

수치해석을 이용한 점성토 지반에 설치된 버켓기초의 지지력 분석

Numerical Analysis on Bearing Capacity of a Suction Bucket in Clay

이 치 흥¹ Le, Chi-Hung
정 재 옥² Jeong, Jae-Uk
김 성 렬³ Kim, Sung-Ryul

Abstract

Suction buckets have been widely used for offshore structures such as anchors for floating facilities, and the foundations of offshore wind energy turbines. However, the design guidelines for suction buckets have not been clearly suggested. Therefore, this study performed the numerical analysis by using ABAQUS (2010) to evaluate bearing capacities and load-movement behaviors of the suction bucket in NC clay. For the numerical analysis, the depth ratio L/D (L =embedded length of skirt; D =diameter of a bucket) was varied from 0.25 to 1.0. The analysis results showed that the L/D ratio has a significant effect on the bearing capacity, and the vertical and horizontal capacities respectively increased by about 40% and 90%, when L/D ratio increased from 0.25 to 1.0. At the vertical loading, the bucket showed the similar failure mode with a deep foundation, so the shaft and toe resistances can be separately evaluated. At the horizontal loading, the bucket with $L/D=0.25$ showed the sliding failure mode and the bucket with $L/D \geq 0.5$ showed the rotational failure mode.

요 지

버켓기초는 현재 해양 구조물의 앵커나 해양 풍력발전의 기초로 광범위하게 쓰이고 있다. 그러나, 지금까지 버켓기초에 대한 설계 방법은 명확하게 제시되지 않았다. 그러므로, 본 연구에서는 범용 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS (2010)를 이용하여 점성토 지반에 설치된 버켓기초의 지지력 및 하중-변위거동에 대해 분석하였다. 버켓기초의 지지력에 영향을 주는 매개변수로 기초지름에 대한 근입깊이 비(L/D)를 선정하고 L/D 비를 0.25~1.0로 변화시키며 수직방향 압축과 수평방향의 지지거동을 분석하였다. 수치해석 결과 버켓기초의 지지력은 L/D 비에 큰 영향을 받으며 L/D 비가 0.25에서 1.0으로 증가함에 따라 수직방향 지지력은 약 40%, 수평방향 지지력은 약 90% 증가하는 것으로 나타났다. 수직하중이 작용하는 경우 버켓기초의 지지력은 깊은 기초와 유사하게 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 산정할 수 있었다. 그리고, 수평하중이 작용하는 경우 L/D 비가 0.25인 경우 기초의 수평이동 경향이 지배적이지만, L/D 비가 0.5 이상으로 증가하면 기초의 회전파괴 경향이 지배적인 것으로 나타났다.

Keywords : Bearing capacity, Clay, Finite element analysis, Foundation of wind turbine, Suction bucket

1 동아대학교 토목공학과 박사과정 (Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg, Dong-A Univ.)

2 정회원, 동아대학교 토목공학과 석사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Engrg, Dong-A Univ.)

3 정회원, 동아대학교 토목공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Engrg, Dong-A Univ., sungryul@dau.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

버켓기초는 푸팅아래에 주변 벽체(skirt)가 달려있는 형태의 기초이다. 설치방법은 벽체내부의 물을 바깥으로 배출하면서 생기는 내부와 외부의 압력차(suction pressure)를 이용하여 기초상단판이 기초면과 접촉할 때까지 관입을 시키게 된다(Tran and Randolph, 2008).

버켓기초는 기존의 전통적인 해양 기초시스템보다 많은 이점을 가지고 있다. 특히, 기초 시공을 위하여 대형 장비가 필요하지 않기 때문에 공사가 어려운 해양조건에서 적용성이 매우 높다. 버켓기초는 일반적으로 해양 구조물의 앵커시스템 또는 석유 시추 플랫폼의 기초로 사용되어 왔다. 버켓기초의 적용사례를 살펴보면 80년대 말 노르웨이의 석유 시추 플랫폼인 Golfaks C Gravity Platform, 일본 간사이공항, 국내 거가대교 침매터널의 앵커시스템과 울산 신항 북방파제 기초 등으로서 이용된 바 있다. 최근에는 풍력발전기가 해양에 시공되면서 버켓기초를 풍력발전기의 기초구조물로 적용하는 연구가 수행되고 있다.

그림 1은 버켓기초를 이용한 해양 풍력발전기의 설치 개념도를 보여준다. 그림과 같이 풍력발전기에는 발전기의 자중에 의한 수직압축하중, 조파와 풍력에 의한 수평하중, 그리고 수평하중에 의한 모멘트가 복합적으로 작용한다. 그림에서 버켓기초의 직경은 D , 그리고 해양 지반 내에 버켓이 근입된 깊이를 L 로 정의하였다. 일반적으로, 버켓기초의 지지력은 근입깊이 L 이 증가할수록

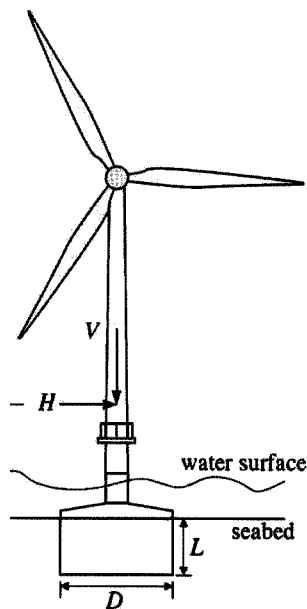


그림 1. 해상풍력발전기의 버켓기초(Byrne and Housby, 2003)

커지게 되는데, 지지력은 L/D 비와 밀접한 관계가 있으며 L/D 비에 비례하여 증가하는 것으로 알려져 있다(Gourvenes and Jensen, 2009; Zhan and Liu, 2010). 그리고, 풍력발전기나 해양 플랫폼 구조물의 기초로 사용되는 버켓기초는 일반적으로 L/D 비가 1을 넘지 않는다(Byrne, 2000).

지금까지 버켓기초의 지지거동은 대부분 수치해석적 방법을 통해 연구되어 왔다. 이 중, 많은 연구들이 수치해석에서 버켓기초를 2차원으로 근사화시키거나 버켓기초의 거동이 얇은기초와 유사하다고 가정하고 얇은기초로 모델링하였다(Yun and Bransby, 2007a,b; Taiebat and Carter, 2000). 실제, DNV 설계기준(2007)에서는 버켓 설치가 완료되면 기초저면이 벽체하단부에 놓이는 일반 중력식 구조물로 간주하여 지지력을 평가하는 방법을 제안하고 있다. 그러나, 비배수 점성토 지반에 설치된 버켓기초의 실제 근입형상과 버켓기초-지반간의 3차원적인 상호작용 효과를 정밀하게 고려하는 수치해석 연구는 매우 부족한 실정이다.

그러므로, 본 연구에서는 점성토 지반에 설치된 버켓기초를 대상으로 3차원 유한요소 해석을 수행하여 L/D 비가 지지거동에 미치는 영향을 분석하였다. 이를 위하여, 버켓기초의 L/D 비를 변화시키며 버켓기초의 수직방향과 수평방향 하중-변위 곡선을 산정하고 지지거동을 분석하였다. 그리고, 수치해석에서 얻어진 버켓기초의 지지력과 기존에 제안된 이론식의 지지력 계산결과와 비교하여 분석하였다.

2. 점토층에 설치된 버켓기초의 지지력 산정방법

점토층에 근입된 버켓기초의 지지력 산정방법 중 실무설계에 간단히 적용할 수 있는 방법들을 조사하였다. 본 지지력 공식들은 수직 압축방향 지지력과 회전 구속 없이 버켓기초가 자유롭게 회전하는 조건에서의 수평방향 지지력의 산정방법들이다.

2.1 수직 압축방향 지지력

점성토층에 근입된 버켓기초의 수직압축방향 지지력은 기본적으로 얇은기초의 지지력 산정방법과 유사하다. Deng and Carter(1999)는 수치해석을 수행한 후 수직방향 지지력 산정공식을 식 (1)과 같이 제안하였다.

$$V_u = N_c \cdot \zeta_s \cdot \zeta_d \cdot A \cdot S_u \quad (1)$$

여기서, N_c = 지지력 계수(=9.0 제안)

ζ_s = 기초의 형상계수 = 1.2(원형기초)

ζ_d = 원형기초의 근입계수 = $1 + 0.4(L/D)$
(Meyerhof, 1953; Hansen, 1970)

A = 기초의 단면적

S_u = 점토의 비배수 전단강도

Yun and Bransby(2007a)는 균일한 전단강도를 가지는 점토에 설치된 버켓기초에 대하여 상한한계해석과 수치해석을 수행하여 식 (2)의 지지력식을 제안하였다. 이 식은 기초 하단에서의 선단지지력(첫번째 항)과 벽체(skirt)의 주면마찰력(두번째 항)을 더하여 지지력을 산정한다.

$$V_u = A(2 + \pi)\zeta_d S_{u0} + 2\alpha D L S_{u0} \quad (2)$$

여기서, α = 경계면 거칠기계수(=0.3 제안)

S_{u0} = 기초저면 위치의 점토 비배수 전단강도

Zhan and Liu(2010)는 Yun and Bransby(2007a) 공식과 유사하게 얇은기초의 저면이 기초 하단면에 놓인다고 가정하였을 때의 수직방향 지지력(첫 번째 항)과 기초 측벽과 지반사이의 주면마찰력(두 번째 항)을 더하는 식 (3)을 제안하였다.

$$V_u = N_c \cdot \zeta_s \cdot \zeta_d \cdot A \cdot S_u + \pi \cdot L \cdot D \cdot S_u \quad (3)$$

여기서, N_c = 지지력 계수(=5.14 제안)

ζ_d = 원형기초의 근입계수 = $1 + 0.4 \tan^{-1}(L/D)$

2.2 수평방향 지지력

Deng and Carter(1999)는 식 (4)의 수평방향 지지력 공식을 제안한 바 있다. 수평방향 지지력 산정에서 수평방향 지지력 계수인 N_h 값을 결정하는 것이 중요하다. N_h 값은 수평방향 지지력을 (벽체 측면-지반간의 접촉면적×점토 비배수 전단강도)로 나눈 값으로 정의된다. 이들은 N_h 값이 지표면에서 하중 작용점까지의 깊이 z 에 영향을 받는다고 제안하였다. 일반 풍력발전기의 기초와 같이 기초 상단 위치에 수평하중이 작용하는 경우에는 $z=0$ 이 되어, $N_h = 6.3$ 의 상수값이 된다.

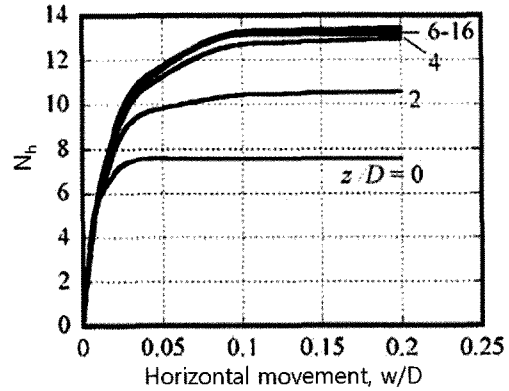


그림 2. 유한요소해석으로 예측한 수평방향 지지력 계수(Aubeny 등, 2003) (z =지표면에서 하중 작용점까지의 깊이)

$$H_u = LD N_h S_{u(2/3L)} \quad (4)$$

여기서, $S_{u(2/3L)}$ = 지표면에서(2/3L)지점에서의 비배수 전단강도

$$N_h = \frac{m}{\sqrt[4]{\left(\frac{m}{6.3} - \frac{z}{L}\right)^4 + \left(n \frac{z}{L}\right)^4}} \quad (5)$$

$$m = 7.02 \left(\frac{L}{D}\right)^{-0.3785} \quad (6)$$

$$n = 1.58 e^{-0.775 \left(\frac{L}{D}\right)} \quad (7)$$

z = 지표면에서 하중 작용점까지의 깊이

Aubeny 등(2003)은 유한요소해석을 수행하여 식 (8)을 제안한 바 있다. 그림 2는 수평방향 지지력 계수-수평 변위 곡선으로서 수평방향 변위 w 는 기초 지름 D 로 나누어 정규화하였다. 일반 풍력발전기의 기초와 같이 기초 상단에 수평하중이 작용하는 경우에는 $z=0$ 이 되어, $N_h = 7.5$ 의 상수값이 된다.

$$H_u = LD N_h S_u \quad (8)$$

여기서, N_h = 그림 2에서 얻어지는 수평방향 지지력 계수

3. 수치해석 조건

3.1 해석 조건

본 연구에서는 범용 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS

표 1. 지반 및 기초의 입력물성값

지 반 (Tresca 모델)	비배수 전단강도 S_u	7.6kPa
	Young 탄성계수 $E_u = 500S_u$	3800kPa
	수중 단위중량	6kN/m ³
	접촉면 마찰계수, μ	0.3
	포아송비	0.49
기 초 (탄성모델)	Young 탄성계수	$E_u \times 10^6$
	포아송비	0.15

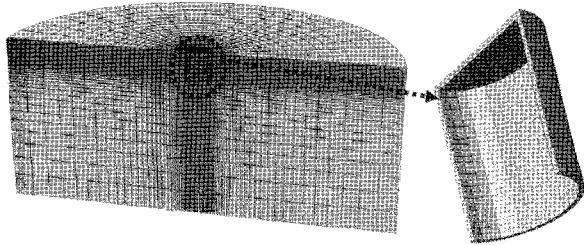


그림 3. 해석에 이용된 유한 요소망

(2010)를 이용하였다. 표 1은 본 해석에서 적용한 지반과 기초의 입력물성값이다. 점성토 지반은 정규압밀 상태를 가정하였고 Tresca 항복기준을 이용한 탄성-완전소성구성모델을 적용하였다. 점성토의 비배수 전단강도 S_u 값은 깊이에 관계없이 일정한 값을 적용하였으며, 탄성계수는 $500 \times S_u$ (구조물 기초설계기준 해설, 2003), 포아송비는 0.49를 적용하였다. 기초의 두께는 0.4m를 적용하였고, 기초의 탄성계수는 지반의 탄성계수보다 10^6 배 큰 값을 적용하였다. Mayne and Poulos(1999)가 얇은 기초에 대하여 제안한 방법에 따르면 기초와 지반의 상대강성비가 100배 이상인 경우 강성기초로 고려할 수 있는데 본 해석조건인 상대강성비는 약 500배이기 때문에 강성기초 조건을 만족시킨다.

그림 3은 해석에 이용된 유한요소망을 보여준다. 대칭 조건을 고려하여 반단면만을 모델링하였다. 그리고, 경계면 위치는 버켓기초의 상단 중앙으로부터 좌우로 8D, 아래로 6D로 하여 경계면의 구속조건이 버켓기초의 지지거동에 영향을 미치지 않도록 하였다. 요소망의 크기는 기초 인접지반에서의 응력과 변형률의 변화를 정밀히 고려하기 위해 기초 인접지반에 가까워질수록 요소 크기를 작게 적용하였다. 지반과 기초모델링에 적용된 요소는 eight noded-linear brick elements with reduced integration(C3D8R)이다. L/D비가 지지력에 미치는 영향을 고려하기 위하여 D=10m로 고정시킨 조건에서 L/D비가 0.25, 0.5, 0.75, 1.0이 되도록 L을 변화시켰다.

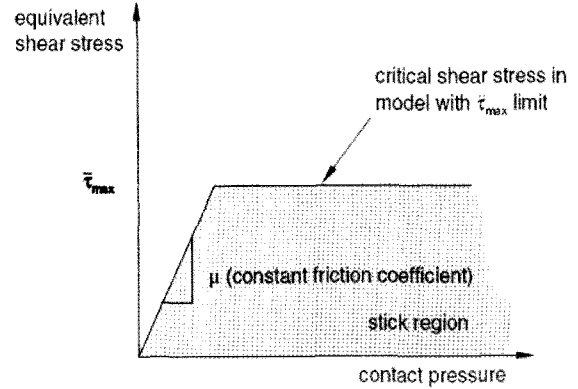


그림 4. 인터페이스 요소의 미끄러짐 발생조건

기초의 내부와 외부의 좌우측면에는 인터페이스 요소를 설치하여 기초-지반 사이의 미끄러짐과 분리현상을 모사하였다. 그리고, 기초의 상판과 내부 흙 사이의 인터페이스는 석션압에 의해 기초가 설치된 후에 점성토의 낮은 투수계수에 의해 석션압이 계속 유지되므로 흙과 기초의 분리가 발생하지 않는다. 그러므로, 점성토의 경우 기초 상단면과 내부 흙이 미끄러짐과 분리가 없이 항상 접촉을 유지하도록 하였다. 미끄러짐은 그림 4와 같이 Coulomb 마찰이론을 적용하여 인터페이스에서 발생한 전단응력이 기준값 ' $\mu \times (\text{contact pressure})$ ' 보다 커질 때 미끄러짐이 발생하도록 하였고, 전단응력 한계값 $\bar{\tau}_{max}$ 값을 적용하지 않았다. 분리현상은 hard contact 조건을 적용하였는데, 이 조건은 기초와 인접지반이 붙어있는 경우에는 법선방향의 구속응력이 크기에 관계없이 서로 전달되며 인장력 등에 의해 기초와 인접지반이 분리되는 경우에는 응력이 전달되지 않는다.

3.2 모델링 절차

버켓기초의 수치모델링 절차는 (1) 지중응력의 구현, (2) 버켓기초의 설치, (3) 하중재하의 3단계로 이루어진다.

(1) 지중응력 조건(geostatic condition)은 구조물이 없는 조건에서 토체의 자중에 의해 지반내에 존재하는 구속압을 구현하는 것이다. 초기응력 조건을 계산하기 위하여 기초부분에 해당하는 요소들을 제거하고 기초와 인접지반사이의 절점에 변위 구속조건을 적용하여 버켓기초의 형상이 유지되도록 하였다. 그리고, ABAQUS 프로그램에서 지원하는 geostatic option을 적용하여 중력가속도에 의한 자중과 지반구속압이 균형이 되고, 요소 절점의 변위가 0으로 안정화되는 조건을 구현하였다.

그림 5는 최종적으로 계산된 수직방향의 초기응력으로 서 이론적으로 계산한 값과 일치하는 것을 확인하였다.

(2) 버켓기초의 지반내 관입거동은 본 해석에서 모델링하지 않았으며, 기초설치가 완료된 후의 상태를 가정하였다. 버켓기초 요소를 활성화시키고, 기초와 인접지반 사이에 인터페이스 요소를 설치하였다. 그리고, 기초 자체에 의한 지중 응력증가를 구현하였다(그림 6 참조).

(3) 하중재하는 기초상단 중앙부를 reference point로 지정한 후에 이 점의 수평방향과 수직방향의 변위를 서서히 증가시키면서 재하하였다. 수평방향의 경우 수평방향의 변위만을 일정하게 증가시키면서 기초의 회전 등을 자유롭게 허용하는 pure horizontal loading 조건을 적용하였다(그림 7 참조).

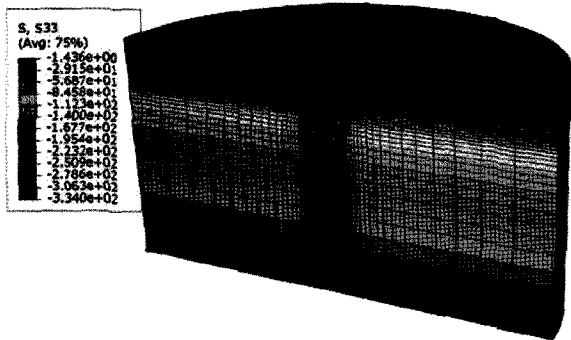


그림 5. 초기 지중응력조건의 수직방향 구속압

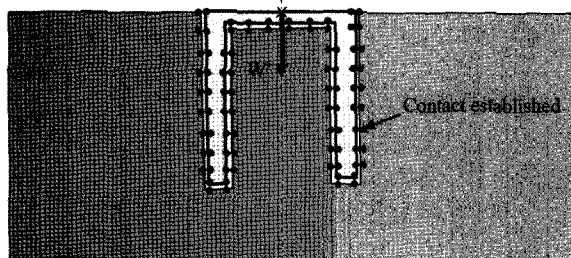


그림 6. 기초 요소의 활성화 및 인터페이스 설치

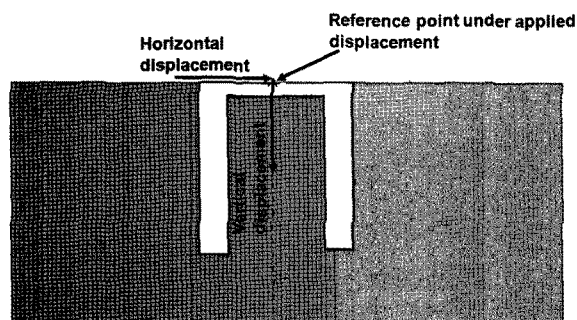


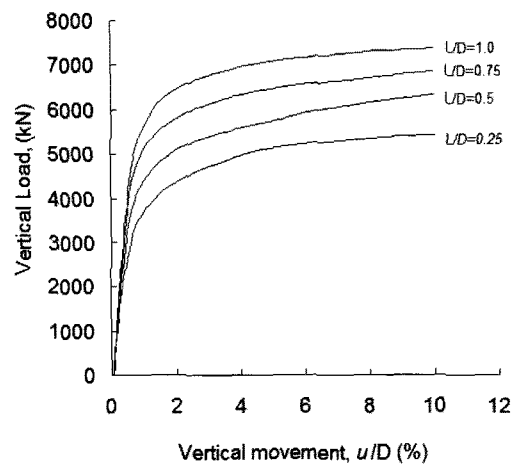
그림 7. 수직방향과 수평방향의 하중재하

4. 수치해석 결과

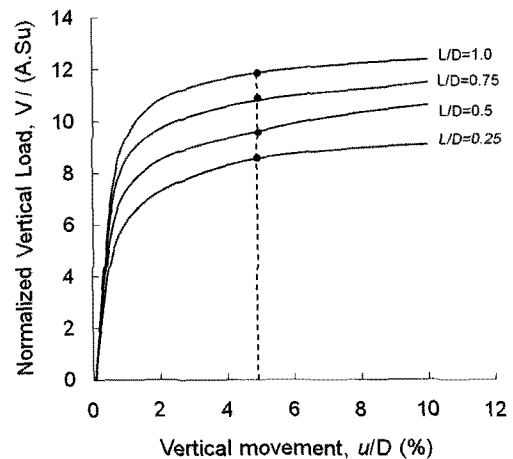
4.1 수직방향 지지거동

그림 8은 L/D비의 변화에 따른 수직방향 하중-변위 곡선으로서 하중은 (단면적 A·비배수 전단강도 S_u)로 나누어 정규화하였으며, 수직방향 변위 u 는 기초직경 D 로 나누어 정규화하였다. 정규화된 수직방향 하중 값은 L/D 비가 증가함에 따라 증가하는 것으로 나타났다. 즉, L이 증가함에 따라(L/D비의 증가) 기초측벽과 지반사이의 마찰력이 증가하므로 지지력이 증가하는 것으로 판단된다.

그림 8(b)에서 수직방향 지지력 값은 Zhan and Liu (2010)가 제안한 바와 같이 수직방향 변위가 기초직경(D)의 5%에 도달하였을 때의 값으로 결정하였다. 그림 9는 L/D비에 따른 각 지지력 값(0.05D에서의 값)을 L/D=0.25 일 때의 지지력 값으로 나누어 정규화한 결과이다. 이



(a) 수직하중



(b) 정규화된 수직하중

그림 8. L/D비에 따른 수직방향 하중-변위 곡선

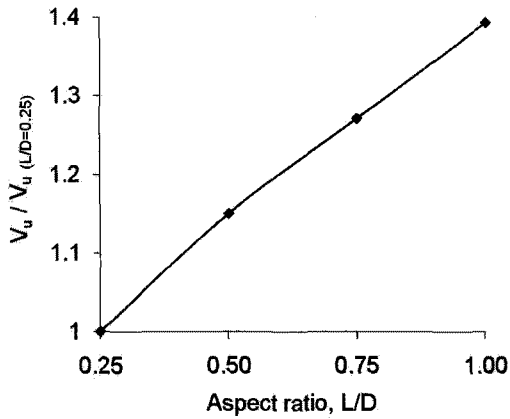


그림 9. L/D비에 따른 수직방향 지지력 증가비율

표 2. 정규화된 수직방향 지지력 $V_u/(A \cdot S_u)$ 비교

L/D	0.25	0.50	0.75	1.00
Deng and Carter (1999)	11.88	12.96	14.04	15.12
Yun and Bransby (2007a)	6.17	7.19	8.21	9.23
Zhan and Liu (2010)	7.77	9.31	10.76	12.11
This study	8.51	9.79	10.82	11.86

결과에서 수직방향 지지력 값은 L/D비의 증가에 따라 일정한 비율로 증가하며 L/D비가 0.25~1.0으로 증가함에 따라 지지력은 약 40% 증가하였다.

표 2는 기존에 제안된 공식과 수치해석에서 얻어진 지지력을 비교하여 보여준다. 표 2에 나타난 값은 정규화된 수직방향 지지력 값으로서 $V_u/(A \cdot S_u)$ 로 산정하였다. 수치해석 결과는 Zhan and Liu(2010)방법의 값과 매우 유사하게 나타났다. Deng and Carter(1999)방법은 수치해석 결과와 비교하여 평균 약 1.3배 큰 값을 주는데, 그 이유는 Deng and Carter(1999)방법의 경우 일반적인 얇은 기초의 지지력 계수인 5.14보다 큰 값인 $N_c=9$ 를 적용하기 때문으로 판단된다. Yun and Bransby(2007a)의 결과는 수치해석 결과와 비교하여 평균적으로 지지력을 약 15% 과소평가하는 것으로 나타났다.

그림 10은 수직하중이 작용할 때 기초 및 인접지반에 발생하는 변위벡터를 보여준다. L/D비가 0.25인 경우에는 파괴영역이 지표면까지 확장되어 얇은기초의 일반

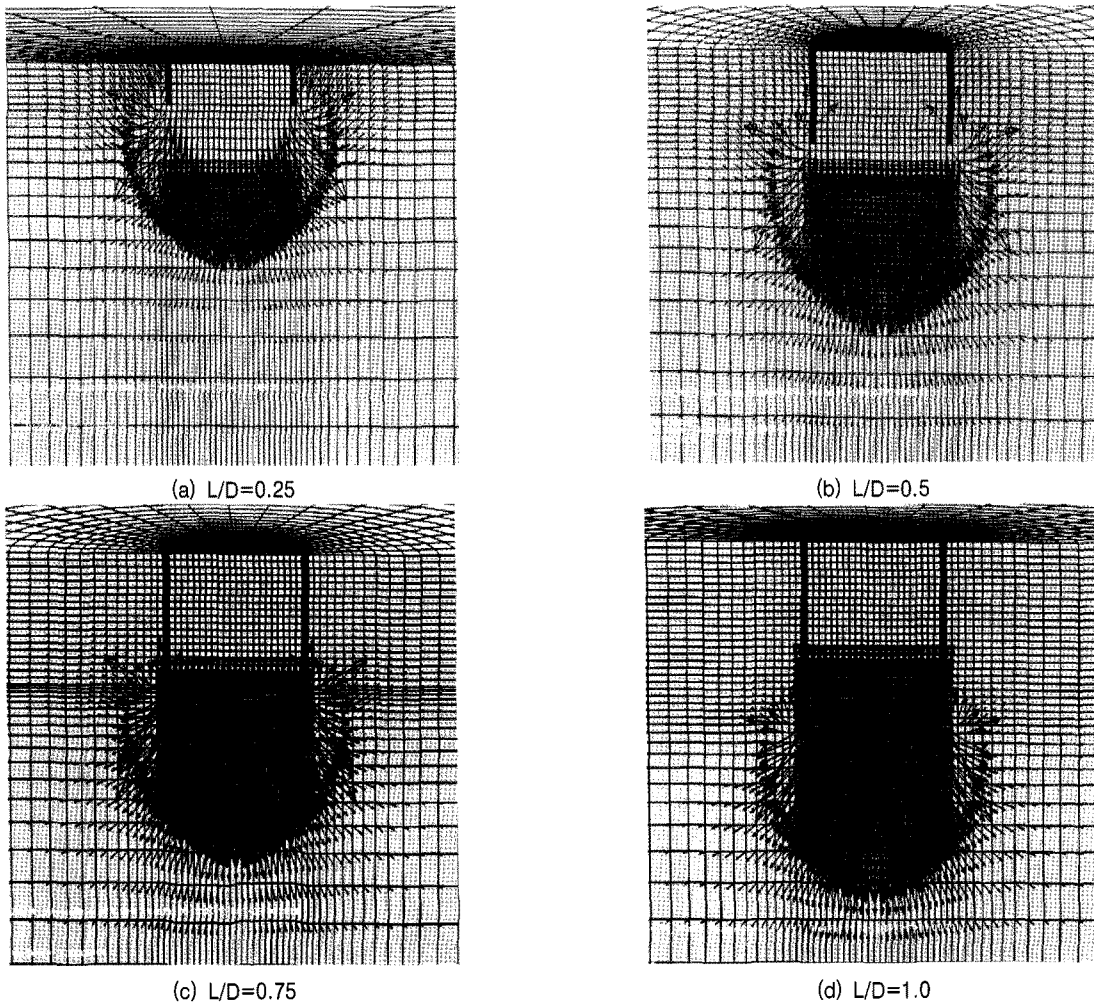
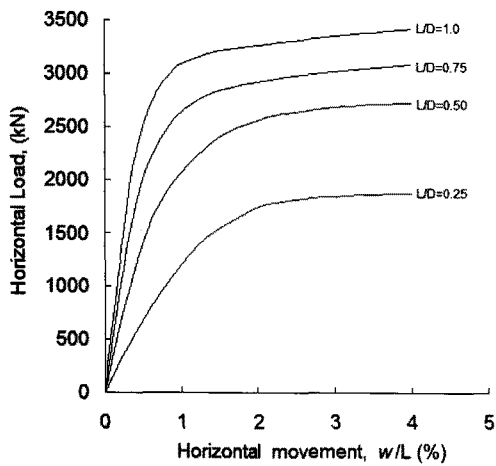


그림 10. 극한 하중에서의 변위벡터

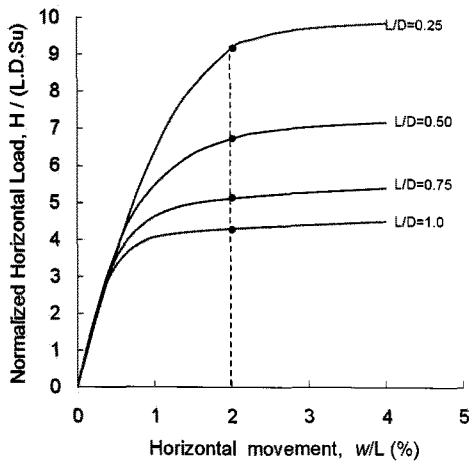
적인 파괴형상을 보여준다. 그러나, L/D비가 0.5이상인 경우에는 깊은기초의 파괴형태인 관입전단파괴 형상을 보여준다. 이 결과는 벡켓기초의 수직방향 지지력을 산정할 때 선단지지력과 주변마찰력을 각각 분리하여 산정할 수 있음을 보여준다. 그러므로, 지지력 산정공식 중 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 지지력을 산정하는 Yun and Bransby(2007a)와 Zhan and Liu(2010)의 지지력 공식이 합리적인 것으로 판단된다.

4.2 수평방향 지지거동

그림 11은 L/D비에 따른 수평방향 하중-변위 곡선으로서 하중은 (수평방향 접촉단면적 × 비배수 전단강도)로 나누어 정규화하였으며, 수평방향 변위 w는 근입깊이 L로 나누어 정규화하였다. 해석결과 정규화된 수평방향 하중값은 L/D비가 증가함에 따라 감소하는 것으로 나타났다. 즉, D가 일정한 조건에서 L이 증가하는 경우 전체 지지력 크기는 증가



(a) 수평하중



(b) 정규화된 수평하중

그림 11. L/D비에 따른 수평 방향 하중-변위 곡선

하지만 지지력의 증가비율은 감소하는 것을 의미한다.

수평방향 지지력 값은 그림 11(b)의 그림에서 Zhan and Liu(2010)가 제안한 바와 같이 수평방향 변위가 근입깊이(L)의 2%에 도달하였을 때의 값으로 결정 하였다. 그림 12는 L/D비의 변화에 따른 수평방향 지지력 계수 N_h (0.02L에서의 값)의 변화곡선으로서, N_h 값은 L/D비가 증가함에 따라 감소하는 것으로 나타났다.

표 3은 기존 지지력 공식과 수치해석 결과에서 산정된 N_h 값을 비교하였다. 기존에 제안된 지지력 공식들은 L/D비에 따른 N_h 값의 변화를 고려하지 못하므로 L/D비에 따라 일정한 값을 가진다. 수치해석에서 얻어진 값들의 평균값은 6.31로서 Deng and Carter(1999)가 제안한 값과 일치하는 것으로 나타났다.

그림 13은 L/D비에 따른 각 지지력 값을 L/D=0.25일 때의 지지력으로 나누어 정규화하였다. 그림을 보면, L/D

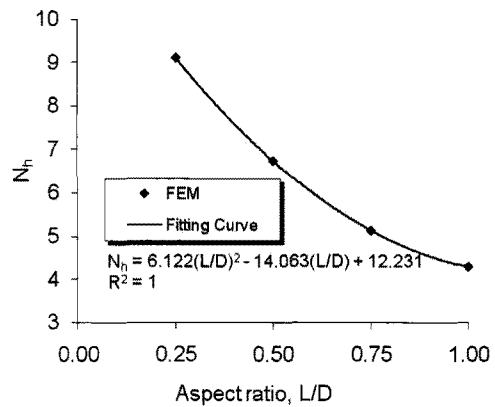


그림 12. L/D비에 따른 수평방향 지지력 계수 N_h 값의 변화곡선

표 3. 수평방향 지지력 계수 N_h 값의 비교

L/D	0.25	0.50	0.75	1.00
Deng and Carter (1999)	6.30			
Aubeny et al (2003)	7.50			
This study	9.10	6.73	5.13	4.29

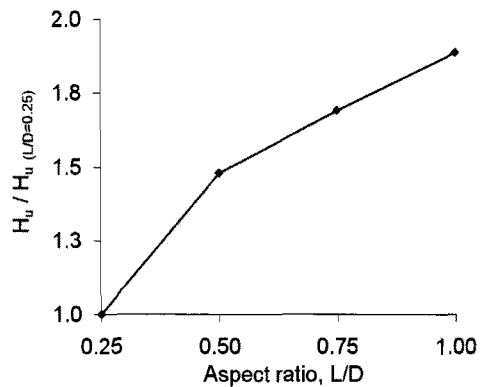


그림 13. L/D비에 따른 수평방향 지지력 증가비율

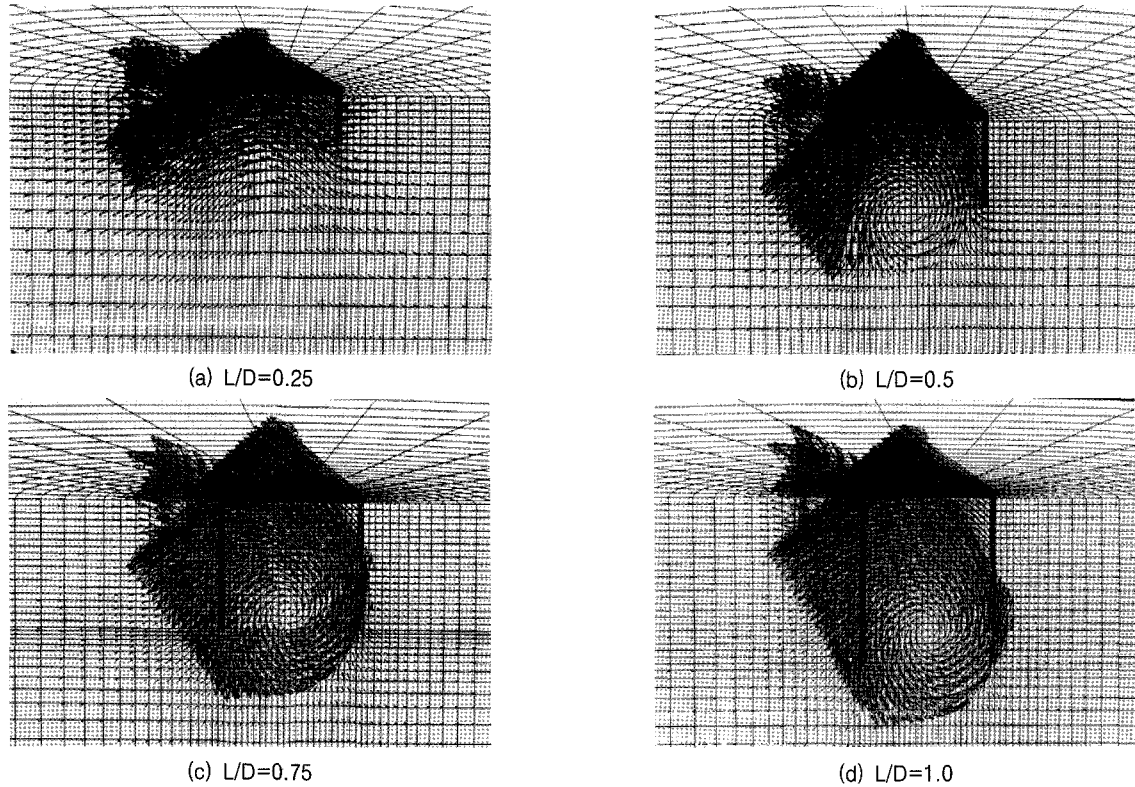


그림 14. 수평방향 극한 하중이 작용할때 변위벡터

비가 0.25~1.0으로 증가함에 따라 지지력이 90% 증가하였으며, L/D비가 0.25에서 0.5로 증가할 때 지지력이 50% 증가하였다.

그림 13에서 L/D비가 작을 때 지지력 증가비율이 큰 것으로 나타났는데, 그 이유는 버켓기초의 파괴거동을 통하여 분석할 수 있다. 그림 14는 수평방향 극한하중이 작용하였을 때의 변위벡터이다. 그림을 보면 L/D비가 0.25일때는 수평이동의 경향이 지배적이며 기초의 회전 경향이 작은 것으로 나타났다. 그러나, L/D비가 0.5이상으로 증가할 때에는 기초가 점차 회전하는 거동을 보여 준다. 즉, 수평이동의 경향이 지배적인 경우에는 회전 경향을 보이는 경우보다 수평방향 지지력이 커지기 때문에 그림 13의 결과와 같이 L/D비가 작을 때 지지력 증가비율이 더 큰 것으로 판단된다. 실제, Taini and Craig (1995)와 Watson and Randolph(1997)의 연구결과에 따르면 L/D비가 0.3보다 작을 때에는 버켓기초의 거동이 수평이동만 발생하는 얇은기초의 파괴거동과 유사한 것으로 나타났다.

5. 결론

본 연구에서는 점성토 지반에 근입된 버켓기초의 지

지거동을 3차원 범용 유한요소 해석을 수행하여 분석하였다. 수치해석으로부터 얻어진 결과는 다음과 같다.

- (1) 수직방향 지지력은 L/D비에 따라 선형적으로 증가하며, L/D비가 0.25에서 1.0으로 증가할 때 지지력이 약 40% 증가하는 것으로 나타났다. L/D비가 0.25인 경우에는 파괴영역이 지표면까지 확장되는 얇은기초의 파괴형상을 보이며, L/D비가 0.5 이상인 경우에는 깊은기초와 같은 관입전단파괴 형상을 보여주었다.
- (2) 수평방향 지지력은 L/D비가 0.25에서 1.0으로 증가할 때 약 90% 증가하는 것으로 나타났다. 그런데, L/D비가 증가함에 따라 L/D비가 작은 경우에는 지지력 증가비율이 크며, L/D비가 0.5 이상으로 커지는 경우에는 지지력 증가비율이 일정한 것으로 나타났다.
- (3) 수직방향 지지력 산정공식 중 Zhan and Liu(2010)방법의 지지력이 수치해석 결과와 유사하게 나타났다. 그리고, 수치해석 결과와 비교하여 Deng and Carter 방법의 지지력은 약 30% 크며, Yun and Bransby 방법의 지지력은 약 15% 작은 것으로 나타났다.
- (4) 기존에 제안된 수평방향 지지력 산정공식은 L/D비

에 따른 수평방향 지지력 계수 N_h 의 변화를 고려하지 못하고 일정한 값을 적용하였다. 그러나, 본 연구에서 N_h 값은 L/D 비가 증가함에 따라 감소하는 경향을 보여주었다. 그리고, 수치해석에서 얻어진 N_h 의 평균값은 6.31로서 Deng and Carter 방법의 값과 일치하는 것으로 나타났다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 주관하고 한국건설교통기술평가원이 시행하는 2010 건설기술혁신사업(과제번호 : 10기술혁신E04) 지원으로 이루어진 것으로 이에 감사드립니다.

참고 문헌

1. (사)한국지반공학회 (2003), 구조물 기초설계기준 해설, 구미서관, pp.239.
2. *Abaqus (2010), User's Manual. Version 6.10-1.*
3. Aubeny, C. P., Han, S. W., and Murff, J. D. (2003), "Inclined load capacity of suction caissons", *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol.27, pp.1235-1254.
4. Byrne, B. W. (2000), *Investigations of Suction Caissons in Dense Sand*, Ph. D. Thesis, University of Oxford, Oxford.
5. Byrne, B. W., and Housby, G. T. (2003), "Foundations for offshore wind turbines", *Phil. Trans. R. Lond Ser. A* 361, pp.2909-2930.
6. Deng, W., and Carter, J. P. (1999), *Analysis of Suction Caissons in Uniform Soils Subjected to Inclined Uplift Loading*, Report No. R798, Department of Civil Engineering, The University of Sydney, Australia.
7. DNV (2007), *Offshore Standard DNV-OS-J101*, Design of Offshore Wind Turbine Structures.
8. Gourvenes, S., and Jensen, K. (2009), "Effect of embedment and spacing of cojoined Skirted Foundation systems on Undrained Limit States under General Loading", *International Journal of Geomechanics*, ASCE, Vol.9, No.6.
9. Hansen, J. B. (1970), "A revised and extended formula for bearing capacity", *Danish Geotech. Institute Bull.* 98, pp.5-11.
10. Mayne, P. W., and Poulos, H. G. (1999), "Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.125, No.6, pp.453-460.
11. Meyerhof, G. G. (1953), "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", *Proc. 3rd Int. Soc. for Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, Switzerland, Vol.1, pp.440-445.
12. Taiebat, H. A., and Carter, J. P. (2000), "Numerical studies of the bearing capacity of shallow foundations on cohesive soil subjected to combined loading", *Geotechnique*, Vol.50, No.4, pp.409-418.
13. Taini, K., and Craig, W. H. (1995), "Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth", *Soils and Foundations*, Vol.35, No.4, pp.21-35.
14. Tran, M. N., and Randolph, M. F. (2008), "Variation of suction pressure during caisson installation in sand", *Geotechnique*, Vol.58, No.1, pp.1-11.
15. Tresca, H. (1864), "Sur l'écoulement des corps solides soumis a de fortes pressions", *C. R. Acad. Sci. Paris*, Vol.59, pp.754-763.
16. Watson, P. G., and Randolph, M. F. (1997), "Vertical capacity of caisson foundations in calcareous sediments", *Proc. 7th int. Offshore and Port Eng. Conf.*, Honolulu, Hawaii, pp.784-790.
17. Yun, G., and Bransby, M. F. (2007a), "The undrained vertical bearing capacity of skirted foundations", *Soils and Foundations*, Vol.47, No.3, pp.493-505.
18. Yun, G., and Bransby, M. F. (2007b), "The horizontal-moment capacity of embedded foundations in undrained soil", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.44, No.4, pp.409-424.
19. Zhan, Y. G., and Liu, F. C. (2010), "Numerical Analysis of Bearing Capacity of Suction Bucket Foundation for Offshore Wind Turbines", *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.15, pp.633-644.

(접수일자 2011. 5. 20, 심사완료일 2011. 10. 10)