



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](#)

공학석사 학위논문

판앵커의 인발 속도에 따른  
극한 인발저항력 분석

Analysis of The Ultimate Uplift Capacity of  
Plate Anchor by The Loading Rate



지도교수 서영교

2013년 2월

한국해양대학교 대학원

해양공학과

유 동 만

本 論文을 柳東萬의 工學碩士 學位論文으로 認准함.

위원장    공학박사   최 경 식    (인)

위    원    공학박사   서 영 교    (인)

위    원    공학박사   김 재 수    (인)



2013년 2월

한국해양대학교 대학원

해양공학과

유 동 만

# 목 차

List of Figures .....	iii
List of Tables .....	vii
Abstract .....	viii
<b>제 1 장 서론 .....</b>	<b>1</b>
1.1 연구의 배경 .....	1
1.2 연구내용 및 방법 .....	3
<b>제 2 장 기존 연구 .....</b>	<b>4</b>
2.1 Meyerhof and Adam 이론 .....	4
2.2 Vesic 이론 .....	8
2.3 Meyerhof 이론 .....	11
<b>제 3 장 유한요소해석 및 실내모형실험 .....</b>	<b>13</b>
3.1 사용 시료 .....	13
3.1.1 물리적 특성 .....	13
3.2 모형 지반 .....	15
3.2.1 모형 토조 .....	15
3.2.2 강사장치와 상대밀도 .....	16
3.2.3 함수비 .....	17
3.3 실험장치 및 실험방법 .....	18
3.3.1 관앵커 .....	18
3.3.2 인발장치 .....	18
3.3.3 모형실험방법 .....	18
3.3.4 모형실험순서 .....	20
3.4 유한요소해석 .....	22
3.4.1 Plaxis Foundation .....	22
3.4.2 프로그램 해석 .....	22
3.4.3 벽체구속효과 .....	23
<b>제 4 장 실험 결과 .....</b>	<b>25</b>
4.1 유한요소해석 결과 및 분석 .....	25

4.1.1	사질토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	25
4.1.2	사질토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	28
4.1.3	점토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	29
4.1.4	점토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	31
4.2	실내모형실험 결과 및 분석	32
4.2.1	사질토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	32
4.2.2	사질토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	35
4.2.3	사질토 지반에서 인발 속도에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	36
4.2.4	점토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	39
4.2.5	점토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	41
4.2.6	점토 지반에서 인발 속도에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계	42
<b>제 5 장</b>	<b>고찰</b>	<b>44</b>
5.1	판앵커의 극한 인발저항력 산정식 제안	44
5.2	이론식 및 기존이론과의 비교	47
5.2.1	사질토 지반에서의 극한 인발저항력	47
5.2.2	사질토 지반에서의 인발 속도에 의한 영향	49
5.2.3	점토 지반에서의 극한 인발저항력	53
5.2.4	점토 지반에서의 인발 속도에 의한 영향	55
<b>제 6 장</b>	<b>결론</b>	<b>59</b>
	<b>참고문헌</b>	<b>62</b>
	<b>감사의 글</b>	<b>65</b>

## List of Figures

Fig. 2.1 Derivation of Equation (2.7) .....	6
Fig. 2.2 Variation of $K_u$ with soil friction angle .....	6
Fig. 2.3 Plot of $F_q$ for square and circular anchors .....	8
Fig. 2.4 Plot of $F_q^*$ for deep square and circular anchors .....	8
Fig. 2.5 Vesic's theory of expansion of cavities .....	9
Fig. 2.6 Vesic's theory of deep anchor .....	9
Fig. 2.7 Nature of variation of $F_c$ with H/h .....	11
Fig. 2.8 Variation of $F_c$ with H/h .....	12
Fig. 3.1 Grain-size distribution curves .....	14
Fig. 3.2 Calibration chamber .....	15
Fig. 3.3 Variation of relative density versus falling height .....	17
Fig. 4.1 FEA - D=25mm, Dr=35%, V=1mm/min (sand) .....	26
Fig. 4.2 FEA - D=50mm, Dr=35%, V=1mm/min (sand) .....	26
Fig. 4.3 FEA - D=75mm, Dr=35%, V=1mm/min (sand) .....	26
Fig. 4.4 FEA - D=25mm, Dr=75%, V=1mm/min (sand) .....	26
Fig. 4.5 FEA - D=50mm, Dr=75%, V=1mm/min (sand) .....	27
Fig. 4.6 FEA - D=75mm, Dr=75%, V=1mm/min (sand) .....	27
Fig. 4.7 FEA - Dr=35%, V=1mm/min (sand) .....	28
Fig. 4.8 FEA - Dr=75%, V=1mm/min (sand) .....	28
Fig. 4.9 FEA - D=25mm, w=60%, V=1mm/min (clay) .....	29
Fig. 4.10 FEA - D=50mm, w=60%, V=1mm/min (clay) .....	29
Fig. 4.11 FEA - D=75mm, w=60%, V=1mm/min (clay) .....	30
Fig. 4.12 FEA - D=25mm, w=80%, V=1mm/min (clay) .....	30
Fig. 4.13 FEA - D=50mm, w=80%, V=1mm/min (clay) .....	30
Fig. 4.14 FEA - D=75mm, w=80%, V=1mm/min (clay) .....	30
Fig. 4.15 FEA - w=60%, V=1mm/min (clay) .....	31
Fig. 4.16 FEA - w=80%, V=1mm/min (clay) .....	31
Fig. 4.17 Variation of $Q_u$ with H/D in loose sand (D=25mm, Dr=35%, V=1mm/min) .....	33
Fig. 4.18 Variation of $Q_u$ with H/D in loose sand	

	(D=50mm, Dr=35%, V=1mm/min) .....	33
<b>Fig. 4.19</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in loose sand	
	(D=75mm, Dr=35%, V=1mm/min) .....	33
<b>Fig. 4.20</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in dense sand	
	(D=25mm, Dr=75%, V=1mm/min) .....	33
<b>Fig. 4.21</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in dense sand	
	(D=50mm, Dr=75%, V=1mm/min) .....	34
<b>Fig. 4.22</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in dense sand	
	(D=75mm, Dr=75%, V=1mm/min) .....	34
<b>Fig. 4.23</b>	$Q_u$ by diameter of plate in loose sand (Dr=35%, V=1mm/min)	35
<b>Fig. 4.24</b>	$Q_u$ by diameter of plate in dense sand (Dr=75%, V=1mm/min)	35
<b>Fig. 4.25</b>	$Q_u$ by loading rate in loose sand (D=25mm, Dr=35%) .....	37
<b>Fig. 4.26</b>	$Q_u$ by loading rate in loose sand (D=50mm, Dr=35%) .....	37
<b>Fig. 4.27</b>	$Q_u$ by loading rate in loose sand (D=75mm, Dr=35%) .....	37
<b>Fig. 4.28</b>	$Q_u$ by loading rate in dense sand (D=25mm, Dr=75%) .....	37
<b>Fig. 4.29</b>	$Q_u$ by loading rate in dense sand (D=50mm, Dr=75%) .....	38
<b>Fig. 4.30</b>	$Q_u$ by loading rate in dense sand (D=75mm, Dr=75%) .....	38
<b>Fig. 4.31</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in stiff clay	
	(D=25mm, w=60%, V=1mm/min) .....	39
<b>Fig. 4.32</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in stiff clay	
	(D=50mm, w=60%, V=1mm/min) .....	39
<b>Fig. 4.33</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in stiff clay	
	(D=75mm, w=60%, V=1mm/min) .....	40
<b>Fig. 4.34</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in soft clay	
	(D=25mm, w=80%, V=1mm/min) .....	40
<b>Fig. 4.35</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in soft clay	
	(D=50mm, w=80%, V=1mm/min) .....	40
<b>Fig. 4.36</b>	Variation of $Q_u$ with H/D in soft clay	
	(D=75mm, w=80%, V=1mm/min) .....	40
<b>Fig. 4.37</b>	$Q_u$ by diameter of plate in stiff clay (w=60% V=1mm/min) .....	41
<b>Fig. 4.38</b>	$Q_u$ by diameter of plate in soft clay (w=80% V=1mm/min) .....	41
<b>Fig. 4.39</b>	Load by loading rate in stiff clay (D=25mm, w=60%) .....	42
<b>Fig. 4.40</b>	Load by loading rate in stiff clay (D=50mm, w=60%) .....	42

<b>Fig. 4.41</b> Load by loading rate in stiff clay (D=75mm, w=60%) .....	43
<b>Fig. 4.42</b> Load by loading rate in soft clay (D=25mm, w=80%) .....	43
<b>Fig. 4.43</b> Load by loading rate in soft clay (D=50mm, w=80%) .....	43
<b>Fig. 4.44</b> Load by loading rate in soft clay (D=75mm, w=80%) .....	43
<b>Fig. 5.1</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=35%) .....	48
<b>Fig. 5.2</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=75%) .....	48
<b>Fig. 5.3</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=35%, 1mm/min) .....	50
<b>Fig. 5.4</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=35%, 6mm/min) .....	50
<b>Fig. 5.5</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=35%, 15mm/min) .....	51
<b>Fig. 5.6</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=75%, 1mm/min) .....	51
<b>Fig. 5.7</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=75%, 6mm/min) .....	52
<b>Fig. 5.8</b> Comparison of experimental data with theoretical values in sand (Dr=75%, 15mm/min) .....	52
<b>Fig. 5.9</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=60%) .....	54
<b>Fig. 5.10</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=80%) .....	54
<b>Fig. 5.11</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=60%, 1mm/min) .....	56
<b>Fig. 5.12</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=60%, 6mm/min) .....	56
<b>Fig. 5.13</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=60%, 12mm/min) .....	57
<b>Fig. 5.14</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=80%, 1mm/min) .....	57
<b>Fig. 5.15</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay	



(w=80%, 6mm/min) .....	58
<b>Fig. 5.16</b> Comparison of experimental data with theoretical values in clay	
(w=80%, 12mm/min) .....	58



# List of Tables

<b>Table 2.1</b> Variation of $m$ .....	7
<b>Table 2.2</b> Critical Embedment Ratio, $(H/h)_{cr}$ , for Square and Circular Anchor .....	7
<b>Table 2.3</b> Breakout Factor( $F_q$ ) for circular anchors .....	10
<b>Table 2.4</b> Variation of $F_c$ ( $\Phi=0$ condition) .....	11
<b>Table 3.1</b> Material properties of sand .....	14
<b>Table 3.2</b> Material properties of kaolinite .....	14
<b>Table 3.3</b> Scale effect in sand .....	24
<b>Table 3.4</b> Scale effect in clay .....	24
<b>Table 5.1</b> Variation of $F_c$ .....	46



# **Analysis of The Ultimate Uplift Capacity of Plate Anchor by The Loading Rate**

by

Dong Man Ryu

Department of Ocean Engineering  
Graduate School of Korea Maritime University

## **Abstract**

Anchors are primarily designed and constructed to resist outwardly-directed loads imposed on the foundation of the structure. These outwardly-directed loads are transmitted to the soil at a greater depth by the anchors. Buried anchors have been used for thousands of years to stabilize the structures. Various types of earth anchors are nowadays used for the uplift resistance of transmission towers, utility poles, submerged pipelines and tunnels. Anchors are also used for tieback resistance of earth-retaining structures, waterfront structures, at bends in pressure pipelines, and when it is necessary to control thermal stress. In this research we have analyzed the uplift behavior of plate anchors in sand and clay by laboratory experiment to estimate the uplift behavior of plate anchor in various conditions. To archive the research purpose, uplift resistance and displacement characteristics of plate anchors caused by embedment ratio, plate diameter, loading rate were studied, compared and analyzed with various cases.

# 제 1 장 서론

## 1.1 연구의 배경

일반적으로, 앵커는 해저와 지상구조물에서 인발력을 받는 기초를 건설하는데 사용되어 왔다. 예로부터 해저와 지상구조물 중에 가설구조물을 건설하는데 주로 사용되어 왔으며, 이러한 가설구조물이 자체적으로 안정성을 충분히 확보하기 어려운 경우에 앵커를 사용하여 외부에 작용하는 힘들을 가설구조물에서 멀리 떨어진 지반 속으로 전달하여 구조물들을 안정시키게 하였다. 이 뿐만 아니라, 프리텐션을 주어 주변지반의 변형을 최소화하는 경우, 해안구조물이나 지하수위가 높은 지반의 구조물 등에서 부력에 의한 지반의 부풀림을 방지하는 경우, 옹벽의 바닥면에서 활동을 방지하기 위하여 사용하는 경우, 산사태의 방지, 사면의 안정, 터널의 안정 등의 여러 가지 목적으로 많이 사용되고 있다. 또한 인간의 활동영역 확장에 따른 해저 공간의 개발에 따라 각종 해양구조물의 안정에 이용됨으로써 그 사용이 더욱 증가되고 있는 추세이다.

지금까지 국내에서는 앵커의 극한 인발저항력에 대하여 많은 연구가 진행되어 왔다. 먼저 김서성 외4명(1994)은 얇은 앵커상태와 깊은 앵커상태일 때의 파괴특성을 명확히 구분하였으며, 깊은 앵커상태에 대한 극한 인발저항력의 산정에 앞서 얇은 앵커상태에 대한 해석이 선행되어야 한다는 것을 증명하였다. 이준대 외1명(1997)은 카울리나이트로 형성된 지반에서 앵커를 인발할 때 발생하는 흡입력이 단기 극한 인발저항력에 미치는 영향을 검토하고 앵커의 각 근입비에 대하여 흡입력을 제거하였을 때와의 차이를 비교 분석하였다. 권오균 외1명(1998)은 사질토 지반 속에 위치한 수평으로 힘을 받는 수직관앵커의 거동에 관하여 연구하였다. 모형실험을 이용하여 근입비에 따른 파괴모양을 관찰하였으며, 수직관앵커의 앞면과 뒷면에 작용하는 힘들을 측정하여, 압력분포를 조사하였다. 이준대(2001)는 벤토나이트로 형성된 지반에서 앵커의 인발 특성을 규명하기 위하여 실내모형실험을 하였고, 단기 극한 인발저항력과 흡입력에 대한 연구를 하였다. 신은철 외2명(2005)은 현장실험을 통해 말뚝이 근입비와 인

발 속도가 콘크리트 말뚝과 점토의 부착계수에 미치는 영향에 대하여 연구하였다. 장정범 외1명(2004)은 직매형 앵커기초를 대상으로 앵커기초의 인장 설계기준에 대한 적정성을 검토하기 위하여 수치해석이 수행되었다. 배우석 외3명(2008)은 표면거칠기와 근입비, 직경에 따른 파이프형 앵커의 인발거동을 평가하기 위하여 실내모형실험을 하였고, 앵커의 변위 특성과 극한 인발저항력을 비교 분석하였다.

본 논문에서는 판앵커의 극한 인발저항력에 대하여 여러 가지 변수를 두어 수치해석과 실내모형실험을 실시하였다. 이를 위해 토조를 이용하여 사질토 지반과 점토 지반으로 조성한 후, 판앵커의 근입비, 판의 지름, 상대밀도, 함수비, 인발 속도에 따른 극한 인발저항력을 측정하여 기존 이론과 비교 분석하였다. 기존 이론 중 사질토 지반에서는 Meyerhof and Adam(1968)의 이론과 Vesic(1971) 이론을 사용하였으며, 점토 지반에서는 Vesic(1971) 이론과 Meyerhof(1973) 이론을 사용하였다. 사질토 지반에서는 Meyerhof and Adam(1968)이 제안한 식과 실내모형실험결과를 비교하였을 때, 서로 다른 값을 나타내고 있지만, 극한 인발저항력이 증가하는 경향은 같았다. 그러나 Vesic(1971)의 제안식은 판의 지름이 25mm일 때 실내모형실험결과와는 조금 차이가 났지만, 나머지 경우에는 비슷하게 나타나고 있었다. 점토 지반에서는 Vesic(1971)의 제안식은 실내모형실험결과보다 극한 인발저항력이 크게 나타났고, Meyerhof(1973)의 제안식은 실내모형실험결과보다 극한 인발저항력이 낮게 나타났다. 그러나 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력이 증가하는 경향은 비슷하게 나타났다. 또한, 비교적 단순한 단면을 이용하여 해석한 2차원 유한요소 해석의 단점을 보완하고자 3차원 유한요소해석 프로그램을 통하여 이를 재확인하였다.

## 1.2 연구내용 및 방법

본 논문에서는 사질토와 점토로 형성된 지반에 판앵커의 극한 인발저항력을 알아보기 위하여 실내모형실험 및 유한요소해석을 실시하였고, 실내모형실험 및 유한요소해석을 위한 변수 인자는 다음과 같다.

- 판앵커의 근입비 : 3, 5, 7
- 판의 지름 : 25mm, 50mm, 75mm
- 상대밀도 : 35%, 75% (사질토 지반)
- 함수비 : 60%, 80% (점토 지반)
- 인발 속도 : 1mm/min, 6mm/min, 12mm/min, 15mm/min

지반은 무한한 상태로 가정하여 지반에 대한 상사법칙을 고려하지 않았고, 실내모형실험에 사용되는 판앵커만 축소하여 강체로 제작하였다. 그리고 상대밀도는 강사장치를 통해 서로 다른 사질토 모형 지반을 형성하였다. 또한 함수비를 달리 하여 서로 다른 점토 모형 지반을 형성하였으며, 인발 속도를 달리 하여 실내모형실험을 실시하였다. 그리하여 기존 이론과 비교 분석하였다.

수치해석은 범용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis Foundation v2.0을 사용하여 실내모형실험과 동일한 변수를 적용시켰고, 판앵커의 극한 인발저항력을 비교 분석하였다.

실내모형실험 및 수치해석 결과를 이용하여 다음 사항을 비교 분석하였다.

- 판앵커의 근입비에 따른 유한요소해석과 기존 이론 및 실내모형실험
- 판앵커의 지름에 따른 유한요소해석과 기존 이론 및 실내모형실험
- 상대밀도에 따른 유한요소해석과 기존 이론 및 실내모형실험
- 함수비에 따른 유한요소해석과 기존 이론 및 실내모형실험
- 인발 속도에 따른 실내모형실험

## 제 2 장 기존 연구

앵커의 극한 인발력은 앵커의 인발에 따라 앵커체 표면의 영향 범위 내에 위치한 인접지반에서 파괴가 발생할 경우, 이때의 저항력을 말한다. Balla(1961), Mariupol'skii(1965), Meyerhof and Adam(1968), Vesic(1971), Das(1978)등은 사질토 지반에서 모형실험과 현장실험을 통하여 앵커의 극한 인발저항력에 관한 식들을 제안한 바 있으며, Meyerhof(1973), Vesic(1971), Das(1978)등은 점토 지반에서 모형실험과 현장실험을 통하여 앵커의 극한 인발저항력에 관한 식들을 제안하였다. 이들은 앵커에 대한 이론적 접근과 파괴 형태에 따라 얇은 앵커와 깊은 앵커로 구분하였고, 또한 원형 앵커와 스트립 앵커, 사각 앵커로 구분하여 설명하였다. 그 중 본 연구에서는 인발력을 받는 판 앵커의 인발저항력에 대한 이론들을 도입하였으며, 그에 대한 기존연구를 정리하면 다음과 같다.

### 2.1 Meyerhof and Adam 이론

Meyerhof and Adam(1968)은 사질토 지반에서 실내모형실험과 현장실험을 통하여 스트립 앵커, 사각형 앵커, 원형 앵커들의 극한 인발저항력을 추정하는 경험식을 유도하였다. Fig. 2.1은 얇은 사각형 앵커가 사질토에 묻혀 있는 경우를 고려하였다. 극한하중에 의한 흙의 파괴포락선과 지표면이 이루는 각  $\alpha$ 는 상대밀도와 흙의 내부마찰각에 의해 결정된다. 그리고 각  $\alpha$ 의 크기는  $90-\phi/3 \sim 90-2\phi/3$ 의 범위에 있다. 그리고 각  $\delta$ 는 수동토압과 수평선이 이루는 각을 나타내며, 각  $\alpha$ 가 평균값인  $90-\phi/2$ 일 때, 각  $\delta$ 는  $(2/3)\phi$ 이다. Meyerhof and Adam(1968)은 안정성을 고려하기 위해 앵커의 단위길이당 힘이 흙의 무게와  $ab$ 와  $cd$ 면에 따른 단위길이당 수동토압  $P'_p$ 을 고려하여 결정된다고 하였다.

수동토압  $P'_p$ 는 다음 식 2.2 같이 나타내었다.

$$W = \gamma Hh \quad (2.1)$$

$$P_p' = \frac{P_h'}{\cos \delta} = \left(\frac{1}{2}\right) \left(\frac{1}{\cos \delta}\right) (K_{ph} \gamma H^2) \quad (2.2)$$

여기서  $P_h'$  : 수동토압의 수평요소

$K_{ph}$  : 수동토압계수의 수평요소

모든 힘의 수직 요소들을 합한 평형방정식  $\sum F_v = 0$ 에서

$$Q_{u(g)} = W + 2P_p' \sin \delta + W_a \quad (2.3)$$

$$Q_{u(g)} - W_a = W + (2P_p' \cos \delta) \tan \delta \quad (2.4)$$

$$Q_u = W + 2P_h' \tan \delta = W + 2\left(\frac{1}{2} K_{ph} \gamma H^2\right) \tan \Phi = W + K_{ph} \gamma H^2 \tan \delta \quad (2.5)$$

여기서  $W_a$  : 앵커 판의 무게

$\delta \approx (2/3)\Phi$ 에 대한 파괴면을 토대로 한 수동토압계수는 Caquot and Kerisel(1949)로부터 얻을 수 있다. 게다가 이것을 다음의 식으로 나타낸다.

$$K_u \tan \Phi = K_{ph} \tan \delta \quad (2.6)$$

식 2.3과 식 2.6을 합하면 다음의 식으로 정리할 수 있다.

$$Q_u = W + K_u \gamma H^2 \tan \Phi \quad (2.7)$$

여기서  $K_u$  : 인발계수

인발계수와 흙 내부마찰각의 변화는 Fig 2.2와 같다. 그리고 원형 앵커에서는 식 2.7을 다음 식 2.8과 같이 나타낼 수 있다.



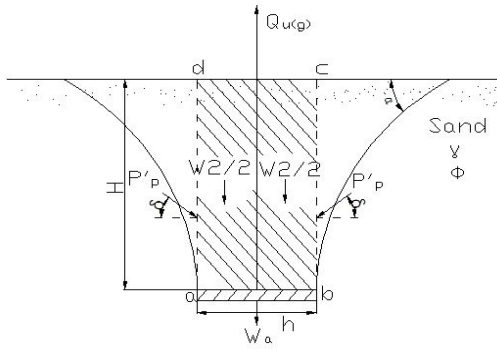


Fig. 2.2 Variation of  $K_u$  with soil friction angle

Fig. 2.1 Derivation of Equation (2.7)

$$Q_u = W + \frac{\pi}{2} S_F \gamma h H^2 K_u \tan \phi \quad (2.8)$$

여기서  $W$  : 원형 앵커 위의 흙 무게 ( $(\frac{\pi}{4} h^2) \gamma$ )

$h$  : 앵커의 지름

$S_F$  : 형상 계수 ( $S_F = 1 + m(\frac{H}{h})$ )

$m$  : 흙 내부마찰각( $\phi$ )의 함수인 계수

Table 2.1과 Table 2.2는 흙의 내부마찰각에 따른  $m$ 의 값과 한계근입비  $((H/h)_c)$ 를 실험을 통하여 나타낸 값이다. 그리고 Meyerhof and Adam(1968)은 판앵커의 근입비가 한계근입비 미만일 때를 얇은 앵커, 한계근입비 이상일 때는 깊은 앵커라 정의하였다.

Table 2.1 Variation of m

Soil friction angle, $\Phi$ (deg)	m
20	0.05
25	0.1
30	0.15
35	0.25
40	0.35
45	0.5
48	0.6

Table 2.2 Critical Embedment Ratio,  $(H/h)_{cr}$ , for Square and Circular Anchor

Soil friction angle, $\Phi$ (deg)	$(H/h)_{cr}$
20	2.5
25	3
30	4
35	5
40	7
45	9
48	11

얕은 앵커와 깊은 앵커 상태의 극한 인발저항력은 식 2.9와 식 2.10으로 나타내어진다.

$$Q_{u(g)} = F_q \gamma AH + W_a \quad (2.9)$$

$$Q_{u(g)} = F^* \gamma AH + K_o p (H - H_{cr}) \bar{\sigma}_o' \tan \Phi + W_a \quad (2.10)$$

여기서  $p$  : 앵커 붕의 들레

$\bar{\sigma}_o'$  : 지표면에서  $H - H_{cr}$  깊이까지의 평균 유효 응력

$$= \frac{1}{2} \gamma (H - H_{cr})$$

$K_o$  : 정지토압계수  $\approx 1 - \sin \Phi$

Fig. 2.3과 Fig. 2.4는 정사각형 앵커와 원형 앵커에서 사용되는 파괴계수의 값을 흙의 내부마찰각과 근입비에 대하여 나타낸다.

Fig. 2.3 Plot of  $F_q$  for square and circular anchors

Fig. 2.4 Plot of  $F_q^*$  for deep square and circular anchors

## 2.2 Vesic 이론

Vesic(1971)은 지반의 파괴메카니즘을 공동(중공)확장 이론으로 설명하였다. 이 때 앵커의 인발력과 관련된 지반은 반무한체이고 균질하며 등방성이라고 가정하였다. 또한, Vesic(1971)은 근입비가 1~5일 때는 얇은 앵커, 6~8일 때는 깊은 앵커라 정의하였다. 얇은 앵커에 대한 Fig. 2.5와 같이 앵커의 근입깊이 H가 상당히 작다면, 공동위에 있는 흙을 밀어낼 극한압력  $P_o$ 가 발생한다. 이 때 공동 지름은 D이고, 공동에 대한 파괴포락선 경사 ab와 cd는 공동 지름에 접하며, 지표면까지 도달한다. 여기에서 지표면과 파괴포락선이 만나는 점은 b와 d이며, 서로 이루는 각  $\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$  ( $\phi$ =흙의 내부마찰각)이다. 이 흙의 점착력은 c이고 단위중량은  $\gamma$ 이다. 평형방정식에 따라 파괴면에 작용하는 수직방향에 대한 힘의 요소들을 합하면 공동 안에서의 극한압력  $P_o$ 를 구할 수 있다. 그리고 공동안에서 일어나는 수직방향에 대한 힘 요소  $P_o$ 와 흙의 자중( $W_3 = W_1 + W_2$ ), 내부의 힘에 의해 발생한 수직요소  $F_v$ 를 고려하면  $P_o$ 는 다음 식 2.11과 같다.

$$P_o = cF_c + \gamma HF_q \quad (2.11)$$

여기서  $F_c$ 와  $F_q$  : 파괴계수

$$F_q = 1.0 - \frac{2}{3} \left[ \frac{\left(\frac{D}{2}\right)}{H} \right] + A_1 \left[ \frac{H}{\left(\frac{D}{2}\right)} \right] + A_2 \left[ \frac{H}{\left(\frac{D}{2}\right)} \right]^2 \quad (2.12)$$

$$F_c = A_3 \left[ \frac{H}{\left(\frac{D}{2}\right)} \right] + A_4 \left[ \frac{H}{\left(\frac{D}{2}\right)} \right] \quad (2.13)$$

여기서  $A_1, A_2, A_3, A_4$  : 마찰각( $\phi$ )의 함수

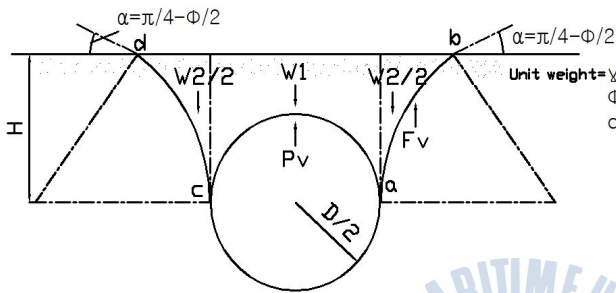


Fig. 2.5 Vesic's theory of expansion of cavities

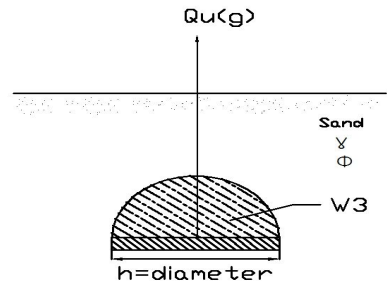


Fig. 2.6 Vesic's theory of deep anchor

Fig. 2.6은 깊은 앵커에서의 파괴메카니즘을 나타낸다. 여기에서 환앵커 위에 있는 반구형태의 공동이 흙으로 채워져 있다면 흙의 무게( $W_3$ )는 식 2.14와 같다.

$$W_3 = \frac{2}{3} \pi \left(\frac{D}{2}\right)^3 \gamma \quad (2.14)$$

이 흙의 무게와 공동의 내부압력  $P_1$ 의 관계는 다음 식 2.15와 같다.

$$P_1 = \frac{W_3}{\pi \left(\frac{D}{2}\right)^2} = \frac{\left(\frac{2}{3}\right) \pi \left(\frac{D}{2}\right)^3 \gamma}{\pi \left(\frac{D}{2}\right)^2} = \frac{2}{3} \gamma \left(\frac{D}{2}\right) \quad (2.15)$$

사질토 지반( $c=0$ )에서 앵커가 완전히 인발될 때 앵커에 작용하는 극한 인발저항력  $Q_{u(g)}$ 는 다음과 같다.

$$Q_{u(g)} = A(P_o + P_1) = A \left[ \gamma H(F_q) + \frac{2}{3} \gamma \left( \frac{h}{2} \right) \right] = A \left[ \gamma H F_q + \frac{\left( \frac{2}{3} \right) \left( \frac{h}{2} \right)}{H} \right] = A \gamma H F_q \quad (2.16)$$

여기서  $A$  : 앵커 판의 면적

$F_q$  : 파괴계수

점토 지반에서의  $P_o$ 는 다음 식 2.17과 같다. 그리고  $\phi=0$ 이기 때문에 Table 2.3에서 보여주는 것과 같이  $F_q=1$ 이다.

$$Q_{u(g)} = A(cF_c + \gamma H F_q) \quad (2.17)$$

여기서  $F_c$  와  $F_q$  : 파괴계수

Table 2.3 Breakout Factor( $F_q$ ) for circular anchors

Soil friction angle, $\phi$ (deg)	Embedment ratio(H/h)				
	0.5	1.0	1.5	2.5	5.0
0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
10	1.18	1.37	1.59	2.08	3.67
20	1.36	1.75	2.20	3.25	6.71
30	1.52	2.11	2.79	4.41	9.89
40	1.65	2.41	3.30	5.45	13.0
50	1.73	2.61	3.56	6.27	15.7

Vesic(1971)은 점토에 대한 실내모형실험을 실시하여 얇은 앵커일 때, 근입비에 따른 파괴요소  $F_c$ 의 값을 Table 2.4와 같이 나타내었다. 또한, 깊은 앵커에서는 Fig. 2.7과 같이  $H/h = (H/h)_c$ 일 때,  $F_c = F_c^*$ 라고 정의하였다.

Fig. 2.7 Nature of variation of  $F_c$  with  $H/h$

Table 2.4 Variation of  $F_c$  ( $\phi=0$  condition)

Soil friction angle, $\phi$ (deg)	Embedment ratio(H/h)				
	0.5	1.0	1.5	2.5	5.0
Circular (diameter = D)	1.76	3.80	6.12	11.6	30.3
Strip (h/B $\approx$ 0)	0.81	1.61	2.42	4.04	8.07

### 2.3 Meyerhof 이론

Meyerhof(1973)은 실내모형실험과 현장실험을 통하여 스트립 앵커, 사각형 앵커, 원형 앵커들의 극한 인발저항력을 추정하는 경험식을 유도하였다. 다음 식 2.18에서  $A$ 는 앵커 판의 면적을 나타내고 있으며,  $\gamma$ 는 흙의 단위중량,  $H$ 는 근입깊이를 나타내고 있다. 그리고  $F_c$ 와  $c$ 는 파괴요소와 점착력을 나타내고 있다.

$$Q_u = A(\gamma H + F_c) \quad (2.18)$$

여기에서 파괴요소( $F_c$ )는 원형 앵커와 사각형 앵커일 때 식 2.19와 같다.

$$F_c = 1.2 \left( \frac{H}{h} \right) \leq 9 \quad (2.19)$$

그리고 스트립 앵커일 때는 식 2.20과 같다.

$$F_c = 0.6 \left( \frac{H}{h} \right) \leq 8 \quad (2.20)$$

식 2.19와 식 2.20을 이용하여 원형 앵커와 사각형 앵커, 스트립 앵커의 한계근입비를 구하였다. 따라서 한계근입비는 식 2.21과 식 2.22에서 나타내고 있다. 여기에서 식 2.21은 원형 앵커와 사각형 앵커의 한계근입비를 나타내고 있으며, 식 2.22는 스트립 앵커의 한계근입비를 나타내고 있다.

$$\left( \frac{H}{h} \right)_c = \frac{9}{1.2} = 7.5 \quad (2.21)$$

$$\left( \frac{H}{h} \right)_c = \frac{8}{0.6} \approx 13.5 \quad (2.22)$$

Fig. 2.8은 식 2.19와 식 2.20을 그래프로 나타낸 것이다.

Fig. 2.8 Variation of  $F_c$  with  $H/h$

## 제 3 장 유한요소해석 및 실내모형실험

### 3.1 사용 시료

본 장에서는 사질토 지반과 점토 지반에서의 실내모형실험에 사용된 모형 지반의 조건 및 실험 장치에 대하여 설명하고자 한다.

사질토 지반에서 모형지반의 대상 시료는 실내모형실험에서 주로 사용되는 주문진 표준사를 사용하였으며 물성치는 Table 3.1과 같다. 그리고 사질토 지반의 상대밀도는 느슨한 경우와 조밀한 경우를 고려하여 각각 35%와 75%로 조성하여 실험하였다.

점토 지반에서 모형지반의 대상 시료는 카올리나이트를 사용하였고, 물성치는 Table 3.2에서 나타내고 있다. 그리고 점토 지반의 함수비를 달리하여 전단강도가 다른 두 가지의 모형지반으로 조성하여 실험하였다.

#### 3.1.1 물리적 특성

본 실험에 사용되는 주문진 표준사와 카올리나이트의 물리적인 특성을 알아보기 위하여 먼저 비중 시험을 실시하여 비중( $G_s$ )을 구하였고, 체분석 시험을 통하여 Fig. 3.1과 같이 입도분포곡선을 그려 균등계수( $C_u$ ) 및 곡률계수( $C_c$ )를 산정하였다. 최대건조밀도  $\gamma_{dmax}$  값은 다짐시험을 통하여 구하였고, 최소건조밀도  $\gamma_{dmin}$ 은 ASTM 시험규정에 의거하여 직경 10cm, 높이 18cm 몰드 및 직경 12.7mm의 깔대기를 이용하였다. 시료를 약 25.4mm높이에서 깔대기를 이용하여 낙하시켜 몰드에 채운 후 몰드의 부피를 시료의 무게로 나누었다. 또한, 배인전단 시험을 통하여 전단강도를 구하였으며 액성 시험으로 액성한계를 구하였다. 이렇게 구한 값들은 Table 3.1과 Table 3.2에서 나타내고 있다.



Fig. 3.1 Grain-size distribution curves

Table 3.1 Material properties of sand

Specific gravity ( $G_s$ )	2.63
Internal friction angle ( $\Phi(^{\circ})$ )	35.2( $D_r = 35\%$ ), 43.3( $D_r = 75\%$ )
Dry unit weight ( $r_d(kN/m^3)$ )	14.74
Maximum dry unit weight ( $r_{dmax}(kN/m^3)$ )	16.70
Minimum dry unit weight ( $r_{dmin}(kN/m^3)$ )	13.80
Effective size ( $D_{10}(mm)$ )	0.32
Uniformity coefficient ( $C_u$ )	1.9
Coefficient of gradation ( $C_c$ )	1.0
Unified soil classification system (USCS)	SP

Table 3.2 Material properties of kaolinite

Moisture content ( $w_w(\%)$ )	60	80
Cohesion ( $c(kN/m^2)$ )	4.9	0.4
Unit weight ( $r(kN/m^3)$ )	15.807	14.288
Liquid limit ( $LL(\%)$ )	50	

## 3.2 모형 지반

### 3.2.1 모형 토조

실내모형실험에 사용된 모형토조는 Fig. 3.2과 같이 500mm × 500mm × 600mm(가로 × 세로 × 높이)의 크기로 벽체는 10mm 두께의 아크릴로 제작되었다. 본 실험에서 사용되는 강선의 직경은 3mm이며 강선과 하중 전달 장치를 연결하기 위하여 토조 위에 도르래를 부착하였다. 하중 전달 장치는 속도 1mm/min ~ 20mm/min로 인발 하중을 발생시킬 수 있다. 하중측정기는 최대 5kN을 1/100N까지 표시할 수 있다.

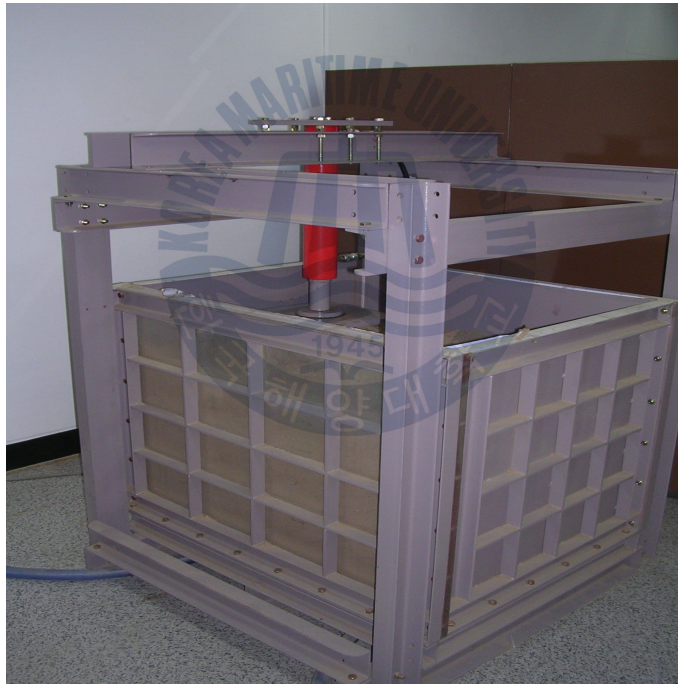


Fig. 3.2 Calibration chamber

### 3.2.2 강사장치와 상대밀도

일정한 상대밀도의 모형지반을 조성하기 위하여 강사장치를 사용하여 낙하 고에 따른 상대밀도 실험을 실시하였다. 강사장치는 강사판과 낙하높이를 조정하기 위한 낙하고 제어장치로 크게 분류할 수 있다. 강사장치는 2mm의 눈금으로 구성된 철망을 사용하여 토조 상부에서 사질토를 강사 할 수 있도록 300mm × 300mm로 제작하였다. 낙하고 제어장치는 5kN의 하중까지 지탱할 수 있는 모터를 사용하여 강사장치의 자체중량과 강사 시에 작용하는 하중을 충분히 견딜 수 있도록 제작되었으며, 최대 낙하높이를 모형 토조의 최상부로부터 1500mm까지 조정할 수 있게 하였다.

강사장치를 이용하여 낙하 고에 따른 상대밀도를 구하기 위하여 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70cm일 때의 상대밀도를 Fig. 3.3와 같이 구하였다.

따라서, 본 실험에서는 상대밀도 35%일 때 300mm에서 강사하였고, 상대밀도 75%일 때 650mm에서 강사하였다.

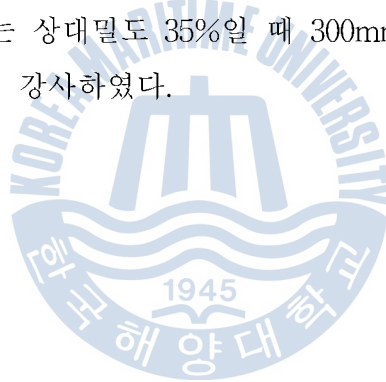
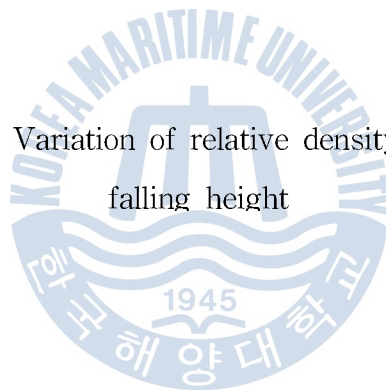


Fig. 3.3 Variation of relative density versus falling height



### 3.2.3 함수비

실내모형실험에서의 모형지반조성 중, 함수비를 달리하여 전단강도가 다른 두 가지의 모형지반으로 조성하였다. 동일한 함수비를 갖도록 물로 반죽하여 24시간 동안 습윤 상태로 양생시킨 시료를 압축시키며 30mm 두께의 층으로 실험하고자하는 높이까지 쌓은 후 24시간 동안 다시 양생하였다.

### 3.3 실험장치 및 실험방법

#### 3.3.1 판앵커

본 실험에서 사용된 판앵커는 강성으로 고려하여 탄성계수(E)는  $2.0 \times 10^4$  kN/cm<sup>2</sup>, 포아슨비( $\nu$ )는 0.3이다. 그리고 판앵커는 판의 중심부에 강봉으로 연결하였으며, 이음부는 나사를 이용하여 연결부의 파손과 이탈을 방지하였다. 판의 지름(D)은 25mm, 50mm, 75mm로 세 종류를 사용하였으며, 두께는 5mm로 동일하게 제작하였다. 또한, 강봉의 길이는 각 지름에 대하여 근입비 1:3일 때와 1:5일 때, 1:7일 때에 맞게 제작하였다.

#### 3.3.2 인발장치

모형지반에 매설된 판앵커의 고리에 두께 3mm의 강선을 연결하고 하중 측정기를 장착한 후 하중 전달 장치까지 연결하여 일정한 속도로 변위를 증가시켜 판앵커의 근한 인발저항력을 측정하였다.

본 실험에서 사용되는 하중 전달 장치는 변위제어방식으로 강선에 연결된 판앵커에 1mm/min, 6mm/min, 12mm/min의 속도로 조절하여 변위를 가하였다. 그리하여 이 때 발생하는 힘을 하중 측정기로 측정하였다. 즉, 인발 변위를 발생시켜 하중을 측정하는 변위제어방식을 채택하였다.

#### 3.3.3 모형실험방법

판앵커의 극한 인발저항력에 영향을 미치는 요소는 크게 판앵커에 관한 요소와 지반에 관한 요소로 구분할 수 있다. 판앵커에 관한 요소는 앵커 봉의 길이와 판의 지름 비(H/D)이며, 지반에 관한 요소는 근입깊이와 지반정수( $c, \phi$ ), 인발 속도이다. 따라서 본 모형실험은 이와 같은 영향 요소를 변화시키면서 판앵커에 작용하는 극한 인발하중을 계측하였다.

### 1. 앵커 봉의 길이와 판의 지름 비(H/D)

판의 극한 인발저항력은 근입비(H/D)에 영향을 받는다. 본 논문에서는 근입비 3, 5, 7일 때의 세 가지 경우에 대하여 근입비가 극한 인발저항력에 미치는 영향을 알아보았다.

### 2. 판의 지름(D)

판의 지름이 증가할수록 극한 인발저항력은 증가하게 된다. 이 모형실험에서는 판의 지름이 25mm, 50mm, 75mm일 때의 세 가지 경우에 대하여 극한 인발저항력을 알아보았다.

### 3. 상대밀도( $D_r$ )

지반의 상대밀도가 증가하게 되면 내부마찰각 또한 증가하게 되어 판의 극한 인발저항력은 역시 증가하게 된다. 따라서 이와 같은 상대밀도의 영향을 정량적으로 알아보기 위해 지반의 상대밀도를 각각 35%, 75%로 일정하게 하여 극한 인발저항력을 측정하였다.

### 4. 함수비( $w$ )

지반의 함수비가 감소하게 되면 전단강도가 증가하게 되어 판의 극한 인발저항력은 역시 증가하게 된다. 따라서 이와 같은 전단강도의 영향을 정량적으로 알아보기 위해 지반의 함수비를 60%, 80%로 일정하게 하여 극한 인발저항력을 측정하였다.

### 5. 인발 속도

판의 극한 인발저항력은 인발 속도에 영향을 받는다. 본 논문에서는 사질토 지반일 때, 인발 속도를 1mm/min, 6mm/min, 15mm/min로 조절하였고, 점토 지반일 때, 인발 속도 1mm/min, 6mm/min, 12mm/min로 조절하여 인발 속도가 극한 인발저항력에 미치는 영향을 알아보았다.

### 3.3.4 모형실험 순서

판앵커 및 지반에 관한 요소에 따른 극한 인발저항력을 알아보기 위한 모형실험 순서는 다음과 같다.

#### - 사질토 지반

1. 토조에 약 100mm 깊이의 모형지반을 강사장치를 이용하여 각각의 상대 밀도로 형성한다.

2. 그 위에 수평자를 이용하여 판앵커가 설치되는 곳을 수평하게 만든 후, 판앵커를 설치한다.

3. 강사장치를 이용하여 각각에 상대밀도에 부합되는 낙하고에 맞춰 토조에 사질토를 강사한다.

4. 판앵커 끝 부분에 강선을 연결하고 도르래를 이용하여 하중 전달 장치까지 연결한다.

5. 판앵커를 각각의 인발 속도로 인발한다.

6. 변위가 급격히 증가하고 하중이 감소할 때를 극한 인발저항력이라 하며 사질토가 파괴를 일으킬 때까지 변위-하중간의 관계를 기록한다.

-점토 지반

1. 토조에 각각의 함수비로 24시간동안 양생한 카올리나이트를 이용하여 약 100mm 깊이의 모형지반을 형성한다.
2. 그 위에 수평자를 이용하여 판앵커가 설치되는 곳을 수평하게 만든 후, 판앵커를 설치한다.
3. 각각의 함수비로 24시간동안 양생한 카올리나이트를 이용하여 모형지반을 형성한다.
4. 판앵커 끝 부분에 강선을 연결하고 도르래를 이용하여 하중 전달 장치까지 연결한다.
5. 판앵커를 각각의 인발 속도로 인발한다.
6. 변위가 급격히 증가하고 하중이 감소할 때를 극한 인발저항력이라 하며 점토가 파괴를 일으킬 때까지 변위-하중간의 관계를 기록한다.



## 3.4 유한요소해석

본 논문에서는 판앵커 및 지반에 관한 요소에 따른 극한 인발저항력의 경향을 파악하기 위하여 유한요소해석 프로그램을 사용하였다. 3차원 유한요소법은 단면을 단순화시켜 해석하는 2차원 해석의 한계를 보완하고 있다. 따라서 본 논문에서는 판앵커의 모형실험과 비교 분석하기 위한 수단으로 3차원 유한요소해석 프로그램 Plaxis Foundation v2.0을 사용하였다.

### 3.4.1 Plaxis Foundation

Plaxis Foundation은 네덜란드 Plaxis에서 개발한 3차원 기초 지반공학 전용 유한요소해석프로그램이다. Plaxis는 연약지반의 압밀거동 뿐만 아니라 과압밀 점토 그리고 사질토 및 암반지반에도 적용이 가능한 다양한 재료모형을 가지고 있다. 연약지반에 강하다는 점은 매우 작은 전단강도의 지반에 굴착 또는 성토하는 경우에 지반의 붕괴를 포함한 변형해석이 가능할 뿐만 아니라 압밀침하 및 점성침하 등의 복잡한 지반변형을 계산할 수 있음을 의미한다.

복잡한 비선형 거동을 구하기 위하여 Plaxis에서는 다양한 구성모형과 탄소성 상태에서 평형상태에 도달하기 위한 즉, 수렴을 돕는 강력한 알고리즘을 보유하고 있으며 요소망 자동 생성 등 매우 간편한 사용자 인터페이스와 복잡한 연약지반 거동분석 문제를 간단하게 해결하는 해석기능, 그리고 강도감소법 등 실무에 필요한 기능을 포함하고 있는 것이 이번에 사용하게 된 Plaxis Foundation의 대표적인 특징이다.

### 3.4.2 프로그램 해석

판앵커를 근입 깊이와 지름별로 3차원 유한요소망을 모델링 하였으며 요소형태는 선형 15절점 요소를 사용하였고, 물체의 전체 부분에 대하여 모델링 하였다.

경계조건에 있어 측면에 대해서는 연직방향 변위만 허용하였다. 또한 저면

에 대해서는 모든 자유도를 구속하였다. 각각의 해석 대상체 사이의 접촉면에 대해서는 접촉요소를 고려하지 않았으며 지층의 초기응력은  $K_0$  조건을 적용하였다.

본 해석에 적용된 사질토 지반과 점토 지반의 구성모델은 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 따르는 탄소성 모델(Elastic-plastic model)로 적용하였고, 판앵커는 Hooke의 법칙을 따르는 선형탄성 모델(Linear elastic model)을 사용하였다.

### 3.4.3 벽체구속효과

토조를 이용한 실내모형실험은 실제 지반과 달리 반무한체 지반조건이 아니므로 토조 벽체의 구속효과를 고려할 필요성이 있다. 이에 대하여 Baker and Kondner 이론(Baker and Kondner, 1966)과 Ovesen 이론(Ovesen, 1981)에서는 일반적인 실내모형실험의 Scale effect를 규명하였다. Baker and Kondner(1966)의 실내모형실험은 내부마찰각  $42^\circ$ , 단위중량  $18.7\text{kN/m}^3$ , 그리고 점착력이 0인 조밀한 모래지반에서 실시되었다. 또한, 근입비(H/D)는 3, 6, 9로 실험하였으며, 그 결과 Scale effect는 근입비가 클수록 더 심각하다고 발표하였다. Ovesen(1981)의 실내모형실험 기본개념은 실제와 같은 사질토 지반과 점토 지반에서 모형앵커를 1:n의 비율로 축소하고, 근입비(H/D), 간극비(e), 내부마찰각( $\phi$ ), 전단강도(c), 무차원화한 탄성계수( $E/\gamma b$ )등을 실제와 비슷하게 모사하여 분석하였다. 그 결과 scale effect는 관찰되지 않았다. 본 연구에서는 Baker and Kondner 이론(Baker and Kondner, 1966)과 Ovesen 이론(Ovesen, 1981)의 경우를 참조하였다. 그리고 이를 판단하기 위하여 Plaxis Foundation v2.0 유한요소해석 프로그램을 이용하였으며, 판을 토조 중앙에 설치한 후, 판의 지름인 D를 기준으로 토조의 한 변 길이인 B를 3배에서 10배 크기로 조절하여 동일한 조건의 판앵커의 인발 변위를 분석하였다. Table 3.3과 Table 3.4는 판앵커의 인발변위와 그에 따른 Scale effect에 대한 내용이다. 이를 바탕으로 본 논문에서는 사질토 지반일 때와 점토 지반 일 때, B/D의 값을 7로하여 수치해석하였

으며, 측정된 실험 결과값은 반무한체 지반조건의 약 101%에 해당하는 결과로 나타났다.

Table. 3.3 Scale effect in sand

B/D	Displacement (mm)	% of Displacement to B/D=10
3	0.586	195.33
4	0.358	119.33
5	0.325	108.33
6	0.317	105.67
7	0.304	101.33
8	0.302	100.67
9	0.300	100
10	0.300	100

Table. 3.4 Scale effect in clay

B/D	Displacement ( $10^{-3}$ mm)	% of Displacement to B/D=10
3	3.738	188.79
4	2.498	126.16
5	2.204	111.31
6	2.012	101.62
7	2.000	101.01
8	1.986	100.30
9	1.980	100
10	1.980	100

## 제 4 장 실험 결과

본 장에서는 실내모형실험결과를 통해 판앵커의 극한 인발저항력을 계측하여 얻은 결과를 정리하고, 기존의 이론과 유한요소해석의 결과를 비교하여 정리하였다. 따라서, 서로 다른 두 지반에서 상대밀도와 함수비, 인발 속도, 근입비, 판의 지름을 달리하여 수행한 실내모형실험의 결과를 정리하였다. 그리고 판앵커의 설계인자는 모두 유한요소해석과 동일하게 수행하였다.

### 4.1 유한요소해석 결과 및 분석

실내모형실험의 결과와 비교 및 분석하기 위해 Plaxis Foundation v2.0을 사용하여 서로 다른 두 지반에 대한 판앵커의 극한 인발저항력을 파악하였다. 본 논문에서는 실험을 통해 산정된 사질토 지반과 점토 지반 위에 조성된 판앵커를 실험과 동일한 조건으로 유한요소해석을 실시하였다.

#### 4.1.1 사질토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

판앵커의 극한 인발저항력은 상대밀도 35%, 75%에 대해 근입비 3, 5, 7로 해석하여 산출된 결과를 하중-근입비 관계로 나타내었으며, 기존의 이론식인 Meyerhof & Adam(1968)과 Vesic(1971)의 제안식과 비교하였다.

Fig. 4.1 ~ 4.6은 각 근입비에 대해 상대밀도 35%, 75%에서의 하중-근입비 관계를 나타내고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 유한요소해석한 결과는 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력도 증가하는 비례관계를 보이고 있다. 또한, 상대밀도가 증가할수록 극한 인발저항력도 증가하고 있음을 볼 수 있다. 이는 근입비가 증가할수록 판 위에 있는 흙의 무게가 증가하면서 극한 인발저항력이 증가한 것으로 추측할 수 있다.

Meyerhof and Adam(1968)과 Vesic(1971)의 제안식과 비교하였을 때, 상대밀도가 35%인 지반에서는 대체적으로 유한요소해석한 결과와 비슷한 경향을 보여주고 있다. 또한, 상대밀도가 75%인 지반에서 유한요소해석한 결과는

Meyerhof and Adam(1968)의 제안식과 다른 경향을 보여주고 있지만, Vesic(1971)의 제안식과는 비슷한 경향을 보여주고 있다.

Fig. 4.1 FEA - D=25mm, Dr=35%,  
V=1mm/min (sand)

Fig. 4.2 FEA - D=50mm, Dr=35%,  
V=1mm/min (sand)

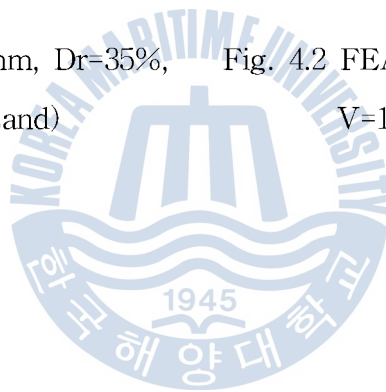


Fig. 4.3 FEA - D=75mm, Dr=35%,  
V=1mm/min (sand)

Fig. 4.4 FEA - D=25mm, Dr=75%,  
V=1mm/min (sand)

Fig. 4.5 FEA - D=50mm, Dr=75%, Fig. 4.6 FEA - D=75mm, Dr=75%,  
V=1mm/min (sand) V=1mm/min (sand)



#### 4.1.2 사질토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

상대밀도가 35%와 75%인 사질토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력의 변화를 Fig. 4.7과 Fig. 4.8과 같이 나타내었다. 유한요소해석한 결과, 판의 지름이 작을 때, 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력 크기에 대한 변화의 기울기가 완만하였지만, 판의 지름이 증가할수록 극한 인발저항력 크기에 대한 변화의 기울기는 급격하게 증가하게 됨을 알 수 있었다.



Fig. 4.7 FEA -  $Dr=35\%$ ,  
 $V=1\text{mm}/\text{min}$  (sand)

Fig. 4.8 FEA -  $Dr=75\%$ ,  
 $V=1\text{mm}/\text{min}$  (sand)

### 4.1.3 점토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

판앵커의 극한 인발저항력은 함수비 60%, 80%에 대해 근입비 3, 5, 7로 해석하여 산출된 결과를 하중-근입비 관계로 나타내었으며, 기존의 이론식인 Vesic(1971)과 Meyerhof(1973)의 제안식과 비교하였다.

Fig. 4.9 ~ 4.14는 각 근입비에 대해 함수비 60%, 80%에서의 하중-근입비 관계를 나타내고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 유한요소해석한 결과는 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력도 증가하는 비례관계를 보이고 있다. 이는 근입비가 증가할수록 판 위에 있는 흙의 무게가 증가하면서 극한 인발저항력이 증가한 것으로 추측할 수 있다. 그리고 함수비가 증가할수록 극한 인발저항력은 감소하고 있음을 볼 수 있다. 이는 함수비가 증가하면서 흙의 점착력이 급격히 감소하여 작은 인발 하중으로도 파괴하중까지 도달할 수 있기 때문이다.

Vesic(1971)과 Meyerhof(1973)의 제안식과 비교하였을 때, 함수비가 60%인 지반에서는 대체적으로 유한요소해석한 결과와 일치하는 것은 없었지만, 비례관계에 대한 경향은 비슷하게 보여주고 있다. 또한, 함수비가 80%인 지반에서 유한요소해석한 결과 역시 Vesic(1971)과 Meyerhof(1973)의 제안식과 일치하는 것은 없었지만, 근입비가 증가하면서 극한 인발저항력이 증가하는 경향을 보여주고 있다.

Fig. 4.9 FEA - D=25mm, w=60%,  
V=1mm/min (clay)

Fig. 4.10 FEA - D=50mm, w=60%,  
V=1mm/min (clay)



Fig. 4.11 FEA - D=75mm, w=60%,  
V=1mm/min (clay)

Fig. 4.12 FEA - D=25mm, w=80%,  
V=1mm/min (clay)



Fig. 4.13 FEA - D=50mm, w=80%,  
V=1mm/min (clay)

Fig. 4.14 FEA - D=75mm, w=80%,  
V=1mm/min (clay)

#### 4.1.4 점토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

함수비가 60%와 80%인 점토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력의 변화를 Fig. 4.15와 Fig. 4.16과 같이 나타내었다. 유한요소해석한 결과, 함수비가 60%인 점토 지반에서는 판의 지름이 작을 때, 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력 크기에 대한 변화의 기울기가 완만하였지만, 판의 지름이 증가할수록 극한 인발저항력 크기에 대한 변화의 기울기는 증가하게 됨을 알 수 있었다. 그리고 함수비가 80%인 점토 지반에서는 판의 지름이 증가할수록 극한 인발저항력은 증가하였지만, 대체적으로 극한 인발저항력 크기에 대한 변화의 기울기는 완만함을 알 수 있었다.



Fig. 4.15 FEA -  $w=60\%$ ,  
 $V=1\text{mm}/\text{min}$  (clay)

Fig. 4.16 FEA -  $w=80\%$ ,  
 $V=1\text{mm}/\text{min}$  (clay)

## 4.2 실내모형실험 결과 및 분석

본 실험에서는 판앵커의 인발실험에 대한 극한 인발저항력을 측정하여 그 결과를 나타내었다. 실내모형지반은 사질토 지반과 점토 지반으로 나누어 각각 실험을 실시하였다. 사질토 지반에서는 상대밀도를 35%와 75%로 조성된 지반과 함수비를 60%와 80%로 조성된 지반을 대상으로 근입비는 3, 5, 7로 나누어 실험하여 근입비에 따른 극한 인발저항력의 특성을 파악하였고, 판의 지름은 25mm, 50mm, 75mm로 나누어 실험하여 지름에 따른 극한 인발저항력의 특성을 파악하였다. 마지막으로 인발 속도를 1mm/min, 6mm/min, 12mm/min, 15mm/min로 하여 실험을 실시한 뒤, 인발 속도에 따른 극한 인발저항력의 특성을 파악하였다.

### 4.2.1 사질토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

본 실험에서는 판앵커의 극한 인발저항력을 상대밀도 35%, 75%에 대해 근입비를 3, 5, 7로 나누어 실험하여 그 결과를 나타내었다.

Fig. 4.17 ~ 4.22까지는 각 근입비 별에 대한 상대밀도 35%, 75%인 사질토 지반에서의 극한 인발저항력을 나타내고 있다. 그리고 Meyerhof and Adam(1968)과 Vesic(1971)의 제안식과 비교하였다. 그림에서 보는 바와 같이 근입비가 증가할수록 판앵커에 발생하는 극한 인발저항력의 크기도 증가하는 비례관계를 보이고 있다. 즉, 판에 인발력이 작용하였을 때 판 위에 있는 지반의 무게와 구속력으로 지탱하고 있음을 추측해볼 수 있다. 또한, 상대밀도가 35%일 때보다 상대밀도 75%일 때 극한 인발저항력이 더 큼을 알 수 있다. 그리고 Meyerhof and Adam(1968)의 제안식은 상대밀도 35%인 지반에서의 실험 결과와는 다른 값을 나타내고 있지만, 극한 인발저항력이 증가하는 경향은 같았다. 또한, 상대밀도 75%인 지반에서는 판의 지름이 25mm일 때를 제외한 나머지 경우와 실험결과를 비교하였을 때, 다른 값을 나타내고 있지만, 극한 인발저항력이 증가하는 경향은 같았다. Vesic(1971)의 제안식은 상대밀도 35%인 지반에서 판의 지름이 증가할수록 실험결과와 비슷해지고 있으며, 전체적인 극한

인발저항력이 증가하는 경향은 같았다. 그리고 상대밀도 75%인 지반에서는 판의 지름이 25mm일 때를 제외한 나머지 경우에서 실험결과와 값이 비슷하게 나타나고 있다.

Fig. 4.17 Variation of  $Q_u$  with H/D in loose sand (D=25mm,  $D_r=35\%$ , V=1mm/min) Fig. 4.18 Variation of  $Q_u$  with H/D in loose sand (D=50mm,  $D_r=35\%$ , V=1mm/min)

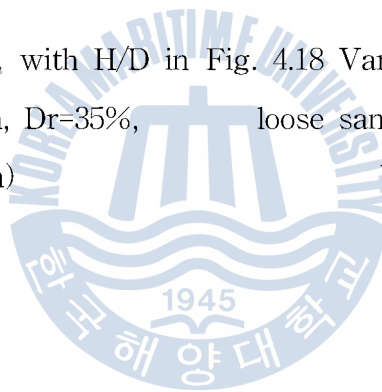
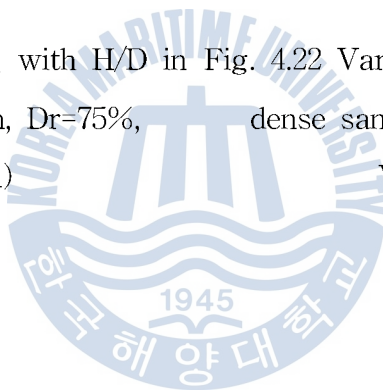


Fig. 4.19 Variation of  $Q_u$  with H/D in loose sand (D=75mm,  $D_r=35\%$ , V=1mm/min) Fig. 4.20 Variation of  $Q_u$  with H/D in dense sand (D=25mm,  $D_r=75\%$ , V=1mm/min)

Fig. 4.21 Variation of  $Q_u$  with H/D in Fig. 4.22 Variation of  $Q_u$  with H/D in  
dense sand (D=50mm,  $Dr=75\%$ , dense sand (D=75mm,  $Dr=75\%$ ,  
V=1mm/min) V=1mm/min)



#### 4.2.2 사질토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

Fig. 4.23과 4.24는 상대밀도 35%와 75%인 사질토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력의 변화를 나타내고 있다. 판의 지름이 작을 때는 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력의 크기에 대한 변화의 기울기는 완만하였지만, 판의 지름이 증가할수록 그 기울기는 급격하게 증가함을 알 수 있었다.

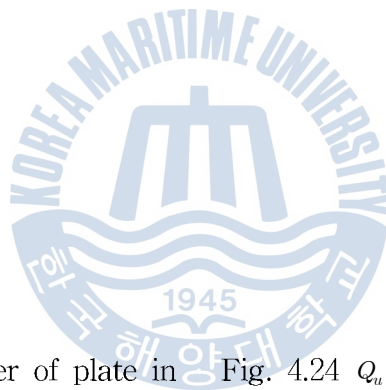


Fig. 4.23  $Q_u$  by diameter of plate in loose sand ( $D_r=35\%$ ,  $V=1\text{mm}/\text{min}$ )      Fig. 4.24  $Q_u$  by diameter of plate in dense sand ( $D_r=75\%$ ,  $V=1\text{mm}/\text{min}$ )

### 4.2.3 사질토 지반에서 인발 속도에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

본 실험에서는 판앵커의 극한 인발저항력을 상대밀도 35%, 75%에 대해 근입비를 3, 5, 7로 나누고, 판의 지름을 25mm, 50mm, 75mm로 나눈 뒤에 인발 속도를 1mm/min, 6mm/min, 15mm/min으로 하여 실험하였다.

Fig. 4.25 ~ 4.30까지는 인발 속도에 대한 상대밀도 35%와 75%인 사질토 지반에서의 극한 인발저항력을 나타내고 있다. 그림에서 보는바와 같이 인발 속도에 의한 극한 인발저항력의 영향은 큰 차이를 보이고 있지 않았다. 상대밀도 35%인 사질토 지반에서 판의 지름이 25mm일 때, 근입비가 5이전까지는 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력은 감소하고 있으며 그 이후부터는 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력이 증가하기 시작하였다. 판의 지름이 50mm일 때와 75mm일 때는 인발 속도가 증가할수록 인발 속도에 의한 극한 인발저항력은 증가하기 시작하였다. 상대밀도 75%인 사질토 지반에서 판의 지름이 25mm일 때, 근입비가 3 이전까지는 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력은 감소하고 있으며 그 이후부터는 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력이 증가하기 시작하였다. 판의 지름이 50mm일 때와 75mm일 때는 인발 속도가 증가할수록 인발 속도에 의한 극한 인발저항력은 증가하기 시작하였다. 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력이 감소하는 이유는 얇은 앵커상태이기 때문이라 추측할 수 있다.

Fig. 4.25  $Q_u$  by loading rate in loose sand (D=25mm, Dr=35%)      Fig. 4.26  $Q_u$  by loading rate in loose sand (D=50mm, Dr=35%)



Fig. 4.27  $Q_u$  by loading rate in loose sand (D=75mm, Dr=35%)      Fig. 4.28  $Q_u$  by loading rate in dense sand (D=25mm, Dr=75%)



Fig. 4.29  $Q_u$  by loading rate in dense sand (D=50mm, Dr=75%)      Fig. 4.30  $Q_u$  by loading rate in dense sand (D=75mm, Dr=75%)



#### 4.2.4 점토 지반에서 근입비에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

본 실험에서는 판앵커의 극한 인발저항력을 함수비 60%, 80%인 점토 지반에 대해 근입비를 3, 5, 7로 나누어 실험하여 그 결과를 나타내었다.

Fig. 4.31 ~ 4.36까지는 각 근입비 별에 대한 함수비 60%, 80%인 점토 지반에서의 극한 인발저항력을 나타내고 있다. 그리고 Vesic(1971)과 Meyerhof(1973)의 제안식과 비교하였다. 그림에서 보는 바와 같이 근입비가 증가할수록 판앵커에 발생하는 극한 인발저항력의 크기도 증가하는 비례관계를 보이고 있다. 즉, 판에 인발력이 작용하였을 때 판 위에 있는 지반의 무게와 구속력으로 지탱하고 있음을 추측해볼 수 있다. 또한, 함수비가 80%일 때보다 상대밀도 60%일 때 극한 인발저항력이 더 큼을 알 수 있다. 이는 함수비를 많이 포함할수록 점착력이 감소하여 점토 지반의 구속력이 감소하기 때문이다. 그리고 Vesic(1971)의 제안식은 실험결과와는 다른 값을 나타내고 있지만, 극한 인발저항력이 증가하는 경향은 비슷하였다. Meyerhof(1973)의 제안식은 전체적으로 극한 인발저항력이 낮아 실험결과와 다르게 나타내고 있다. 그러나 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력의 값은 증가하고 있다.

Fig. 4.31 Variation of  $Q_u$  with H/D in stiff clay (D=25mm, w=60%, V=1mm/min)      Fig. 4.32 Variation of  $Q_u$  with H/D in stiff clay (D=50mm, w=60%, V=1mm/min)

Fig. 4.33 Variation of  $Q_u$  with H/D in Fig. 4.34 Variation of  $Q_u$  with H/D in  
 stiff clay (D=75mm, w=60%, V=1mm/min) soft clay (D=25mm, w=80%,  
 V=1mm/min)

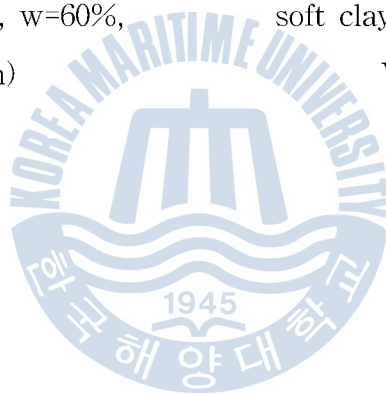


Fig. 4.35 Variation of  $Q_u$  with H/D in Fig. 4.36 Variation of  $Q_u$  with H/D in  
 soft clay (D=50mm, w=80%, V=1mm/min) soft clay (D=75mm, w=80%,  
 V=1mm/min)

#### 4.2.5 점토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

Fig. 4.37과 4.38는 함수비 60%와 80%인 점토 지반에서 판의 지름에 따른 극한 인발저항력의 변화를 나타내고 있다. 판의 지름이 작을 때는 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력의 크기에 대한 변화의 기울기는 완만하였지만, 판의 지름이 증가할수록 그 기울기는 급격하게 증가함을 알 수 있었다.

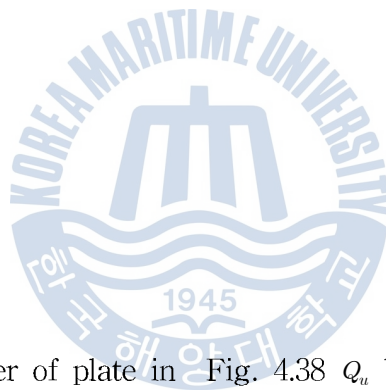


Fig. 4.37  $Q_u$  by diameter of plate in stiff clay (w=60% V=1mm/min)      Fig. 4.38  $Q_u$  by diameter of plate in soft clay (w=80% V=1mm/min)

#### 4.2.6 점토 지반에서 인발 속도에 따른 극한 인발저항력-근입비 관계

본 실험에서는 판앵커의 극한 인발저항력을 함수비 60%, 80%에 대해 근입비를 3, 5, 7로 나누고, 판의 지름을 25mm, 50mm, 75mm로 나눈 뒤에 인발 속도를 1mm/min, 6mm/min, 12mm/min으로 하여 실험하였다.

Fig. 4.39 ~ 4.44까지는 인발 속도에 대한 함수비 60%와 80%인 점토 지반에서의 극한 인발저항력을 나타내고 있다. 그림에서 보는바와 같이 인발 속도에 의한 극한 인발저항력의 영향은 큰 차이를 보이고 있지는 않고 있다. 점토 지반에서는 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력이 증가하는 현상이 뚜렷이 나타내고 있다. 또한, 판의 지름이 증가할수록 인발 속도에 의한 극한 인발저항력은 증가함을 나타내고 있다.



Fig. 4.39 Load by loading rate in stiff clay (D=25mm, w=60%)      Fig. 4.40 Load by loading rate in stiff clay (D=50mm, w=60%)

Fig. 4.41 Load by loading rate in stiff clay (D=75mm, w=60%)      Fig. 4.42 Load by loading rate in soft clay (D=25mm, w=80%)



Fig. 4.43 Load by loading rate in soft clay (D=50mm, w=80%)      Fig. 4.44 Load by loading rate in soft clay (D=75mm, w=80%)

## 제 5 장 고찰

본 장에서는 인발 실험실내모형실험 결과를 이용하여 극한 인발저항력 산정법에 관하여 고찰하였다. 이를 위해서 실험을 통해 그 결과로부터 유도한 극한 인발저항력을 실험치와 비교하여 이론식의 타당성을 검토하였다. 또한 극한 인발저항력에 영향을 미치는 요소들의 영향정도에 관해 고찰하고자 하였다.

### 5.1 판앵커의 극한 인발저항력 산정식 제안

극한 인발저항력은 앵커의 무게와 지반의 전단력, 그리고 토체 무게의 합으로 정의할 수 있다. 그리고 판앵커의 극한 인발저항력에는 판의 지름, 근입비, 인발 속도가 기본적으로 영향을 미치고 있으며, 사질토 지반에서는 지반의 내부마찰각, 점토 지반에서는 함수비에 의한 전단강도가 판앵커의 극한 인발저항력에 영향을 미치고 있다.

먼저, 사질토 지반에서의 극한 인발저항력은 다음 식 5.1과 같다.

$$Q_o = [A_i \cdot \gamma \cdot H_i + W_a + \gamma \cdot D_i \cdot H_i^2 \cdot \tan^2 \phi] \times \left( \frac{H_i}{D_i} \right)^{0.25} \left( \frac{D_i}{D_{25}} \right) \quad (5.1)$$

여기서,  $A_i$  : 판의 면적

$\gamma$  : 지반의 단위중량

$H_i$  : 판이 묻힌 깊이

$W_a$  : 판앵커의 무게

$D_i$  : 판의 지름

$\phi$  : 흙의 내부마찰각

$Q_o$  : 극한 인발저항력

$A_i \cdot \gamma \cdot H_i$ 는 판앵커 위에 있는 토체 무게를 나타내며,  $\gamma \cdot D_i \cdot H_i^2 \cdot \tan^2 \phi$ 는 지반의 전단력으로 흙의 내부마찰각을 포함하고 있다. 그리고 위의 식에서는 판의 지름 25mm를 기준으로 하고 있다. 그리하여 근입비와 판 지름의 관계를 나타내는 함수를 곱하고 있다.

인발 속도에 의한 식은 상대밀도와 근입비에 의해 다음과 같이 나타내고

있다. 상대밀도 35% 일 때, 판의 지름이 25mm이고, 근입비의 값이 5이하에서 인발 속도에 의한 산정식은

$$Q_u = Q_o(t)^{-0.165} \quad (5.2)$$

여기서,  $t$  : 인발 속도       $Q_u$  : 인발속도에 의한 극한 인발저항력

판의 지름이 25mm에서 근입비의 값이 5 초과 일 경우와 판의 지름이 50mm와 75mm일 경우에는 다음 식과 같다.

$$Q_u = Q_o(t)^{0.04} \quad (5.3)$$

상대밀도 75% 일 때, 판의 지름이 25mm이고, 근입비의 값이 3 이하에서 인발 속도에 의한 산정식은

$$Q_u = Q_o(t)^{-0.11} \quad (5.4)$$

판의 지름이 25mm에서 근입비의 값이 3 초과 일 경우와 판의 지름이 50mm와 75mm일 경우에는 다음 식과 같다.

$$Q_u = Q_o(t)^{0.045} \quad (5.5)$$

점토 지반에서의 극한 인발저항력은 Vesic(1971)의 식을 이용하였으며  $F_c$ 의 값을 변경하여 Table 5.1과 같이 적용하였으며, 극한 인발저항력의 식은 다음 식 5.6과 같다.



$$Q_o = A(\gamma \cdot H + c_u \cdot F_c) \quad (5.6)$$

여기서,  $A$  : 판의 면적

$\gamma$  : 지반의 단위중량

$H$  : 판이 묻힌 깊이

$c_u$  : 지반의 전단강도

$F_c$  : 파괴계수

Table 5.1 Variation of  $F_c$

$w = 60\%$	
H/D	$F_c$
3	10
5	20
7	22
$w = 80\%$	
H/D	$F_c$
3	20
5	40
7	44

점토 지반에서도 사질토 지반과 같이  $A \cdot \gamma \cdot H$ 는 판앵커 위에 있는 토체 무게를 나타내며,  $A \cdot c_u \cdot F_c$ 는 지반의 전단력으로 지반의 전단강도를 포함하고 있다.

또한, 인발 속도에 의한 식은 함수비에 의해 다음과 같이 나타내고 있다.

함수비 60% 일 때는

$$Q_u = Q_o(t)^{0.51} \quad (5.7)$$

함수비 80% 일 때는

$$Q_u = Q_o(t)^{0.085} \quad (5.8)$$

## 5.2 이론식 및 기존이론과의 비교

사질토 지반과 점토 지반에서의 실내모형실험결과를 본 연구에서 구한 이론식과 비교하였으며 그 결과는 다음과 같다.

### 5.2.1 사질토 지반에서의 극한 인발저항력

Fig. 5.1와 5.2은 상대밀도 35%와 75%인 사질토 지반에서의 극한 인발저항력에 대한 실내모형실험 결과와 식 5.1로 구한 이론치를 비교한 결과이다. 그리고 이 이론치와 실내모형실험 결과는 인발 속도 1mm/min을 기준으로 하였다.

Fig. 5.1와 5.2에서 보는 바와 같이 상대밀도 35%일 때, 판의 지름이 25mm인 경우와 50mm인 경우에는 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 그리고 판의 지름이 75mm인 경우에는 근입비 3일 때를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 실내모형실험 결과의 경우 근입비에 따라 선형적으로 증가하는 1차 비례함수 관계에 있으나, 이론치의 경우 근입비에 따라 점점 그 기울기가 증가하는 2차 비례함수 관계를 볼 수 있다. 상대밀도 75%일 때, 판의 지름이 25mm인 경우에는 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 그리고 판의 지름이 50mm인 경우와 75mm인 경우에는 근입비 3일 때를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 실내모형실험 결과의 경우 근입비에 따라 선형적으로 증가하는 1차 비례함수 관계에 있으나, 이론치의 경우 근입비에 따라 점점 그 기울기가 증가하는 2차 비례함수 관계를 볼 수 있다.

Fig. 5.1 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=35\%$ )

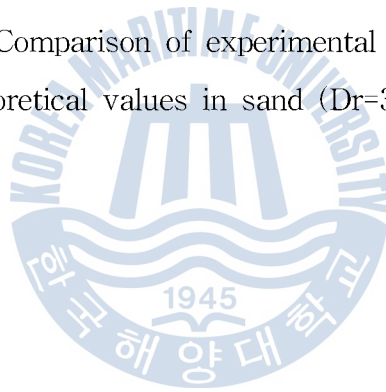


Fig. 5.2 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=75\%$ )

## 5.2.2 사질토 지반에서의 인발 속도에 의한 영향

Fig. 5.3 ~ 5.8은 상대밀도 35%와 75%인 사질토 지반에서 인발 속도에 의한 극한 인발저항력의 실내모형실험 결과와 식 5.2 ~ 식 5.5로 구한 이론치를 비교한 결과이다.

Fig. 5.3 ~ 5.8에서 보는 바와 같이 인발 속도에 의한 극한 인발저항력의 실내모형실험 결과와 식 5.2 ~ 식 5.5로 구한 이론치는 대체적으로 비슷한 결과를 나타내고 있다. 상대밀도 35%일 때, 판의 지름이 75mm이고 근입비 3일 경우를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 그리고 상대밀도 75%에서 인발 속도가 1mm/min일 때, 판의 지름이 50mm와 75mm이고 근입비 3일 경우를 제외한 나머지 경우에는 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 인발 속도가 6mm/min일 때와 15mm/min일 때, 판의 지름이 50mm이고 근입비가 7일 경우와 판의 지름이 75mm이고 근입비가 3과 5일 경우를 제외한 나머지 경우에는 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다.

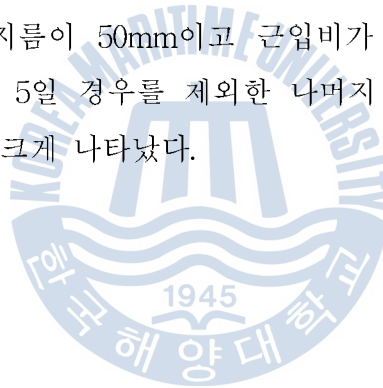


Fig. 5.3 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=35\%$ , 1mm/min)

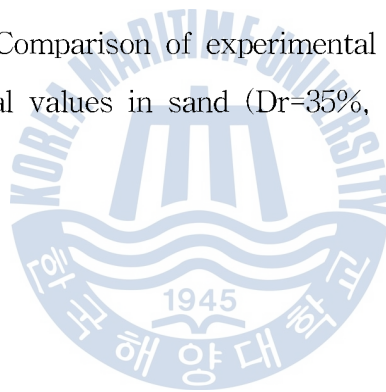


Fig. 5.4 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=35\%$ , 6mm/min)

Fig. 5.5 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=35\%$ , 15mm/min)

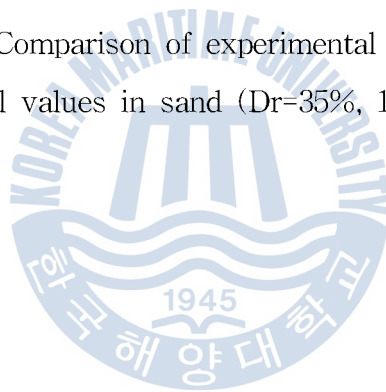


Fig. 5.6 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=75\%$ , 1mm/min)

Fig. 5.7 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=75\%$ , 6mm/min)

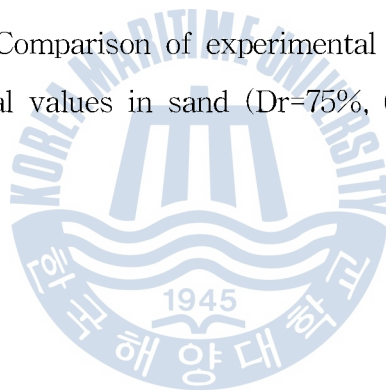


Fig. 5.8 Comparison of experimental data with theoretical values in sand ( $D_r=75\%$ , 15mm/min)

### 5.2.3 점토 지반에서의 극한 인발저항력

Fig. 5.9와 5.10은 함수비 60%와 80%인 점토 지반에서의 극한 인발저항력에 대한 실내모형실험 결과와 식 5.6으로 구한 이론치를 비교한 결과이다. 그리고 이 이론치와 실내모형실험 결과는 인발 속도 1mm/min을 기준으로 하였다.

Fig. 5.9와 5.10에서 보는 바와 같이 함수비가 60%일 때, 판의 지름이 25mm인 경우와 50mm인 경우에는 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 그리고 판의 지름이 75mm인 경우에는 근입비 3일 때를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 낮게 나타났다. 실내모형실험 결과의 경우와 이론치의 경우 근입비에 따라 점점 그 기울기가 감소하는 2차 비례함수 관계를 볼 수 있다. 함수비가 80%일 때, 판의 지름이 25mm인 경우에는 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 그리고 판의 지름이 50mm인 경우에는 근입비가 7일 때를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났으며, 판의 지름이 75mm인 경우에는 근입비 3일 때를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 낮게 나타났다. 실내모형실험 결과의 경우 근입비에 따라 선형적으로 증가하는 1차 비례함수 관계에 있으나, 이론치의 경우 근입비에 따라 점점 그 기울기가 감소하는 2차 비례함수 관계를 볼 수 있다.



Fig. 5.9 Comparison of experimental data with theoretical values in clay ( $w=60\%$ )

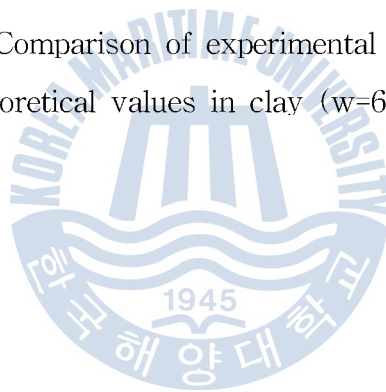


Fig. 5.10 Comparison of experimental data with theoretical values in clay ( $w=80\%$ )

#### 5.2.4 점토 지반에서의 인발 속도에 의한 영향

Fig. 5.11 ~ 5.16은 함수비 60%와 80%인 점토 지반에서 인발 속도에 의한 극한 인발저항력의 실내모형실험 결과와 식 5.7 ~ 식 5.8로 구한 이론치를 비교한 결과이다.

Fig. 5.11 ~ 5.16에서 보는 바와 같이 인발 속도에 의한 극한 인발저항력의 실내모형실험 결과와 식 5.7 ~ 식 5.8로 구한 이론치는 대체적으로 비슷한 결과를 나타내고 있다. 함수비가 60%일 때, 판의 지름이 75mm이고 근입비 5와 7일 경우를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 그리고 함수비가 80%에서 인발 속도가 1mm/min일 때, 판의 지름이 50mm이고 근입비가 7일 경우와 판의 지름이 75mm이고 근입비가 5와 7일 경우를 제외한 나머지 경우에는 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 인발 속도가 6mm/min일 때, 판의 지름이 50mm이고 근입비가 5와 7일 경우와 판의 지름이 75mm이고 근입비가 5와 7일 경우를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다. 마지막으로 인발 속도가 15mm/min일 때, 판의 지름이 50mm이고 근입비가 5와 7일 경우와 판의 지름이 75mm이고 근입비가 7일 경우를 제외한 나머지 경우에서 실내모형실험 결과가 이론치보다 약간 크게 나타났다.

Fig. 5.11 Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=60%, 1mm/min)

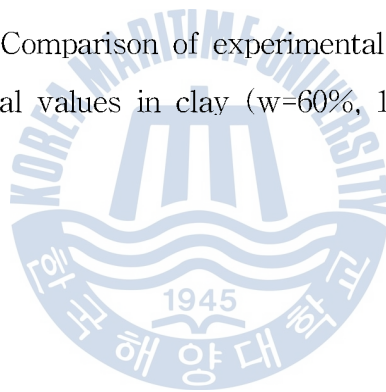


Fig. 5.12 Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=60%, 6mm/min)

Fig. 5.13 Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=60%, 12mm/min)

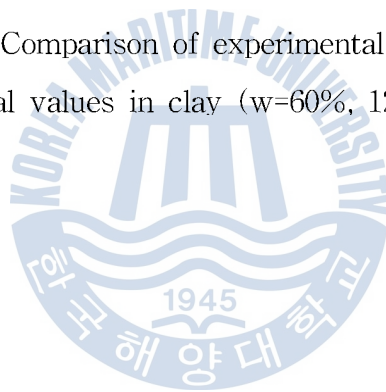


Fig. 5.14 Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=80%, 1mm/min)

Fig. 5.15 Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=80%, 6mm/min)

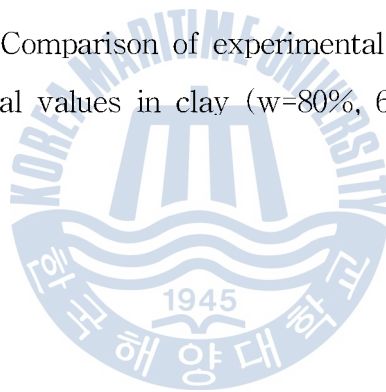


Fig. 5.16 Comparison of experimental data with theoretical values in clay (w=80%, 12mm/min)

## 제 6 장 결 론

본 논문에서는 실내모형실험에서 상대밀도와 함수비, 근입비, 판의 지름, 인발 속도에 따른 판앵커의 극한 인발저항력을 연구하였으며, 실내모형실험의 결과로부터 판앵커의 극한 인발저항력에 관한 산정식을 제안하였다. 그 산정식을 이용하여 실내모형실험의 결과와 비교하였으며, 극한 인발저항력에 영향을 미치는 요소들을 파악하였다. 또한, 판앵커의 거동을 파악함으로써 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

상대밀도가 35%인 사질토 지반과 75%인 사질토 지반에서 판앵커에 대한 극한 인발저항력의 크기는 근입비가 증가할수록 증가하는 경향을 파악하였다. 또한, 함수비가 60%인 점토 지반과 80%인 점토 지반에서도 사질토 지반과 같이 판앵커에 대한 극한 인발저항력의 크기는 근입비가 증가할수록 증가하는 경향을 파악하였다. 이는 판앵커가 깊이 들어감으로써, 판 위의 연직 기둥모양으로 된 토체의 무게가 증가하여 이와 같이 나타난 결과로 추측할 수 있다.

상대밀도가 증가할수록 판앵커에 대한 극한 인발저항력의 크기는 증가하는 경향을 볼 수 있었다. 이는 상대밀도가 증가할수록 흙의 내부마찰각이 증가하고 그로 인해 지반의 강도가 증가하며, 판앵커 주변의 마찰력이 증가하여 이와 같이 나타난 결과로 추측할 수 있다. 그리고 함수비가 증가할수록 판앵커에 대한 극한 인발저항력의 크기는 감소하는 경향을 볼 수 있었다. 이는 함수비가 증가할수록 지반의 전단강도가 감소하여 판앵커 주변의 마찰력이 감소하여 이와 같은 결과가 나타난 것으로 추측할 수 있다.

상대밀도가 35%인 사질토 지반과 75%인 사질토 지반에서 판의 지름이 작을 때, 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력의 크기에 대한 변화의 기울기는 적었지만, 판의 지름이 증가할수록 그 기울기는 급격하게 증가되는 경향을 보여주고 있다. 함수비가 60%인 점토 지반과 80%인 점토 지반에서 판의 지름이

작을 때, 근입비가 증가할수록 극한 인발저항력의 크기에 대한 변화의 기울기는 적었지만, 판의 지름이 증가할수록 그 기울기는 급격하게 증가되는 경향을 보여주고 있다. 이는 판의 지름이 증감함에 따라 판 위의 연직 기둥모양으로 된 토체의 무게가 증가하여 이와 같은 결과가 나타난 것으로 추측할 수 있다.

사질토 지반에서 대체적으로 인발 속도에 의한 차이는 있으나 그 값이 적었으며 근입비에 따라서 인발 속도에 의한 변화는 얇은 앵커일 때와 깊은 앵커일 때의 차이로 판단할 수 있다. 얇은 앵커 상태일 때는 파괴면이 지표면으로 빠르게 전달되므로 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력은 감소하지만, 깊은 앵커 상태일 때는 판앵커 위의 토체의 자중에 의해 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력이 증가하였다. 또한, 점토 지반에서는 인발 속도가 증가할수록 극한 인발저항력이 증가하는 현상이 뚜렷이 나타나고 있었다. 또한, 판의 지름이 증가할수록 인발 속도에 의한 극한 인발저항력의 차이는 증가하고 있었다.

실내모형실험의 결과에 대한 산정식을 제안하였으며 그 식은 다음과 같다.

- 사질토 지반에서의 극한 인발저항력

$$Q_o = [A_i \cdot \gamma \cdot H_i + W_a + \gamma \cdot D_i \cdot H_i^2 \cdot \tan^2 \Phi] \times \left( \frac{H_i}{D_i} \right)^{0.25} \left( \frac{D_i}{D_{25}} \right)$$

- 상대밀도 35%, 판의 지름 25mm, 근입비 5 이하에서 인발 속도에 의한 극한 인발저항력

$$Q_u = Q_o(t)^{-0.165}$$

- 판의 지름 25mm, 근입비가 5 초과 일 경우와 판의 지름 50mm와 75mm에서 인발 속도에 의한 극한 인발저항력

$$Q_u = Q_o(t)^{0.04}$$

- 상대밀도 75%, 판의 지름 25mm, 근입비 3 이하에서 인발 속도에 의한 극한 인발저항력

$$Q_u = Q_o(t)^{-0.11}$$

- 판의 지름 25mm, 근입비가 3 초과 일 경우와 판의 지름 50mm와 75mm에서 인발 속도에 의한 극한 인발저항력

$$Q_u = Q_o(t)^{0.045}$$

- 점토 지반에서의 극한 인발저항력은 Vesic(1971)의 식을 이용하였으며  $F_c$ 의 값을 변경하여 표 5.1과 같이 적용하였다.

$$Q_o = A(\gamma \cdot H + c_u \cdot F_c)$$

- 함수비 60% 일 때 인발 속도에 의한 극한 인발저항력

$$Q_u = Q_o(t)^{0.51}$$

- 함수비 80% 일 때 인발 속도에 의한 극한 인발저항력

$$Q_u = Q_o(t)^{0.085}$$





## 참고문헌

- [1] 권오균, 이영생, “극한해석법을 이용한 수직앵커판의 인발저항력 산정에 관한 연구”, 대한토목학회논문집, 제18권, 제3-2호, pp. 251-259, 1998
- [2] 김서성, 이상덕, 구자갑, 전몽각, 유건선, “Plate Anchor의 인발거동에 관한 모형실험”, 대한토목학회논문집, 제14권 제5호, pp. 1219-1227, 1994
- [3] 배우석, 이봉직, 권영철, 이준대, “파이프형 앵커의 인발거동에 대한 연구”, 한국지반환경공학회논문집, 제9권, 제1호, pp. 5-10, 2008
- [4] 신은철, 김종인, 박정준, “근입비와 인발속도가 콘크리트 향타말뚝의 인발부착계수에 미치는 영향”, 한국철도학회논문집, pp. 367-371, 2005
- [5] 이준대, 이봉직, “Kaolinite에 근입된 앵커에서 흡입력이 미치는 영향”, Journal of the KIIS, vol. 12, No. 3, 1997
- [6] 이준대, “벤토나이트에 근입된 앵커의 흡입력에 관한 실험적 연구”, Journal of the KIIS, vol. 16, No. 2, 2001
- [7] 장정범, 서용표, “수치해석에 의한 직매형 앵커기초의 인장설계기준 평가”, 한국전산구조공학회논문집, 제18권, 제3호, 2005
- [8] A. Balla, “The Resistance to Breaking-out of Mushroom Foundations for Pylons”, Proc. The International Conference on Soil mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, pp. 569-576. 1961
- [9] Abdullah I. Al-Mhaidib, “Loading Rate Effect on Piles in Clay from Laboratory Model Tests”, Eng. Sci., vol. 13, no. 1, pp. 39-55, 1999
- [10] A. Caquot, L. Kerisel, “Traite de mecanique des sols”, Gauthier Villars, Paris, France, 1949
- [11] Adel Hanna, Tahar Ayadat, Mohab Sabry, “Pullout resistance of single vertical shallow helican and plate anchors in sand”, Geotech Geol Eng, vol. 25, pp. 559-573, 2007

- [12] American Society for Testing and Material, "Annual Book of ASTM Standards", Sec.4, vol 04. Philadelphia, Pa, 2004
- [13] American Society for Testing and Material, "Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled-Strain Loading", ASTM, D4186-89, pp. 565-569, 1989
- [14] A.S. Vesic, "Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom", Journal Soil Mech. Found. Div., ASCE, pp. 1183-1205, 1971
- [15] B.M. Das, "Model tests for uplift capacity of foundations in clay", Soil and Found., Japan, vol. 18, no. 2, pp. 17-24, 1978
- [16] C.J. Veesaert, S.P. Clemence, "Dynamic pullout resistance of anchors", Proc. The International Symposium on Soil-Structure Interaction, Rourkee, India, vol. 1, pp. 389-397, 1977
- [17] C.P. Thorne, C.X. Wang, J.P. Carter, "Uplift capacity of rapidly loaded strip anchors in uniform strength clay", Geotechnique, vol. 54, no. 8, pp. 507-517, 2004
- [18] E.A. Dickin, M. Laman, "Uplift response of strip anchors in cohesionless soil", Advances in Engineering Software, vol. 38, pp. 618-625, 2007
- [19] E.P. Rusin, B.N. Smolyanitskii, S.B. Stazhevskii, "Soil anchors-The methods and machines for their installation", Journal of Mining Science, vol. 43, no. 6, pp. 640-645, 2007
- [20] G.G. Meyerhof, J.I. Adams, "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", Can. Geotech J., vol. 5, no. 4, pp. 225-244, 1968
- [21] H.S. Saeedy, "Stability of circular vertical earth anchors", Can. Geotech. J., vol. 24, no. 3, pp. 452-456, 1987
- [22] Jyant Kumar, Manas Kumar Bhoi, "Vertical Uplift Capacity of Equally Spaced Multiple Strip Anchors in Sand", Geotech Geol Eng, vol. 27, pp. 461-472, 2009
- [23] K.F. Liu, X.Y. Xie, J.F. Zhang, X.R. Zhu, "Compression/tension load capacity

- of stone column anchors”, Geotechnical Engineering, vol. 159, pp. 161-165, 2006
- [24] L.G. Mariupol’skii, “The bearing capacity of anchor foundations”, Translated from *Osnovanlya, Fundamenty Mekhanika Gruntov*, no. 1, pp. 14-18, 1965
- [25] Long Yu, Jun Liu, Xian-jing Kong, Yuxia Hu, “Three-dimensional numerical analysis of the keying of vertically installed plate anchors in clay”, *Computers and Geotechnics*, vol. 36, pp. 558-567, 2009
- [26] M. El Sawwaf, A. Nazir, “The effect of soil reinforcement on pullout resistance of an existing vertical anchor plate in sand”, *Computers and Geotechnics*, vol. 33, pp. 167-176, 2006
- [27] N.K. Ovesen, “Centrifuge test of the uplift capacity of anchors”, *Proc. 10<sup>th</sup> Int Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Stockholm, Sweden, vol. 1, pp. 717-722. 1981
- [28] S. Narasimha Rao, K. Hema Latha, B. Pallavi, S. Surendran, “Studies on pullout capacity of anchors in marine clays for mooring systems”, *Applied Ocean Research*, vol. 28, pp. 103-111, 2006
- [29] S.P. Singh, D.P. Tripathy, S.V. Ramaswamy, “Estimation of Uplift Capacity of Rapidly Loaded Plate Anchors in Soft Clay”, *Marine Georesources and Geotechnology*, vol. 25, pp. 237-249, 2007
- [30] W.H. Baker, R.L. Kondner, “Pullout load capacity of a circular earth anchor buried in sand”, *Highway Res. Rec. 108*, National Academy of Sciences, pp. 1-10, 1966
- [31] Zhenhe Song, Yuxia Hu, Mark F. Randolph, “Numerical Simulation of Vertical Pullout of Plate Anchors in Clay”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering*, ASCE, 2008

## 감사의 글

제가 대학교 2학년 겨울, 연구실에 들어와 많은 것들을 배우며 많은 선배님들과 후배님들을 사귀면서 대학생 시절을 마치게 되었습니다. 그리고 2011년 3월 2일, 대학원을 입학하며 저에게 새로운 시절이 시작되었습니다. 해양지반공학이라는 공부를 시작하며 많이 힘들었지만, 눈 깜짝할 사이에 2년이라는 시간이 지나갔습니다. 이 2년이라는 시간은 저에게 있어서 세상을 바라보는 눈이 바뀌게 된 시간들이었습니다.

지금까지 석사 생활 2년 동안 지켜봐주시고 힘이 되어 주신 아버지, 어머니께 진심으로 감사드립니다.

석사 생활 2년 동안 수많은 지도와 관심을 쏟아주시며, 올바른 길로 나아가도록 인도하여 주신 서영교 교수님께 진심으로 감사의 뜻을 표합니다. 또한, 대학원에서 많은 것을 배울 수 있게 많은 학문을 가르쳐 주시고, 본 논문의 완성도를 한결 높여 주신 최경식 교수님과 김재수 교수님 그리고 박한일 교수님, 강신영 교수님께 감사드립니다.

대학 생활부터 대학원 생활 동안 저에게 항상 모범이 되어주시고, 아낌없는 조언을 안겨주셨던 손창배 선배님, 변양현 선배님, 김남익 선배님, 조정홍 선배님께도 진심으로 감사의 말씀을 드립니다.

제가 힘든 일이 생기면 언제나 달려와 상담해주셨던 문석이 형님과 멀리 떨어져 있어도 전화로 항상 이야기를 들어주시고 시간이 되실 때 학교로 오셔서 저를 찾아주시는 정훈이 형님, 진학에 대해서 함께 고민해주신 효섭이 형님, 사회생활이란 어떤 것인지 가르쳐 주신 규목이 형님께도 감사드리며, 연구실 생활을 함께하며 같이 땀흘리며 고생한 실험실 식구 현우형, 승만, 성봉, 형진, 현주에게도 감사의 마음을 전합니다. 그리고 대학 생활을 같이 지내며 서로를 의지했던 태오와 가애에게도 감사의 마음을 전합니다.

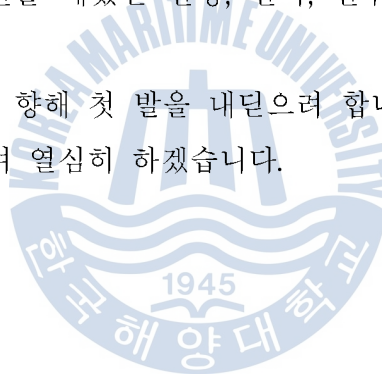
연구실에 늦게 들어와 이제 대학원 생활을 시작하는 정영준, 학부생들의 대들보 역할을 하며 아낌없는 지원을 줬던 이종찬, 항상 연구실 분위기를 파악하며 지속적인 웃음을 안겨줬던 강재환, 듄직함을 보이며 가장 성실한 김기만, 연

구실에서 가장 용기가 많은 김도연, 꾀꾀함을 보이며 고민을 함께 나눴던 이동익, 연구실의 재롱둥이이자 멋쟁이 조정운, 오랫동안 연구실 생활을 같이 하며 기댈 수 있는 나무가 되어 줬던 배성희, 연구실의 향기를 불어 넣어주고 항상 아침에 커피 한 잔을 같이 하던 정주승에게 감사의 마음을 전합니다.

대학원 생활에서 빼놓을 수 없는 대학 동기인 지윤희, 이승환, 이광현, 정성규, 옥승민, 그리고 진심으로 걱정해주며 아낌없이 격려를 줬던 유희정, 어렸을 적부터 항상 지켜보며 많은 조언과 희망을 줬던 정윤희, 송성봉, 문명준, 김동일, 박영국, 정기훈, 백종우, 김동휘, 박준영, 장일도, 최정민, 신민성, 박수인, 심유택에게 감사드립니다.

지반연합강의를 같이 듣고, 여러 학회도 같이 가며 대학원 생활을 같이 했던 성규, 민아, 지성, 호연, 대학원 입학부터 졸업까지 함께 했던 정석, 용주, 상윤, 옆에서 아낌없는 응원을 해줬던 현정, 현지, 현주에게도 감사의 마음을 전합니다.

저는 이제 저의 꿈을 향해 첫 발을 내딛으려 합니다. 항상 초심과 같은 마음가짐으로 최선을 다하여 열심히 하겠습니다.



2013년 2월  
유 동 만