

얕은기초의 지지력 산정방법에 관한 비교 연구

Comparison of Bearing Capacity Calculation Methods for Shallow Foundations

천병식¹⁾, Byung-Sik Chun, 이정훈²⁾, Jung-Hoon Lee, 김수봉³⁾, Soo-Bong Kim

¹⁾ 한양대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Hanyang University

²⁾ 쌍용건설 토목기술부, Civil Engineering Technology Dept., Ssangyong E & C Co. Ltd.

³⁾ 한양대학교 대학원 토목공학과 석사과정, Graduate student, Dept. of Civil Engineering, Hanyang University

SYNOPSIS : The current practice of estimating bearing capacity usually employs the conventional bearing capacity formula originally developed for strip footings under vertical central loading. In order account for the effect of footing shape and eccentricity and inclination of loads, correction factors are introduced in the formula, which are derived based on a number of small-scale model test observations.

In this paper, comparison of several formulations of bearing capacity factors, as well as values of these factors, are presented. And the conventional bearing capacity equations are compared with some of other failure loci proposed for cohesive soil. Also, the bearing capacity of shallow foundation estimated by the conventional bearing capacity equations are compared with the experimental load test results.

Key words : bearing capacity, shallow foundation, failure loci

1. 서론

기초의 지지력은 토질역학 및 기초공학 분야에서 주된 관심대상중의 하나이다. 이론적 또는 실험적인 방법을 통해 지지력에 관한 많은 연구가 이루어져 왔으며, 대부분의 지지력 산정방법은 Prandlt(1920)과 Reissner(1924)의 연구에 바탕을 두고 있다. Prandlt-Reissner 방법에서는 고려하지 못했던 기초의 형상 및 경사하중 등을 고려하기 위해 여러 연구자들은 지지력 이론식을 수정하거나 새로운 지지력 이론을 제안하였다.

근래에 와서는 기존의 지지력 이론식 대신 조합하중(수직하중, 수평하중, 모멘트가 동시에 작용)이 작용하는 특정한 기초에 대한 파괴포락선 및 면과 이를 표현하는 파괴방정식(failure equation)을 몇몇 학자들이 제안하였다(Murff, 1994; Bransby and Randolph, 1998; Taiebat and Carter, 2000).

본 논문에서는 얕은기초의 지지력 산정시 많이 이용되는 고전적인 지지력 이론식(Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic)을 비교 분석하고 재하시험결과와 비교를 통해 그 적용성을 파악하였다.

이론적인 지지력 공식에 포함되어 있는 지지력계수를 먼저 비교 분석하고, 지지력 공식을 무차원화하여 조합하중(수직하중, 수평하중, 모멘트)이 작용하는 기초의 파괴포락선을 산정해 지지력 특성을 파악하였다

2. 이론적 배경

2.1 전통적인 극한지지력 이론

Terzaghi(1943)는 중첩법을 이용하여 얕은기초의 지지력 산정식을 제안하였으며, 다음과 같다.

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (1)$$

여기서, c 는 흙의 점착력, q 는 기초 근입심도에서의 상재하중, γ 는 흙의 단위중량, B 는 기초의 폭이며, N_c , N_q 및 N_γ 는 지지력계수이다. 흙은 소성영역에서 비선형 거동을 함으로 중첩법을 이용한 Terzaghi의 지지력 이론은 실제 흙의 거동과 맞지 않는다. Meyerhof(1951, 1963)는 기초저면이 거친 얇은기초와 깊은기초에 대한 지지력 이론을 발표하였다. 파괴 메커니즘은 Terzaghi의 가정과 비슷하지만, Terzaghi가 기초저면 위쪽의 흙을 상재하중으로 간주해 전단저항을 무시하는데 반해, Meyerhof는 파괴면이 대수나선과 직선으로 지표면까지 연장된다고 가정하여 전단저항을 고려하였다. 또한, 기초의 형상, 하중경사, 기초의 근입영향을 고려하기 위해 지지력 공식에 수정계수를 적용하였다.

Hansen(1961)과 Vesic(1973)은 Meyerhof의 이론을 확장하여 다음과 같은 일반적인 지지력공식을 제안하였다.

$$q_u = cN_c \zeta_{cs} \zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{cg} \zeta_{ct} + qN_q \zeta_{qs} \zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qg} \zeta_{qt} + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma g} \zeta_{\gamma t} \quad (2)$$

여기서, ζ_{cs} , $\zeta_{\gamma s}$, ζ_{qs} 는 형상계수, ζ_{cd} , $\zeta_{\gamma d}$, ζ_{qd} 는 심도계수, ζ_{ci} , $\zeta_{\gamma i}$, ζ_{qi} 는 하중경사계수, ζ_{cg} , $\zeta_{\gamma g}$, ζ_{qg} 는 지반경사계수, ζ_{ct} , $\zeta_{\gamma t}$, ζ_{qt} 는 기초저판 경사계수이다.

2.2 조합하중이 작용하는 기초의 지지력

조합하중이 작용하는 기초의 파괴포락선을 산정하기 위한 연구가 이루어져 왔으며, 주로 포화된 점성토 지반의 지표면에 설치된 원형기초에 대한 연구가 급속하중재하 및 비배수조건($\phi = 0$, $c = s_u$)하에서 이루어졌다.

Bolton(1979)은 경사하중이 작용하는 띠기초(strip foundation)의 지지력 산정식을 제안하였다. 원형기초를 고려해 형상계수, $\zeta_s = 1.2$ 를 적용하여 Bolton의 지지력 산정식을 수정하면 다음 식 (3)과 같다.

$$\frac{V}{A} = 1.2s_u \left[1 + \pi - \arcsin\left(\frac{H}{As_u}\right) + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{As_u}\right)^2} \right] \quad (3)$$

원형기초에 대해 Osborne 등(1991)이 실시한 실험 연구 결과를 바탕으로, Murff(1994)는 일반적인 형태의 3차원 파괴포락면에 대한 식을 제안하였으며, 다음 식 (4)와 같다.

$$\sqrt{\left(\frac{M}{D}\right)^2 + \alpha_1 H^2} + \alpha_2 \left[\frac{V^2}{V_c} - V \left(1 - \frac{V_t}{V_c}\right) + V_t \right] = 0 \quad (4)$$

여기서, α_1 , α_2 는 상수, V_c , V_t 는 수직하중만 작용할 때 압축과 인장력에 대한 지지력이다.

V_t 는 실제 기초의 경우 인장력이 작용하게 되면 기초저판 아래 지반에 석션(suction)이 생겨 단기간에 발생하는 지지력이다. 포화된 점성토 지반에 설치된 기초에 급속하중 재하(비배수조건)시 $V_t = -V_c = -V_u$ 라고 가정하면 식 (4)는 다음 식 (5)와 같이 간략하게 표현되고, $\alpha_3 V_u D$ 와 $\alpha_4 V_u$ 는 기초에 순수하게 모멘트와 수평하중만 작용할 때의 최대값으로 볼 수 있다. 따라서, 식 (5)는 다음 식 (6)과 같아진다.

$$\sqrt{\left(\frac{M}{\alpha_3 V_u D}\right)^2 + \left(\frac{H}{\alpha_4 V_u}\right)^2} + \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 - 1 = 0 \quad (5), \quad \sqrt{\left(\frac{M}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{H}{H_u}\right)^2} + \left(\frac{V}{V_u}\right)^2 - 1 = 0 \quad (6)$$

Taiebat과 Carter(2000)는 3차원 유한요소해석 결과를 바탕으로 균질한 포화 점성토 지반의 지표면에 설치된 기초에 대한 파괴포락면을 제안하였다. 기초저판과 지반사이에는 압축 및 인장과 전단응력이 발생하는 것으로 하여 수치해석을 실시하였으며, 수치해석 결과 생성된 파괴포락면은 그림 1과 같다. 또한, Taiebat과 Carter는 일반적인 파괴방정식을 제한하였으며 다음 식 (7)과 같다.

$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^2 + \left[\frac{M}{M_u}\left(1 - \alpha_1 \frac{HM}{H_u|M|}\right)\right]^2 + \left|\left(\frac{H}{H_u}\right)^3\right| = 1 \quad (7)$$

α_1 은 토층단면도에 따른 계수이며, Taiebat과 Carter의 연구에 의하면 $\alpha_1=0.3$ 일 때 수치해석 결과와 잘 일치하였다. 그림 2는 식 (7)에 $\alpha_1=0.3$ 을 적용하여 제안식을 이용해 파괴포락면을 다시 도시한 것이다.

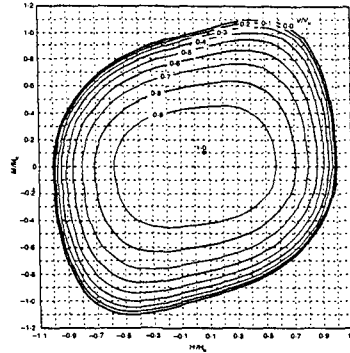
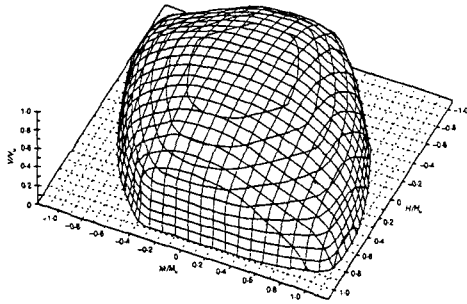


그림 1. 조합하중이 작용하는 기초에 대한 파괴포락면 그림 2. 파괴방정식으로 산정된 파괴포락면

3. 지지력 산정방법 비교

3.1 지지력계수

Terzaghi(1943), Meyerhof(1963), Hansen(1961), Vesic(1973), Chen(1975), Eurocode 7의 지지력계수를 정리하면 표 1 및 그림 3~5와 같다.

표 1. 지지력계수 비교

제안자	N_q	N_c	N_γ
Terzaghi	$\frac{a^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)}$ $a = e^{(0.75\pi - \phi/2)\tan\phi}$	$(N_q - 1) \cot \phi$	$\frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{az}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$
Meyerhof	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$(N_q - 1) \cot \phi$	$(N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Hansen	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$(N_q - 1) \cot \phi$	$1.5(N_q - 1) \tan \phi$
Vesic	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$(N_q - 1) \cot \phi$	$2(N_q + 1) \tan \phi$
Chen	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$(N_q - 1) \cot \phi$	$2(N_q + 1) \tan \phi \tan \left(45 + \frac{\phi}{5} \right)$
Eurocode 7	$e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$	$(N_q - 1) \cot \phi$	$2(N_q - 1) \tan \phi$

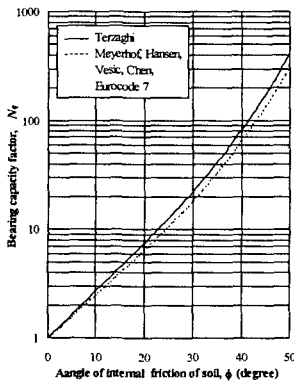


그림 3. 지지력계수 N_q

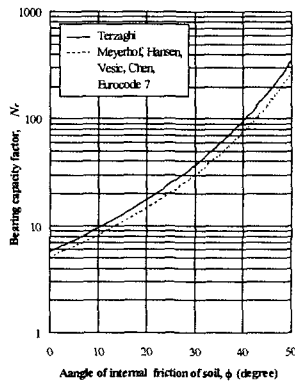


그림 4. 지지력계수 N_c

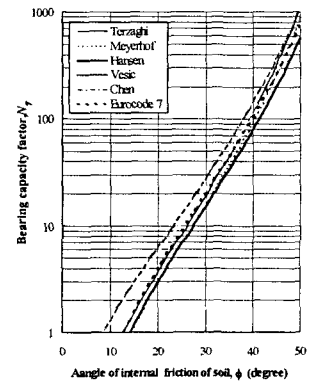


그림 5. 지지력계수 N_γ

3.4 조합하중에 대한 지지력

3.4.1 점성토 지반

순수한 점성토 지반의 지표면에 설치된 원형강성기초의 지지력을 구하기 위한 고전적인 극한지지력 산정식은 다음과 같다.

$$q_u = cN_c \zeta_{cs} \zeta_{ci} \quad (8)$$

또한, 편심하중을 받는 기초의 경우 지지력을 계산하는 데 감소된 너비의 개념을 이용하여 감소된 너비의 중심에 하중이 작용하는 것으로 가정하여 계산한다. 원형기초의 경우 편심하중으로 인해 기초의 유효면적이 감소하게 되며, 이 감소된 유효면적과 세장비는 각각 식 (9)과 식 (10)을 이용해 구할 수 있다.

$$A' = \frac{D^2}{2} \left(\text{Arccos} \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left(\frac{2e}{D} \right)^2} \right) \quad (9), \quad \frac{B'}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}} \quad (10)$$

여기서, D 는 원형기초의 직경, e 는 하중의 편심량(= M/V)이다.

(1) V-H 평면에서의 파괴포락선

고전적인 극한지지력 공식을 이용해 V-H 평면에서의 기초의 파괴포락선을 산정하기 위해 식 (8)에 하중 경사계수를 적용하였다. 또한 기초저판과 지반과의 부착력(c_a)은 지반의 점착력(c)과 같다고 가정하였다. 고전적인 극한지지력공식을 이용해 산정한 파괴포락선식과 근래 제안된 것을 비교하면 표 2와 같다.

표 2. V-H 평면에서의 기초의 파괴포락선식(점성토)

제안자	파괴포락선식	비 고
Meyerhof	$\frac{H}{As_u} = \frac{V}{As_u} \tan \left[\frac{\pi}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{1}{N_c \zeta_{cs}} \frac{V}{As_u}} \right) \right]$ $\frac{H}{H_u} = 6.17 \frac{V}{V_u} \tan \left[\frac{\pi}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{6.17}{N_c \zeta_{cs}} \frac{V}{V_u}} \right) \right]$	$N_c = 5.14$ $\zeta_{cs} = 1.2$ $\zeta_{ci} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ} \right)^2$
Vesic	$\frac{V}{As_u} = \zeta_{cs} \left(N_c - 1.5 \frac{H}{As_u} \right)$ $\frac{V}{V_u} = \frac{6.14}{\zeta_{cs}} \left(N_c - 1.5 \frac{H}{H_u} \right)$	$N_c = 5.14$ $\zeta_{cs} = 1.194$ $\zeta_{ci} = 1 - \frac{mH}{A_f c_a N_c}$
Bolton	$\frac{V}{As_u} = 1.2 \left[1 + \pi - \arcsin \left(\frac{H}{As_u} \right) + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{As_u} \right)^2} \right]$ $\frac{V}{V_u} = 0.2 \left[1 + \pi - \arcsin \left(\frac{H}{H_u} \right) + \sqrt{1 - \left(\frac{H}{H_u} \right)^2} \right]$	
Taiebat & Carter	$\frac{V}{As_u} = 5.7 \sqrt{1 - 0.94 \left(\frac{H}{As_u} \right)^3}, \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 + \left \left(\frac{H}{H_u} \right)^3 \right = 1$	
Murff	$\left \frac{H}{H_u} \right + \left(\frac{V}{V_u} \right)^2 - 1 = 0$	

여기서, V_u : 기초에 수직하중만 작용할 때 극한지지력($H = 0, M = 0$)

H_u : 기초에 수평하중만 작용할 때 극한지지력($V = 0, M = 0$) s_u : 기초지반의 비배수전단강도

그림 6은 표 2에 제시된 파괴포락선식을 그림으로 나타낸 것이다. 이 그림에서 알 수 있듯이 Taiebat과 Carter가 제안한 파괴포락선이 가장 보수적이며, 고전적인 방법들은 수평하중이 커질수록 극한지지력(수직방향)의 차이가 커지는 경향을 보인다. 그림 7은 Murff의 식을 추가해서 V/V_u - H/H_u 의 관계를 도시한 것이다.

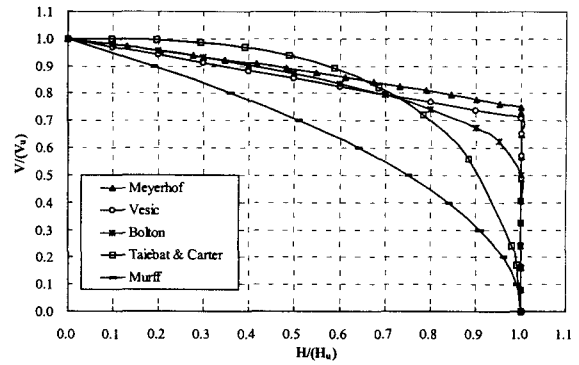
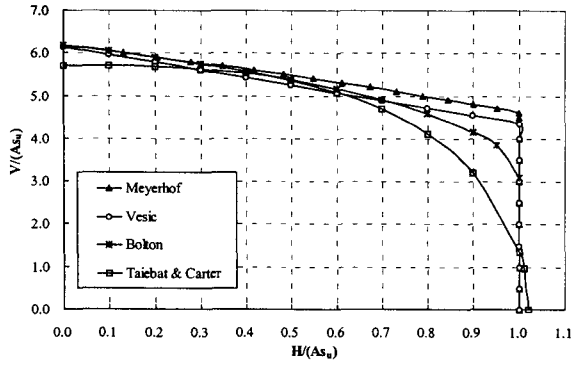


그림 6. V-H 평면에서의 파괴포락선(1) (M=0) 그림 7. V-H 평면에서의 파괴포락선(2) (M=0)

경사하중의 한계경사각은 수직력으로부터의 각도이며, Meyerhof 식으로 구한 것이 가장 작으며, Taiebat 과 Carter의 수치해석결과로 산정된 것이 가장 크게 나타났다. 하중의 경사각도가 한계경사각보다 커지게 되면 기초는 수평하중으로 인해 파괴된다.

여러 가지 방법으로 산정된 극한지지력과 경사하중의 한계경사각(critical angle)은 표 3과 같다.

표 3. 극한지지력 및 경사하중의 한계경사각

제안자	극한수직력(V_u)	극한수평력(H_u)	한계경사각	비고
Meyerhof	$6.17As_u$	$1.0As_u$	12.2°	
Vesic	$6.14As_u$	$1.0As_u$	13°	
Bolton	$6.17As_u$	$1.0As_u$	18°	
Taiebat & Carter	$5.7As_u$	$1.02As_u$	19°	유한요소해석결과

(2) V-M 평면에서의 파괴포락선

기초에 수직하중과 모멘트가 동시에 작용하는 경우, 고전적인 방법으로 극한지지력을 산정하기 위해서는 유효면적개념을 이용해야 한다. 식 (8)에 원형기초의 감소된 유효면적과 세장비를 구하는 식 (9)과 식(10)을 적용하고 편심량 $e = M/V$ 임을 이용하여 V-M 평면에서의 기초의 파괴포락선을 구하면 그림 8과 같다. 고전적인 방법과는 달리 Taiebat 과 Carter의 수치해석 결과, 수직하중이 0일 때 극한지지력 M_u 는 $0.8As_u$ 로 산정되었는데, 이는 기초저판과 지반사이에 작용하는 인장력을 고려하여 해석을 수행하였기 때문이다. 그림 8에서, Meyerhof, Hansen, Vesic의 파괴포락선은 약간의 차이는 있으나 거의 같으며, 최대 모멘트 (M_{max})는 작용 수직하중이 극한지지력 (V_u)의 약 1/2이고 편심량 (e/D)이 0.2일 때 발생하며 다음 식과 같다.

$$M_{max}/D = 0.095 V_u \quad (11)$$

또한, 고전적인 방법(Meyerhof, Hansen, Vesic)이 Taiebat 과 Carter가 제안한 것보다 모멘트가 클수록 더욱 보수적이다.

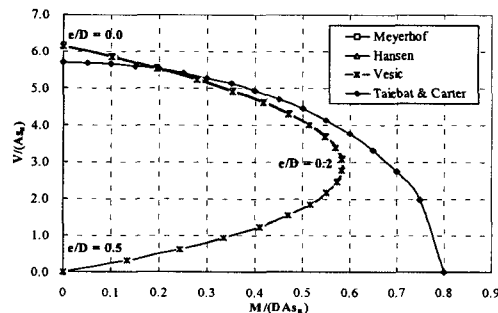


그림 8. V-M 평면에서의 파괴포락선(H=0)

3.4.2 사질토 지반

사질토 지반의 지표면에 설치된 정방형 강성기초의 지지력을 구하기 위한 고전적인 극한지지력 산정식은 다음과 같다.

$$q_u = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma i} \quad (12)$$

점성토 지반과 마찬가지로 지지력공식에 경사계수를 적용하여 기초지반의 파괴시 수직력과 수평력 관계를 무차원식으로 표현하면, 표 4와 그림 9와 같다.

표 4. V-H 평면에서의 기초의 파괴포락선식(사질토)

제안자	파괴포락선식	비고
Meyerhof	$\frac{H}{AB\gamma} = \frac{V}{AB\gamma} \tan \left[\phi \left(1 - \sqrt{\frac{2}{N_\gamma \zeta_{\gamma s}} \frac{V}{AB\gamma}} \right) \right]$	$\zeta_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ} \right)^2$
Vesic	$\frac{H}{AB\gamma} = \frac{V}{AB\gamma} \left(1 - 2.5 \sqrt{\frac{2}{N_\gamma \zeta_{\gamma s}} \frac{V}{AB\gamma}} \right)$	$\zeta_{\gamma i} = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^{m+1}$ $m = 2.5, c_a = 0$
Hansen	$\frac{H}{AB\gamma} = \frac{1}{0.7} \frac{V}{AB\gamma} \left(1 - 3.5 \sqrt{\frac{2}{N_\gamma \zeta_{\gamma s}} \frac{H}{AB\gamma}} \right)$	$\zeta_{\gamma i} = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot \phi} \right)^{\alpha_2}$ $\alpha_2 = 3.5, c_a = 0$

지반의 내부마찰각(ϕ)을 $30^\circ, 31^\circ, 32^\circ$ 의 세가지 경우로 가정하여 지지력 이론식을 비교해본 결과, 지반의 단위중량 및 내부마찰각과 상관없이 H_{max}/V_u 의 값은 각각의 이론식별로 동일하였다. 그리고 Vesic과 Hansen 식의 경우 원점에서의 초기 경사각은 내부마찰각과 상관없이 항상 각각 45° 와 55° 로 일정함을 알 수 있다. 지반과 기초저판과의 마찰각은 일반적으로 지반의 내부마찰각보다 작으므로, Vesic과 Hansen 식의 경우 수직하중이 작으면 기초는 수평하중으로 인해 파괴됨을 알 수 있다.

그림 9는 V/V_u 와 H/H_{max} 의 관계를 도시한 것으로, 지반의 내부마찰각과 상관없이 Meyerhof와 Vesic 및 Hansen의 식 모두 동일하였다.

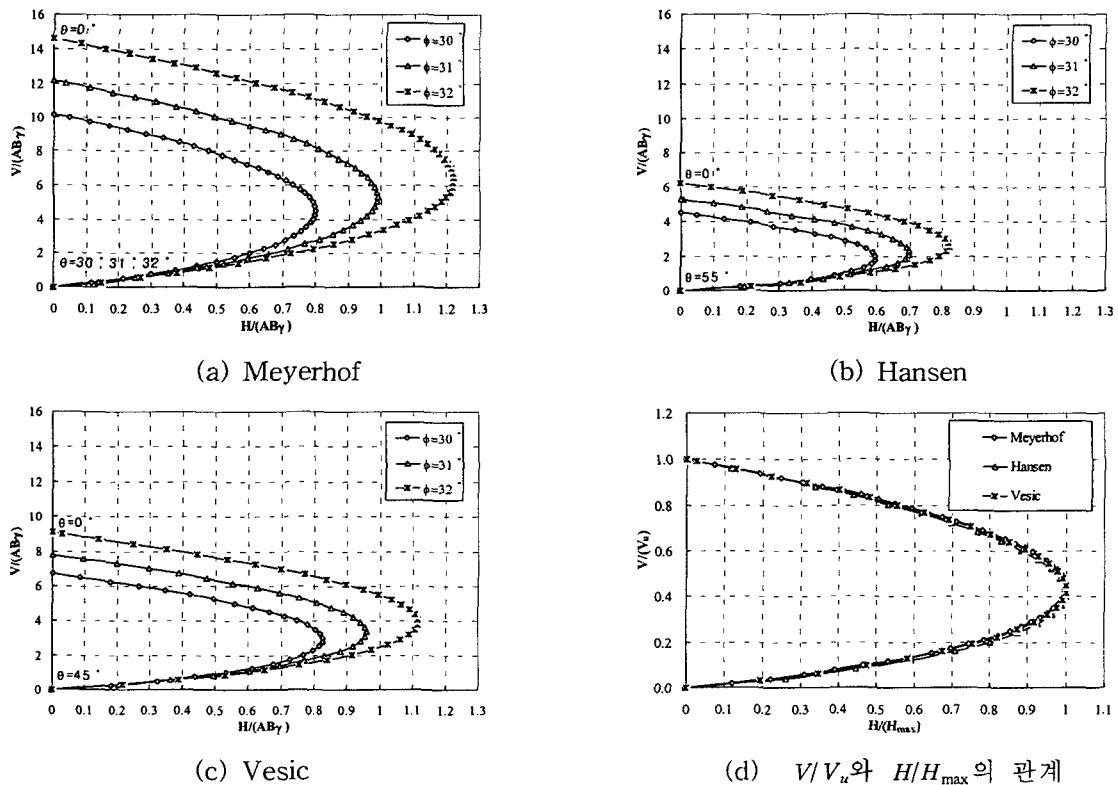


그림 9. V-H 평면에서의 파괴포락선(M=0)

표 5. 제안식별 극한지지력(V_u)과 최대수평력(H_{max}) 산정 결과

제안자	내부마찰각(ϕ)	극한수직력(V_u)	최대수평력(H_{max})	H_{max} / V_u	원점에서의 경사각
Meyerhof	30°	10.19AB γ	0.80AB γ	0.08	30°
	31°	12.18AB γ	0.99AB γ		31°
	32°	14.60AB γ	1.22AB γ		32°
Vesic	30°	4.52AB γ	0.59AB γ	0.13	45°
	31°	5.31AB γ	0.70AB γ		
	32°	6.24AB γ	0.82AB γ		
Hansen	30°	6.72AB γ	0.83AB γ	0.12	55°
	31°	7.80AB γ	0.96AB γ		
	32°	9.06AB γ	1.12AB γ		

4. 지지력 이론식과 재하시험결과와의 비교

Milovic(1965), Muhs(1969), Yetimoglu(1994)와 Leshchinsky(1990)의 시험결과와 이론식으로 산정된 지지력을 비교하면 다음 표 6 및 그림 10과 같다.

표 6. 여러 연구자에 의한 재하시험 결과

Test No.	근입깊이 (m)	기초폭 (m)	기초길이 (m)	단위중량 (kN/m ³)	내부마찰각 (°)	점착력 (kPa)	실측치 (kPa)	비고
1	0	0.5	2	15.69	39	6.37	1059.48	Muhs
2	0.5	0.5	2	16.38	36	3.92	1196.82	
3	0.5	0.5	2	17.06	41	7.8	2374.02	
4	0.5	1	1	17.06	39	7.8	3237.30	
5	0.4	0.71	0.71	17.65	22	12.75	402.21	Milovic
6	0.5	0.71	0.71	17.65	25	14.7	539.55	
7	0	0.71	0.71	17.06	20	9.8	215.82	
8	0.3	0.71	0.71	17.06	20	9.8	255.06	
9	0	0.1015	0.127	17.16	40	0	316.00	Yetimoglu
10	0	0.05	0.2	16.6	44	0	67.60	Leshchinsky
11	0	0.0381	0.2	16.6	44	0	63.25	
12	0.01	0.05	0.2	16.6	44	0	95.60	

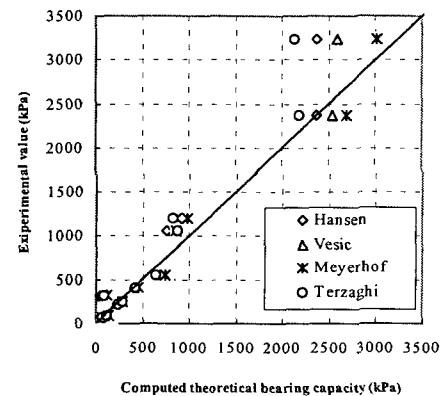


그림 10. 재하시험결과와의 비교

5. 결 론

본 연구는 얇은기초의 지지력 산정시 많이 이용되는 전통적인 지지력 이론식의 차이점을 비교 분석하고 재하시험결과와 비교를 통해 그 적용성을 파악한 것으로써 그 결과를 요약 정리하면 다음과 같다.

- 1) 흙의 내부마찰각에 따른 지지력계수 N_ϕ , N_c 값은 Terzaghi의 지지력계수를 제외하고는 모두 같으며, N_γ 값은 제안자에 따라 상당히 다르게 변하였다. 극한지지력 산정방법들을 비교함에 있어 각각의 지지력계수나 여러 가지 수정계수가 아닌 전체의 지지력으로 비교하는 것이 합리적이라고 판단된다.
- 2) 완전 점성토 지반의 지표면에 설치된 원형강성기초의 경우, 수평력과 수직력이 동시에 작용하게 되면 지반의 연직방향 지지력은 수평력이 커질수록 감소하게 된다. 또한 지지력공식으로 산정한 경사하중의 한계경사각은 Meyerhof, Vesic의 경우 각각 12.2°, 13.0° 이며, Taiebat과 Carter의 3차원 유한요소해석 결과 19°로 산정되었다. 그리고 V-M 평면에서의 파괴포락선을 비교해본 결과 고전적

인 지지력 산정방법이 Taiebat과 Carter의 수치해석 결과보다 보수적인 결과를 보였는데, 이는 기초저면과 지반과의 부착력을 고전적인 방법에서는 고려하지 않기 때문이다.

- 3) 사질토 지반의 지표면에 설치된 정방형 강성기초의 경우, 수평력과 수직력이 동시에 작용하게 되면 지반의 연직방향 지지력은 수평력이 커질수록 증가하다가 감소하게 된다. 최대수평력(H_{max})의 크기는 지반의 내부마찰각 및 단위중량과 상관없이, Vesic, Meyerhof, Hansen의 경우 각각 극한지지력(V_u)의 8%, 13%, 12%로 산정되었다.
- 4) 이론식으로 산정한 지지력과 재하시험결과를 비교해 본 결과, Terzaghi의 식으로 구한 값이 가장 보수적이며, 대체적으로 이론식으로 산정한 지지력이 실측치보다 작게 산정되었다. 하지만, 어떤 지지력 이론이 가장 적합한지는 다양한 기초형상 및 지반조건에서 실시된 좀더 많은 시험결과와의 비교를 통해 판단해야 할 것으로 사료된다.

참 고 문 헌

1. Bransby, M.F., and Randolph, M.F.(1998), "Combined Loading of Skirted Foundations", *Geotechnique*, London, 48(5), pp.637~655.
2. Chen, W.F.(1975), *Limit Analysis and Soil Plasticity*, Elsevier Science, Amsterdam, 638pp
3. D. Leshchinsky, G.F. Marozzi(1990), "Bearing capacity of shallow foundations: rigid versus flexible models", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 11, pp.1750~1755.
4. Hansen, J.B.(1961), "A General Formula for Bearing Capacity", *Bull. Dan. Geotech. Inst.*, 11, pp.38~46.
5. Meyerhof, G.G.(1951), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", *Geotechnique*, Vol. 2, No. 4, pp.301~331.
6. Meyerhof, G.G.(1963), "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", *CGJ*, Vol. 1, No. 1, pp.16~26.
7. Milovic, D.M.(1965), "Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity", *6th ICSMFE*, Vol. 2, pp.142~144.
8. Muhs, H., and K. Weiss(1969), "The Influence of the Load Inclination on the Bearing Capacity of Shallow Footings", *7th ICSMFE*, Vol. 2, pp.187~194.
9. Murff, J.D.(1994), "Limit Analysis of Multi footing Foundation System", *Proceedings of Computer Methods and Advanced Geomechanics*, pp.233~244.
10. Prandtl, L.(1920), Über die Häete plastischer Körper. *Nachr. Ges. Wissensch, Göttingen*, pp.74~85.
11. Reissner, H.(1924), "Zum Erddruckproblem", *Proc. 1st Int. Congr. for Appl. Mech.*, C.B. Biezeno and J.M. Burgers, eds., pp.295~311.
12. T. Yetimoglu, J.T.H. Wu, A. Saglamer(1994), "Bearing capacity of rectangular footings on Geogrid-reinforced sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 12, pp.2084~2093.
13. Taiebat H. & Cater J.P.(2000), "Numerical studies of the bearing capacity of shallow footings on cohesive soil subjected to combined loading", *Geotechnique*, 50(4), pp.408~418.
14. Terzaghi, K.(1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York, 510pp.
15. Vesic, A.S.(1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations", *JSMFD*, Vol. 99, SM 1, pp.45~73.