

비점착성 사면에 인접한 대상기초의 지지력

Bearing Capacity of Strip Footing Adjacent on Cohesionless Slopes

유 남 재*¹

Yoo, Nam-Jae

김 영 길*²

Kim, Young-Gil

전 연 중*³

Jeon, Yeon-Jong

Abstract

This paper is to investigate the bearing capacity and the failure mechanism of slope subjected to strip surcharges adjacent to embankment slope of sandy soil. Parametric model tests under plain strain condition were performed by changing width of footing, relative density of slope materials, and position of footing from the crest of slopes.

For model tests, Jumunjin standard sand was used as the slope material and its relative density was 45% and 70%, respectively. The angle of slope was formed with 1:1.5 and 1:2. Rigid model footings, made of aluminum, were used with their widths of 4, 7, 10 and 12cm. For the position of model footing, position ratios, distance of model footing from the crest of slope divided by footing width, were 0, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5. Failure mechanism was observed by using ink colored sands and markers inserted in model slopes.

Ultimate bearing capacity obtained from tests was analyzed and compared with limit equilibrium method, limit analysis method and empirical equation. Characteristics of load-settlement curves and failure mechanism were also analyzed and compared with the existing theories. Thus, their effects on ultimate bearing capacity of model footing adjacent to slope were assessed.

요 지

본 논문은 비점착성 사질토 성토 사면에 인접한 대상기초의 극한지지력 및 파괴메카니즘에 관한 연구로서 지반의 상대밀도, 기초 폭, 사면 경사각, 사면 정부로 부터 기초까지의 거리가 기초의 하중-침하특성과 극한지지력, 경사지반의 파괴메카니즘에 미치는 영향을 조사하기 위하여 비점착성 사질토 모형사면에서 2차원 평면변형 실험을 수행하였다. 모형실험에서는 주문진 표준

*¹ 정회원, 강원대학교 공과대학 토목공학과 부교수

*² 정회원, 강원대학교 공과대학 토목공학과 박사과정

*³ 정회원, 한국중합기술개발공사

사를 사용하여 상대밀도가 45%와 70%로 조성된 1:1.5 및 1:2의 모형사면을 성형하고 폭이 4, 7, 10, 12cm의 대상 강성 모형기초를 사용하였다. 또한 기초의 재하위치는 사면 정부로 부터 기초까지의 거리를 기초 폭으로 나눈 값 즉, 0, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5로 변화시키면서 실험을 수행하였다. 이와같이 사면 정부로 기초의 재하위치를 점진적으로 변화시키므로써 관찰된 활동선 형성의 파괴메카니즘을 기존의 해석 방법들과 비교 분석하였으며, 실험을 수행하여 측정된 극한지지력을 한계평형법과 극한해석법 그리고 실험결과에 의한 경험식과 비교하여 지반의 상대밀도, 기초의 폭 및 기초 재하위치의 변화가 극한지지력 및 하중-침하 특성, 파괴메카니즘에 미치는 영향을 조사하였다.

Keywords : Ultimate bearing capacity, Failure mechanism, Parametric model test, Model footing adjacent to slope

1. 서 론

도로 IC 구간에 교대기초를 설치할 경우, 또는 경사진 사면위에 위치한 옹벽구조물 등과 같은 경우, 성토사면에 인접하여 상재하중이 가해지게 된다. 이와같이 경사진 사면에 인접하여 구조물이 축조되는 경우에 구조물의 안정성 유지를 위한 설계 및 시공을 위하여 소요 지지력의 확보 여부에 대한 판단이 요구된다.

지표면에 놓여진 기초의 극한지지력 산정에는 지반 및 기초의 특성, 하중재하방법 등이 고려되지만 사면이나 사면에 인접하여 위치하는 기초의 극한 지지력 산정은 사면경사각, 사면정부로부터 기초까지의 거리 등의 변화가 고려되어야 한다. 사면위에 인접한 기초의 극한지지력 산정에 있어서 이러한 변수가 극한 지지력 및 하중-침하 특성에 미치는 영향에 대한 연구와 극한지지력의 지배적인 요소로 작용하는 파괴메카니즘을 규명하는 연구가 현실적으로 많이 요구되어진다. 특히, 급경사면을 형성하고 있는 산악지형조건으로 이루어진 국내에서는 경사사면위에 위치한 상부구조물의 지반 공학적 안정성 여부를 판단해야하는 경우가 많음을 고려할 때 그와 관련된 연구의 필요성이 증대되고 있다.

Peynircioglu(1948)는 최초로 원형, 정방형 그리고 직사각형의 작은 기초를 사용하여 20°

의 경사각을 이루는 사질토 사면에서 모형실험을 수행하였으며, 그후 사면에 위치한 기초의 지지력 계수를 유도하기 위하여 Meyerhof(1957)가 미끄러짐 선(slip-line) 이론을 적용하여 일반지지력 공식의 지지력 계수인 N_c 와 N_q , N_r 와 N_s 를 조합하여 N_{cs} 와 N_{qs} 의 항으로 변형시킨 지지력 공식을 제안하였다. Hansen(1970)은 사면에 위치한 기초의 극한지지력을 산정하기 위하여 일반지지력 공식에서 점착력, 자중 및 상재하중의 세가지 항목에 대한 수정 계수를 제안하였다. 한편, Giroud & Tran-Vo-Nhiem(1971)은 미끄러짐 선을 사용하여 Hansen의 결과와 유사한 해를 발표하였으며, Dembicki & Zadroga(1974)는 모래로 조성된 사면정부에 위치한 기초에 대하여 기초 폭, 기초깊이, 하중의 경사와 편심을 고려한 모형실험을 실시하고 Meyerhof(1957)와 Hansen(1970) 그리고 Giroud의 해석적 방법들을 사용하여 계산된 극한지지력을 실험결과와 비교하였다.

기초의 자중을 고려하지 않은 극한해석 해는 Chen(1975)에 의하여 발표되었으며, Shields(1977)는 20°의 경사를 이루는 비점착성 사면에 위치한 모형기초의 실험결과를 Meyerhof 및 Giroud의 해석적 해와 비교함은 물론, 지지력 산정에 있어서 마찰각의 중요성을 강조하였다. Bowles(1982)은 일반지지력 방정식의 N_c

와 N_q 의 항목에 대하여 감소계수를 제안하였다. 감소계수는 수평 지표면에서 가정된 파괴 메카니즘과 사면에서 가정된 파괴메카니즘의 기하학적 관계의 비로 산출하였으며 Azzouz & Baligh(1983)은 정방형 기초하에서 비배수 점성토사면의 3차원 해석결과를 평면변형상태의 해석결과와 비교하였다.

Gemperline(1984)은 사질토사면에 위치한 기초의 극한지지력을 산정하기 위하여 현장지반의 응력상태를 재현할 수 있는 원심모형실험을 수행하고, 그 결과를 회귀분석하여 지지력 계수 N_{γ_0} 를 제안하였다.

따라서 본 연구에서는 기존의 극한지지력을 산정하는 한계평형법, 극한해석법 및 모형실험을 수행하여 제안된 실험식을 사용하여 극한지지력 및 활동선 형성에 관하여 분석하는 한편, 지반의 상대밀도, 기초폭, 기초의 재하위치비 변화를 고려한 실내모형실험결과와 비교검토하여 각 해석방법의 타당성을 조명하고자 한다.

2. 해석방법의 이론적 고찰

2.1 한계평형법

한계평형법은 토질역학에서 안정문제에 대한 근사해를 얻는 방법으로 사용된다. 이 방법은 먼저 파괴면을 평면, 원호 또는 대수나선등으로 가정하고, 가정된 파괴면에 만족하는 항복조건과 평형방정식을 필요로 하며, 가정된 파괴면이나 활동면에 대하여 가장 위험한 위치를 찾는 방법이다. 그러나 파괴면 전체의 항복조건과 응력경계조건, 응력분포를 정확하게 만족시킬 수 없으므로 정역학적인 근사해를 얻는 방법으로 많이 사용되고 있다. 한계평형법중 사면에 인접한 기초의 극한지지력의 산정과 관련하여 Bowles과 Meyerhof가 제안한 방법이 있다.

Meyerhof(1957)는 기초가 사면에 위치하였을 때 파괴면을 Fig. 1에서와 같이 탄성영역 ABC,

방사전단영역 ACD, 혼합전단영역 ADEF로 가정하였다. 영역 AEF 흙의 무게는 등가응력(P_0)과 접선응력(s_0)으로 대체하였으며, 경사가 없는 수평면에서 α 만큼의 경사를 이루며 AE면에 작용한다고 하였다. 또한 하중재하시 재하측에 의한 작은 편심은 무시하였다.

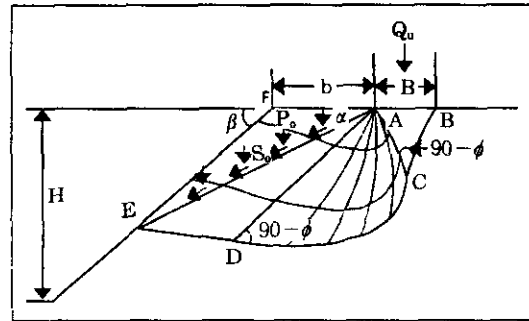


Fig 1. Failure mechanism by Meyerhof(1957)

Meyerhof는 소성영역에서의 응력을 계산하기 위하여 활동선법(slip-line method)을 사용하여 다음과 같은 극한지지력 방정식을 제안하였다.

$$q = cN_{cq} + \frac{1}{2}\gamma BN_{\gamma_q} \quad (1)$$

여기서, N_{cq} , N_{γ_q} : 지지력 계수

γ : 흙의 단위중량

B: 기초 폭

N_{cq} 와 N_{γ_q} 는 사면 경사각(β)과 내부마찰각(ϕ), 기초의 근입깊이(D)에 대한 기초 폭(B)의 비(D/B)에 의존하며 일반지지력 방정식에서 N_c 와 N_q , N_γ 와 N_γ 를 조합하여 산정하였다. 이 지지력 계수들은 경사각이 90° 일때 최소의 값을 나타내며 사면 경사각의 감소에 따라 증가한다.

한편, Fig. 2와 같은 파괴메카니즘을 가정한 Bowles의 반경험적 방법은 내부마찰각이 42° 인 비점착성 지반의 실험결과를 바탕으로 경사사면에 인접한 기초에 대하여 극한지지력을 산정한다. 이 방법은 내부마찰각의 선택에 따라 극한지지력에 커다란 차이를 나타내며, 사

면의 영향을 고려하기 위하여 일반지지력 공식에서 N_q 를 수정한 N'_q 를 제안 사용하였다.

N'_q 는 Fig. 3에서 AEGF의 면적(A_1)을 Fig. 2에서 AEGF의 면적(A_0)으로 나눈 비를 일반 지지력 방정식의 N_q 에 곱함으로써 계산된다.

$$N'_q = N_q \frac{A_1}{A_0} \quad (2)$$

여기서, $N_q = \exp(\pi \tan \phi) \times \tan^2(45^\circ + \phi/2)$

따라서, 극한지지력은 다음식을 이용하여 구할 수 있다.

$$Q/B = \bar{q} N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma d}, \quad (3)$$

여기서, $N_{\gamma} = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$, $\bar{q} = \gamma D$, $d_r = 1$

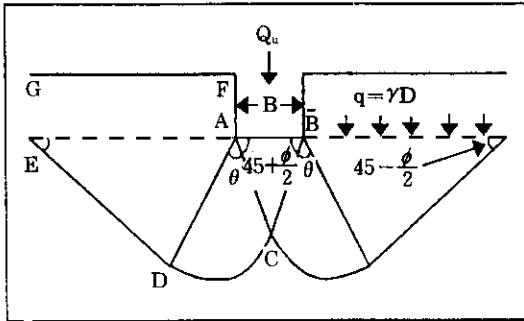


Fig 2. Failure mechanism by Bowles (horizontal ground surface)

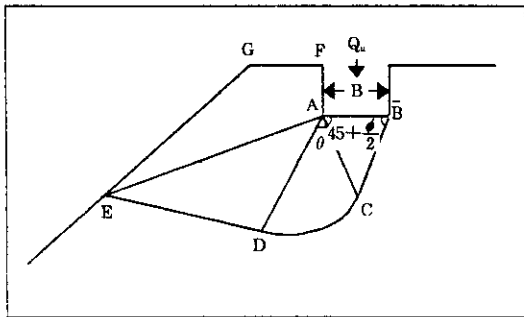


Fig 3. Failure mechanism by Bowles (sloping ground surface)

2.2 극한해석법

역학적으로 정해에 요구되는 조건은 응력평

형조건, 응력-변형관계, 변형과 변위에 관계하는 적합조건이다. 일반적으로 응력경계조건, 평형방정식 그리고 항복규준을 만족해야 하며, 변위장들은 변위경계조건을 만족하는 연속적인 비틀림(distortion)과 대응된다. 탄성이론에서는 주어진 응력과 변위상태에 대응하는 유일해를 구하기 위하여 응력-변형관계를 이용한 다. 그러나 탄소성체에서는 하중이 점차적으로 증가할 때 초기 탄성단계, 중간의 구속된 소성유동 단계, 최종적으로 불구속된 소성유동단계의 3단계로 진행된다고 할 수 있다. 3단계에 의한 완전한 해는 간단한 문제를 제외하고는 너무 복잡함으로 보다 직접적으로 파괴하중을 구하는 방법이 요구되며, 단계적으로 탄소성 해석을 하지 않고 파괴하중을 구하는 방법이 극한 해석법이다.

극한해석은 상계법(upper-bound method)과 하계법(lower-bound method)으로 나누어지며 본 연구에서는 상계이론을 적용한 Kusakabe 방법과 Saran 방법을 실험결과와 비교하였다.

2.2.1 Kusakabe 방법

Kusakabe(1981)는 사면에 인접한 기초에 대하여 사면 경사각(β), 사면 정부로 부터 기초까지 거리(αB), 사면 높이(HB), 흙의 전단강도(c, ϕ), 단위중량(γ)과 같은 지배요소를 고려하여 Fig. 4와 같은 파괴메카니즘을 가정하였다. 가정된 파괴메카니즘에서 탄성쇄기의 속도곡선은 Fig. 5와 같으며 기초는 수직하향으로 v_p 의 속도로 움직인다. 삼각형 영역 CDE는 탄성쇄기로 불연속면인 CD를 따라 ϕ 만큼 경사지게 강체(rigid body)활동을 하게 된다. 이러한 탄성쇄기의 활동으로 인하여 대수나선 영역 \bar{BCE} 와 \bar{ABEF} 는 옆으로 이동하게 된다. 그림에서와 같이 대수나선이 이루는 각도는 기하학적 관계로부터 결정되며 그 식은 다음과 같다.

$$f(\theta) = \left[\alpha + h \cot \beta + \frac{\exp(\theta \tan \phi)}{2 \cos\left(\frac{\pi + \phi}{4}\right)} \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \theta\right) \right]$$

$$\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \theta\right) - h + \frac{\exp(\theta \tan \phi)}{2\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$\sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \theta\right) = 0 \quad (4)$$

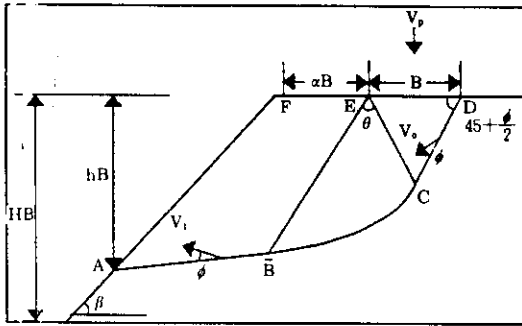


Fig 4. Failure mechanism by Kusakabe

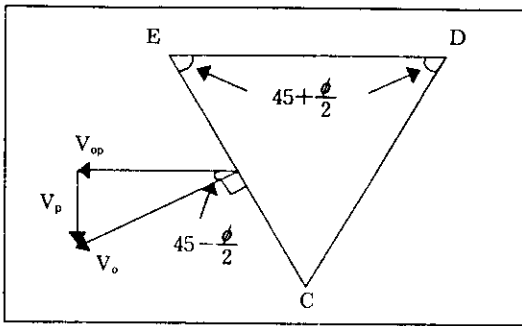


Fig 5. Velocity diagram

식(4)에서 결정된 θ 를 θ_0 로 표시하고 EC의 길이를 r_0 라 놓으면 Fig. 4에서 EB의 길이, r 은 다음과 같다.

$$r_0 = \frac{B}{2\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$r = r_0 \exp(\theta \tan \phi)$$

$$= \frac{B}{2\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)} \int_0^{\theta_0} \exp(\theta \tan \phi) d\theta \quad (5)$$

한편, 속도곡선으로 부터 속도성분 v_o , v_i 은 다음과 같다.

$$v_o = \frac{v_p}{\sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (6)$$

$$v_i = v_o \exp(\theta_0 \tan \phi) \quad (7)$$

Kusakabe가 제안한 파괴메카니즘에서 내부 에너지 소산은 불연속면인 DC면, 대수나선 BCE면 그리고 AB면 등이다. 내부 에너지 소산률은 불연속면의 길이와 점착력(c) 그리고 불연속선에서의 속도성분의 차이를 곱하여 계산되며, 외부일률(rate of external work)은 CDE영역, BCE영역 그리고 ABFEF영역이다. 각 부분으로 분할된 토체의 자중에 의한 일률은 각 영역의 면적과 흙의 단위중량(γ), 그리고 그 영역에서 속도의 수직성분을 곱하여 계산된다.

따라서 기초의 극한지지력은 흙의 자중 및 하중재하에 의한 외부일률과 전 내부 에너지 소산률이 동일하다는 일률식(work equation)에 의하여 결정되며 극한지지력의 상계해는 다음과 같다.

$$N_c = -\frac{1}{2} \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) - \frac{2\cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \theta_0\right) \exp(\theta_0 \tan \phi) S}{B^2 \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} - \frac{1}{4\cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) (9\tan^2 \phi + 1)} \times \{ \exp(3\theta_0 \tan \phi) (3\tan \phi \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \theta_0\right) + \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \theta_0\right) - (3\tan \phi \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + \sin\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)) \}$$

2.2.2 Saran 방법

Saran은 Kusakabe와는 달리 Fig. 6에서 보는 바와 같이 사면방향과 사면 반대방향에서의 파괴면을 가정하고, 가정된 파괴메카니즘에서 탄성쇄기의 속도곡선은 Fig. 7과 같으며 기초는 수직 하향으로 v_p 의 속도로 움직인다고 가정한다.

탄성쇄기를 형성하는 사잇각은 ϕ 와 ϕ_m 으로 불연속면인 AE와 DE면을 따라 ϕ 만큼 경사지

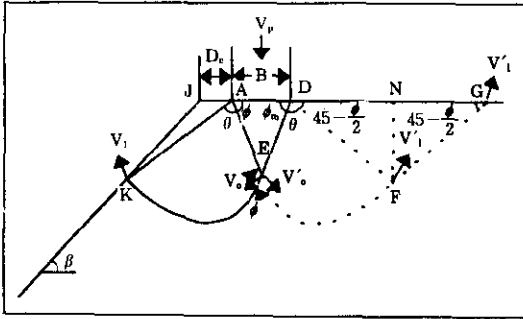


Fig. 6. Failure mechanism by Saran

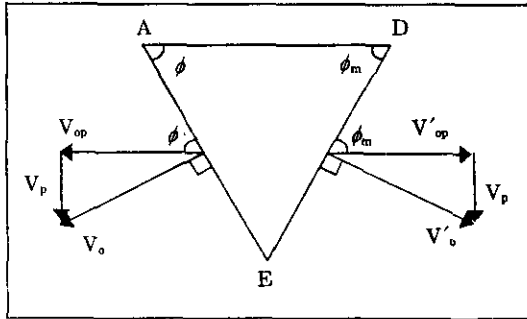


Fig. 7. Velocity diagram

계 강제활동을 하게 된다. 이러한 탄성쇄기의 활동으로 인하여 대수나선 영역 AEK와 DEF는 옆으로 밀려나게 된다. Fig. 6에서 탄성쇄기 각 변의 길이는 sine 정리를 적용하여 결정된다.

$$\frac{B}{\sin(\phi + \phi_m)} = \frac{AE}{\sin \phi_m} = \frac{DE}{\sin \phi} \quad (9)$$

$$AE = r_o = \frac{B \sin \phi_m}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (10)$$

$$DE = r'_o = \frac{B \sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (11)$$

그리고 대수나선이 이루는 각도 θ 는 아래 두 식에서 시행착오법으로 얻어진다.

$$AK = AE \exp(\theta \tan \phi) = \frac{B \sin \phi_m}{\sin(\phi + \phi_m)} \exp(\theta \tan \phi) \quad (12)$$

$$AK = \frac{AJ \sin \beta}{\sin(\beta + \pi + \theta - 180)} \quad (13)$$

속도특성곡선으로 부터 속도성분 v_o, v_i 은 다음과 같다.

$$v_o = v_p \sec \phi, v_{op} = v_p \sin \phi \quad (14)$$

$$v_i = v_o \exp(\theta \tan \phi) = v_p \sec \phi (\exp(\theta \tan \phi)) \quad (15)$$

가정된 파괴메카니즘에서 내부 에너지 소산률은 불연속면인 AE와 DE면, 대수나선 EK와 EF면, 그리고 방사전단 영역 AEK면과 DEF면이다. 내부 에너지 소산율은 각 불연속면의 길이와 점착력(c), 그리고 불연속선에서의 속도성분의 차이를 곱하여 계산되며, 외부일률은 ADE영역, AEK영역, AJK영역, DEF영역, DFG영역 등이다. 각 부분으로 분할된 토체의 자중에 의한 일률은 각 영역의 면적과 흙의 단위중량(γ), 그리고 각 영역에서 속도의 수직성분을 곱하여 계산된다.

기초의 극한지지력은 흙의 자중과 기초하중에 의한 외부일률이 전 내부 에너지 소산율이 같다는 일률식에 의하여 결정되며 극한지지력 상계해는 다음과 같다.

$$N_r = \frac{\sin^2 \phi_m \sec \phi}{\sin^2(\phi + \phi_m) (9 \tan^2 \phi + 1)} \{ \exp(3\theta \tan \phi) \times [3 \tan \phi \cos(\theta + \phi) + \sin(\theta + \phi)] - 4 \sin \phi \} + \cos(180 - \theta + \phi) \left[\left(\frac{AJ^2}{B} \right) \frac{\sin(180 - \theta - \phi) \sin \beta}{\sin(\beta + \theta + \phi - 180)} \right] \times \sec \phi \exp(\theta \tan \phi) + \frac{\sin^2 \phi \sec \phi_m}{\sin^2(\phi + \phi_m) (9 \tan^2 \phi + 1)} \times \{ \exp[3(135 - \frac{\phi_m}{2}) \tan \phi_m] \times [3 \tan \phi_m \cos(135 + \frac{\phi_m}{2}) + \sin(135 + \frac{\phi_m}{2})] - 4 \sin \phi_m \} + \frac{2 \sin \phi \sec \phi_m}{\sin^2(\phi + \phi_m)} \times \sin(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_m}{2}) \exp[3(135 - \frac{\phi_m}{2}) \tan \phi_m] \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_m}{2}) - \frac{\sin \phi_m \sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (16)$$

2.3 실험식

Gemperline(1984)은 사질토 사면에 위치한 기초의 극한지지력을 산정하기 위하여 현장의 응력상태를 재현할 수 있는 원심모형시험기 (centrifuge)를 이용하여 상대밀도, 사면 경사각, 기초의 크기 및 모양, 기초의 재하위치등을 다양하게 변화시키면서 실험을 수행한 후, 실험결과를 실험조건별로 분류, 회귀분석을 실시하여 다음과 같은 지지력 계수 $N_{\gamma q}$ 를 제안하였다.

$$q = 0.5\gamma BN_{\gamma q} \quad (17)$$

$$N_{\gamma q} = f_{(\phi)} \times f_{(B)} \times f_{(D/B)} \times f_{(B/L)} \times f_{(D/B, B/L)} \times f_{(\beta, b/B)} \times f_{(\beta, b/B, D/B)} \times f_{(\beta, b/B, B/L)} \quad (18)$$

여기서, $f_{(\phi)} = 10^{(0.1159\phi - 2.386)}$

$$f_{(B)} = 10^{(0.34 - 0.2 \log B)}$$

$$f_{(D/B)} = 1 + 0.65(D/B)$$

$$f_{(B/L)} = 1 - 0.27(B/L)$$

$$f_{(D/B, B/L)} = 1 + 0.39(D/L)$$

$$f_{(\beta, b/B)} = 1 - 0.8 \{ 1 - (1 - \tan\beta)^2 \} \{ 2 / [2 + (b/B)^2 \tan\beta] \}$$

$$f_{(\beta, b/B, B/L)} = 1 + 0.6(B/L)(1 - (1 - \tan\beta)^2) \{ 2 / [2 + (b/B)^2 \tan\beta] \}$$

$$f_{(\beta, b/B, D/B)} = 1 + 0.33(D/B) \tan\beta \{ 2 / [2 + (b/B)^2 \tan\beta] \}$$

Table. 2 Result of triaxial compression tests

Relative Density (%)	Deviator Stress at Failure $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²)					Internal Friction Angle (degree)	Cohesion (kg/cm ²)
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0		
45	0.776	1.220	2.050	2.523	3.028	35.56	0.0
70	1.035	1.834	2.450	3.300	3.927	41.15	0.0

3.2 모형기초재하실험

모형기초의 재하실험은 주문진 표준사를 이용하여 상대밀도가 각각 45% 및 70%인 모형사면을 조성하는 한편, 사면 경사각을 1:1.5, 1:2 기초 폭을 4, 7, 10, 12cm, 사면정부로 부터

3. 실험내용

3.1 기본물성 및 삼축압축실험

비점착성 사면에 인접한 대상기초의 지지력을 조사하기 위하여 본 연구에서는 주문진 표준사로 모형지반을 조성하였으며 KS F 2302에 의해 체분석을 실시하였다. 통일분류법 (USCS)에 의한 분류결과는 SP에 해당하는 균등한 중립질모래이다. 주문진 표준사의 기본적인 물리적 특성은 Table. 1과 같다

Table. 1 Basic properties of Jumunjin standard sand

Grain Size Distribution	Maximum Dry Density	Minimum Dry Density
D ₁₀ =0.21mm C _u =1.19 C _g =1.01	1.682g/cm ³	1.384g/cm ³
Maximum Void Ratio	Minimum Void Ratio	Specific Gravity
0.879	0.546	2.6

한편, 극한지지력 산정시 지지력 계수 N_c , N_q , N_{γ} 는 내부마찰각 ϕ 의 함수로써 ϕ 의 변화에 따라 극한지지력은 크게 달라진다. 따라서 상대밀도가 각각 45%, 70%인 모형지반에 대해 배수삼축압축실험을 실시하여 구한 내부마찰각 및 점착력 등을 Table 2에 요약하여 정리하였다.

기초까지의 거리를 기초 폭으로 나눈 모형기초의 재하위치비를 0, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5로 변화시키면서 실험을 수행함으로써 이 변수들이 기초지반의 지지력, 하중-침하 특성 및 파괴메카니즘에 미치는 영향을 조사하기 위하여 실시하였다.

모형토조는 Fig. 8에서 보는 바와 같이 2차원 평면변형률 토조로서 토조의 제원은 길이 150cm, 폭 22cm, 높이 40cm로, 토조의 측면 및 저면은 14mm 두께의 고강도 알루미늄을 사용하여 제작하고, 하중재하시 토조의 장방향 측면의 변형을 억제하기 위하여 Fig. 8에 보는 것처럼 상단에 크립을 설치하여 모형기초 재하에 따른 변형을 최소화하였다. 한편, 흙과 토조

벽면과의 마찰에 의한 전단력 발생을 최소화시키기 위하여 토조의 내측벽에 테프론 쉬트(teflon sheet)를 부착함과 동시에 실험바로 직전에 분말가루를 칠하여 벽마찰을 최소화시키고, 하중재하에 따른 지반의 파괴메카니즘을 관찰하고자 모형토조의 한 측면에는 투명한 plexiglass판을 설치하였다

강성대상기초(rigid strip footing)는 토조폭

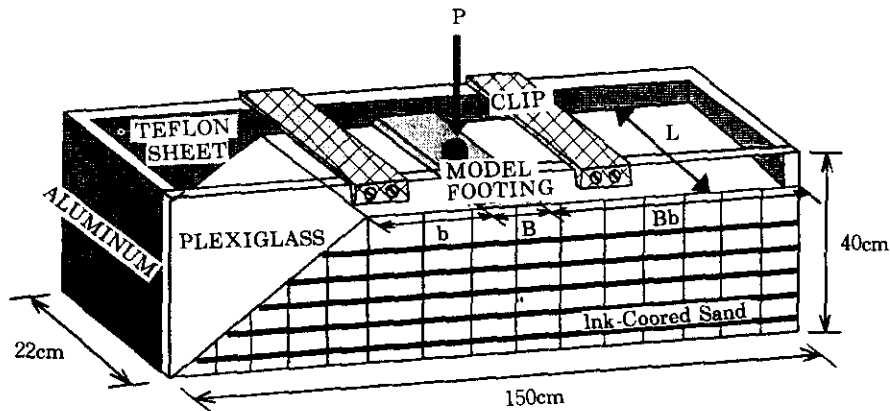


Fig 8. A schematic of model container

보다 약 3mm 작은 폭을 갖는 고강도 알루미늄을 사용하고, 기초폭이 하중-침하 특성 및 극한 지지력에 미치는 영향을 조사하기 위하여 기초폭을 4, 7, 10, 12cm의 크기로 변화시키면서 시험을 실시하였다.

모형지반의 조성은 강사법(raining method)을 사용함으로써 높이에 상관없이 균질한 밀도를 갖는 지반을 성형하였다. 성형된 지반의 균질한 상대밀도를 파악하기 위하여 모형지반 조성시 파괴면 형성에 영향을 받지 않는 위치에 높이별로 시료 캔을 삽입하였으며 시험완료 후 시료 캔의 무게를 측정함으로써 지반 성형시 상대밀도의 균질성을 확인하였다.

경사사면을 모사하는 모형사면은 강사장치에 의하여 토조 전장에 대하여 높이 33.5cm까지 수평지반을 성형한 후 모래흡입장치를 이용

하여 Plexiglass에 부착된 투명한 비닐에 그려진 소정의 경사선을 따라 굴착함으로써 사면조성을 위한 지반굴착시 시료의 교란을 최대한 방지하였다. 한편, 하중재하로 인한 활동선의 형성 및 파괴메카니즘을 관찰하기 위하여 염색사를 3cm의 연직간격별로 포설하고, 염색되지 않은 부분에는 염색된 소형의 구형알을 층별로 위치시켜 실험중 지속적으로 사진촬영을 실시하여 하중재하에 따른 염색사 및 구형알의 변위를 측정하였다. 사진촬영에서 나타난 염색된 소형구형알의 변위방향과 염색된 모래의 변위에서 관찰된 파괴메카니즘을 분석하였다.

하중재하는 Fig. 9에서 보는 바와 같이 삼축 압축시험기의 하중재하장치를 사용하여 삼축 압축시험 및 직접전단시험에서와 같이 2mm/min.의 재하속도로 하중을 가함으로서 모든

실험에서 일관성 있게 유지하였고, 12cm의 기초가 극한하중에 도달되는데 요구되는 큰 하중을 재하하기 위하여 2ton의 하중에 견딜수 있는 하중계(proving ring)를 사용하였다. 한편, 하중재하시 모형기초와 하중축이 고정되어 발생할 수 있는 극한지지력의 증가를 방지하고 현장에서 상부구조물이 지반과 함께 거동

하는 상황을 재현하기 위하여 기초와 하중축 사이에 ball bearing을 설치하여 기초가 자유로이 회전할 수 있도록 제작하였다. 또한, 기초판의 연직변위 측정은 변위 측정기(LVDT) 사용하였으며, 하중재하시 하중 및 기초판의 연직변위는 자동기록장치를 사용하여 측정치를 정확하게 기록하였다.

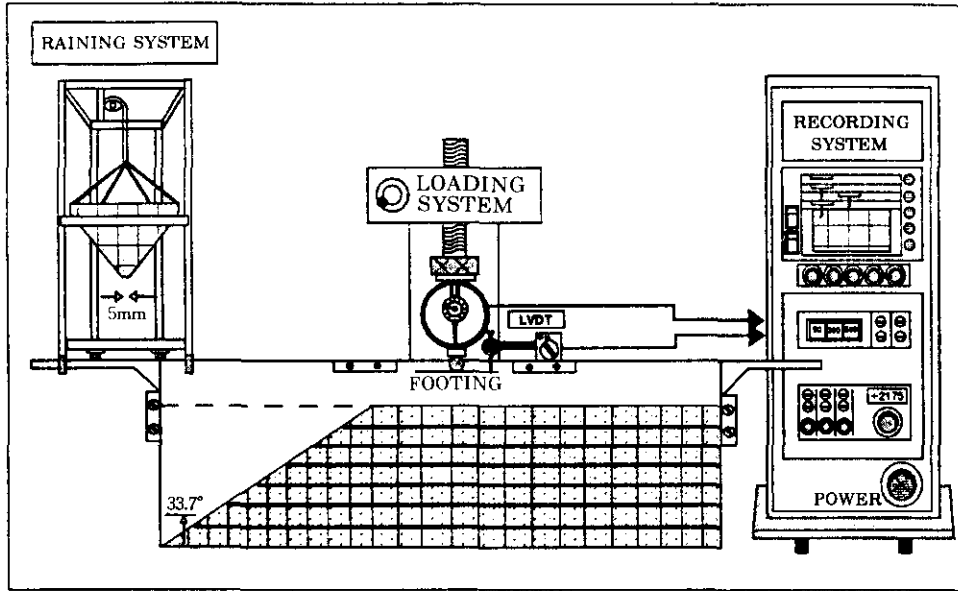


Fig 9. Model footing test system

4. 결과분석

상대밀도, 기초폭, 재하위치를 다양하게 변화시키면서 실험을 수행한 후 획득한 실험결과를 하중-침하 곡선, 극한지지력, 파괴메카니즘으로 나누어 분석하였다. 또한 실험결과를 한계평형법의 Bowles 방법, Meyerhof 방법, 극한해석법의 Kusakabe 방법, Saran 방법 그리고 실험식의 Gemperline 방법과 비교분석하여 각 해석방법의 적용타당성을 검증하였다.

4.1 하중-침하 특성

상대밀도가 각각 45% 및 70%인 모형사면에

대하여, 사면 경사각을 1:1.5(33.7°), 1:2.0(26.7°), 기초 폭을 4, 7, 10, 12cm, 사면정부로부터 기초까지의 거리를 기초폭으로 나눈 모형기초의 재하위치비(b/B)를 0, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5로 변화시키면서 실험을 수행하여 얻은 하중-침하 곡선을 Figs. 10~15에 나타냈다. 실험결과에서 보는 것처럼 극한 하중은 상대밀도 45%의 모형사면보다 70%일 때 전반적으로 크게 산정됨을 알 수 있다. 한편, Fig. 14와 15를 비교해 보면 사면 경사각이 완만할수록 극한하중이 크게 산정됨을 알 수 있다. 또한, 사면정부로부터 기초의 재하위치가 멀어질수록, 기초 폭이 증가할수록 극한하중이 증가하는 것으로

나타났다

한편, 극한하중에 도달하는 침하량은 상대밀도 45%일 때 보다 70%의 모형사면에서, 33.7° 사면보다 26.7° 사면에서 그리고 기초의 재하위 치비가 증가할수록 크게 측정되어 극한하중에 도달하는 연직 침하량은 상대밀도가 증가할수록, 사면경사각이 완만할수록, 기초의 재하위 치가 사면정부에서 멀어질수록, 기초폭이 커질수록 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 이유는 지반의 밀도가 조밀할수록, 기초의 재하위 치가 사면정부로 부터 멀어질수록 지반의 자중으로 인한 구속압력이 커지게 되어 파괴상태에 도달하는 변형량이 증가하므로 극한하중에 도달하는 침하량이 커지는 것으로 판단된다.

상대밀도가 45%로 느슨하게 조성된 지반일 지라도 기초폭이 작은 경우 또는 사면에 인접하여 하중이 재하되는 경우의 하중-침하 곡선은 확연한 극한점을 보인후 연직변위의 증가에 따라 하중이 급격히 감소하는 전면전단파괴의 거동을 나타냈으며, 기초폭이 커지고 기초의 재하위치가 사면에서 멀어질수록 극한점을 지나 하중의 변화없이 연직 변위만 증가함을 알 수 있었다. 이와같이 사면에서 점점 멀어져 사면의 영향을 거의 받지 않는 곳에 하중을 재하할 때 하중-침하곡선의 형태는 Fig. 12와 같이 극한하중을 지난 후 다소 하중이 증가하는 듯한 현상을 보이고 있는 것은 모형 기초에 하중을 재하할때 기초의 연직변위가 발생함에 따라 지반은 하중재하 이전의 간극비보다 더 작아지고, 기초의 근입깊이가 증가하는 이유에 기인한 것이다.

상대밀도가 70%로 조성된 지반의 하중-침하 곡선은 지반의 밀도가 조밀한 경우에 나타나는 선명한 극한점을 보이고 있으며, 체적팽창이 최대로 증가하는 극한점을 지난후 지반은 더 이상의 팽창이 발생하지 않고 활동면을 따라 변위가 유발되므로 하중이 급격히 감소하는 변형률 연화(strain softening)현상을 보이고 있다. 또한 파괴된 지반이 활동면을 따라 변위가 발생하므로 하중은 감소되지 않고 침하량만 증가

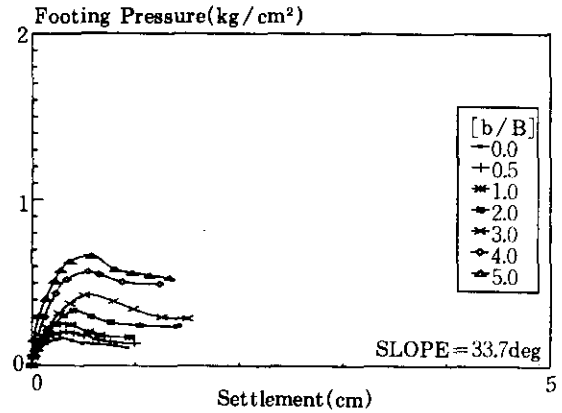


Fig. 10. Load-settlement curves
(Dr=45%, footing width=4cm)

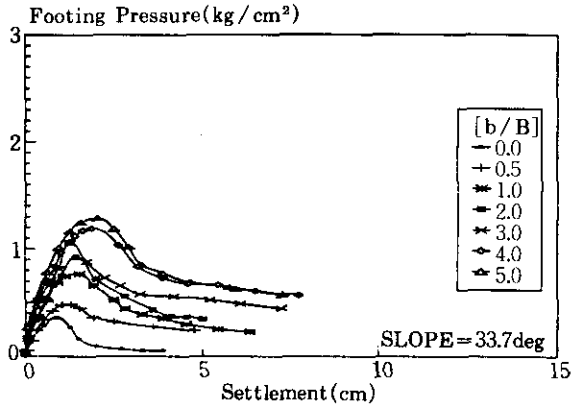


Fig. 11. Load-settlement curves
(Dr=70%, footing width=4cm)

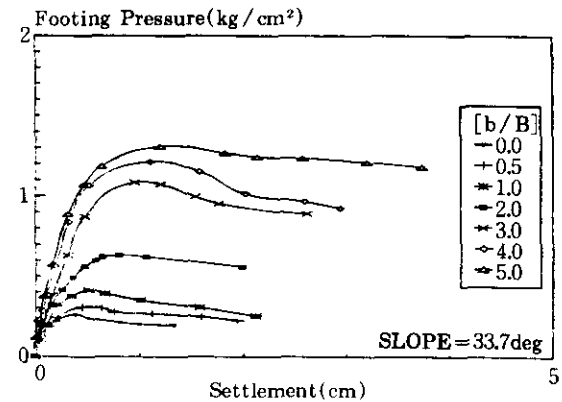


Fig. 12. Load-settlement curves
(Dr=45%, footing width=7cm)

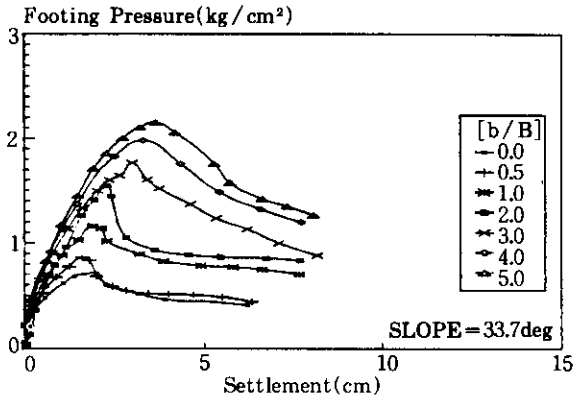


Fig 13. Load-settlement curves
($Dr=70\%$, footing width=7cm)

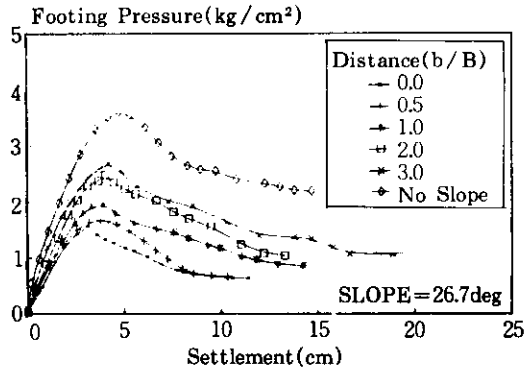


Fig 14. Load-settlement curves
(slope=1:2, $Dr=70\%$, footing width:10cm)

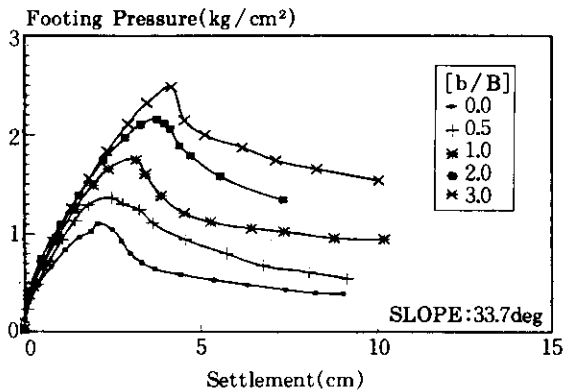


Fig 15. Load-settlement curves
($Dr=70\%$, footing width:10cm)

하는 잔류강도의 한계상태(critical state)를 관찰할 수 있었다. 이러한 하중-침하 곡선으로부터 모형지반의 파괴형태는 전면전단파괴임을 알 수 있다.

한편, 지반의 구속압력이 커질수록 지반의 체적수축이 감소하므로 사면경사각이 완만할수록, 기초폭 및 재하위치비가 증가할수록 지반의 초기접선 탄성계수도 증가하는 것으로 나타났다.

4.2 극한지지력

Figs. 16, 17은 하중 재하위치비의 변화에 따른 기초폭의 영향을 검토하기 위하여 기초의 재하위치비에 대해 극한지지력을 도출한 결과, 사면정부로부터 기초까지의 거리를 기초 폭으로 나눈 비가 0, 0.5, 1, 2로 변화될때 극한지지력이 크게 증가되었고 그 이상의 재하위치비에서는 완만한 증가를 나타내고 있어 사면에 인접한 기초의 극한지지력은 재하위치비가 2 이하에서 사면의 영향이 큼을 알 수 있다. 그러므로 사면에 인접하여 구조물이 설치될 경우, 최소한의 안정성을 확보하기 위해서는 사면정부로부터 기초폭에 2배 정도의 거리를 유지하는 것이 적절하다고 판단된다. 또한 그림에 나타난 바와 같이 기초폭이 커질수록 극한지지력의 기울기가 증가하는 이유는 기초폭이 커질수록 탄성영역의 면적이 증가하게 되고, 증가된 탄

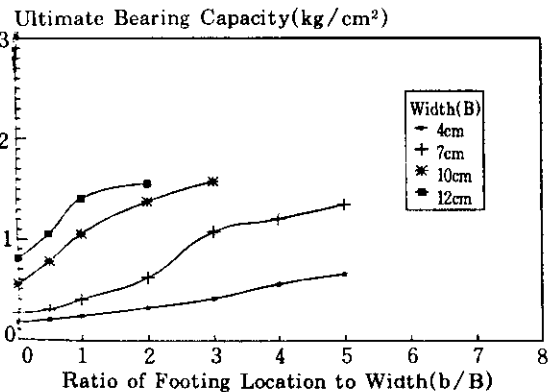


Fig 16. Ultimate bearing capacity with relative density 45%

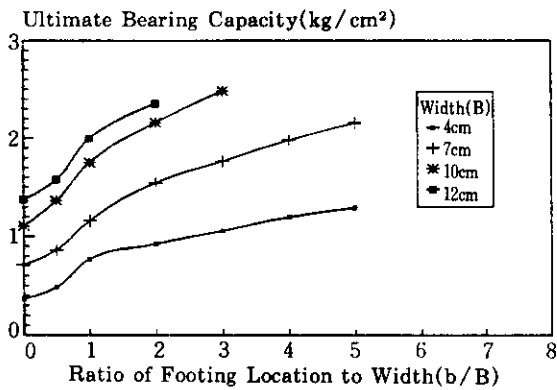


Fig 17. Ultimate bearing capacity with relative density 70%

성영역이 아랫방향으로 이동하면서 사면방향과 사면반대방향에서 발생하는 대수나선 영역과 방사전단 영역의 크기가 증가하기 때문인 것으로 판단된다.

1:1.5 사면정부에 위치한 기초의 극한지지력은 1:2 사면정부에 위치한 극한지지력보다 30-40%정도 작게 산정되었으며, 이러한 차이는 기초의 재하위치가 사면정부로부터 멀어질수록 점차 감소하여 기초의 재하위치가 5일 때 거의 동일한 값을 나타낸다. 재하위치가 5인 경우 기초의 극한지지력은 반무한사면에 위치한 기초의 약 85%를 나타내고 있으므로

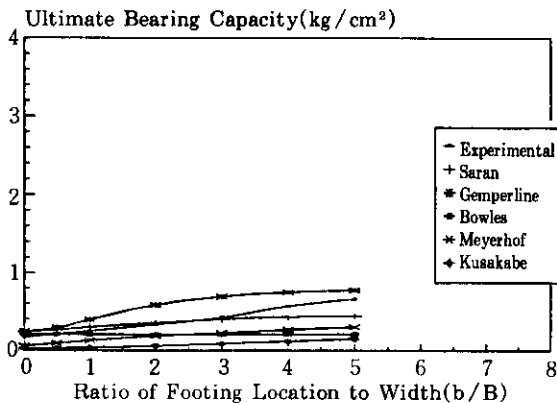


Fig 18. Comparison of ultimate bearing capacity from test results with theoretical solutions (Dr=45%, footing width=4cm)

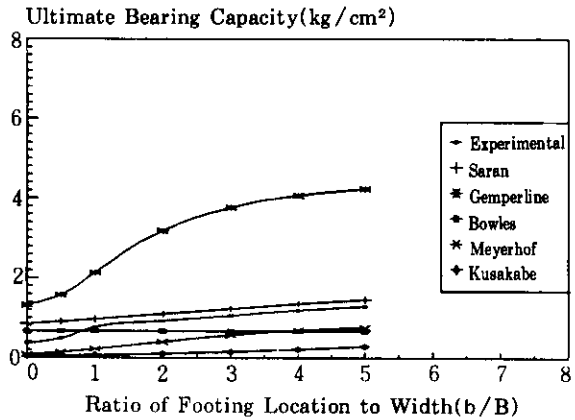


Fig 19. Comparison of ultimate bearing capacity from test results with theoretical solutions (Dr=70%, footing width=4cm)

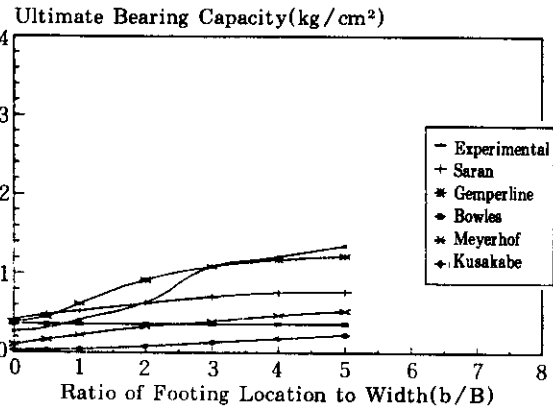


Fig 20. Comparison of ultimate bearing capacity from test results with theoretical solutions (Dr=45%, footing width=7cm)

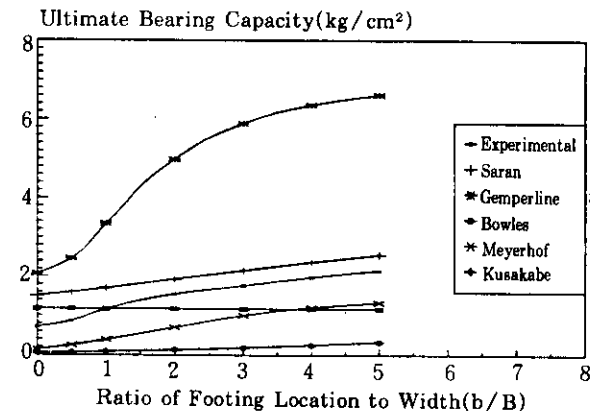


Fig 21. Comparison of ultimate bearing capacity from test results with theoretical solutions (Dr=70%, footing width=7cm)

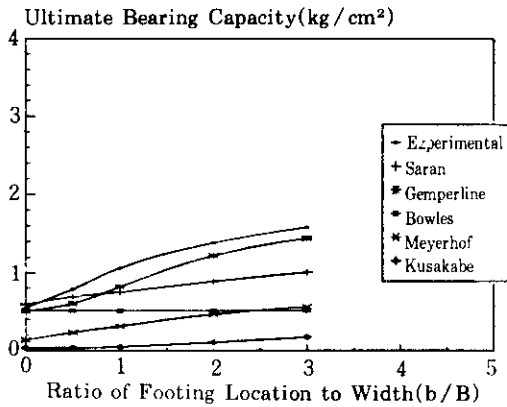


Fig 22. Comparison of ultimate bearing capacity from test results with theoretical solutions
($D_r=45\%$, footing width : 10cm)

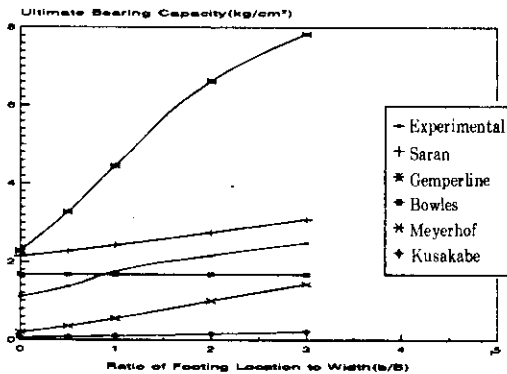


Fig 23. Comparison of ultimate bearing capacity from test results with theoretical solutions
($D_r=70\%$, footing width : 10cm)

사면의 영향은 받지만 사면경사각의 변화에 따른 영향은 거의 없다.

한편, 실험 및 이론식에 의한 극한지지력 비교결과를 Figs. 18~23에 도시하였다.

한계평형법중 Bowles 방법은 기초재하위의 변화에 따른 극한지지력의 산정에 있어서 반무한사면이나 경사진 사면의 정부에서 근입 깊이가 없을 경우 기초의 극한지지력 계수가 동일하다는 가정으로 인하여 사면정부에 인접한 기초의 극한지지력이 과대평가되었음을 알

수 있으며, Meyerhof 방법은 사면방향에서 발생하는 파괴메카니즘이 실험에서 관찰된 메카니즘과 비슷하게 나타나지만 사면 반대방향에서 발생하는 파괴면을 고려하지 않음으로 인하여 실험결과보다 작은 극한지지력을 나타낸 것으로 사료된다.

한편, 극한해석법을 사용하여 극한지지력을 산정하는 경우 사면 반대방향에서의 파괴면을 고려한 Saran 방법이 고려하지 않은 Kusakabe 방법보다 더 큰 극한지지력을 나타내며, 사면정부 근처에서 다소 차이는 있지만 실험결과와 대체적으로 유사한 경향을 보인다. 또한 Saran이 제안한 사면방향에서의 파괴메카니즘은 대수나선 형태로 가정하고 있지만 실험에서 관찰된 메카니즘은 대수나선과 방사전단영역으로 형성되었다. 그러므로 사면 및 사면반대방향에서의 적절한 파괴메카니즘의 고려유무에 따라 극한지지력에 미치는 영향이 현저한 차이를 나타냄을 알 수 있다.

Gemperline 방법에 의한 극한지지력은 상대밀도가 45%인 느슨한 사질토 지반에서는 실험결과와 유사하게 산정되었으나, 상대밀도 70%인 조밀한 지반에서는 전반적으로 크게 산정되어 과대평가되었고, 기초의 재하위치가 사면정부로부터 멀어질수록 그 차이는 점점 더 증가하므로 재하위치의 영향이 큰 변수로 작용하고 있음을 알 수 있다. 결론적으로, 실내모형실험 결과로부터 상대밀도의 변화에 따른 극한지지력은 상대밀도의 증가에 따라 내부마찰각(ϕ)과 지반의 밀도 증가로 인하여 45%일 때 보다 70%일 때 약 2배 정도 증가하였으며, 실험값과 지지력 방정식으로 부터 구한 극한지지력은 각 이론식에 적용된 다양한 파괴메카니즘으로 인하여 지지력에 현저한 차이를 나타내고 있다. 또한 기존의 이론식은 상대밀도의 증가에 따라 지지력이 2~3배 정도 증가함을 알 수 있었다.

4.3 파괴메카니즘

모형실험을 수행하여 관찰된 파괴메카니즘

은 일정한 층별로 염색된 모래와 소형 구형알을 지반속에 삽입한 후 사진촬영하여 Photo. 1~3에 나타내었다. 불연속면의 형태와 염색된 소형구형알의 변위는 7cm 기초를 기준으로 상

대밀도 70%일 때 1:1.5 사면의 0, 0.5, 4 재하 위치비에서 촬영한 것이다.

Figs. 24~26에는 염색된 소형 구형알의 변위방향을 연속촬영한 사진으로부터 비교분석하여 도시하였다.

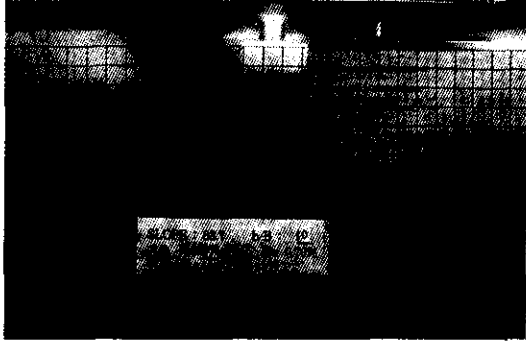


Photo.1. Failure mode
(slope : 33.7°, footing width : 7cm, b/B : 0)

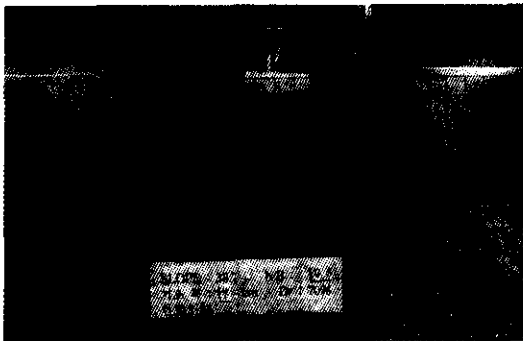


Photo.2. Failure mode
(slope : 33.7°, footing width : 7cm, b/B : 0.5)

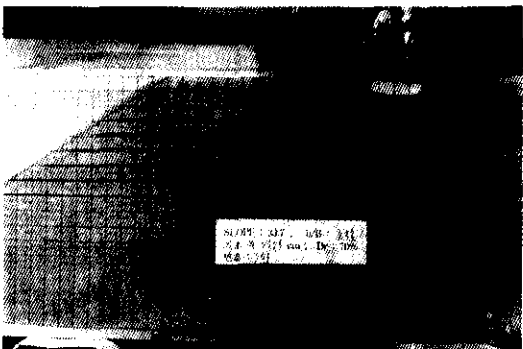


Photo.3. Failure mode
(slope : 33.7°, footing width : 7cm, b/B : 4)

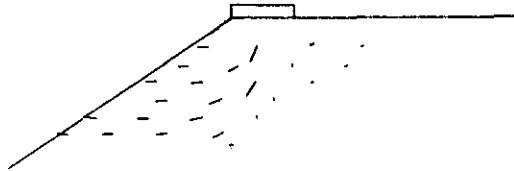


Fig 24. Observed displacements of markers
(slope : 33.7°, footing width : 7cm, b/B : 0)

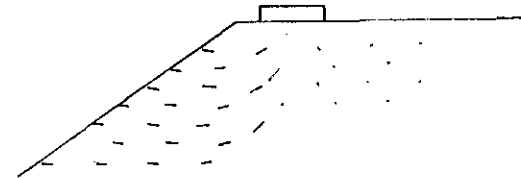


Fig 25. Observed displacements of markers
(slope : 33.7°, footing width : 7cm, b/B : 0.5)

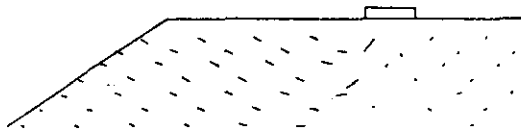


Fig 26. Observed displacements of markers
(slope : 33.7°, footing width : 7cm, b/B : 4)

사진 및 그림에 나타낸 바와 같이 상대밀도 70%로 조밀하게 조성된 지반은 재하관 중심아래 탄성영역에서 썰기형태의 파괴후, 흙 썰기의 하향이동으로 인해 썰기의 양측방으로 밀림

력을 발생시켜 썩기를 중심으로 대수나선 형태의 파괴로 진행되었다. 또한, 조밀한 지반의 경우 하중이 극한하중에 도달할때 갑작스런 파괴가 일어나게 되고 흙의 파괴면은 지표면까지 확장된다. 그러나 본 실험에서는 지반의 밀도가 느슨한 경우와 조밀한 경우 모두 극한하중에 도달하는 동안 명확한 파괴면이 발생하지 않았으며 극한하중을 지난후 변형연화 구간에서 파괴면이 점진적으로 진행됨을 관찰하였다. 한편, 상대밀도 45%로 조성된 지반은 사면선단 근처와 사면선단으로부터 멀리 떨어진 위치에서 서로 다른 파괴형태가 관찰되었다. 즉, 사면선단에 재하된 기초는 탄성영역에서의 파괴후 사면위의 구속응력이 작음으로 인한 측방변위가 유발되었기에 확연한 파괴면을 관찰할 수 있었고, 사면에서 멀리 떨어진 곳에 위치한 기초는 하중재하시 기초아래의 탄성영역에서 썩기형태의 파괴 후, 느슨한 지반조성으로 인해 뚜렷한 파괴형상이 국부전단파괴가 발생함을 관찰할 수 있었다.

기초의 재하위치비 증감에 따른 파괴메카니즘은 변형을 연화구간에서 활영된 사진속의 염색사와 염색된 소형구형알의 변위방향을 중심으로 비교하였다. 그 결과, 염색된 소형구형알의 변위방향은 탄성영역에서 하향으로 이동하였으며 기초저면과 지반이 접하는 부분에서 변위가 가장 크게 발생하였다. 한편, 극한해석시 탄성영역의 하향이동으로 인하여 발생시키는 대수나선 영역과 방사전단 영역은 파괴면에 대하여 내부마찰각만큼의 각도를 이루며 진행된다고 가정하였으나, 본 실험에서 관찰된 소형구형알의 변위방향을 중심으로 비교한 결과 Figs. 24~26에서 보는 바와 같이 내부마찰각보다 작은 각도를 이루며 형성되었다. 또한, 기존 해석방법들과 비교할 경우 사면방향에서는 탄성영역과 대수나선영역 및 방사전단영역이 거의 유사한 파괴형태로 관찰되었지만 사면 반대방향에서는 다른 형태의 파괴메카니즘이 관찰되었다.

따라서 지반의 파괴메카니즘은 상대밀도와

관계없이 재하위치비가 사면정부로부터 멀어질수록 반무한사면에서의 파괴메카니즘과 유사하게 형성됨을 알 수 있었으며, 기초 재하위치비의 영향을 고려하지 않은 기존의 해석방법들은 타당하지 못하다고 판단된다. 그러므로 극한지지력 산정에 가정되는 파괴메카니즘은 재하위치의 변화에 따른 영향을 고려하여야만 보다 정확한 지지력을 산정할 수 있다고 사료된다.

5. 결론

본 연구는 비점착성 사질토 사면에 인접한 대상기초의 극한지지력과 파괴메카니즘에 관한 실험적, 수치해석적 연구로서 상대밀도, 사면경사각, 사면정부로부터 기초까지의 거리, 기초폭을 변화시키는 매개변수적 모형기초재하실험을 실시하여 극한지지력 및 파괴메카니즘, 하중-침하특성에 미치는 영향을 검토하고, 실험결과를 기존의 이론적인 해석법 및 경험식과 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 지반의 상대밀도가 클수록, 사면 경사각이 완만할수록, 기초폭이 커질수록, 기초의 재하위치가 사면정부로부터 멀어질수록 하중-침하 곡선의 초기접선탄성계수와 극한하중에 이르는 기초의 연직변위량은 증가하였다.
- 2) 상대밀도가 45%에서 70%로 증가함에 따라 극한지지력은 약 2배 증가하였고, 기존의 이론식은 상대밀도의 증가에 따라 2~3배 증가하였다.
- 3) 1:1.5와 1:2.0 사면에서 재하위치비가 5일 때 기초의 극한지지력은 반무한사면에 위치한 기초의 약 85%를 나타내고 있으므로 사면의 영향은 받지만 사면경사각의 변화에 따른 영향은 거의 없다.
- 4) 사면에 인접하여 구조물이 설치될 경우, 최소한의 안정성을 확보하기 위해서는 사면정부로부터 기초폭에 2배 정도의 거리

를 유지하는 것이 적정하다고 판단된다.

- 5) 상대밀도가 45%로 느슨하게 조성된 사면에서도 사면전단이나 사면에 인접한 기초의 파괴양상은 전반전단파괴가 발생하며, 사면에서 멀어질수록 극부전단파괴의 형태를 나타낸다.
- 6) 극한지지력 산정시 Meyerhof, Bowles, Kusakabe 방법은 상대밀도와 상관없이 실험결과에 비하여 비교적 적게 산정되었고, Gemperline의 경험식은 상대밀도가 45%일 경우는 실험결과에 근접한 반면에 70%에서는 과대평가되었다. 한편, Bowles의 식은 재하 위치비(b/B)의 변화와 무관하게 일정한 지지력을 나타낸다.
- 7) Saran의 지지력 산정법은 지반의 상대밀도 변화와 무관하게 실험결과와 매우 근접하였다.

참 고 문 헌

1. 박병수(1993), 대상기초 저면의 조도가 극한지지력 및 파괴메카니즘에 미치는 영향, 석사학위논문, 강원대학교, pp.9~23.
2. Azzouz, A. S., and Baligh, M. M.(1983), "Loaded Areas on Cohesive Slopes", J. of Geotech. Eng., ASCE, Vol.109, No.5, pp. 724~729.
3. Bagge, Gunnar, and Steen Norman Christensen(1977), "Centrifugal Testing on the Bearing Capacity of Circular Footings on the Surface of Sand", Dialog. 20th Anniversary of the Engineering Academy of Denmark, Copenhagen, pp.337~346.
4. Bowles, J. E.(1982), Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill Book Company, New York, N. Y.
5. Chen, W. F.(1975), Limit Analysis and Soil Plasticity, Elsevier Scientific Publishing Company.
6. De Beer, E. E.(1970), "Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand", Geotechnique, Vol.20, No.4, pp.387~411.
7. Dembicki, Eugeniusz, and Bohdan Zadroga (1974), "Model Tests on Bearing Capacity of Foundations on Slope", Proceedings 4th Danube-European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bled, Slovenia.
8. Gemperline, M. C.(1984), "Centrifugal Model tests for Ultimate Bearing Capacity of Footings on Steep Slopes in Cohesionless Soil", REC-ERC-84-16, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado 80225.
9. Gemperline, M. C.(1988), "Centrifuge Modeling of Shallow Foundations", Proc., ASCE Spring Convention, ASCE.
10. Giroud, J. P., and Tran-Vo-Nhiem(1971), "Force Portante d'une Fondation sur une Pente", Theories et Methodes de Calcul, 131~140.
11. Hansen, J. B.(1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity", Danish Geotechnical Institute Bulletin, No.28, Copenhagen.
12. Kimura, T., O. Kusakabe, and K. Saitoh. (1975), "Geotechnical Model Tests of Bearing capacity Problems in a Centrifuge". Geotechnique, Vol.35, No.1, pp.33~45.
13. Kusakabe, Osamu, Tsutomu Kimura, and Hakuju Yamaguchi,(1981), "Bearing Capacity of Slopes under Strip Loads on the Top Surface", Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.21, No.4, pp.29~40.
14. Lamé, T. W. and Whitman(1979), Soil Mechanics. John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y.
15. Meyerhof, G. G.(1957), "The Ultimate Bearing Capacity of Foundation on Slopes", Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engi., I, pp.384~386.
16. Meyerhof, G. G.(1963), "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", CGJ, Vol.1, No.1, pp.16~26.
17. Peynircioglu, H.(1948), "Test on Bearing

- Capacity of Shallow Foundations on Horizontal Top Surfaces of Sand Fill", Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, p.194.
18. Saran, S., Sud, V. K., and Handa, S. C. (1989), "Bearing Capacity of Footings Adjacent to Slopes", J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 115, No.4, pp.553~573.
19. Shields, D. H.(1977), "Bearing Capacity of Foundations near Slopes", Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Japan, 2, pp.715~720.

(접수일자 1996. 12. 6)