



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

碩士學位論文

풍력발전기 말뚝기초의
층상 암반 해석

濟州大學校 大學院

風力特性化協同科程

金 度 翰

2013 年 8 月

풍력발전기 말뚝기초의 층상 암반 해석

指導教授 朴 相 烈

金 度 翰

이 論文을 工學 碩士學位 論文으로 提出함

2013 年 8 月

金度翰의 工學 碩士學位 論文을 認准함

審査委員長 _____ ①

委 員 _____ ①

委 員 _____ ①

濟州大學校 大學院

2013 年 8 月

Analysis of Stratified Rock Layer in Pile Foundation of Wind Turbine

Do-Han Kim
(Supervised by professor Sang-Yeol Park)

A thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for
the degree of Master of Engineering

2013. 8.

This thesis has been examined and approved.

Thesis director, Byung-Gul Lee, Prof. of Civil Engineering
Thesis director, Sang-Yeol Park, Prof. of Civil Engineering
Thesis director, Ki-Young Kim, Ph.D. of JDC

August. 2013

Graduate School of Specialized Wind Energy
GRADUATE SCHOOL

JEJU NATIONAL UNIVERSITY

목 차

목 차	i
List of figures	iii
List of tables	iv
Summary	v
I. 서론	1
1. 연구배경	1
2. 연구목적	2
3. 연구내용	3
II. 풍력발전기 기초설계 기준	4
1. 해상풍력발전기 설계기준	4
1) 해상풍력발전기의 설계 과정	4
2) 외부조건과 하중조합	6
(1) 외부조건	6
(2) 하중조합	8
3) 해외 설계기준	10
(1) IEC 61400-3	11
(2) DNV-OS-J101	12
(3) GL Guideline	13
III. 층상암반구조의 기초해석	15
1. 이론적 배경 및 내용	15
2. 기초 이론	17
1) 탄성평판기초해석법	17

2) 원형기초해석법	21
IV. 등가유효폭(반경)을 이용한 기초 해석	23
1. 탄성평판기초해석의 조건	23
1) 탄성평판해석(Hetenyi식)에 의한 결과	24
2) 두께 t 와 지반반력계수 $k_{0.3}$ 에 의한 영향 비교	26
2. 원형기초해석을 위한 등가유효폭(반경) 제안	28
1) 등가유효폭(반경)과 영향변수	28
2) 등가유효폭(반경) b_e 의 결정	30
2) 진단력 Q 에 대한 검토	34
V. 유한요소법(F.E.M.)에 의한 비교	40
1. 유한요소법과 모델링	40
2. 유한요소해석 결과	41
3. 탄성평판기초해석과 유한요소해석 비교	42
VI. 결론	44
참고문헌	45
감사의 글	46

List of figures

Fig. 1.1 Concept of equivalent effective width	3
Fig. 2.1 Design process of offshore wind turbine (IEC 61400-3, 2009)	5
Fig. 3.1 Substructures of off-shore wind turbine (Upwind D4.2.8, 2011)	16
Fig. 3.2 Failure modes of stratified rock layer	17
Fig. 3.3 Transformation in rectangular coordinates (Winterkorn et al., 1975)	19
Fig. 3.4 Z functions (Hetenyi, 1946)	20
Fig. 3.5 Variables in circular foundation analysis method (Winterkorn et al., 1975)	23
Fig. 4.1 Analysis results of moment, shear and deflection ($t = 3.0m, k = 1.0 \times 10^7 N/m^3$)	26
Fig. 4.2 Effects of t and $k_{0.3}$ on moment	28
Fig. 4.3 Effects of t and $k_{0.3}$ on shear force and deflection	28
Fig. 4.4 Critical sections for shear and moment	30
Fig. 4.5 Relationship of $L-b_e$ with different d	32
Fig. 4.6 Regression analysis result of $L-b_e$	35
Fig. 4.7 Regression analysis of ratio Q with different rock thickness, t	39
Fig. 5.1 Finite element model	41
Fig. 5.2 Analysis results of stress and deflection ($t = 3.0m, k = 1.0 \times 10^7 N/m^3$)	42
Fig. 5.3 Stress element on bottom surface	43
Fig. 5.4 Comparison of analysis results using elastic plate method and finite element method ($t = 3m, k_{0.3} = 1.0 \times 10^7 N/m^3$)	44

List of tables

Table 2.1 Design load cases (IEC 61400-3, 2009)	9
Table 2.2 Partial safety factors for loads (IEC 61400-3, 2009)	13
Table 2.3 Load factors for load categories (DNV-OS-J101, 2011)	14
Table 2.4 Partial safety factors for loads (GL Guideline, 2012)	15
Table 4.1 Properties of rock and sediment, and applied load	25
Table 4.2 Relationship of $L-b_e$ with different diameter of pile ($d = 0.8 \sim 1.4m$)	33
Table 4.3 Comparison of shear force Q ($k_{0.3} = 1.0 \times 10^7 \sim 4.0 \times 10^7 N/m^3$)	37

Summary

Jeju island has optimum condition for constructing a wind farm. Unlike the mainland, Jeju island has stratified structure distribution between rock layers sediments due to volcanic activation. (jeju island has stratified structure existing sediment layer between rock layer.) In these case, it can be occur engineering problems in whole structures as well as the safety of foundation as the thickness and distribution of sediment under top rock layer can't support sufficiently the structure.

To determine the failure modes(flexural failure, punching shear failure) and the bearing capacity of the pile foundation supported on stratified rock layer, the structural analysis of the stratified rock layer is required. However, Elastic Plate Method(EPM) suggested by ACI committee 436 and Korean Code Requirements for Structural Foundation Design is very complex, and ordinary engineer have many difficulties in using it without any error. Therefore, in this research, we proposed equivalent effective width(radius), and equations of bending moment and shear force at the critical section to be equal to the analysis results of EPM in order to use Circular Foundation Analysis Method(CFAM) which is much more simple than EPM. In consequence of comparing the analysis results of CFAM with those of EPM and Finite Element Method, proposed equations are very good in their usages and accuracies.

By using these theory we can easily calculate shear force and moment in critical section, and enhance the ease of design. Equations suggested in this study can review failures by moment or shear force in critical section. But, it can't review moment and shear force in whole section. Therefore, additional study is needed to make these equations applicable in whole section.

I. 서 론

1. 연구배경

세계경기침체에도 불구하고 지속적으로 설치 증가율이 증가하고 있는 추세이며, 대륙별 풍력발전 설비 보급시장이 유럽에서 미국뿐만 아니라 중국시장도 급격히 성장하고 있다. 그러나 국내의 풍력산업은 2011년말 기준으로 누적 설비용량이 0.4GW에 불과하며, 현재 강원도, 경상북도, 제주도 등 세 지역에 설치된 용량이 국내 전체 보급용량의 95%이상을 차지하고 있다(홍은성, 2012, 한국수출입은행, 2012). 국내에는 대부분 육상용 풍력발전기가 설치되어 있으며, 해상용 풍력발전기는 제주도 김녕 인근 해상에 2기(2MW, 3MW)가 설치되어 실증 연구가 수행중이다(성진기외1, 2013).

제주도는 풍황이 우수하여 풍력발전단지 조성을 위한 최적의 입지조건을 가지고 있다. 하지만 제주도는 육지부와는 다르게 화산활동으로 인한 화산쇄설물등의 퇴적물들이 암층 사이에 분포하는 층상구조를 가지고 있다. 즉, 화산이 분출되어 흐른 마그마에 의해 형성된 화산암층 위에 오랜 시간동안 화산쇄설물 등 퇴적물이 쌓이고 그 뒤에 다시 화산이 분출되어 퇴적물 위에 화산암층이 형성된 경우(윤석훈외1, 2011)로서 암반층과 암반층 사이에 퇴적층이 놓이게 되는 층상구조를 나타내고 있다. 이러한 경우 상부 암층 밑에 있는 연약층의 두께 및 분포에 따라 구조물을 충분히 지지할 수 없어 기초의 안전뿐만 아니라 구조물 전체에도 안전의 문제가 발생할 것이다.

기초 구조물을 지지하기 위해서는 지질조사를 통해 충분한 두께의 암층이 나타나는 위치에 기초를 놓게 되는데 이는 육지부의 지층구조와 같이 암층이 계속적으로 분포하고 있는 경우에 적합할 것이다. 하지만, 제주도와 같이 암층 사이에 연약층이 분포하고 있는 층상구조에서는 적합하지 않다. 그렇다고 충분한 두

계의 암층이 존재하는 위치까지 기초를 연장하는 것은 비경제적일 수 있다.

하지만, 현재 제안된 설계방법은 암층이 계속적으로 분포하고 있는 경우를 가정하여 제안되었기 때문에 제주도와 같은 층상구조에 그대로 적용하는 것은 보수적인 설계가 될 수 있다. 이를 위해서는 층상구조에 적합한 기초의 설계방법이 요구된다.

2. 연구목적

풍력시장은 육상에서 뿐만 아니라 해상으로 영역을 확장하고 있으며, 이를 위해 대형 풍력발전기의 수요가 급증하고 있다. 따라서, 이를 지지할 수 있는 기초의 설계가 필요하다. 하지만, 기초를 설계함에 있어서 이에 대한 설계 기준은 제대로 마련되지 않은 실정이다. 대부분 국외의 설계기준을 이용한 보수적인 설계를 하고 있으며, 층상구조와 같은 지층에 대한 설계기준의 정립이 시급하다.

암층에 대한 기초의 지지력에 관해 수많은 연구가 수행되었지만 이 역시 육지부의 지층구조에서의 연구로 암층이 계속적으로 분포하는 경우에 해당하며, 암층의 층상구조에 대한 연구는 전무한 실정이다. 따라서, 층상구조에 적합한 기초 설계에 대한 연구가 필요하다.

층상구조에서 구조물의 안전을 위한 기초를 설계하기 위해 보강공법을 이용하거나 적당한 두께의 암층에 기초를 시공할 수 있지만 비용이 증가하게 되어 경제적이지 않다. 또한 적당한 암층이 존재한다고 해서 기초를 놓기에는 밑에 층의 분포를 모르기 때문에 불확실성이 존재한다.

따라서, 본 연구에서는 전면기초의 설계방법인 탄성편판기초해석법(Elastic Plate Analysis Method)을 이용하여 등가유효폭(반경)을 가진 원형기초해석법을

제시하고자 한다.

3. 연구내용

기초 설계를 위한 암층이 무한한 폭을 가지기 때문에 설계에 이용할 수 있는 유한한 폭을 갖는 암층으로 단순화 할 필요가 있으며, 이를 전면기초의 형태와 유사하게 나타낼 수 있다. 현재 이용할 수 있는 해석방법은 무한 폭을 갖는 탄성 평판기초해석법과 전산해석법인 유한요소법을 이용하는 방법이다. 그러나 탄성 평판이론은 매우 복잡하여 보통의 설계자가 실수 없이 이용하기가 곤란하며, 유한 요소법은 이를 이해하는데 높은 지식수준을 요구하고, 모델링과 해석에 많은 시간이 소요되며 전산 프로그램은 이용하는 법을 숙달해야 하는 어려움이 있다.

따라서, 본 연구에서는 층상구조로 이루어진 암층에 대한 기초를 설계하기 위해서 상부 암층은 무한한 길이를 가지는 전면기초(Mat Foundation)와 유사하며, 암층에 놓이는 기초 말뚝(Pile)은 작용하중으로 볼 수 있다. 이를 이용하여 전면 기초 설계에 이용되는 탄성평판기초해석법을 이용하여 등가유효폭(반경)을 가진 원형기초해석법을 제시하였다(Fig. 1.1). 이러한 연구내용을 토대로 하여 층상구조에서 기초 설계시 안전성 검토를 위한 기초자료로 제공하고자 한다.

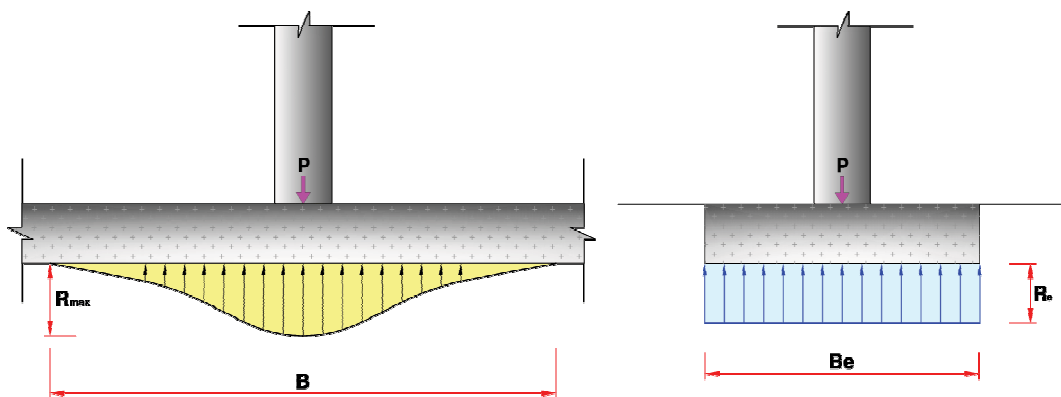


Fig. 1.1 Concept of equivalent effective width

II. 해상풍력발전기 기초설계 기준

1. 해상풍력발전기 설계기준

국제적으로 해상풍력발전기에 사용되는 설계기준은 IEC(International Electrotechnical Commission)에서 국제규격으로 제정한 IEC 61400-3, 노르웨이 선급인 DNV(Det Norske Veritas)의 DNV-OS-J101, 독일선급인 GL(Germanischer Lloyd)의 Guideline, 미국 선급인 ABS(American Bureau of Shipping)의 기준 등이 있다. 우리나라의 경우 한국선급에서 국제기준들을 우리나라 실정에 맞게 수정하여 제시한 해상 풍력발전 시스템의 기술 기준(2011)이 있다. 본 절에서는 국제적으로 공인된 IEC 규격에서 제안하는 설계절차와 설계 하중에 대해 정리하고, 앞서 언급한 국제기준에서 제안하는 내용에 대해 정리하고자 한다.

1) 해상풍력발전기의 설계 과정

Fig 2.1은 IEC 61400-3에서 제안하는 설계과정이다. 설계는 단지 주변의 외부 조건들에 대해 조사하고 평가하는 것으로 시작하는데 고려되는 외부조건으로는 바람, 파랑, 해류, 해수위, 해양생물, 세굴, 공기온도, 습도, 지진, 낙뢰 등이 있다. 이런 환경요인으로 인하여 발생하는 하중과 풍력발전기 및 지지구조물 자체의 자중, 가동될 때 발생하는 하중들을 조합하여 구조부재의 안전성과 구조물 전체의 안정성에 대해 검토한다. 따라서 IEC 규격에서 명시하는 모든 환경인자들을 수집하고 설계시 반영할 수 있도록 해야 한다.

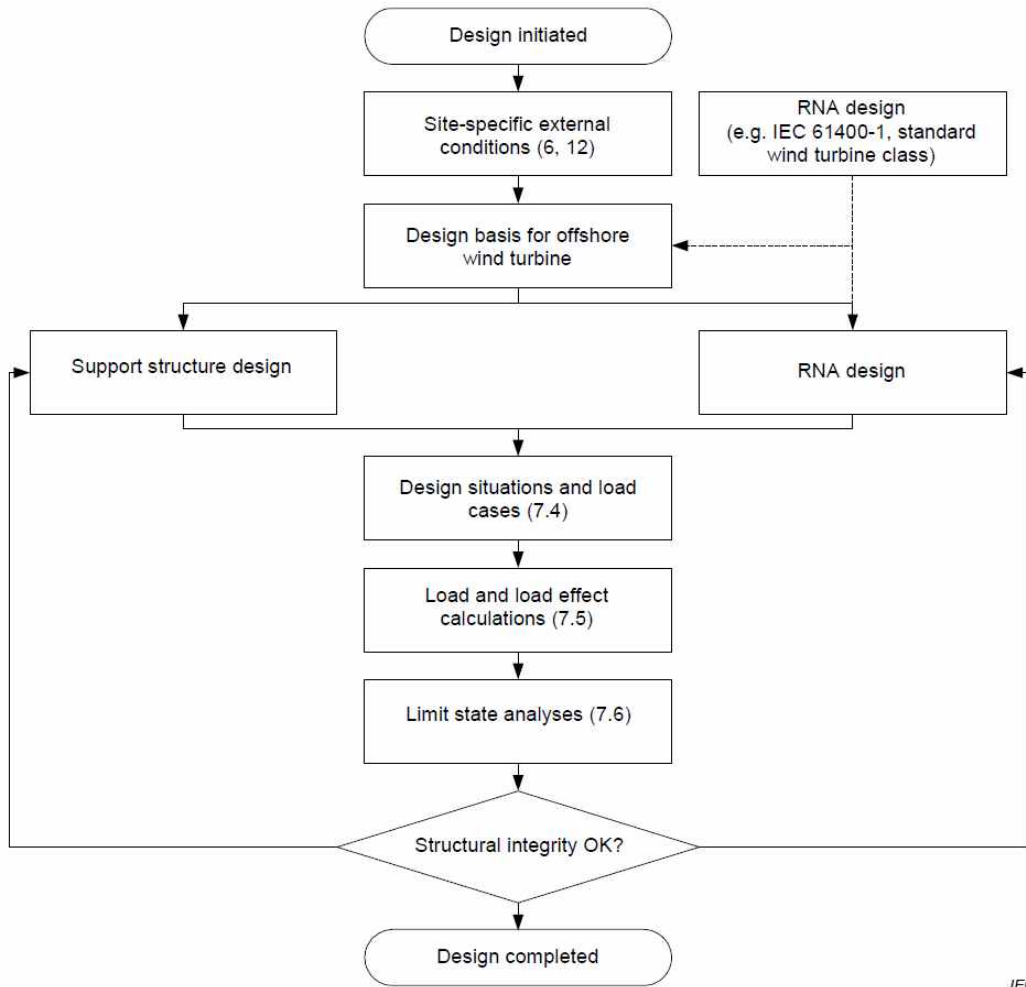


Fig. 2.1 Design process of offshore wind turbine (IEC 61400-3, 2009)

또한 해상풍력발전기의 지지구조물과 RNA(Rotor Nacelle Assembly), 즉 로터와 나셀의 결합체에 대해 설계가 이뤄져야 한다. RNA 설계시 고려해야 할 것은 풍력발전기의 등급으로 IEC 61400-1에서 정의하고 있으며 발전기가 견딜 수 있는 풍속과 난류강도에 따라 결정되어 진다. 지지구조물의 경우는 수심과 지반조건, 경제성을 분석하여 결정되고 설계되어진다. 이렇게 별도로 설계된 지지구조물과 RNA를 함께 각 상황과 하중케이스에 따라 통합분석을 수행하고 그 영향을 검토하게 된다. IEC 61400-3에서의 설계상황은 전력생산시, 전력생산시 고장발생, 스타트업, 정상정지, 위급정지, 파킹, 정지&고장상태, 수송·조립 및 보수상태로 총 8가지 상황을 제안하고, 각각의 상황에 따라 적용하는 하중조합 총 34개를

제시하고 있다.

검토하고자 하는 하중조합에 대해 하중과 하중효과를 계산해야 한다. 하중과 하중효과 계산은 적절한 외부조건의 조합에 대해 해상풍력발전기가 어떠한 동적 거동을 나타내는지를 검토하는 것을 의미한다. 하중과 하중효과 계산이 완료되면 결정된 하중 즉 모멘트와 수평력, 수직력을 적용하여 한계상태해석(limit states analyses)을 수행한다. 한계상태해석을 통하여 지지구조물과 RNA의 안전성을 검토한다. 검토한 결과가 만족스럽다면 설계가 끝난 것이고 만족스럽지 못하다면 지지구조물과 RNA를 다시 설계하고 만족할 때까지 앞의 과정을 반복하므로 해상풍력발전기와 지지구조물의 구조적 안전성을 확보해야 한다.

2) 외부조건과 하중조합

IEC 61400-3에서 규정하는 외부조건은 크게 바람조건과 해양조건, 다른 환경조건들로 구분할 수 있다. 여기서 해양조건에는 파랑, 해류, 얼음, 해수위, 해양생물 등이 있고, 다른 환경조건들에는 공기온도와 밀도, 습도, 지진, 낙뢰 등이 있다. 여기에서 우리나라에도 동일하게 영향을 주는 주요 인자에 대해서만 검토해 보고, 규정하는 설계상황과 하중조합에 대해 정리하였다.

(1) 외부조건 (External conditions)

① 바람조건 (Wind conditions)

풍력발전기에서 매우 중요한 바람조건은 해수면 위로 노출된 타워와 풍력발전기에 직접적으로 작용하는 하중이다. 따라서 풍력발전기는 설계에서 기본으로 적용하는 바람조건에 대해 안전하게 견뎌야 한다. 설계에 적용하는 바람조건은 해상풍력발전기의 정상 운용시 자주 발생하는 정상바람조건과 1년 또는 50년의 재현주기를 갖는 극치바람조건이 있다.

② 파랑조건 (Wave conditions)

해상에서의 파랑은 일정하지 않은 방향에서 매우 불규칙한 모양과 크기로 구조물에 작용하게 된다. 또한 불규칙한 간격으로 반복적으로 작용하기 때문에 이

것을 정확하게 예측하고 설계에 적용하는 것은 불가능하다. 따라서 파랑조건은 통계파랑모델을 사용하여 해석에 적용한다. 통계파랑모델은 해상상태를 수많은 개별 주파수 성분의 중첩으로 나타내며, 각 주파수 성분은 고유진폭, 주파수와 전파방향을 가지는 주기적인 파랑이다. 설계해상상태는 파랑스펙트럼 S_p , 유의파고 H_s , 피크스펙트럼 주기 T_p 및 평균파향 θ_{wm} 으로 표현해야 한다.

③ 해류조건 (Current conditions)

해류는 해수면 아래의 지지구조물에 무시할 수 없는 하중을 가하는 요소로, 해류가 심한 곳에서는 반드시 그 영향을 고려해야 한다. 해류의 속도에는 조류, 폭풍해일 및 대기압 변화로 발생하는 잠류, 바람에 의해 발생하는 표층류, 해안근처의 쇄파류를 고려해야 한다. 최종 해류속도는 이런 성분들의 벡터의 합이며, 파랑에 의한 물입자의 속도와 해류속도는 벡터적으로 더해져야 한다. 파장과 파주기 사이의 관계에 대한 해류의 영향은 일반적으로 작으며 무시할 만하다.

④ 해수위 (Water level)

해상 풍력발전기에 작용하는 수력학적 하중을 계산하기 위해서는 사이트의 해수위를 고려해야 한다. 해수위에 따라 파랑 및 조류의 영향범위가 바뀌게 되고, 이는 하부구조물을 지지하는 기초에 작용하는 하중의 변화를 초래하기 때문이다. IEC 61400-3에서는 평균해수위와 같은 일정한 해수위를 정상파랑조건과 관련된 극한하중케이스를 위해 가정해야 한다.

⑤ 해양생물 (Marine growth)

해양생물은 해상구조물에 서식하면서 구조물의 질량, 형상 및 표면구조에 영향을 미친다. 결과적으로 해양생물은 수력학적 하중, 동적응답, 접근성 및 구조물의 부식율에 영향을 미칠 수 있다. 지역에 따라 다른 해양생물의 영향을 지지구조물의 설계시 고려하여야 한다.

(2) 하중조합

IEC 61400-3에서는 설계시 검증해야 설계상황을 8개로 제시하고 하중 조합을 총 34개에 대해 제시하였다. Table 2.1은 IEC 61400-3에서 제시하는 하중조합을 나타낸 것으로 제일 첫 번째 열에 8종류의 설계상황을 나타내고 있다. 설계상황으로는 전력생산, 전력생산 중 고장발생, 가동시, 정상정지, 위급정지, 정지상태, 정지와 고장발생, 수송/조립/정비 및 보수시에 대해 제시하고 있다.

두 번째 열에는 하중조합 번호가 있고, 세 번째 열부터는 바람조건, 파랑, 바람 및 파랑의 방향, 해류, 해수위, 그 외의 조건들에 대해 제시하고 있다. 아홉 번째 열은 해석 형식을 제시하는데 여기서 U는 극한상태(Ultimate limit state)해석을 말하며, F는 피로한계상태(Fatigue limit state)해석을 의미한다. 마지막 열에는 부분안전계수를 제시하며 정상상태, 비정상상태, 운송 및 조립시에 대해 고려하고 있다.

본 절에서 제안하는 하중조합은 겉보기엔 34개처럼 보이지만 각 하중조합 안에서도 각 하중에 대한 조건을 고려하여 하중해석을 수행하면 수십 개의 하중조합으로 늘어나게 된다. 기초를 설계하기 위해 하중을 해석하는 경우에는 전체에 대해 하중해석을 하는 것은 비경제적일 뿐만 아니라 시간적으로도 불가능하다. Upwind Project의 ‘Task 4.2 : Support structure concepts for deep-water sites’에 대해서 검토하고 기초설계에 반영하는 것이 타당하다고 판단된다.

Table 2.1 Design load cases, (IEC 61400-3, 2009)

Table 1 – Design load cases

Design situation	DLC	Wind condition	Waves	Wind and wave directionality	Sea currents	Water level	Other conditions	Type of analysis	Partial safety factor
1) Power production	1.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$ RNA	NSS $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL	For extrapolation of extreme loads on the RNA	U	N (1,25)
	1.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS Joint prob. distribution of H_s, T_p, V_{hub}	COD, MUL	No currents	NWLR or \geq MSL		F	*
	1.3	ETM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL		U	N
	1.4	ECD $V_{hub} = V_r - 2$ m/s, V_r , $V_r + 2$ m/s	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	MIS, wind direction change	NCM	MSL		U	N
	1.5	EWS $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL		U	N
	1.6a	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	SSS $H_s = H_{s,SSS}$	COD, UNI	NCM	NWLR		U	N
	1.6b	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	SWH $H = H_{SWH}$	COD, UNI	NCM	NWLR		U	N

Table 1 – Design load cases (continued)

Design situation	DLC	Wind condition	Waves	Wind and wave directionality	Sea currents	Water level	Other conditions	Type of analysis	Partial safety factor
2) Power production plus occurrence of fault	2.1	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL	Control system fault or loss of electrical network	U	N
	2.2	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL	Protection system or preceding internal electrical fault	U	A
	2.3	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2$ m/s and V_{out}	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL	External or internal electrical fault including loss of electrical network	U	A
	2.4	NTM $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	No currents	NWLR or \geq MSL	Control, protection, or electrical system faults including loss of electrical network	F	*
3) Start up	3.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	No currents	NWLR or \geq MSL		F	*
	3.2	EOG $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2$ m/s and V_{out}	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL		U	N
	3.3	EDC ₁ $V_{hub} = V_{in}, V_r \pm 2$ m/s and V_{out}	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	MIS, wind direction change	NCM	MSL		U	N

Table 2.1 Design load cases, (IEC 61400-3, 2009)

Table 1 – Design load cases (continued)

Design situation	DLC	Wind condition	Waves	Wind and wave directionality	Sea currents	Water level	Other conditions	Type of analysis	Partial safety factor
4) Normal shut down	4.1	NWP $V_{in} < V_{hub} < V_{out}$	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	No currents	NWLR or \geq MSL		F	*
	4.2	EOG $V_{hub} = V_r \pm 2\text{m/s}$ and V_{out}	NSS (or NWH) $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL		U	N
5) Emergency shut down	5.1	NTM $V_{hub} = V_r \pm 2\text{m/s}$ and V_{out}	NSS $H_s = E[H_s V_{hub}]$	COD, UNI	NCM	MSL		U	N
6) Parked (standing still or idling)	6.1a	EWM Turbulent wind model $V_{hub} = k_1 V_{ref}$	ESS $H_s = k_2 H_{s50}$	MIS, MUL	ECM	EWLR		U	N
	6.1b	EWM Steady wind model $V(x_{hub}) = V_{e50}$	RWH $H = H_{e50}$	MIS, MUL	ECM	EWLR		U	N
	6.1c	RWM Steady wind model $V(x_{hub}) = V_{red50}$	EWL $H = H_{e50}$	MIS, MUL	ECM	EWLR		U	N
	6.2a	EWM Turbulent wind model $V_{hub} = k_1 V_{ref}$	ESS $H_s = k_2 H_{s50}$	MIS, MUL	ECM	EWLR	Loss of electrical network	U	A
	6.2b	EWM Steady wind model $V(x_{hub}) = V_{e50}$	RWH $H = H_{red50}$	MIS, MUL	ECM	EWLR	Loss of electrical network	U	A
	6.3a	EWM Turbulent wind model $V_{hub} = k_1 V_1$	ESS $H_s = k_2 H_{s1}$	MIS, MUL	ECM	NWLR	Extreme yaw misalignment	U	N
	6.3b	EWM Steady wind model $V(x_{hub}) = V_{e1}$	RWH $H = H_{red1}$	MIS, MUL	ECM	NWLR	Extreme yaw misalignment	U	N
	6.4	NTM $V_{hub} < 0.7 V_{ref}$	NSS Joint prob. distribution of H_s, T_p, V_{hub}	COD, MUL	No currents	NWLR or \geq MSL		F	*

Table 1 – Design load cases (continued)

Design situation	DLC	Wind condition	Waves	Wind and wave directionality	Sea currents	Water level	Other conditions	Type of analysis	Partial safety factor
7) Parked and fault conditions	7.1a	EWM Turbulent wind model $V_{hub} = k_1 V_1$	ESS $H_s = k_2 H_{s1}$	MIS, MUL	ECM	NWLR		U	A
	7.1b	EWM Steady wind model $V(x_{hub}) = V_{e1}$	RWH $H = H_{red1}$	MIS, MUL	ECM	NWLR		U	A
	7.1c	RWM Steady wind model $V(x_{hub}) = V_{red1}$	EWL $H = H_1$	MIS, MUL	ECM	NWLR		U	A
	7.2	NTM $V_{hub} < 0.7 V_1$	NSS Joint prob. distribution of H_s, T_p, V_{hub}	COD, MUL	No currents	NWLR or \geq MSL		F	*
8) Transport, assembly, maintenance and repair	8.1	To be stated by the manufacturer						U	T
	8.2a	EWM Turbulent wind model $V_{hub} = k_1 V_1$	ESS $H_s = k_2 H_{s1}$	COD, UNI	ECM	NWLR		U	A
	8.2b	EWM Steady wind model $V_{hub} = V_{e1}$	RWH $H = H_{red1}$	COD, UNI	ECM	NWLR		U	A
	8.2c	RWM Steady wind model $V(x_{hub}) = V_{red1}$	EWL $H = H_1$	COD, UNI	ECM	NWLR		U	A
	8.3	NTM $V_{hub} < 0.7 V_{ref}$	NSS Joint prob. distribution of H_s, T_p, V_{hub}	COD, MUL	No currents	NWLR or \geq MSL	No grid during installation period	F	*

COD	co-directional (see 6.4.1)
DLC	design load case
ECD	extreme coherent gust with direction change (see IEC 61400-1)
ECM	extreme current model (see 6.4.2.5)
EDC	extreme direction change (see IEC 61400-1)
EOG	extreme operating gust (see IEC 61400-1)
ESS	extreme sea state (see 6.4.1.5)
EWL	extreme wave height (see, 6.4.1.6)
EWLR	extreme water level range (see 6.4.3.2)
EWM	extreme wind speed model (see IEC 61400-1)
EWS	extreme wind shear (see IEC 61400-1)
MIS	misaligned (see 6.4.1)
MSL	mean sea level (see 6.4.3)
MUL	multi-directional (see 6.4.1)
NCM	normal current model (see 6.4.2.4)
NTM	normal turbulence model (see IEC 61400-1)
NWH	normal wave height (see 6.4.1.2)
NWLR	normal water level range (6.4.3.1)
NWP	normal wind profile model (see IEC 61400-1)
NSS	normal sea state (see 6.4.1.1)
RWH	reduced wave height (see 6.4.1.7)
RWM	reduced wind speed model (see 6.3)
SSS	severe sea state (see 6.4.1.3)
SWH	severe wave height (see 6.4.1.4)
UNI	uni-directional (see 6.4.1)
$v_r \pm 2 \text{ m/s}$	sensitivity to all wind speeds in the range shall be analysed
F	fatigue (see 7.6.3)
U	ultimate strength (see 7.6.2)
N	normal
A	abnormal
T	transport and erection
*	partial safety factor for fatigue (see 7.6.3)

3) 해외 설계기준

국제적으로 해상풍력발전기의 기초 설계에 사용되는 설계기준은 대표적으로 IEC 61400-3, DNV-OS-J101, GL Guideline 등이 있다. 이 기준들은 모두 한계상태설계법을 적용하고 있으며 허용응력설계법과 강도설계법에 기반을 둔 우리나라 설계기준과는 차이를 나타내고 있다. 허용응력설계법은 사용하중 하에서 재료가 허용응력범위 내에 들도록 설계하는 것으로 극한 지지력에 안전율을 적용

해서 허용하중을 구하는 방법이다. 따라서 각 부재의 강도를 알 수 없고, 각 하중이 미치는 서로 다른 영향을 구별해서 반영하기 어려운 단점이 있다. 반면 한계상태설계법은 부분안전계수를 사용하여 하중 및 각 재료에 대한 특성을 합리적으로 반영할 수 있는 장점이 있다. 본 절에서는 대표되는 국제기준을 소개하고 기준들에서 제시하는 하중계수를 비교하고자 한다.

(1) IEC 61400-3

국제전기기술위원회(IEC)는 1906년 스위스 제네바에서 창설되었으며 전기전자 분야의 표준화를 이루고 국제적 협력을 도모하는 활동을 하고 있다. 풍력발전기 관련하여 IEC 61400 시리즈를 제정하였으며, 해상풍력발전기 관련된 ‘IEC 61400-3 ; Design requirements for offshore wind turbines’을 2009년에 제정하여 배포하였다. 구조물 또는 부품은 설계내력(R_d)이 설계하중효과(S_d)보다 클 때, 안전도를 갖는다고 한다.

$$S_d \leq R_d \quad (2.1)$$

식 2.1은 설계부등식으로 잘 알려졌으며, 응답방정식은 $S_d = R_d$ 의 형태로 나타난 것이다. 설계하중효과(S_d)를 결정하는 방법으로 2가지를 제시하는데 첫 번째 방법은 식 2.2와 같이 설계하중효과(S_{di})는 특성하중효과(S_{ki})와 특정하중계수(γ_{fi})의 곱으로 얻어진다.

$$S_{di} = \gamma_{fi} S_{ki} \quad (2.2)$$

여기서 특성하중효과(S_{ki})는 특성하중(F_{ki})을 이용한 구조해석결과를 말하며, γ_{fi} 는 부분안전계수를 말한다.

두 번째 방법은 식 2.3과 같이 특성하중(F_{ki})에 하중계수(γ_{fi})를 곱하여 얻은 설계하중(F_{di})를 사용하여 구조해석하므로 설계하중효과(S_{di})를 결정하는 방법이다.

$$F_{di} = \gamma_{fi} F_{ki} \quad (2.3)$$

여기서, 첫 번째 방법은 타워를 포함하는 지지구조물에 풍하중으로 발생하는 설계하중효과를 결정하기 위함이며, 두 번째 방법은 타워에 발생한 설계하중효과를

Table 2.2 Partial safety factors for loads (IEC 61400-3, 2009)

Unfavourable loads			Favourable loads
Type of design situation			All design situations
Normal (N)	Abnormal (A)	Transport and erection (T)	
1.35*	1.1	1.5	0.9
<p>* For design load case DLC1.1, given that loads are determined using statistical load extrapolation at prescribed wind speeds between V_{in} and V_{out}, the partial load factor for normal design situations shall be $\gamma_t = 1.25$.</p> <p>If for normal design situations the characteristic value of the load response $F_{gravity}$ due to gravity can be calculated for the design situation in question, and gravity is an unfavourable load, the partial load factor for combined loading from gravity and other sources may have the value:</p> $\gamma_f = 1.1 + \phi \zeta^2$ $\phi = \begin{cases} 0.15 & \text{for DLC1.1} \\ 0.25 & \text{otherwise} \end{cases}$ $\zeta = \begin{cases} 1 - \left \frac{F_{gravity}}{F_k} \right & ; F_{gravity} \leq F_k \\ 1 & ; F_{gravity} > F_k \end{cases}$			

경계면 조건으로 이용하여 지지구조물과 기초를 설계하는데 사용한다.

IEC 61400-3에서 제시하는 부분안전계수는 Table 2.2와 같다. 하중에 대한 부분안전계수는 구조물의 지지에 유리한 하중과 불리한 하중으로 구분되며, 유리한 하중의 경우 0.9로 동일하고, 불리한 하중의 경우 설계상황에 따라 정상상태, 비정상상태, 운송 및 설치상태로 나누어 값을 달리 하고 있다. 정상상태의 경우 1.35를 적용하나 DLC 1.1의 경우에만 1.25를 적용하고 비정상상태에서는 1.1, 운송 및 설치 상태에서는 1.5를 적용하고 있다.

(2) DNV-OS-J101

노르웨이선급인 DNV(Det Norske Veritas)는 1864년 노르웨이에서 독립적인 재단법인으로 설립되었으며, 독일의 GL과 함께 세계에서 인정받는 풍력발전기

Table 2.3 Load factors for load categories (DNV-OS-J101, 2011)

Load factor set	Limit state	Load categories			
		G	Q	E	D
(a)	ULS	1.25	1.25	1.0	1.0
(b)	ULS	Ψ	Ψ	1.35	1.0
(c)	ULS for abnormal wind load cases	Ψ	Ψ	1.1	1.0

G=permanent load, Q=variable functional load, normally relevant only for design against ship impacts and for local design of platforms, E=environmental load, D=deformation load

- $\Psi = 1.0$

- G and Q are applied as beneficial loads, $\Psi = 0.9$ is applied when other conditions are not required.

인증회사로 널리 알려져 있다. 풍력발전기에 대한 규정으로 DNV-OS-J101을 2011년에 개정하였다. DNV에서 제시하는 하중계수는 Table 2.3과 같다.

DNV도 동일하게 한계상태설계법을 적용하며, 여기에 제시된 하중계수는 특성 하중에 적용되는 계수로써 IEC규격에서 설계하중효과를 결정하는 두 번째 방법에 사용된다. 하중계수 값은 IEC에 비해 작은 값을 사용하고 있다. (a)와 (b)의 하중계수는 연간최대하중이거나 50년 주기의 하중결과 분포도에서 98%정도에 해당하는 값에 대해 사용된다. 풍하중 조합이 예외적인 경우에는 (c)하중계수를 사용한다. 본 하중계수는 임시조건과 운행조건 모두 가능하며, 높은 안전성이 요구되는 구조물의 경우에는 환경하중 계수(E)를 13%증가시켜 적용할 수 있다.

(3) GL Guideline (2012)

독일 선급인 GL(Germanischer Lloyd)은 1867년에 설립되어, 지금까지 140여년의 역사를 가지고 있으며, 풍력발전기의 인증을 비롯한 기술과 발전에 있어 세계적으로 중심에 서 있는 기업이다. GL에서는 2012년에 Guideline for the certification of offshore wind turbine을 개정하였으며, 여기서 제시하는 ULS에 대한 하중계수는 Table 2.4와 같다.

Table 2.4 Partial safety factors for loads (GL Guideline, 2012)

Source of loading	Unfavourable loads				Favourable loads
	Type of design situation				All design situations
	N Normal	E Extreme	A Abnormal	T Transport / erection	
Environmental	1.2	1.35	1.1	1.5	0.9
Operational	1.2	1.35	1.1	1.5	0.9
Gravity	1.1/1.35*	1.1/1.35*	1.1	1.25	0.9
Other inertial force	1.2	1.25	1.1	1.3	0.9
Heat influence	-	1.35	-	-	0.9

* in the event of the masses not being determined by weighing

GL은 IEC와 비슷한 값을 사용하고 있으나 IEC에서 보통의 경우에 사용하는 값을 GL에서는 극한상황(Extreme)에 사용하는 차이를 나타내고 있다. 자중에 대한 하중계수는 자중이 불확실한 경우에는 특별히 보다 큰 하중계수를 사용할 것을 제시하고 있다. SLS상황에서는 모든 하중에 대해서 부분안전계수를 1.0을 사용하며, 피로와 지진에 대한 하중계수도 1.0을 사용한다.

현재 풍력발전기에 적용 중인 국제규격과 가이드라인을 검토한 결과 모두 한계상태설계법을 적용하고 있으며 하중에 적용하는 부분안전계수는 회사별로 차이를 나타내고 있다. IEC규격의 경우 가장 보수적으로 부분안전계수를 제시하고 있으며, 이는 국제적으로 통용되어야 하기 때문에 지역적으로 다른 환경과 규격에서 고려하지 못한 환경적 요인에 의한 영향을 상쇄하기 때문으로 사료된다. DNV와 GL과 같이 IEC규격을 바탕으로 하중계수를 보다 세부적으로 적용할 필요가 있으며, 나아가 우리나라에 해역에 적합한 하중계수를 결정해야 할 것이다.

III. 층상암반구조의 기초해석

1. 이론적 배경 및 내용

제주도의 지층구조는 앞에서 언급했듯이 오랜 기간 동안에 여러 차례의 화산 활동으로 형성되었기 때문에 육지부와 다르게 층상구조를 나타내고 있다. 화산이 분출되어 흐른 마그마에 의해 형성된 암층 위에 오랜 시간동안 퇴적물이 쌓이고 그 뒤에 다시 화산이 분출되어 퇴적물 위로 화산암층이 형성된 경우에는 암층과 암층 사이에 퇴적층이 놓이게 되는 경우 상부 암층은 하부의 연약퇴적층이나 얇은 암층의 두께 때문에 충분히 기초 구조물을 지지할 수 없을 수도 있다. 따라서 제주의 층상구조에서는 지질조사시 암층이 나타났다고 하여 그 위에 기초를 놓게 된다면 하부 연약 퇴적층에서 충분히 지지하지 못하므로 상부 암층이 파괴될 수 있다. 또한 암층과 연약층이 발견되었다하여 충분한 두께의 하부 암층까지 기초를 연장한다는 것은 비경제적일 수 있으므로 설계자의 입장에서 이런 암층지반에서 기초구조물에 대한 지지력의 안전 여부를 판단하는 것은 매우 중요하다. 즉, 주어진 하중에 대하여 지지 암층이 파괴없이 안전하게 지지할 수 있는지의 여부를 판단해야 한다.

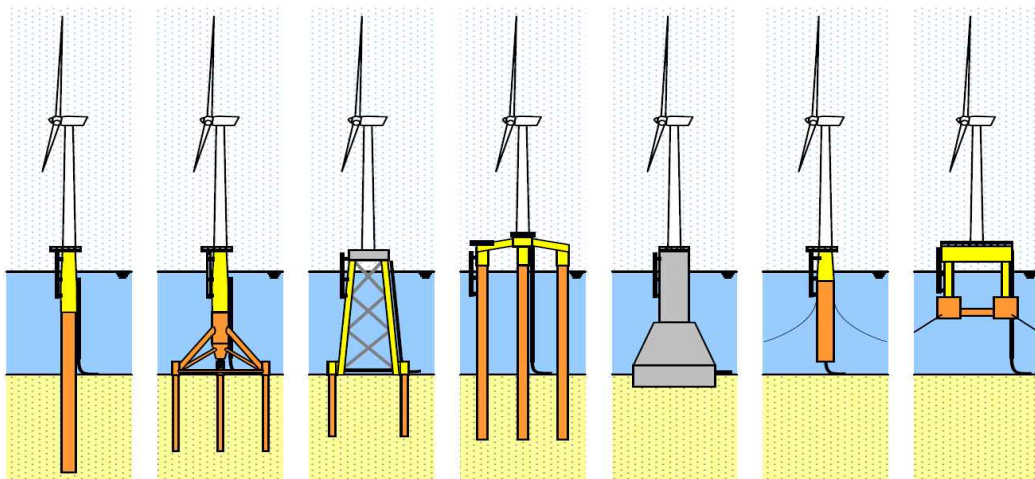


Fig. 3.1 Substructures of off-shore wind turbine (Upwind D4.2.8, 2011)

Fig. 3.1은 기존에 사용되고 있는 해상풍력발전기의 하부구조물을 나타낸 것이다. 첫 번째는 유럽에서 가장 많이 사용되고 있는 모노파일이고, 다음으로 트라이포드, 자켓, 트라이파일, 중력식, 부유식을 나타내고 있다. Fig. 3.2는 층상구조에서의 파괴모드를 나타낸 것으로 하부에 연약층이 존재하는 경우 지지암층은 선단부에서의 압축파괴인 선단지지파괴, 기초의 단부에서 45°로 균열이 발생하는 펀칭전단파괴, 기초의 하부에서 휨에 의해 발생하는 휨 파괴를 나타낼 수 있다.

따라서, 지지암층이 기초 하중을 안전하게 지지할 수 있는지의 여부를 확인하기 위해서는 주어진 하중에 대하여 지지암층의 해석이 필요한데, 현재 이용할 수 있는 해석방법은 무한 폭을 갖는 탄성평판이론방법과 전산해석법인 유한요소법을 이용하는 방법이다. 그러나 위의 탄성평판이론은 매우 복잡하여 보통의 설계자가 실수없이 이용하기가 곤란하며, 유한요소법은 이를 이해하는데 높은 지식수준을 요구한다. 또한 모델링과 해석에 많은 시간이 소요되며 전산 프로그램은 이용하는 법을 숙달해야 하는 어려움이 있다.

이에 보통의 설계자가 보다 쉽고 편리하게 이용할 수 있도록 무한 폭을 갖는 탄성평판이론을 기초로 하여 등가유효반경을 가진 기초해석법을 제시하고자 한다.

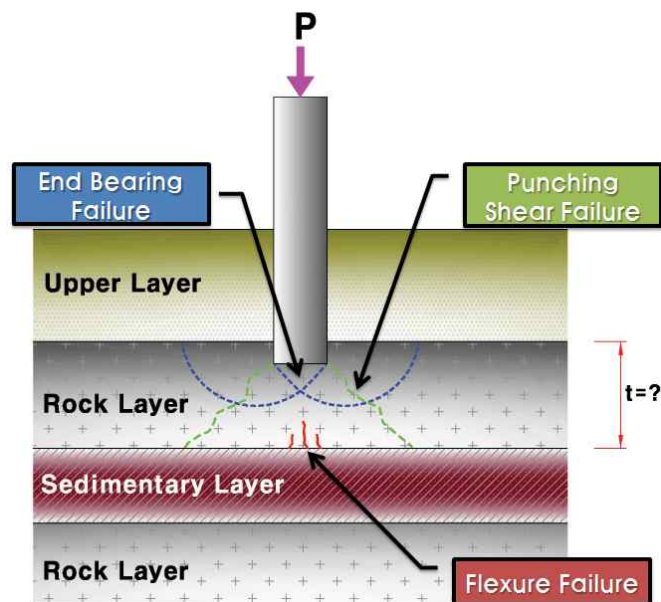


Fig. 3.2 Failure modes of stratified rock layer

2. 기초 이론

1) 탄성평판기초해석법(Elastic Plate Analysis Method)

ACI committee 436에서는 전면기초를 Hetenyi(1946)의 탄성지반에 놓인 판이론을 근거로 하여 설계하도록 제안하고 있다. 이 이론은 탄성지반 위에 무한 폭을 가진 평판에 집중하중이 작용하는 경우이다. 우리나라의 구조물기초설계기준(2009)에서도 전면기초를 평판이론에 근거하여 탄성법으로 설계하는 것을 제시하고 있다.

전면기초에 집중하중이 작용할 때 그 영향은 빠르게 감소하므로 평판으로 전면기초를 고려하고 작용하중을 기둥하중으로 고려하는 것이 가능하다. ACI Committee 436에서 제안하는 절차를 요약 정리하면 다음과 같다.

- ① 전면기초의 두께 t 는 위험단면에서 전단해석으로부터 가정한다.
- ② 지반반력계수 k 를 결정한다.
- ③ 휨강도 D 는 다음의 식을 통하여 계산한다.

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \quad (3.1)$$

여기서, E : 전면기초의 탄성계수
 μ : 전면기초의 포아송비

- ④ 유효강성반경 L 은 아래 식을 통하여 계산한다. 각 기둥하중의 영향범위는 대략 $4L$ 이다.

$$L = \sqrt{\frac{D}{k_b}} \quad (3.2)$$

여기서, k_b : 전면기초의 크기를 고려한 지반반력계수

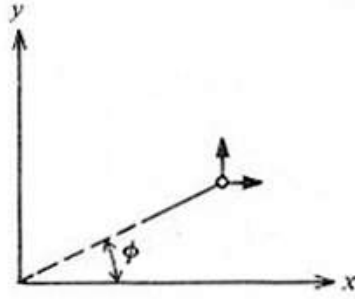


Fig. 3.3 Transformation in rectangular coordinates
(Winterkorn et al., 1975)

⑤ 각 지점에서의 반경모멘트 $M_{r(E)}$, 접선모멘트 $M_{t(E)}$, 처짐 $w_{(E)}$ 는 다음과 같다.

$$M_{r(E)} = -\frac{P}{4} \left[Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) - (1-\mu) \frac{Z_3' \left(\frac{r}{L} \right)}{\left(\frac{r}{L} \right)} \right] \quad (3.3a)$$

$$M_{t(E)} = -\frac{P}{4} \left[\mu Z_4 \left(\frac{r}{L} \right) + (1-\mu) \frac{Z_3' \left(\frac{r}{L} \right)}{\left(\frac{r}{L} \right)} \right] \quad (3.3b)$$

$$w_{(E)} = \frac{PL^2}{4D} Z_3 \left(\frac{r}{L} \right) \quad (3.3c)$$

여기서, P : 기둥하중

r : 기둥하중 작용점에서부터 반경방향으로의 거리

Z_3, Z_3', Z_4 : 모멘트, 처짐에 대한 함수

⑥ 반경 및 접선 모멘트는 Fig. 3.3의 ϕ 를 통하여 직교좌표로 변환된다.

$$M_{x(E)} = M_{r(E)} \cos^2 \phi + M_{t(E)} \sin^2 \phi \quad (3.4a)$$

$$M_{y(E)} = M_{r(E)} \sin^2 \phi + M_{t(E)} \cos^2 \phi \quad (3.4b)$$

여기서, ϕ : Fig. 3.3에서 정의된 각도

⑦ 전면기초의 단위 폭에 대한 전단 $Q_{(E)}$ 는 다음의 식으로 계산한다.

$$Q_{(E)} = -\frac{P}{4L} Z_4' \left(\frac{r}{L} \right) \quad (3.5)$$

여기서, Z_4' : 전단에 대한 함수

위 절차를 통해 전면기초의 전단력과 모멘트, 처짐을 구한다. 여기에 사용된 Z 함수는 F. Schleicher가 1926년에 그의 저서에 처음으로 제안하였으며, Hetenyi가 Circular Plate를 해석하면서 사용하였다. Fig. 3.4는 Z 함수를 그래프로 나타낸 것이고 각 함수식은 다음과 같다.

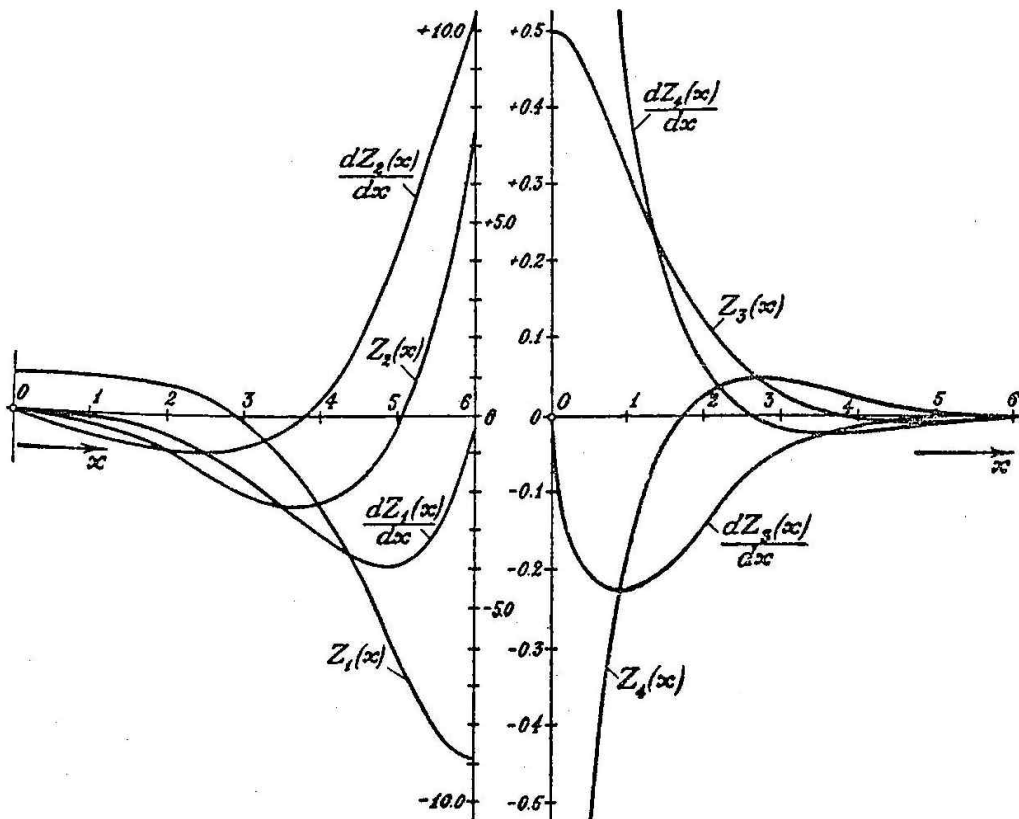


Fig. 3.4 Z functions (Hetenyi, 1946)

$$Z_1(x) = 1 - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^4}{2!^2} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^8}{4!^2} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{12}}{6!^2} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{16}}{8!^2} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{20}}{10!^2} + \dots \quad (3.6)$$

$$Z_2(x) = -\frac{\left(\frac{x}{2}\right)^2}{1!^2} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^6}{3!^2} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{10}}{5!^2} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{14}}{7!^2} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{18}}{9!^2} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{22}}{11!^2} - \dots \quad (3.7)$$

$$Z_3(x) = \frac{Z_1(x)}{2} - \frac{2}{\pi} \left[R_1 + \log_e \gamma \frac{x}{2} \times Z_2(x) \right] \quad (3.8)$$

$$Z_4(x) = \frac{Z_2(x)}{2} + \frac{2}{\pi} \left[R_2 + \log_e \gamma \frac{x}{2} \times Z_1(x) \right] \quad (3.9)$$

여기서, $R_1 = \left(\frac{x}{2}\right)^2 - \frac{\varphi(3)}{3!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^6 + \frac{\varphi(5)}{5!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^{10} - \frac{\varphi(7)}{7!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^{14} + \dots$

$$R_2 = \frac{\varphi(2)}{2!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^4 - \frac{\varphi(4)}{4!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^8 + \frac{\varphi(6)}{6!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^{12} - \frac{\varphi(8)}{8!^2} \left(\frac{x}{2}\right)^{16} + \dots$$

$$\varphi(n) = 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \dots + \frac{1}{n}$$

$$\log_e \gamma = 0.577216$$

이 Z 함수와 R 함수를 미분하면 다음과 같다.

$$Z_1(x)' = -\frac{\left(\frac{x}{2}\right)^3}{1!2!} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^7}{3!4!} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{11}}{5!6!} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{15}}{7!8!} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{19}}{9!10!} + \dots \quad (3.10)$$

$$Z_2(x)' = -\frac{\left(\frac{x}{2}\right)}{0!1!} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^5}{2!3!} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^9}{4!5!} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{13}}{6!7!} - \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{17}}{8!9!} + \frac{\left(\frac{x}{2}\right)^{21}}{10!11!} - \dots \quad (3.11)$$

$$Z_3(x)' = \frac{Z_1(x)'}{2} - \frac{2}{\pi} [R_1' + \log_e \gamma Z_2(x) + \log_e x' Z_2(x) + \log_e x Z_2(x)' - \log_e 2 Z_2(x)'] \quad (3.12)$$

$$Z_4(x)' = \frac{Z_2(x)'}{2} + \frac{2}{\pi} [R_2' + \log_e \gamma Z_1(x) + \log_e x' Z_1(x) + \log_e x Z_1(x)' - \log_e 2 Z_1(x)] \quad (3.13)$$

여기서, $R_1' = \left(\frac{x}{2}\right) - \frac{\varphi(3)}{2!3!} \left(\frac{x}{2}\right)^5 + \frac{\varphi(5)}{4!5!} \left(\frac{x}{2}\right)^9 - \frac{\varphi(7)}{6!7!} \left(\frac{x}{2}\right)^{13} + \dots$
 $R_2' = \frac{\varphi(2)}{1!2!} \left(\frac{x}{2}\right)^3 - \frac{\varphi(4)}{3!4!} \left(\frac{x}{2}\right)^7 + \frac{\varphi(6)}{5!6!} \left(\frac{x}{2}\right)^{11} - \frac{\varphi(8)}{7!8!} \left(\frac{x}{2}\right)^{15} + \dots$
 $\varphi(n) = 1 + \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} + \dots + \frac{1}{n}$

2) 원형기초해석법 (Circular Foundation Analysis Method)

풍력발전기 타워, 굴뚝, 물탱크와 같은 원형 또는 실린더형 구조물은 원형 전면기초나 링 형태로 지지되어진다. 이런 원형기초의 두께가 일정하고 등분포 지반반력을 가진 기초판의 부재력은 Beyer(1956)가 제안한 식에 의해 계산될 수 있다. Beyer가 제안한 식 중에 원형판기초에 대한 식을 정리하면 다음과 같다.

$$\rho = \frac{r}{a}, \quad \beta = \frac{b}{a}, \quad \phi_0 = 1 - \rho^4, \quad \phi_1 = 1 - \rho^2, \quad \phi_2 = \rho^2 \log_e \rho, \quad \phi_3 = \log_e \rho, \quad \phi_4 = \frac{1}{\rho^2} - 1$$

여기서, μ = 포아송비

$M_{t(C)}$ = 접선 모멘트

$M_{r(C)}$ = 반경 모멘트

$Q_{r(C)}$ = 전단력

q = 등분포 지반반력

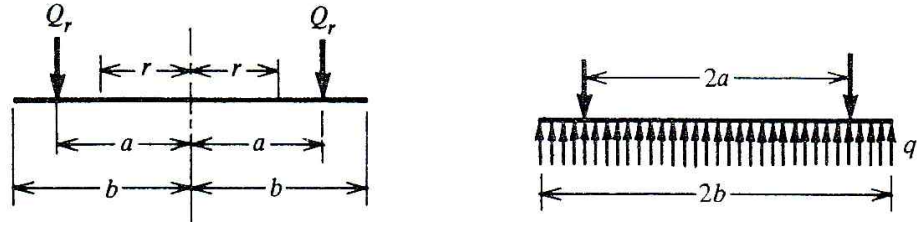


Fig. 3.5 Variables in circular foundation analysis method (Winterkorn et al., 1975)

$$k_1 = 2(1 - \mu) + (1 + 3\mu)\beta^2 - 4(1 + \mu)\beta^2 \log_e \beta \quad (3.14)$$

$$k_2 = 2(1 - \mu) - (3 + \mu)\beta^2 - 4(1 + \mu)\beta^2 \log_e \beta \quad (3.15)$$

① $\rho \leq 1$ 일 때,

$$M_{r(C)} = \frac{qa^2}{16} [k_1 - (3 + \mu) + (3 + \mu)\phi_1]$$

$$M_{t(C)} = \frac{qa^2}{16} [k_1 - (1 + 3\mu) + (1 + 3\mu)\phi_1]$$

$$Q_{r(C)} = q \frac{a}{2} \rho \quad (3.16)$$

② $\rho \geq 1$ 일 때,

$$M_{r(C)} = \frac{qa^2}{16} [k_1 - (3 + \mu) + (3 + \mu)\phi_1 - 2(1 - \mu)\beta^2 \phi_4 + 4(1 + \mu)\beta^2 \phi_3]$$

$$M_{t(C)} = \frac{qa^2}{16} [k_1 - (1 + 3\mu) + (1 + 3\mu)\phi_1 + 2(1 - \mu)\beta^2 \phi_4 + 4(1 + \mu)\beta^2 \phi_3]$$

$$Q_{r(C)} = \frac{q}{2} a \left(\frac{\beta^2}{\rho} - \rho \right) \quad (3.17)$$

IV. 등가유효폭(반경)을 이용한 기초 해석

1. 탄성평판기초해석의 조건

탄성평판해석법으로 전면기초를 해석하는 방법을 층상 암반에 놓인 기초구조물에 적용하여 해석하고자 한다. 기존 암층 위의 지반과 해수에 의한 상재등분포 하중이 존재하나 이는 등분포 지반반력과 상쇄되어 암층에 부재력을 발생시키지 않아 상부 집중하중만을 고려하였다. 층상구조의 암층은 길이가 무한한 판(plate)으로, 암층에 놓인 말뚝기초의 하중을 집중하중으로, 상부암층과 하부암층 사이에 존재하는 퇴적층 혹은 연약층은 탄성체로 가정하여 해석을 수행하였다.

해석에 사용된 현무암에 대한 물성치는 한국에너지기술연구원(2006) 해저지질 정밀조사 보고서에서 현무암의 지질공학적 특성을 제시한 값을 근거로 사용하였으며, 상부 암층의 강성에 대한 영향을 확인하기 위하여 두께를 2.0~5.0m까지 1m단위로 변경하여 해석하였다. 또한 하부 연약층의 물성은 지역과 지층에 따라 다른 특성을 나타내고 있는데 이 값은 제주광역경제권 선도사업 육성사업 1차년도 중간보고서(2013)를 참고하여 적용하였다(Table 4.1). 연약층에 대한 표준관입 시험횟수 N 은 5~20 범위로 $k_{0.3} = 1,800N (kN/m^3)$ 식(Scott 식, 1981)을 참고하여 지반반력계수를 변경하였는데, $1.0 \times 10^7 N/m^3$ 에서 $4.0 \times 10^7 N/m^3$ 까지 $10^7 N/m^3$ 간격으로 그 경향을 분석하였다. 여기서, $k_{0.3}$ 은 0.3m의 정방형 평판으로 평판재하 시험 결과에 의한 반력계수를 나타내는 것이며, 식 4.1을 적용하여 기초판의 크기에 따른 지반반력계수 k_b 로 환산하여 적용하였다.

$$k_b = k_{0.3} \left(\frac{B+0.3}{2B} \right)^2 \quad (4.1)$$

연약층의 경우 계산에 적용한 하중은 5MW 해상풍력발전시스템으로부터 산정된 수직하중 6.5MN을 적용하였다(Upwind Project, Final Report, 2011). 해석에

Table 4.1 Properties of rock and sediment, and applied load

Parameters		Values	Remarks
Rock	Elastic modulus (Pa)	1.16×10^{10}	KIER Report(2006)
	Poisson's ratio	0.295	
	Thickness (m)	2.0 ~ 5.0	Analysis variables
Sediment	Coefficien of subgrade reaction $k_{0.3}$ (N/m^3)	$1.0 \times 10^7 \sim 4.0 \times 10^7$	
Load	Vertical load (MN)	6.5	Upwind Project, Final Report(2011)

적용한 암층과 연약층의 물성치와 작용하중을 Table 4.1에 정리하였다.

1) 탄성평판해석(Hetenyi식)에 의한 결과

Hetenyi(1946)식으로 모멘트와 전단력을 구하는 절차는 앞 절에서 소개하였다. Hetenyi식의 경우 하중을 받는 기초면이 무한하다고 가정하므로 기둥하중은 집중하중으로 고려되며 하중의 면적은 고려되지 않는다. 또한 하중이 가해진 바로 아래 지점의 모멘트와 전단력은 무한한 값으로 계산되기 때문에 하중이 작용하는 지점에서 일정 거리 떨어진 지점부터 계산하였다. 기초에 작용하는 $M_{t(E)}$ 와 $M_{r(E)}$, 전단력 $Q_{(E)}$ 의 분포를 확인하기 위하여 앞에서 결정한 물성치를 적용하고 두께는 $2.0 \sim 5.0m$, $1.0 \times 10^7 \sim 4.0 \times 10^7 N/m^3$ 을 적용하였다. Fig. 4.1은 암층의 두께가 $3m$ 이고, 지반반력계수 $k_{0.3} = 1.0 \times 10^7 N/m^3$ 인 경우의 결과를 그래프로 나타낸 것으로써 하중 작용지점을 중심으로 양쪽이 대칭이므로 그래프는 반쪽에 대해서만 표현하였다.

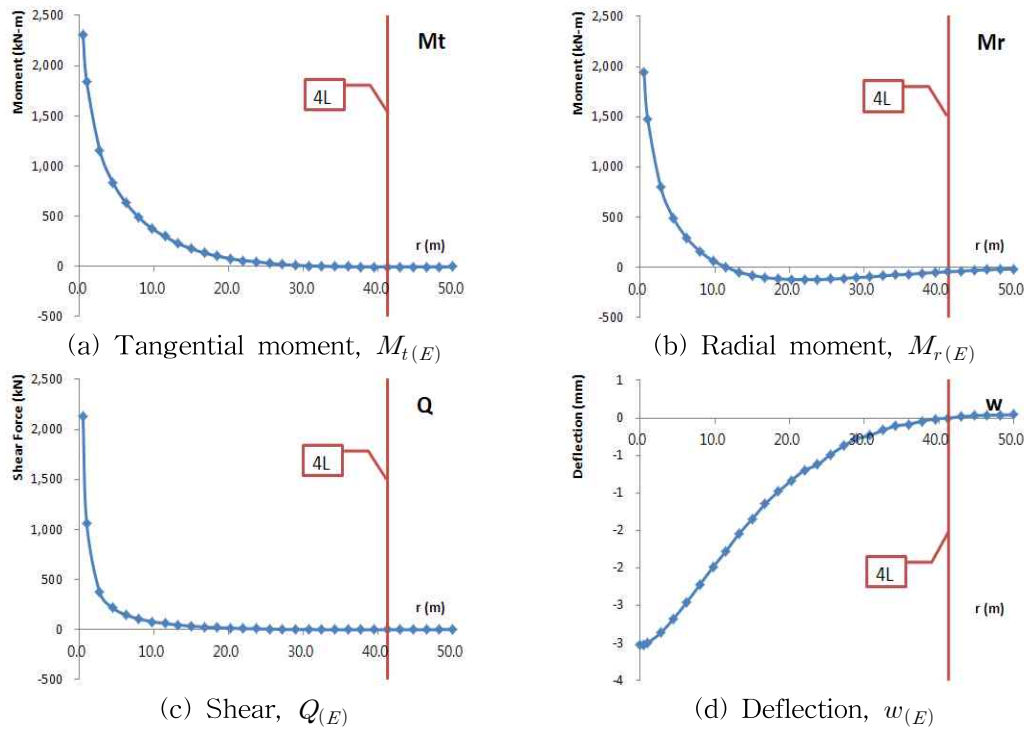


Fig. 4.1 Analysis results of moment, shear and deflection ($t = 3.0m, k = 1.0 \times 10^7 N/m^3$)

Fig. 4.1은 $t = 3.0 m$ 이고 $k_{0.3} = 1.0 \times 10^7$ 인 경우 $M_{r(E)}$ 와 $M_{t(E)}$, 전단력 $Q_{(E)}$ 와 처짐 $w_{(E)}$ 모두 하중이 가해진 지점 바로 밑에서 최대값을 나타내며 각각의 차이는 있지만 거리가 떨어짐에 따라 급격하게 감소하는 경향을 살펴볼 수 있다. $M_{t(E)}$ 는 알고자 하는 지점의 접선에 대한 방향으로 작용하는 모멘트로 하중을 받을 때 양의 값으로 급격히 감소하다가 하중점에서 약 32m 떨어진 지점에서 거의 0의 값으로 수렴하였다. $M_{r(E)}$ 은 알고자 하는 지점에서 중심에 대한 방향으로 작용하는 반경방향모멘트로 하중을 받는 지점에서 급속히 감소하여 약 13m 떨어진 지점부터는 음의 값으로 작용하였다. 전단력 $Q_{(E)}$ 는 하중재하점으로부터 거리가 멀어질수록 가장 급속하게 감소하였고, 처짐 $w_{(E)}$ 는 그림에서 보는 바와 같이 중앙 부분이 가장 크고 갈수록 점점 작아져 하중 재하점에서 약 39m 떨어진 지점에서 0에 가까운 값에 수렴하였다. 재하하중의 영향 반경이 약 $4L$ 로 알려져 있으므로 위 모델의 유효강성반경 L 을 계산하면 다음과 같다(H.F.Winterkorn et al., 1975).

$$D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{(1.16 \times 10^{10}) \times 3}{12(1-0.295^2)} = 2.859 \times 10^{10} N \cdot m$$

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{k_b}} = \sqrt[4]{\frac{2.859 \times 10^{10}}{2.52 \times 10^6}} = 10.325 m$$

$$\therefore 4L = 4 \times 10.325 = 41.3 m$$

4L값이 41.3m이므로 처짐을 포함한 모든 결과 값이 4L이내에서 변화됨을 확인할 수 있다.

2) 두께 t 와 지반반력계수 $k_{0.3}$ 에 의한 영향 비교

Fig. 4.2에서 나타내고 있는 휨모멘트는 말뚝의 직경을 0.8m로 가정하여 중앙에서 0.4m 만큼 떨어진 지점의 값이고, Fig. 4.3의 전단력은 0.4m에 지지암반층의 두께를 더한 0.4+t 지점의 값이다. $M_{t(E)}$ 와 $M_{r(E)}$ 은 값의 범위가 다를 뿐 두께가 증가함에 따라 증가폭이 감소하는 볼록곡선적으로 증가하는 경향을 나타내고 있다. 전단력 $Q_{(E)}$ 의 경우에는 두께가 증가함에 따라 거의 선형적으로 감소하고 있으며, 처짐 w 는 암반의 두께가 두꺼워질수록 감소폭이 적어지는 오목곡선적으로 감소하고 있다.

한편, 지반반력계수에 대해서는 $M_{t(E)}$ 와 $M_{r(E)}$ 은 지반반력계수가 증가할수록 감소폭이 작아지는 오목곡선적으로 감소하는 경향을 보이고 있다. 전단력의 경우는 선형에 가깝게 감소하고 있으며, 처짐의 경우도 오목곡선적으로 감소하는 경향을 나타내고 있다.

이러한 경향은 암반의 두께가 두꺼워지고, 지반반력계수가 감소할수록 하부지반의 반력이 넓은 면적에 고르게 분포하기 때문으로 예상한 바와 같은 경향을 나타내고 있다.

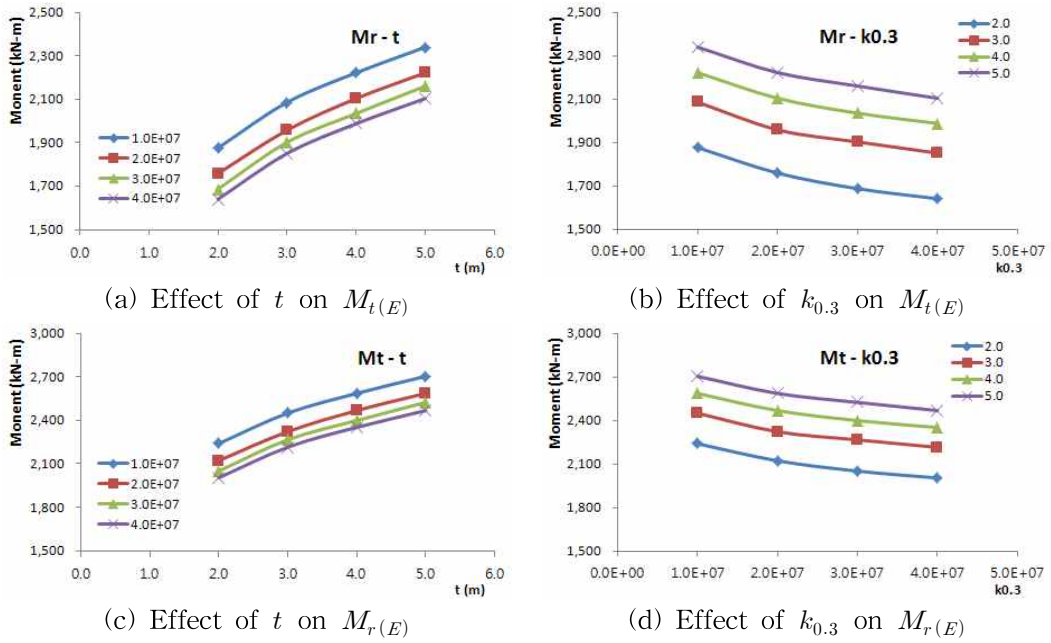


Fig. 4.2 Effects of t and $k_{0.3}$ on moment

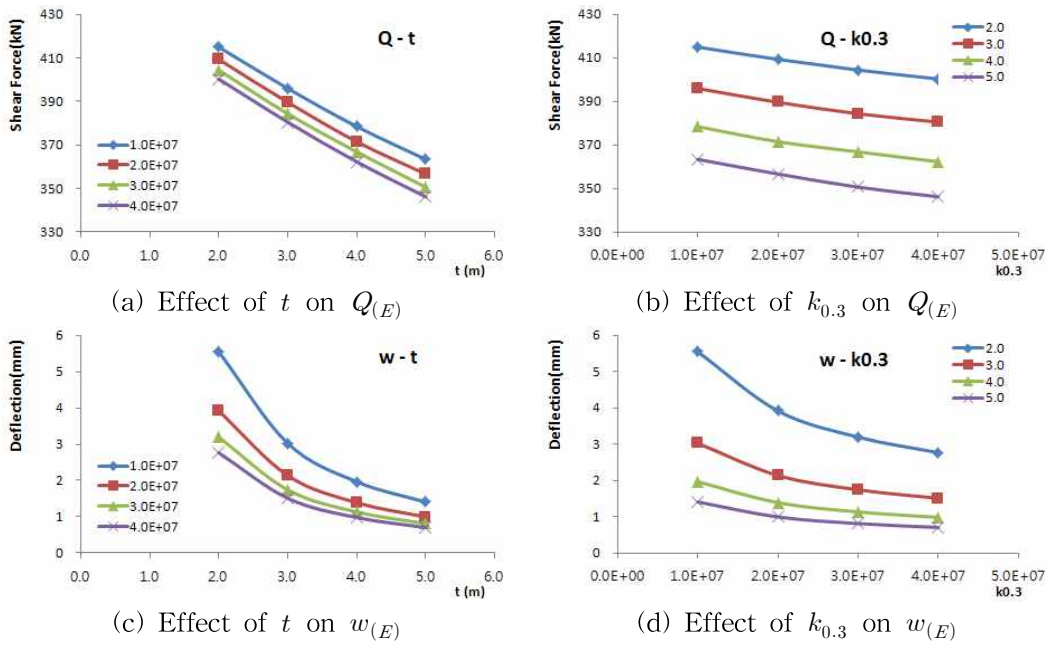


Fig. 4.3 Effects of t and $k_{0.3}$ on shear force and deflection

2. 원형기초해석을 위한 등가유효폭(반경) 제안

1) 등가유효폭(반경)과 영향변수

탄성평판해석은 실무에서 사용하기 위해서는 매우 복잡한 Z 함수를 계산하거나 Z 함수에 대한 그래프를 읽어야 하는 단점을 가지고 있어서 설계자가 지지층에 대한 판단을 쉽게 내릴 수가 없다. 따라서 해석시 가장 취약한 검토단면에서의 모멘트와 전단력을 간편하게 계산할 수 있는 식을 Beyer(1956)가 원형기초에 대해 제안한 계산식을 통해 탄성평판해석에서 결정된 값을 기초로 하여 제안하고자 한다.

원형기초해석(Beyer식)은 수직하중이 기초에 작용할 때 유한한 크기의 기초에 등분포로 지반반력이 발생한다는 가정 하에서 모멘트와 전단력을 계산한다. 따라서 탄성평판해석을 통해 계산된 모멘트와 전단력을 원형기초해석에 적용시키기 위해서는 무한한 압층을 유한한 기초로 가정해야 한다. 여기서 기초의 반경을 결정해야 하는데 작용하중이 일정하기 때문에 기초의 크기에 따라 단위면적당 반력의 크기도 변경되고, 이에 따라 검토단면의 모멘트와 전단력도 변하게 된다. 반대로 생각하면 탄성평판해석에서 결정된 모멘트와 전단력에 맞는 기초의 크기, 즉 등가유효폭(반경) b_e 를 결정할 수 있다.

그러나 탄성평판해석과 원형기초해석은 하중을 고려하는 부분에서 차이점을 가지고 있는데, 탄성평판해석은 기초가 무한하여 기둥하중을 집중하중으로 고려하였다. 원형기초해석의 경우에는 기초의 폭이 유한하므로 기둥의 크기, 즉 직경을 고려하였고, 하중은 기둥의 둘레를 따라 작용하는 것으로 고려하여 유도되었다. 따라서 두 식은 하중이 집중하중과 분포하중이라는 차이를 가지고 있어서 모멘트와 전단력의 분포에 다소 차이를 나타내게 된다. 직경이 고려되지 않은 탄성평판해석에서는 중앙부의 모멘트가 가장 큰 값을 나타내지만 Fig. 4.4에 나타낸 것과 같이 원형기초해석의 경우에는 기둥의 끝부분($\frac{d}{2}$)에서 최대값을 나타낸다. 전단력의 경우에도 탄성평판해석의 경우 하중이 작용하는 중앙에서 45° 로 내려온 지점, 즉 중앙에서 t 만큼 떨어진 하부지점이 검토단면이지만 원형기초해석의

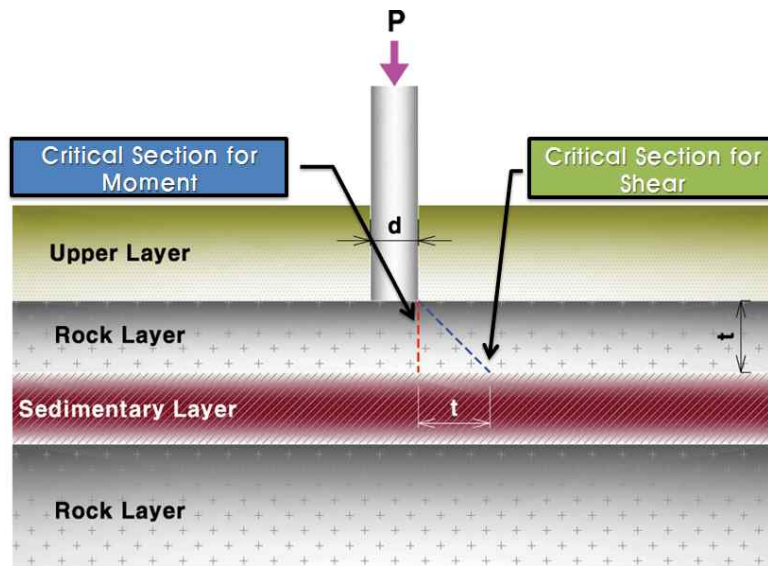


Fig. 4.4 Critical section for shear and moment

경우 기둥의 직경을 고려하여 중앙에서 $\frac{d}{2} + t$ 만큼 떨어진 하부지점이 검토단면이 된다.

앞 절에서 살펴본 바와 같이 중앙부에서는 중앙에서 떨어진 거리에 따라 모멘트와 전단력의 크기가 급격하게 변하므로 기둥의 직경이 고려되는 것과 되지 않는 것의 차이는 매우 클 것으로 판단된다. 따라서 기둥의 직경(d)도 유효반경 b_e 에 영향을 미치는 변수로 고려하여 $0.8 \sim 1.4m$ 의 범위 내에서 기둥 크기의 영향을 고려하였다.

유효반경 b_e 에 미치는 영향을 검토하는 요소로 기초의 두께와 지반의 반력, 기둥의 크기를 결정하였다. 탄성평판해석에서는 기초의 탄성계수와 포아송비, 두께를 반영한 휨강도 D 를 계산하고 이 휨강도와 지반반력계수의 비를 근거로 유효강성반경 L 을 계산하여 모멘트와 전단력을 구하였다. 여기서 우리가 변수로 결정한 t 와 k_b 가 유효강성반경 L 에 반영되고 있으므로 L 에 따른 b_e 의 영향을 고려하고, 기둥의 직경, d 에 따른 L 과 b_e 의 영향을 고려하였다. 또한 탄성평판해석에서 결정되는 모멘트는 반경모멘트(M_r)와 접선모멘트(M_t)가 있으나 접선모멘트(M_t)가 최대주응력을 계산하는데 사용되므로 휨 파괴 판단에 보다 중요하다. 따라서 접선모멘트(M_t)를 기준으로 등가유효반경(b_e)을 결정하고 이에 대해 검토하

였다.

2) 등가유효폭(반경) b_e 의 결정

Beyer가 제안한 식에서 $M_{t(C)}$ 를 계산하는 식은 앞서 소개한 바와 같이 ρ 의 크기에 따라

$$\rho \leq 1 \text{ 일 때, } M_{t(C)} = \frac{qa^2}{16} [k_1 - (1+3\mu) + (1+3\mu)\phi_1]$$

$\rho \geq 1$ 일 때,

$$M_{t(C)} = \frac{qa^2}{16} [k_1 - (1+3\mu) + (1+3\mu)\phi_1 + 2(1-\mu)\beta^2\phi_4 + 4(1+\mu)\beta^2\phi_3]$$

$$\begin{aligned} \text{여기서, } \rho &= \frac{r}{a}, \quad \beta = \frac{b}{a}, \quad \phi_1 = 1 - \rho^2, \quad \phi_3 = \log_e \rho, \quad \phi_4 = \frac{1}{\rho^2} - 1 \\ k_1 &= 2(1-\mu) + (1+3\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \log_e \beta \end{aligned}$$

본 연구에서 검토하고자 하는 지점 r 은 기둥 끝 지점이므로 기둥의 반지름 a 와 r 이 동일한 지점이 된다. 따라서 $\rho = \frac{r}{a} = 1$ 이 되고, ρ 가 1이므로 ϕ_1, ϕ_3, ϕ_4 는 모두 0이 되며, 식 4.2는 다음과 같은 간략식이 된다.

$$M_{t(C)} = \frac{qa^2}{16} [k_1 - (1+3\mu)] \quad (4.2)$$

식 4.2를 사용하여 탄성평판해석에서 계산된 접선모멘트($M_{t(E)}$)에 일치하는 등가유효반경(b_e)을 결정하였다.

검토지점에 대해 탄성평판해석으로 결정된 $M_{t(E)}$ 와 동일한 값을 가지는 등가유효반경 b_e 에 대해 계산한 결과를 Table 4.2에 나타내었고, Fig. 4.5는 유효강성반경 L 에 대한 등가유효반경 b_e 의 값을 기둥의 직경에 따라 나타낸 것이다. L 에 대한 b_e 의 관계에서 d 의 영향은 크게 나타나지 않았으며, 이는 탄성평판해석에서 기둥의 영향을 고려하지 않기 때문이고, 기둥의 반경을 고려한 지점의 모멘트를 계산하기 때문에 값에 차이가 발생하는 것으로 판단된다.

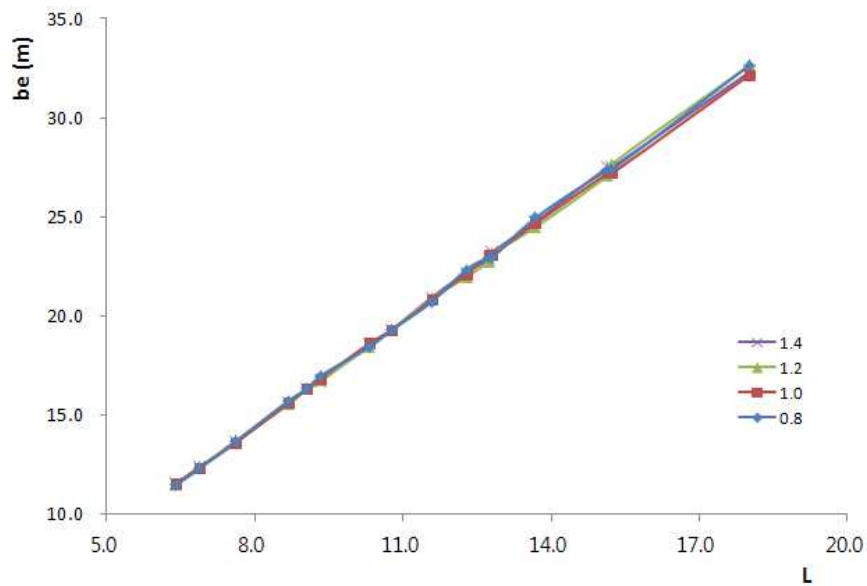


Fig. 4.5 Relationship of $L-b_e$ with different d

Table 4.2 Relationship of $L-b_e$ with different diameter of pile ($d=0.8 \sim 1.0m$)

$k_{0.3}$ ($10^7 N/m^3$)	t (m)	L (m)	b_e (m)	$M_{t(C)}$ (kNm)	$M_{t(E)}$ (kNm)
4.0	2.0	6.41	11.47	2,007.87	2004.58
3.0	2.0	6.88	12.31	2,056.03	2051.37
2.0	2.0	7.62	13.69	2,123.92	2122.94
4.0	3.0	8.68	15.72	2,211.53	2215.39
1.0	2.0	9.06	16.32	2,239.98	2240.65
3.0	3.0	9.33	16.98	2,259.70	2266.90
2.0	3.0	10.33	18.45	2,327.59	2322.71
4.0	4.0	10.77	19.29	2,356.04	2352.47
3.0	4.0	11.58	20.70	2,404.22	2399.75
1.0	3.0	12.28	22.33	2,443.66	2450.63
4.0	5.0	12.74	22.94	2,468.14	2468.48
2.0	4.0	12.81	22.94	2,472.11	2468.48
3.0	5.0	13.69	24.96	2,516.31	2525.10
2.0	5.0	15.15	27.38	2,584.21	2586.96
1.0	4.0	15.24	27.38	2,588.18	2586.96
1.0	5.0	18.01	32.64	2,700.28	2704.75

(a) In case of $d = 0.8m$

$k_{0.3}$ ($10^7 N/m^3$)	t (m)	L (m)	b_e (m)	$M_{t(C)}$ (kNm)	$M_{t(E)}$ (kNm)
4.0	2.0	6.41	11.54	1,858.44	1859.02
3.0	2.0	6.88	12.34	1,906.60	1904.09
2.0	2.0	7.62	13.61	1,974.48	1969.37
4.0	3.0	8.68	15.61	2,062.08	2061.13
1.0	2.0	9.06	16.33	2,090.53	2091.32
3.0	3.0	9.33	16.84	2,110.25	2112.23
2.0	3.0	10.33	18.62	2,178.14	2179.20
4.0	4.0	10.77	19.29	2,206.59	2203.11
3.0	4.0	11.58	20.80	2,254.76	2253.64
1.0	3.0	12.28	22.10	2,294.20	2294.22
4.0	5.0	12.74	23.06	2,318.68	2322.71
2.0	4.0	12.81	23.06	2,322.65	2322.71
3.0	5.0	13.69	24.67	2,366.85	2367.86
2.0	5.0	15.15	27.20	2,434.75	2433.23
1.0	4.0	15.24	27.20	2,438.72	2433.23
1.0	5.0	18.01	32.15	2,550.81	2545.09

(b) In case of $d = 1.0m$

Table 4.2 Relationship of $L-b_e$ with different diameter of pile ($d=1.2 \sim 1.4m$)

$k_{0.3}$ ($10^7 N/m^3$)	t (m)	L (m)	b_e (m)	$M_{t(C)}$ (kNm)	$M_{t(E)}$ (kNm)
4.0	2.0	6.41	11.48	1,736.36	1733.63
3.0	2.0	6.88	12.37	1,784.51	1783.57
2.0	2.0	7.62	13.70	1,852.39	1851.80
4.0	3.0	8.68	15.53	1,939.98	1935.93
1.0	2.0	9.06	16.33	1,968.43	1969.37
3.0	3.0	9.33	16.76	1,988.15	1986.74
2.0	3.0	10.33	18.46	2,056.03	2051.37
4.0	4.0	10.77	19.30	2,084.48	2081.11
3.0	4.0	11.58	20.88	2,132.65	2133.82
1.0	3.0	12.28	21.95	2,172.09	2167.56
4.0	5.0	12.74	22.74	2,196.56	2191.05
2.0	4.0	12.81	23.15	2,200.54	2203.11
3.0	5.0	13.69	24.49	2,244.73	2240.65
2.0	5.0	15.15	27.09	2,312.63	2308.32
1.0	4.0	15.24	27.68	2,316.60	2322.71
1.0	5.0	18.01	32.64	2,428.69	2433.23

(a) In case of $d = 1.2m$

$k_{0.3}$ ($10^7 N/m^3$)	t (m)	L (m)	b_e (m)	$M_{t(C)}$ (kNm)	$M_{t(E)}$ (kNm)
4.0	2.0	6.41	11.53	1,633.16	1633.37
3.0	2.0	6.88	12.40	1,681.31	1681.61
2.0	2.0	7.62	13.64	1,749.17	1745.77
4.0	3.0	8.68	15.65	1,836.76	1837.58
1.0	2.0	9.06	16.33	1,865.20	1866.32
3.0	3.0	9.33	16.70	1,884.92	1881.17
2.0	3.0	10.33	18.58	1,952.80	1952.44
4.0	4.0	10.77	19.30	1,981.24	1978.00
3.0	4.0	11.58	20.93	2,029.41	2032.26
1.0	3.0	12.28	22.18	2,068.85	2071.05
4.0	5.0	12.74	22.86	2,093.32	2091.32
2.0	4.0	12.81	23.21	2,097.29	2101.69
3.0	5.0	13.69	24.76	2,141.49	2144.88
2.0	5.0	15.15	27.51	2,209.38	2215.39
1.0	4.0	15.24	27.51	2,213.35	2215.39
1.0	5.0	18.01	32.29	2,325.44	2322.71

(b) In case of $d = 1.4m$

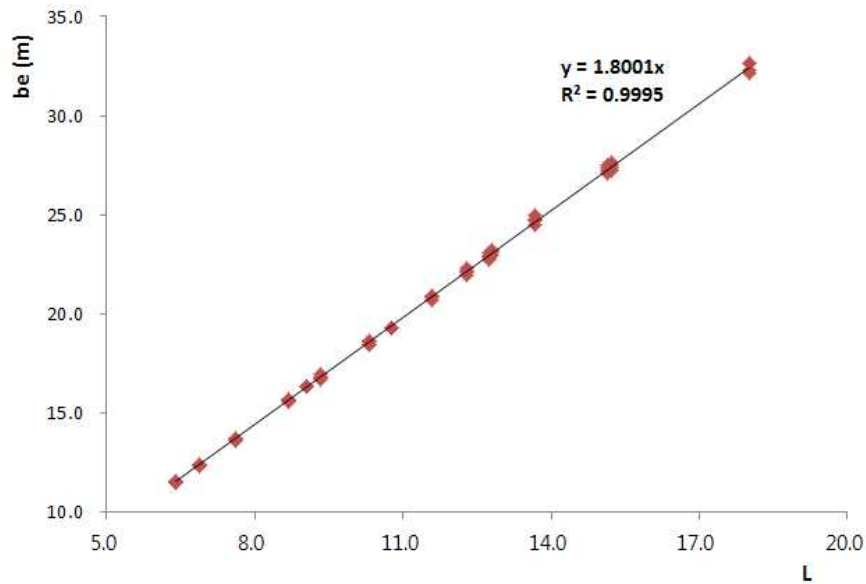


Fig. 4.6 Regression analysis result of $L - b_e$

Fig. 4.6은 L 에 대한 b_e 값을 회귀분석한 결과를 나타낸 것으로 결정계수 R^2 가 0.9995로 상관성이 매우 높게 나타났으며, L 에 대한 계수는 1.8001이다. 수식에 적용할 때는 소숫점을 셋째자리에서 반올림하여 둘째자리까지 표현하였으며, 유효강성반경 L 에 대한 등가유효반경 b_e 의 관계식은 식 4.3과 같이 표현된다.

$$b_e = 1.80L \quad (4.3)$$

식 4.3을 사용하여 계산된 등가유효폭(반경) b_e 를 사용한 원형기초해석을 통한 접선모멘트 $M_{t(C)}$ 와 탄성평판해석을 통한 $M_{t(E)}$ 의 차이를 비교하여보면 $\pm 0.3\%$ 로 매우 잘 일치하였다(Table 4.2).

3) 전단력 Q 에 대한 검토

등가유효폭(반경) b_e 는 탄성평판해석에서의 접선모멘트 $M_{t(E)}$ 가 원형기초해석에서의 값과 동일하도록 결정되었기 때문에 전단력 Q 에 대한 검토가 필요하다. 즉, 탄성평판해석에서 하중재하지점에 집중되어 분포되는 반력과 원형기초해석에서 가정하는 등분포로 분포되는 반력이 다르기 때문에 두 해석에서의 전단력 Q

의 값은 다르게 나타날 것이다. 원형기초해석에서의 전단력 $Q_{(C)}$ 를 구하는 Beyer 식을 다시 적으면 다음과 같다.

$$Q_{r(C)} = \frac{q}{2}a \left(\frac{\beta^2}{\rho} - \rho \right)$$

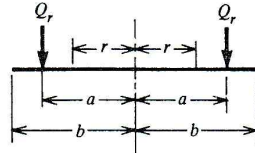
여기서, r : 검토 지점

a : 기둥의 반경

b : 유효폭의 반경

$$\rho = \frac{r}{a}$$

$$\beta = \frac{b}{a}$$



이 식에 ρ 와 β 를 대입하여 정리하면 다음과 같다.

$$Q_{r(C)} = \frac{q}{2}a \left(\frac{\left(\frac{b}{a}\right)^2}{\left(\frac{r}{a}\right)} - \frac{r}{a} \right) = \frac{q}{2}a \left(\frac{b^2}{ar} - \frac{r}{a} \right) = \frac{q}{2} \left(\frac{b^2}{r} - r \right) = \frac{qb^2}{2r} \left(1 - \frac{r^2}{b^2} \right) \quad (4.4)$$

외력과 반력의 합은 0이 되어야 하므로 $P=q(\pi b^2)$ 이다. 이 값을 식 4.4에 대입하면 다음과 같다.

$$Q_{r(C)} = \frac{P}{2\pi r} \left(1 - \frac{r^2}{b^2} \right) \quad (4.5)$$

P 와 r 은 상수이고, 일반적으로 $b > r$ 이므로 전단력 $Q_{r(C)}$ 은 b 가 증가함에 따라 증가하다가 $\frac{P}{2\pi r}$ 에 수렴하게 된다. 따라서 원형기초해석으로 계산하는 전단력의 최대값은 $\frac{P}{2\pi r}$ 이 된다. 탄성평판해석에서 계산된 전단력이 원형기초해석에서 계산한 값보다 높게 평가되기 때문에 전단력을 기준으로 b_e 를 계산하는 것은 불가능하다. 설계를 위해서 전단에 대한 검토가 반드시 필요하기 때문에 앞에서 $M_{t(E)}$ 에 대해 결정한 b_e 를 가지고 전단력을 계산하고 탄성평판해석을 통한 전단력과 비교하여 경향을 분석하고자 한다. Table 4.3은 등가유효폭(반경)을 사용한 원형기초해석에서의 전단력 $Q_{(C)}$ 와 탄성평판해석에서의 $Q_{(E)}$ 를 비교한 것이다.

Table 4.3 Comparison of shear force Q ($k_{0,3} = 1.0 \times 10^7 \sim 2.0 \times 10^7 N/m^3$)

t (m)	d (m)	$Q_{(C)}$ (kN/m)	$Q_{(E)}$ (kN/m)	$\frac{Q_{(E)}}{Q_{(C)}}$	$Q_{(S)}$ (kN/m)
2.0	0.8	421.73	414.97	98.4%	404.86
	1.0	404.10	397.27	98.3%	387.94
	1.2	387.80	380.87	98.2%	372.29
	1.4	372.68	365.64	98.1%	357.77
3.0	0.8	297.22	395.96	133.2%	380.44
	1.0	288.16	384.55	133.4%	368.85
	1.2	279.64	372.53	133.2%	357.93
	1.4	271.81	361.17	132.9%	347.92
4.0	0.8	229.04	378.46	165.2%	366.47
	1.0	223.60	369.06	165.1%	357.76
	1.2	218.68	360.06	164.7%	349.89
	1.4	213.68	352.50	165.0%	341.89
5.0	0.8	186.33	363.39	195.0%	357.76
	1.0	182.59	355.71	194.8%	350.56
	1.2	179.30	349.35	194.8%	344.25
	1.4	175.84	342.17	194.6%	337.61

(a) In case of $k_{0,3} = 1.0 \times 10^7 N/m^3$

t (m)	d (m)	$Q_{(C)}$ (kN/m)	$Q_{(E)}$ (kN/m)	$\frac{Q_{(E)}}{Q_{(C)}}$	$Q_{(S)}$ (kN/m)
2.0	0.8	417.80	409.32	98.0%	401.09
	1.0	399.84	390.73	97.7%	383.84
	1.2	383.56	374.59	97.7%	368.22
	1.4	368.14	358.58	97.4%	353.42
3.0	0.8	293.93	389.62	132.6%	376.24
	1.0	285.12	376.67	132.1%	364.96
	1.2	276.43	365.43	132.2%	353.83
	1.4	268.50	353.81	131.8%	343.68
4.0	0.8	226.46	371.49	164.0%	362.34
	1.0	221.14	362.47	163.9%	353.82
	1.2	216.01	353.81	163.8%	345.62
	1.4	211.08	344.59	163.2%	337.74
5.0	0.8	184.12	356.66	193.7%	353.51
	1.0	180.40	349.15	193.5%	346.37
	1.2	176.84	341.90	193.3%	339.53
	1.4	173.70	334.89	192.8%	333.50

(b) In case of $k_{0,3} = 2.0 \times 10^7 N/m^3$

Table 4.3 Comparison of shear force Q ($k_{0,3} = 3.0 \times 10^7 \sim 4.0 \times 10^7 N/m^3$)

t (m)	d (m)	$Q_{(C)}$ (kN/m)	$Q_{(E)}$ (kN/m)	$\frac{Q_{(E)}}{Q_{(C)}}$	$Q_{(S)}$ (kN/m)
2.0	0.8	414.65	404.42	97.5%	398.06
	1.0	396.83	386.39	97.4%	380.96
	1.2	380.32	368.72	97.0%	365.11
	1.4	364.97	353.23	96.8%	350.37
3.0	0.8	292.06	384.36	131.6%	373.84
	1.0	282.81	371.58	131.4%	362.00
	1.2	274.10	360.38	131.5%	350.85
	1.4	265.87	348.87	131.2%	340.32
4.0	0.8	224.49	366.84	163.4%	359.19
	1.0	219.13	356.78	162.8%	350.61
	1.2	213.97	348.01	162.6%	342.36
	1.4	209.01	339.59	162.5%	334.41
5.0	0.8	182.61	350.60	192.0%	350.61
	1.0	178.74	343.76	192.3%	343.19
	1.2	175.07	336.31	192.1%	336.13
	1.4	171.87	329.12	191.5%	330.00

(a) In case of $k_{0,3} = 3.0 \times 10^7 N/m^3$

t (m)	d (m)	$Q_{(C)}$ (kN/m)	$Q_{(E)}$ (kN/m)	$\frac{Q_{(E)}}{Q_{(C)}}$	$Q_{(S)}$ (kN/m)
2.0	0.8	412.19	400.31	97.1%	395.70
	1.0	394.38	381.47	96.7%	378.61
	1.2	377.49	364.91	96.7%	362.39
	1.4	362.16	348.66	96.3%	347.67
3.0	0.8	290.03	380.52	131.2%	371.24
	1.0	280.71	367.59	131.0%	359.31
	1.2	271.93	355.36	130.7%	348.07
	1.4	263.96	344.57	130.5%	337.87
4.0	0.8	222.88	362.27	162.5%	356.61
	1.0	217.38	352.82	162.3%	347.81
	1.2	212.11	343.77	162.1%	339.38
	1.4	207.05	335.07	161.8%	331.28
5.0	0.8	180.96	346.20	191.3%	347.44
	1.0	177.40	338.98	191.1%	340.60
	1.2	173.53	332.00	191.3%	333.17
	1.4	170.21	324.49	190.6%	326.79

(d) In case of $k_{0,3} = 4.0 \times 10^7 N/m^3$

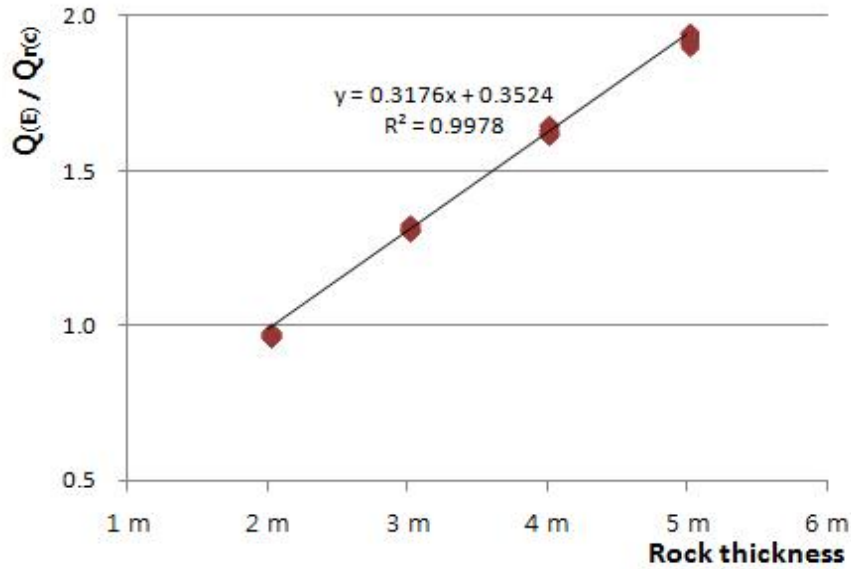


Fig. 4.7 Regression analysis of ratio Q with different rock thickness, t

표에서 보는바와 같이 지지 암반층의 두께가 두꺼울수록 두 값의 차이가 커짐을 살펴 볼 수 있다. 전단력 자체의 값은 기둥의 직경이나 기초의 두께에 따라 달라지지만 이론식과 제안식의 비는 두께가 일정한 경우 거의 같다는 것을 알 수 있다.

따라서 기초의 두께에 따른 이론식과 제안식의 비를 그래프로 나타내면 Fig. 4.7과 같다. 이 그래프를 살펴보면 모든 값이 두께에 대하여 동일한 비율로 증가함을 알 수 있다. 두께에 대한 전단력의 비를 회귀분석한 결과 결정계수 R^2 은 0.9978로 매우 높은 상관성을 드러내었고, y 절편은 0.3524, 기초의 두께 t 에 대한 계수는 0.3176으로 나타났다. 여기서 소숫점 세 번째 자리에서 반올림하여 정리하면 y 절편은 0.35가 되고, t 에 대한 계수는 0.32가 되는데 간단하게 표현하기 위하여 y 절편 값을 0.32로 변경하면 식 4.6과 같다.

$$Q_{hetenyi} = 0.32(t+1)Q_{r(C)} \quad (4.6)$$

식 4.5를 식 4.6에 대입하면 중심에서 r 만큼 떨어진 지점의 전단력을 계산하는 식은 식 4.7과 같이 정리된다.

$$Q_{critical} = \frac{0.16P}{\pi r} (t+1) \left(1 - \frac{r^2}{b_e^2} \right) \quad (4.7)$$

여기서, $r = \frac{d}{2} + t$ (Critical section)

식의 유효성을 검증하기 위하여 탄성평판해석을 통해 계산된 $Q_{(E)}$ 와 식 4.7로 계산된 $Q_{critical}$ 을 비교한 결과 $-4.1 \sim 0.7\%$ 의 범위 내에 있음을 확인하였다. 따라서, 식 4.7을 사용하여 위험단면의 전단력을 계산하는 것은 타당하다고 판단된다.

V. 유한요소법(F.E.M.)에 의한 비교

1. 유한요소법과 모델링

유한요소법(Finite Element Method)는 탄성지반위의 전면 기초판을 컴퓨터에 기반한 행렬구조해석(Matrix Structural Analysis)의 문제로 변환한다. 여기서 판은 절점에서 상호 연결된 격자(Mesh)로 이상화하고 지반은 독립된 스프링(Winkler Foundation)으로 모델링한다. 여기서, 행렬구조해석은 기초와 지반의 상호작용(interaction)을 고려한다.

유한요소해석에는 상용화 프로그램인 ABAQUS v.6.11을 사용하였다. 무한한 암반층은 집중하중의 영향이 거의 사라지는 폭으로 최대 반경 100m의 원판으로 모델링하였다. 모델의 경계조건은 구속되어 있는 무한 암반층이므로 수평과 수직 방향에 대하여 이동과 회전을 고정하였고, 하중은 원판의 중앙에 집중하중으로 작용시켰다. 중앙부분을 보다 잘 확인할 수 있도록 방사형으로 결정하여 육면체 요소를 사용하였고, 메쉬의 크기는 높이 0.5m, 폭은 중앙부분에서 경계부분으로 0.5 ~ 2.0m의 범위로 결정하였다. 재료의 물성과 해석변수는 앞서의 탄성판해석에서와 동일하게 적용하여 유한요소해석을 수행하였으며 그 결과를 탄성평판해석의 결과와 비교하였다. Fig. 5.1은 해석에 사용된 모델을 나타낸 것이다.

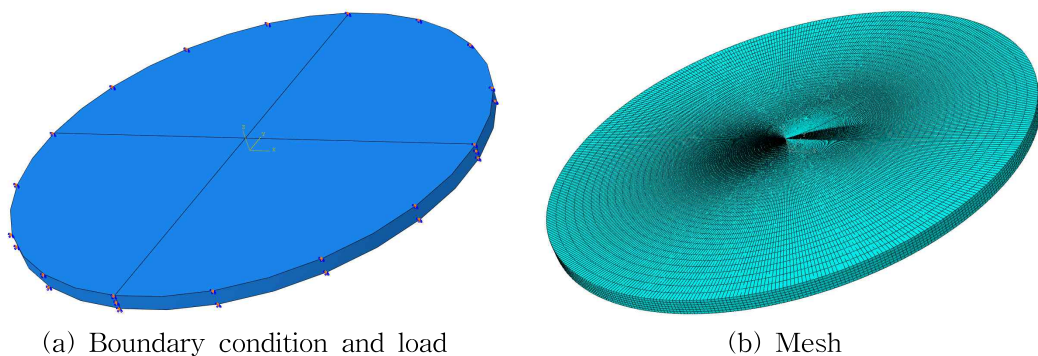


Fig. 5.1 Finite element model

2. 유한요소해석 결과

Fig. 5.2는 해석결과를 나타낸 것으로 (a)와 (b)는 x축과 y축에 대한 응력으로 암반층에 작용하는 반경모멘트(M_r)과 접선모멘트(M_t)를 검토할 때 사용하였고 (c)는 전단응력으로 전단력 Q 검토에 사용하였다. (d)는 z방향의 처짐에 대한 결과를 나타낸 것이다. 결과 값은 그림에서 보는바와 같이 탄성평판해석과 비슷한 경향을 나타내었다. 처짐과 응력 모두 중앙부에 집중되어 나타나며 거리가 멀어질수록 급격하게 감소하는 경향을 나타내고 있다. Fig. 5.3은 암반층 저면에서의 응력요소를 나타낸 것으로 반경모멘트 M_r 과 접선모멘트 M_t 에 의한 응력 상태를 나타낸 것이다.

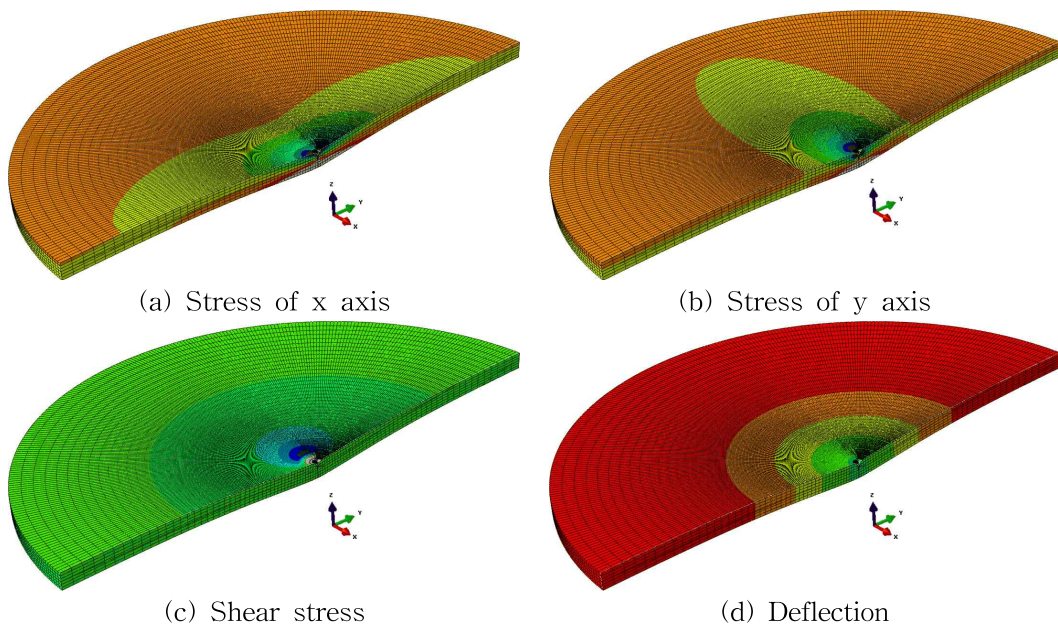


Fig. 5.2 Analysis results of stress and deflection ($t = 3.0m, k_{0,3} = 1.0 \times 10^7 N/m^3$)

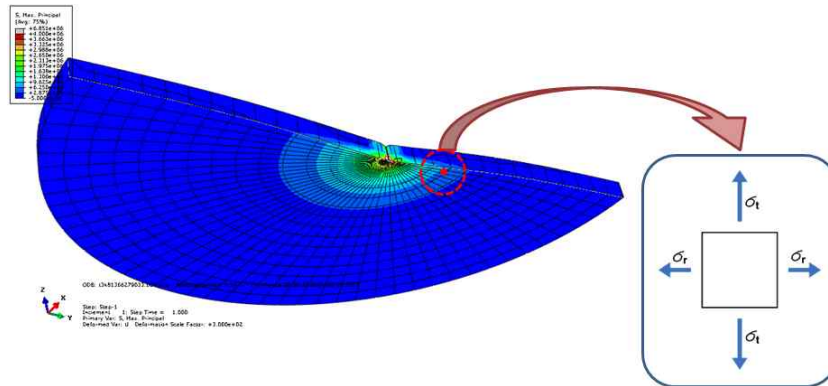


Fig. 5.3 Stress element on bottom surface

3. 탄성평판기초해석과 유한요소해석 비교

탄성평판기초해석과 유한요소해석 모두 기초를 탄성으로 가정하여 해석한 것으로 실제 거동과는 다소 차이가 있다. 그러나 탄성으로 가정하여 해석하는 것은 다른 해석에 비해 간단하고, 실제 사용되고 있는 구조물의 경우는 탄성범위 내에서 사용되고 있으므로 안전여부를 파악하는 데에 유용하게 사용되고 있다.

집중하중을 받는 지지암반층에 대해 암반층의 두께와 지반반력계수를 변수로 하여 탄성평판해석과 유한요소해석을 수행하여 모멘트, 전단력 및 처짐 값을 비교 검토하였다.

Fig. 5.4는 지지암반층의 두께가 3m이고, 지지층의 지반반력계수가 $1.0 \times 10^7 \text{ N/m}^3$ 인 경우에 대한 결과이다. (a)와 (b)는 접선모멘트와 반경모멘트를 비교한 그래프로 탄성평판해석에서 결정된 값과 유한요소해석을 통한 결과는 매우 잘 일치하였다. 그러나 r 이 1m이내의 중앙부에서는 탄성평판해석 값이 약간 크게 나타나는 경향을 보이는데, 이는 탄성평판해석에서 중앙의 모멘트와 전단력이 무한대의 값을 취하기 때문이다. (c)는 전단력을 비교한 그래프로 모멘트와 같이 매우 잘 일치하고 있으며, 다만 r 이 1m이내인 경우 탄성평판해석이 약간 보수적인 값을 나타내고 있다. (d)는 처짐 값을 비교한 그래프로 전체적인

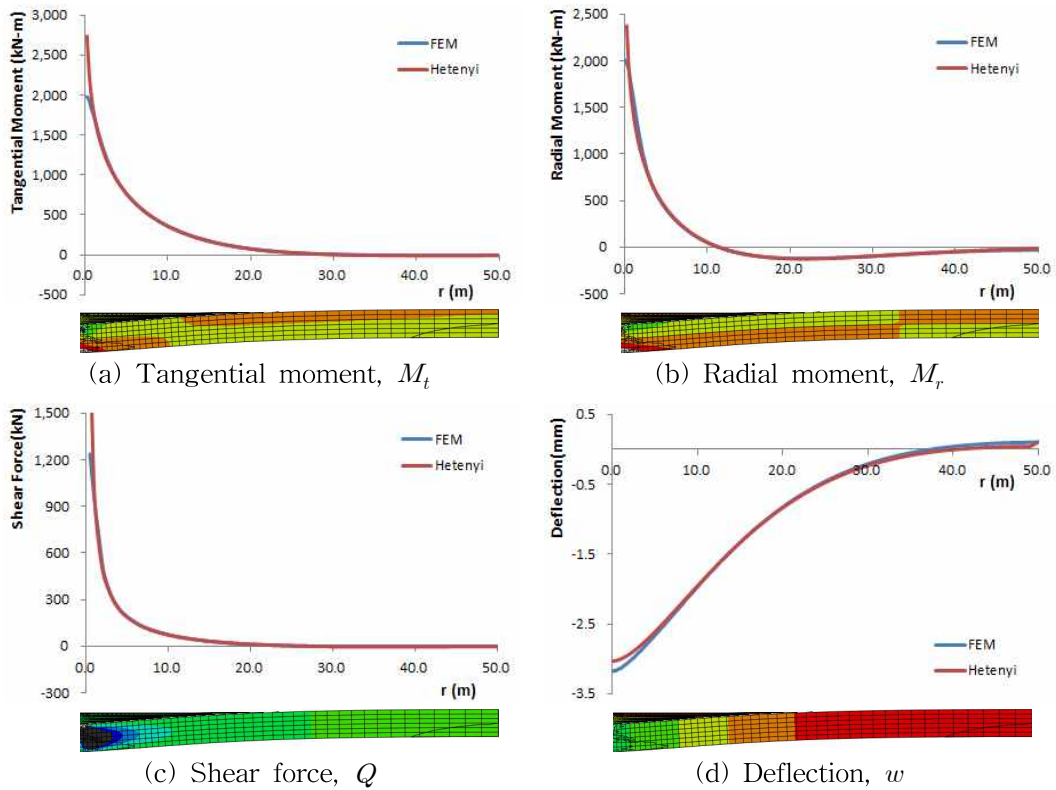


Fig. 5.4 Comparison of analysis results using elastic plate method and finite element method
 $(t = 3m, k_{0.3} = 1.0 \times 10^7 N/m^3)$

경향이 매우 잘 일치하고 있으나 모멘트와 전단력과는 반대로 중앙부 지점에서 유한요소해석 결과가 탄성평판해석 결과보다 약간 보수적인 값을 나타내고 있다. 그러나 실제 층상암반위에 놓인 말뚝기초는 그 크기를 가지고 있어 중앙에서의 약간의 차이는 큰 의미를 갖지 않는다.

VI. 결 론

본 연구에서는 층상암반에서의 기초를 설계하기 위해 복잡한 전면기초의 설계 방법인 탄성평판기초해석법(Elastic Plate Method)을 대신하여 설계자가 간편하게 이용할 수 있는 원형기초해석법(Circular Foundation Analysis Method))을 이용한 등가유효폭(반경)과 관계식을 제안하였고 유효성을 검토하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 탄성평판기초해석법의 접선모멘트 $M_{t(E)}$ 를 이용하여 원형기초해석법에 적용할 수 있는 등가유효폭(반경)을 제안하였으며, 위험단면에서의 검토결과 $\pm 0.3\%$ 의 오차범위 내에서 잘 일치하였다.

2. 등가유효폭(반경)을 원형기초해석법에 적용하여 위험단면에서의 전단력 계산식을 제안하였으며, $-4.1 \sim 0.7\%$ 의 오차범위 내에서 잘 일치하였다.

3. 탄성평판기초해석의 유효성을 검증하기 위해 유한요소해석을 이용하여 결과를 비교 검토한 결과 잘 일치하였다.

4. 기존에 이용된 탄성평판기초해석법은 매우 복잡하기 때문에 본 논문에서 제안한 등가유효폭(반경)을 이용한 원형기초해석법을 이용할 경우 보다 쉽고 빠르게 위험단면에서의 전단력 및 모멘트를 계산할 수 있어 설계의 편의성을 증대시킬 수 있다.

5. 본 논문에서 제안한 식은 층상암반구조에서 말뚝기초의 하중이 작용할 때, 위험단면에서의 휨 또는 전단파괴를 검토하기 위한 것으로, 전면기초의 해석에 사용할 경우 위험단면 뿐만 아니라 전 단면에서의 값을 필요로 한다. 따라서, 전 단면에서 적용할 수 있는 확장식에 대한 추가 연구가 필요하다.

참 고 문 헌

- [1] 성진기, 이태진, 2013, “한국의 해상풍력 현황과 발전방향에 관한 연구”, 전기학회논문집, 제62권, 제3호, pp.312~321.
- [2] 윤석훈, 고기원, 2011, 제주도 지형 지질과 지하수, 내하출판사, pp.35~57.
- [3] 제주광역경제권 선도사업 육성사업 1차년도 중간보고서, 2013 : 제주해역특성에 적합한 해상풍력발전기 설치를 위한 지반설계기술개발.
- [4] 한국에너지기술연구원, 2006, 해저지질 정밀조사보고서.
- [5] 한국수출입은행, 2012, 국내 신재생에너지산업 해외진출 전략. pp.173.
- [6] 한국지반공학회, 2009, 구조물 기초설계기준 해설, pp.276~286.
- [7] 홍은성, 2012, “국내 풍력산업의 현황분석과 발전방안”, 조명 전기설비학회지, 제26권, 제6호, pp.17~24.
- [8] ABAQUS v6.11, 2011, Users Manual, Hibbitt, Karlsson & Sorensen Inc.
- [9] Beyer, K.1956, Die Statik im Stahlbetonbau, Springer-Verlag, Berlin.
- [10] DNV-OS-J101, Design of Offshore Wind Turbine Structures, 2011
- [11] F. Schleicher, 1926, Journal of Applied Mathematics and Mechanics, Vol6, issue3, pp,199-216
- [12] GL Guideline, "Guideline for the certification of offshore wind turbine", 2012
- [13] Hans F. Winterkorn, Hsai-Yang Fang, 1975, Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand, pp.528~536
- [14] Hetenyi, M., 1946, Beams of Elastic Foundations, University of Michigan Press, Ann Arbor, pp.245~255
- [15] IEC 61400-3, "Design requirements for offshore wind turbine", 2009
- [16] Scott, R.F., 1981, Foundation Analysis, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
- [17] Wybren de Vries. Support Structure Concepts for Deep Water Sites. UpWind - Final report WP4.2; 2011, The Netherlands.