



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.

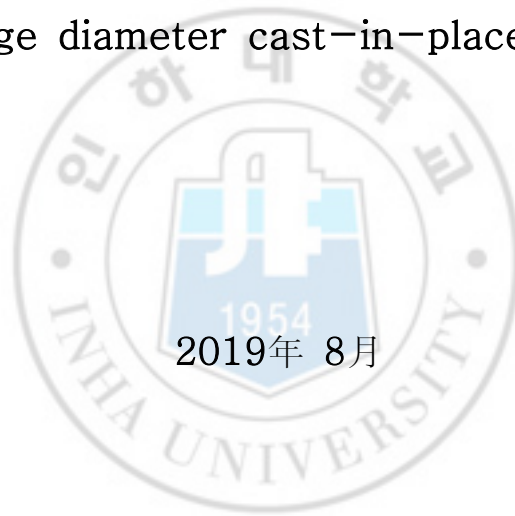
이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學博士學位論文

대구경 현장타설말뚝의 지지력 및 침하에
슬라임이 미치는 영향

Effect of slime on bearing capacity and settlement of
large diameter cast-in-place pile



2019年 8月

仁荷大學校 大學院

土木工學科

許 顯

工學博士學位論文

대구경 현장타설말뚝의 지지력 및 침하에
슬라임이 미치는 영향

Effect of slime on bearing capacity and settlement of
large diameter cast-in-place pile

2019年 8月

指導教授 尹 汝 原

이 論文을 工學博士學位 論文으로 提出함

仁荷大學校 大學院

土木工學科

許 顯

이 論文을 許顥의 工學博士學位 論文으로 認定함

2019년 8월

주 심

禹成權



부 심

尹汝原



위 원

鄭鎮勳



위 원

金玲鎮



위 원

許承範



요 약

최근 구조물의 대형화로 큰 하중을 안전하게 지지할 수 있는 대구경 현장타설말뚝을 선호하고 있다. 대심도 시공이 가능한 현장타설말뚝 공법으로는 베네토 공법, R.C.D 공법, 어스드릴 공법이 대표적이다. 현장타설말뚝 공법을 이용한 굴착 및 천공작업이 완료되고 나면 굴착선단부에 존재하는 슬라임 제거작업을 실시하는데 굴착도가 침전한 경우 대부분 입자가 큰 종류의 암 파편으로 쉽게 제거가 가능하다. 그러나 공내수에 존재하는 미립자 형태의 슬라임의 경우 완벽한 제거가 어렵다. 침전된 미립자 형태의 슬라임은 대부분 모래와 점토질로 콘크리트 타설 직전에 에어 리프트 및 에어 블로우 등의 작업을 통해 제거된다.

본 연구에서는 R.C.D 공법에 의해 시공된 직경 2,000mm 현장타설말뚝의 지지력 및 침하에 미치는 영향을 분석하기 위해 셀을 이용한 양방향재하시험을 3개소에서 수행하였다. 시험말뚝 3개소의 굴착선단부에 존재하는 슬라임 두께는 각각 300mm, 250mm, 250mm로 양방향재하시험결과 말뚝의 지지력 및 침하에 미치는 영향은 없는 것으로 확인되었다.

수치해석을 통해 굴착선단부에 슬라임이 존재할 경우 말뚝자중에 의한 침하량을 분석하였다. 이 때 발생한 침하량만큼 굴착선단부의 슬라임과 말뚝선단부의 콘크리트는 서로 혼합된 것으로 판단하였고 혼합된 부위의 품질 및 강도확인을 위해 슬라임을 혼합한 콘크리트 공시체를 제작하여 강도시험을 수행하였다. 시험결과 말뚝직경 20%이하의 두께로 슬라임이 굴착선단부에 존재할 경우 말뚝선단부와 혼합되더라도 콘크리트 품질 및 강도에 미치는 영향은 작은 것으로 확인되었다.

상기 연구결과를 종합해볼 때 공내수에 부유하는 미립자 형태의 슬라임이 굴착선단부에 침전한 경우 현장타설말뚝의 지지력 및 침하 그리고 품질에 미치는 영향은 작은 것으로 나타났다.

Abstract

Recently, there are needs of the foundation which can support a high load due to the enlargement on the size of structure. As displacement or settlement induced by the load affects superstructure, bored pile is preferred to sustain the big load with sufficient safety. Benoto, R.C.D., and Earth Drill methods are representative for the bored pile method as they enable deep excavation with large diameter. Once the excavation is completed for the bored pile, a slime existing at the bottom of the hole is removed. The slime is easily removed when it consists of large rock debris, however, sufficient removal of the slime is difficult in case of the slime with fines. In this case, the majority of the fines are sandy and clayey soils, thus the slime is removed by air lift or air blow immediately before placing ready-mixed concrete.

In this study, bi-directional pile load tests using a cell were performed at three different sites to evaluate the effect of the slime on the bearing capacity and the settlement of cast-in-place pile. The thickness of the slimes existing at the end of the bored hole were 300 mm, 250mm, and 250 mm, and the slimes induced minimal effect on the bearing capacity and the settlement of the pile based on the bi-directional pile load tests. The corresponding settlement by the self-weight of the pile was analyzed numerically with respect to theory of elasto-plasticity. The induced settlement was considered as the mixture of the slime and the concrete, and the mixture was evaluated to verify the strength quality. As results, in case of the slime that exists at the bored hole having the thickness less than 20 percent of

the pile diameter, the effect of the mixture showed insignificant on the strength of the concrete.

Overall, it is concluded that a small amount of the slime does not affect the quality and the settlement of bored pile. The study herein can be a useful reference for the construction specification on the large diameter bored pile.



목 차

요 약	i
Abstract	ii
제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경	1
1.2 연구목적	2
1.3 연구동향	3
1.4 연구내용 및 방법	6
제 2 장 현장타설말뚝 설계 및 시공	8
2.1 현장타설말뚝 개요	8
2.1.1 현장타설말뚝 분류	8
2.1.2 현장타설말뚝공법 특징	10
2.2 현장타설말뚝 설계	15
2.2.1 현장타설말뚝공법 선정	15
2.2.2 지지력 산정	16
2.2.3 침하량 산정	25
제 3 장 슬라임 확인 및 제거	29
3.1 슬라임 확인	29
3.1.1 슬라임 개요	29
3.1.2 슬라임 확인 방법	29
3.2 슬라임 제거	36

3.2.1 슬라임 제거 개요	36
3.2.2 슬라임 제거 방법	37
제 4 장 현장타설말뚝 지지력 및 침하	43
4.1 양방향재하시험	43
4.1.1 시험개요	43
4.1.2 시험방법	45
4.2 지지력 및 침하	49
4.2.1 시험위치 및 지반특성	49
4.2.2 시험말뚝 제원 및 현황	51
4.2.3 양방향재하시험 결과	54
제 5 장 탄소성 해석 및 강도시험	73
5.1 탄소성 해석	73
5.1.1 탄소성 해석 개요	73
5.1.2 말뚝 제원 및 조건	74
5.1.3 침하해석	79
5.2 슬라임 혼합에 따른 콘크리트 강도시험	83
5.2.1 시험개요	83
5.2.2 배합조건	85
5.2.3 일축압축강도시험	89
제 6 장 결론	99
6.1 결론	99
6.2 향후 연구를 위한 제안	100
참 고 문 헌	101

표 목 차

표 2.1 말뚝기초 분류	9
표 2.2 공법선정	15
표 2.3 현장시험에 의한 지지력 산정법에 적용되는 m 값	24
표 2.4 현장시험에 의한 지지력 산정법에 적용되는 n 값	24
표 2.5 대표적인 C_p 값	27
표 4.1 양방향재하시험 특징	44
표 4.2 양방향재하시험 구성장비	45
표 4.3 지층분포	50
표 4.4 지하수위	51
표 4.5 시험말뚝 제원	54
표 4.6 양방향재하시험 하중재하	54
표 4.7 하중재하주기	55
표 4.8 전침하량(A동)	65
표 4.9 잔류침하량(A동)	65
표 4.10 허용지지력(A동)	67
표 4.11 전침하량(B동)	68
표 4.12 잔류침하량(B동)	68
표 4.13 허용지지력(B동)	69
표 4.14 전침하량(C동)	70
표 4.15 잔류침하량(C동)	70
표 4.16 허용지지력(C동)	71
표 4.17 양방향재하시험 결과	72
표 5.1 유한요소법 특징	73
표 5.2 슬라임 설정	76
표 5.3 토질정수	77
표 5.4 슬라임 토질정수	77

표 5.5 해석결과(66m)	80
표 5.6 해석결과(63m)	81
표 5.7 슬라임의 육안적 분류	85
표 5.8 물성시험 결과	86
표 5.9 배합조건 및 수량	88
표 5.10 콘크리트 공시체 압축강도	89
표 5.11 모래 혼합 공시체 압축강도(10%)	90
표 5.12 모래 혼합 공시체 압축강도(20%)	91
표 5.13 모래 혼합 공시체 압축강도(30%)	91
표 5.14 모래 혼합 공시체 압축강도(40%)	92
표 5.15 점토 혼합 공시체 압축강도(10%)	94
표 5.16 점토 혼합 공시체 압축강도(20%)	94
표 5.17 점토 혼합 공시체 압축강도(30%)	95
표 5.18 점토 혼합 공시체 압축강도(40%)	95
표 5.19 혼합 공시체 압축강도	98



그림 목 차

그림 2.1 베네토 공법 장비	11
그림 2.2 베네토 공법 시공	11
그림 2.3 어스드릴 공법 장비	12
그림 2.4 어스드릴 공법 시공	13
그림 2.5 R.C.D 공법 장비	14
그림 2.6 R.C.D 공법 시공	14
그림 2.7 지지력계수(N_c^*)	17
그림 2.8 지지력계수(N_q^*)	18
그림 2.9 현장타설말뚝 지지력 산정	22
그림 3.1 네팅 확인법	30
그림 3.2 DM 시리즈 출력지	31
그림 3.3 원치 유닛	32
그림 3.4 리코더 유닛	32
그림 3.5 카메라 테스트	33
그림 3.6 카메라 장비 구성	34
그림 3.7 카메라 테스트 개념도	34
그림 3.8 슬라임 미터	35
그림 3.9 플런저를 이용한 슬라임 제거	37
그림 3.10 트레미 파이프 설치	38
그림 3.11 플런저 설치	38
그림 3.12 햄머 그래프를 이용한 슬라임 제거	39
그림 3.13 메커니컬 펌프	40
그림 3.14 에어 리프트	41
그림 3.15 에어 리프트 개념도	41
그림 3.16 에어 블로우	42
그림 3.17 에어 블로우 개념도	42

그림 4.1 시험말뚝 조립	46
그림 4.2 셀 설치	46
그림 4.3 셀 근입	47
그림 4.4 양방향재하시험	47
그림 4.5 양방향재하시험 개념도	48
그림 4.6 지형 및 지질	49
그림 4.7 심도별 N치 분포	50
그림 4.8 양방향재하시험 위치	52
그림 4.9 시험말뚝 주상도	52
그림 4.10 시험말뚝 굴착현황	53
그림 4.11 시험하중-시간 그래프	56
그림 4.12 시험하중-변위 곡선	56
그림 4.13 주기별 하중-변위 곡선	57
그림 4.14 등가하중 곡선	58
그림 4.15 주면변위 $P-S$ 곡선	59
그림 4.16 주면변위 $\log P - \log S$	60
그림 4.17 주면변위 $S - \log t$	60
그림 4.18 주면변위 $p - ds/d(\log t)$	61
그림 4.19 선단변위 $P-S$ 곡선	61
그림 4.20 선단변위 $\log P - \log S$	62
그림 4.21 선단변위 $S - \log t$	62
그림 4.22 선단변위 $p - ds/d(\log t)$	63
그림 4.23 심도별 발휘 마찰력	64
그림 4.24 말뚝주면 잔류 변위	66
그림 4.25 말뚝선단 잔류 거동	66
그림 5.1 말뚝 직경 및 길이	74
그림 5.2 지반조건	75
그림 5.3 하중설정	78
그림 5.4 침하해석	79
그림 5.5 시험방법	84

그림 5.6 슬라임 분류	85
그림 5.7 레미콘 규격	86
그림 5.8 시험체 제작	87
그림 5.9 배합조건	88
그림 5.10 일축압축시험	89
그림 5.11 모래 혼합 공시체 강도시험	93
그림 5.12 점토 혼합 공시체 강도시험	96
그림 5.13 혼합 공시체 압축강도	97



제 1 장 서 론

1.1 연구배경

최근 국내외에서 초고층 건축물이나 대형교량과 같은 상부구조물의 대형화가 상당수 계획되고 있다. 따라서 상부구조물의 큰 하중을 안전하게 지지할 수 있는 기초가 요구된다. 하중으로 인한 변위나 침하가 발생되면 상부구조물에 영향을 미치게 된다. 이로 인해 하중이 큰 상부구조물의 건축물을 시공해야 하는 경우에 기성말뚝이나 기타 소구경 말뚝보다는 큰 하중을 지지할 수 있는 안전한 말뚝기초로 현장타설말뚝을 선호하고 있다.

현장타설말뚝은 현장 내 계획된 위치의 지반에 굴착장비를 이용하여 설계심도까지 굴착 및 천공을 실시하고 사전 제작된 철근망을 굴착이 완료된 공내에 근입한 뒤 준비된 레미콘을 이용해 현장에서 직접 타설을 실시하여 지중에서 말뚝을 양생하는 방법을 말한다. 현장타설말뚝은 대심도 굴착이 가능하고 공법으로는 크게 베네토 공법, R.C.D 공법, 어스드릴 공법 세 가지로 분류된다.

현장타설말뚝공법은 시공단계별로 확인 및 검측이 이루어진다. 국내의 경우 대부분이 체계적인 검측 기준이 정립되어 있어 문제가 없지만 슬라임 확인 시에는 의견차가 발생한다. 이는 국내외로 슬라임에 대한 연구가 거의 없는 실정이고 국내의 경우 슬라임에 관한 명확한 규정이 구체적으로 제시되어 있지 않기 때문이다. 국내현장에서 보유하고 있는 시방서를 참고하더라도 슬라임을 완벽히 제거하고 공내수는 맑은 물을 사용한다는 정도의 수준으로만 명시되어 있다. 일부 시방서에는 레미콘 타설 전 현장 엔지니어와 협의하여 슬라임 제거를 진행한다는 정성적인 내용만이 매우 간략하게 명시되어있다. 현장타설말뚝공법의 특성상 맑은 물을 지속적으로 사용하기 어렵다. 또한 굴착작업이 종료되고 굴착선단부에 존재하는 슬라임을 완벽히 제거하더라도 공내수에 부유하던 미세 부유물이 재침전하여 다시 쌓이는 현상이 종종 발생한다. 상황이 이렇다 보니

엔지니어의 주관적인 기준에 따라 엄격한 기준을 적용하는 경우가 간혹 발생한다. 예컨대 공내수는 반드시 맑은 물을 사용하여야 하고 굴착선단부에 존재하는 매우 소량의 측정 불가한 슬라임의 경우도 제거하도록 요구하는 사례도 있다. 일반적으로 슬라임의 제거정도는 현장 엔지니어와 협의를 통해 결정하는데 이때 발생하는 공정지연은 후속작업에 많은 영향을 미친다. 따라서 현장타설말뚝 시공 시 굴착선단부에 존재하는 슬라임이 말뚝에 미치는 영향에 대한 연구가 이루어져 슬라임의 물량 및 종류에 따른 시공기준이 확립되어 효율적인 현장운영이 필요한 실정이다.

1.2 연구목적

현장타설말뚝공법은 50m 이상의 대심도 굴착 및 천공과 대구경 시공이 가능한 공법으로 하중이 큰 상부구조물을 시공할 때 사용되는 말뚝기초이며 국내외에서 많이 적용되고 있는 공법이다. 최근 국내에서도 현장타설말뚝공법을 이용한 말뚝기초의 시공기술력이 상당히 높아졌다. 굴착장비의 보유는 곧 기술력을 의미하는데 국내의 경우 R.C.D 공법에 사용되는 굴착머신을 직접 제작하여 국내시장뿐만 아니라 해외시장까지 수출판매가 이루어지고 있다. 어스드릴 공법의 경우는 독일의 B사 및 이태리의 S사에서 제작된 천공장비를 수입하여 국내시장뿐만 아니라 해외시장까지 진출하였으며, 활발한 공사수주를 현재까지도 진행하고 있다. 베네토 공법의 경우 국내에서 제작한 햄머 그랩이 가장 성능이 좋고 효율이 높을 뿐만 아니라 고장 발생 시 수리가 용이하여 국내외에서 많이 이용되고 있다.

기술력의 발전으로 시공의 전문성이 높아진 것에 비해 현장타설말뚝 시공 시 일부 단계에서 수행하는 검측 및 확인 사항에 대한 구체적인 기준이 미흡한 실정이다. 특히 굴착선단부에 존재하는 슬라임의 제거에 대한 명확한 기준이 없어 현장 엔지니어의 주관적인 견해를 따르는 경우가 많다. 이러한 점은 공정지연 및 공사비 증가의 원인이 된다.

본 연구에서는 대구경 현장타설말뚝 시공 시 발생하는 굴착선단부의 슬라임이 말뚝의 지지력 및 침하 그리고 품질에 미치는 영향을 분석하고자 한다.

첫째, 굴착선단부에 존재하는 슬라임이 말뚝의 지지력 및 침하에 미치는 영향을 현장재하시험을 통해 분석하였다

둘째, 굴착선단부의 슬라임에 의해 발생한 말뚝의 침하량을 확인하고 말뚝선단부의 콘크리트와 혼합되는 비율을 탄소성 해석을 통해서 예측하였다.

셋째, 현장에서 직접 채취한 슬라임을 콘크리트와 계획된 비율로 혼합하여 콘크리트 강도에 미치는 영향을 분석하였다.

본 연구를 통해서 굴착선단부에 존재하는 슬라임이 현장타설말뚝의 지지력, 침하, 강도에 미치는 영향을 재평가 할 수 있는 기준이 제시될 것으로 예상하며, 공정지연에 대한 문제점을 일부 해결할 수 있을 것을 기대한다.

1.3 연구동향

말뚝에 관련된 종전 연구를 살펴보면 지반조건에 따른 말뚝의 선단지지력과 주변마찰력 그리고 침하 및 거동에 대한 연구와 이를 평가 및 검증하기 위한 시험방법에 대한 연구가 많이 이루어졌다.

현재 국내에 시공되는 현장타설말뚝의 경우 대부분 선단지지력에 의한 설계 비중이 높다. 따라서 현장타설말뚝공법을 적용하여 암반층까지 굴착을 진행하고 암반층에 말뚝을 지지시키는 경우가 대부분이다. 선단지지방식의 설계를 통해 말뚝을 암반에 안착시키는 이유는 상부 구조물에 대한 지지력 확보가 확실하기 때문이다. 그리고 국내의 경우 굴착작업 시 비교적 쉽고 빠른 기간에 암반층까지 도달할 수 있는 장점이 있다. 실제 현장타설말뚝을 시공 시 주변과 말뚝을

이격시키고 주면 마찰력이 작용하지 않도록 하여 말뚝선단의 거동을 분석한 연구사례도 있다(Glos and Briggs, 1983). 그러나 최근 해외설계의 사례를 보면 주면마찰력에 의한 설계도 상당히 많이 이루어지고 있다. 이유는 주면마찰력에 의한 말뚝의 지지력 확보가 충분히 가능하다고 판단했기 때문이다. 그리고 실제 굴착작업을 통해서도 도달하기 어려운 정도의 깊이로 암반층이 존재하는 경우도 종종 발생하기 때문이다. 따라서 주면마찰력에 대한 연구 또한 지속적으로 이루어졌으며 실제 현장타설말뚝을 시공하여 선단부에는 스티로폼을 넣은 뒤 하중을 재하하고 주면마찰력만 작용하도록 하여 말뚝의 주면거동을 분석한 연구사례도 있다(Seychuck, 1970). 그리고 Ladanyi(1980), Domitage(1980), Pells(1980) 등은 암반층에 소켓되어 있는 콘크리트 말뚝의 접촉면에 대한 주면마찰력을 연구하였고, 소형 볼트를 이용해 말뚝으로 표현한 뒤 실내 모형실험을 수행하여 말뚝의 주면마찰력을 분석한 연구사례도 있다(Ladanyi and Domingue, 1980). 이 외에도 실내 모형실험을 통해 말뚝의 주면마찰력에 대한 특성을 분석한 연구가 이루어졌다(Pell and Turner, 1980). 그리고 지반에 근입되어 있는 말뚝은 구간별로 분담하는 하중이 다르기 때문에 말뚝재하시험을 통해 하중 분담율을 측정한 연구 또한 Seychuck(1970)과 Briggs(1983)에 의해 이루어졌다.

말뚝은 지반의 조건 및 특성에 따라 선단지지력 및 주면마찰력의 크기가 달라지고 말뚝의 직경 및 길이에 따라서도 달라진다. Osterberg and Gill(1973)은 암반에 근입된 말뚝의 깊이 및 직경에 따른 거동을 수치해석을 통하여 분석하였다. 그리고 말뚝은 토사에 근입된 경우와 암반에 근입된 경우 또한 특성이 달라지기 때문에 선단지지력의 적용을 달리해야 한다는 수치해석 연구도 이루어졌다(Rowe and Pell, 1980). 그리고 유한요소해석을 통해 Rowe(1997), Donald(1980), Rowe(1980), Pells(1980) 등은 말뚝의 길이 및 직경이 콘크리트 말뚝의 주면 및 선단에 미치는 영향을 연구하였다. 이외에도 원심모형실험 및 차원해석을 통해 축소 모형을 제작하고 실내시험을 실시하여 말뚝의 문제점을 해결하고자 하는 연구도 또한 진행되어 왔다(Hobbs, 1967; Paul et al., 1983; Jeon et al., 2004).

Osterberg(1989)에 의해 고안된 양방향재하시험은 현재 국내에 도입되어 많은 현장에 적용되고 있는 대표적인 현장타설말뚝의 지지력 및 침하에 대한 검증방법이다. 현재까지도 양방향재하시험을 이용한 현장타설말뚝 연구가 많이 이루어지고 있다. 종전 연구사례를 보면 말뚝의 지지력 및 거동에 대한 연구가 대부분이다. 따라서 슬라임과 관련된 연구는 현재 적은 실정이다.

슬라임에 관련된 연구사례를 보면 슬라임의 공학적 특성을 연구한 전상현 등(2009)이 있고, 시추공 전기비저항 기법을 활용한 현장타설말뚝의 슬라임층 두께 평가를 연구한 전옥현 등(2013)이 있다. 그리고 한국건설기술연구원 박찬용 등(1996)은 말뚝기초의 문제점과 그 대책이라는 번역서를 출판하였고, 굴착선단부의 슬라임은 침하를 유발시키고 지지력에 영향을 미친다는 내용이 번역서에 기재되어 있다. 그러나 현장타설말뚝의 결함이 지지거동에 미치는 영향을 연구한 정성준 등(2004)은 직경 1,000mm의 길이 14m 말뚝에 점토 200mm를 슬라임으로 사용하여 선단불량을 모사하였다. 슬라임의 양은 말뚝직경의 20%에 해당하는 두께로 재하시험결과 말뚝의 지지력 및 침하에 미치는 영향은 없었다. 박찬용 등(1996)의 번역서를 살펴보면 시험말뚝의 굴착선단부에 존재하는 슬라임은 약 1m로 코어채취 결과 말뚝선단부의 콘크리트와 굴착선단부의 슬라임이 일부 혼합되었고 나머지 슬라임은 말뚝아래에 400~600mm 두께로 잔존하였다. 따라서 다소 많은 양의 슬라임이 굴착선단부에 존재할 경우에는 지지력 및 침하에 영향을 미친다고 판단된다.

현재까지 현장타설말뚝의 지지력 및 거동에 관련된 연구가 많이 이루어져 보다 확실한 방법으로 상부구조물을 지지할 수 있는 안전성을 확보하게 되었고 개선된 설계기법으로 경제적인 말뚝을 시공하는데 많은 발전이 이루어졌다. 더불어 현장타설말뚝 시공 시 발생하는 슬라임에 대한 연구가 보다 활발히 이루어져 슬라임 제거에 관련된 기준이 적용되길 기대한다.

1.4 연구내용 및 방법

본 연구에서는 첫 번째로 굴착선단부에 슬라임이 존재하는 시험말뚝에 현장재하시험을 수행하여 말뚝의 지지력 및 침하에 미치는 영향을 분석하였다.

현장재하시험은 A동, B동, C동 3개소에서 수행되었다. 시험말뚝의 직경은 2,000mm로 3개소 모두 동일하며 말뚝의 길이는 A동 66m, B동 66m, C동 63m이다. 시험말뚝의 굴착선단부에 침전된 슬라임 두께는 A동 300mm, B동 250mm, C동 250mm로 말뚝직경의 12.5% 및 15.0%에 해당하는 두께이다. 현장재하시험이 수행된 3개소 말뚝의 설계하중은 35.0MN이며 시험최대하중은 52.5MN으로 셀을 이용한 양방향재하시험을 수행하여 말뚝의 지지력 및 침하를 분석하였다.

두 번째로 탄소성 해석을 통해서 굴착선단부에 존재하는 슬라임에 의한 말뚝의 침하량을 확인하고 말뚝선단부의 콘크리트와 굴착선단부의 슬라임이 혼합되는 비율을 예측하였다.

탄소성 해석 시 현장재하시험이 수행된 말뚝과 동일한 제원을 적용하였다. 말뚝의 길이는 66m와 63m로 2가지를 적용하였으며 직경은 2,000mm로 동일하게 적용하였다. 일반적으로 현장타설말뚝 시공 시 슬라임을 말뚝직경 10%미만의 두께로 관리하며 필요시 현장 엔지니어와 협의를 통해 추가적인 2차 슬라임 제거를 수행한다. 이러한 점을 탄소성 해석에 반영하여 굴착선단부에 존재하는 슬라임의 최소두께를 말뚝직경 10%에 해당하는 200mm로 설정하였으며 50mm씩 증가시켜 500mm까지 총 7가지 케이스를 적용하였다. 그리고 실제 현장에서 이루어지는 시공단계를 살펴보면 현장타설말뚝의 경우 레미콘 타설이 완료되고 콘크리트 말뚝이 양생된 후 토공작업이 진행되는 동안 상부구조물의 시공은 이루어지지 않는다. 그러므로 일정기간동안은 상부구조물에 의한 하중의 영향은 없고 말뚝의 자중만 굴착선단부에 작용한다. 따라서 탄소성 해석 시 굴착선단부에 존재하는 슬라임에 말뚝의 자중만을 우선 고려하여 침하를 해석하

었다. 말뚝자중에 의한 침하가 굴착선단부에 존재하는 슬라임 두께만큼 침하량이 발생하였다면 말뚝선단부의 콘크리트와 굴착선단부에 존재하는 슬라임이 서로 혼합된 것으로 판단하고 혼합된 부위의 품질확인을 위해 강도시험을 수행하였다.

세 번째로 탄소성 해석에서 예측한 결과를 토대로 슬라임이 혼합된 콘크리트 부위의 품질을 확인하기 위하여 현장에서 직접 채취된 슬라임을 콘크리트와 계획된 비율로 혼합하여 강도시험을 수행하였다.

굴착선단부에 발생하는 슬라임은 굴착토가 침전되어 쌓이는 경우와 공내수에 부유하던 미립자가 침전하여 쌓이는 경우로 크게 2가지로 나뉜다. 굴착토가 침전한 경우는 대부분 입자가 큰 종류의 슬라임으로 비교적 쉽게 제거가 가능하다. 그러나 공내수에 부유하던 미립자 형태의 슬라임은 완벽한 제거가 어렵다. 침전된 미립자 형태의 슬라임은 대부분 모래 및 점토질로 존재한다. 재하시험이 수행된 현장에서 채취된 슬라임 또한 매우 느슨하고 묽은 상태의 모래 및 점토질이다. 채취된 슬라임은 $\varnothing 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ 의 규격을 갖춘 몰드 하단부에 몰드직경의 10%, 20%, 30%, 40%에 해당하는 두께로 채운 뒤 준비된 콘크리트를 채워 넣었다. 이후 교반기를 이용하여 하단부에 존재하는 슬라임과 콘크리트가 골고루 혼합되도록 하였고 양생이 완료된 후 일축압축강도시험을 수행하였다.

제 2 장 현장타설말뚝 설계 및 시공

2.1 현장타설말뚝 개요

구조물을 지지하는 말뚝은 크게 얕은 기초와 깊은 기초 두 가지로 구분된다. 구조물의 종류와 규모 그리고 중요성 및 입지조건에 따라 어떤 말뚝이 적합한지를 결정하여 안전성, 시공성, 경제성이 확보된 기초형식을 선정한다. 그리고 환경조건과 지층현황 및 연약지반 분포특성 등 기타 시공조건 또한 충분히 고려하여 기초형식 선정 시 반영한다. 보통 지지층 심도가 얕고 상부구조물의 하중이 작은 경우 얕은 기초를 적용하고, 하중이 크고 상부구조물이 대형인 경우 깊은 기초가 적용된다.

깊은 기초에 해당하는 말뚝기초의 경우 계획된 시공위치의 지반이 상부 구조물의 하중을 직접 지지하기 어려운 경우 주로 적용된다. 말뚝기초는 선단지지력과 주변 마찰지지력에 의해 충분한 지지력을 발휘 할 수 있고, 직접기초에 비해 침하량에 대해서도 보다 안정적이다.

최근 상부구조물의 대형화로 인해 보다 안전한 기초로 현장타설말뚝공법을 이용한 말뚝시공을 선호하고 있다. 현장타설말뚝공법은 계획된 설계심도 까지 굴착장비를 이용하여 굴착 및 천공을 진행하고, 사전 제작된 철근망을 굴착이 완료된 공내에 근입한 뒤 현장에서 직접 레미콘 타설을 실시하여 콘크리트 말뚝을 형성하는 공법으로 확실한 지지력 확보가 가능한 공법이다.

2.1.1 현장타설말뚝 분류

말뚝기초는 크게 세 가지 방법으로 분류된다. 첫 번째로 말뚝의 직경에 따른 분류가 가능하고, 두 번째로 말뚝에 사용되는 재질에 따른 분류가 가능하며, 세

번째로 말뚝의 시공방법에 따른 분류된다.

말뚝의 직경에 따른 분류로는 소구경, 중구경 그리고 대구경으로 크게 3가지로 구분된다. 일반적으로 직경 800mm 미만의 말뚝을 소구경 말뚝, 직경 800mm~1,200mm인 말뚝을 중구경 그리고 직경 1,200mm 이상의 말뚝을 대구경 말뚝이라 부른다. 국내의 경우 직경이 800mm~3,000mm까지의 말뚝을 시공한 사례가 있다.

말뚝의 제조방법에 따른 분류는 크게 2가지로 구분된다. 공장에서 사전 제작되어 현장에 반입하는 기성말뚝과 현장에서 직접 계획하여 시공하는 현장타설말뚝으로 구분된다. 기성말뚝은 말뚝의 재질에 따라 3가지로 분류되며 강말뚝, 콘크리트말뚝, 합성말뚝이 있다.

말뚝의 시공방법에 따른 분류는 타입말뚝, 매입말뚝 그리고 현장타설말뚝으로 크게 3가지로 구분되어진다. 세 가지 방법 모두 현장에서 대형장비를 이용하여 시공되는 방법으로 현재 국내뿐만 아니라 해외에서도 많이 적용되고 있는 공법이다.

현장타설말뚝은 말뚝직경에 따라 소구경, 중구경, 대구경으로 분류되며, 굴착방법에 따른 베네토 공법, 어스드릴 공법, R.C.D 공법으로 분류된다.

표 2.1 말뚝기초 분류

구분		말뚝기초		
		기성말뚝	현장타설말뚝	케이슨
형식별 종류		• PHC말뚝 • 강관말뚝 • 복합말뚝	• R.C.D • All Casing • Earth Drill	• 오픈 케이슨 • 심초 기초
하중 지지	연직	• 선단지지 • 주면마찰 저항	• 선단지지 • 주면마찰 저항	• 저면반력
	수평	• 말뚝 휨강성 • 수동저항	• 말뚝 휨강성 • 수동저항	• 측면반력 • 전단저항

2.1.2 현장타설말뚝공법 특징

현장타설말뚝은 굴착장비를 이용하여 대구경 및 장심도 굴착이 가능하며 이음부가 없이 현장에서 콘크리트말뚝을 형성할 수 있는 특징을 가진다. 현장타설 말뚝에는 다양한 시공방법이 존재하며 자갈 및 전석층 뿐만 아니라 풍화암 및 연암과 같은 강한 암반조건에서도 시공이 가능하다. 연약층의 지반조건에서도 시공이 가능하며 붕괴의 우려가 존재할 경우 케이싱의 근입 깊이 조정을 통해 붕괴예방이 가능하다. 그리고 벤토나이트나 폴리머 용액과 같은 첨가제를 이용한 공벽유지도 가능하며 이런 시공적인 측면을 고려하여 설계에도 반영된다 (Kulhawy and Goodman, 1980).

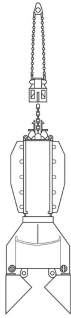
현장타설말뚝은 공법별로 특징을 가지고 있으나 시공원리는 동일하다. 우선 케이싱을 이용한 굴착 및 천공이 이루어진다. 이후 계획된 설계심도까지 장비를 이용한 굴착이 완료되었다면 사전에 미리 제작된 철근망을 인양하여 굴착이 완료된 위치에 근입시킨다. 끝으로 레미콘 타설을 설계 두부 상단까지 실시하여 콘크리트 말뚝이 형성되면 작업은 종료된다.

(1) 베네토 공법

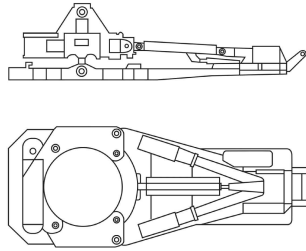
베네토(benoto) 공법은 계획된 시공위치에 오실레이터(oscillator)를 이용하여 슈(shoe)가 장착된 케이싱 튜브(casing tube)를 지반에 압입을 하는 동시에 크레인에 장착된 햄머 그랩(hammer grab)의 자유낙하 방식을 통해 계획된 설계심도까지 굴착하는 방법으로 올 케이싱(all casing) 공법으로도 불린다. 주요 장비 구성으로는 햄머 그랩, 오실레이터, 크레인이 있다.

연약한 지반이나 일반 토사층과 같은 지층에서의 시공은 굉장히 효율적이며, 강한 암반층에 도달하기 이전까지는 비교적 빠른 속도로 굴착이 가능한 공법이다. 풍화토 및 풍화암층에서의 굴착도 가능하지만 굴착효율이 감소하는 특징을 보인다. 또한 굴착 깊이가 깊어질수록 케이싱 튜브의 주면 토압이 상승하여 굴

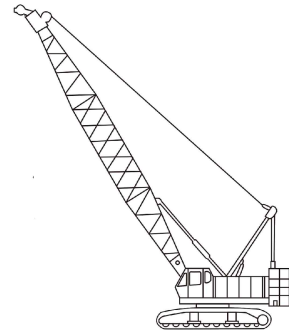
작효율이 감소한다. 그러나 케이싱 튜브를 이용한 공벽유지가 확실한 공법으로 공벽붕괴의 위험이 적은 특징을 보인다.



① 햄머 그랩

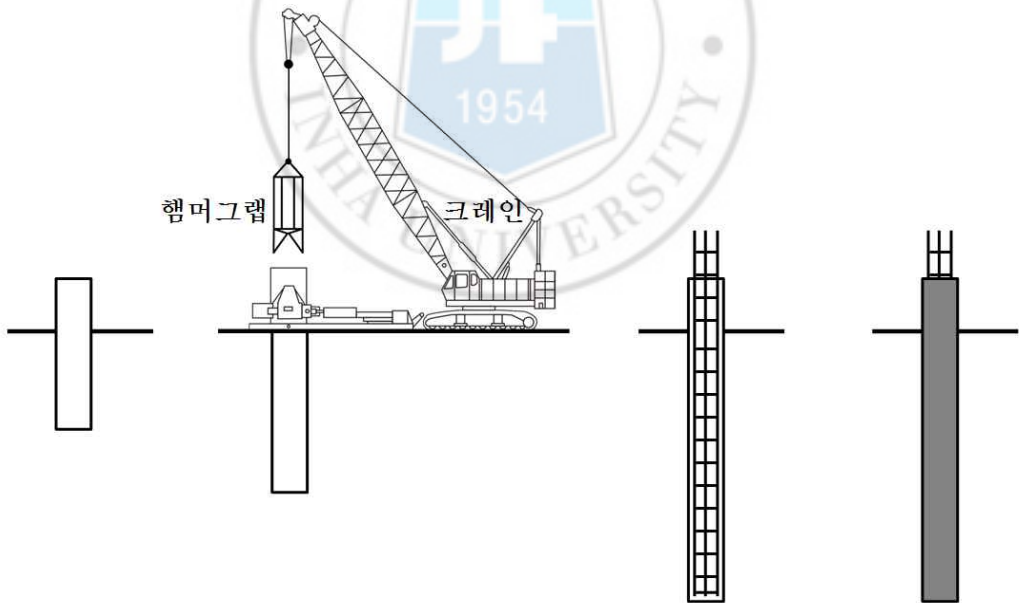


② 오실레이터



③ 크레인

그림 2.1 베네토 공법 장비



① 케이싱 근입

② 굴착 및 천공

③ 철근망 근입

④ 레미콘 타설

그림 2.2 베네토 공법 시공

(2) 어스드릴 공법

어스드릴 공법(earth drill)은 계획된 시공위치에 오실레이터를 이용하여 슈가 장착된 케이싱 튜브를 압입시키고 굴착 및 천공이 가능한 장비인 대형 천공기를 이용하여 계획된 심도까지 굴착하는 방법이다. 현장타설말뚝에 사용되는 대형 굴착장비로는 B사에서 제작된 BG28, BG30 등이 대표적이며 최근 S사에서 제작된 SA40도 국내외에서 사용되고 있다.

어스드릴 공법에 사용되는 주요장비로는 대형 천공기가 있다. 현장타설말뚝 시공을 위한 대형 천공기는 케이싱을 장비에 고정시켜서 압입 및 굴착이 가능하다. 그러나 필요시 베네토 공법을 우선 적용하여 케이싱 튜브를 압입시키는 선행작업을 진행한 뒤 천공기를 투입하여 굴착 및 천공을 후속작업으로 진행하는 방법을 병행하는 사례도 있다. 선행작업을 실시할 경우에는 베네토 공법에 적용된 톨인 햄머 그랩, 오실레이터, 크레인 또한 필요하다. 베네토 공법과 병행하는 방법은 시공의 효율성을 향상시키는 방법으로 최근 국내외에서도 주로 적용되고 있는 방법이다.

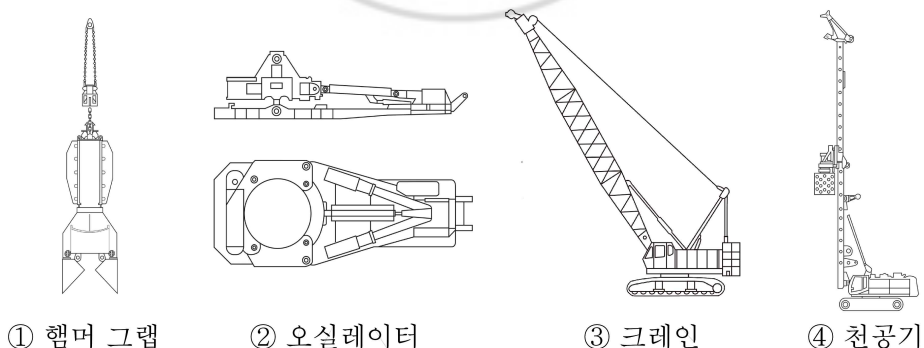


그림 2.3 어스드릴 공법 장비

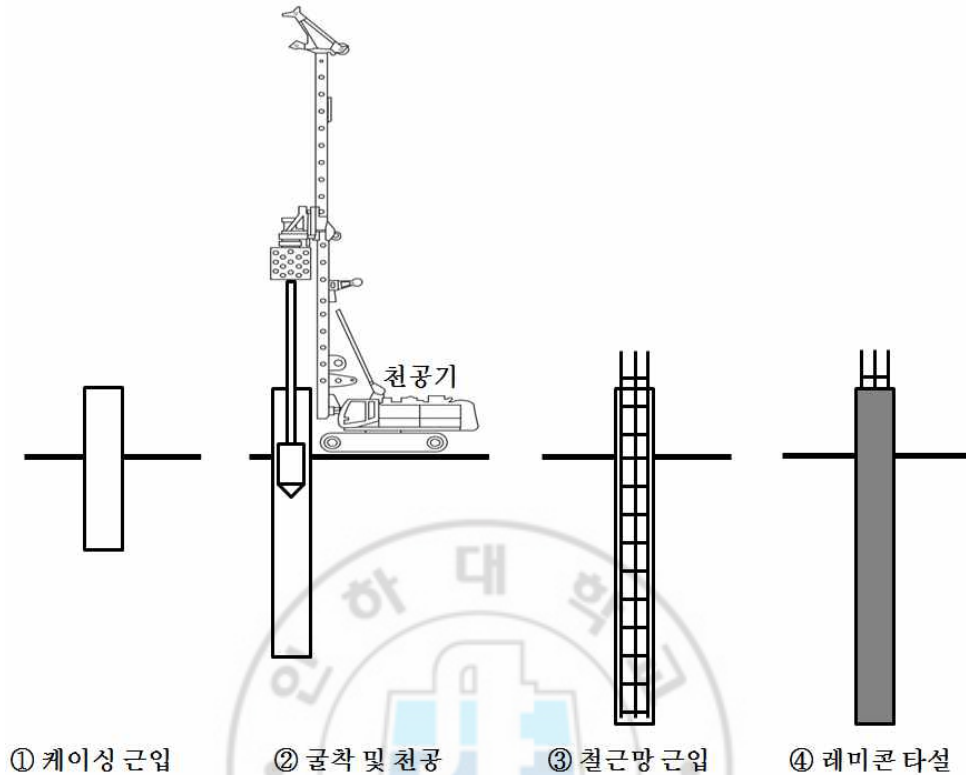


그림 2.4 어스드릴 공법 시공

(3) R.C.D 공법

R.C.D 공법(Reverse Circulation Drill)은 오실레이터를 이용하여 계획된 시공위치에 슈가 장착된 케이싱 튜브를 압입시키고 크레인을 이용하여 케이싱 튜브상단에 굴착머신을 조립한 뒤 계획된 설계심도까지 굴착하는 방법이다. R.C.D 공법은 어스드릴 공법과 달리 굴착머신 자력으로 이동 및 굴착이 불가능하며 크레인의 서비스 작업이 지속적으로 필요하다. 베네토 공법으로 선행작업이 진행되고 케이싱 튜브 압입이 완료되면 크레인을 이용해 굴착머신을 케이싱 상단에 셋팅한 뒤 굴착 및 천공이 진행된다.

R.C.D 공법에 사용되는 주요장비로는 굴착머신이 있다. 하지만 R.C.D 공법에 사용되는 굴착머신은 자력으로 장비 이동 및 굴착이 불가능하며 장비 셋팅 및 해체 작업 시 반드시 크레인을 이용한 서비스가 필요하다. 베네토 공법을 통한 선행작업이 이루어져야 케이싱 튜브 상단에 장비 셋팅이 가능한 특징을 가지고 있으며 굴착이 진행될수록 로드(rod) 연결이 필요하다.

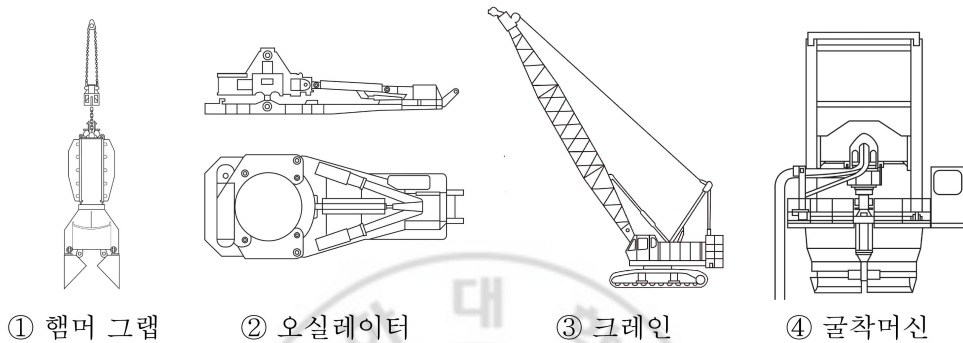


그림 2.5 R.C.D 공법 장비

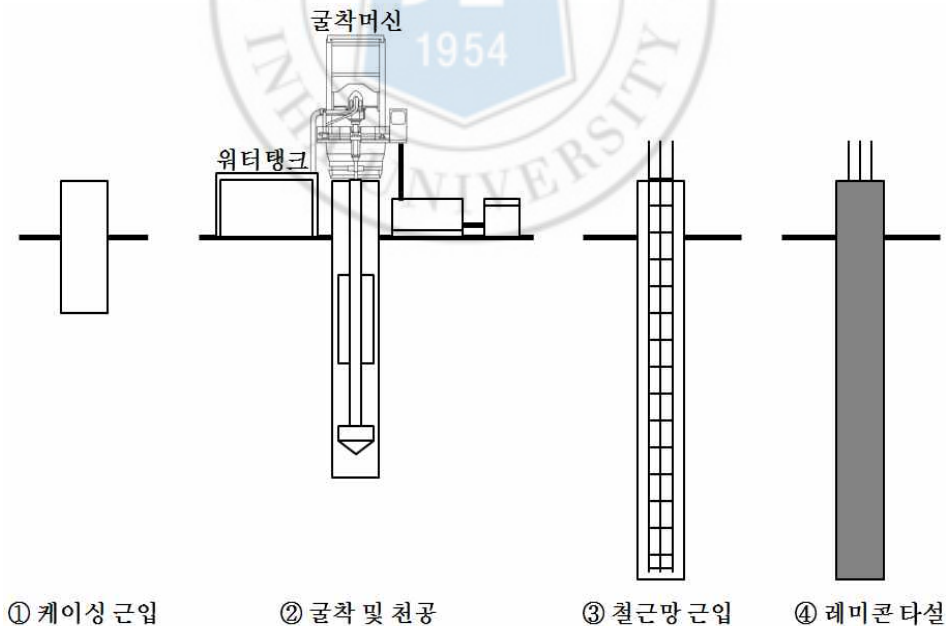


그림 2.6 R.C.D 공법 시공

2.2 현장타설말뚝 설계

2.2.1 현장타설말뚝공법 선정

현장타설말뚝은 계획된 위치의 지반에 굴착 및 천공을 실시한 후 현장에서 직접 레미콘 타설을 실시하여 지중에서 콘크리트 말뚝을 양생 제작하는 말뚝이다. 말뚝의 직경은 소구경, 중구경, 대구경으로 구분되며 800~3,000mm까지 다양한 직경으로 시공이 가능하며 무근 및 철근 콘크리트 모두 사용이 가능하다. 대형말뚝으로서 큰 지지력을 가지므로 기성말뚝을 이용하는 경우보다 말뚝의 소요 개수가 적어지고, 큰 하중에 저항할 수 있는 지지력 확보가 가능하다.

현장타설말뚝 설계 시 상부 구조물의 종류나 시공이 이루어지는 장소에 대한 사전 조사가 이루어져야 하고 지반의 특성 및 지하수 조건 등을 충분히 고려하여 설계에 반영한 뒤 공법을 선정해야한다. 본 연구에서 수행된 양방향재하 시험공에 적용된 시공방법은 R.C.D 공법이 적용되었다.

표 2.2 공법선정

조 건	현장타설말뚝 공법		
	베네토	어스드릴	R.C.D
주변 구조물 현황	△(보통)	○(적당)	○(적당)
주변 주택지 현황	△(보통)	○(적당)	○(적당)
도로 현황	△(보통)	○(적당)	○(적당)
지하수위 특징	△(보통)	△(보통)	○(적당)
지지층 특징	×(곤란)	△(보통)	○(적당)
매립종류	△(보통)	△(보통)	△(보통)

2.2.2 지지력 산정

말뚝기초의 지지력은 크게 선단지지력과 주변마찰력으로 구분되며, 허용지지력은 말뚝의 선단지지력과 주변마찰력을 합한 값에서 안전율을 고려한 것을 말한다. 지지력을 판단하는 방법은 정역학적인 방법, 동역학적인 방법, 자료에 의한 방법, 소리 및 진동에 의한 방법 그리고 재하시험에 의한 방법 등이 있다. 설계 전 이루어지는 정역학적인 방법은 반드시 추후 이루어지는 재하시험을 통한 확인이 필요하다.

(1) 정역학적 지지력 산정법

말뚝기초의 극한지지력은 말뚝 선단부의 저항력과 말뚝주면의 마찰저항의 합으로 나타낸다.

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b A_b + A_s f_s = A_b q_b + f_s p L_1 \quad (2.1)$$

여기서, Q_u : 극한지지력

Q_b : 극한선단지지력

Q_s : 극한주면마찰력

q_b : 단위면적당 극한선단지지력

f_s : 단위면적당 극한주면마찰력

A_b : 말뚝 선단부 단면적

A_s : 말뚝 주면면적

p : 현장타설말뚝 둘레길이($p = \pi D$)

L_1 : 현장타설말뚝 직선부의 길이

D : 현장타설말뚝 직선부의 직경

단위 면적당 극한선단지지력은 식(2.2)과 같이 구할 수 있다.

$$q_b = cN_c^* + q'N_q^* \quad (2.2)$$

여기서, q_b : 단위면적당 극한선단지지력

N_c^* , N_q^* : 지지력계수(형상 및 깊이 계수 포함)

지지력계수(N_c^*)는 그림 2.7을 통해 찾을 수 있다(Vesic, 1977).

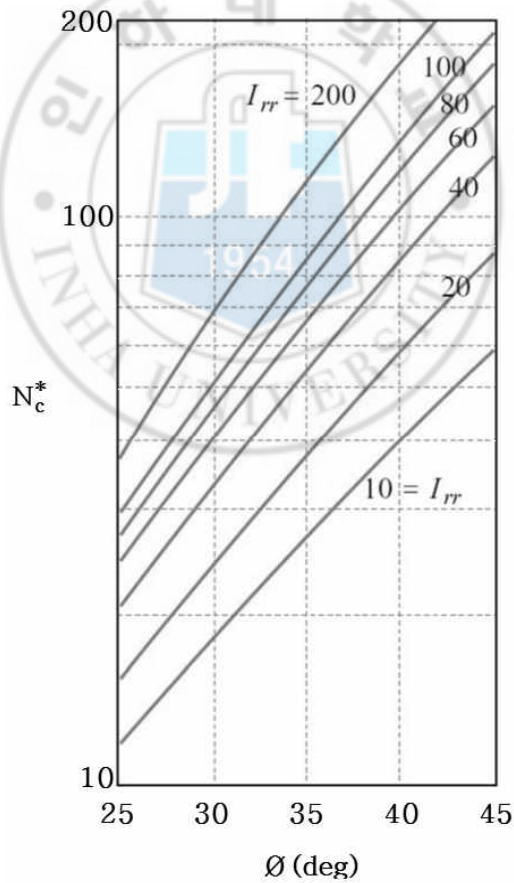


그림 2.7 지지력계수(N_c^*)

지지력계수(N_q^*)는 그림 2.8을 통해 찾을 수 있다(Vesic, 1963).

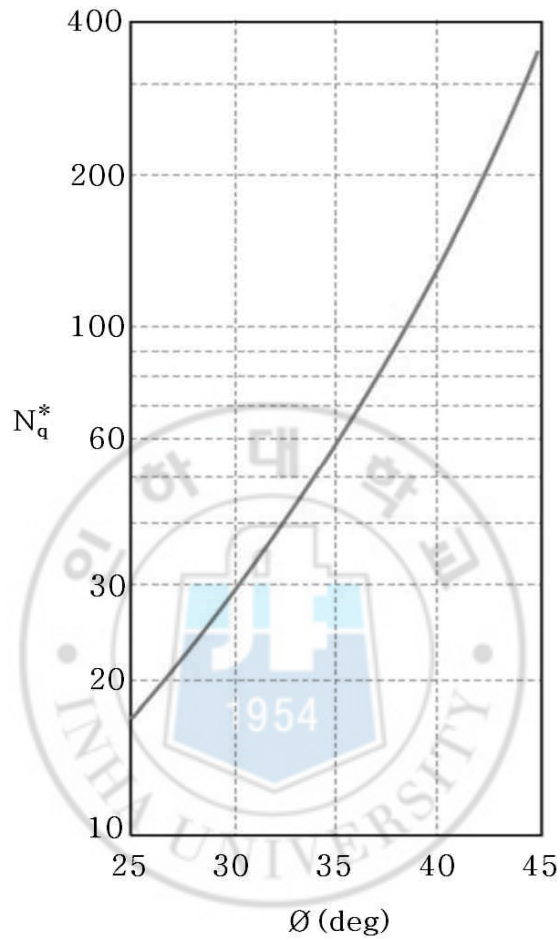


그림 2.8 지지력계수(N_q^*)

단위면적당 극한주면마찰력(f_s)은 지반의 종류에 따라 다르게 적용된다. 사질토 지반의 경우는 식(2.3)과 같다.

$$f_s = K\sigma'_\nu \tan \delta \quad (2.3)$$

여기서, f_s : 단위면적당 극한주면마찰력

K : 유효토압계수

σ'_v : 고려하는 깊이의 유효연직응력

δ : 지반과 말뚝간의 마찰각

α : 경험적 부착력계수

점성토 지반의 단위면적당 극한주면마찰력은 식(2.4)과 같다.

$$f_s = c_\alpha = \alpha c_u \quad (2.4)$$

여기서, f_s : 단위면적당 극한주면마찰력

c_α : 말뚝과 지반의 단위면적당 부착력

c_u : 점성토 지반의 비배수 점착력

α : 경험적 부착계수

극한하중 상태에서의 주면마찰력은 현장타설말뚝의 경우 직선부의 길이만 고려되며 지반의 종류에 따라 다르게 적용된다. 사질토 지반의 경우는 식(2.5)과 같다.

$$Q_s = \int_0^{L_1} p f_s dz \quad (2.5)$$

여기서, Q_s : 극한주면마찰력

p : 말뚝의 둘레길이 ($p = \pi D$)

점성토 지반의 극한주면마찰력은 식(2.6)과 같다.

$$Q_s = \sum_{L=0}^{L=L_1} \alpha c_u p \Delta L \quad (2.6)$$

여기서, Q_s : 극한주면마찰력

c_u : 점성토 지반의 비배수 점착력

α : 경험적 부착계수

(2) 지지력 산정법 제안

말뚝기초의 직경 및 길이 등 현장조건에 따라 변하는 사항에 대해서 재하시험결과를 토대로 허용 가능한 변위 조건에서의 지지력 산정을 제안하였다 (Reese and O' Neill, 1989). 말뚝기초의 극한선단지지력의 산정은 식(2.7)과 같다.

$$Q_u = \sum_{i=1}^N f_i p \Delta L + q_b A_b \quad (2.7)$$

여기서, f_i : i 층의 극한단위주면마찰력

p : 말뚝의 둘레길이 ($p = \pi D$)

q_b : 단위면적당 극한선단지지력

A_b : 선단부 면적

사질토와 자갈층을 분리한 각 지층의 극한단위주면마찰력은 식(2.8)과 같다.

$$f_i = \beta \sigma'_{\nu zi} \quad (2.8)$$

여기서, $\sigma'_{\nu zi}$: i 층 중간에서의 유효연직응력

β : 1.5(사질토), $0.245z_i^{0.5}$ ($0.25 \leq \beta \leq 1.2$)

β : 2.0(자갈층), $0.15z_i^{0.75}$ ($0.25 \leq \beta \leq 1.8$)

사질토의 경우에 단위면적당 극한선단지지력은 식(2.9)와 같다.

$$q_b = 57.5N_{SPT} \leq 2.9MPa \quad (2.9)$$

점토층 지반의 경우에 단위면적당 극한주면마찰력은 식(2.10)와 같다.

$$f_i = \alpha c_{u(i)} \quad (2.10)$$

여기서, f_i : 단위면적당 극한주면마찰력

α : 0.55(상부가 $1.5D$, 하부가 $1.0D$ 일 때, $\alpha = 0$)

$c_{u(i)}$: i 층에서의 비배수 점착력

현장타설말뚝의 지지력 산정시 고려하여야 할 사항은 그림 2.9와 같다 (Reese and O' neill, 1989).

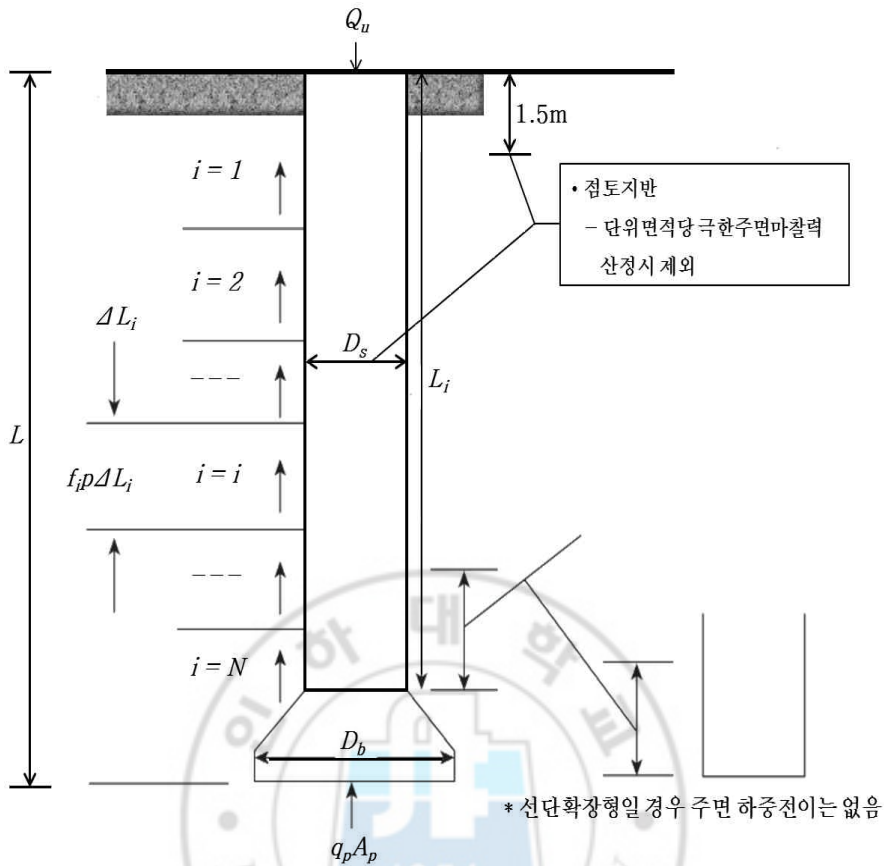


그림 2.9 현장타설말뚝 지지력 산정

(3) 표준관입시험에 의한 지지력 산정법

실제 공사가 진행될 현장에서 지반조사 데이터를 얻기 위해서 가장 많은 시험을 하는 방법은 표준관입시험(Standard Penetration Test)이다. 이 시험은 한국공업규격(KSF 2318)에 규정된 방법에 의거하여 실시하여야 한다. 표준관입시험의 원리는 63.5kg의 해머를 76cm 높이에서 자유 낙하시켜 Split Spoon Sampler를 30cm 관입시키는데 소요되는 타격횟수(N)를 측정하는 시험이다. 이때 사용되는 Split Spoon Sampler의 외경은 51mm이고, 내경은 35mm이며, 길이는 810mm이다. 타격횟수 N치 측정은 15cm 씩 3단계로 실시해야 하며,

1단계 15cm 관입시 소요되는 타격수는 예비타로 간주하여 고려대상에서 제외한다. 지층이 변하는 구간이나 매 1.0m마다 연속적으로 시행하는 것을 원칙으로 한다. 다만 지층이 조밀하거나 견고하여 30cm 관입이 곤란한 경우 50회 까지 타격을 실시하고 이때의 관입량을 표시한다.

표준관입시험은 동적 사운딩(sounding)의 일종으로 N치로 지층의 상대밀도, 연경도, 지반 강도특성 및 변형특성 파악이 가능하고, 교란시료를 채취하여 육안판별 및 물성시험 시료로도 활용이 가능하다. 표준관입시험의 N치에 영향을 주는 요소로는 보링홀의 크기, 로프의 회전수, 룯드의 길이, 케이싱의 사용여부, 샘플링 튜브의 표준화 여부, 샘플러의 관입량 등이 있다.

현장에서 표준관입시험을 통해 얻어진 지반조사 결과인 N치를 이용해 Meyerhof(1967)는 현장시험결과 N치로부터 (2.11)과 같은 식을 제안했다.

$$Q_u = m \cdot N_{60} \cdot A_p + n \cdot N_{60} \cdot A_s \quad (2.11)$$

여기서, Q_u : 말뚝의 지지력

A_p : 말뚝 선단 면적

A_s : 흙과 접하는 말뚝의 면적

N_{60} : 말뚝 선단에서의 N치

N_{60} : 말뚝주면에서의 평균 N치

m : 말뚝 종류 및 시공방법에 따른 계수

n : 말뚝 종류 및 시공방법에 따른 계수

도로교표준시방서(1996) 및 구조물기초설계기준(1996)에 제시되어 있는 m 과 n 의 값을 참고하여 요약하면 다음과 같다.

표 2.3 현장시험에 의한 지지력 산정법에 적용되는 m 값

구분	타입말뚝	선굴착 기성말뚝
m (선단지지력 적용)	30	10 ~ 20

표 2.4 현장시험에 의한 지지력 산정법에 적용되는 n 값

구분		타입말뚝	현장타설말뚝	내부굴착말뚝
n (주면마찰력 적용)	사질토	$0.2N(\leq 10)$	$0.1N(\leq 20)$	$0.1N(\leq 5)$
	점성토	$C(\leq 15)$	$0.5C(\leq 15)$	$0.5C(\leq 10)$

(4) 허용지지력 산정법

말뚝기초의 허용지지력은 극한지지력을 적용될 안전율로 나눈 값을 기준으로 설계 시 반영한다.

$$Q_a = \frac{Q_p + Q_{ps} + Q_{ns}}{F_s} \quad (2.12)$$

여기서, Q_a : 허용지지력

Q_p : 극한선단지지력

Q_{ps} : 극한주면마찰력

Q_{ns} : 부주면마찰력

F_s : 안전율

말뚝기초의 지지력은 축방향지지력, 수평지지력, 인발저항력 등이 있다. 일반적으로 말뚝기초의 지지력은 축방향지지력을 의미한다. 말뚝기초의 설계 시 지지력, 변위, 응력조건 등을 만족시켜야 하고 최대하중에 대한 침하량 또한 산정하여 구조물에 미치는 영향을 사전에 검토하여야 한다.

2.2.3 침하량 산정

말뚝기초는 근입 심도가 깊어질수록 주변마찰력에 의한 연직하중의 분담률이 커진다. 구조물의 형식이나 특성에 따라 선단지지말뚝으로 설계하는 것이 비경제적이거나 어려울 시 근입 깊이를 결정하여 마찰말뚝으로 설계가 가능하다.

주변마찰력을 이용한 설계를 실시하게 되면 침하발생을 충분히 고려하여 말뚝길이를 시공에 반영해야한다. 연약지반에 대한 말뚝기초 침하량 산정은 말뚝 선단이 암에 근입한 경우와 연약지반의 단층대에 지지대는 경우로 구분할 수 있다. 그리고 말뚝기초의 침하량을 판정할 때에는 단일말뚝, 그룹말뚝, 부주면 말뚝에 의한 침하량 및 부등침하량 값을 고려하여 구조물에 적용한다. 일반적으로 허용 침하량은 상부 구조물의 구조형식 및 사용재료 등을 고려하여 정한다.

말뚝기초의 침하량은 현장에서 직접 재하시험을 통한 판정이 가장 정확하며, 재하시험이 불가능한 경우 경험적 침하량 공식 및 탄성침하량 공식을 사용하여 추정할 수 있다.

말뚝기초의 침하량은 말뚝자체의 길이방향 변형(S_s)과 말뚝 선단부 침하량으로 나뉜다. 말뚝 선단부의 침하량은 말뚝 선단부에 가해지는 하중에 의한 침하량(S_p)과 주변마찰력에 의해 지반에 전달된 하중에 의한 침하량(S_{ps})의 합으로 산정된다(Vesic, 1997).

$$S_t = S_s + S_p + S_{ps} \quad (2.13)$$

여기서, S_s : 말뚝의 탄성침하량(mm)

S_p : 선단 하중에 의한 침하량(mm)

S_{ps} : 주면마찰력에 의한 침하량(mm)

(1) 경험적 침하량 공식

① 말뚝자체의 길이방향 변형량은 식(2.14)과 같다.

$$S_s = (Q_{ps} + \alpha_s \cdot Q_{fs}) \cdot L/A_p \cdot E_p \quad (2.14)$$

여기서, Q_{pa} : 설계하중 재하 시 말뚝선단부에 전달되는 하중

Q_{fs} : 설계하중 재하 시 말뚝주면에 전달되는 하중

L : 말뚝길이

A_p : 말뚝의 단면적

E_p : 말뚝의 탄성계수

α_s : 말뚝의 주면마찰력 분포에 따른 계수

말뚝의 주면 마찰력 분포에 따른 계수 α_s 는 균등분포 또는 포물선 분포의 경우 0.5을 적용하고, 삼각형 분포의 경우 0.67을 적용해야한다(Vesic, 1997).

② 말뚝 선단부 하중에 의한 침하량은 식(2.15)과 같다.

$$S_p = C_p \cdot Q_{pa}/B \cdot q_p \quad (2.15)$$

여기서, C_p : 흙의 종류 및 말뚝시공 방법에 따른 경험계수

Q_{pa} : 설계하중 재하 시 말뚝선단부에 전달되는 하중

B : 말뚝의 폭 또는 직경

q_p : 말뚝의 단위면적당 극한 선단 지지력

표 2.5 대표적인 C_p 값

흙의 종류	타입말뚝	굴착말뚝
모래(조밀 ~ 느슨)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18
점토(굳은 ~ 연약)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06
실트(조밀 ~ 느슨)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12

③ 주변마찰력에 의한 말뚝 선단부의 침하량은 식(2.16)과 같다.

$$S_{ps} = C_s \cdot (Q_{fa}/L_b) \cdot q_b \quad (2.16)$$

여기서, $C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L_b/B}) \cdot C_p$

L_b : 말뚝의 근입 깊이

q_b : N값에 따른 선단 지지력

(2) 탄성 침하량 공식

① 말뚝자체의 길이방향 변형량은 식(2.17)과 같다.

$$S_s = (Q_{pa} + \alpha_s \cdot Q_{fs}) \cdot L/A_p E_p \quad (2.17)$$

여기서, Q_{pa} : 설계하중 재하 시 말뚝선단부에 전달되는 하중

Q_{fs} : 설계하중이 재하 시 말뚝주면에 전달되는 하중

L : 말뚝길이

② 말뚝 선단부 하중에 의한 침하량은 식(2.18)과 같다.

$$S_p = \frac{q \cdot D}{E_s} (1 - \mu^2) I \quad (2.18)$$

여기서, q : 말뚝선단에서의 단위면적당 하중

D : 말뚝직경

E_s : 지반의 탄성계수

μ : 지반의 포와송비

I : 영향계수(원형말뚝 0.785, 정방향말뚝 0.88)

③ 주변마찰력에 의한 말뚝 선단부의 침하량은 식(2.19)과 같다.

$$S_{ps} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu^2) I_{ws} \quad (2.19)$$

여기서, p : 말뚝의 주변장

L : 말뚝 관입길이

I_{ws} : 영향계수

Q_{ws} : 말뚝주면에 전달되는 하중

영향계수(I_{ws})는 Vesic(1977)이 제안한 다음의 식에 따른다.

$$I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (2.20)$$

제 3 장 슬라임 확인 및 제거

3.1 슬라임 확인

3.1.1 슬라임 개요

현장타설말뚝 시공 시 장비를 이용한 굴착이 완료되고 나면 최종굴착선단부에 쌓여 있는 잔류 굴착토 및 암 파편 등의 잔류 물질인 슬라임(slime)이 존재하게 된다. 말뚝 선단부에 존재하는 슬라임 제거가 부적절할 경우에는 말뚝의 침하 및 지지력 저하를 발생시키며 콘크리트 말뚝의 선단부위가 슬라임과 혼합되어 말뚝 본체의 품질적 결함을 유발한다.

말뚝 선단부에 존재하는 슬라임은 크게 두 종류로 구분이 된다. 첫 번째로 토사 및 암 파편 등과 같은 굴착 잔류물이 있고, 두 번째로 공내수에 존재하는 미립자 형태의 침전물이 있다. 굴착 잔류물의 경우 대부분 입경이 큰 상태로 굴착 저면부에 존재하게 되는데 비교적 쉽게 슬라임 제거가 가능하다. 미립자 형태의 슬라임은 공내수에 부유하다 시간경과에 따라 침전하게 되는데 많은 양의 침전물이 쌓인 경우 일정량은 쉽게 제거가 가능하지만 이후 완벽한 제거는 어렵기 때문에 에어 리프트 및 에어 블로우와 같은 2차 슬라임 처리 방안을 통해 슬라임 처리를 수행한다. 미립자 형태의 슬라임은 작업 중 대기시간이 길어져 후속공정이 지연될 경우에 많이 발생한다.

3.1.2 슬라임 확인 방법

슬라임 확인 방법으로는 크게 세 가지가 있다. 첫 번째로 내림추를 이용한 네팅(netting) 확인법이 대표적이며 가장 보편적으로 사용되고 있다. 두 번째로

K사에서 제작된 DM 시리즈를 이용한 확인법이다. DM 시리즈는 연직도 확인 시 많이 이용되는 장비이지만 슬라임 확인을 위한 용도로도 사용되고 있다. 세 번째로 카메라를 이용한 확인법이다. 최근 해외에서는 카메라 테스트를 통해 슬라임을 확인하는 사례가 늘고 있다. 카메라 테스트는 굴착 선단부까지 특수 제작된 카메라를 하강시킨 뒤 지상에 설치된 모니터를 통해 슬라임 존재유무를 확인하는 방법이다.

(1) 네팅 확인법

국내외로 슬라임 존재유무 확인 시 가장 많이 이용되는 방법은 내림추를 하강시켜 굴착선단부를 확인하는 네팅 확인법이다. 장비를 이용한 굴착 및 천공 작업이 완료되면 1차적으로 슬라임 제거작업을 실시하고 슬라임 존재유무를 네팅 확인법을 통해서 확인한다. 이때 굴착선단부에 슬라임이 없다고 판단되면 사전에 제작된 철근망을 인양하여 근입한다. 철근망 연결 및 근입 작업이 완료되면 네팅 확인법을 통해 굴착선단부의 슬라임 존재유무를 재확인한다. 이때 슬라임이 존재한다면 에어 리프트 및 에어 블로우와 같은 2차 슬라임 제거작업을 실시하고 레미콘 타설을 진행한다. 네팅 확인법을 이용한 슬라임 존재유무 확인은 사람 손의 감촉에 의존하여 확인하는 방법이다. 따라서 일관성이 떨어지는 단점이 있다.



그림 3.1 네팅 확인법

(2) DM 시리즈 이용

K사에서 제작된 DM 시리즈는 굴착작업이 완료되어 레미콘 타설작업이 예정된 말뚝내부의 연직도 확인을 위해 주로 사용된다. 그리고 원치 유닛을 하강시켜 굴착심도측정 또한 가능하여 슬라임 존재 유무를 확인하는 용도로도 사용된다. 최초 연직도 확인 검측 시 리코더 유닛을 통해 최종굴착심도가 기록지로 출력된다. 이후 철근망 근입이 완료되고 레미콘 타설작업이 이루어지기 전 DM 시리즈를 이용해 최종굴착심도를 재확인하는데 이때 최초 기록지에 출력된 굴착심도와 상이하다면 슬라임이 존재하는 것으로 예측할 수 있다.

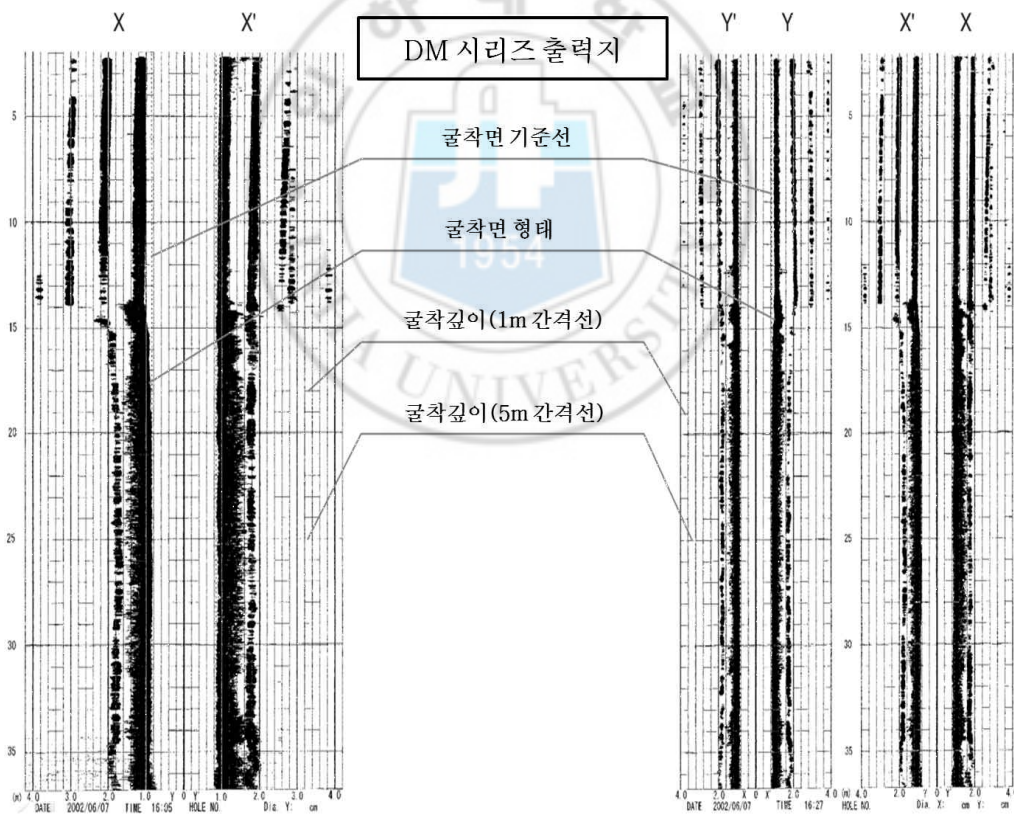


그림 3.2 DM 시리즈 출력지

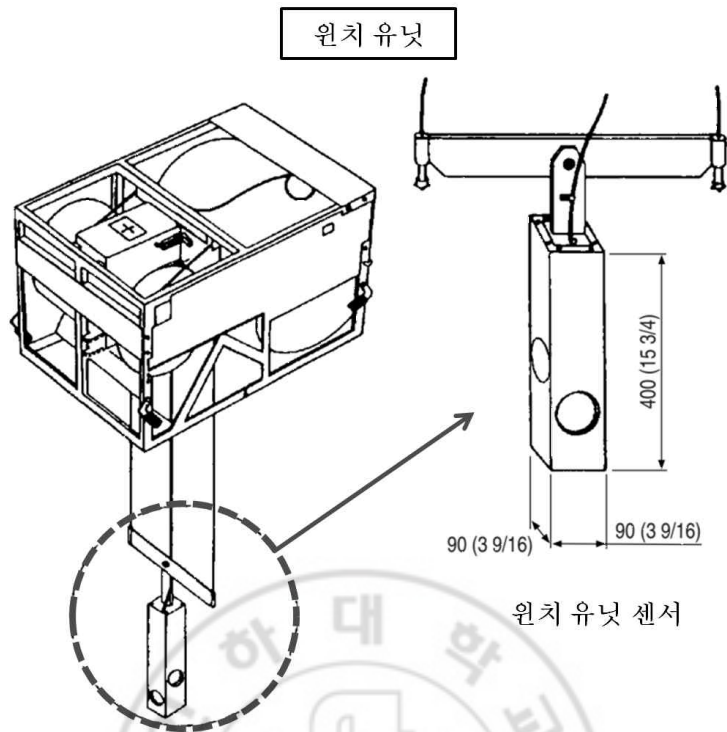


그림 3.3 원치 유닛

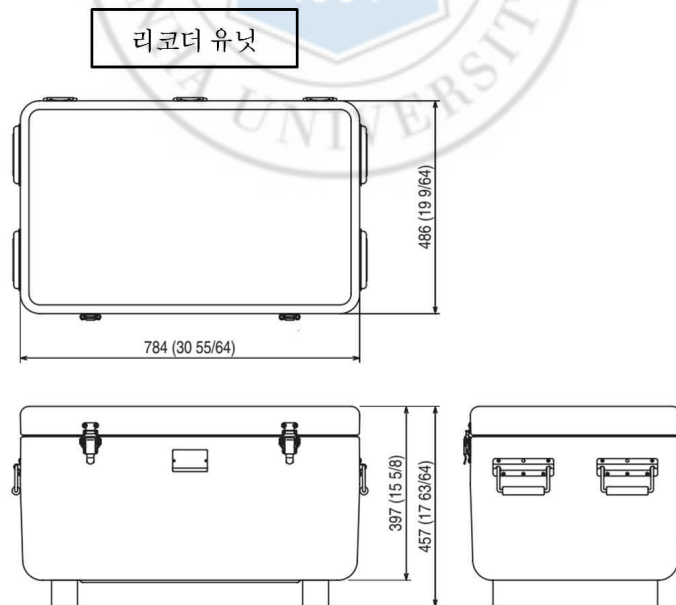


그림 3.4 리코더 유닛

(3) 카메라 테스트

네팅 확인법이나 K사의 DM 시리즈를 이용한 슬라임 존재 유무 확인은 해외에서도 일반적으로 많이 이용되고 있는 방법이다. 그러나 최근 해외에서는 카메라 테스트(camera test)를 통해 최종굴착선단부를 확인하는 방법이 적용되고 있다. 이 방법은 카메라를 최종굴착선단부까지 하강시키고 카메라로 촬영된 영상을 지상에 설치된 모니터를 통해 확인하는 방법이다(Ding et al., 2015).

카메라 테스트를 위한 장비구성은 카메라 촬영을 위한 인스펙션 벨(inspection bell)과 촬영된 영상을 저장 및 컨트롤하는 비디오 컨트롤 유닛(video control unit)이 대표적이며, 전기를 공급하는 발전기 등이 있다. 인스펙션 벨은 와이어에 연결되어 최종굴착선단까지 하강하게 되는데 특수 제작된 전구가 장착되어 있어 어두운 부위에서도 촬영이 가능하며, 카메라에 이물질이 묻었을 경우 에어호스(air hose) 및 워터호스(water hose)가 내장되어 있어 촬영 중에도 청소가 가능한 특징을 가지고 있다. 그리고 영상으로 촬영된 자료는 비디오 파일로 저장이 가능하여 보관이 용이하다.

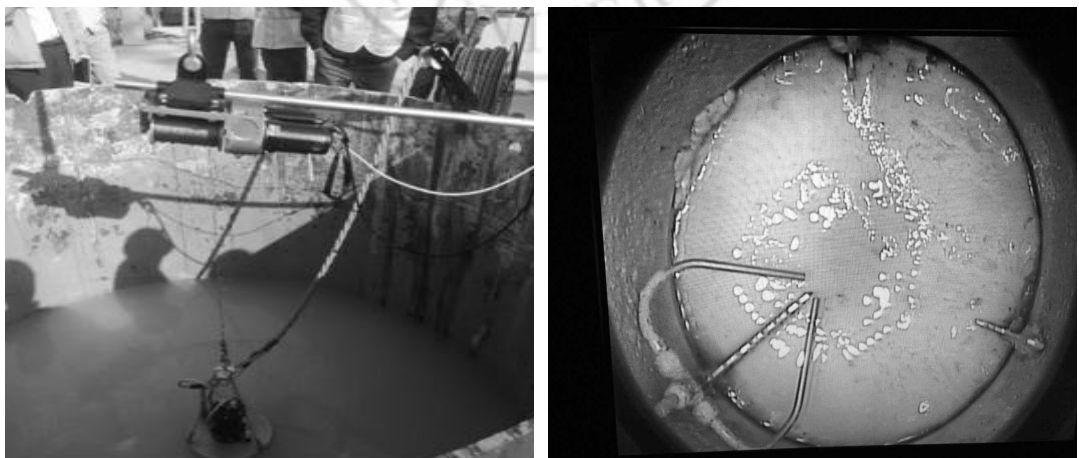


그림 3.5 카메라 테스트



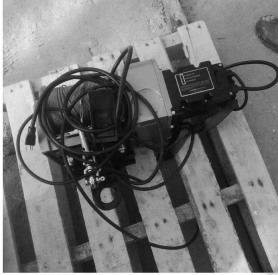
① 컨트롤 박스



② 소형 발전기



③ 전력케이블 및 워터펌프



④ 원치



⑤ 카메라 본체



⑥ 출력 모니터

그림 3.6 카메라 장비 구성

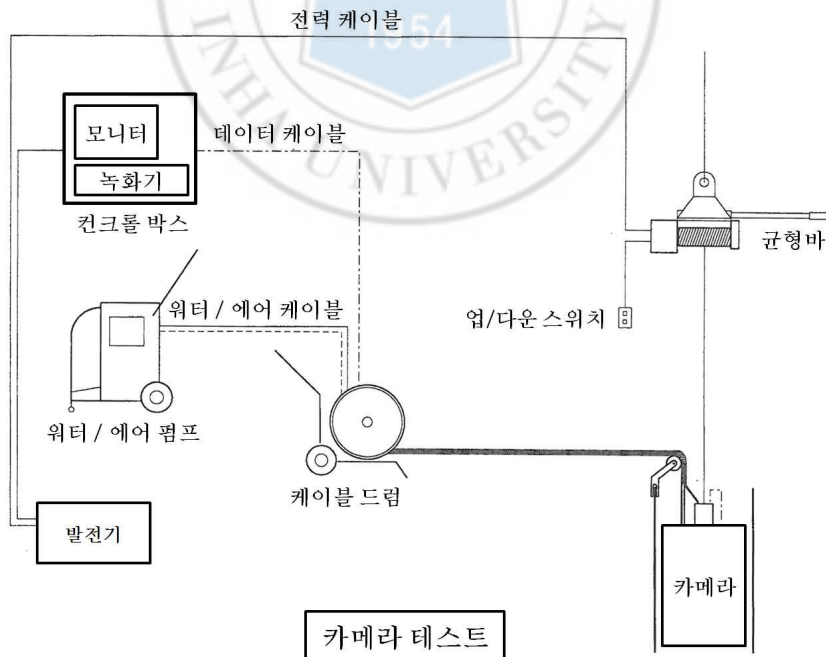


그림 3.7 카메라 테스트 개념도

최근 국내 건설사들도 해외공사 수행 중 카메라 테스트를 이용하는 사례가 늘고 있다. 국내의 경우 현재까지 도입되어 적용된 사례는 없다. 그러나 최근 국내에서도 현장타설말뚝 품질 검측용 복합 측정 장치라는 명칭으로 특허출원(10-2016-0100794)이 되어 있으며 해외에서 적용되고 있는 기존의 카메라 테스트 장비보다 개선된 기능이 적용되어 있다.

(4) 슬라임 미터

최근 국내에서 개발된 슬라임 미터(slime meter)는 전극 및 온도센서가 설치된 프로브와 로터리엔코더가 설치된 프레임으로 구성되어 굴착공 심도에 따라 온도영향이 고려된 전기비저항을 평가하여 슬라임의 두께를 산정한 방법으로 사질토와 유체 혼합물의 전기비저항은 유체의 전기비저항과 흡입자의 간극률에 따라 결정된다는 이론적 원리가 적용되었다(Archie, 1942). 슬라임 미터는 매우 느슨한 상태의 슬라임 또한 심도에 따른 전기비저항을 바탕으로 평가가 가능하다. 그러나 현재까지 실제 현장에 보급되어 사용되고 있지는 않다.

슬라임 미터의 프로브는 전극 및 센서가 부착되어있으며 공내수에서 원활한 하강을 위하여 금속재질로 제작되어 있다. 그리고 프레임은 프로브 위치 측정을 위한 로터리엔코더가 설치되어 있다. 프로브와 프레임의 무게는 30.2kg으로 인력에 의한 운반이 가능한 특징을 가지고 있다(홍원택 등, 2018).

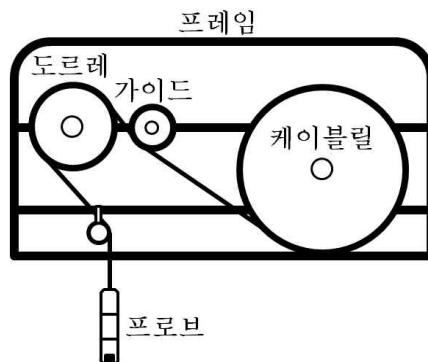


그림 3.8 슬라임 미터

3.2 슬라임 제거

3.2.1 슬라임 제거 개요

슬라임의 종류는 크게 두 가지로 굴착작업 중 발생한 잔류물과 공내수에 존재하는 미립자 침전물로 구분되는데 간혹 공벽붕괴에 따른 다량의 슬라임이 발생하는 경우도 있다. 공벽붕괴 방지를 위해서는 벤토나이트 및 폴리머와 같은 안정액을 공내수에 혼합시켜 지하수의 유입을 방지하고 공벽붕괴를 예방할 수 있다(Brown et al., 2010; Lam et al., 2014).

다량의 슬라임이 말뚝 선단부에 존재할 경우 말뚝의 침하를 유발하고 지지력을 감소시키거나 말뚝의 품질에 영향을 미친다. 따라서 레미콘 타설 전 슬라임 제거가 필요하지만 국내의 경우 슬라임 제거에 대한 명확한 규정 및 기준은 없다. 국내의 경우 일반적으로 말뚝직경대비 10%미만으로 슬라임 두께 관리가 이루어지고 있으며 필요시 에어 리프트 및 에어 블로우와 같은 방법으로 2차 슬라임 제거를 수행하고 있다. 해외의 경우도 슬라임에 관련된 정량적인 규정은 부족하다. 일부 해외사례를 보면 슬라임의 두께가 76.2mm 이하가 되도록 관리하고 있다(AASHTO, 2010). 그리고 레미콘 타설 전 76.2mm 이상의 슬라임이 존재하면 슬라임 제거를 수행하고 있다(Schmertmann et al., 1998).

슬라임 제거방법으로는 햄머 그랩 및 메커니컬 펌프를 이용한 제거방법과 에어 리프트 및 에어 블로우 그리고 플런저를 이용한 제거방법으로 크게 5가지로 구분된다. 일반적으로 굴착 잔류물 중 입경이 큰 슬라임은 햄머 그랩을 이용한 제거가 이루어지고 다소 입경이 작은 슬라임의 경우 메커니컬 펌프를 이용한 슬라임 제거가 가능하다. 공내수에 부유하던 미립자가 침전하여 발생한 슬라임의 경우에도 메커니컬 펌프를 이용한 제거가 가능하다. 그러나 굴착 선단부에 존재하는 슬라임의 양이 매우 소량일 경우에는 에어 블로우(air blow)를 이용하거나 에어 리프팅(air lifting)을 이용하여 슬라임을 제거하는 방법이 보다 효율적이다. 레미콘 타설 전 플런저(plunger)를 트레미 파이프(tremie pipe)에

고정시키는데 이는 레미콘 타설 중 콘크리트의 재료분리 방지는 효과가 있고 말뚝의 선단부 확보를 가능하게 한다. 또한 슬라임이 매우 소량인 경우 낙하충격을 통한 슬라임 부양이 가능하다.

3.2.2 슬라임 제거 방법

(1) 플런저를 이용한 슬라임 제거

현장타설말뚝 시공 시 레미콘 타설 작업은 준비된 레미콘 차량을 펌프카를 통해 트레미 파이프를 이용해서 실시한다. 이때 트레미 파이프는 3m 또는 6m의 개별 파이프를 연결하여 최종굴착선단부까지 관입된다. 파이프가 연결되는 이음부는 고무패킹 처리하여 공기나 누출되거나 공내수가 유입되는 것을 방지한다. 트레미 파이프가 최종굴착선단부까지 관입되면 트레미 파이프의 최상단부에는 호퍼(hopper)를 설치한다. 레미콘 타설이 시작되면 1차적으로 최종굴착선단부를 확보하고 트레미관이 콘크리트 속에 묻히게 깊이를 확보할 수 있는 정도의 콘크리트가 호퍼에 임시적으로 보관된다. 따라서 호퍼의 크기는 적정 용량을 갖추어야 한다.

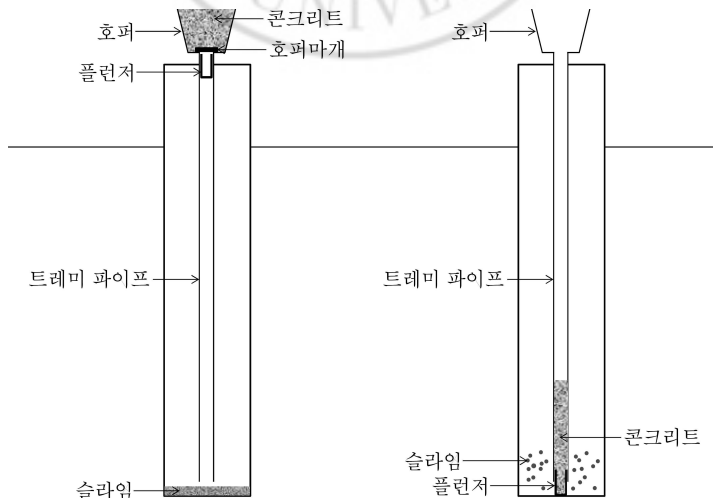


그림 3.9 플런저를 이용한 슬라임 제거

타설 직전 재료분리를 방지하기 위해 트레미 파이프 내부에 플런저를 설치하고 호퍼마개를 설치한 뒤 호퍼에 준비된 콘크리트를 가득 채운다. 플런저는 아연도금이 이루어진 합석 재질과 플라스틱 재질이 있다. 레미콘 타설이 시작되고 호퍼마개를 제거하면 콘크리트는 플런저에 담기면서 재료분리 없이 트레미 파이프 속의 물을 밀어낸다. 이후 최종굴착선단부까지 낙하하게 되고 콘크리트는 굴착선단부를 확보할 수 있다. 이때 최종선단부에 존재하는 미립자 형태의 슬라임은 낙하충격에 의해 제거가 가능하다. 주의사항으로는 호퍼에 콘크리트가 채워질 때 호퍼마개의 틈 사이로 콘크리트가 새어나가면 플런저가 먼저 낙하하게 되므로 콘크리트가 새어나가는 것을 방지하기 위해 호퍼마개를 사용 시 마개에 고무패드를 부착하여 사용하여야 한다.



그림 3.10 트레미 파이프 설치



그림 3.11 플런저 설치

(2) 햄머 그랩을 이용한 슬라임 제거

햄머 그랩은 베네토 공법 시 사용되는 주요 굴착 틀이다. 말뚝시공 시 베네토 공법의 굴착용으로 주로 사용되지만 굴착 중 발생한 큰 입자의 침전물을 제거하는 용도로 효과적이다. 굴착작업을 실시할 때에는 햄머 그랩의 충격에너지를 활용하여 굴착이 이루어지기 때문에 크레인의 브레이크를 사용하지 않고 자유낙하 시키지만 슬라임 제거를 위한 햄머 그랩을 이용할 경우는 천천히 최종 굴착선단부까지 하강시켜 작업한다. 입자가 작은 잔류물이나 미립자 침전물의 경우 햄머 그랩의 삽날 틈사이로 빠져나와 재침전하기 때문에 슬라임 제거가 불가능하다.

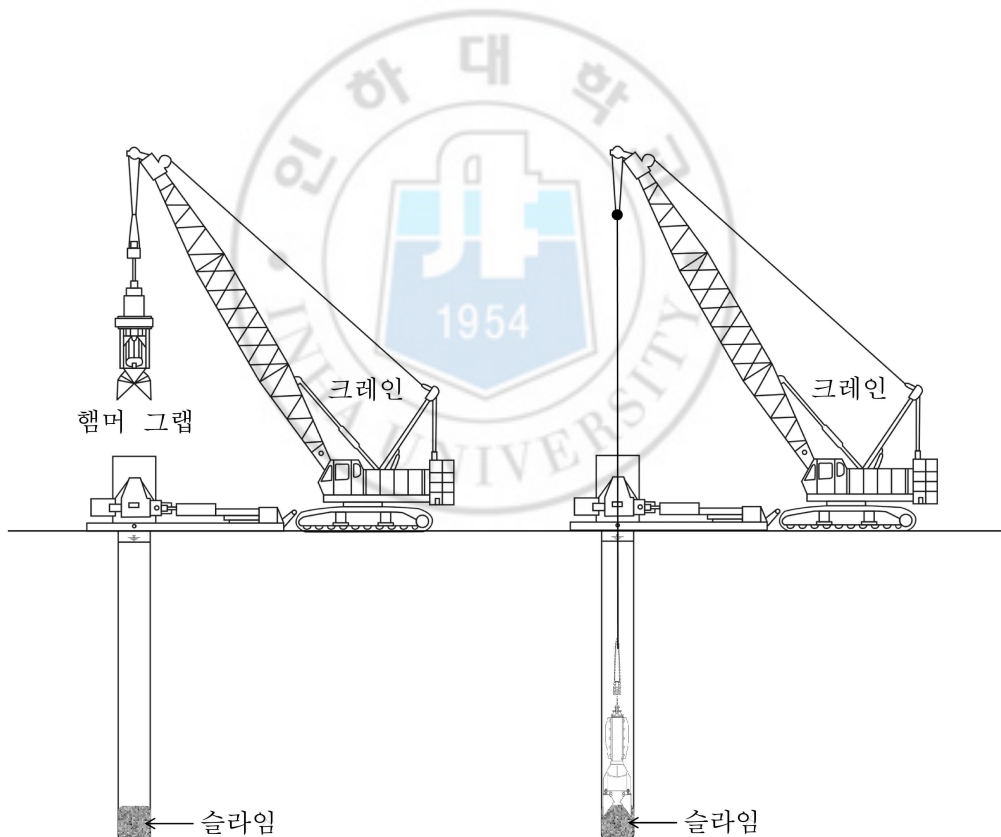


그림 3.12 햄머 그랩을 이용한 슬라임 제거

(3) 메커니컬 펌프를 이용한 슬라임 제거

메커니컬 펌프는 주사기 원리를 이용하여 공내의 최종굴착선단부에 남아 있는 슬라임을 제거하는 효과적인 방법 중 하나이다. 슬라임 제거가 완벽하게 이루어지지 않아 메커니컬 펌프를 연속하여 사용하게 되면 공내에 존재하는 지하수위가 낮아지면서 나공부(open hole) 붕괴가 발생할 수 있다. 따라서 메커니컬 펌프를 이용한 연속적인 슬라임 제거 작업이 필요할 경우 공내에 충분한 물 공급을 실시한 이후 슬라임 제거를 실시해야 한다.

메커니컬 펌프 사용을 위해서는 크레인은 필수적이다. 사전 준비된 크레인에 메커니컬 펌프가 장착되면 굴착이 완료된 공내로 근입하고 최종굴착선단부 까지 하강시킨다. 이후 원통 하부에 있는 덮개가 열리면서 슬라임이 함유된 혼탁수가 원통 안으로 유입된다. 원통에 슬라임이 가득 차게 되어 원통의 하부 덮개가 닫히게 되면 메커니컬 펌프를 인양하여 슬라임을 준비된 구역에 처리한다.



그림 3.13 메커니컬 펌프

(4) 에어 리프트를 이용한 슬라임 제거

에어 리프트(air lift)를 이용한 슬라임 제거 방법은 지상의 컴프레서를 이용하여 압축공기를 파이프를 송기시켜 상승류를 발생시키는 방법으로 최종굴착선

단부에 존재하는 슬라임과 혼탁수를 토출파이프를 통해 공외로 배출시킨다. 이 방법은 컴프레서, 에어호스, 양수기를 이용해 제거된다.



그림 3.14 에어 리프트

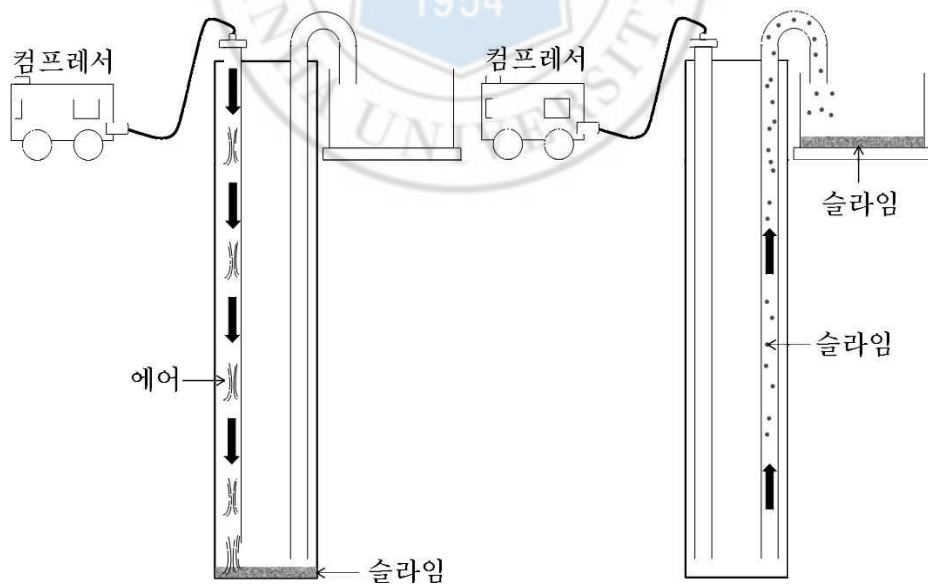


그림 3.15 에어 리프트 개념도

(5) 에어 블로우를 이용한 슬라임 제거

에어 블로우는 트레미 파이프 상단에 캡을 장착하고 에어 호스를 통해 압축 공기를 주입하여 최종굴착선단부에 존재하는 슬라임을 공내에서 부유시키는 방법이다. 이 방법은 레미콘 타설 직전에 사용되는 방법으로 에어 블로우를 실시하고 나면 즉각적으로 레미콘 타설을 실시해야한다.



그림 3.16 에어 블로우

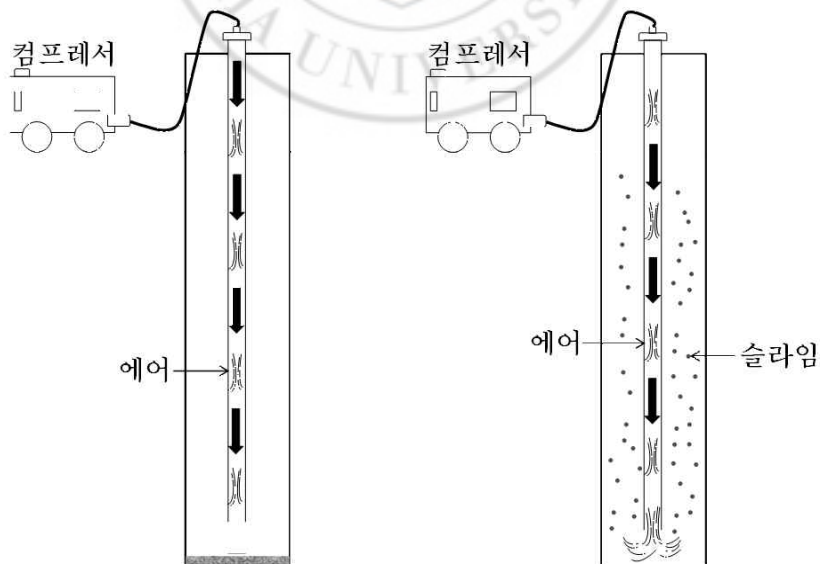


그림 3.17 에어 블로우 개념도

제 4 장 현장타설말뚝 지지력 및 침하

4.1 양방향재하시험

4.1.1 시험개요

구조물의 대형화로 인해 구조물의 큰 하중을 안전하게 지지할 수 있는 대형 기초인 현장타설말뚝의 수요가 증가하고 있다. 말뚝의 지지력 분석 방법과 관련하여 규정된 구조물기초설계기준 및 미국표준시험규격 ASTM D1143에 명시되어 있는 정재하시험 방법으로는 첫째 앵커(anchor) 반력을 이용하는 방법, 둘째 주변반력말뚝을 이용하는 방법, 세 번째 사하중을 이용하는 방법과 같이 3가지 방법이 명시되어 있다. 이러한 시험방법의 선정은 말뚝의 최종굴착심도, 시험최대하중, 공사기간, 안정성, 경제성 등의 현장여건을 충분히 고려하여 현장에 적합한 시험방법을 선정해야한다.

대구경 현장타설말뚝의 경우 정재하시험이나 동재하시험이 가능한 경우도 존재하지만 비효율 적이고 경제적이지 못할 뿐만 아니라 정확한 말뚝의 지지력 확인에 한계가 있다. 따라서 이에 대한 대책으로 시공성 및 경제성을 동시에 만족하는 재하시험의 필요성이 대두되었고 미국의 노스웨스턴대학 명예교수인 Osterberg(1985)가 새로운 방식의 정재하시험방법인 양방향재하시험을 개발하였으며, 국내에서도 여러 형태의 양방향재하시험방법이 독자적으로 개발되었다(양성호, 2015). 현재 국내외로 많이 사용되고 있는 정재하시험의 경우 시험하중 만큼의 반력이 필요하여 반력하중을 사용할 수 없는 경우에는 시험을 할 수 없었다. 그러나 양방향재하시험의 경우 특수 제작된 고압의 유압식 잭(jack)을 말뚝 선단부에 설치하여 말뚝 자체에서 발현되는 주변마찰력을 반력으로 사용하기 때문에 별도의 반력하중이 없어도 시험이 가능하다.

표 4.1 양방향재하시험 특징

구분	정재하시험	양방향재하시험
하중작용위치	• 말뚝의 두부	• 말뚝의 선단 및 선단 부근
반력방법	• 재하물 • 인접말뚝의 마찰력 • 앵커 인발력	• 말뚝자체의 주면마찰력
측정항목	• 하중-총지지력	• 하중-주면마찰력 • 하중-선단지지력 • 주면마찰력 및 선단지지력 분리 측정가능
하중전달체계	• 두부 재하하중은 우선 주면마찰력이 분담 후 소정의 하향변위가 발생되면 주면마찰력이 제외된 하중이 선단지지력으로 전달	• 말뚝선단에서 하중을 재하시키기 때문에 주면마찰력과 선단지지력이 동시에 발휘
측정 변위수	• 단계별 두부재하 하중에 따른 총 침하량만 측정가능 • 측정된 총 침하량은 하중초기에는 주면마찰력을 유발하는 변위이며, 이후의 변위는 주면과 선단지지력을 동시에 유발하는 변위임	• 재하단계별 선단침하 및 주면마찰력 유발시켜 변위가 분리 측정 됨 • 변위수량은 2개
확인가능 지지력	• 두부재하하중의 크기만큼 가능함	• 양방향재하시험은 설계하중의 2~4배까지 지지력확인 가능함

4.1.2 시험방법

(1) 양방향재하시험 구성장비

양방향재하시험을 위해서는 선단재하시험용 장비와 하중전이 측정용 기자재가 필요하다. 선단재하시험용 장비의 구성요소 중 대표적인 것은 유압을 이용하는 셀이다. 그리고 셀과 연결하는 유압호스 및 유압판이 있다. 하중전이 측정을 위해서는 측정용 센서가 필요하며 측정용 센서는 말뚝의 철근망에 고정된다. 시험말뚝 타설이 이루어지고 양생이 완료되면 지상에서는 컴퓨터를 이용하여 말뚝의 침하 및 하중전이 측정을 수행한다.

표 4.2 양방향재하시험 구성장비

구분	선단재하시험용	하중전이측정용
설치자재	• 유압 셀 • 유압 호스 • 유압판(상부 및 하부)	• 스트레인 게이지 • 측정용 센서 • 실리콘 컴파운드 • 컴파운드 에폭시 • 스틸 에폭시 • 타이밴드
측정장비	• 고장력 볼트 • 텔테일 게이지	• 데이터 로그 • 컴퓨터

(2) 시험말뚝 시공방법

굴착완료가 이루어지고 철근망 근입이 진행되면 스트레인 게이지(strain gauge)를 조립하여 철근망에 용접한 뒤 철근망 하부 끝에서부터 약 7m 상단 위치에 셀을 조립한다. 철근망 하부에 셀 조립이 완료되고 철근망 이음이 완료되고 나면 건전도 파이프를 설치한 후 변위량 측정을 위한 텔테일관(tell tail pipe)을 연결한다. 그리고 유압호스, 텔테일관, 그라우팅관, 센서 케이블은 모두

철근망 상부까지 연결해 추후 레미콘 타설이 이루어지더라도 노출시킬 수 있도록 한다. 이후 철근망 근입을 실시하고 레미콘 타설을 실시하여 콘크리트 말뚝을 형성한다.

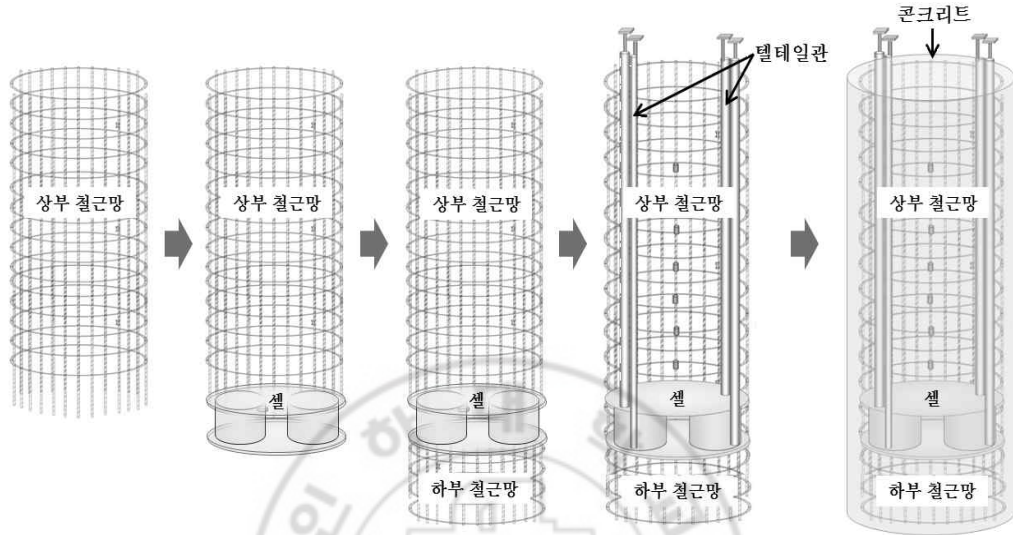


그림 4.1 시험말뚝 조립

① 셀 설치

양방향재하시험을 위한 셀 및 기자재의 제품의 사양을 확인 한 뒤 사전 제작된 시험말뚝 철근망에 셀 및 센서 그리고 유압호스를 부착한다.

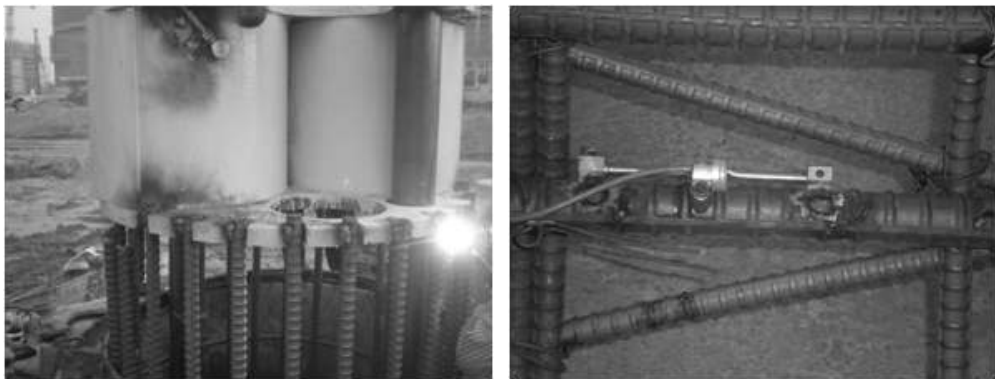


그림 4.2 셀 설치

② 셀 근입

셀이 부착되어 거치되어있는 하부 철근망에 상부 철근망을 인양 및 이동 시켜 용접작업을 통해 부착한 뒤 최종굴착선단부까지 하강시킨다.



그림 4.3 셀 근입

③ 양방향재하시험

레미콘 타설 완료 후 콘크리트 양생기간을 준수하고 시험말뚝이 완성된 뒤 양방향재하시험을 수행한다.



그림 4.4 양방향재하시험

(3) 양방향재하시험 방법

해외사례를 보면 오스터버어그 셀 시험은 급속시험방법에 따라 수행하는 것이 일반적이다(Schmertman & Hayes, 1997). 하중전이 선단재하시험을 위해 서 우선 하중 인가장치 및 선단 거동 측정 장치가 설치된 말뚝 두부 양옆에 충분한 이격 거리를 갖는 고정보(reference beam)을 설치한다. 그리고 말뚝 두부 및 선단의 거동을 측정할 전기저항식 변위계가 설치되면 센서를 텔테일관을 통해 삽입하고, 데이터 로거(data logger)를 연결한다. 이후 말뚝 선단에 작용되는 하중을 측정할 압력변환기(pressure transducer)를 연결하고 유압펌프를 설치한 뒤 선단 및 두부의 변위를 관찰하면서 계획된 주기로 ASTM D1143를 참고하여 하중을 가한다. 하중전이 측정은 선단재하시험 시 수행하며, 두부정리가 이루어진 후에 데이터 로거로 연결하여 각 단계별 변화량을 저장한다.

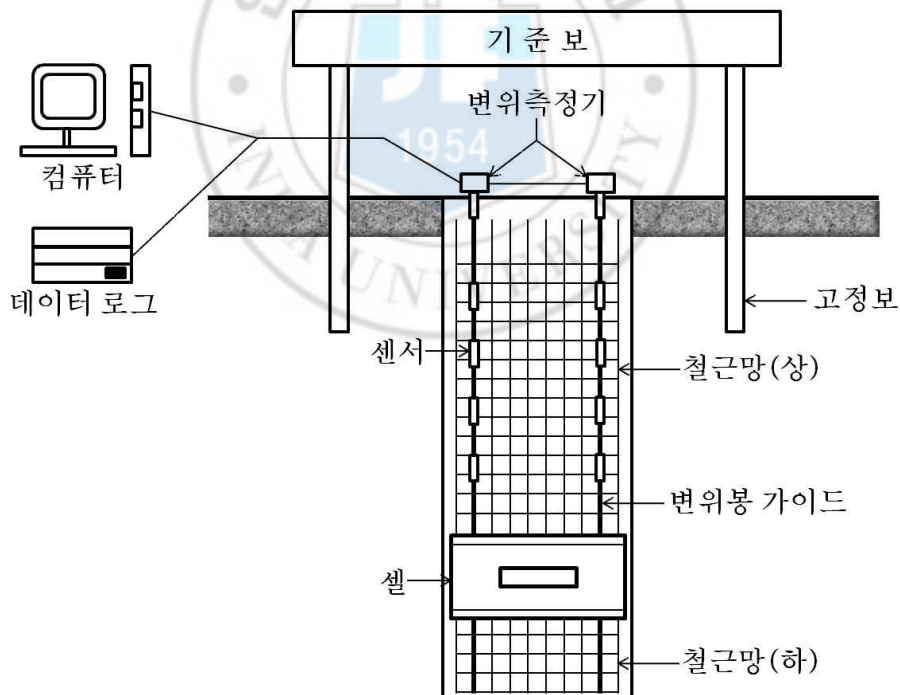


그림 4.5 양방향재하시험 개념도

4.2 지지력 및 침하

4.2.1 시험위치 및 지반특성

(1) 지형 및 지질

양방향재하시험이 수행되는 지역은 인천광역시의 ○○○ 공동주택 신축공사 현장으로 해안을 따라 매립층이 존재하는 부지이다. 본 현장의 주변지질은 변성암, 화강암, 화산암으로 구성이 되어있고, 모든 층을 부정합으로 피복하고 있는 해성 퇴적층 및 매립지로 구성되어 있다. 지반조사 구역의 퇴적층은 해수의 직접적인 영향으로 형성된 해성퇴적층으로 점토, 모래 등의 입자로 구성되어 있다. 기반암의 경우 화강암으로 부분적으로 편마암이 존재한다.



그림 4.6 지형 및 지질

○○○ 공동주택 신축공사 현장의 지반의 특성을 파악하기 위해 17개소의 시추조사를 실시하였다. 본 현장의 시추조사 결과, 개략적인 지층구성은 최상부에서부터 매립층(자갈섞인 실트질 모래), 준설매립층(실트질 모래, 실트질 점

토, 모래질 실트 등으로 복잡하게 구성됨), 해성퇴적층(점성토층, 사질토층), 풍화대 및 기반암의 순서로 분포하고 있다.

표 4.3 지층분포

구 분		통일분류 (U.S.C.S)	층후 (m)	S.P.T (N-Value 범위)	Remark
매 립	실트질 모래	SM	1.0~9.5	0~50	전석 존재
준설매립	실트질 모래	SM	2.8~9.4	0~34	전석 존재
	실트질 점토	CL	0.7~2.5	0~5	
	모래질 실트	ML	2.6~2.7	0~4	
해 성 퇴적층	점성토	CL	4.3~13.6	1~35	
	점토질, 모래질실트	ML	4.0~13.8	0~48	
	사질토	SW, SM	1.6~8.3	0~50 이상	
풍화대	실트질 모래	SM	1.5~20.5	23~50 이상	풍화토, 풍화암

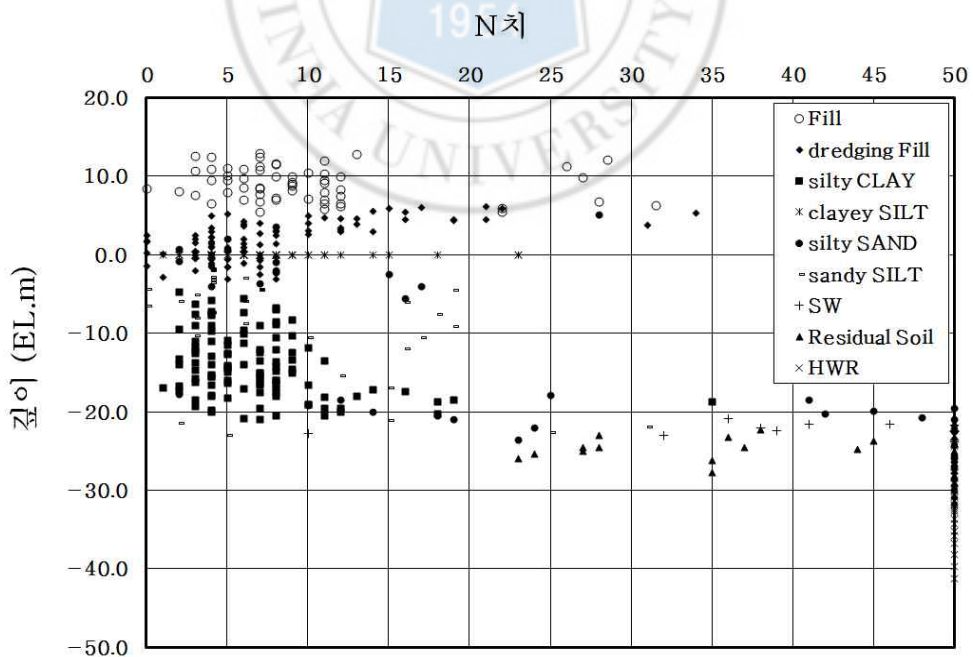


그림 4.7 심도별 N치 분포

(2) 지하수위

본 현장의 지하수위는 계절에 따라 달라지고 부근 지역의 지하수 이용여부, 토공사로 인한 지하수의 유출 등에 따라 변화가 발생하는 지역이다.

표 4.4 지하수위

공 번	지하수위(GL. - m)	지하수위(EL. m)
DH-01	-3.70	+8.10
DH-02	-4.40	+7.10
DH-03	-4.20	+7.34
DH-04	-1.20	+6.25
DH-05	-6.30	+7.70
DH-06	-1.10	+6.56
DH-07	-6.40	+7.10
DH-08	-6.00	+8.00

4.2.2 시험말뚝 제원 및 현황

(1) 양방향재하시험 위치 및 지층

현장시험이 수행되는 지역은 인천광역시의 ○○○ 공동주택 신축공사 현장으로 R.C.D 공법을 이용하여 시공된 현장타설말뚝으로 양방향재하시험을 실시하였다. 시험말뚝은 A동, B동, C동 3개소에서 실시하였다.

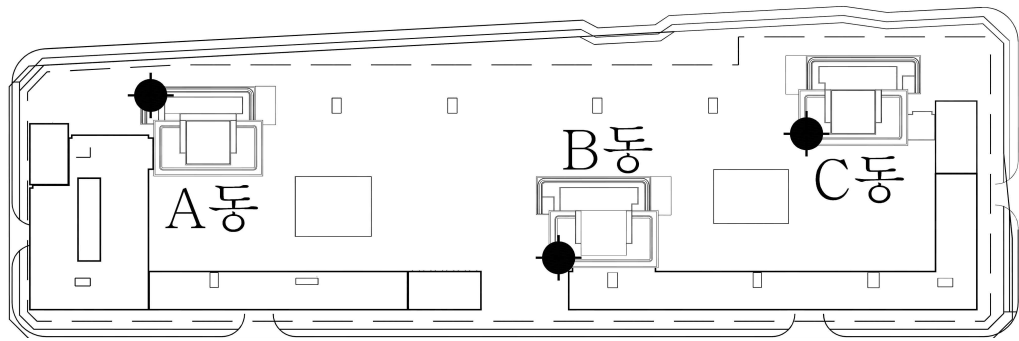


그림 4.8 양방향재하시험 위치

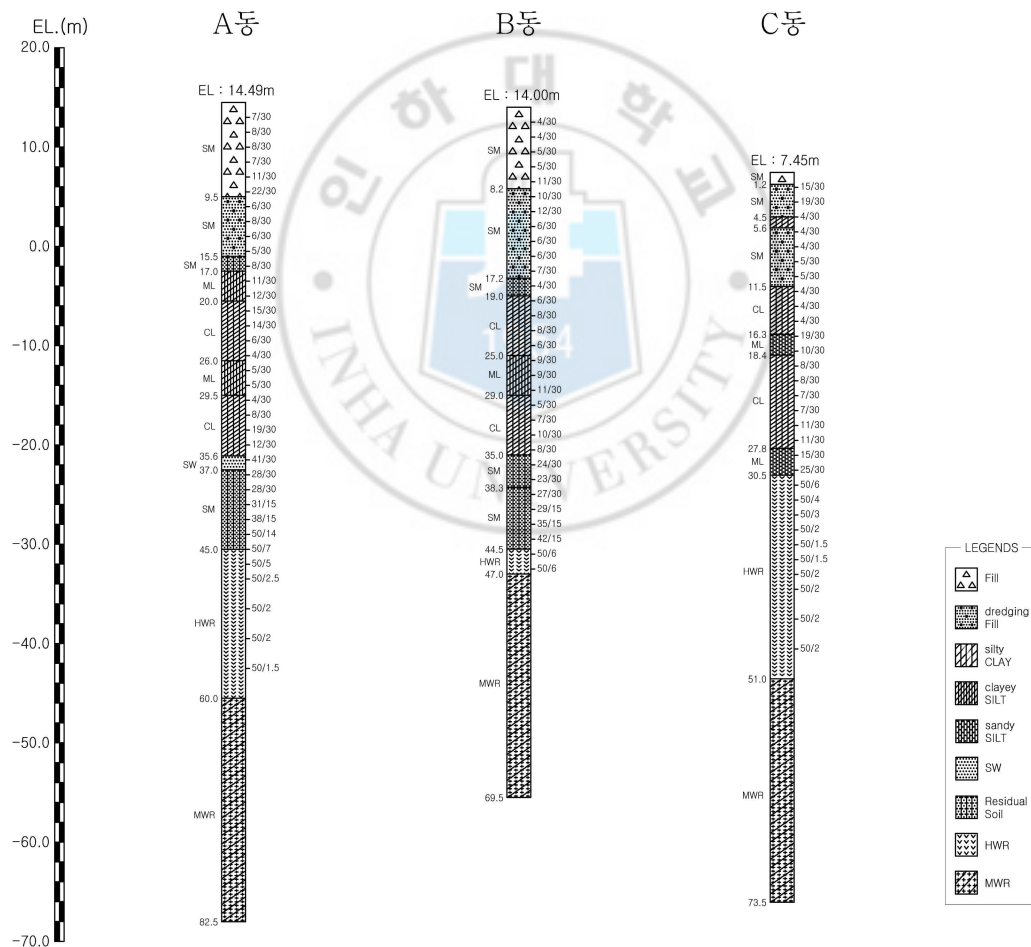


그림 4.9 시험말뚝 주상도

(2) 시험말뚝 제원 및 현황

시험결과로 얻어진 시험말뚝의 등가 하중-침하량 곡선을 통해 현장타설말뚝의 지지력 및 침하를 확인하였다. 시험말뚝은 A동, B동, C동 3개소에서 수행하였다. 시험말뚝의 직경은 2,000mm로 동일하며, 길이는 A동과 B동은 66m 그리고 C동은 63m이다. 슬라임 두께측정 결과 A동은 300mm, B동과 C동은 250mm로 측정되었으며 점토 및 모래질의 형태로 매우 묽고 느슨한 상태로 존재하였다. 설계하중은 35.0MN으로 설계되었다. 레미콘 타설시 55MPa 강도가 적용되었으며 주변에 바다가 존재하므로 콘크리트 배합설계 시 황산염 노출정도에 적합한 2등급 시멘트를 적용하였다.

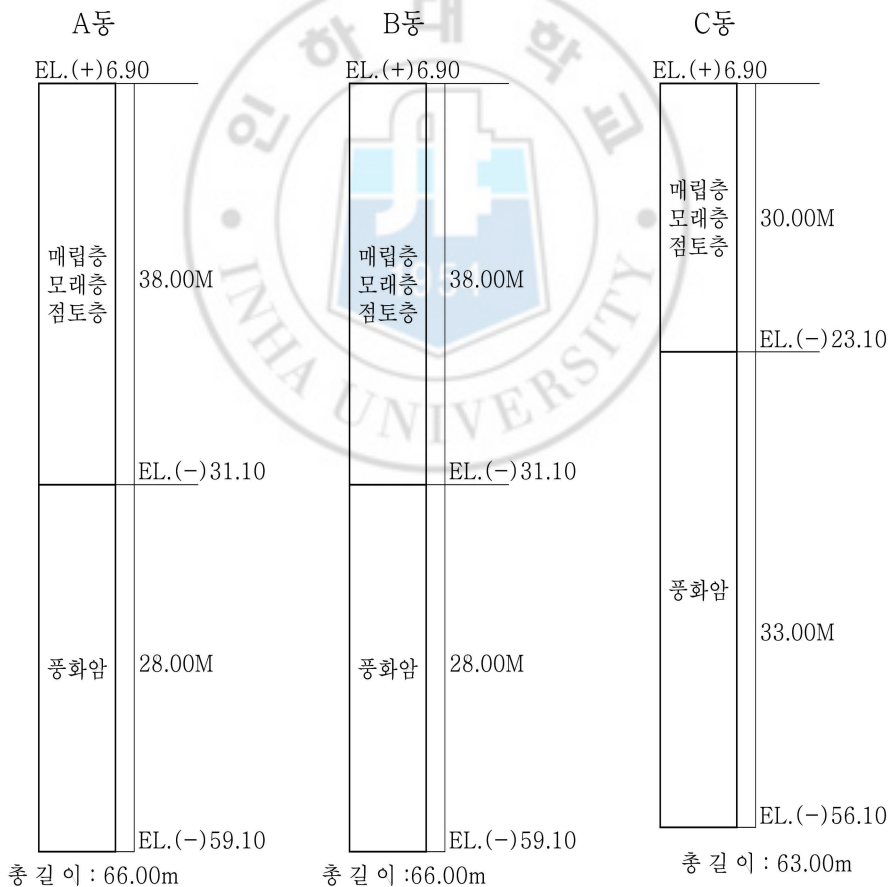


그림 4.10 시험말뚝 굴착현황

표 4.5 시험말뚝 제원

위치	직경 (mm)	설계하중 (MN)	말뚝상단 (EL.)	최종선단 (EL.)	말뚝길이 (m)	슬라임 (mm)
A동	2,000	35.0	6.9	-59.1	66	300mm
B동	2,000	35.0	6.9	-59.1	66	250mm
C동	2,000	35.0	6.9	-59.1	63	250mm

4.2.3 양방향재하시험 결과

본 시험에서는 선단 지지력 및 주면 마찰력의 변위를 분리 측정하였다. 일반적으로 Osterberg(1985)가 제안한 양방향재하시험은 셀을 이용한 급속재하시험방법에 따라 수행한다(Schmertmann & Hayes, 1997). 따라서 ASTM D1143 및 한국산업규격 KSF-2445에서 규정하고 있는 급속재하시험방법으로 국내에서는 대부분 실시되고 있다.

표 4.6 양방향재하시험 하중재하

구분	KSF 2445	ASTM D 143
하중재하	재하장치는 규정에 따라 정해진 용량으로 시행	제안된 설계하중 10~15 % 단위로 하중을 적용
측정시간	- 하중재하 전후 기록하며, 2.5 분과 5분에 측정 - 전 하중제거 후 회복량과 시간을 기록하고, 2.5분과 5분 측정	- 지정된 하중증가 적용 후 잭킹이 중지될 때 기록 2.5분, 5분 반복측정 - 시간과 회복의 측정값을 가지고, 모든 하중이 제거된 후 2.5분, 5분 반복기록
비고	- 하중재하에 대한 구체적인 내용 없음 - 측정시간은 최대 5분임	- 단계마다 설계하중에 최대 15%씩 재하함 - 측정시간은 최대 5분임

(1) A동 결과

① 하중재하주기

○○○공동주택 신축공사 현장 A동의 양방향재하시험에서는 ASTM에서 규정하고 있는 급속재하시험방법으로 실시하였으며 실시간으로 데이터를 모니터링하면서 하중을 제어하였다. 시험하중은 4주기 8단계까지 가력되었으며 시험 최대하중은 양방향 52.50MN이다.

표 4.7 하중재하주기

주기	1주기		2주기		3주기		4주기	
	하중	시간	하중	시간	하중	시간	하중	시간
하중	0	0	0	0	0	0	0	0
	6.56	20	6.56	10	6.56	10	6.56	10
	13.13	규정	13.13	10	13.13	10	13.13	10
			19.69	20	19.69	10	19.69	10
			26.25	규정	26.25	10	26.25	10
					32.81	20	32.81	10
					39.38	규정	39.38	10
							45.94	20
							52.50	규정
리바운딩							39.38	10
					26.25	10	26.25	10
	6.56	10	13.13	10	13.13	10	13.13	10
	0	10	0	10	0	10	0	10

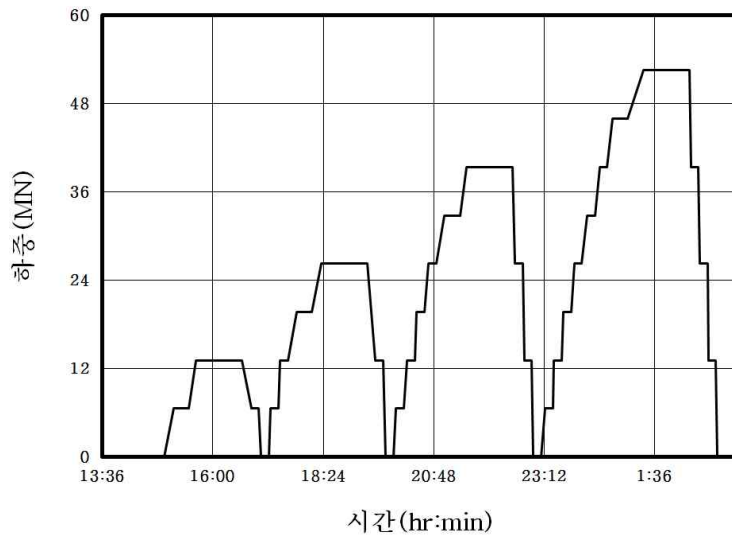


그림 4.11 시험하중-시간 그래프

② 하중재하 및 변위량

양방향 재하시험의 하중 단계별 재하시험 결과를 시험하중-변위 곡선으로 도시하였다. 선단 유압잭 하판의 하부변위와 상판의 상부변위를 변위봉을 이용하여 계측하였으며 본 시험에서는 시험 최대하중인 52.50MN에서도 주변마찰력 및 선단지지력의 항복을 보이지 않았다.

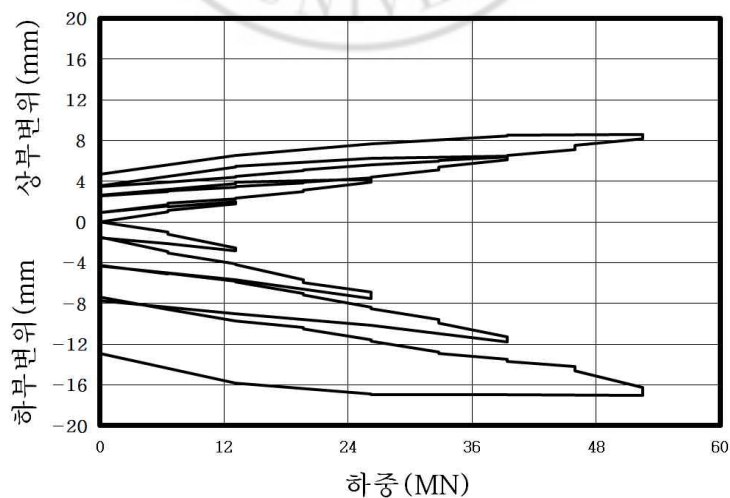


그림 4.12 시험하중-변위 곡선

③ 최대하중 및 변위량

각 주기에서의 최대하중 및 변위량의 관계를 도시한 결과 상부 및 하부의 변위는 항복을 보이지 않았다. 시험최대하중 52.50MN에서 상판 변위는 주변마찰력을 나타내고 하판 변위는 말뚝 선단지지력을 나타낸다. 각각의 변위를 비교하면 상판 8.56mm, 하판 17.05mm의 변위가 측정되었다.

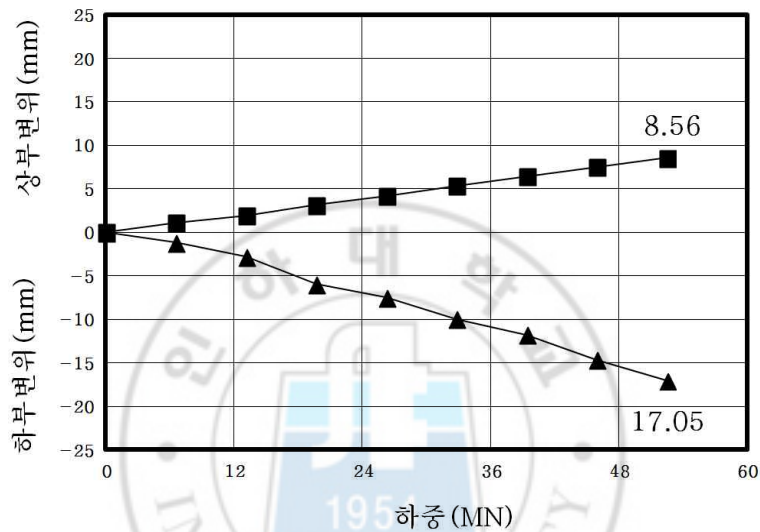


그림 4.13 주기별 하중-변위 곡선

④ 등가하중 곡선

주기별 하중-변위 곡선을 보기 쉽게 정재하시험결과 방식으로 등가하중곡선을 도시하였다. 등가하중곡선의 추세선을 보면 81.05MN에서 약간의 변화를 보이는데 상대적으로 셀의 상부변위가 작기 때문에 기인되는 현상이며 주기별 하중-변위 곡선에서 실제로 항복이 일어나지 않았기 때문에 연관이 없다.

본 시험말뚝의 시험최대하중은 설계하중의 1.5배를 재하하중으로 설정하여 거동은 안정성을 확보하고 있는지 여부를 평가하였다.

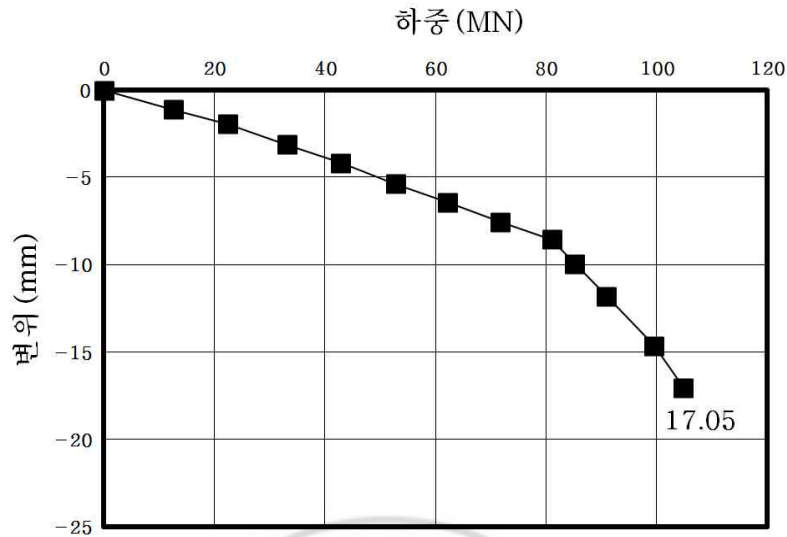


그림 4.14 등가하중 곡선

시험최대하중 52.50MN을 항복하중으로 정하였고, 안전율 2를 적용하였다. 허용선단지지력은 26.25MN이고 침하량은 17.05mm의 작은 변위를 보이고 있으며 항복하중 또한 발생하지 않았다. 그러므로 최대시험하중 52.50MN에 반력하중으로 작용하는 말뚝의 부양자중 4.33MN을 제외하고 안전율 2를 적용한 허용주면지지력은 24.08MN이다.

Terzaghi 공식을 적용한 말뚝의 전체 허용지지력은 $50.33\text{MN} = \{\text{선단하중} + (\text{주면마찰력} - \text{말뚝자중})\} / \text{안전율} = \{52.50 + (52.50 - 4.33)\} / 2 = 50.33$ 으로 산정된다.

본 시험말뚝의 항복하중 분석에 의한 전체 허용지지력은 허용선단지지력과 허용주면지지력을 합한 50.33MN이다.

⑤ 주면변위에 대한 항복하중 분석

양방향재하시험의 해석에는 일반적으로 축방향 압축정재하시험의 해석법을 사용하며 양방향재하시험 시 선단부의 변위와 주면부의 변위를 각각 따로 측정하게 되므로 해석 시에도 선단부와 주면부를 분리하여 측정한 후 두 개의 지지력을 합산하면 말뚝의 전체지지력이 된다. 분석 방법으로는 크게 침하량 분석법, 항복하중 분석법, 등가하중 분석법 3가지로 구분된다.

시험말뚝의 경우 상부구조물 시공 시 실제 사용되는 말뚝이다. 따라서 시험 전후의 변위량을 고려하여 시험최대하중인 52.50MN을 재하 후 시험을 종료하였다. 주면부 변위량은 셀 상판의 변위를 측정하였고 8.56mm의 변위를 보였다. 허용주면마찰력은 24.08MN으로 산정되었다. 주면변위의 항복하중 분석은 $P-S$ 곡선, $\log P - \log S$ 곡선, $S - \log t$ 곡선, $p - ds/d(\log t)$ 곡선을 통해 분석하였다.

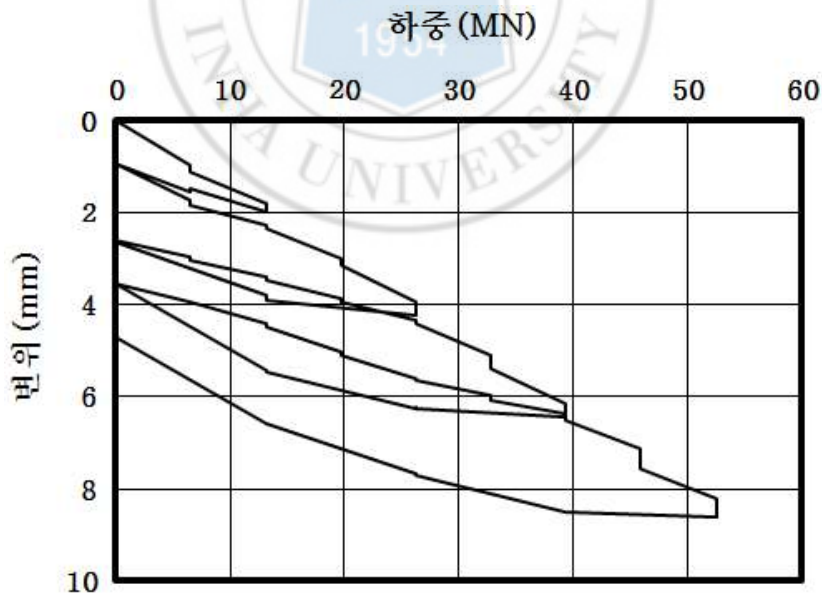


그림 4.15 주면변위 $P-S$ 곡선

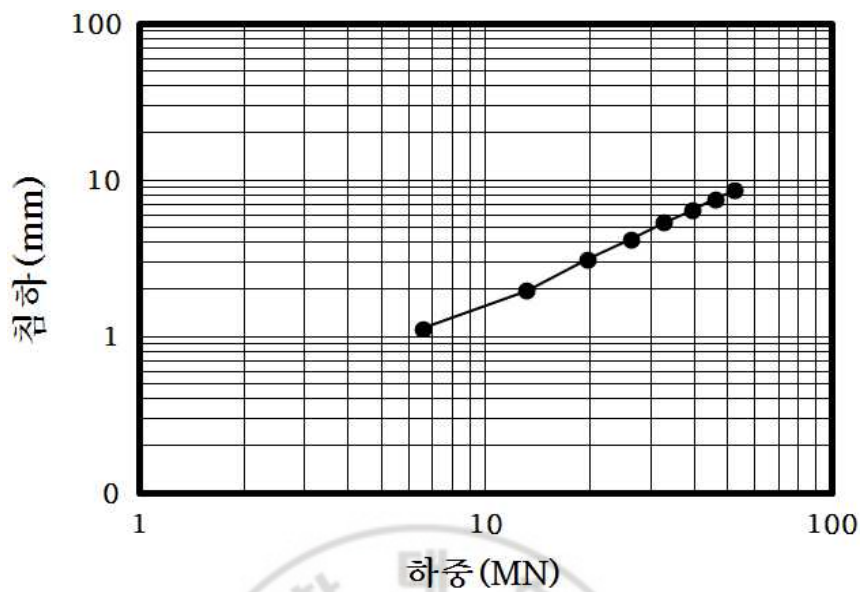


그림 4.16 주변변위 $\log P - \log S$

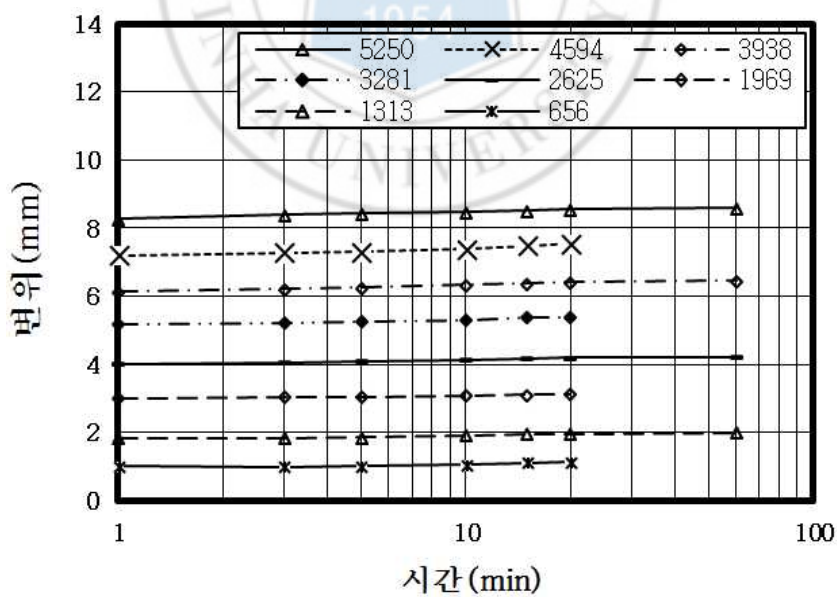


그림 4.17 주변변위 $S - \log t$

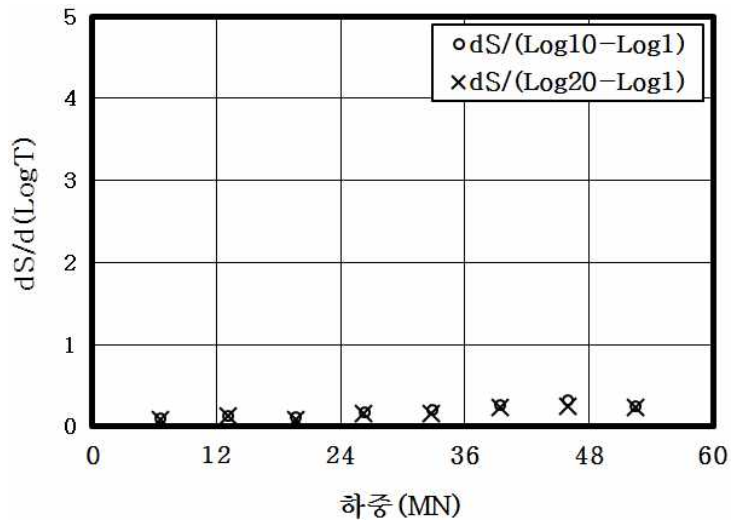


그림 4.18 주변변위 $p-ds/d(\log t)$

⑥ 선단변위에 대한 항복하중 분석

셀 상부 보다 셀 하부가 조금 많은 변위를 나타내는 형태를 보이고 있다. 셀 하부 변위의 침하 곡선은 선형적인 거동을 나타내고 있으며, 최대작용력 52.50MN에서 최대 침하량은 17.05mm로 나타났다.

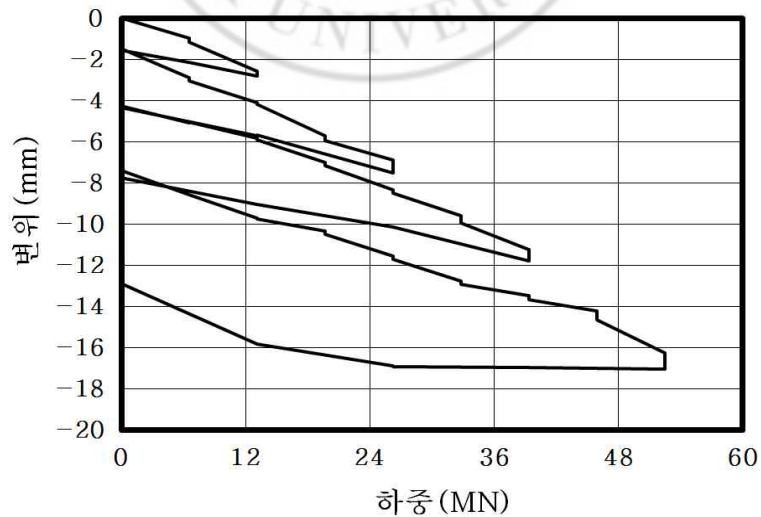


그림 4.19 선단변위 $P-S$ 곡선

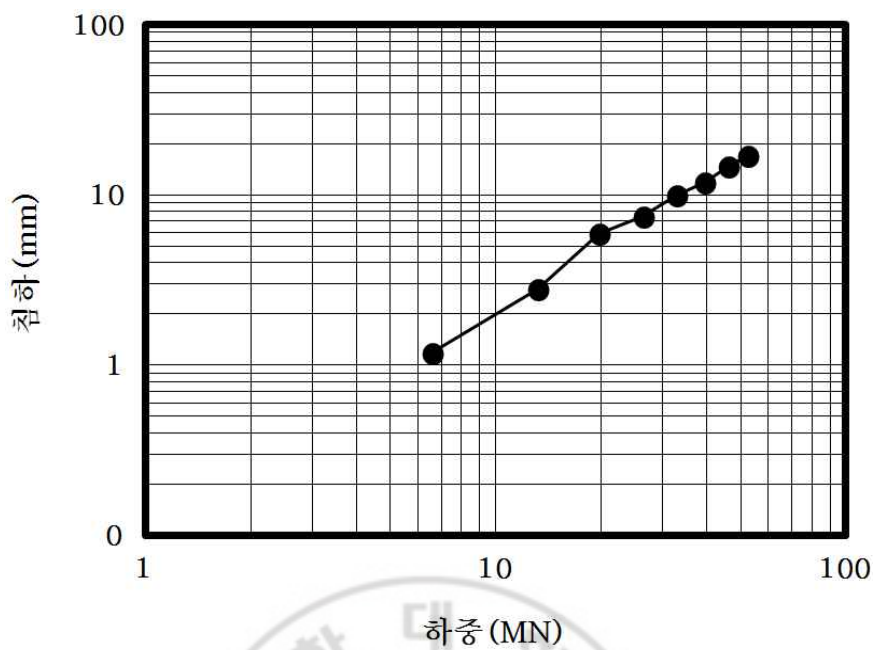


그림 4.20 선단변위 $\log P - \log S$

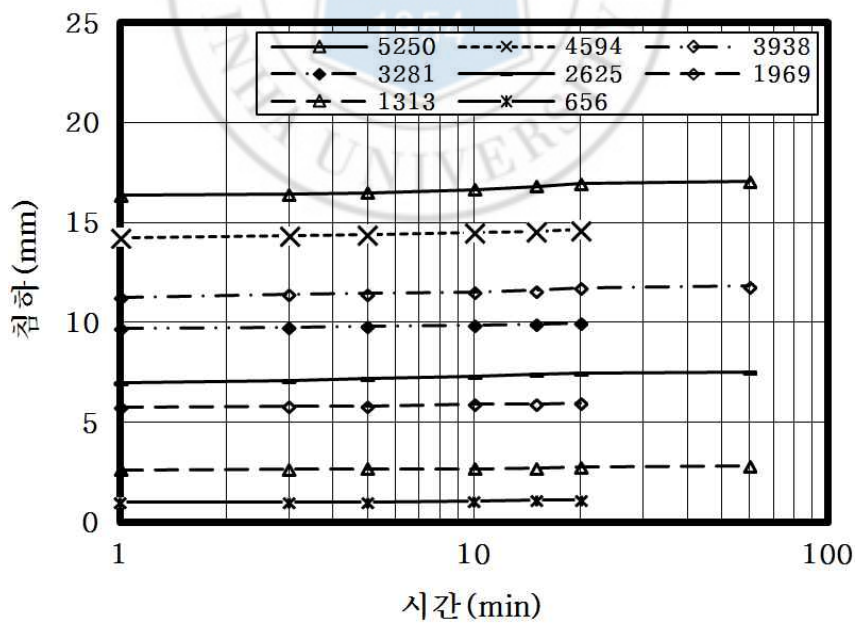


그림 4.21 선단변위 $S - \log t$

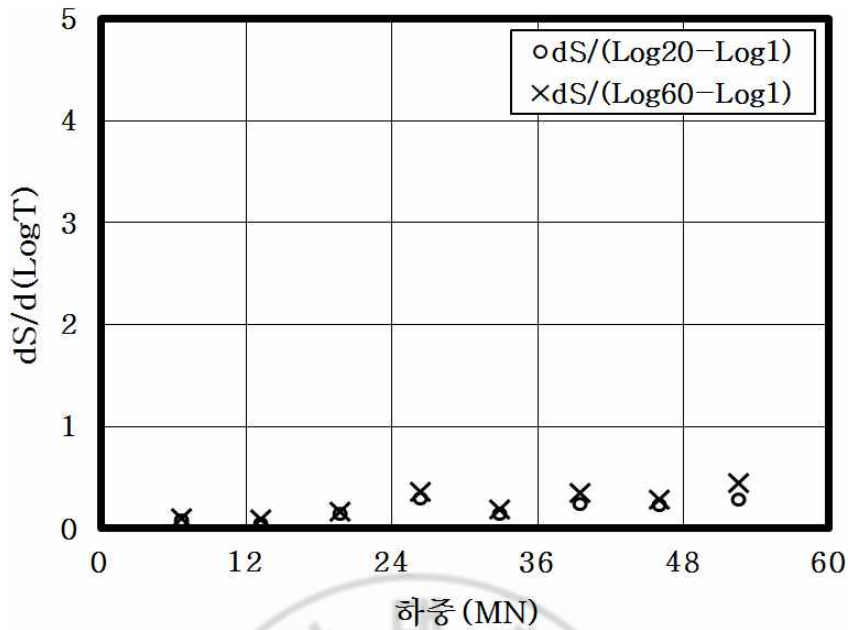


그림 4.22 선단변위 p - $ds/d(\log t)$

⑦ 하중전이

말뚝과 주면사이에 발생하는 마찰력은 응력-변위-시간의 특성, 말뚝-흙시스템 내에 존재하는 요소의 파괴 특성, 말뚝 설치 방법 등에 의해 영향을 받는다(Vesic, 1977).

양방향 선단유압재하시험은 셀 상부 말뚝 주면 마찰력, 셀 하부의 말뚝 주면 마찰력, 선단지지력에 의한 양방향의 하중별 변위상태를 파악하며, 각 지층별 주면마찰력을 파악하여 풍화암층에 소켓되어 있는 현장타설말뚝의 마찰 저항력을 확인하기 위해 하중 전이를 측정하였다.

심도별 발휘된 마찰력을 보면 토사구간에서의 하중전이 현상이 거의 없다. 현장타설말뚝 시공 시 근입된 케이싱이 레미콘 타설이 완료된 후 인발하게 되는데 이때 말뚝과 주면에 이격현상이 일정기간 발생하게 된다. 따라서 케이싱이

근입 된 EL-32.4m 구간까지는 하중전이 현상은 거의 없는 것으로 측정된다. 그러나 풍화암 구간에서는 하중에 대하여 저항하고 있으며 특히 셀과 인접한 주면에서 2196.80kN/m^2 이 발현되었다. 재하점으로부터 이격 거리가 멀어질 때 마찰력은 작은 값이 측정되었다. 이는 전이되는 하중이 작기 때문에 나타나는 결과이다.

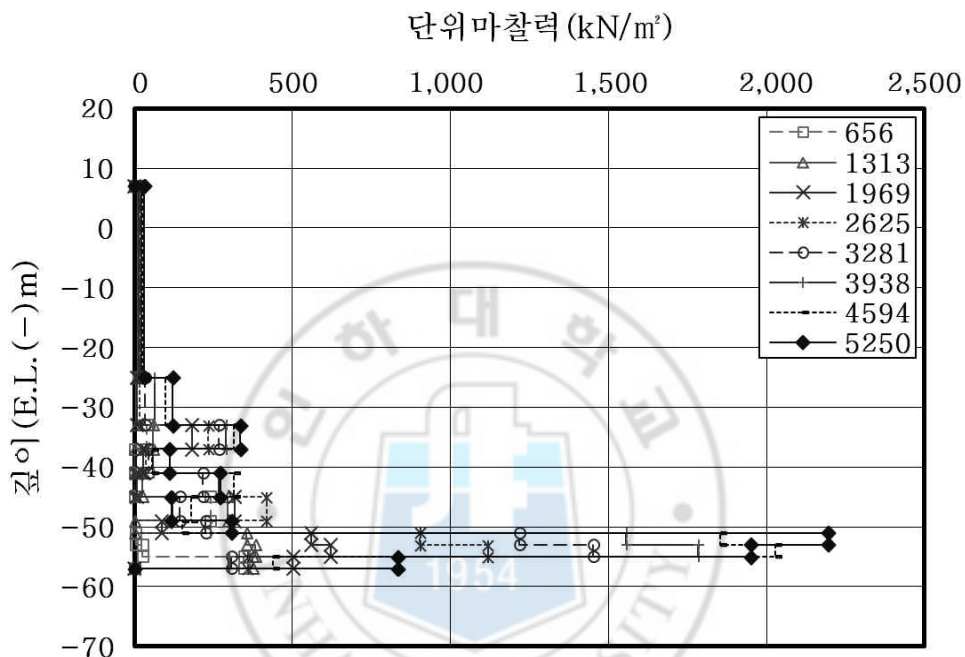


그림 4.23 심도별 발취 마찰력

⑧ 전침하량

시험최하중 52.50MN에서의 시험하중-변위 곡선을 정재하시험결과 방식으로 등가하중곡선을 도시한 추세선을 보면 항복하중은 발생하지 않았다. 침하량은 17.05mm의 작은 변위를 보이고 있으며 전침하량 기준인 Terzaghi & Peck의 25.4mm에 만족하며 독일 DIN4014 기준인 20mm에도 만족하는 결과가 측정되었다.

표 4.8 전침하량(A동)

관리 침하량 기준	기준 (mm)	침하량 (mm)	관리 침하량 대비 (%)	결과
Terzaghi & Peck	25.4	17.05	67.1	O.K
독일 DIN4014	20	17.05	85.3	O.K

⑨ 잔류침하량

시험최대하중 52.5MN에서 말뚝주면의 잔류 변위량은 4.83mm, 말뚝선단의 잔류 거동은 12.64mm로 측정되었다. 말뚝 직경의 2.5%를 잔류침하량 기준으로 규정하는 일본건축기초구조설계와 독일 DIN 4026 기준에 만족하는 결과가 측정되었다.

표 4.9 잔류침하량(A동)

관리 침하량 기준	기준 (mm)	침하량 (mm)		관리 침하량 대비 (%)		결과
		주면	선단	주면	선단	
일본건축기초구조설계 (0.025D)	50	4.38	12.64	8.8	25.3	O.K
독일 DIN 4026 (0.025D)	50	4.38	12.64	8.8	25.3	O.K

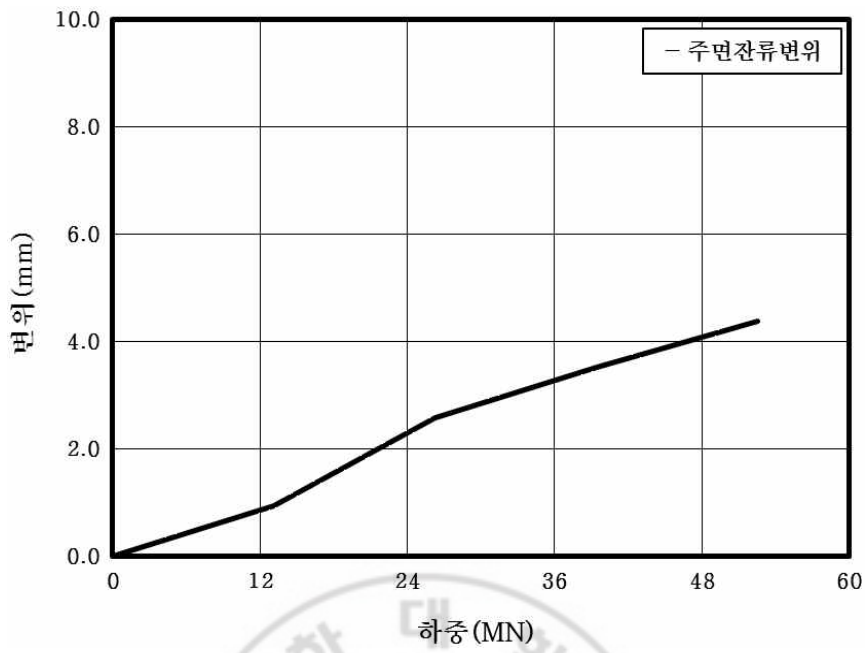


그림 4.24 말뚝주면 잔류 변위

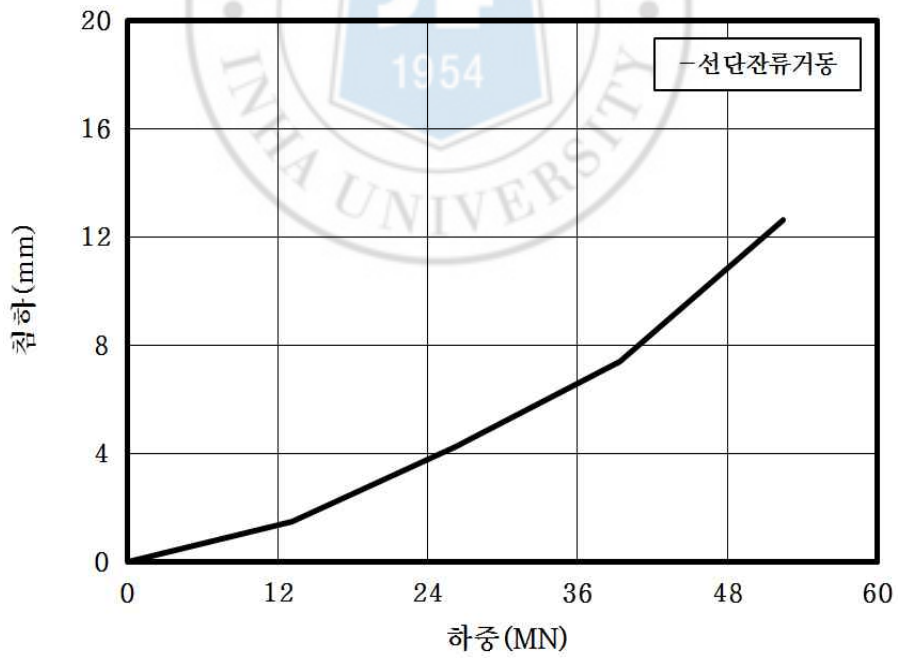


그림 4.25 말뚝선단 잔류 거동

⑩ 허용지지력

시험최대하중 52.50MN을 항복하중으로 정하여 안전율 2를 적용한 결과 허용주면지지력은 24.08MN, 허용선단지지력은 26.25MN으로 산정되었으며 전체 지지력은 50.33MN으로 설계하중 35.00MN에 만족하였다.

표 4.10 허용지지력(A동)

분석방법	구분	안전율	항복 하중 (MN)	부양 자중 (MN)	허용 지지력 (MN)	전체 지지력 (MN)	결과
• $P-S$ 곡선 • $\log P - \log S$ 곡선 • $S - \log t$ 곡선 • $p - ds/d(\log t)$ 곡선	선단	2	52.50	—	26.25	50.33	O.K
	주면	2	52.50	4.33	24.08		

(2) B동 결과

① 전침하량

시험최대하중 52.50MN에서의 시험하중-변위 곡선을 정재하시험결과 방식으로 등가하중곡선을 도시한 추세선을 보면 항복하중은 발생하지 않았다. 침하량은 14.62mm의 작은 변위를 보이고 있으며 전침하량 기준인 Terzaghi & Peck의 25.4mm에 만족하며 독일 DIN4014 기준인 20mm에도 만족하는 결과가 측정되었다.

표 4.11 전침하량(B동)

관리 침하량 기준	기준 (mm)	침하량 (mm)	관리 침하량 대비 (%)	결과
Terzaghi & Peck	25.4	14.62	57.6	O.K
독일 DIN4014	20	14.62	73.1	O.K

② 잔류침하량

시험최대하중 52.50MN에서 말뚝주면의 잔류 변위량은 5.23mm, 말뚝선단의 잔류 거동은 10.69mm로 측정되었다. 말뚝 직경의 2.5%를 잔류침하량 기준으로 규정하는 일본건축기초구조설계와 독일 DIN 4026 기준에 만족하는 결과가 측정되었다.

표 4.12 잔류침하량(B동)

관리 침하량 기준	기준 (mm)	침하량 (mm)		관리 침하량 대비 (%)		결과
		주면	선단	주면	선단	
일본건축기초구조설계 (0.025D)	50	5.23	10.69	10.5	21.4	O.K
독일 DIN 4026 (0.025D)	50	5.23	10.69	10.5	21.4	O.K

③ 허용지지력

시험최대하중 52.50MN을 항복하중으로 정하여 안전율 2를 적용한 결과 허용주면지지력은 24.08MN, 허용선단지지력은 26.25MN으로 산정되었으며 전체 지지력은 50.33MN으로 설계하중 35.00MN에 만족하였다.

표 4.13 허용지지력(B동)

분석방법	구분	안전율	항복 하중 (MN)	부양 자중 (MN)	허용 지지력 (MN)	전체 지지력 (MN)	결과
• $P-S$ 곡선	선단	2	52.50	—	26.25	50.33	O.K
• $\log P - \log S$ 곡선							
• $S - \log t$ 곡선	주면	2	52.50	4.33	24.08	50.33	O.K
• $p - ds/d(\log t)$ 곡선							

(3) C동 결과

① 전침하량

시험최대하중 52.50MN에서의 시험하중-변위 곡선을 정재하시험결과 방식으로 등가하중곡선을 도시한 추세선을 보면 항복하중은 발생하지 않았다. 침하량은 19.45mm의 작은 변위를 보이고 있으며 전침하량 기준인 Terzaghi & Peck의 25.4mm에 만족하며 독일 DIN4014 기준인 20mm에도 만족하는 결과가 측정되었다.

표 4.14 전침하량(C동)

관리 침하량 기준	기준 (mm)	침하량 (mm)	관리 침하량 대비 (%)	결과
Terzaghi & Peck	25.4	19.45	76.6	O.K
독일 DIN4014	20	19.45	97.3	O.K

② 잔류침하량

시험최대하중 52.50MN에서 말뚝주면의 잔류 변위량은 3.85mm, 말뚝선단의 잔류 거동은 16.30mm로 측정되었다. 말뚝 직경의 2.5%를 잔류침하량 기준으로 규정하는 일본건축기초구조설계와 독일 DIN 4026 기준에 만족하는 결과가 측정되었다.

표 4.15 잔류침하량(C동)

관리 침하량 기준	기준 (mm)	침하량 (mm)		관리 침하량 대비 (%)		결과
		주면	선단	주면	선단	
일본건축기초구조설계 (0.025D)	50	3.85	16.30	7.7	32.6	O.K
독일 DIN 4026 (0.025D)	50	3.85	16.30	7.7	32.6	O.K

③ 허용지지력

시험최대하중 52.50MN을 항복하중으로 정하여 안전율 2를 적용한 결과 허용주면지지력은 24.19MN, 허용선단지지력은 26.25MN으로 산정되었으며 전체 지지력은 50.44MN으로 설계하중 35.00MN에 만족하였다.

표 4.16 허용지지력(C동)

분석방법	구분	안전율	항복 하중 (MN)	부양 자중 (MN)	허용 지지력 (MN)	전체 지지력 (MN)	결과
• $P-S$ 곡선	선단	2	52.50	—	26.25	50.44	O.K
• $\log P - \log S$ 곡선							
• $S - \log t$ 곡선	주면	2	52.50	4.11	24.19	50.44	O.K
• $p - ds/d(\log t)$ 곡선							

(4) 양방향재하시험 결과 분석

양방향재하시험 결과 A동, B동, C동 모두 시험최대하중 52.50MN에 항복을 보이지 않았으며 설계하중 35.00MN에는 모두 만족하는 결과가 나타났다. 안전율 2가 적용된 A동과 B동에 대한 시험말뚝의 허용하중은 50.33MN이 산정되었고 C동의 시험말뚝은 50.44MN이 산정되었다. 침하량 측정결과를 보면 A동 시험말뚝은 직경대비 15.0%에 해당하는 300mm의 두께로 슬라임이 굴착선단부에 존재하였고, B동과 C동의 경우 직경대비 12.5%인 250mm의 두께로 슬라임이 굴착선단부에 존재하였다. 전침하량은 Terzaghi&Peck의 침하기준 25.4mm와 독일 DIN4014 침하기준인 20mm 이내의 침하량을 보이면서 기준치에 만족하는 결과를 얻었다. 잔류침하량 측정결과 일본건축기초구조설계와 독

일 DIN 4026인 50mm에 만족하는 결과를 보였다. 시험공에 존재하는 슬라임의 두께는 250~300mm로 시험말뚝 체적의 0.4~0.5%에 해당하며 직경대비 12.5~15.0%에 해당하는 매우 소량이다. 따라서 공내수에 존재하는 미립자 형태의 부유물이 점토 및 모래질의 형태로 묻고 느슨한 상태에서 말뚝의 직경대비 15.0% 두께인 300mm미만으로 굴착선단부에 존재할 경우 지지력 및 침하에 미치는 영향은 거의 없을 것으로 판단된다.

표 4.17 양방향재하시험 결과

구분	항목	내용			비고
말뚝 제원	위치	A동	B동	C동	
	직경(mm)	2,000	2,000	2,000	
	길이(m)	66	66	63	
	슬라임 두께(mm)	300	250	250	
시험 결과	최대작용하중(MN)	105.00	105.00	105.00	
	최대변위량(mm)	8.60	8.76	5.17	셀 상단
	최대변위량(mm)	17.05	14.62	19.45	셀 하단
	설계하중(MN)	35.00	35.00	35.00	
	허용하중(MN)	50.33	50.33	50.44	F.S=2

제 5 장 탄소성 해석 및 강도시험

5.1 탄소성 해석

5.1.1 탄소성 해석 개요

탄소성 해석 프로그램을 이용하여 굴착으로 인해 발생하는 지반변위해석에 대한 수치해석 가능하며 유한요소법을 기초로 하여 성토, 굴착 및 재료변화 등이 포함된 시공단계 해석, 침투류 해석, 각종 일반 정적 및 동적해석 등 지반 및 터널구조물해석에 필요한 해석 또한 가능하다. 본 연구에서는 M사의 탄소성 해석 프로그램을 이용한 침하분석을 수행하였다.

표 5.1 유한요소법 특징

구 분	유한요소법
해석 방법	• 외력의 변화에 따른 지반의 변형특성은 응력-변형률 구성 법칙에 의해 결정 • Matrix를 구성하여 각 Node에서 미지수를 음해법으로 동시계산
특징	• 지반의 비균질성, 비등방성 등 복잡한 구성 법칙을 간단히 해결 • 지하굴착 및 터널굴착 등 단계시공을 단계적 해석이 가능
프로그램	• PLAXIS, MIDAS/GTS NX 등

5.1.2 말뚝 제원 및 조건

(1) 말뚝직경 및 길이

본 해석에서 말뚝의 길이는 66m 및 63m 2가지 케이스로 설정하였고 말뚝의 직경은 2가지 케이스 모두 2,000mm로 동일하게 설정하여 양방향재하시험이 수행된 말뚝의 제원과 동일한 조건으로 탄소성 해석을 수행하였다.

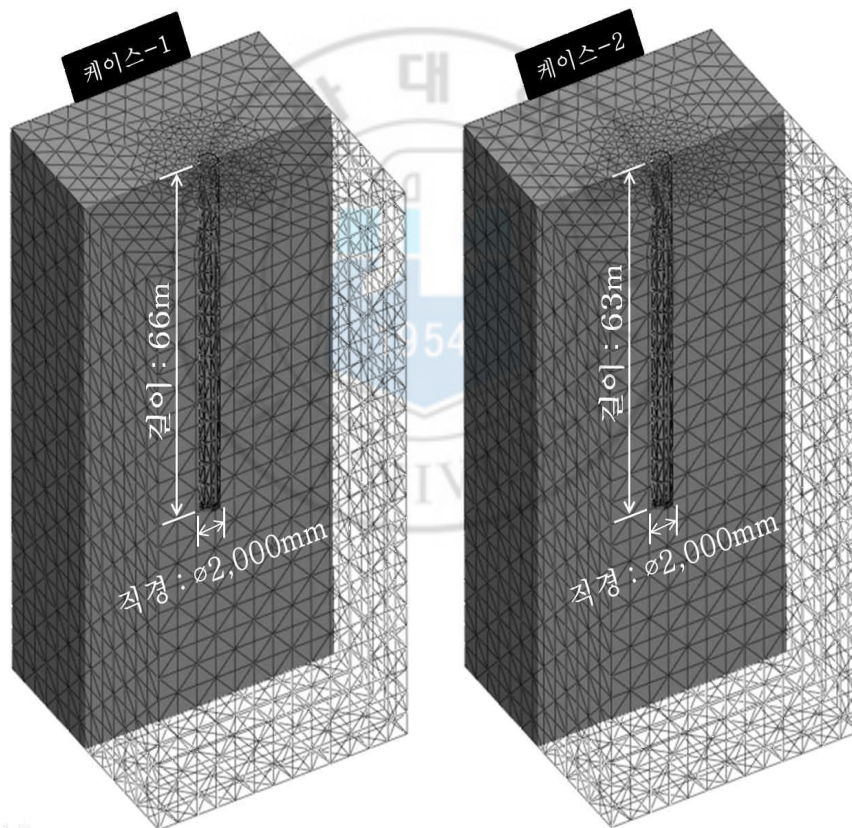


그림 5.1 말뚝 직경 및 길이

(2) 지반조건

실제 국내외에서 시공되고 있는 대부분의 현장타설말뚝의 경우를 보면 매립층이나 토사층과 같이 공벽붕괴의 우려가 있는 지층구간에서는 케이싱 근입 작업을 실시하여 붕괴우려가 예상되는 구간을 완전히 통과시켜 붕괴를 예방하고 나아가 암반층 상단까지 굴착작업을 진행하여 케이싱 팁(tip)을 안착시킨다. 케이싱 팁 아래의 나공 부위의 암반층에 케이싱이 어느 정도 소켓되면 공벽붕괴의 우려가 상대적으로 적어진다. 본 연구에서 수행된 양방향재하시험 시험공의 경우도 EL-32.4m까지 케이싱이 근입되어 풍화암에 소켓되어 있는 점을 반영하여 지반 모델링 작업 시 측압에 해당하는 수평부를 고정시키고 수직하중에 대해서만 변위가 발생하도록 경계조건을 설정하였다.

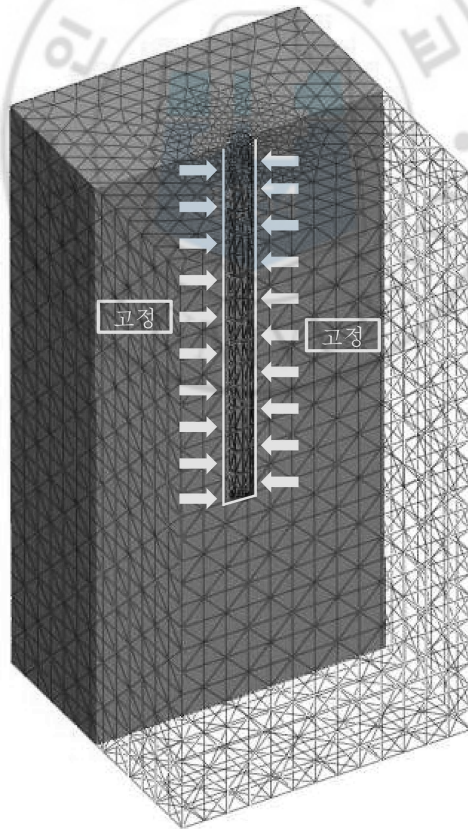


그림 5.2 지반조건

(3) 슬라임 설정

현장타설말뚝 시공 시 최종굴착선단에 존재하는 슬라임이 존재할 경우에 슬라임 양에 따른 침하량의 변화를 보기 위해 수치해석을 통해 분석하였다. 현장 타설말뚝 시공 중 발생하는 슬라임은 대부분 모래 및 점토질이 혼합된 형태로 공내수에 부유하다가 시간이 경과하면 굴착선단부에 침전하게 된다

일반적으로 현장장타설말뚝 시공 시 굴착선단부에 존재하는 슬라임의 두께는 말뚝의 직경대비 10%이내로 관리하며 레미콘 타설 전 에어 리프트 및 에어 블로우와 같은 제거방법을 통해 2차 슬라임 제거를 수행한다. 본 연구에서 수행된 양방향재하시험의 시험말뚝의 직경은 2,000mm로 말뚝직경의 10%에 해당하는 슬라임의 두께는 200mm이다. 그리고 시험말뚝의 굴착선단부에 존재하는 실제 슬라임의 두께는 66m 길이의 말뚝 2개소에 각각 300mm와 250mm 그리고 63m 길이의 말뚝에 250mm가 존재하였다. 이러한 조건을 반영하여 슬라임 두께를 최초 말뚝직경의 10%에 해당하는 200mm를 시작으로 50mm씩 증가시켜 250mm, 300mm, 350mm, 400mm, 450mm, 500mm로 총 7가지 케이스로 설정하여 탄소성 해석을 수행하였다.

표 5.2 슬라임 설정

구분	슬라임 두께(mm)	직경대비 (%)
케이스-1	200	10.0
케이스-2	250	12.5
케이스-3	300	15.0
케이스-4	350	17.5
케이스-5	400	20.0
케이스-6	450	22.5
케이스-7	500	25.0

(4) 토질정수 설정

본 연구에서는 실제로 양방향재하시험이 수행된 인천광역시의 ○○○ 공동주택 신축공사 현장에서 슬라임을 직접 채취하였다. 양방향재하시험이 수행된 현장은 서해안 따라 해성 퇴적층 및 매립지로 구성되어 있고 해성퇴적층으로 점토, 모래 등의 입자로 구성되어 있다.

채취된 슬라임은 공내수에 부유하던 미립자가 침전된 침전물로 점토 및 모래질로 구성되어있으며 공내수와 혼합된 형태로 묽고 느슨한 상태를 가지고 있다. 물리시험 결과 No.200체를 통과하는 0.074mm미만의 세립토가 많았으며 입자가 작고 가벼운 CL로 나타났다. 따라서 해석 시 적용된 정수 값은 구조물 기초 설계기준(2009) 및 Das(1995)의 문헌에서 제시한 연약하고 부드러운 점토의 토질정수를 사용하였다.

표 5.3 토질정수

토질	상태	γ_t (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	E_s (kPa)
점토	단단한 것	16~ 9	0.5	20~30	10,000~24,000
	약간 부드러운 것	15~18	0.3	10~20	5,000~10,000
	부드러운 것	14~17	15	0~10	2,000~5,000

표 5.4 슬라임 토질정수

구 분	γ_t (kN/m ³)	C (kPa)	ϕ (°)	E_s (kPa)
슬라임 (연약한 점토 정수 사용)	14	15	0	2,000

(5) 하중 설정

현장타설말뚝 시공 시 철근망 근입이 완료되고 나면 레미콘 타설을 실시하여 콘크리트말뚝을 형성한다. 이때 레미콘 타설이 완료되면 콘크리트말뚝의 양생을 위해 일정기간 동안은 상부구조물의 시공이 이루어지지 않기 때문에 말뚝의 자중만으로 최종선단부에 하중을 전달하게 된다. 따라서 하중조건은 우선 말뚝의 자중으로만 설정하여 해석에 적용하였다.

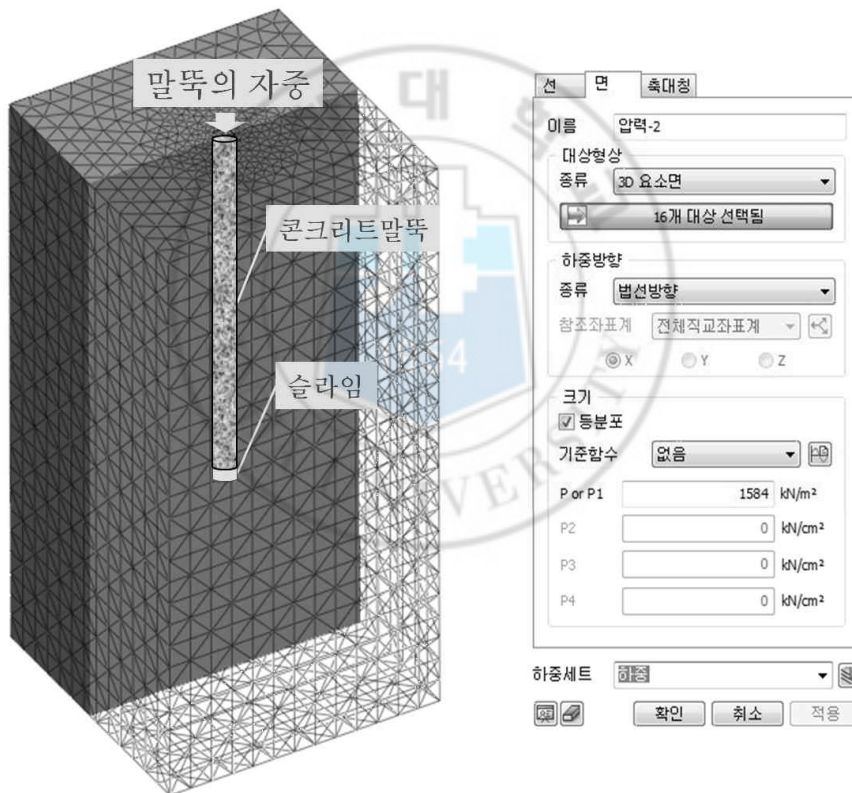


그림 5.3 하중설정

5.1.3 침하해석

굴착선단부에 말뚝직경 2,000mm의 10%에 해당하는 슬라임의 두께 200mm부터 50mm씩 증가시켜 500mm까지 총 7가지 케이스의 슬라임 두께를 적용하였고, 길이 66m 및 63m 말뚝에 각각 $1,584\text{kN/m}^2$ 와 $1,512\text{kN/m}^2$ 의 하중을 재하하여 해석하였다.



그림 5.4 침하해석

(1) 말뚝(66m)

길이 66m 말뚝의 침하해석 결과 굴착선단부에 존재하는 슬라임 두께가 200mm부터 450mm까지 총 6가지 케이스의 경우는 존재하는 슬라임 두께만큼은 기본적으로 침하가 발생하였다. 이때 발생한 침하량만큼 굴착선단부에 존재하던 슬라임과 말뚝선단부의 콘크리트가 서로 혼합되었을 것으로 예측하였다. 그리고 굴착선단부에 존재하는 슬라임 두께만큼은 기본적인 침하가 발생하였고 추가적인 침하 또한 발생하였는데 추가적으로 발생한 침하량은 10~49mm로 최초 존재했던 슬라임 두께의 2.2~24.5%에 해당한다. 그러나 슬라임의 두께가

500mm인 경우는 침하량이 487mm로 굴착선단부에 존재하는 슬라임 두께만큼 모두 침하가 발생하지 않았다. 슬라임 두께대비 2.6%가 말뚝의 선단부와 혼합이 되지 않고 선단부 아래에 존재하는 결과를 보였다.

표 5.5 해석결과(66m)

슬라임 두께 (mm)	길이 66m 말뚝		
	슬라임 구간 침하 (mm)	추가 침하 (mm)	전체 침하 (mm)
200	200	49	249
250	250	47	297
300	300	46	346
350	350	40	390
400	400	28	428
450	450	10	460
500	487	—	487

(2) 말뚝(63m)

길이 63m 말뚝의 침하해석 결과 굴착선단부에 존재하는 슬라임 두께가 200mm부터 400mm까지 총 5가지 케이스의 경우는 존재하는 슬라임 두께만큼은 기본적으로 침하가 발생하였다. 그리고 추가적으로 침하가 발생하였는데 발생한 침하량은 8~37mm로 최초 존재했던 슬라임 두께의 2.0~18.5%에 해당한다. 그러나 슬라임 두께가 450mm인 경우는 슬라임 두께대비 2.67%, 500mm인 경우는 슬라임 두께대비 7.2%가 말뚝선단부의 콘크리트와 혼합이 되지 않고 선단부 아래에 존재하는 결과를 보였다. 길이 66m 말뚝이 63m 말뚝보다 말뚝의 길이만큼 재하되는 하중도 증가하였기 때문에 굴착선단부에 존

재하는 슬라임의 두께만큼 말뚝선단부의 콘크리트와 혼합되는 양 또한 증가한 것으로 판단된다.

표 5.6 해석결과(63m)

슬라임 두께 (mm)	길이 63m 말뚝		
	슬라임 구간 침하 (mm)	추가 침하 (mm)	전체 침하 (mm)
200	200	37	237
250	250	33	283
300	300	30	330
350	350	21	371
400	400	8	408
450	438	—	438
500	464	—	464

(3) 결과분석

탄소성 해석 시 현장재하시험이 수행된 말뚝과 동일한 제원을 적용하여 말뚝의 길이는 66m와 63m로 2가지를 적용하였으며 직경은 2,000mm로 동일하게 적용하였다. 일반적으로 현장타설말뚝 시공 시 슬라임을 말뚝직경 10%미만의 두께로 관리하며 필요시 현장 엔지니어와 협의를 통해 추가적인 2차 슬라임 제거를 수행한다. 이러한 점을 탄소성 해석에 반영하여 굴착선단부에 존재하는 슬라임의 최소두께를 말뚝직경 10%에 해당하는 200mm로 설정하였으며 50mm씩 증가시켜 500mm까지 총 7가지 케이스를 적용하였다. 실제 현장에서 이루어지는 시공단계를 살펴보면 현장타설말뚝의 경우 레미콘 타설이 완료되고 콘크리트 말뚝이 양생된 후 토공작업이 진행되는 동안 상부구조물의 시공은 이루어지지 않는다. 그러므로 일정기간동안은 상부구조물에 의한 하중의 영향은

없고 말뚝의 자중만 굴착선단부에 작용한다. 따라서 탄소성 해석 시 굴착선단부에 존재하는 슬라임에 말뚝의 자중만을 우선 고려하여 침하를 해석하였다.

길이 66m 말뚝의 침하해석 결과 굴착선단부에 존재하는 슬라임 두께가 200mm부터 450mm까지 총 6가지 케이스의 경우는 존재하는 슬라임 두께만큼 기본적으로 침하가 발생하였다. 그리고 길이 63m 말뚝의 경우 슬라임 두께가 200mm부터 400mm까지 총 5가지 케이스가 기본적으로 슬라임 두께만큼 침하량이 발생하였다. 따라서 말뚝직경의 20%이하의 두께로 슬라임이 굴착선단부에 존재할 경우 레미콘 타설 시 콘크리트의 낙하충격에 의한 슬라임이 일부 부양되는 점을 고려하지 않더라도 말뚝의 자중만으로 침하가 발생할 것으로 판단된다. 이때 발생한 침하량만큼은 굴착선단부에 존재하던 슬라임과 말뚝 선단부의 콘크리트가 서로 혼합된 것으로 판단되며 혼합이 이루어진 부위의 품질검증이 필요하다. 따라서 재하시험이 수행된 현장에서 직접 채취한 슬라임을 이용하여 콘크리트와 혼합하고 강도시험을 추가적으로 수행하였다.

5.2 슬라임 혼합에 따른 콘크리트 강도시험

5.2.1 시험개요

(1) 시험개요

굴착작업 중 발생한 굴착토 및 암석 부스러기 등의 입자가 큰 슬라임의 경우 햄머 그랩이나 메커니컬 펌프를 이용하여 대부분 제거가 가능하다. 그러나 공내수에 부유하던 미립자 형태의 슬라임은 에어 리프트 및 에어 블로우와 같은 슬라임 제거 방법을 사용하더라도 완벽한 제거가 힘들다. 따라서 레미콘 타설 시 굴착 선단부에 존재하는 슬라임과 콘크리트 말뚝의 선단부가 혼합되면 말뚝의 품질에 영향을 미친다는 의견이 있다. 슬라임의 양이 소량인 경우 플런저에 담긴 콘크리트가 낙하하면서 발생하는 충격에너지로 굴착 선단부에 존재하는 슬라임의 일부가 부양하게 되므로 콘크리트와 혼합되는 양이 매우 소량이기 때문에 말뚝의 품질에는 문제가 없다는 의견도 있지만 현장타설말뚝의 특성상 시공이 완료된 후 품질검사가 어려운 단점이 있으므로 보다 엄격한 시공관리를 요구한다. 현재 국내외로 슬라임의 종류 및 두께에 관련된 슬라임 제거 규정은 명확히 존재하지 않는다. 따라서 엄격한 시공관리에 따른 공정지연이 발생하여 경제적 손실이 발생하는 경우가 종종 발생한다. 그리고 앞서 수행된 탄소해석을 통해 굴착선단부에 슬라임이 소량으로 존재할 경우 존재하는 슬라임의 두께만큼은 모두 침하가 발생하는 것을 확인하였다. 따라서 굴착선단부의 슬라임과 말뚝선단부의 콘크리트가 서로 혼합되어 양생되었을 것으로 판단되며 이에 대한 검증이 필요하다.

본 시험에서는 현장에서 직접 채취한 슬라임과 현장에 사용되는 콘크리트의 혼합에 따른 강도시험을 실시하여 말뚝의 품질에 미치는 영향을 분석하였다.

(2) 시험방법

현장에서 직접 채취한 슬라임 시료를 $\varnothing 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ 의 규격을 갖춘 콘크리트 실린더 몰드의 하단부에 계획된 비율로 채워 넣었다. 그리고 시험장소와 10분 거리에 위치한 레미콘 생산공장으로 부터 레미콘을 공급받아 준비된 몰드에 콘크리트를 채워 넣었다. 이후 교반기를 이용하여 하단부에 존재하는 시료와 콘크리트가 골고루 혼합되도록 하였다. 끝으로 양생작업을 실시하고 양생기간 28일이 완료된 후 일축압축강도 시험을 수행하였다.

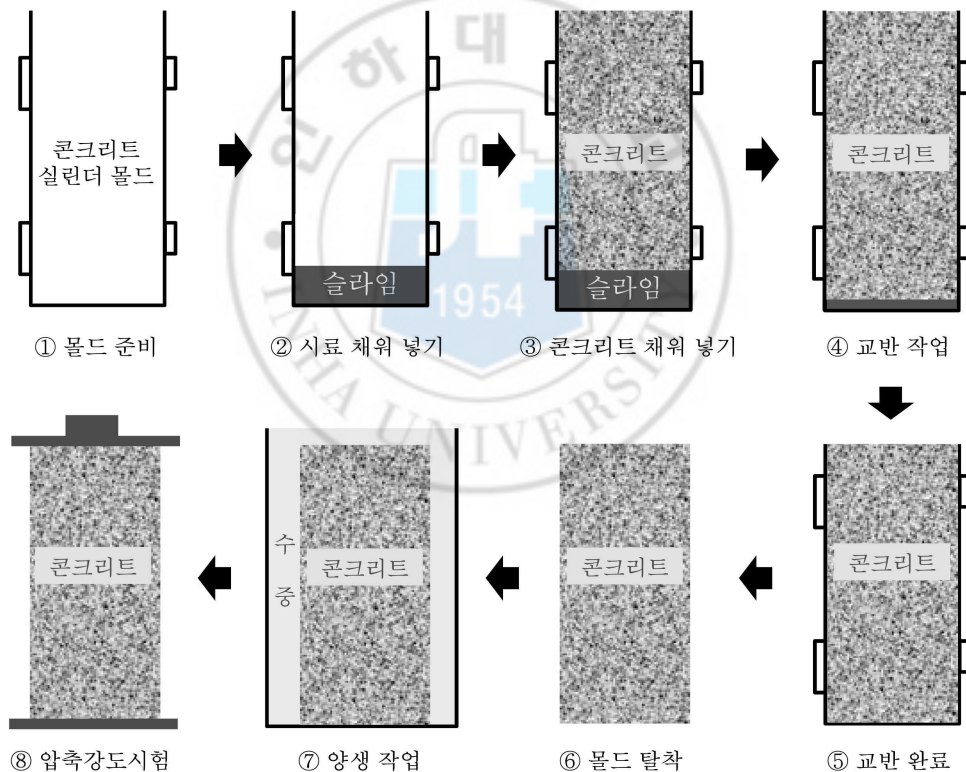


그림 5.5 시험방법

5.2.2 배합조건

(1) 슬라임 분류

시험에 사용된 시료는 양방향재하시험이 수행된 지역인 인천광역시의 ○○
○ 공동주택 신축공사 현장에서 직접 채취한 슬라임을 사용하였다. 채취된 슬라임을 우선 육안으로 분류한 결과 크게 약간의 실트질이 존재하는 모래와 점토로 분류되었다.

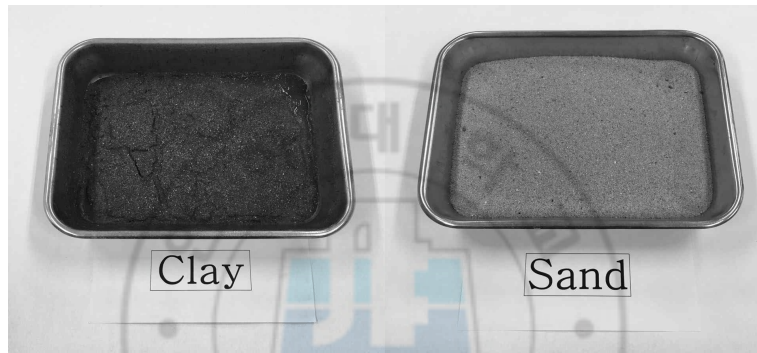


그림 5.6 슬라임 분류

표 5.7 슬라임의 육안적 분류

구 분	흙 입자의 육안적인 일반적인 상태	손으로 쥐었다 놓음		습윤상태에서 손가락으로 끈 모양으로 풀 때
		건조 상태	습윤 상태	
실트질 모래	• 입상이지만 실트와 점토가 섞여서 약간 점성 존재 • 모래질 특성이 우세 • 건조되면 덩어리가 쉽게 부서져서 가루가 됨	• 덩 어 리 를 가볍게 건드리면 흩어짐	• 덩어리지며 조 심 스 럽 게 다루면 부서지지 않음	• 끈 모양으로 꼬아지지 않으나 작게 끊어지고 부드러우며 약간 점성이 있음
점토	• 세립질 모래 극소량 함유 • 건조되면 덩어리거나 쉽게 부서져서 밀가루 감촉의 가루가 됨	• 덩어리지며 자유롭게 만져도 부서지지 않음	• 덩어리지며 자유롭게 만져도 부서지지 않음 • 물을 부으면 서로 엉킴	• 완전히 꼬아지지는 않으나 작게 끊어지는 상태로 꼬아지고 부드러움

채취된 슬라임의 시료에 대해 물리적 특성을 파악하기 위하여 교란 및 비 교란 시료를 대상으로 KS F 2502-64에 의거하여 토질시험을 실시하였다.

표 5.8 물성시험 결과

구 분	자연함수비 (%)	비 중	액성한계 (%)	소성한계 (%)	비 고
실트질 모래	11.0~35.6	2.64~2.70	NP	NP	SM, ML
점토	29.1	2.70	42.4	21.2	CL

(2) 레미콘 규격

본 시험에서는 현장타설말뚝 시공 시 가장 많이 사용되는 35MPa 고강도 레미콘을 2m³사용하였다. 25-35-50 규격을 사용하였으며 시험장소와 15분 거리에 위치하는 레미콘 생산공장으로 부터 레미콘 운반차량 1대를 이용하여 운 반하였다.



No. 257 전차 : 0 (28-1) 1호기 KMS

표 준 번 호	: KS F 4009
표 준 명	: 레디믹스트 콘크리트
종 류	: 고강도 콘크리트
인 증 기 관	: 한국표준협회
굽 은 골 재	: 25mm
호 칭 강 도	: 35MPa
슬 럽 프	: 500mm
시 멘 트	: 보통포틀랜드 1종 시멘트
혼 화 재 료	: 플라이애시 20%

그림 5.7 레미콘 규격

(3) 배합조건 및 수량

Ø100mm×200mm의 규격의 콘크리트 실린더 몰드에 준비된 모래와 점토를 몰드직경의 10%에 해당하는 10mm의 시작으로 10%씩 증가시켜 10mm, 20mm, 30mm, 40mm로 총 4가지 케이스로 분류하였다. 실제 현장타설말뚝 시공 시 말뚝직경의 10%미만으로 슬라임 두께를 관리하는 점을 반영하여 시험에 적용하였고, 본 시험에 사용된 몰드직경의 10%에 해당하는 모래 및 점토의 중량은 모래의 경우는 110.5g 그리고 점토의 경우는 77.0g으로 측정되었다. 4가지 케이스로 분류되어 모래 및 점토의 슬라임 시료가 각각 채워진 몰드에 준비된 레미콘을 채워 넣고 표면 고르기를 실시하였다(KS F 2403). 그리고 실제 현장타설말뚝 시공 시 굴착선단부와 말뚝 하단부의 콘크리트가 혼합되는 점을 반영하기 위해 교반기를 이용해 몰드 하부에 존재하는 슬라임 시료와 콘크리트간의 교반이 충분히 이루어지도록 하였다. 이 후 초기 양생기간 3일이 지난 후 몰드를 탈형시키고 수중양생을 수행하였다. 강도시험을 위한 시험체는 각 케이스별로 3개씩 제작하였고 재령 28일 기간이 경과한 후 압축강도 시험을 위해 연마기를 이용하여 캐핑(capping)작업을 실시하였다.



그림 5.8 시험체 제작

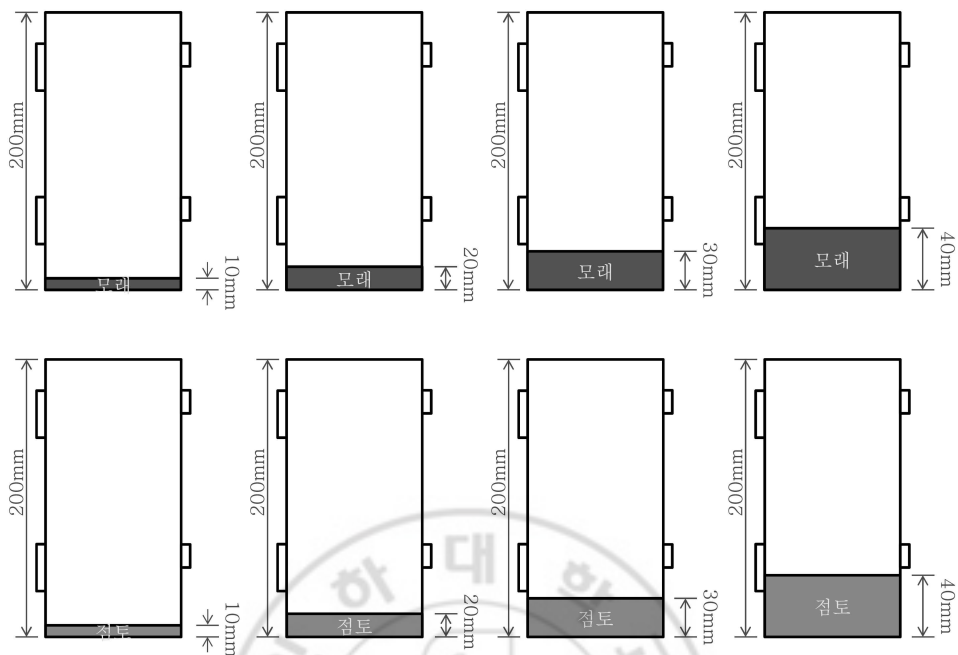


그림 5.9 배합조건

표 5.9 배합조건 및 수량

종류	구분	제작수량 (ea)	체적대비 (%)	직경대비 (%)	두께 (mm)	중량 (g)
모래	Case-1	3	5	10	10	110.5
	Case-2	3	10	20	20	221.0
	Case-3	3	15	30	30	331.5
	Case-4	3	20	40	40	442.0
점토	Case-1	3	5	10	10	77.0
	Case-2	3	10	20	20	154.0
	Case-3	3	15	30	30	231.0
	Case-4	3	20	40	40	308.0

5.2.3 일축압축강도시험

(1) 콘크리트 공시체

강도시험 시 모래 및 점토가 혼합된 공시체와 강도 변화를 비교하기 위해 콘크리트만 사용하여 제작된 공시체에 대해서도 강도시험을 수행하였다.



그림 5.10 일축압축시험

콘크리트 공시체의 일축압축강도시험을 수행한 결과 최대 압축강도는 39.8MPa 그리고 최소 압축강도는 37.4MPa를 보였다. 3개의 공시체 모두 평균 압축강도는 38.3MPa로 기준강도의 35MPa 이상의 강도를 보였으며 기준강도 대비 +6.9~13.7% 높은 강도를 보였다.

표 5.10 콘크리트 공시체 압축강도

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	압축강도 평균값 (MPa)	기준강도 (MPa)
콘크리트-1	28	99.9	7,834	30.4	0.97	37.6	38.3	35.0
콘크리트-2	28	99.9	7,834	30.2	0.97	37.4		
콘크리트-3	28	99.8	7,819	32.1	0.97	39.8		

(2) 모래 혼합 공시체

① 모래 혼합(10%)

몰드직경의 10%에 해당하는 모래 10mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축 강도시험을 수행한 결과 압축강도는 최대 39.5MPa, 최소 37.4MPa를 보였다. 그리고 3개의 공시체에 대한 평균 압축강도는 38.2MPa로 모두 기준강도의 35MPa 이상의 강도를 보였으며 기준강도 대비 +6.9~12.9% 높은 강도를 보였다.

표 5.11 모래 혼합 공시체 압축강도(10%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비(%)	압축강도 평균값 (MPa)
모래혼합-1	28	99.9	7,834	31.9	0.97	39.5	12.9(↑)	38.2
모래혼합-2	28	99.9	7,834	30.2	0.97	37.4	6.9(↑)	
모래혼합-3	28	99.8	7,819	30.3	0.97	37.6	7.4(↑)	

② 모래 혼합(20%)

몰드직경의 20%에 해당하는 모래 20mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축 강도시험을 수행한 결과 압축강도는 최대 39.5MPa로 +12.9% 증가한 강도를 보였고, 최소 33.7MPa로 -3.7% 감소한 강도를 보였다. 그러나 3개의 공시체에 대한 평균 압축강도는 36.1MPa로 기준강도의 35MPa 대비 3.0% 증가한 강도를 보였다.

표 5.12 모래 혼합 공시체 압축강도(20%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비 (%)	압축강도 평균값 (MPa)
모래혼합-1	28	99.9	7,834	31.9	0.97	39.5	12.9(↑)	36.1
모래혼합-2	28	99.8	7,819	27.2	0.97	33.7	3.7(↓)	
모래혼합-3	28	99.8	7,819	28.2	0.97	35.0	0.0(-)	

③ 모래 혼합(30%)

물드직경의 30%에 해당하는 모래 30mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축 강도시험을 수행한 결과 압축강도는 최대 37.6MPa로 +6.9% 증가한 강도를 보였고, 최소 28.9MPa로 -17.4% 감소한 강도를 보였다. 그리고 3개의 공시체에 대한 평균 압축강도 또한 34.6MPa로 기준강도의 35MPa 대비 -1.1% 감소한 강도를 보였다.

표 5.13 모래 혼합 공시체 압축강도(30%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비 (%)	압축강도 평균값 (MPa)
모래혼합-1	28	99.9	7,834	30.2	0.97	37.4	6.9(↑)	34.6
모래혼합-2	28	99.8	7,819	30.3	0.97	37.6	7.4(↑)	
모래혼합-3	28	99.8	7,819	23.3	0.97	28.9	17.4(↓)	

④ 모래 혼합(40%)

몰드직경의 40%에 해당하는 모래 40mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축 강도시험을 수행한 결과 압축강도는 각각 29.5MPa, 29.2MPa, 28.4MPa로 3개의 공시체 모두 기준강도 35MPa에 미치지 못하였고 기준강도대비 -15.7~18.9% 감소한 강도를 보였다.

표 5.14 모래 혼합 공시체 압축강도(40%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비(%)	압축강도 평균값 (MPa)
모래혼합-1	28	99.9	7,834	23.8	0.97	29.5	15.7(↓)	29.0
모래혼합-2	28	99.8	7,819	23.5	0.97	29.2	16.6(↓)	
모래혼합-3	28	99.8	7,819	22.9	0.97	28.4	18.9(↓)	

⑤ 모래 혼합 공시체 시험결과

몰드직경의 10%에 해당하는 모래 10mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일축압축강도시험 결과 3가지 공시체의 압축강도 평균값이 기준강도 35MPa 대비 +9.0% 증가한 강도를 보였다. 앞서 실시한 일반 콘크리트 공시체의 실제 압축강도 시험결과 38.3MPa와 비교하여도 차이를 보이지 않았다. 몰드직경의 20%에 해당하는 모래 20mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일축압축강도시험 평균값은 기준강도 35MPa 대비 +3.0% 증가한 강도를 보였지만 일반 콘크리트 공시체 압축강도 시험결과인 38.3MPa 보다는 -5.7% 감소한 강도를 보였다. 몰드직경의 30%에 해당하는 모래 30mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일

축압축강도시험 평균값은 34.6MPa로 기준강도 35MPa 대비 -1.0% 감소하였다. 물드직경의 40%에 해당하는 모래 40mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일축압축강도시험 평균값은 29.0MPa로 기준강도 35MPa 대비 -17.0% 감소하였다. 모래가 혼합된 공시체의 시험결과를 분석해보면 물드직경 20%미만의 모래가 혼합된 경우는 콘크리트 공시체의 기준강도에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

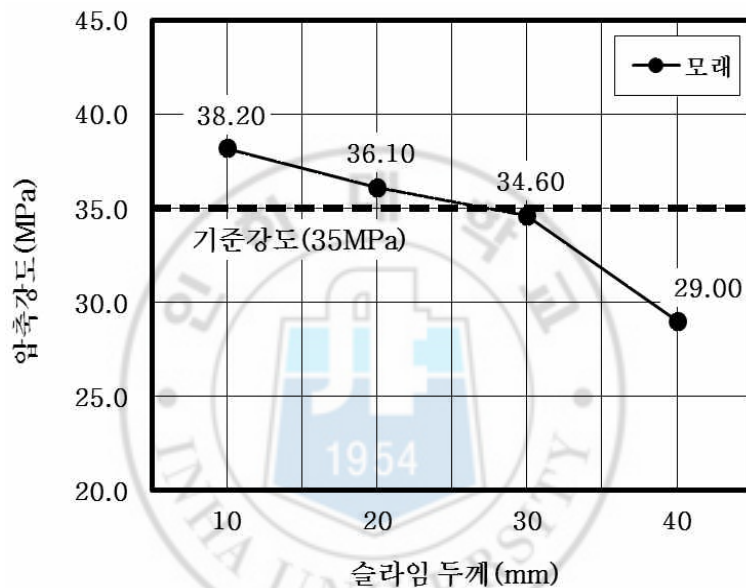


그림 5.11 모래 혼합 공시체 강도시험

(3) 점토 혼합 공시체

① 점토 혼합(10%)

물드직경의 10%에 해당하는 점토 10mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축강도시험을 수행한 결과 압축강도는 최대 39.7MPa, 최소 37.5MPa를 보였다.

그리고 3개의 공시체에 대한 평균 압축강도는 38.2MPa로 모두 기준강도의 35MPa 이상의 강도를 보였으며 기준강도 대비 +7.1~13.4% 높은 강도를 보였다.

표 5.15 점토 혼합 공시체 압축강도(10%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비(%)	압축강도 평균값 (MPa)
점토혼합-1	28	99.9	7,834	32.1	0.97	39.7	13.4(↑)	38.2
점토혼합-2	28	99.8	7,819	30.2	0.97	37.5	7.1(↑)	
점토혼합-3	28	99.8	7,819	30.2	0.97	37.5	7.1(↑)	

② 점토 혼합(20%)

물드직경의 20%에 해당하는 점토 20mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축 강도시험을 수행한 결과 압축강도는 최대 39.6MPa로 +13.1% 증가한 강도를 보였고, 최소 34.2MPa로 -2.3% 감소한 강도를 보였다. 그러나 3개의 공시체에 대한 평균 압축강도는 36.5MPa로 기준강도의 35MPa 대비 4.3% 증가한 강도를 보였다.

표 5.16 점토 혼합 공시체 압축강도(20%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비(%)	압축강도 평균값 (MPa)
점토혼합-1	28	99.8	7,819	31.9	0.97	39.6	13.1(↑)	36.5
점토혼합-2	28	99.9	7,834	27.6	0.97	34.2	2.3(↓)	
점토혼합-3	28	99.8	7,819	28.8	0.97	35.7	2.0(↑)	

③ 점토 혼합(30%)

물드직경의 30%에 해당하는 점토 30mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축 강도시험을 수행한 결과 압축강도는 최대 35.7MPa로 +2.0% 증가한 강도를 보였고, 최소 31.4MPa로 -10.3% 감소한 강도를 보였다. 그리고 3개의 공시체에 대한 평균 압축강도 또한 34.3MPa로 기준강도의 35MPa 대비 -2.1% 감소한 강도를 보였다.

표 5.17 점토 혼합 공시체 압축강도(30%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비(%)	압축강도 평균값 (MPa)
점토혼합-1	28	99.9	7,834	25.4	0.97	31.4	10.3(↓)	34.3
점토혼합-2	28	99.9	7,834	28.8	0.97	35.7	2.0(↑)	
점토혼합-3	28	99.9	7,834	28.8	0.97	35.7	2.0(↑)	

④ 점토 혼합(40%)

물드직경의 40%에 해당하는 점토 40mm 두께가 혼합된 공시체의 일축압축 강도시험을 수행한 결과 압축강도는 각각 34.2MPa, 31.8MPa, 32.8MPa로 3개의 공시체 모두 기준강도 35MPa에 미치지 못하였고 기준강도대비 -2.3~9.1% 감소한 강도를 보였다.

표 5.18 점토 혼합 공시체 압축강도(40%)

종류	재령 (일)	지름 (mm)	단면적 (mm ²)	최대하중 (MPa)	보정 계수	압축강도 (MPa)	기준강도 대비(%)	압축강도 평균값 (MPa)
점토혼합-1	28	99.9	7,834	27.6	0.97	34.2	2.3(↓)	32.9
점토혼합-2	28	99.7	7,803	25.6	0.97	31.8	9.1(↓)	
점토혼합-3	28	99.8	7,819	26.4	0.97	32.8	6.3(↓)	

⑤ 점토 혼합 공시체 시험결과

몰드직경의 10%에 해당하는 점토 10mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일축압축강도시험 결과 3가지 공시체의 압축강도 평균값이 기준강도 35MPa 대비 +8.5% 증가한 강도를 보였고 일반 콘크리트 공시체의 실제 압축강도 시험 결과인 38.3MPa와 비교하여도 차이를 보이지 않았다. 몰드직경의 20%에 해당하는 점토 20mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일축압축강도시험 평균값은 기준강도 35MPa 대비 +4.3% 증가한 강도를 보였지만 일반 콘크리트 공시체 압축강도 시험결과인 38.3MPa 보다는 -4.6% 감소한 강도를 보였다. 몰드직경의 30%에 해당하는 점토 30mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일축압축강도시험 평균값은 34.3MPa로 기준강도 35MPa 대비 -2.1% 감소하였다. 몰드직경의 40%에 해당하는 점토 40mm 두께가 혼합된 공시체의 경우 일축압축강도시험 평균값은 32.9MPa로 기준강도 35MPa 대비 -5.9% 감소하였다. 점토가 혼합된 공시체의 시험결과를 분석해보면 몰드직경 20%미만의 점토가 혼합된 경우는 콘크리트 공시체의 기준강도에는 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단된다.

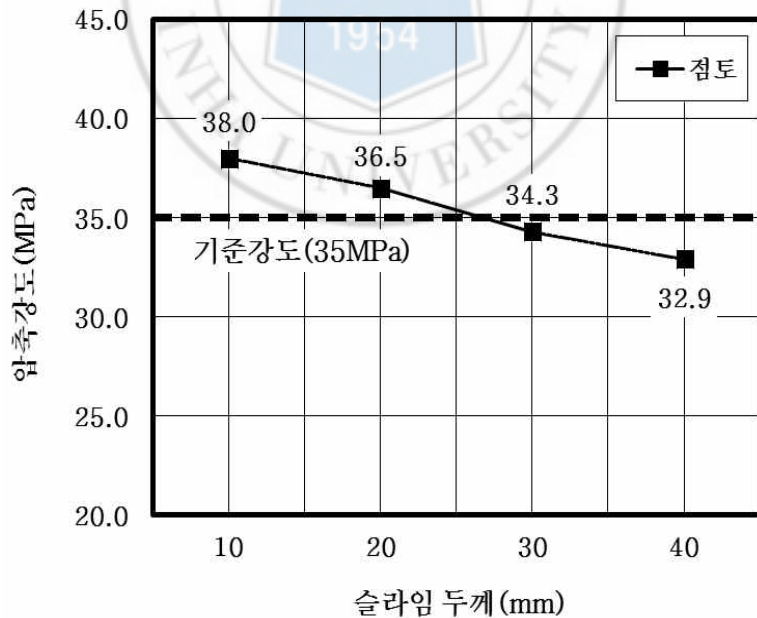


그림 5.12 점토 혼합 공시체 강도시험

(3) 시험결과

일축압축강도시험 결과 몰드 직경대비 10%와 20%에 해당하는 모래 및 점토의 두께 10mm와 20mm가 콘크리트 공시체 하단부와 혼합된 경우 기준강도인 35MPa 보다 높은 강도를 보이며 콘크리트의 품질에 큰 영향을 미치지 않는 결과를 보였다. 그러나 몰드 직경대비 30%와 40%에 해당하는 모래 및 점토와 혼합된 경우는 기준강도 이하의 강도를 보이며 품질에 영향을 미쳤다.

모래 및 점토를 전혀 혼합하지 않은 콘크리트 공시체의 경우 기준강도는 35MPa이지만 실제 강도시험 결과 기준강도보다 9.4% 높은 38.3MPa의 강도를 보였다. 특히 모래 및 점토가 몰드 직경대비 10%에 해당하는 10mm 두께와 혼합된 공시체의 경우 일반 콘크리트 공시체의 실제 발현 강도와 차이가 없었다. 그러나 몰드 직경대비 20%에 해당하는 혼합물이 콘크리트 하단부와 혼합될 경우는 기준강도에는 충분히 충족하지만 일반 콘크리트 공시체의 강도에 비해 약 4.7~5.8% 가량 떨어지는 결과를 보였다. 따라서 모래 및 점토의 경우 직경 20%이하의 두께로 존재하는 슬라임은 콘크리트 하단부와 혼합되더라도 품질에 미치는 영향은 적을 것으로 판단된다.

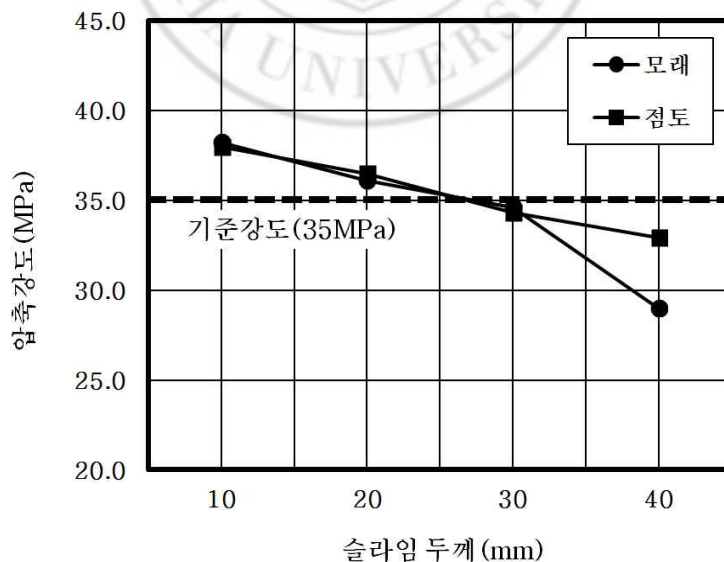


그림 5.13 혼합 공시체 압축강도

표 5.19 혼합 공시체 압축강도

구분	몰드 체적 대비 (%)	몰드 직경 대비 (%)	슬라임 두께 (mm)	최대 압축 강도 (MPa)	최소 압축 강도 (MPa)	압축 강도 평균값 (MPa)	기준 강도 대비 (%)
모래	5	10	10	39.5	37.5	38.2	8.3(↑)
	10	20	20	39.5	33.7	36.1	3.0(↑)
	15	30	30	37.6	28.9	34.6	1.1(↓)
	20	40	40	29.5	28.4	29.0	20.6(↓)
점토	5	10	10	39.7	37.5	38.2	8.4(↑)
	10	20	20	39.6	34.2	36.5	4.1(↑)
	15	30	30	35.7	31.4	34.3	2.2(↓)
	20	40	40	34.2	31.8	32.9	6.3(↓)

(4) 탄소성 해석 및 일축압축시험 결과비교

탄소성 해석결과 말뚝직경의 20%이하의 두께로 슬라임이 굴착선단부에 존재할 경우 슬라임이 존재하는 두께만큼 침하량이 발생하였다. 이때 발생한 침하량만큼 말뚝선단부의 콘크리트와 굴착선단부의 슬라임은 혼합된 것으로 판단하여 혼합된 부위의 품질확인을 위한 강도시험을 수행하였다. 강도시험 결과 몰드 직경 20%이하의 두께의 슬라임은 콘크리트 하단부와 혼합되더라도 품질에 미치는 영향은 적을 것으로 판단된다. 따라서 말뚝직경의 20%이하의 슬라임이 굴착선단부에 존재할 경우 존재하는 슬라임 두께만큼 침하량이 발생하여 말뚝 선단부와 혼합되며 혼합된 부위의 품질에 미치는 영향은 적을 것으로 판단된다.

제 6 장 결 론

6.1 결 론

본 연구에서는 직경 2,000mm 현장타설말뚝이 시공된 ○○○ 공동주택 신축공사 현장에서 수행된 양방향재하시험을 통해 굴착선단부에 존재하는 슬라임이 말뚝의 지지력 및 침하에 미치는 영향을 분석하였다. 슬라임에 의해 발생한 침하량만큼 굴착선단부의 슬라임과 말뚝선단부의 콘크리트가 혼합되는 비율을 탄소성 해석을 통해 확인하였다. 그리고 현장 채취 슬라임을 콘크리트와 혼합하여 혼합비율에 따른 강도저하 영향을 분석하였다. 그 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

(1) 굴착선단부에 존재하는 슬라임이 말뚝직경 15%이하의 두께로 느슨한 형태의 모래 및 고함수비의 매우 연약한 점토질일 경우 지지력 및 침하에 미치는 영향은 작은 것으로 판단된다.

(2) 굴착선단부에 존재하는 모래 및 점토질의 슬라임이 말뚝직경의 20%이하의 두께에 해당하는 소량일 경우 말뚝선단부의 콘크리트와 혼합되더라도 강도에 미치는 영향은 작은 것으로 판단된다.

6.2 향후 연구를 위한 제언

연구의 성과를 위해 현실과 유사한 조건을 충족시키는 현장시험을 반복해서 수행하기란 소요시간과 비용을 고려한다면 다소 무리가 따른다. 본 연구에 활용된 양방향재하시험의 경우에도 시험말뚝이 실제 구조물로 사용되기 때문에 보다 많은 양의 슬라임을 적용하는 것은 불가능하였다. 또한 제한된 시험횟수로 인해 슬라임 두께를 보다 다양화하여 시험에 적용하는 것 또한 무리가 따랐다.

굴착선단부에 존재하는 슬라임이 말뚝의 지지력 및 침하 그리고 강도에 밀접한 연관을 가지지만 공내수에 부유하던 미립자가 침전하여 발생한 뭍고 느슨한 형태의 슬라임이 소량으로 존재할 경우 말뚝에 미치는 영향은 매우 작다는 것을 확인할 수 있었다.

본 연구에서는 직경 2,000mm 현장타설말뚝에 대해서만 현장시험이 수행되었다. 일반적으로 많이 사용되는 현장타설말뚝의 직경은 800mm, 1,000mm, 1,200mm, 1,500mm, 2,000mm, 2,500mm, 3,000mm로 총 7가지이다. 그리고 말뚝직경의 20%에 해당하는 슬라임은 말뚝선단부의 콘크리트와 혼합되더라도 품질에 미치는 영향은 적다는 것을 확인하였지만 실제 말뚝직경의 15%에 해당하는 슬라임에 대해서만 재하시험이 수행되었다. 향후 보다 다양한 슬라임의 종류 및 물량을 앞서 언급한 7가지 직경의 현장타설말뚝에 적용하고 현장재하시험을 통해 지지력 및 침하에 대한 연구가 활발히 이루어져 슬라임 제거에 대한 기준확립에 반영되길 바란다.

참 고 문 헌

건설교통부(2000). “도로교 설계기준.”

김성호(2005), “아파트 기초 설계방법 개선 및 공사비 절감 연구”, (주)포스코 건설, 연구보고서, pp.1-19.

박기홍(2008), “말뚝재하시험의 종류와 최근 기술 동향”, 건설기술 쌍용 2008 여름호, 쌍용건설 기술연구소, pp.36-41.

박찬용, 옥희경(1996), “말뚝기초의 문제점과 그 대책”, 한국건설기술연구원, 건설기술정보센터, pp.182-210.

설훈일, 정상섭 등(2008), “양방향 말뚝선단재하시험에 의한 암반근입 현장타설 말뚝의 하중-침하거동 분석”, 한국지반공학회논문집, pp.61-70

신철규, 백성권, 박용부(2005), "와이어 브러쉬를 이용한 현장타설 말뚝의 슬라임 제거 방법." 대한토목학회, 정기학술대회

(주)시험과 측량(2016), “잠진도~무의도 연도교 건설공사 현장타설말뚝 양방향 재하시험보고서”, pp.5-6.

(주)새길이앤시(2010), “일산 백석동 Y-CITY 프로젝트에 따른 지반보사보고서”, pp.5-7.

양성호(2015), “말뚝시험의 종류 및 기준”, 건설기술 쌍용 2015 하반기호, 쌍용건설 기술연구소, pp.21-26.

우재경(2012), “현장 실태분석을 통한 말뚝기초의 개선방안에 관한 연구”, 공학박사학위논문, 서울시립대학교, pp.12-13.

(주)진영컨설턴트(2006), “송도신도시 D22블럭 지반조사보고서”, pp.9-12.

(주)진영컨설턴트(2005), “송도신도시 D23블럭 지반조사보고서”, pp.3-4.

전상현, 박병수 등(2009), “심층혼합공법 적용시 발생하는 슬라임의 공학적 특성”, 한국지반환경공학회 논문집

전옥현, 이종섭 등(2013), “시추공 전기비저항 기법을 활용한 현장타설말뚝의 슬라임층 두께 평가”, 한국지반공학회 논문집

정성준, 정경자 등(2007), “현장타설 말뚝의 결함이 말뚝의 지지거동에 미치는 영향”, 대한토목학회, 정기학술대회

한국지반공학회(2009). “구조물기초 설계기준.”

한국지반공학회(2009). “깊은기초.” 지반공학시리즈 4, 한국지반공학회 강습회교재.

한국지반공학회(2002), “지반공학시리즈4권 깊은기초”, 구미서관, pp.173-284.

한국도로공사(2007), “해상 대구경 현장타설말뚝 공사”, 인천대교 건설공사 기술보고서I, pp.84-9.

홍원택, 우규성 등(2018), “굴착공 내 슬라임 두께 평가를 위한 슬라임미터의 개발 및 적용”, 한국지반공학회 논문집

AASHTO(2010), “AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications” , American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 5-1-5-23.

Archie, G. E.(1942), “The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics” , Transactions of the AIME, Vol.146, No.1, pp.54-62.

ASTM D1143-81(1994), “Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load”

Brown, D. A., Turner, J. P., and Castelli R. J.(2010), “FHWA NHI-10-016, Drilled Shafts: Construction Procedures and LRFD Design Methods” , National Highway Institute U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, DC, 7-1-7-43.

Canadian Geotechnical Society(1985). “Foundtion Engineering Manual” , 2nd Ed. Edited by Meyerhof, G. G.

Ding, J. Z., McIntosh, K. A., and Simon, R. M.(2015), “New Device for Measuring Drilled Shaft Bottom Sediment Thickness” , The Journal of the Deep Foundations Institute, Vol.9, No.1, pp.42-47.

Donald, I.B., Sloan, S.N., Chiu, H.K.(1980), “Theoretical analysis of rock-socketed piles” , Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney, Vol. 1, pp.303-316.

FHWA HI 97-014(Rev.98), “Design and Construction of Driven Pile Foundation” , Manual-Vol.2 Ch20, The Osterberg cell method.

Glos, G.H., Briggs, O.H.(1983), “Rock sockets in soft rock, Journal of Geotechnical Engineering” , ASCE, Vol. 109(4), pp.525–535.

Hobbs, D.(1967), “Scale model study of strata movement around mine roadways–Apparatus” , technique and some preliminary results, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstract, Vol. 3, pp.101–127.

Jeon, S.W., Kim, J.W., Seo, Y.H., Hong, C.W.(2004), “Effect of a fault and weak plane on the stability of a tunnel in rock – a scaled model test and numerical analysis” , International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol .41, pp.486.

Jeong, S.S., Cho, H.Y., Cho, J.Y., and Lee, D.S.(2010), “Point bearing stiffness and strength of socketed drilled shafts in Korean rocks” , International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.47, pp.983–995.

Kulhawy, F.H., Goodman, R.E.(1987), “Foundation in rock, Ground Engineering Reference Book” , Ed: F.G. Bell, Butterworth, London.

Kulhawy, F.H., Goodman, R.E.(1980), “Design of foundations on discontinuous rock” , Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock, Ed: P.J.N. Pells, Balkema, Rotterdam, pp.209–220.

Lam, C., Jefferis, S. A., and Martin, C. M.(2014), “Effects of Polymer and Bentonite Support Fluids on Concrete–Sand Interface Shear Strength” , Geotechnique, Vol.64, No.1, pp.28–39.

Ladanyi, B., Domingue, D.(1980), “An analysis of bond strength for rock socketed pier” , Proceedings of International Conference on Structural Foundation on Rock, Sydney, pp.363–373.

Ladanyi, B., Roy, A.(1971), “Some aspects of the bearing capacity of rock mass” , Proceedings of the 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Edmonton.

Ladanyi, B., Archambault, G.(1970), “Simulation of shear behavior of a jointed rock mass” , Proceedings of the 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics AIME, New York, pp.105–125.

Mohan, D., Jain, G.S. and Sharma,D.(1967). “Bearing capacity of multiple underreamed bored piles. Proc” , 3rd Asian Conf. S.M. & F.E., Vol. 1, pp.103–106.

Osterberg, J.O., Gill, S.A.(1973), “Load transfer mechanisms for piers socketed in hard soils or rock” , Proceedings of the 9th Canadian Symposium on Rock Mechanics, Montreal, pp.235–262.

Paul, S.L., Hendron, A.J., Sgouros, G.E.(1983), “Design recommendation for concrete” , UMTA-MA-06-0100-83-1, Technical Assistance Program.

Reese, L. C., and O’ Neill, M. W.(1989). “New Design Method for Drilled Shafts from Common Soil and Rock Tests” , Proceedings, Foundation Engineering: Current Principles and Practices, American Society of Civil Engineers, Vol. 2, pp.1026-1039.

Rowe, R.K., Armitage, H.H.(1987), “Theoretical solutions for the axial

deformation of drilled shafts in rock” , Canadian Geotechnical Journal, Ottawa, Canada, Vol. 24, pp.114–125.

Rowe, R.K., Armitage, H.H.(1984), “The design of piles socketed into weak rock” , The University of Western Ontario, London, Ont., Research Report GEOT–11–84.

Rowe, R.K., Pells, P.J.N.(1980), “A theoretical study of pile–rock socket behavior” , Proceedings of International Conference on Structural Foundation on Rock, Sydney, pp.253–264.

Schmertmann, J. H., Hayes, J. A., Molnit, T., and Osterberg, L. O.(1998), “O–cell Testings Case Histories Demonstrate the Importance of Bored Pile (Drilled Shaft) Construction Technique” , 4th International Conferences on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, MO, pp.1103–1115.

Seychuck, J.L.(1970), “Load tests on bedrock” , Canadian Geotechnical Journal, Vol. 7, pp.464–470.

Terzaghi, K.(1943), “Theoretical soil mechanics” , John Wiley and Sons Inc., New York, pp.118–143.

Vesic, A. S.(1963). “Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand” , Highway Research Record 39, Highway Research Board, National Research Council, Washington D, C., pp.112–153.

Vesic, A. S.(1977). “Design of Pile Foundations” , National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 42, pp.22–26.