

사질토 지반에 설치된 버킷기초의 강성

Stiffness of Bucket Foundation in Sand

박정선¹⁾ · 박두희[†] · 윤세웅²⁾ · 장화섭³⁾ · 윤지남²⁾

Jeongseon Park · Duhee Park · Sewoong Yoon · Hwasup Jang · Jinam Yoon

Received: June 5th, 2017; Revised: June 16th, 2017; Accepted: July 19th, 2017

ABSTRACT : To perform an integrated load analysis carried out to evaluate the stability evaluation of wind turbine generators, the six degree-of-freedom stiffness matrix of foundation, which describes relationships between loads and displacement, is needed. Since the foundation stiffness should accurately reflect the shape of foundation and the condition of soil, it is necessary to calculate the stiffness of the bucket foundation that considers the elasto-plastic behavior of the soil. In this study, finite element analyses were performed for a range of soils and shapes of bucket foundations to estimate the foundation stiffness. Normalized stiffness curves are developed from respective numerical simulations. Proposed results are considered to be useful because they can be directly applied in the design.

Keywords : Bucket foundation, Nonlinear stiffness, Hardening soil model, Finite element analysis

요지 : 풍력발전기의 안정성 평가를 위해 수행하는 통합하중해석에서 기초는 하중과 변위의 관계로 정의되는 기초강성을 입력하여 적용이 가능하다. 이때 기초의 형상과 지반의 조건이 정확하게 반영된 기초의 강성이 적용되어야 하므로, 지반의 탄소성 거동을 정밀하게 반영한 버킷기초의 강성 산정방법이 필요하다. 본 연구에서는 다양한 사질토의 마찰각과 버킷기초 형상에 대한 유한요소 해석을 수행하여 기초의 강성을 산정하였으며, 해석결과로부터 정규화된 기초강성 매트릭스가 제안되었다. 제안된 버킷기초의 강성 산정방법은 설계에 직접 적용될 수 있는 유용한 결과라고 판단된다.

주요어 : 버킷기초, 비선형 강성, 비선형 지반구성모델, 유한요소해석

1. 서론

해상풍력발전기는 육상 구조물과 다르게 바람과 파도의 반복적인 하중을 받으므로, 공진 주파수의 회피 및 반복하중에 대한 구조물 전체의 안정성을 평가하기 위해서는 통합하중 해석이 필요하다. 이때 해상풍력발전기의 기초는 지반과의 상호작용이 고려되지 않는 고정단(fixed end)으로 모사되거나, 기초와 지반의 특성이 고려된 스프링 모델(spring model)로 고려될 수 있다. 기초를 고정단으로 모사하는 경우에 계산은 간단하지만 실제보다 강성을 과대 예측하여 보수적인 설계가 이루어진다(Choi et al., 2013). Jung et al.(2015)은 해상 풍력발전기 기초로 모노파일을 적용하고, 이에 대한 기초의 강성을 유한요소해석으로 산정하였다. 모노파일은 장경비(L/D)가 말뚝보다는 작으므로 기존의 말뚝 설계에 사용되는 p-y 곡선법을 통합하중 해석에 적용할 수 없는 것으로 분석되었다.

Veritas(2004)는 원형기초의 강성을 산정할 수 있는 탄성해(elastic solution)를 제시하고 있다. 원형기초가 지표면에 위치하

는 경우와 일정 깊이를 가지고 묻혀 있는 경우의 강성 산정식을 제시하였으며, 이를 계산하기 위해서는 지반의 포아송비(ν)와 전단탄성계수(G) 값이 필요하다. 이후에 Doherty & Deeks (2003)는 버킷기초를 포함한 다양한 형태의 기초에 대한 강성을 산정하였으며, 포아송비가 0.2와 0.5인 탄성지반을 대상으로 하였다. 또한 지반의 전단탄성계수(G)가 일정하지 않고 깊이에 따라 증가하는 특성을 반영하여, G 의 증가비율에 따라 달라지는 강성 값을 차트로 제시하였다. 하지만 Doherty & Deeks(2003)의 차트는 탄성해석을 기반으로 하였으며 지반의 실제 비선형 특성을 고려하지 않았으므로, 설계에 적용하기 위해서는 발생하는 변형률을 고려한 등가 전단탄성계수를 산정하여 적용해야 한다. 최근 Gazetas et al.(2013)은 점토 지반의 비선형 거동 특성을 반영한 유한요소해석을 수행하여 얇은기초의 회전강성을 산정하는 식과 차트를 제안하였다.

버킷기초는 석션압을 이용하여 해상에서 간편하게 설치할 수 있고, 경제적인 이점이 있어 오래전부터 해양플랜트 기초로 사용되어왔으며, 최근에는 버킷기초가 해상풍력발전

1) Korea Hydro & Nuclear Power Central Research Institute (KHNP-CRI)

† Department of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University (Corresponding Author : dpark@hanyang.ac.kr)

2) Department of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University

3) Research center, Korea Register of Shipping

기의 기초로 적용되고자 하는 시도가 이루어지고 있다(Houlsby et al., 2005). 하지만 해상풍력발전기 기초의 설계를 위해서는 통합하중해석이 필요하지만, 정확하게 지반과의 상호작용을 고려한 강성 산정방법이 제시되어있지 않다. 본 연구에서는 지반의 비선형 거동 특성을 고려한 유한요소해석을 수행하여 사질토 지반에 설치된 버킷기초의 강성을 산정하였다.

2. 이론적 배경

버킷기초의 3차원적인 거동을 모사하기 위해서는 Fig. 1과 같이 총 6자유도의 하중-변위 관계 정의가 필요하다. 두 개의 수평방향(x, y방향)과 한 개의 수직방향(z방향)으로의 변위와 하중, 각각의 축에 대한 회전 및 모멘트가 발생한다.

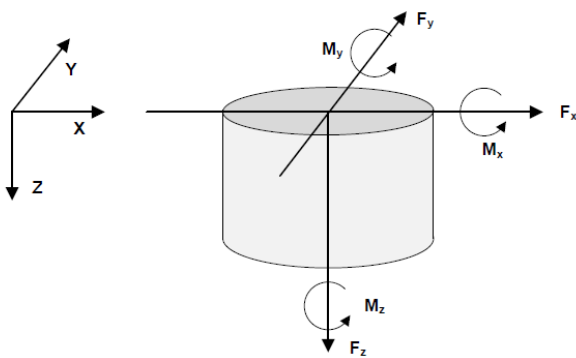
이와 같은 6자유도 변위와 하중의 관계 정의는 Eq. (1)의 매트릭스(matrix)의 형태로 가능하다.

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \\ F_z \\ M_x \\ M_y \\ M_z \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & & & & & \\ & K_{22} & & & & \\ & & K_{33} & & & \\ & & & K_{44} & & \\ & & & & K_{55} & \\ & & & & & K_{66} \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \\ u_z \\ \theta_x \\ \theta_y \\ \theta_z \end{Bmatrix} \quad (1)$$

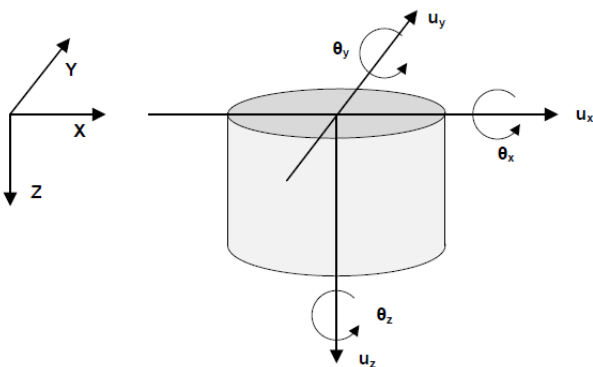
여기서 K_{11} 과 K_{22} 는 수평방향 강성, K_{33} 은 수직방향 강성, K_{44} 와 K_{55} 는 회전강성, K_{66} 은 비틀림 강성을 의미하고, K_{15} , K_{24} , K_{42} , K_{51} 은 수평과 회전의 커플링 강성을 의미한다. 본 매트릭스를 통해 각각의 강성을 산정하기 위해서는 6개의 자유도 중에서 5개의 변위는 구속(fixed)한 후, 한 개의 자유도에만 변위를 작용시켜 반력(reaction force)으로 하중을 구한다. 예를 들어 u_x 에 변위를 가하고 나머지 요소들은 구속하면 각각 F_x 와 M_y 에 대한 반력과 K_{11} 과 K_{51} 에 대한 강성을 산정할 수 있다.

또한 Eq. (1)에서 두 개의 수평방향과 회전방향에 대한 강성은 각각 x와 y축에 대하여 정의되므로 동일한 값으로 정의할 수 있다. Doherty & Deeks(2003)은 이와 같은 매트릭스를 일반화하기 위하여 변위는 버킷기초의 반지름(R)로, 하중은 버킷기초 선단이 위치하는 곳에서의 전단탄성계수(G_R)로 각각 정규화하였다(Eq. (2)).

$$\begin{Bmatrix} V \\ \frac{G_R R^2}{H} \\ \frac{M}{G_R R^3} \\ T \\ \frac{T}{G_R R^3} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_V & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_H & K_{MH} & 0 \\ 0 & K_{HM} & K_M & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_T \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} \frac{w}{R} \\ u \\ \theta \\ \theta_T \end{Bmatrix} \quad (2)$$



(a) Forces and moments



(b) Displacements and rotations

Fig. 1. Degrees of freedom for bucket foundation

여기서 V , H , M , T 는 각각 수직, 수평, 모멘트, 비틀림 하중을 의미하며, w 와 u 는 수직과 수평변위, θ 는 회전각을 의미한다. 또한 K_V , K_H , K_M , K_T , K_{MH} , K_{HM} 은 정규화된 하중과 변위의 비율기호써 강성계수(stiffness coefficient)로 정의하였다.

3. 수치해석 모델 구축 및 입력 물성

본 연구에서는 유한요소해석 프로그램인 PLAXIS 3D를 이용하여 사질토 지반에 설치된 원형 버킷기초의 강성을 산정하였다. 버킷기초의 수직, 수평, 모멘트 및 비틀림에 대한 강성을 산정하기 위하여 Fig. 2와 같이 3차원 모델을 구축하여 매개변수 해석을 수행하였으며, 기초와 지반 모두 PLAXIS 3D에 탑재된 10노드 사면체 요소(10-node tetrahedral element)를 사용하였다. PLAXIS 3D에서 지반 모델의 측면은 수평변위가 고정되고, 하단은 수직변위가 발생하지 않도록 경계조건이 작용한다. 또한 변위 작용 시 이와 같은 경계조건이 해석에 영향을 미치지 않도록 지반의 크기는 가로 $10D$, 수

직방향 $6D$ 크기로 모델링 하였다. 지반 모델의 해석격자는 버킷기초 주변에서는 조밀하며 기초에서 멀어질수록 격자의 크기를 증가시켜 해석의 정확성을 높이는 동시에 시간을 단축하고자 하였다. 위와 같은 지반 모델과 해석격자의 크기는 다양한 조건에 대한 민감도 분석(sensitivity analysis)을 수행하여 최적의 크기로 결정하였다.

지반과 버킷기초의 상호작용을 모델링 하기 위하여 인터페이스(interface) 요소를 적용하였으며, 쿨롱 마찰(Coulomb friction) 이론을 토대로 기초와 지반의 미끄러짐이 모사된다. 인터페이스 마찰각은 사질토 지반 ϕ 의 $2/3$ 으로 적용하였으며(Achmus et al., 2013; Achmus et al., 2009; Park et al., 2015), 이를 초과하는 경우에 버킷기초와 지반의 미끄러짐이 발생한다.

수치해석을 통해 버킷기초의 강성을 산정하는 과정은 다음과 같다. Geostatic 단계에서 중력에 의한 초기 지중응력 상태를 구현한다. 다음으로 자중에 의해 기초가 설치되도록 하며, 이때 지반과 기초 구조물 사이의 인터페이스 요소를 활성화한다. 본 연구에서는 버킷기초가 관입 되는 과정은 모사하지 않았으며, 설치 시 주변 지반의 교란 및 응력변화가 없다고 가정하였다. 마지막으로 버킷기초의 강성을 산정하기 위한 변위-하중 곡선은 Fig. 3과 같이 수직, 수평, 모멘트, 비틀림 변위를 작용시킬 때의 반력으로 계산하였다.

본 연구에서 대상으로 한 버킷기초는 직경(D)과 스킵트의 두께(t)가 각각 10m, 0.15m로 일정하며, 기초의 길이(L)는 5, 10, 20m로 장경비(L/D)가 0.5, 1, 2가 되도록 다양하게 모델링 하였다. 대상 지반은 마찰각(ϕ)의 크기가 30, 35, 40°인 사질토 지반에 대하여 매개변수 연구를 수행하였으며, 각각 깊이에 따라 전단파속도(V_s)가 증가하는 대표 주상도를 산정하였다. 대표 지반 주상도는 $\phi - N_{60}$ 과 $N_{60} - V_s$ 의 경험적인 상관관계 식을 이용하여 산정하였으며, 이때 사용

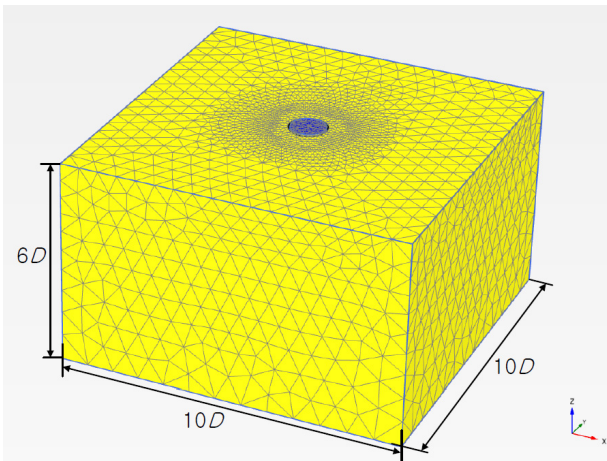


Fig. 2. Finite element model of bucket foundation

된 식은 Eq. (3)과 같다. Wolff(1989)는 표준관입시험 결과의 N_{60} 으로 사질토의 ϕ 를 산정하는 식을 제시하였다.

$$\phi = 27.1 + 0.3N_{60} - 0.00054N_{60}^2 \quad (3)$$

Kwak et al.(2015)는 N_{60} 과 유효수직응력(σ_v') 값에 따른 V_s 의 산정식을 Eq. (4)와 같이 제안하였다.

$$\ln(V_s) = \beta_0 + \beta_1 \ln(N_{60}) + \beta_2 \ln(\sigma_v') \pm \sigma \quad (4)$$

여기서 $\beta_0, \beta_1, \beta_2$ 는 경험적 계수이고, σ 는 예측에 대한 표준편차를 의미한다. Kwak et al.(2015)은 사질토 지반에 대해 $\beta_0 = 3.879, \beta_1 = 0.255, \beta_2 = 0.168, \sigma = 0.349$ 로 값을 제안하였으며, 본 연구에서는 보수적인 설계를 위하여 V_s 를 제안된 표준편차의 65%를 감하여 산정하였다. 사질토의 수중 단위중량(γ)은 10kN/m^3 로 가정하였으며, 상관식 (1)과 (2)를 통해 마찰각이 30, 35, 40°인 경우에 산정된 대표 V_s

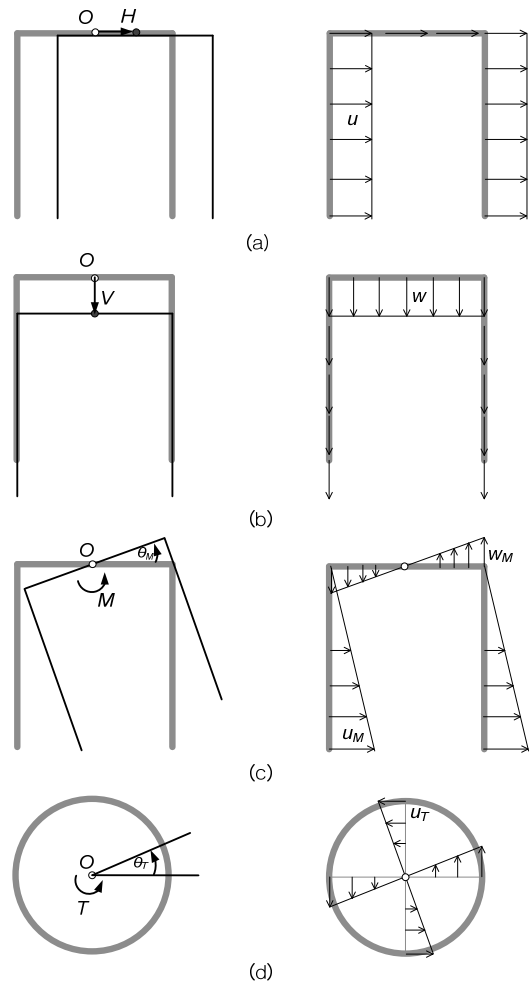


Fig. 3. Displacement of each loading components: (a) horizontal, (b) vertical, (c) moment, and (d) torsion

주상도는 Fig. 4와 같다.

실제 사질토 지반은 Fig. 4와 같이 구속압에 따라 강성과 강도가 증가한다. 깊이에 따른 강성의 증가를 고려하고, 전단변형률에 따른 강성의 비선형적인 감소를 모사하기 위하여 PLAXIS 3D에 탑재된 Hardening soil 모델을 사용하였다. Hardening soil의 입력변수 중 강도와 관련이 있는 ϕ , 팽창각 (ψ)은 Eq. (5)의 경험식을 이용하여 산정하였다(Achmus et al., 2013; Brinkgreve & Vermeer, 1999; Itasca, 2011; Kim et al., 2014).

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (5)$$

하지만 $\phi = 30^\circ$ 인 경우 $\psi = 0$ 이 되며, 이러한 경우 큰 변형률이 발생하는 기초 주변 지반에서는 해(solution)의 수렴이 어려운 문제점이 있다(Loukidis & Salgado, 2009). 또한 $\psi = 0$ 과 1° 일 때 기초의 지지력 차이는 크지 않은 것으로 분석되었으므로(Park et al., 2016), 본 연구에서는 $\phi = 30^\circ$ 인 경우 $\psi = 1^\circ$ 로 해석을 수행하여 시간을 단축하였다. 또한 해석의 안정성을 위하여 1kPa의 점착력 (c)를 적용하였다(Park et al., 2016).

이외에 초기 탄성구간에서의 강성을 적절하게 모사하기 위하여 Hardening soil 모델에서는 삼축실험에서의 활선탄성계수(E_{50}^{ref}), 제하-재하 시의 탄성계수(E_{ur}^{ref}), 오이도미터 탄성계수(E_{oed}^{ref})가 입력변수로 필요하며, 이들은 100kN/m² 구속압 조건에서의 값들이다. 또한 구속압에 따라 변하는 강성은 응력계수(m) 값에 의해 변하게 된다. 각각 E_{50} , E_{ur} , E_{oed} 에 대한 정의는 Fig. 5와 같으며, 이들은 작용하는 구속압에 따라 Eq. (6)~(8)을 토대로 계산된다.

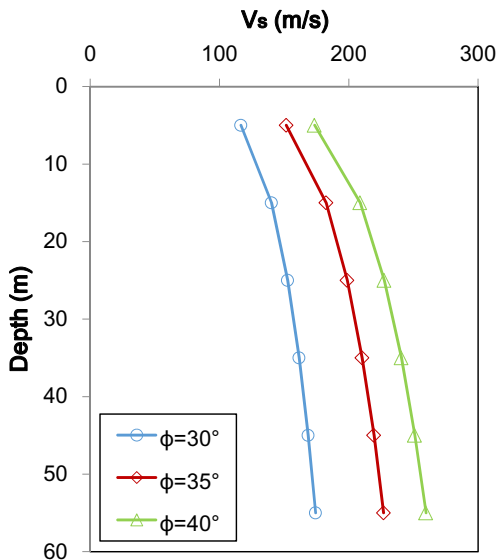


Fig. 4. Shear wave velocities along the depth of soil profile

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (6)$$

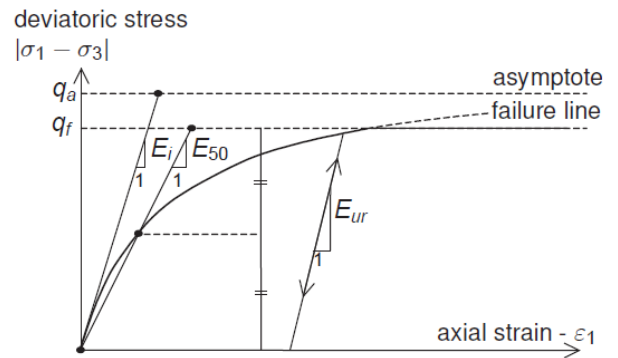
$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (7)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0} \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (8)$$

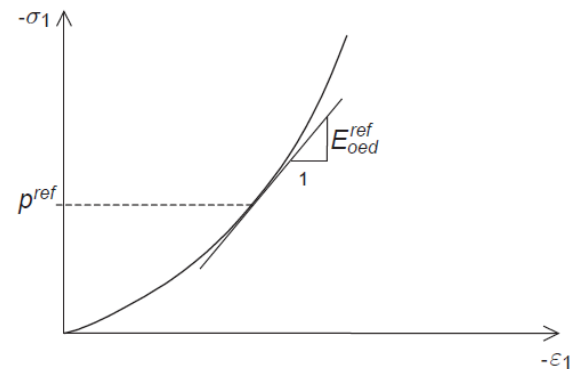
여기서 σ'_3 은 깊이마다의 구속압, p^{ref} 는 기준 응력인 100 kN/m²을 의미한다. 또한 K_0 은 정지토압계수로써 모든 해석에 0.5로 적용되었으며, 사질토의 포아송비(ν)는 0.2를 사용하였다. 매개변수 연구를 위하여 Fig. 4에 제시한 대표 V_s 주상도에 상응하는 입력변수를 산정하였다. 먼저 깊이마다 전단탄성계수(G_{max})는 다음의 Eq. (9)로 계산하였다.

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (9)$$

여기서 ρ 는 흙의 밀도를 의미한다. 이와 같이 계산된 G_{max}



(a) Hyperbolic stress-strain relation in a drained triaxial test



(b) Definition of E_{oed} in oedometer test results

Fig. 5. Definition of input parameters of Hardening soil model

와 Darendeli(2001)의 강성감소곡선(G/G_{max} curve)을 이용하여 깊이마다 전단변형률(γ) - 응력(τ) 곡선을 산정하였다. 깊이마다 대표곡선 산정 시에 $\gamma = 0.1\%$ 까지는 Darendeli(2001)의 감소곡선을 따르며, 극한상태에서는 사질토 ϕ 에 의한 강도에 도달하도록 결정하였다. Fig. 6은 앞서 설명한 방법으로 $\phi = 35^\circ$ 인 경우에 깊이마다 변화되는 구속압에 따라 결정된 대상곡선(target curve)을 도시하였으며, 여기에서 기본곡선(original curve)은 Darendeli(2001) 감소곡선만을 고려했을 때의 곡선을 나타낸다. 따라서 Hardening soil 모델의 변수(E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} , E_{oed}^{ref} , m)를 모든 깊이에서의 대상곡선에 일치하도록 여러 번의 반복계산 과정을 거쳐 결정하였다. 이는 PLAXIS 3D 프로그램에 내장된 ‘가상 실내시험(virtual

soil test)’ 기능을 통해 수행되었으며, 이렇게 산정된 맞춤곡선(fitting curve)은 Fig. 6에 같이 비교하였다. 최종적으로 대표 대상곡선의 비선형 특성을 반영하고, 깊이마다의 강성변화를 모사하기 위한 Hardening soil 모델의 입력 물성값은 Table 1에 정리하였다.

Table 1. Input parameters for Hardening soil model

ϕ ($^\circ$)	30	35	40
E_{50}^{ref} (MN/m ²)	15	30	48
E_{oed}^{ref} (MN/m ²)	12	24	38
E_{ur}^{ref} (MN/m ²)	45	90	144
m	0.3	0.3	0.3

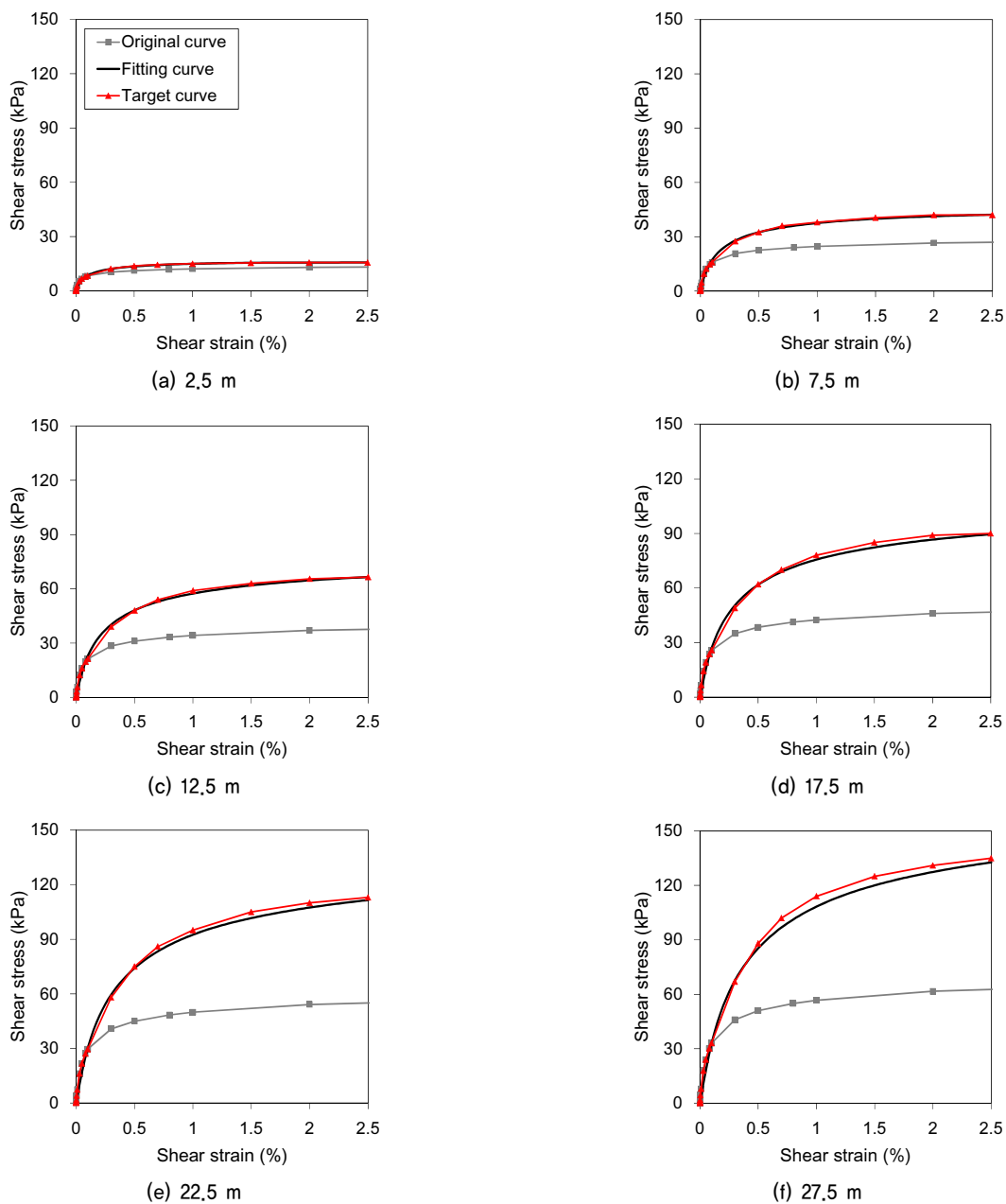


Fig. 6. Representative shear strain-stress relations in sand ($\phi = 35^\circ$)

4. 수치해석 결과

본 연구에서는 매개변수 해석을 수행하기에 앞서, 구축된 유한요소해석 모델의 정확성을 검증하였다. Doherty & Deeks (2003)는 Scaled boundary finite-element method를 이용하여 탄성지반에서의 버킷기초 강성계수를 값을 차트로 제시하였다. 본 연구에서는 이를 정해(exact solution)로 간주하여 동일한 조건에서 유한요소해석을 수행한 결과와 비교하였다. Fig. 7은 탄성계수가 24MPa로 깊이에 따라 일정하고, $\nu = 0.2$ 인 지반에 $L/D = 1$ 인 버킷기초가 설치된 경우의 강성계수를 산정하였다. 이들을 비교한 결과, 유한요소해석으로 산정된 버킷기초의 강성계수는 Doherty & Deeks(2003)의 결과와 유사하며 평균 7%의 값 차이를 보이는 것으로 분석되었다. 따라서 본 연구에서 구축된 유한요소해석 모델의 정확성과 적용 가능성을 검증하였다.

4.1 구성모델에 따른 비선형 강성 비교

버킷기초의 6자유도 강성은 앞서 이론에서 설명한 방법으로 산정할 수 있으며, 이는 각각 요소들의 변위와 하중의 관계로 나타낼 수 있다. 해석에 Hardening soil 모델을 적용하기에 앞서 일반적으로 지반의 구성모델로 많이 사용되는 Mohr-Coulomb 모델을 적용하여 동일한 방법으로 해석을

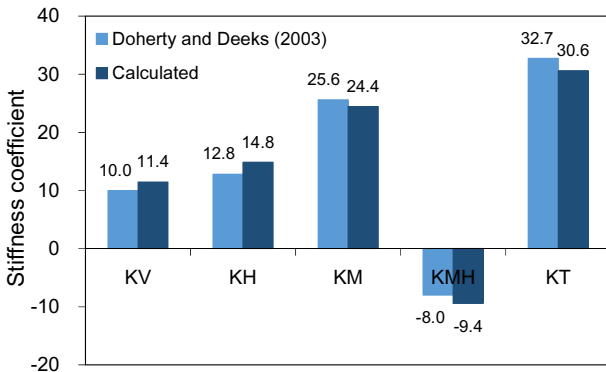


Fig. 7. Verification of the finite element model

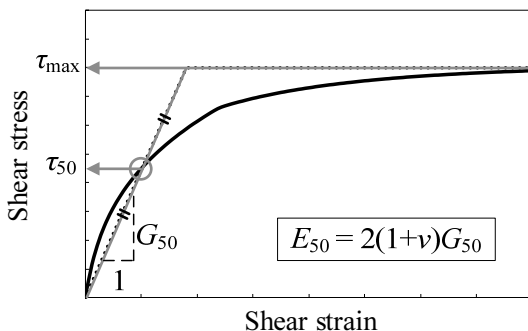


Fig. 8. E_{50} calculation from the stress-strain relationship

수행하였다. 버킷기초의 $L/D = 1$ 이고 사질토 지반의 $\phi = 30^\circ$ 인 경우에 대하여 해석을 수행하였으며, 깊이 별 지반의 변형계수(E_{50})는 Fig. 8과 같이 Hardening soil의 입력변수 산정 시 사용한 대상곡선에서 강도의 50%에 해당하는 구간에서의 전단변형계수(G_{50})로부터 산정하였다. 지표면부터 60m 깊이까지의 변형계수(E_{50})는 10~35MPa까지 변화되도록 적용하였다.

Fig. 9는 6개의 강성 요소들에 대한 Hardening soil 모델과 Mohr-Coulomb 모델의 해석 결과를 비교하였다. 모든 요소에서 두 가지 모델의 하중-변위 관계는 큰 차이가 나지 않으며, Hardening soil 모델을 적용하였을 경우에 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였을 때보다 기초의 강성이 다소 보수적으로 계산되었다. 이와 같이 지반의 변형계수(E_{50})가 비교적 정확하게 산정되었을 때에는 Mohr-Coulomb 모델을 사용해서도 기초의 강성을 산정할 수 있지만, 변형률에 따른 비선형 거동을 대표할 수 있는 E_{50} 을 결정하는 데 어려움이 있다. 다음 절에서는 Mohr-Coulomb 모델보다 보수적이며 지반의 비선형 거동을 정밀하게 모사할 수 있는 Hardening soil 모델을 사용하여 다양한 지반조건과 버킷기초 형상에 대한 강성 값을 산정하였다.

4.2 버킷기초의 비선형 강성 산정

Fig. 10은 $L/D = 1$ 인 버킷기초가 다양한 마찰각의 사질토 지반에 설치되었을 때의 강성을 계산한 결과이다. 먼저 실제 사질토 지반의 비선형 특성과 극한 상태에 도달하는 경우 파괴되도록 구성모델을 적용하였으므로, 계산된 하중-변위 곡선은 모두 비선형 곡선 형태를 보인다. 초기에는 할선(secant) 기울기인 기초의 강성이 크지만, 변위가 증가할수록 기초의 강성은 감소한다. 또한 모든 결과에서 지반의 마찰각이 클수록 강성이 크게 계산되었다.

이와 같이 마찰각 및 V_s 주상도마다 다른 비선형 하중-변위 관계를 정규화하기 위하여 Doherty & Deeks(2003)의 제안 방법과 동일하게 버킷기초의 반지름(R)에 해당하는 깊이에서의 전단탄성계수 G_R 의 값으로 각각 정규화하였다. 수직 및 수평하중에 대해서는 G_R^2 로 모멘트 및 비틀림 하중에 대해서는 G_R^3 로 각각 정규화하였으며, Fig. 11은 Fig. 10에서 계산된 $L/D = 1$ 인 버킷기초에 대한 해석결과를 정규화하여 나타내었다. 각각 정규화된 수평 및 모멘트 하중에 대한 하중-변위 곡선은 마찰각에 관계없이 하나의 곡선으로 나타낼 수 있는 것으로 나타났다. 하지만 수직과 비틀림에 대한 정규화된 강성은 마찰각에 따라 다소 차이가 발생하였으며, 보수적인 설계를 위해서는 수직강성(K_V)의 경우 $\phi = 30^\circ$ 의 곡선을 사용하고, 비틀림강성(K_T)의 경우 $\phi = 40^\circ$

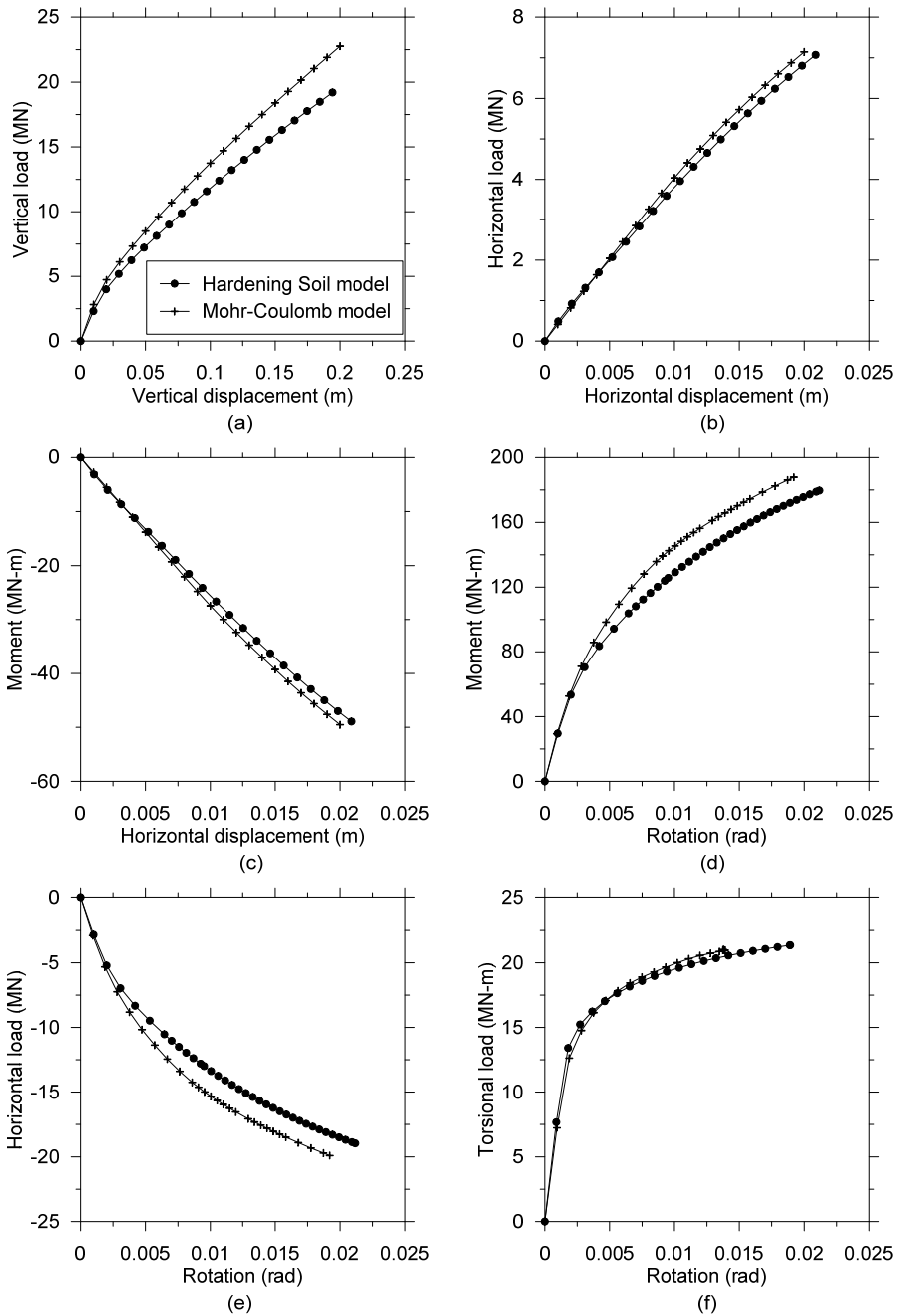


Fig. 9. Calculated bucket foundation stiffness for Hardening soil and Mohr-Coulomb model ($L/D = 1.0$, $\phi = 30^\circ$)

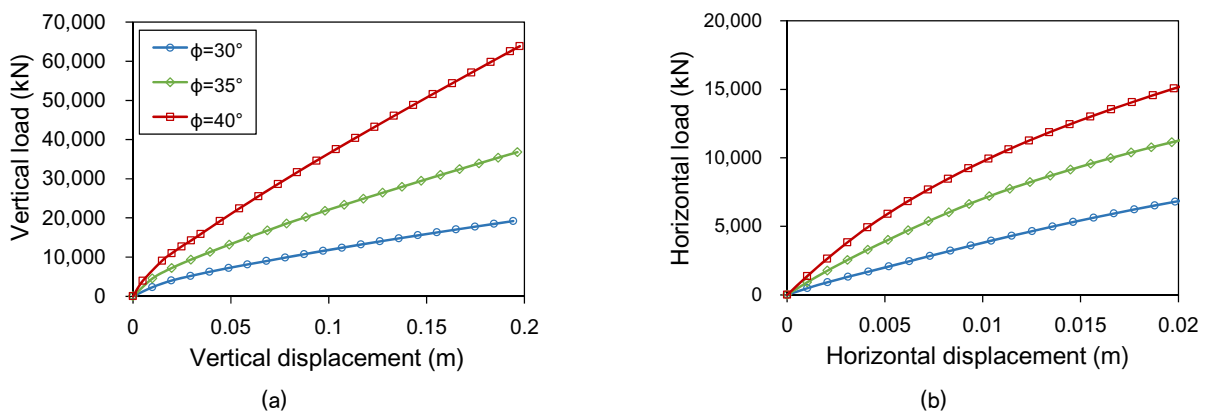
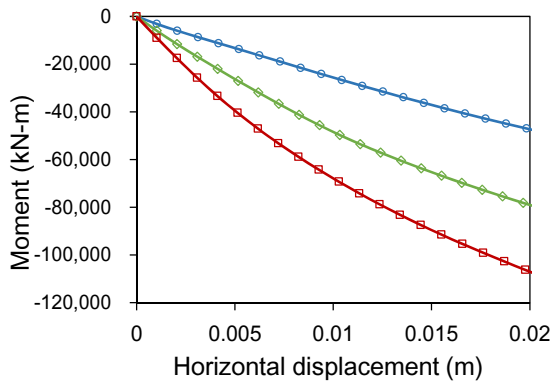
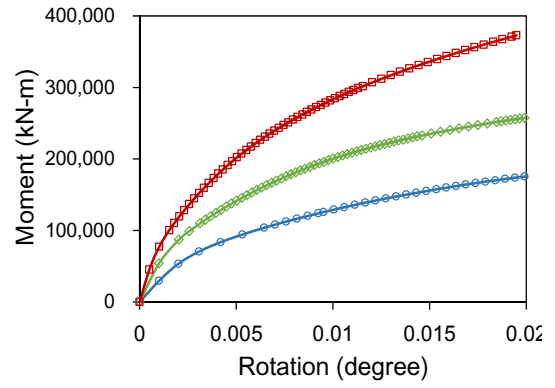


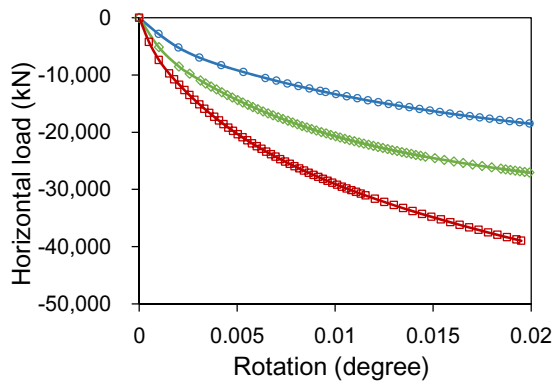
Fig. 10. Calculated non-linear stiffness of bucket foundations ($L/D = 1$)



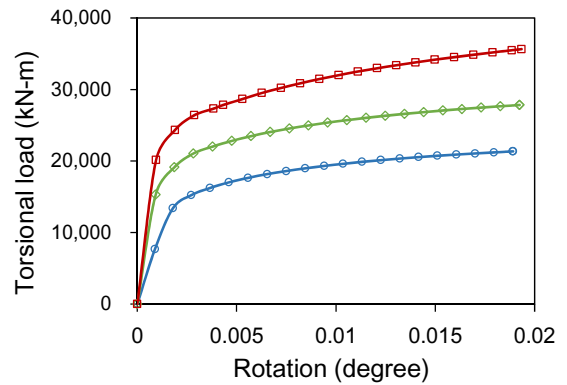
(c)



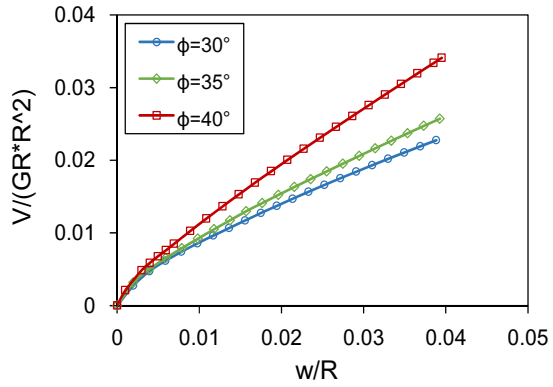
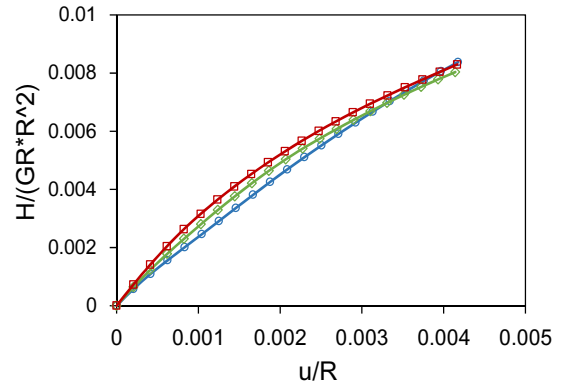
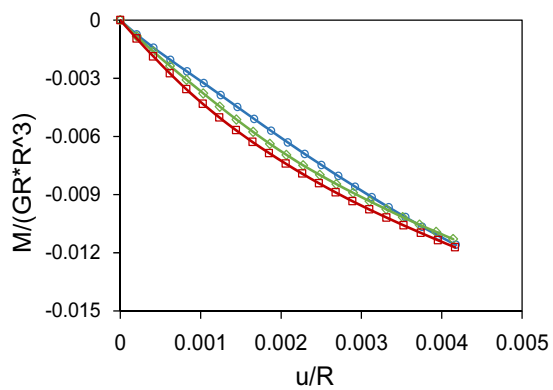
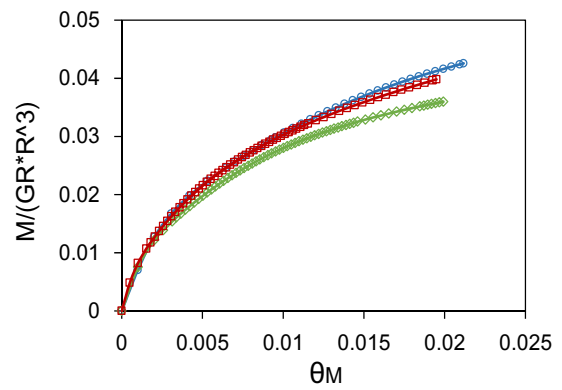
(d)



(e)



(f)

Fig. 10. Calculated non-linear stiffness of bucket foundations ($L/D = 1$) (Continued)(a) K_V (b) K_H (c) K_{HM} (d) K_M Fig. 11. Normalized non-linear stiffness of bucket foundations ($L/D = 1$)

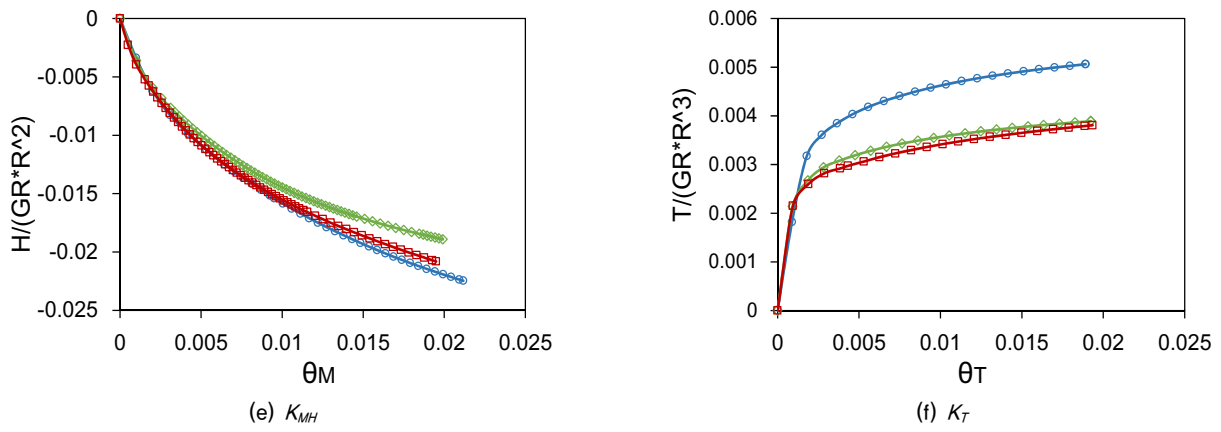


Fig. 11. Normalized non-linear stiffness of bucket foundations ($L/D = 1$) (Continued)

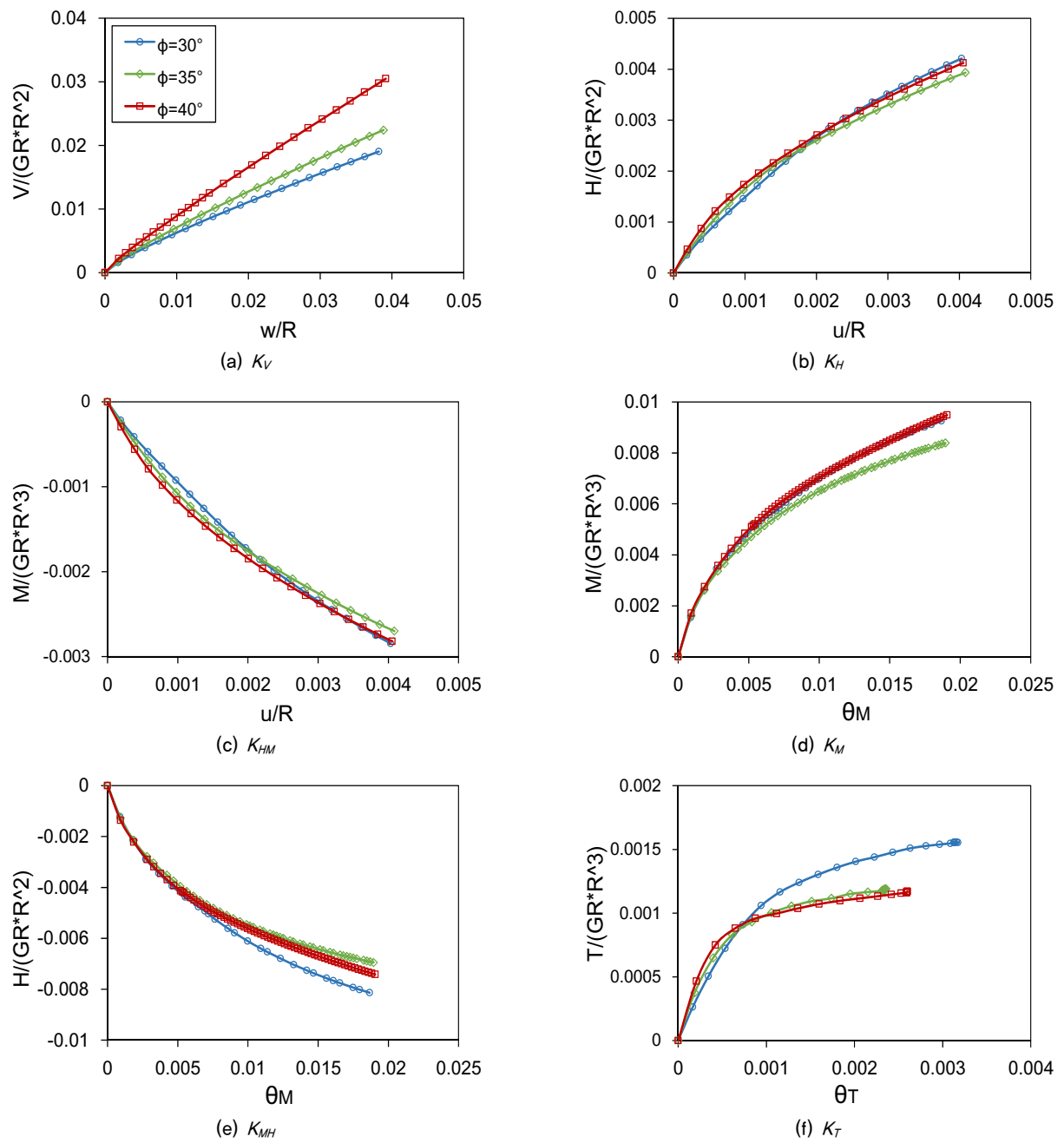


Fig. 12. Normalized non-linear stiffness of bucket foundations ($L/D = 0.5$)

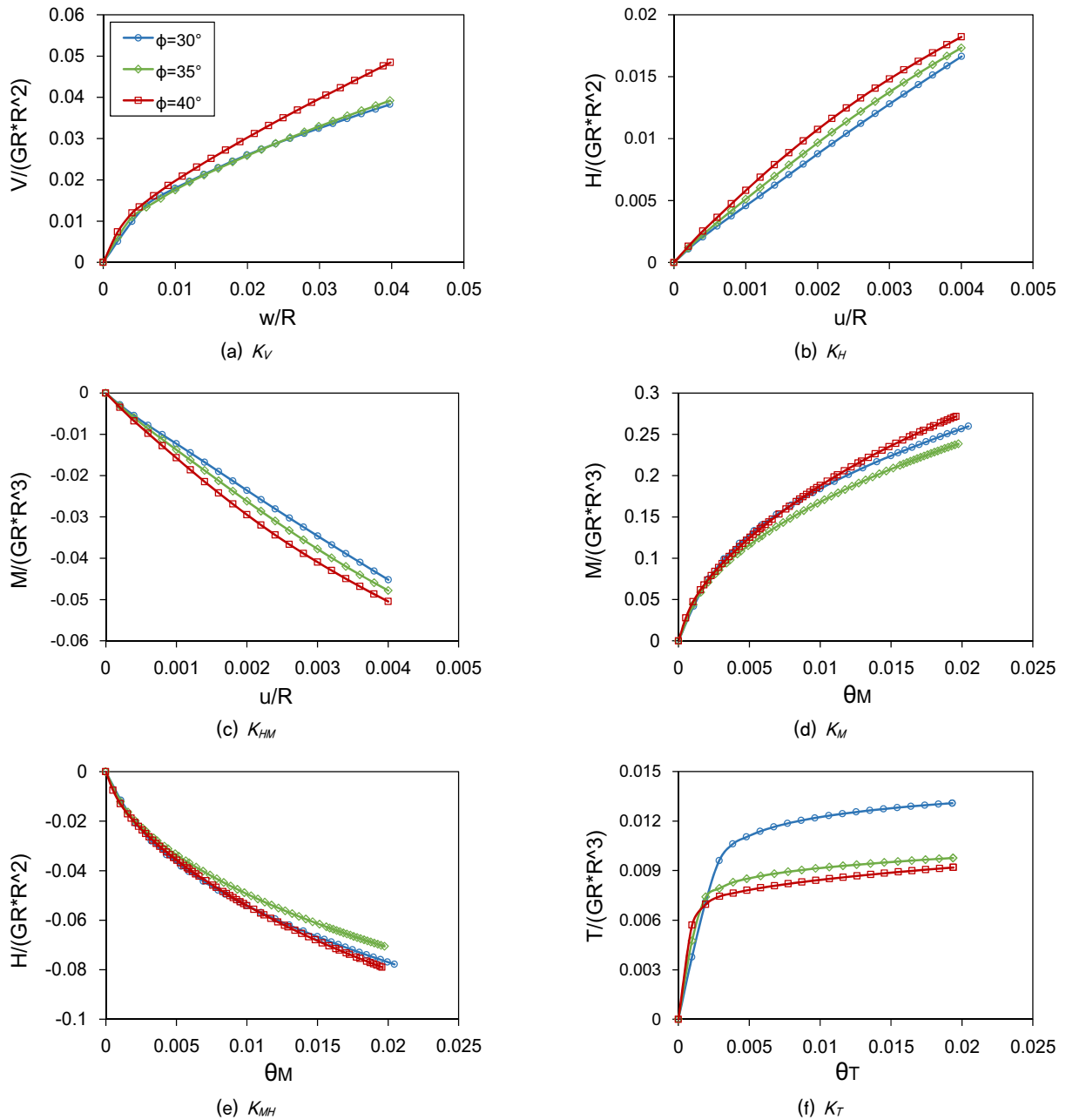


Fig. 13. Normalized non-linear stiffness of bucket foundations ($L/D = 2$)

곡선 값을 적용하면 적절할 것으로 판단된다. 또한 버킷기의 장경비가 0.5와 2인 경우에도 이와 유사하게 모든 마찰각에서의 하중-변위 결과를 하나의 대표 곡선으로 정의할 수 있다(Fig. 12, Fig. 13). 즉, 사질토 지반에 설치된 버킷기초의 강성 매트릭스 요소들은 버킷기초 반지름 깊이에서의 전단탄성계수(G_R)를 알면 정의된 대표 곡선으로부터 산정 가능하다.

5. 결론 및 고찰

본 연구에서는 유한요소해석을 수행하여 사질토 지반에

설치된 버킷기초의 강성을 산정하였다. 버킷기초의 거동을 정의하기 위한 하중-변위 관계는 총 6개의 요소로 이루어지며, 본 연구에서는 이들의 값을 유한요소해석으로 산정하였다. 특히 변형률과 지반 구속압에 따라 변하는 사질토의 비선형 특성을 정밀하게 반영하도록 Hardening soil 구성모델을 적용하여 해석을 수행하였다.

해석 결과 강성을 정의하는 모든 하중-변위 관계는 비선형 특성을 보이며, 사질토 지반의 마찰각이 크고 버킷기초의 장경비가 클수록 강성이 크게 계산되었다. 마찰각에 따라서는 버킷기초의 강성이 최대 3.3배 증가하였다. 또한 계산된 하중과 변위를 각각 버킷기초 반지름(R) 깊이에서의 전단탄성계수(G_R)와 버킷기초 반지름으로 정규화하면 지반

의 마찰각 및 전단파속도에 따라서는 수평 및 모멘트 강성의 차이가 최대 0.3%로 크지 않은 것으로 분석되었다. 본 연구에서는 최종적으로 설계에서 간편하게 사용할 수 있는 버킷기초의 강성 산정 차트를 제안하였으며, 수직 및 비틀림 강성은 마찰각에 따라 강성 차이가 발생하였으므로 보수적인 결과 값을 적용해야 한다. 따라서 정규화된 차트를 통해 사질토 지반에 설치된 버킷기초의 강성을 계산할 수 있으며, 이는 풍력발전기 통합하중해석 시 기초의 강성으로 적용될 수 있고 구조물의 변위를 예측하는 데에도 유용하게 사용될 수 있다.

감사의 글

이 논문은 2016년 해양수산부 재원으로 한국해양과학기술진흥원의 지원을 받아 수행된 연구입니다(과제번호: 20120093, 해상풍력 지지구조 설계기준 및 콘크리트 지지구조물 기술 개발).

References

1. Achmus, M., Akdag, C. T. and Thieken, K. (2013), Load-bearing behavior of suction bucket foundations in sand, *Applied Ocean Research*, Vol. 43, pp. 157~165.
2. Achmus, M., Kuo, Y. S. and Abdel-Rahman, K. (2009), Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load, *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 5, pp. 725~735.
3. Brinkgreve, R. B. J. and Vermeer, P. A. (1999), *Plaxis: finite element code for soil and rock analyses: version 7*, Balkema, pp. 1~376.
4. Choi, C., Han, J., Cho, S. and Jang, Y. (2013), The effect of flexibility for the offshore wind turbine system, *Journal of the Korean Geoenvironmental Society*, Vol. 14, No. 4, pp. 59~66.
5. Darendeli, M. B. (2001), Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves, *The University of Texas at Austin*, pp. 1~362.
6. Doherty, J. and Deeks, A. (2003), Elastic response of circular footings embedded in a non-homogeneous half-space, *Geotechnique*, Vol. 53, No. 8, pp. 703~714.
7. Gazetas, G., Anastasopoulos, I., Adamidis, O. and Kontoroupi, T. (2013), Nonlinear rocking stiffness of foundations, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 47, pp. 83~91.
8. Houlsby, G. T., Ibsen, L. B. and Byrne, B. W. (2005), Suction caissons for wind turbines, *Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG*, Perth, WA, Australia, pp. 75~93.
9. Itasca (2011), *FLAC, Fast Lagrangian analysis of continua*, Minneapolis, pp. 1~3058.
10. Jung, S., Kim, S.-R. and Patil, A. (2015), Effect of monopile foundation modeling on the structural response of a 5-MW offshore wind turbine tower, *Ocean Engineering*, Vol. 109, pp. 479~488.
11. Kim, D. J., Youn, J. U., Jee, S. H., Choi, J., Lee, J. S. and Kim, D. S. (2014), Numerical studies on bearing capacity factor N_γ and shape factor of strip and circular footings in sand according to dilatancy angle, *Journal of the Korean geotechnical Society*, Vol. 30, No. 1, pp. 49~63 (in Korean).
12. Kwak, D. Y., Brandenburg, S. J., Mikami, A. and Stewart, J. P. (2015), Prediction equations for estimating shear-wave velocity from combined geotechnical and geomorphic indexes based on Japanese data set, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 105, No. 4, pp. 1919~1930.
13. Loukidis, D. and Salgado, R. (2009), Bearing capacity of strip and circular footings in sand using finite elements, *Computers and Geotechnics*, Vol. 36, No. 5, pp. 871~879.
14. Park, J. S., Park, D. and Yoo, J. K. (2016), Vertical bearing capacity of bucket foundations in sand, *Ocean Engineering*, Vol. 121, No. 1, pp. 453~461.
15. Park, J. S., Park, D., Yoon, S. W. and Jang, H. S. (2015), Vertical load transfer mechanism of bucket foundation in sand, *Journal of the Korean geotechnical Society*, Vol. 31, No. 7, pp. 1~11.
16. Veritas, D. N. (2004), Design of offshore wind turbine structures, *Offshore Standard DNV-OS-J101*, Vol. 6, pp. 2004.
17. Wolff, T. F. (1989), Pile capacity prediction using parameter functions, *Predicted and Observed Axial Behavior of Piles: Results of a Pile Prediction Symposium: ASCE*, pp. 96~106.