



저작자표시-비영리-동일조건변경허락 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



동일조건변경허락. 귀하가 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공했을 경우에는, 이 저작물과 동일한 이용허락조건하에서만 배포할 수 있습니다.

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

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

[Disclaimer](#)

공학석사 학위논문

PRD공법으로 시공한 암반 근입된
현장타설말뚝의 지지력 연구



부 경 대 학 교 산 업 대 학 원

토 목 공 학 과

황 원 수

공학석사 학위논문

PRD공법으로 시공한 암반 근입된
현장타설말뚝의 지지력 연구

지도교수 정 진 호

이 論文을 工學碩士 學位論文으로 提出함

2008년 2월

부 경 대 학 교 산 업 대 학 원

토 목 공 학 과

황 원 수

이 논문을 황원수의 공학석사
학위논문으로 인준함

2 0 0 8 년 2 월 26 일

주 심 공 학 박 사 정 두 회 (인)

위 원 공 학 박 사 김 명 식 (인)

위 원 공 학 박 사 정 진 호 (인)



목 차

표 목차	IV
그림 목차	VI
Abstract	VIII
1 서론	1
1.1 연구 배경 및 목적	1
1.2 연구 내용 및 범위	2
2 PRD 현장콘크리트타설 말뚝시공	3
2.1 PRD 공법	3
2.1.1 시공성	3
2.1.2 공법 적용 지질	4
2.1 PRD공법 시공과정	5
2.2.1 PRD공법 시공	5
2.2.2 PRD공법 시공 마무리	6
3 현장타설 말뚝 설계 계산	12
3.1 지지력 검토	12
3.1.1 선단지지력	12
3.1.2 주변마찰지지력	15
3.2 말뚝본체 검토	18

3.2.1 콘크리트의 설계기준강도	18
3.2.2 철근량 검토	18
3.2.3 말뚝본체의 부재력 검토	19
3.3 말뚝의 침하량 검토	20
3.3.1 허용침하량	20
3.3.2 침하량 검토	22
3.4 ○○지역 현장타설 말뚝 구조계산	24
3.4.1 PRD공법으로 시공한 현장타설말뚝 설계 제원	24
3.4.2 허용지지력 계산	32
3.4.3 말뚝의 허용하중	36
3.4.4 허용지지력 계산결과 요약	37
3.4.5 말뚝 본체의 내력계산	38
4 동재하시험	39
4.1 개요	39
4.2 기본이론	39
4.3 시험방법	40
4.3.1 시험순서	40
4.3.2 시험장비	41
4.4 재하시험 결과해석	42
4.5 동재하시험의 평가분석	43
4.6 동재하시험 개소	45
4.7 동재하시험 분석 및 고찰	45
4.7.1 동재하시험 결과 분석	45

4.7.2 동재하시험 결론	58
5 동재하시험결과와 제안식과의 비교 분석	60
5.1 허용선단지지력 비교 검토	60
5.2 허용주면마찰지지력 비교 검토	62
6 결 론	64
참고문헌	65



표 목차

표 2.1 RCD공법과 PRD공법 비교	5
표 2.2 PRD공사 소요장비	6
표 3.1 암반종류에 따른 허용선단지지력	13
표 3.2 K_{sp} 계수	13
표 3.3 암반근입깊이와 직경비에 따른 K_b	15
표 3.4 Mass Factor J	17
표 3.5 현장타설말뚝의 철근 배근 규정	18
표 3.6 현장타설말뚝의 철근량 검토 결과	19
표 3.7 말뚝본체의 부재력 검토 결과	19
표 3.8 각종 구조물의 허용침하량	20
표 3.9 구조물의 종류와 허용침하량	21
표 3.10 허용침하량 산정 결과	22
표 3.11 말뚝의 침하량 검토 결과	23
표 3.12 지층 구성상태	25
표 3.13 RMR에 의한 암반평가	28
표 3.14 점재하시험결과	32
표 3.15 단위면적 허용지지력계산 결과	37
표 3.16 말뚝의 허용하중 계산결과	37
표 3.17 말뚝본체의 내력계산 결과	38
표 4.1 중요한 향타분석기 계산출력치(PDI, 1993)	43
표 4.2a 동재하시험 결과 (1)	59
표 4.2b 동재하시험 결과 (2)	59

표 5.1 허용선단지지력 비교	60
표 5.2 허용주면마찰지지력 비교	62



그림 목차

그림 2.1 PRD시공 FLOW CHART	7
그림 2.2 케이싱 인발 시공순서	9
그림 2.3 두부정리과정	10
그림 3.1 일축압축강도와 감소계수 α	16
그림 3.2 주변저항 보정계수 β	16
그림 3.3 각종 구조물의 허용각변위	21
그림 3.4 대표 지반조건	26
그림 3.5 암시료코아 채취	27
그림 3.6 암시료코아 채취저장 BOX	27
그림 4.1 동재하시험 개요도	40
그림 4.2 Davisson 판정결과의 예	45
그림 4.3 Davisson Method 분석법(112동 10번)	46
그림 4.4 Comp. Stress of Pile(112동 10번)	46
그림 4.5 Shatf Resistance & Force Curve of Pile(112동 10번) ...	47
그림 4.6 Davisson Method 분석법(105동 129번)	48
그림 4.7 Comp. Stress of Pile(105동 129번)	48
그림 4.8 Shatf Resistance & Force Curve of Pile(105동 129번) ·	49
그림 4.9 Davisson Method 분석법(104동 1번)	50
그림 4.10 Comp. Stress of Pile(104동 1번)	50
그림 4.11 Shatf Resistance & Force Curve of Pile(104동 1번) ...	51
그림 4.12 Davisson Method 분석법(107동 18번)	52
그림 4.13 Comp. Stress of Pile(107동 18번)	52

그림 4.14 Shatf Resistance & Force Curve of Pile(107동 18번) ·	53
그림 4.15 Davisson Method 분석법(109동 5번)	54
그림 4.16 Comp. Stress of Pile(109동 5번)	55
그림 4.17 Shatf Resistance & Force Curve of Pile(109동 5번) ...	55
그림 4.18 Davisson Method 분석법(103동 10번)	56
그림 4.19 Comp. Stress of Pile(103동 10번)	57
그림 4.20 Shatf Resistance & Force Curve of Pile(103동 10번) ·	57



A Study of Bearing Capacity of Cast-in-Place Pile in Rocks using Percussion Rotary Drilling

Won Soo Hwang

*Department of Civil Engineering, Graduate School of Industry,
Pukyong National University*

Abstract

With the recent trend on the structures to be larger and heavier, large-size cast-in-place pile or mid-size cast-in-place pile, which provide bearing support for structures such as long span bridges or building foundations, are commonly produced.

Small-size precast pile does not provide enough bearing capacity especially for skyscrapers, therefore, the usage of cast-in-place pile in rocks, which satisfies the requirement of bearing capacity, is increasing.

In this study, it is discussed, with putting the design allowable bearing capacity to the minimum value which is measured and calculated by the method proposed by many other researchers, that the construction process of injection of a pile, which is produced by the method of P.R.D(Percussion Rotary Drill), into the hole with 800 mm diameter and 2 m depth, and compared and analyzed the design allowable bearing capacity of the pile by measuring, calculating, and adapting the minimum value of the designing resources proposed by many other researchers, and also, it is

researched and examined that if it is able to establish the bearing capacity and stability by comparing and analyzing the result of dynamic pile loading test.

From the result of dynamic pile loading test, it was showed that skin friction bearing capacity was much bigger than point bearing capacity. Also, point bearing capacity of the dynamic pile loading test was much less than those proposed by many other researchers.

It is because the load, which delivers the weight to the tip, is not bigger than the skin friction bearing capacity. That means, point allowable bearing capacity can bear more than the maximum of load tested and so the foundation will still be safe, and it can bear as far as the inside strength of pile can bear. It was also observed that skin friction allowable bearing capacity from dynamic pile loading test was close to the calculation proposed from Poulos & Davis, D'Appolonia et al. With these observations, the interrelation between skin friction bearing capacity and point bearing capacity was analyzed.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근 구조물이 점차 대형화됨에 따라 큰 지지력을 요구하고 있다. 특히 초고층건물이나 초고층아파트의 신축이 급격히 이루어지고 있다.

초고층아파트의 경우 기존의 소구경 기성말뚝으로는 만족한 지지력을 얻을 수 없으므로 중량물의 지지력을 만족할 수 있는 암반근입 대구경 현장타설 말뚝이나 암반근입 중구경 현장타설 말뚝 사용이 증가하고 있다.

또한 최근에는 환경문제에 대한 인식이 제고됨에 따라 건설공사에 대한 소음 및 진동규제법이 엄격하게 개정된 바 있다. 과거에는 말뚝의 향타공법이 도심지 위주로만 제한되었으나 이제는 민원이 발생할 수 있는 곳은 어디에서나 향타공법의 적용이 불가능하게 되었다. 심지어 SIP(Soil-Cement injected Precasting), SDA(Separation Doughnut Auger)공법 등 각종 매입말뚝의 최종 경타 마저도 허락하지 않는 사회분위기로 인해 매입말뚝의 사용도 제한될 것으로 예상되며 앞으로는 초고층아파트나 초고층건물의 중량 구조물을 지지할 수 있는 암반근입 중구경 현장타설 말뚝의 시공이 급격히 증가할 것으로 예상되며 암반근입 중구경($\varnothing 400\text{mm} \sim \varnothing 1000\text{mm}$) 현장타설 말뚝 시공방법 중 PRD(Percussion Rotary Drill)공법의 시공이 늘어날 것으로 판단된다.

PRD공법으로 시공하는 암반에 근입한 현장타설 말뚝은 주로 고층건물이나 고층아파트, 장대교량 등 대형구조물의 기초로 사용되며 하중부담률도 소구경타입말뚝이나 매입말뚝에 비해 크게 증대되었다. 따라서 중구경 및 대구경 현장타설 말뚝의 지지력이 부족하게 되면 상부구조물에 심각한 피해를 줄 수 있다. 그러므로 말뚝재하시험을 통한 지지력의 확인과 설계

의 허용지지력을 만족할 수 있는지 확인 검토가 필연적인 과정으로 정착되어가고 있다.

따라서 본 논문에서는 ○○지역 고층아파트의 PRD공법으로 중구경 D800mm로 연암 2m에 근입한 현장타설 말뚝의 시공과정과 D800mm의 연암 2m에 근입한 현장타설 콘크리트말뚝의 설계 지지력과 재하 시험결과를 비교분석 함으로써 중량의 지지력을 확보할 수 있는 것을 검토, 분석하고 안정성을 검토하였다. 또한 여러 학자들의 제안식으로 구한 선단지지력과 주변마찰지지력을 동재하시험결과와 비교·분석 연구하고자 하였다.

1.2 연구내용 및 범위

본 연구에서는 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력과 주변마찰력이 설계 구조허용지지력 계산과 동재하시험 결과와 비교분석하였으며, 여러 가지 일반적인 산정식 및 제안식을 이용하여 최저치 값을 설계 허용지지력으로 설계하였으며 그에 따른 재하시험결과를 분석하여 지지력 안정성을 검토하였다.

또한 D800mm 연암 2m에 근입한 PRD(Percussion Rotary Drill)공법의 시공과정을 설명하였으며, 동재하시험 원리와 결과해석하는 방법을 설명하였으며, 동재하시험의 평가분석을 하였다.

또한 여러 연구자들이 제안한 방법에 따라 암의 일축압축강도로 주변마찰력 및 선단지지력을 산출하고 이를 말뚝 동재하시험과 비교분석하였다.

이러한 비교분석한 결과들에 의해 암반에 근입한 PRD말뚝의 지지력 안정성을 분석파악하고, 중구경 현장타설 말뚝시공에 PRD공법의 장점과 단점을 파악하여 중량 고층구조물 기초에 널리 보급되도록 연구하였다.

제 2 장 PRD 현장콘크리트타설 말뚝시공

2.1 PRD공법

우리나라의 지형은 산지가 많고, 하천이 많이 발달되어있어서 지층의 변화가 심하다. 또한 연약지반과 사력층 밑에는 암반층이 있는 경우가 대부분이며 기초공사가 어려운 대옥석층 및 사석층과 같은 지층도 존재한다.

따라서 근래에 활발히 진행되고 있는 재개발공사 SPS(Strut Permanent System)공법 건물기초와 초고층건물, 초고층아파트와 더불어 교량기초공사에 필요성을 느껴 개발된 최신 공법이 PRD공법이다.

최근에는 초고층건물이나 초고층아파트 등 중량물의 기초에 기존의 기성파일로는 지지력을 확보할 수 없을 경우 RCD공법과 비교하여 PRD공법으로 중·대구경(직경 400mm~1500mm사이)으로 암반근입 현장타설 말뚝으로 시공함으로써 중량의 지지력을 확보할 수 있어 초고층건물기초나 초고층아파트기초에 적합하여 널리 이용될 것으로 여겨진다.

2.1.1 시공성

상호 역회전 하는 내측 사프트와 외측 케이싱의 구조를 이용하여 암반 굴진 이중 역회전 식으로 기초공사용 전용천공기이다. 이중 역회전 방식으로 천공하므로 수직정도가 높은 시공이 가능하며 내측, 외측을 각각 회전시킬 수 있으므로 상호 반력 등 토-크를 감소시켜 베이스 머신과 리더에 과대한 토-크가 발생되지 않는다. 국내에서 오거(Auger)공사나 T-4 함마공사는 널리 사용되어 왔으나 오거는 연약지반에서 그 특성을 발휘하지만 자갈층이나 암반층에서는 작업성이 현저히 떨어지고 T-4 함마공사는 천

공후 홀(hole)이 붕괴되어 케이싱을 넣을 때 바이브로 함마로 재항타해야 하는 불편함과 물이 유출되는 자갈층과 모래층에서 공사가 어려운 단점이 있다.

특히 강이나 해안가 주위에서 공사를 할 때 현장에서는 많은 문제점을 안고 여러 가지 공법을 시도 하였으나 뚜렷하게 진천후로 완벽한 기초공사용 천공방법에 대한 안이 제시되지 못했다.

2.1.2 공법 적용 지질

- 1) N치 50이상의 사력층으로 홀이 붕괴되는 경우
- 2) 불안정한 토사층을 통과하여 암반에 말뚝을 정착시키는 경우
- 3) 천공 홀의 입구부터 붕괴되어 공사가 위험한 경우
- 4) 심한 자갈 및 전석층
- 5) 불균질한 매립층
- 6) 연약지반 및 기존의 굴착장비로는 케이싱 삽입작업이 불가능한 지층

구 분	RCD 공법	PRD 공법
장비 구성	• RCD 장비 • OSCILLATOR • SERVICE CRANE (80T)이상 • POWER-PACK • EXCAVATOR 0.6m³-0.8m³	• MAIN BODY (DH 558,608,658) • PRD MOTOR (150HP-240HP) • SERVICE CRANE (50T-100T) • COMPRESS (1500PSI,1070CFM) • GENERATOR (250KW-500KW) • EXCAVATOR 0.6m³-0.8m³
공법 특성	물을 사용하여 자중에 의한 마찰로 토질 및 암반을 갈아내어 물로 SURGING하는 방법	ALL CASING공법이므로 CASING 하단부에 케이싱 SHOE를 부착시켜 불규칙한 지층을 케이싱 슈가 좌회전 하면서 관입되고 RODAIR HAMMER를 이용한 HAMMER BIT는 우회전하면서 혼진식층 및 연경암을 상·하 PERCUSSION으로 작동하여 어떠한 지층이라도 한번에 설치가능하며 암반 SLIME 자체는 R.O.D HAMMER BIT로서 AIR SURGING하는 특징이 있고 hole 청소 또한 깨끗하게 처리할 수 있다.
장점	• 소음 및 진동이 적다 • 토사층에서는 비교적 작업효율이 좋다.	• 굴진속도가 빠르다. (풍화암 15-20m/HR, 연암 6-10m/HR, 경암 4-6m/HR, 극경암 2-3m/HR) • 조정 및 수직도를 유지시킬 수 있다. • 건식이므로 현상이 깨끗하다. • 토질의 구애를 받지 않는다. • ALL CASING공법이므로 붕괴 우려가 없다. • 공사비가 RCD보다 적게 든다.
단점	• 공벽유지가 어렵다. • 토층의 연경도에 따라 수직도에 문제가 발생할 수 있다. • 장비의 구성 및 부속자재가 대형 이다. • 물을 사용하므로 현장관리가 어렵다.	• 장비조립 완료 후 이동시 복공판 설치를 하여야 한다. • 지반이 좋지 않을 경우 바닥레벨에 레미콘을 150mm 이상 타설하여야 한다.

표 2.1 RCD공법과 PRD공법 비교

2.2 PRD공법 시공과정

2.2.1 PRD공법 시공

1) PRD공법 시공설명

- ① ○○지역 고층아파트 기초에 D800mm의 PRD공법으로 기초를 시공하는 과정을 설명하고자 한다.
- ② 이 현장의 PRD D800mm 연암 2m 소켓 관입한 PRD 현장타설말뚝의 설계허용지지력은 600ton/본으로 설계되어 있다.

- ③ 콘크리트는 강도 350kg/cm²으로, 굵은골재는 25mm, 슬럼프는 FLOW치로 결정하는 25-350-55의 콘크리트를 사용하였다.
- ④ 연암 2m의 근입 확인을 위해 최종굴착 파쇄암을 채취하여 감리자 및 현장관계자가 수시로 확인하여 2m이상이 되도록 육안으로 거의 경암 수준까지 굴착하도록 하였다. 깊이확인은 casing의 근입이 소정심도까지 완료되면 암반천공을 실시(Rod+Hammer천공)하므로 암반근입 시작부부터 계속 천공하면서 주상도를 참고하여 연암 2m이상 굴착하여도 파쇄암이 거의 경암수준으로 채취될 때까지 암반굴착 하였다.
- ⑤ 케이싱은 콘크리트 타설 후 0.5~2시간 이내에 콘크리트가 굳기 전에 상부로 인발하여야 한다.
- ⑥ PRD공법의 장점은 청공경내 슬라임을 고압 AIR로 Surging하므로 천공경바닥 슬라임 처리가 완전(단, 지하수위가 없는 경우)하다는 장점이 있다.

2) PRD공사 소요장비

PRD공사에 사용된 장비는 표 2.2와 같다.

NO	장 비	장비규격	비 고
1	PRD 향타기	DH 608	전용기
2	써비스크레인	50 TON	철근 근입용
3	Dual Auger	200 HP	케이싱 및 로트구동
4	발전기	400 KW	오거구동 및 용접기
5	컴프레사	900 cfM	천공용
6	T-4함마	520 m/m	천공용
7	굴삭기	1.3m ³	천공용

표 2.2 PRD공사 소요장비

3) PRD시공 FLOW CHART

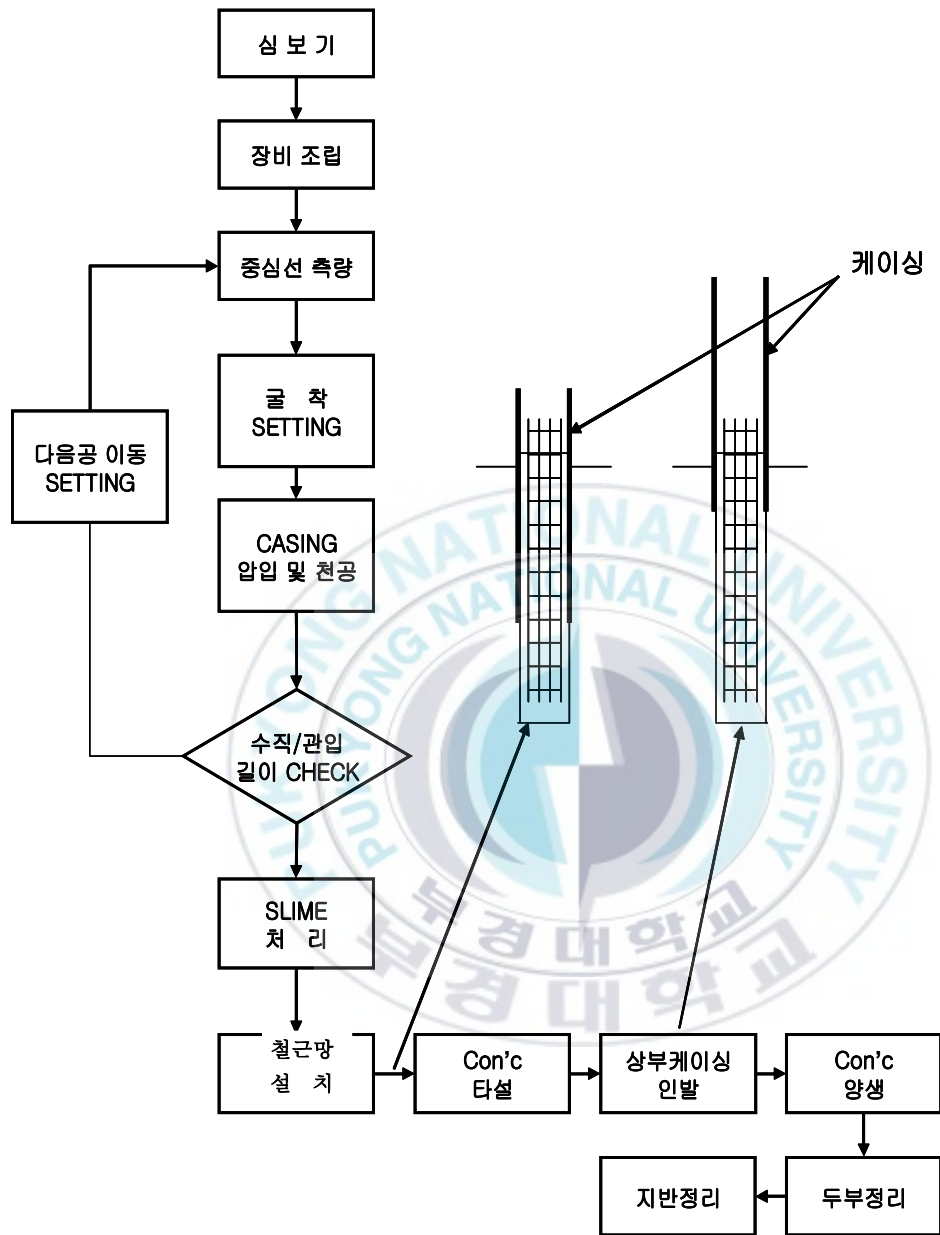


그림 2.1 PRD시공 FLOW CHART

4) 현장시공 흐름도



1) PILE위치 선정/측정



2) 천 공(암 반)



3) Casing 근입, 심도/수직도 확인



4) 천공 심도 확인



5) 철근망 삽입



6) 타 설



7) 인발후 CASING설치



8) 항두 정리

5) 케이싱 인발 시공순서

콘크리트타설 후 굳기 전에 0.5~2시간 사이에 케이싱을 상부로 인발하며, 콘크리트는 흐름시험으로 슬럼프를 결정하는 25(굵은골재)-350(콘크리트강도)-55(Flow 치)레미콘 사용한다. 케이싱 인발 시공순서는 그림 2.2와 같다.

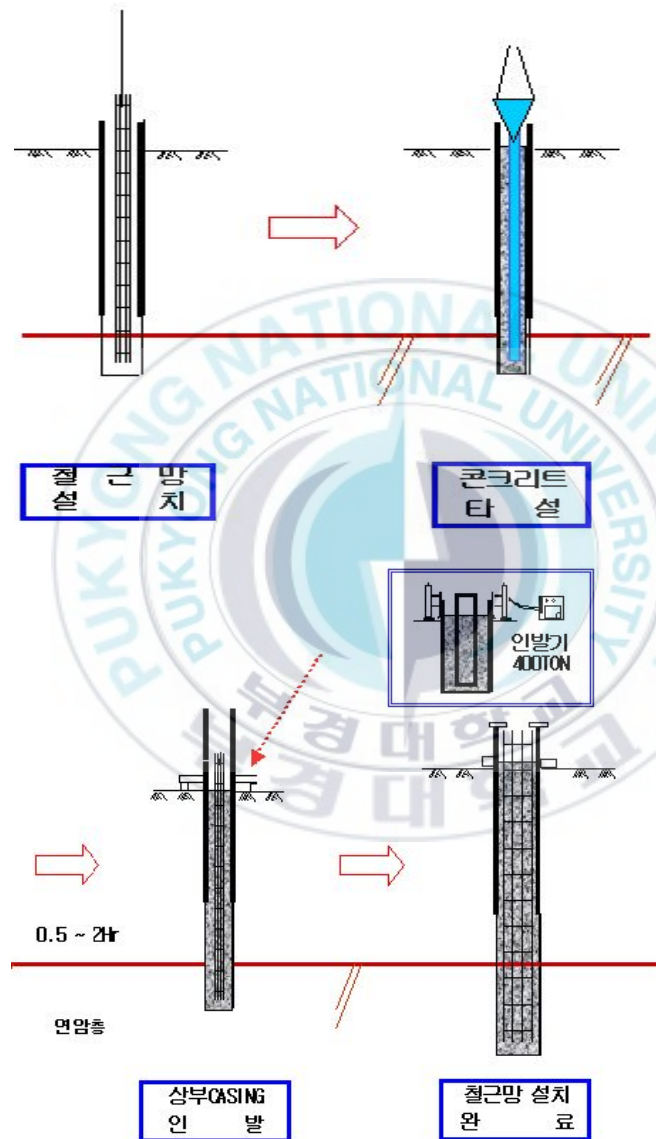


그림 2.2 케이싱 인발 시공순서

6) 두부정리

두부정리 하는 과정은 보양, 측량, 취핑, 완료 순으로 진행된다.

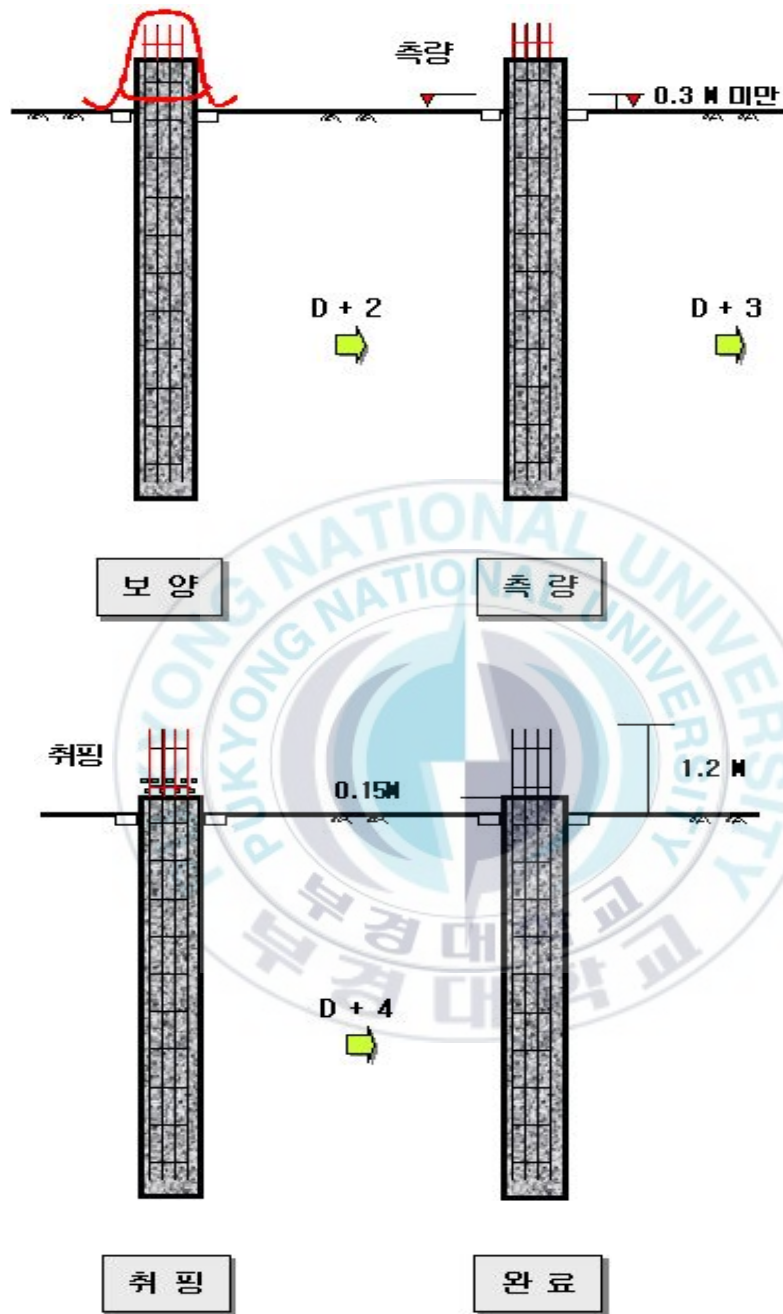


그림 2.3 두부정리과정

2.2.2 PRD공법 시공 마무리

시공 마무리 단계는 다음과 같다.

- ① ○○지역 PRD D800mm 시공품질은 연암 2m 깊이 근입 후 파쇄암 시료가 경암수준까지 채취될 때까지 굴착하도록 세심하게 시공 하였다.
- ② 슬라임 토출이 완전히 이루어졌는지 철저히 확인, 점검하였다.
- ③ 상부 두부정리도 완전히 양생한 후 파일에 손상이 가지 않도록 세심하게 인력으로 취핑파쇄하여 매끈하게 마무리되도록 하였다.
- ④ 동재하시험 대상파일 두부를 고강도 레미콘을 이용하여 보강하였다.



제 3 장 현장타설 말뚝 설계 계산

3.1 지지력 검토

말뚝의 지지력은 말뚝 선단지반의 지지력과 말뚝 외주부의 주변마찰지력의 합으로 표현할 수 있다. 심도가 깊은 말뚝 또는 암반에 근입된 말뚝의 지지력은 선단지지력 외에도 주변마찰지지력이 전체적인 지지력 평가에서 중요한 역할을 담당하며, 각 지지력의 산정식은 다음과 같다.

3.1.1 선단지지력

토사 또는 풍화함에 지지되는 말뚝의 지지력은 주로 점착력(c), 내부마찰각(ϕ), 또는 표준관입 시험결과 및 콘관입 시험결과에 의해 산정된다. 그러나 암반에 지지되는 현장타설말뚝의 지지력은 주로 시추된 암석코아의 일축압축 강도 또는 암반내에서 시행한 공내재하시험 결과로부터 추정할 수 있으며 실용적으로 다음과 같은 산정식이 제안되었다.

1) Teng(1962) 방법

- 적용조건 : 합리적인 감소율의 적용은 매우 어려운 문제이므로
표 3.1의 값과 비교하여 적용하는게 가장 안전함.

- 허용선단지지력

$$q_{da} = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{8} \right) \times \sigma_c$$

σ_c : 암석의 일축압축강도

암 반 종 류	허 용 선 단 지 지 력 (kg/cm ²)
넓게 분포된 화성암과 변성암	말뚝 본체 Con'c의 강도 이상
단단한 석회석, 단단하고 강한 사암	
풍화되지 않은 편암, 점판암	400
단단한 혈암, 이판암, 점판암	300
풍화되지 않은 단단한 초크, 이회토	200
점토질 혈암, 이판암	100
안정된 수성암	150~250
연한 혈암, 이판암	40~80
파쇄된 혈암, 이판암	10~15

표 3.1 암반종류에 따른 허용선단지지력

2) Landanyoi & Roy(1971) 방법

- 적용조건 : 본 지지력 산정식은 지지력의 상한치 범위를 나타내는 식이며 Shales 또는 Limestone과 같은 층상(Stratified) 암반에는 일반적으로 적용하지 않는다.

- 허용선단지지력

$$q_a = \sigma_c K_{sp} d$$

σ_c : 암석의 일축압축강도

K_{sp} : 허용선단지지력이 안전율($F_s=3$)을 포함한 경험상수

$$d : \text{깊이계수} = 1 + 0.4 \frac{L_s}{B_s} \leq 3$$

L_s : 암반 근입깊이

B_s : 말뚝의 직경

암반 절리면의 간격 (m)	K_{sp}
1.3 ~ 1.0	0.10
1.0 ~ 3.0	0.25
3.0 이상	0.40

표 3.2 K_{sp} 계수

3) Rowe and Armitage(1987) 방법

- 적용조건 : • 안전율 $F_s = 2 \sim 3$ 을 포함한 허용선단지지력 산정식임.
 - 말뚝은 적어도 암반에 1.0D(말뚝직경)이상 근입되어야 함.
 - 말뚝 선단 암반의 절리면에는 점토 등과 같은 협재물이 없어야 함.
 - 말뚝 선단부 암반에는 공동 및 공극 등이 없어야 함.

◦ 허용선단지지력

$$q_a = \sigma_c$$

σ_c : 암석의 일축압축강도

Poulos and Davis(1980)는 말뚝 선단의 암반에 공동 또는 절리(Open Discontinuity)가 존재할 경우에는 말뚝의 선단 허용지지력을 윗 식의 0.3배를 취하여 다음과 같이 적용할 것을 권장하고 있다.

$$q_a = 0.3\sigma_c$$

4) Canadian Geotechnical Society(1992) 방법

- 적용조건 : 암반근입부에 대해 Pressuremeter Test가 수행되었을 경우
- 극한선단지지력

$$q_u = K_b (P_\ell - P_o) + \sigma_o$$

P_ℓ : PMT에 의한 Limit Pressure

P_o : PMT에 의한 Rest Horizontal Stress

σ_o : 말뚝 선단부의 상재하중(전응력)

K_b : 경험상수

Depth/Diameter	0	1	2	3	5	7
K_b	0.8	2.8	3.6	4.2	4.9	5.2

표 3.3 암반근입깊이와 직경비에 따른 K_b

3.1.2 주면마찰지지력

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰지지력은 선단지지력과 마찬가지로 주로 시추된 암석코아의 일축압축강도로부터 추정할 수 있다. 주면마찰지지력을 산정하기 위해 제안된 여러식 중에는 암석의 일축압축강도 이외에 타설되는 Con'c의 강도를 고려한 산정식이 있으며 제안된 식은 실용적으로 다음과 같다.

1) D'Appolonia et al.(1975) 방법

- 적용조건 : 양호한 암반에 근입된 현장타설말뚝에서 Con'c의 극한강도가 암석의 강도보다 작아 말뚝의 부착력이 Con'c의 강도에 지배되는 경우 적용

- 허용주면마찰지지력

$$f_{sa} = 0.03 \sim 0.05 f_c$$

f_c : Con'c의 극한강도

2) Wyllie(1991) 방법

- 극한주면마찰지지력

$$f_{su} = \alpha \beta \sigma_c$$

α : 감소계수

β : 보정계수

σ_c : 암석의 일축압축강도

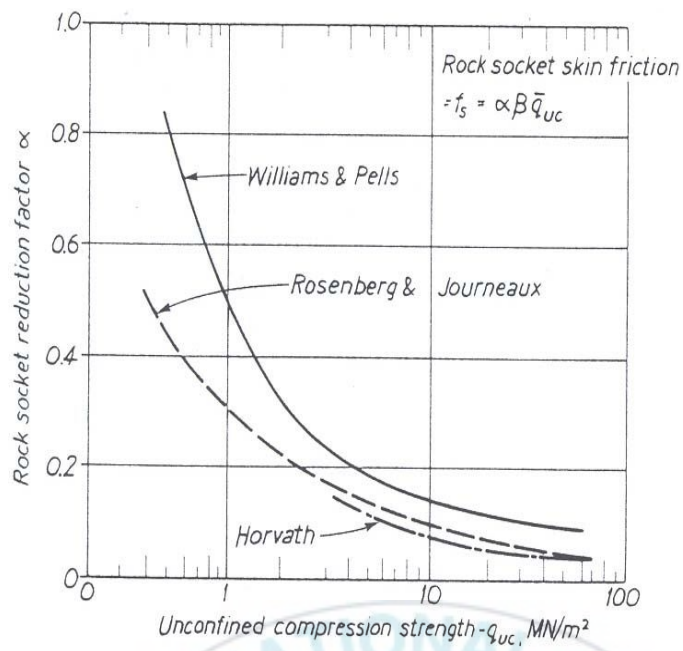


그림 3.1 일축압축강도와 감소계수 α

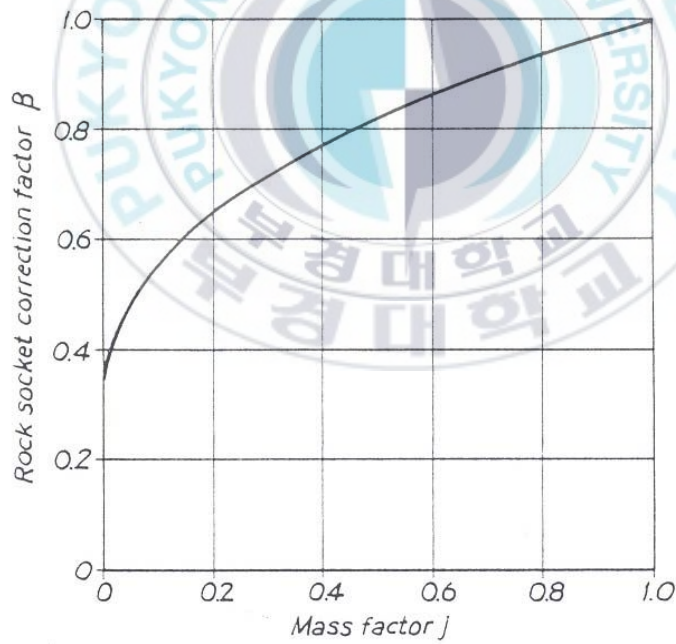


그림 3.2 주변저항 보정계수 β

RQD (%)	m당 절리빈도	J
0 ~ 25	15	0.2
25 ~ 50	15 ~ 8	0.2
50 ~ 75	8 ~ 5	0.2 ~ 0.5
75 ~ 90	5 ~ 1	0.5 ~ 0.8
90 ~ 100	1	0.8 ~ 1.0

표 3.4 Mass Factor J

3) Rowe and Armitage(1987) 방법

- 적용조건 :
 - 이 식은 안전율 2를 포함한 식임.
 - 절리를 포함한 암반의 강도가 암석 일축압축강도의 1/5이하로 작을 경우 산정된 주변마찰력을 40% 감소시켜 적용 하는게 바람직함.
 - 적용단위는 MPa 임.

4) Poulos & Davis(1980) 방법

- 허용주변마찰지지력

$$f_{sa} = 0.05 \sigma_c \text{ 또는 } 0.05 f_c \text{ 중 작은 값}$$

σ_c : 암석의 일축압축 강도

f_c : Con'c의 극한강도

3.2 말뚝본체 검토

3.2.1 콘크리트의 설계기준강도

말뚝본체의 구조설계는 허용응력 설계법으로 수행하였으며 타설되는 콘크리트의 설계기준강도는 지하수위가 높은 본 현장의 지반특성을 고려하여 수중타설 조건으로 적용하였다.

타설되는 콘크리트의 강도가 증가하면 말뚝의 구조적인 성질이 개선되고 사용 철근량을 감소시킬 수 있는 반면에 콘크리트의 품질관리가 어렵고 또한 재료비가 증가하게 된다. 이를 고려하여 본 설계에서는 현장에서 타설되는 콘크리트의 공칭강도를 $f_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$ 로 선정하였다.

3.2.2 철근량 검토

현장타설말뚝에 소요되는 철근량은 도로교 설계기준해설(하부구조편, 2001)에 제시된 현장타설말뚝의 철근량 규정을 적용하였다. 문헌에 규정된 현장타설말뚝의 주철근 및 띠철근의 배근 규정은 기둥부재의 안정성 및 시공조건을 고려한 것으로서 표3.5와 같으며 이에 부합되는 본 현장타설말뚝의 철근 배근은 표 3.6과 같이 결정하였다.

항 목		최 대	최 소	비 고
주철근	철근량	6%	0.4%	이형철근 사용, 인력굴착시에는 해당사항 없음
	지름	-	32mm	
	순간격	-	조골재 최대치수의 2배이상	
	개수	-	24개	
띠철근	지름	-	16mm	이형철근 사용
	순간격	300mm	150mm	

표 3.5 현장타설말뚝의 철근 배근규정(도로교 설계기준해설, 2001)

항 목		설 계 결 과
		D=800mm 말뚝
주철근	철근 종류	SD40 D32 이형철근
	순간격	100mm
	개수	24개
띠철근	철근 종류	SD30 D16 이형철근
	순간격	150mm ~ 300mm

표 3.6 현장타설말뚝의 철근량 검토결과

3.2.3 말뚝본체의 부재력 검토

전 절에서 결정된 콘크리트의 설계기준강도 및 철근량을 적용하여 설계된 현장타설말뚝 본체의 내력을 검토하였다. 말뚝의 내력검토는 허용응력 설계법산정식을 적용하였으며 검토결과는 다음 표와 같다.

말뚝직경	D=800mm	비 고
말뚝 본체의 내력	700 ton	
최대 작용하중	590	(Max Factored Load)
평가	O.K	

표 3.7 말뚝본체의 부재력 검토결과

3.3 말뚝의 침하량 검토

3.3.1 허용침하량

구조물 기초설계기준(건설교통부) 및 제안자에 따른 각종 구조물의 허용 침하량 기준은 다음과 같다.

침하형태	구조물의 종류	허용침하량
전체침하	배수시설	15.0 ~ 30.0 cm
	출입구	30.0 ~ 60.0 cm
	석적 및 조적구조	2.5 ~ 5.0 cm
	땀대구조	5.0 ~ 10.0 cm
	굴뚝, 사이로, 매트	7.5 ~ 30.0 cm
전도	탑, 굴뚝	0.004 S
	물품적재	0.01 S
	크레인 레일	0.003 S
부동침하	빌딩의 조적벽체	0.0005 ~ 0.0002 S
	철근 콘크리트 땀대구조	0.0003 S
	강 땀대구조(연속)	0.0002 S
	강 땀대구조(단순)	0.0005 S

※ S : 기둥사이의 간격 또는 임의의 두 점 사이의 거리

표 3.8 각종 구조물의 허용침하량 (구조물기초설계기준, 1997)

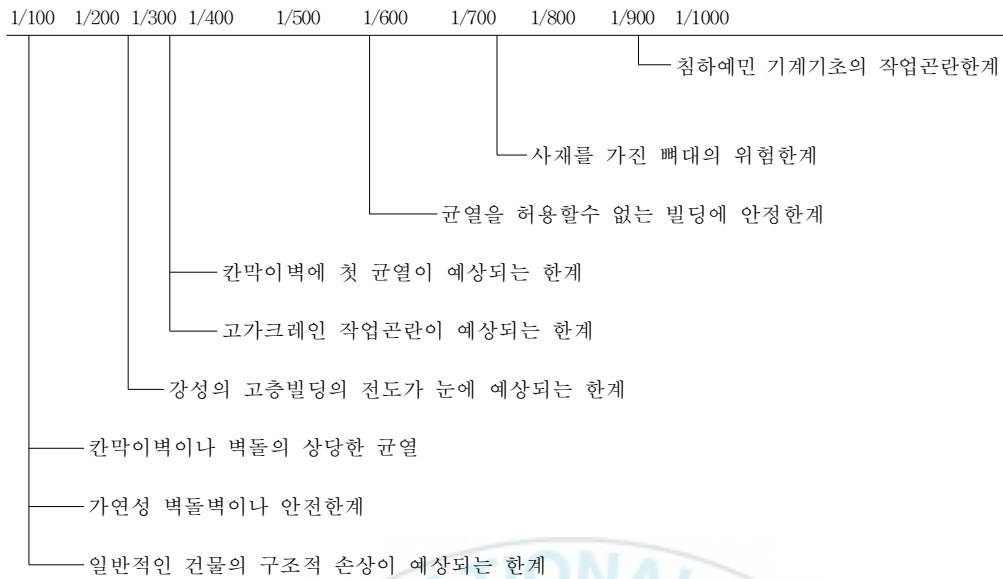


그림 3.3 각종 구조물의 허용각변위 (구조물기초설계기준,2003)

제안자	구조형식	허용침하량
Baumann(1873)	철근콘크리트구조	4.0cm
Jenny(1885)	철근콘크리트구조	5.0 ~ 7.0cm
Purdy(1891)	-	7.5 ~ 12.5cm
Simpson(1934)	철근콘크리트구조	10.0 ~ 12.5cm
Terzaghi(1934)	철근콘크리트구조	5.0cm
Terzaghi and Peck(1948)	철근콘크리트구조	5.0cm
Tschebotarioff(1951)	연와구조	5.0 ~ 7.5cm

표 3.9 구조물의 종류와 허용침하량

상기한 자료를 참조할 때 구조물의 허용침하량은 균등침하(전체침하) 보다는 부등침하에서 더욱 신중하게 고려되어야 함을 알 수 있다.

본 현장의 건축계획을 참조할 때 상부 구조물의 하중을 전달시키는 기

등의 최대간격(S)은 대략 10.0m 정도이므로 부등침하량의 산정시에는 이를 적용하였으며, 상부 건축구조물의 형식을 고려하여 본 구조물의 허용침하량을 선정한 결과는 다음과 같다.

항목		허용침하량 산정식	허용침하량
균등침하	철근콘크리트구조 및 뼈대구조	-	4.0 ~ 12.5 cm
부등침하	철근콘크리트 뼈대구조	0.003 S	3.0 cm
	균열을 허용할 수 없는 빌딩	1/500 S	2.0 cm
적용값		2.0 cm	

표 3.10 허용침하량 산정결과

3.3.2 침하량 검토

말뚝의 침하량은 말뚝구조체의 탄성압축침하량과 말뚝이 설치된 지반의 침하량의 합으로서 정의할 수 있다. 말뚝 선단지반의 침하량은 압밀침하 또는 탄성침하로 구별할 수 있는데 선단지반이 암반일 경우 압밀침하 발생 가능성은 없는 것으로 가정할 수 있으므로 지반의 탄성침하량만을 고려한다.

말뚝의 침하량 산정결과는 다음과 같으며, 산정된 침하량은 허용침하량 미만인 것으로 검토되었다.

$$S = S_s$$

S : 총침하량 (cm)

S_s : 말뚝자체의 탄성침하량 (cm)

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

Q_{pa} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝선단부에 전달되는 하중

Q_{fs} : 말뚝에 설계하중이 재하되었을 때 말뚝주변에 전달되는 하중

L : 말뚝길이 (cm)

A_p : 말뚝의 단면적 (cm^2)

E_p : 말뚝의 탄성계수

α_s : 말뚝의 주변마찰력 분포에 따른 계수 (0.5)

$$\begin{aligned} S_s &= (Q_{pa} + \alpha_s Q_{fs}) L / A_p \cdot E_p \\ &= (600 \times 0.4 + 0.5 \times 25.13) \times 10 / (0.5 \times 2,806,240) \\ &= 0.0018 \text{ m} \\ &= 0.18 \text{ cm} \end{aligned}$$

- note 1) 동재하시험 결과, 보통 말뚝선단부까지 전달되는 하중은 40%정도임. (당 현장 동재하시험결과 말뚝선단부까지 전달되는 하중은 약 32%임)
- 2) 말뚝의 선단부 침하량은 0으로 가정한다.

말뚝직경	D=800mm
말뚝 본체의 탄성침하량	0.18 cm
총 침하량	0.18 cm
허용 침하량	2.00 cm
검토 결과	O.K

표 3.11 말뚝의 침하량 검토결과

3.4 ○○지역 현장타설 말뚝구조계산

3.4.1 PRD공법으로 시공한 현장타설말뚝 설계 제원

1) 설계 계산 제원

① 말뚝 직경 : $D = 800\text{mm}$

② 연암근입깊이 : 연암하부 2.0m 소켓근입

③ 말뚝의 단면적

$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 0.8^2 = 0.503\text{m}^2$$

④ 연암근입부 말뚝의 주면적

$$A_f = \pi D L_s = \pi \times 0.8 \times 2.0 = 5.02\text{m}^2$$

⑤ 주변마찰력 조건 : 말뚝의 주변마찰력은 연암근입부에 대해서만 고려.

⑥ 말뚝 길이 : $L_p \div 10.0\text{m}$

⑦ 사용강재 : 주철근 - SD40, HD32@200 이형철근
띠철근 - SD30, D19@150~300 이형철근

⑧ 주철근량

$$A_s = 7.942 \times 24EA = 190.6\text{cm}^2$$

⑨ Con'c의 설계 기준 강도 : $F_{ck} = 350\text{kg/cm}^2$

⑩ Con'c의 단위 중량 : $W_c = 2.5\text{t/m}^3$

⑪ 암석(연암)의 일축압축강도 : $\sigma_c = 800\text{kg/cm}^2$

◦ 시추조사로 채취한 코아를 점하중시험결과 대략 PRD PILE 하부근입 깊이에서의 q_u 가 평균 112동 130MPa, 105동 200MPa, 107동 91MPa, 109동 135Mpa, 103동 191MPa의 값이 한국품질기술연구소에 시험 의뢰한 결과이므로 결과치의 최소치 91MPa보다 적은 일반적인 안산암 연암의 일축압축강도 $\sigma_c = 800\text{kg/cm}^2$ 으

로 적용하였다.

⑫ 최종 암굴착 깊이는 연암 2m 깊이 근입 후 파쇄암 시료가 육안 판별로 경암 수준까지 채취될 때까지 굴착하였다.

⑬ 본 조사지역의 지층 구성상태를 파악하기 위하여 11개소의 시추조사 및 실내시험 결과를 종합분석한 결과는 다음과 같다. 지층분포상태는 현지표면으로부터 매립층, 풍화암, 연암, 경암의 순으로 구성되어 있다.

공번	표고 (m)	지 질 (m)					SPT(회)
		매립층	풍화암	연암	경암	계	
103-1	53.0	-	5.3	4.9	4.8	15.0	3
103-2	54.0	-	6.4	24.2	-	30.6	-
103-3	54.0	-	15.1	6.9	5.0	27.0	3
105-1	35.64	10.6	-	-	3.6	14.2	7
105-2	36.64	5.2	-	-	4.5	9.7	-
106	40.74	-	-	3.2	-	3.2	-
107-1	45.94	5.6	4.7	8.6	3.1	22.0	6
107-2	46.94	3.7	1.5	7.3	3.0	15.5	3
108-1	40.74	-	-	6.5	4.0	10.5	-
108-2	40.74	-	-	3.0	4.5	7.5	-
109-1	28.14	-	3.5	-	4.5	8.0	-
109-2	30.74	-	2.8	4.7	1.5	9.0	-
110-1	21.74	4.8	1.9	6.3	3.0	16.0	4
110-2	28.14	5.1	0.7	6.2	1.5	13.5	4
111-1	40.0	16.8	1.0	6.0	3.0	26.8	12
111-2	40.0	17.1	3.7	3.0	2.7	26.5	14
112-1	29.14	-	13.7	12.1	3.2	29.0	5
112-2	29.14	-	5.4	4.6	1.5	11.5	3
114-1	29.14	-	4.5	4.3	1.2	10.0	3
114-2	29.14	2.7	4.1	3.2	-	10.0	1
114-3	29.14	-	-	5.0	-	5.0	-
계	-	71.6	74.3	120.0	54.6	320.5	69

표 3.12 지층 구성상태

⑭ 전체 평균 지반조건

본 현장 지반은 그림 3.4와 같이 풍화암, 연암층, 경암층으로 구성되어 있으며 상부 풍화암층은 안산암 풍화대로 매우 조밀하며 실트질 모래로 구성되었다.

풍화암층 다음은 연암층으로 안산암으로 구성되어 있으며 암편상~단주상 코아 채취하여 점하층시험을 하였다.

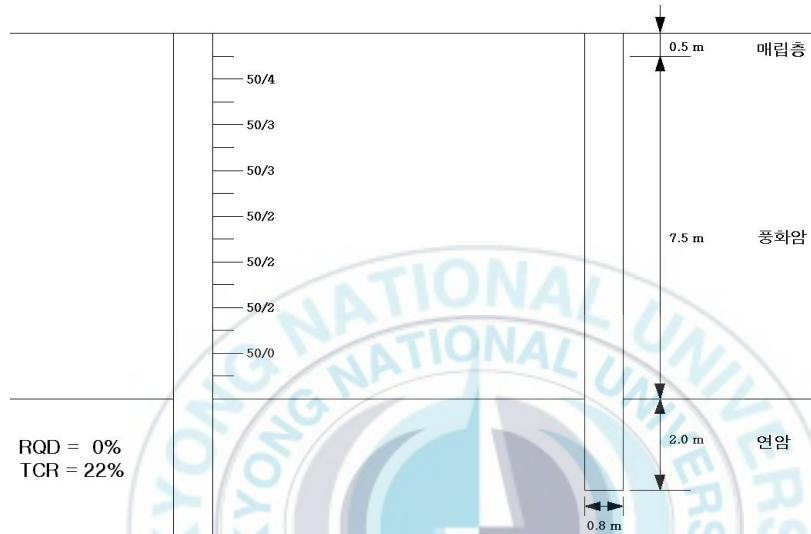


그림 3.4 대표 지반조건

⑮ 지반조사결과

본 조사지역의 지층 구성상태를 파악한 결과 지층 분포상태는 현지 표면으로부터 매립층, 풍화암, 연암, 경암의 순으로 구성되어 있으며 비교적 불규칙적으로 분포하고 있다.

◦ 매립층

본 층은 풍화잔류토 및 암편 등으로 구성되며 보통조밀~매우조밀한 상대밀도를 보여준다.

◦ 풍화암

본 층은 두께 0.7~15.1m 정도로 분포하고 있으며 암편이 10~30%

정도 혼재되어 있다. 본 층은 풍화대의 하부지층으로 기반암인 안산암이 장기간에 걸쳐 물리적, 화학적인 풍화 및 변질작용을 받아 모암의 조직과 완전풍화(CW)~심한풍화(HW) 작용을 받은 상태로 모암의 조직과 형태를 그대로 보존하고 있으나, 암석본래의 역학적 성질은 상실한 상태이다. 모암이 풍화잔류토화 되어가는 과정에 있고, 암질이 부식되어 굴진시 실트섞인 모래로 분해된다.

◦ 연암

본 층은 기반암인 안산암의 연암으로서 조사지역에서 두께 3.0~24.2m 정도로 나타나고있다. 풍화상태는 보통풍화(MW)작용을 받은 상태로 균열 및 절리가 발달하여 암편상~단주상 코아로 회수된다.

◦ 경암

본 층은 기반암인 안산암의 경암으로서 매우 신선한 암반상태를 보인다. 풍화상태는 약간풍화(SW)~신선(F)한 상태로 약간의 파쇄 및 절리가 발달하여 단주상~장주상 코아가 회수된다. 코아회수율(TCR)은 67~100%, RQD는 48~100% 정도로 매우 양호한 암반을 형성하고 있다.

⑩ 시추작업시에 채취한 암시료 코아



그림 3.5 암시료코아 채취



그림 3.6 암시료코아 채취저장 BOX

2) 기초지반의 암반분류

본 현장의 기초지반에 대한 암반의 공학적 분류는 RQD, RMR, Q-System을 활용하였다. 이와 같은 공학적 분류에 의거하여 현장 암반의 지지력 및 활용성을 평가하였다. RMR 산정기준에 의한 시추 위치별 RMR 평가 결과는 다음 표 3.13과 같다.

공번	심도 (m)	압축강도 (kg/cm ²)		R.Q.D		절리간격		절리면 상태						지하 수 상태	절리 방향	총점 수	등급
		Qu	점수	R.Q. D (%)	점수	Js (m)	점수	연장 성	틈새	거친 정도	충진	종화 정도	계				
103-1	14.2~15.0	1660	12	50	13	0.90	15	4	5	5	2	6	22	10	-7	65	II (양호)
103-2	29.2~30.6	1768	12	21	3	0.42	10	2	4	4	3	5	18	10	-7	46	III (보통)
103-3	23.5~25.5	2310	12	60	13	0.88	15	4	5	5	2	6	22	10	-7	65	II (양호)
105-1	12.7~14.2	2000	12	90	20	0.34	10	1	4	5	2	6	18	10	-7	43	II (양호)
105-2	6.3~9.7	1800	12	60	13	0.42	10	2	5	5	47	5	24	10	-7	59	III (보통)
106	0.0~3.2	860	7	66	13	0.40	10	4	5	5	4	5	26	10	-7	59	III (보통)
107-1	20.9~22.0	1022	12	50	13	0.38	10	3	5	5	4	5	22	10	-7	60	III (보통)
107-2	9.7~13.2	1011	12	50	13	0.32	10	4	4	4	4	5	24	10	-7	59	III (보통)
108-1	6.0~7.5	1695	12	72	13	0.58	10	3	5	5	4	5	22	10	-7	60	III (보통)
108-2	4.0~6.0	1910	12	80	17	0.62	15	4	5	5	3	5	22	10	-7	69	II (양호)
109-1	5.7~6.5	1816	12	100	20	0.80	15	4	5	5	3	6	23	10	-7	73	II (양호)
109-2	7.5~9.0	1358	12	60	13	0.40	10	3	4	5	4	5	21	10	-7	59	III (보통)
110-1	14.5~16.0	1153	12	50	13	0.38	10	4	4	5	4	5	22	10	-7	60	III (보통)
110-2	12.0~13.5	2110	12	48	8	0.37	10	3	4	5	4	5	21	10	-7	54	III (보통)
111-1	25.3~26.8	806	7	40	8	0.28	10	3	5	5	3	5	21	10	-7	49	III (보통)
111-2	25.3~26.5	1395	12	80	17	0.67	15	4	5	5	3	5	22	10	-7	69	II (양호)
112-1	26.3~29.0	1260	12	78	17	0.45	10	4	5	5	4	5	23	10	-7	65	II (양호)
112-2	7.0~11.5	1160	12	60	13	0.40	10	3	4	5	4	5	21	10	-7	59	III (보통)
114-1	8.8~10.6	1340	12	50	13	0.38	10	4	4	5	4	5	22	10	-7	60	III (보통)
114-2	7.0~10.0	1370	12	40	8	0.37	10	3	4	5	4	5	21	10	-7	54	III (보통)

표 3.13 RMR에 의한 암반평가

3) 암석시추코어 강도시험 결과

본 지역에 분포하고 있는 암석의 공학적 특성을 파악하기 위하여 채취된 암석시료를 대상으로 점재하시험(Point Load Strest)을 실시하였다. 그 결과는 다음 표와 같다.

시험항목		결 과 (112동 S-1:26.3~29.0m)					시료상태	시험방법
		Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점하중시험	1	53.00	19.23	6.85	7.03	168.69	Diameter	ISRM
	2	53.00	14.70	5.23	5.37	128.98		
	3	52.90	3.36	1.20	1.23	29.55		
	4	53.00	29.92	10.64	10.93	262.22		
	5	53.00	15.48	5.51	5.66	135.81		
	6	52.90	15.87	5.67	5.82	139.63		
	7	53.00	15.63	5.56	5.71	137.09		
	8	53.00	9.45	3.36	3.45	82.85		
	9	53.00	5.06	1.80	1.85	44.42		
	10	53.00	14.90	5.30	5.45	130.68		
시험항목		결 과 (112동 S-2:7.0~11.5m)					시료상태	시험방법
		Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점하중시험	1	53.50	14.61	5.10	5.26	126.27	Diameter	ISRM
	2	53.00	17.19	6.12	6.28	150.76		
	3	53.00	15.05	5.36	5.50	131.96		
	4	53.00	6.33	2.25	2.31	55.52		
	5	53.10	16.02	5.68	5.84	140.10		
	6	53.00	17.97	6.40	6.57	157.59		
	7	53.00	9.15	3.26	3.35	80.29		
	8	53.00	10.13	3.61	3.70	86.83		

시험 항목		결 과 (105동 S-1:12.7~14.2m)					시료상태	시험방법
		Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점하중시험	1	53.00	27.46	9.78	10.04	240.87	Diameter	ISRM
	2	53.00	30.48	10.85	11.14	267.35		
	3	53.00	17.92	6.38	6.55	157.16		
	4	53.00	19.77	7.04	7.22	173.39		
	5	53.00	27.32	9.72	9.98	239.59		
	6	53.00	27.95	9.95	10.21	245.14		
	7	53.00	25.27	9.00	9.21	221.65		
	8	53.00	17.82	6.34	6.51	156.31		
	9	53.00	25.42	9.05	9.29	222.93		
	10	53.00	19.72	7.02	7.21	172.96		

시험 항목		결 과 (105동 S-2:6.3~9.7m)					시료상태	시험방법
		Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점하중시험	1	53.00	24.88	8.86	9.09	218.23	Diameter	ISRM
	2	53.00	24.52	7.66	7.87	188.77		
	3	53.00	24.67	7.71	7.92	190.05		
	4	53.00	22.64	8.06	8.27	198.59		
	5	53.00	22.20	7.90	8.11	194.74		
	6	53.00	9.88	3.52	3.61	86.70		
	7	53.00	17.04	6.07	6.23	149.47		
	8	53.00	17.63	6.27	6.44	154.60		
	9	53.00	20.50	7.30	7.49	179.80		
	10	53.00	21.47	7.64	7.85	188.34		

시험 항목		결 과 (107동 S-1:20.9~22.0m)					시료상태	시험방법
		Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점하중시험	1	53.00	3.94	1.40	1.44	34.59	Diameter	ISRM
	2	53.00	9.69	3.45	3.54	84.99		
	3	53.00	10.61	3.78	3.88	93.10		
	4	53.00	13.83	4.92	5.05	121.29		
	5	53.00	10.23	3.64	1.74	89.68		
	6	53.00	12.47	4.44	4.56	109.33		
	7	53.00	10.57	3.76	3.86	92.67		
	8	53.00	5.36	1.91	1.96	46.98		
	9	53.00	19.67	7.00	7.19	172.54		
	10	53.00	20.40	7.26	7.46	178.94		

시험항목			결 과 (109동 S-1)					시료상태	시험방법
			Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점 하 중 시 험	A (3.5~5.0m)	1	52.50	28.63	10.29	10.62	254.83	Diameter	ISRM
		2	52.50	21.23	7.70	7.87	188.96		
		3	52.50	18.41	6.68	6.83	163.82		
		4	52.50	18.06	6.55	6.70	160.79		
	B (5.0~5.7m)	5	52.50	11.69	4.24	4.33	104.01		
		6	52.50	24.25	8.80	8.99	215.83		
		7	52.50	3.16	1.15	1.17	28.17		
	C (5.7~6.5m)	8	52.50	27.75	10.07	10.29	247.03		
		9	52.50	21.52	7.81	7.98	191.56		
		10	52.50	12.08	4.38	4.48	107.48		

시험항목			결 과 (109동 S-2)					시료상태	시험방법
			Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점 하 중 시 험	A (0.0~4.0m)	1	52.50	7.16	2.60	2.65	63.71	Diameter	ISRM
		2	52.50	13.24	4.81	4.91	117.88		
	B (4.0~7.5m)	3	52.50	11.64	4.22	4.32	103.58		
		4	52.50	17.97	6.52	6.66	159.92		
	C (7.5~9.0m)	5	52.50	8.52	3.09	3.16	75.84		
		6	52.50	18.99	6.89	7.04	169.02		
		7	52.50	18.06	6.55	6.70	160.79		
		8	52.50	22.15	8.04	8.22	197.19		
		9	52.50	13.88	5.03	5.15	123.52		
		10	52.50	10.23	3.71	3.79	91.01		

시험항목			결 과 (103동 S-1)					시료상태	시험방법
			Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점 하 중 시 험	A (4.6~9.5m)	1	52.50	27.95	10.14	10.37	248.77	Diameter	ISRM
		2	52.50	25.47	9.24	9.44	226.66		
	B (9.5~11.0m)	3	52.50	14.56	5.28	5.40	129.58		
		4	52.50	7.84	2.84	2.91	69.78		
	C (11.0~11.8m)	5	52.50	20.60	7.47	7.64	183.32		
		6	52.50	15.24	5.53	5.65	135.65		
	D (12.5~14.2m)	7	52.50	11.54	4.19	4.28	102.71		
		8	52.50	21.57	7.83	8.00	191.99		
	E (14.2~15.0m)	9	52.50	18.06	6.55	6.70	160.79		
		10	52.50	16.80	6.09	6.23	149.52		

시험항목			결 과 (103동 S-2)					시료상태	시험방법
			Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점하 중시 험	A (7.6~9.1m)	1	52.50	22.40	8.13	8.31	199.36	Diameter	ISRM
		2	52.50	24.74	8.97	9.17	220.16		
		3	52.50	5.55	2.01	2.06	49.41		
	B (9.1~10.6m)	4	52.50	0.34	0.12	0.13	3.03		
		5	52.50	1.90	0.69	0.70	16.90		
	C (10.6~12.1m)	6	52.50	7.64	2.77	2.84	68.04		
		7	52.50	29.41	10.67	10.91	261.77		
	D (13.0~14.5m)	8	52.50	19.53	7.08	7.24	173.79		
		9	52.50	24.05	8.73	8.92	214.10		
	E (29.2~30.6m)	10	52.50	19.87	7.21	7.37	176.82		

시험항목			결 과 (113동 S-3)					시료상태	시험방법
			Diameter (mm)	Max Load (kN)	IS (MPa)	IS50 (MPa)	qu (MPa)		
점하 중시 험	A (22.0~23.5m)	1	52.50	19.38	7.03	7.19	172.49	Diameter	ISRM
		2	52.50	40.27	14.61	14.93	358.41		
	B (23.5~25.5m)	3	52.50	29.75	10.79	11.03	264.80		
		4	52.50	30.38	11.02	11.27	270.44		
		5	52.50	29.65	10.76	11.00	263.94		
		6	52.50	17.58	6.38	6.52	156.45		
		7	52.50	15.59	6.85	7.01	168.16		
		8	52.50	29.95	10.86	11.11	266.54		
	C (25.5~27.0m)	9	52.50	5.50	2.00	2.04	48.97		
		10	52.50	27.66	10.03	10.26	246.17		

표 3.14 점재하시험 결과

3.4.2 허용지지력 계산

1) 허용선단 지지력

① Teng(1962) 방법

$$q_a = \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{8} \right) \times \sigma_c$$

$$= \left(\frac{1}{5} \sim \frac{1}{8}\right) \times 800$$

$$= 100 \sim 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1000 \sim 1600 \text{ t/m}^2$$

$$= 1300 \text{ t/m}^2$$

② Landanyoi & Roy(1971) 방법

$$\text{깊이계수} = 1 + 0.4 \frac{Ls}{Bs}$$

$$= 1 + 0.4 \frac{2.0}{0.8}$$

$$= 2 < 3$$

$$q_a = \sigma_c K_{sp} d \quad (K_{sp} : \text{표 3.2})$$

$$= 800 \times 0.1 \times 2$$

$$= 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1600 \text{ t/m}^2$$

③ Rowe and Armitage(1987) 방법

◦ 허용선단지지력

$$q_a = 0.3 \sigma_c$$

$$= 0.3 \times 800$$

$$= 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2400 \text{ t/m}^2$$

④ Canadian Geotechnical Society(1992) 방법

- 극한선단지지력

$$\text{Depth/Diameter} = 2.0/0.8 = 2.5 \quad (D=800\text{mm})$$

$$\therefore K_b \approx 3.6 \text{ 적용 (표 3.3)}$$

$$P \ell - P_o = 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ 적용 (실험결과 중 최소값 적용)}$$

$$\begin{aligned}\sigma_o &= r_{\text{soil}} \times H \\ &= 1.8 \text{ t/m}^2 \times 10.0 \text{ m} \\ &= 18.0 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_u &= K_b (P \ell - P_o) + \sigma_o \\ &= 3.6 \times 600 + 18.0 \\ &= 2178 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

- 허용선단지지력

$$\begin{aligned}q_a &= q_u / F_s \\ &= \frac{1}{3} \times 2178 \text{ t/m}^2 \\ &= 726 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

2) 허용주변 마찰 지지력

① D'Appolonia et al.(1975) 방법

- 허용주면마찰지지력

$$\begin{aligned}f_{sa} &= 0.03 \sim 0.05 f_c \\ &= (0.03 \sim 0.05) \times 350 \\ &= 10.5 \sim 17.5 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$= 105 \sim 175 \text{ t/m}^2$$

$$\approx 140 \text{ t/m}^2 \text{ (평균값)}$$

② Wyllie(1991) 방법

- 극한주면마찰지지력

$$f_{su} = \alpha \beta \sigma_c \quad (\alpha, \beta : \text{그림 3.1, 3.2})$$

$$= 0.2 \times 0.65 \times 800$$

$$= 104 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1040 \text{ t/m}^2$$

- 허용주면마찰지지력

$$f_{sa} = F_s \times f_{su}$$

$$= \frac{1}{3} \times 1040$$

$$= 346 \text{ t/m}^2$$

③ Rowe and Armitage(1987) 방법

- 허용주면 마찰지지력

$$f_{sa} = 0.25 \sqrt{\sigma_c} \text{ (MPa)}$$

$$= 0.25 \sqrt{800 \times 0.0098} \text{ (MPa)}$$

$$= 0.7 \text{ MPa}$$

$$= 70.0 \text{ t/m}^2$$

④ Poulos & Davis(1980) 방법

- 허용주면 마찰지지력

$$\sigma_c > f'_c$$

$$\begin{aligned}
 f_{sa} &= 0.05 \ f'_c \\
 &= 0.05 \times 350 \\
 &= 17.5 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 175 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

3) 직경 및 연암근입장에 따른 말뚝의 허용지지력

- 단위면적당 허용선단지지력 적용값 : 550 t/m²
- 단위면적당 허용주면마찰지지력 적용값 : 70 t/m²

$$\text{◦ 말뚝 선단면적 : } A_p = \frac{\pi}{4} \times D^2 = \frac{\pi}{4} \times 0.8^2 = 0.5 \text{ m}^2$$

근입장 $L_s = 2.0\text{m}$ 인 경우

$$\begin{aligned}
 \text{◦ 연암근입부 말뚝의 주면적 : } A_f &= \pi \times D \times L_s = \pi \times 0.8 \times 0.2 \\
 &= 5.02 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \text{허용선단지지력} + \text{허용주면마찰지지력} \\
 &= 550 \times A_p + 70 \times A_f \\
 &= 550 \times 0.5 + 70 \times 5.02 \\
 &= 626.4 \text{ ton/본}
 \end{aligned}$$

3.4.3 말뚝의 허용하중

1) 말뚝의 자중계산

- 철근콘크리트의 단위중량 : $W_c = 2.5 \text{ t/m}^3$
- 말뚝의 길이 : $L_p = 10\text{m}$ (말뚝길이 중 최대값 적용)

- 말뚝의 자중

$$W_{\text{pile}} = W_c \times A_p \times L = 2.5 \times 0.5 \times 10 = 12.5\text{ton}$$

2) 말뚝의 허용 하중

$$\begin{aligned} \text{말뚝의 허용하중} &= \text{허용지지력} - \text{말뚝의 자중} \\ &= 626.4 - 12.5 \\ &= 613.9 \text{ ton} \end{aligned}$$

3.4.4 허용지지력과 허용하중 계산결과 요약

여러 제안식들에 의한 허용지지력 계산결과는 표 3.15와 같고 허용하중 계산결과는 표 3.16과 같다.

선 단 지 지 력		주 면 마 찰 지 지 력	
제안식	허용지지력 (t/m ²)	제안식	허용지지력 (t/m ²)
Teng	1300	D'Appolonia et al	140
Landanyi & Roy	1600	Wyllie	346
Rowe and Armitage	2400	Rowe and Armitage	70
Canadian Getechnical Society	726	Poulos & Davis	175
적용	550	적용	70

표 3.15 단위면적 허용지지력계산결과

항 목	D = 800 mm	비 고
허용 지지력	626.4 ton	
말뚝의 자중	12.5 ton	
말뚝의 허용하중	613.9 ton	600 ton 으로 결정

표 3.16 말뚝의 허용하중 계산결과

3.4.5 말뚝 본체의 내력계산

1) 계산조건

- 띠철근 말뚝의 강도 산정식

$$\psi p_n = 0.4 \times 0.8 \times [0.85 f'_{ck} (A_p - A_s) + f_y A_s]$$

f'_{ck} : 수중타설 조건에서 콘크리트의 설계기준강도 = 270kg/cm²

f_y : 철근의 항복강도 = 4000kg/cm²

A_p : 말뚝의 단면적 (cm²)

A_s : 주철근량 (cm²)

- HD32@200 배치시 주철근량

$$\text{HD32mm 이형철근 1개의 단면적} = 7.942 \text{ cm}^2$$

$$\text{사용철근의 개수 } N = 24$$

$$\therefore A_s = 7.942 \times N = 7.942 \times 24 = 190.6 \text{ cm}^2$$

2) 말뚝의 내력 계산

$$\psi p_n = 0.4 \times 0.8 \times [0.85 \times 350 (5,026 - 190.6) + 4000 \times 190.6]$$

$$= 704,298 \text{ kg}$$

$$\approx 704 \text{ ton}$$

→ 700 ton 적용

3) 말뚝본체의 내력계산 결과 요약

말뚝의 직경 (mm)	D = 800
본체의 내력 (ton)	700 적용

표 3.17 말뚝본체의 내력계산 결과

제 4 장 동재하시험

4.1 개요

동재하시험은 ASTM(American Standard Test Method)D4945-89규정의 동재하시험(High-Strain Dynamic Test)방법에 준하여 실시하며 중요사항을 개략적으로 열거하면 다음과 같다.

말뚝을 항타 관입하면서 발생하는 타격당 관입량을 이용하여 말뚝의 지지력을 계산하는 방식, 즉 항타공식에 의한 지지력 산정방법은 말뚝-흙의 시스템을 극히 단순화시켜 신뢰성 측면에 커다란 문제를 안고 있었다. 이러한 항타공식의 한계를 극복하기 위하여 1930년대 부터 항타시 말뚝두부에서 직접 힘을 측정하여 말뚝의 지지력을 추정할 수 있는 방법이 연구되어 왔으며, 1960년대 중반부터 미연방도로국(Federal Highway Administration)의 지원을 받아 Case Institute of Technology에서 말뚝항타시 측정된 힘과 가속도를 이용하여 말뚝의 지지력 뿐만아니라, 해머의 성능, 말뚝의 항타응력 그리고 말뚝의 손상정도까지 평가할 수 있는 시스템인 PDA(Pile Driving Analyzer)를 개발하기에 이르렀다. 이러한 시스템을 이용한 지지력 결정방법을 동재하시험(Dynamic Load Test)이라 한다.

4.2 기본이론

1964년 Goble 교수는 Case Western Reserve Univ.에서 항타해석을 통해 말뚝의 지지력을 예측하기 위한 Case방법 (Goble등, 1975)

을 개발하였다. Case방법을 이용하기 위해서는 항타시 말뚝두부의 힘과 속도를 측정하여야 하며, 이들 측정치를 이용하여 항타기, 항타 시스템의 거동(Likins, 1982), 말뚝의 항타응력(Goble 등, 1980), 말뚝의 건전도(Rausche등, 1978), 말뚝의 지지력(Rausche등, 1985) 평가가 가능하다. 항타분석기는 말뚝 두부에서 측정된 결과를 이용하므로 항타장비 및 항타시스템의 모델링으로 인한 오차를 제거하였다.

4.3 시험방법

4.3.1 시험순서

동재하시험의 개요도는 그림 4.1과 같으며, 실험 순서는 다음과 같다.

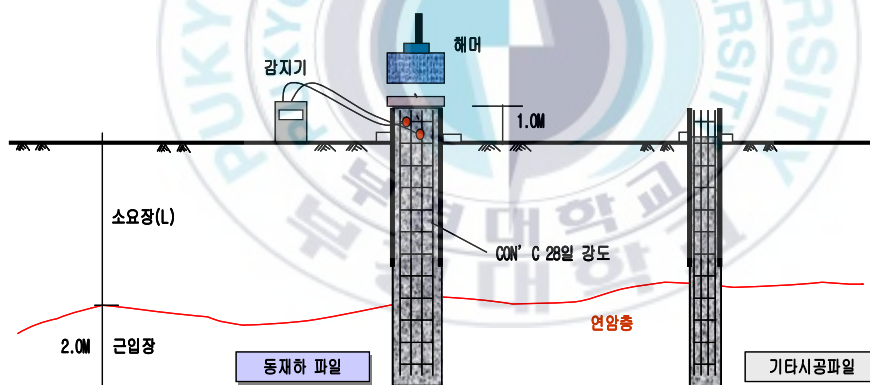


그림 4.1 동재하시험 개요도

- ① 시험말뚝 두부를 고강도 레미콘을 이용하여 보강한다.
- ② 거치된 말뚝 항두로부터 1.0D(D:말뚝직경)이하의 말뚝사방에 90°방향으로 콘크리트용 앵커를 설치하여 4쌍의 가속도

계(Accelerometer)와 변형율계(Strain Transducer)를 볼트로 고정한다.

- ③ Connection Cable과 Main Cable을 PDA와 연결한다.
- ④ 초기 변형률 offset check 및 Calibration Test를 시행한다.
- ⑤ 기본 입력자료를 입력하여 시험준비를 마친다.
- ⑥ 항타를 시작하면서 PDA를 통하여 속도파와 응력파를 입력 받는다.
- ⑦ 필요시 타격에너지를 변화시키면서 5~10회 정도 측정한다.

4.3.2 시험장비

- ① 해머 : 진동해머를 제외하고는 항타 시공에 사용되는 어떠한 종류의 해머도 사용 가능하며 보통 최대시험 하중의 1~1.5%의 Ram중량을 가져야한다.
- ② 변형율계(Strain Transducers) : 변형율계는 타격으로 인하여 말뚝에 발생하는 변형율을 측정하며 이 변형율계의 임피던스(Impedance)는 말뚝 임피던스의 0.5~2배가되어야 한다.
- ③ 가속도계(Accelerometer) : 가속도계로부터 측정되어진 가속도는 항타분석기에 의해 적분되어 속도로 변환된다.
- ④ 변형율계와 가속도계 : 말뚝두부로부터 대략 최소 2.0D (D: 말뚝직경)이하 되는 지점에 대칭으로(90°방향) 각각 2쌍씩 부착하며, 부착방법은 고장력 볼트를 사용한다.
- ⑤ 항타분석기(PDA) : 항타시 변형율계 및 가속도계로 부터

측정된 Analogue신호에 대해 Signal Conditioning을 실시하며 A/D변형기를 통해 시간에 대한 힘과 속도를 Digital Data로 변환하여 저장하고, 힘과 속도의 파형을 Case방법으로 추정된 각종 계산치와 함께 화면에 나타낸다.

말뚝항타 분석기는 각 항타시 마다 계산된 최대 압축력, 최대인장력, 에너지 전달 등 총 36가지가 있으며 이들 중 중요한 것은 표 4.1과 같다.

출력치	내 용
CSX(FNX)	Gauge 위치에서의 최대 압축 응력 (최대 압축력)
CSB(CFB)	말뚝 선단부에서의 최대 압축 응력 (최대 압축력)
TSX(CTX)	말뚝에 작용하는 최대 인장 응력 (최대 인장력)
DMX	Gauge 위치에서의 최대 변위
EMX	Gauge 위치에서의 최대 항타 에너지
ETR	에너지 전달율
BTA	말뚝의 손상정도를 나타내는 건전도 지수
RTL	말뚝의 Total Resistance (정적 + 동적)
RSP(RP#)	Case 방법에 의한 정적 극한 지지력 (RSP W/ JC = 0.#)
RMX(RX#)	Case 방법에 의한 최대 정적 극한 지지력 (RMX W/ JC = 0.#)
RMN	Case 방법에 의한 최소 정적 극한 지지력
RSU(RU#)	Early unloading을 보정한 정적 극한 지지력 (RSU W/ JC = 0.#)
RAU	Case 방법에 의한 선단지지 말뚝의 극한 지지력

표 4.1 중요한 항타분석기 계산출력치 (PDI, 1993)

4.4 재하시험 결과해석

전술한 기본이론을 바탕으로 하여 말뚝항타분석기(PDA)를 이용,

말뚝의 지지력을 산정하는바 그 분석방법으로는 경험에 의한 Damping 계수(J_c)를 가정하여 항타와 동시에 말뚝의 예상지지력, 말뚝의 손상정도 등을 계산할 수 있는 Case방법과 PDA를 통해 얻은 힘과 속도를 항타 완료후 컴퓨터를 이용하여 말뚝 지지력에 영향을 주는 각종 토질정수를 가정한 후 이를 시행 착오법으로 반복 계산하여 최종적으로 말뚝의 지지력, 하중-침하량 관계등을 결정할 수 있는 CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program)방법이 있다.

4.5 동재하시험의 평가분석

동재하 시험으로부터 얻어진 시험 결과는 다음과 같은 방법을 사용하여 분석 하였다.

- ① 동재하 시험 결과를 CAPWAP 방법을 사용하여 분석하고
- ② CAPWAP 결과로부터 구해진 하중-침하량 곡선에 Davisson 판정법을 적용하여 판정하고
- ③ 안전율 2.0을 적용한다.

CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program :GRL Associate, Inc. ,1996)은 Case 방법과 마찬가지로 말뚝 두부에서 측정된 힘과 시간, 또는 가속도와 시간과의 관계를 이용하여 지지력을 예측하는 방법이나, 근본적으로 Case 방법에서처럼 약산 공식을 이용하지 않고 프로그램을 이용하여 구하는 방법이다.

CAPWAP은 Case western Reserve Univ.에서 Rausche(1970)에 의해 최초로 개발되었으며 항타분석기(PDA)로부터 얻어진 힘과 속도를 이용,

말뚝에 작용하는 힘과 말뚝의 변위를 정량화하여 시행 착오법에 의한 Signal matching과정을 통해 말뚝의 경계조건(boundary conditions) 즉, 말뚝의 지지력, 지반 저항력의 분포, quake 및 damping 특성을 결정하는 방법이다.

이 방법에서는 파동 방정식 해석의 경우와 같이 말뚝을 응력파의 이동 시간이 동일한 연속적인 요소로 모델링한 후 가정된 경계조건을 사용하여 프로그램에 의해 계산된 파형이 향타분석기에 의해 실측된 파형과 최대한 일치될 때까지 경계조건을 바꾸어가며 반복 계산한다. CAPWAP은 이러한 반복 작업결과 산출된 경계조건을 이용, 정재하 시험을 모사하여 하중 재하에 따른 말뚝의 침하량과 지반의 정적 저항력 관계를 나타내어 주며 이와 함께 주면 마찰력의 분포도 제시해 준다.

Davisson 판정법은 재하하중에 의한 말뚝의 침하량과 말뚝재료의 탄성변형량 및 지반의 탄성적 거동을 함께 고려한 것으로서 말뚝의 각종 허용하중 판정법 중 가장 합리적인 방법으로 인정되어 구미 각국에서 널리 사용되고 있다.

판정방법은 우선 말뚝자체의 탄성압축량(PL/AE)과 지반의 탄성 거동량(Quake, X)을 더하여 판정기준선(Davisson's offset line)을 설정한 다음, 말뚝의 하중-침하량 곡선이 이 선과 만나는 점의 하중을 구하여 이를 항복하중(Failure Load)으로 규정하고 이 값에 안전율 2.0을 적용하여 허용지지력(Allowable design load)을 산출하는 방법으로써 그림 4.2에 이를 도시하였다.

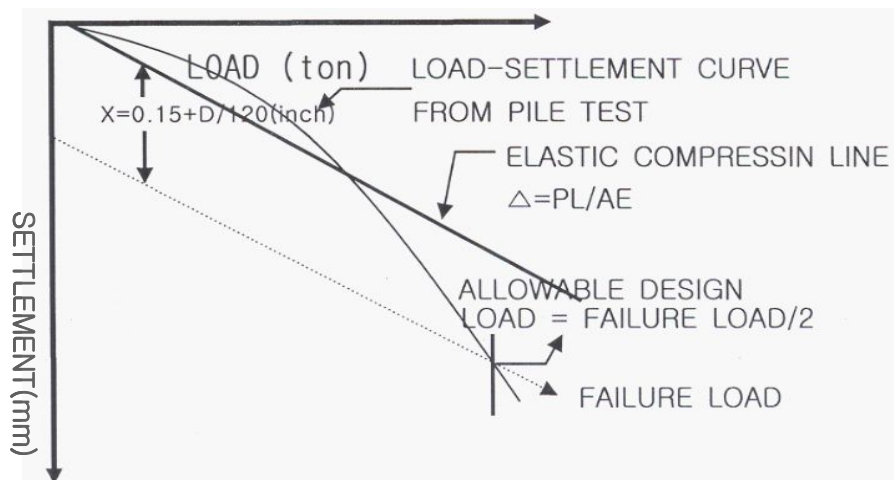


그림 4.2 Davisson 판정 결과의 예

4.6 동재하시험 개소

동재하 시험 시공구간마다 양생이 완료되면 그때그때 실시하였다. 본 논문에서는 연구현장에서의 최종 동재하시험한 6개소에 대한 분석 결과를 정리하였다.

4.7 동재하시험 분석 및 고찰

4.7.1 동재하시험 결과 분석

1) PDA-1: 112동 10번 (ϕ 800)

시험 말뚝(112동 10번 : 현장타설말뚝 ϕ800)을 20ton Ram으로 Drop 하여 지지력을 평가한 결과

선단 지지력(Rb)이	332.6 ton
주면 마찰력(Rs)이	1446.8 ton

말뚝의 총지지력(R_u)이 1779.4 ton 으로 나타났으며,
DAVISSON Method 분석에 의한 말뚝의 본당 허용지지력은 889.7 ton
으로 본당 최대 반력인 600.0ton/분을 만족하는 것으로 나타났다.

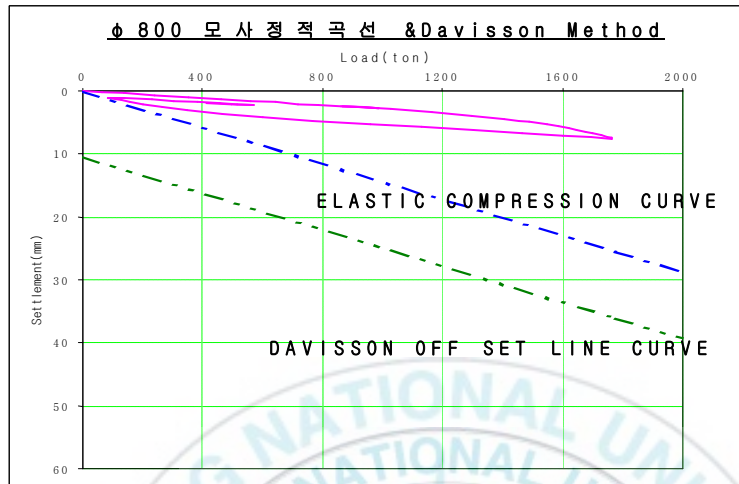


그림 4.3 Davisson Method 분석법 (112동 10번)

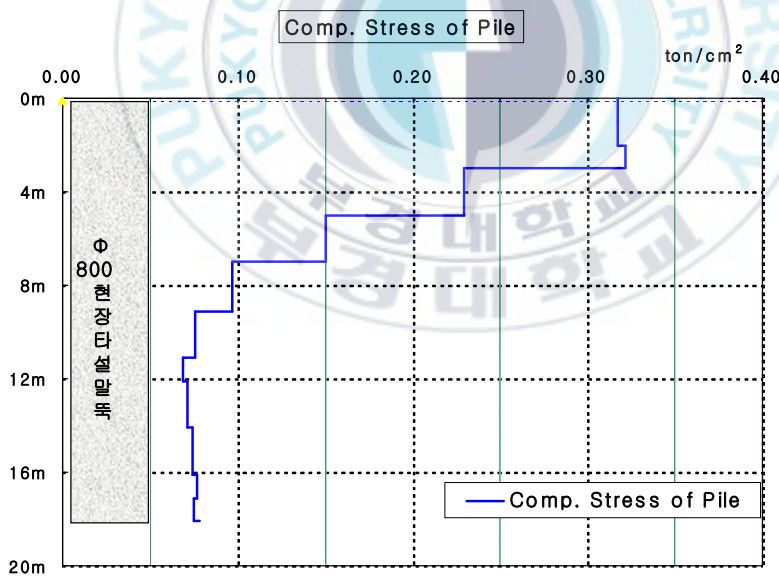


그림 4.4 Comp. Stress of Pile (112동 10번)

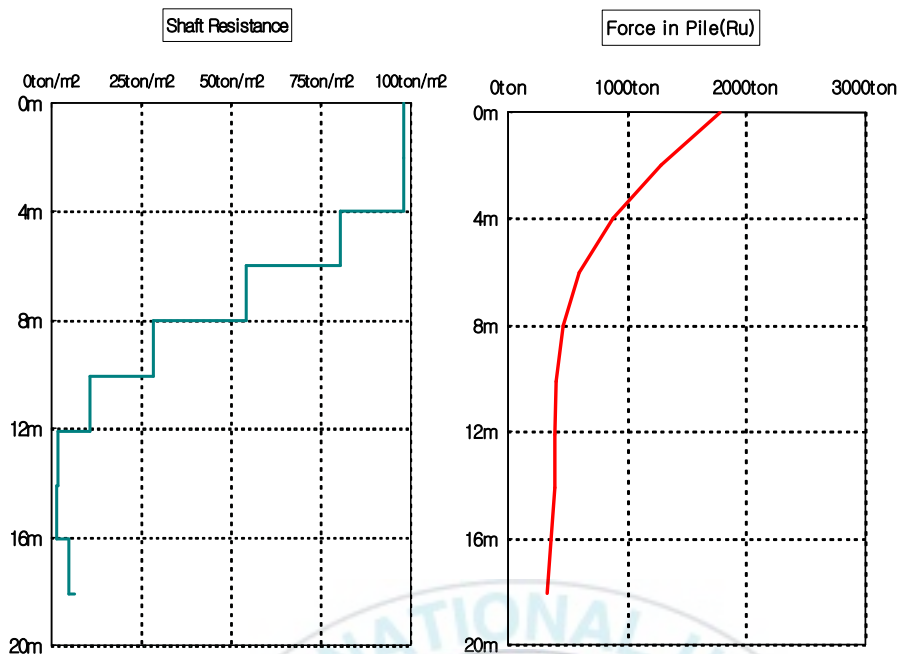


그림 4.5 Shaft Resistance & Force Curve of Pile(112동 10번)

본 시험은 2005년 2월 5일 시공 후 약 37일 양생 후 시험한 결과로 상부층부터 N치가 50이상인 풍화암층으로 구성되어있고 약 선단부 2~3m 구간이 연암에 소켓팅되어 있어 주변마찰력이 대부분 작용하고 있는 것으로 나타났다. 또한 심도별 압축응력과 심도별 하중전이 분포를 보면 상부층에서 주변 마찰력이 크게 작용하고 있으며 상부에서 압축응력이 하부로 내려오면서 소진되어 선단주변마찰력이 적게 나타나는 것으로 판단된다.

따라서, 본 시험말뚝(112동 10번)의 지지력은 설계 지지력을 충분히 만족한다고 판단되며 특이한 결점은 나타나고 있지 않은 것으로 판단된다.

2) PDA-2: 105동 129번 (ϕ 800)

시험 말뚝(105동 129번 : 현장타설말뚝 ϕ 800)을 20ton Ram으로 Drop 하여 지지력을 평가한 결과

선단 지지력(R_b)이 333.6 ton

주면 마찰력(R_s)이 1242.4 ton

말뚝의 총지지력(R_u)이 1576.0 ton 으로 나타났으며,

DAVISSON Method 분석에 의한 말뚝의 본당 허용지지력은 788.0 ton
으로 본당 최대 반력인 600.0ton/분을 만족하는 것으로 나타났다.

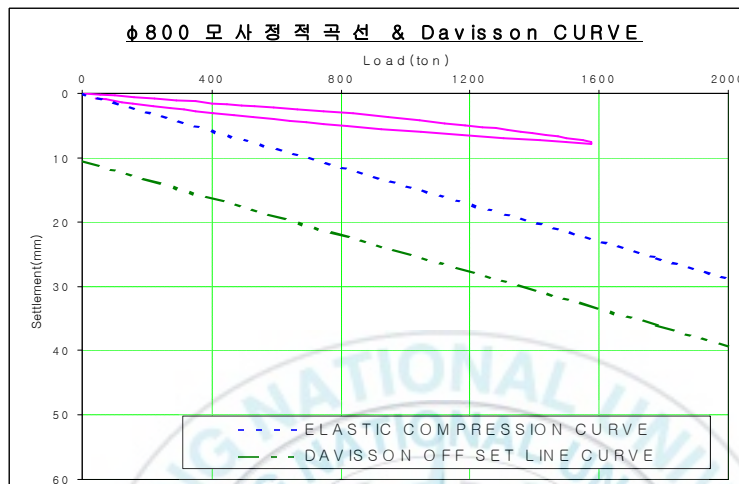


그림 4.6 Davisson Method 분석법 (105동 129번)

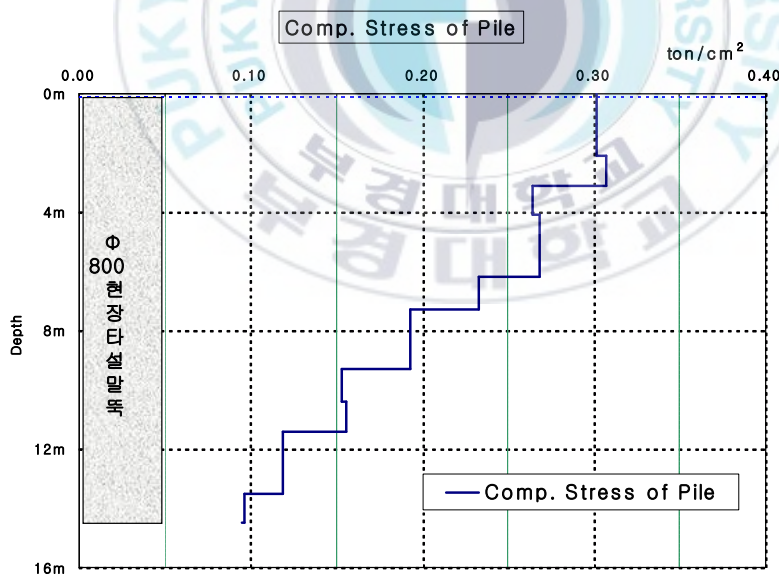


그림 4.7 Comp. Stress of Pile (105동 129번)

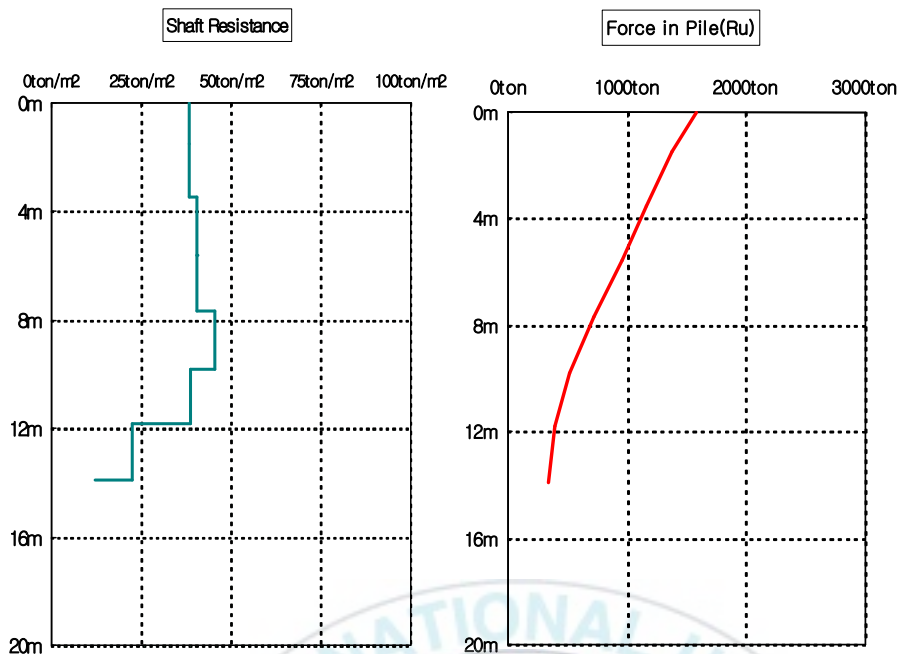


그림 4.8 Shaft Resistance & Force Curve of Pile(105동 129번)

본 시험은 2005년 3월 4일 시공 후 약 20일 양생 후 시험한 결과로 상부로부터 약 8.5m 지점부터 N치가 50이상인 풍화암층으로 구성되어있고 약 선단부 2m 구간이 연암에 소켓팅되어 있어 주변마찰력이 대부분 중앙하부에서 크게 작용하고 있는 것으로 나타났다. 또한 심도별 압축응력과 심도별 하중전이 분포를 보면 풍암암이 나타나는 8.5 m 지점에서 주변 마찰력이 크게 작용하고 있는 것으로 나타났다.

따라서, 본 시험말뚝(105동 129번)의 지지력은 설계 지지력을 충분히 만족한다고 판단되며 특이한 결점은 나타나고 있지 않은 것으로 판단된다.

3) PDA-3: 104동 1번 (ϕ 800)

시험 말뚝(104동 1번 : 현관타설말뚝 ϕ 800)을 20ton Ram으로 Drop하여

지지력을 평가한 결과

선단 지지력(R_b)이 295.5 ton

주면 마찰력(R_s)이 1424.2 ton

말뚝의 총지지력(R_u)이 1719.7 ton 으로 나타났으며,

DAVISSON Method 분석에 의한 말뚝의 본당 허용지지력은 859.9 ton
으로 본당 최대 반력인 600.0ton/분을 만족하는 것으로 나타났다.

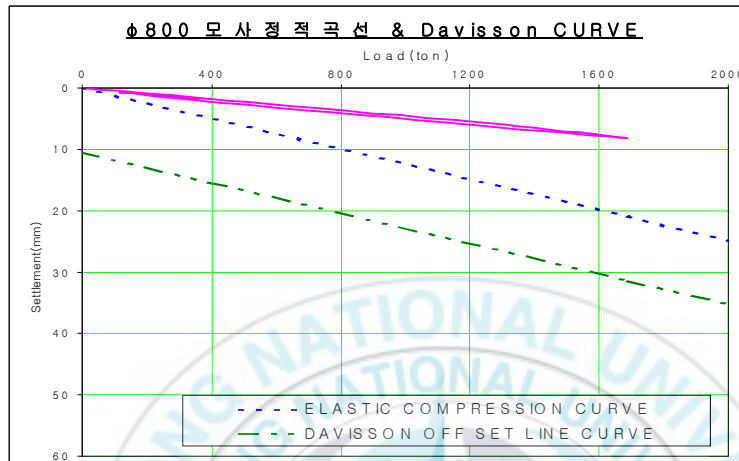


그림 4.9 Davisson Method 분석법 (104동 1번)

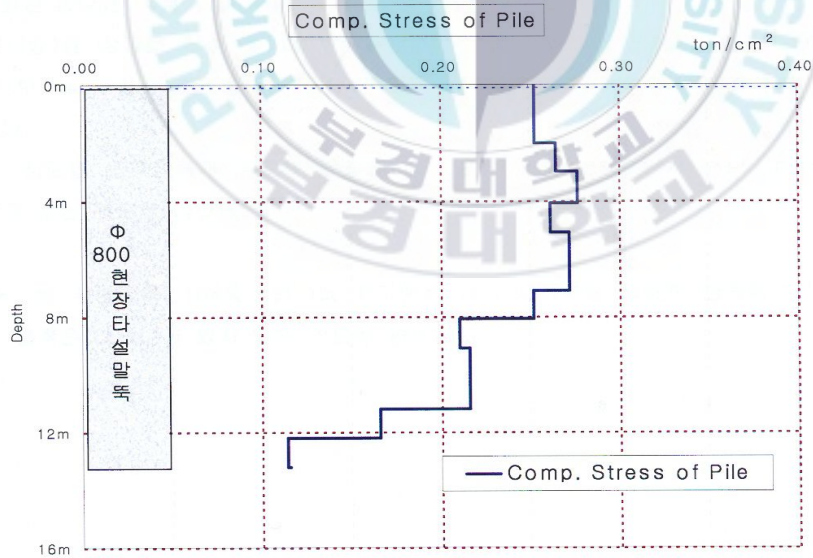


그림 4.10 Comp. Stress of Pile (104동 1번)

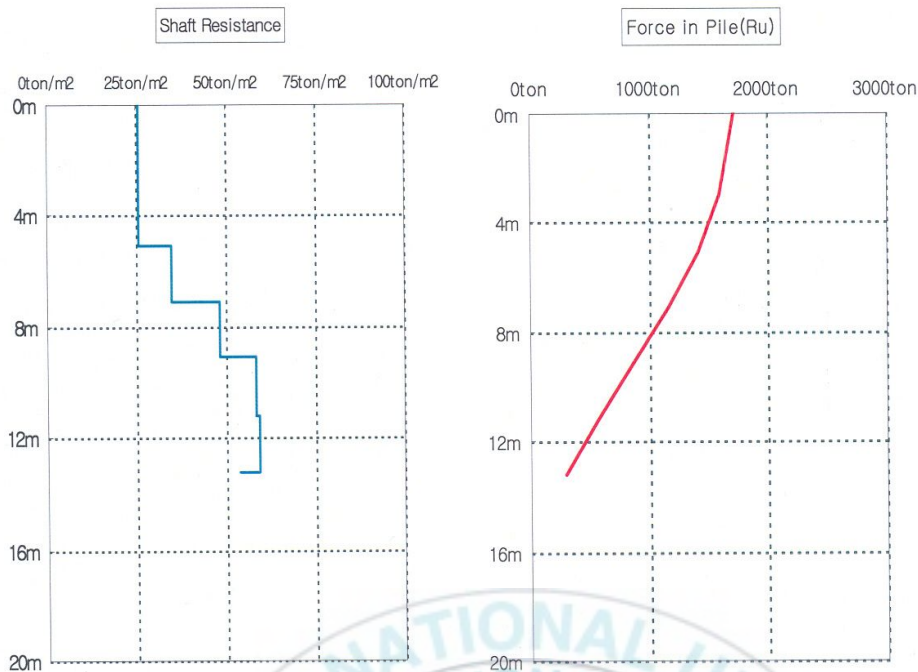


그림 4.11 Shaft Resistance & Force Curve of Pile (104동 1번)

본 시험은 2005년 4월 11일 시공 후 약 23일 양생 후 시험한 결과로 상부층부터 약 5m 지점부터 풍화암층으로 구성되어있고 약 선단부 4m 구간이 연암에 소켓팅되어 있어 주변마찰력이 대부분 하부에서 크게 작용하고 있는 것으로 나타났다. 또한 심도별 압축응력과 심도별 하중전이 분포를 보면 소켓팅부분에서 주변마찰력이 크게 작용하고 있는 것으로 나타났다.

따라서, 본 시험말뚝(104동 1번)의 지지력은 설계지지력을 충분히 만족한다고 판단되며 특이한 결점은 나타나고 있지 않은 것으로 판단된다.

4) PDA-4: 107동 18번 (ϕ 800)

시험 말뚝(107동 18번 : 현장타설말뚝 Φ 800)을 20ton Ram으로 Drop 하여 지지력을 평가한 결과

선단 지지력(R_b)이 280.0 ton

주면 마찰력(R_s)이 1408.3 ton

말뚝의 총지지력(R_u)이 1688.3 ton 으로 나타났으며,

DAVISSON Method 분석에 의한 말뚝의 본당 허용지지력은 844.2 ton
으로 본당 최대 반력인 600.0ton/분을 만족하는 것으로 나타났다.

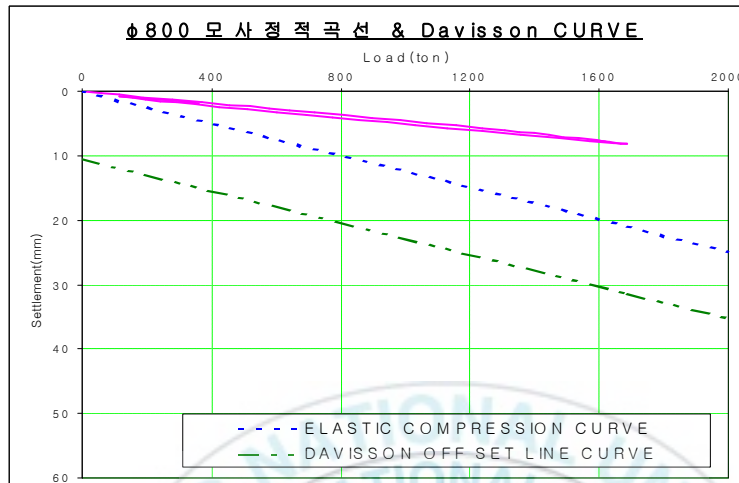


그림 4.12 Davisson Method 분석법 (107동 18번)

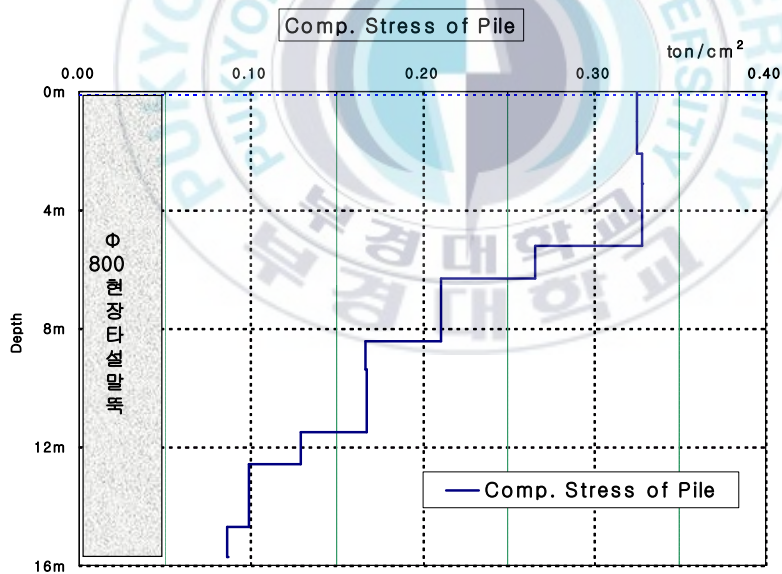


그림 4.13 Comp. Stress of Pile (107동 18번)

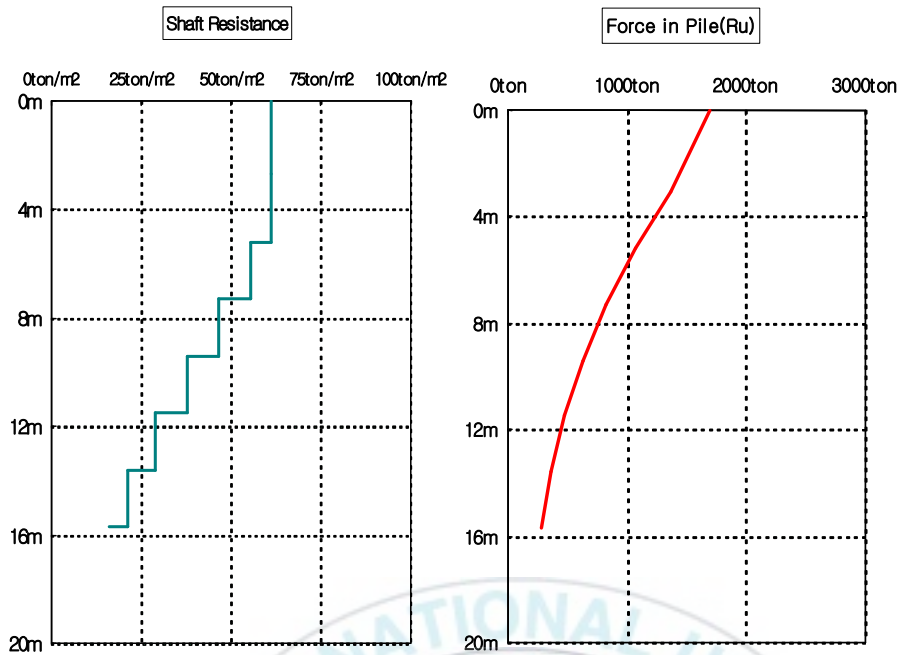


그림 4.14 Shatf Resistance & Force Curve of Pile (107동 18번)

본 시험은 2005년 4월 15일 시공 후 약 19일 양생 후 시험한 결과로 상부층부터 약 5m지점부터 풍화암층으로 구성되어있고 선단부 약 2m 구간이 연암에 소켓팅되어 있어 주면마찰력이 대부분 작용하고 있는 것으로 나타났다. 또한 심도별 압축응력과 심도별 하중전이 분포를 보면 상부층에서 주면 마찰력이 크게 작용하고 있으며 상부에서 압축응력이 하부로 내려오면서 소진되어 선단주면마찰력이 적게 나타나는 것으로 판단된다.

따라서, 본 시험말뚝(107동 18번)의 지지력은 설계 지지력을 충분히 만족한다고 판단되며 특이한 결점은 나타나고 있지 않은 것으로 판단된다.

5) PDA-5: 109동 5번 (ϕ 800)

시험 말뚝(109동 5번 : 현장타설말뚝 ϕ 800)을 20ton Ram으로 Drop 하여 지지력을 평가한 결과

선단 지지력(R_b)이 903.8 ton

주면 마찰력(R_s)이 832.8 ton

말뚝의 총지지력(R_u)이 1736.6 ton 으로 나타났으며,

DAVISSON Method 분석에 의한 말뚝의 본당 허용지지력은 868.3 ton 으로 본당 최대 반력인 600.0ton/분을 만족하는 것으로 나타났다.

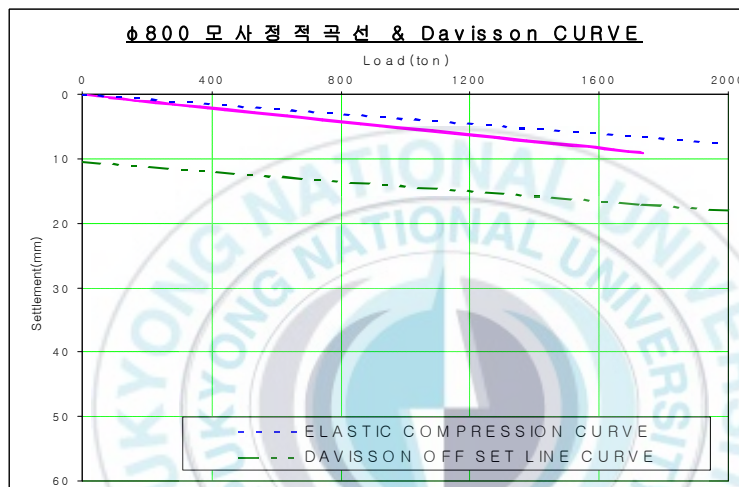


그림 4.15 Davisson Method 분석법 (109동 5번)

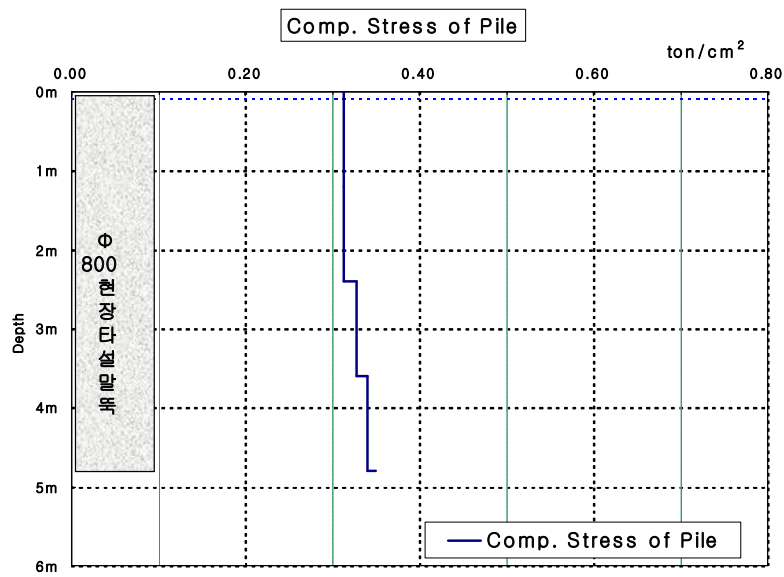


그림 4.16 Comp. Stress of Pile (109동 5번)

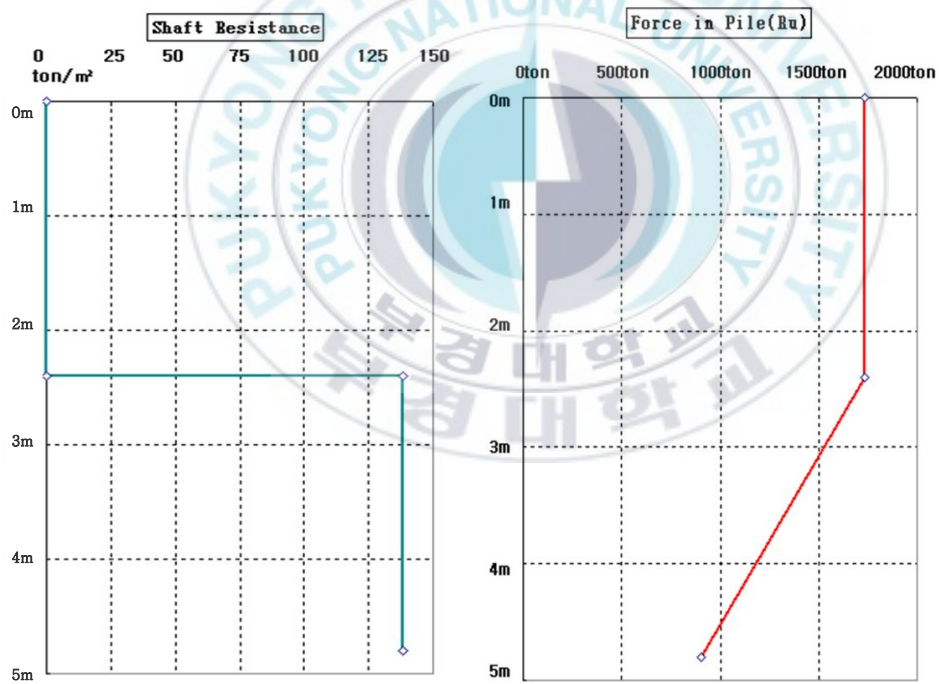


그림 4.17 Shatf Resistance & Force Curve of Pile (109동 5번)

본 시험은 2005년 5월 2일 시공 후 약 19일 양생 후 시험한 결과로 G.L로부터 약 0.3m지점까지 토사층으로 구성되어있고 아래로 0.1m지점까지 풍화암층으로 구성되어 있다. 또한 4.8m 정도로 짧은 파일이며 상부는 토사 및 연약한 풍화암으로 주변마찰력은 거의 없고 하부 약2.5m 구간이 연암에 소켓팅되어 있으며 상대적으로 하부에 응력이 크게 전달되어 선단지 지력이 크게 나타났다.

따라서, 본 시험말뚝(109동 5번)의 지지력은 설계 지지력을 충분히 만족한다고 판단되며 특이한 결점은 나타나고 있지 않은 것으로 판단된다.

6) PDA-6: 103동 10번 (ϕ 800)

시험 말뚝(103동 10번 : 현장타설말뚝 Φ 800)을 20ton Ram으로 Drop 하여 지지력을 평가한 결과

선단 지지력(R_b)이 373.2 ton
 주변 마찰력(R_s)이 1649.9 ton
 말뚝의 총지지력(R_u)이 2023.0 ton 으로 나타났으며,

DAVISSON Method 분석에 의한 말뚝의 본당 허용지지력은 1011.5 ton 으로 본당 최대 반력인 600.0ton/본을 만족하는 것으로 나타났다.

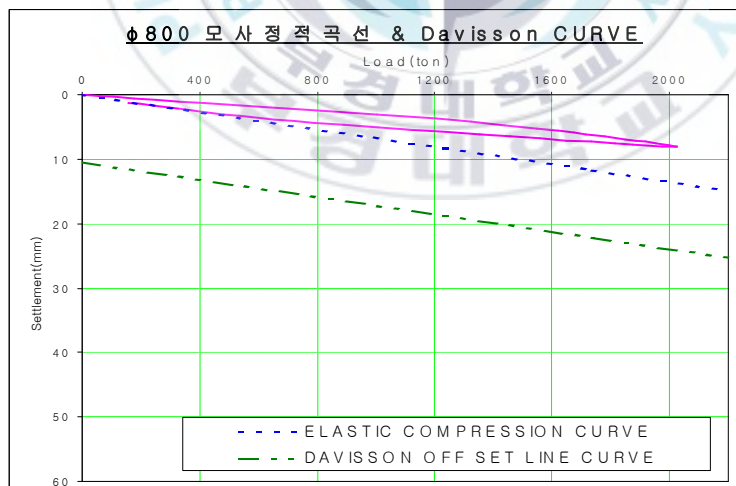


그림 4.18 Davisson Method 분석법 (103동 10번)

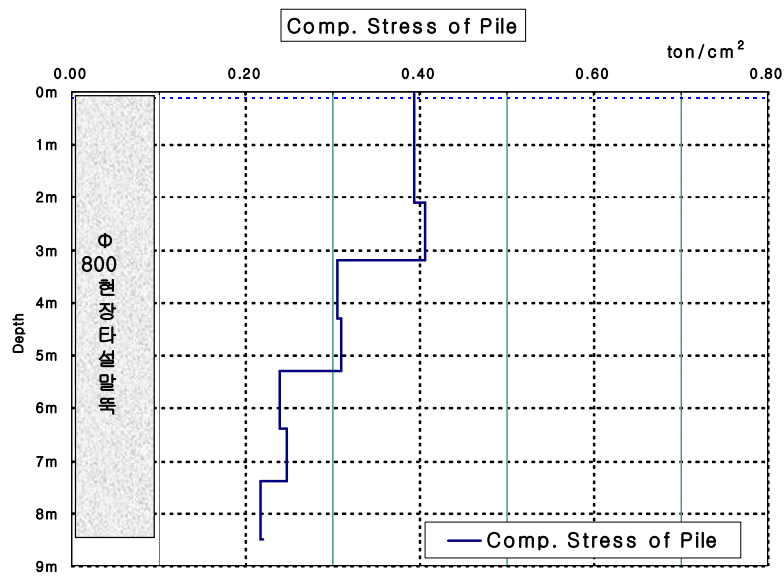


그림 4.19 Comp. Stress of Pile (103동 10번)

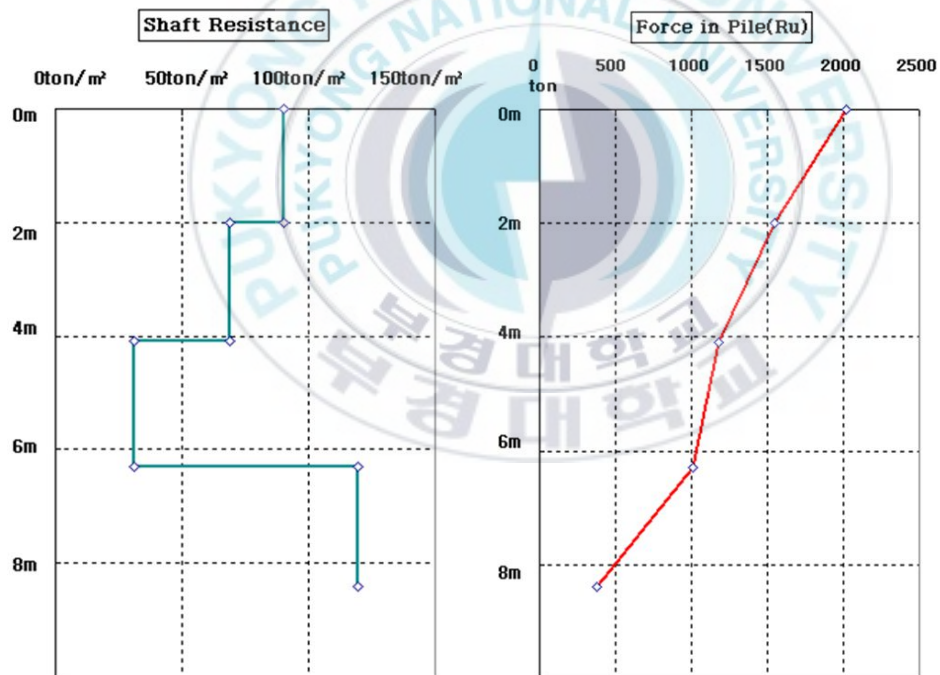


그림 4.20 Shatf Resistance & Force Curve of Pile (103동 10번)

본 시험은 2005년 5월 31일 시공 후 약 29일 양생 후 시험한 결과로 G.L로부터 약 6.0m지점까지 단단한 풍화암층으로 구성되어있고 선단부 약 2.4m 구간이 연암에 소켓팅되어 있고 약 8.4m의 단파일이므로 소켓팅부분에서 주변마찰력이 크게 작용하고 있는 것으로 나타났다.

따라서, 본 시험말뚝(103동 10번)의 지지력은 설계 지지력을 충분히 만족한다고 판단되며 특이한 결점은 나타나고 있지 않은 것으로 판단된다.

4.7.2 동재하시험 결론

『 ○○지역 신축공사 』 현장내 기초 현장타설말뚝 6개소에 대하여 동재하시험을 실시하였다.

- 1) 시험 말뚝의 선정은 시공사와 감리자의 협의하에 선정된 말뚝에 대하여 동재하시험을 수행하였다.
- 2) 시험방법은 20ton Ram으로 자유낙하(Drop)시켜 시험을 실시하였다.
- 3) 시험방법분석은 Capwap Method 분석법에 의해 분석하였으며 이를 DAVISSEON Method분석법을 적용하여 안전율은 2.0를 적용하였다.
- 4) 시험 결과표

구분	말뚝 TYPE	시험 말뚝번호	시공 일자	시험 일자	동재하시험 시 관입깊이 (m)	Ram중량 (ton)	낙하고 (m)	항타 최대 압축응력 (ton/cm ²)
PDA-1	Ø 800	112동 10번	2/5	3/14	17.8	20	0.6	0.322
PDA-2	Ø 800	105동 129번	3/4	3/24	13.9	20	0.6	0.307
PDA-3	Ø 800	104동 1번	5/4	4/11	12.95	20	0.7	0.277
PDA-4	Ø 800	107동 18번	5/4	4/15	15.25	20	0.7	0.328
PDA-5	Ø 800	109동 5번	5/21	5/2	4.6	20	0.7	0.349
PDA-6	Ø 800	103동 10번	6/29	5/31	8.4	20	0.6	0.406

표 4.2a 동재하시험 결과(1)

구분	항타 에너지 (ton · m)	CAPWAP Method			Davisson Method		말뚝의 허용 지지력 (ton)	말뚝 사용반력 (ton/본) 상시
		Ru (ton)	Rs (ton)	Rb (ton)	항복 하중	허용 하중		
PDA-1	5.7	1779.4	1446.8	332.6	1779.4	889.7	889.7	600
PDA-2	5.6	1576.0	1242.4	333.6	1576.0	788.0	788.0	600
PDA-3	7.8	1719.7	1424.2	295.5	1719.7	859.9	859.9	600
PDA-4	6.8	1688.3	1408.3	280.0	1688.3	844.2	844.2	600
PDA-5	9.1	1736.6	832.8	903.8	1736.6	868.3	868.3	600
PDA-6	9.0	2023.0	1649.9	373.0	2023.0	1011.5	1011.5	600

표 4.2b 동재하시험 결과(2)

5) 본 시험 말뚝의 허용지지력은 각각 말뚝의 반력을 만족하는 것으로 판단된다.

제 5 장 동재하시험결과와 제안식과의 비교 분석

5.1 허용선단지지력 비교 분석

동재하시험결과와 제안식 사이의 허용선단지지력의 비교 분석한 결과는 다음 표와 같다.

제 안 식	허용선단지지력 (ton)	동재하시험	허용선단지지력 (ton)
Teng	$1300 \times A_p \approx 650$	112동 10번	$332.6 \times \frac{1}{2} \approx 166$
Candanyi & Roy	$1600 \times A_p \approx 800$	105동 129번	$333.6 \times \frac{1}{2} \approx 166$
Rowe and Armitage	$2400 \times A_p \approx 1200$	104동 1번	$295.5 \times \frac{1}{2} \approx 147$
Canadain Getechnical Society	$566 \times A_p \approx 283$	107동 18번	$280 \times \frac{1}{2} \approx 140$
		109동 5번	$903.8 \times \frac{1}{2} \approx 451$
		103동 10번	$373.2 \times \frac{1}{2} \approx 186$
평 균	733	평 균	209

※ A_p : 말뚝의 단면적 ($A_p = \frac{1}{4} \pi D^2 = \frac{1}{4} \pi (0.8^2) = 0.502 \approx 0.5 \text{ m}^2$)

동재하 시험의 안전율 : 2.0 적용

표 5.1 허용선단지지력 비교

표 5.1에서와 같이 제안식에 의한 허용선단지지력과 동재하시험의 지지력과는 크게 차이가 나고 있다. 동재하시험 결과의 평균선단허용지지력은 제안식의 평균선단허용지지력의 약 29%이다. 선단허용지지력에 여유가

있으므로 시험 최대하중보다 더 크게 가하여도 지반은 안정할 것으로 판단되었으며, 말뚝의 본체 내력까지 하중을 부담할 수 있을 것으로 파악되었다.



5.2 허용주면마찰지지력 비교 분석

동재하시험결과와 제안식 사이의 허용주면마찰지지력의 비교 분석한 결과는 다음 표와 같다.

제안식	허용주면마찰지지력 (ton)	동재하시험	허용주면마찰지지력 (ton)
D'Appolonia et al	$140 \times A_f \approx 702$	112동 10번	$1446 \times \frac{1}{2} \approx 723$
Wyllie	$346 \times A_f \approx 1736$	105동 129번	$1242.4 \times \frac{1}{2} \approx 621$
Rowe and Armitage	$70 \times A_f \approx 351$	104동 1번	$1424.2 \times \frac{1}{2} \approx 712$
Poulos & Davis	$175 \times A_f \approx 878$	107동 18번	$1408.3 \times \frac{1}{2} \approx 704$
		109동 5번	$832.8 \times \frac{1}{2} \approx 416$
		103동 10번	$1649.9 \times \frac{1}{2} \approx 824$
평균	916	평균	666

※ A_f : 말뚝의 단면적 ($A_p = \pi D L_s = \pi (0.8)(0.2) = 5.02 \text{ m}^2$)

L_s : 연암 2 m 근입깊이, 동재하 시험의 안전율 : 2.0 적용

표 5.2 허용주면마찰지지력 비교

표 5.2에서와 같이 허용주면마찰지지력은 제안식의 D'Appolonia et al 제안식과 Poulos & Davis의 제안식은 동재하시험의 허용주면마찰지지력에 거의 근접하고 있다.

표 5.1과 5.2에서 실제 동재하시험결과에 의하면 주면마찰지지력으로 인해 말뚝선단부까지 전달되는 하중은 보통 약 40% 정도이나 당 현장에서

는 약 32% 전달되어 선단지지력이 제안식보다 적게 측정됨을 알 수 있다. 또한 109동 5번 pile의 경우 동재하시험결과 허용주면마찰지지력이 타 pile의 약 58% 정도인 416 ton으로 측정된 것은 pile의 길이가 절반이상 짧기 때문이다. 상대적으로 허용선단지지력이 451 ton으로 타 pile보다 2.5~3배 정도 크게 나왔다.



제 6 장 결 론

PRD공법으로 시공한 연암 2m 소켓근입 현장타설말뚝 시공현장에서 시험말뚝 6본의 동재하 시험결과와 설계허용지지력과 비교 검토 및 여러 학자들 제안식의 허용주면마찰지지력과 허용선단지지력을 비교 분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 시험말뚝 6본의 동재하 시험 결과 허용지지력이 844~1011ton으로 설계 허용지지력 600ton/본 보다 모두 상회하므로 설계허용지지력을 만족하는 것으로 판단된다.
2. 동재하 시험 결과 제안식에 의한 허용선단지지력과 동재하시험의 허용선단 지지력과는 큰 차이가 나고 있다. 동재하 시험 결과 6본의 평균 허용선단지지력은 제안식의 평균 허용선단지지력의 29% 정도로 나타났다.
3. 시험 말뚝 6본의 동재하 시험 결과 허용주면마찰지지력은 D'Appolonia et al 제안식과 Poulos & Davis의 제안식은 동재하 시험 결과의 허용주면마찰지지력에 근접하고 있다.
4. 실제 동재하 시험 결과에 의하면 주면마찰지지력으로 인해 말뚝 선단부까지 전달되는 하중은 보통 40%정도로 선단지지력이 실제보다 적게 측정되는 것으로 판단되며, 본 현장에서는 말뚝 선단부까지 전달되는 하중이 약 32%정도 전달되어 선단지지력이 제안식의 선단지지력보다 적게 나타났다.

참 고 문 헌

1. 홍원표, 여규권, 이재호 “대구경 현장타설말뚝의 주변마찰력 평가” 한국지반공학회 논문집 2005년 2월 제21권 1호
2. 백규호, 사공명 “암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 산정기준에 대한 평가” 한국지반공학회 논문집 2003년 8월 제19권 4호
3. 천병식, 김원철, 서덕동, 윤우현 “현장타설말뚝의 하중전이시험 결과를 이용한 IGM 이론의 적용성 평가” 한국지반공학회 논문집 2004년 8월 제20권 6호
4. 건설교통부(2003) “구조물 기초설계기준”
5. 신상용(2000) “현장타설말뚝의 지지력 산정에 관한연구” 석사학위논문 중앙대학교 건설대학원
6. 반한용(2005) “암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변마찰력 특성연구” 석사학위논문 연세대학교 공과대학원
7. 이상현(2003) “대구경 현장타설 콘크리트말뚝의 지지력 산정에 대한 수치해석” 석사학위논문 서울산업대학교 산업대학원 토목공학과
8. 윤형준(2000) “PRD공법을 이용한 매입말뚝의 지지력 특성” 석사학위논문 연세대학교 산업대학원 토목공학전공

9. 양형규(1996) “현장타설 콘크리트말뚝의 안정성에 관한연구” 석사학위 논문 한양대학교 산업대학원
10. 김도영(2004) “풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 주변마찰력 산정에 관한연구” 석사논문 부경대학교 대학원
11. (주)한솔이엔씨 “동재하시험, 건전도시험, 지반조사 종합보고서”
12. 한상숙 건설기술 연구소 “기초검토 보고서”
13. 이재경, 박종남 “현장타설 콘크리트말뚝의 건전도 평가를 위한 geotomography의 적용연구” 한국지반공학회 논문집, 2005년 6월, 제21권 제4호
14. M.J.Tomlinson 저 “Pile Design and Construction Practice(4th Edition)” wyllie(1991) 방법
15. Canadian Geotechnical Society “Canadian Foundation Engineering manual(3th Edition)” (1992), Landanyoi & Roy (1971) 방법
16. Duncan c. wyllie “Foundation on Rock, Piling Engineering” Rowe and Armitage (1987 방법)
17. Poulos & Davis (1980 방법) “Geotechnical Engineering Analysis and Evaluation”

감사의 글

늦으막에 학문에 접어든 저에게 조용한 힘을 은은하게 보내주시고 본 논문을 선택하는 계기를 만들어 주시고, 지도해 주신 정 진호 교수님께 깊은 감사를 드리며, 바쁘신 중에도 저의 미비한 논문을 심사하시면서 조언과 따뜻하고 든든한 격려를 보내주신 정두희 교수님, 김명식 교수님께 깊은 감사를 드립니다.

재학중 늦게나마 공부하는 저에게 푸근한 정을 보내주시고, 많은 가르침과 지도를 아끼지 않으신 이영대 교수님, 이종섭 교수님, 김수용 교수님, 이동욱 교수님, 김종수 교수님, 손인식 교수님, 이종출 교수님, 국승규 교수님께 감사를 드립니다. 또한 학우들의 친목과 사귀를 넓혀 주시기 위해 애를 쓰시어 많은 학우들을 알게 하여준 장희석 교수님, 이환우 교수님, 이상호 교수님께 깊이 감사드립니다.

아울러 본 논문이 완성되기 까지 많은 도움을 준 지반공학 연구실의 김춘진, 김종식, 진종태 군에게 감사의 마음을 전합니다. 특히 김종식 군에게는 본 논문이 완성되기까지 아낌없는 지원을 하여 주신데 대해 깊은 감사의 마음을 전하고 싶습니다. 지반공학 연구실 선배이시고, 사회의 선배이시고 연배이신 박병호 박사님, 또한 이영수 선배님, 이병길 박사님, 임창규 선배님에게도 감사의 말씀을 올립니다.

못난 사위 챙겨 주시느라 항상 염려해 주신 장인어른, 장모님께 감사드리고, 처가 식구에게도 일일이 감사드립니다. 특히, 장모님께서서는 저의 집안일을 돌보아 주셔서 제가 늦은 나이에 학문을 할 수 있는 시간을 주어서 감사하다는 말씀 올립니다.

남편의 버팀목이 되어주고 집안일과 아들, 딸을 키우느라 힘이 드는데도 학교에 나가는 아내에게 이 지면을 통해 위로와 감사의 글을 드리며 늦은 나이에 공부할 수 있도록 적극 추천 하여준 아내 김미숙에게 다시 한번 깊은 고마움과 사랑을 전합니다. 또한 함께 있어 포근하고, 행복한 가정을 꾸릴 수 있도록 만들어 주는 발랄하고 영리한 딸 선정이와 듬직한 아들 경필이에게도 늘 고맙고 감사한 마음입니다.

이러한 기회를 주신 집안 형님 내외분과 동생내외분들 가족들과 이 영광을 같이 하고 싶습니다. 아울러 주변의 모든 식구들과 지인들에게도 다시 한번 깊은 감사를 드립니다.

마지막으로 하늘에서 항상 지켜 봐 주시는 아버님과 어머님께 머리 숙여 감사를 드리며 이 논문을 바칩니다.