한국토목섬유학회논문집 제13권 4호 2014년 12월 pp. 21 ~ 31
J. Korean Geosynthetics Society Vol.13 No.4 December. 2014 pp. 21 ~ 31

DOI: http://dx.doi.org/10.12814/jkgss.2014.13.4.021
ISSN: 1975-2423(Print) ISSN: 2287-9528(Online)

해상풍력발전기 기초구조물의 강성이 모노파일 두부의 부재력 및 변위에 미치는 영향

Effect of Foundation Flexibility of Offshore Wind Turbine on Force and Movement at Monopile Head

정성문[1], 김성렬[2]*, 이주형[3], 이치흥[4]
Sungmoon Jung[1], Sung-Ryul Kim[2]*, Juhyung Lee[3], Le Chi Hung[4]

[1]*Assistant Professor, Department of Civil and Enviromental Engineering, Florida A&M, US*
[2]*Member, Associate Professor, Department of Civil Engineering, Dong-A University, Hadan2-dong, Saha-gu, Busan, 604-714, Republic of Korea*
[3]*Research Fellow, Geotechnical Engineering Research Division, KICT, Goyang-Si, Gyeonggi-Do, 411-712, Republic of Korea*
[4]*Postdoctoral Researcher, Department of Civil Engineering, Dong-A University, Hadan2-dong, Saha-gu, Busan, 604-714, Republic of Korea*

ABSTRACT

Recently, the research on renewable energy against depletion of fossil fuel have been actively carried out in the world. Especially, offshore wind turbines are very economical and innovative technology. However, offshore wind turbines experience large base moments due to the wind and wave loading, so the monopile with large diameter needs to be applied. For the economical design of the large diameter pile, it is important to consider the flexibility of the foundation to estimate the maximum moment accurately, based on studies conducted so far. In this paper, the foundation was modeled using the finite element method in order to better describe the large diameter effect of a monopile and the results were compared with those of p−y method. For the examples studied in this paper, the change in maximum moment was insignificant, but the maximum tilt angle from the finite element method was over 14% larger than that of p−y method. Therefore, the finite element approach is recommended to model the flexibility effect of the pile when large tilt angles may cause serviceability issues.

요 지

최근 전 세계적으로 화석연료 고갈에 대비하여 신재생에너지에 대한 연구가 활발히 진행 중에 있다. 특히, 해상풍력발전기는 경제성 측면에서 매우 뛰어난 기술로 알려져 있다. 그런데, 해상 풍력발전기는 바람과 풍력 하중 때문에 저면에 큰 모멘트가 발생하므로 대구경 모노파일을 적용하는 것이 필요하다. 이 때, 대구경 말뚝을 경제적으로 설계하려면 기초구조물의 강성이 타워의 최대 모멘트 값에 미치는 영향을 고려하는 것이 중요하다. 본 연구에서는 기초구조물 강성을 산정할 때 모노파일의 대구경 효과를 정밀히 고려하기 위하여 3차원 유한요소해석을 수행하고, 기존의 p-y 해석법에 의한 강성산정 결과와 비교하였다. 본 연구에 적용한 예제의 해석결과, 기초구조물의 강성 산정방법에 따른 말뚝두부 최대 모멘트 값의 변화는 크지 않았지만 말뚝두부 최대 기울어짐 각의 경우 유한요소해석법이 p-y 해석법에 비하여 14% 증가하는 것으로 나타났다. 그러므로, 기울어짐 각이 성능수준에 영향을 미치는 경우 유한요소해석법을 적용하여 기초강성 효과를 정밀하게 고려하는 것이 필요한 것으로 판단된다.

Keywords **:** Offshore wind turbine, Foundation, Coupled spring model, Natural frequency, Foundation flexibility

1. 서 론

해상풍력발전기의 기초구조물에는 바람과 파도에 의해 발생하는 횡방향력 때문에 타워 저면에서 큰 모멘트가 발

Received *26 Aug. 2014,* ***Revised*** *29 Oct. 2014,* ***Accepted*** *30 Oct. 2014*
****Corresponding author***
Tel: +82-51-200-7622; Fax: +82-51-201-1419
E-mail address: sungryul@dau.ac.kr (S.-R. Kim)

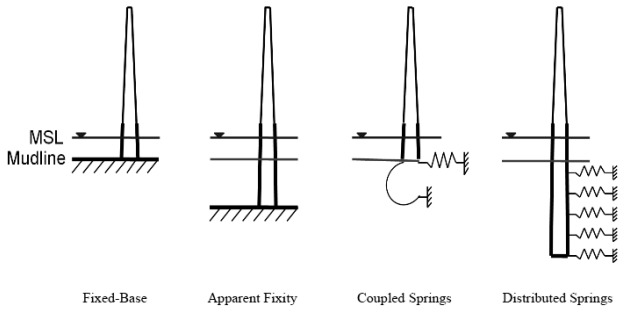

Fig. 1. Foundation models for evaluating foundation stiffness (Bush and Manuel, 2009)

생한다. 그러므로, 해상풍력발전기의 구조해석을 수행할 때 기초구조물 강성의 모델링 방법에 따라 구조해석의 결과가 달라질 수 있다. 정밀한 해석결과가 필요하지 않다면 기초구조물의 강성영향을 무시하고 해상풍력발전기와 기초면이 맞닿는 위치를 고정단으로 모델링할 수 있다. 그러나, 보다 엄밀한 해석결과를 얻기 위해서는 기초구조물의 강성효과를 고려할 수 있는 모델링 방법이 필요하다(Zaaijer, 2002; Van der Tempel, 2006; Jonkman et al., 2007; Bush and Manuel, 2009).

이러한 기초강성 모델링 방법들은 Fig. 1에 나타낸 바와 같이 크게 4가지로 나누어진다. 'Fixed-Base' 방법은 타워저면을 고정단으로 모델링하는 방법으로서 기초와 지반의 강성이 타워에 미치는 영향을 고려하지 못한다. 'Apparent Fixity'방법은 기초구조물의 강성을 등가적으로 고려하는 방법으로 해석에 적용하는 고정단 깊이를 실제 해저면(Mudline)보다 아래에 위치시키게 된다. 이 때, 고정단 깊이는 해저면 위치에서 계산되는 변위가 실제 기초구조물의 상단에서 발생하는 변위와 일치할 수 있도록 결정한다. 'Coupled Springs' 방법은 타워하단에 기초구조물의 강성을 모사할 수 있는 회전 및 이동 스프링을 모델링하는 방법이다. 마지막으로, 'Distributed Springs' 방법은 실제 기초구조물의 제원에 따라 기초구조물을 모델링하고, 기초구조물과 지반이 맞닿는 깊이에 지반저항력을 모사할 수 있는 스프링을 설치하는 방법이다.

'Coupled springs' 방법 또는 'Distributed Springs' 방법의 경우 기초구조물의 강성을 대표하는 합리적인 스프링 강성값을 적용하는 것이 중요하다. 일반적으로, 해저지반에 설치되는 기초구조물의 지지력을 산정할 때 American Petroleum Institute(API, 2007)에서 제안한 p-y 곡선법 등을 주로 적용하고 있다. 이 p-y 곡선법은 주로 직경이 작은 소구경 말뚝에서 얻어진 자료를 이용하여 제안되었다. 최근의 연구보고서에 의하면, 풍력 발전기를 지지하는 대구경 모노파일의 경우 기존 오일 및 가스 산업에서 적용되었던 말뚝직경보다 크기 때문에 기존의 방법을 대구경 말뚝에 적용하는 것은 해석결과에 오류를 유발할 수 있다고 알려져 있다(TRB, 2011).

그러므로, 본 연구에서는 타워저면의 기초구조물 강성이 해석결과에 미치는 영향을 분석하고자 한다. 기초모델링 방법은 고정단 모델과 'Coupled Springs' 방법을 적용하였다. 'Coupled Springs' 방법에서는 p-y 곡선법과 유한요소해석(FEM)의 2가지 방법을 이용하여 기초구조물의 하중-변위 곡선을 산정하였다. 본 연구로부터 타워저면의 기초구조물 강성값에 따라 타워하단(말뚝 두부)의 해석결과(모멘트, 전단력, 변위 등)에 미치는 영향을 분석하였다. 그리고, 지반조건의 영향을 살펴보기 위해 견고한 지반과 연약한 지반의 2가지 지반조건을 적용하였다.

2. 해석방법

2.1 풍력 발전기 모델 및 해석조건

NREL(National Renewalbe Energy Laboratory)에서 제시한 5 MW 풍력 발전기 조건을 적용하여 해석을 수행하였다(Jonkman et al., 2009). NREL에서는 풍력발전기의 동적거동을 모사하기 위하여 FAST(Geneva et al, 2005)라는 해석 프로그램을 개발하여 공개하고 있다. 본 연구에서는 FAST 프로그램을 이용하여 풍력발전기 해석을 수행하였다. 회전날개의 직경은 126m, 타워높이는 87.6m 그리고 수심은 20m 조건이다.

Fig. 2는 해석에서 얻어지는 대표적인 결과를 보여준다.

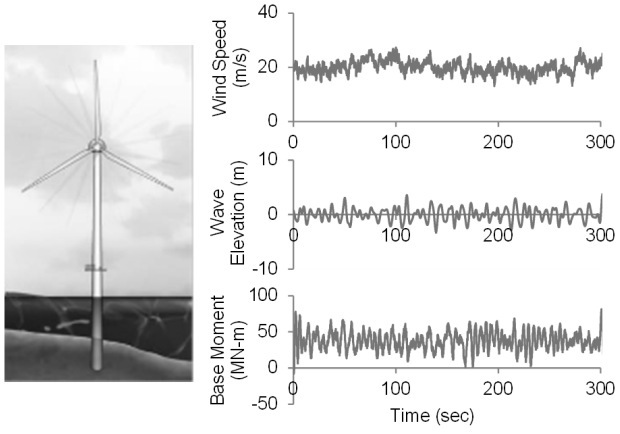

Fig. 2. Example time-domain simulation of a 5-MW offshore turbine Wind turbine image is from Jonkman and Musial (2010)

Table 1. Analysis case for foundation modeling

Analysis Case	Soil Type	Foundation modeling
Case 1	soft soil	fixed
Case 2	soft soil	p-y curve
Case 3	soft soil	FE modeling
Case 4	stiff soil	fixed
Case 5	stiff soil	p-y curve
Case 6	stiff soil	FE modeling

기존의 연구결과(Agarwal and Manuel, 2009)를 보면 타워 모멘트값이 정격속도(rated speed) 근처인 대략 12m/s에서 최대가 되고 cut-out 속도에 가까워질수록 감소하다가, 다시 태풍 등의 극고풍속으로 가면 증가하는 경향을 보여주었다. 그러므로, 본 연구에서 날개 높이에서의 평균풍속은 12m/sec(정격속도인 rated speed와 유사한 값)와 18m/sec(정격속도와 차단속도의 평균값과 유사한 값)를 적용하였다. 본 하중 조건의 경우 실제 조건에 맞게 가정하여 해석하였기 때문에 IEC 61400-1(IEC, 2005)의 Design Load Case(DLC)와 직접적인 비교는 어렵지만, DLC 1.1(yield) 및 1.2(fatigue)에 가까운 하중조건이다. 그리고, IEC 61400-1(IEC, 2005)에서 제시한 Kaimal 스펙트럼(Kaimal, 1972)를 난류모델로 적용하였다. 파도 하중은 JONSWAP(Joint North Sea Wave Project; Hasselmann et al. 1973) 스펙트럼을 적용하였으며 주요 파고는 5m로 적용하였다. 모든 해석은 630sec의 시간(약 10분)에 대하여 수행되었으며, 마지막 600sec의 결과를 분석에 이용하였다.

본 논문에서는 지반 조건 및 기초구조물 강성 산정방법의 차이가 상부 구조물에 미치는 영향을 분석하였다. 그러므로, 본 논문에 적용된 대표적인 해석조건을 Table 1과 같이 정리하였다. 지반종류에 따른 차이를 분석하기 위하여 연약지반과 견고한 지반의 2가지 조건을 적용하였다. 그리고, 기초구조물 강성 산정방법에 따른 차이를 분석하기 위하여 타워 하단을 고정단으로 모델링한 경우(fixed), Coupled spring 모델에서 p-y 곡선법으로 스프링 강성을 산정한 경우(p-y curve), Coupled spring 모델에서 3차원 유한요소 해석법으로 스프링 강성을 산정한 경우(FE modeling)의 3가지를 적용하였다. 지반조건 및 강성산정방법에 대하여 다음 절에 상세히 기술하였다.

2.2 Coupled spring 모델

타워하단은 고정단 모델과 Coupled spring 모델의 2가지 방법으로 모델링하였다. 고정단 모델의 경우 풍력 발전기 타워와 지반면이 맞닿는 위치를 완전 고정으로 가정하였다. 즉, 타워저면의 자유도를 비활성화시켰다. Coupled spring 모델은 풍력 발전기 해석에서 지반의 영향을 비교적 정확히 모사할 수 있다고 알려져 있다(Bush and Manuel, 2009). Coupled spring 모델은 타워저면에 스프링을 Fig. 3과 같이 적용하였다. 일반적으로 타워 저면에 x, y, z축에 대한 이동자유도 3개, 회전자유도 3개 등 총 6개의 자유도에 대한 강성을 정의한다. 그런데, Tripod 또는 자켓 형식의 기초구조물의 경우 풍하중이 유발하는 모멘트가 기초구조물의 수직지지력에 의하여 지지되기 때문에 수직방향 강성을 포함하는 것이 필요하다. 그러나, 모노파일의 경우 풍하중은 타워저면에 모멘트와 수평하중을 발생시키며 추가적인 수직하중을 유발하지 않는 것으로 판단하여 수직방향 강성을 고려하지 않았다. 이 경우 수평축의 각 방향에서 이동과 회전 자유도에 대하여 2×2 행렬형태로 기초강성 행렬이 얻어진다.

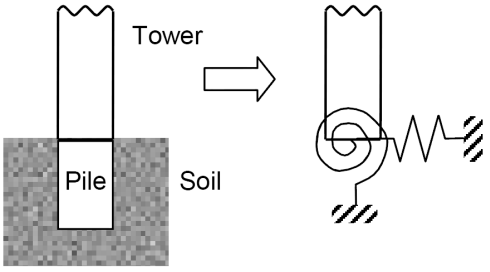

Fig. 3. Coupled Spring model that considers the effect of the soil foundation

Coupled spring 모델을 적용하는 첫 번째 단계는 기초구조물의 연성 행렬 [S]을 식 (1)과 같이 정의하는 것이다. 연성행렬은 힘을 가할 때 발생하는 변위관계를 정의한다. 식 (1)은 수평 2방향에 대하여 얻어진 2×2 연성행렬을 보여준다. 이 행렬에서 변위와 힘은 모두 지표면의 말뚝 상단부 위치에서 정의된다. 행렬의 첫 번째 열 S_{hh}와 S_{rh} 값은 말뚝두부에서 회전 자유조건(즉, 모멘트 $F_r = 0$)에서 횡방

향 힘(F_h)을 증가시킬 때 발생하는 변위와 회전각의 관계로부터 얻어진다. 마찬가지로 연성행렬의 2번째 열 S_{hr}과 S_{rr}값은 횡방향 변위를 자유롭게 허용한 조건(즉, 수평력 F_h = 0)에서 모멘트(F_r)를 가할 때 발생하는 변위와 회전각 관계로부터 얻어진다. 마지막으로 강성행렬 [K]은 식 (1)의 연성행렬의 역행렬을 취하여 식 (2)와 같이 정의된다. 강성행렬은 변위에 대한 힘의 관계로서 스프링의 강성값을 나타낸다. 다른 수평축에 대하여도 이와 같은 절차를 반복하여 수평변위와 회전각에 대한 강성행렬을 산정할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} u_h \\ u_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{hh} & S_{hr} \\ S_{rh} & S_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_h \\ F_r \end{Bmatrix} \quad (1)$$

여기서, u_h = 말뚝두부의 수평변위
u_r = 말뚝두부의 회전각
F_h = 말뚝두부의 수평력
F_r = 말뚝두부의 모멘트
S_{hh} = 수평방향 연성값(수평하중에 대한 수평변위 관계)
S_{hr} = S_{rh} = 수평력과 모멘트간의 간섭 연성값(모멘트-수평변위 또는 수평하중-회전각 관계)
S_{rr} = 휨 연성값(모멘트에 대한 수평변위 관계)

$$\begin{Bmatrix} F_h \\ F_r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{hh} & K_{hr} \\ K_{rh} & K_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_h \\ u_r \end{Bmatrix} \quad (2)$$

여기서, K_{hh} = 수평방향 강성값(수평변위에 대한 수평하중 관계)
K_{hr} = K_{rh} = 수평력과 모멘트간의 간섭 강성값(수평변위-모멘트 또는 회전각-수평하중 관계)
K_{rr} = 휨 강성값(수평변위에 대한 모멘트 관계)

2.3 지반 모델링 방법

해석에 적용된 지반 조건은 Fig. 4와 같이 1) 견고한 지반 (Passon, 2006)과 2) 연약한 지반 (Chen et al., 2009)의 2가지 조건에 대하여 문헌에 제시된 값을 적용하였다. 모노파일은 직경 6m, 두께 60mm의 강관말뚝을 가정하였으며, 근입깊이는 각각 36m와 40m로 적용하였다. 모노파일의 두께 60mm는 API(2007)의 권고기준 (6.35+D/100 mm)보다 작지만, NREL의 5 MW 풍력 발전기 해석사례 (Jonkman et al., 2009)를 이용하기 위해 이와 동일한 제원

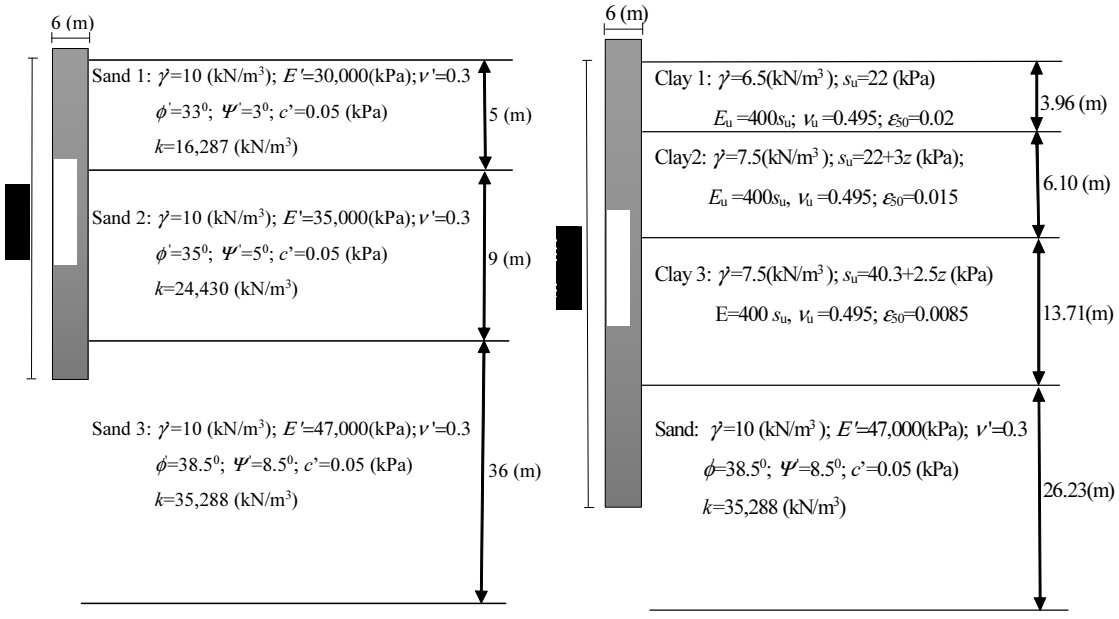

Fig. 4. Soil profiles and input parameters (left: stiff soil, right: soft soil)
(γ'=submerged unit weight, ν=Poisson ratio, ψ=dilation angle, c=cohesion, ϕ=internal friction angle, E=Young's modulus, s_u=undrained shear strength, z=depth from surface)

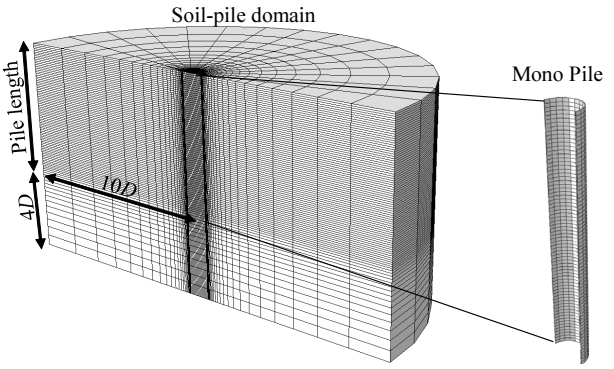

Fig. 5. Typical finite element mesh for the soil-pile domain

을 적용하였다.

기초 구조물의 강성은 스프링으로 모델링하며 스프링 상수값은 p-y 곡선으로부터 산정하였다. p-y 곡선에 기초한 스프링 모델의 경우 LPILE 프로그램 해석을 수행하여 하중-변위 관계를 산정하였다. 이 때 적용된 p-y 모델은 모래지반의 경우 API sand 모델(Reese et al., 1974) 그리고 점토 지반의 경우 soft clay 모델(Matlock, 1970)을 적용하였다. p-y 곡선의 산정에 입력되는 변수값들은 LPILE 프로그램(Ensoft, 2004)에서 제안한 권장값(점토의 경우 비배수 전단강도, 사질토의 경우 내부마찰각에 따라 제안된 값)을 적용하였다.

유한요소해석에 기초한 스프링 모델의 경우, 기초구조물을 Fig. 4에서 보는 바와 같이 3차원 요소망으로 모델링한 후, 유한요소해석 결과로부터 얻어진 하중-변위 관계로부터 스프링 상수값을 결정하였다. 유한요소해석의 경우 Abaqus 프로그램(Simulia, 2010)을 이용하여 3차원 정밀해석을 수행하였다. 유한요소해석에 적용된 요소종류는 C3D8R로서 말뚝과 지반을 모델링하는데 이용하였다. 구성모델은 모래지반의 경우 Mohr-Coulomb 모델, 점토지반의 경우 비배수 조건을 모사하는 Tresca 모델을 적용하였다. 말뚝과 지반 사이에는 인터페이스 모델을 적용하여 분리현상 및 미끄러짐이 발생하는 것을 모사하였다. 분리현상의 경우 'hard contact' 조건을 적용하여 인터페이스에 인장응력이 발생할 때 기초와 지반사이가 분리되도록 하였다. 미끄러짐의 경우 'Coulomb friction' 조건을 적용하여 인터페이스의 전단응력이 인터페이스 전단강도보다 커지는 경우 기초와 지반사이의 미끄러짐이 발생한다. 인터페이스 전단강도는 사질토 지반의 경우 인접 사질토 내부마찰각의 2/3, 점토의 경우 인접한 점토의 비배수 전단강도값을 동일하게 적용하여 계산하였다. 유한요소해석에 이용된 입력물성값은 Fig. 4에 정리하였으며, 해석 유한요소망은 Fig. 5와 같다.

본 연구의 기초구조물의 수치모델링 절차는 다음과 같이 크게 3가지 단계로 구성된다.

(1단계) 초기응력 조건(geostatic condition)은 구조물이 없는 조건에서 토체의 자중에 의해 지반내에 존재하는 구속압을 구현하는 것이다. 그러므로, 기초부분에 해당하는 요소들을 제거하고 기초와 인접지반사이의 절점에 변위구속조건을 적용하여 기초구조물의 형상이 유지되도록 하였다. 그리고, 중력가속도를 작용시켜 지반구속압을 구현하였다. 이 때, 수평 토압계수 K_0의 경우 사질토 지반은 $K_0 = 1 - \sin\phi'$, 점성토 지반에서는 정규압밀 점성토의 일반적인 토압계수 값인 $K_0 = 0.55$를 적용하였다. 그리고, Abaqus 프로그램에서 지원하는 geostatic option을 적용하여 중력가속도에 의한 자중과 지반구속압이 균형이 되고, 요소 절점의 변위가 0 또는 무시할 수 있을 정도로 안정화되는 조건을 구현하였다.

(2단계) 기초구조물의 지반내 관입거동은 본 해석에서 모델링하지 않았으며, 기초설치가 완료된 후의 상태를 가정하였다. 기초구조물 요소를 활성화시키고, 기초와 인접지반 사이에 인터페이스 요소를 설치하였다. 그리고, 기초자중에 의한 지중 응력증가를 구현하였다.

(3단계) 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.

본 연구에 적용된 기초구조물 유한요소 해석모델링 기법은 기존의 해상풍력발전기 기초구조물에 대하여 얻어진 정해 및 원심모형실험 결과와 비교하여 신뢰성을 검증한 바 있다(Hung and Kim, 2014a, b).

Fig. 6은 견고한 지반조건에 대하여 LPILE 해석과 유한요소해석에서 얻어진 대표적인 하중-변위 결과를 보여준다. 말뚝두부에 수평하중을 증가시킬 때 발생하는 수평변위와 회전각 결과이다. LPILE해석의 경우 기존의 실험결과를 바탕으로 제안된 반경험적인 방법을 이용하기 때문에 유한요소해석법에 비하여 해석결과의 신뢰성이 떨어진다. 유한요소해석 결과는 Fig. 6의 결과에서 볼 수 있듯이 지반의 비선형성에 의하여 비선형 곡선형태를 보여준다. 즉, 하중크기에 따라서 지반강성값이 비선형적으로 변화

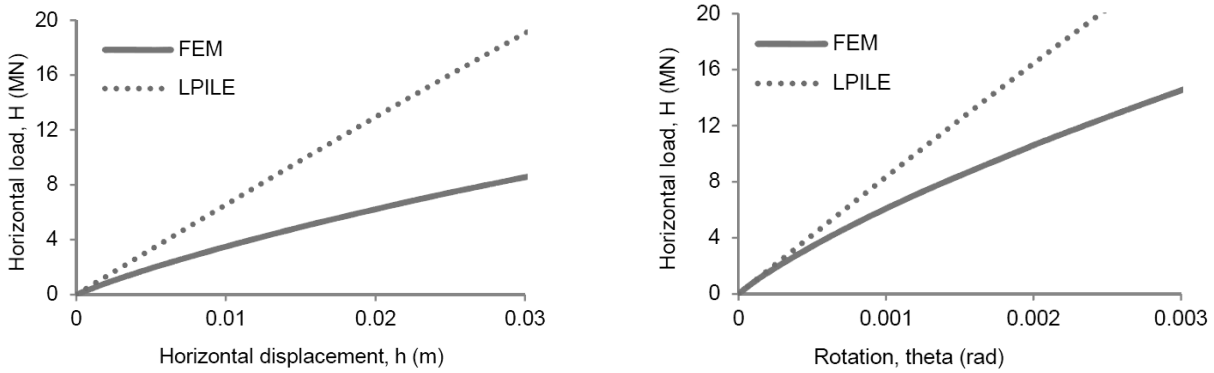

Fig. 6. Sample analysis results (left: displacement given lateral load, right: angle given lateral load)

하게 된다. 또한, 유한요소해석에서 얻어진 하중(지반 저항력)이 LPILE 해석결과에 비하여 작은 것으로 나타났다. 다만, 본 해석결과는 특정조건에 대한 해석결과이기 때문에 입력값 및 해석조건(지반 및 말뚝)에 따라 그 경향이 달라질 수 있다.

2.4 강성행렬의 산정

FAST 프로그램은 기본적으로 타워하단부를 고정단으로 모델링한다. 본 연구에서 Coupled spring 모델을 적용하기 위하여 FAST 프로그램의 서브루틴을 일부 수정하였다.

본 연구에서 적용한 강성행렬은 Fig. 6과 같은 기초구조물의 하중-변위 곡선 관계를 이용하여 식 (1)과 식 (2)를 적용하여 산정하였다. 그런데, 기초구조물의 하중-변위 곡선은 비선형 거동을 보이는데 비하여 Coupled spring 모델에 이용되는 스프링은 선형강성값을 입력한다. 그러므로, FAST 프로그램에 입력되는 강성행렬값은 하중수준에 맞도록 반복절차를 통하여 수정하는 것이 필요하다.

Fig. 7은 지반의 비선형성을 고려하기 위해 강성행렬을 수정하는 흐름도를 보여준다. 지반의 비선형 거동을 고려하는 방법으로 등가선형해석법을 적용하였다. 본 방법은 처음 가정한 강성값을 적용하여 기초변위(u^0_{avg})를 산정한다. 흐름도에서 u^0_{avg}는 N번의 해석을 수행하여 얻어진 변위의 평균값으로 산정하였다. 그리고, 기초구조물의 비선형 하중-변위 곡선에서 이 변위에 해당하는 할선강성값을 산정하고 동일한 해석을 반복하여 기초변위를 산정한다. 이 때, 할선강성값은 각 해석단계의 하중수준에 해당하는 하중-변위 곡선 상의 한 점과 원점을 연결하는 할선의 기울기값에 해당한다. 이런 방법으로, (i번째 해석)에서 얻어진 기초변위(u^i_{avg})에 해당하는 할선강성값을 산정하고 새

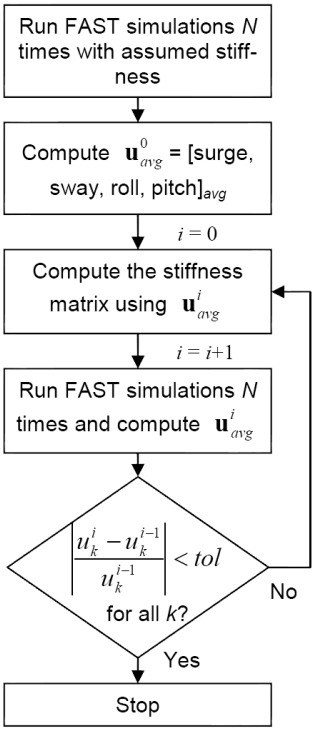

Fig. 7. Flowchart for updating the stiffness matrix of the FAST simulations

로운 해석을 통해 (i+1번째 해석)에서의 기초변위(u^{i+1}_{avg})를 산정한다. 이런 반복 과정을 통해 (i번째 해석)과 (i+1번째 해석)의 변위차이가 오차 범위 내에 수렴할 때의 강성값을 최종해석을 위한 강성값으로 적용하게 된다. 본 연구의 예제해석의 경우 반복회수 N=10, 허용오차 tol=0.05를 적용하였다. 해석결과, 본 연구의 모든 해석에서는 반복횟수 3회 이내에 변위값이 수렴하는 것으로 나타났다.

FAST 프로그램은 입력파일의 하나로서 타워의 모드형상을 입력한다. 모드형상은 기초의 강성값을 반영하는 값이다. 그러므로, 강성값이 수렴되면 FAST에서 모드형상을 산정하였다.

Table 2. Average statistics of base moment and shear force: average of 100 ten-minute simulation results (mean wind speed = 12 m/s, significant wave height = 5 m)

		Shear force (kN)		Bending moment (kN-m)	
		Average	Maximum	Average	Maximum
Fixed base		556.6	2328.0	62837	104856
Stiff soil	LPILE	582.7	2491.0	65350	108863
	FEM	587.9	2474.3	65853	110438
Soft soil	LPILE	586.7	2484.1	65660	112258
	FEM	587.5	2521.0	65754	112170

Table 3. Average statistics of base moment and shear force: average of 100 ten-minute simulation results (mean wind speed = 18 m/s, significant wave height = 5 m)

		Shear force (kN)		Bending moment (kN-m)	
		Average	Maximum	Average	Maximum
Fixed base		351.3	2148.4	40249	86081
Stiff soil	LPILE	356.9	2186.7	40658	90921
	FEM	354.0	2234.9	40390	87614
Soft soil	LPILE	359.5	2313.0	40806	90002
	FEM	359.7	2192.5	40761	91567

주의할 사항은 이러한 절차는 지반 강성을 고려하는 단순화된 절차라는 것이다. 그러므로, 보다 정밀한 해석을 위해서는 FAST 프로그램의 시간이력 해석방법을 적용하여 한 해석단계에서 하중크기의 증가 또는 감소에 따른 하중-변위의 이력관계를 실시간으로 고려하는 것이 필요하다. 또한, 장기하중의 예측과 같이 해석목적이 다른 경우에는 더 많은 종류의 해석경우를 고려하는 것이 필요하다.

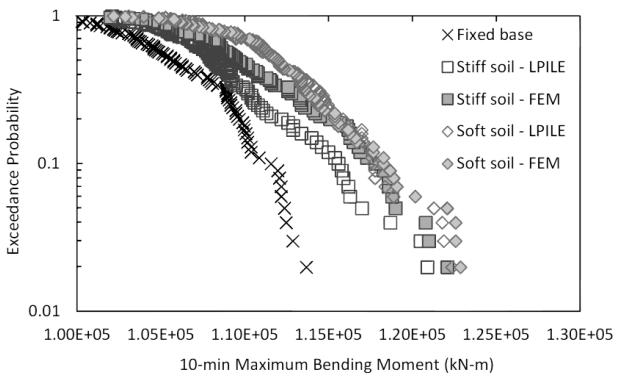

Fig. 8. Exceedance probability of the bending moment (mean wind speed = 12 m/s, significant wave height = 5 m)

3. 해석결과

3.1 전단력 및 휨모멘트

타워저면에서 계산된 전단력(shear force)과 휨모멘트(bending moment)를 비교하였다. 바람이 부는 방향(예를 들어, x축 방향)에 대하여 전단력은 바람방향(x축 방향)으로 발생하는 수평력, 그리고 휨모멘트는 바람 직각 방향(예를 들어, y축 방향)에 대하여 발생하는 모멘트를 나타낸다. Table 2와 Table 3는 통계치를 요약하여 보여준다. 표에서 'Average'는 100분 해석에서 얻어진 평균값, 'Maximum'은 100분 해석에서 얻어진 최대값을 나타낸다.

해석결과를 살펴보면, 고정단 모델의 해석값이 Coupled spring 모델보다 작은 것으로 나타났다. 이러한 고정단 모델과 Coupled spring 모델간의 해석값의 차이는 기존의 유사 연구결과(Bush and Manuel, 2009)보다 더 작은 것으로 나타났다. 그리고, LPILE에 기초한 스프링 모델과 유한요소해석에 기초한 스프링 모델간의 결과 차이는 크지 않은 것으로 나타났다(휨모멘트의 경우 4% 이하의 차이 발생). 이러한 결과는 기존의 연구(Bush and Manuel, 2009)에서 지반모델링 방법에 따라서 발생한 휨모멘트값의 차이가 크지 않은 결과와 유사하다.

풍속의 영향을 살펴보면, 풍속 12m/sec는 정격속도인 11.5m/sec에 근접하였기 때문에 12m/sec의 결과는 18 m/sec의 결과보다 더 큰 값이 발생하였다.

Fig. 8과 Fig. 9는 모멘트의 초과확률(exceedance probability)를 나타낸다. 초과확률은 아래에 설명한 순서대로 계산하였다.

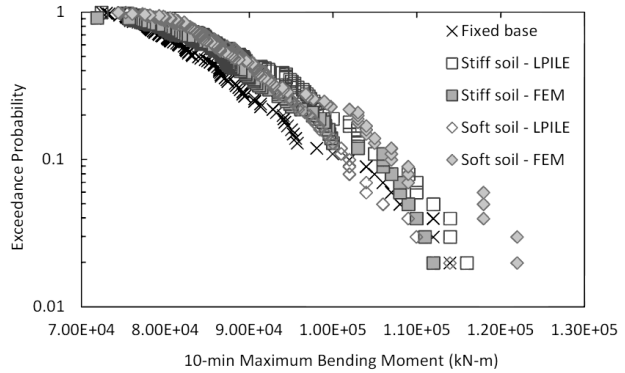

Fig. 9. Exceedance probability of the bending moment (mean wind speed = 18 m/s, significant wave height = 5 m)

a) 10분 해석을 100회 수행하고, 각각의 해석으로부터 최대 모멘트를 구함
b) 100개의 최대 모멘트를 큰 값으로부터 작은 값의 순서대로 정렬함(제일 작은 값이 100번째에 위치)
c) 각 모멘트를 초과할 확률은 근사적으로 (i)/(N+1)로 계산함. 즉, 각 모멘트에 해당하는 초과 확률들은 1/101, 2/101, 3/101, …, 100/101로 계산됨
d) b)의 각 모멘트 값에 해당하는 c)의 확률을 그림으로 도시하였음

Fig. 8에서 보는 바와 같이 고정단 모델의 경우 초과확률을 과소평가하는 불안전측의 결과를 줄 수 있는 것으로 나타났다. 그러므로, 해상풍력발전기의 경우 지반강성을 모델링하는 것이 중요한 것으로 판단된다. LPILE 해석과 유한요소해석에 기초한 스프링 모델 간에는 휨모멘트 차이가 4% 이내로 발생하는 등 유사한 결과를 보여주었다. 이 결과는 이전의 연구결과와 유사한 경향이었지만, 고정단 모델과 다른 모델간의 차이는 더 작은 것으로 나타났다. 기존 연구결과와 차이가 발생한 것은 본 연구에서 적용한 파도 조건, 강성산정 방법 그리고 해석횟수 등이 다르기 때문으로 판단된다.

3.2 말뚝 두부에서의 회전

풍력 발전기의 기초구조물은 풍력 발전기의 운행조건을 만족시킬 수 있는 성능수준을 확보하여야 한다. 해상풍력발전기의 말뚝두부에서 허용할 수 있는 최대 회전각은 명확히 제시되어 있지 않다. 다만, 일부 문헌에서 최대 허용회전각을 0.5°로 제안한 바 있다(Malhotra, 2011). 만일, 시공 중에 발생할 수 있는 회전 오차 등을 고려하면 허용할 수 있는 회전각은 더 작아질 수 있다. 일반적으로 시공에서 발생하는 오차는 0.2°~0.25° 정도로 알려져 있다(Malhotra, 2011). 그러므로, 시공오차 0.25°를 제외하면, 말뚝두부에서 허용할 수 있는 최대 회전각은 0.25°로 고려할 수 있다. 운행성능을 만족시키는 최대 허용 회전각은 성능 한계 수준으로 정의할 수 있다(DNV, 2011).

본 연구에서 해석한 풍력 발전기는 이러한 허용 회전각 및 기초구조물의 성능수준에 대한 설계기준을 만족하는

Table 4. Average statistics of surge and pitch: average of 100 ten-minute simulation results (mean wind speed = 12 m/s, significant wave height = 5 m)

		Surge (m)		Pitch (deg)	
		Average	Maximum	Average	Maximum
Stiff soil	LPILE	0.0087	0.0165	0.0590	0.1075
	FEM	0.0114 (+31.7%)	0.0228 (+37.9%)	0.0674 (+14.1%)	0.1243 (+15.6%)
Soft soil	LPILE	0.0165	0.0330	0.0756	0.1454
	FEM	0.0166 (+0.7%)	0.0343 (+4.0%)	0.0813 (+7.5%)	0.1545 (+6.2%)

Table 5. Average statistics of surge and pitch: average of 100 ten-minute simulation results (mean wind speed = 18 m/s, significant wave height = 5 m)

		Surge (m)		Pitch (deg)	
		Average	Maximum	Average	Maximum
Stiff soil	LPILE	0.0054	0.0135	0.0367	0.0882
	FEM	0.0070 (+29.7%)	0.0183 (+36.1%)	0.0413 (+12.5%)	0.0991 (+12.4%)
Soft soil	LPILE	0.0102	0.0267	0.0469	0.1172
	FEM	0.0103 (+0.5%)	0.0283 (+5.9%)	0.0504 (+7.3%)	0.1263 (+7.8%)

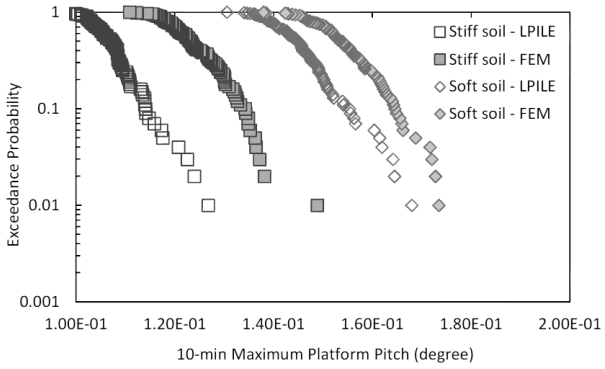

Fig. 10. Exceedance probability of the platform pitch (mean wind speed = 12 m/s, significant wave height = 5 m)

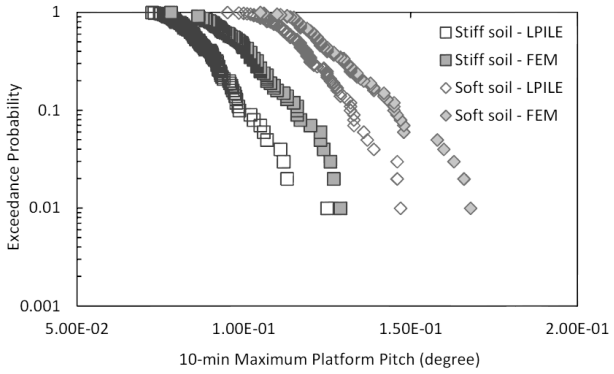

Fig. 11. Exceedance probability of the platform pitch (mean wind speed = 18 m/s, significant wave height = 5 m)

Table 6. Natural frequencies of side-to-side(s-s) and fore-aft(f-a) modes

		1st s-s	1st f-a	2nd s-s	2nd f-a
Fixed base		0.274	0.276	1.589	1.867
Stiff soil	LPILE	0.243	0.245	1.377	1.536
	FEM	0.242	0.241	1.366	1.489
Soft soil	LPILE	0.242	0.237	1.369	1.431
	FEM	0.234	0.235	1.337	1.417

것으로 나타났다. Table 4와 Table 5의 결과는 수평변위(surge)와 회전각(pitch)의 평균값을 보여준다. 수평변위는 말뚝직경 6m를 고려할 때 무시할 수 있는 값으로 판단된다. 표의 괄호안의 값은 LPILE 해석값에 대한 유한요소해석 값의 차이를 %로 나타내었다. 유한요소해석 스프링 모델의 회전각 값은 LPILE 스프링 모델의 회전각 값과 비교하여 견고한 지반조건에서 14% 이상, 연약한 지반조건에서 8% 이상 더 큰 값을 보여주었다. 즉, LPILE 스프링 모델이 유한요소해석 스프링 모델에 비하여 지반강성을 과대평가함으로써 회전각이 작게 발생한 것으로 판단된다. 주의할 사항은 Table 4와 Table 5의 결과값은 평균적인 통계값이다. 그러므로, 일부의 해석에서 일시적으로 발생할 수 있는 최대 회전각은 표에서 나타난 값보다 더 커질 수 있다.

이러한 확률을 고려하기 위하여 Fig. 10과 Fig. 11에서는 100번의 해석에서 나타난 최대값을 이용하여 회전각의 초과확률을 계산하였다. 풍속 12m/sec의 경우 풍속 18m/sec보다 더 높은 초과확률을 보여준다. 견고한 지반의 경우, 100번의 해석에서 얻어진 최대 회전각은 LPILE 스프링 모델에서 0.127도, 유한요소해석 스프링 모델에서 0.149도로 나타났다. 연약한 지반의 경우 LPILE 스프링 모델에서 0.168도, 유한요소해석 스프링 모델에서 0.174도로 나타났다. 주의할 사항은 이러한 결과는 단지 10분동안의 해석을 100번 수행한 결과로서, 즉 1일 이내에 나타날 수 있는 운행조건에 해당한다. 최대 회전각은 해석횟수가 증가하면 더 증가할 수 있다. 일반적으로, 풍력 발전기의 수명을 20년으로 고려할 때, 장기간의 운행에 있어 특정일에 발생할 수 있는 회전각은 성능 수준을 초과할 수도 있다. 그러므로, 장기간에 걸쳐 이러한 영향을 평가하려면 추가적인 해석 또는 보다 발전된 확률론적 방법이 필요할 것으로 판단된다(Bush, 2009).

3.3 공진 진동수

풍력 발전기 설계에서 고려해야하는 또다른 중요사항은 공진 진동수이다. 타워의 공진 진동수는 공진현상을 피하기 위하여 날개 회전의 주파수와 달라야 한다. 1P 주파수는 날개 1개의 회전주파수를 의미하고, 3P 주파수는 날개 3개의 회전 주파수를 의미한다. 대부분의 발전기는 첫 번째 고유진동수가 1P와 3P 사이에 위치하도록 설계한다. 본 해석에 적용한 풍력 발전기의 날개회전속도는 12.1rpm이고, 1P와 3P에 해당하는 주파수는 각각 0.202Hz와 0.606Hz이다. 그러므로, 첫 번째 고유진동수는 1P와 2P 사이에 놓이는 것이 필요하다. 두 번째 고유진동수 또한 3P 진동수와 겹치지 않아야 한다.

Table 6은 각 지반 모델링에서 얻어진 공진 진동수를

요약하였다. 견고한 지반조건의 경우, 고정단 모델은 첫 번째 고유진동수를 13% 정도 과대평가하였다. 연약지반 조건의 경우, 고정단 모델조건은 수평이동 모드(side-to-side)의 경우 13%, 회전 모드(fore-aft)의 경우 16% 과대평가하였다. LPILE 스프링 모델과 유한요소해석 스프링 모델간의 차이는 3% 이하로 무시할 수 있는 것으로 나타났다. 2번째 모드의 주파수에서도 유사한 결과가 관찰되었다. 그러므로, 고유진동수를 정확히 평가하기 위해서는 기초지반의 강성을 고려할 수 있는 모델을 적용하여 해석결과에 반영하는 것이 중요한 것으로 판단된다.

4. 요약 및 결론

해상풍력발전기는 바람과 파도 하중에 의하여 타워 저면에 큰 모멘트가 발생할 수 있다. 그러므로, 해상풍력발전기를 지지하는 모노파일은 큰 모멘트를 지지하기 위하여 대구경 말뚝을 사용한다. 본 연구에서는 기초구조물 강성에 따른 구조해석결과를 비교하기 위하여 기초구조물 강성을 산정할 때 고정단 모델, p-y 곡선에 기초한 스프링 모델, 그리고 유한요소해석에 기초한 스프링 모델의 3가지 방법을 적용하였다. 그리고, 지반종류에 따른 영향을 분석하기 위하여 견고한 지반조건과 연약한 지반조건의 2가지 조건을 고려하였다. 본 연구에서 수행된 예제연구로부터 다음의 결론을 도출하였다. 다만, 본 연구결과는 특정조건에 대한 해석결과이므로 해석조건에 따라 해석결과의 경향성이 달라질 수 있다.

(1) 고정단 모델은 타워저면에 발생하는 전단력과 휨모멘트를 과소평가할 수 있기 때문에 기초구조물의 강성을 해석 모델링에 고려하는 것이 중요하다. 그러나, Coupled spring 모델을 적용하여 기초구조물 강성을 모델링한 경우 LPILE 스프링 모델과 유한요소해석 스프링 모델간에 발생한 휨모멘트 결과의 차이는 4% 이내로서 서로 유사한 결과를 나타내었다.

(2) 말뚝두부에 발생한 회전각의 경우 유한요소해석에 기초한 스프링 모델이 LPILE 스프링 모델보다 14% 이상 큰 것으로 나타났다. 이것은 LPILE 프로그램에 적용되는 p-y곡선이 기초구조물 강성을 과대평가하기 때문으로 판단된다. 그러므로, 성능수준 평가에서 회전각을 정밀하게 산정하여야 하는 경우에는 유한요소해석에 기초한 스프링 모델을 적용하는 것이 필요하다.

(3) 공진 주파수를 계산할 때 기초구조물의 강성을 고려하는 것이 필요하다. 그러나, Coupled spring 모델을 적용하여 기초구조물 강성을 모델링한 경우 LPILE 스프링 모델과 유한요소해석 스프링 모델간에 발생한 고유진동수 차이는 무시할 수 있는 것으로 나타났다.

Acknowledgement

본 연구는 한국건설기술연구원의 주요사업인 '비용절감형 석션기초 기술 개발' 과제의 지원을 받아 수행되었으며 이에 감사를 드립니다.

References

1. Agarwal, P. and Manuel, L. (2009), "Simulation of Offshore Wind Turbine Response for Long-term extreme Load Prediction", Engineering Structures, 31, pp.2236-2246.
2. API (2007), *Recommended Practice for Planning, Design and Constructing Fixed Offshore Platforms,* Working Stress Design, American Petroleum Institute.
3. Bush, E. (2009), *A Comparison of Alternative Foundation Models for Offshore Wind Turbines and Resulting Long-Term Loads,* M.S. Thesis, the University of Texas at Austin.
4. Bush, E. and Manuel, L. (2009), "The influence of foundation modeling assumptions on long-term load prediction for offshore wind turbines", *Proc. of the ASME 28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, Honolulu, Hawaii, May 31-June 5.
5. Chen J.Y., Matarek, B.A., Carpenter J.F., Gilbert, R.B., Verret, S. and Puskar, F.J. (2009), *Analysis of Potential Conservatism in Foundation Design for Offshore Platform Assessment*, Final Project Report. Contract M08PC20002 MMS Project Number 612.
6. DNV (2011), *DNV-OS-J101 Design of Offshore Wind Turbine Structures*, Det Norske Veritas IEC, 2005, IEC 61400-1 Wind Turbines. Part 1: Design Requirements, International Electrotechnical Commission.
7. Ensoft, INC(2004), LPILE Plus Version 5.0 Technical Manual.
8. Geneva, Switzerland Jonkman, J. and Buhl, M. L. (2005), *FAST User's Guide*, National Renewable Energy Laboratory, Technical Report No. NREL/EL-500-38230.
9. Hung, L.C. and Kim, S.R. (2014a), "Evaluation of combined horizontal-moment bearing capacities of tripod bucket foundations in undrained clay", *Ocean-Engineering*, 85. pp.100-109.
10. Hung, L.C. and Kim, S.R. (2014b), "Evaluation of undrained bearing capacities of bucket foundations under combined loads", *Marine Georesources & Geotechnology*, 32(1), pp. 76-92.

11. Hasselmann, K., Barnett, T.P., Bouws, E., Carlson, H., Cartwright, D.E., Enke, K., Ewing, J.A., Gienapp, H., Hasselmann, D.E., Kruseman, P., Meerburg, A., Mller, P., Olbers, D.J., Richter, K., Sell, W. and Walden, H. (1973), "Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP)", *Ergnzungsheft zur Deutschen Hydrographischen Zeitschrift Reihe*, A(8) (Nr. 12).
12. Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W. and Scott, G. (2009), *Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development*, National Renewable Energy Laboratory, Technical Report No. NREL/TP-500-38060.
13. Jonkman, J., Butterfield, S., Passon, P., Larsen, T., Camp, T., Nichols, J., Azcona, J. and Martinez, A. (2007), "Offshore code comparison collaboration within IEA wind annex XXIII: phase II results regarding monopile foundation modeling", *IEA European Offshore Wind Conference*, Berlin, Germany, December 4-6.
14. Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W. and Scott, G. (2009), *Definition of a 5-MW Reference Wind Turbine for Offshore System Development*, National Renewable Energy Laboratory, Technical Report No. NREL/TP-500-38060.
15. Jonkman, J. and Musial, W. (2010), *Offshore Code Comparison Collaboration (OC3) for IEA Task 23 Offshore Wind Technology and Deployment*, National Renewable Energy Laboratory, Technical Report No. NREL/TP-5000-48191.
16. Kaimal J.C., Wyngaard J.C., Izumi Y. and Coté O.R. (1972), "Spectral Characteristics of Surface-Layer Turbulence". *Quart. J. Royal Meteorology Soc.*, 98. 563-589.
17. Malhotra, S. (2011), *Selection, Design and Construction of Offshore Wind Turbine Foundations*, Wind Turbines, Dr. Ibrahim Al-Bahadly (Ed.), InTech.
18. Matlock, H. (1970), "Correlation for design of Laterally Loaded Piles in Soft Clays", *Proc. 2th Offshore Technology Conference*, Houston Texas, 577-594.
19. Passon, P. (2006), "Memorandum: Derivation and Description of the Soil-Pile-Interaction Models", *IEA-Annex XXIII Subtask 2*, Stuttgart, Germany.
20. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1974), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", *Proc. 6th Offshore Technology Conference*, paper 2080, Houston, Texas, 473-483.
21. Simulia (2010), *ABAQUS User's Manual*. Dassault Systemes Simulia Corp. TRB, 2011. Structural Integrity of Offshore Wind Turbines. Transportation Research Board, Special Report 305.
22. TRB (2011), *Structural Integrity of Offshore Wind Turbines,* Transportation Research Board, Special Report 305.
23. Van der Tempel, J. (2006), *Design of Support Structures for Offshore Wind Turbines*, Ph.D. Dissertation, Delft University of Technology.
24. Zaaijer, M. B. (2002), "Foundation models for the dynamic response of offshore wind turbines", *Marine Renewable Energy Conference*, Newcastle, UK, September.