

서남해안 해상풍력단지 말뚝기초의 부분안전계수

윤길림* · 김선빈** · 권오순*** · 유무성****

Yoon, Gil Lim*, Kim, Sun Bin**, Kwon, O Soon***, Yoo, Moo Sung****

Partial Safety Factor of Offshore Wind Turbine Pile Foundation in West-South Mainland Sea

ABSTRACT

This paper is aimed to suggest a site specific partial safety factor of offshore wind turbine (OWT) pile foundation design for the offshore wind turbine complex at a West-South mainland sea in Korea. International offshore wind design standards such as IEC, GL, DNV, API, ISO and EUROCODE were compared with each partial safety factor and resistance factor. Soil uncertainty analysis using a large number of soil data sampled was carried out, and their results were adapted to estimate partial safety factor of OWT pile foundation through reliability analyses. The representative partial safety factor has been estimated as 1.3. When a proposed partial factor is willing to use to other sites, it is recommended that further studies on code calibration are required to validate their accuracy using more site characterization data.

Key words : Offshore wind turbine, Pile foundation, Reliability based design, Partial factor, Resistance factor, Soil variability

초록

본 논문은 국내 서남해안 해상풍력발전 하부기초설계 시 신뢰성 기반의 한계상태설계법 적용을 위한 말뚝기초의 부분안전계수를 제안하고자 한다. 우선, 해상풍력관련 국제 설계기준서인 IEC, GL, DNV, API, ISO, EUROCODE 등에서 제시한 다양한 부분안전계수 및 저항계수를 비교분석하였다. 그리고 부안-영광 및 새만금 해역의 서남해안 해상풍력단지의 지반조사 결과를 가지고 불확실성 분석을 수행하였다. 불확실성 분석 결과를 토대로 신뢰성해석을 수행하여 지반정수에 대한 부분안전계수를 산정하였으며, 서남해안 지역의 해상풍력 말뚝기초의 부분안전계수는 1.3으로 평가되었다. 본 논문에서 제안된 부분안전계수는 서남해안에서의 지반조사 결과를 근거로 산정된 것이므로 기타 광역단위 해역에 활용하기 위해서는 추가적인 조사 및 지반정수에 대한 불확실성 분석을 통해 보정이 필요하다고 판단된다.

검색어 : 해상풍력, 말뚝기초, 신뢰성 설계, 부분안전계수, 저항계수, 지반 변동성

1. 서론

신재생에너지 중에서 주 에너지로 주목받고 있는 것은 풍력이며 세계시장 규모는 2010년 기준으로 전체 신재생에너지 2,430억\$에서 풍력이 960억\$로 추정되고 있다. 또한 그 규모가 매년 급증하는 추세에 있으며 최근들어 풍력이 가지는 소음·진동 등의 문제로 인하여 해상풍력발전이 확산되는 추세에 있다. 국내에서는 서남해안 부안-영광 해상일대를 본격적인 해상풍력단지로 개발하기 위하여 실증-시범화

* 정회원 · 한국해양과학기술원 연안개발 에너지연구부 영년직연구원, 공학박사 (Korea Institute of Ocean Science & Technology · glyoon@kiost.ac)

** 교신저자 · 한국해양과학기술원 연안개발 에너지연구부 연구원

(Corresponding Author · Korea Institute of Ocean Science & Technology · ksb9677@kiost.ac)

*** 정회원 · 한국해양과학기술원 연안개발 에너지연구부 책임연구원, 공학박사 (Korea Institute of Ocean Science & Technology · oskwon@kiost.ac)

**** 한국전력공사 전력연구원 사업화기술개발실 차장 (Korea Electric Power Research Institute · faust001@kepri.re.kr)

Received April 11, 2014/ revised May 15, 2014/ accepted August 29, 2014

산의 3단계로 총 2.5GW 규모로 개발될 예정이다. 해상풍력발전기는 육상 풍력발전기와 달리 수중 기초 구조물 및 지반 설계에 따른 시공비용이 전체 금액의 약 30~40% 정도를 차지하고 있어 이 분야의 안전성 확보는 물론 비용 절감을 위해서 최적의 기초설계 기준이 필요한 실정이다.

해상풍력기초에 관한 설계기준은 아직까지 국내에서는 전무한 상황이며, 국외 기준인 DNV-OS-J101 (2011), GL (2005), IEC 61400-3 (2009)가 제한적으로 이용되고 있다. 이들 설계기준은 국내와는 다른 조건인 유럽의 해양환경을 토대로 정립되고 신뢰성 기반 한계상태설계법을 근간으로 하고 있어 기초구조물 설계시 허용응력설계법을 적용하고 있는 국내 실정과는 차이가 있다. 따라서 국내 해양환경에 맞는 설계기준의 정립이 시급하며, 아울러 국제기준이 요구하는 방향과 부합되도록 신뢰성 기반 한계상태설계법으로의 설계방식이 요구된다. 이러한 맥락에서 본 논문에서는 해상풍력발전 기초구조물의 설계를 위한 한계상태설계법의 기본개념과 해상풍력 지지구조물을 포함한 해상 구조물에 대한 국외 설계기준을 비교분석한 내용을 소개하였다. 그리고 서남해 2.5GW 해상풍력 사업단지 및 새만금 풍력발전 시범단지 해상에서 수행된 지반조사결과를 이용하여 해저 기초지반의 확률분포 및 변동성 분석을 수행하였으며, 이를 토대로 한계상태설계법 기반의 신뢰성 해석을 수행하여 국내 서남해안 해상풍력단지 설계 시 활용이 가능한 부분안전계수를 제안하였다.

2. 해상풍력발전 기초구조물 설계법

2.1 확률론적 기반 신뢰성설계법

전통적으로 지반구조물 설계의 타당성 평가를 위해 결정론적 설계법인 안전율 개념의 허용응력설계법이 이용되었다. 저항과 하중의 비로 표현되는 기존의 안전율 개념은 지반구조물의 상대적인 신뢰성을 측정하는 것이 불가능하며 실제로 설계변수인 재료특성, 강도, 하중 등이 불확실성을 포함하고 있음에도 이를 반영하지 못하고 각 설계정수에 대한 평균치나 대표값을 이용하고 있다. 이렇게 구한 안전율은 구조물의 조건, 기술자의 판단, 설계변수에 적용될 보수성 등을 대부분 경험적으로 반영하여 왔다. 안전율에 대한 또 다른 방법인 확률론적 접근법은 설계변수의 불확실성 (uncertainty)을 보다 명료하게 하여 안전율의 개념을 확대한 것이다. 이러한 불확실성은 기존의 데이터나 판단에 의해 할당된 데이터

를 통계 분석하여 정량화 시킬 수 있다. 비록, 지반 기술자의 판단에 의해 결정된 데이터라 할지라도 이 방법은 각 설계 파라메타의 불확실성을 판단할 수 있는 정보를 제공해 주기 때문에 결정론적 방법보다는 의미가 있다고 할 수 있다. 불확실성 자체를 정량적으로 고려하는 확률론적 기반의 신뢰성해석 방법은 파괴의 가능성 즉, 한계상태 초과확률 또는 파괴확률을 정량적으로 제시해 준다.

이러한 신뢰성해석을 이용한 다양한 설계방법이 개발되어 왔으며, Table 1에 제시된 바와 같이 크게 3가지의 신뢰성 설계방법으로 구분된다. 먼저 Level II 방법은 한계상태함수의 평균치 또는 파괴점 부근에서 근사해를 찾는 근사화 방법으로 신뢰성해석 결과로부터 얻은 신뢰도지수(β)가 목표신뢰도지수(β_T) 이상을 만족하도록 설계하는 방법이다. Level III 방법은 한계상태함수를 근사화하지 않고 직접 적분하거나 수많은 난수를 생성시켜 파괴가 일어나는 경우의 수를 찾는 추출법으로 파괴확률(P_f)이 목표파괴확률(P_{fT}) 이하가 되도록 설계하는 방법이다. 이와는 달리 Level I 방법은 설계변수의 불확실성 정도를 하중계수와 저항계수 혹은 부분안전계수에 반영하여 설계기준식을 만족하도록 설계하는 방법이다.

본 논문에서는 상기 수준별 신뢰성 설계방법 중 현재까지 국외 해상 풍력발전기 기초의 설계기준에서 근간이 되고 있는 Level I에 해당하는 부분안전계수(저항계수)를 중심으로 살펴보고자 한다. Level I 방법에 대해 보다 구체적으로 살펴보면, 확률론적인 설계방법의 기본개념으로 부분안전계수들을 각각에 해당하는 특성값(characteristic value)에 나누어 주거나 또는 곱해서 아래 조건을 만족시킴으로써 구조물의 안정성을 확보하도록 설계하는 방법이다.

$$R_d \left(\frac{x_{k1}}{\gamma_{r1}}, \dots, \frac{x_{kn}}{\gamma_{rn}} \right) \geq S_d (y_{k1} \cdot \gamma_{s1}, \dots, y_{km} \cdot \gamma_{sm}) \quad (1)$$

여기서, R_d 와 S_d 는 저항 및 하중의 설계값이고, x_k 및 y_k 는 확률변수 x 와 y 의 특성값, γ_r 과 γ_s 는 각각 저항과 하중의 부분계수를 나타낸다.

Level I의 방법은 Fig. 1과 같이 나타낼 수 있다. 각각의 항목을 대표하는 값을 특성값이라 하는데 일반적인 표준정규분포의 경우, 평균값이 μ 이고 표준편차값이 σ 일 때 특성값은 $(\mu - 1.64\sigma)$ 와 $(\mu + 1.64\sigma)$ 로 적용된다. 즉 최저, 최고 5%값에 해당되는 경계조건을 의미하며 각각의 특성값은 많은 샘플시험을 통해서 결정된다.

Table 1. Level of Reliability Analysis

Reliability analysis	Design approach
Level I	$\phi R_n \geq \sum \gamma_i L_{ni}$ (ϕ : Resistance factor, γ_i : Load factor)
Level II	$\beta \geq \beta_T$; FORM, SORM
Level III	$P_f \leq P_{fT}$; Monte Carlo simulation, importance sampling

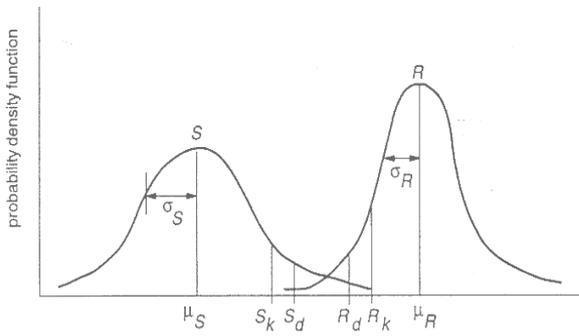


Fig. 1. Principle of the Partial Safety Factors of Level I

Level I 방법은 사용상 간편성과 기존 설계법과의 유사한 형식 때문에 한계상태 설계코드인 유로코드(Eurocode)와 하중저항계수 설계법(LRFD)에서 채택하는 부분안전계수법을 의미하고 있으며, 중국과 일본 등의 국가에서도 유사한 형태의 한계상태설계기준을 사용하고 있다.

2.2 해상풍력 지지구조물 기초의 한계상태설계

한계상태(limit state)는 구조물이나 구조요소가 설계 요구조건을 더 이상 만족시킬 수 없는 최종상태를 가리킨다. 구조물의 사용목적과 중요도에 따라 한계상태를 결정할 수 있으며, 지반공학에서의 안전영역(safety margin)은 주로 불확실성과 지반 물성치 모델에서의 근사성, 적용 외부하중의 변화성 등에 의존한다. 그러므로 불확실성들을 정량화할 수 있다면, 신뢰성이론을 사용하여 합리적이며 경제적인 기초설계가 가능하다. 그리고 한계상태설계란 대상 구조물에 대하여 가능한 한계상태를 정의하고 각 한계상태에 대한 발생확률이 허용 위험수준 이내에 들도록 설계하는 것이다.

해상풍력 구조물을 다루고 있는 DNV (2011)에서는 극한한계상태와 사용한계상태, 피로한계상태, 사고한계상태와 같은 4가지 한계상태를 고려하고 있으며, 이중 기초설계 시에는 극한한계상태와 사용한계상태를 고려해야 한다. 먼저 극한한계상태(ultimate limit state, ULS)는 구조물에 작용하는 최대 하중에 대해 구조부재 혹은 기초지반이 저항력을 상실한 상태를 의미하며, ULS 설계는

구조물의 안전성 확보를 위한 가장 기본적인 설계항목이다. 기초설계 관점에서는 말뚝재료의 압축과 휨모멘트, 말뚝의 연직지지력과 수평지지력 등이 이에 해당한다. 사용한계상태(serviceability limit state, SLS)는 풍력발전기가 제대로 작동하지 않을 정도의 변위 혹은 비구조적인 요소들과 걸표면(finish)에 해가 될 만한 변위, 사람에게 불안감을 주는 정도의 진동, 구조물의 외적미감을 저해하는 정도의 변형이나 변위 등을 말한다. 일반적인 토목구조물에서의 기초와는 달리 풍력발전기의 기초는 풍력과 조류력, 파력 등의 수평력에 지배되므로 기초의 수평거동이 주요 관심사가 되며, 기초설계 시에는 기초의 변형으로 인해 풍력발전기의 작동이 저해되지 않도록 말뚝두부에서의 회전각과 수평변위를 허용치 이내로 확보하여야 한다.

2.3 해상풍력 지지구조 설계기준

해상풍력 및 이와 관련된 국외 설계기준들은 대부분 한계상태설계법을 근간으로 하고 있으며, 이에 따라 기초 설계시 핵심이 되는 하중과 저항에 관한 저항계수 및 부분계수를 제시하고 있다. 설계기준에서 제시하고 있는 부분(저항)계수를 비교해 보면 다음과 같다. 각각의 기준에서 부분계수는 저항값 혹은 재료의 강도 특성값에 곱하거나 나누어지는 형태로 적용되어 1.0 이하 또는 1.0 이상의 값으로 표현되어 있다. 본 논문에서는 이해를 돕기 위하여 저항계수는 전체 저항값에 곱하여지는 형태로 정의하여 1.0 이하의 값으로, 재료계수는 재료의 강도 특성값에 나누어지는 형태로 정의하여 1.0 이상의 값으로 통일하여 비교하였다.

Table 2는 이같은 방법으로 설계기준별 저항계수 및 재료에 대한 부분계수를 비교하여 정리한 것이다. 이를 살펴보면 저항계수의 경우 IEC와 GL 기준을 제외한 대부분의 설계기준서에 제시되어 있음을 알 수 있으며, 재료계수는 DNV와 ISO, Eurocode의 기준서에는 제시되어 있으나, API 기준에는 제시되어 있지 않고 있다. API 기준은 LRFD를 기반으로 하고 있으며, 그밖의 기준은 부분안전계수 개념에 근거한 설계법을 적용하기 때문으로 보여진다. 한편, IEC와 GL 기준서에는 저항력 산정을 위한 별도의 저항계수 혹은 부분계수를 제시하고 있지는 않으며, Eurocode와 API-LRFD 및

Table 2. Comparison of Resistance Factors and Partial Factors for Soil Parameters on the Design Criteria

Partial Factor		API	IEC	GL	DNV	ISO	Eurocode
Resistance Factor	Extreme load	0.8	+	+	0.8	0.8	0.625~1.0
	Operating load	0.7	+	+	-	0.67	-
Partial Factor	ULS	-	+	+	1.25(TSA) 1.15(ESA)	-	1.0~1.4
	SLS	-	+	+	1.0	1.0	-

(TSA) : Total stress analysis / (ESA) : Effective stress analysis

+Refer to the internationally recognised standards such as API-LRFD, eurocode and ISO

국제적으로 인정된 값을 사용하도록 권장하고 있다. 각 기준별 적용하고 있는 저항계수를 구체적으로 살펴보면, 극한하중에 대해 API, DNV, ISO 기준에서 모두 0.8을 적용하고 있으며, 상사하중의 경우 API와 ISO에서 0.67~0.7 범위로 적용하고 있다. 하중조합 및 설계접근법에 따라 저항계수를 구분하여 적용하고 있는 Eurocode를 배제하면, 저항계수는 검토하중 조건별로 대체로 유사한 범위의 값을 적용하고 있음을 확인할 수 있다. DNV와 ISO, Eurocode의 기준서에 제시하고 있는 재료계수의 경우, 극한한계상태 고려 시 1.0~1.4 범위이며, 사용한계상태 고려 시 모두 1.0을 적용하고 있다. 저항계수와 마찬가지로 Eurocode에서는 하중조합 및 설계접근법에 따라서 재료계수 역시 달리 적용함에 따라 그 분산 폭이 비교적 크게 나타나고 있음을 알 수 있다. 한편, DNV 가이드라인에서는 극한한계상태의 재료계수에 대해 전응력 해석방법과 유효응력 해석방법 적용여부에 따라 각각 다른 계수를 제시하고 있다.

상기 해상풍력발전기 지지구조에 대한 국외 설계기준의 안전도 수준 정도를 파악하기 위하여 LRFD의 안전을 개념을 적용하여 등가안전수준(FS_{LRFD})을 Eq. (2)와 같이 개략 추정하였다(Jang et al., 2012). 이는 해상풍력 구조물에 작용하는 대표적인 하중조건(자중, 풍하중, 파랑, 조류, 추력, 침하, 온도하중 등)에 대한 조합하중의 평균하중계수를 선형적으로 조합하여 산정하고, 이를 저항에 대한 부분계수 혹은 재료계수를 저항계수로 나눈 값이다.

Table 3. Comparison of Equivalent Safety Level on the Design Criteria (Based on the Maximum)

Design Criteria	Average load factor(γ)	Resistance factor(ϕ)	FS_{LRFD}
IEC 61400-3	1.35	0.70	1.92
GL	1.35	0.80	1.69
DNV-OS-J101	1.20	0.80	1.50
API-LRFD	1.38	0.70	1.97
ISO 19902	1.38	0.67	2.06
Eurocode	1.26	0.77	1.63

Table 4. Range of the COVs of Soil Properties

Physical property		Mechanical property		
Soil Property	COV(%)	Soil Property	COV(%)	
Unit weight	3~10	Shear strength	Drained(sand, clay)	3~12
Liquid limit(clay, silt)	3~30		Undrained(clay, clayey silt)	10~63
Plastic limit(clay, silt)	3~30	Angle of shear resistance	Sand	2~14
Water content(clay, silt)	8~30		Gravel	7
Relative density	10~40		Clay	10~56
Specific gravity	2		Silt	4~23
Saturation	10	Cone resistance		5~60
		N-value(SPT)		15~50
		Dilatometer tip resistance		5~15

$$FS_{LRFD} = \frac{\gamma}{\phi} \tag{2}$$

여기서, γ = 조합하중에 대한 평균하중계수, ϕ : 저항에 대한 부분계수(저항계수)

Eq. (2)를 토대로 각 설계기준별 등가안전수준 계산값을 최대값 기준으로 정리하면 Table 3과 같으며, 1.50~2.06 범위로 정리된다. 이는 허용응력설계법 적용기준인 API RP 2A-WSD에서 제시하고 있는 하중조건별 안전을 1.5~2.0 범위와도 유사하다. 하지만 국내의 항만 및 어항설계기준과 구조물기초 설계기준에서 제시하는 안전을 2.5~3.0과는 상당한 차이를 나타낸다. 다만, 이와같이 산정한 등가안전수준은 조합하중에 대한 평균하중계수를 선형적으로 조합하여 개략 산정한 것이므로 조합하중 각각의 하중크기를 실제로 반영하는 경우 그 값은 차이가 있을 수 있다.

3. 서남해안 해상풍력단지의 지반 특성 및 지반정수 변동성

3.1 지반정수의 변동성

기초설계를 위하여 보통 지반을 구성하는 흙은 균질한 층으로 가정하는 것이 일반적이며, 결정론적 개념으로 판단하면 지층의 심도와 성질은 편차가 없는 단일 값으로 대표된다. 이러한 가정은 지반이 수평 및 연직방향에서 공간적 변동성 없이 국부적으로 균질함을 의미한다. 그러나 지층은 흙의 퇴적이력(stress history)에 따라 성질이 크게 변화하고 지반의 특성도 심도와 공간적 위치에 따라 다르므로 확률변수(random variable)로 취급함이 타당하다. 일반적으로 지반에 대한 변동성은 지반정수에 대해 표준편차와 평균값의 비인 변동계수(COV)로 표현되며, 이는 그 생성위치, 퇴적환경, 기후 등에 따라 매우 다양하여 단일화된 수치로 정의하기는 어렵다. 일반적으로 같은 공간적 범위 내에서 샘플수가 많을수록 변동계수는 감소하는 경향이 있다. Table 4에서는 현재까지 연구된 지반정수의 물리적 특성과 역학적 특성 및 압밀특성에 대한 변동계수를 각각 제시하고 있는데, 조사자료가 부족한 경우 이와 같은

자료를 참조할 수 있다(Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs, Korea Institute of Marine Science&Technology Promotion, 2011).

3.2 서남해안 해상풍력단지 예정해역 지반조사자료

본 연구에서는 서남해안 해상풍력단지 해저기초지반에 대한 확률분포 특성 및 변동성 분석을 위해 현재까지 실시된 부안-영광 해역의 서남해 2.5GW 해상풍력 사업단지 11공, 새만금 풍력발전 시범단지 14공의 시추조사자료를 이용하였다. 해당 해역의 해저지반에 대한 물리적 특성 및 지반정수에 대한 분석은 각 시추공별로 수행된 기본물성시험 및 실내의 역학시험 결과자료를 사용하였다. Fig. 2는 각 해역에서 수행된 지반조사 위치를 나타낸다.

3.3 연구대상 해역 지반특성 및 지반정수 변동성

지반특성에 대한 변동성 분석 시 지반 특성값이 공간적 위치에 따라서 일정하게 증가하거나 감소하는 등의 경향을 보일 경우에는 이러한 경향성이 배제될 만큼 분석구간을 나누어 분석하는 것이

필요하다. 이를 위해 본 논문에서는 부안-영광 해역의 서남해 2.5GW 해상풍력 사업단지 및 새만금 풍력발전 시범단지 해역을 구분하여 지반특성의 변동성을 분석하였으며, 심도별 지층의 물리적·역학적 특성의 경향성을 고려하여 지반정수에 대한 통계량을 산정하였다.

서남해안 풍력발전 예정단지 해역별 지층분포는 표준관입시험 결과로부터 Tables 5 and 6과 같이 정리된다. 전반적으로 상부로부터 해상점토(ML, CL)와 해상사질토(SM, SP, SW-SM, GP)로 구성된 해상퇴적층이 분포하고, 해상퇴적층 하부에 풍화토와 풍화암, 연암 순의 층서로 되어 있다. 해상퇴적층의 두께는 부안-영광 해역의 경우 24.3~62.5m 정도이고, 새만금 해역은 29.6~47.0m 정도이며, 외해일수록 두께가 두터워지는 경향을 나타내고 있다.

연구대상 해역의 지반특성 및 지반정수의 변동성은 기초의 거동에 지배적인 영향을 미치게 되는 풍화토 상부의 해상퇴적층을 대상으로 하였으며, 지반정수 중 비배수전단강도, 점착력, 내부마찰각으로 대표되는 역학적 특성값을 중심으로 분석하였다. 대상 해역의 해저지반이 퇴적층이 두껍게 분포하고 있어 수평하중에 지배되

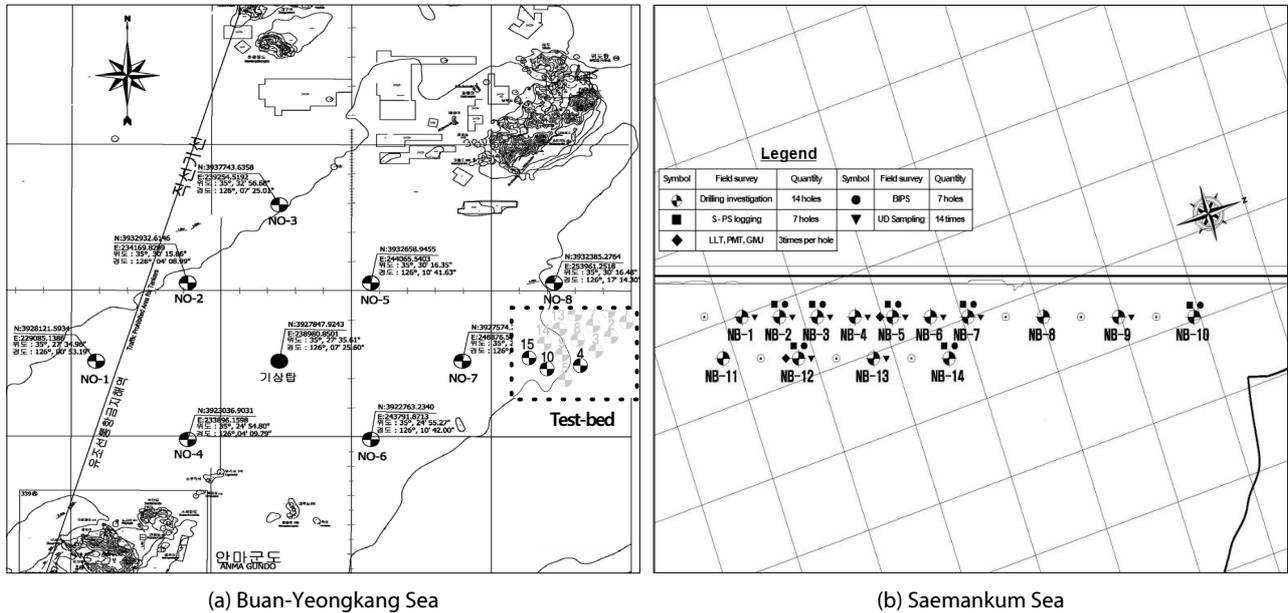


Fig. 2. Location of Drilling Boreholes

Table 5. Bottom Elevation of Soil Layer at Buan-Yeongkang Sea

Soil layer	USCS	Bottom elevation, m										
		NO-1	NO-2	NO-3	NO-4	NO-5	NO-6	NO-7	NO-8	#4	#10	#15
Marine deposit	ML, CL, CH, SM, SW-SM	-62.5	-55.5	-54.7	-59.3	-28.0	-48.0	-46.0	-39.0	-32.5	-24.3	-39.0
	Weathered soil	-67.0	-	-57.0	-60.5	-32.0	-67.0	-57.0	-	-35.0	-27.0	-
	Weathered rock	-	-58.5	-61.4	-	-38.0	-	-59.0	-41.0	-42.0	-34.0	-41.3
	Soft rock	-72.0	-63.5	-66.4	-	-43.0	-72.0	-64.0	-46.0	-	-	-44.0

Table 6. Bottom Elevation of Soil Layer at Saemankum Sea

Soil layer	USCS	Bottom elevation, m													
		NB-1	NB-2	NB-3	NB-4	NB-5	NB-6	NB-7	NB-8	NB-9	NB-10	NB-11	NB-12	NB-13	NB-14
Marine deposit	ML, CL, SM, SP, GP	-36.8	-36.0	-36.0	-29.6	-37.0	-33.5	-37.5	-30.5	-36.5	-27.8	-47.0	-46.6	-46.2	-42.3
Weathered soil		-40.5	-40.5	-43.0	-39.0	-	-34.3	-	-	-	-36.0	-51.0	-54.0	-49.5	-
Weathered rock		-42.2	-54.0	-51.0	-54.0	-	-	-	-32.5	-	-44.5	-53.0	-63.0	-	-
Soft rock		-46.7	-57.0	-57.0	-58.0	-41.0	-36.5	-48.0	-35.5	-41.0	-52.0	-56.0	-69.0	-53.0	-48.0

Table 7. Physical Properties of Sedimentary Marine Deposit at Buan-Yeongkang Sea

Borehole No.	Depth (m)	w_n (%)	G_s	Atterberg Limits		e_0	C_c	P_c (kPa)	N -value	USCS
				LL (%)	PI (%)					
No-3	17.0~17.8	44.0	2.71	47.4	23.0	1.285	0.435	111	8	CL
No-4	17.0~17.8	40.5	2.70	43.9	21.9	1.156	0.409	108	9	CL
No-7	7.0~7.8	38.3	2.70	32.9	10.8	0.977	0.205	82	5	CL
No-8	7.0~7.8	38.7	2.70	31.2	13.6	1.070	0.374	83	2	CL
#4	4.0~4.8	31.7	2.67	N.P	N.P	-	-	-	0	ML
	6.0~6.8	30.3	2.67	N.P	N.P	-	-	-	2	ML
	7.2~8.0	32.7	2.66	36.6	12.2	0.870	0.224	239	7	CL
	13.0~16.0	23.3	2.65	N.P	N.P	-	-	-	8~13	SM
#10	4.0~4.8	26.6	2.63	N.P	N.P	-	-	-	6	ML
	9.0~9.8	44.9	2.66	49.1	28.3	1.197	0.236	141	12	CL
	12.0~18.0	26.2	2.67	N.P	N.P	-	-	-	30~50	SM
#15	5.0~5.8	48.1	2.69	58.6	35.8	1.313	0.489	144	4	CH
	8.0~8.8	42.5	2.69	59.9	36.3	-	-	-	3	CH
	11.2~12.0	39.7	2.69	42.4	16.7	-	-	-	3	CL
	37.0~39.0	19.1	2.64	N.P	N.P	-	-	-	49	SW-SM

w_n : Water content, G_s : Specific gravity, e_0 : Initial void ratio, C_c : Compression index, P_c : Pre-consolidation pressure, N -value : SPT blow count per 30cm, N.P : non-plastic

Table 8. Physical Properties of Sedimentary Marine Deposit at Saemankum Sea

Borehole No.	Depth (m)	w_n (%)	G_s	Atterberg Limits		e_0	C_c	P_c (kPa)	N -value	USCS
				LL (%)	PI (%)					
NB-1	3.0	27.3	2.67	N.P	N.P	-	-	-	6	ML
NB-1	14.0~14.8	43.1	2.68	34.9	13.0	-	-	-	4	CL
NB-1	37.5	33.3	2.66	N.P	N.P	-	-	-	30	SM
NB-2	5.2~6.0	33.1	2.68	36.3	15.0	0.981	0.284	82	3	CL
NB-3	8.0~8.8	33.3	2.69	43.3	24.1	-	-	-	0	CL
NB-4	6.5~7.3	32.7	2.68	40.1	21.3	0.912	0.313	189	2	CL
NB-5	6.0	20.8	2.65	N.P	N.P	-	-	-	3	SM
NB-5	8.5~9.3	33.8	2.68	30.7	8.6	0.947	0.301	180	4	CL
NB-5	15.5~16.3	38.2	2.69	49.4	27.6	1.097	0.384	75	5	CL
NB-6	8.0~8.8	33.5	2.69	44.9	24.3	-	-	-	5	CL
NB-7	3.7~4.5	35.9	2.68	37.4	17.7	-	-	-	1	CL
NB-7	11.0~11.8	30.8	2.68	35.9	27.0	-	-	-	5	CL

Table 8. Physical Properties of Sedimentary Marine Deposit at Saemankum Sea (continue)

Borehole No.	Depth (m)	w_n (%)	G_s	Atterberg Limits		e_0	C_c	P_c (kPa)	N -value	USCS
				LL(%)	PI(%)					
NB-9	3.0	27.5	2.66	N.P	N.P	-	-	-	5	SM
NB-9	6.7~7.3	36.1	2.67	29.9	10.1	-	-	-	2	CL
NB-12	13.0~13.8	31.9	2.68	32.4	13.4	-	-	-	2	CL
NB-13	4.5	26.7	2.66	N.P	N.P	-	-	-	12	SM
NB-13	15.5~16.3	38.1	2.69	46.1	24.3	1.034	0.557	190.9	5	CL
NB-14	4.5	30.7	2.65	N.P	N.P	-	-	-	12	SM

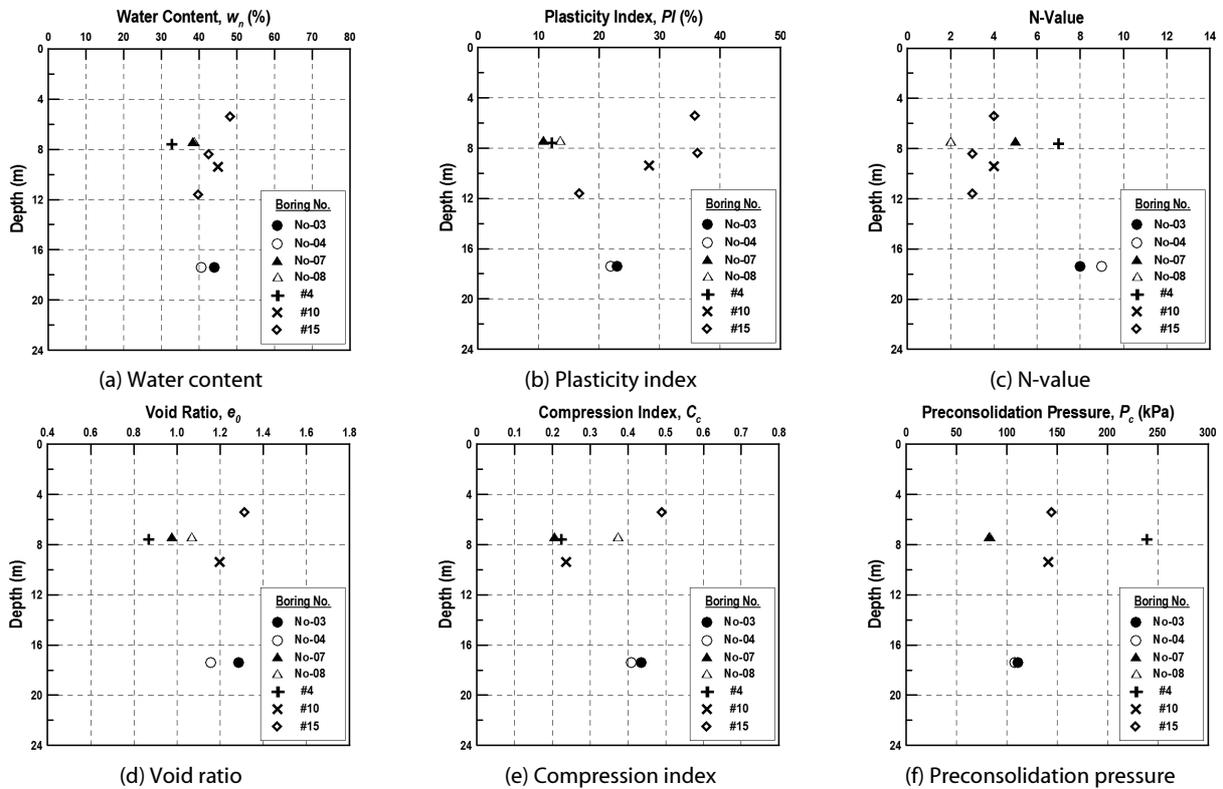


Fig. 3. Physical Properties of Clay Layer (CL, CH) at Buan-Yeongkang Sea

는 말뚝의 거동은 해지면 상부 퇴적층에 가장 큰 영향을 받게 되기 때문이다. 해성퇴적층에 대한 지반정수는 부안-영광 해역의 콘관입시험(#15)과 일축/삼축압축시험(No-3, No-4, No-7, No-8, #4, #10, #15) 결과를 이용하였으며, 새만금 해역은 일축압축시험(NB-1, NB-2, NB-3, NB-4, NB-5, NB-6, NB-7, NB-9, NB-12, NB-13), 삼축압축시험(NB-3, NB-9, NB-13) 결과를 활용하였다.

지반정수에 대한 변동성 분석에 앞서 해성퇴적층에 대한 공간적 위치별 경향성을 확인하기 위하여 대상 지층의 기본토성 시험결과를 먼저 살펴보았다. Tables 7 and 8은 각각 지반조사에서 얻어진 부안-영광 해역 및 새만금 해역의 해성퇴적층에 대한 물리적 특성과

점토층의 입밀특성 및 해당심도에서의 N 값을 정리한 것이다. 이들을로부터 점토층(CL, CH)을 대상으로 공간적 위치별로 지반 특성값을 도시해보면 Figs. 3 and 4와 같이 나타난다. 이를 살펴보면, Fig. 4의 새만금 해역은 심도를 포함한 공간적 위치별로 특정한 경향성이 잘 관찰되지 않지만, 부안-영광 해역의 경우 Fig. 3에서 보이는 바와 같이 함수비(w_n)와 소성지수(PI), 초기간극비(e_0), 압축지수(C_c), 선형압밀하중(P_c), N 값 등에서 공간적 위치별로 특정한 경향성을 확인할 수 있다. 즉, 해성퇴적층에 대한 각 지반 특성값들이 #4를 제외하고 No-3, No-4의 한 그룹과 No-7, No-8의 다른 그룹, 그리고 #10, #15를 대상으로 하는 또 하나의 그룹

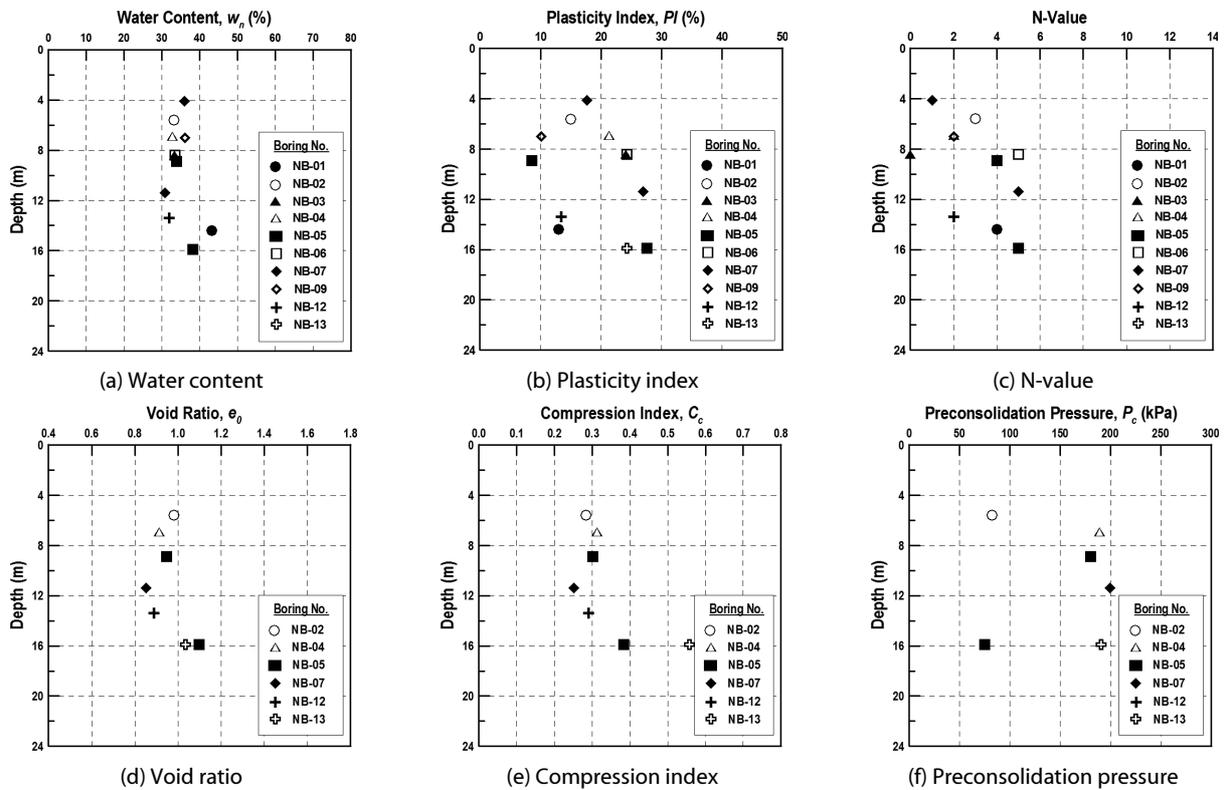


Fig. 4. Physical Properties of Clay Layer (CL) at Saemankum Sea

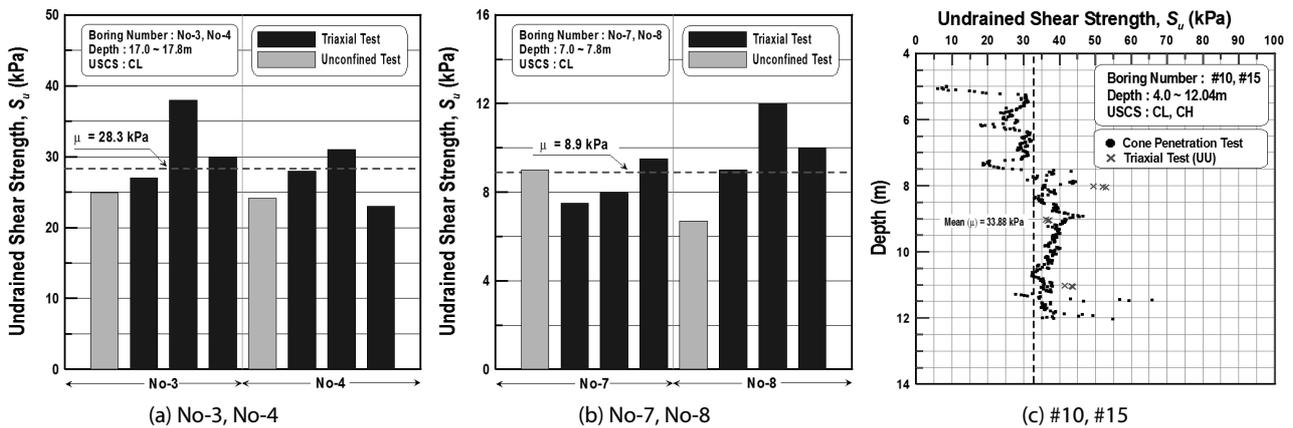


Fig. 5. Undrained Shear Strength of Clay Layer (CL, CH) at Buan-Yeongkang Sea

등 3개의 그룹으로 그룹핑(grouping)될 수 있다. 이는 역학적 특성 값에 대한 변동성 분석 시 토질별 구분은 물론 동일한 점토층(CL, CH)이라고 하더라도 각 구역별(zoning) 지층을 별도의 지층으로 구분하는 이분적 접근이 필요함을 의미한다.

Fig. 5는 부안-영광해역의 공간적 위치별 경향성을 반영한 퇴적 점토층에 대한 비배수전단강도 시험결과를 나타낸 것이다. Figs. 5(a) and 5(b)는 No-3, No-4와 No-7, No-8의 일축압축시험과

삼축압축시험(UU) 결과로부터 산정된 비배수전단강도를 나타낸 것이며, Fig. 5(c)는 #10과 #15 위치에서 실시된 콘관입시험(CPT)과 삼축압축시험(UU) 결과의 비배수전단강도를 나타낸다. 이와같이 물리적 특성 및 압밀특성값에 따라 그룹핑된 구역별 비배수전단강도는 공간적 위치별로 보다 뚜렷한 차이를 나타내고 있음을 확인할 수 있다. 구체적으로 그룹핑된 구역별 비배수전단강도에 대한 통계적 특성을 나타내고 있는 Fig. 6의 히스토그램을 살펴보면,

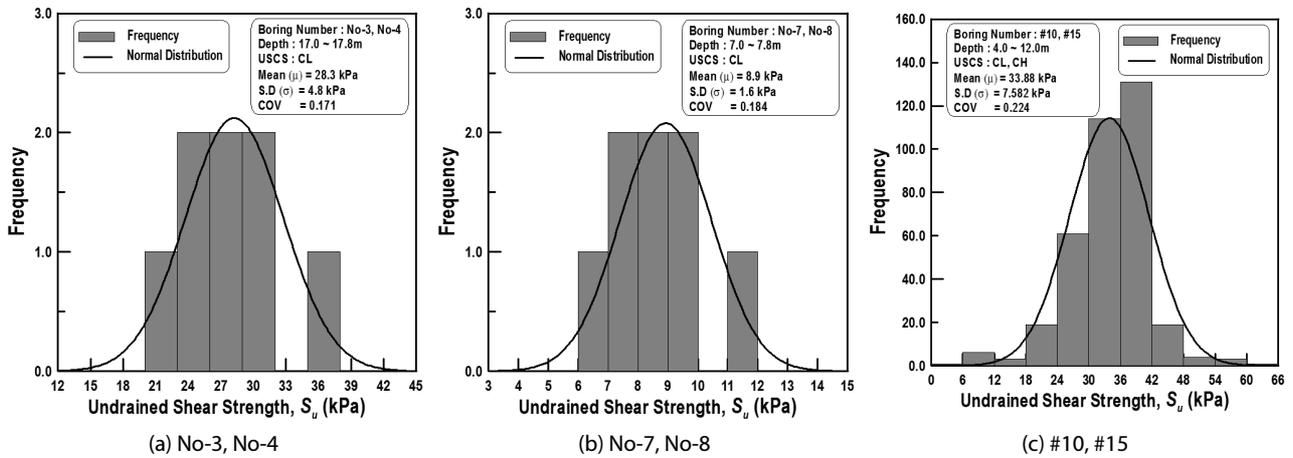


Fig. 6. Histogram showing Undrained Shear Strength of Clay Layer (CL, CH) at Buan-Yeongkang Sea

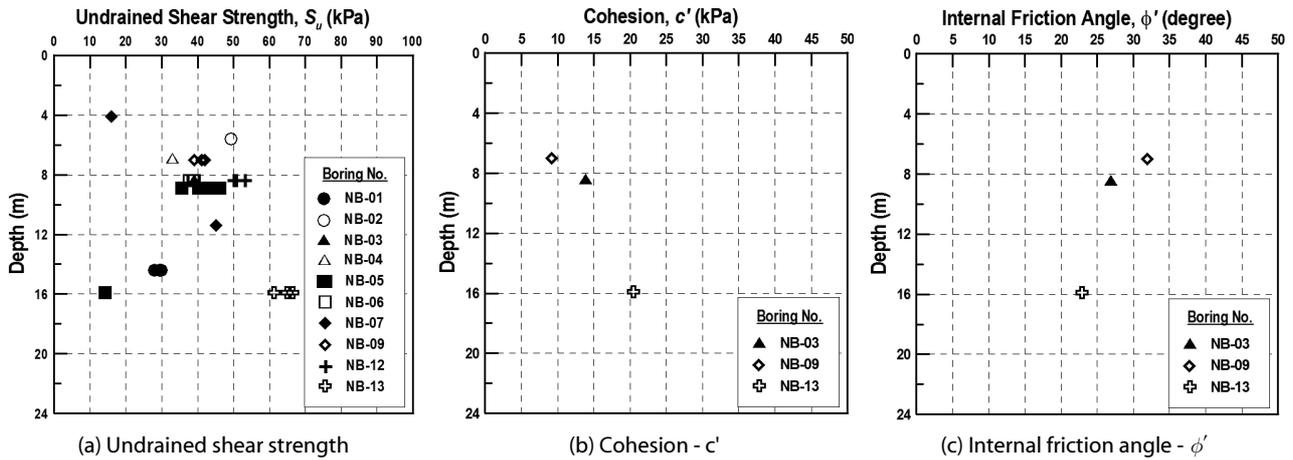


Fig. 7. Shear Strength of Clay Layer (CL) at Saemankum Sea

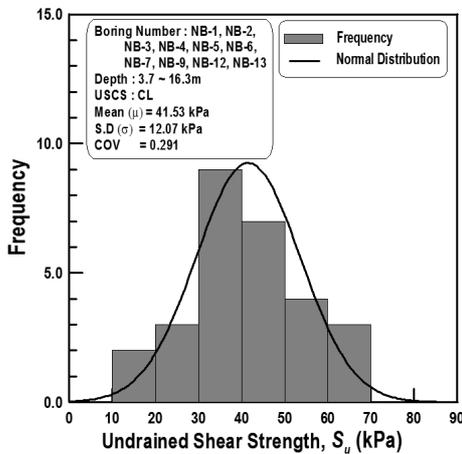


Fig. 8. Histogram showing Undrained Shear Strength of Clay Layer (CL) at Saemankum Sea

확률분포는 모두 정규분포(normal distribution)의 형태임을 알 수 있으며, No-3, No-4의 경우 평균 28.3kPa, 표준편차 4.8kPa이고, No-7, No-8은 평균 8.9kPa, 표준편차 1.6kPa, #10과 #15에서는 평균 33.88kPa, 표준편차 7.582kPa 수준으로 평가되었다. 변동계수(COV)는 각각 0.171(17.1%), 0.184(18.4%), 0.224(22.4%)로 분석되었다.

세만금 해역의 경우 전술한 바와 같이 해성퇴적점토(CL)의 물리적 특성 및 압밀특성이 공간적 위치에 따른 뚜렷한 경향성을 나타내지 않음에 따라 역학적 특성값에 대한 변동성 또한 조사구역 전체에 대한 통계량을 산정하여 분석하였다. Fig. 7은 대상 해역 내에서 실시된 삼축압축시험결과로부터 얻어진 퇴적점토의 비배수전단강도(S_u)와 배수전단강도(c' , ϕ')를 심도별로 나타낸 그림이며, Fig. 8은 비배수전단강도에 대한 히스토그램을 나타낸 것이다. 비배수전단강도는 Figs. 7(a) and 8과 같이 심도를 포함한 공간적 위치에 따라 특정한 경향성이 나타나지 않았으며, 평균이 41.53kPa, 표준

편차가 12.07kPa인 정규분포형태의 확률분포 특성을 갖는 것으로 분석되었다. 상기 통계값을 이용하여 산정한 COV 는 0.291(29.1%)로 나타나 부안-영광 해역과 비교 시 상대적으로 불확실성이 큰 것으로 분석되었다. 한편, 배수전단강도의 경우에는 확률분포 특성을 파악하기 위한 최소한의 샘플 수를 확보하지 못하여 변동성 분석 시 배제하였다.

Figs. 9 and 10은 부안-영광 해역(#4, #10, #15 위치)의 해성퇴적층에 대한 배수전단강도 히스토그램이다. 배수전단강도(c' , ϕ')는 삼축압축시험 결과로부터 얻어진 것이며, 토질별로 CL, CH와 ML, SM, SW-SM으로 구분하여 통계량을 분석한 결과, 확률특성은 모두 정규분포 형태로 간주할 수 있는 것으로 판단되었다. 배수전단강도에 대한 COV 는 c' 의 경우 0.178~0.265 (17.8%~26.5%) 범위이며, ϕ' 는 0.016~0.063 (1.6%~6.3%) 범위로 나타나 점착력의 불확실성이 비교적 큰 것으로 평가되었다.

일반적으로 점토의 비배수전단강도에 대한 불확실성이 모래에 비하여 큰 것으로 알려져 있고, Table 4에 나타난 것처럼 점토와 점토질 실트의 비배수 전단강도에 대한 COV 는 0.10~0.63, 배수전단강도에 대한 COV 는 0.03~0.12의 범위로 알려져 있다. 본 연구

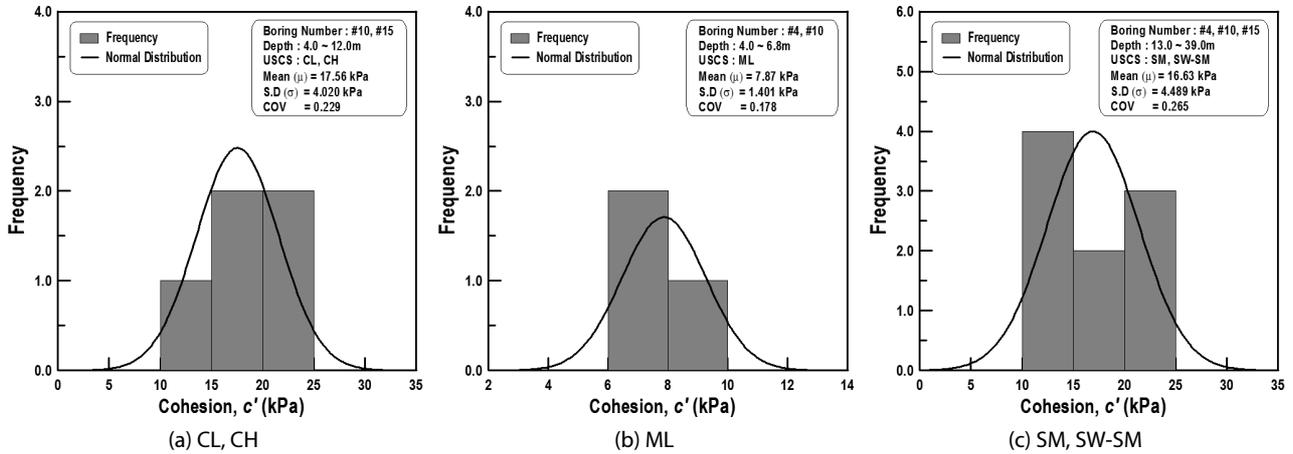


Fig. 9. Histogram showing Cohesion (c') of Marine Deposit at Buan-Yeongkang Sea

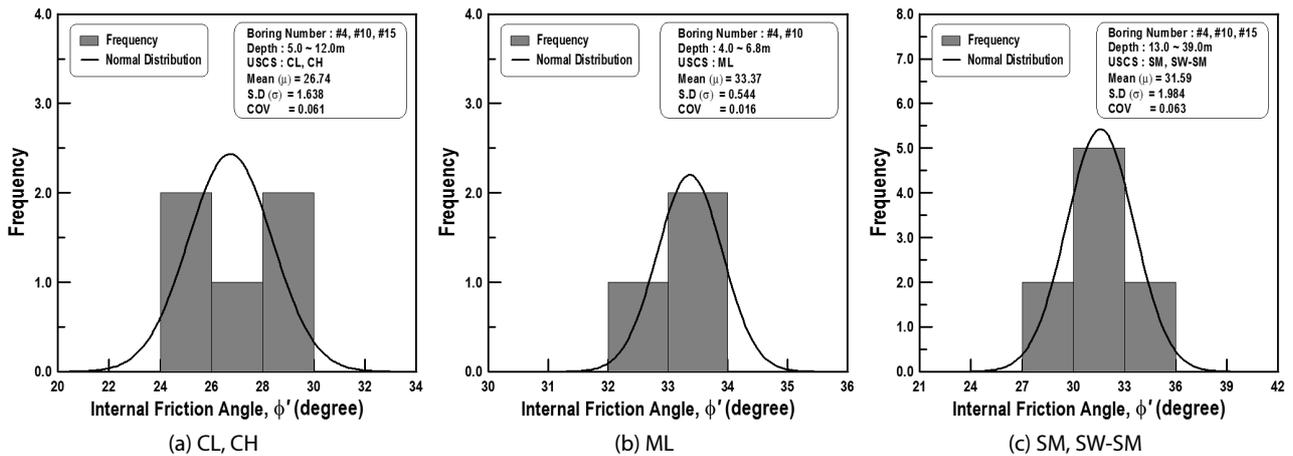


Fig. 10. Histogram showing Internal Friction Angle (ϕ') of Marine Deposit at Buan-Yeongkang Sea

Table 9. COVs of Drained & Undrained Shear Strengths for the Sedimentary Marine Deposit

Category	Clay		Silt		Sand		
	CL, CH	CL, CH	ML	ML	SM, SW-SM	SM, SW-SM	
	S_u	c'	ϕ'	c'	ϕ'	c'	ϕ'
COV	0.171~0.291	0.229	0.061	0.178	0.016	0.265	0.063

대상 해역에서 분석된 해상퇴적층의 COV는 Table 9와 같이 요약되며, 이를 상기 수치와 비교해 보면 비배수전단강도의 불확실성은 비교적 낮은 수준이고, 배수전단강도는 평균 수준으로 평가된다. 다만 변동성 분석에 사용된 표본수가 매우 제한적임을 감안할 때 보다 신뢰성 있는 변동성 수준을 파악하기 위해서는 해당 해역에서 추가적인 지반조사가 필요할 것으로 판단되며, 이를 통해 COV가 보정될 필요가 있다.

4. 부분안전계수 제한

4.1 신뢰성해석

부분안전계수 산정을 위해서는 확률이론에 근거한 신뢰성해석 과정을 필요로 한다. 설계변수의 불확실성이 반영된 신뢰성해석 결과로부터 신뢰도지수(또는 파괴확률)가 목표신뢰도지수 혹은 목표파괴확률과 같아질 때까지 부분안전계수를 바꾸어 가며 계산을 하고, 이때 가장 파괴확률이 높은 한계상태일 때의 하중과 저항값(파괴점)을 구하여 부분안전계수를 산정하게 된다. 부분안전계수 산정을 위해 본 연구에서는 Level II(FORM)와 Level III 방법(Monte Carlo simulation)을 이용하였다.

일반적으로 해상풍력발전기 기초는 풍하중(wind)과 파랑하중(wave) 및 조류하중(current) 등의 수평하중에 지배되므로 말뚝 두부에서의 변위를 설계기준 이하로 관리되도록 하는 것이 중요하다. 따라서 해상풍력 발전기 기초에 대한 여러 가지 한계상태 중 말뚝 두부에서의 수평변위와 회전각이 주요 한계상태가 되며, 한계상태함수는 Eqs. (3) and (4)로 정의할 수 있다.

$$g_1 = \delta_a - \delta_{max} \tag{3}$$

$$g_2 = \theta_a - \theta_{max} \tag{4}$$

여기서, $\delta_{max}, \theta_{max}$: 외력에 의해 발생하는 말뚝 두부에서의 수평변위와 회전각, δ_a, θ_a : 말뚝 두부에서의 허용수평변위와 허용회전각

현재까지 말뚝의 수평거동은 수평하중에 대하여 말뚝의 변형과 말뚝주변의 흙의 저항력을 표현하는 p-y curve에 의해 해석함이 가장 합리적이라 알려져 있다. 이러한 비선형 p-y 거동해석은 보통 유한차분법(FDM)에 의해 해석하기도 한다. 따라서 FDM해석으로부터 얻을 수 있는 종속변수인 말뚝의 변위나 회전각 등의 성능변수인 한계상태함수는 음함수(implicit function)의 형태가 되므로 Level II 신뢰성 해석에 어려움이 따른다. 본 연구에서는 음함수 형태의 한계상태함수에 대한 신뢰성 해석을 위하여 응답면 기법(response surface method; RSM)을 적용하였다. RSM은 이러한

음함수 형태의 한계상태함수를 Eq. (5)와 같은 양함수(explicit function)의 형태로 근사화할 수 있는 기법이다. 여기서, x_i 는 확률 변수이고 C 는 구조해석을 통해 회귀분석으로 구하여지는 계수이다.

$$g(x_1, x_2, x_3) = C_0 + \sum_{i=1}^3 C_i x_i + \sum_{i=1}^3 C_{ij} x_i^2 + \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1, j \neq i}^3 C_{ij} x_i x_j \tag{5}$$

이렇게 근사화된 2차 방정식 형태의 응답면 함수를 이용하면 한계상태함수가 일계신뢰도법(FORM)을 이용하여 신뢰성 해석이 가능하게 된다. 이에 대한 구체적인 내용은 Yoon et al. (2014)에 기술되어 있다. 이와 같은 방법으로 구한 Level II 신뢰성해석 결과의 파괴확률(P_f)과 신뢰도지수(β)는 Level III의 몬테카를로 시뮬레이션(Monte Carlo Simulation, MCS) 기법을 이용하여 검증하였다. MCS는 100,000개의 난수를 생성하여 한계상태함수를 계산한 후 파괴확률을 산정하였고, 계산된 한계상태함수 값들의 변동성은 0.01% 이내가 될 때까지 반복하여 정밀도를 확보하였다.

4.2 검토조건

해상풍력발전기 지지구조로서 말뚝기초에 대한 부분안전계수를 산정하기 위하여 서남해안 실증단지 예정해역에서 진행되고 있는 설계조건을 수집하여 해석조건에 반영하였다. 풍력터빈은 Fig. 11에 보이고 있는 NREL 5.0MW급 모노파일 타입의 풍력터빈이며, 허브높이는 87.6m, 수심은 대상 해역의 평균수심인 15.0m이다 (Table 10). 모노파일 두부에 작용하는 통합하중은 IEC 61400-3에서 규정하는 설계하중케이스 중 DLC 1.3, 1.4, 6.2를 고려하여 계산된 것이며, 이를 Table 11에 나타내었다. 지반조건은 실증단지

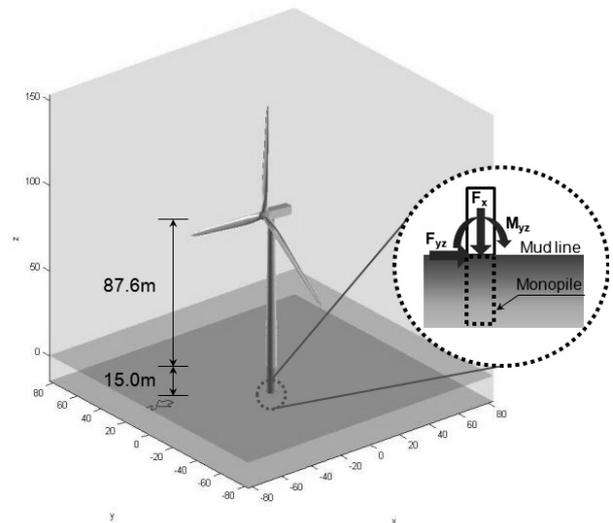


Fig. 11. 5MW Monopile Type OWT

Table 10. Dimensions of the Reference OWT

Category	Turbine	Hub height (m)	Water depth (m)
Dimensions	NREL 5.0MW	87.6	15.0

Table 11. The Combined Loads at Seabed

Category	Fx (kN)	Fyz (kN)	Myz (kN·m)
Combined load	11,525.0	1,676.9	168,507.0

Table 12. Ground Conditions and Material Properties of Seabed Soils

Soil layer	Depth (m)	Thickness (m)	γ (kN/m ³)	S_u (kPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Clay	CH	0~5.0	17.0	20.00	-	-
	CL(1)	5.0~12.3	18.0	33.54	-	-
Sand	SM	12.3~23.0	19.0	-	16.63	31.59
Clay	CL(2)	23.0~30.0	18.0	60.00	-	-

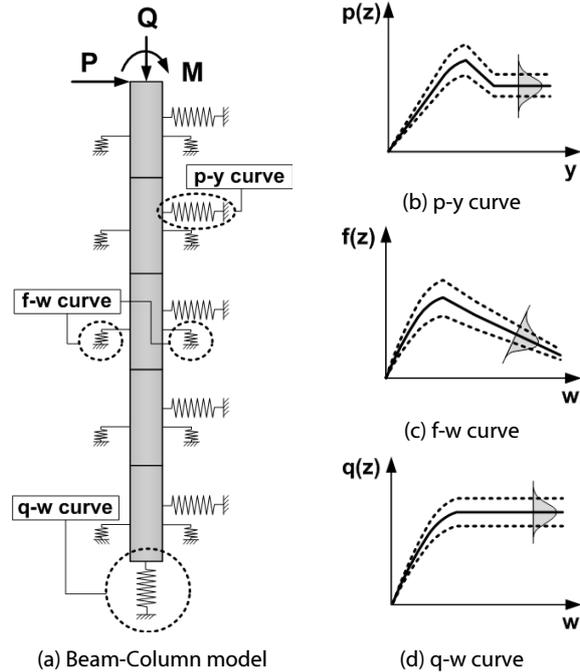


Fig. 12. Model for Pile under Axial & Lateral Loading

지반조사 결과를 토대로 하여 Table 12와 같이 가정하였다. 해저지반 말뚝두부의 지층이 대부분 투수성이 매우 작은 점성토로 이루어진 것을 고려하여 비배수 조건에 대한 검토를 수행하였으며, 이때 지반은 Fig. 12에서 나타난 바와 같이 등분포 스프링식 해석모델로서 f-w, q-w, p-y curve를 이용하였다. 등분포 스프링식 해석모델은 말뚝과 지반의 상호작용을 고려하기 위하여 지반을 분리된 여러

Table 13. Characteristics of Random variables and Parametric Condition

Random variable	COV							Distribution type
	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	
S_u, c'	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	Normal
ϕ'	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	Normal

Table 14. Monopile Foundation Dimensions

Category	Case 1	Case 2	Remarks
Pile dimension (m)	6.0	7.0	Steel pile
Pile wall thickness (mm)	60.0	30.0	
Embedded pile length (m)	21.6	22.5	Embedded in dense sand

개의 선형 혹은 비선형 스프링으로 간주하여 해석하는 지반반력법에 기초한다. 검토층은 API (2005)에 제시된 방법을 사용하였으며, 사질토는 f-w와 q-w curve의 경우 API (2005) 방법, p-y curve의 경우 Evans & Duncan (1992)이 제안한 방법을 각각 사용하였다. 깊이에 따른 말뚝 요소간격은 0.1m로 고려하였다.

확률론적 해석에서 작용력(자중, 외력 등)과 저항요소(재료특성 등)의 불확실성에 대한 정량화는 매우 중요하다. 특히, 그 중에서도 확률분포와 변동성은 신뢰성해석 결과에 주요하게 영향을 미치는 인자이다. 본 연구에서는 여러 가지 설계변수 가운데 기초지반의 전단강도 정수인 비배수전단강도(S_u)와 점착력(c') 및 내부마찰각(ϕ')을 확률변수로 취급하였다. 이는 말뚝과 지반의 상호작용을 고려하기 위한 지반 심도별 f-w, q-w, p-y curve 결정 시, 각각의 곡선을 정의하는데 필요한 기초지반의 전단강도정수를 확률변수로 고려하였음을 의미하며, 이는 또 각 지층별 하중전이함수에 대한 변동성을 고려하였음을 의미하기도 한다. 각각의 설계변수는 본 논문에서 고려한 분석대상 해역의 지반조사결과에 대한 통계특성을 반영하여 확률분포는 정규(normal)분포를 따르는 것으로 고려하였으며, Table 13에 나타난 바와 같이 S_u 와 c' 는 10~40%의 불확실성을 갖고, ϕ' 는 5~11%의 불확실성을 가지는 것으로 가정하였다. 이는 서남해안 풍력발전 예정단지 지반조사결과 S_u 와 c' 의 변동성은 17.1~29.1% 정도이며, 내부마찰각은 1.6~6.3%의 변동성을 갖는 것으로 분석된 바 이를 폭넓게 고려하기 위함이다. 한편, 본 논문에서는 실증단지 기초지반의 불확실성 정도에 따른 부분안전계수의 평가에 주안점을 두어 작용력과 말뚝재료에 대한 불확실성은 확률변수로 고려하지 않았다.

한편, 모노파일에 대한 신뢰성해석은 HSRBD를 이용하였다 (KIOST, 2012). HSRBD는 항만구조물 신뢰성해석을 위한 프로그램으로 말뚝에 대한 한계상태기반의 신뢰성해석도 가능하도록 개발되었다. 모노파일의 설계조건은 상기조건을 토대로 예비해석

을 수행하여 합리적인 수준으로 선정하였다. 예비해석은 기초지반에 대해 S_u 와 c' 의 COV 를 0.26, ϕ' 의 COV 를 0.063으로 각각 적용하였으며, 파일의 직경이 6.0m인 경우와 7.0m인 경우 각각에 대하여 여러 가지 한계상태(연직지력, 수평지력, 파일내력, 침하, 수평변위, 회전각 등) 가운데 수평변위와 회전각이 파괴확률이 가장 높은 것으로 평가되어 해당 파괴모드를 대상으로 파일 근입깊이와 두께를 변화시키는 방법으로 매개변수해석을 수행하여 파일의 제원을 결정하였다. 이때 말뚝두부 수평변위의 허용값은 말뚝직경의 1%, 허용 회전각은 0.3°로 검토하여 비교한 것이며 (DNV, 2007; Kuo et al., 2008), 신뢰도지수(β_T)는 최소 3.0 이상을 확보하도록 하였다. Table 14는 이와같은 방법으로 결정된 모노파일의 제원을 나타낸다.

4.3 신뢰성해석 결과

Table 15는 모노파일 설계조건별 Level II 해석에 의한 신뢰성 해석결과를 나타내고 있다. S_u 와 c' 의 COV 는 0.26이며, ϕ' 의

COV 는 0.063인 조건에 대한 결과이다. 먼저 Case 1의 결과를 살펴보면, 확률변수의 평균값에서 계산된 결정론적 해석결과는 말뚝두부의 수평변위 50.5mm, 회전각 0.252°이다. 말뚝두부 수평변위의 허용값을 60mm로 고려한 경우 신뢰도지수는 3.3525로 계산되었고, 회전각의 허용값을 0.3°로 고려한 한계상태함수에서는 신뢰도지수가 4.5332로 계산되었다. 따라서 Case 1의 파괴모드는 말뚝두부의 수평변위에 대한 한계상태함수가 된다. Case 2에서는 결정론적 해석결과, 말뚝두부의 수평변위는 51.7mm, 회전각은 0.273°이고, 두부 수평변위와 회전각의 허용값을 각각 70mm와 0.3°로 고려 시, 각각의 파괴모드별 신뢰도지수는 두부 수평변위 5.9069, 회전각 3.6918로 계산되었다. 따라서 Case 2의 파괴모드는 말뚝두부의 회전각에 대한 한계상태함수가 된다.

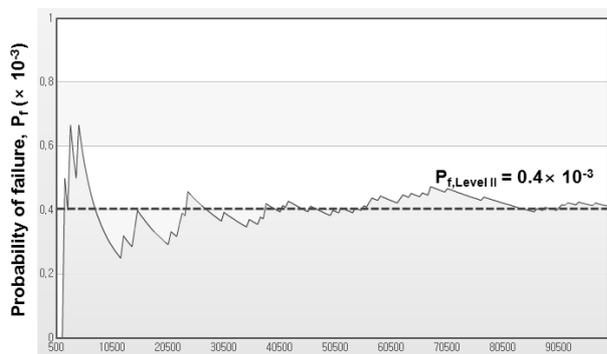
Table 16은 상기 Level II 해석결과와 신뢰도지수(β)와 파괴확률(P_f)을 Level III의 MCS 기법을 이용한 해석결과와 비교한 것이며, Fig. 13은 Case 1과 Case 2에 대한 Level III MCS 해석 시 시뮬레이션 횟수에 따른 파괴확률 수렴정도를 나타낸 것이다.

Table 15. Reliability Indices with Two Failure Modes

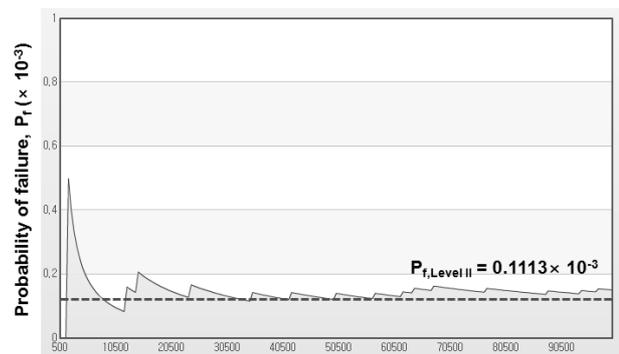
Category	Failure mode	Lateral displacement (mm)		Rotation angle (°)		Reliability index (β)
		Computed	Allowable	Computed	Allowable	
Case 1	Lateral disp.	50.5	60.0	-	-	3.3525
	Rotation angle	-	-	0.252	0.3	4.5332
Case 2	Lateral disp.	51.7	70.0	-	-	5.9069
	Rotation angle	-	-	0.273	0.3	3.6918

Table 16. Comparison of Reliability between Level II & Level III

Category	Failure mode	Level II		Level III	
		β	P_f	β	P_f
Case 1	Lateral disp.	3.3525	4.005×10^{-4}	3.3395	4.200×10^{-4}
Case 2	Rotation angle	3.6918	1.113×10^{-4}	3.6154	1.500×10^{-4}



(a) Case 1



(b) Case 2

Fig. 13. Monte Carlo Simulation Results

Case 1과 Case 2에서 각각 주요 파괴모드로 검토된 두부 수평변위와 회전각의 한계상태함수에 대한 결과로서 매우 유사한 결과를 보이고 있음을 확인할 수 있다. 즉, Case 1에서 두부 수평변위에 대한 파괴모드에서 Level II 해석결과의 신뢰도지수는 3.3525이고 Level III MCS 결과 신뢰도지수는 3.3395로 오차는 0.39%에 불과하다. Case 2 역시 회전각에 대한 파괴모드에서 Level II 해석결과의 신뢰도지수는 3.6918, Level III MCS 결과 신뢰도지수는 3.6154로 오차는 2.11%이다. Level II 해석시 RSM을 사용하는 경우 한계상태방정식을 확률변수의 함수로 근사시키는 과정에서 일부 오차가 발생할 수 있는데, 상기 비교 결과로부터 RSM을 사용한 Level II 해석방법은 타당한 것으로 검토되었다.

Level II 신뢰성해석을 하면 신뢰도지수를 계산하는 과정에서 각각의 확률변수에 대한 민감도지수를 구할 수 있다. 민감도지수가 큰 변수일수록 한계상태 발생에 미치는 영향이 큼을 의미하며, 하중에 기여하는 확률변수는 (+), 저항에 기여하는 확률변수는

(-)의 부호를 갖는다. Fig. 14는 Case 1과 Case 2의 Level II 신뢰성해석 결과로부터 주요 파괴모드별 확률변수의 민감도지수를 찾아낸 결과를 나타낸다. 민감도지수는 두 가지 경우 모두 말뚝산단이 근입된 사질토층의 내부마찰각(ϕ' _SM)이 가장 크며, 점토층의 비배수전단강도(S_u _CH, S_u _CL), 사질토층의 점착력(c' _SM)은 상대적으로 작은 것으로 나타나 서남해안 해상풍력기초로서 모노 파일을 적용하는 경우 사질토층의 내부마찰각이 한계상태 발생에 가장 지대한 영향을 미치는 인자임을 알 수 있다.

4.4 부분안전계수 산정

각 확률변수의 부분안전계수는 목표신뢰도지수(β_T) 혹은 목표 파괴확률(P_{FT})을 만족하는 MPFP (most probable failure point)에서의 변수값과 특성값과의 관계에서 산정된다. 각 확률변수의 특성치에 목표신뢰도지수에 해당하는 부분안전계수를 곱한 값은 파괴표면 상의 값이 되며 해당 목표신뢰도지수를 만족하게 된다.

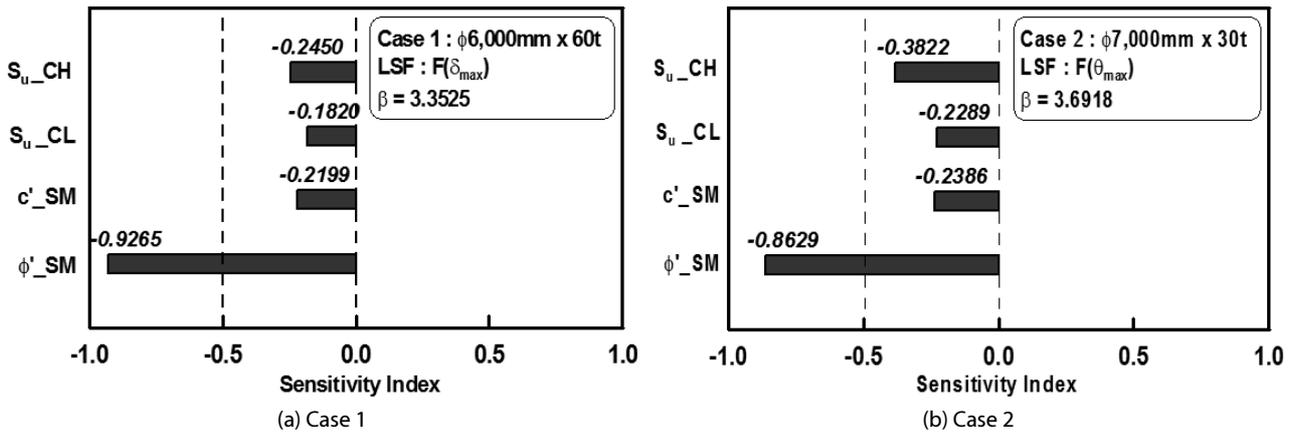


Fig. 14. Sensitivity Indices of Random Variables

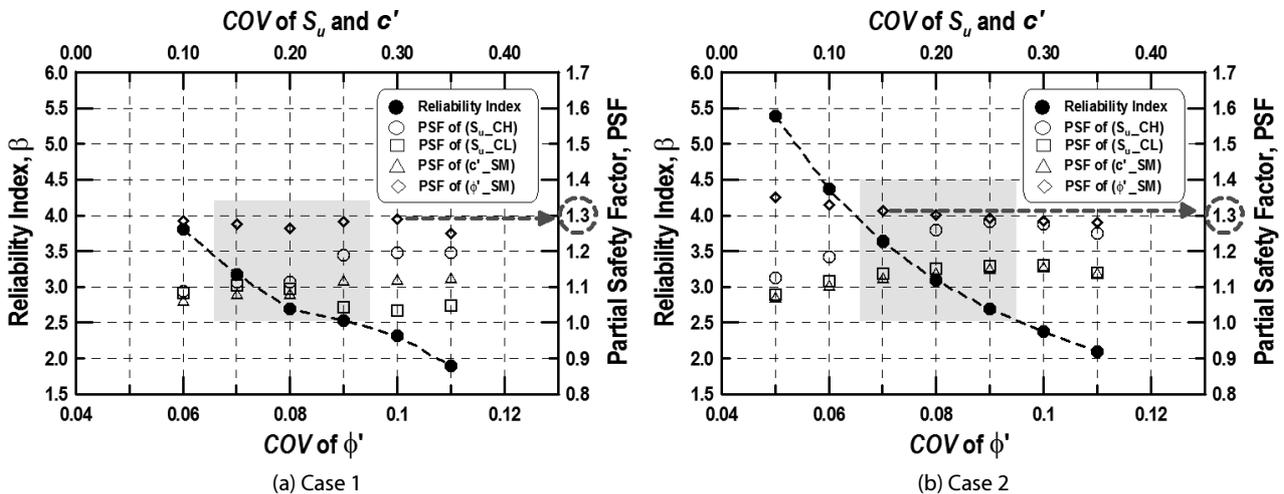


Fig. 15. Reliability Indices and Partial Safety Factors with COV of Random Variables

부분안전계수는 목표신뢰도지수와 각 확률변수의 민감도지수에 기초하여 Eq. (6)으로부터 얻을 수 있다.

$$\gamma_{X_i} = (1 - \alpha_{X_i} \beta_T COV_{X_i}) \frac{\mu_{X_i}}{X_k} \quad (6)$$

여기서, γ_{X_i} : 확률변수에 대한 부분안전계수, α_{X_i} : 확률변수별 민감도지수, COV_{X_i} : 확률변수의 변동계수, μ_{X_i} : 확률변수의 평균값, X_k : 확률변수의 특성값

Table 14에 제시된 확률변수별 COV 범위에 대한 Level II 신뢰성 해석을 수행하고, 이를 토대로 Eq. (6)을 이용하여 각 확률변수별 부분안전계수(PSF)를 산정하여 Fig. 15와 같은 결과를 얻었다. 먼저 확률변수의 COV 에 따른 신뢰도지수를 살펴보면, COV 가 증가할수록 신뢰도지수는 감소하는 경향을 나타내고 있다. 이는 기초지반의 지반정수의 불확실성이 증가할수록 파괴확률 또한 증가하는 것을 의미하는 것으로서 β_T 를 2.5~4.0 범위로 고려하는 경우 S_u , c' 의 COV 는 0.25(25%), ϕ' 의 COV 는 0.09(9%) 이하를 확보해야 한다. 확률변수의 COV 에 따른 각 확률변수의 부분안전계수는 뚜렷한 특징을 보이고 있지는 않지만 전반적으로 사질토층의 내부마찰각(ϕ' _SM) 및 최상단 점성토층의 비배수전단강도(S_u _CH)에 대한 부분안전계수가 다른 확률변수에 비하여 비교적 큰 값을 나타내고 있다. 이는 수평하중에 지배되는 말뚝의 경우 말뚝 두부 위치에 분포하는 지층에 지배적인 영향을 받게 된다는 점과 확률변수별 민감도분석 결과에서 사질토층의 ϕ' 가 가장 큰 민감도를 보였다는 점이 반영된데 따른 것으로 이해할 수 있다.

Fig. 15에 제시된 부분안전계수를 토대로 확률변수의 불확실성 정도 및 목표신뢰도수준을 고려하여 설계적용을 위한 부분안전계수의 결정이 가능하다. 여기서 기초지반의 지반정수에 대한 불확실성 정도는 전술한 바와 같이 지반조사 결과로부터 변동성 분석을 통해 파악이 가능하나, 목표신뢰도수준은 충분한 사회적 합의를 근거로 결정되어야 한다는 점에서 쉽지 않은 문제를 갖고 있다. 일반적으로 건축물이나 도로교 등의 구조물에서 목표신뢰도지수는 2.0~3.5의 범위이며, 해상말뚝은 1.5~2.8 범위로 제안되고 있다 (Barker et al., 1991). DNV에서는 해상풍력 구조물에 대해 구조물의 연성파괴를 전제로 여유성(redundancy) 및 안전등급(safety class)에 따라 목표신뢰도지수를 3.09~4.75 범위로 제시하고 있다. 국내에서는 현재까지 해상풍력발전기의 말뚝기초를 포함 지지구조물에 대한 구체적인 목표신뢰도수준이 제안되지 않고 있는 실정이다. 본 논문에서는 이와 같은 제한사항을 고려하되 국외 해상풍력에 관한 기준과 해상 구조물 및 해상말뚝에 관한 목표신뢰도수준 범위를 폭넓게 고려하여 서남해안 해상풍력발전기 말뚝기초의 목표신뢰도지수를 2.5~4.0 범위로 고려하였으며, 해당 범위에서 얻은

부분안전계수 1.3을 서남해안 해상풍력 말뚝기초의 부분안전계수로 제안하도록 한다. 이때 해상풍력발전기 말뚝기초의 한계상태는 말뚝두부의 수평변위와 회전각이다.

상기 부분안전계수를 이용하여 해상풍력발전기 말뚝기초 설계를 하는 경우 Level II 혹은 Level III와 같은 별도의 신뢰성해석을 수행하지 않더라도 본 논문에서 고려한 기초지반의 불확실성 범위 및 목표신뢰도수준을 만족하는 신뢰성 설계 결과를 얻을 수 있다.

5. 결론 및 제언

본 논문에서는 국내 서남해안 해상풍력사업 단지의 해상풍력발전기 기초설계 시 한계상태설계법 적용을 위한 말뚝기초의 부분안전계수를 제안하였다. 이를 위해 해상풍력관련 국제 설계기준서인 IEC, GL, DNV, API, ISO, EUROCODE 등에 제시된 부분안전계수와 저항계수를 비교분석하였으며, 부안-영광 해역 및 새만금 해역의 해상풍력 사업단지 지반조사 결과를 수집하여 불확실성 분석 및 신뢰성 해석을 수행하였다. 본 연구에서 얻어진 연구결과는 다음과 같이 요약된다.

- (1) 해상풍력 및 이와 관련된 국외 설계기준에서 제시하고 있는 저항계수는 대표적으로 상시하중 기준시 0.7, 극한하중 기준시 0.8이며, 재료에 대한 부분안전계수는 사용한계시 1.0, 극한한계시 1.00~1.40 범위이다. 이에 대해 LRFD의 안전율 개념을 적용한 등가안전수준은 1.50~2.06 범위로 분석되었다. 국내 “항만 및 어항설계기준”과 “구조물기초설계기준”에서 제시하는 안전율은 2.5~3.0 범위이므로 상기 국제기준에서 제시하는 수치와는 비교적 큰 차이가 있음을 확인했다.
- (2) 합리적인 부분안전계수 혹은 저항계수를 구하기 위해서는 지반의 변동성을 고려해야 하며, 서남해안 해상풍력사업 단지에서 실시된 지반조사 결과, 지반정수의 변동계수는 비배수전단강도와 점착력의 경우 17~29% 수준이며, 내부마찰각은 7% 미만인 것으로 평가되었다.
- (3) 서남해안 해상풍력사업 단지 지반조사 결과로부터 분석된 지반의 변동성을 토대로 신뢰성해석을 수행하여 말뚝기초 설계 시 지반정수에 대한 부분안전계수는 1.3으로 제안하였다.

이와 같이 제안된 부분안전계수는 현재까지의 서남해안 해상풍력사업 예정단지 지반조사 결과를 토대로 제안된 수치이므로, 기타 다른 지역에서 이를 활용하기 위해서는 해당지역의 추가적인 지반조사와 함께 이에 대한 불확실성 분석을 통해 보정(code calibration)될 필요가 있다. 아울러 보다 합리적인 부분안전계수를 산정하기 위해서는 실제 구조물에 대한 적용과 국내 실정에 맞는 해상풍력발전기

말뚝기초에 대한 최적의 목표신뢰도수준을 결정하는 연구가 필요하다.

감사의 글

본 논문은 한국해양과학기술원에서 수행하는 지식경제부 지원 “해상풍력 장기환경모니터링 기술연구, PN65440” 및 “해상풍력 신뢰성 해석 및 설계프로그램 개발, 20123030020110”, 그리고 기관고유과제인 “해상풍력 지지구조 건설기술개발, PE99274”의 연구성과이며 이에 감사드립니다.

References

- API (2000). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - working stress design, API RP-2A-WSD*, 21st edition.
- API (2003). *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - LRFD, API RP-2A-LRFD*.
- Bucher, C. G. and Bourgunnd, U. (1990). “A fast and efficient response surface approach for structural reliability problems.” *Structural Safety*, Vol. 7, pp. 57-66.
- Choi, C. H., Lee, J. Y. and Jang, Y. E. (2011). “Geotechnical aspects for designing offshore wind-turbine substructure.” *J. of the Korean Society of Steel Construction, KSSC*, Vol. 23, No. 5, pp. 23-27 (in Korean).
- DNV (2011). *Design of offshore wind turbine structures*, Offshore Standard DNV-OS-J101, Det Norske Veritas, Høvik, Norway, pp. 1-213.
- Eurocode 7 (1997). *Geotechnical design - Part I : General rules*, European Committee for Standardization, Central Secretariat, Brussels.
- Evans, L. T. Jr. and Duncan, J. M. (1982). *Simplified Analysis of Laterally Loaded Piles*, Report UCB/GT/82-04, University of California, Berkley.
- GL (2005). *Guideline for the certification of offshore wind turbine*.
- Harr, M. E. (1984). *Reliability-based design in civil engineering, the 1984 Henry M. Shaw Lecture*, Dept. of civil engineering, North Carolina State Univ., Raleigh, NC, 68.
- IEC (2009). *61400-3 Design requirements for offshore wind turbines*.
- ISO (1998). *ISO 2394: General Principles for Reliability Based Design*.
- Jang, H. S., Kim, H. S., Lee, K. W. and Kim, M. E. (2012). “Comparison of design strands for safety factor of offshore wind turbine foundation.” *J. of the Korean Society of Civil Engineers, KSCE*, Vol. 32, No. 2B, pp. 149-152 (in Korean).
- KIOST (2012). *harbour structure reliability-Based Design (HSRBD)*, Korea Institute of Ocean & Science Technology, 2011, Korea (in Korean).
- Kuhn, M. (2011). *Dynamic and design optimization of offshore wind energy conversion system*, Ph. D. Dissertation, DUWIND, Delft University Wind Energy Research Institute, Delft.
- Kulhawy, F. H. (1992). “On the evaluation of soil properties.” *ASCE Geotechnical Special Publication*, No. 31, pp. 95-115.
- Kuo, Y., Achmus, M. and Kao, C. (2008). “Practical design considerations of monopile foundations with respect to scour.” *Global WindPower*, Beijing, pp. 29-31.
- Lacasse, S. and Nadim, F. (1997). “Uncertainties in characterizing soil properties.” *Norwegian Geotechnical Institute Publication*, No. 201, Oslo 1997, pp. 49-75.
- Mark Randolph and Susan Gourvenec (2011). *Offshore geotechnical engineering*.
- Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (MLTM), Korea Institute of Marine Science&Technology Promotion (KIMST) (2011). *Final report for developement of reliability based design method for port & harbor structures* (in Korean).
- Saigal, R. K., Dolan, D., Kiureghian, A. D., Camp, T. and Smith, C. E. (2007). “Comparison of design guidelines for offshore wind energy systems.” *Offshore Technology Conference*.
- Wang, J. and Thusyanthan, I. (2008). “Evaluating foundation design concepts of Eurocode 7 & 8.” *Proceedings of the BGA international conference on foundations*, Dundee, Scotland, IHS BRE Press.
- Yoon, G. L., Kim, D. H. and Kim, H. Y. (2008). “Reliability analysis of caisson type quaywall.” *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, KSCOE*, Vol. 20, No. 5, pp. 498-509 (in Korean).
- Yoon, G. L., Kim, S. B. and Kim, H. Y. (2014). “Reliability analysis of monopile for offshore wind foundation using the response surface method.” *ASCE Geotechnical Special Publications, International Conference on Geotechnical Engineering 2014*, Shanghai, China.