

모래지반에서 원형기초의 수직-수평 조합하중 지지력과 경사계수에 대한 수치해석 연구

Numerical Studies on Combined VH Loading and Inclination Factor of Circular Footings on Sand

김 동 준¹ Kim, Dong-Joon

윤 준 웅² Youn, Jun-Ung

지 성 현³ Jee, Sung-Hyun

최 재 형⁴ Choi, Jaehyung

이 진 선⁵ Lee, Jin-Sun

추 연 옥⁶ Choo, Yun Wook

Abstract

For circular rigid footings with a rough base on sand, combined vertical - horizontal loading capacity was studied by three-dimensional numerical modelling. A numerical model was implemented to simulate the swipe loading and the probe loading methods and an interpretation procedure was devised in order to eliminate the numerical error from the restricted mesh density. Using the Mohr-Coulomb plasticity model, the effect of friction angle was studied under the associated flow-rule condition. The swipe loading method, which is efficient in that the interaction diagram can be drawn with smaller number of analyses, was confirmed to give similar results with the probe loading method, which follows closely the load-paths applied to real structures. For circular footings with a rough base, the interaction diagram for combined vertical (V) - horizontal (H) loading and the inclination factor were barely affected by the friction angle. It was found that the inclination factors for strip and rectangular footings are applicable to circular footings. For high H/V ratios, the results by numerical modelling of this study were smaller than the results of previous studies. Discussions are made on the factors affecting the numerical results and the areas for further researches.

요 지

모래지반의 지표면에 위치한 거친 바닥면을 가진 강체 원형기초에 대하여 삼차원 수치해석을 통하여 수직-수평 조합하중 조건에서의 지지력을 구하였다. 조합하중 상관도를 효율적으로 산출할 수 있는 swipe 재하방법과 실제 구조물의 하중 조건과 유사한 probe 재하방법을 모사할 수 있는 수치모델을 구현하였으며 요소망의 조밀도에 의한 오차를 소거할 수 있는 분석 절차를 개발하였다. Mohr-Coulomb 소성모델을 사용하고 관련흐름법칙을 적용하여 지반의 내부 마찰각에 따른 수직-수평 조합하중에 대한 지지력 상관도와 경사계수를 산출하였다. Swipe 재하방법의 결과는 probe

1 정희원, 현대건설(주) 연구개발본부 차장 (Member, Chief Research Engineer, R&D Division, Hyundai E&C Co., Ltd., Tel: +82-31-280-7266, Fax: +82-31-280-7070, djkim@hdec.co.kr, Corresponding author, 교신저자)

2 정희원, 현대건설(주) 연구개발본부 과장 (Member, Senior Research Engineer, R&D Division, Hyundai E&C Co., Ltd.)

3 정희원, 현대건설(주) 연구개발본부 부장 (Member, General Manager, R&D Division, Hyundai E&C Co., Ltd.)

4 비희원, 현대건설(주) 연구개발본부 부장 (General Manager, R&D Division, Hyundai E&C Co., Ltd.)

5 정희원, 원광대학교 토목환경공학과 조교수 (Member, Assistant Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Wonkwang Univ.)

6 정희원, 국립공주대학교 건설환경공학부 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Kongju National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2014년 9월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

재하방법을 사용한 결과와 유사함을 확인하였으며, 거친 바닥면 조건에서 수직-수평 조합하중 지지력 상관도의 내부 마찰각에 따른 변화는 미미하고, 원형기초에 대해서 연속기초 및 사각형기초와 동일한 경사계수를 적용할 수 있는 것으로 나타났다. 하중의 경사가 큰 경우에는 수치모델링을 통해 산출된 원형기초에 대한 지지력 상관도와 경사계수는 기존의 연구 결과보다 작게 평가되었으며, 수치모델링 결과에 영향을 미치는 요인과 향후 연구 방향에 대하여 고찰하였다.

Keywords : Shallow foundation, Combined loading, Interaction diagram, Inclination factor, Circular footing, Swipe loading, Numerical modelling

1. 연구 대상 및 배경

기초의 설계는 지지력과 침하에 대한 검토를 통해 수행되며, 하중 성분은 수직하중, 모멘트하중, 수평하중 및 비틀림하중 등이 고려된다. 본 논문에서는 수치모델링을 통하여 균질한 모래지반 표면에 위치한 거친 바닥면을 가진 원형기초에 수직, 수평하중이 조합되어 작용할 때의 지지력에 대하여 연구하였다.

일반적으로 기초의 지지력은 Terzaghi(1943)의 제안을 바탕으로 연속기초의 수직하중에 대한 지지력을 기준으로, 다양한 조건들을 고려하기 위한 보정계수들을 수직하중에 대한 지지력에 곱하여 산정한다(식 (1)). 수평하중은 이들 보정계수 중 경사계수에 반영되며, 원형기초에 대한 경사계수는 연속기초와 구분되지 않는다. 모멘트하중은 일반적으로 Meyerhof(1953)가 제안한 유효폭(식 (2)) 개념을 적용하여 고려된다.

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} \quad (1)$$

여기서, q_u : 극한지지력

B : 기초의 폭

N_{γ} : 내부마찰각에 따른 지지력계수

s_{γ} : 형상계수

i_{γ} : 경사계수

$$B' = B - 2e \quad (2)$$

여기서, B' : 기초의 유효폭

e : 편심거리

이와 같은 방법에서 수평하중과 모멘트하중이 지지력에 미치는 영향은 개별적으로 고려되며, 각각의 영향

을 중첩하여 수직하중에 대한 지지력을 산정한다. 이러한 방법은 검토 대상이 선형 거동을 하는 경우에 타당하나 지지력 문제는 비선형 문제이므로 오차를 유발할 수 있으며(Gottardi and Butterfield, 1993), 지지력에 대한 안전성은 하중 경로에 따라 달라지나(Ingra and Baecher, 1983) 이와 같은 방법에서는 설계자가 각 하중 성분에 대한 안전율을 가늠하기 어려운 단점이 있다(Gottardi and Butterfield, 1993; Butterfield, 2006; Lesny, 2006; Randolph and Gourvenec, 2011). 따라서, 파괴가 발생하는 각 하중 성분들의 조합을 이차원 평면 또는 삼차원 공간에 지지력 상관도 또는 파괴면(interaction diagram, failure surface)으로 표시하는 방법이 제안되었다(Roscoe and Schofield, 1957; Ticof, 1977; Butterfield, 1978; Fig. 1).

해양구조물의 경우 육상구조물보다 수직하중은 상대적으로 작은 반면, 바람, 파도 및 조류에 의한 환경하중으로 인하여 수평 및 모멘트하중은 훨씬 크고(Randolph and Gourvenec, 2011; Fig. 2(a)), 해상풍력타워에서는 상부구조물의 자중은 더욱 작고 풍하중이 해저면 상부 약 90 m 이상의 높이에 작용하므로 이러한 경향이 더욱 두드러진다(Byrne and Houlsby, 2003; Fig. 2(b)). Fig. 2에서 수평하중과 수직하중의 비(H/V)를 비교하면 고층

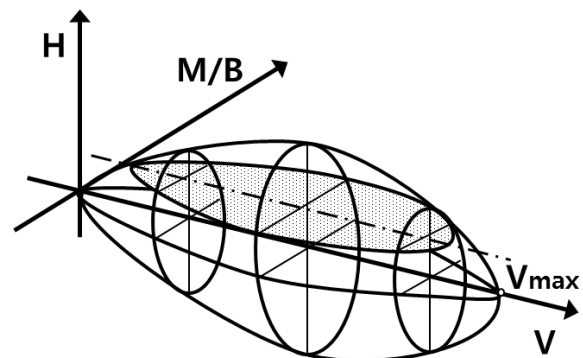


Fig. 1. 3D interaction surface in the general space of loading components (Gottardi and Butterfield, 1993)

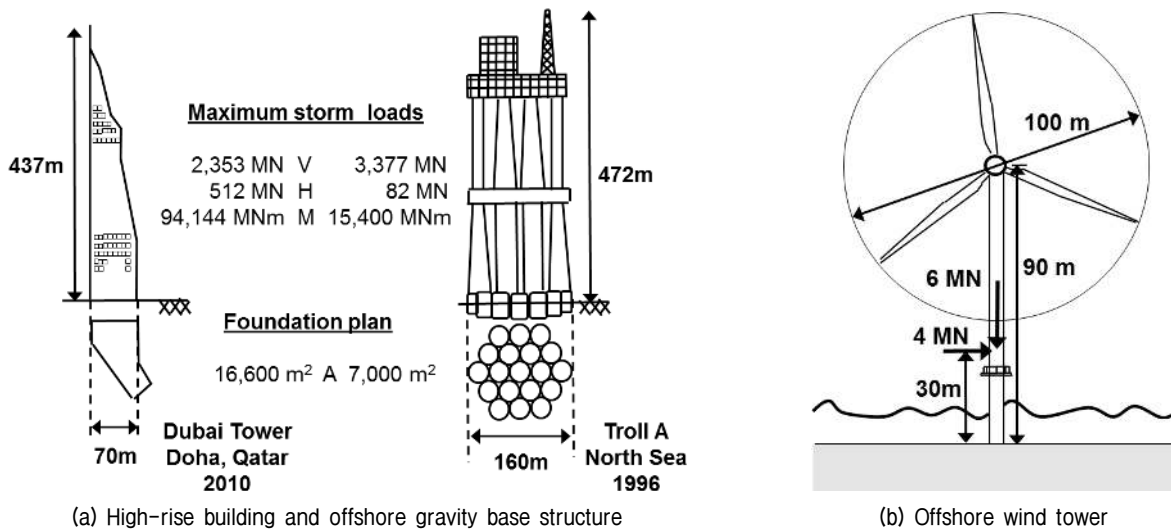


Fig. 2. Comparison of typical design conditions (Randolph and Gourvenec, 2011; Byrne and Houlsby, 2003)

건물 0.024, 중력식 해양구조물 0.22, 해상풍력타워 0.67이며, 모멘트하중과 수직하중의 비(M/V)는 고층건물 4.6 m, 중력식 해양구조물 40.0 m, 해상풍력타워 20.0 m로서, 해양구조물이나 해상풍력타워에서 수직하중에 비해 수평하중과 모멘트하중의 크기가 상대적으로 매우 큰 것을 확인할 수 있다. 따라서, 이러한 해양구조물에 얽은기초를 적용할 경우에는 조합하중 조건을 적절하게 고려하여 기초를 설계하는 것이 중요하며, 원형 또는 원형에 가까운 형태가 적용되는 경우가 많으므로 원형기초 조건을 고려하는 것이 필요하다.

기존의 지지력공식 및 주요 설계기준에서 제시된 수직-수평 조합하중 고려 방법은 내부마찰각 및 기초 형상의 영향에 대하여 상이한 방법들을 제시하고 있으며, 원형기초에 대해서는 별도로 고려하지 않고 있다. 또한 모래지반에서 원형기초의 조합하중 지지력에 관하여 수치모델링에 기반한 연구는 거의 없는 상황이다. 이러한 상황을 고려하여 본 논문에서는 조합하중 조건 중 수직-수평 조합하중에서의 원형기초의 지지력에 대해 연구하였으며, 선행 연구에 대해서는 2장에서 자세하게 정리하였다. 본 논문에서는 조합하중 상관도를 효율적으로 산출할 수 있는 swipe 재하방법과 실제 구조물의 하중 조건과 유사한 probe 재하방법을 모사할 수 있는 수치모델을 개발하고 두 방법에 의한 결과를 비교하였으며, 삼차원 수치해석에서 적은 수의 요소를 사용한 결과들을 이용하여 조밀도가 높은 경우의 결과를 추정할 수 있는 방법을 적용하였다. Mohr-Coulomb 소성모델을 사용하여 지반의 내부마찰각(ϕ)에 따른 상관도의 변화를

관찰하였으며, 원형기초의 경사계수에 대하여 본 연구의 결과와 선행 연구결과를 비교하여 검토하였다.

2장에서 조합하중 조건에서의 지지력을 산정하기 위한 지지력공식과 상관도에 관련된 선행 연구에 대하여 요약하였으며, 3장에서는 수치모델의 개발, 지반 물성 및 재하방법에 대하여 기술하였고, 4장에서는 산출된 결과와 상관식을 소개하고 재하방법, 지반 물성과 기초형상의 영향에 대하여 기존의 제안식 및 연구 결과와 비교하고 수치모델링과 모형실험에 의한 결과에 차이를 발생시킬 수 있는 원인에 대하여 고찰하였다.

2. 선행 연구

2.1 지지력공식의 경사계수

기초에 수직(V) 및 수평하중(H)이 동시에 작용하는 경우(VH 조합하중)는 경사하중이 작용하는 것으로 생각할 수 있고 일반적인 지지력공식에서는 경사계수(i_v)를 사용하여 고려되며, 모멘트하중은 수직하중이 기초의 중심점에서 벗어나 작용하는 것으로 고려될 수 있다 (Fig. 3). Meyerhof(1953, 1955)는 길이(L)와 폭(B)의 비(L/B)가 1~6인 기초에 대한 모형실험결과를 제시하고, 하중의 경사($\alpha = \tan^{-1}(H/V)$)와 지반의 내부마찰각에 따른 식 (3)(Meyerhof, 1963)을 제안하였으며, Brinch Hansen(1970)은 직사각형 기초에 대하여 특성곡선법(Method of characteristics, MOC)을 사용하여 계산한 결과에 기반하여 하중이 기초의 짧은 변과 평행하게 작용

하는 경우의 근사식(식 (4))을 제시하였다. Muhs와 Weiss (1969)는 직사각형 기초에서 경사계수는 하중의 방향에 영향을 받는다고 하였고, Vesic(1975)은 특성곡선법에 기반하여 직사각형 기초에서 하중의 방향과 형상비를 고려할 수 있는 식을 제시하였으며, 모래지반에서 하중이 기초의 짧은 변과 평행하게 작용하는 경우에는 식 (5a)와 (5b)로 표현된다. Ingra와 Baecher(1983)는 다른 연구자들의 모형실험 결과를 종합하여 연속기초의 경사계수는 정방형기초보다 작다는 결론을 도출하였으며, 모든 L/B에 대하여 식 (6a), 연속기초에 대하여 식 (6b)를 제시하였다.

$$i_\gamma = (1 - \alpha/\phi)^2 \quad \text{Meyerhof(1963)} \quad (3)$$

$$i_\gamma = (1 - 0.7H/V)^5 = (1 - 0.7 \tan \alpha)^5 \quad \text{Brinch Hansen(1970)} \quad (4)$$

$$i_\gamma = (1 - H/V)^{n+1} \quad \text{Vesic(1975)} \quad (5a)$$

$$n = (2 + B/L)/(1 + B/L) \quad (5b)$$

$$i_\gamma = 1.0 - 2.41(H/V) + 1.36(H/V)^2$$

$$\text{Ingra and Baecher(1983), for all L/B} \quad (6a)$$

$$i_\gamma = 1.0 - 3.43(H/V) + 2.92(H/V)^2 \quad \text{for strip footing(L/B = 6)} \quad (6b)$$

앞에서 기술된 경사계수에 대한 제안식들을 Fig. 4에 비교하였다. Fig. 4(a)에서 제안식들 중 유일하게 내부마찰각의 영향을 고려하는 Meyerhof(1963)의 제안식은 내부마찰각에 따라 경사계수가 크게 증가하며 내부마찰각 30°에 대한 결과는 다른 제안식들과 비교하여 하한측의 값을 주는 것으로 나타났으며, Ingra와 Baecher (1983)의 모든 L/B에 대한 제안식은 다른 제안식들과 비교하여 상한측임을 알 수 있다. 형상비를 고려하는 제안식들에 대하여 L/B에 따른 경사계수의 변화를 비교하면 Fig. 4(b)와 같다. Ingra와 Baecher(1983)의 연속기초에 대한 제안식은 하한측의 값을 주고 있으며, 모든 L/B에 대한 결과보다 크게 감소된 값을 주는 것을 알 수 있다. Vesic(1975)의 제안식 역시 정방형기초가 가장 큰 값을 나타내고 L/B가 증가할수록 경사계수는 감소하는 경향을 보였으나, L/B에 따른 경사계수의 변화 정도는 Ingra와 Baecher(1983)의 결과보다는 작은 것으로 나타났다. 앞에서 소개된 경사계수 제안식에서 원형기초에 대해서는 별도로 고려되지 않고 있다.

대표적인 설계기준에서 제시된 경사계수 산정방법을 Table 1에 요약하였다. API(2011)에서는 Brinch Hansen (1970)의 제안식을 채택하고 있고, AASHTO(2012)와 Eurocode(2004)에서는 Vesic(1975)의 제안식을 채택하고 있으며, DNV(2013)도 유사한 형태의 식을 제시하고 있으나 계수에서 다소 차이가 있다. 경사계수에 대해서

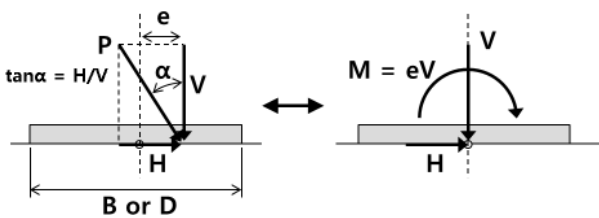
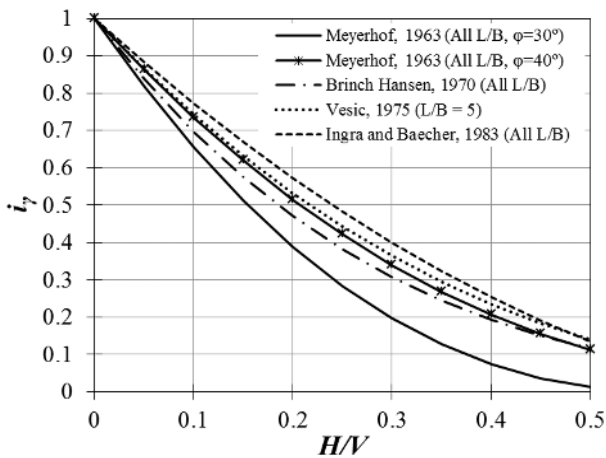
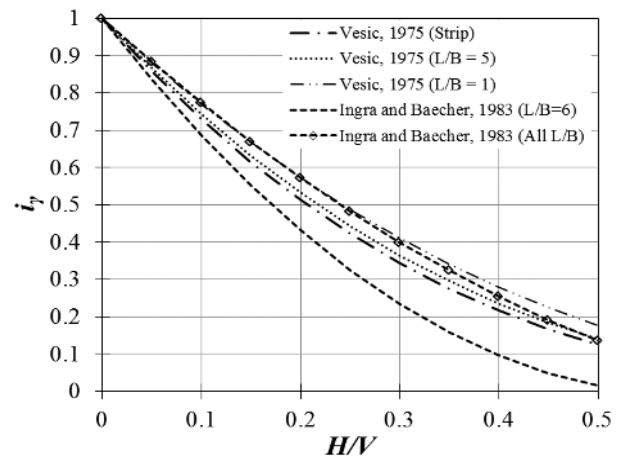


Fig. 3. Statically equivalent force resultants for a footing



(a) All or representative L/B



(b) Variations according to L/B

Fig. 4. Inclination factors of bearing capacity equations

Table 1. Inclination factors in the typical design codes for surface footings on sand

Codes	API RP 2GEO (2011)	DNV OS J101 (2013)	AASHTO LRFD (2012)	Eurocode 7 (2004)
Inclination factor	$i_\gamma = (1 - 0.7H/V)^5$ (Eq. 4; Brinch Hansen, 1970)	$i_\gamma = (1 - H/V)^4$	$i_\gamma = (1 - H/V)^{n+1}$ $n = 1.5 \sim 2.0$ (Eq. 5; Vesic, 1975)	

내부마찰각의 영향을 고려하고 있지 않는 점은 모든 설계기준에서 공통적이다. 반면, 사각형 기초의 형상비에 따른 경사계수의 변화에 대해서는 설계기준에 따라 차이가 있는 것을 알 수 있다. 형상비를 고려하는 경우, 하중의 경사각이 동일하더라도 편심하중이 작용하는 경우에는 하중의 편심 정도에 따라 기초의 유효폭(B') 및 유효길이(L')가 바뀌므로 경사계수가 변동되어 적용된다. 원형기초의 경사계수에 대해서는 사각형 기초와 구분하여 제시되지는 않았으나, API(2011) 및 DNV(2013)에서는 형상비에 무관한 식을 제시하고 있으므로 원형기초에 대해서 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

지지력공식의 경사계수에 대한 선행 연구 결과를 종합할 때, 사각형 기초의 형상비에 따른 경사계수의 변화는 연속기초에 비하여 정방형기초의 경사계수가 상대적으로 클 가능성은 있으나, 변화의 정도를 명확하게 파악하고 형상에 따라 구분하여 적용하기는 어려운 상황으로 판단되며, 지지력공식의 경사계수에서 원형기초를 별도로 고려하기 위한 연구는 거의 없는 상황이다.

2.2 경사계수와 지지력 상관도의 변환

기초의 중심에 수직하중만이 작용할 때 지지력은 최대가 되며(V_{max}), 경사하중이 작용할 때의 지지력(V)은 식 (7)과 같이 표현할 수 있다. 여기에, 경사계수에 대한 식 (3)~(6)을 식 (7)에 대입하고 V_{max} 로 정규화하여 정리하면 수직지지력이 발현될 때의 수직하중과 수평하중의 관계에 대한 식 (8)~(11)을 얻을 수 있으며, V/V_{max} 와 H/V_{max} 의 관계는 Fig. 5와 같이 포물선 형태와 유사하다.

$$V = V_{max} i_\gamma \quad (7)$$

$$\frac{H}{V_{max}} = \frac{V}{V_{max}} \tan \left[\phi \left(1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{0.5} \right) \right] \quad (8)$$

Meyerhof(1963)

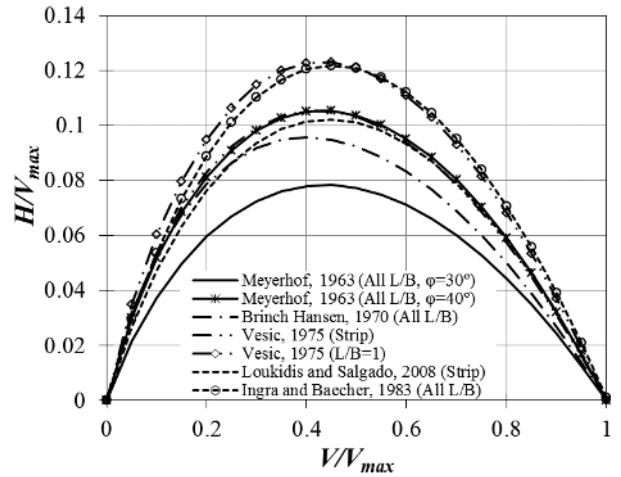


Fig. 5. Interaction diagram of bearing capacity equations for combined VH loading

$$\frac{H}{V_{max}} = \frac{V}{0.7 V_{max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{0.2} \right] \quad (9)$$

Brinch Hansen(1970)

$$\frac{H}{V_{max}} = \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{1/3} \right] \quad (10)$$

Vesic(1975) for $L/B = \infty$

$$\frac{H}{V_{max}} = \frac{V}{V_{max}} \left[0.886 - \left(\frac{V}{1.36 V_{max}} + 0.050 \right)^{0.5} \right] \quad (11a)$$

Ingra and Baecher(1983), for all L/B

$$\frac{H}{V_{max}} = \frac{V}{V_{max}} \left[0.587 - \left(\frac{V}{2.92 V_{max}} + 0.002 \right)^{0.5} \right] \quad (11b)$$

for strip footing($L/B = 6$)

전통적인 지지력공식에서 수직-수평 조합하중에 대한 지지력은 경사계수를 사용하여 하중의 경사에 따른 수직지지력의 감소율로 표현되나(Fig. 4), 이러한 관계는 포물선과 유사한 형태의 수직, 수평하중 상관도로 바꾸어 표현될 수 있으며, 지지력 상관도는 전통적인 지지력공식에서의 경사계수와 별개의 방법이 아니라 표현

방식에 차이가 있는 것임을 이해할 수 있다.

2.3 사각형기초에 대한 지지력 상관도 연구

조합하중에 대한 지지력을 구하기 위하여 경사계수 또는 유효폭 개념을 사용하지 않고 수직, 모멘트 및 수평 조합하중에 대하여 항복이나 파괴가 발생할 때의 하중성분의 조합을 $V : M/B : H$ 공간(원형기초의 경우 $M/D, D$: 기초의 직경)에 곡면으로 표시하여 고려하는 방법이 사용되고 있다(Fig. 1). 앞에서 살펴본 수직-수평 조합하중을 평면상의 곡선으로 표시하는 것도 이에 포함된다. 이 때, 일반적으로 모멘트하중은 힘의 단위로 통일하기 위하여 기초의 폭(B) 또는 직경(D)으로 정규화하여 표시되며, 각 하중 성분은 최대 수직지지력(V_{max}) 또는 선행 최대 수직하중(V_0)으로 정규화하여 표현된다. 본 논문에서는 극한지지력이 발현되는 경우($V_0=V_{max}$)에 대하여 고려하였으며, 수직-수평 및 수직-모멘트 조합하중에 대한 선행 연구 내용을 같이 정리하였다.

Georgiadis와 Butterfield(1988)는 조밀한 모래지반에서 연속기초에 대한 모형실험을 통해 지지력 상관도를 구하였으며, VH 조합하중에서 최대 수평하중(H_{max})은 $H_{max}/V_{max} = 0.12$, VM 조합하중에서 최대 모멘트(M_{max})는 $M_{max}/BV_{max} = 0.10$ 이며, 최대값이 나타나는 위치는 $V/V_{max} = 0.5$ 인 결과를 얻었다. 또한, $V : H$ 상관도의 초기 기울기(H/V)는 기초와 지반과의 마찰계수($\tan \delta \approx 0.5$, δ : 기초와 지반과의 마찰각 = 26°)이며, $V : M/B$ 상관도의 초기 기울기(M/BV)는 편심의 최대값이 $B/2$ 임을 고려할 때($M/V = e = B/2$) 0.5라고 하였다. $V : M/B : H$ 공간에서 조합하중에 대한 관계식을 제안하였으며, $V : H$ 평면($M = 0$)과 $V : M/B$ 평면($H = 0$)에서의 관계로 나타내면 각각 식 (12a), (12b)와 같다.

$$\frac{H}{V_{max}} = \frac{V}{V_{max}} \left[-0.03 \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^3 - 0.06 \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^2 - 0.52 \frac{V}{V_{max}} + 0.5 \right] \quad (12a)$$

$$\frac{M}{BV_{max}} = \frac{V}{V_{max}} \left[-0.4 \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^3 + 0.8 \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^2 - 0.9 \left(\frac{V}{V_{max}} \right) + 0.5 \right] \quad (12b)$$

Nova와 Montrasio(1991)는 조밀한 모래와 느슨한 모래에서 연속기초에 대한 모형실험을 실시하여 $H_{max}/V_{max} = 0.12$, $M_{max}/BV_{max} = 0.075$ 인 결과를 얻었다(식 13). 여기서 μ 는 $V : H$ 평면에서 초기 기울기이며, ψ 는 $V : M/B$ 평면에서 초기 기울기이다.

$$\frac{H}{V_{max}} = \mu \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right) \right]^{0.95} \quad (13a)$$

$$\frac{M}{BV_{max}} = \psi \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right) \right]^{0.95} \quad (13b)$$

Gottardi와 Butterfield(1993)는 매우 조밀한 모래에서 거친 바닥면을 가진 연속기초에 대한 모형실험을 실시하여 일반적인 포물선의 방정식을 이용한 상관식을 제시하였고(식 (14a), (14b)), 지지력 상관도는 하중 경로의 영향을 받지 않으며(Fig. 6), $M/B : H$ 평면에서 상관도는 M과 H의 부호가 다를 때 크기가 큰 비대칭 형태인 결과를 얻었다. 포물선의 방정식(식 (15))에서 β_1 은 초기 기울기이며, 최대값은 $V/V_{max} = 0.5$ 에서 $\beta_1/4$ 이므로, 식 (14a), (14b)에서 최대값은 각각 0.12, 0.09이다.

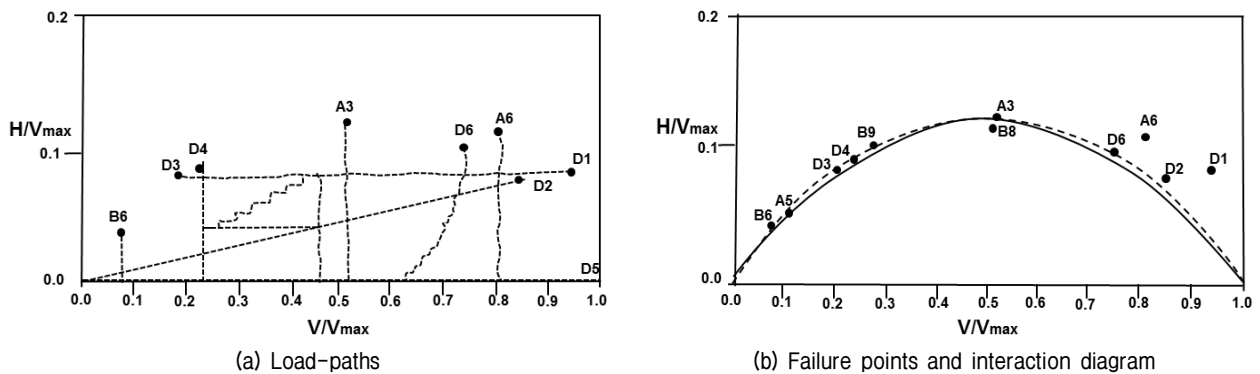


Fig. 6. Load-paths and failure points in the $V/V_{max} - H/V_{max}$ plane (Gottardi and Butterfield, 1993)

$$\frac{H}{V_{\max}} = 0.48 \frac{V}{V_{\max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{\max}} \right) \right] \quad (14a)$$

$$\frac{M}{BV_{\max}} = 0.36 \frac{V}{V_{\max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{\max}} \right) \right] \quad (14b)$$

$$\frac{H}{V_{\max}} \text{ or } \frac{M}{BV_{\max}} = \beta_1 \frac{V}{V_{\max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{\max}} \right) \right] \quad (15)$$

이상과 같은 조합하중 지지력 상관도에 대한 방정식은 각 하중 성분을 기초가 받았던 최대 수직하중($V_0 \leq V_{\max}$)으로 정규화한 변수($v = V/V_0$, $m = M/DV_0$ or M/BV_0 , $h = H/V_0$)를 사용하여 식 16과 같이 일반화할 수 있다 (Martin, 1994). 여기서 $m_0 = M_{\max}/DV_0$ 와 $h_0 = H_{\max}/V_0$ 는 각 변수의 최대값으로서 항복면의 크기와 관계되며, a 는 $m : h$ 평면에서 상관도의 회전각, β_1 과 β_2 는 v 축을 포함한 평면에서 상관도의 비대칭 형상과 관계된다.

$$\left(\frac{m}{m_0} \right)^2 + \left(\frac{h}{h_0} \right)^2 - 2a \frac{mh}{m_0 h_0} - \left[\frac{(\beta_1 + \beta_2)^{(\beta_1 + \beta_2)}}{(\beta_1^{\beta_1} \beta_2^{\beta_2})} \right]^2 v^{2\beta_1} (1-v)^{2\beta_2} = 0 \quad (16)$$

2.4 Swipe Test를 이용한 지지력 상관도 연구

Tan(1990)은 기초의 수직변위를 구속한 상태에서 수평변위를 가하면 $V : H$ 평면에서의 상관도와 유사한 결과를 얻을 수 있음을 해석적으로 유도하고 실험적으로 증명하였고(horizontal or side swipe test), 모래지반에서 원형기초 및 원뿔형 스퍼드캔 기초에 대해서 원심모형 실험을 실시하여 기초바닥면의 형상 및 지반 조건이 상관도의 형상에 미치는 영향에 대하여 연구하였다. Swipe 실험에서의 수직 및 수평하중과 수직변위(w) 및 수평변

위(u)의 관계는 Fig. 7(a)와 같으며, $V : M/D : H$ 공간에서의 하중경로는 Fig. 7(b)와 같다.

Gottardi 등(1999)은 swipe 실험 조건을 확장하여, 기초의 수직변위를 구속한 상태에서 수평 및 회전 변위를 가하여 $V : H$, $V : M/B$ 평면 및 $V : M/B : H$ 공간에서 상관도를 구하였다(general swipe test). 조밀한 모래에서 거친 바닥면을 가진 강성 원형기초에 대하여 $H : M/B$ 평면($v = V/V_0 = \text{constant}$)에서의 상관도 방정식(식 (17))에서 $h_0 = 0.121$, $m_0 = 0.09$, $a = -0.223$ 이며, Butterfield와 Gottardi(1994)의 모래지반에서 직사각형 기초에 대한 결과 및 Martin(1994)의 연약 점토지반에서 원형기초에 대한 결과와 유사함에 주목하였다. 식 (17)은 식 (16)에서 $\beta_1 = \beta_2 = 1.0$ 인 경우이다.

$$\frac{m^2}{m_0^2} + \frac{h^2}{h_0^2} - 2a \frac{mh}{m_0 h_0} - (4v(1-v))^2 = 0 \quad (17)$$

Bienen 등(2006)은 느슨한 모래지반에서 거친 바닥면 조건인 원형기초에 대한 모형실험을 통해 $h_0 = 0.122$, $m_0 = 0.075$, $a = -0.112$, $\beta_1 = \beta_2 = 0.76$ 으로 제시하였으며, Govoni 등(2010)은 원심모형실험 조건에서 swipe 실험을 실시하여 원형기초의 근입 깊이에 따른 지지력 상관도의 변화를 연구하였다.

Loukidis 등(2008)은 수치모델링을 통해 모래지반에서 거친 바닥면 조건인 연속기초에 대한 조합하중 지지력에 대하여 연구하였으며, 지지력 상관도는 팽창각에 무관하며, $V : H$ 평면에서 최대값(h_0)은 지반의 내부마찰각에 따라 $V/V_{\max} = 0.42 \sim 0.46$ 에서 $0.09 \sim 0.11$ 이고, $V : M/B$ 평면에서 최대값은 내부마찰각에 무관하게 $V/V_{\max} = 0.46$ 에서 $m_0 = 0.078$ 이며(식 (18a), (18b)), 경사계수를 식 (18c)와 같이 제안하였다.

이상에서 살펴본 바와 같이 모래지반에서 연속기초

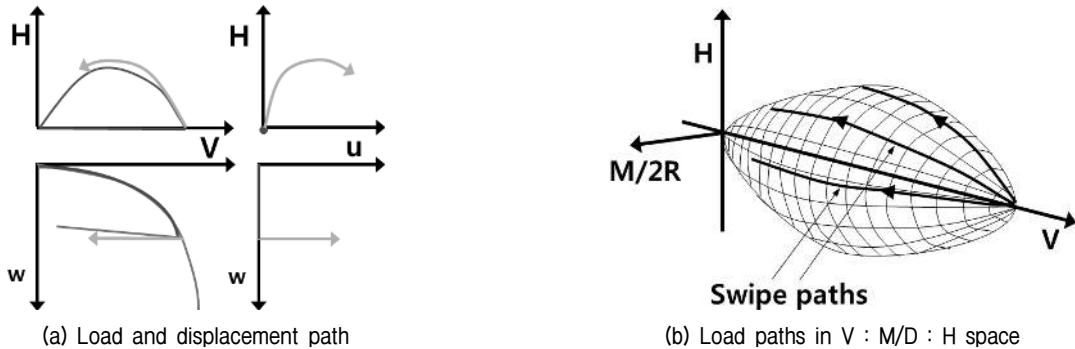


Fig. 7. Schematic diagram of displacement and load paths followed in swipe tests (Butterfield and Gottardi, 2003)

및 원형기초의 조합하중 지지력에 대한 연구는 대부분 실험적인 방법에 기반하여 수행되었으며, 수치모델링에 기반하여 지지력 상관도 및 경사계수를 도출하기 위한 연구는 비교적 최근에 제시된 Loukidis 등(2008)의 연속 기초에 대한 연구 외에는 공개된 연구 결과가 거의 없는 실정이다.

$$\frac{H}{V_{max}} = \frac{\tan \phi}{0.94} \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{1/(1.5 \tan \phi + 0.4)^2} \right] \quad (18a)$$

$$\frac{M}{BV_{max}} = 0.44 \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right)^{0.625} \right] \quad (18b)$$

$$i_\gamma = (1 - 0.94 \tan \alpha / \tan \phi)^{(1.5 \tan \phi + 0.4)^2} \quad (18c)$$

기존의 연구에서 제안된 수직-수평 조합하중에 대한 지지력 상관도와 상관도 형태로 변환된 지지력공식의 경사계수를 Fig. 8에 함께 비교하였다. 모형실험에 기반한 지지력 상관도는 기초의 형상, 지반의 상대밀도 및 재하방법의 차이에도 불구하고 최대값 약 0.12로 유사한 결과를 나타내고 있으며, 이는 경사계수에 대하여 Ingra와 Baecher(1983)의 모든 기초 형태의 모형실험 결과에 대한 상관식(식 (11a))과 유사하다. 따라서, 모형실험에 의한 지지력 상관도는 기초의 형상 및 지반의 상대 밀도에 관계없이 평균적으로 $h_0 = 0.12$ 의 관계를 갖는 것으로 판단된다. 이와 비교하여, 지지력공식의 경사계수 제안식들(식 (3)~(5)) 및 수치해석에 의한 결과(식 (18a), (18c))는 Vesic의 정방형기초에 대한 제안식(식

(5))를 제외하면 전반적으로 보수적인 값을 제시하는 것으로 이해된다. 또한 연속기초에 대한 수치해석에 의한 내부마찰각에 따른 VH 조합하중 지지력은 Meyerhof (1963, 식 (3))의 제안식보다 변화 정도는 작고 경향은 반대인 것으로 나타났다.

3. 수치 모델링

3.1 해석 단면 및 격자망

본 연구에서는 양해법(explicit method)과 유한차분법(finite difference method)에 기반한 상용 S/W인 FLAC 3D(Fast Lagrangian Analysis of Continua)를 사용하여 수치 모델을 개발하였다. 해석 단면은 대상 구조물과 하중의 대칭성을 고려하여 반단면에 대해서 모델링을 실시하였다. 기초의 중심점으로부터 해석 경계면까지의 거리는 예비해석을 통하여 해석 결과에 영향이 미미한 범위로 결정하였으며, 수평 거리는 기초 중심점으로부터 6D(D : 기초 직경), 수직 거리는 지표면으로부터 4D로 적용하였다. 경계조건은 해석 모델의 바닥면에는 수직 변위를 구속하였고, 좌우 및 뒷면에서는 수평 변위를 구속하였으며, 대칭면에는 수평 변위를 구속하여 대칭 조건을 설정하였다. 기초 중심점으로부터 수평 2D, 수직 1D 범위에서는 방사형 방향으로 등간격으로 요소망을 배열하여, 수직 단면상의 요소 모양이 정사각형이 되도록 하였다. 기초 테두리 부근에서는 응력이 집중되어 요소망의 간격을 조밀하게 하는 경우가 사용되나, 정방형 요소망의 경우 해석이 안정적으로 수행되는데 유리하며 직사각형 요소보다 정확한 해석 결과를 얻을 수 있다(Erickson and Drescher, 2002). 또한, 본 연구의 경우 수직 방향 뿐만 아니라 조합하중에 대한 해석을 수행하므로 하중 방향 및 조건에 대한 오차 요인의 변화를 감소시키는데 정방형 요소망이 유리할 것으로 판단하였다. 조밀한 요소망이 배치된 외곽과 모델 경계면 사이에서는 기초로부터 멀어질수록 요소의 밀도를 감소시켜 효율적인 해석이 수행될 수 있도록 하였다(Fig. 9).

요소의 조밀도에 따른 해석 결과의 정확성을 검토하기 위하여 조밀도를 변경시키면서 해석을 수행하였다. 본 연구에서 사용된 요소망에서 전체 모델에 대한 요소의 수는 기초 반지름에 대한 요소 개수의 세제곱에 비례하여 증가하였으며, 요소망의 조밀도 증가에 따라 절대적인 오차를 감소시킬 수는 있으나 그에 따라 해석 시간

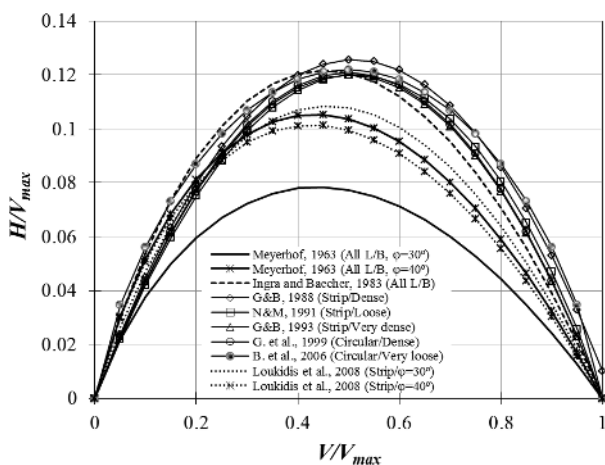


Fig. 8. VH interaction diagrams for various footing shapes and relative densities

도 급격하게 증가된다. 본 연구에서는 기초의 반지름당 6개의 요소를 배치한 경우를 기준으로 요소망의 조밀도에 의한 오차 요인을 제거하기 위한 방법을 적용하였으며, 이에 대해서는 4.1절에 자세하게 기술하였다. 반력 산정시에는 기초의 테두리는 모델의 요소망에서 기초

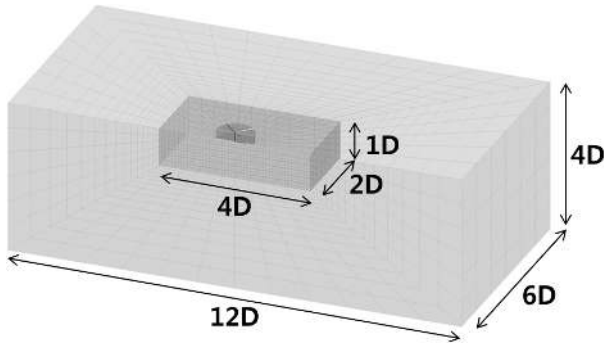


Fig. 9. Meshes used in this study

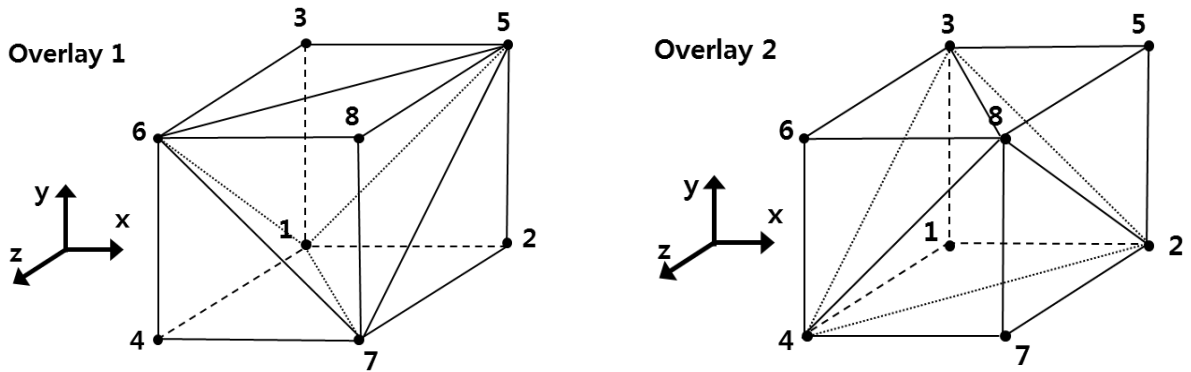


Fig. 10. Hexahedral element divided into two groups of five tetrahedral elements (Itasca, 2011)

테두리의 절점과 인접하여 바깥에 위치한 절점의 중간에 위치한 것으로 가정하여 기초의 치수와 면적을 산출하였다(Erickson and Drescher, 2002; Itasca, 2011)

3.2 요소 및 물성

수치모델에는 여덟 개의 절점으로 구성된 육면체 요소를 사용하였다. 한 개의 육면체 요소는 다섯 개의 일차(first-order) 사면체 요소로 분할되며, 대각선에 따라 두 종류로 분할된다(Fig. 10). 한 개의 육면체 요소에는 프로그램 내부적으로 총 10개의 사면체 요소가 사용되며, 두 종류로 분할된 요소들에 의한 평균값으로 각 절점에 가해지는 힘이 산정된다(Itasca, 2011). 사면체 요소를 사용할 경우 제로에너지 모드(hourglass mode)를 방지할 수 있으며, 전단잠김현상(shear locking)을 방지

Table 2. Material parameters and foundation dimensions used in this study

	Items	Reference Set	Comparison Set for V_{max}	Remarks
Soil	Internal friction angle, ϕ ($^{\circ}$)	30, 40	30	
	Dilation angle, ψ ($^{\circ}$)	$\psi = \phi$	\leftarrow	Associated flow rule
	Cohesion, c (kPa)	0.0	\leftarrow	
	Unit Weight, γ (kN/m 3)	10	20	
	Elastic Modulus, E (MPa)	100	500	
	Poisson's ratio, ν	0.25	0.35	
	Initial horizontal stress ratio, K_0	0.5	1.0	
Interface	Interface friction angle, δ ($^{\circ}$)	$\delta = \phi$	\leftarrow	Rough
	Interface cohesion and tension (kPa)	0.0	\leftarrow	
	Interface normal and shear stiffness, k_n, k_s (kN/m)	$50 \times k_{ref}$	\leftarrow	$k_{ref} = \max \left[\left(K + \frac{4}{3} G \right) / \Delta z_{min} \right]$
Footing	Diameter, D (m)	2.0	4.0	
	Thickness, t (m)	0.5	\leftarrow	
	Elastic Modulus, $E_{footing}$ (MPa)	20,000	\leftarrow	Rigid
	Poisson's ratio, $\nu_{footing}$	0.3	\leftarrow	

하기 위하여 혼합이산화(mixed discretization)방법이 적용된다(Marti and Cundall, 1982).

지반 요소에는 Mohr-Coulomb 선형탄성-완전소성 모델을 적용하였다. 구속응력에 따른 내부마찰각의 변화를 무시할 경우, 수직 하중에 대한 지지력계수는 기초의 직경(D), 지반의 단위중량(γ), 탄성계수(E), 포아송비(ν), 초기 수평응력계수(K_0)에 무관한 것으로 알려져 있다 (Martin, 2004). 이들 항목에 대하여 기준 물성 대비 변경된 물성치(Table 2)를 사용하여 해석을 실시하여 결과를 비교한 결과 지지력계수의 차이는 0.1% 이내인 것으로 확인되었다. 기초는 탄성 블록 요소를 사용하였으며, 지반과의 접촉면에는 경계요소를 사용하여 전단과 수직방향으로 절점의 분리가 가능하도록 하였다. 접촉면의 강성은 결과의 정확성과 해석 속도를 고려하여 주변 요소 기준 강성(k_{ref})의 50배로 적용하였으며($k_n=k_s=50k_{ref}$, $k_{ref} = \max\left[\left(K + \frac{4}{3}G\right)/\Delta z_{min}\right]$, K : 지반의 체적탄성계수, G : 지반의 전단탄성계수, Δz_{min} : 주변 요소의 최소 치수; Itasca, 2011), 기준 강성의 10배 및 500배를 적용한 결과와 비교한 결과 V_{max} 및 지지력 상관도의 차이가 0.01% 이내로서 해석 결과에 영향을 미치지 않는 범위에 있음을 확인하였다. 기초 내에는 보 구조요소를 사용하여 기초 자체의 변형을 최소화하고 회전변위의 출력에 사용하였다. 기초의 자중은 매우 작은 값(0.1kN/m^3)

을 입력하여 결과에 미치는 영향을 최소화 하였다.

3.3 재하방법

지반과 기초를 모델링하고 정해진 초기응력계수(K_0)로 지반 내 응력을 초기화하고 기초에 대한 재하를 실시하였다. 하중 및 변위의 기준점(LRP, Load Reference Point)는 기초 바닥면의 중심점을 기준으로 하였으며, 하중 및 변위의 부호 기준은 Butterfield 등(1997)의 제안에 따라 설정하였다(Fig. 11). 재하는 변위제어 방법을 사용하여 기준점에 매 해석 스텝마다 변위를 가하고 목표 변위가 될 때까지 해석 스텝을 반복하였다. 재하 속도(변위/step)는 예비해석을 통해 해석 결과에 영향을 미치지 않는 범위로 설정하였으며, 수직하중 재하시에는 $1.0 \times 10^{-7} \text{m/step}$ 을 적용하였고, 수평하중 재하시에는 $0.25 \times 10^{-7} \text{m/step}$ 을 적용하였다.

수직하중은 기준점에 수직 변위를 가하여 모델링하였다. Swipe 재하에서는 기준점의 수직 변위를 고정시키고($w = \text{constant}$) 기준점에 수평변위를 가하면서 발생하는 반력값을 산출하였으며, swipe 재하의 시작점은 초기 수직하중 재하 전($V_0/V_{max} = 0$)과 극한 상태까지 수직하중 재하가 완료된 상태($V_0/V_{max} = 1$)의 두 가지에 대하여 실시하였다. 수직하중 재하 전 상태의 경우 수평변위에 따라 기초의 회전이 발생하여 수평반력 및 수직반력이 증가되며, 최대 수직지지력이 발현된 상태의 경우 수평변위에 따라 수평반력은 증가되고 수직반력은 감소된다(Tan, 1990). Probe 재하에서는 상관도상의 한 점에 이르기까지 여러 하중 경로를 적용할 수 있으나, 본 논문에서는 일정 V_0/V_{max} 까지 수직하중을 재하한 후, 변위를 구속하지 않고 수직하중을 유지한 상태에서($V = \text{constant}$) 수평변위를 가하여 swipe 재하에 대한 결과와 비교하였다(Fig. 12). 이러한 probe 재하는 실제 구조물에서는 설치가 완료되어 자중이 가해진 상태에서 해양하중 등으로 수평하중이 발생할 때의 하중 경로와 유

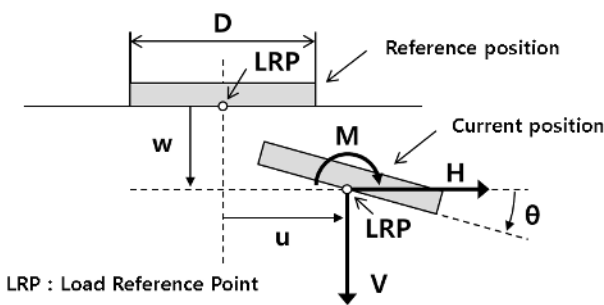


Fig. 11. Sign conventions for loads and displacements (Butterfield et al., 1997)

Table 3. Loading methods and stages in this study

Loading Methods	Loading Stages	Remarks
Vertical loading	1) V from 0 to V_{max}	Evaluate V_{max}
Horizontal swipe	1) Vertical loading	
	2) Horizontal loading	from $V_0=0$ and $V_0=V_{max}$ $w = \text{Constant}$
Horizontal probe	1) Vertical loading	$V_0/V_{max} = 0.063, 0.15, 0.25, 0.35, 0.46, 0.60, 0.70, 0.75, 0.80, 0.90, 0.95$
	2) Horizontal loading	$V = \text{Constant}, w = \text{free}$

	Stage 1	Stage 2
(a) Vertical loading		
(b) Horizontal swipe loading		
(c) Horizontal probe loading		

Fig. 12. Loading methods in this study

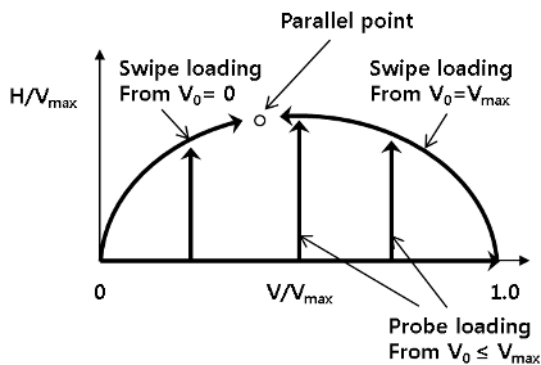


Fig. 13. Load paths in swipe and probe loading analyses in $V-H$ plane

사하다(Fig. 13). 본 논문에서 수행된 재하방법과 단계를 Table 3에 정리하였다.

4. 결과 및 분석

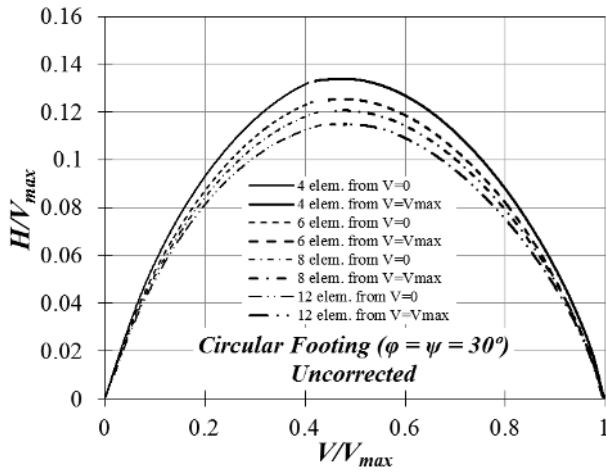
4.1 해석 결과

수치모델링 결과의 정확도는 요소망의 영향을 받을

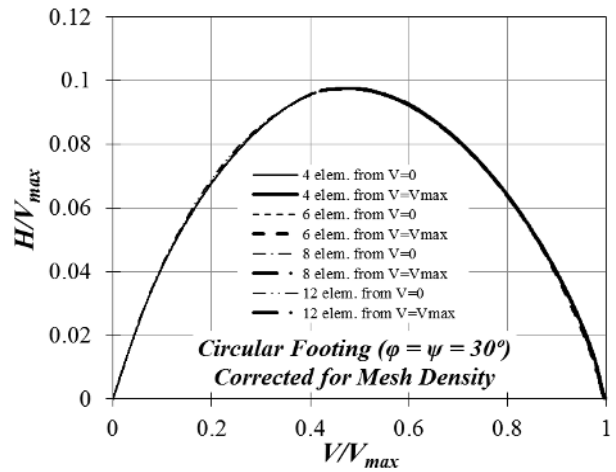
수 있으며, 원형기초를 대상으로 하는 본 연구에서는 삼차원 모델링이 요구되므로 오랜 해석시간이 소요되어 현실적으로 적용할 수 있는 요소망의 조밀도가 제약을 받는다. 수평 swipe 해석 결과는 요소망이 조밀해짐에 따라 상관도의 크기가 감소하는 것으로 나타났다(Fig. 14(a), (c)). 또한, 수직지지력 해석값($V_{\text{numerical}} = V_{\text{max}}$)을 Martin(2004, 2005)의 관련흐름법칙($\psi = \phi$) 조건에서 원형기초의 수직하중 지지력에 대한 정해(V_{exact})와 비교한 결과, 요소망이 조밀해짐에 따라 오차는 비선형적으로 감소하는 것으로 나타났으며, 내부마찰각이 커짐에 따라 오차율도 증가하는 것으로 나타났다(Fig. 15(a)). 따라서, 상관도는 최대수직지지력으로 정규화하여 표시되므로 동일한 요소망을 사용하더라도 내부마찰각에 따라 상관도의 오차율이 달라질 가능성이 있는 것으로 예상되었으며 이에 대한 보정 방안이 요구되었다. 요소망의 조밀도를 변화시켜가며 정해가 존재하는 수직지지력에 대한 오차와 $V:H$ 상관도의 최대값(h_0)의 관계를 비교한 결과, $V:H$ 상관도의 최대값과 수직지지력에 대한 오차는 선형적인 관계를 갖는 것으로 나타났다(Fig.

15(b)). Fig. 15(b)에서 수직지지력에 대한 오차가 없어 지는 지점의 $h_{0,V=exact}$ 값을 산정할 수 있으며, 이 값과 각 상관도의 최대값의 비율로 각 요소망에 대한 상관도 결과를

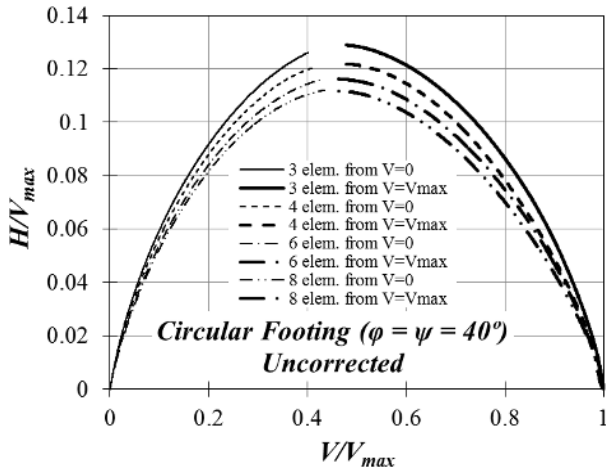
를 나누어 보정한 결과($h_{0,corrected} = h_{0,V=exact}$) 전체 V/V_{max} 구간에 대하여 일치하는 상관도가 도출되었다(Fig. 14(b), (d)). 따라서, V : H 상관도의 오차는 요소망의 조밀도에



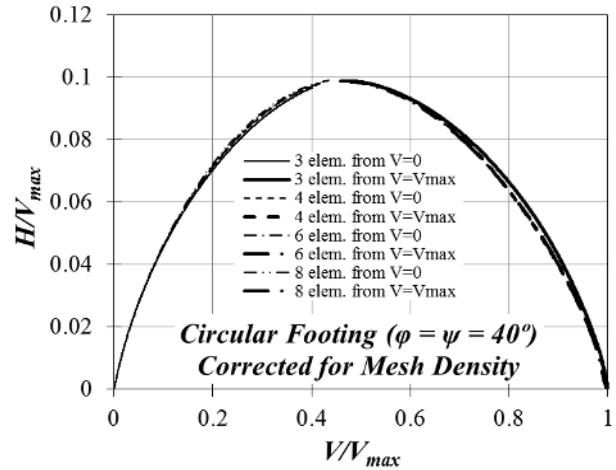
(a) Before error correction ($\phi = 30^\circ$)



(b) After error correction ($\phi = 30^\circ$)

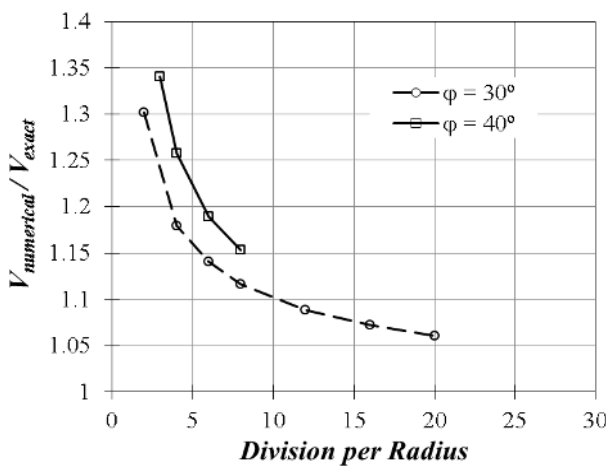


(c) Before error correction ($\phi = 40^\circ$)

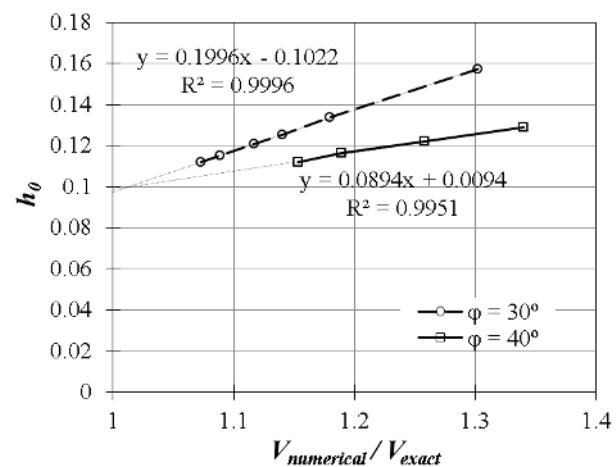


(d) After error correction ($\phi = 40^\circ$)

Fig. 14. V : H interaction diagrams according to mesh density (elements per footing radius) and error correction



(a) Vertical loading



(b) Horizontal swipe loading

Fig. 15. Numerical results and mesh density relations

따라 일관된 오차를 갖는 것으로 판단하였으며, 수직지 지지력이 정해와 같아질 때 $V : H$ 상관도 역시 정해를 나타내는 것으로 가정하여 결과를 보정하였다. 내부마찰각 30° 에 대해서는 추가의 요소망 조밀도에 대한 해석을 통해 추세를 검증하였으며, 기초 반지름 당 6개의 요소가 사용된 결과를 기준으로 정리하였다.

Fig. 14에서 H/V_{max} 값은 요소망의 조밀도 및 내부마찰각에 따라 다소 차이는 있으나 $V/V_{max} = 0.46$ 부근에서 최대값을 나타내었으며 이는 원형기초에 대한 swipe 모형실험에 의한 결과(Gottardi et al., 1999) 및 연속기초에 대한 수치해석 결과(Loukidis et al., 2008)와 유사하다. $V/V_{max} = 0$ 과 $V/V_{max} = 1$ 로부터의 결과는 서로 동일한 지점을 향하여 수렴하였으며, 요소망의 조밀도 및 내부마찰각에 따라 $V/V_{max} = 0.42 \sim 0.44$ 부근으로 수렴하였다. 이 점은 수직 변위가 고정된 상태에서 수평 변위가 계속적으로 발생하며 일정한 수직 및 수평 지지력이 유지되는 상태로서 Tan(1990)은 평행점(parallel point)으로 정의하였다. Loukidis 등(2008)의 수치해석 결과 중 관련흐름법칙을 사용한 결과는 평행점의 위치가 본 논문의 결과와 유사하나, 비관련흐름이 사용된 수치해석 결과나 모형실험 연구(Tan, 1990; Gottardi et al., 1999)의 경우에는 이보다 작은 V/V_{max} 값으로 수렴하는 결과를 나타내었음을 고려할 때, 수직-수평 상관도에서 평행점의 V/V_{max} 값은 팽창각에 따라서 감소되는 것으로 추정된다.

Swipe 재하와 probe 재하의 결과를 비교하여 Fig. 16에 나타내었다. Swipe 재하에 의한 $V : H$ 상관도는 probe 재하 결과와 전반적으로 유사한 결과를 나타내었으나,

내부마찰각 30° 에 대한 결과는 $V/V_{max} > 0.5$ 인 구간에서 swipe 재하 결과가 다소 작은 것으로 나타났다. 이러한 경향은 실험적인 연구에서도 관찰된 바 있다(Fig. 6; Butterfield and Gottardi, 2003). Swipe 재하는 소성 수직 변위량이 없는 조건($\delta w^p = 0$)을 가정하고 있으나 모형 실험에서는 탄성변위량(δw^e)과 소성변위량의 합인 총 수직 변위량이 없는 조건($\delta w = \delta w^e + \delta w^p = 0$)에서 수행되므로 오차가 발생할 수 있으며 모형실험에서는 재하 프레임의 탄성변형에 의해서도 유사한 문제가 발생되고, 이 중 재하프레임의 변형이 오차의 주요한 요인으로 지목되었다(Butterfield and Gottardi, 2003). 수치모델링에서는 재하프레임의 탄성변형은 무시할 수 있으므로 해당 요인에 의한 오차가 감소된 것으로 생각되며, swipe 재하방법은 probe 재하방법과 비교하여 유사하거나 다소 안전측의 결과로서 활용할 수 있는 것으로 나타났다.

수평하중 작용시 활동에 대한 안정 검토 조건($H = V \tan \delta$)을 Fig. 16에 같이 표시하였다. 활동에 대한 안정 조건은 수직-수평 조합하중 상관도에서 초기부분의 접선에 해당하는 것임을 알 수 있으며, 수직하중이 미소한 경우의 안정 조건에 해당되는 것을 알 수 있다. 수직하중이 증가함에 따라 활동에 대한 안정 조건은 동일한 수직하중에 대한 수평하중을 상관도보다 과대하게 평가하는 것을 알 수 있다. 따라서, 최대 수직지지력 대비 일정 수준 이상의 수직하중이 작용하는 경우에는 활동에 대한 안정 검토 조건보다는 조합하중 지지력 검토를 통해 수평하중에 대한 안전성을 검토하는 것이 타당하다고 생각된다. 다만, 작용 수직하중에 비해 최대 수직 지지력이 매우 큰 경우에는 활동에 대한 안정 조건과

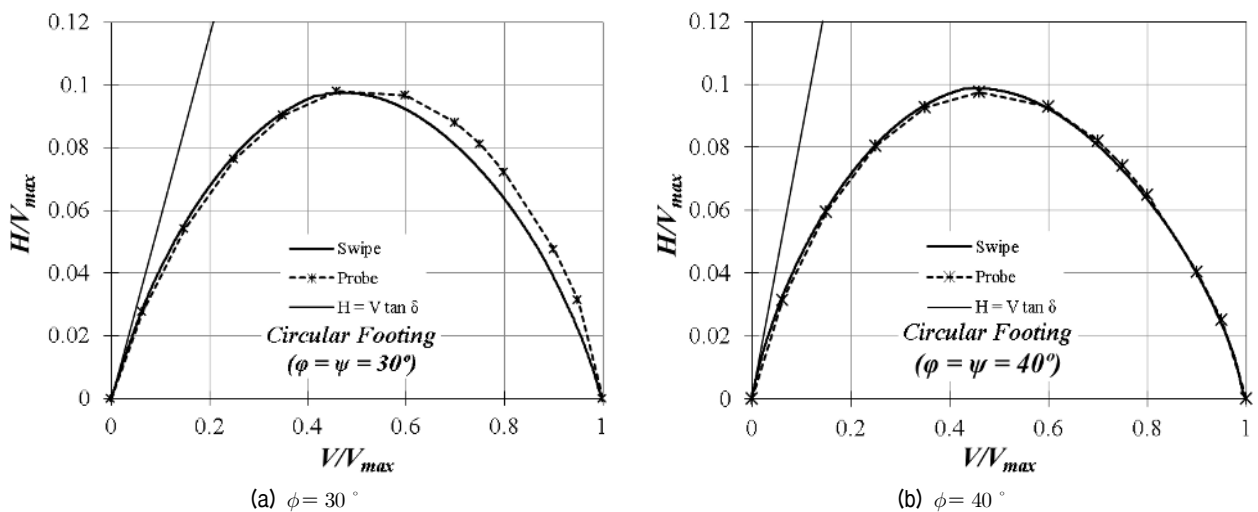
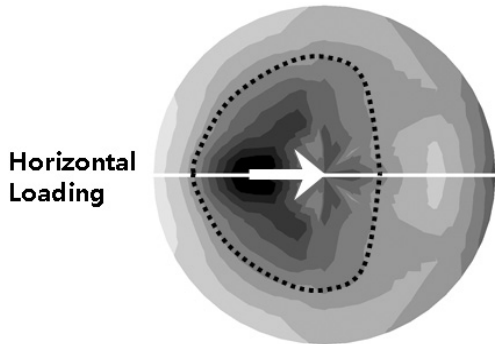
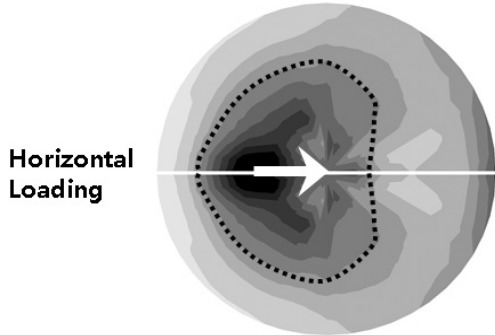


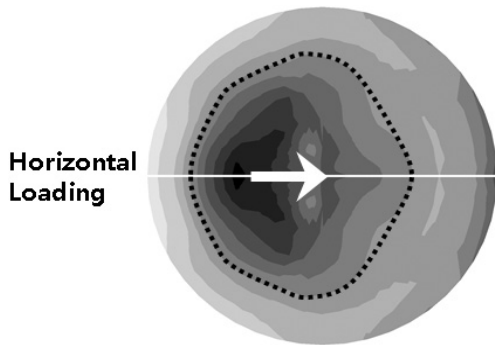
Fig. 16. Comparison of swipe loading and probe loading for combined VH loading



(a) Swipe loading from $V_0/V_{max} = 0$

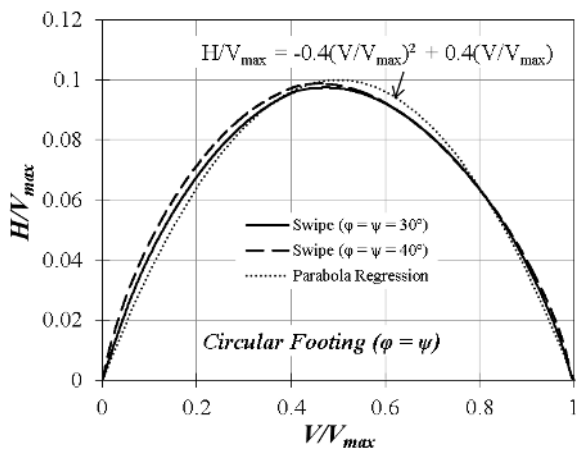


(b) Swipe loading from $V_0/V_{max} = 1$

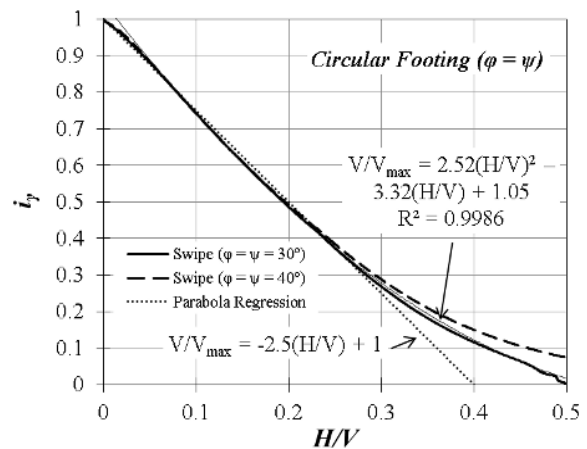


(c) Probe loading from $V_0/V_{max} = 0.46$

Fig. 17. Normal stress distributions at the soil - foundation interface around parallel point



(a) Interaction diagram



(b) Inclination factor

Fig. 18. Parabolic regression of swipe loading results for combined VH loading

조합하중 상관도의 차이는 미미하므로 활동에 대한 안정 조건을 적용하여 검토할 수 것으로 판단된다.

Swipe 재하와 $V/V_{max} = 0.46$ 에서 probe 재하가 완료된 시점은 모두 상관도에서 평행점 부근에 위치하며, 이때의 기초 바닥면 경계요소의 범선방향 응력 분포는 Fig. 17과 같다. Fig. 17에서 어두울수록 높은 응력을 나타내며, 평균 이상의 응력이 분포되는 영역과 수평하중 재하 방향을 표시하였다. 재하면의 응력 분포는 수평하중 재하 방향으로 비대칭적이며, 가장 높은 응력이 발생하는 영역은 중심점에서 수평변위의 반대 방향으로 이동하여 위치하였다. 재하가 완료된 상태에서 기초의 회전은 세 경우 모두 수평하중과 부호(Fig. 11)가 같은 시계방향으로 발생하였다(Fig. 12). 짐하가 더 많이 발생한 영역의 응력이 더 낮게 형성되는 것은 수직 편심하중 및 모멘트하중이 작용할 때와는 상반되는 현상으로서, 수직-수평 조합하중이 작용하는 경우 접지압의 분포를 예측할 때는 주의가 필요한 것으로 사료된다. Swipe 재하에서 $V_0/V_{max} = 0$ 에서 시작한 경우와 $V_0/V_{max} = 1$ 에서 시작한 경우의 응력 분포는 거의 동일하였으며, probe 재하의 응력 분포는 swipe 재하에 비해 좀 더 고른 응력 분포를 보였으며, 응력이 집중되는 영역이 좀 더 넓게 형성되었다.

서로 다른 내부마찰각에 대한 swipe 재하 결과를 비교하면 내부마찰각에 따른 상관도의 변화는 미미한 것으로 나타났으며, 식 (15)와 같은 포물선 형태의 식으로 근사하면 꼭짓점의 위치가 우측으로 약간 이동하여 $V/V_{max} = 0.5$ 에서 최대값이 나타나며, 내부마찰각 30° 와 40° 에 대하여 각각 h_0 는 0.0992, 0.1001이고, 평균값을 취하면 $h_0 = 0.10$ 이고 식 (19)와 같이 나타낼 수 있다(Fig. 18(a)).

이 결과를 경사계수로 표시하면 Fig. 18(b)와 같다. 해석 결과는 지지력공식의 경사계수 제안식들과 유사한 곡선 형태로 나타나고 $H/V > 0.2$ 의 범위에서 내부마찰각에 따라 약간의 차이가 발생한다. 상관도에 대한 근사식(식 (19))을 경사계수로 표현하면 식 (20a)와 같이 선형으로 나타나고 $H/V > 0.2$ 의 범위에서 해석 결과보다 작은 값을 준다. $H/V > 0.2$ 인 범위에서 안전측인 내부마찰각 30° 에 대하여 해석 결과에 대한 근사식을 구하면 식 (20b)와 같다.

$$\frac{H}{V_{max}} = 0.40 \frac{V}{V_{max}} \left[1 - \left(\frac{V}{V_{max}} \right) \right] \quad (19)$$

$$i_\gamma = -2.5 \frac{H}{V} + 1.0 \quad \text{for } H/V \leq 0.2 \quad (20a)$$

$$i_\gamma = 2.52 \left(\frac{H}{V} \right)^2 - 3.32 \left(\frac{H}{V} \right) + 1.05 \quad \text{for } H/V > 0.2 \quad (20b)$$

4.2 기존 연구와의 비교 및 고찰

본 연구의 결과를 기존의 결과들과 비교하면 Fig. 19와 같다. 본 연구의 결과는 조합하중 지지력에 대한 모형실험 결과들(Gottardi et al., 1999 등)과 Ingra와 Baechar(1983)의 모든 형상에 대한 모형실험결과에 비해서는 전체 구간에서 작은 값을 보이는 것으로 나타났다. 본 연구의 결과를 특성곡선법에 기반한 Brinch Hansen(1970)과 Vesic(1975)의 제안식과 비교하면, 상관도의 좌측 구간($V/V_{max} < 0.5$)에서는 본 연구의 결과가 경사계수 제안

식보다 작은 값을 나타내었으며, 우측 구간($V/V_{max} > 0.5$)에서는 약간 큰 값을 나타내었다. H/V 와 경사계수의 관계로 표현하여 비교하면 하중의 경사가 작은 구간($H/V < 0.2$)에서는 유사하였으나, 경사가 큰 구간($H/V > 0.2$)에서는 작은 것으로 나타났다. 연속기초에 대한 수치모델링 결과(Loukidis et al., 2008)와 원형기초에 대한 본 연구의 결과를 비교하면, $V/V_{max} > 0.5$, $H/V < 0.2$ 인 구간에서는 유사하였으며, $V/V_{max} < 0.5$, $H/V > 0.2$ 인 구간에서는 본 연구의 결과가 상대적으로 작은 경향을 나타내었다.

모형실험에 기반한 결과들이 본 연구결과를 포함한 수치모델링에 기반한 결과나 특성곡선법에 기반한 제안식들에 비하여 전반적으로 큰 지지력을 산출하는 것으로 나타났다. 모형실험의 경우 하중 재하시 기초의 침하가 발생하여 근입으로 인한 지지력 증대가 발생하나, 수치모델링이나 특성곡선법에서는 수직하중 재하에 따른 기초의 침하가 고려되지 않고 지표에 위치한 상태로 검토되는 것이 일반적이므로 이로 인하여 차이가 발생하였을 가능성이 있는 것으로 사료된다. Govoni 등(2010)의 원심모형실험 결과에서도 수직하중 재하로 인한 근입 깊이가 증가함에 따라 상관도의 크기가 증가하는 현상이 관찰되었다. 다만, Nova와 Montrasio(1991)의 모형실험에서는 수직하중 재하시 침하량만큼 주변 지반을 제거한 후 경사하중을 재하하였으므로 근입의 영향이 상당부분 제거되었음에도 불구하고 $h_0 \approx 0.12$ 인 결과를 얻었으며, 여러 연구자들의 모형실험에서 지반의 상대밀도에 따라 근입 깊이가 달랐을 것으로 생각되나 상대밀도에 따른 상관도의 차이는 미미하였던 점, 그리고

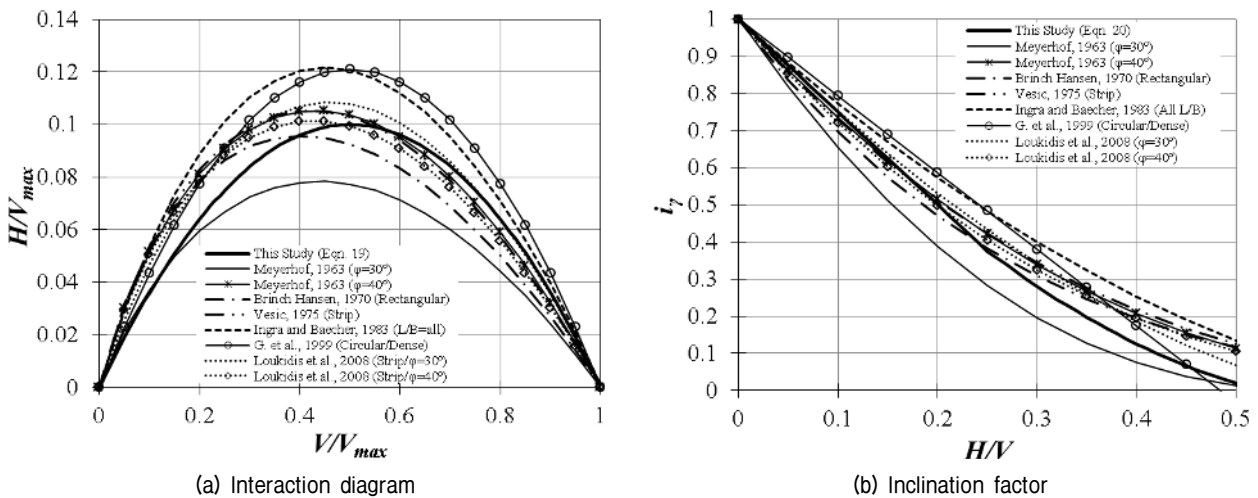


Fig. 19. Comparison of this study and previous results

swipe 재하시 수직하중이 낮은 상태($V_0 \ll V_{max}$)에서 시작할 때의 곡선과 수직하중이 높은 상태에서 시작할 때의 곡선이 동일한 평행점으로 접근하는 점 등을 고려할 때, 근입 깊이가 이외의 요인에 의해서 차이가 발생하였을 가능성도 배제할 수 없다고 사료된다.

기초의 형상이 경사계수에 미치는 영향에 대하여 Vesic (1975)과 Ingra와 Baecher(1983)에 따르면 연속기초보다 정방형기초에서 경사계수가 증가하는 경향을 제시하고 있다(Fig. 4(b)). 반면, Brinch Hansen(1970)의 제안식에서는 형상비를 고려하고 있지 않으며, 2.3절 및 2.4절에 기술된 바와 같이 모형실험에 기반한 여러 연구들에서는 기초의 형상에 무관하게 유사한 VH 상관도가 얻어졌다(Fig. 8). 또한, 수치모델링을 이용한 결과를 비교하면, 본 연구의 원형기초에 대한 결과는 H/V가 작은 구간에서는 Loukidis 등(2008)의 연속기초에 대한 결과와 유사한 것으로 나타났다(Fig. 19(b)). 이상을 종합할 때 수직-수평 조합하중 지지력에 있어서 기초의 형상에 따른 변화 정도는 다른 요인들에 의한 변화에 비해 크지 않은 것으로 판단되며, 일반적인 경우에 있어서는 형상에 무관하게 지지력 검토를 수행할 수 있을 것으로 판단된다.

본 연구에서 H/V가 큰 구간에서는 모형실험, 특성곡선법 및 수치모델링 등에 기반한 선행 연구 결과에 비하여 작은 경사계수 값이 도출되었다. 원형기초의 경우 수직하중 재하시에는 재하면이 원형을 유지하나, 수직-수평 조합하중이 재하될 때의 응력 분포는 비대칭 형상으로 바뀌게 된다(Fig. 17). Mohr-Coulomb 모델을 사용할 경우 중간주응력의 영향으로 인하여 연속기초에 대해서는 원형 및 정사각형 기초에 비해 내부마찰각을 약 10~12% 정도 증가시켜 적용할 때 실제와 유사한 결과를 얻을 수 있다(Brinch Hansen, 1970; Meyerhof, 1963; Kulhawy and Mayne, 1990). 따라서, 원형기초에 VH 조합하중이 재하되는 경우 재하면 응력분포 형상의 변화에 따라 내부마찰각이 증가되는 현상과 유사한 현상이 발생할 가능성이 있으나, 본 연구에서와 같이 일반적인 Mohr-Coulomb 모델을 사용한 수치모델링에서는 이러한 효과가 고려되지 않으므로 지지력을 과소평가할 가능성이 있다. 연속기초에 대해서는 재하면의 형상 변화가 없을 것으로 예상되므로, 본 연구의 수치모델링 결과가 기존의 연속기초에 대한 수치모델링 결과(Loukidis et al., 2008)와 비교하여 H/V가 큰 구간에서 작게 평가된 것은 이러한 요인에 의한 것으로 판단된다. 원형기초

에 대해서 H/V가 큰 구간에서 지지력을 좀 더 엄밀하게 고려하기 위해서는 재하면의 압력 분포 형상에 따른 내부마찰각 변화를 고려할 수 있는 지반 모델 및 수치모델링 방법에 대한 연구가 필요하다고 사료된다.

5. 결론

수치모델링을 통하여 수직-수평 조합하중 조건에서 거친 바닥면을 가진 강성 원형기초의 지지력에 대하여 연구하였다. 전통적인 지지력공식에서 경사하중 작용시 지지력 설계를 위한 경사계수와 수직-수평 조합하중 지지력 상관도는 동일한 내용에 대하여 표현 방식의 차이가 있음을 기술하였고, 두 방법에 의한 선행 연구 결과를 종합하여 본 연구의 결과와 비교하였다. 조합하중 지지력 상관도를 효율적으로 산출할 수 있는 swipe 재하 방법과 실제 구조물의 하중 조건과 유사한 probe 재하 방법을 모사할 수 있는 수치모델을 구현하였으며, Mohr-Coulomb 소성모델에 관련흐름법칙을 적용하여 모래지반의 내부마찰각에 따른 지지력 상관도와 경사계수를 산출하고 기존의 연구와 비교하여 분석하였다. 본 연구에서 도출된 주요한 결론은 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 사용된 수치모델에서 수직-수평 조합하중 지지력 상관도는 요소망이 조밀해짐에 따라 크기가 감소하는 것으로 나타났으며, 해석 시간을 단축하면서도 요소망의 조밀도에 의한 오차를 소거하기 위하여 적은 수의 요소를 사용한 결과들의 변화 추세를 이용하여 조밀한 요소망을 사용한 지지력 상관도와 경사계수를 도출할 수 있는 분석 절차를 개발하여 적용하였다.
- (2) Swipe 해석은 probe 해석을 이용할 때 보다 지지력 상관도를 도출하는데 필요한 해석 case를 감소시킬 수 있으며, 일반적인 재하실험이나 실제 구조물의 하중 조건을 모사한 probe 해석과 유사한 결과를 얻을 수 있는 것으로 확인되었다.
- (3) 거친 바닥면 조건에서 수직-수평 조합하중 지지력의 내부마찰각에 따른 변화는 미미한 것으로 나타났다. 따라서, 본 연구에서와 같이 거친 바닥면 조건인 경우 지반의 내부마찰각과 무관하게 경사계수를 적용할 수 있는 것으로 판단된다.
- (4) H/V가 작은 구간에서 원형기초의 경사계수는 연속기초 및 사각형기초에 대한 특성곡선법에 기반한

제안식 및 연속기초에 대한 수치모델링 결과와 유사한 것으로 나타났으며, 모형실험에 기반한 기존 연구에서 수직-수평 지지력 상관도는 기초의 형상에 무관한 것으로 나타났다. 따라서, 사각형 기초의 형상비에 따른 경사계수의 변화는 미미하며, 원형 기초에 대해서는 연속기초 및 사각형기초에 대한 경사계수를 동일하게 적용할 수 있다고 판단된다.

(5) H/V가 큰 구간에서 수치모델링을 이용한 본 연구의 결과는 여러 방법에 기반한 기존의 결과들보다 작게 평가되었으며, 이는 원형기초에 조합하중 작용시 재하면의 압력 분포 형상의 변화에 따른 내부 마찰각 증가가 고려되지 않았기 때문인 것으로 판단된다.

본 연구에서는 관련흐름법칙을 사용하였으나, 실제 지반의 팽창각은 내부마찰각보다 훨씬 작은 범위를 가지므로(Bolton, 1986; Loukidis et al., 2008) 이에 대한 추가 연구가 필요하며, 원형기초의 조합하중 지지력을 좀 더 엄밀하게 분석하기 위해서는 재하면의 형상 변화에 따른 내부마찰각 변화를 고려할 수 있는 지반 모델 및 수치모델링 방법의 개발이 필요한 것으로 사료된다. 또한, 본 연구 및 대부분의 모형실험 연구에서는 거친 바닥면 조건을 적용하였으므로 바닥면의 마찰각에 따른 수직-수평 조합하중 지지력의 변화에 대해서는 별도의 검토가 필요하다고 판단된다.

감사의 글

본 논문은 “대구경(직경 5m급) 및 대수심(수심 60m 이하) 해상풍력 기초시스템 기술 개발(과제번호 10기술혁신E04)” 과제 성과의 일부이며, 국토교통과학기술진흥원 및 현대건설(주)의 연구비 지원과 연구단, 세부 주관 및 참여기관의 협조에 감사드립니다.

참고문헌 (References)

1. AASHTO LRFD Birdge (2012), *Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
2. API RP 2GEO (2011), *Recommended Practice for Geotechnical Foundation Design Consideration*, American Petroleum Institute, Washington, DC.
3. Bienen, B., Byrne, B. W., Houlsby, G. T., and Cassidy, M. J. (2006), Investigating six-degree-of-freedom loading of shallow

- foundations on sand, *Geotechnique*, Vol.56, No.6, pp.367-380.
4. Bolton, M. D. (1986), The strength and dilatancy of sands, *Geotechnique*, Vol.36, Issue 1, pp.65-78.
5. Brinch Hansen, J. (1970), A revised and extended formula for bearing capacity, Akademiet for de tekniske videnskaber, *Geoteknisk Institut, Bullentin No. 28*, Copenhagen, pp.5-11.
6. Butterfield, R. (1978), Another look at the rigid surface footing on sand, *King's College Lecture*, London.
7. Butterfield, R. (2006), On shallow pad foundations for four legged platforms, *Soils and Foundations*, Vol.46, No.4, pp.427-436.
8. Butterfield, R. and Gottardi, G. (1994), A complete three-dimensional failure envelope for shallow footings on sand, *Geotechnique*, Vol. 44, No.1, pp.181-184.
9. Butterfield, R. and Gottardi, G. (2003), Determination of yield curves for shallow foundations by swipe testing, *In International symposium on shallow foundations*, pp.111-118.
10. Butterfield, R., Houlsby, G. T., and Gottardi, G. (1997), Standardized sign conventions and notation for generally loaded foundations, *Geotechnique*, Vol.47, No.5, pp.1051-1054.
11. Byrne, B. W. and Houlsby, G. T. (2003), Foundations for offshore wind turbines, *Philosophical Transactions of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, 361(1813), pp.2909-2930.
12. DNV-OS-J101 (2013), *Design of Offshore Wind Turbine Structures*, Det Norske Veritas AS.
13. Erickson, H. L. and Drescher, A. (2002), Bearing capacity of circular footings, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, No. 1, pp.38-43.
14. Eurocode 7 (2004), *(EN 1997-1) Geotechnical Design, Part I: General Rules*, Deutsches Institut fur Normung e.V., Berlin.
15. Georgiadis, M. and Butterfield, R. (1988), Displacements of footings on sand under eccentric and inclined loads, *Canadian Geotechnical Journal*, 25(2), pp.199-212.
16. Gottardi, G. and Butterfield, R. (1993), On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar load, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.3, pp.68-79.
17. Gottardi, G., Houlsby, G. T., and Butterfield, R. (1999), The plastic response of circular footings on sand under general planar loading, *Geotechnique*, Vol.50, No.4, pp.117-129.
18. Govoni, L., Gourvenec, S., and Gottardi, G. (2010), Centrifuge modelling of circular shallow foundations on sand, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 10(2), pp.35-46.
19. Hansen, J. B. (1970), A revised and extended formula for bearing capacity, Akademiet for de tekniske videnskaber, *Geoteknisk Institut, Bullentin No. 28*, Copenhagen, pp.5-11.
20. Ingra, T. S. and Baecher, G. B. (1983), Uncertainty in bearing capacity of sands, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.109, No.7, pp.899-914.
21. Itasca Consulting Group Inc. (2011), *FLAC, Fast Lagrangian analysis of continua, Version 7*, Minneapolis, USA.
22. Kulhawy, F. H. and Mayne, P. W. (1990), *Manual on estimating soil properties for foundation design (No. EPRI-EL-6800)*, Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA), Geotechnical Engineering Group.
23. Lesny, K. (2006), The role of favourable and unfavourable actions in the design of shallow foundations according to Eurocode 7, *In Foundation Analysis and Design. Innovative Methods (Geotechnical*

- Special Publication No. 153*, (Proceedings of Sessions of Geoshanghai, June 6-8, Shanghai), pp.119-126.
24. Loukidis, D., Chakraborty, T., and Salgado, R. (2008), Bearing capacity of strip footings on purely frictional soil under eccentric and inclined loads, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.45, No.6, pp.768-787.
 25. Marti, J. and Cundall, P. (1982), Mixed discretization procedure for accurate modelling of plastic collapse, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.6, No.1, pp.129-139.
 26. Martin, C. M. (1994), *Physical and Numerical Modelling of Offshore Foundations under Combined Loads*, Ph.D. Thesis, University of Oxford.
 27. Martin C.M. (2004), *ABC - Analysis of Bearing Capacity*. Available online from <http://www.eng.ox.ac.uk/civil/people/cmm/software>.
 28. Martin, C. M. (2005), Exact bearing capacity calculations using the method of characteristics, *Proc. 11th IACMAG*, Vol.4, Turin, pp. 441-450.
 29. Meyerhof, G. G. (1953), The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads, *Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. , Zürich, pp.440-445.
 30. Meyerhof, G. G. (1955), Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations, *Géotechnique*, Vol.5, No.3, pp.227-242.
 31. Meyerhof, G. G. (1963), Some recent research on the bearing capacity of foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.1, No.1, pp.16-26.
 32. Muhs, H. and Weiss, K. (1969), The influence of the load inclination on the bearing capacity of shallow footings, *Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.2, Mexico City, pp.187-194.
 33. Nova, R. and Montrasio, L. (1991), Settlements of shallow foundations on sand, *Géotechnique*, Vol.41, No.2, pp.243-256.
 34. Randolph, M. and Gourvenec, M. R. S. (2011), *Offshore Geotechnical Engineering*, Taylor & Francis.
 35. Roscoe, K. H. and Schofield, A. N. (1957), The stability of short pier foundations in sand. Discussion, *Br. Weld. J.*, Vol.20, No.10, pp.12-19.
 36. Tan, F. S. C. (1990), *Centrifuge and Theoretical Modeling of Conical Footings on Sand*, Ph.D. Thesis. Cambridge University
 37. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, New York.
 38. Ticof, J. (1977), *Surface Footings on Sand under General Planar Loads*, Ph.D. thesis, University of Southampton, UK.
 39. Vesic, A. (1975), Bearing Capacity of Shallow Foundations, *In Foundation Engineering Handbook*, H. F. Winterkorn and H. Y. Fang, eds., Van Nostrand Reinhold, New York, pp.121-147.

Received : November 27th, 2013

Revised : January 15th, 2014

Accepted : February 27th, 2014