기초의 얕은 지지력 산정공식 비교 검토

글: **이정훈** _ 토목기술부사원
_02 - 3433 - 7785
_ E - mail : hanljh@ssyenc.com

얕은기초의지지력산정시많이이용되는고전적인지지력이론식(Terzaghi, Meyerhof, Hanen, Vesic)을비교분석하고 재하시험결과와비교를통해그적용성을파악하였다. 이론적인지지력공식에포함되어있는다양한계수들을먼저비교분석하고, 지지력공식을무차원화하여조합하중(수직하중, 수평하중, 모멘트)이작용하는기초의파괴포락선을산정해지지력특성을파악하였다.

1. 머리말

기초의지지력은토질역학및기초공학분야에서 주된관심대상중의하나이다.

이론적 또는 실험적인 방법을 통해 지지력에 관한많은연구가이루어져왔으며, 대부분의지지력 산정방법은 Prandlt(1921)과Reissner(1924) 연구에바탕을두고있다.

Prandlt-Reissner 방법에서는 고려하지 못했던 기초의형상및경사하중등을고려하기위해여러 연구자들은 지지력 이론식을 수정하거나 새로운 지지력이론을제안하였다.

일반적으로 얕은기초의 지지력 산정방법은 크게 다음의네가지범주로나누어진다.

(1) 극한평형법(Terzaghi, 1943; Meyerhof, 1951); (2) 극한해석법(Shield, 1954; Chen, 1975; Sarma, 1979; Sarama and Iossifelis, 1990; Drescher and Detournay, 1993; Michalowski, 1995; Soubra, 1999); (3) Slip-line 방법(Sokolovskii, 1960; Hansen, 1961); (4) 유한요소법 또는 유한차분법을 이용한 수치해석법 (Griffiths, 1982; Frydman and Burd, 1997).

근래에 와서는 기존의 지지력 이론식 대신 조합하중(수직하중, 수평하중, 모멘트가 동시에 작용) 이작용하는특정한기초에대한파괴포락선및면과 이를 표현하는 파괴방정식(failure equation)을 몇몇학자들이제안하였다(Murff, 1994; Bransby and Randolph, 1998; Taiebat and Carter, 2000).

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

이론적인 지지력 공식에 포함되어 있는 다양한 계수들을먼저비교분석하고, 지지력공식을무차원화하여조합하중(수직하중, 수평하중, 모멘트)이 작용하는 기초의 파괴포락선을 산정해 지지력 특성을파악하였다.

2. 이론적 배경

2.1 전통적인극한지지력이론

Terzaghi(1943)는중첩법을 이용하여 얕은기초의 지지력 산정식을 제안하였으며, 다음 (식 1)과 같다.

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

여기서, c는흙의점착력, q는기초근입심도에서의상재하중, γ는흙의단위중량, B는기초의폭이며 N_c, N_q, 및 N_r는 지지력계수이다. 흙은 소성영역에서 비선형 거동을 함으로 중첩법을 이용한 Terzaghi의지지력 이론은 실제 흙의 거동과맞지 않는다.

Meyerhof(1951, 1963)는기초저면이거친얕은 기초와 깊은기초에 대한 지지력 이론을 발표하였다. 파괴 메커니즘은 Terzaghi의가정과 비슷하지만, Terzaghi가 기초저면위쪽의흙을 상재하중으로 간주해 전단저항을 무시하는데 반해, Meyerhof 파괴면이 대수나선과 직선으로 지표면까지 연장된다고 가정하여 전단저항을 고려하였다.

또한, 기초의형상, 하중경사, 기초의근입영향을 고려하기 위해 지지력 공식에 수정계수를 적용하였다. Hansen(1970)과 Vesic(1973)Meyerhof의 이론을 확장하여 다음과 같은 일반적인 지지력 공식을제안하였다.

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

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

2.2 조합하중이작용하는기초의지지력

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

Bolton(1979)은 경사하중이 작용하는 띠기초 (strip foundation)의 지지력 산정식을 제안하였다. 원형기초를고려해형상계수, $\zeta_c = 1.2$를적용하여 Bolton의 지지력 산정식을 수정하면 다음 (식 3)과같다.

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

원형기초에대해Osborne 등(1991)이 실시한실험 연구 결과를 바탕으로, Murff(1994)는 일반적인 형태의 3차원 파괴포락면에 대한 식을 제안하였으며, 다음(식 4)와같다.

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

여기서, α_1, α_2는상수, V_c, V_t는 수직하중만작용할때압축과인장력에대한지지력이다.

V_t는 실제 기초의 경우 인장력이 작용하게 되면 기초저판 아래 지반에 석션(suction)이 생겨 단기간에발생되는지지력이다.

포화된 점성토 지반에 설치된 기초에 급속하중재하(비배수조건)시 $V_t = -V_c = -V_u$라고 가정하면 (식 4)는 다음 (식 5)와 같이 간략하게표현되고 $\alpha_3 V_u D$와 $\alpha_4 V_u$는기초에순수하게 모멘트와 수평하중만작용할때의최대값으로볼수있다.

따라서, (식 5)는다음(식 6)과같아진다.

$$\sqrt{\left(\frac{M}{\alpha V_u D}\right)^2+\left(\frac{H}{\alpha V_u}\right)^2}+\left(\frac{V}{V_u}\right)^2-1=0 \quad (5)$$

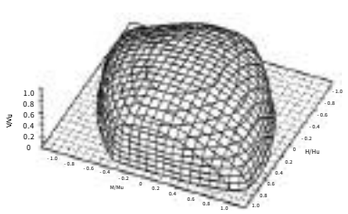
$$\sqrt{\left(\frac{M}{M_u}\right)^2+\left(\frac{H}{H_u}\right)^2}+\left(\frac{V}{V_u}\right)^2-1=0 \quad (6)$$

Taiebat과 Carter(2008)는 3차원 유한요소해석 결과를바탕으로 균질한포화 점성토 지반의지표면에 설치된 기초에 대한 파괴포락면을 제안하였다. 기초저판과지반사이에는압축및인장과전단응력이발생되는것으로하여수치해석을실시하였으며, 수치해석결과생성된파괴포락면은[그림 1]과 같다. 또한, Taiebat과 Carter는 일반적인 파괴방정식을제한하였으며다음(식 7)과같다.

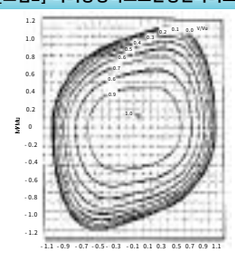
$$\left(\frac{V}{V_u}\right)^2+\left[\frac{M}{M_u}\left(1-\alpha\frac{HM}{H_u|M|}\right)\right]^2+\left|\left(\frac{H}{H_u}\right)^3\right|=1 \quad (7)$$

α은 토층단면도에 따른 계수이며, Taiebat과 Carter의 연구에의하면 α = 0.3일때수치해석결과와 잘 일치하였다. [그림 2]는 (식 7)에 α = 0.3을 적용하여 제안식을 이용해 파괴포락면을 다시 도시한것이다.

[그림1] 조합하중이작용하는기초에대한파괴포락면



[그림2] 파괴방정식으로산정된파괴포락면



3. 지지력 산정방법 비교

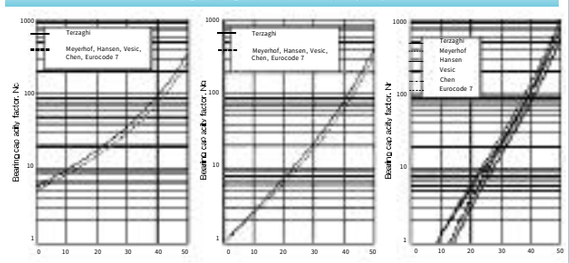
3.1 지지력계수

Terzaghi(1943), Meyerhof(1963), Hansen(1970), Vesic(1973), Chen(1975), Eurocode 7의 지지력계수를 정리하면 <표 1> 및 [그림 3]과 같다.

<표1> 지지력계수비교

제안자	N_q	N_c	N_γ
Terzaghi	$\frac{a^2}{a\cos^2(45+\phi/2)}$ $a=e^{(0.75\pi-\phi/2)\tan\phi}$	$(N_q-1)\cot\phi$	$\frac{\tan\phi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi}-1\right)$
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	$e^{\pi\tan\phi}\tan^2\left(45+\frac{\phi}{2}\right)$	$(N_q-1)\cot\phi$	$2(N_q-1)\tan\phi$

[그림3] 지지력계수Nc, Nq, Nγ



3.2 조합하중에대한지지력

3.2.1 점성토 지반

순수한점성토지반의지표면에설치된원형강성기초의 지지력을 구하기 위한 고전적인 극한지지력산정식은다음과같다.

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

여기서, N_c는 지지력계수, ζ_{cs}는 형상계수, ζ_{ci}는 하중경사계수, c는흙의점착력이다.

또한, 편심하중을받는기초의경우지지력을계산하는데감소된너비의개념을이용하여감소된너비의중심에하중이작용하는것으로가정하여계산한다. 원형기초의경우편심하중으로인해기초의유효면적이감소하게되며, 이감소된유효면적과세장비는각각(식 9)와(식 10)을이용해구할수있다.

$$A'=\frac{D^2}{2}\left(\text{Arccos}\frac{2e}{D}-\frac{2e}{D}\sqrt{1-\left(\frac{2e}{D}\right)^2}\right) \quad (9)$$

$$\frac{B'}{L'}=\frac{b}{l}=\sqrt{\frac{D-2e}{D+2e}} \quad (10)$$

여기서, D는 원형기초의 직경, e는 하중의 편심량(=M / V)이다.

(1) V-H평면에서의파괴포락선

고전적인 극한지지력 공식을 이용해 V-H평면에서의기초의파괴포락선을산정하기위해(식 8)에하중경사계수를적용하였다.

또한 기초저판과 지반과의 부착력(c_a)은 지반의 점착력(c)과같다고가정하였다. 고전적인극한지지력공식을이용해산정한파괴포락선식과근래제안된것을비교하면<표2>와같다.

[그림 4]은 <표 2>에제시된파괴포락선식을그림으로나타낸것이다.

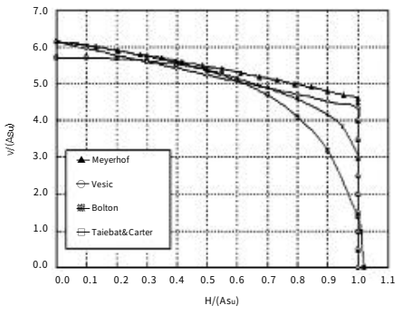
이 그림에서 알 수 있듯이 Taiebat 과 Carter가 제안한 파괴포락선이 가장 보수적이며, 고전적인 방법들은수평하중이커질수록극한지지력(수직방향)의 차이가 커지는 경향을 보인다. [그림 5]는 Murff[9] 식을 추가해서 V/V_u-H/H_u의 관계를 도시한것이다.

<표2> V-H평면에서의기초의파괴포락선식(점성토)

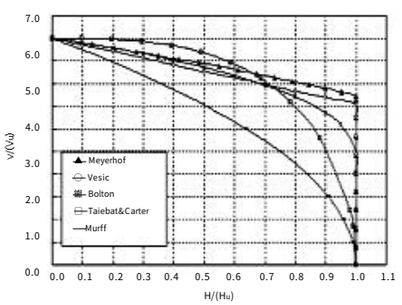
제안자	파괴포락선식	비고
Meyerhof	$\frac{H}{A_s s_u}=\frac{V}{A_s s_u}\tan\left[\frac{\pi}{2}\left(1-\sqrt{\frac{1}{N_c\zeta_{cs}}\left(\frac{V}{A_s s_u}\right)}\right)\right]$ $\frac{H}{H_u}=6.17\frac{V}{V_u}\tan\left[\frac{\pi}{2}\left(1-\sqrt{\frac{6.17}{N_c\zeta_{cs}}\left(\frac{V}{V_u}\right)}\right)\right]$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

여기서, V_u: 기초에수직하중만작용할때의극한지지력(H = 0, M = 0)
H_u: 기초에수평하중만작용할때의극한지지력(V = 0, M = 0)
s_u: 기초지반의비배수전단강도

[그림4] V-H평면에서의파괴포락선(1)(M=0)



[그림5] V-H평면에서의파괴포락선(2)(M=0)



경사하중의 한계경사각은 수직력으로부터의 각도이며, Meyerhof 식으로 구한 것이 가장 작으며, Taiebat과 Carter의 수치해석결과로 산정된 것이 가장크게나타났다.

하중의 경사각도가 한계경사각보다 커지게 되면 기초는수평하중으로인해파괴된다.

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

<표3> 극한지지력및경사하중의한계경사각

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

(2) V-M평면에서의파괴포락선

기초에수직하중과모멘트가동시에작용하는경우, 고전적인 방법으로 극한지지력을 산정하기 위해서는유효면적개념을이용해야한다.

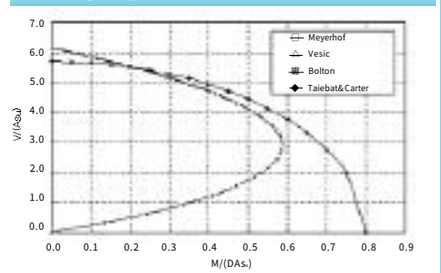
(식 8)에 원형기초의 감소된 유효면적과 세장비를 구하는 (식 9)와 (식 10)을 적용하고 편심량 e=M/V 임을이용하여 V-M평면에서의기초의파괴포락선을구하면[그림 6]과같다.

고전적인 방법과는 달리 Taiebat과 Carter의 수치해석결과, 수직하중이0일때극한지지력M_u는 $0.8A_{us}$로 산정되었는데, 이는 기초저판과 지반사이에 작용하는 인장력을 고려하여 해석을 수행하였기때문이다. [그림 6]에서, Meyerhof, Hansen, Vesic의 파괴포락선은 약간의 차이는 있으나거의 같으며, 최대모멘트(M_{max})는작용수직하중이극한지지력(V_u)의 약 1/2이고 편심량(e/D)이 0.2일 때발생하며다음식과같다.

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

또한, 고전적인 방법(Meyerhof, Hansen, Vesic)이 Taiebat과 Carter가제안한것보다모멘트가클수록더욱보수적이다.

[그림6] V-M평면에서의파괴포락선(H=0)



3.2.2 사질토 지반

사질토지반의지표면에설치된정방형강성기초의 지지력을 구하기 위한 고전적인 극한지지력 산정식은다음과같다.

$$q_u = \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma \zeta_{qs} \zeta_{qi} \qquad (12)$$

여기서, N_γ은 지지력계수, ζ_{qs}은 형상계수, ζ_{qi}은 하중경사계수, γ는 흙의 단위중량, B는 기초의 폭이다.

점성토 지반과 마찬가지로 지지력공식에 경사계수를 적용하여 기초지반의 파괴시 수직력과 수평력관계를무차원식으로표현하면, <표 4>와 [그림 7]과같다.

<표4> V-H 평면에서의기초의파괴포락선식(사질토)

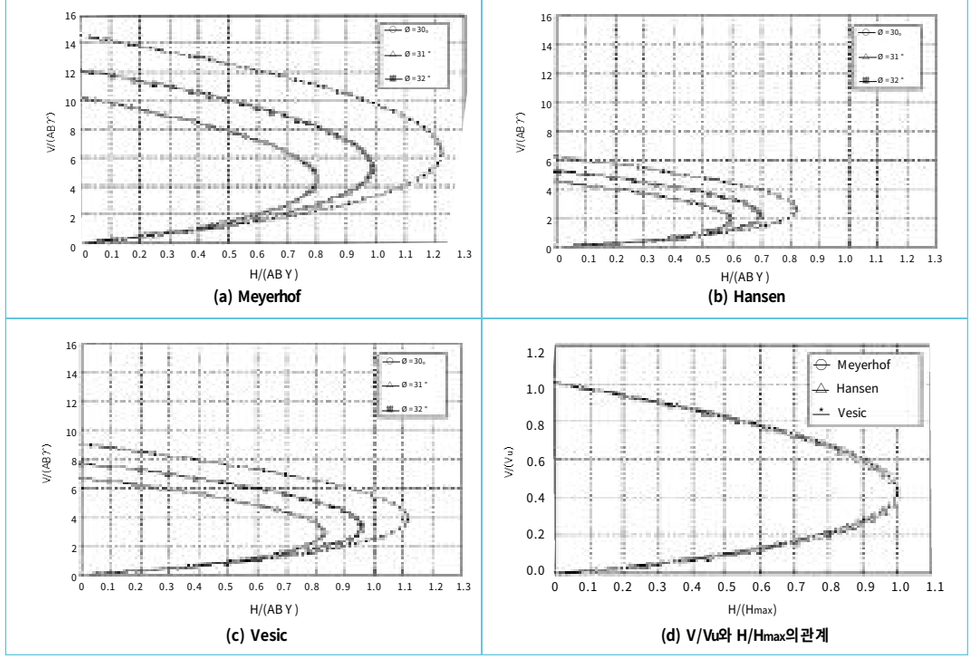
제안자	파괴포락선식	비 고
Meyerhof	$\frac{H}{AB\gamma} = \frac{V}{AB\gamma}\tan\left[\phi\left(1-\sqrt{\frac{2}{N_\gamma\zeta_{qs}}\frac{V}{AB\gamma}}\right)\right]$	$\zeta_{qi}=\left(1-\frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$
Vesic	$\frac{H}{AB\gamma} = \frac{V}{AB\gamma}\left(1-2.5\sqrt{\frac{2}{N_\gamma\zeta_{qs}}\frac{V}{AB\gamma}}\right)$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

지반의 내부마찰각(ϕ)을 30°, 31°, 32°로 세가지경우로가정하여지지력이론식을비교해본결과, 지반의 단위중량 및 내부마찰각과 상관없이 H_{max}/V_u의값은각각의이론식별로동일하였다.

그리고 Vesic과 Hansen 식의 경우 원점에서의 초기 경사각은 내부마찰각과 상관없이 항상 각각 45°와 55°로 일정함을 알 수 있다. 지반과 기초저판과의마찰각은일반적으로지반의내부마찰각보다작으므로, Vesic과Hansen 식의경우수직하중이작으면 기초는 수평하중으로 인해 파괴됨을 알 수있다.

[그림 7]은 V/V_u와 H/H_{max}의관계를도시한것으로, 지반의 내부마찰각과 상관없이 Meyerhof, Vesic 및Hansen의식모두동일하였다.

[그림7] V-H 평면에서의파괴포락선(M=0)



<표5> 제안식별극한지지력(V_u)과최대수평력(H_{max}) 산정결과

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

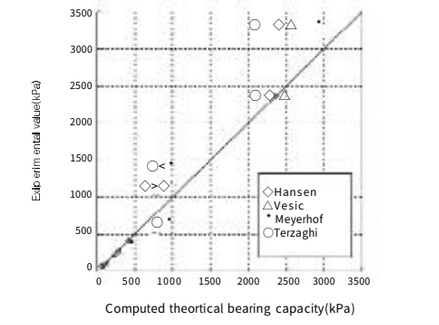
<표6> 여러연구자에의한재하시험결과

Test No.	근입깊이 (m)	기초폭 (m)	기초길이 (m)	단위중량 (kN/m³)	내부 마찰각(°)	점착력 (kPa)	실측치 (kPa)	비 고
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	

4. 지지력 이론식과 재하시험결과와의 비교

Milovic, Muhs, Yetimoglu와 Leshchinsky의 시험결과와 이론식으로 산정된 지지력을 비교하면 다음<표6> 및[그림 8]과같다.

[그림8] 지지력이론식과재하시험결과와의비교



5. 결 론

본 기사는 얕은기초의 지지력 산정시 많이 이용되는 전통적인 지지력 이론식의 차이점을 비교 분석하고 재하시험결과와 비교를 통해 그 적용성을 파악한것으로써 그 결과를 요약 정리하면 다음과 같다.

1) 흙의 내부마찰각에 따른 지지력계수 N_q, N_c 값은 Terzaghi의 지지력계수를 제외하고는 모두 같으며, N_γ 값은 제안자에 따라 상당히 다르게 변하였다.

따라서, 극한지지력산정방법들을비교함에있어 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 커질수록감소하게된다.

또한 지지력공식로 산정한 경사하중의 한계경사각은Meyerhof, Vesic의경우각각 12.2°, 13.0°이며, Taiebat과 Carter의 3차원 유한요소해석 결과 19°로 산정되었다. 그리고 V-M 평면에서의 파괴포락선을 비교해본 결과 고전적인 지지력 산정방법이 Taiebat과 Carter의 수치해석결과보다 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 커질수록증가하다가감소하게된다.

최대수평력(H_{max})의 크기는 지반의 내부마찰각 및 단위중량과 상관없이, Vesic, Meyerhof, Hansen의 경우 각각 극한지지지력(V_u)의 8%, 13%, 12%로산정되었다.

4) 이론식으로 산정한 지지력과 재하시험결과를 비교해 본 결과, Terzaghi의 식으로 구한 값이 가장 보수적이며, 대체적으로 이론식으로 산정한 지지력이실측치보다작게산정되었다.

하지만, 어떤지지력 이론이 가정 적합한지는 다양한기초형상 및 지반조건에서 실시된 좀더 많은 시험결과와의 비교를 통해 판단해야 할 것으로 사료된다.

참고문헌

①Bransby, M.F., and Randolph, M.F.(1998),“ Combined Loading of Skirted Foundations ”, Geotechnique, London, 48(5), pp.637~655.
②Chen, W.F.(1975), Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Science, Amsterdam.
③D. Leshchinsky, G.F. Marcozzi(1990),“ Bearing capacity of shallow foundations: rigid versus flexible models ”, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 11, pp.1750~1755.
④Drescher, A., and Detournay, E.(1993),“ Limit Load in Translational Failure Mechanisms for Associative and Non-associative materials ”, Geotechnique, London, 34(2), pp.199~210.
⑤Frydman, S., and Burd, H.J.(1997),“ Numerical Studies of Bearing Capacity Factor“ , J. Geotech. and Geoenvir. Engrg., ASCE, 123(1), pp.20~29.
⑥Griffiths, D.V.(1982),“ Computation of Bearing Capacity Factors Using Finite Elements ”, Geotechnique, London, 32(3), pp.195~202.
⑦Hansen, B.J.(1961),“ A General Formula for Bearing Capacity ”, Bull. Dan. Geotech. Inst., 11, pp.38~46.
⑧Meyerhof, G.G.(1951),“ The Ultimate Bearing Capacity of Foundations ”, Geotechnique, Vol. 2, No. 4, pp.301~331.
⑨Meyerhof, G.G.(1963),“ Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations ”, CGJ, Vol. 1, No. 1, pp.16~26.
⑩Michalowski, R.L., and Shi, L.(1995),“ Bearing Capacity of Footings over Two-layer Foundation Soils ”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 121(5), pp.421~428.
⑪Milovic, D.M.(1965),“ Comparison between the Calculated and Experimental Values of the Ultimate Bearing Capacity ”, 6th ICSMFE, Vol. 2, pp.142~144.
⑫Muhs, 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.
⑬Murff, J.D.(1994),“ Limit Analysis of Multi footing Foundation System ”, Proceedings of Computer Methods and Advanced Geomechanics, pp.233~244.
⑭Prandtl, L.(1920), Uber die Haete plastistischer Korper. Nachr. Ges. Wissensch, Gottingen, pp.74~85.
⑮Reissner, H.(1924),“ Zum Erddruckproblem ”, Proc. 1st Int. Congr. for Appl. Mech., C.B. Biezeno and J.M. Burgers, eds., pp.295~311.
⑯Sarama, S.K., and Iossifelis, I.S.(1990),“ Seismis Bearing Capacity Factors of Shallow Strip Footings ”, Geotechnique, London, 40(2), pp.265~273.
⑰Sarma, K.(1979),“ Stability Analysis of Embankments and Slop ”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 105(12), pp.1511~1524.
⑱Shield, R.T.(1954),“ Plastic Potential Theory and the Prandtl Bearing Capacity Solution ”, J. Appl. Mech.., 21, pp.193~194.
⑲Sokolovskii, V.V.(1960), Statics of Soil Media, R. Jones and A.N. Schofield, translators, Butterworth's, London.
⑳Soubra, A.H.(1999),“ Upper-bound Solutions for Bearing Capacity of Foundations ”, J. Geotech. and Geoenvir. Engrg., ASCE, 125(1), pp.59~68.
㉑T. 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.
㉒Taiebat 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.
㉓Terzaghi, K.(1943), Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 510pp.
㉔Vesic, A.S.(1973),“ Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations ”, JSMFD, Vol. 99, SM 1, pp.45~73.