력 예측에만 사용되어야 하며, 실제 시공시에는 시험시공과 재하시험을 통하여 결정하여야 할 것으로 판단된다
- 말뚝 근입깊이에 따른 지지력 증가의 제한 (20D)는 실제조건에 비추어 볼 때 타당할 것으로 판단된다.
- 설계단계에서 이론적, 경험적 방법에 따른 지지력 예측은 관입방법에 따라 차이가 나타나며, 특히, 관입성이 고려되지 않은 상황에서의 지지력 예측은 무의미 할 수 있다.

#### 4. 결론

사질토 지반에서 N-Value를 이용한 지지력 및 침하량 산정은 간편성 및 적용성으로 인하여 설계에 폭 넓게 이용되고 있는 것이 현실이다. 그러나, 측정된 N-Value 자체의 신뢰도 뿐아니라, 적용상의 한계점을 간과하는 경우가 많다. 많은 국내외 연구자들에 의해 시험장비에 대한 보정은 정립되고 있으나 설계에서 적용은 미흡한 상황이다. 또한, N-Value에 영향을 미치는 요소들에 대한 보정 및 판단에 대한 설계자의 세심한 고려를 요하며, 최적설계를 위하여 국내에서도 설계된 지지력에 대한 현장검증을 통한 자료축척이 이루어져야 하며, 이를 통계분석을 이용한 경제적이고, 안전한 설계를 유도하여야 한다.

#### 5. 참고문헌

1. Terzaghi, K., Ralph B. Peck, and G. Mesri (1996). Soil Mechanics and Engineering Practice, New York, John Wiley & Sons, pp. 386-456.
2. Hunt, R. E. (1986), Geotechnical Engineering analysis and Evaluation, New York, McGraw-Hill, pp. 367-381
3. Meyerhof, G. G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," J. of Geotechnical Engineering, Vol. 102, pp. 197-228