

지반강성 산정방법에 따른 해상 모노파일의 설계하중 해석

Design Load Analysis for Offshore Monopile with Various Estimation Methods of Ground Stiffness

장 영 은¹⁾ · 조 삼 덕²⁾ · 최 창 호[†]

Youngeun Jang · Samdeok Cho · Changho Choi

Received: June 12th, 2014; Revised: July 4th, 2014; Accepted: August 13th, 2014

ABSTRACT : This study explores methods for modeling the foundation-seabed interaction needed for the load analysis of an offshore wind energy system. It comprises the comparison study of foundation design load analyses for NREL 5 MW turbine according to various soil-foundation interaction models by conducting the load analysis with GH-Bladed, analysis software for offshore wind energy systems. Furthermore, the results of the aforementioned load analysis were applied to foundation analysis software called L-Pile to conduct a safety review of the foundation cross-section design. Differences in the cross-section of a monopile foundation were observed based on the results of the fixed model, winker spring and coupled spring models, and the analysis of design load cases, including DLC 1.3, DLC 6.1a, and DLC 6.2a. Consequently, under all design load conditions, the diameter and thickness of the monopile foundation cross-section were found to be 7 m and 80 mm, respectively, using the fixed and coupled spring models; the results of the analysis conducted using the winker spring model showed that the diameter and thickness of the monopile foundation cross-section were 5 m and 60 mm, respectively. The study found that the soil-foundation interaction modeling method had a significant impact on the load analysis results, which determined the cross-section of a foundation. Based on this study, it is anticipated that designing an offshore wind energy system foundation taking the above impact into account would reduce the possibility of a conservative or unconservative design of the foundation.

Keywords : Offshore wind turbine foundation, Monopile foundation, Soil-foundation interaction, Coupled spring model, Winker spring model

요 지 : 본 연구에서는 해상풍력발전시스템(NREL 5 MW) 하중해석을 위해 필요한 기초구조물과 해저지반간의 상호작용 모델링 방안을 모색하고, 해상풍력시스템 해석프로그램인 GH-Bladed를 활용하여 하중해석을 수행함으로 지반모델링 방법과 설계하중조건에 따른 기초구조물 설계하중을 비교·분석하였다. 또한 상기 하중해석 결과를 기초구조물 해석프로그램 L-Pile에 적용하여 기초구조물 단면에 대한 안정성 검토를 수행하였다. 본 논문에서 정리한 기초구조물 모델링 방법인 고정단, winker spring, coupled spring 모델과 설계하중조건 DLC 1.3, DLC 6.1a, DLC 6.2a의 해석결과를 바탕으로 모노파일의 단면변화를 관찰하였다. 그 결과 모든 설계하중조건에서 고정단, coupled spring 모델의 경우 모노파일의 단면이 직경 7 m, 두께 80 mm로 산정되었으며, winker spring 모델을 적용하여 해석을 수행한 결과 모노파일의 단면이 직경 5 m, 두께 60 mm로 산정되었다. 본 연구를 통해 지반-기초구조물간의 상호작용 모델링 방법이 기초구조물의 설계 단면을 결정하는 하중해석 결과에 영향을 미친다는 것을 파악하였으며, 이러한 영향을 고려하여 해상풍력시스템 기초구조물을 설계한다면 기초구조물 설계 시 발생할 수 있는 과다·과소설계 가능성을 최소화할 수 있을 것으로 기대된다.

주요어 : 해상풍력기초, 모노파일, 지반-기초구조물 상호작용, coupled spring 모델, winker spring 모델

1. 서 론

해상풍력시스템의 기초구조물은 약 25년 정도의 설계 수명 동안 상부구조물을 지지하는 역할을 하는 시스템의 장단기 안정성을 결정하는 중요한 요소이다. 이에 따라 해상풍력시스템을 안정적으로 지지할 수 있는 기초구조물의 단면 설계를 위해서는 설계에 요구되는 수직, 수평 하중과 모멘

트 등의 산정 시 상부 터빈으로부터 전달되는 하중과 외부 환경으로부터 발생하는 바람, 해양 조류 및 파압 등의 영향을 고려하여야 하고, 이를 바탕으로 기초구조물의 설계하중을 도출하여야 한다. 또한 상기 하중 산정에 영향을 미치는 요소들을 고려함과 동시에, 현재까지 제안되어 온 지반과 기초구조물간의 상호작용을 고려한 산정 이론이 하중해석 결과에 미치는 영향을 파악하여야 한다. 이를 통하여 기초

1) Department of Geospace engineering, Korea University of Science & Technology

2) Geotechnical Engineering Research Division, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology

† Geotechnical Engineering Research Division, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology, Department of Geospace Engineering, Korea University of Science & Technology (Corresponding Author : chchoi@kict.re.kr)

구조물의 과대설계 및 과소설계를 방지할 수 있는 합리적인 지반정수 산정 모델을 적용할 수 있어야 한다(Harte et al., 2012).

해상풍력시스템의 기초구조물은 전체 공사비의 30~40%가 투입되고, 전체 시스템을 설계수명 동안 지지해야 하는 중요한 역할을 하는 부분임에도 불구하고 아직까지 기초구조물의 합리적인 설계방안 도출을 위한 연구가 미미한 상태이다. 일반적으로 기초구조물의 단면설계에 대한 검토는 기초구조물의 두부에 재하 되는 수직하중, 수평하중 그리고 모멘트 등을 활용하여 이루어진다. 상기 하중산정을 수행함에 있어서 지반과 기초구조물간의 상호작용을 고려하는 방법은 해석결과의 보수성에 영향을 미치고, 전체구조물 설계에 대한 신뢰성을 좌우할 뿐 아니라 경제성과도 밀접한 관련성을 가진다. 따라서 합리적인 지반모델을 활용한 타당성 있는 설계하중의 산정이 요구된다.

그러므로 본 논문에서는 기존에 제시되고 있는 지반-기초구조물 상호작용 고려방안들 중 해상풍력시스템에 영향을 미치는 수평하중 및 진동하중 등을 고려할 수 있다고 판단되는 대표적인 지반정수 산정방법을 기반으로 해상풍력시스템 기초구조물의 설계하중을 합리적으로 산정하기 위한 연구를 수행하였다. 연구의 수행을 위해 해저지반과 기초구조물의 상호작용을 고려한 말뚝의 수평거동 및 지반의 강성 도출방안을 살펴보기 위해 기 제안된 연구사례를 바탕으로 해저지반-기초구조물 해석모델에 대한 지반정수를 도출하였다. 또한 지반정수 산정 결과를 해상풍력전용 해석프로그램인 GH-Bladed의 기초구조물 모델링 부분에 적용하고, 해상풍력설계 매뉴얼인 IEC 61400-3에서 제안하고 있는 외부환경 및 설계하중조건을 고려하여 해석을 수행하여 지반 모델링 방법에 따른 해상풍력시스템 기초구조물의 설계하중 변화를 분석하였다. 이를 통해 지반정수 산정방안 및 설계하중조건에 따른 외부환경이 기초구조물의 단면설계에 미치는 영향을 상호 비교·분석하고, 이를 토대로 합리적인 해석결과를 도출할 수 있는 지반정수 산정방안을 고찰하였다.

2. 해상풍력발전기 하중해석 제원 및 해석 절차

해상풍력시스템의 하중 및 거동해석을 위하여, 현재 풍력발전시스템의 거동예측을 위해 가장 널리 사용되고 있는 대표적인 소프트웨어인 GH-Bladed를 사용하였다. 해상풍력발전시스템은 해상환경으로부터 발생하는 바람과 파도 등의 다양한 외부환경에 노출되므로, 해석 수행 시 이에 대한 영향을 고려해야 한다. IEC 61400-3(2009)은 해상환경을 묘사하기 위한 방법으로 총 34가지의 해상풍력시스템 설계하중조건(DLC, Design Load Case)을 제안하고 있다. 설계하중조건 DLC는 해상풍력시스템의 거동을 예측하기 위한 상황을 시스템 가동 중, 가동 중 고장, 정지 및 유지 보수 상태 등 다양한 상태에 따라 묘사할 수 있도록 구분하고 있으며, 더불어 바람과 파랑모델 등의 외부환경을 구현할 수 있는 옵션을 제공한다.

본 논문에서 해석을 수행하기 위해 선정한 DLC는 시스템이 가동 중(operation)일 때의 상황을 나타내는 설계하중조건인 DLC 1.3과 34가지 설계하중 조건 가운데 시스템에 가장 큰 하중을 재하시키는 상황을 구현할 수 있는 DLC 6.1a, DLC 6.2a이다. Table 1과 같이 설계하중조건 DLC 1.3은 해상풍력시스템이 설치된 해상에서 시스템의 정격풍속인 풍속조건이 성립되어 시스템이 가동 중에 있는 일반적인 상황을 의미한다. 정지 또는 서서히 멈추고 있음(parked, standing still or idling)의 상황을 나타내는 설계하중조건 DLC 6.1a의 경우 해상의 10분 평균 풍속(V_{ref})이 47.5 m/s에 도달하여, 시스템을 서서히 정지시키고 있는 상황을 의미한다. 또한 설계하중조건 DLC 6.2a는 DLC 6.1a와 동일하게 V_{ref} 가 47.5 m/s에 도달하여 시스템을 정지시키고 있는 상황에서 갑작스러운 전력손실(grid loss)이 발생했을 경우의 상황을 의미한다.

본 연구에서는 지반정수 산정방법에 따라 기초구조물의 설계하중 변화를 관찰하기 위하여, NREL(National Renewable Energy Laboratory)에서 개념설계한 5 MW급 풍력터빈을

Table 1. Design load cases for the offshore wind turbine analysis

State	DLC	External condition		Analysis type	Wind speed
		Wind	Wave		
Operation	1.3	ETM (Extrem Turbulence Model)	NSS (Normal Sea State)	U (Ultimate load)	$V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ (4~24 m/s*)
Parking	6.1a	EWM (Extrem Windspeed Model)	ESS (Extrem Sea State)		$V_{hub}=k_1 V_{ref}$ (47.5 m/s*)
	6.2a	EWM (Extrem Windspeed Model)	ESS (Extrem Sea State)		

* Analysis time of each wind condition: 600s

사용하였다. WindPACT, RECOFF 및 DOWEC 등 프로젝트의 개념모델을 기반으로 대중에게 공개된 본 모델의 모식도는 Fig. 1과 같으며, 해저면(sea bed)으로부터 허브(hub) 중심까지의 높이는 80 m, 블레이드(blade) 길이 57 m의 구조를 가진다(NREL, 2014).

해상풍력터빈을 지지하는 기초구조물은 모노파일 형식으로, 모노파일의 직경(d)은 7 m로, 두께(t)는 80 mm, 그리고 파일의 지반 관입심도를 47.5 m로 가정하였다. 이 때 두께(t)는 API(2007) 기준에서 제시하는 시공성 향상 및 버클링 방지를 위한 최소두께 산정기준, Eq. (1)을 고려하여 산정하였다. Eq. (1)을 통해 기초구조물의 직경 및 두께에 대한 검토를 수행한 결과 직경이 7 m인 기초구조물에 대한 최소두께는 76.35 mm 이상이 되어야 하는 것으로 나타났으며, 계산결과를 바탕으로 상기 해석모델의 직경과 두께가 API의 권고기준을 만족하고 있음을 확인하였다. 모노파일의 강재는 Table 2의 SPS400의 물성치를 적용하였다.

$$t(mm) = 6.35 + \frac{D}{100} \quad (1)$$

또한 기초구조물은 Fig. 2에서 도시하고 있는 것과 같이

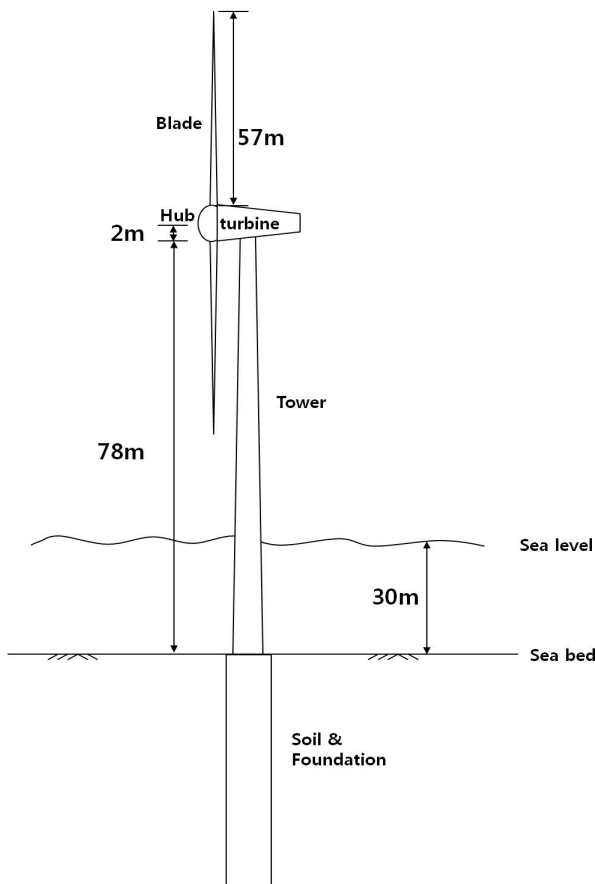


Fig. 1. NREL 5 MW offshore wind turbine

점성토(clay)층에 40 m, 암반층(rock)에 7.5 m 관입되어 있다고 가정하였다. 본 논문에서는 지반과 기초구조물간의 상호작용 해석을 통한 지반정수 산정의 편이성을 도모하기 위하여, 실제 지반조건에 비해 매우 간소화시킨 모델을 도출하여 활용하였다. 이에 따라 Table 3과 같이 점성토 지층과 암반층의 단위중량 γ 를 각각 16.5 kN/m³, 24 kN/m³로 산정하였다. 또한 점성토의 비배수전단강도 c 는 토사층 상부의 연약점성토 특성과 지층의 심도에 따른 구속응력의 영향을 고려하여 총 네 개의 층에 대한 c 값을 15~112.5 kPa로 결정하였다. 암반층 또한 네 개의 층으로 나누어 일축압축강도 q_u 와 변형계수 E_{ir} 을 정의하였다. 암반 상부층의 q_u 는 풍화토에서 풍화암 정도 암질에 해당하는 24 MPa로, 암반층 하부로 갈수록 단단한 연암에서 보통암 정도의 암질을 나타내는 78 MPa로 산정하였으며, E_{ir} 또한 각 층의 암질을 나타낼 수 있도록 정의하였다.

본 논문에서는 해상풍력시스템 기초구조물 설계를 위해서 Table 4에 정리한 시행착오법(try and error method) 과정을 수행하였다. 시행착오법을 통해 하중을 산정하는 이유는 해상풍력시스템의 거동해석 시 지반을 고정단으로 가정한 경우의 해석결과와 지반의 연성을 고려하여 해저면 부근에서 산정한 수직(F_x), 수평(F_y)하중 그리고 모멘트(M)간의 격차를 감소시킴으로써 기초구조물의 과소 또는 과다설계를

Table 2. Material properties of monopile (SPS 400)

Type	Density	Young's modulus	Allowable stress
Unit	kg/m ³	N/m ²	kPa
Steel (SPS400)	7,850	21×10^{10}	140,000

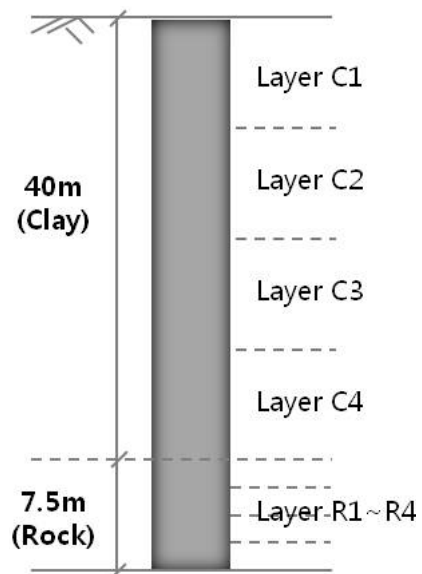
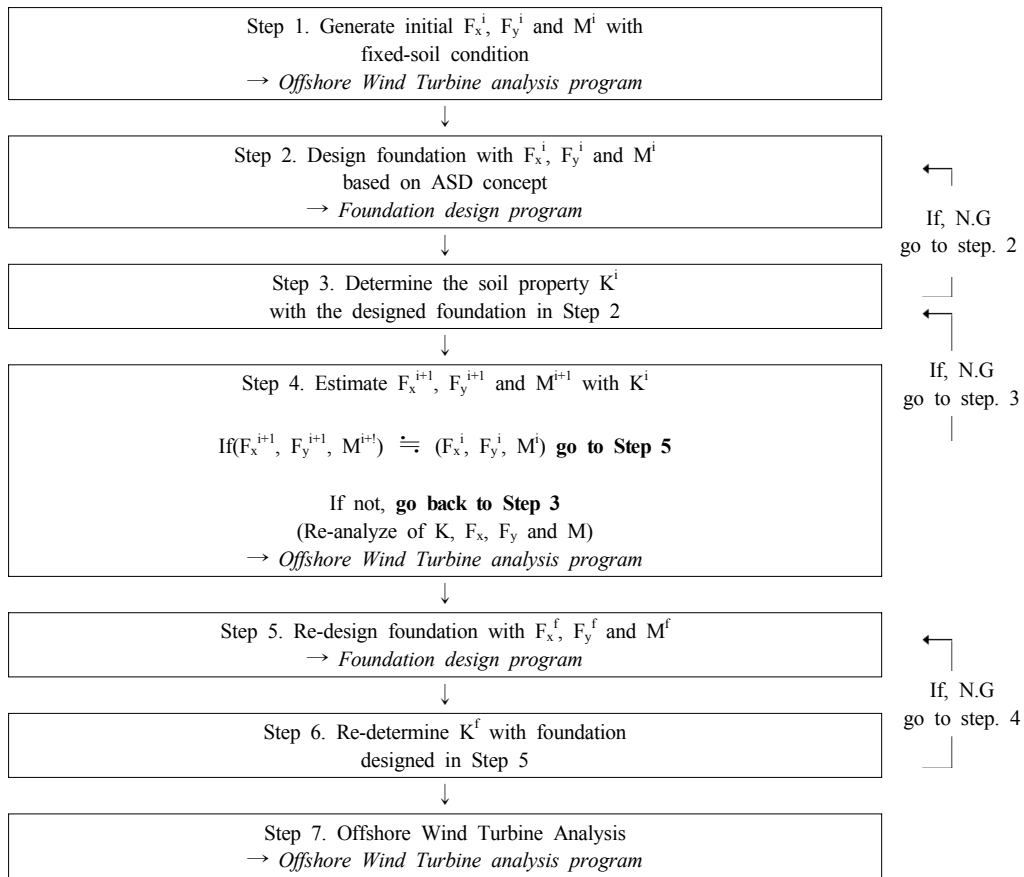


Fig. 2. Schematic diagram of soil-foundation model

Table 3. Properties of soil and rock

Unit	L <i>m</i>	Unit weight (γ) <i>kN/m³</i>	Undrained shear strength (<i>c</i>)		
			<i>kPa</i>		
Clay	40	16.5	0	15 ~ 37.5	
			~ 20 <i>m</i>	37.5 ~ 62.5	
			~ 30 <i>m</i>	62.5 ~ 87.5	
			~ 40 <i>m</i>	87.5 ~ 112.5	
Rock	7.5	24		Uniaxial compressive strength (<i>q_u</i>)	Deformation modulus (<i>E_{ir}</i>)
				Rock	7.5
			<i>MPa</i>	<i>GPa</i>	25
			~ 41.5 <i>m</i>	24	25
			~ 43.5 <i>m</i>	42	33
	~ 46 <i>m</i>	60	41		

Table 4. Procedure for the design of OWT foundation



방지하기 위함에 있다. 본 과정을 수행하기 위해서는 먼저 1단계(Step. 1) 해석으로서 지반을 고정단으로 가정하여 시스템 해석을 수행한 후, 해지면 즉 지반에 관입되는 기초구조물 두부에 재하되는 초기 하중 F_x^i , F_y^i 그리고 M^i 를 산정한다. 1단계를 통해 산정한 F_x^i , F_y^i , M^i 를 활용하여 2단계(Step. 2)에서 기초구조물 단면을 결정하기 위한 초기설계를 수행한다. 3단계에서는(Step. 3) 전 단계에서 결정한 기초구조물의 단면과 지반정수 도출 모델을 통해 산정한 지반정수

초기값 K^i 를 적용하여 시스템해석을 반복적으로 수행하여 F_x^{i+1} , F_y^{i+1} , M^{i+1} 를 산정한다. 4단계(Step. 4)에서는 3단계 해석을 통해 산정한 F_x^{i+1} , F_y^{i+1} , M^{i+1} 가 1단계 해석 시 산정한 F_x^i , F_y^i , M^i 와 비슷한 결과를 보이는지 검토한다. 만약 그 차이가 일정한 범위 안에 속하는 경우에는 최종하중 F_x^f , F_y^f , M^f 를 산정하는 5단계(Step. 5), 그리고 최종적으로 산정된 하중을 활용하여 지반정수를 산정하는 6단계(Step. 6) 해석을 수행한다. 그리고 4단계 해석 시 초기에 산정한 F_x^i , F_y^i ,

M^i 와 F_x^{i+1} , F_y^{i+1} , M^{i+1} 의 차이가 클 경우 다시 3단계로 돌아가 두 하중의 차이가 일정 범위 안에 들어올 때까지 반복적으로 해석을 수행한 후, 시스템 해석 시 적용하여 7단계 (Step. 7) 최종해석을 한다.

3. 기초구조물-해저지반 상호작용 모델

해상풍력시스템 하중해석 시 지반-기초구조물의 상호작용을 고려할 수 있는 방안으로는 대표적으로 winkler spring과 coupled spring 모델이 있다. Fig. 3은 본 논문의 해상풍력시스템 하중해석을 위해 활용한 고정단, winkler spring, coupled spring 모델의 개념을 보여준다. Winkler spring과 coupled spring 모델은 기초구조물을 지반에 고정된 캔틸레버 형식으로 가정하는 고정단 모델과 함께 현재 지반공학 분야에서 가장 많이 사용되고 있는 지반-기초구조물 상호작용을 고려한 방안이다(Malhotra, 2004). Winkler spring 모델은 지반의 층상구조, 깊이에 따른 스프링계수, 지반의 비선형성을 고려하여 기초구조물의 거동을 해석함으로써 해상풍력시스템이 받는 하중에 대한 기초구조물의 거동을 효과적으로 검토할 수 있으며, coupled spring 모델은 기초구조물과 지반의 거동을 해저면에서의 대표 값으로 치환하여 [3×3] 또는 [6×6] 크기의 행렬로 산정하여 해석하는 방안을 제시한다.

3.1 Winkler spring

본 논문에서는 40 m 깊이의 점성토층에 대한 p-y 곡선은 API(2007) 기준에서 제안하고 있는 모델을 활용하였다. API 기준은 연약점성토 지반에 대하여 Matlock(1970)이 제안한 p-y 곡선 모델을 채택하고 있다. Matlock(1970)은 연약한 점

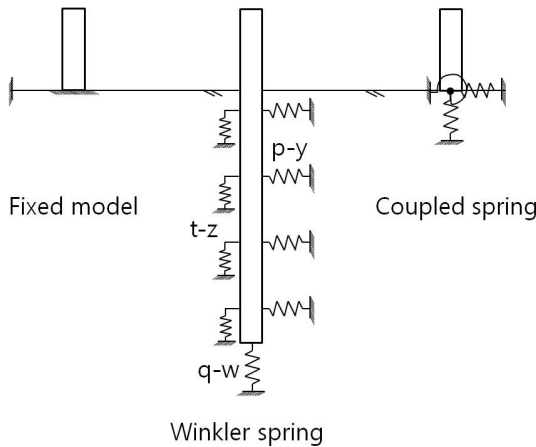


Fig. 3. Conceptual drawing of fixed, winkler spring and coupled spring model

토층에 시공된 말뚝에 대한 여러 가지 현장재하시험과 이론적인 고찰을 통해서 점성토 p-y 곡선을 Fig. 4(a)의 정적하중과 Fig. 4(b)의 반복하중에 대하여 나타냈다. 본 논문에서는 기초의 하부에 비해 상대적으로 수평반복하중의 영향을 크게 받는 기초 상부 토사층의 소성변형 특성을 적절히 반영하기 위해 Fig. 4(b)의 반복하중 모델을 활용하였다.

점성토로 구성된 지층 하부에 7.5 m 깊이로 분포하고 있는 암반층에 대한 p-y 곡선은 Reese(1997)가 제안한 모델을 통해 산정하였다.

기초구조물의 주면마찰저항력 t 와 수직변위량 z 의 관계를 나타내는 점성토의 t - z 곡선은 Coyle & Reese(1966)의 제안을 채택하고 있는 API 기준에 따라 산정하였으며, Fig. 6(a)에 곡선이 제시되어 있다. Fig. 6(a)에서 세로축 t/t_{max} 는 잔류 주면마찰값으로서, 변위 t_{res} 에서 잔류값이 발생하며 상

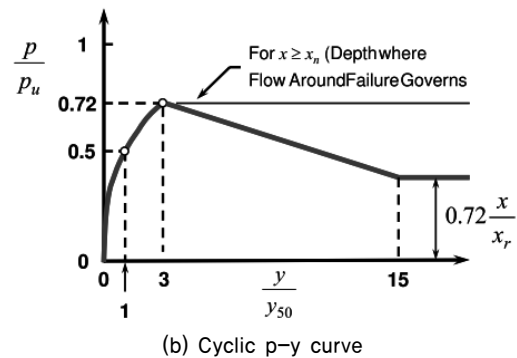
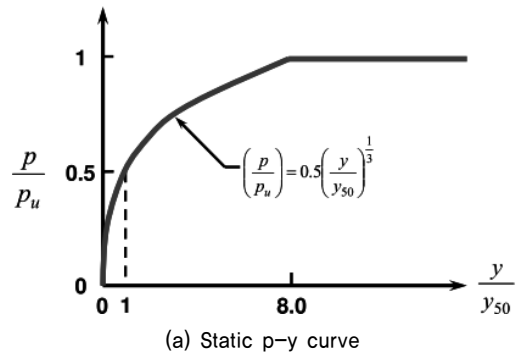


Fig. 4. p-y curves for soft clay (Matlock, 1970)

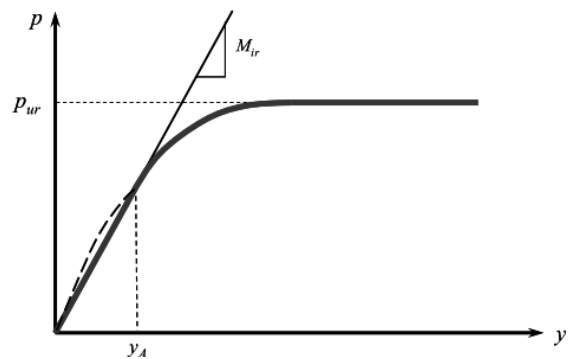
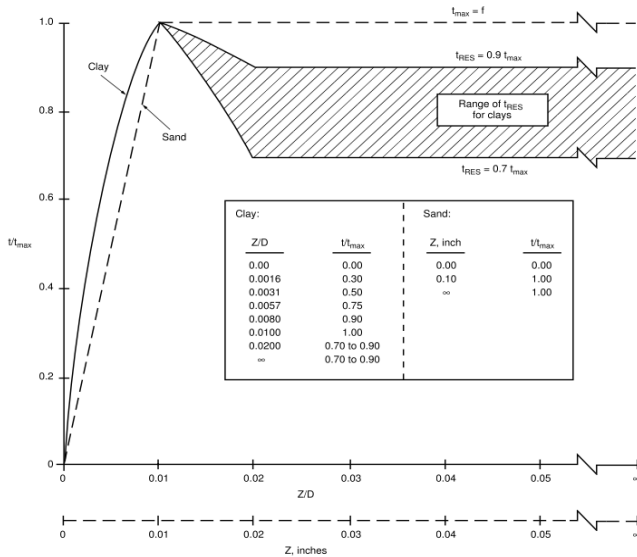
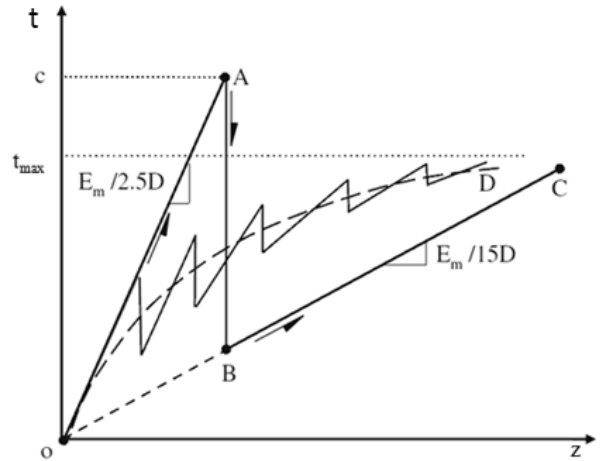


Fig. 5. p-y curve for soft rock (Reese, 1997)



(a) Clay (API, 2007)



(b) Rock (O'Neill & Hassan, 1994)

Fig. 6. t-z curve

기 값은 흙의 응력-변형률 거동, 응력 이력, 말뚝 설치방법 및 하중 재하순서 등 여러 가지 요소에 의해 영향을 받는다. t/t_{max} 의 값은 0.70~0.90의 범위로 제시되었으며, 필요한 경우 실험 등을 통해 결정할 수 있다. 또한 암반 t-z 곡선은 O'Neill & Hassan(1994)이 쌍곡선 함수식을 이용하여 제안한 Fig. 6(b)의 암반에 근입된 현장타설말뚝의 t-z 곡선을 활용하였다.

암반에 관입되는 기초구조물의 선단 지지력 q 와 선단변위 w 사이의 관계를 의미하는 q - w 곡선은 Kraft et al.(1981)이 제안한 Eq. (2)를 통해 정의하였다.

$$q = \frac{E}{2r(1-\nu^2)I_p} w \quad (2)$$

여기서 r 은 기초선단의반지름, q 는 선단지지력, ν 은 지층의 포아송비, E 는 암반의 탄성계수이며, I_p 는 기초형태와 연관된 영향계수로 깊은기초의 경우 0.5를, 얕은기초의 경우 0.78을 사용한다.

3.2 Coupled spring 모델

Novak(1974)은 지반의 지층별 특성과 기초구조물의 길이, 선단 및 두부 구속 조건, 휨 강성, 지중 근입 깊이 등의 다양한 요소가 기초의 거동에 영향을 미치는 것을 감안하여, 기초와 지반의 상호작용을 고려한 기초구조물의 강성 행렬 산정 방안을 제안하였다. 본 논문에서는 동적하중을 받는 플랜트 진동기 기초 설계법으로 사용되고 있는 Novak의 방법을 설계수명 동안 지속적인 반복수평하중의 영향을 받는 해상 풍력시스템 기초구조물의 연성을 고려하기 위한 방안으로

활용하였다. 각 행렬은 연직(vertical), 수평(horizontal), 회전(rotation), 그리고 상호 간섭 효과를 고려하여 도출할 수 있다.

각 방향에 대한 강성 및 감쇠 행렬의 성분들을 정의하는 방법을 정리하면 아래와 같다. 연직방향에 대한 강성은 Eq. (3)을 이용하여 산정한다.

$$K_v = \left(\frac{E_p A}{R}\right) f_{v1} \quad (3)$$

여기서 E_p 는 기초의 탄성계수, A 는 기초의 단면적, R 은 기초의 반지름 또는 등가 반지름, f_{v1} 는 기초의 세장비(slenderness)를 고려한 매개변수를 의미한다. 수평방향, 회전 및 상호 간섭항에 대한 강성은 각각 Eq. (4), Eq. (5), Eq. (6)을 통해 산정한다.

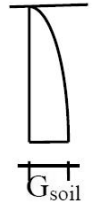
$$K_u = \left(\frac{E_p I}{R^3}\right) f_{u1} \quad (4)$$

$$K_\psi = \left(\frac{E_p I}{R}\right) f_{\psi1} \quad (5)$$

$$K_c = \left(\frac{E_p I}{R^2}\right) f_{c1} \quad (6)$$

여기서 $E_p I$ 는 기초의 휨강성, R 은 반지름 또는 등가 반지름을 의미한다. 또한 각 산정식의 f_{u1} 과 $f_{\psi1}$ 및 f_{c1} 는 지반의 포아송비 ν , 말뚝의 탄성계수 E_p 및 전단탄성계수 G 를 고려하여 결정하는 매개변수로 Table 5를 활용하여 산정할 수 있다.

Table 5. f_{u1} , $f_{\psi1}$, f_{c1} (Arya et al., 1979)

Soil profile	ν	E_p/G	$f_{\psi1}$	f_{c1}	f_{u1}	$f_{\psi2}$	f_{c2}	f_{u2}
 Parabolic soil profile	0.25	10,000	0.1800	-0.0144	0.0019	0.1450	-0.0252	0.0060
		2,500	0.2452	-0.0267	0.0047	0.2025	-0.0484	0.0159
		1,000	0.3000	-0.0400	0.0086	0.2499	-0.0737	0.0303
		500	0.3489	-0.0543	0.0136	0.2910	-0.1008	0.0491
		250	0.4049	-0.0734	0.0215	0.3361	-0.1370	0.0793
	0.4	10,000	0.1857	-0.0153	0.0020	0.1508	-0.0271	0.0067
		2,500	0.2529	-0.0284	0.0051	0.2101	-0.0519	0.0177
		1,000	0.3094	-0.0426	0.0094	0.2589	-0.0790	0.0336
		500	0.3596	-0.0577	0.0149	0.3009	-0.1079	0.0544
		250	0.4170	-0.0780	0.0236	0.3468	-0.1461	0.0880

4. 해상풍력시스템 하중해석 결과

4.1 모노파일과 해저지반 상호작용 모델

4.1.1 Winkler spring 모델

앞서 3.1절에서 정리한 winkler spring 도출방법을 바탕으로, 모노파일과 해저지반의 상호작용을 고려한 지반정수를 도출하였다. Winkler spring은 p-y 곡선, t-z 곡선, 그리고 q-w 곡선을 활용하여 산정하였으며, 각 곡선 모델은

Table 6. Winkler spring models for soil layer

	Clay	Rock
p-y curve	API (2007)	Reese (1997)
t-z curve	API (2007)	O'Neill & Hassan (1994)
q-w curve	-	Kraft et al. (1981)

점성토와 암반층에 따라 Table 6에 정리한 것과 같이 적용하였다.

Fig. 7은 점성토와 암반층의 깊이에 따라 산정한 p-y 곡선

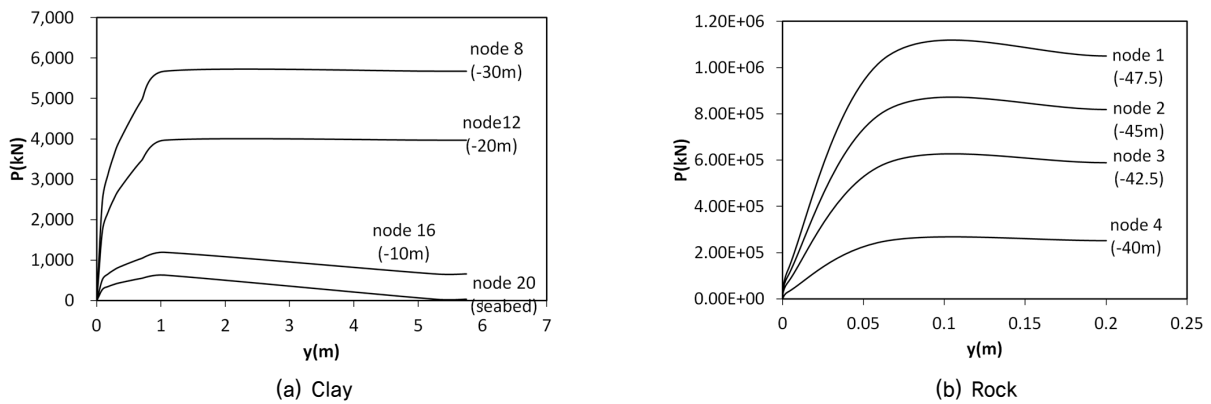


Fig. 7. Estimation of p-y curve for the soil layer

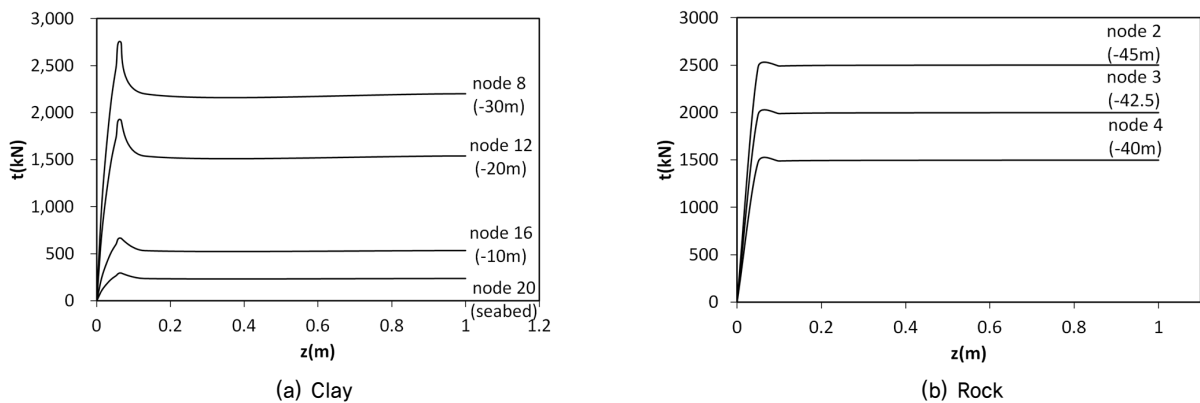


Fig. 8. Estimation of t-z curve for the soil layer

Table 7. Soil properties for coupled spring model

	Depth (L)	Shear wave velocity (V_s)	Unit weight (γ)	Shear elastic modulus (G)	Poisson's ratio (ν)
Unit	m	m/s	kN/m ³	MPa	-
Clay	40	110	16.5	22	0.35
Rock	7.5	1,000	24	2,300	0.25

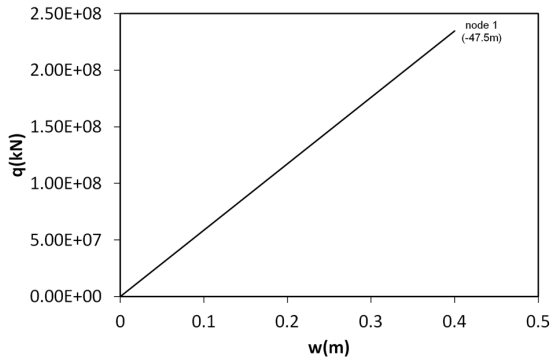


Fig. 9. Estimation of q-w curve for the rock

을 보여주고 있다. Fig. 7(a)는 점성토층에서의 해저면 부근과 심도 -10 m, -20 m, -30 m에서의 p-y 곡선 산정 결과를 보여주고 있으며, 곡선을 통해 심도가 깊어질수록 지반의 강성이 증가하고 있음을 확인할 수 있다. Fig. 7(b)는 암반층에서의 p-y 곡선 산정 결과를 보여주고 있으며, 심도가 깊어질수록 점성토와 마찬가지로 강성이 증가하는 경향을 보이고 있다.

Fig. 8의 (a)와 (b)는 점성토와 암반층의 깊이에 따라 산정한 t-z 곡선을 보여주고 있으며, 결과를 통해 역시 지층과 암반의 심도가 깊어질수록 마찰강성이 증가하고 있음을 확인할 수 있다.

암반층의 선단에서 산정한 q-w 곡선을 도시하면 Fig. 9와 같다.

4.1.2 Coupled spring 모델

Coupled spring은 3.2절에서 정리한 Novak(1974)의 방법을 통해 산정하였다. Novak의 방법을 활용하기 위해서는 대상지반의 전단파속도 V_s , 단위중량 γ , 전단탄성계수 G , 그리고 포아송비 ν 등이 필요하므로, Table 7과 같이 점성토와 암반층에 대한 물성을 가정하였다.

앞서 정리한 Novak의 방법과 지반물성을 활용하여 coupled spring에 해당하는 지반정수를 산정하였다. 산정 결과는 수직방향 7.43×10^9 N/m, 수평방향 2.24×10^8 N/m, 회전 1.47×10^{11} N·m/rad, 그리고 간섭 -4.19×10^9 N·m/m·rad과 같으며, 이를 Table 8에 정리하였다.

Table 8. Soil stiffness by coupled spring method

Vertical (K_v^{-1})	Horizontal (K_u^{-1})
N/m	N/m
7.43×10^9	2.24×10^8
Rotation (K_ψ^{-1})	Coupling (K_c^{-1})
N·m/rad	N·m/m·rad
1.47×10^{11}	-4.19×10^9

4.2 기초-지반 상호작용을 고려한 하중해석 결과

4.2.1 하중해석 결과

본 절에서는 2장에서 정리한 해상풍력터빈 모델과 4.1절을 통해 산정한 지반-기초구조물 상호작용 해석결과를 활용하여 본 절에서는 설계하중조건 DLC 1.3, DLC 6.1a, DLC 6.2a에 대한 GH-Bladed 해석을 수행하였다. 각 설계하중조건에 대한 해석 시 Fig. 10에 정리한 것과 같이 고정단, coupled spring, 그리고 winker spring 모델에 대해 수행하였으며, 각 지반정수 산정방법에 따른 해석결과는 해저면(seabed, -30 m)에서의 결과를 바탕으로 비교·검토하였다.

지반정수 산정방법과 설계하중조건에 따른 극한하중 산정 결과 동일한 설계하중조건에서는 고정단 모델의 하중이 전반적으로 크게 나타났고, winker spring 모델을 적용한 하중이 작게 나타나는 현상을 관찰하였다. 또한 동일한 지반 모델에서는 해상풍력터빈이 정지 상태에 있다고 가정한 설계하중조건 DLC 6.1a와 DLC 6.2a의 하중이 가동 중 상태에 있는 설계하중조건 DLC 1.3 조건과 비교하여 크게 산정되는 경향을 나타냈으며, 이에 대한 내용을 Fig. 12와 Fig. 13을 통해 상세히 살펴보았다. 이러한 결과는 초기 설정한 모노파일의 단면이 지반을 고정단으로 가정했을 때의 설계 결과임을 고려했을 때, 지반의 연성을 고려한 하중해석 결과를 적용하여 단면을 설계할 경우에는 결과의 변화를 가져올 수 있다는 것을 시사하고 있다. 이에 대한 검토를 위해 기초구조물 해석전용 프로그램인 L-Pile을 활용하여 Fig. 11과 같이 초기 기초구조물 모델인 직경(d)=7 m, 두께(t)=80 mm의 강관 모노파일을 토대하여 설계 단면 검토를 수행하였다.

위에서 수행한 GH-Bladed 해석결과 중 극한하중 해석결과를 바탕으로 해상풍력시스템 모노파일 설계를 위해 L-Pile

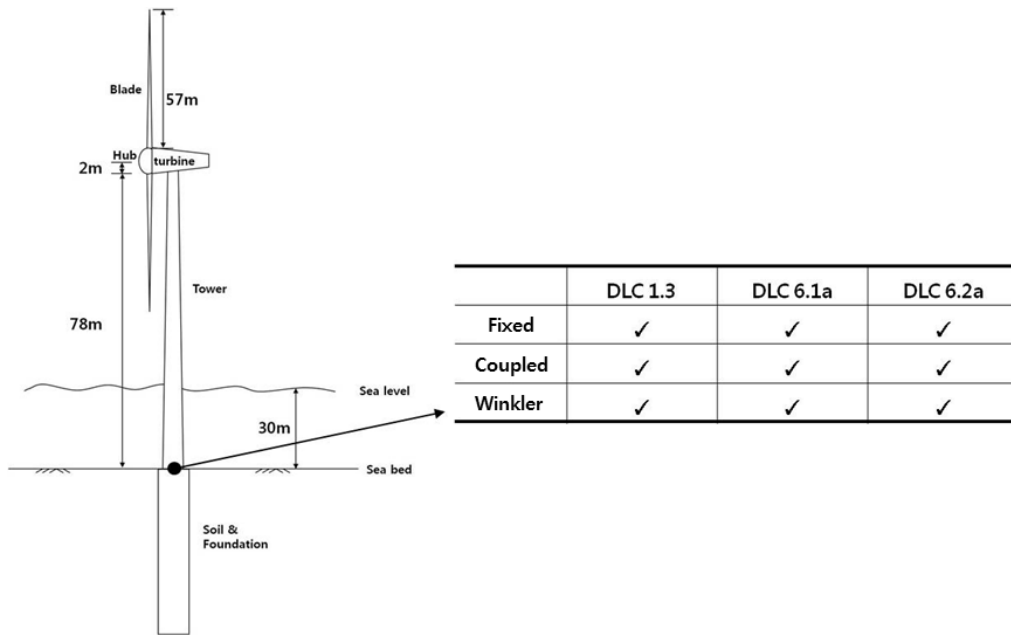


Fig. 10. Analysis type and DLC with GH-Bladed

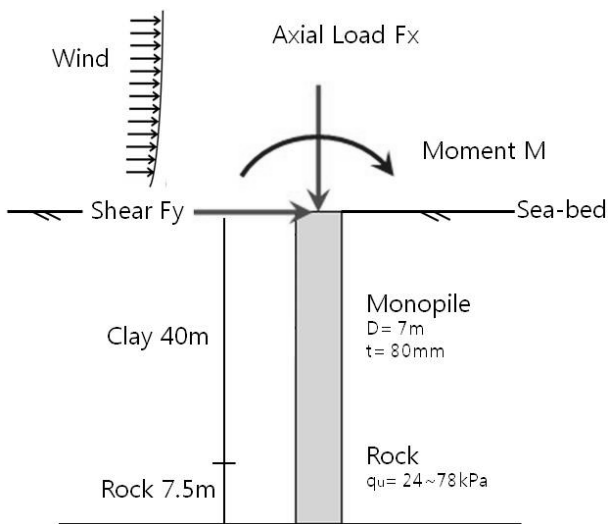
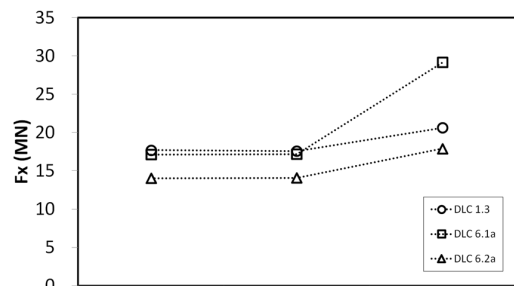
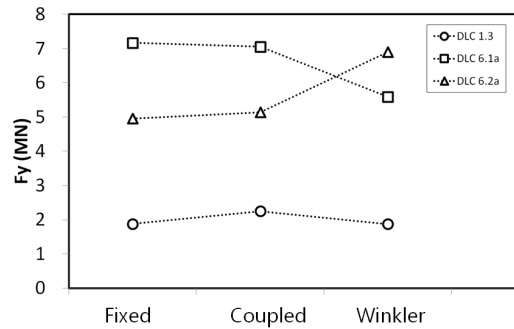


Fig. 11. Monopile-soil model for L-pile analysis

프로그램에 적용하기 위한 하중 F_x (수직), F_y (수평)와 모멘트 M_z 를 선정하였다. Fig. 12(a)에서와같이 산정 결과 중 수직하중 F_x 의 경우 coupled spring 모델로부터의 산정 결과가 winkler spring 모델의 산정 결과에 비해 작은 값을 나타내고 있음을 확인할 수 있다. 하지만 DLC 6.1a를 제외한 다른 DLC에서는 결과의 차이가 매우 적은 것을 볼 수 있다. 여기서 Winkler spring 모델을 적용한 수직하중 산정 결과가 고정단 모델과 coupled spring 모델 적용결과와 비교하여 증가하는 경향을 보이는 이유는 winkler spring 모델을 구현하고자 지반 깊이에 따라 모델링 한 기초구조물의 질량이 하중 산정 결과에 포함되었기 때문인 것으로 판단된다. Fig. 12(b)는 시스템 정면의 바람 방향으로부터 기초구조물에 재하되는



(a) F_x



(b) F_y

Fig. 12. Ultimate load with different model of stiffness and DLC

하중인 F_y 산정 결과를 보여준다. F_y 의 경우 지반정수 산정 방법에 따라 하중의 감소 또는 증가하는 경향이 뚜렷하게 나타나지는 않았으나, DLC 6.2a의 경우에는 coupled spring 모델이 winkler spring 모델의 하중해석 결과보다 다소 작게 나타나는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 13에 나타낸 M_z 의 경우 설계하중조건 DLC 1.3, DLC

6.1a, DLC 6.2a에 따른 모노파일 설계하중 산정 결과가 고정단과 coupled spring 모델에서 유사한 경향을 나타냈지만, winkler spring 모델에서는 각 DLC의 산정하중이 급격하게 감소하는 것을 확인할 수 있다. 이는 winkler 모델의 경우 토사 깊이에 따라 모노파일을 모델링하여 최대 모멘트 발생 위치가 해저면이 아닌 토사층 내에 위치하기 때문인 것으로 판단된다. 상기 극한하중 산정 결과 중 M_z 는 말뚝재료의 허용응력기준과 직접적인 연관성을 가지므로 기초구조물의 안정성을 결정하는 중요한 요인이다. 그러므로 지반모델링 방법에 따른 M_z 의 변화가 기초구조물의 단면설계에 영향을 미칠 것으로 예상된다.

4.2.2 모노파일 설계 단면 검토 결과

모노파일의 초기 단면 설정을 위한 설계하중은 위에서 정리한 Table 4의 순서를 따라 기초구조물과 지반의 관계를 고정단으로 가정하고 해석한 후 산정된 결과를 활용하였으며, 그중 Table 9의 고정단 해석결과 중 전체적인 산정 결과가 가장 크게 나타난 DLC 6.1a의 $F_x=17,138$ kN, $F_y=7,167$ kN과 $M=248,981$ kNm를 활용하였다.

상기 초기 하중을 활용하여 2.3절에 명시한 $d=7$ m, $t=80$ mm의 모노파일 기초구조물의 설계단면에 대한 검토를 수

Table 9. Initial monopile design load F_x^i, F_y^i, M^i with DLC 6.1a

	Axial (kN)	Shear (kN)	Moment (kNm)
Fixed	17,138	7,167	248,981

Table 10. Estimation of foundation stability with DLC 6.1a

D (m)	t (mm)	Model	A (m ²)	I (m ⁴)	Stress (kPa)	Result
5	60	Fixed	0.93	2.84	325,270	N.G
6	70	Fixed	1.30	5.74	165,000	N.G
7	80	Fixed	1.74	10.41	117,203	O.K

행하였다. 그 결과 모노파일이 받는 최대모멘트는 319,302 kN·m이고, Eq. (7)에 의해 산정한 작용 응력은 117,203 kPa로 나타났다. Table 10의 이러한 산정 결과는 본 논문에서 사용한 강재모델 SPS 400 모델의 허용응력 140,000 kPa 기준을 만족하는 것으로 확인하였다. 추가적으로 API의 기초구조물 직경에 따른 최소두께기준을 고려하여 $d=6$ m, $t=70$ mm, 그리고 $d=5$ m, $t=60$ mm 대한 검토를 수행하였으며, 모두 허용응력 기준을 초과하는 것으로 나타났다.

$$\sigma(kPa) = \frac{F_x}{A_p} + \frac{M_{\max}}{I} \cdot r \quad (7)$$

여기서 F_x 는 압축응력, M_{\max} 은 최대모멘트, A_p 는 기초구조물의 단면적, I 는 단면 2차 모멘트, r 는 기초구조물의 반경을 의미한다.

Eq. (7)에 따라 모노파일 설계하중을 산정하기 위해 4.1절에서 도출한 지반강성 즉 GH-Bladed상에 지반의 강성 K^i 를 적용하여 하중해석을 수행하였다. K^i 는 3장에서 정리한 것과 같이 coupled spring 방법과 winkler spring 방법을 통해 산정하였으며, 각 모델링 방법을 적용하여 $F_x^{i+1}, F_y^{i+1}, M^{i+1}$ 를 산정하여 Table 11에 정리하였다. 지반모델링 방법에 따라 산정된 K^i 를 적용한 해석결과 고정단인 경우와 coupled spring인 경우의 산정하중은 크게 차이가 나지 않았으나, winkler spring 모델의 산정하중은 모멘트가 상대적으로 크게 줄어든 것을 확인하였다.

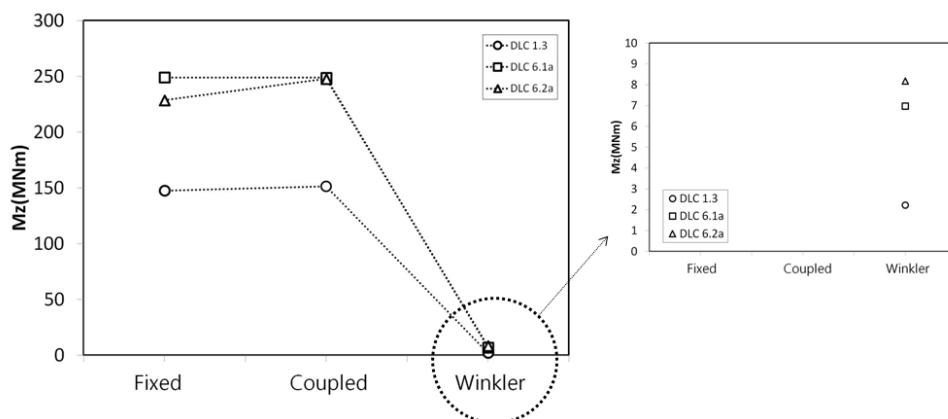


Fig. 13. Ultimate moment with different model of stiffness and DLC

Table 11. Monopile design load $F_x^{i+1}, F_y^{i+1}, M^{i+1}$ with DLC 6.1a

	Axial (kN)	Shear (kN)	Moment (kNm)
Coupled	17,192	7,052	248,719
Winkler	29,412	5,592	6,980

Table 12. Estimation of foundation stability with DLC 6.1a (winkler spring)

D (m)	t (mm)	Model	A (m ²)	I (m ⁴)	σ (kPa)	Result
5	60	Winkler	0.93	2.84	91,631	O.K

Table 13. Cross section of Monopile with DLC 6.2a

	Shear (kN)	Moment (kNm)	Axial (kN)		Cross section
Fixed	4,955.9	228,600	14,044	→	d=7 m, t=80 mm
Coupled	5,139.5	247,744	14,084		
Winkler	6,895.9	8,187.7	17,896		

Table 14. Cross section of Monopile with DLC 1.3

	Shear (kN)	Moment (kNm)	Axial (kN)		Cross Section
Fixed	1879.4	147,459	17,700	→	d=7 m, t=80 mm
Coupled	2247.5	151,245	17,588		
Winkler	1,873.0	2,223.6	20,638		

Table 11의 winkler spring 모델에 의한 기초설계하중 $F_x^{i+1}=29,412$ kN, $F_y^{i+1}=5,592$ kN, 그리고 $M^{i+1}=6,980$ kNm를 활용하여 모노파일의 단면변화에 대한 검토를 수행하였다. 초기 단면을 기준으로 단면적을 단계적으로 감소시킨 모델에 대하여 안정성 검토를 수행한 결과 Table 12와 같이 초기 설계단면 d=7 m, t=80 mm가 d=5 m, t=60 mm로 감소하는 것을 확인하였다.

또한 하중이 가장 크게 산정되어 단면검토에 대표적으로 사용된 설계하중조건 DLC 6.1a 조건뿐 아니라, DLC 6.2a와 DLC 1.3에 대한 단면 검토 결과를 Table 13과 Table 14에 정리하였다. 추가적으로 각 DLC에 대한 검토를 수행한 결과 DLC 6.2a와 DLC 1.3 모두 고정단 모델과 coupled spring 모델에서는 초기 단면모델과 비교하여 변화가 없었으나, winkler spring 모델은 모노파일의 제원이 d=5 m, t=60 mm인 감소단면을 만족시키는 설계하중을 나타냄으로써 상기 해석결과와 동일한 경향성을 확인하였다.

5. 결 론

본 연구에서는 지반-기초구조물 상호작용 모델링 방법과

이를 통해 산정한 기초구조물의 설계하중이 기초구조물의 단면설계에 미치는 영향을 살펴보았으며, 해상풍력시스템 해석 시 지반정수의 적용 방안과 다양한 산정방법이 해석결과에 미치는 영향을 검토하기 위한 연구를 수행하였다. 본 논문에서는 앞서 산정한 지반정수 즉 GH-Bladed에 지반의 강성을 적용하여 해석을 수행하고, 이를 통하여 산정한 설계하중을 활용하여 기초구조물 설계를 수행하였다.

본 논문에서는 GH-Bladed를 활용하여 앞서 정리한 해상풍력시스템 지반-기초구조물 상호작용 해석모델과 설계하중조건 DLC 1.3, DLC 6.1a, DLC 6.2a를 적용하여 모노파일 단면검토를 위한 하중을 산정하였다. 해석결과 설계하중 조건 중에서는 DLC 6.1a에 대한 해석결과가 가장 큰 하중을 나타냈으며, 지반 모델링 방법에 따라서는 winkler spring 적용을 통한 하중해석 결과가 공통적으로 가장 작은 결과를 나타내는 것을 확인할 수 있었다.

또한 기초구조물과 해저지반의 상호작용을 정의할 수 있는 고정단, coupled, winkler spring 모델 중 하중이 가장 크게 산정된 DLC 6.1a의 해석결과를 대표적으로 활용하여 기초구조물 초기 설계모델에 대한 안정성 검토를 수행하였다. 그 결과 모노파일의 초기 설계단면이 d=7 m, t=80 mm인 경우에는 고정단 모델과 coupled spring 모델을 적용한 해석결과에서는 단면의 변화가 나타나지 않는 것을 확인하였다. 반면 winkler spring 모델의 경우, 상기 두 모델과 비교하여 약 90 %가 넘는 하중의 감소를 나타냈으며, SPS 400형 모노파일의 설계 단면이 d=5 m, t=60 mm인 경우에 허용응력 및 변위기준을 만족하는 것으로 나타났다. 상기 해석결과 중 coupled spring 모델을 적용한 해석결과가 고정단 모델을 적용한 해석결과와 비교하여 큰 변화가 나타나지 않은 이유는 진동기 기초설계를 위해 활용되고 있는 Novak(1974)의 방법이 반복하중에 의한 미소변위를 구현하는데 더욱 적합한 모델이므로, 본 논문에서 가정된 지반의 특성이 세밀하게 반영하지 않았기 때문이라고 판단된다. 만약 상기 방법을 활용하여 본 논문에서 사용한 지반에 비해 더욱 연약한 물성을 적용할 경우에는 하중 해석결과에 차이가 있을 것으로 판단된다. 또한 DLC 6.2a와 DLC 1.3의 경우 상기 해석결과와 동일한 경향성을 보이며, winkler spring 모델의 적용을 통한 단면감소를 확인할 수 있었다.

본 논문의 최종연구 단계로 수행된 상기 연구를 통하여 해상풍력시스템의 기초구조물 설계 시, 지반-기초구조물 상호작용을 고려한 모델링 방법이 기초구조물 설계하중 산정 결과에 큰 영향을 미치는 것을 확인하였다. 그러나 모델링 방법에 따라서 산정 결과의 격차가 매우 큰 것으로 나타남에 따라 해상풍력시스템 기초구조물 설계를 위한 합리적인

지반 모델링 방법을 제안하기에 앞서, 향후 기초구조물의 과다·과소설계를 방지에 기여 할 수 있는 합리적인 기초-지반 상호작용 모델링 방안을 정립하기 위한 노력이 필요할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 지식경제부의 재원으로 한국에너지기술평가원(KETEP)이 지원(과제번호: 2011T100200105)과 국토해양부가 주관하고 국토교통과학기술진흥원이 시행하는 2010 건설기술혁신사업(과제번호: 10기술혁신E04) 지원으로 이루어진 것으로 이에 감사를 드립니다.

References

1. Arya, S., O'Neill, M. and Pincus, G. (1979), Design of structures and foundations for vibrating machines, Gulf Publishing Company, Huston, Texas, pp. 77~90.
2. API (2007), Recommended practice for planning, Designing And Constructing Fixed Offshore Platforms-working Stress Design, API RP 2A-WSD, American Petroleum Institute: 21st ed, pp. 61~68.
3. Coyle, H. M. and Reese, L. C. (1966), Load transfer for axially loaded piles in clay, Journal of Soil Mechanics And Foundation Engineering Division, Vol. 93, No. 8, pp. 261~278.
4. Harte, M., Basu, B. and Nielsen, S. R. K. (2012), Dynamic analysis of wind turbines including soil structure interaction, Engineering Structure, Vol. 45, No. 12, pp. 509~518.
5. IEC 61400-3 (2009), International standard. part 3: design requirements for offshore wind turbines, Geneva. Switzerland, International Electrotechnical Commission: 1st ed, pp. 36~39.
6. Kraft, L. M., Ray, R. P. and Kagawa, T. (1981), Theoretical t-z curves, Journal of Geotechnical Engineering Division. Vol, 107, No. 11, pp. 1543~1561.
7. Malhotra, S. (2004), Soil pile structure interaction during earthquakes, Proceedings of the GeoInstitute's Conference on Geotechnical Engineering for Transportation infrastructure, Los Angeles, Vol. 1, pp. 428~440.
8. Matlock, H. (1970), Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay, Proceeding of 2th Offshore Technology Conference, Houston. Texas, Vol. 1, No. 1, pp. 577~607.
9. Novak, M. (1974), Dynamic stiffness and damping of piles, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 4, pp. 574~598.
10. NREL (2014), www.nrel.gov, National Renewable Energy Laboratory.
11. O'Neill, M. W. and Hassen, K. M. (1994), Drilled shaft: effects of construction on performance and design criteria, Proceedings of the International Conference on Design And Construction of Deep Foundations, Federal Highways Administration, Washington D.C., Vol. 1, pp. 137~187.
12. Reese, L. C. (1997), Analysis of laterally loaded piles in weak rock, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental. Engineering, Vol. 101, No. 7, pp. 1010~1017.