



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](#)

2018年 8월  
박사학위논문

# 수평저항력 보강 Wing Pile의 말뚝지지력 특성

조선대학교 대학원

토목공학과

최진호

# 수평저항력 보강 Wing Pile의 말뚝지지력 특성

**Bearing Capacity Characteristics of Wing Pile  
for Reinforcement of Lateral Resistance**

2018년 8월 24일

조선대학교대학원

토목공학과

최진호

# 수평저항력 보강 Wing Pile의 말뚝지지력 특성

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2018년 4월

조선대학교 대학원

토 목 공 학 과

최 진 호

## 최진호의 박사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김 운 중 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 송원대학교 교수 정 상 국 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2018년 6월

조선대학교 대학원

# 목 차

## ABSTRACT

제 1 장 서론 .....	1
1.1 연구배경과 목적 .....	1
1.2 연구 동향 .....	2
1.3 연구 내용 및 방법 .....	5
제 2 장 이론적 배경 .....	6
2.1 말뚝 기초 .....	6
2.1.1 말뚝기초의 특징 .....	6
2.1.2 말뚝기초의 선정요인 .....	8
2.1.3 말뚝기초의 분류 및 종류 .....	10
2.1.4 말뚝의 설치방법에 따른 거동특성 .....	14
2.2 말뚝의 수평저항력 .....	17
2.2.1 수평하중을 받는 말뚝의 해석방법 .....	17
2.2.2 말뚝의 수평저항력 산정 .....	18
2.3 극한평형법 .....	19
2.4 지반반력법 .....	22
2.5 p-y 곡선 해석법 .....	27
제 3 장 현장시험 .....	30
3.1 현장시험 개요 .....	30

3.1.1	현장 시험시공 개요 .....	30
3.1.2	현장 시험시공 계획 .....	31
3.1.3	시험말뚝의 제원 .....	33
3.2	대상지반의 조건 .....	35
3.3	현장 시험시공 전경 .....	38
3.3.1	현장 부지 정리 및 자재반입 .....	38
3.3.2	수평저항말뚝 시공 방법 .....	39
3.4	재하시험 시험계획 .....	40
3.4.1	압축재하시험 .....	42
3.4.2	인발재하시험 .....	53
3.4.3	수평재하시험 및 모멘트 시험 .....	59
제 4 장	현장시험 결과분석 .....	64
4.1	압축재하시험 결과분석 .....	64
4.2	인발재하시험 결과분석 .....	76
4.3	수평재하시험 결과분석 .....	88
4.4	모멘트시험 결과분석 .....	95
4.5	현장시험과 이론식 결과분석 .....	98
제 5 장	현장시험말뚝의 수치해석 .....	104
5.1	개요 .....	104
5.1.1	수치해석 개요 .....	104
5.1.2	해석 프로그램 .....	104
5.2	수치해석 모델링 .....	107
5.2.1	지반의 물성치 산출 .....	107
5.2.2	해석조건 .....	108

5.3 수치해석 결과 .....	110
5.4 현장시험과 수치해석 결과 분석 .....	120
제 6 장 결론 .....	123
참고문헌 .....	124



## 표 목 차

표 2.1	각 기초의 지지력의 분담 .....	7
표 2.2	말뚝기초의 선정요인 .....	9
표 2.3	말뚝기초의 시공법의 종류 .....	10
표 2.4	시공방법별 특징 .....	13
표 2.5	긴 말뚝과 짧은 말뚝의 구별 .....	19
표 2.6	Broms 방법에 의한 수평지지력 계산 .....	20
표 2.7	수평력을 받는 긴말뚝의 해석 .....	21
표 2.8	지반반력을 받는 긴말뚝의 깊이 특징 .....	23
표 3.1	현장시험시공 계획 .....	32
표 3.2	시험말뚝의 제원 .....	33
표 3.3	공내 지하수위 측정결과 .....	35
표 3.4	각 지층에 따른 분포특성 .....	36
표 3.5	압축재하시험 시 재하하중단계 .....	43
표 3.6	압축재하시험에서의 안전율 .....	52
표 3.7	인발재하시험 시 재하하중단계 .....	54
표 3.8	인발재하시험에서의 안전율 .....	58
표 3.9	수평재하시험 및 모멘트시험 시 재하하중단계 .....	60
표 4.1	No.1(Down1-W300) 시험결과 정리 .....	65
표 4.2	No.12(Down2-W300) 시험결과 정리 .....	67
표 4.3	No.3(Down1-W150) 시험결과 정리 .....	69
표 4.4	No.13(Down2-W150) 시험결과 정리 .....	71
표 4.5	No.2(Down1-Pile) 시험결과 정리 .....	73
표 4.6	압축재하시험 결과 분석 .....	75
표 4.7	No.5(Up1-W300) .....	77
표 4.8	No.6(Up2-W300) .....	79
표 4.9	No.4(Up1-W150) .....	81
표 4.10	No.7(Up2-W150) .....	83

표 4.11 No.8(Up1-Pile) .....	85
표 4.12 인발재하시험 결과 분석 .....	87
표 4.13 수평재하시험 결과 분석 .....	94
표 4.14 모멘트시험 결과 분석 .....	97
표 4.15 이론식에 의한 극한지지력 결과 분석 .....	99
표 4.16 무보강 말뚝의 이론식에 의한 수평지지력 결과 분석 .....	101
표 4.17 W150으로 보강된 Wing Pile의 이론식에 의한 수평지지력 결과 분석 .....	102
표 4.18 W300으로 보강된 Wing Pile의 이론식에 의한 수평지지력 결과 분석 .....	103
표 5.1 수평하중에 의한 Wing Pile 거동분석에 적용된 물성치 .....	107

## 그림 목 차

그림 2.1 기초형식의 비교 .....	7
그림 2.2 말뚝의 시공법에 의한 분류 .....	11
그림 2.3 말뚝의 재질에 의한 분류 .....	12
그림 2.4 말뚝의 하중전달 메커니즘에 의한 분류 .....	12
그림 2.5 항타말뚝의 관입으로 인한 지반변형 .....	15
그림 2.6 수평력을 받는 말뚝 .....	17
그림 2.7 말뚝선단이 고정인 경우의 계수 .....	24
그림 2.8 말뚝선단이 힌지인 경우의 계수 .....	25
그림 2.9 말뚝선단이 자유인 경우의 계수 .....	26
그림 2.10 연약 점토의 p-y 곡선 .....	27
그림 2.11 굳은 점토지반의 p-y 곡선 .....	28
그림 2.12 사질토 지반의 p-y 곡선 .....	28
그림 3.1 현장시험시공 위치 .....	30
그림 3.2 현장시험시공 말뚝 배치 .....	31
그림 3.3 시험말뚝 시공순서 및 말뚝 모형 .....	34
그림 3.4 지층별 N치 분포도 .....	37
그림 3.5 현장부지 정리 및 자재 반입 .....	38
그림 3.6 말뚝 사진 .....	39
그림 3.7 말뚝 연결 후 압입 .....	39
그림 3.8 압축재하시험 개요도 .....	45
그림 3.9 하중-침하량 관계 .....	48
그림 3.10 P-S 곡선분석법 .....	49
그림 3.11 LogP-LogS 곡선분석법 .....	50
그림 3.12 S-Logt 곡선분석법 .....	51
그림 3.13 인발재하시험 개요도 .....	56
그림 3.14 수평재하시험 및 모멘트시험 개요도 .....	62
그림 4.1 No.1(Down1-W300) 하중-침하량 곡선 .....	64
그림 4.2 No.12(Down2-W300) 하중-침하량 곡선 .....	66

그림 4.3 No.3(Down1-W150) 하중-침하량 곡선 .....	68
그림 4.4 No.13(Down2-W150) 하중-침하량 곡선 .....	70
그림 4.5 No.2(Down1-Pile) 하중-침하량 곡선 .....	72
그림 4.6 압축재하시험 결과 비교 분석 .....	74
그림 4.7 No.5(Up1-W300) 하중-침하량 곡선 .....	76
그림 4.8 No.6(Up2-W300) 하중-침하량 곡선 .....	78
그림 4.9 No.4(Up1-W150) 하중-침하량 곡선 .....	80
그림 4.10 No.7(Up2-W150) 하중-침하량 곡선 .....	82
그림 4.11 No.8(Up1-Pile) 하중-침하량 곡선 .....	84
그림 4.12 인발재하시험 결과 분석 .....	86
그림 4.13 No.9(Horizon1-W300) 하중-침하량 곡선 .....	88
그림 4.14 No.14(Horizon2-W300) 하중-침하량 곡선 .....	89
그림 4.15 No.10(Horizon1-W150) 하중-침하량 곡선 .....	90
그림 4.16 No.15(Horizon2-W150) 하중-침하량 곡선 .....	91
그림 4.17 No.11(Horizon2-Pile) 하중-침하량 곡선 .....	92
그림 4.18 수평재하시험 결과 분석 .....	93
그림 4.19 No.16(Moment-Pile) 하중-침하량 곡선 .....	95
그림 4.20 No.17(Moment-W300) 하중-침하량 곡선 .....	96
그림 5.1 해석조건에 따른 모델링 모습 .....	109
그림 5.2 수평하중에 따른 수치해석 결과 .....	112
그림 5.3 모멘트에 따른 수치해석 결과 .....	114
그림 5.4 전단력에 따른 수치해석 결과 .....	116
그림 5.5 깊이에 따른 p-y곡선 분석 결과 .....	119
그림 5.6 현장시험과 수치해석 결과 분석 .....	122

# ABSTRACT

## Bearing Capacity Characteristics of Wing Pile for Reinforcement of Lateral Resistance

Choi, Jin Ho

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph. D.

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

Although there have been many studies on pile foundations subjected to vertical loading, the domestic studies on pile under horizontal load have been limited. The horizontal load caused by the earthquake is very strong. The structures such as marine structures, retaining walls, bridges are subjected not only vertical loads but also horizontal ones. Excessive displacement or breakage of the piles subjected to horizontal loads, as the ones caused by vertical loads, have detrimental effect on the superstructure, suggesting that the studies on the analysis and review of the pile subjected to the horizontal loads are needed urgently.

In the existing pile construction, a pile was inserted into the ground, a concrete foundation was laid on top of the pile, and a plate under the column member was joined to the upper part of the concrete foundation. This connection method between pile and column member is, however, vulnerable to lateral load due to wind load or seismic load because the column member is fixed only to the upper end of the pile. In addition, the pile twisted by lateral load may not provide proper support to column member, which may cause deformation and breakage of the pillar member, leading to failure of providing proper support to superstructure by the pillar member.

The purpose of this study was, therefore, to develop a Wing Pile, which allows

the pile member and column member to overlap with each other, and the lateral load to be supported not only by pillar member but also by pile member in order to address above problems.

The Wing Pile connecting the lower foundation and the upper column was designed to have two kinds of B, distance from center to end, to be 150 and 300 mm, respectively and to have H of 450 mm. A total of 17 piles were under field test including five for static load test, five for uplift load test, five for horizontal load test, and two for moment test and the bearing capacities of general pile and Wing Pile were verified, analyzed, and compared.

The results of field load test showed that bearing capacity, horizontal resistance, and moment resistance of Wing Pile is higher by 1.5-4, 4-4.5, 4 times compared to general ones, respectively. It was found that the improved horizontal resistance and bearing capacity are corresponds to wing area of upper fixed pile, suggesting that the resistance is proportional to wing area.

It should be noted, however, that the ground survey should be performed in advance in order to confirm the type and the workability of the indentation, and the  $1/\beta$  depth should be considered for the reinforcement against horizontal force to a proper depth.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경과 목적

말뚝은 토목, 건축공사에서 각종 구조물의 기초 또는 상부구조물의 하중을 하부지반에 안전하게 전달시키기 위하여 가장 널리 사용되는 구조물이다. 최근에는 구조물이 중량화 및 대형화가 될 뿐만 아니라, 건설현장부지의 확보가 어려워짐에 따라 악조건 지반에서 구조물을 시공하는 사례가 많아져서 말뚝의 중요성과 관심이 높아지고 있다. 또한 콘크리트 말뚝의 관입이 어려운 굳은 지반에 말뚝을 관입해야 할 필요성이 커지면서 강 말뚝의 시공사례가 많아지고 있다. 구조물에 토압, 풍압, 파력, 토사유동 등에 의한 측방토압 등이 작용하면, 말뚝머리에는 연직력 뿐만 아니라 수평하중과 모멘트가 동시에 작용하게 된다.

현재까지 수직하중을 받는 말뚝기초에 관한 연구는 국내·외에서 많이 수행되어 왔으나, 국내에서 수평하중을 받는 말뚝에 관한 연구는 거의 기초적인 단계에 있는 실정이다. 지진에 의하여 발생하는 수평하중은 매우 크고, 해양구조물, 옹벽, 교량 등의 구조물에는 수직하중 뿐만 아니라 수평하중도 작용하게 되는데, 수직하중에서와 마찬가지로 수평하중을 받는 말뚝의 과도한 변위나 파괴는 상부구조물에 심각한 영향을 미치므로 수평하중을 받는 말뚝의 해석과 검토에 관한 연구는 빠른 시일 내에 이루어져야 한다.

기존 파일의 경우 지중에 파일 부재를 근입하고, 파일 상부에 콘크리트 기초를 타설한 후 기둥부재 하부의 플레이트를 콘크리트 기초 상부에 결합하는 방식으로 기둥부재를 시공하였다. 그러나 이러한 파일부재와 기둥부재의 연결방식은 기둥부재가 파일부재 상단에만 고정되므로 풍하중이나 지진하중 등으로 인한 횡하중에 취약하다. 또한 횡하중에 의해 기둥부재에 파일부재가 기둥부재의 비틀림을 제대로 지지할 수 없어 기둥부재의 변형 및 파괴가 발생할 수 있으며, 이로 인해 기둥부재가 지지하고 있는 상부 구조물을 제대로 지지할 수 없는 문제점이 있다.

본 연구에서는 상기와 같은 문제점을 해결하기 위해 파일부재와 기둥부재가 일정부분 결합하여 횡방향 하중을 기둥부재만이 아니라 파일부재까지 지지하도록 하는 Wing Pile을 개발하였으며, 불안지역의 연약지반에 현장시험시공과 압축재하, 인발재하, 수평재하시험을 통하여 지지력 및 수평력을 비교하였다.

## 1.2 연구 동향

현재까지 수직하중을 받는 말뚝기초에 관한 연구는 국내·외에서 많이 수행되어 왔으나 수평하중에 관한 연구는 상대적으로 미미한 것으로 알려져 있다. 해양구조물, 옹벽, 교량 등의 구조물은 수직하중 뿐만 아니라 수평하중도 작용하게 되는데, 수직하중에서와 마찬가지로 수평하중을 받는 말뚝의 과도한 변위나 파괴는 상부구조물에 심각한 영향을 줄 수 있으므로 이에 대한 검토가 이루어져야 한다.

국내에서 수행된 연구들을 살펴보면, 김영수 등(1997)은 사질토 지반에서 말뚝의 수평거동에 대한 말뚝의 근입깊이, 지반의 상대밀도, 하중재하속도, 말뚝두부의 구속조건, 시공방법 그리고 지반내 이질층의 영향에 관하여 연구를 수행하였으며, 김영수와 김병탁(1998)은 정규압밀된 점성토 지반과 사질토 지반에서 말뚝의 수평거동에 대한 말뚝의 근입깊이, 지반 상대밀도, 하중 재하속도, 말뚝두부의 구속조건, 시공방법 그리고 지반내 이질층의 영향에 관하여 실험적인 연구를 수행하였다.

김영수 등(1999a; 1999b)은 단일 강성 말뚝에 대한 수평거동의 구속효과에 대하여 실험적인 연구를 수행하였다. 배중순 등(2002; 2003; 2004; 2006)은 수평하중이 작용하는 단독말뚝에서 하중의 작용형태 및 지반의 조건 등을 달리하여 모형실험을 수행하였다.

김병탁(2000)은 인공신경망의 장점인 병렬처리와 자기조직화를 이용하여 단일 및 군말뚝에서 다양한 말뚝조건과 지반조건에 대한 말뚝의 수평변위와 최대 휨모멘트를 예측하고, 모형실험결과와 예측결과의 상관성을 검토하였다.

백규호(2010)는 모래지반에서 반복수평하중 작용시 항타말뚝의 거동에 미치는 영향을 조사한 결과, 극한수평지지력은 수평하중의 크기가 커질수록 조금씩 증가하였으며, 반복수평하중의 재하 횟수가 증가할수록 최대 휨모멘트는 감소했으나 그 발생위치는 일정하였다.

권오균 등(2012)은 수평하중 작용시 무리 콘크리트말뚝의 거동을 평가한 결과, 말뚝 직경에 대한 길이의 비(L/D)가 작아질수록 항복하중이 커졌고, 항복하중에서의 수평변위가 증가하는 경향을 나타냈다.

홍원표 등(2013)은 사질토 지반에서 시멘트밀크 주입비에 따른 매입말뚝의 수평저항 특성을 고찰하기 위해 수평재하시험을 수행하여 수평하중과 수평변위관계를 분석한 결과, 시멘트 밀크의 주입비가 증가할수록 매입말뚝의 수평변위가 발생되기 시작하는 위치는 지표면에 가까워지며 말뚝의 수평변위는 감소하고, 시멘트 밀크 주입비가 100%인



매입말뚝의 항복하중과 극한수평지지력은 시멘트 밀크 주입비가 50%인 경우보다 약 2~3배 정도 크게 나타났다.

이인 등(2013)은 말뚝의 직경에 따른 횡방향 거동특성을 연구한 결과, FLAC3D해석의 결과가 p-y해석의 결과보다 30%이상 작은 값을 도출했다. 또한 FLAC3D해석을 통하여 말뚝의 직경에 따른 지반의 p-y곡선 산정 결과 극한지반반력(Pu)이나 p-y곡선의 강성이 말뚝의 직경에 따라 증가하였으나, 그 관계가 선형이 아니며 심도가 증가할수록 직경에 따른 극한지반반력의 증가폭이 감소하였다.

국의 문헌조사 결과를 살펴보면 다음과 같다.

수평하중을 받는 말뚝의 연구 동향을 살펴보면, Sandmand의 실험을 시작으로 수평하중에 대한 연구가 활발하게 이루어졌다. Chang(1937)는 지반을 후크법칙에 따른 탄성체로 가정하고 지반반력계수가 심도에 관계없이 일정하다고 제시하였고, Hansen(1961)은 짧은 강말뚝이 설치된 일반 토사지반의 수평지반반력 분포에 관하여 토압론을 제시하였다.

Yoshimi(1964)는 점착력이 있는 말뚝에서 수평력에 대한 연구를 수행하였으며, Broms(1964)는 말뚝의 수평저항 문제를 소성론으로 다루었으며, 사질토 지반이나 점성토 지반에 타설된 말뚝이 수평하중을 받는 경우 단위 길이에 대한 극한 지반반력의 다양한 분포를 가정하여 수평저항력을 예측하였고, Broms(1965)은 수평력을 받는 말뚝과 지반의 파괴형태를 고찰하여, 말뚝의 휨 강성과 근입깊이 및 지반강성에 의해 말뚝을 분류하고, 점성토와 사질토로 나누어 말뚝의 극한 수평저항을 구하는 방법을 제시하였다.

Matlock(1970)은 실제 발생하는 말뚝의 변위형상에 대하여 임의 지점의 지반반력은 반드시 그 지점의 말뚝 변위에만 의존한다는 가정하에 지반의 하중-변위특성을 일련의 분리된 탄소성 스프링으로 대체하여 말뚝 해석법을 제안하였다.

Poulos(1971a; 1971b)는 수평력이 작용하는 무리말뚝에서 말뚝의 개수보다는 말뚝 간격이 무리말뚝의 거동에 큰 영향을 준다는 사실을 확인하였다.

Reese(1974)는 Mustang Island에서 수직 말뚝에 대해 정적하중과 반복하중에 의한 말뚝두부의 거동을 관찰하였다. Meyerhof(1972)는 사질토 지반에서 수직말뚝의 두부에 작용하는 편심하중의 영향을 말뚝의 강성계수와 말뚝 근입깊이 등의 변수에 대하여 관찰하였다. 또한 Poulos and Davis(1980), Poulos(1982)는 반무한 탄성체의 해석법을 사용해 말뚝의 수평거동을 구하는 방법을 제시하였다.

Randolph(1981)은 수평방향으로 재하된 인접말뚝 사이의 상관계수에 대한 식을 제공

하였으며, Poulos의 값으로 얻은 답과 모형실험 결과로 얻은 답을 비교하였다.

Shintaro and Toyoaki(1994)은 지반반력 매체를 점탄성 Winkler 모델에 기초하여 수평 반복하중에 의한 단일말뚝의 거동에 관해서 연구하였다. Duncan 등(1994)은 수평하중이 작용하는 말뚝의 해석방법 중 하나인 p-y곡선법을 간략화한 CLM이라는 해석법을 제시하여 말뚝 두부의 변위에 따른 저항력을 간단하게 산출할 수 있는 방법을 제시하였다.

Michale 등(1995)은 3×3 정방형배열의 무리말뚝에 원심모형 실험을 실시하여 말뚝간격과 상대밀도 변화에 따른 효율 값을 제시하였으며, Lin and Liao(1999)은 20개의 실험물크기 말뚝실험을 통하여 사질지반에 반복수평하중이 작용할 경우 말뚝 거동양상을 말뚝의 매설형태와 매입길이, 지반의 상대밀도와 반복재하 방법에 따라 분석하였다.

Hsiung(2003)은 동일한 지반반력계수를 가지는 탄소성지반에서 매설된 말뚝에 수평하중이 작용할 경우 말뚝 두부의 최대 변위 및 모멘트를 이론적으로 접근하기 위한 방법을 제시하였으며, Abdoun 등(2003)은 다층지반에 매설된 말뚝에 수평하중이 작용할 경우를 고려한 원심모형실험을 수행한 결과, 가속도 변화에 따른 말뚝 두부의 변위, 최대휨모멘트의 변화관계 및 발생위치 등에 관한 실험 결과를 확인하였다.

Abdel-Rahman and Achmus(2006)는 말뚝에 경사로 압축하중과 인발하중을 주어 말뚝의 거동을 수치해석으로 해석하였으며, Rollins 등(2006)은 점성토 지반에서 반복수평하중이 말뚝에 작용함에 따라 말뚝의 수평저항력은 감소하였다.

Rosqueot 등(2007)은 원심모형실험을 통해서 반복수평하중의 크기와 반복횟수가 말뚝의 수평거동에 미치는 영향을 조사한 결과, 반복하중이 말뚝의 두부변위나 p-y 곡선에 미치는 영향의 대부분은 하중이 초반 15회 반복 작용하는 동안 발생하였으며, 최초 1회의 반복하중에 의한 말뚝의 수평변위는 뒤따르는 반복하중에 의한 변위보다 큰 것으로 나타났다.

Cuellar(2011)는 말뚝에 수평하중 횟수를 다르게 하여 유한요소해석을 한 결과 말뚝 주변에서 일어나는 간극수압의 일시적인 변화의 영향과 바람과 파도의 영향을 고려하여 설계해야 한다고 하였다.

이처럼 말뚝의 수평거동특성을 규명하기 위한 연구는 매우 제한적으로 이루어져 왔고, 현재까지 수행된 연구의 대부분은 반복하중의 작용횟수가 말뚝의 수평변위와 모멘트에 미치는 영향을 분석하거나 특정한 하중조건하에서 지반 반력계수의 변화를 연구하였다. 그러나 말뚝의 형상 변화와 현장시험시공을 통한 재하시험 방법 등에 관한 연구는 많이 부족한 실정이다.

### 1.3 연구 내용 및 방법

본 연구에서는 연약지반 지층구조를 이루는 국내지반 Site를 선정하여 횡하중에 의해 기둥부재에 파일부재가 기둥부재의 비틀림을 제대로 지지할 수 없어 기둥부재의 변형 및 파괴가 발생할 수 있으며, 이로 인해 기둥부재가 지지하고 있는 상부 구조물을 제대로 지지할 수 없는 문제점을 해결하고자 파일부재와 기둥부재가 일정부분 결합하여 횡방향 하중을 기둥부재 만이 아니라 파일부재까지 지지하도록 하는 Wing Pile을 개발하였다.

부안 지역의 도로공사 현장에서 연약지반에 현장시험시공 및 압축재하, 인발재하, 수평재하시험을 통하여 지지력 및 수평력 검증을 수행하고자 하였다. 현장시험시공 시 02m<sup>3</sup> Back-hoe(이하 B/H)로 압입(타입)공법을 적용하였으며, 하부기초는 일반적으로 시공되는 파일을 사용하였고, 상부 고정말뚝인 Wing Pile과 하부기초의 체결을 용이하도록 사각형(90mm×90mm×3.2mm(t)) 강관말뚝을 사용하였다. 파일 고정형 지지말뚝으로 Wing을 가지고 있는 Wing Pile의 길이는 말뚝의 중심부에서 끝단까지 150mm, 300mm의 2종류를 제작하였으며, Wing의 높이는 450mm로 고정하였다. 추후 현장적용 시 1/β 심도에 따라 보강 높이는 변경되어야 할 것으로 판단된다.

- (1) 하부기초와 상부기둥과 하부기초를 연결하는 Wing Pile은 2가지 종류로 Wing의 길이는 중심부에 끝단까지 150mm, 300mm이며, Wing의 높이는 450mm로 설계하여 제작하였다.
- (2) 연약지반이 대표적인 지층구조를 이루는 부안지역을 선정하여 총 17분의 현장시험시공을 수행하였으며, 압축재하시험 5본, 인발재하시험 5본에 대한 재하시험을 수행하였고, 무보강 말뚝은 1본 수행하여 무보강 말뚝과 Wing Pile로 보강된 말뚝의 지지력을 검증하고 비교·분석하였다.
- (3) 수평재하시험 5본, 모멘트 2본에 대한 재하시험을 추가로 수행하였으며, 무보강 말뚝은 1본 수행하여 무보강 말뚝과 Wing Pile로 보강된 말뚝의 수평력을 검증하고 비교·분석하고자 하였다. 또한 수평력 저항에 대한 거동을 분석하고자 LPile 프로그램을 사용하여 수치해석을 수행하였다.

## 제 2 장 이론적 배경

### 2.1 말뚝 기초

#### 2.1.1 말뚝기초의 특징

기초란 상부구조물에 작용하는 하중을 하부지반에 전달하는 하부구조물을 뜻한다. 기초는 항상 기초 주변의 지반 및 암반과 상호작용을 하면서 거동하므로 기초의 거동을 분석할 때에는 하부구조물 및 인접한 지반 또는 암반의 특성을 함께 다루어야 한다.

일반적으로 구조물의 기초는 그림 2.1과 같이 직접기초, 얇은기초, 깊은기초의 형식으로 대별된다. 기초의 부분이 폭넓고, 지지지반이 상대적으로 얇은 경우가 직접기초이며, 상대적으로 깊은 경우가 케이슨 기초이다. 또한 기초부분이 가늘고, 지지지반이 상대적으로 깊은 경우가 말뚝기초이다.

각각의 기초형식에서 하중은 표 2.1과 같이 부담한다.

직접기초는 모든 하중을 기초저면에서 부담하고, 케이슨기초의 연직력은 저면, 수평력과 모멘트는 측면과 저면에서 부담한다. 또한, 말뚝기초의 연직력은 측면(주면)과 저면(선단)에서, 수평력은 측면에서, 모멘트는 말뚝두부의 축력간(주면지지력과 선단지지력으로 된다)의 차로 부담한다(임종철 등 1995).

말뚝기초는 여러 종류의 재료·형상을 취하고, 시공방법도 여러 종류가 있으므로 일반적으로 특성을 파악하는 데에 어려움이 있다. 말뚝기초를 설계 및 시공하기 위해서는 그 특성을 충분히 파악 할 필요가 있으며, 말뚝 기초의 대표적인 특성은 다음과 같다.

말뚝 기초는 지지층이 깊은 경우에 적합하고, 길이, 지름, 형상, 배치 등의 선택에 따라 결정이 가능하며, 주면저항에 의존하는 비율이 높은 말뚝도 설계가 가능하다. 다양한 시공방법을 취할 수 있으므로 적용 가능한 지반, 지형, 환경 등의 범위가 넓고, 시공기간도 짧다. 또한 말뚝기초로서 뿐만이 아니라 주변지반의 강도를 높일 수 있으며, 1개당 단면강성이 낮고, 기술이 일반화되어 경험의 축적도 많은 특성이 있다.

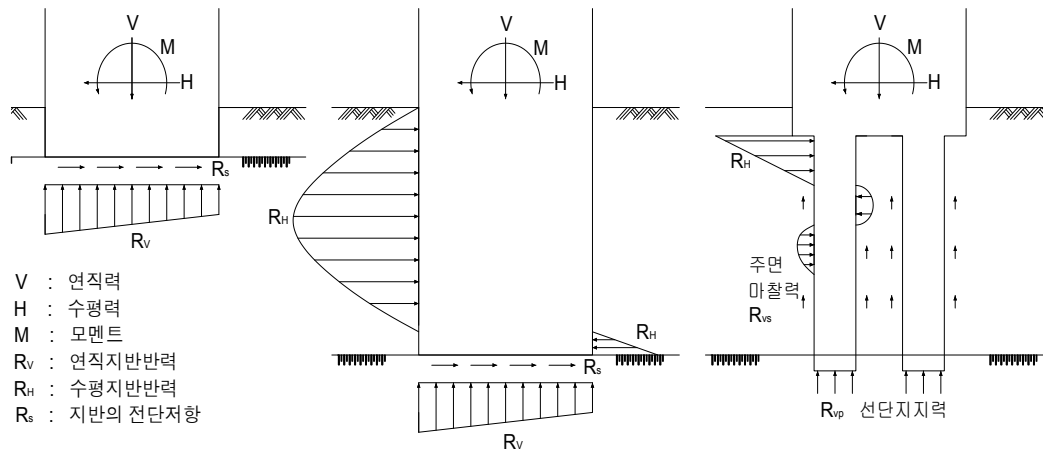


그림 2.1 기초형식의 비교(김준석, 1998)

표 2.1 각 기초의 지지력의 분담(김준석, 1998)

	수 직 력	수 평 력	모 멘 트
직 접 기 초	저 면	저 면	저 면
케 이 슨 기 초	저 면	측 면 저 면	측 면 저 면
말 뚝 기 초	측 면 (저 면)	측 면	측 면 (저 면)

### 2.1.2 말뚝기초의 선정요인

말뚝기초를 선정하는 요인은 표 2.2와 같이 외적요인과 내적요인으로 분류한다.

외적요인이란 기초구조물 설계, 시공에 대해 외부로부터의 이유에 의해 정해지는 요인이며, 시공 장소의 면적, 깊이, 작업시간의 제약, 타구조물과의 경합, 환경에 대한 조건 등이 이것에 해당한다.

내적요인이란 외적요인을 기초구조형식에 제약조건을 주고, 이 조건의 범위에서 내적요인을 고려하여 가장 경제적인 형식을 선정하는 요인이며, 설계조건, 지반조건, 시공조건, 공사비·공기조건 등이 있다.

표 2.2 말뚝기초의 선정요인(한국지반공학회, 2002)

기초 선정요인	외적 요인	시공 현장 공간 조건 (평면과 연직 공간)	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 기재의 반출입</li> <li>· 시공시점 용면적</li> <li>· 기초점 용면적</li> <li>· 시공공간</li> <li>· 지하매설물, 인접구조물</li> </ul>
		시간적 제약	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공 가능 시간대</li> <li>· 갈수기 시공</li> </ul>
		타 구조물의 경합	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 호안, 하천계수</li> <li>· 지하철, 공동구</li> <li>· 가로의 입지조건</li> </ul>
		환경조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 소음</li> <li>· 진동</li> <li>· 지반 침하</li> <li>· 수질 오염</li> <li>· 급배수, 배토</li> </ul>
	내적 요인	설계조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 상부 구조 형식</li> <li>· 기초에 작용하는 외력</li> <li>· 지지력 특성(수직)</li> <li>· 수평변위에 대한 추종성</li> </ul>
		지반 조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 표층</li> <li>· 중간층</li> <li>· 지지층</li> <li>· 지하수위</li> </ul>
		시공조건	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공 정도도</li> <li>· 신뢰성</li> <li>· 시공 관리 난이도</li> </ul>
		공사비	-
		시공 속도, 공기	-

### 2.1.3 말뚝기초의 분류 및 종류

말뚝기초의 시공방법은 크게 기성말뚝공법과 현장타설공법으로 크게 분류하며, 표 2.3과 같다.

말뚝의 형식은 외부하중, 지층조건, 지하수위에 따라 결정되며, 말뚝기초의 종류는 말뚝의 특성에 따라 시공법, 재질, 하중전달기구 등에 의하여 그림 2.2 ~ 그림 2.4와 같이 분류된다.

표 2.3 말뚝기초 시공법의 종류(한국지반공학회, 2002)

말뚝 시공법의 종류	기성 말뚝 공법	타입 말뚝 공법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 타격 공법</li> <li>· 진동 공법</li> <li>· 기타 공법</li> </ul>
		매입 말뚝 공법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 프리보링 공법</li> <li>· 압입 공법</li> <li>· 내부굴착공법</li> <li>· 잭트공법</li> </ul>
	현장 타설 공법	기계 굴착 공법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 올케이싱 공법</li> <li>· 리버스 공법</li> <li>· 어스트릴 공법</li> <li>· 기타 공법</li> </ul>
		인력 굴착공법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 심초 공법</li> </ul>
		기타공법	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 소구경 현장타설모르타르 공법</li> <li>· 지하 연속벽 공법</li> <li>· 관입 공법</li> <li>· 치환 공법</li> <li>· 기타 공법</li> </ul>



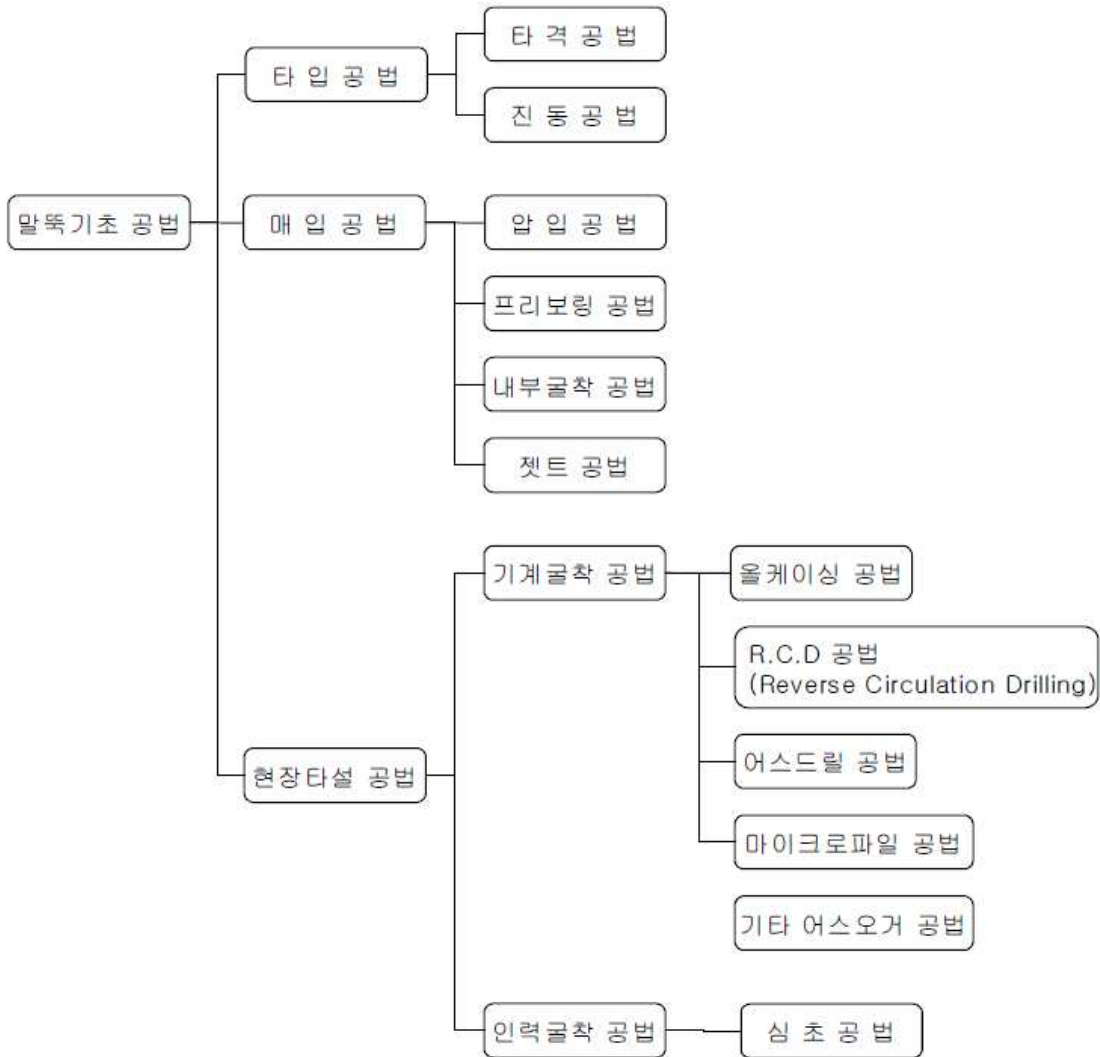


그림 2.2 말뚝의 시공법에 의한 분류(한국지반공학회, 2002)



그림 2.3 말뚝의 재질에 의한 분류(한국지반공학회, 2002)

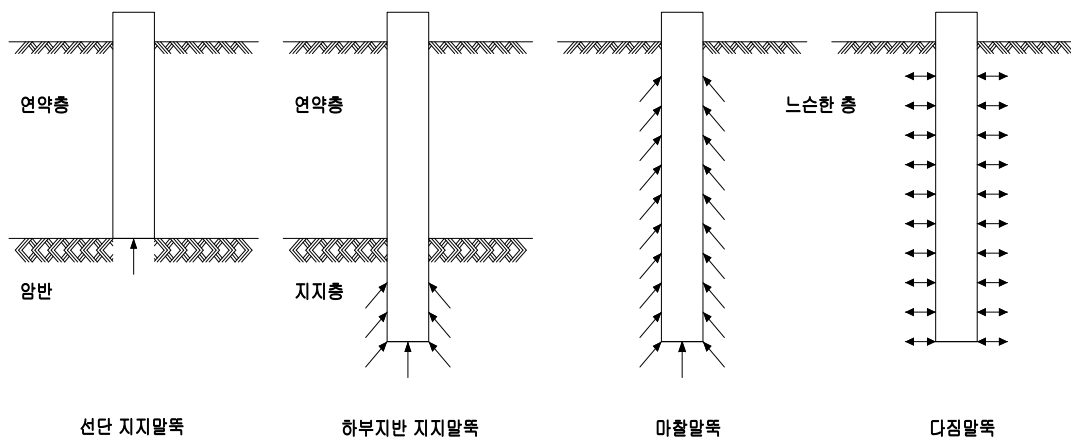


그림 2.4 말뚝의 하중전달 메카니즘에 의한 분류(한국지반공학회, 2002)

그리고 말뚝 기초는 시공방법에 의해 타입말뚝, 매입말뚝, 현장타설말뚝의 세 가지로 분류하며, 시공방법 별 특징은 표 2.4와 같다.

표 2.4 시공방법 별 특징(이춘석, 2002)

구분	장 점	단 점	비 고
타입 말뚝	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공 용이</li> <li>· 지지력 체크 용이</li> <li>· 동일직경의 말뚝 중 가장 지지력이 크다</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 진동, 소음문제</li> <li>· 대구경 말뚝 시공 곤란 → 시공장비의 발달로 문제 해결 가능</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 경사진지반 → 말뚝 파손, 구부러짐</li> <li>· 리바운드가 큰(실트, 점토) 지반의 선단폐쇄말뚝 → 관입 곤란</li> <li>· 전석층, 호박돌층 → 말뚝 파손 → 지지층으로 사용 가능</li> </ul>
매입 말뚝	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 진동, 소음 비교적 작다</li> <li>· 작은 직경부터 큰 직경 까지 시공 가능</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공방법, 시공자에 의한 차이 크다</li> <li>· 슬러리 처리 곤란</li> <li>· 지지력 작음</li> <li>· 지반조건에 따라 시공방법 변경 필요</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 피압수의 모래층 → 보일링 현상</li> <li>· 전석층, 호박돌층 → 굴착 지연, 시공불가능한 경우</li> </ul>
현장 타설 말뚝	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 진동, 소음이 비교적 작다</li> <li>· 대구경 말뚝 시공 가능</li> <li>· 말뚝길이 변경이 용이</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 시공자에 의한 차이 크다</li> <li>· 지지력 작음</li> <li>· 소구경 말뚝의 시공에 문제가 있는 공법이 많이 있다</li> <li>· 슬러리 처리 곤란</li> <li>· 말뚝자체의 결함 가능성</li> <li>· 지반조건에 따라 시공방법 변경 필요</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 피압수를 가진 모래층 → 보일링 현상</li> <li>· 수위가 낮은 모래 자갈층 → 슬러리 유출로 공벽 붕괴 가능성</li> <li>· 경사진 지반 → 구부러짐</li> <li>· 지하수 흐름이 있는 지반 → 시멘트분 유출</li> </ul>

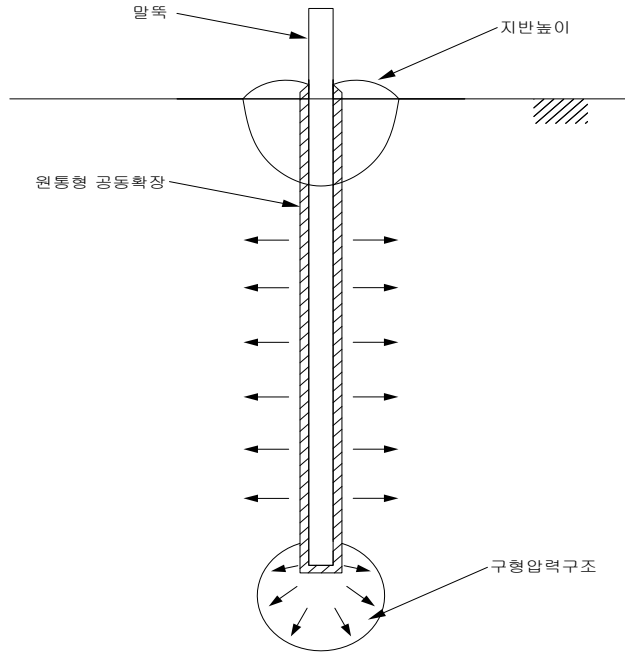
## 2.1.4 말뚝의 설치방법에 따른 거동특성

말뚝은 설치방법에 따라 거동 특성과 지지력에서 큰 차이가 발생한다. 말뚝은 설치방법에 따라 해머로 말뚝을 타격해서 말뚝을 설치하는 항타말뚝과 시멘트 밀크가 주입된 굴착공에 기성말뚝을 삽입해서 시공하는 매입말뚝, 그리고 굴착공에 철근망을 삽입하고 콘크리트를 주입해서 시공하는 현장타설말뚝으로 분류할 수 있다.

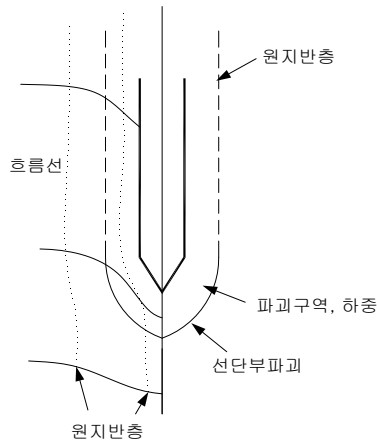
국내·외에서 구조물의 대형화로 인해 대구경 현장타설말뚝의 사용이 증가하고 있으나 여전히 일반 규모의 구조물에서는 항타말뚝을 주로 사용하고 있다. 그러나 1990년대 중반부터 소음, 진동에 대한 규제가 강화되면서 항타말뚝은 말뚝 시공중 발생하는 소음, 진동을 최소화한 매입말뚝으로 대체되어 국내에 도입되었고, 현재 도심지에서 시공되는 말뚝은 현장타설말뚝과 함께 매입말뚝이 주를 이루고 있다.

항타말뚝이 관입되면 점성토지반의 경우 말뚝선단부 부근에서 구형압력구근이 형성되며 말뚝주면부에서는 원통형 공동확장과 유사한 지반거동을 유발시킨다. 이때 그림 2.5 (a)와 같이 말뚝주면부와 인접한 구간에서는 극심한 지반교란이 발생하며, 흙 구조는 재성형 상태에 도달하게 된다. 이와 동시에 말뚝관입 및 항타로 인한 지반진동 등의 영향으로 간극수계에도 격심한 변화가 유발되어 상당히 큰 과잉간극수압이 발생한다.

항타로 인한 이러한 지반조건변화는 말뚝지지력을 결정하는 영향요소들을 변화시키고 따라서 말뚝의 지지력도 변화하게 된다. 점성토지반에서는 말뚝설치로 인한 지반교란 및 재성형 효과가 시간이 경과함에 따라 텍소트로피(Thixotropy) 또는 에이징(Aging) 효과를 유발하게 되어 말뚝의 지지력은 증가하게 된다.



(a) 점성토 지반에서 말뚝관입으로 인한 지반변형(Randolph, 1981)



(b) 사질토 지반에서 말뚝관입으로 인한 지반변형(Randolph, 1981)

그림 2.5 항타말뚝의 관입으로 인한 지반변형

사질토 지반에 말뚝을 관입시키면 그림 2.5 (b)와 같은 지반변형이 발생한다.

사질토 지반에 말뚝이 관입되면 다짐효과로 인하여 흙 입자의 재배치, 상대밀도의 변화 또는 입자파쇄 등이 발생한다. 따라서 느슨한 사질토 지반에서는 말뚝주위에 원지반 상태보다 조밀한 지반조건이 형성된다. 반대로 조밀한 사질토 지반에서는 말뚝관입으로 채적팽창(dilation)이 일어나게 되어 원지반 상태보다 느슨한 지반조건이 만들어진다. 이와 같은 지반변형에는 간극수압 또한 반응하여 변화를 보여 주지만 사질토 지반에서는 투수계수가 상당히 크기 때문에 과잉간극수압 소산에 그리 큰 시간을 요하지 않는다.

따라서 사질토 지반에서 말뚝의 관입으로 일어나는 지반의 변화는 흙 입자의 재배치와 상대밀도 변화로 요약할 수 있고 이러한 지반조건의 변화는 말뚝 설치 후 시간경과와 무관한 것으로 알려져 있다.

매입말뚝은 말뚝의 삽입을 선 천공한 굴착공에 강관이나 PHC 말뚝을 설치하는 공법으로 선 굴착으로 인해 말뚝 주변지반의 응력이 이완되어 지지력이 감소하므로 최종 항타를 하거나 시멘트밀크를 주입하여 말뚝 주변을 보강하고 있다. 매입말뚝은 굴착장비, 굴착방식, 시멘트밀크 주입유무 및 주면 또는 선단처리 방식에 따라 선굴착 공법, 중굴공법, 회전압입공법으로 분류한다.

그 중 선굴착 최종 타격공법은 말뚝보다 50mm 정도 큰 직경으로 천공한 굴착공에 말뚝을 삽입하고 경타하므로 지지력의 크기는 경타 방법이나 시멘트밀크의 강도 특성에 의해 좌우된다.

## 2.2 말뚝의 수평저항력

### 2.2.1 수평하중을 받는 말뚝의 해석방법

그림 2.6(a)와 같이 주동말뚝은 말뚝 두부에 수평력이 재하되어 말뚝이 변형함에 따라 말뚝주변지반이 저항하게 되고 하중이 지반에 전달된다. 즉, 먼저 움직이는 주체가 말뚝이 되고, 말뚝의 변위가 주변지반의 변형을 일으키는 경우에는 주동말뚝으로 정의하여 해석한다.

그림 2.6(b)와 같이 수동말뚝은 주변지반에서의 성토나 절토 등으로 인하여 말뚝주변 지반이 먼저 변형을 일으켜 그 결과로써 말뚝에 측방토압이 작용하는 경우이다. 즉, 말뚝주변 지반이 먼저 움직이는 주체가 되어 지반이 말뚝에 하중을 가하는 경우에는 수동말뚝이라 정의하여 해석을 한다.

따라서 사용목적에 맞게 말뚝을 안전하고 경제적으로 설계하려면 말뚝의 움직임 및 말뚝과 지반 사이의 상호작용에 의한 하중 메커니즘을 명백하게 이해하여야 한다.

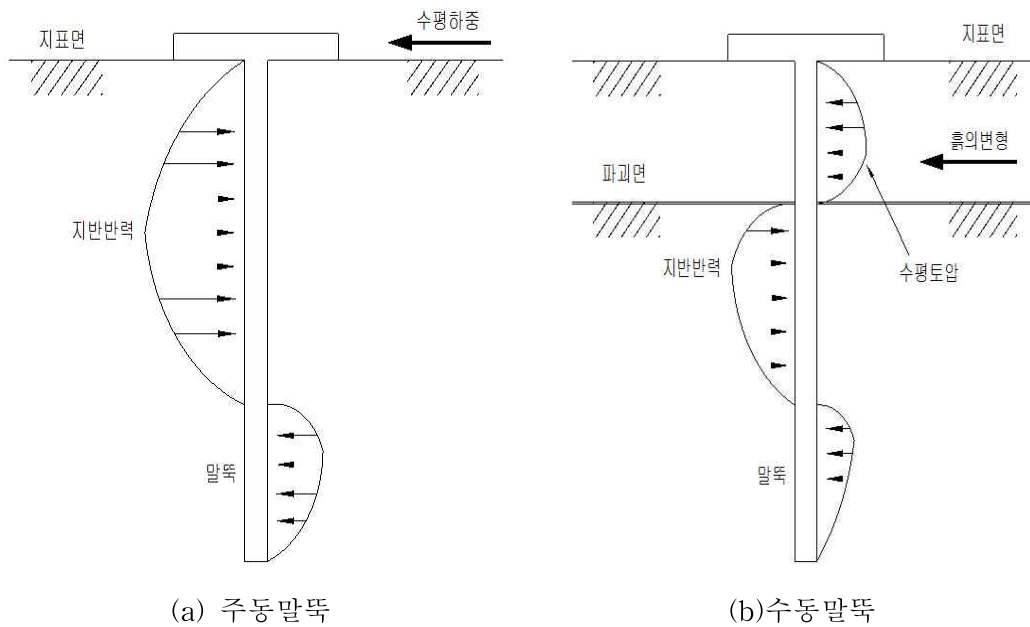


그림 2.6 수평력을 받는 말뚝(조천환, 2007)

## 2.2.2 말뚝의 수평저항력 산정

수평하중을 받는 말뚝의 설계는 두 가지 측면에 의하여 영향을 받는다. 첫째는 말뚝의 허용변위량( $y_{all}$ )이고, 둘째는 말뚝의 허용휨모멘트( $M_{max}$ )이다. 따라서 말뚝의 수평방향 허용지지력은 다음의 두 가지 기준을 동시에 만족하도록 결정해야 한다.

- 말뚝머리의 수평 변위량( $y_0$ )이 상부구조에서 정해지는 허용 수평 변위량( $y_{all}$ )을 초과해서는 안 된다.
- 말뚝에 발생하는 최대 휨모멘트( $M_{max}$ )가 말뚝 재료의 허용휨모멘트( $M_{all}$ )를 초과해서는 안 된다.

주동말뚝의 허용수평지지력을 산정하는 방법에는 극한평형법, 지반반력법, p-y곡선해석법이 있다. 본 절에서는 극한평형법의 대표적인 해법인 Broms방법(Broms, 1964), 지반반력법 중 지반반력계수가 일정하다는 가정 하에 수식으로 제안된 Chang방법(Chang, 1937)과 짧은 말뚝의 해석법 그리고 지반반력계수가 깊이 및 수평변위량에 따라 변하는 경우를 고려한 비선형해석법인 p-y곡선법이 있다.



## 2.3 극한평형법

극한평형법은 Hensen방법(Hensen, 1963)과 Broms방법(Broms, 1964)이 있다. 일반적으로 Broms방법(Broms, 1964)이 많이 사용된다.

Broms(1964)는 수평하중을 받는 연직말뚝을 짧은 말뚝과 긴 말뚝으로 나누어 각각의 파괴형태를 가정하고, 말뚝의 응력-변형 및 필요한 근입깊이를 구하는 설계방법을 제안하였다.

짧은 말뚝과 긴 말뚝의 구분은 표 2.5와 같다.

표 2.5 긴 말뚝과 짧은 말뚝의 구별(Broms, 1964)

구 분	점 성 토	사 질 토
짧은말뚝	$\beta L \leq 2.25$	$\eta L < 2.0$
중간말뚝	-	$2.0 \leq \eta L \leq 4.0$
긴 말 뚝	$\beta L > 2.25$	$\eta L > 4.0$

Broms(1964)는 말뚝본체와 주변지반의 파괴가능성을 모두 고려하고, 말뚝본체의 휨 저항에 의해 설계가 결정되는 긴 말뚝의 경우에도 지표면 부근의 지반이 파괴된다는 조건을 고려하고 있다. 이 방법은 흙의 전단강도와 토압계수를 사용하기 때문에 실용적이다. 또한 지반을 점성토와 사질토 지반으로 나누어 다른 형태로 수평지지력을 산정하였으므로, 말뚝의 수평력에 저항하는 지층의 종류에 따라 산정식을 구분하여 적용한다.

표 2.6과 표 2.7은 제안자에 따른 수평지지력 계산 방법이다.

표 2.6 Broms 방법에 의한 수평지지력 계산(Broms, 1964)

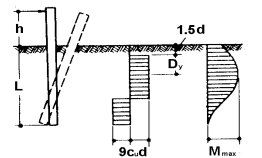
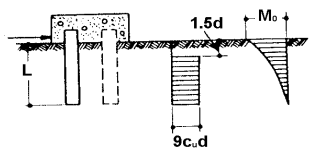
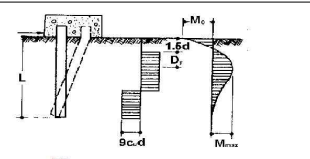
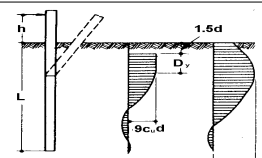
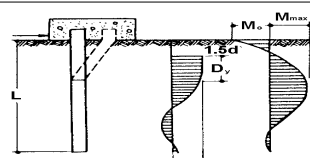
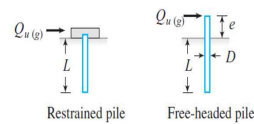
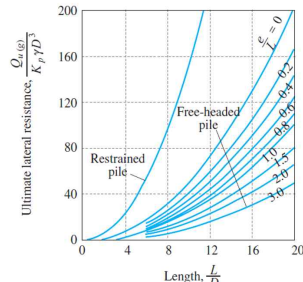
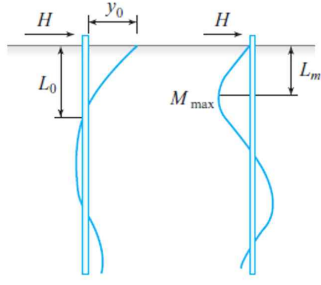
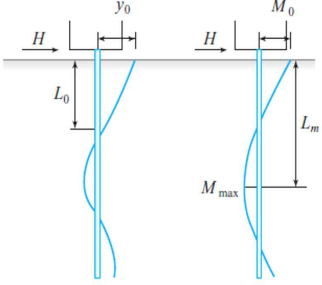
말뚝 길이	말뚝머리의 자유	말뚝머리의 구속회전	비 고
짧은 말뚝	 $H_u = \frac{K_p \gamma D L^2}{2(1 + \frac{h}{L})}$ $M_{max} = H_u \left[ h + \frac{2L}{3\sqrt{3} \left(1 + \frac{h}{L}\right)} \right]$	 $H_u = \frac{3}{2} K_p \gamma D L^2$ $M_{max} = K_p \gamma D L^3$	$\eta = \left( \frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}} [cm^{-1}]$ $n_h = \frac{k_h D}{x} [kg/cm^3]$ <p><math>x</math> : 깊이[cm]  <math>\gamma</math> : 흙의 단위중량[kg/cm<sup>2</sup>]  <math>K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}</math></p>
중간 길이 말뚝		 $\left( \frac{H_u}{K_p D^3 \gamma} \right) \left( \frac{L}{D} \right) - \frac{1}{2} \left( \frac{L}{D} \right)^3$ $= \left( \frac{M_y}{K_p D^4 \gamma} \right)$ $M_{max} = M_y$	$H_p : \text{극한수평저항력}[kg]$ $M_{max} : \text{지중부 최대 휨모멘트}[kg \cdot cm]$ $M_0 : \text{말뚝머리 휨모멘트}[kg \cdot cm]$ $M_y : \text{항복 휨모멘트}[kg \cdot cm]$
긴 말뚝	 $\frac{H_p}{K_p D^3 \gamma} \left( \frac{h}{D} + 0.544 \sqrt{\frac{H_u}{K_p D^3 \gamma}} \right)$ $= \frac{M_y}{K_p D^4 \gamma}$ $M_{max} = M_y$	 $\frac{H_u}{K_p D^3 \gamma} = 2.38 \left( \frac{M_y}{K_p D^4 \gamma} \right)^{\frac{2}{3}}$ $M_{max} = M_y$	$M_y = C_s \cdot \sigma_y \cdot Z(\text{강관})$ $= \sigma_{ck} \cdot Z(\text{콘크리트})$ <p><math>C_s</math> : 형상계수(강관, 1.3)  <math>Z</math> : 단면계수[cm<sup>3</sup>]</p>
			

표 2.7 수평력을 받는 긴말뚝의 해석(Chang, 1937)

지반반력계수	$\beta = \left(\frac{k_h d}{4EI}\right)^{\frac{1}{4}} [cm^{-1}]$ $\eta = \left(\frac{n_h}{EI}\right)^{\frac{1}{5}} [cm^{-1}]$ $k_h$ : 수평지반반력계수 $[kg/cm^3]$ $D$ : 말뚝의 폭[cm] $EI$ : 말뚝의 휨강성 $[kg \cdot cm^3]$	말뚝머리 자유	말뚝머리 회전구속
			
일정	말뚝머리의 휨모멘트 $M_o$	0	$\frac{H}{2\beta}$
	지중부의 휨모멘트 $M_{max}$	$0.3224 \frac{H}{\beta}$	$0.104 \frac{H}{\beta}$
	말뚝머리의 수평변위 $y_o$	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{k_h D}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{k_h D}$
	$M_{max}$ 의 발생깊이 $l_m$	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
	제1부동점 깊이 $L_o$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$
깊이에 비례	말뚝머리의 휨모멘트 $M_o$	0	$0.92 \frac{H}{\eta}$
	지중부의 휨모멘트 $M_{max}$	$0.78 \frac{H}{\eta}$	$0.26 \frac{H}{\eta}$
	말뚝머리의 수평변위 $y_o$	$\frac{2.4H}{EI\eta^3} = \frac{2.4H\eta^2}{n_h}$	$\frac{0.93H}{EI\eta^3} = \frac{0.93H\eta^2}{n_h}$
	$M_{max}$ 의 발생깊이 $l_m$	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$
	제1부동점 깊이 $L_o$	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$

## 2.4 지반반력법

지반반력해석법에서 지반에 설치된 말뚝은 일련의 선형탄성스프링으로 구성된 Winkler모델 지반에 의해 지지되는 보로 가정된다. 따라서 임의의 깊이에서 말뚝에 작용하는 수평지반반력은 그 지점에서 발생하는 말뚝의 수평변위에 비례하게 된다.

이 해석법은 비교적 간단하기 때문에 오랫동안 실무에서 사용되고 있다. 그러나 지반의 연속성을 무시한 점과 지반반력계수를 정확히 결정하기가 어렵다는 단점을 가지고 있다.

지반반력해석법에서 지반에 근입된 말뚝의 휨변형에 관한 기본방정식은 식 (2.1)과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p = 0 \quad (2.1)$$

여기서,  $x$  : 말뚝 축에 따라 측정한 지표면으로부터의 깊이(m)

$y$  : 말뚝의 수평변위(m)

$E$ 와  $I$  : 말뚝의 탄성계수(kN/m<sup>2</sup>)와 단면 2차 모멘트(m<sup>4</sup>)

$p$  : 수평지반반력(kN/m)

( $k_h$ 가 깊이에 따라 일정한 경우  $P = k_h Dy$ )

( $k_h$ 가 깊이에 따라 선형으로 증가할 경우  $P = n_h xy$ )

$k_h$  : 수평지반반력계수(kN/m<sup>3</sup>)

$n_h$  : 수평지반반력상수 =  $k_h D/x$ (kN/m<sup>3</sup>)

지반반력법에서 말뚝의 길이가 긴 말뚝인 경우 말뚝의 선단조건(고정, 힌지, 자유)이 변해도 모멘트, 변위 등은 길이 조건과 일치한다. 따라서 지반반력법에서 말뚝의 길이가 어느 정도 길게 되면 모멘트, 변위 등의 설계변수 등은 선단조건에 관계없으며, 이를 긴 말뚝이라 부른다.

이는 수평력에 의한 말뚝의 변형 및 휨모멘트는 지중의 깊이에 따라 급격히 감소하기 때문이다. 그러나 말뚝의 길이가 짧아지면 모멘트, 변위 값은 말뚝의 선단조건에 따라 크게 달라지며 이를 짧은 말뚝이라 부른다.

지반반력법의 적용시 수평력을 받는 말뚝의 설계에 있어서는 우선 긴 말뚝과 짧은 말뚝 조건을 판별하여 적용하는 것이 필요하다.

(1) 긴 말뚝의 설계

Chang(1937)은 지반반력계수  $k_h$ 가 일정하고 말뚝의 근입깊이가 깊어 반무한 길이로 볼 수 있는 경우에 대해 식 (2.2)의 해를 구했으며, 그 결과를 표 2.8과 같이 제안하였다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}} \quad (2.2)$$

- 여기서,  $EI$  : 말뚝의 휨강성( $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ )  
 $k_h$  : 수평지반반력계수( $\text{kN}/\text{m}^3$ )  
 $B$  : 말뚝 직경(m)  
 $\beta$  : 말뚝의 특성치

표 2.8 지반반력을 받는 긴말뚝의 깊이 특징(Chang, 1937)

말뚝머리 조건	깊이일정 조건 시 특징				
	말뚝머리의 휨모멘트 $M_0$	지중부의 최대 휨모멘트 $M_{\max}$	말뚝머리의 수평변위 $y_0$	$M_{\max}$ 의 발생깊이 $L_m$	제1부동점 깊이 $L_0$
자유	0	$0.3224 \frac{Q}{\beta}$	$\frac{Q}{2EI\beta^3} = \frac{2Q\beta}{K_h D}$	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$
구속	$\frac{Q}{2\beta}$	$0.2079 \frac{Q}{\beta}$	$\frac{Q}{4EI\beta^3} = \frac{Q\beta}{K_h D}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$

(2) 짧은 말뚝의 설계

짧은 말뚝 조건인 경우 설계변수들은 말뚝의 선단조건에 영향을 받는다. 이러한 경계조건을 고려하여 설계변수(변위, 모멘트 등)를 계산하는 것은 대단히 복잡하므로 도표를 이용하여 구할 수 있도록 그림 2.7 ~ 그림 2.9와 같이 나타내었다.

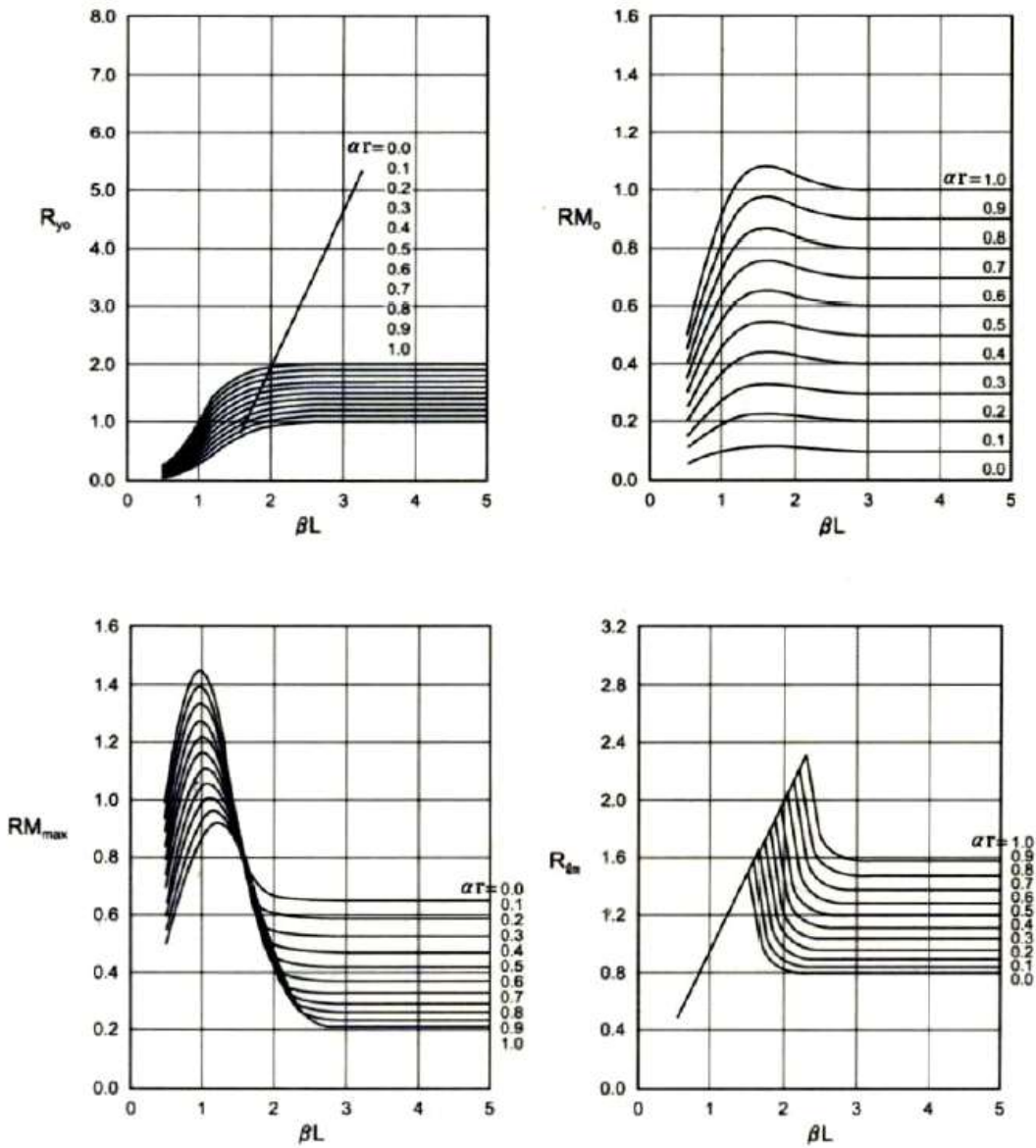


그림 2.7 말뚝선단이 고정인 경우의 계수(Chang, 1937)

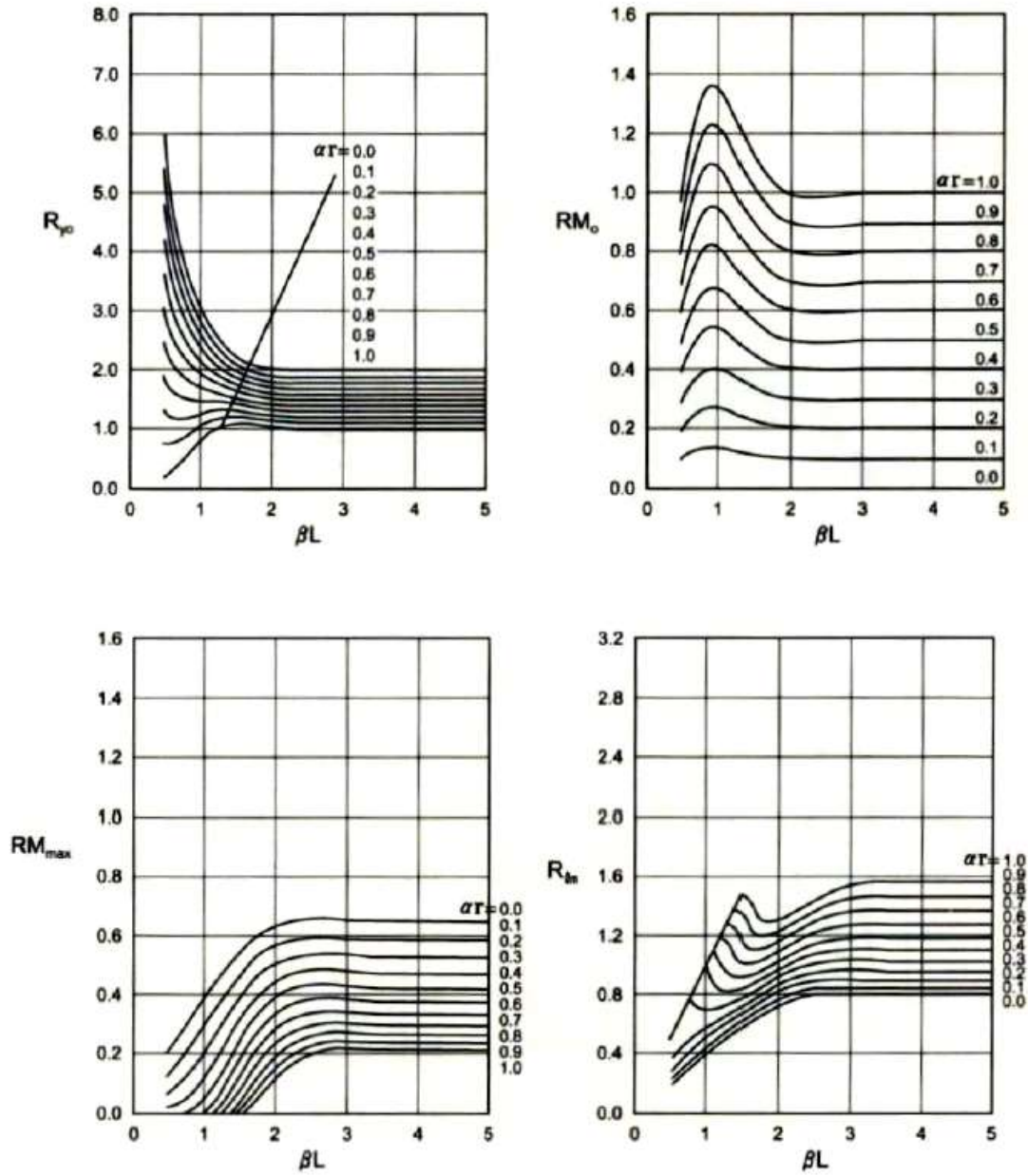


그림 2.8 말뚝선단이 힌지인 경우의 계수(Chang, 1937)

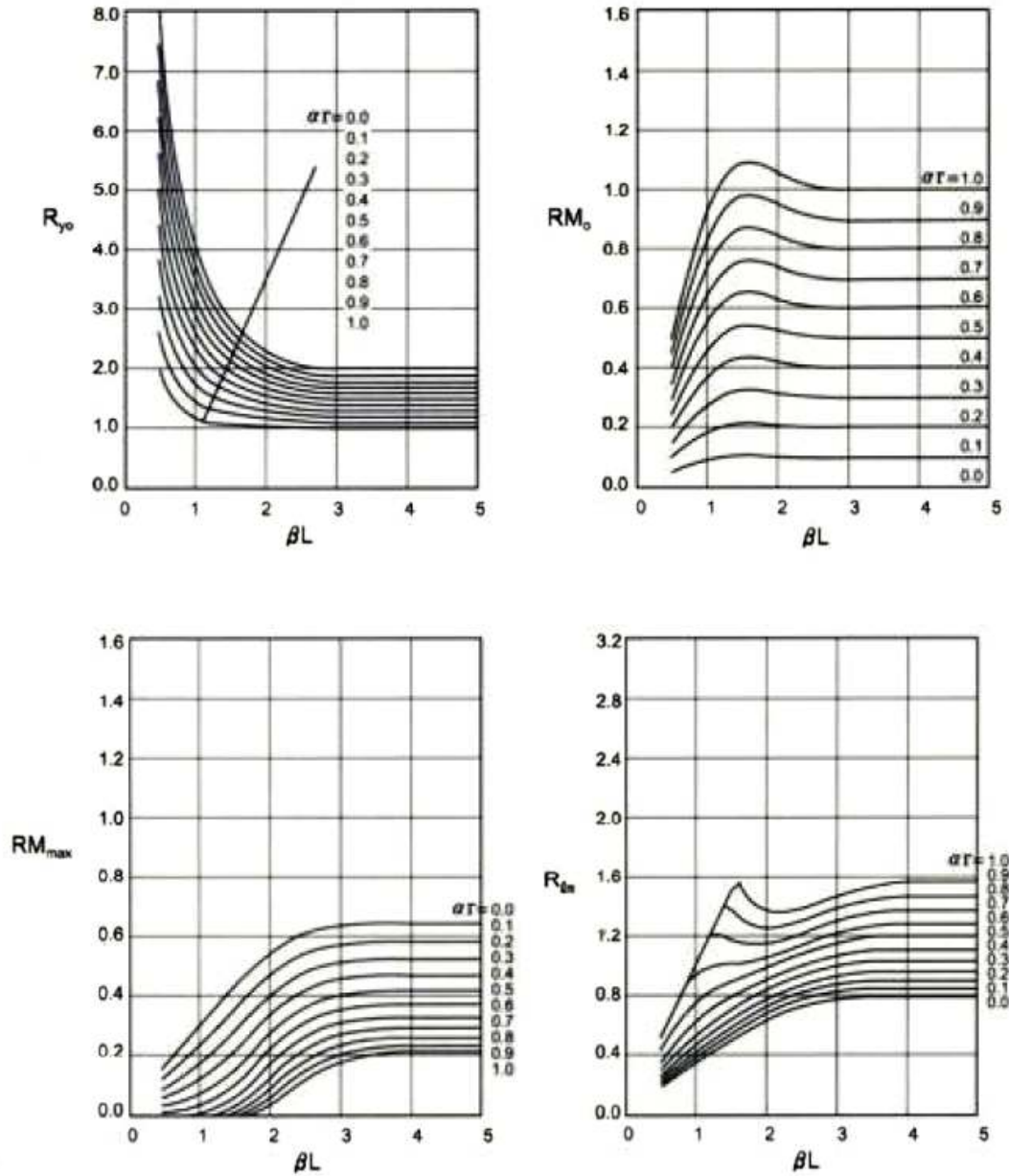


그림 2.9 말뚝선단이 자유인 경우의 계수(Chang, 1937)



## 2.5 p-y 곡선 해석법

말뚝의 변위가 커지면 지반반력이 항복치에 도달하게 되므로 이러한 지반에서의 말뚝변위와 지반반력 사이의 일반적인 관계는 비선형을 보이게 된다. 말뚝과 지반의 관계는 p-y곡선을 통해 나타낼 수 있다. 이 방법은 지반의 비선형성, 깊이에 따른 스프링 계수의 변화, 지반의 층상구조를 고려할 수 있는 장점이 있는 반면, 지반을 대표하는 p-y곡선의 산정이 쉽지 않은 어려움이 있다. 이에 따라 수십 년에 걸쳐 p-y곡선 산정을 위한 많은 연구가 수행되었으며 지금까지 다양한 지반과 하중조건을 고려한 p-y곡선이 제안되었다.

### (1) p-y곡선

현재 제안된 p-y곡선들은 지반조건, 하중상태에 따라 곡선의 형태 및 필요한 물성치들이 다르게 제안되어 있다. 점성토, 사질토, c- $\phi$ 지반에 대한 대표적인 내용들은 다음과 같다.

#### ① 점성토

##### ㉠ 연약 점토 지반

Matlock(1970)은 연약한 점토층에 시공된 말뚝에 대한 다양한 현장재하시험과 이론적인 고찰을 통해서 임의의 깊이에 대한 p-y곡선을 그림 2.10과 같이 나타내었다.

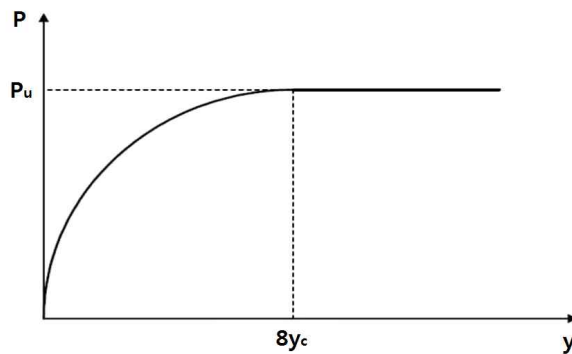


그림 2.10 연약 점토의 p-y 곡선(Matlock, 1970)

㉠ 굳은 점토지반

Reese 등(1975)은 굳은 점토지반에서 현장재하시험을 통하여 3개의 직선과 2개의 곡선으로 이루어진 임의의 깊이에 대한 p-y곡선을 다음의 그림 2.11과 같이 제안하였다.

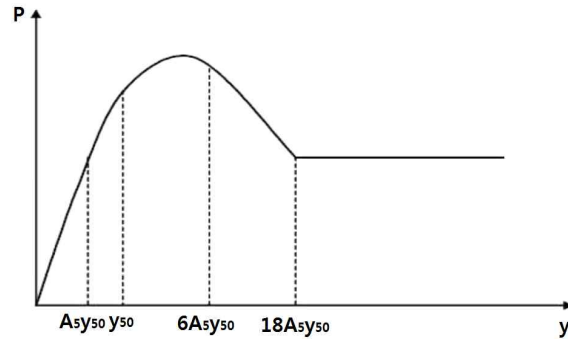


그림 2.11 굳은 점토지반의 p-y곡선(Reese 등, 1975)

㉡ 사질토 지반

사질토 지반에서 Reese 등(1974)은 현장재하시험 결과로부터 임의의 깊이에 대한 p-y곡선을 그림 2.12와 같이 2개의 직선과 한 개의 포물선으로 이루어진 형태로 제안하였다.

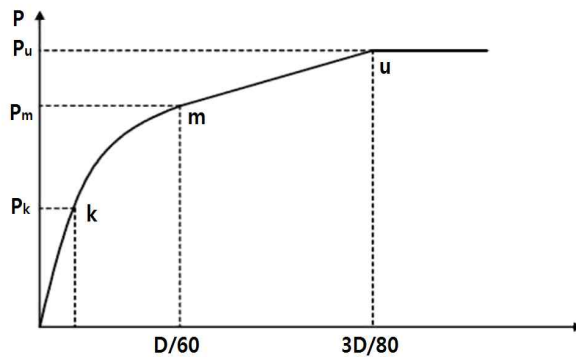


그림 2.12 사질토 지반의 p-y곡선(Reese 등, 1974)

### ③ $c-\phi$ 지반

말뚝이 시공되는 실제의 지반은 점착력과( $c$ )과 내부마찰각( $\phi$ )을 모두 갖는  $c-\phi$ 토질 조건이 일반적이다. 그러나 현재까지  $p-y$ 곡선에 적용하는 지반조건은 순수점토나 순수 사질토로 국한하였다.

이와 같이 지반조건을 한정하는 이유는 이론적으로 지반의 전단강도 정수인  $c$ 나  $\phi$  중에서 하나의 값을 적용하는 방법이 보편적으로 채택되었기 때문이며, 실제 지반에 적용하기 위하여  $c-\phi$ 지반에 대한  $p-y$ 곡선이 필요하다. 그러나  $c-\phi$ 지반의  $p-y$ 곡선의 형상은  $c-\phi$ 토체의 응력-변형률 거동이 점토의 거동보다 사질토의 응력-변형률 거동과 비슷하기 때문에 Reese 등(1974)이 제안한 방법을 사용한다.

## 제 3 장 현장시험

### 3.1 현장시험 개요

#### 3.1.1 현장 시험시공 개요

본 연구는 하부기초와 파일 고정형 지지말뚝으로 Wing을 가지고 있는 Wing Pile(B : 150mm, 300mm, H : 450mm)을 항타시공하여 현장 적용성 평가와 지반특성을 고려한 지지력 및 수평력 검증을 위해 수행하였다.

대상지역은 전북 부안군 지역의 도로공사 현장에서 수행하였으며, 개발된 Wing Pile 보강말뚝과 일반말뚝의 지지력 및 수평력을 비교 분석하였다. 대상지역의 지질구성을 살펴보면 깊은 퇴적층, 풍화토층으로 구성되어 있으며, 퇴적토가 깊은 연약지반으로 해당지역을 현장 시험시공 지역으로 선정하였다.

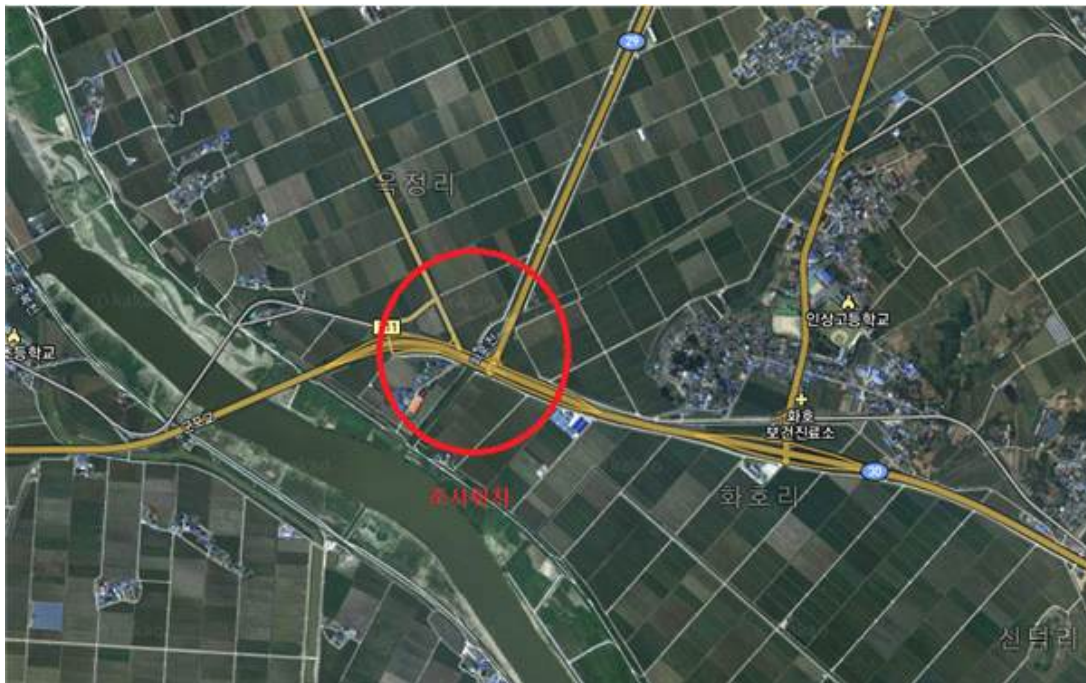


그림 3.1 현장 시험시공 위치

### 3.1.2 현장시험 시공 계획

본 연구를 수행하기 위해서 전북 부안지역의 도로공사 현장에서 시추조사를 수행하였으며, 시추조사 결과 상부에서 20m 깊이까지 N치 1 ~ 5사이에 이루어지는 연약지반으로 구성된 지반을 선정하였다.

현장시험 시공 계획은 그림 3.2와 표 3.1과 같이 수립하였다.

하중방향에 따라 Up은 인발재하시험, Down은 압축재하시험, Horizon은 수평재하시험, Moment는 모멘트시험을 나타내었으며, 다음 1, 2는 재하시험 중 하중 재하 시 1번은 5.0kN씩 재하하중을 올렸으며, 2번은 4.0kN씩 재하하중을 주는 것으로 선정하여 분석하였다. 또한 (W300, W150)은 각각의 Wing 날개의 직경크기를 표시하여 구분하였다.

(Pile)로 표시된 말뚝은 무보강 말뚝으로 Wing Pile인 상부파일고정 지지말뚝을 사용한 말뚝과 비교·분석하고자 하였다. Model명을 확인하기 쉽도록 다음과 같이 No. 1 ~ No. 17로 말뚝 번호를 부여하였다.

또한, 본 현장시험시공에서 말뚝의 중심 간격은 3m × 3m로 설치하였다.

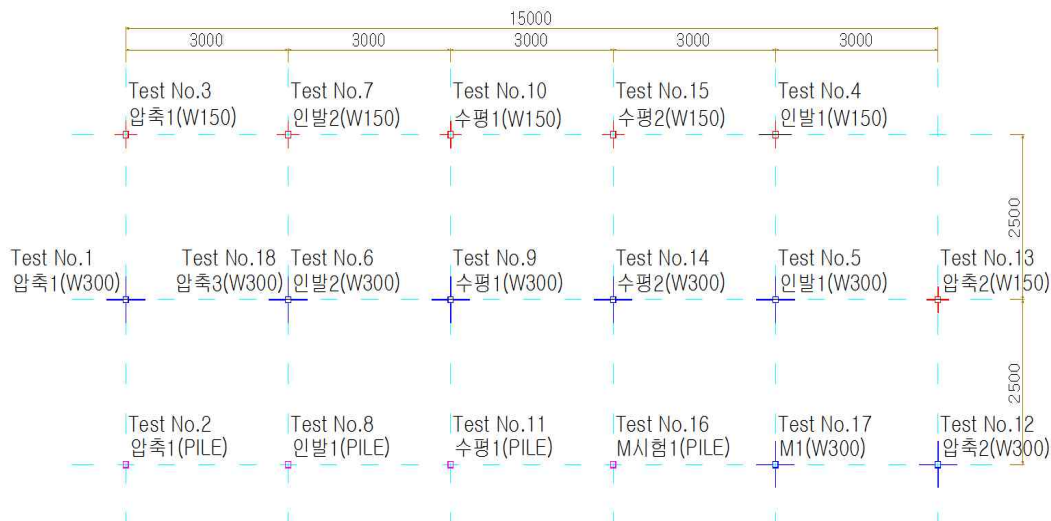


그림 3.2 현장시험시공 말뚝 배치

표 3.1 현장시험시공 계획

말뚝 번호	하중 방향	Wing Pile	재하시험 종류	비 고
No. 1	Down1	W300	압축재하시험	
No. 2	Down1	Pile	압축재하시험	무보강
No. 3	Down1	W150	압축재하시험	
No. 4	Up1	W150	인발재하시험	
No. 5	Up1	W300	인발재하시험	
No. 6	UP2	W300	인발재하시험	
No. 7	UP2	W150	인발재하시험	
No. 8	UP1	Pile	인발재하시험	무보강
No. 9	Horizon1	W300	수평재하시험	
No. 10	Horizon1	W150	수평재하시험	
No. 11	Horizon1	Pile	수평재하시험	무보강
No. 12	Down2	W300	압축재하시험	
No. 13	Down2	W150	압축재하시험	
No. 14	Horizon2	W300	수평재하시험	
No. 15	Horizon2	W150	수평재하시험	
No. 16	Moment1	Pile	모멘트시험	무보강
No. 17	Moment1	W300	모멘트시험	

### 3.1.3 시험말뚝의 제원

본 현장에 적용된 말뚝은 Wing Pile로 전답토로 이루어진 연약지반에 0.2m<sup>3</sup>의 B/H로 압입(타입)시공이 이루어진 상태이며, 적용된 시험말뚝의 제원은 표 3.2와 같다.

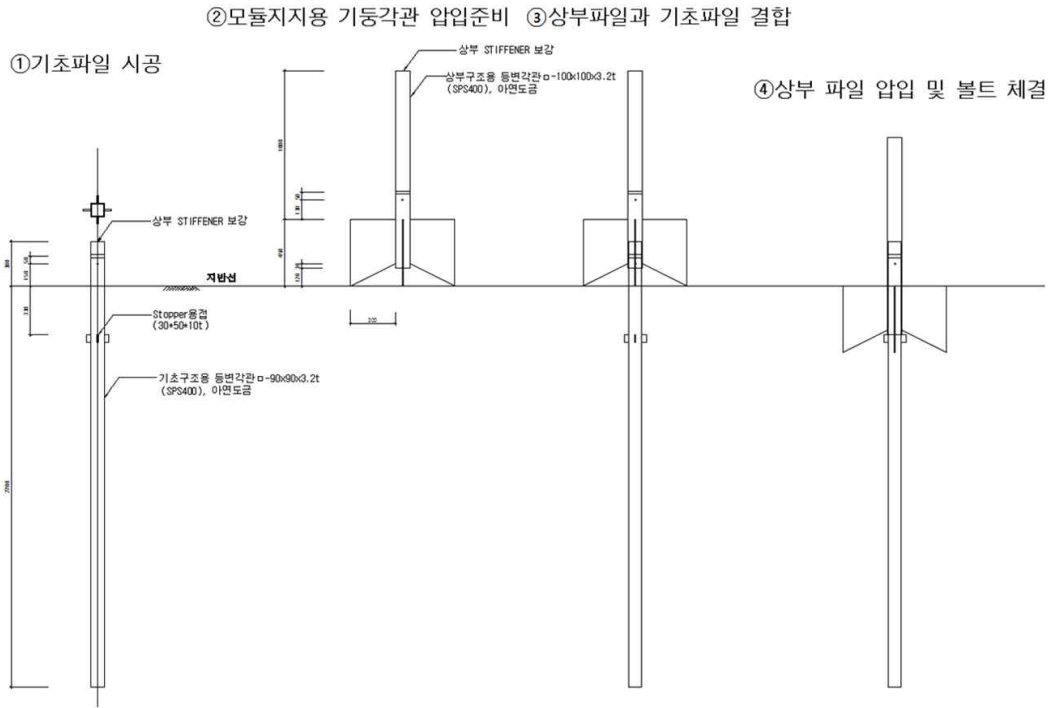
표 3.2 시험말뚝의 제원

말뚝 제원(mm)			적용수량
하부말뚝 면적, 길이	상부말뚝 길이	Wing제원(L × H)	
90×90, L=5,000	L=580	300×450	7본
90×90, L=5,000	L=580	150×450	6본
90×90, L=5,000	-	-	4본

그림 3.3은 시험말뚝 상세도 및 시공순서로서 ①은 하부기초로 일반적으로 시공되는 파일이며, 상부 고정말뚝인 Wing Pile의 체결을 용이하도록 사각형(90mm × 90mm × 3.2t) 강관말뚝을 사용하였다. ②는 파일 고정형 지지 말뚝으로 Wing을 가지고 있는 Wing Pile이며, Wing의 길이(L)는 말뚝의 중심부에서 끝단까지 150mm, 3000mm의 2종류를 제작하였다. Wing의 높이(H)는 450mm로 고정하였다. ③은 하부기초와 상부 파일 고정형 지지말뚝을 서로 결합하는 과정이며, ④는 상부기초를 하부기초에 압입 후 볼트체결로 마무리 되는 과정이다.

추후 현장적용 시 1/β 침도에 따라 높이는 변경되어야 할 것으로 판단된다.





(a) 시험말뚝 시공순서



(b) 하부기초



(c) Wing Pile

그림 3.3 시험말뚝 시공순서 및 말뚝 모형



### 3.2 대상지반의 상황 및 조건

#### (1) 지하수위 측정결과

지하수위의 정확한 특성 파악은 지하구조물의 설계 및 시공에 매우 중요한 사항으로 시추조사 완료 후 24시간 이상 경과한 후에 정수위 상태에서 측정하여야 한다. 지하수위는 지형, 지질상태, 계절, 즉 홍수기 및 갈수기, 공급수원의 원근에 따라 변화되며, 이를 고려하여 설계 및 시공에 반영하여야 할 것이다.

공내지하수위를 측정한 결과, 지하수위는 지표하 0.0m ~ 0.1m로 매립층에 분포하는 것으로 나타났다.

표 3.3은 공내 지하수위 측정 결과이다.

표 3.3 공내 지하수위 측정결과

공 변	지 하 수 위 (m)	
	G.L 기준	E.L 기준
BH-1	(-)0.1	(+)4.42
BH-2	(-)0.0	(+)4.64

#### (2) 지층 개요 및 단면도

본 조사에서는 2개소(NX)의 시추조사를 실시하였으며, 상부로부터 대략 매립층, 퇴적층, 풍화토층 순으로 비교적 단순한 지층구조로 분포하고 있다.

각 지층에 따른 분포특성은 표 3.4와 같고, 지층별 N치 분포도는 그림 3.4와 같다.

**표 3.4 각 지층에 따른 분포특성**

지 층	분포 심도 (현지표하 m)	두께 (m)	구성 상태 및 지층 기술	N치 (TCR/ RQD)
매립층	0.0~0.7	0.5~0.7	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 모래로 구성</li> <li>- 소량의 점토, 잔자갈 혼재</li> <li>- 매우 느슨~느슨함</li> <li>- 습윤~젖음 상태</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	-
퇴적층 (실트질 점토)	0.5~1.7	0.9~1.0	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 점토로 구성(전답토)</li> <li>- 소량의 유기물 혼재</li> <li>- 연약~약간 견고함</li> <li>- 젖음 상태</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	4/30~ 5/30
퇴적층 (실트질 점토 내지 점토질 실트)	1.4~14.0	11.0~11.2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 점토 내지 점토질 실트로 구성</li> <li>- 소량의 유기물 혼재</li> <li>- 매우 연약함(하부로 약간 견고함)</li> <li>- 젖음~포화 상태</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	0/30~ 5/30
퇴적층 (실트질 모래)	6.4~7.5	1.1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 모래로 구성</li> <li>- 느슨함</li> <li>- 젖음 상태</li> <li>- BH-2번공에서만 확인</li> </ul>	6/30
퇴적층 (모래 섞인 자갈)	12.4~19.4	5.4~7.0	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 모래 섞인 자갈로 구성</li> <li>- 세립~중립의 모래</li> <li>- 약간 조밀함</li> <li>- 젖음 상태</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	14/30~ 31/30
풍화토층	19.4~21.0	1.6	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 실트질 모래로 구성</li> <li>- 모암의 조직 잔존</li> <li>- 약간 조밀함</li> <li>- 완전 풍화(HW)</li> <li>- 습윤 상태</li> <li>- 전 역에서 확인</li> </ul>	17/30~ 28/30

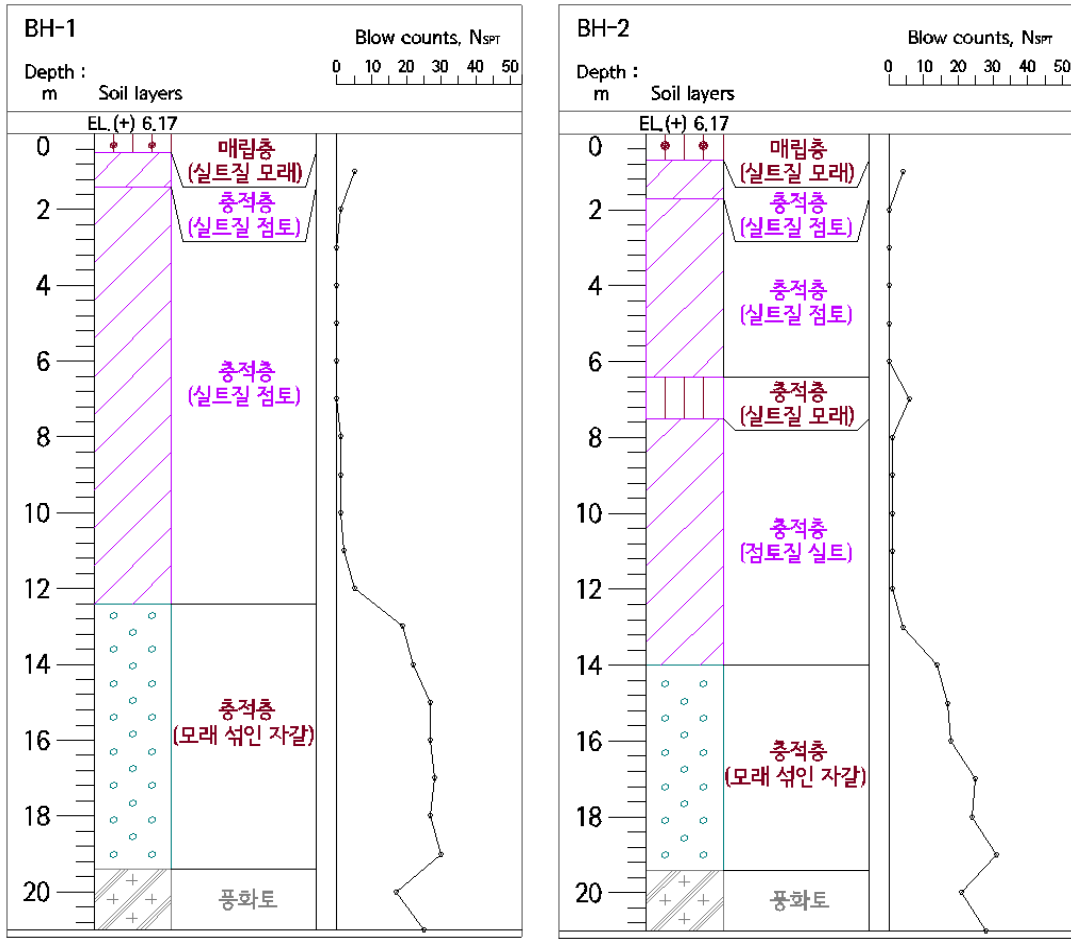


그림 3.4 지층별 N치 분포도

### 3.3 현장 시험시공 전경

#### 3.3.1 현장 부지 정리 및 자재반입

본 연구에서 사용된 장비는 0.2m<sup>3</sup> 버킷(Bucket) 용량의 B/H를 사용하여 말뚝을 압입(타입)하여 시공하였다.

그림 3.5는 현장 시험시공 전 현장 부지의 평탄화 작업을 실시한 전경이며, 시공의 편의성을 위하여 말뚝 시공 위치 주변에 자재를 야적시켰다.



(a) 현장부지



(b) 현장부지 정리 후 말뚝 위치 표시



(c) 자재반입



(d) 자재야적

그림 3.5 현장부지 정리 및 자재 반입



### 3.3.2 수평저항말뚝 시공 방법

그림 3.6 (a)는 Wing Pile과 하부기초의 모습이고, (b)는 Wing Pile과 하부기초를 연결한 모습이다.



(a) Wing Pile과 하부기초



(b) Wing Pile과 하부기초 연결 모습

**그림 3.6 말뚝 하부기초**

그림 3.7은 말뚝 시공 전경이다. 그림 3.7 (a)와 같이 하부기초를 시공위치에 놓고 0.2m<sup>3</sup> B/H로 압입하여 하부기초를 지반에 설치한다. 그림 3.7 (b)와 같이 하부기초 연결부와 Wing Pile 연결부를 연결 후 볼트체결을 하고 Wing Pile을 압입함으로써 시공을 완료하였다.



(a) 하부기초 지반에 압입



(b) Wing Pile 연결 후 압입

**그림 3.7 말뚝 연결 후 압입**

### 3.4 재하시험 시험계획

재하시험 방법은 표준재하, 급속재하, 하중증가평형, 일정침하율, 일정침하량, 반복하중재하, 스웨덴 반복하중재하 방법 등 다양한 방법들이 있다. 상기 방법들 중 어떤 방법을 선택할 것인지는 말뚝재하시험 실시목적에 따라 결정되어야 한다. 말뚝기초의 극한 또는 항복하중 결정에는 여러 가지 해석법들이 있으며, 다양한 해석법을 적용하기 위해서는 하중-시간-전체침하량-잔류침하량 관계를 해석할 수 있는데 충분한 재하시험 절차가 요구된다.

재하시험 방법을 정리하면 다음과 같다.

#### (1) 표준재하 시험방법(Standard loading test)

- ① 총 시험하중을 8단계, 목표하중의 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175%, 200%로 나누어 재하한다.
- ② 각 하중단계에서 말뚝머리의 침하율(Settlement ratio)이 시간당 0.25mm이하가 될 때까지(단, 2시간을 넘지 않도록) 재하하중을 유지한다.
- ③ 목표하중의 200%, 총 시험하중 재하단계에서 하중을 유지하되 시간당 침하량이 0.25mm 이하일 경우 12시간, 그렇지 않을 경우 24시간 유지시킨다.
- ④ 총 시험하중을 목표하중의 25%씩 각 단계별로 1시간씩 간격을 두어 제한한다.
- ⑤ 만약 시험도중 말뚝의 파괴가 발생할 경우 총 침하량이 말뚝두부의 직경 또는 대각선 길이의 15%에 달할 때까지 재하를 계속한다.

#### (2) 반복하중재하방법(Cyclic loading test)

- ① 재하하중의 하중단계는 표준재하 방법에서와 같이 정한다.
- ② 재하하중단계가 설계 하중의 50%, 100%, 150%에 도달하였을 때 재하하중을 각각 1시간동안 유지시킨 후 표준재하방법의 재하 시와 같은 단계를 거쳐 단계별로 20분 간격을 두면서 재하(Unloading)한다.
- ③ 하중을 완전히 재하한 후 목표하중의 50%씩 단계적으로 다시 재하하고 표준시험방법에 따라 다음 단계로 재하한다.
- ④ 재하하중이 총 시험하중에 도달하게 되면 12시간 또는 24시간동안 하중을 유지

시킨 후 재하하며, 그 절차는 표준재하 방법과 같다.

(3) 급속하중재하 시험방법(Quick loading test method)

- ① 재하하중단계를 목표하중의 10% 내지 15%로 정하고 각 하중단계의 재하간격을 2.5분 내지 15분으로 하여 재하한다.
- ② 각 재하하중 단계마다 2~4차례(예 : 재하간격 5분일 경우 0, 2.5, 4.0, 5.0분) 침하량을 읽어 기록한다.
- ③ 시험은 재하하중을 계속 증가시켜 말뚝의 극한하중에 이를 때까지 또는 재하장치의 재하용량이 허용하는 범위까지 재하한 후 최종단계에서 2.5내지 15분간 하중을 유지시킨 후 재하한다. 일반적으로 총 시험하중을 표준재하시험 방법에서와 마찬가지로 목표하중의 200% 혹은 300%까지로 제한하는 것이 권장되고 있다.

(4) 하중증가평형 시험방법(Incremental equilibrium loading test method)

- ① 재하하중 단계를 목표하중의 15% 내지 25%로 정한다.
- ② 각 재하하중단계에서 재하하중을 일정시간(5~15분)동안 유지시킨 후 하중-침하량이 평형상태에 도달할 때까지 재하하중이 감소하도록 방치한다.
- ③ 평형상태에 도달하면 다음 단계의 하중을 재하하는 식으로 되풀이하여 재하하중이 총 시험하중에 이를 때까지 시험을 계속한다.

(5) 일정침하율 시험방법(Constant rate of penetration loading test)

- ① 말뚝의 침하율이 통상 0.25mm/min 내지 2.5mm/min 되도록 재하하중을 조절하면서 매 2분마다 하중과 침하량을 기록한다.
- ② 말뚝의 총 침하량이 50 ~ 70mm에 달할 때까지 또는 총 시험하중에 도달할 때까지 시험을 계속한다. 또는 총 침하량이 말뚝 두부의 직경 또는 대각선 길이의 15%에 달할 때까지 시험을 계속할 것을 권장하고 있다.

### 3.4.1 압축재하시험

#### (1) 압축재하시험 시 하중재하 단계

Wing Pile의 현장적용성 평가를 위해 시공된 말뚝에 대한 압축재하시험으로, 일반 말뚝과 지지력 및 침하거동 등을 비교 분석하고 적정성을 확인하고자 하였다.

본 연구에서 개발한 Wing Pile의 현장 적용성 평가를 위해 현장시험시공부지에 5분을 시험시공하고 압축재하시험을 수행하였다. 하부기초 시험말뚝은 기초구조용 등변각관(SPS 400)을 사용하였으며, 가로 × 세로 90mm × 90mm, 두께(t)는 3.2mm, Wing Pile은 기초구조용 등변각관(SPS 400)을 사용하였으며, 가로 × 세로 100mm × 100mm, 두께는 3.2mm, 중심에서 날개 끝단까지의 길이는 150mm, 300mm 2가지를 사용하였으며, 높이는 400mm를 사용하였다.

압축재하시험을 위해서는 말뚝 목표하중의 2 ~ 3배에 달하는 재하하중이 필요하다. 재하방법으로는 사하중을 재하하는 방법, 반력말뚝의 주면마찰력을 이용하는 방법, Earth Anchor의 인발저항력을 이용하는 방법이 있으나, 본 연구에서는 반력말뚝의 주면마찰력을 이용하는 방법으로 수행하였으며, 목표하중의 2배 하중을 최대 시험하중으로 결정하였다. 하중의 재하 및 재하방법은 KS 2445 및 ASTM D1143 규정에 근거한 급속재하시험 방법으로 수행되었다.

표 3.5는 압축재하시험 시 재하하중단계 표를 나타낸 것이다.



**표 3.5 압축재하시험 시 재하하중단계**

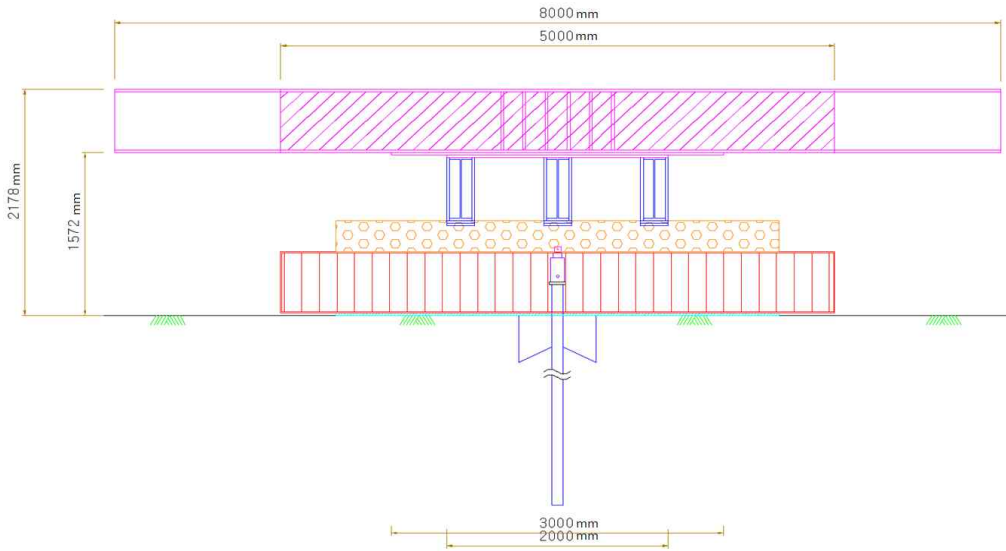
1 Cycle	단 계	하 중 (kN)	하중유지시간 (min)
1	0	0.0	-
	1	5.0	5분간 침하량 측정
	2	10.0	5분간 침하량 측정
	3	15.0	5분간 침하량 측정
	4	20.0	5분간 침하량 측정
	5	25.0	5분간 침하량 측정
	6	30.0	5분간 침하량 측정
	7	35.0	5분간 침하량 측정
	8	40.0	5분간 침하량 측정
	9	45.0	5분간 침하량 측정
	10	50.0	5분간 침하량 측정
	11	55.0	5분간 침하량 측정
	12	60.0	60분간 침하량 측정
	13	40.0	5분간 침하량 측정
	14	20.0	5분간 침하량 측정
15	0.0	5분간 침하량 측정	
2	0	0.0	-
	1	4.0	5분간 침하량 측정
	2	8.0	5분간 침하량 측정
	3	12.0	5분간 침하량 측정
	4	16.0	5분간 침하량 측정
	5	20.0	5분간 침하량 측정
	6	24.0	5분간 침하량 측정
	7	28.0	5분간 침하량 측정
	8	32.0	5분간 침하량 측정
	9	36.0	5분간 침하량 측정
	10	40.0	5분간 침하량 측정
	11	44.0	5분간 침하량 측정
	12	48.0	5분간 침하량 측정
	13	52.0	5분간 침하량 측정
	14	56.0	5분간 침하량 측정
	15	60.0	60분간 침하량 측정
	16	40.0	5분간 침하량 측정
	17	20.0	5분간 침하량 측정
18	0.0	5분간 침하량 측정	

단계별 시험하중의 재하에는 300kN용량의 유압 Jack을 이용하며, 재하하중의 측정  
은 300kN 용량의 Load cell 1조를 사용하여 측정하였다.

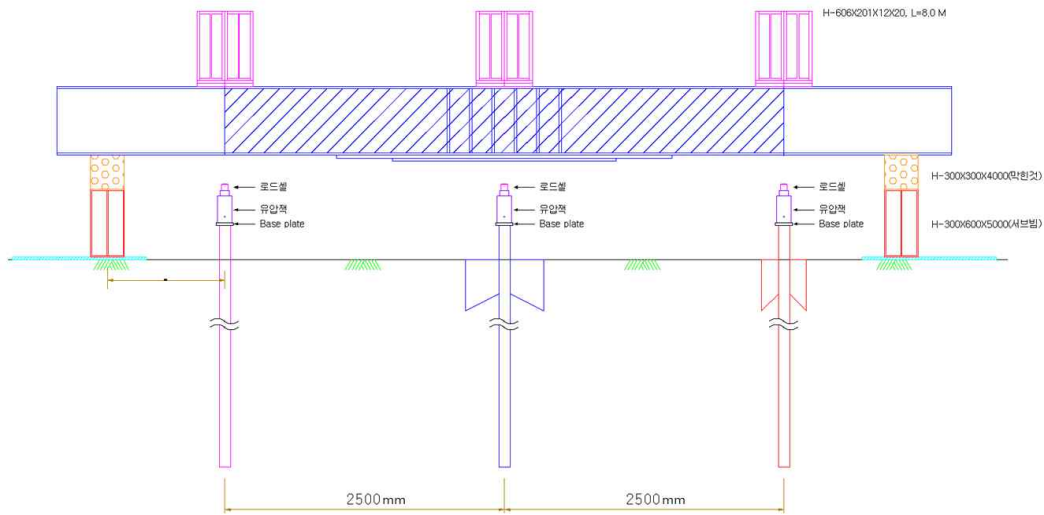
재하하중에 의한 말뚝 침하량은 Steel band 및 Magnetic base를 사용하여 말뚝 몸  
체에 180°간격으로 2개의 LVDT gauge를 부착하고 시험말뚝 주위에 2개의 Reference  
beam을 설치하여 측정하며, 측정시간은 각 하중단계에서 재하가 완료된 후 0, 1, 2, 3,  
4, 5분 측정 후 다음단계 진행하였다. 또한 최대하중에서 Creep의 변화를 측정하기 위  
해 60분간 측정 후 하중을 단계적으로 제거하였다. 사용하는 Dial gauge는 최대  
100mm까지 측정이 가능한 것으로서 실제 최소 측정단위는 1/100mm까지로 하였다.

(2) 압축재하시험 개요도

그림 3.8은 압축재하시험 개요도이다.



(a) 압축재하시험 측면도



(b) 압축재하시험 정면도

그림 3.8 압축재하시험 개요도

### (3) 압축재하시험 분석기준

재하시험 결과로부터 허용하중을 결정하기 위해서는 항복하중을 적절한 안전율로 나누어 주어야 한다. 이때 하중-침하 거동을 잘 분석하여 목표하중 범위에서 과도한 침하가 일어나지 않도록 허용하중을 결정하여야 한다.

#### 1) 전침하량 기준

구조물의 기초를 설계하는 데에는 파괴에 대하여 안전할 것과 허용된 침하 범위 이상의 침하가 발생하지 말아야 할 것 등 두 가지 기준에 의한다.

파괴에 대하여 안전하도록 하는 지지력(Bearing capacity) 개념의 설계에서는 파괴를 유발하는 극한지지력(Ultimate bearing capacity)을 구하고 비교적 높은 2.0 ~ 3.0의 안전율을 적용한다. 지지력 개념의 설계는 따라서 극한 지지력의 확인에 의하는 것이 가장 바람직하며, 이 개념은 우리나라 건설부 제정 구조물 기초설계 기준(2016)에도 명시되어 있다. 또한 각종 문헌에서도 극한지지력을 기준으로 할 것을 나타내고 있다.

극한상태의 정의는 하중의 증가 없이 침하량이 무한대로 증가하는 상태이지만 대부분의 말뚝 재하시험에서는 이와 같은 이론적인 극한지지력은 확인이 되지 않는다. 따라서 인위적인 침하량에 도달하면 그때의 하중을 극한하중으로 인정하는 방법이 보다 폭넓게 적용되고 있다. 전 침하량 기준으로는 Singapore 지하철 설계기준에서 규정한 목표하중에서 6 ~ 9mm, 목표하중의 1.5배 하중에서 9 ~ 20mm와 같은 엄격한 기준에서부터 일본 토질공학회의 25mm, 러시아에서 적용되는 40 ~ 80mm등 광범위한 기준들이 있다.

BS규정에서는 말뚝직경의 10% 침하량을 기준으로 하며, Terzaghi and Peck이 제시한 25mm의 기준도 많이 채용되고 있다. 인위적인 기준 값은 말뚝의 설치 방법과도 밀접한 관계가 있어 De Beer는 항타 말뚝의 경우에는 말뚝 직경의 10%, 현장타설 콘크리트 말뚝에서는 말뚝 직경의 30% 침하를 기준 값으로 할 것을 나타내고 있다.

#### 2) 순침하량 기준

순 침하량은 하중 제거 시의 탄성 침하량을 배제한 잔류 침하량을 기준으로 하여 지반 특성을 보다 잘 반영하므로 많은 설계기준에서 채택되고 있다. 대표적인 기준으로는 DIN의 말뚝 직경의 2.5% 순침하량 기준, New York City, BOCA, Uniform Building 기준에서 채택한 0.01inch/t의 순침하량 기준이 있다.

### 3) 항복하중에 의한 지지력 산정법

말뚝에 하중이 재하 되었을 때 하중(P)-시간(T)-침하량(S) 의 거동 특성에 의하여 소위 항복하중(Yield point)을 구하여 판정하는 방법이 있으며, 여기에 P-S 곡선분석, LogP-LogS 곡선분석, S-LogT 곡선분석, P-ds/d(LogT) 곡선분석, 다중 Cycle 방식에 의한 하중-잔류변형량 곡선법 등 다양한 방법이 있다.

건설부 제정 구조물 기초 설계기준(2016) 해설편에서는 극한하중이 확인되면 문제가 없으나 그렇지 못할 경우 항복하중에 의하도록 하고 있다.

항복하중 판정은 하중(P)-시간(T)-침하량(S) 거동특성으로 부터 이루어진다. 따라서 보다 신뢰도 높은 항복하중 판정을 위해서는 재하에 의한 말뚝의 거동을 합리적으로 분석할 필요가 있다. 말뚝에 하중이 재하 되면 재하된 하중은 말뚝의 주면마찰력으로 저항되며 주면마찰의 침하가 된 결과는 선단부에 하중전달 및 선단부 침하를 유발하게 된다. 따라서 하중재하 초기에는 대부분의 하중은 주면마찰로 저항되며, 선단부에는 하중이 거의 전달되지 않거나 극히 일부의 하중만이 전달된다. 재하하중이 증가하여 극한 주면마찰력 이상의 재하상태가 되면 말뚝주면부는 극한상태에 도달하게 되어(재하하중-극한 주면마찰력) 선단부에만 전달되게 된다.

그림 3.9는 주면마찰력이 작은 경우에는 전체 지지력의 하중-침하량 관계는 선단지지력에 대한 관계와 크게 상이하지 않으나, 주면마찰력 성분이 큰 경우에는 하중-침하량 관계곡선을 아래 3가지 구간으로 나누어 고려하여야 한다.

제1구간 : 하중재하 초기의 단계로 주면마찰 특성이 위주가 된다.

제2구간 : 주면마찰의 극한을 초과하여 증가된 하중이 선단지지력으로만 저항된다.

그러나 선단지지력의 항복상태까지는 도달하지 않은 하중구간까지이므로 급격한 침하는 발생하지 않는다.

제3구간 : 선단지지력의 항복하중을 초과하여 전체 하중-침하량 곡선은 전형적인 극한상태와 유사한 관계를 나타내어 준다.

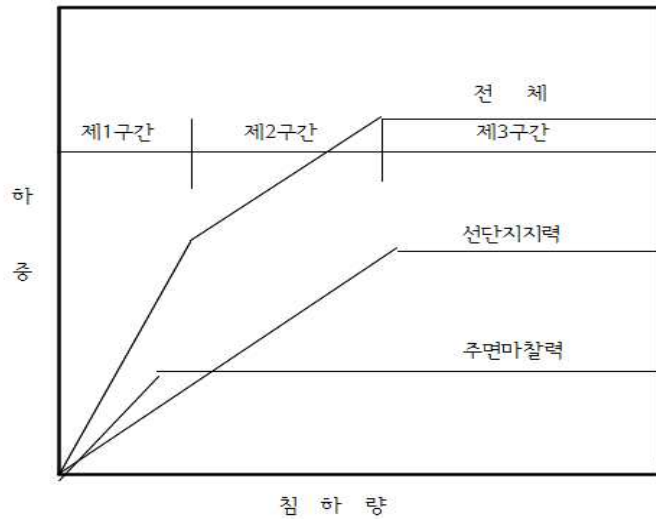


그림 3.9 하중-침하량 관계

말뚝의 하중(P)-시간(T)-침하량(S) 관계는 주변마찰 성분과 선단지지 성분에 있어 그 특성이 상이하다. 선단지지력과 주변마찰력을 분리하여 측정하는 재하시험 결과에 의하면 주변마찰력은 하중증가에 거의 정비례하는 침하량을 보여주며 말뚝직경과 관계 없이 대부분 4 ~ 6mm의 침하량에 도달하면 극한 상태가 된다. 반면 선단지지력은 Vesic(1977)의 구분과 같이 파괴의 조건에 따라 하중-침하량 관계가 다양하게 나타난다.

일정한 하중재하 상태에서 시간 경과에 따른 침하량-시간 관계에 있어서도 주변마찰의 경우 재하 후 비교적 짧은 시간에 안정되는 특성과 극한 상태에서는 비교적 급격한 침하량 증가를 나타내어 극한 하중 판단에 어려움이 없다. 반면 선단지지력은 재하 하중의 크기가 증대 할수록 침하속도가 안정되는데 많은 시간을 요하는 특성이 있으며, 항복하중에서는 시간경과에 따라 침하속도가 증가하는 관계를 나타내 준다.

실제로 말뚝에 제1구간에 해당되는 하중이 재하 되면 침하량-시간관계도 주변 마찰의 특성이 위주가 된다. 극한 주변마찰력을 초과하는 하중상태인 제 2구간에서는 선단 저항의 침하량-시간관계가 위주가 되어 S-LOG T 관계가 변화하게 된다. 제 3구간에서는 선단저항의 침하량-시간 관계만이 나타나게 되며 S-LOG T 관계가 변하게 된다.

S-LOG T 분석으로 항복하중을 판정할 때, 주변마찰력의 비율이 높은 경우에는 제 1구간과 제 2구간의 경계부와 항복하중의 2가지 하중에서 요형상태가 판정되기도 하여 항복하중 판정이 애매해 질 수도 있다. 제 3구간까지 재하를 하지 않고 말뚝재하시험

을 중단하면 S-LOG T 분석은 물론 S-P 분석, LOG S-LOG P 분석은 진짜 항복하중이 아닌 주변마찰 특성과 선단지지 특성의 교차점인 가항복 하중만을 분석할 가능성도 있다.

① P-S 곡선분석법

그림 3.10은 P - S 곡선분석방법이다. 하중 P와 말뚝머리의 침하량 S를 산술눈금으로 표시하고, 각 점을 연결하여 구해진 곡선에서 초기의 직선부분의 기울기와 말기의 직선부분의 기울기를 작도하여 그 교점을 항복하중( $Q_t$ )으로 한다.

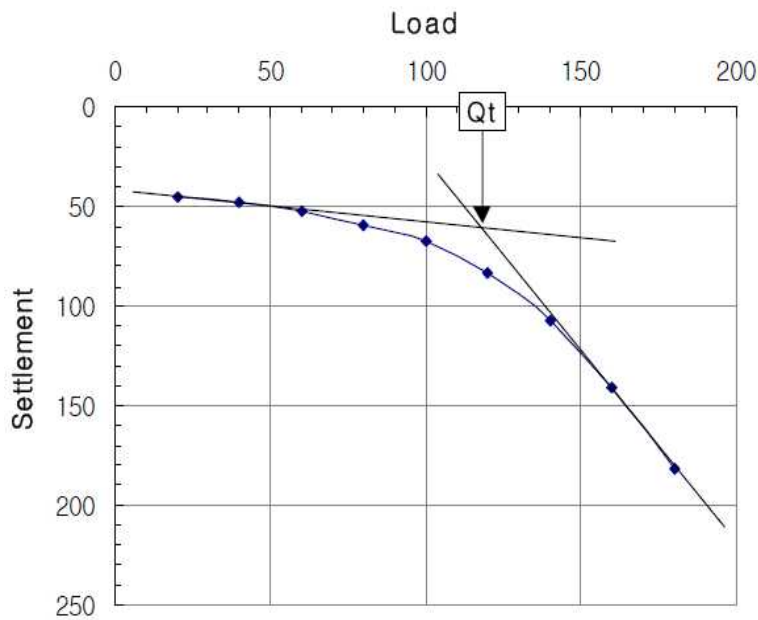


그림 3.10 P-S 곡선분석법

② Log P-Log S 곡선분석법

그림 3.11은 Log P - Log S 곡선분석법이다. 하중 P와 말뚝머리의 침하량 S를 반대 눈금으로 표시하고 각 점을 연결하여 구해진 곡선에서 초기의 직선부분의 기울기와 말기의 직선부분의 기울기를 작도하여 그 교점을 항복하중( $Q_t$ )으로 한다.

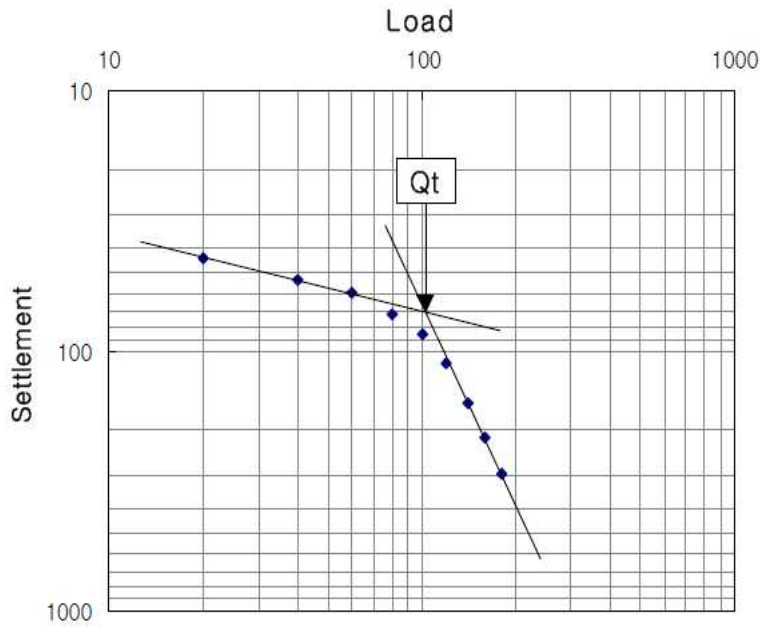


그림 3.11 Log P-Log S 곡선분석법

③ S-Log t 곡선분석법

그림 3.12는 S - Log t 곡선분석법이다. 각 재하단계에 대해 경과시간을 대수 눈금에 말뚝머리의 침하량을 산술눈금에 표시하여 각 하중단계의 관계선이 직선적으로 되지 않는 점의 하중을 항복하중( $Q_t$ )으로 한다.



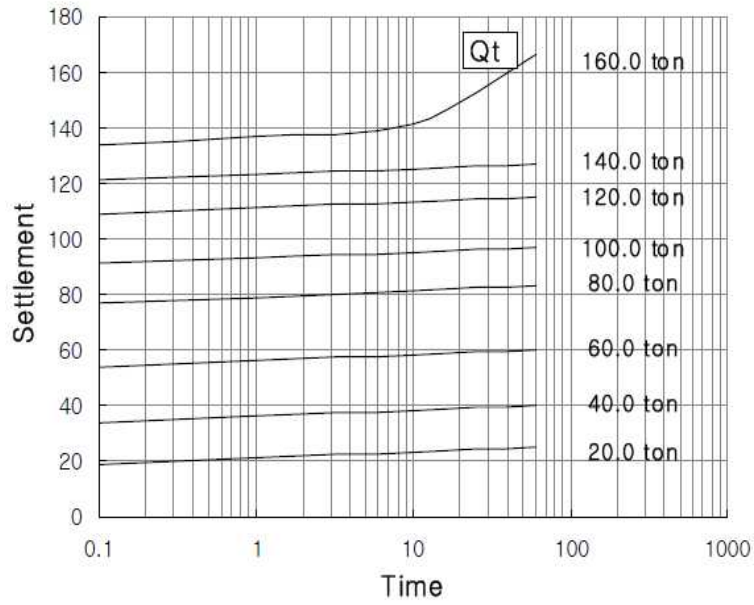


그림 3.12 S-Logt 곡선분석법

4) 압축재하시험 분석 시 적용한 안전율

압축재하시험을 이용한 허용지지력 평가시 적용되는 안전율(Factor of safety)에 대한 각 국가별 적용기준은 표 3.6과 같다.

표 3.6 압축재하시험에서의 안전율

구 분		기준 침하량 (mm)	안전율 (Factor of safety)	비 고
기준	제안자/제안국			
전침하량 기준	Terzaghi and Peck	25.4	2.0	
	BS Code(8004)	10%D	-	
	DIN 4026	2.5%D	2.0	
	O'Neill and Reese(1999)	5.0%D	-	
	Chen and Kulhawy(2002)	4%D(점성토) 10%D(사질토)		
항복하중 기준	log P-log S	-	2.0	
	S-logT	-	2.0	
	P-dS/d(LogT)	-	2.0	
	Davisson's Method (1973)	$\delta t = QL/EA + (D/120+3.81)$	2.0	
		$\delta t = QL/EA + (D/120+4)$	1.8 (Proof-test)	

### 3.4.2 인발재하시험

#### (1) 인발재하시험 시 하중재하 단계

Wing Pile의 현장적용성 평가를 위해 시공된 말뚝에 대한 인발재하시험으로, 일반 말뚝과 지지력 및 침하거동 등을 비교 분석하고 적정성을 확인하고자 하였다.

본 연구에서 개발한 Wing Pile의 현장 적용성 평가를 위해 현장시험시공부지에 5분을 시험시공하고 인발재하시험을 수행하였다. 하부기초 시험말뚝은 기초구조용 등변각관(SPS 400)을 사용하였으며, 가로 × 세로 90mm × 90mm, 두께는 3.2mm, Wing Pile은 기초구조용 등변각관(SPS 400)을 사용하였으며, 가로 × 세로 100mm × 100mm, 두께는 3.2mm, 중심에서 날개 끝단까지의 길이는 150mm, 300mm 2가지를 사용하였으며, 높이는 400mm를 사용하였다.

인발재하시험은 지반 접지압을 반력으로 이용한 재하시험방법을 수행되었으며, 파괴 하중을 결정하기 위해 목표하중의 2배 하중을 최대 시험하중으로 결정하여 KS 2445 및 ASTM D1143 규정에 근거한 급속재하시험 방법으로 수행되었다.

표 3.7은 인발재하시험 시 재하하중단계를 나타낸 것이다.

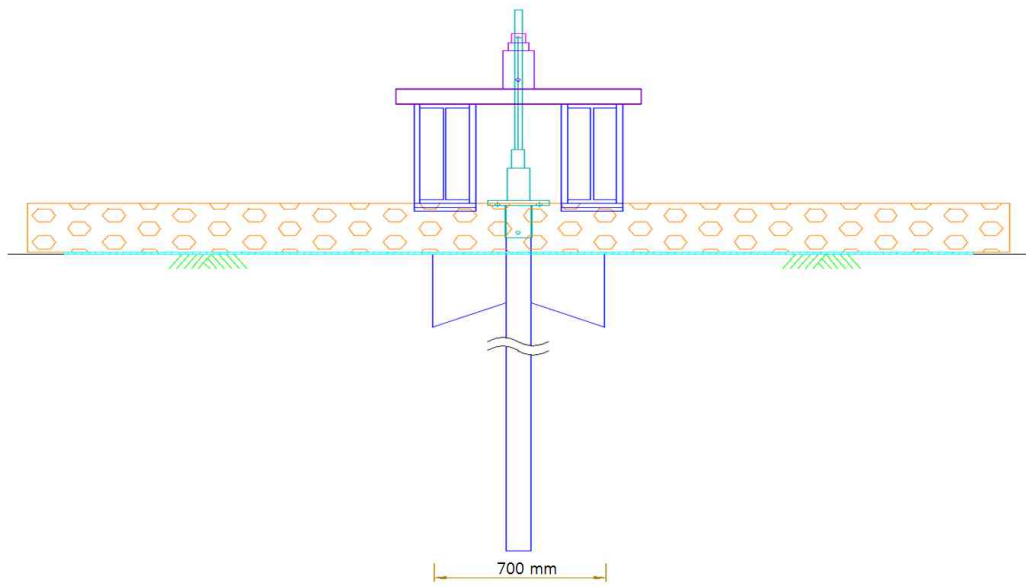
**표 3.7 인발재하시험 시 재하하중단계**

1 Cycle	단 계	하 중 (kN)	하중유지시간 (min)
1	0	0.0	-
	1	5.0	5분간 침하량 측정
	2	10.0	5분간 침하량 측정
	3	15.0	5분간 침하량 측정
	4	20.0	5분간 침하량 측정
	5	25.0	5분간 침하량 측정
	6	30.0	5분간 침하량 측정
	7	35.0	5분간 침하량 측정
	8	40.0	5분간 침하량 측정
	9	45.0	5분간 침하량 측정
	10	50.0	5분간 침하량 측정
	11	55.0	5분간 침하량 측정
	12	60.0	60분간 침하량 측정
	13	40.0	5분간 침하량 측정
	14	20.0	5분간 침하량 측정
15	0.0	5분간 침하량 측정	
2	0	0.0	-
	1	4.0	5분간 침하량 측정
	2	8.0	5분간 침하량 측정
	3	12.0	5분간 침하량 측정
	4	16.0	5분간 침하량 측정
	5	20.0	5분간 침하량 측정
	6	24.0	5분간 침하량 측정
	7	28.0	5분간 침하량 측정
	8	32.0	5분간 침하량 측정
	9	36.0	5분간 침하량 측정
	10	40.0	5분간 침하량 측정
	11	44.0	5분간 침하량 측정
	12	48.0	5분간 침하량 측정
	13	52.0	5분간 침하량 측정
	14	56.0	5분간 침하량 측정
	15	60.0	60분간 침하량 측정
	16	40.0	5분간 침하량 측정
	17	20.0	5분간 침하량 측정
18	0.0	5분간 침하량 측정	

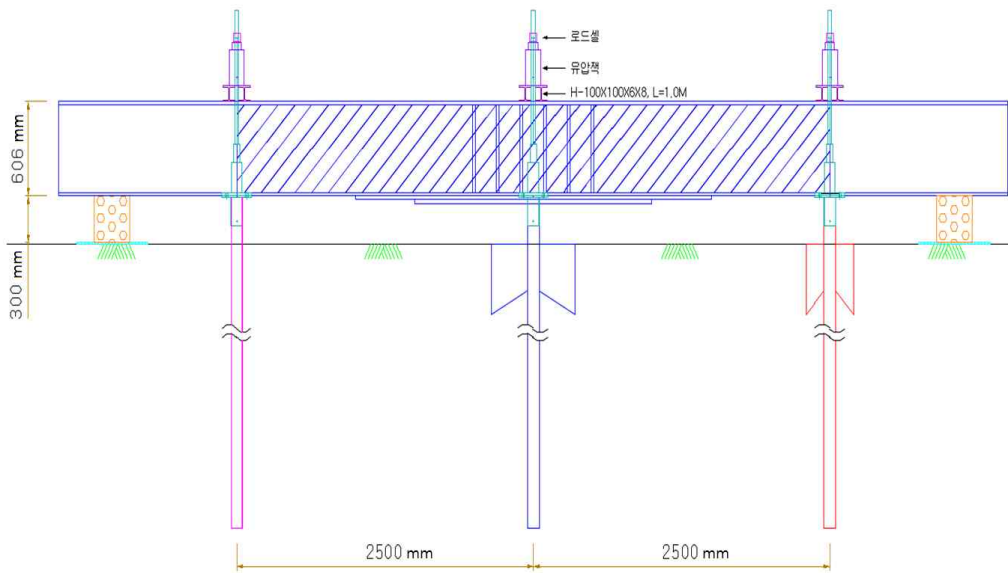
단계별 시험하중의 재하에는 300kN용량의 유압 Jack을 이용하며, 재하하중의 측정  
은 300kN 용량의 Load cell 1조를 사용하여 측정하였다.

재하하중에 의한 말뚝 침하량은 Steel band 및 Magnetic base를 사용하여 말뚝 몸  
체에 180°간격으로 2개의 LVDT gauge를 부착하고 시험말뚝 주위에 2개의 Reference  
beam을 설치하여 측정하며, 측정시간은 각 하중단계에서 재하가 완료된 후 0, 1, 2, 3,  
4, 5분 측정 후 다음단계 진행하였다. 또한 최대하중에서 Creep의 변화를 측정하기 위  
해 60분간 측정 후 하중을 단계적으로 제거하였다. 사용하는 Dial gauge는 최대  
100mm까지 측정이 가능한 것으로서 실제 최소 측정단위는 1/100mm까지로 하였다.

그림 3.13은 인발재하시험 개요도이다.



(a) 인발재하시험 측면도



(b) 인발재하시험 정면도

그림 3.13 인발재하시험 개요도

## (2) 인발재하시험의 분석기준

인발재하시험 결과를 해석하는데 범용으로 적용되는 방법은 사실상 없는 실정이다. 시험으로 극한하중이 결정되었을 경우는 허용인발력을 구하는데 문제가 없으나, 허용인발력을 구하는 방법으로는 항복하중판정법과 재하시험 결과부터 얻은 하중-변위량 곡선이 Offset line( $= \frac{PL}{AE} + 2.5mm$ )과 만나는 점을 파괴하중으로 결정하며, 파괴하중 결정 시 안전율(F.S=2.0)을 적용하여 허용인발력을 구한다.

말뚝의 허용인발력은 말뚝의 극한인발력을 안전율로 나눈 후 말뚝의 유효중량을 더한 값으로 구하되, 말뚝의 재료허용인장하중보다도 작아야 하며, 일반적으로 기성말뚝에서는 말뚝의 유효중량은 무시한다.

인발재하시험을 이용한 허용지지력 평가 시 적용되는 안전율(Factor of safety)에 대한 각 국가별 적용기준은 표 3.8과 같다.

표 3.8 인발재하시험에서의 안전율

구 분		기준 침하량 (mm)	안전율 (Factor of safety)	비 고	
기준	제안자/제안국				
전침하량 기준	Terzaghi and Peck	25.4	2.0		
	BS Code(8004)	10%D	-		
	DIN 4026	2.5%D	2.0		
	O'Neill and Reese(1999)	5.0%D	-		
	Chen and Kulhawy(2002)	4%D(점성토) 10%D(사질토)			
항복하중 기준	log P-log S	-	2.0		
	S-logT	-	2.0		
	P-dS/d(LogT)	-	2.0		
	Davisson's Method (1973)	$\delta t = QL/EA + (D/120+3.81)$		2.0	
		$\delta t = QL/EA + (D/120+4)$		1.8 (Proof-test)	



### 3.4.3 수평재하시험 및 모멘트 시험

#### (1) 수평재하시험 및 모멘트시험 시 하중재하 단계

Wing Pile의 현장적용성 평가를 위해 시공된 말뚝에 대한 수평재하시험 및 모멘트 시험으로, 일반 말뚝과 지지력 및 침하거동 등을 비교 분석하고 적정성을 확인하고자 하였다.

본 연구에서 개발한 Wing Pile의 현장 적용성 평가를 위해 현장시험시공부지에 7분을 시험시공하고 5분에 대한 수평재하시험 및 2분에 대한 모멘트시험을 수행하였다. 하부기초 시험말뚝은 기초구조용 등변각관(SPS 400)을 사용하였으며, 가로 × 세로 90mm × 90mm, 두께는 3.2, Wing Pile은 기초구조용 등변각관(SPS 400)을 사용하였으며, 가로 × 세로 100mm × 100mm, 두께는 3.2mm, 중심에서 날개 끝단까지의 길이는 150mm, 300mm 2가지를 사용하였으며, 높이는 400mm를 사용하였다.

수평재하시험은 지반 접지압을 반력으로 이용한 재하시험방법을 수행되었으며, 파괴하중을 결정하기 위해 목표하중의 2배 하중을 최대 시험하중으로 결정하여 KS 2445 및 ASTM D1143 규정에 근거한 급속재하시험 방법으로 수행되었다.

표 3.9는 수평재하시험 및 모멘트시험 시 재하하중단계를 나타낸 것이다.

**표 3.9 수평재하시험 및 모멘트시험 시 재하하중단계**

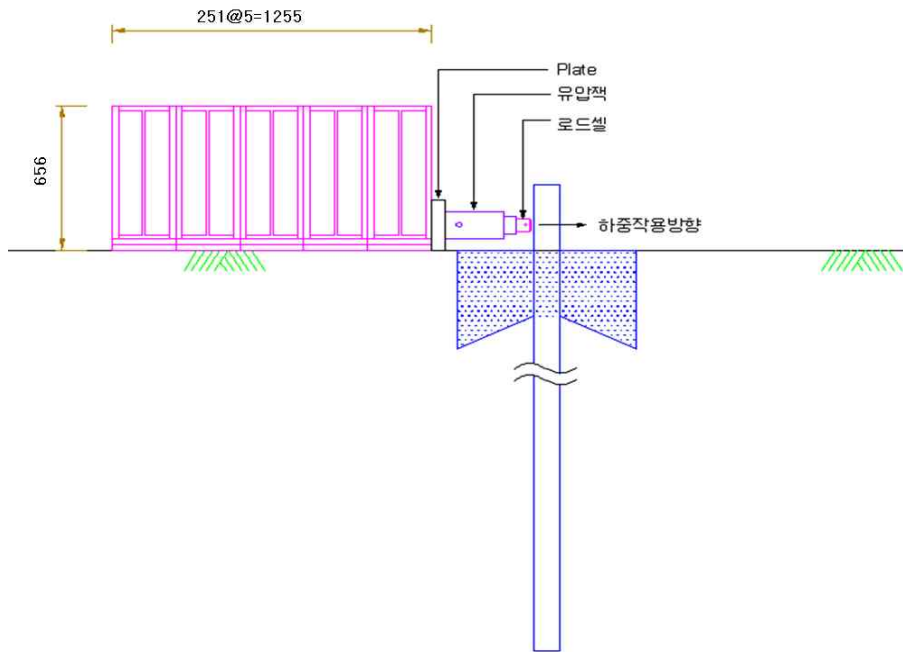
1 Cycle	단계	하중 (kN)	하중유지시간 (min)
1	0	0.0	-
	1	5.0	5분간 침하량 측정
	2	10.0	5분간 침하량 측정
	3	15.0	5분간 침하량 측정
	4	20.0	5분간 침하량 측정
	5	25.0	5분간 침하량 측정
	6	30.0	5분간 침하량 측정
	7	35.0	5분간 침하량 측정
	8	40.0	5분간 침하량 측정
	9	45.0	5분간 침하량 측정
	10	50.0	5분간 침하량 측정
	11	55.0	5분간 침하량 측정
	12	60.0	60분간 침하량 측정
	13	40.0	5분간 침하량 측정
	14	20.0	5분간 침하량 측정
15	0.0	5분간 침하량 측정	
2	0	0.0	-
	1	4.0	5분간 침하량 측정
	2	8.0	5분간 침하량 측정
	3	12.0	5분간 침하량 측정
	4	16.0	5분간 침하량 측정
	5	20.0	5분간 침하량 측정
	6	24.0	5분간 침하량 측정
	7	28.0	5분간 침하량 측정
	8	32.0	5분간 침하량 측정
	9	36.0	5분간 침하량 측정
	10	40.0	5분간 침하량 측정
	11	44.0	5분간 침하량 측정
	12	48.0	5분간 침하량 측정
	13	52.0	5분간 침하량 측정
	14	56.0	5분간 침하량 측정
	15	60.0	60분간 침하량 측정
	16	40.0	5분간 침하량 측정
	17	20.0	5분간 침하량 측정
18	0.0	5분간 침하량 측정	

단계별 시험하중의 재하에는 300kN용량의 유압 Jack을 이용하며, 재하하중의 측정  
은 300kN 용량의 Load cell 1조를 사용하여 측정하였다.

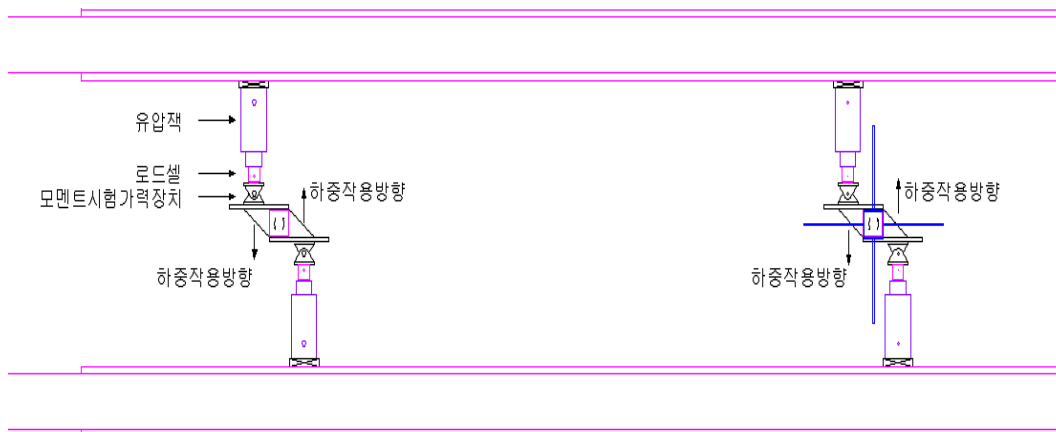
재하하중에 의한 말뚝 침하량은 Steel band 및 Magnetic base를 사용하여 말뚝 몸  
체에 180°간격으로 2개의 LVDT gauge를 부착하고 시험말뚝 주위에 2개의 Reference  
beam을 설치하여 측정하며, 측정시간은 각 하중단계에서 재하가 완료된 후 0, 1, 2, 3,  
4, 5분 측정 후 다음단계 진행하였다. 또한 최대하중에서 Creep의 변화를 측정하기 위  
해 60분간 측정 후 하중을 단계적으로 제거하였다. 사용하는 Dial gauge는 최대  
100mm까지 측정이 가능한 것으로서 실제 최소 측정단위는 1/100mm까지로 하였다.

(2) 수평재하시험 및 모멘트시험 개념도

그림 3.14는 수평재하시험 및 모멘트시험 개념도이다.



(a) 수평재하시험 측면도



(b) 모멘트시험 평면도

그림 3.14 수평재하시험 및 모멘트시험 개요도

### (3) 수평재하시험 및 모멘트시험의 분석기준

수평재하시험 및 모멘트시험 결과를 해석하는데 범용으로 적용되는 방법은 사실상 없는 실정이다. 시험으로 극한하중이 결정되었을 경우는 허용인발력을 구하는데 문제가 없으나, 허용인발력을 구하는 방법으로는 항복하중판정법과 재하시험 결과부터 얻은 하중-변위량 곡선이 Offset line( $= \frac{PL}{AE} + 2.5mm$ )과 만나는 점을 파괴하중으로 결정하며, 파괴하중 결정 시 안전율(F.S=2.0)을 적용하여 허용인발력을 구한다.

말뚝의 허용인발력은 말뚝의 극한인발력을 안전율로 나눈 후 말뚝의 유효중량을 더한 값으로 구하되, 말뚝의 재료허용인장하중보다도 작아야 하며, 일반적으로 기성말뚝에서는 말뚝의 유효중량은 무시한다.

## 제 4 장 현장시험 결과분석

### 4.1 압축재하시험 결과분석

(1) No.1(Down1-W300)

1) 하중-침하량 측정결과

본 시험말뚝의 경우 그림 4.1과 같이 초기하중재하단계에서 3단계 재하하중인 15.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이거나, 4단계 재하하중인 20.0kN 재하 시 급격한 침하량의 증가가 관찰되었으며, 5단계 재하하중인 25kN 재하시 하중의 증가 없이 침하량만 증가하는 이론적인 극한 상태에 도달하였다.

따라서 본 시험말뚝의 경우 극한하중은 최대재하하중인 23.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 7.7kN/본으로 판정할 수 있다.

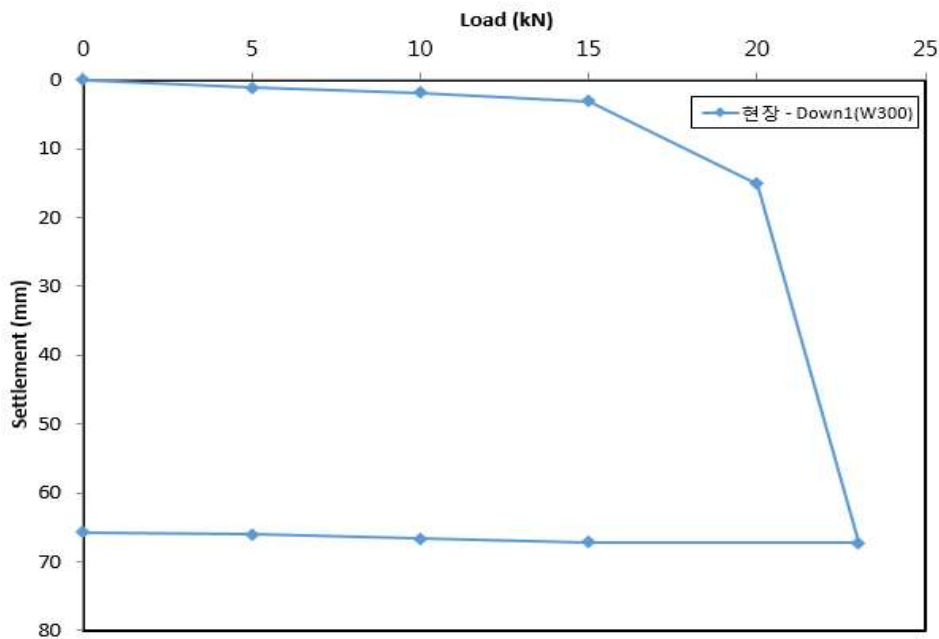


그림 4.1 No.1(Down1-W300) 하중-침하량 곡선

## 2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.1과 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.1 No.1(Down1-W300) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/분)	안전율	허용지지력 (kN/분)	비 고
극한하중 판정법		23.0	3	7.7	
전침하량기준	1inch(25.4mm)	20.6	2	10.3	
순침하량기준	2.5%D(2.25mm)	-	2	-	
항복하중기준	P - S	19.3	2	9.7	
	log P - log S	17.7	2	8.9	
	S - logT	20.0	2	10.0	
	P - ds/d(logT)	19.3	2	9.7	
	Davisson's Method	15.7	2	7.9	
최대하중 단계에서의 침하량			67.32mm		
최종분석결과 허용지지력			7.7kN		

(2) No.12(Down2-W300)

1) 하중-침하량 측정결과

본 시험말뚝의 경우 그림 4.2와 같이 초기하중재하단계에서 12단계 재하하중인 30.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이거나, 40.0kN 재하시부터 하중 대비 침하량의 증가가 급격히 증가하는 포물선 형태의 거동을 보인다 최대시험하중 단계인 60kN 재하시 이론적인 극한상태에 도달하였다.

본 시험말뚝의 경우 극한하중은 최대재하하중인 60.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 20.0kN/본으로 관정할 수 있다. 다른 말뚝보다 상당히 높은 지지력의 결과를 나타내었는데 이는 말뚝 하부에 잔석이나 자갈, 풍화암 등 단단한 지층에 안착되어 높은 선단지지력에 의해 나타난 결과로 판단된다.

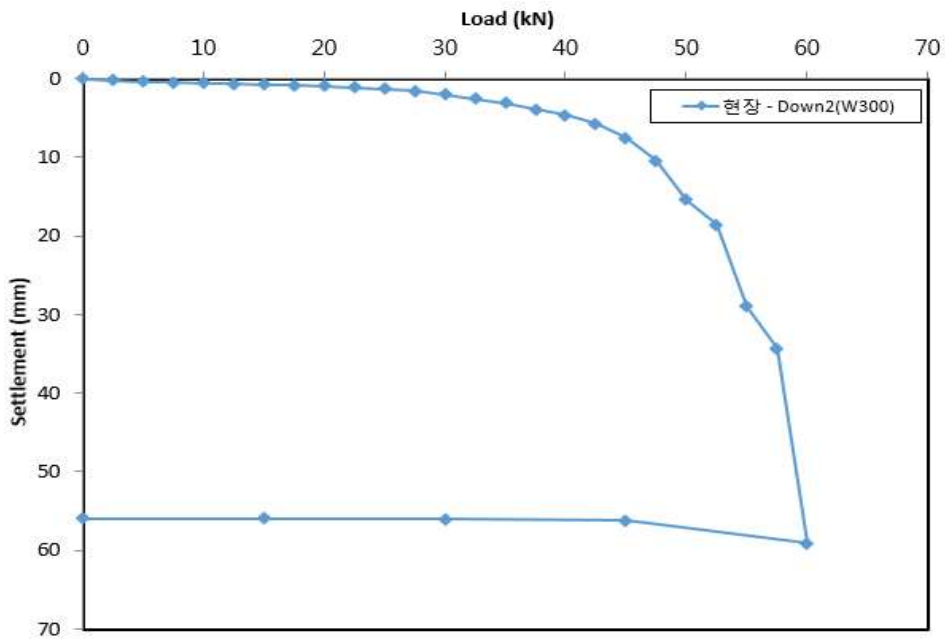


그림 4.2 No. 12(Down2-W300) 하중-침하량 곡선



2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.2와 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.2 No.12(Down2-W300) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/분)	안전율	허용지지력 (kN/분)	비 고
극한하중 판정법		60.0	3	20.0	
전침하량기준	1inch(25.4mm)	54.2	2	27.1	
순침하량기준	2.5%D(2.25mm)	-	2	-	
항복하중기준	P - S	54.6	2	27.3	
	log P - log S	50.3	2	25.2	
	S - logT	60.0	2	30.0	
	P - ds/d(logT)	60.0	2	30.0	
	Davisson's Method	40.9	2	20.4	
최대하중 단계에서의 침하량			59.07mm		
최종분석결과 허용지지력			20.0kN		

(3) No.3(Down1-W150)

본 시험말뚝의 경우 그림 4.3과 같이 초기하중재하단계에서 3단계 재하하중인 15.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이거나, 20.0kN 재하시부터 최대시험하중 단계인 24.5kN 재하시까지 급격한 침하량의 증가가 관찰되었는데, 이는 하중의 큰 증가 없이 침하량만 지속되는 이론적인 극한상태에 도달한 것으로 판단된다. 최종 확인된 침하량은 52.86mm를 나타냈으며, 하중 제거 후 잔류침하량은 44.82mm로 대부분의 침하량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한하중은 최대재하하중인 24.5kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 8.2kN/본으로 판정할 수 있다.

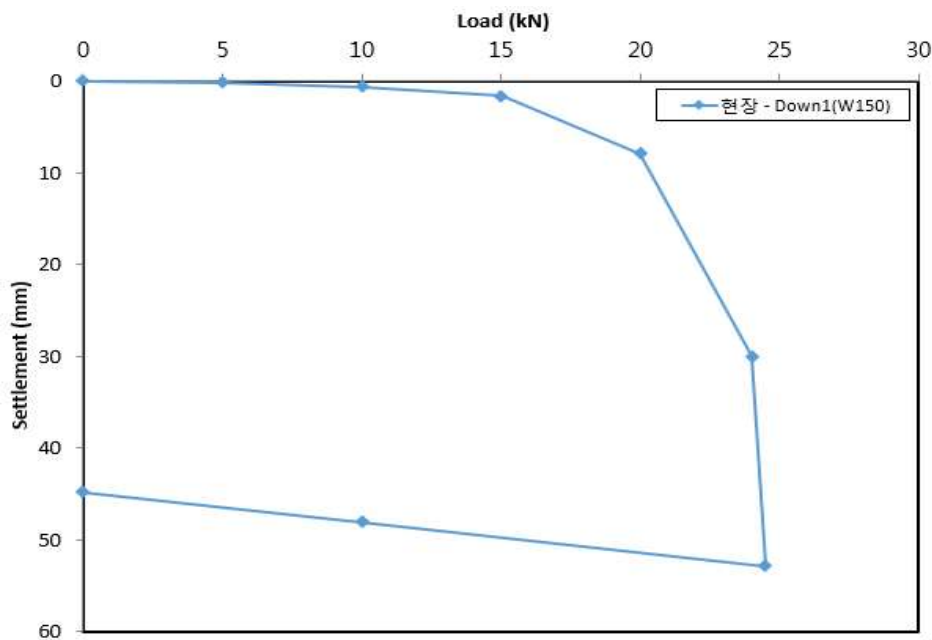


그림 4.3 No.3(Down1-W150) 하중-침하량 곡선

## 2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.3과 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.3 No.3(Down1-W150) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/분)	안전율	허용지지력 (kN/분)	비 고
극한하중 판정법		24.5	3	8.2	
전침하량기준	1inch(25.4mm)	23.2	2	11.6	
순침하량기준	2.5%D(2.25mm)	-	2	-	
항복하중기준	P - S	23.4	2	11.7	
	log P - log S	22.5	2	11.3	
	S - logT	24.0	2	12.0	
	P - ds/d(logT)	19.3	2	9.7	
	Davisson's Method	17.5	2	8.8	
최대하중 단계에서의 침하량			52.86mm		
최종분석결과 허용지지력			8.2kN		

(4) No.13(Down2-W150)

본 시험말뚝의 경우 그림 4.4와 같이 초기하중재하단계에서 3단계 재하하중인 17.5kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이나, 20.0kN 재하시부터 최대시험하중 단계인 24.5kN 재하시까지 급격한 침하량의 증가가 관찰되었다. 이는 하중의 큰 증가 없이 침하량만 지속되는 이론적인 극한 상태에 도달한 것으로 판단된다. 또한 최종 확인된 침하량은 59.36mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류침하량은 58.36mm로 대부분의 침하량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한하중은 최대재하하중인 25.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 8.4kN/본으로 판정할 수 있다.

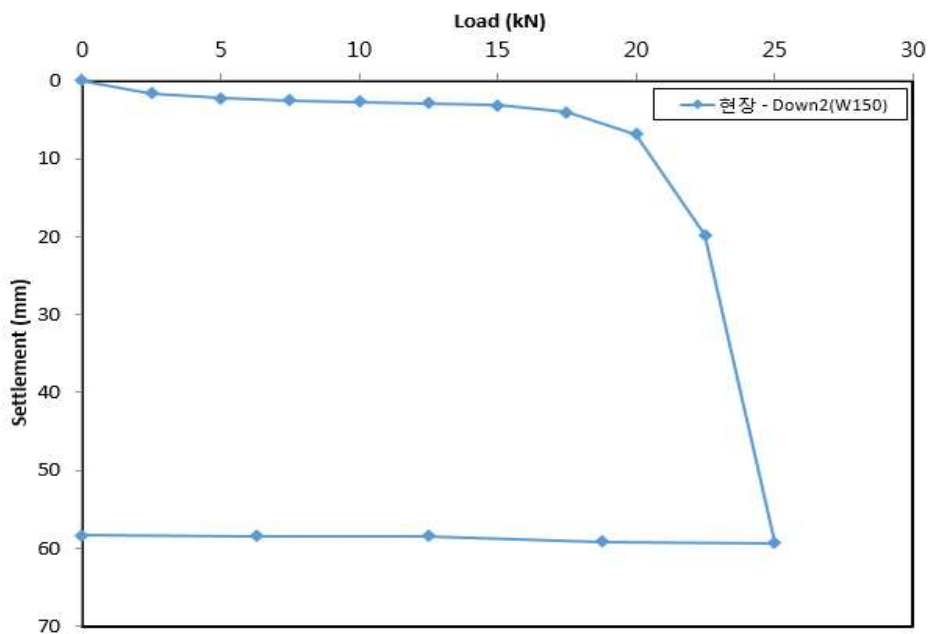


그림 4.4 No.13(Down2-W150) 하중-침하량 곡선

## 2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.4와 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.4 No.13(Down2-W150) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/분)	안전율	허용지지력 (kN/분)	비 고
극한하중 판정법		25.0	3	8.4	
전침하량기준	1inch(25.4mm)	22.9	2	11.5	
순침하량기준	2.5%D(2.25mm)	-	2	-	
항복하중기준	P - S	21.5	2	10.8	
	log P - log S	18.6	2	9.3	
	S - logT	22.5	2	11.3	
	P - ds/d(logT)	21.8	2	10.9	
	Davisson's Method	17.9	2	9.0	
최대하중 단계에서의 침하량			59.36mm		
최종분석결과 허용지지력			8.4kN		

(5) No.2(Down1-Pile)

본 시험말뚝의 경우 그림 4.5와 같이 초기하중재하단계에서 3단계 재하하중인 10.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보였다. 15.0kN 재하 시 급격한 침하량의 증가를 보이다가 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 15.0kN 재하 시 측정된 침하량은 82.08mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류침하량은 79.03mm로 대부분의 침하량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한하중은 최대재하하중인 15.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 5.0kN/본으로 판정할 수 있다.

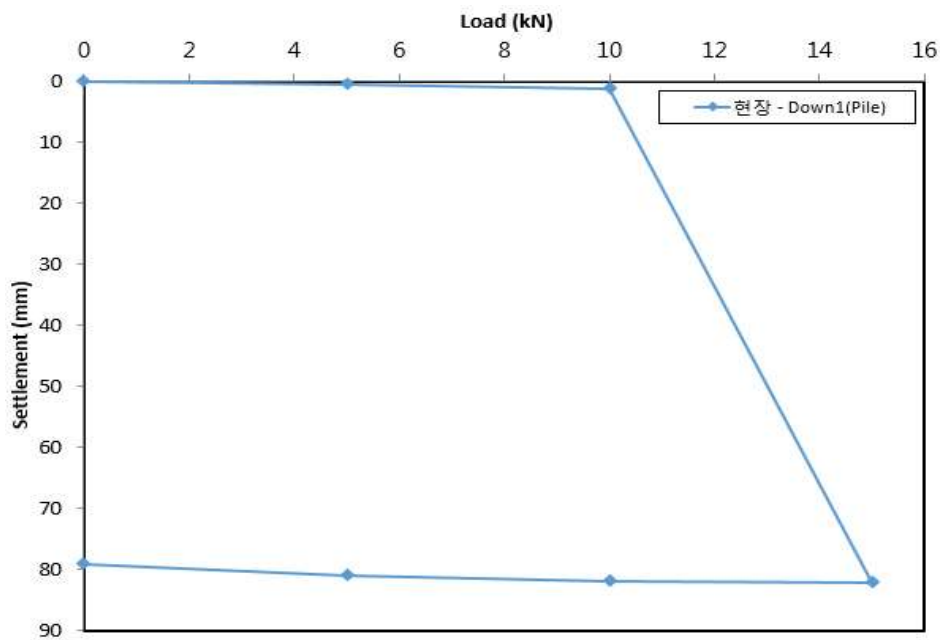


그림 4.5 No.2(Down1-Pile) 하중-침하량 곡선

## 2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.5와 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.5 No.2(Down1-Pile) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/분)	안전율	허용지지력 (kN/분)	비 고
극한하중 판정법		15.0	3	5.0	
전침하량기준	1inch(25.4mm)	11.5	2	5.8	
순침하량기준	2.5%D(2.25mm)	-	2	-	
항복하중기준	P - S	15.0	2	7.5	
	log P - log S	15.0	2	7.5	
	S - logT	15.0	2	7.5	
	P - ds/d(logT)	15.0	2	7.5	
	Davisson's Method	10.2	2	5.1	
최대하중 단계에서의 침하량			82.08mm		
최종분석결과 허용지지력			5.0kN		

(6) 압축재하시험 결과 요약

압축재하시험의 결과를 요약하면 그림 4.6 및 표 4.6과 같다.

No.12(Down2-W300)에서 높은 지지력을 나타내었으며, 무보강인 No.2(Down1-Pile)에서 낮은 지지력을 확인하였다. No.12(Down2-W300)에서 다른 말뚝에 비해 비정상적으로 높은 지지력을 나타내었는데 이는 말뚝 하부에 잔석이나 자갈, 풍화암에 지지되어 선단지지력이 높아진 결과로 판단된다. 또한, 대부분 무보강인 No.2(Down1-Pile)에 비해 약간 상승된 지지력을 나타내었는데 이는 Wing Pile인 상부 고정지지 말뚝의 날개부분에서 미미하게 주면마찰력이 작용하여 압축재하시험 시 지지력이 증가된 것으로 판단된다. 재하시험단계인 Down1과 Down2의 방법비교 한 결과, 하중단계를 더욱 세세하게 나눠 하중을 증가시킨 Down2에서 약간 높은 지지력 값을 나타내었다.

무보강 말뚝인 No.2(Down1-Pile)의 지지력에 비하여 Wing Pile로 보강된 W150에서는 약 1.6배, W300에서 약 1.5 ~ 4.0배 정도의 높은 지지력을 나타냄을 확인하였다.

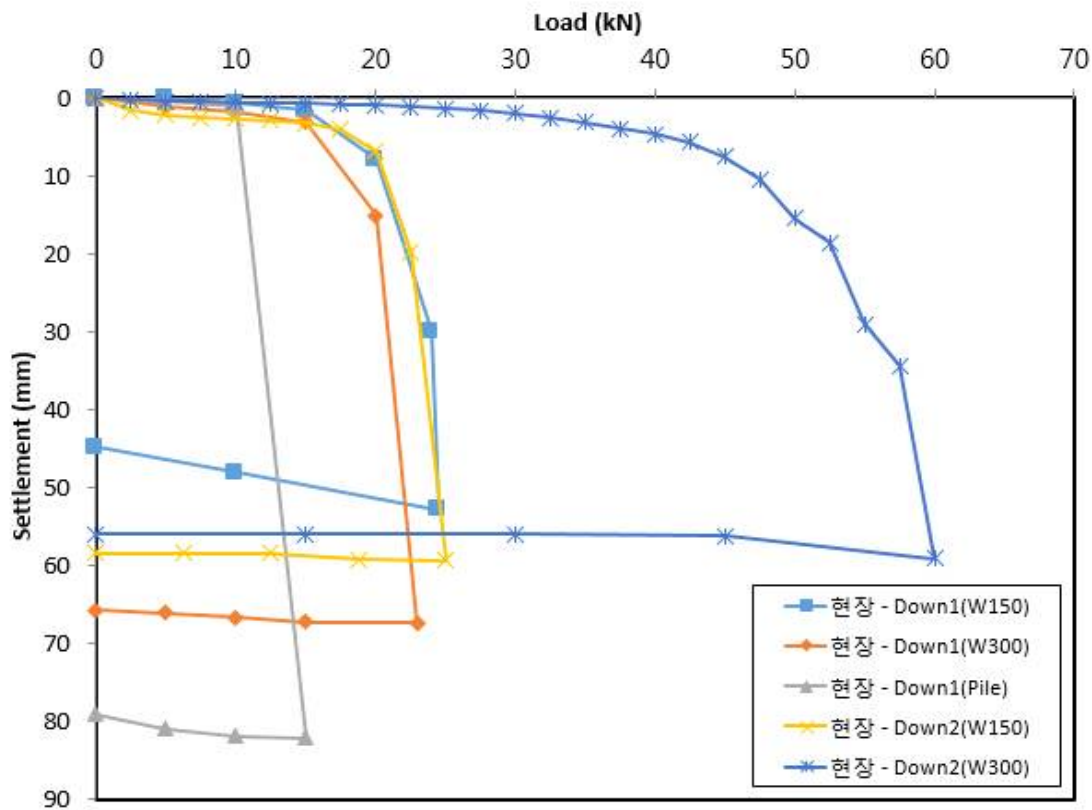


그림 4.6 압축재하시험 결과 비교 분석



표 4.6 압축재하시험 결과

종 류	하 중 (kN)	전체 침하량 (mm)	순 침하량 (mm)	극한하중(FS=3.0)	
				극한 지지력	허용 지지력
No.1-D1 (W300)	23.0	67.32	65.75	23.0	7.7
No.12-D2 (W300)	60.0	59.07	55.94	60.0	20.0
No.3-D1 (W150)	24.5	52.86	44.82	24.5	8.2
No.13-D2 (W150)	25.0	59.36	58.36	25.0	8.3
No.3-D1 (Pile)	15.0	82.08	79.03	15.0	5.0

## 4.2 인발재하시험 결과분석

(1) No.5(Up1-W300)

### 1) 하중-침하량 측정결과

본 시험말뚝의 경우 그림4.7과 같이 초기하중재하단계에서 2단계 재하하중인 10.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 선형적인 인발거동을 보였다. 15.0kN 재하 시 급격한 인발량의 증가를 보이다가 최종 시험하중인 16.5kN 재하시 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 16.5kN 재하시 측정된 인발량은 59.53mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류인발량은 45.84mm로 대부분의 인발량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한인발하중은 최대재하하중인 16.5kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 5.5kN/본으로 판정할 수 있다.

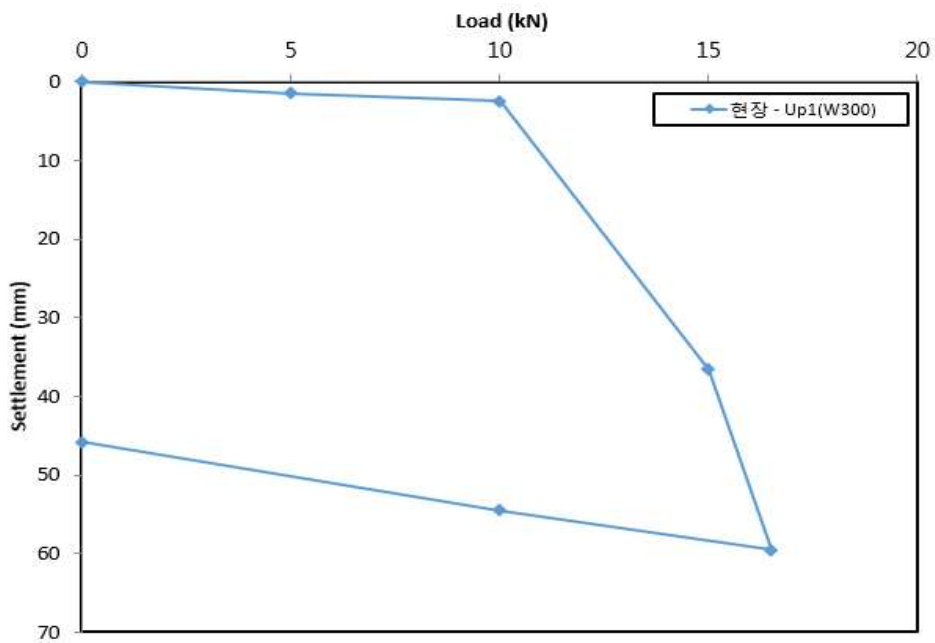


그림 4.7 No.5(Up1-W300) 하중-침하량 곡선

2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.7과 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.7 No.5(Up1-W300) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/본)	안전율	허용지지력 (kN/본)	비 고
극한하중판정법		16.5	3	5.5	
항복하중기준	P - S	12.8	2	6.4	
	log P - log S	판정불가	2	-	
	S - logT	15.0	2	7.5	
	P - ds/d(logT)	판정불가	2	-	
	Fuller's Method	10.3	2	5.2	
최대하중 단계에서의 침하량			59.53mm		
최종분석결과 허용지지력			5.5kN		

(2) No.6(Up2-W300)

1) 하중-침하량 측정결과

본 시험말뚝의 경우 그림4.8과 같이 초기하중재하단계에서 4단계 재하하중인 10.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 인발량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보였다. 5단계 재하단계인 12.5kN 재하시부터 최대시험하중단계인 20.0kN 재하시까지 급격한 인발량의 증가를 보이다가 최대시험하중 단계인 20.0kN에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 20.0kN 재하시 측정된 인발량은 55.63mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류인발량은 48.77mm로 대부분의 인발량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한인발하중은 최대재하하중인 20.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 6.7kN/본으로 판정할 수 있다.

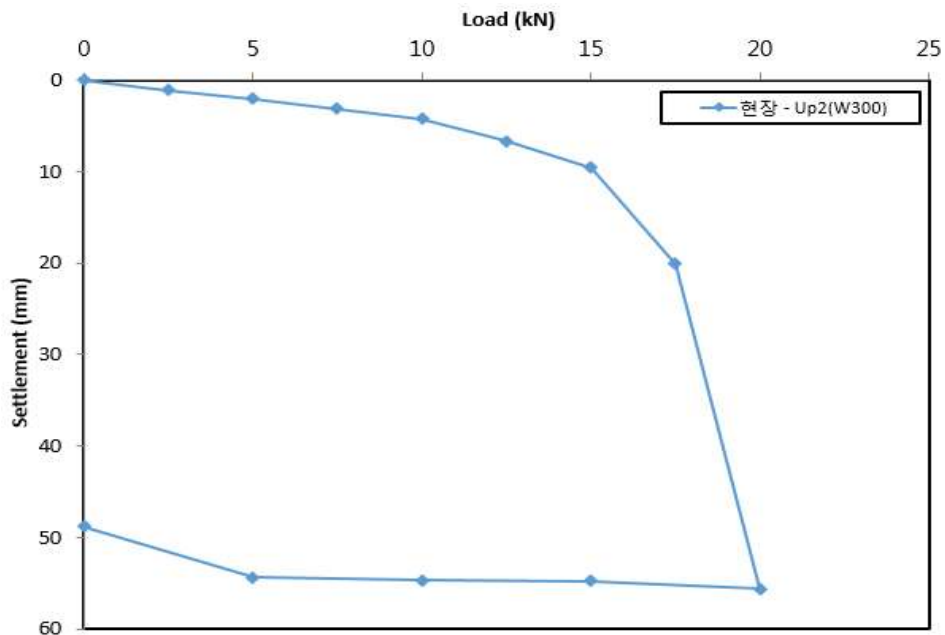


그림 4.8 No.6(Up2-W300) 하중-침하량 곡선

2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.8과 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

표 4.8 No.6(Up2-W300) 시험결과

판 정 기 준		극한하중(kN/본)	안전율	허용지지력 (kN/본)	비 고
극한하중판정법		20.0	3	6.7	
항복하중기준	P - S	16.6	2	8.3	
	log P - log S	15.0	2	7.5	
	S - logT	17.5	2	8.8	
	P - ds/d(logT)	20.0	2	10.0	
	Fuller's Method	9.4	2	4.7	
최대하중 단계에서의 침하량			55.63mm		
최종분석결과 허용지지력			6.7kN		

(3) No.4(Up1-W150)

1) 하중-침하량 측정결과

본 시험말뚝의 경우 그림 4.9와 같이 초기하중재하단계에서 3단계 재하하중인 15.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 완만한 포물선 형태의 거동을 보이거나, 15.0kN 재하시 급격한 인발량의 증가를 보이며, 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 16.0kN 재하시 측정된 인발량은 64.72mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류인발량은 48.97mm로 대부분의 인발량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한인발하중은 최대재하하중인 16.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 5.3kN/본으로 판정할 수 있다.

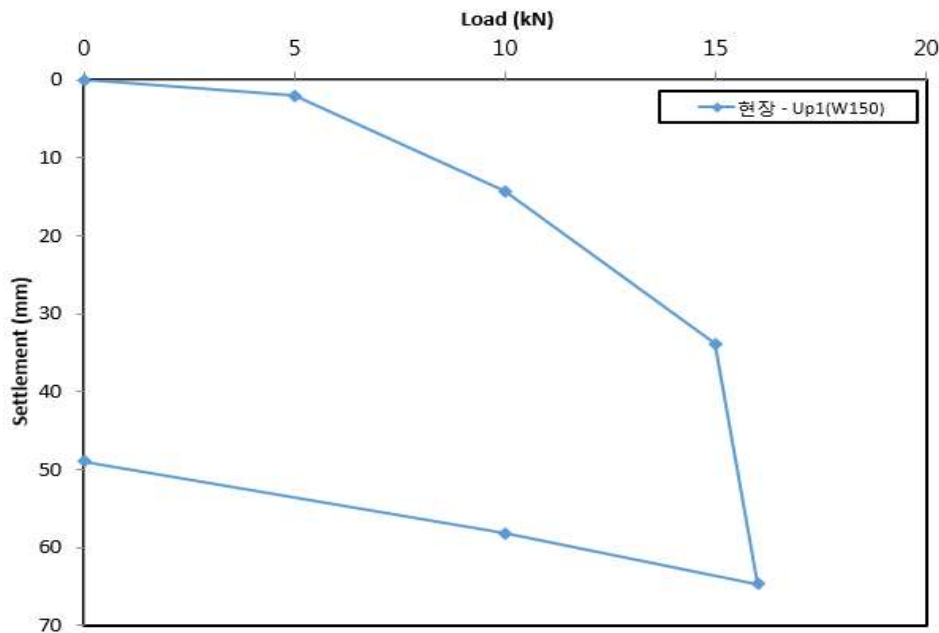


그림 4.9 No.4(Up1-W150) 하중-침하량 곡선

2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.9와 같으며, 최종허용 지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.9 No.4(Up1-W150) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/본)	안전율	허용지지력 (kN/본)	비 고
극한하중 판정법		16.0	3	5.3	
항복하중기준	P - S	14.8	2	7.4	
	log P - log S	판정불가	2	-	
	S - logT	15.0	2	7.5	
	P - ds/d(logT)	판정불가	2	-	
	Fuller's Method	6.1	2	3.1	
최대하중 단계에서의 침하량			64.72mm		
최종분석결과 허용지지력			5.3kN		

(4) No.7(Up2-W150)

1) 하중-침하량 측정결과

본 시험말뚝의 경우 그림 4.10과 같이 초기하중재하단계에서 7단계 재하하중인 17.5kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 침하량도 일정하게 증가하는 선형적인 인발거동을 보이거나, 20.0kN 재하시 급격한 인발량의 증가를 보이며, 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 20.0kN 재하시 측정된 인발량은 51.68mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류인발량은 42.18mm로 대부분의 인발량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한인발하중은 최대재하하중인 20.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 6.7kN/본으로 판정할 수 있다.

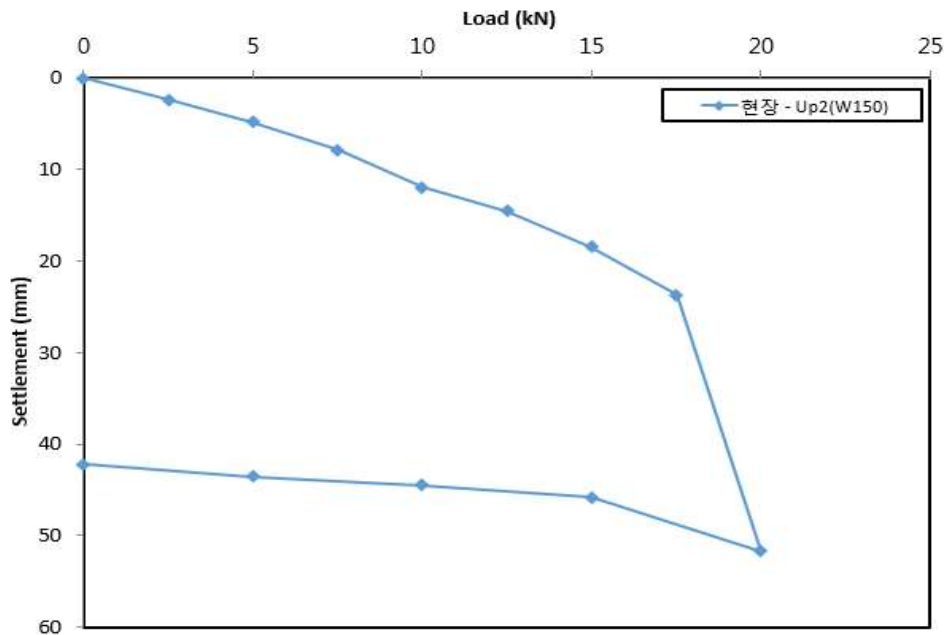


그림 4.10 No.7(Up2-W150) 하중-침하량 곡선



## 2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.10과 같으며, 최종 허용지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.10 No.7(Up2-W150) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/본)	안전율	허용지지력 (kN/본)	비 고
극한하중판정법		20.0	3	6.7	
항복하중기준	P - S	17.7	2	8.9	
	log P - log S	15.7	2	7.9	
	S - logT	20.0	2	10.0	
	P - ds/d(logT)	판정불가	2	-	
	Fuller's Method	4.3	2	2.2	
최대하중 단계에서의 침하량			51.68 mm		
최종분석결과 허용지지력			6.7 kN		

(5) No.8(Up1-Pile)

1) 하중-침하량 측정결과

본 시험말뚝의 경우 그림 4.11과 같이 초기하중재하단계에서 4단계 재하하중인 10.0kN 재하시까지는 하중이 증가함에 따라 인발량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이나, 5단계 재하단계인 12.5kN 재하시부터 최대시험하중단계인 15.0kN 재하시까지 급격한 인발량의 증가를 보이며, 최대시험하중 단계인 15.0kN 에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 15.0kN 재하시 측정된 인발량은 56.05mm 를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류인발량은 47.82mm로 대부분의 인발량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한인발하중은 최대재하하중인 15.0kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 5.0kN/본으로 판정할 수 있다.

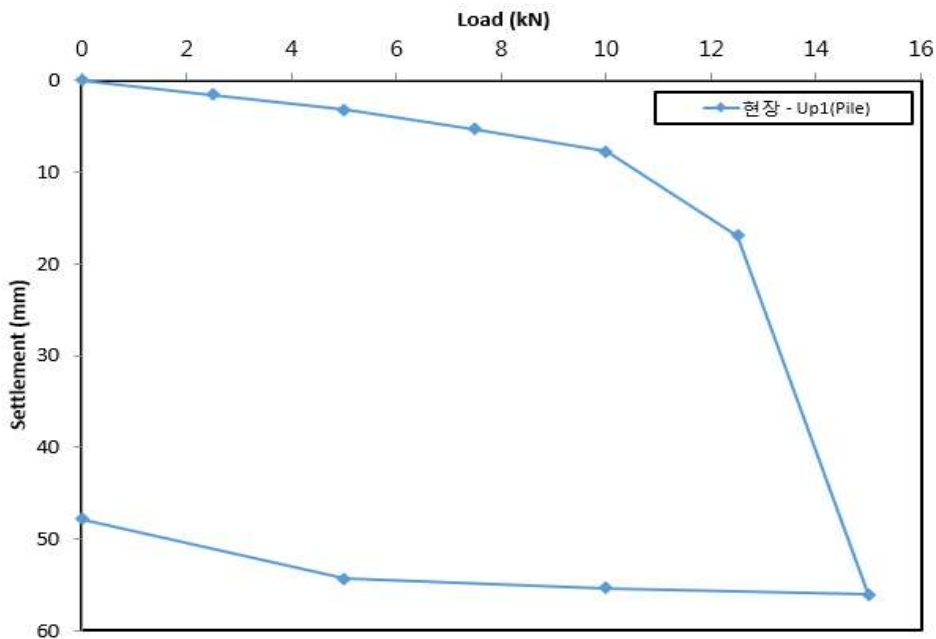


그림 4.11 No.8(Up1-Pile) 하중-침하량 곡선

## 2) 기타 평가방법

본 시험말뚝의 지지력 분석결과를 종합하여 판단해 볼 때 표 4.11과 같으며, 최종 허용지지력의 판정은 극한하중이 발견된 경우 극한하중 판정법이 우선하므로 이를 고려하여 판정하였다.

**표 4.11 No.8(Up1-Pile) 시험결과**

판 정 기 준		극한하중(kN/본)	안전율	허용지지력 (kN/본)	비 고
극한하중판정법		15.0	3	5.0	
항복하중기준	P - S	12.0	2	6.0	
	log P - log S	11.3	2	5.7	
	S - logT	15.0	2	7.5	
	P - ds/d(logT)	15.0(이상)	2	7.5(이상)	
	Fuller's Method	5.9	2	3.0	
최대하중 단계에서의 침하량			56.05mm		
최종분석결과 허용지지력			5.0kN		

(6) 인발재하시험 결과 요약

인발재하시험의 결과를 요약하면 그림 4.12 및 표 4.12와 같다.

No.6(Up2-W300)에서 가장 높은 인발력을 나타내었으며, 무보강인 No.8(Up1-Pile)에서 가장 낮은 인발력을 나타내었으나, 대부분 유사한 인발력을 나타내었다.

무보강 말뚝인 No.8(Up1-Pile)의 인발 지지력에 비하여 Wing Pile로 보강된 W150과 W300에서는 약 1.1 ~ 1.3배 정도의 높은 지지력을 확인하였고, W150과 W300을 비교한 결과, 유사한 인발력을 확인할 수 있었다.

이는 Wing Pile인 상부 고정지지 말뚝의 날개부분이 지표면에 위치하기 때문에 인발력에 대하여 큰 저항력을 가지지 못하기 때문인 것으로 판단된다.

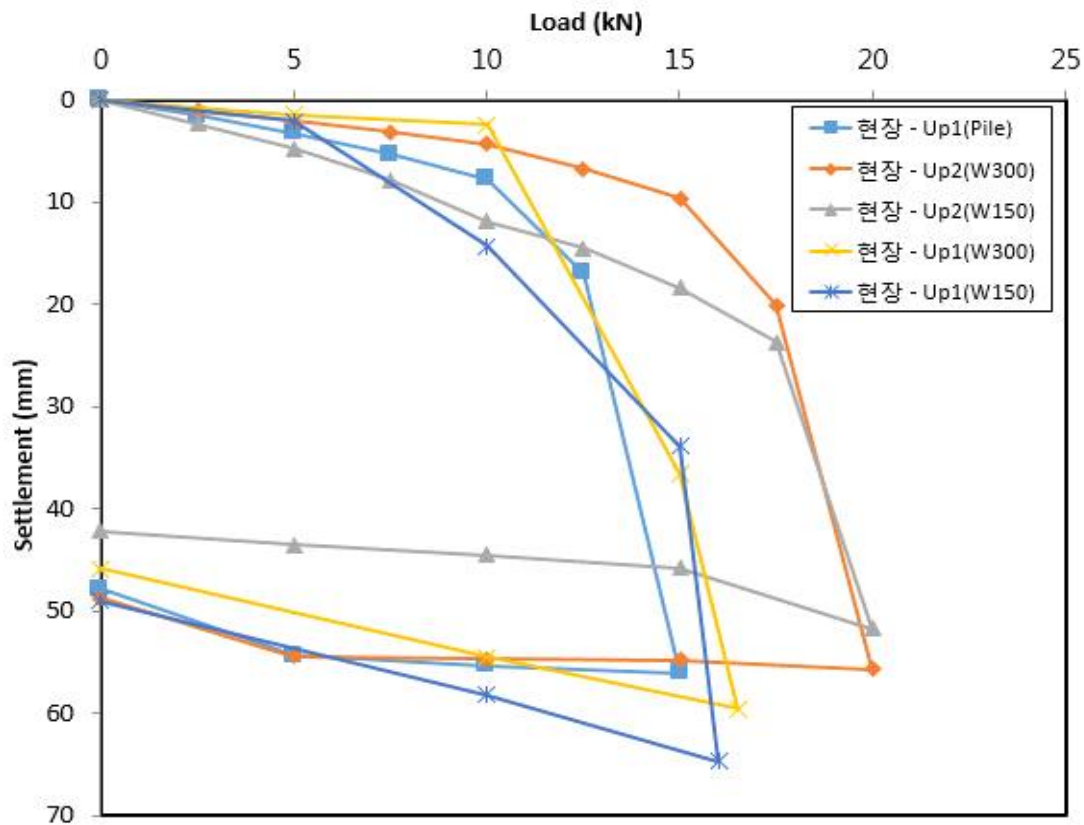


그림 4.12 인발재하시험 결과 비교 분석

표 4.12 인발재하시험 결과 분석

종 류	하 중 (kN)	전체 침하량 (mm)	순 침하량 (mm)	극한하중(FS=3.0)	
				극한 지지력	허용 지지력
No.5-U1 (W300)	16.5	59.53	45.84	16.5	5.5
No.6-U2 (W300)	20.0	55.63	48.77	20.0	6.7
No.4-U1 (W150)	16.0	64.72	48.97	16.0	5.3
No.7-U2 (W150)	20.0	51.68	42.18	20.0	6.7
No.8-U1 (Pile)	15.0	56.05	47.82	15.0	5.0

### 4.3 수평재하시험 결과분석

(1) No.9(Horizon1-W300)

본 말뚝의 경우 그림 4.13과 같이 초기하중재하단계에서 6단계 재하하중인 30.0kN 재하까지는 하중이 증가함에 따라 수평변위량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이나, 7단계 재하단계인 35.0kN 재하부터 최대시험하중단계인 40.0kN 재하까지 급격한 수평변위량의 증가를 보이며, 최대시험하중 단계인 40.0kN에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 40.0kN 재하 시 측정된 수평변위량은 52.76mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류변위량은 32.1mm로 대부분의 수평변위량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한수평하중은 최대재하하중인 40.0kN으로 추정되었으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 13.3kN/본으로 판정하였다.

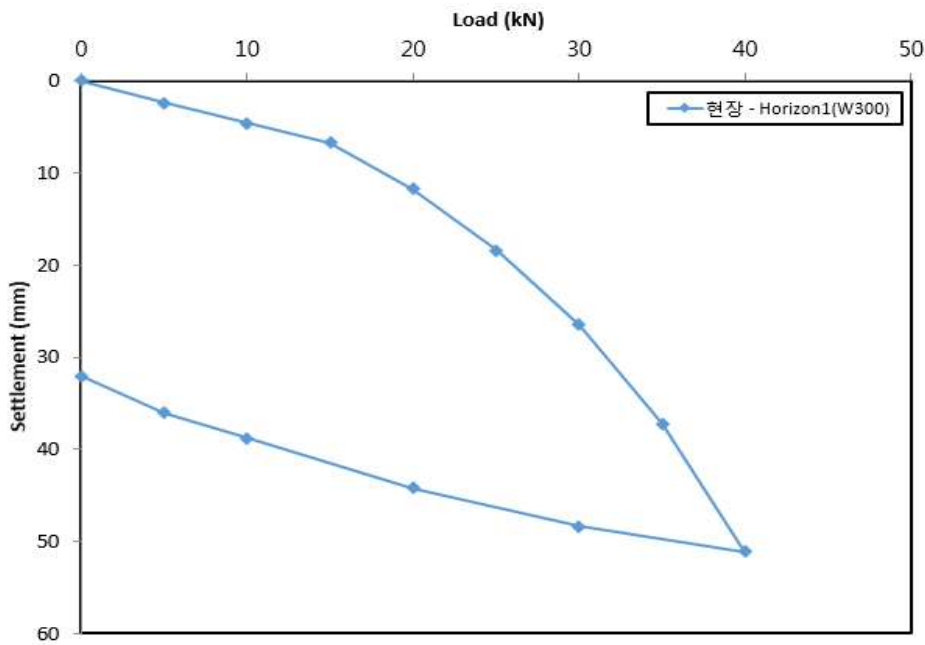


그림 4.13 No.9(Horizon1-W300) 하중-침하량 곡선

(2) No.14(Horizon2-W300)

본 말뚝의 경우 그림 4.13과 같이 초기하중재하단계에서 6단계 재하하중인 30.0kN 재하까지는 하중이 증가함에 따라 수평변위량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이거나, 7단계 재하단계인 35.0kN 재하부터 최대시험하중단계인 45.0kN 재하까지 급격한 수평변위량의 증가를 보이며, 최대시험하중 단계인 45.0kN에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 45.0kN 재하 시 측정된 수평변위량은 53.21mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류변위량은 34.5mm로 대부분의 수평변위량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한수평하중은 최대재하하중인 45.0kN으로 추정되었으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 15.0kN/본으로 판정하였다.

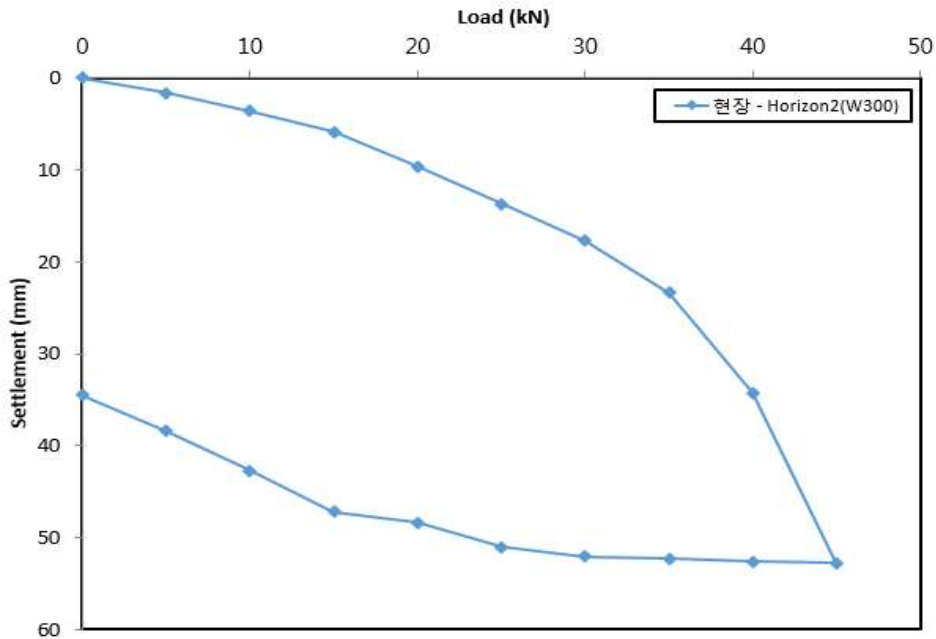


그림 4.14 No.14(Horizon2-W300) 하중-침하량 곡선

(3) No.10(Horizon1-W150)

본 말뚝의 경우 그림 4.15와 같이 초기하중재하단계에서 최대시험하중단계인 30.0kN 재하까지 하중이 증가함에 따라 수평변위량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보였으며, 최대시험하중 단계인 30.0kN에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 30.0kN 재하 시 측정된 수평변위량은 43.73mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류변위량은 30.45mm로 대부분의 수평변위량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한수평하중은 최대재하하중인 30.0kN으로 추정되었으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 10.0kN/본으로 판정하였다.

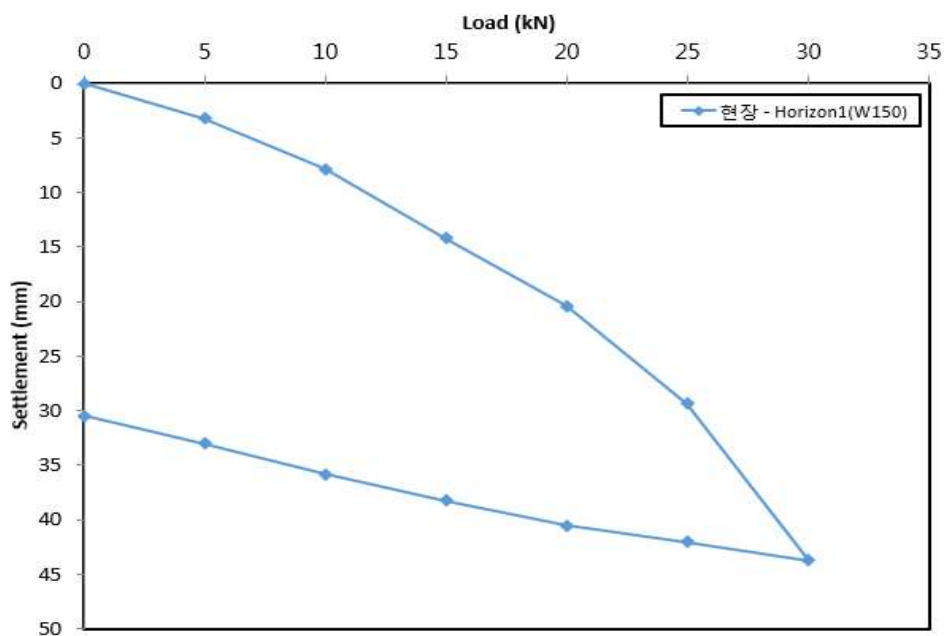


그림 4.15 No.10(Horizon1-W150) 하중-침하량 곡선



(4) No.15(Horizon2-W150)

본 말뚝의 경우 그림 4.16과 같이 초기하중재하단계에서 최대시험하중단계인 30.0kN 재하까지 하중이 증가함에 따라 수평변위량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보였으며, 최대시험하중 단계인 30.0kN에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 30.0kN 재하 시 측정된 수평변위량은 35.42mm를 나타냈으며, 하중제거 후 잔류변위량은 23.23mm로 대부분의 수평변위량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한수평하중은 최대재하하중인 30.0kN으로 추정되었으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 10.0kN/본으로 판정하였다.

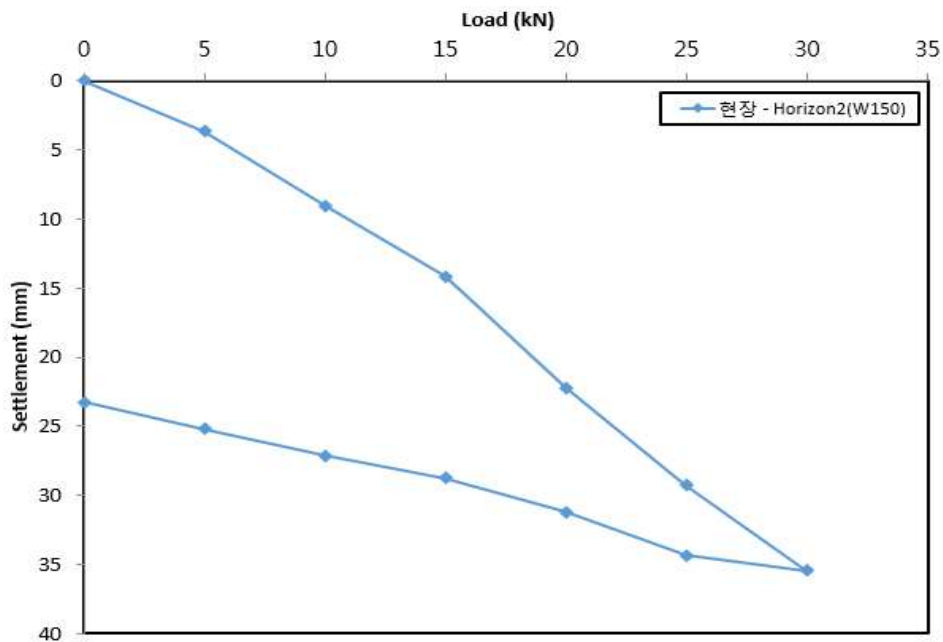


그림 4.16 No.15(Horizon2-W150) 하중-침하량 곡선

(5) No.11(Horizon1-Pile)

본 말뚝의 경우 그림 4.17과 같이 초기하중재하단계에서 2단계 재하하중인 5.0kN 재하까지는 하중이 증가함에 따라 수평변위량도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이나, 3단계 재하단계인 7.5kN 재하부터 최대시험하중단계인 10.0kN 재하까지 급격한 수평변위량의 증가를 보이며, 최대시험하중 단계인 10.0kN에서 이론적인 극한상태에 도달하였다.

최대시험하중 단계인 10.0kN 재하 시 수평변위량은 최대 62.89mm를 나타내었으며, 하중제거 후 잔류변위량은 47.8mm로 대부분의 수평변위량이 잔류되는 소성거동을 보이고 있다.

본 시험말뚝의 경우 극한수평하중은 최대재하하중인 10.0kN으로 추정되었으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 3.3kN/본으로 판정하였다.

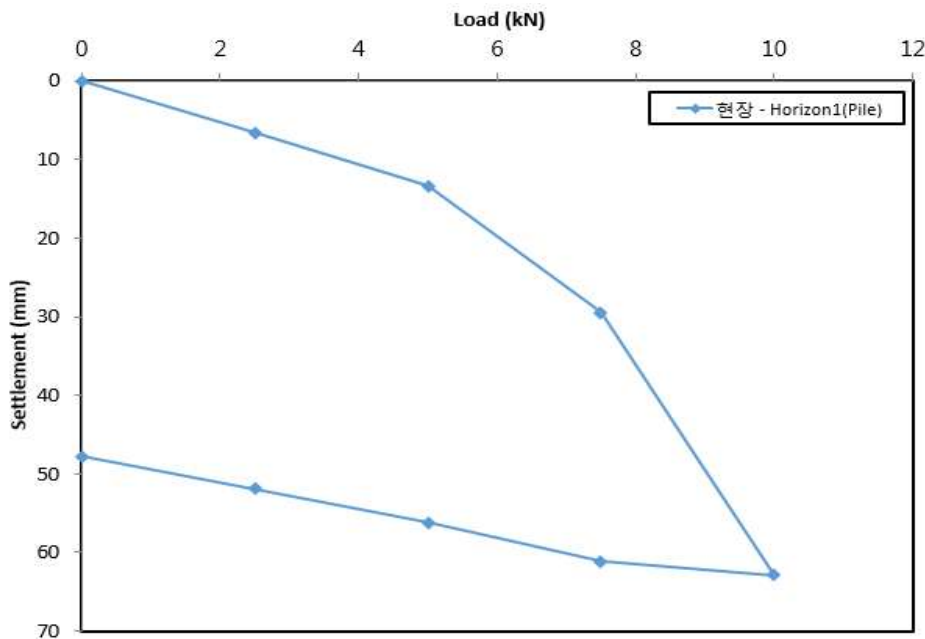


그림 4.17 No.11(Horizon1-Pile) 하중-침하량 곡선

(6) 수평재하시험 결과 요약

수평재하시험의 결과를 요약하면 그림 4.18과 표 4.13과 같다.

No.14(Horizon2-W300)에서 가장 높은 수평저항력을 나타내었으며, 무보강인 No.11(Horizon1-Pile)에서 가장 낮은 수평저항력을 확인하였다.

무보강 말뚝인 No.11의 수평저항력에 비하여 Wing Pile로 보강된 W150에서 약 3배, W300에서 약 4 ~ 4.5배 정도의 높은 수평저항력을 나타내었다. 이는 Wing Pile인 상부 고정지지 말뚝의 날개부분의 면적만큼 수평력에 대한 저항이 나타남에 따라 수평저항력이 높아짐을 확인하였다.

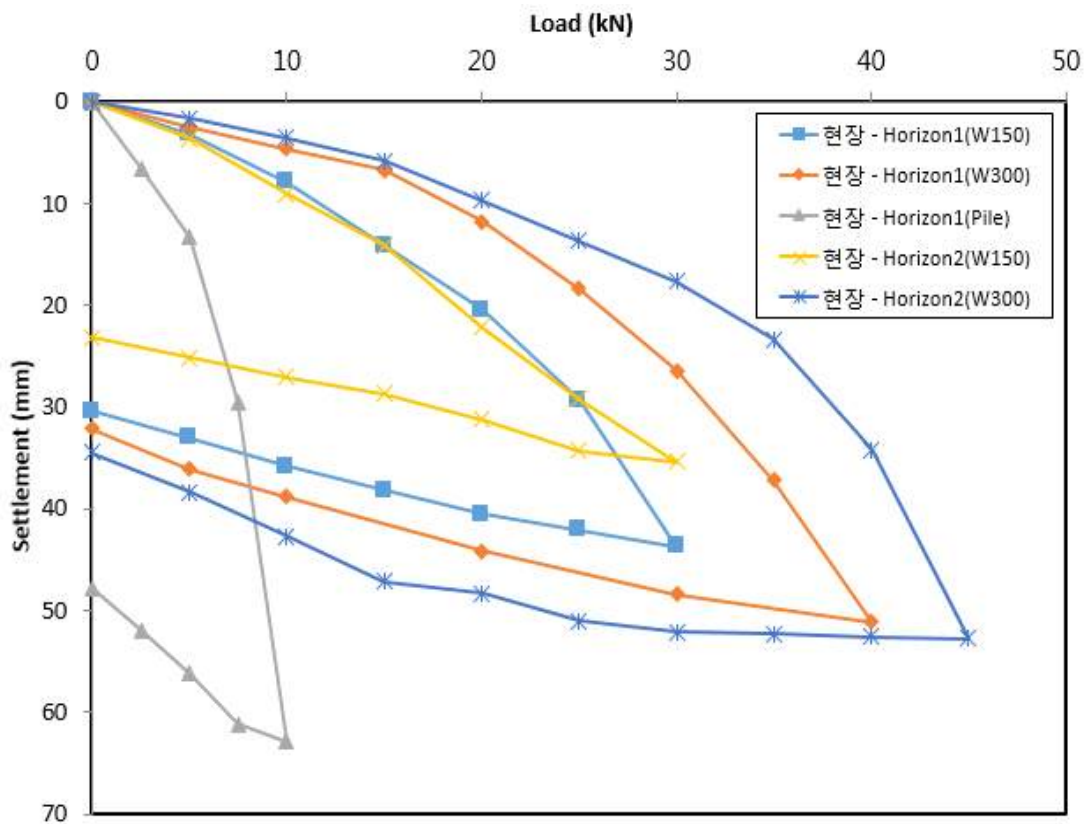


그림 4.18 수평재하시험 결과 비교 분석

표 4.13 수평재하시험 결과 분석

종 류	하 중 (kN)	전체 침하량 (mm)	순 침하량 (mm)	극한하중(FS=3.0)	
				극한 지지력	허용 지지력
No.9-H1 (W300)	40.0	52.76	32.10	40.0	13.3
No.14-H2 (W300)	45.0	53.21	34.50	45.0	15.0
No.10-H1 (W150)	30.0	43.73	30.45	30.0	10.0
No.15-H2 (W150)	30.0	35.42	23.23	30.0	10.0
No.11-H1 (Pile)	10.0	62.89	47.80	10.0	3.3

## 4.4 모멘트시험 결과분석

### (1) No.16(Moment-Pile)

모멘트시험의 경우 말뚝 중심에서 회전판의 끝까지 길이 50cm의 원둘레(157.1cm)를 360°로 하여 모멘트 변위량 cm를 각도로 계산하였다.

무보강 말뚝의 경우 그림 4.19와 같이 초기 모멘트하중재하단계에서 2단계 재하하중인 1.25kN·m 재하까지는 하중이 증가함에 따라 변위각은 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이나, 3단계 재하단계인 1.88kN·m 재하부터 최대시험하중단계인 2.50kN·m 재하까지 급격한 변위각의 증가를 보이며, 최대시험하중 단계인 2.50kN·m에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 2.50kN·m 재하 시 North에서 측정된 변위각은 최대 12°를 나타내었으며, South에서 측정된 변위각은 최대 13.70°로 나타남을 확인하였다.

본 시험말뚝의 경우 극한모멘트는 최대모멘트재하하중인 2.50kN·m으로 추정되었으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 0.83kN·m/본으로 판정하였다.

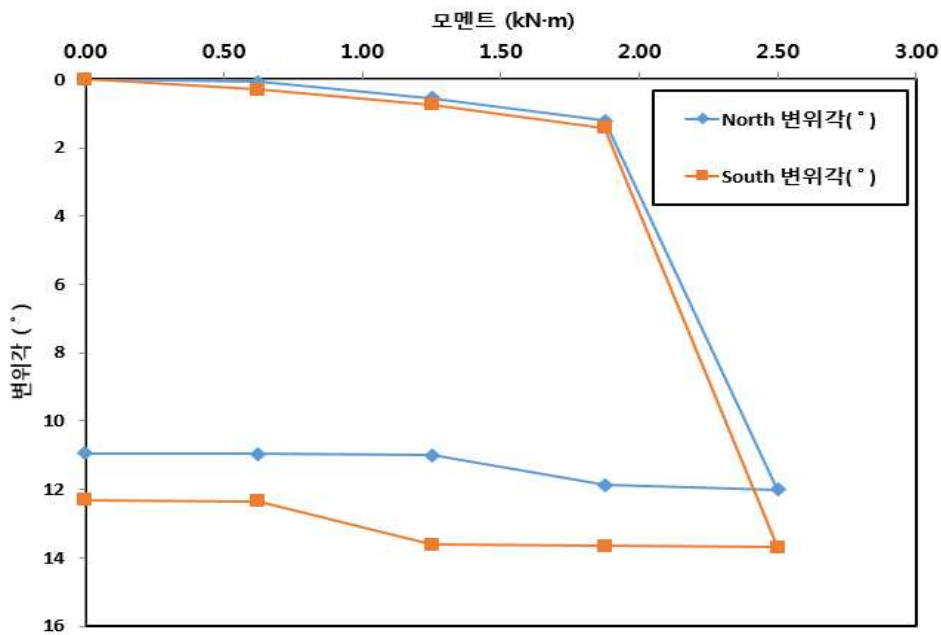


그림 4.19 No.16(Moment-Pile) 모멘트하중-변위각 곡선

(2) No.17(Moment-W300)

W300 보강말뚝의 경우 그림 4.20과 같이 초기 모멘트하중재하단계에서 6단계 재하하중인 7.50kN·m 재하까지는 하중이 증가함에 따라 변위각도 일정하게 증가하는 선형적인 거동을 보이거나, 7단계 재하단계인 8.75kN·m 재하부터 최대시험하중단계인 10.00kN·m 재하까지 급격한 변위각의 증가를 보이며, 최대시험하중 단계인 10.00kN·m 에서 이론적인 극한상태에 도달하였다. 최대시험하중 단계인 10.0kN·m 재하 시 North에서 측정된 변위각은 최대 7.7° 를 나타내었으며, South에서 측정된 변위각은 최대 7.98° 로 나타남을 확인하였다.

본 시험말뚝의 경우 극한모멘트는 최대모멘트재하하중인 10.0kN·m으로 추정되었으며, 안전율(F.S=3.0)을 고려한 허용지지력은 3.33kN·m/본으로 판정하였다.

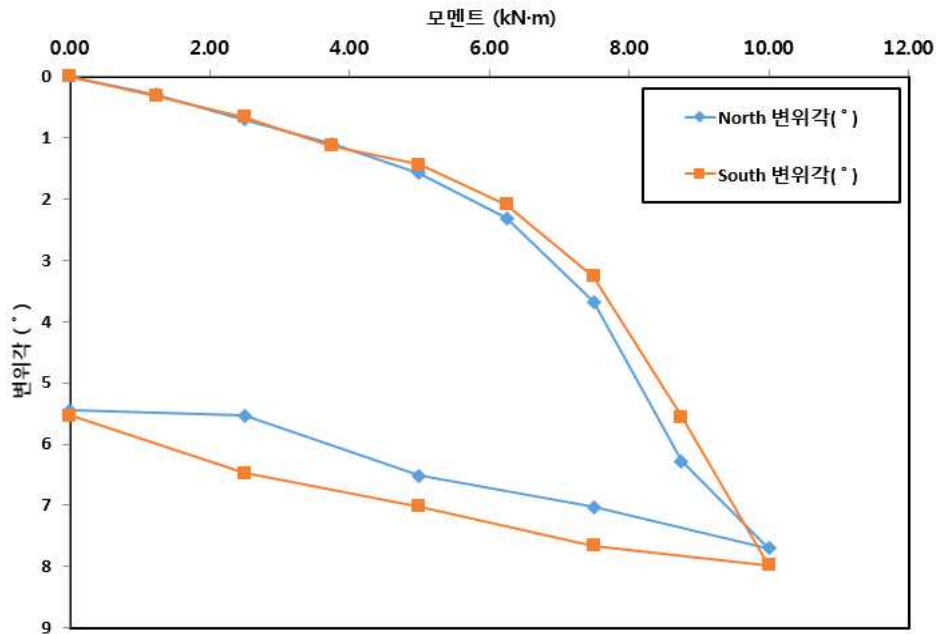


그림 4.20 No.17(Moment-W300) 모멘트하중-변위각 곡선

(3) 모멘트시험 결과요약

모멘트시험의 결과를 요약하면 표 4.14와 같다.

No.17(M-W300)에서 3.33kN·m/본으로 모멘트저항력을 나타내었으며, 무보강인 No.16(M-Pile)에서 0.83kN·m/본으로 모멘트저항력을 확인하였다.

무보강 말뚝인 No.16의 모멘트저항력에 비하여 Wing Pile로 보강된 No.17(M-W300)에서 약 4배 정도의 높은 모멘트저항력을 나타내었다. 이는 Wing Pile 인 상부 고정지지 말뚝의 날개부분의 면적만큼 모멘트에 대한 저항이 나타남에 따라 모멘트저항력이 높아짐을 확인하였다.

**표 4.14 모멘트시험 결과 분석**

종 류		최대 모멘트하중 (kN·m)	변위각 (°)	극한모멘트하중(FS=3.0)	
				극한 지지력 (kN·m)	허용 지지력 (kN·m)
No.16 (Pile)	N	2.50	12.00	2.50	0.83
	S	2.50	13.70	2.50	0.83
No.17 (W300)	N	10.00	7.70	10.00	3.33
	S	10.00	7.98	10.00	3.33

## 4.5 현장시험과 이론식 결과분석

### (1) 압축재하시험 결과 분석

현장시험 결과 측정된 극한지지력은 무보강 말뚝에서 15.0kN, W150으로 보강된 Wing Pile에서 평균 25kN, W300으로 보강된 WIng Pile에서 평균 41.5kN으로 나타났다. 현장시험을 수행한 지반조건은 연약한 퇴적토(점토), 퇴적토(실트)에 5m 관입조건이므로 이에 따른 지반물성치는  $c_u$ (비배수점착력)에 의해 주면마찰력과 선단지지력이 결정된다. 하지만 본 연구에서는 현장 지반물성시험을 수행하지 않았기 때문에 참고문헌결과를 이용하여 퇴적토(점토)에서의  $c_u = 25 \text{ kN/m}^2$ , 퇴적토(실트)에서의  $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ 로 산정하여 이론식과 비교 분석하였다.

적용된 이론식은 정역학적 지지력 공식을 이용하였으며, 점성토 지반에서 단위면적당 선단지지력은 식 (4.1)과 같이 적용할 수 있다.

$$q_p = c_u \times Nc^* = 9 \times c_u \quad (4.1)$$

여기서, 지지력계수인  $Nc$ 는 점토지반일 경우 9를 적용한다.

또한 점성토 지반에서 단위면적당 주면마찰력은  $\alpha$ (전응력 방법),  $\beta$ (유효응력 방법),  $\lambda$ (전응력 + 유효응력 방법)을 이용하여 구할 수 있는데 본 연구에서 적용한 방법은  $c_u$ 를 이용하여 구할 수 있는  $\alpha$ 방법을 이용하여 단위면적당 주면마찰력을 산정하였다. 식 (4.2)는 단위면적당 주면마찰력을 산정한 공식이다.

$$f_s = \alpha \times c_u \quad (4.2)$$

여기서,  $\alpha$ 계수는  $c_u$ 가  $50 \text{ kN/m}^2$ 보다 작은 점토인 경우 1.0을 적용한다.

따라서 다음과 같은 조건으로 정역학적 극한지지력을 산정해보면 표 4.15와 같다.



표 4.15 이론식에 의한 극한지지력 결과 분석

구 분		단위면적당 지지력( $kN/m^2$ )		윤변 ( $m^2$ )	단면적 ( $m^2$ )	결과 ( $kN$ )
		선단	주면			
무 보 강	$Q_{s1}$	-	25	0.48	-	12
	$Q_{s2}$	-	50	0.65	-	32.5
	$Q_p$	450	-	-	$8.1 \times 10^{-3}$	3.65
	$Q_u$	$12 + 32.5 + 3.65 = 48.15kN > 15.0kN$ (현장실험 결과)				
W150 보강	$Q_{s1}$	-	25	0.57	-	14.25
	$Q_{s2}$	-	50	0.65	-	32.5
	$Q_p$	450	-	-	$8.1 \times 10^{-3}$	3.65
	$Q_u$	$14.25 + 32.5 + 3.65 = 50.40kN > 25kN$ (현장실험 결과)				
W300 보강	$Q_{s1}$	-	25	0.78	-	19.5
	$Q_{s2}$	-	50	0.65	-	32.5
	$Q_p$	450	-	-	$8.1 \times 10^{-3}$	3.65
	$Q_u$	$19.5 + 32.5 + 3.65 = 55.65kN > 41.5kN$ (현장실험 결과)				

정역학적 지지력 이론식에 의한 극한지지력 결과, 무보강 말뚝일 경우  $48.15kN$ , W150으로 보강된 Wing Pile의 경우  $50.40kN$ , W300으로 보강된 Wing Pile의 경우  $55.65kN$ 으로 나타났다. 현장시험결과와 비교 분석한 결과 무보강 말뚝일 경우 약 3배, W150으로 보강된 Wing Pile의 경우 약 2배, W300으로 보강된 Wing Pile의 경우 1.34 배로 대부분 이론식에 의한 극한지지력 값이 상당히 큰 것으로 나타났다.

이는 현장의 지반조건, 시공여건 등의 환경적인 요소와 깊이별  $c$ ,  $\phi$ 와 같은 지반 물성치를 정확하게 예측, 측정하기 어렵기 때문에 발생한 결과의 차이로 판단된다. 그러나 현장 압축재하시험과 정역학적 지지력 이론식 모두 보강된 Wing의 크기가 클수록

높은 극한지지력을 나타내어 보강크기에 따른 지지력이 상승하는 경향들을 확인할 수 있었다. 또한 인발력은 대부분 주변마찰력에 의해 결정되므로 상기의 이론식에서 선단 지지력만 제외하면 되므로 인발재하시험 분석은 생략하였다.

## (2) 수평재하시험 결과 분석

현장시험 결과 측정된 수평 극한지지력은 무보강 말뚝에서 10.0kN, W150으로 보강된 Wing Pile에서 평균 30.0kN, W300으로 보강된 Wing Pile에서 평균 42.5kN으로 나타났다.

외말뚝의 수평지지력은 수평재하시험을 통하여 결정하는 것이 가장 신뢰성 있는 방법이나, 탄성지반반력법, 극한평형법 등과 같은 해석적 방법, 프레스미터 결과를 이용하여 추정하는 방법으로 구할 수 있다. 본 연구에서는 적용한 이론식은 가장 많이 사용되는 탄성지반반력법(Reese and Matlock, 1975), 극한평형법(Broms, 1964)과 허용변위에 의한 방법(Chang, 1937)을 적용하여 결정하고자 하였다.

극한평형법의 경우 먼저 긴 말뚝인지 짧은 말뚝인지 표 2.5와 같이 판정하여야 한다. 따라서 식 (4.3)과 같이  $\beta$ 값을 결정하였다.

$$\beta = \left( \frac{k_h D_B}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}} (cm^{-1}) \quad (4.3)$$

여기서,  $k_h$  : 수평지반반력계수( $kN/cm^3$ ) 이다.

수평방향의 지반반력계수  $k_h$ 는 점성토일 경우 식 (4.4)와 같이 결정할 수 있다.

$$k_{h0} = \frac{n_1 n_2 80 q_u}{D} \quad (4.4)$$

여기서,  $q_u$  : 점성토 지반의 일축압축강도( $kN/m^2$ )

D : 말뚝의 직경(m)

$n_1, n_2$  : 경험적 계수

점성토 지반의 일축압축강도는  $50kN/m^2$ ,  $n_1$ 는 일축압축강도 계수로서 0.36으로 결정하였고,  $n_2$ 는 강관재질로서 1.00으로 결정할 수 있었으며,  $k_h = 8,000kN/m^3$ (Soft)로

결정되었다. 따라서  $\beta = 8.10\text{cm}^{-1}$ 이며,  $L \cdot \beta = 49.38 > 2.25$ 로 긴 말뚝에 해당된다.

1) 무보강 말뚝의 결과 분석

표 4.16과 같이 탄성지반반력법의 경우  $9.41\text{kN}$ , 극한평형법은  $15.40\text{kN}$ , 허용변위법은  $5.43\text{kN}$ 으로 현장재하시험과 가장 유사한 결과는 탄성지반반력법으로 나타났으며, 극한평형법은 과대, 허용변위법은 과소하게 나타났다.

**표 4.16 무보강 말뚝의 이론식에 의한 수평지지력 결과 분석**

구 분		산정식	비 고
탄성지반 반력법	상대 강성계수 (T)	$T = \left(\frac{EI}{k_h}\right)^{1/5}$ $= \left(\frac{21000 \times 547}{0.8}\right)^{1/5} = 27$	
	수평지지력	$Q_u = \frac{y \times EI}{F_y \times T^3}$ $= \left(\frac{1.5 \times 21000 \times 547}{0.93 \times 27^3}\right)^2 = 9.41\text{ kN}$	$y$ :말뚝의 허용 수평변위(cm) $F_y$ :편향계수
극한평형법	긴말뚝 수평지지력	$Q_u = 2.38 \left(\frac{My}{k_p D^4 \sigma'}\right)^{2/3} \times k_p D^3 \sigma'$ $= 2.38 \left(\frac{Z_p (\sigma_y - P/A)}{k_p D^4 \sigma'}\right)^{2/3} \times k_p D^3 \sigma'$ $= 2.38 \left(\frac{122(2400 - 1/81.0)}{1 \times 9^4 \times 5.57}\right)^{2/3} \times 9^3 \times 5.57$ $= 15.40\text{kN}$	$Z_p$ :단면계수 $\sigma_y$ :말뚝 항복강도 $\sigma'$ :유효응력 P:수직하중 $k_p$ :수동토압
허용변위법	말뚝의 특성치( $\beta$ )	$\beta = \frac{k_h D}{(4EI)^{0.25}}$ $= \frac{0.8 \times 9}{(4 \times 21000 \times 547)^{0.25}} = 0.0198\text{cm}^{-1}$	
	수평지지력	$Q_u = \frac{k_h D \delta}{\beta}$ $= \frac{0.8 \times 9 \times 1.5}{0.0198} = 5.43\text{ kN}$	

## 2) W150으로 보강된 Wing Pile의 결과 분석

표 4.17과 같이 탄성지반반력법의 경우 13.3kN, 극한평형법은 24.3kN, 허용변위법은 7.96kN으로 현장재하시험과 가장 유사한 결과는 극한평형법으로 나타났으며, 나머지는 모두 과소하게 나타났다.

**표 4.17 W150으로 보강된 Wing Pile의 이론식에 의한 수평지지력 결과 분석**

구 분		산정식	비 고
탄성지반 반력법	상대 강성계수 (T)	$T = \left(\frac{EI}{k_h}\right)^2$ $= \left(\frac{21000 \times 1311}{0.8}\right)^{1/5} = 32.2$	
	수평지지력	$Q_u = \frac{y \times EI}{F_y \times T^3}$ $= \left(\frac{1.5 \times 21000 \times 1311}{0.93 \times 32.2^3}\right)^2 = 13.3 kN$	y:말뚝의 허용 수평변위(cm) F <sub>y</sub> :편향계수
극한평형법	긴말뚝 수평지지력	$Q_u = 2.38 \left(\frac{My}{k_p D^4 \sigma'}\right)^{2/3} \times k_p D^3 \sigma'$ $= 2.38 \left(\frac{Z_p (\sigma_y - P/A)}{k_p D^4 \sigma'}\right)^{2/3} \times k_p D^3 \sigma'$ $= 2.38 \left(\frac{234(2400 - 1/125.4)}{1 \times 11.2^4 \times 4.37}\right)^{2/3} \times 11.2^3 \times 4.37$ $= 24.3 kN$	Z <sub>p</sub> :단면계수 σ <sub>y</sub> :말뚝 항복강도 σ':유효응력 P:수직하중 k <sub>p</sub> :수동토압
허용변위법	말뚝의 특성치(β)	$\beta = \frac{k_h D}{(4EI)^{0.25}}$ $= \frac{0.8 \times 11.2}{(4 \times 21000 \times 1311)^{0.25}} = 0.0169 cm^{-1}$	
	수평지지력	$Q_u = \frac{k_h D \delta}{\beta}$ $= \frac{0.8 \times 11.2 \times 1.5}{0.0169} = 7.96 kN$	

## 3) W300으로 보강된 Wing Pile의 결과 분석

표 4.18과 같이 탄성지반반력법의 경우 19.49kN, 극한평형법은 39.9kN, 허용변위법은 12.06kN으로 현장재하시험과 가장 유사한 결과는 극한평형법으로 나타났으며, 나머지는 모두 과소하게 나타났다.

**표 4.18 W300으로 보강된 Wing Pile의 이론식에 의한 수평지지력 결과**

구 분		산정식	비 고
탄성지반 반력법	상대 강성계수 (T)	$T = \left(\frac{EI}{k_h}\right)^{1/5}$ $= \left(\frac{21000 \times 3388}{0.8}\right)^{1/5} = 38.9$	
	수평지지력	$Q_u = \frac{y \times EI}{F_y \times T^3}$ $= \left(\frac{1.5 \times 21000 \times 3388}{0.93 \times 38.9^3}\right)^2 = 19.49 kN$	y:말뚝의 허용 수평변위(cm) F <sub>y</sub> :편향계수
극한평형법	긴말뚝 수평지지력	$Q_u = 2.38 \left(\frac{My}{k_p D^4 \sigma'}\right)^{2/3} \times k_p D^3 \sigma'$ $= 2.38 \left(\frac{Z_p (\sigma_y - P/A)}{k_p D^4 \sigma'}\right)^{2/3} \times k_p D^3 \sigma'$ $= 2.38 \left(\frac{477(2400 - 1/201.6)}{1 \times 14.2^4 \times 3.96}\right)^{2/3} \times 14.2^3 \times 3.96$ $= 39.9 kN$	Z <sub>p</sub> :단면계수 σ <sub>y</sub> :말뚝 항복강도 σ':유효응력 P:수직하중 k <sub>p</sub> :수동토압
허용변위법	말뚝의 특성치(β)	$\beta = \frac{k_h D}{(4EI)^{0.25}}$ $= \frac{0.8 \times 14.2}{(4 \times 21000 \times 3388)^{0.25}} = 0.0141 cm^{-1}$	
	수평지지력	$Q_u = \frac{k_h D \delta}{\beta}$ $= \frac{0.8 \times 14.2 \times 1.5}{0.0141} = 12.06 kN$	

## 제 5 장 현장시험말뚝의 수치해석

### 5.1 개요

#### 5.1.1 수치해석 개요

각 현장시험말뚝 조건에 맞게 수치모델링을 설정하였다.

본 연구를 통하여 개발된 하부말뚝과 Wing Pile의 단면 제원을 따른 시험말뚝의 형상과 현장지반을 고려하였다. 현장 지반의 경우 지반조사보고서와 경험식, 참고문헌을 토대로 지반물성치를 산정하였다.

본 조사에서는 2개소(NX)의 시추조사를 실시하였으며, 상부로부터 대략 매립층, 퇴적층(충적층), 풍화토층 순으로 비교적 단순한 지층구조로 분포하고 있었으며, 공내지하수위를 측정한 결과, 지하수위는 지표하 0.0m로 매립층에 분포하는 것으로 나타나 이와 유사한 지반조건을 고려하여 수치해석을 수행하였다.

#### 5.1.2 해석 프로그램

해석은 단독말뚝의 해석기법으로 널리 사용되고 있는 Lpile Plus 4.0(Reese and Wang, 2000)을 이용하여 해석을 수행하였다. 횡방향 해석은 Resse 등(2007)이 제안한 말뚝 두부에서의 하중-변위 관계를 통해 해석하였다.

##### 1) 탄소성 해석

선형탄성 해석이 변형성(Deformability)만을 다루는 것이라면, 탄소성 해석은 안정성(Stability)과 변형성을 모두 고려한다고 할 수 있다. 지반 문제에서 안정성은 일반적으로 전단강도에 의하여 결정되며, 변형성은 탄성특성과 전단강도특성 모두에 의해 결정된다. 주어진 하중이 지반의 전단강도에 비하여 커지게 되면, 지반에서는 소성상태에 도달하는 영역이 발생하고 소성영역이 발생했다고 해서 반드시 불안정하다고 볼 수는 없다. 왜냐하면, 탄성영역에 포위된 소성영역(Confined yield zone)은 파괴면을 형성하지 않고, 이러한 국부적인 파괴가 반드시 지반구조의 전체적인 파괴로 발전하지는 않

기 때문이다.

주어진 하중에 대하여 변위가 발생하면 누적된 전체 변위로부터 구한 총 변형률은 탄성변형률과 소성변형률의 합이라고 볼 수 있다.

$$\epsilon = \epsilon_E + \epsilon_P \quad (5.1)$$

여기서,  $\epsilon$  : 총 변형률

$\epsilon_E$  : 탄성 변형률

$\epsilon_P$  : 소성 변형률

그리고 수식 구성을 위하여 다음과 같은 기본 개념들이 사용된다.

- A. 소성변형의 시작을 규정하기 위한 항복 조건(Yield criteria)
- B. 소성변형을 정의하기 위한 흐름 법칙(Flow rule)
- C. 변형경화를 정의하기 위한 경화 법칙(Hardening rule)

## 2) 항복조건

탄성 응답의 영역에 대한 경계를 정의하는 항복함수(혹은 재하함수) F는 식 (5.2)와 같다.

$$F(\sigma, \epsilon_P, k) = \sigma_c(\sigma, \epsilon_P) - k(\epsilon_P) \leq 0 \quad (5.2)$$

여기서,  $\sigma$  : 현재의 응력도

$\sigma_c$  : 등가(Equivalent) or 유효(Effective) 응력도

$k$  :  $\epsilon_P$ 의 함수인 경화인자

$\epsilon_P$  : 등가(Equivalent) 소성 변형도

소성이론에서 항복함수의 값이 양이 되는 응력도 상태는 존재할 수 없다. 항복이 발생하면 응력도 상태는 항복함수가 '0(zero)'으로 감소될 때까지 소성변형도를 축적함으로써 수정되어야 하며, 이러한 수정과정을 소성보정(Plastic corrector)단계 혹은 회귀 사상(Return mapping)이라고 한다.

### 3) 흐름법칙

흐름법칙을 이용하여 소성변형을 정의하면 식 (5.3)과 같다.

$$d\epsilon_p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} = d\lambda b \quad (5.3)$$

여기서,  $\frac{\partial g}{\partial \sigma}$  : 소성 변형의 방향

$d\lambda$  : 소성 변형의 크기를 정의하는 소성계수

일반적으로 응력불변량(Stress invariant)의 향으로 정의된다. 그리고 소성 포텐셜 함수  $g$ 가 항복함수  $F$ 와 같으면, 즉  $g=F$ 이면 ‘연속흐름(Associated flow) 법칙’이라 하고,  $g \neq F$ 이면 ‘비관련흐름(Non-associated flow) 법칙’이라고 한다.



## 5.2 수치해석 모델링

### 5.2.1 지반의 물성치 산출

전북 부안군 도로공사현장은 퇴적층(점토), 퇴적층(실트), 퇴적층(모래), 퇴적층(자갈), 풍화토로 비교적 단순한 지층구조로 분포하고 있으며, 원지반이 매우 연약하였다.

Lpile 프로그램에서는 지층마다 p-y 곡선 모델에 따른 지층구성을 하도록 되어 있다. 따라서 퇴적토 중 실트, 점토 지반은 Soft Clay(Matlock 모델)로 선택하여 단위중량, 점착력, 탄성계수, Strain factor에 대한 지반 물성치를 선정하였으며, 퇴적토 중 모래, 자갈, 풍화토 지반은 Sand(Reese 모델)로 선택하여 단위중량, 내부마찰각, 탄성계수, 수평반력계수( $k_h$ )에 대한 지반 물성치를 표 5.1과 같이 선정하였다.

사용된 지반 물성치는 Lpile 매뉴얼, 지반조사보고서, 경험식 및 참고문헌을 바탕으로 산정하였다.

표 5.1 수평하중에 의한 Wing Pile 거동분석에 적용된 물성치

구 분	퇴적토 (실트)	퇴적토 (점토)
$\gamma_t$ ( $kN/m^3$ )	17	17
$c$ ( $kN/m^2$ )	25	50
$\phi$ ( $^\circ$ )	-	-
$E$ ( $kN/m^2$ )	10,000	8,500
Strain factor	0.02	0.01
$k_h$ ( $kN/m^3$ )	-	-

## 5.2.2 해석조건

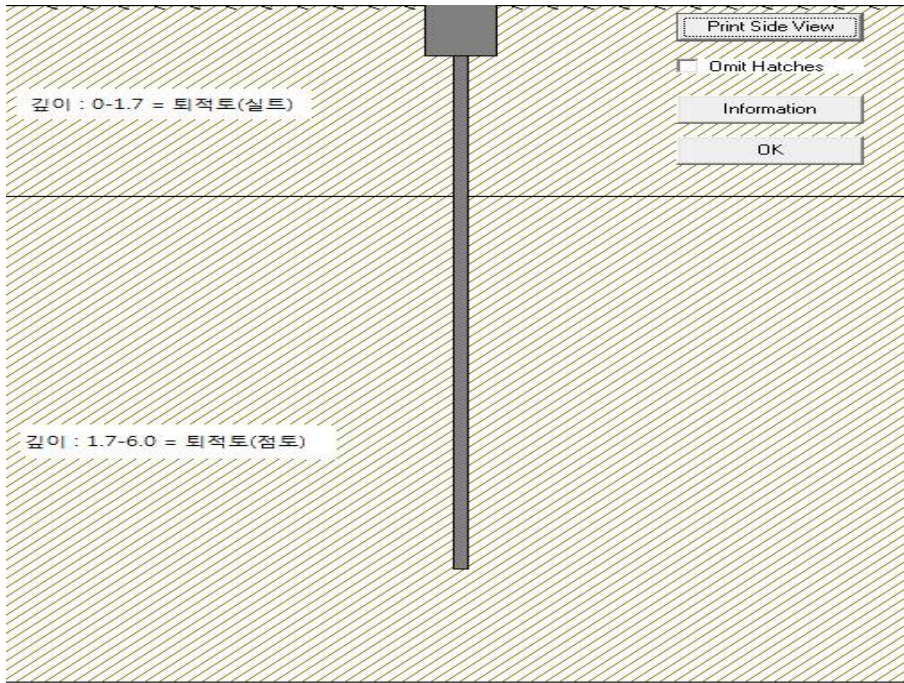
모델링 된 강관말뚝 가로 × 세로는 90mm × 90mm로 지표면에서부터 5m 시공을 수행한 것으로 표현하였으며, 지층구조는 BH-1을 기준으로 모델링하였다.

수치해석모델은 2D로 모델링을 하였으며, 경계는 가로 15m × 깊이 15m로 경계를 사용하였다. Wing Pile은 Wing 날개의 크기만큼 말뚝을 변단면으로 판단하고 지름, 단면2차모멘트, 면적, 탄성계수를 수정하여 해석을 수행하였다. 또한 시험말뚝의 주변에 있는 말뚝은 영향범위에 없기 때문에 단일 말뚝으로 모델링하였고, 무보강 말뚝, W150과 W300으로 보강된 Wing Pile에 강관말뚝의 자중과 현장시험에서 사용한 10, 20, 30, 40, 50kN을 두부에서 X방향으로 수평하중을 적용하여 수평하중에 따른 변위, 반력, 모멘트 및 깊이(0, 0.2, 0.4, 1, 5m)에 따른 p-y곡선 결과를 비교·분석하였다.

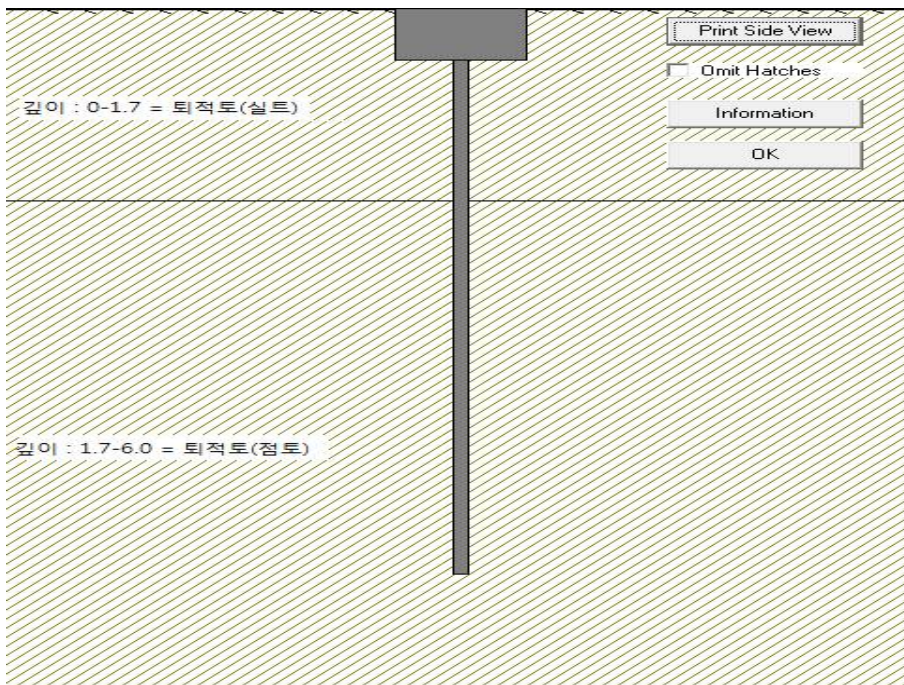
그림 5.1은 해석에 사용된 지반 모델링 및 무보강, W150과 W300으로 보강된 Wing Pile의 모습을 나타내었다.



(a) 무보강 Pile



(b) W150으로 보강된 Wing Pile



(c) W300으로 보강된 Wing Pile

그림 5.1 해석조건에 따른 모델링 모습

## 5.3 수치해석 결과

수치해석 결과를 분석하여 Wing Pile의 거동을 평가하였다.

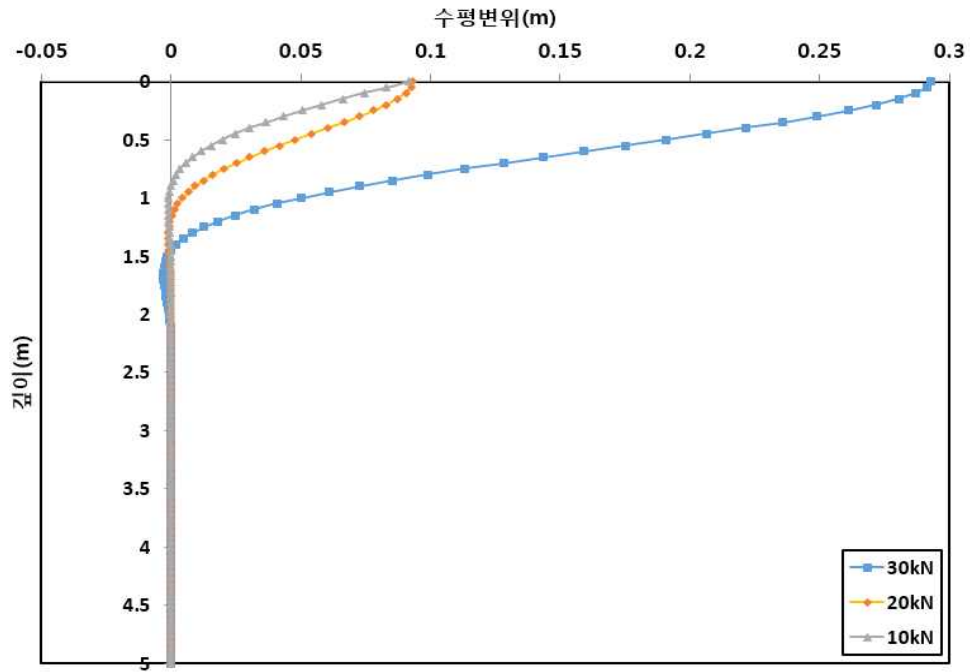
### (1) 수평하중에 따른 변위 분석 결과

무보강의 경우 그림 5.2(a)와 같이 수평하중 40kN, 50kN에서는 수평변위가 지나치게 크게 나타나 프로그램해석 수행시 오류가 나타나 최대 수평하중을 30kN까지 나타내었으며, 최대 수평하중 30kN일 때 상부 지표면에서 29.29cm로 나타남을 확인하였다.

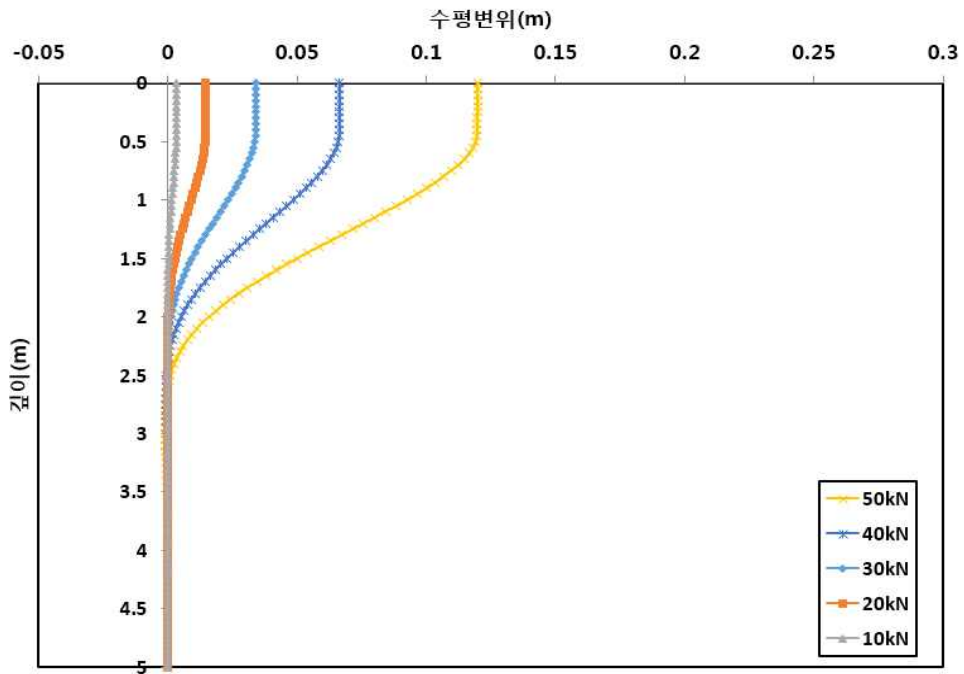
W150으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.2(b)와 같이 최대 수평하중 50kN일 때 상부 지표면에서 11.98cm, 수평하중 30kN일 때 3.3cm로 나타났다. 또한 W300으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.2(c)와 같이 최대 수평하중 50kN일 때 상부 지표면에서 9.05cm, 수평하중 30kN일 때 2.7cm로 수평변위가 발생하였다. 수평하중 30kN일 때 대부분 2m 부분에서 변위가 시작되어  $1/\beta$ 심도가 약 2m 부근임을 확인할 수 있었다.

이는 Wing Pile인 상부 고정지지 말뚝의 날개부분이 수평재하 시 날개 면적만큼 수평저항으로 인하여 수평변위를 감소시키는 것으로 판단되며, 수평하중 30kN일 경우 무보강 말뚝의 수직변위에 비하여 Wing Pile로 보강된 W150에서는 약 8.8배, W300에서 약 11배 정도의 높은 수평저항력이 나타났다.

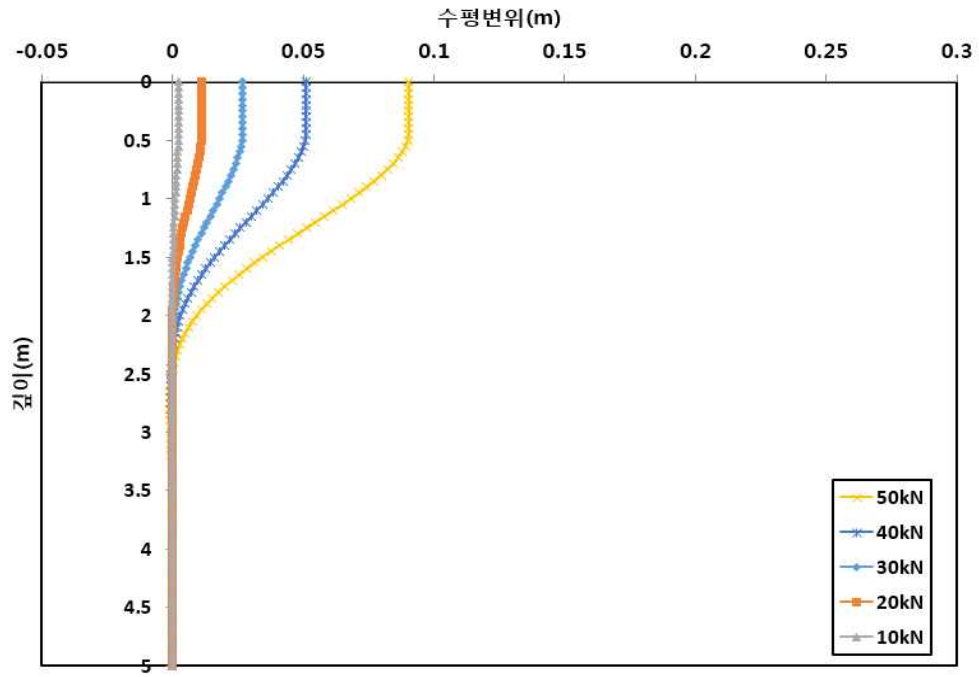




(a) 무보강 Pile



(b) W150으로 보강된 Wing Pile



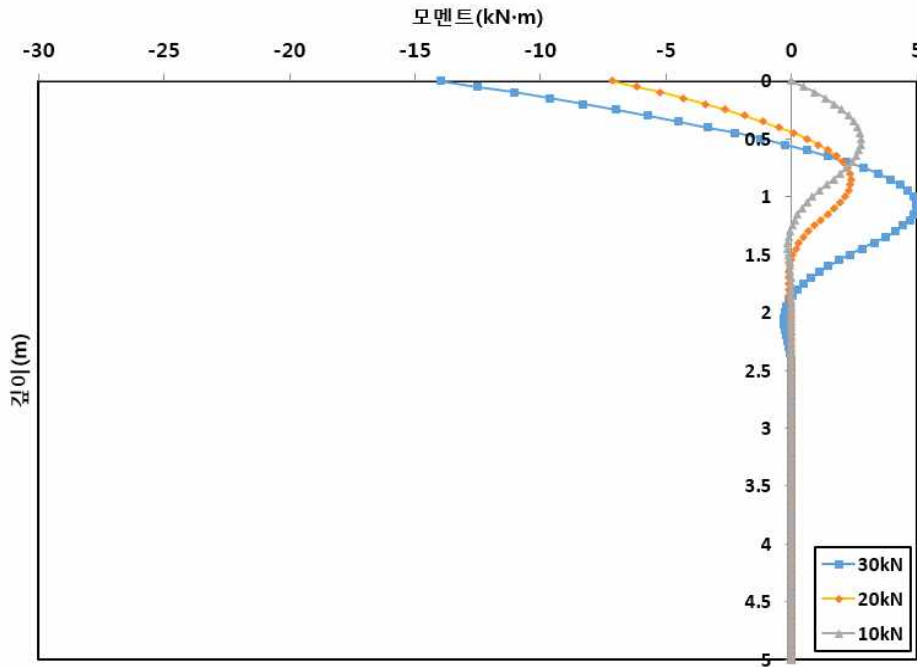
(c) W300으로 보강된 Wing Pile

그림 5.2 수평하중에 따른 수치해석 결과

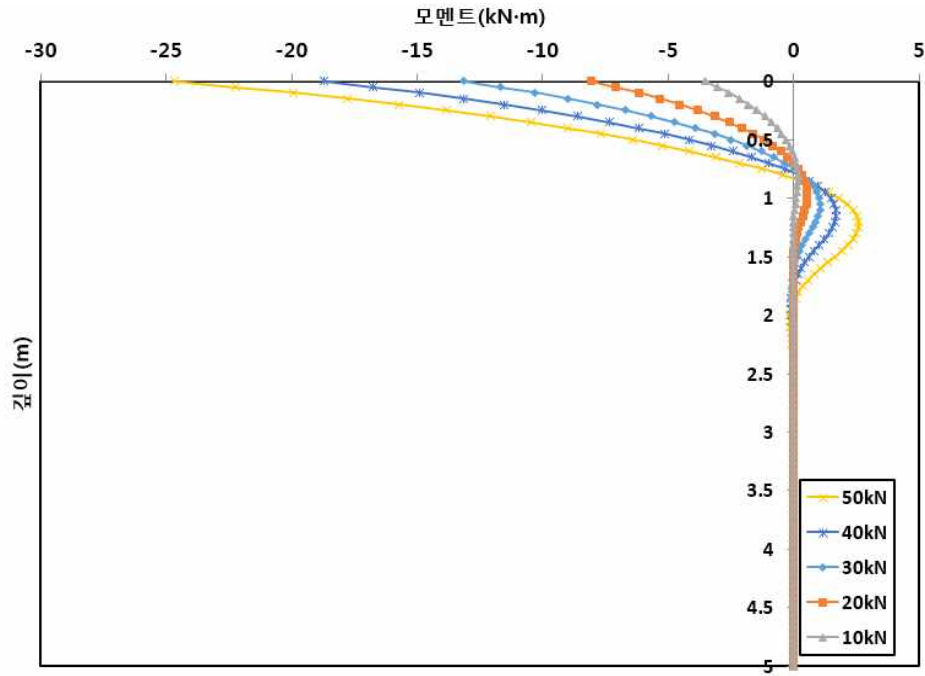
(2) 깊이에 따른 모멘트 분석 결과

무보강의 경우 그림 5.3(a)와 같이 최대 수평하중 30kN일 때 지표면에서 가장 높은 -13.99kN·m의 모멘트가 나타났으며, W150으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.3(b)와 같이 최대 수평하중 50kN일 때 지표면에서 가장 높은 -24.68kN·m, 수평하중 30kN일 때 -13.14N·m의 모멘트가 나타났다. 또한 W300으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.3(c)와 같이 최대 수평하중 50kN일 때 지표면에서 가장 높은 -21.57kN·m, 수평하중 30kN일 때 -11.54N·m의 모멘트가 나타났다.

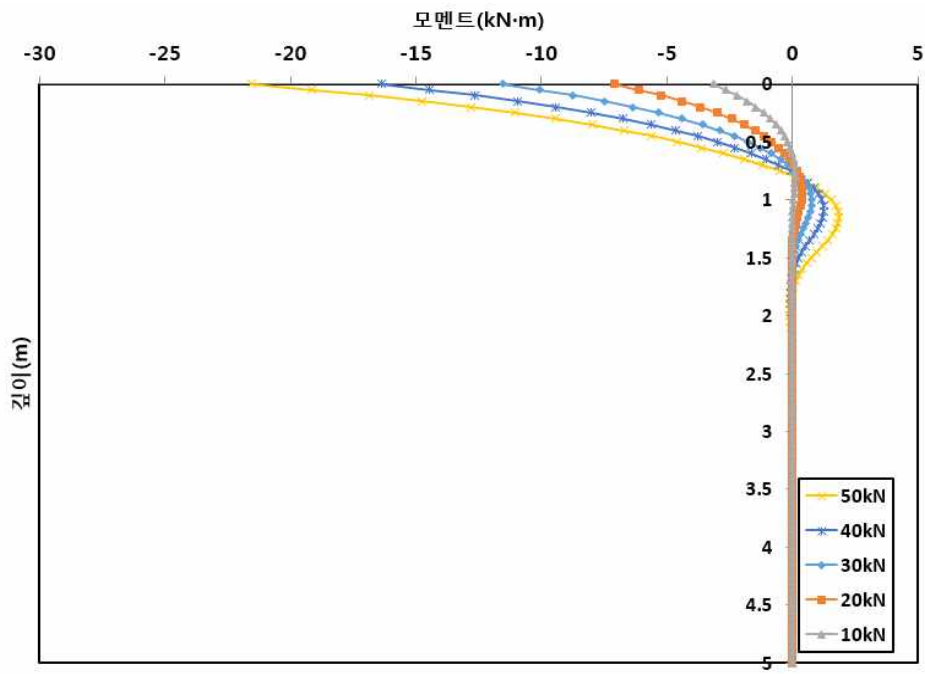
이는 Wing Pile인 상부 고정지지 말뚝의 날개부분의 면적만큼 모멘트에 대한 저항이 나타남에 따른 결과임을 확인할 수 있었으며, 또한 모멘트 발생 깊이는 수평하중 30kN일 때 무보강의 경우는 2.4m, W150으로 보강된 Wing Pile의 경우 1.5m, W300으로 보강된 Wing Pile의 경우 1.4m로 Wing Pile로 보강된 말뚝일수록 모멘트 발생 깊이는 지표면과 가깝게 나타남을 알 수 있었다.



(a) 무보강 Pile



(b) W150으로 보강된 Wing Pile



(c) W300으로 보강된 Wing Pile

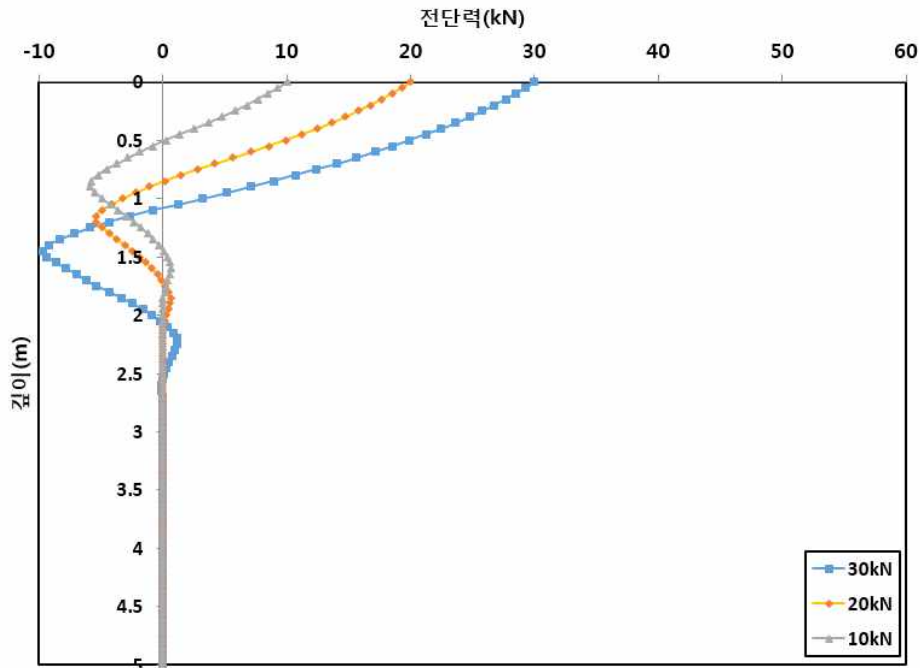
그림 5.3 모멘트에 따른 수치해석 결과



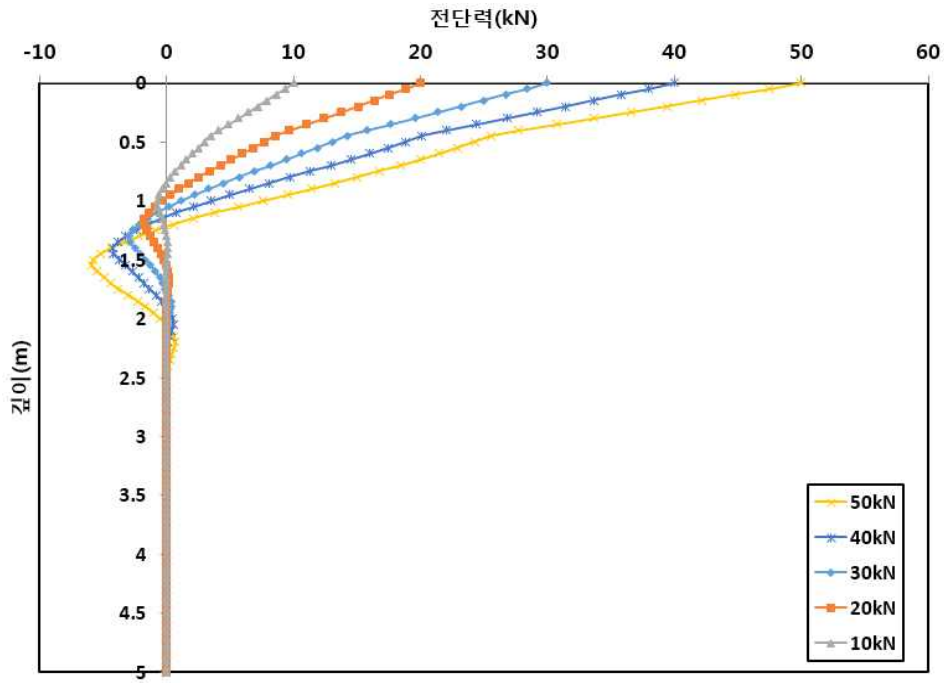
(3) 깊이에 따른 전단력 분석 결과

무보강의 경우 그림 5.4(a)와 같이 최대 수평하중 30kN일 때 지표면에서 가장 높은 30kN의 전단력이 나타났으며, W150으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.4(b)와 같이 최대 수평하중 50kN일 때 지표면에서 가장 높은 50kN, 수평하중 30kN일 때 30N의 전단력이 나타났다. 또한 W300으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.4(c)와 같이 최대 수평하중 50kN일 때 지표면에서 가장 높은 50kN, 수평하중 30kN일 때 30N의 전단력이 나타났다.

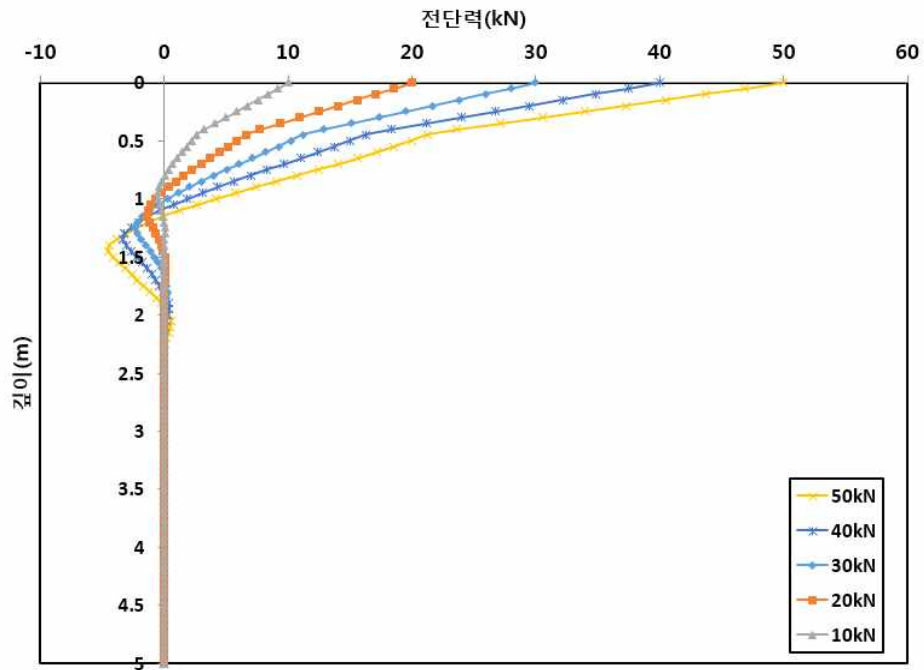
그림 5.4(a), (b), (c)와 같이 수평하중 30kN일 때 30kN의 전단력이 모두 동일하게 나타났다. 그러나 깊이에 따른 전단력의 경우 무보강은 2.5m 깊이, W150으로 보강된 Wing Pile은 2.0m 깊이, W300으로 보강된 Wing Pile은 1.5m 깊이에서 전단력이 나타났다.



(a) 무보강 Pile



(b) W150으로 보강된 Wing Pile



(c) W300으로 보강된 Wing Pile

그림 5.4 전단력에 따른 수치해석 결과

(4) 깊이에 따른 p-y 곡선 분석 결과

p-y곡선 분석은 각 지층에 해당하는 깊이 0m, 0.45m, 1m, 5m를 지정하여 깊이에 따른 하중-변위곡선을 확인하고자 하였다.

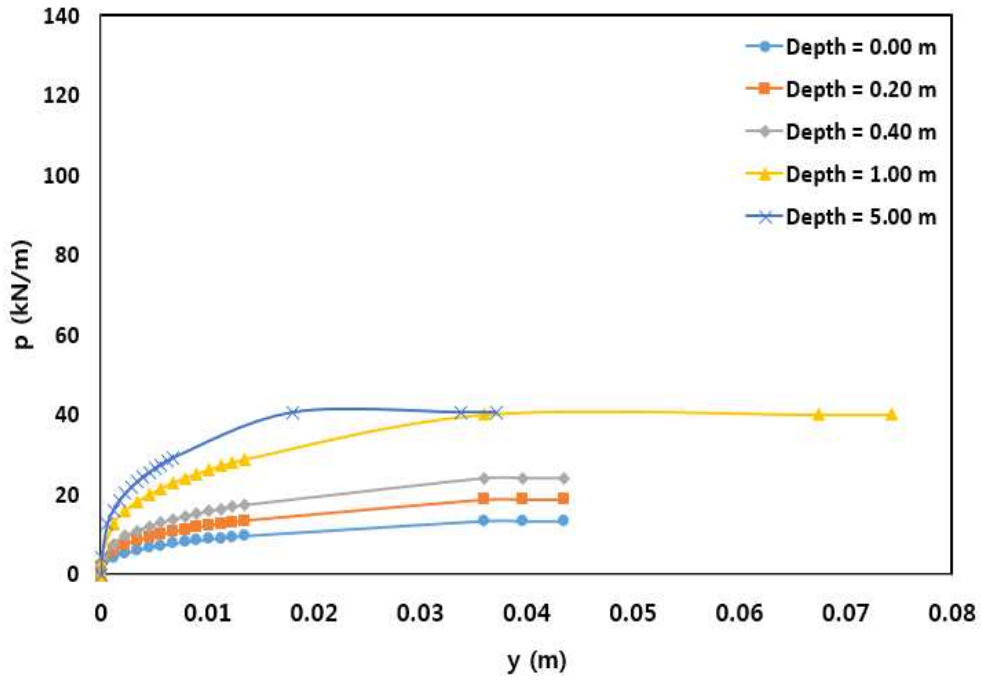
무보강의 경우 그림 5.5(a)와 같이 0m 깊이에서 반력은 13.5kN/m로 나타났으며, 0.2m 깊이에서 반력은 18.8kN/m로 나타났다. 0.4m 깊이에서 반력은 24.11kN/m로 나타났으며, 1m 깊이에서 반력은 40.0kN/m로 나타났고, 5m 깊이에서 반력은 40.5kN/m로 나타났다.

W150으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.5(b)와 같이 0m 깊이에서 반력은 60kN/m로 나타났으며, 0.2m 깊이에서 반력은 66.4kN/m로 나타났다. 0.4m 깊이에서 반력은 72.7kN/m로 나타났으며, 1m 깊이에서 반력은 40kN/m로 나타났고, 5m 깊이에서 반력은 40.5kN/m로 나타났다.

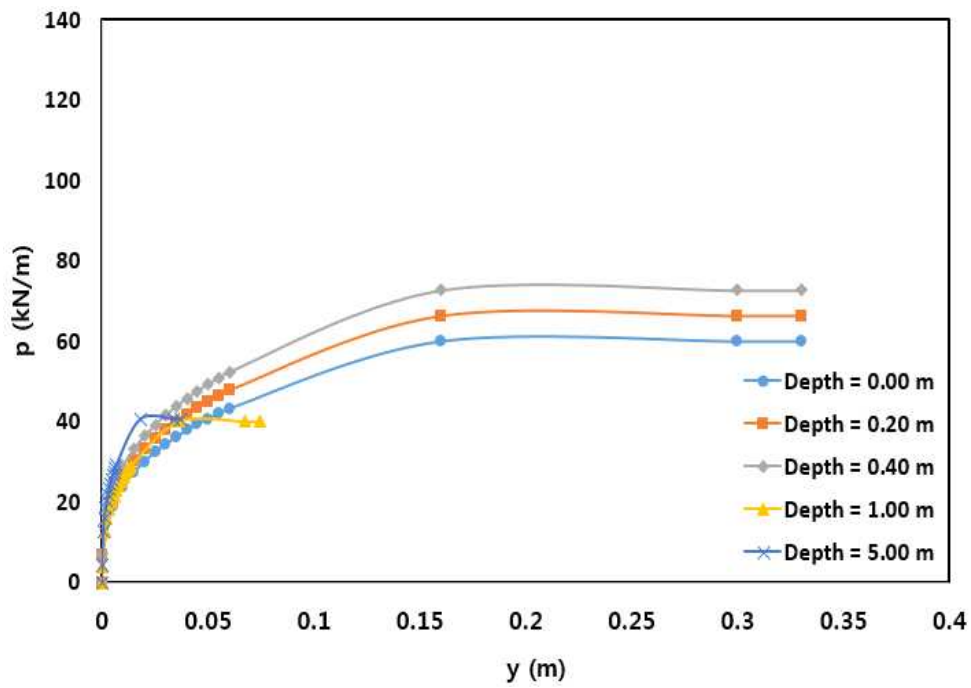
W300으로 보강된 Wing Pile의 경우 그림 5.5(c)와 같이 0m 깊이에서 반력은 105kN/m로 나타났으며, 0.2m 깊이에서 반력은 112.4kN/m로 나타났다. 0.4m 깊이에서 반력은 120kN/m로 나타났으며, 1m 깊이에서 반력은 40kN/m로 나타났고, 5m 깊이에서 반력은 40.5kN/m로 나타났다.

p-y곡선 종합 분석결과, 상부 보강구간인 0m, 0.2m 0.4m에서는 Wing Pile 보강크기가 커질수록 반력은 0m 구간에서 무보강에 비해 W150일 경우 약 4.4배, W300일 경우 약 7.8배 정도의 반력이 높게 나타났으며, 보강구간 이하인 1m, 5m에서는 유사한 p-y 곡선 분포를 나타내었다.

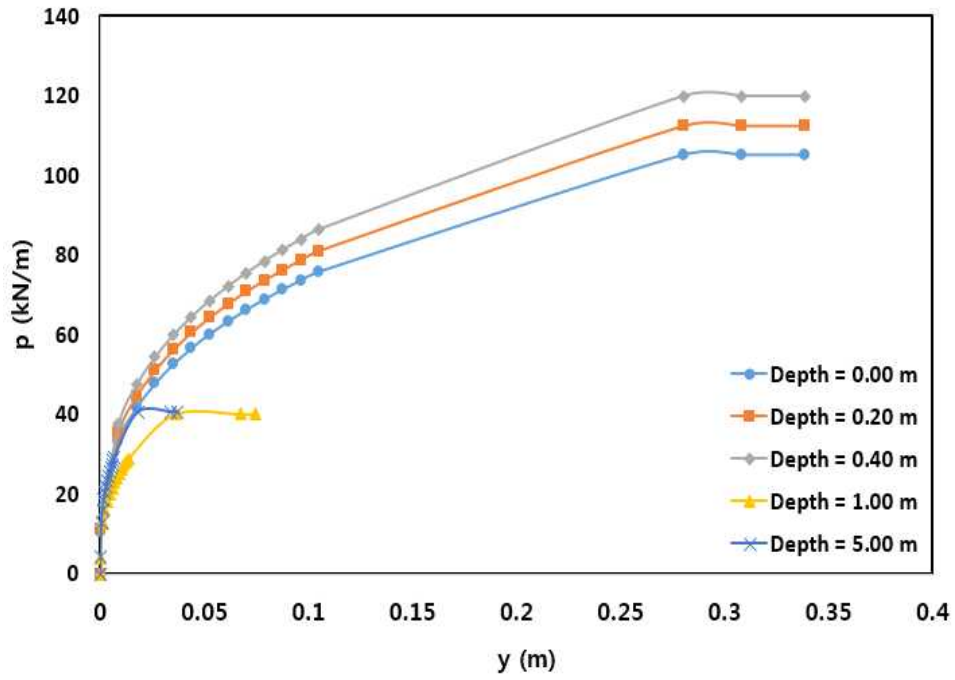
상부 보강이 된 위치까지는 Wing의 면적만큼 수평하중에 대한 저항력이 발생되어 무보강 말뚝보다 큰 반력이 나타남을 확인할 수 있었고, Wing으로 보강되지 않은 1m, 5m 깊이의 구간에서는 무보강 말뚝과 동일한 반력을 나타냄을 확인하였다. 따라서 수평재하 시 Wing의 면적만큼 수평저항으로 인하여 반력을 증가시킨 것으로 나타났다.



(a) 무보강 Pile



(b) W150으로 보강된 Wing Pile



(c) W300으로 보강된 Wing Pile  
 그림 5.5 깊이에 따른 p-y 곡선 분석 결과

## 5.4 현장시험과 수치해석 결과 분석

현장시험 결과와 이를 유사한 조건을 해석을 수행한 수치해석 결과를 비교 분석하여 Wing Pile의 거동을 평가하였다. 수치해석은 말뚝두부에 수평하중이 가해진 것으로 해석을 수행하였기 때문에 수평하중의 현장시험과 수치해석 결과를 비교 분석하고자 하였다.

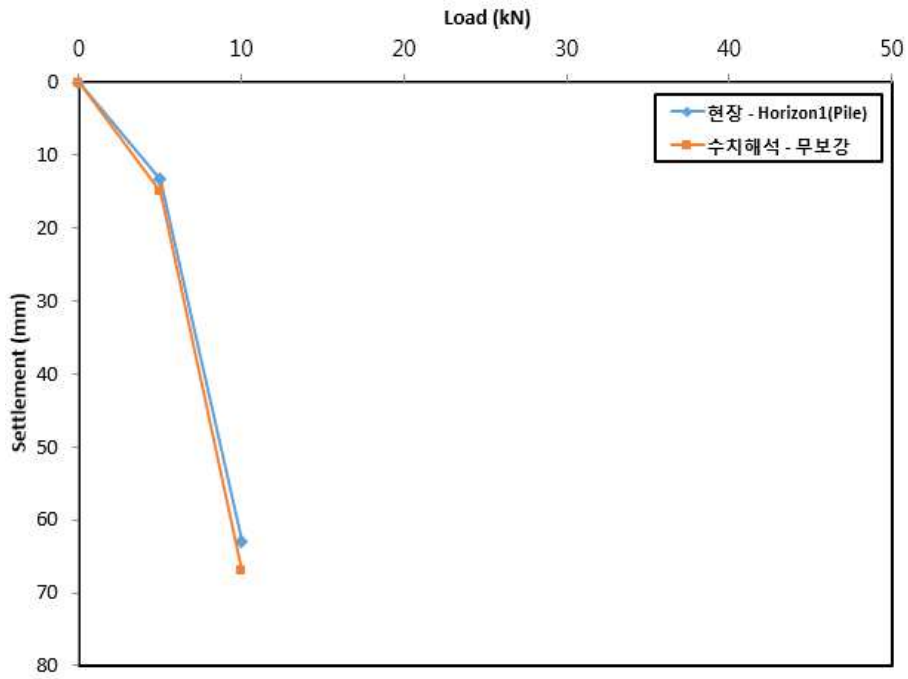
무보강 말뚝의 수평하중에 따른 변위 분석 결과, 그림 5.6(a)와 같이 5, 10kN의 수평하중일 때 현장 수평재하시험의 경우 변위는 13.34, 62.89mm로 나타났으며, 수치해석의 경우 변위는 15, 67mm로 나타나 유사한 하중-변위 곡선을 확인할 수 있었다.

이는 유사한 지반조건 모델링에 따른 분석 결과로 판단되며, 무보강시 5kN이 상의 하중이 발생되면 급격한 변위가 발생됨을 확인할 수 있었다.

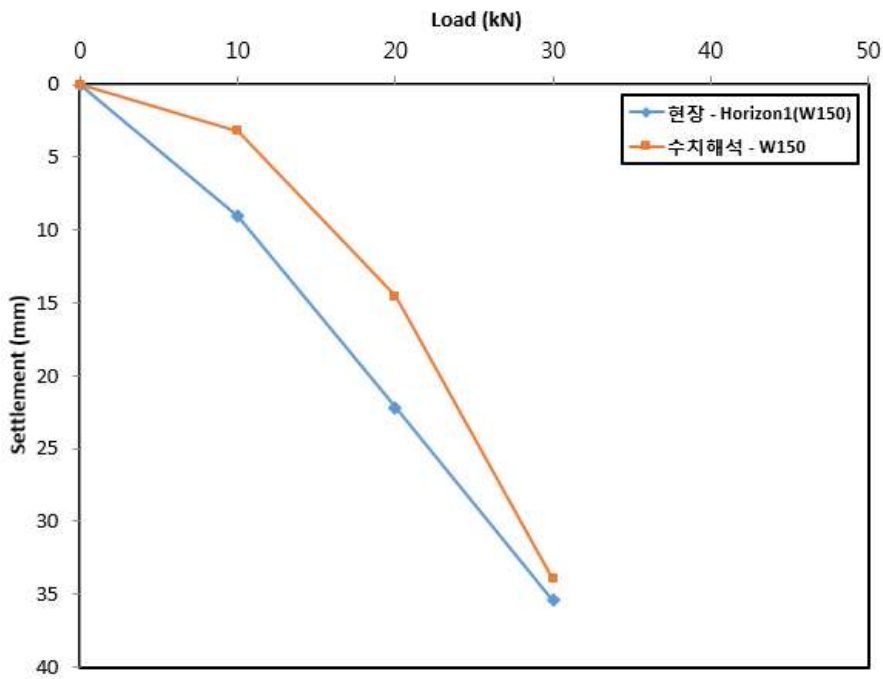
W150으로 보강된 말뚝의 수평하중에 따른 변위 분석 결과, 그림 5.6(b)와 같이 10, 20, 30kN의 수평하중일 때 현장 수평재하시험의 경우 변위는 9.05, 22.21, 35.42mm로 나타났으며, 수치해석의 경우 변위는 3.22, 14.56, 33.96mm로 나타나 유사한 하중-변위 곡선을 확인할 수 있었다.

W300으로 보강된 말뚝의 수평하중에 따른 변위 분석 결과, 그림 5.6(c)와 같이 10, 20, 30, 40kN의 수평하중일 때 현장 수평재하시험의 경우 변위는 4.62, 11.76, 26.49, 51.1mm로 나타났으며, 수치해석의 경우 변위는 2.27, 11.1, 26.78, 51.03mm로 W150으로 보강된 말뚝과 마찬가지로 유사한 하중-변위 곡선을 확인할 수 있었다.

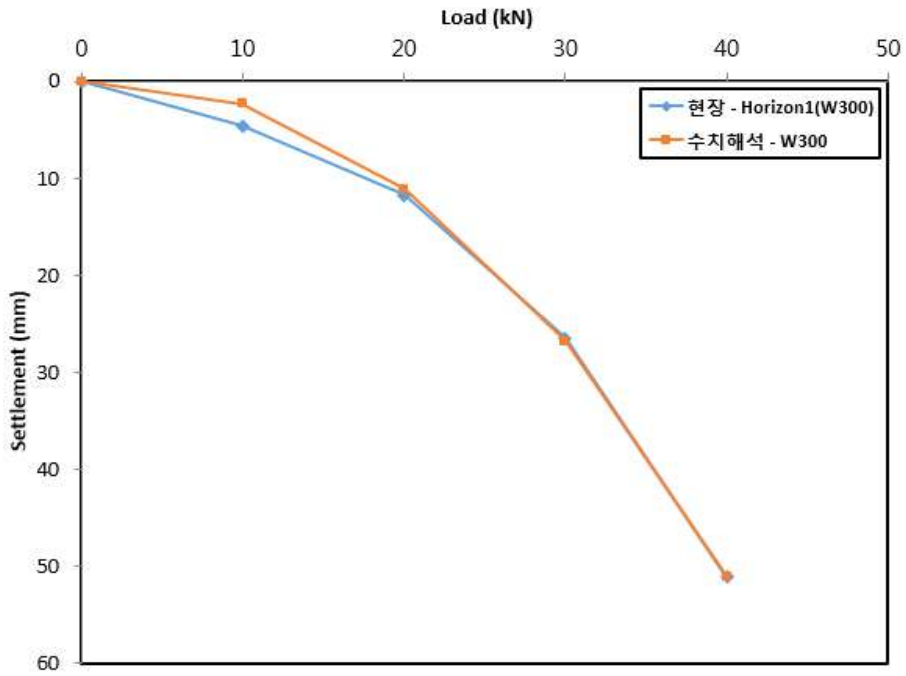
그러나 현장의 지반조건, 시공여건 등의 환경적인 요소와 깊이별  $c$ ,  $\phi$ 와 같은 지반물성치를 정확하게 예측, 측정하기 어려운 문제가 있다. 현장 수평재하시험과 수치해석에서 보강된 Wing의 크기가 클수록 높은 수평저항력을 나타내어 수평변위가 감소되는 유사한 경향들을 확인할 수 있었으며, Wing Pile로 보강된 말뚝의 지반거동 특성을 평가할 수 있었다.



(a) 무보강 말뚝의 현장시험과 수치해석 결과 분석



(b) W150으로 보강된 말뚝의 현장시험과 수치해석 결과 분석



(c) W300으로 보강된 말뚝의 현장시험과 수치해석 결과 분석

그림 5.6 현장시험과 수치해석 결과 분석



## 제 6 장 결 론

본 연구에서는 Wing Pile을 개발하여 상부 고정지지 말뚝으로 기존 말뚝을 보강하였으며, 연약지반에 무보강 말뚝과 Wing Pile로 보강된 말뚝 등 총 17본을 압입(타입)하여 현장시험시공을 수행하였다. 또한, 각각의 말뚝에 압축, 인발, 수평재하시험 및 모멘트시험을 수행하여 무보강 말뚝과 Wing Pile을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 압축재하시험 결과, 무보강 말뚝보다 Wing Pile로 보강되었을 경우 W150에서는 약 1.6배, W300에서는 약 1.5~4배 정도의 높은 지지력을 확인하였다. 이는 상부 고정지지 말뚝의 날개 부분의 면적만큼 주변마찰력이 작용하여 압축재하시험 시 지지력을 향상 시킨 것으로 판단된다.
2. 인발재하시험 결과, 무보강 말뚝과 Wing Pile 인발력은 큰 차이가 없음을 확인하였는데, 이는 상부 고정지지 말뚝이 상부지반(지표면)에 설치되기 때문에 인발력에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.
3. 수평재하시험 결과, 무보강 말뚝보다 Wing Pile로 보강되었을 경우 W150에서는 약 3배, W300에서는 약 4~4.5배 정도의 높은 수평저항력을 확인하였다. 이는 상부 고정지지 말뚝의 날개부분의 면적만큼 수평력에 대하여 저항력이 발생하는 것으로 판단된다.
4. 모멘트시험 결과, 무보강 말뚝보다 Wing Pile로 보강되었을 경우 W300에서 약 4배 정도의 높은 모멘트 저항력을 확인하였는데, 이는 상부 고정지지 말뚝의 날개부분의 면적만큼 수평력에 대하여 저항력이 발생하는 것으로 판단된다.
5. 수치해석결과, 현장재하시험과 마찬가지로 상부 고정지지 말뚝에서 날개부분 만큼의 수평저항력을 나타내어 무보강 말뚝의 수평변위량 보다 약 8.8배에서 11배까지 감소할 수 있는 것을 알 수 있었다.
6. Wing의 크기만큼 저항력은 커질 것으로 판단된다. 그러나 타입 및 압입의 시공성 등을 확인하기 위해 선행적으로 지반조사가 필수적으로 수행되어야 하며, 또한, 수평력 보강 시 수평력이 미치는  $1/\beta$ 심도를 고려해야 되므로 향후  $1/\beta$ 심도 제안 및 결정 방법에 대한 연구가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 권오균, 박종운, 김진복, 임동현(2012), “모형실험에 의한 무리 콘크리트 말뚝의 수평 거동 특성”, 한국지반공학회논문집, 제 13권, 제 8호, pp.57~64.
2. 김병탁, 김영수, 서인식, 손영환(2000), “포화토 지반에서 강관말뚝의 수평거동에 관한 연구”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 제 2권, pp.203~206.
3. 김영수, 김병탁(1998), “균질지반과 비균질지반에서 강관모형말뚝의 수평거동 특성에 관한 모형실험”, 한국지반공학회 논문집, 제 14권, 제 6호, pp.153~166.
4. 김영수, 김병탁, 이상웅(1999a), “2개층 사질토 지반에서의 단일 강성 말뚝의 수평거동에 대한 말뚝 두부 구속효과”, 한국지반공학회 학술대회 논문집, pp.217~224.
5. 김영수, 정성관, 김병탁(1999b), “비균질 사질토 지반에서 단일 휨성 말뚝의 수평거동에 대한 말뚝두부 구속효과 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제 15권, 제 5호, pp.65~80.
6. 김영수, 정성관, 허노영, 김병탁(1997), “강관말뚝의 수평거동에 대한 모형실험 연구 (1): 대구지역 낙동강 모래에 대하여”, 한국지반공학회 논문집, 제 13권, 제 5호, pp.59~74.
7. 김준석(1999), 말뚝기초의 설계법과 해설. 과학기술, pp.431~579.
8. 배종순, 김태용, 김성호(2002), “수평하중이 작용하는 경사말뚝의 거동 특성”, 대한토목학회 논문집, 제 22권, 제 4호, pp.393~402.
9. 배종순, 김성호, 순봉열, 유은희(2003), “수평하중이 작용하는 단독말뚝의 허용수평지력 결정 방법 제안”, 경상대학교 공학연구원 논문집, 제 19권, pp.35~41.
10. 배종순, 김성호, 권민재, 김재현(2004), “반복수평하중이 작용하는 단독말뚝의 하중 작용방향에 따른 거동 특성”, 대한토목학회 논문집, 제 23권, 제 1호, pp.11~17.
11. 배종순, 김성호, 권민재, 김지성(2006), “다층지반에 매설된 단독말뚝의 수평거동”, 경상대학교 공학연구원 논문집, 제 22권, pp.57-65.
12. 백규호(2010), “모래지반에서 반복수평하중을 받는 향타 말뚝의 수평거동”, 한국지반공학회논문집, 제 26권, 제 12호, pp.41~50.
13. 이인, 최영균, 김홍락, 권오순, 윤희정(2013), “서남해안 해상풍력단지 말뚝의 직경에 따른 횡방향 거동”, 한국지반환경공학회논문집, 제 14권, 제 5호, pp.23~32.
14. 이춘석(2002), 토질 및 기초공학 이론과 실무, 예문사.

15. 임종철 등 17명(1995), 토질공학 핸드북, 도서출판 새론, pp.696~708.
16. 조천환(2007), 매입말뚝공법, 이엔지북.
17. 한국지반공학회(2002), 깊은기초(지반공학시리즈 4개정판), 구미서관, pp.211~260.
18. 홍원표, 윤중만(2013), “사질토 지반에서 시멘트밀크 주입비에 따른 매입말뚝의 수평지지력”, 한국토목섬유학회논문집, 제 12권, 제 4호, pp.99~107.
19. Abdoun, T., Dobry, R., O'Rourke, T. and Goh, S. (2003), “Pile Response to Lateral Spreads: Centrifuge Modeling.” ASCE, Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering, Vol. 129, No. 10, pp.869~878.
20. Abdel-Rahman, K. and Achmus, M. (2006), “Numerical modelling of The Combined Axial and Lateral Loading of Vertical Piles”, Institute of Soil Mechanics, Foundation Engineering and Waterpower Engineering, University of Hannover, Germany.
21. Broms, B. B. (1964), “Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils”, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 90, SM. 2, pp.27~63.
22. Broms, B. B. (1965), “Design of Laterally Loaded Piles”, ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 91, No. 3, SM. 3, 79~99.
23. Chang, Y. L. (1937), “Discussions on Lateral Pile Loading Test”, ASCE, Trans. pp.272~278.
24. Cuellar, V. P. (2011), “Pile Foundation For Offshore Wind Turbines: Numerical and Experimental Investigation on The Behavior under Short-Term and Long-Term Cyclic Loading”, Planen Bauen Umwlt der Technischen University Berlin, Master's Thesis.
25. Duncan, J., Evans, L., Jr. and Ooi, P. (1994), “Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts” ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 6, pp.1018~1033.
26. Binch Hansen, J. (1961), “The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces”, Danish Geotechnical Institute Bull. Copenhagen, Vol. 12, pp.5~9.
27. Hsiung, Y. (2003), “Theoretical Elastic-Plastic Solution for Laterally Loaded Piles”, ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.

- 129, No. 6, pp.475~480.
28. Lin, S. S. and Liao, J. C. (1999), "Permanent Strains of Piles in Sand due to Cyclic Lateral Loads", ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 9, pp.798~802.
  29. Matlock, H. (1970), "Correlation for Design of Laterally Load Pile in Soft Clay", The Second Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, April 22-24, (OTC 1202), pp.577~607.
  30. Meyerhof, G. G. and Ranjan, G. (1972), "The Bearing Capacity of Rigid Piles Under Inclined Loads in Sand; Vertical Piles", Canadian Geotechnical of Journal, Vol. 9, pp.430~446.
  31. Michale, M., Robert, C. and Shang, T. (1995), "Lateral Response of Three-Row Groups in Loose to Dense Sand at 3D and 5D Pile Spacing", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 5, pp.436~441.
  32. Poulos, H. G. (1971), "Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles", ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, SM3, pp.711~731.
  33. Poulos, H. G. (1971b), "Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Pile Groups", ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, No. SM5, pp.733~751.
  34. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1980), Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley and Sons, New York, pp.143~249.
  35. Poulos, H. G. (1982), "Single Pile Response to Cyclic Lateral Load", ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. 3, pp.355~375.
  36. Randolph, M. F. (1981), "The Response of Flexible Piles to Lateral Loading", Geotechnique, Vol. 31, No. 2, pp.247~259.
  37. Reese, L. C., Cox W. R. and Koop F. D. (1974), "Analysis of Laterally Loaded Pile in Sand", Proceedings of The VI Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, (OTC 2080), pp.473~485.
  38. Reese, L. C., Cox W. R. and Koop F. D. (1975), "Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Pile in Stiff Clay", Proceedings of The VII Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, (OTC 2312), pp.672~690.

39. Resse, L. C. and Wang, S. T. (2000), "A Program for The Analysis of Piles and Drilled Shafts under Lateral Loads", LPILE Plus 4.0, Ensoft, Austin, Texas.
40. Rollins, K. M., Olsen, R. J., Egbert, J. J., Jensen, D. H., Olsen, K. G. and Gattett, B. H. (2006), "Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior : Load Tests.", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, No. 10, pp.1262~1271.
41. Rosqueot, F., Thorel, L., Garnier, J. and Canepa, Y. (2007), "Lateral Cyclic Loading of Sand-Installed Piles", Soils and Foundations, Vol. 47, No.5, pp.821~832.
42. Shintaro Y. and Toyooki N. (1994), "Lateral Cyclic Response of Pile in Viscoelastic Winkler Subgrade", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 120, No. 4, pp.758~775.
43. Vesic, A. S. (1977), "Expansion of Cavatiesin in Finite Soil Mass", ASCE, Vol. 98, No. 25, pp.265~290.
44. Yoshimi, Y. (1964), "Piles in Cohesionless Soils Subjected to Lateral Load", ASCE, Vol. 90, SM6, pp.11.

## 감사의 글

박사학위를 다시 도전할수 있도록 도움주신 모든 분들에게 감사의 표현을 먼저 합니다. 회사업무와 더불어 시작할 수 있도록 격려해주신 주변 모든분께 머리숙여 깊은 감사의 마음을 전합니다.

박사학위 취득을 할 수 있도록 지도해주신 김대현 교수님께 감사의 말씀을 드립니다. 연구기간 동안 항상 많은 조언과 격려를 아끼지 않으시고 저에게 열정을 찾아주셔서 부족한 부분이 많지만 오늘에 이르기까지 지도해주신 스승의 은혜는 앞으로 교수님과 연구실 선후배님에게 배플면서 살아가겠습니다.

박사과정 동안 논문 심사를 해주신 교수님들께도 깊은 감사의 말씀을 드립니다. 먼저 제 논문의 디테일하고 논문 전체적인 배치와 형상을 꼼꼼히 살펴주시고 앞으로의 박사의 삶의 방향을 알려주시고 심사위원장이 되어주신 김운중 교수님, 논문의 수치해석과 부족한 부분을 다양한 관점에서 생각할 수 있게 도움주시고 논문에 애정을 가져주신 김성홍 교수님, 모델링 해석상에서 나온 문제점과 연구성과를 높일수 있도록 도움주신 박정용 교수님, 심사받는 동안 논문의 세밀함과 더불어 저의 건강까지 염려해주신 송원대학교 정상국교수님께 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

또한, 학과발표 때 논문의 완성도를 다듬고, 조언과 격려를 해주신 박상준 교수님, 정명훈 교수님, 장우식 교수님께서 감사의 말씀을 드립니다.

그리고 논문 연구 선정부터 함께 고민하고 회사일이 바쁨에도 불구하고 시간할애와 도와준 박경호박사님, 백계문박사님, 김석학박사님에게 감사의 마음을 전합니다. 논문 작성하는 동안 많은 주변 분들의 희생으로 취득할 수 있었던 것 같습니다. 언제든 저가 도움드릴 일이 있으시면 저의 마음으로 보답하겠습니다.

항상 힘들 때 되돌아보면 곁에서 도움 준 토질연구실의 많은 선·후배님들께도 깊은 감사의 말씀을 드립니다. 학위논문과정 동안 많은 조언과 격려를 주신 김현태 박사님, 임재춘 박사님, 허홍균 박사님, 김성현 박사님, 임춘호 박사님 연구 성과 분석을 잘 해결해 나갈 수 있게 도움주신 김호철 박사님 사회생활과 연구에 지혜를 주신 박일훈박사님, 바쁜 와중에도 지치지 않게 격려해주신 선중영 박사과정선배님 너무 감사드리며, 이제부터 새로 시작한다는 마음으로 여러분들과 공존하며 서로를 아끼고 보살피며 도움이 될 수 있는 박사가 되도록 노력하겠습니다.

박사학위를 준비하면서 든든한 지원군이 되어주신 강경호 박사과정님, 장호훈 박사과

정님, 김신환 박사과정님, 최현석 박사과정님께도 깊은 감사의 말씀을 전합니다.

또한, 박사 과정을 잘 견딜 수 있게 응원해준 토질연구실 YB 민우, 민석, 승주, 열호, 완민, 신규, 상주, 태광, 준원, 진택 선·후배님들께도 감사드립니다. 무엇보다 박사학위를 받을 수 있게 토질연구실에서 든든하게 지원해준 김경업석사님, 서혁석사님, 김호연 석사과정에게도 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

그리고 지금하고 있는 일을 잘할 수 있게 인도해 주시고 항상 도움주신 유덕찬박사님, 안기문박사님, 김일구박사님, 서재우석사님, 박상범박사님, 박경호박사님, 김규덕박사님, 박용훈선배님, 박병길선배님 부족한 후배가 많이 성장할 수 있게 도움 주시고, 좋은 기술자로 성장할 수 있게 도움주셔서 감사드립니다.

또한, 밤낮없이 육아를 도맡아 해준 사랑하는 아내의 내조가 없었으면 하기 힘들었는데 김은희씨의 헌신으로 좋은 결과를 얻을 수 있게 해주셔서 학위의 기쁨을 함께 나누고 싶습니다. 보다 열심히 해서 부모님 기대에 부응하는 좋은 아들이 되도록 하겠습니다. 오래토록 곁에서 함께 하셨으면 좋겠습니다. 석사과정과 박사과정 또한 정신적 지주가 되어주고 항상 힘들 때 동생을 격려해준 가족들에게 감사드리며, 감사한 마음 잊지 않고 살아가는 동안 열심히 갚겠습니다. 어머니 병환에 간병을 도맡아 해준 하나뿐인 누나와 큰형에게도 감사드리며, 중간에 항상 보이지 않는곳에서 열심히 도와주고 격려해주신 작은형, 작은형수님께도 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

끝으로 가족에 잠시 소홀했는데 엄마를 잘 따라준 딸 최윤아 아들 최서운에게 고마움을 글로 표현합니다. 사회생활과 가족에 충실한 좋은 남편, 좋은 아빠가 될 수 있도록 끊임없이 노력할 것이며, 행복한 가정이 되도록 노력하면서 잘 살아갔으면 좋겠습니다.

본 논문이 나오는 마지막까지 도움주신 김대현 교수님, 박경호 박사님, 백계문 박사님, 김선학박사님 진심으로 다시 한번 감사드리며, 항상 솔선수범하고 학자의 무거운 마음으로 행동 하나하나 생각하며, 배려하고 돕는 사람이 되도록 하겠습니다.

2018월 8월  
최진호 배상