[UCI]I804:24011-200000265176

2016년 2월

박사학위 논문

C.P.R 공법을 활용한 지반보강효과에 관한 연구

조선대학교 대학원

에너지 자원공학과

김 정 한

C.P.R 공법을 활용한 지반보강 효과에 관한 연구

Effects of Ground Reinforcement for C.P.R Method

2016년 2월 25일

조선대학교 대학원

에너지 자원공학과

김 정 한

C.P.R 공법을 활용한 지반보강 효과에 관한 연구

지도교수 고 진 석

이 논문을 공학박사학위 신청 논문으로 제출함

2015년 10월

조선대학교 대학원
에너지 자원공학과
김 정 한

김정한의 박사학위 논문을 인준함

위원장	조선대학교	교수	강 성 승	(인)
위 원	조선대학교	교수	고 진 석	(인)
위 원	조선대학교	교수	김 대 현	(인)
위 원	국토교통과학 기술원	공학박사	경 제 운	(인)
위 원	인발파환경 기술사	공학박사	김 종 인	(인)

2015년 12월

조선대학교 대학원

목 차

List of Table

List of Figures

Appendix

Abstract

Effects of Ground Reinforcement for C.P.R Method

Kim, Jung Han
Advisor : Prof. Ko, Chin Surk, Ph.D.
Department of Energy & Resource Engineering
Graduate School of Chosun University

Compaction Grouting Method is widely used for the reinforcement of foundation ground and soft ground. More specifically, thanks to its excellent effectiveness in the entire construction industry (e.g. the prevention of the subsidence of buildings, the reinforcement of the foundation ground for new port and the prevention of subsidence of soft ground), Compaction Grouting Method has been widely used both at home and abroad; yet it has been developed through field experiences rather than theoretically due to its complex engineering properties and ground conditions. Compaction Grouting Methods pumps the low liquidity mortar into the ground, reinforcing the soft ground and forming homogeneous hardened grout(i.e. multiple effect). However, since the grout is groundless, this method has the disadvantages of being vulnerable to shearing force, not being able to transfer the surface load to bearing layer due to the restricted formation of bulbs in the ground of heterogenous particle sizes and causing the surface lift and the displacement of peripheral structures due to the excessive injection rate ignoring soil conditions. To resolve these problems, a method of installing rebars or carbon-fiber rods in the grout has been developed with the aim to improve the shearing force and transfer the surface load to the bearing layers. This method is called C.P.R (Compaction grouting Compound Pile with Reinforcement) method and its excellent effectiveness as an

alternative to compact but strong piles such as micro-pile, file, helical file and screw pile has been proved.

The purpose of this study is analyze the bearing capacity of C.P.R pile with improved vertical force and shearing force through pumping low-liquidity mortar into the ground to compact and reinforce the peripheral ground and form cylindrical columnar structure and installing rebars as stiffening members at the same time. To achieve this purpose, the author formed the compaction grouting piles(D400 and D500) in the multi-layered ground and inserted SD300 rebar. To ensure the quality of test injection, the injection amount and pressure were monitored using CAMS (Compaction grouting real time automatic monitoring system). For for strength of CPR pile, the author applied ≥12.0 N / ㎟ conservatively, and formed 4 test piles and 10 reaction piles to use as reaction for load test piles. The test results showed that N value of standard penetration test increased 16% ~ 63% after construction, indicating the compaction effect of peripheral ground increased the relative density. The behavior of injection material was analyzed using a strain meter. The phenomenon of the flow of injection material into the buried layers and sedimentary layers with low relative density was identified from stress variation values.

For 4 test piles, compression load test was conducted. In this test, the suggested allowable material strength was 436 kN and 648kN for D400mm and D500mm respectively. However, the allowable bearing capacity based on DMX turned out to be 489kN(D22) and 522kN(D25) for D400m and 565kN(D22) and 591kN(D25) for D500mm. When BS was applied, the allowable bearing capacity was 366kN(D11) and 376kN(D25) for D400mm, and 482kN(D22) and 510kn(D25) for D500mm.

The shape of test pile bulb for test specimen #4 was measured. The results showed that large bulbs were formed in the ground with relatively low N value, whereas small bulbs were formed in the ground with relatively higher V value or neat ground surface. When the measured cross sectional area was applied to the strain rate of axial load transfer test, in the case of C.P.R piles, the bulbs formed excessively in the soft ground bear the majority of the

transferred load and the skin friction force sharpy increased due to the increase cross-sectional area of bulbs, resulting in loose load transfer in the next depths. Dynamic Load Test was also conducted to analyze the allowable bearing capacity. The results of CAPWAP analysis indicated 397.9 kN ~ 510.3 kN which were lower than 433.5 kN ~ 638.0 kN by Davisson's Method(80%-91%). When this result was compared with the allowable bearing capacity from Compression Load Test, it was underestimated by 90kN and overestimated by 73kN, implying that this error was caused by the irregular cross section of C.P.R piles during Dynamic Load Test.

The allowable bearing capacity obtained from Pull-out Load Test was analyzed. The results showed that in the case of the allowable bearing capacity based on 15% displacement, it was 250.3kN and 243.6kN for D400mm specimen and 346.7kN and 350kN for D500 specimen, implying that if the planned allowable bearing capacity is pullout capacity, it will be smaller than 300kN by 50kN for D400 and smaller than 450kN by 100kN for D500mm.

The author analyzed the test results in this study; devised methods to increase the strength of injection materials and the stiffness of piles and applied these methods to 2 building foundations in conducting Dynamic Lead Test. As a result, the allowable bearing capacity of 824.2 kN ~ 831.5 kN and 578.6 kN was derived from Site A and Site B respectively. These results indicated that it was smaller than the hydrostatic allowable bearing capacity prescribed in Architectural Structural Design Guidelines (95.9%~97.7%). However, if it is divided into 'end bearing capacity' and 'skin friction force', the end bearing capacity is overrated (more than 200%) whereas the skin friction force is underrated (96%) or rated similarly.

The bearing capacity of C.P.R piles was analyzed through applying a numerical analysis. The results showed in both Compression Test and Pull-out Test, the maximum displacement took place in the vicinity of the surface whereas the minimum tool place from the half-way point in the buried layer, which is the similar tendency to the results of Axial Load Transfer Test.

Various test results for C.P.R piles test specimens were analyzed. The results

showed that the load transfer did not take place until the end due to the properties of C.P.R piles whereas the bulbs were formed excessively in the relatively soft layers. Thus, considering the stability more compared to the conventional hydrostatic bearing capacity, the author suggests the hydrostatic equation for C.P.R piles as follows: $Q_u = 5.0N_b(q_b \leq 750)\cdot A_b + 0.36\overline{N_s}(N \leq 50)\cdot A_s$, wherein the end bearing capacity constant is reduced to 5.0 and the skin friction force constant is increased to 0.36. However, considering the properties of C.P.R piles, there is the necessity of accumulating a wide range of data with varied ground properties values, injection material strength and quantity of reinforcement members. Ultimately, it is required to calculate the correlation function which fits the properties of the ground in Korea through aggregating a large amount of data.

1. 서 론

그라우팅은 지반 내에 천공을 실시하여 주입관을 삽입하고 이 주입관에 주입재를 기계적 힘으로 압송시켜 지반의 강도를 증가시키거나 지반의 차수 목적을 위한 행위를 의미한다.

지반의 연약한 부분을 보강하기 위한 방법은 다양한 지반 조건과 시공 목적에 맞게 발전을 이루어 왔는데 2차 세계대전 피해 복구와 산업화 따른 구조물 축조를 위한 지반보강공법이 유럽과 일본을 중심으로 발전되었으며, 특히 유럽은 기계공업의 발달로 장비 위주로 발전을 도모하였으며, 일본은 보강재료 위주로 기술발전을 도모하였다. 국내에서 지반보강 및 지반 차수를 위한 그라우팅공법은 대부분 일본에서 기술이 도입되어 우리나라 지반조건에 적합하게 개선되어 이용되고 있으며, 사용되는 재료와 시공방법 등을 고려하여 공법분류를 크게 나누면 시멘트계 그라우팅, 약액그라우팅, 고압분사 공법 및 컴팩션그라우팅으로 분류 할 수 있다.

시멘트 및 약액 그라우팅은 수용액 상태의 주입재가 흙 입자와 입자 사이의 공극에 침투되어 지반을 보강하거나 지반 차수를 위한 공법으로 가시설 배면의 차수, 저수지 제당의 차수목적으로 널리 이용되고 있는데 지하수위가 높고 공극이 적을 시 수압파쇄현상이 발생되어 지반의 강도 저하를 초래할 수 있으며, 약액그라우팅은 주입재의 용탈현상으로 인한 내구성 문제, 약액의 용탈로 인한 환경문제가 대두되었다.

고압분사공법은 고압(200 kg/㎠~600 kg/㎠)펌프의 압력으로 지반을 절삭하여 시멘트 수용액을 절삭된 지반의 흙과 교반하여 지반을 보강하는 공법으로 주입량의 30~50% 이상 발생되는 슬라임 매립지 처리 문제로 환경적인 문제에 취약점을 나타냈으며, 해성점토층, 불균질 입자로 매립된 지층, 유속이 있는 지반에서 시공효과가 크게 감소하는 사례들이 학계에 보고 있다.

컴팩션그라우팅은 저유동성 몰탈형 또는 콘크리트형 주입재를 지반에 압송시켜 느슨한 지반을 압축 강화시키고 주변 지반을 강화시키는 공법으로 상기 공법들과는 주입 재료 및 보강 효과가 차별화 된 공법으로 우리나라에는 1994년 미국에서 도입되어 건축물 부등침하 복원공법으로 이용되다가 점진적으로 건축물 침하 방지, 신설 항만 구조물 기초 지반 보강, 연약지반 침하방지 등 건설 전 분야에서 그 효과의 우수성 때문에 널리 사용되고 있다.

컴팩션그라우팅은 지반에 축조된 다양한 구조물의 보수 보강 공법으로 이용되어져 이론적인 자료보다는 현장의 경험적인 사례를 바탕으로 발전되어졌다.

컴팩션그라우팅 절차를 처음으로 기술한 인물은 Graf(1969)로, 공법의 기본적인 개념에 대한 논의를 하였으나, 견고한 몰탈 그라우트를 이용하여 도로포장 하부면을 들어 올리는 Mud jack개념을 제시하였는데 컴팩션그라우팅이 지반 강도를 증가 시킨다는 중요한 요소를 배제하고 논의하였나, Brown과 Warner(1973, 1974)는 100번 넘는 현장주입시험의 결과를 토대로 보강 전후의 지반의 밀도증가 효과를 검증하였으며, 다양한 주입재 배합 및 주입률에 대하여 연구하였는데 주입재가 점토 크기의 입자를 많이 함유하면 수압파쇄 현상이나 지표면 융기현상을 초래한다고 보고 하였다.

공법의 장점 때문에 구조물 지반의 보수·보강 공법으로 전 세계적으로 널리 사용되는 컴팩션그라우팅은 지반을 다지는 효과 때문에 지진이 빈번한 켈리포니아주의 철도 노반에 지진시 액상화의 잠재성을 감소시키기 위하여 컴팩션그라우팅이 적용되어 관련 시공절차와 보강 효과를 검증하고 ASCE 그라우팅 분과위원회에 보고하였다(Boulanger & Hayden 1995). 특히 수년 전 일본 후쿠시마 지진으로 인한 피해사례를 발판으로 일본에서는 구조물의 내진보강 공법으로 활발히 이용되고 있으며 인공 지진을 실험을 통한 내진보강 우수성이 입증되었다. 우리나라에서도 구조물 내진보강 강화정책으로 건축물 및 항만 구조물 내진보강공법으로 현재 폭넓게 사용되고 있다.

20년 전 우리나라에 도입된 컴팩션그라우팅은 지반조건, 주입재의 특성 및 공법의 복잡성 때문에 이론적인 발전보다는 현장의 경험 사례를 통해 발전을 이루어 나갔다.

Bandimere. S.W, 정덕교(1997) 등은 성토지반에 건설된 지상 5층 건물이 폭우로 인한 토사 유실로 부등침하가 발생되어 철거에 해당하는 안전등급 판정을 받았는데 미국의 덴버그라우팅사와 협업하여 원상복구를 위한 기초지반 개량공법으로 컴팩션그라우팅을 이용한 시공사례를 국내에 처음으로 발표하였다.

천병식, 여유현 등(1999, 2002)은 강원도 추전역 일대의 폐광 채굴적에 의한 철도노반 지반 침하 방지를 위한 컴팩션그라우팅 적용 사례를 발표하였으며, 이를 토대로 석회암 지반의 공동부, 지반의 파쇄대 및 항만 구조물 하부 사석층 쇄굴방지를 위한 지반 충진공법으로 기술을 발전시켰는데 해안가의 연약층을 준설하여 사석으로 매립된 지반에 콘크리트 블록을 거치하여 축조한 부두가 기초 사석의 부등 침

하로 인한 콘크리트 이격 현상이 발생된 사례에 저유동성 몰탈형 주입재로 사석층을 충진 고결시켜 안정화 시킨 사례가 국내에서는 처음으로 실시되었다(천병식, 정진교(2001).

토지의 이용 범위가 제한된 우리나라에서는 해안가에 건축물을 축조하는 사례가 늘어나고 있는데 고함수비 연약지반에 드레인 공법(샌드 또는 페이퍼)으로 연약지반을 처리 하였으나 추가적인 압밀 침하가 발생되어 지중 매설 구조물에 피해를 초래하는 사례가 많이 발생되었다. 이러한 연약지반의 침하 억제 방법으로 해당 지역에 시험시공을 실시하여 컴팩션그라우팅공법의 시공 방법, 지중 매설 계측기를 통한 지반 변위특성 파악, 주변 건물 및 구조물의 변위를 모니터링 통한 구조물의 안전성 평가를 종합적으로 실시하여(천병식, 여유현 외, 2001) 컴팩션그라우팅 구체가 말뚝으로서 지지효과와 주변 지반을 압축 강화시켜 복합적으로 지반을 개량시켜 지반의 지지력 증대와 침하 억제에 효과가 있는 경제성 및 다양한 적용성이 있는 공법으로 제시되었다.

다양한 지질조건과 시공목적에 적용된 컴팩션그라우팅은 설계 및 시공 과정 중에 문제점들이 대두되었다. 주입재가 무근 형태이라는 점에서 전단력에 취약하다는 단점 때문에 과도한 주입률 설계로 인하여 주변 지반파괴현상, 지반융기 및 주변구조물의 변위를 발생시키는 현상이 (Figure 1.1) 발생하였으며, 지층이 이질 층으로 구성된 퇴적층지반에서는 구근이 제한적으로 형성되어 상재 하중을 지지층까지 전이시키지 못한다는 사실이 현장 실험을 통해 밝혀졌다(Figure 1.2). 이러한 단점들을 보완하고자 전단력을 높이기 위해 구근 의 크기를 증대시키거나 시멘트 량을 증대시켜 주입재의 강도를 높이는 시도가 있었다. 그러나 지반의 물성 치를 고려하지 않고 주입량을 증대시킴으로써 지반융기 현상이 과대하게 발생되거나, 주변 구조물의 변위를 초래하였다. 특히 기존 구조물을 지지하는 Under pinning 목적시 원치 않는 구조물 들림 현상이 발생하였다. 기존 주입 재 배합 비에 시멘트 량을 증대 시켜 강도를 증대시킴으로써 이러한 문제들을 해결하려 하였으나, 시멘트에 함유된 점토 성분이 주입시 지중에서 유동성을 증대시키고 지반을 방사 형태로 압축 강화시키지 못하고 자유면 방향인 지표면으로 주입재를 유동화 시켜 지표면 융기 현상을 심각하게 초래한 현상이 발생되곤 하였다.

이러한 문제들을 근본적으로 해결하고자 전단력을 향상 시키고 복잡한 지층 구조에서도 상재 하중을 지지층까지 전이시킬 수 있는 연구 개발을 진행 하던 중 주입재에 철근이나 탄소섬유봉 등을 설치하는 방법이 국내에서 개발되었다.

지중에 저유동성 Mortar을 압입하여 주변 지반을 압밀 강화시켜 주변 지반을 강도를 증대시키고, 균질한 강도의 기둥체를 형성하는 복합적인 보강효과의 특성을 고려하여 Compaction grouting Compound Pile with Reinforcement(이하 C.P.R 공법)으로 명명되어 다수의 건설 현장에 적용되어 그 품질의 우수성을 입증 받았다.

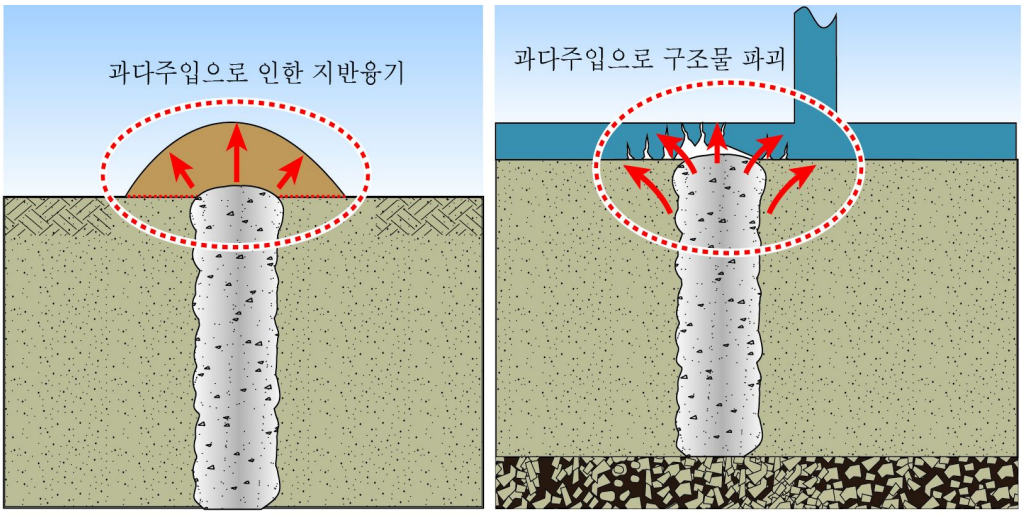


Figure 1.1 Schematic of ground lift or structual damage by excessive injection of Compaction grouting

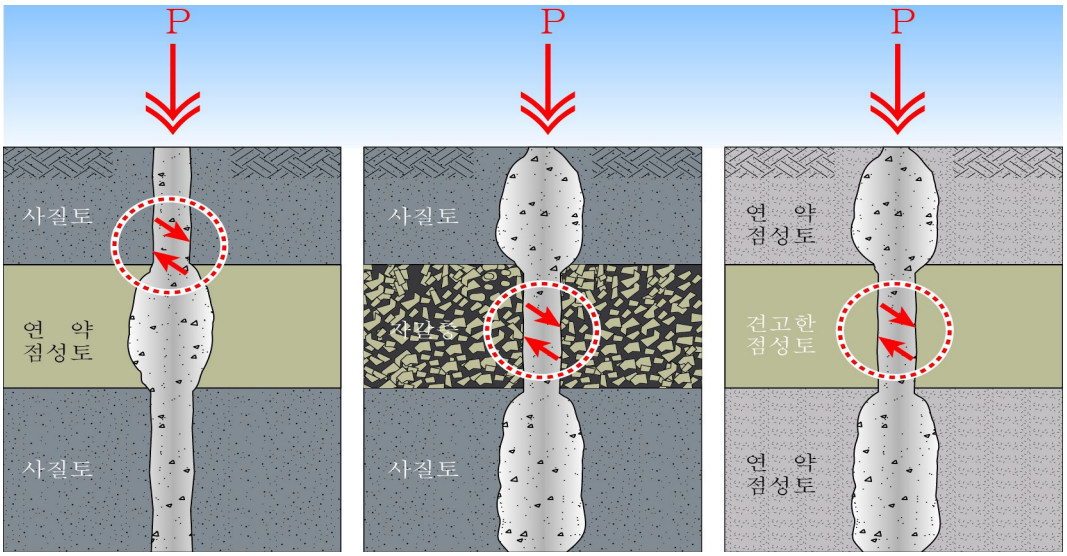


Figure 1.2 Schematic of Compaction grouting failure type in variable soil layer

본 연구에서는 보강재가 삽입된 컴팩션그라우팅 구근이 토질입경과 물리적 특성 등에 따라 구근의 크기와 형태가 상이 할 수는 있으나 균질한 강도, 지반과의 마찰력이 우수하다는 특성을 고려하여 현장 타설 말뚝으로 정의하고 다층으로 이루어진 지층내에서 주입재의 이동특성 파악 및 C.P.R 말뚝의 설계 지지력 산정을 위한 시험시공을 실시하였다. 매립층, 퇴적층 및 풍화토로 이루어진 지반에 D400, D500 크기의 컴팩션그라우팅 말뚝을 형성시킨 후 D22, D25 (SD300) 철근을 삽입하였다. 주입 중 변형계의 심도별 응력변화를 모니터링 하여 컴팩션그라우팅 주입재의 지층내 이동경로 및 구근형성과정을 고찰하였다. 시공 전. 후 실시한 지반조사에서 지반의 상대밀도를 비교하고, 이후 형성된 컴팩션그라우팅 말뚝의 재료특성을 이용한 최대 시험 하중을 산정하고 압축재하시험을 통하여 극한지지력과 허용지지력을 확인하였으며, 변형계를 이용한 하중전이시험을 통하여 하중단계별 C.P.R말뚝의 하중전이 특성을 파악하였다. 재하시험시에는 주변 C.P.R 말뚝을 반력 말뚝으로 이용하고자 인발재하시험을 통해 주면마찰력 특성을 고찰하였으며, 품질관리실험의 경제성, 편의성 때문에 일반적으로 이용되는 동재하시험을 실시하여 주면마찰력과 선단지지력의 특성을 평가하였다.

설계시 현장 타설 말뚝의 허용지지력 산정은 건축기초구조설계지침(2004)의 사질토 지반에 적용되는 말뚝의 정역학적 지지력 공식은 식 1.1을 일반적으로 사용한다.

$$Q_u = Q_b + Q_s = 10N_b(q_b \le 750)\cdot A_b + 0.33\overline{N_s}(N \le 50)\cdot A_s \qquad \text{(식 1.1)}$$

상기 식은 형성된 말뚝의 크기가 일정한 균일단면에 적용이 유용하나 다층으로 구성된 지반에서 C.P.R 말뚝은 단면 형성이 불규칙하게 형성되어 본 연구를 각종 시험에서 획득된 주면마찰력과 선단지지력의 결과물을 토대로 주입재의 강도와 보강재 수량을 증대시켜 말뚝의 강성을 증대시켜 건축물 기초말뚝으로 현장에 적용하였다. 본 연구와 현장 적용 실험 결과값을 토대로 C.P.R 말뚝에 대한 설계시 제시 될 수 있는 정역학 지지력 공식을 제안하는 데 그 목적이 있다.

2. 컴팩션그라우팅 공법개요

2.1 공법개요

1980년 ASCE의 그라우팅 위원회에서는 “Compaction Grouting”이란 슬럼프치가 1 inch(25 ㎜) 이하의 비유동성 몰탈로서 소성 확보를 위한 세립토(실트질 크기)와 내부마찰력 증대를 위한 조립토(모래질 크기)로 구성되는데 이것은 Soil-Cement가 기본재료이며, 주변지반의 공극속으로 침투되는 것이 아니라 고결체의 형태로 지중에 방사형의 압력을 가하여 흙을 압밀시킴으로써 토립자 사이의 공극을 감소시켜 지반이 조밀화 되도록 개량하는 것이다”라고 정의했다.

Figure 2.1과 같이 기존의 주입방식인 흙의 공극에 맥상으로 고결되는 주입 방식과 약액 침투고결 되는 방식 및 원 지반 흙과 혼합되면서 배출 치환되는 Jet Grouting 등과는 전혀 다른 ‘비배출 압축치환’ 이라는 독특한 주입 공법이다(천병식 등, 1997).

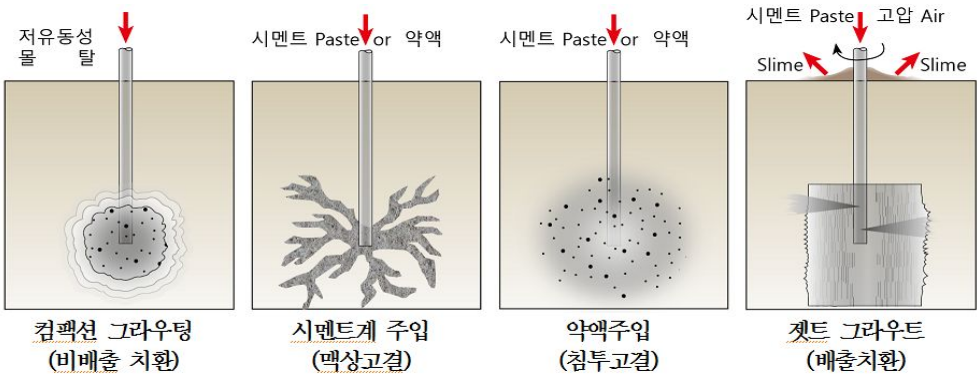


Figure 2.1 Comparison of Injection style according to Injection method

Figure 2.1 은 Compaction Grouting의 주입방식과 일반 Grouting 주입방식을 비교한 것이다. 컴팩션그라우팅이 타 공법과 차별화되어 지반보강공법으로 인정받는 것은 주입재가 가지고 있는 저 유동성의 특성에 있다. 약액 그라우팅이나 고압분사공법의 수용액 형태 주입재에서는 불가능한 지중에서 목적하는 범위를 크게 벗어나지 않고 조절(Control)할 수 있는 능력이 있기 때문이다.

저유동성 몰탈형 또는 콘크리형 주입재를 지중에 주입하면 주입재의 주변의 지반은 주입압력에 의해 압축이 된다. 이때 주입재 또는 주입압력의 영향을 받는 영역의 흙속 공기와 공극수는 주변으로 배출되며 공극이 감소되는 부피만큼 주입재가 원통형으로 치환되어 균질한 고결체가 형성되고 주변 지반 밀도가 증가 되는 복합적인 지반 보강공법이다. Figure 2.2와 같이 펌프의 힘에 의하여 지중으로 압송된 저유동성 주입재는 1차적으로 중력 방향으로 지반을 압축시키면서 점진적으로 지반의 응력이 적은 수평방향으로 힘을 전달시키는데 주입재가 임의의 지점에서 지반을 압축시키려는 힘과 지반의 반력이 상호 작용하여 최종적으로는 자유면 방향 또는 상대적으로 지반의 응력이 적은 지점으로 유동화 하려는 경향이 있다. 이러한 주입 중 현상은 지반의 물리적 특성, 주입재의 견고함 정도, 주입치환률, 주입속도, 등 많은 변수에 의해 주입재의 유동화 현상의 정도가 좌우된다.

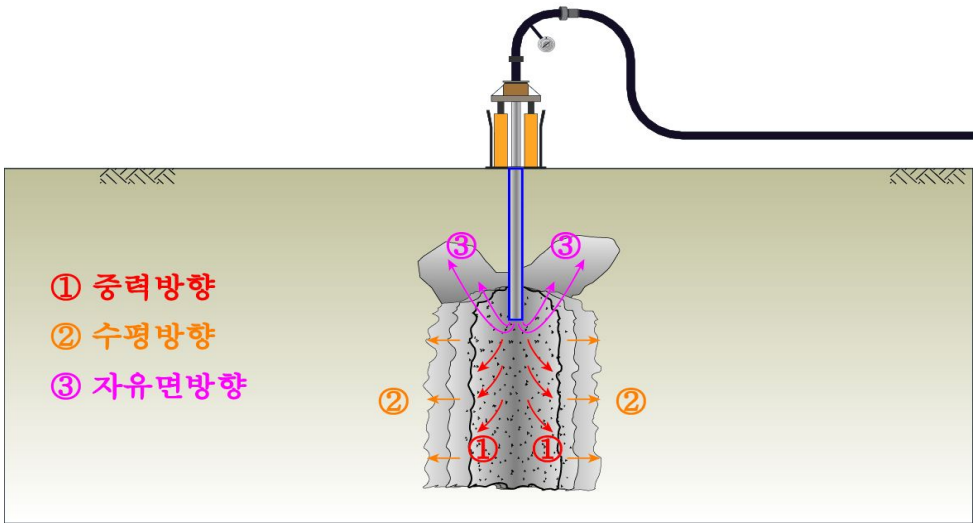


Figure 2.2 Schematic of layout for Compaction Grouting Injection

주입재가 저유동성의 특성을 가진다 할지라도 상기와 같은 복잡한 주입 메커니즘을 고려하여 지중에 주입된 그라우트의 형태를 Byle(2000)이 Figure 2.3 같이 제시하였다. 임의의 지중 심도에서 균질한 지반일 때는 (a)와 같이 이상적인 구 형태의 단면을 가진 구체가 형성되며. 비균질층에서는 (b)와 같이 불규칙한 형상을 가진 고결체 형성시키며, 상재하중의 상대적으로 부족한 자유면 근처에서는 지표면에서 융기가 발생하여 원뿔형 모양의 고결체를 형성되며, 균질한 물성치의 지반일지

라도 주입량과 주입속도를 달리하면 변단면의 형태의 고결체가 형성된다고 제시하였다. 이는 지반이 균질하면 원형에 가까운 형태의 고결체를 형성시켜 균일한 단면의 말뚝으로서의 기능이 가능하지만 비 균질성 지반에서는 고결체의 형태가 변단면 형상이므로 하중 전이시 취약한 부위에서 파괴가 발생된다. 특히 지표면 근처에서 구근이 축소되면 하부 지반에서 주면 마찰력이 뛰어나더라도 하중 전이가 이루지지 않고 파괴되는 현상이 발생된다.

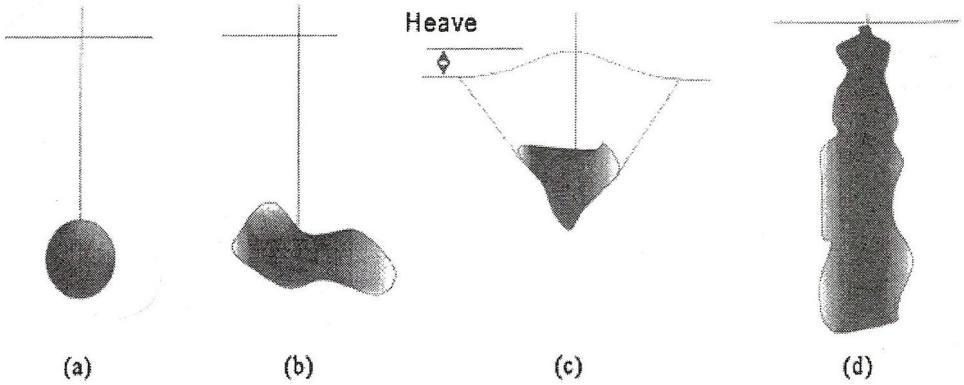


Figure 2.3 Shape of Injected grout in soil(Byle 2000).

컴팩션그라우팅의 구근의 크기, 즉 치환률은 보강면적 대비 단위 주입량으로 설정하는데 지반의 공극비와 상대밀도 크기에 좌우된다. 통상적으로 사질토 지반에서는 치환률은 해당 지반의 물리적 특성을 고려하여 12.5%이하로 적용한다. 점성토지반에서는 흙의 다짐 특성에서 알 수 있듯이 지반 다짐 정도는 흙 입자들 사이의 공극, 즉 공기와 물의 부피감소를 얼마나 효과적으로 감소시킬 수 있느냐에 달려있기 때문에 투수계수가 낮은 포화 점성토에서는 컴팩션그라우팅 효과에 제한적이었지만 주입속도, 주입패턴 등 지중에서의 과잉간극수압을 소산시키는 방법들이 적용되어 8% ~ 20% 이하의 치환률을 통상적으로 적용시킨다. 점성토 지반에 적용시 지반을 압축강화 시키는 개념이 아닌 지반을 파괴시켜 그 공극만큼 주입재가 치환되는 개념으로 주입 후 주변 지반 강도는 저하되지만 일정시간 경과 후 강도는 회복되는 현상(Thixotropy)이 있으므로 상재하중 재하시 이를 반영하여 계획하여야 한다.

2.2 이론적 고찰

컴팩션그라우팅의 설계 및 해석 방법에 대해서 다양한 접근 방법들이 제안되어 왔다. 하지만 지반조건과 공사 목적 등에 따라 광범위하게 적용될 수 있는 본 공법의 특성과 지중에서 주입된 주입재의 거동, 주입으로 인한 주위 지반이 변위상태 등을 일반화시키기에는 상당한 어려움이 많아서 표준화된 접근 방법들은 아직 정해지지 않는 실정이다. 수십 년간 경험적인 방법으로 발전되었기에 그 메커니즘도 완전히 연구되지 못했지만, 수치해석 기법과 컴퓨터의 발달로 이론적인 접근이 가능해졌다. 본 공법의 효과를 예측하여 설계에 반영하고 그 적용성을 높이기 위해 공동확장이론을 이해할 필요가 있으며 다음과 같다(H.R. Al-Alusi, 1997. 천병식, 1998).

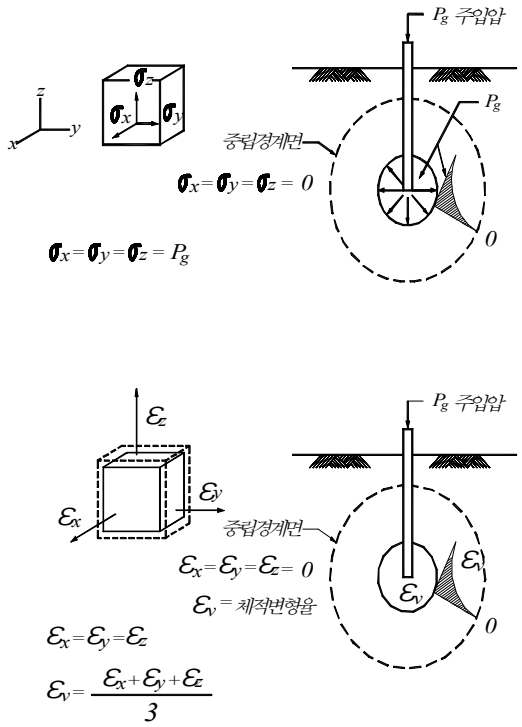


Figure 2.4 Stress and Strain relationships by Injection (H.R. Al-Alusi, 1997)

(1) 흙과 Compaction Grouting 주입재 사이에 뚜렷한 접촉면이 있다.

(2) 충전과 소성변형에 의해 가장 연약한 부분을 치환하는 경향이 있다.

(3) 주입고결체의 형태는 토질의 물리적·역학적 특성 및 상재구조물의 하중 등 여러 요인에 의하여 불규칙한 형태로 형성될 수도 있으나 균질한 지반에서는 대개 원기둥 형태로 형성된다. 균질하고 등방성인 지반일 경우 지중에 가해지는 주입압은 주입공의 선단을 중심으로 한 구형의 중립경계면을 통해 소산되고, 그 중립경계면에서는 주입에 따른 응력과 변형의 영향은 없다.

지중에서의 변형률은 Figure 2.4와 같이 나타낼 수 있는데 지반이 이상적으로 균질하고 선형탄성적인 등방성 재료라 가정하면 체적 변형률은 식 2.1과 같이 나타낼 수 있다(H.R. Al-Alusi, 1997).

$$\varepsilon_v = \frac{V_g}{V_{nb}} \qquad \text{(식 2.1)}$$

여기서, V_g : 주입재의 체적

V_{nb} : 중립경계면내 흙의 체적

이고, 흙의 체적변형계수를 다음과 같이 정의하면,

$$E_b = \frac{P_g}{\varepsilon_v} \qquad \text{(식 2.2)}$$

$$\varepsilon_v = \frac{P_g}{E_b} \qquad \text{(식 2.3)}$$

(식 2.1)에 (식 2.3)을 대입하면,

$$\frac{V_g}{V_{nb}} = \frac{P_g}{E_b}$$

지반의 밀도 증가량($\triangle_\gamma$)은

$$\triangle_\gamma = \frac{\triangle_m}{V_{nb}} \qquad \text{(식 2.4)}$$

여기서, $\triangle_m$: 주입에 따른 질량증가분

(식 2.4)로부터 V_{nb}를 치환하면,

$$\triangle_\gamma = \frac{\triangle_m}{V_g} \cdot \frac{P_g}{E_b} \qquad \text{(식 2.5)}$$

여기서, $\triangle_m$은 주입재의 질량이 아니며,

$$\triangle_m = V_g \cdot \gamma_s \qquad \text{(식 2.6)}$$

여기서, γ_s : 주입지점에서의 흙의 단위중량

그러므로 컴팩션그라우팅 의한 지반의 밀도증가량 $\triangle_\gamma$는,

$$\triangle_\gamma = \gamma_s \cdot \frac{P_g}{E_b} \qquad \text{(식 2.7)}$$

2.3 주입재의 구성과 배합

컴팩션그라우팅 주입재 구성은 대상 토질의 특성, 공사 특성, 현장여건을 고려하여 배합재의 구성과 배합비가 설정된다. 주요 배합재는 골재, 시멘트 및 물이다. 그 중 가장 중요한 재료는 골재로 주입시 소성 능력을 확보하여 재료분리 현상을 방지하기 위한 세립토 입자와 지중에서 지반을 충분히 압축시킬 수 있는 내부 마찰력을 가진 조립토 크기 입자(내부마찰력을 크게 할 수 있는 조립토 입자)의 조합이 핵심이다. 골재의 입도는 배합된 골재를 압송시키는 펌프의 능력에 따라 변화 되어졌다. Figure 2.5의 Ideal-Line Designs은 1990년 초까지는 펌프의 압송거리가 제한적이어서 모래 크기이하의 입도분포를 가진 골재를 이용하였다(Warner, 1974). 주입재가 지중에서 주입압력에 의한 간극 수압파쇄 현상을 발생하여 구근의 형태가 원형에 가깝게 형성되지 못하고 공 중심에서 양방향으로 날개(Wings) 모양의 형상되어 주입 효과가 저하되는 현상을 Warner가 1991년 현장 실험을 통해 확인하였다. 이러한 간극수압파쇄 현상을 방지하는 대안으로 주입재를 견고히 하여 방사 방향으로 주입 중 응력을 전달하고자 자갈을 함유한 입도분포(Figure 2.5, Current Designs)의 골재가 압송펌프 기술 개발로 가능해졌으며, 1997년 Bandimere. S.W는 자갈을 함유하고 점토의 양을 조절하여 주입재의 강도 개선과 지반보강 효과를 증대시킨 Ideal Line 제안하였다.

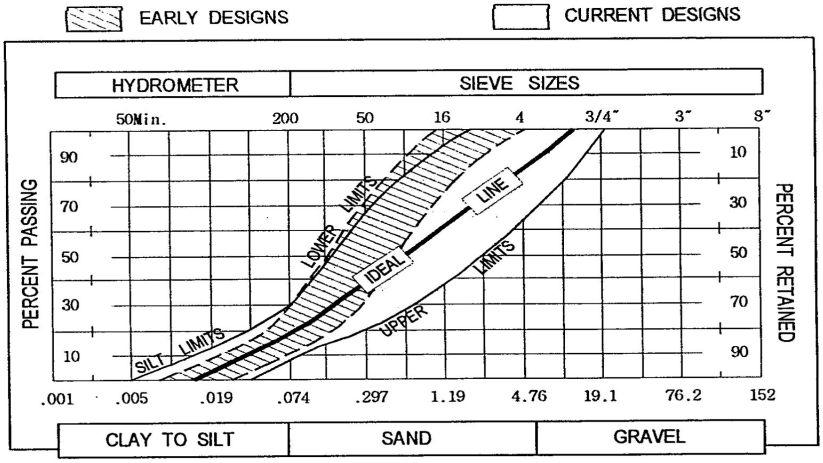


Figure 2.5 Ideal-Line of Compaction grout aggregate mixing

주입재의 가장 중요한 요소는 주입 중 지중에서 조절(Control)이다. 주입 중 주입재의 유동성은 지반 특성, 주입재료, 주입속도 등 여러 가지 변수에 의해 좌우되는데 점토 #200체(0.074 ㎜)보다 작은 세립분의 경우 그 양의 조절에 각별히 주의하여야 한다. 세립분의 함량이 지나치게 많거나 물의 양이 많으면 주입재 자체의 내부마찰이 부족하여 유동성(슬럼프치 5 cm 이상)을 가지게 되므로 지중에서 Grease와 같이 거동하게 되고, 고결체의 형상 및 주입재의 통제가 어려워지며 수압파쇄 등을 초래하여 주입효과는 크게 떨어지게 된다. 따라서 주입재는 될 수 있는 한 된 반죽이 좋다. 그러나 세립분의 양이 너무 적고 골재나 모래의 양이 많으면 주입재의 내부마찰이 커서 주입시 펌핑이 곤란하게 되고 재료분리 현상이 발생되어 주입관내에 Dry Packing 또는 Sand Blocking 현상이 발생하는 등 주입이 불가능하게 된다.

Figure 2.5의 Ideal-Line에 근접한 골재를 공장에서 표준화된 제품으로 생산하는 것은 경제성 문제 불가하며, 현장에서 배합 시험을 통하여 입도분포를 만들어야 한다. 10㎜ 이하의 자갈과 모래 크기(생략 또는 입도)는 석산에서 생산되는 석분을 이용하며, 모래~점토 입자 크기의 토사를 현장 주변의 토취장에서 채취하여 체가름(Screen) 작업을 실시한 후 석분과 일정배율로 배합하여 사용한다.

지리적 특성상 토사가 반입이 안 되거나 입도가 불량 할 경우 벤토나이트를 사용하는 데 골재 무게의 2~5% 이내의 량으로 제한적이다. 벤토나이트 특성상 물을 흡수하여 상대적으로 많은 양의 배합 수가 필요하며, 이는 주입재의 강도 저하와 지반에서 유동성을 증대시키는 역할을 하여 지반보강 효과가 저하된다. 국내에서는 공법 도입 초기에 벤토나이트를 사용하는 배합을 하였으나 상기와 같은 이유로 인하여 지반보강 목적에는 사용되지 않고 지하 공동 충진, 사석 매립층 충진 등에 제한적으로 사용 되고 있다.

주입목적에 따라 주입재의 배합비는 달라질 수 있는데, 지반개량이 주된 목적일 경우 주입 고결체 강도는 중요한 요소가 아니므로 시멘트는 소량(200 kg/㎥ 이하) 사용되며, 반면에 주입 고결체를 말뚝 등의 구조 요소로써 이용할 경우, 고결체의 강도는 매우 중요한 요소가 되므로 소요강도에 적합한 양(280 kg/㎥ 이상)의 시멘트와 세립 자갈의 양을 증대시켜야 한다. 단 시멘트 량이 증가될 때 시멘트 구성성분 중 조암광물 입자들이 점토와 같은 역할을 하므로 점토입도의 함유량을 줄이고 모래 크기의 량을 상대적으로 증대시켜야 한다.

주입재의 강도설정은 주입재 구성 성분 중 석분과 토사가 자연 상태의 물질을

가공하여 사용되는 특수성 상 표준화된 배합비를 사용하지 않고 시공 전 계획된 토취장의 토사와 석분을 이용하여 실험실 배합 시험을 통해 시멘트 양과 현장 배합비를 산정한 후 공시체를 제작하여 강도를 확인한다.

주입재의 강도는 시공 목적이 지반보강 경우 6.0 N/㎟~12.0 N/㎟, 말뚝 개념의 시공 목적일 경우 12.0 N㎟~24.0 N/㎟ 강도의 주입재를 이용한다.

2.4 주입압과 주입율

2.4.1 주입압

주입과정 중 가해지는 주입압은 지반의 최대주응력과 최소주응력 상태를 복잡하게 변화시키며 주입관의 선단에서 최대가 되고 멀어질수록 감소한다. 또한, 지반의 토질특성 및 상재구조물 하중 등의 구속응력과 관계되며 지표면이나 구조물의 융기 등은 가장 일반적인 주입시공의 제한 요소이다. 지표면의 융기가 관찰되면 컴팩션그라우팅의 응력이 구속응력을 초과했음을 나타내며, 지반이 다짐이 되기보다는 파괴되었음을 의미하며 그 이후의 주입이나 최소한 그 단계의 주입은 실제적으로 큰 효과가 없다. 따라서 주입압의 상한(지표면이나 구조물의 융기를 일으키는 압력)은 현장 여건에 맞게 설정되어야 한다.

간단한 경우로 Figure 2.6과 같이 고결체의 반경을 a, 지표면으로부터의 심도를 h로 하여 주입된 구형의 고결체를 생각해 보면, 주입이 이루어지는 동안 고결체 상부의 원추형 지반은 교란된다(Wong,H.Y, 1974).

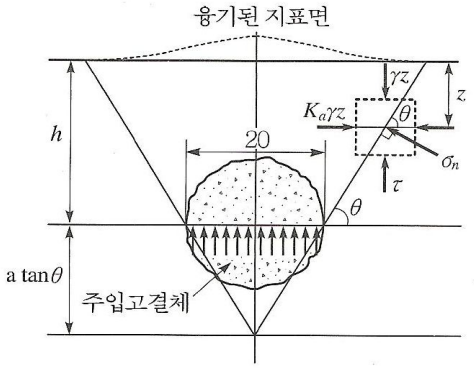


Figure 2.6 Forming of Conical destruction surface by Grout bulb

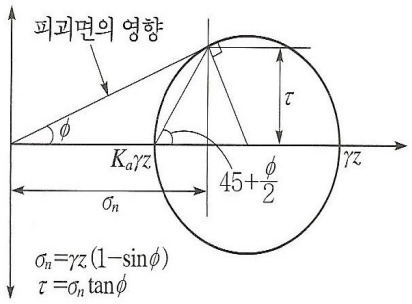


Figure 2.7 Mohr-coulomb circle on destruction surface

잠재적인 원추형 전단 파괴면은 수평면의 Θ의 각을 이루고(대략 60°) Mohr-Coulomb의 파괴기준과 등가이다. 느슨한 사질토의 내부마찰각(ϕ)이 30° 정도이므로 Θ=45°+ϕ/2 즉, 대략 60°를 이루게 되는 것이다.(Figure 2.6)

주입압은 전 주입 고결체에 걸쳐 균등하다고 가정하면 주입압이 증가할수록 그 반경 a는 증가한다. 고결체의 팽창에 의해 발생되는 상향력은 원추형 지반의 중량과 잠재적 파괴면을 따라 발생되는 하향의 전단저항력을 더함으로써 계산될 수 있으므로, 상한 주입압 P_0는 다음 식과 같다.

$$P_0 = \gamma h \frac{\left(\frac{h}{a}\right)^2 + 3\left(\frac{h}{a}\right)\tan\Theta + 3\tan^2\Theta}{3\tan^2\Theta}\left[1 + \frac{2(1-\sin\phi)\cos(180-\Theta+\phi)}{\cos\phi\cos\Theta}\right] \quad \text{(식 2.8)}$$

위의 식으로부터 주입심도(h)와 고결체 반경(a)에 대한 여러 조건에서의 최대 허용 주입압을 구할 수 있으며, 대체로 60~400psi(4~30 kgf/cm^2) 정도의 범위에 있게 된다.

만일 상재구조물 하부의 주입시공일 경우는 구속응력이 그만큼 높아지므로 이를 고려하면 되고, 주입 고결체의 직경(2a)은 주입된 주입재의 양으로부터 결정할 수 있다.

2.4.2 주입량과 주입률

주입량은 보강 대상의 흙의 물리적 특성을 고려하여 결정되어져야 하며, 특히 지반의 상대밀도는 주입량을 결정하는 가장 중요한 토질 정수이다. 주입량은 대상지반의 치환률 개념으로 설명될 수 있으며, 말뚝의 경우 5%~10%의 치환 율을 적용하며, 지반보강인 경우 8%~20% 이내의 치환률을 적용한다.

주입은 어느 정도의 펌핑 간격(보통 4~10초)을 두고 행해지므로 펌핑시 1회 토출량을 미리 계량하여 총 주입량을 계산하는데, 펌프 메커니즘 특성상 주입재를 흡입, 압송하는 방식으로 펌프 토출량은 주입재의 유동성 정도, 펌프의 상태 등에 따라 그 양이 가변적이다. 최근에 초음파를 이용한 유량계가 개발되어 실시간으로 토출량을 측정할 수 있는 시스템이 국내에서 개발되었는데 계량 방식의 토출량과 초음파 유량계에 의해 측정된 토출량 비교 실험 시 약 10% 이상 계량 방식의 토출량이 적게 산정되었다. 이것은 펌핑 1회 토출량이 여러 가지 변수 때문에 일정치 않다는 증거이며, 향후 정확한 시공 관리를 위해 실시간 초음파 유량계 시스템 적용이 필요하고 사료된다.

주입률은 펌핑 간격으로 결정되는데, 주입률이 낮을수록 현저히 많은 주입량이 주입될 수 있으며, 이는 주입에 따른 지반의 안정과 주입압의 자연소산에 걸리는 시간적 여유가 주어지기 때문이다. 따라서 주입률은 전적으로 현장의 토질 특성에 의존되는 변수이며, 배수성이 나쁘거나 지표 근처에서는 0.01~0.03 ㎥/min의 낮은 펌핑 속도가 이용되며, 배수성이 양호하거나 건조토일 경우는 0.03~0.11 ㎥/min의 중간 펌핑 속도가 이용되고, 공극이 큰 느슨한 토질에서는 0.11~0.34 ㎥/min 또는 그 이상의 빠른 펌핑이 가능하다.

주입률이 대상 지반의 조건에 비해 너무 높으면 주입 초기에 수압파쇄현상이 일어나 주입효과가 크게 떨어진다. 수압파쇄지수 (V_g/k)를 주입률 (V_g)과 지반의 투수계수 (k)와의 관계로 정의하면, 일반적으로 $V_g/k \geq 50\,m^2$일 때 수압파쇄현상이 발생하는 것으로 알려져 있다.

2.4.3 주입방식

본 공법의 주입방식에는 Top-down (Down-stage) 방식과 Bottom-up(Up-stage) 방식이 있다. Top-down(하향식) 방식은 지표면부터 천공하여 주입 후 일정시간 양생 시간을 거친 후 선행 주입된 이후 하부 지반까지 재천공하여 주입하는 방식으로 천층 개량이나 구조물 복원에 이용되는 주입 방식이다. Bottom-up(상향식)방식은 목적한 심도까지 천공한 상부 방향으로 연속적으로 주입 하는 방식으로 지반 개량에 주로 이용되며 경제적인 주입 방식 이다. 지반에 유로층이 존재 하거나 주변 구조물의 변위를 방지하고자 하는 목적으로 Top-down 방식과 Bottom-up방식을 조합하여 이용하기도 한다.

2.4.4 보강재 설치

지중에 주입된 주입재에 보강재를 설치하는 방법은 두 가지 방법이 있다. 주입 후 보강재 설치(Press type, P-type) 방식과 주입 전 보강재 설치(Insert type, I-type)방식으로 전자는 외경 Ø73 ㎜, 내경 Ø52 ㎜ 크기의 케이싱을 이용하여 천공 및 주입을 완료한 후 주입재가 양생되기 전에 가이드 홀을 형성시키기 위해 케이싱을 다시 일정 심도까지 압입 한 후 보강재를 천공기를 이용하여 압입하는 방

법이다. 이 방식은 보강 심도가 10 m 미만일 때 효과적이며 보강재가 주입재와 정확히 결속하기 위한 가이드 홀을 형성해야 하는 공정상 복잡함이 단점이다.

후자는 외경 Ø102 ㎜, 내경 Ø89 ㎜ 크기의 케이싱을 목적 심도까지 천공 후 보강재를 삽입하는 방법으로 천공 심도가 15 m 이상이고 보강재 크기가 Ø30 ㎜ 이상인 조건에 이용된다. 천공 경이 상대적으로 커서 상대적으로 천공 시간이 다소 길어지는 단점과 보강재 설치 시간이 짧은 장점이 있다.

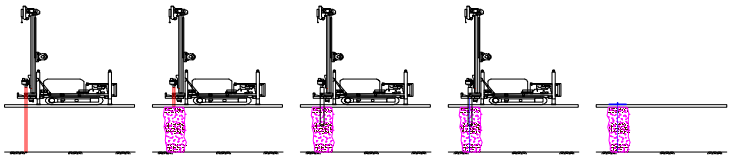
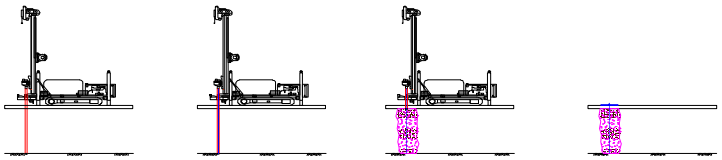
구 분	시 공 흐 름 도
P-TYPE (Press-fit type)	 천공(∅73㎜) ▸주 입 ▸ 가이드홀 천공 ▸보강재 삽입 ▸ 가이드홀 제거 /완료
I-TYPE (Insert type)	 천 공 (∅89~102㎜) ▸ 보강재 삽입 ▸ 주 입 ▸ 완 료

Figure 2.8 Installing procedure of Reinforced material

2.4.5 품질관리 시험

말뚝기초를 설계하기 위해서는 지지력의 예측이 필수적이며, 예측된 지지력의 신뢰도에 따라 경제성 및 안전성이 크게 좌우된다. 말뚝지지력을 예측하는 방법으로 많은 방법들이 제안되어 왔지만, 정적으로 말뚝기초의 허용지지력을 평가하는 방법

으로 크게 정역학적 방법, SPT나 CPT 등과 같은 현장원위치시험에 의한 방법 그리고 말뚝재하시험 등으로 나눌 수 있다. 이들 중 말뚝재하시험이 가장 신뢰도가 높으며 이외의 방법들은 지지력이 과대평가 되거나 과소평가되는 경향이 있다.

말뚝의 품질 관리를 위한 재하시험으로는 압축재하시험, 동재하시험 및 인발 재하시험 등이 있다. 압축재하시험은 시공 장소 및 진입로가 협소하지 않아 중장비의 진입이 용이하며, 주변 말뚝의 거리가 비교적 짧아서(2.5 m 이내) 주변말뚝의 인발력을 이용할 수 있는 경우 유리하나 인발 말뚝이 없을 경우 어스앵커 등 인발 말뚝을 형성해야 하는 단점이 있으며, 실 하중을 이용할 경우에는 시험시간 및 경제성이 매우 불리하다.

동재하시험은 압축재하시험과 마찬가지로 시공 장소 및 진입로가 협소하지 않아 중장비의 진입이 용이한 경우에 적용 가능하며 상대적으로 시험 시간에 시간적 여유가 없는 경우에 적합하며 제한된 설계하중 하에서 시험 장비를 특수 제작할 경우 협소한 장소에서도 시험 가능하다.

인발 재하시험은 시험말뚝 주변으로 인발력을 이용할 주변 말뚝이 없는 경우에 적합하며 말뚝지지 거동이 주면마찰력에 의존하여 주면 마찰력만으로도 설계하중 이상 확보할 수 있는 지반 조건일 때 이상적인 시험 방법이며 말뚝지지 거동이 약 주면 : 선단 = 60 : 40인 경우에는 시험 결과치에 안전율을 극한하중에 2.0, 항복하중에 1.5로 적용하여 시험 실시 가능하다.

각 시험별 장점 및 단점을 비교하면 다음 2.1과 같다.

Table 2.1 Comparison of Quality control test types for column

시험 방법	장 점	단 점
압축 재하시험	비교적 정확한 시험방법. 실제 구조물의 거동 파악용이.	반력장치의 규모가 큼. 반력물(주변말뚝, 어스앵커의 인발력, 실하중)이 필요함. 주변말뚝 이용시 반력용 인장물 (철근 내지 강봉) 설치 필요. 재하대 설치, 해체로 인한 중장비 (크레인 내지 백호우)가 필요. 시험말뚝의 두부 Capping 작업이 필요. 타 시험법보다 비용이 많이 소요.
동 재하시험	시험시간이 짧음 비교적 간단하게 시험가능. 주면 및 선단지지력 분리 측정.	드롭해머, 리더 필요. 드롭해머, 리더의 설치, 해체로 인한 중장비(크레인)가 필요. 협소한 장소에서 시험 어려움. 시험말뚝의 두부 Capping 작업이 필요 (무수축 Con'c 보강 타설). 타 시험보다 경제적.
인발 재하시험	압축재하시험에 비해 반력장치 규모가 적음. 소형 중장비(MX-02)로 설치, 해체 가능. 시험말뚝의 두부 Capping 작업 불필요.	주면마찰력만 측정가능 (선단지지 가 큰 경우 부적합). 시험말뚝에 반력용 인장물 (철근 내지 강봉) 설치 필요.

3. 현장 시험시공

컴팩션그라우팅 구근의 전단력과 연직력을 향상시키기 위해 개발된 C.P.R 말뚝은 현장타설말뚝 공법으로 적용 가능하다. 말뚝의 지지력을 추정하기 위한 일반적인 방법으로 정역학 지지력 공식을 사용해 왔다. 그러나 이 방법은 사용자의 적용기준, 각종 지지력 계수 사용의 오차 및 토질의 물리적 특성에 따라 많은 오차로 인한 신뢰도 문제로 현장 재하시험에 의한 지지력 산정이 요구되었다.

본 연구에서는 컴팩션그라우팅의 단점을 보완하고자 다층으로 구성된 지반에 보강재가 삽입된 C.P.R을 구근의 크기(주입량)와 보강재(철근)의 직경을 달리하여 4가지 Type의 시험말뚝을 형성하고, 지지력 산정을 위한 재하시험시 반력 말뚝으로 이용하기 위한 보강재의 수량과 배치를 검토하여 반력 말뚝 적정성 여부를 파악하며, 재하시험별 지지력 특성을 파악하여 실제 현장 적용 시 설계에 반영될 수 정된 지지력 공식을 제안하는 데 그 목적을 두고 있다.

3.1 시험계획

3.1.1 시험 말뚝 배치 계획

말뚝의 재하시험에는 일반적으로 설계하중의 2~3배에 달하는 재하하중이 요구된다. 이들의 재하방법은 사하중을 직접 재하하는 방법, 반력 말뚝의 인발 저항력을 이용하는 방법이 있다. 말뚝에 실재 하중을 재하되는 조건을 감안 하면 사하중 재하방법이 바람직하나 소요되는 과도한 시간과 비용 등으로 반력 말뚝을 이용한 재하시험이 보편화 되어있다. 현장 타설 말뚝의 경우 반력말뚝은 앙카를 반력체로 이용하는 것이 일반적인데 C.P.R 말뚝 특성상 주입재의 강도가 균질하며 주변 마찰력이 우수하기에 이 본 시험 시공에서는 C.P.R 말뚝을 반력 말뚝으로 이용하고 인발력 특성을 고찰하고자 한다.

Figure 3.1과 같이 시험위치 가운데 열에 C.P.R 시험말뚝 D400 ㎜(No 1, No 2) 크기 2공, D500 ㎜(No 3, No 4) 크기 2공 총 4동을 배치하고, 재하시험 시 반력말뚝으로 이용하고자 외부(No 5~No 14)에 10공을 배치한다.

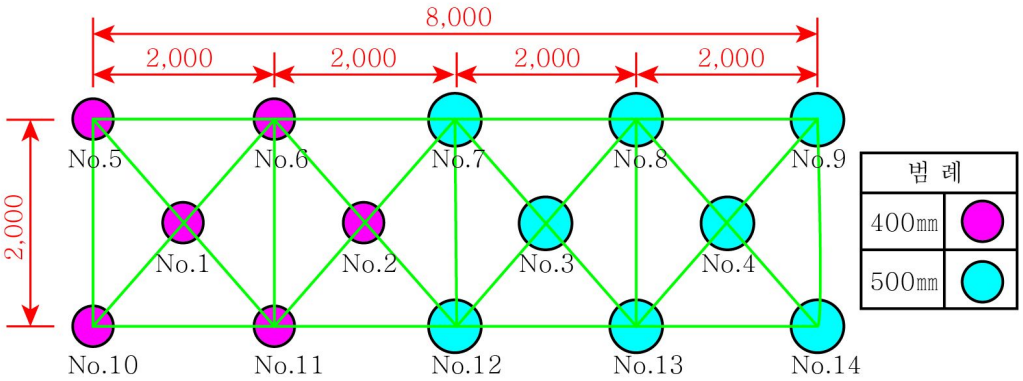


Figure 3.1 Layout for Test program

3.1.2 시험 말뚝 제원

주입재 강도는 조골재량과 시멘트량을 조절하여 f_{ck} = 8.0 N/㎟~30.0 N/㎟으로 적용한다. 본 연구를 위한 시험 말뚝의 주입재 강도는 f_{ck} = 12.0 N/㎟으로 보수적 관점의 강도로 계획하고, 보강재는 D22, D25 크기의 SD300(f_y = 3000 kgf/㎠) 인장력을 가진 철근 1가닥을 시험체에 삽입한 말뚝으로 말뚝재료의 최대 및 허용압축하중 계산 결과를 요약하면 Table 3.1과 같다.

Table 3.1 Calculation results of Maximum-Allowable compressive stress for column material

구 분	시험체 분류		말뚝재료의 최대압축강도 (kN)	말뚝재료의 허용압축강도 (kN)	비고
	크 기	보강재			
시험체 No. 1	D400	D22	1,619.4	422.3	보강재(SD300)
시험체 No. 2	D400	D25	1,653.9	436.3	보강재(SD300)
시험체 No. 3	D500	D22	2,467.7	634.3	보강재(SD300)
시험체 No. 4	D500	D25	2,502.1	648.3	보강재(SD300)

말뚝재료의 최대압축하중 및 허용압축하중 산정 계산 결과는 아래와 같다.
(구조물기초설계기준해설, (사)한국지반공학회, 2009, pp296, pp299)

$$Q = [f_{ck} \cdot A_c + f_y \cdot A_r (kgf)] \quad \text{(식 3.1)}$$

f_{ck} = Con'c 압축강도	= 120.0 (kgf/㎠)
A_c = Con'c 단면적(단면 직경 400 ㎜적용)	= 1252.8 (㎠)
f_y = 철근의 항복강도	= 3000.0 (kgf/㎠)
A_r = 철근의 단면적(D22 적용)	= 3.9 (㎠)

Q (말뚝재료의 최대압축강도) = 161.9 (tonf/ea)
= 1619.4 (kN/ea)

$$Q = [f_{ck}/4(\leq 85) \cdot A_c + 0.4 \cdot f_y \cdot A_r (kgf)] \quad \text{(식 3.2)}$$

f_{ck} = Con'c 압축강도	= 120.0 (kgf/㎠)
A_c = Con'c 단면적(단면 직경 400 ㎜적용)	= 1252.8 (㎠)
f_y = 철근의 항복강도	= 3000.0 (kgf/㎠)
A_r = 철근의 단면적(D22 적용)	= 3.9 (㎠)

Q (말뚝재료의 허용압축강도) = 42.2 (tonf/ea)
= 422.3 (kN/ea)

상기의 Con'c의 압축강도는 주입재의 계획 강도를 기준으로 적용 하였으며, 말뚝재료의 허용압축하중은 보강재 및 직경에 따라 D400의 경우 422.3~436.3 kN/본, D500의 경우 634.3~648.3 kN/본으로 나타났다.

3.1.3 말뚝 재하시험 계획

시험 말뚝의 극한 또는 항복 하중 특성을 파악고저 시험 말뚝 No 1~No 4 공에 압축재하시험을 계획하고, 말뚝의 주면 마찰력을 고찰하기 위한 인발재하시험은 No. 5, No. 8, No. 11, No. 14 공에 계획하며, 말뚝의 간편 재하시험법인 동재하 시험을 위해 압축재하시험 공 인 No. 1~No. 4 에 계획 하였다.(Figure 3.2, Table 3.2 참조)

각 시험 종류별 시험 수량과 최대 계획하중을 도시 하였다.

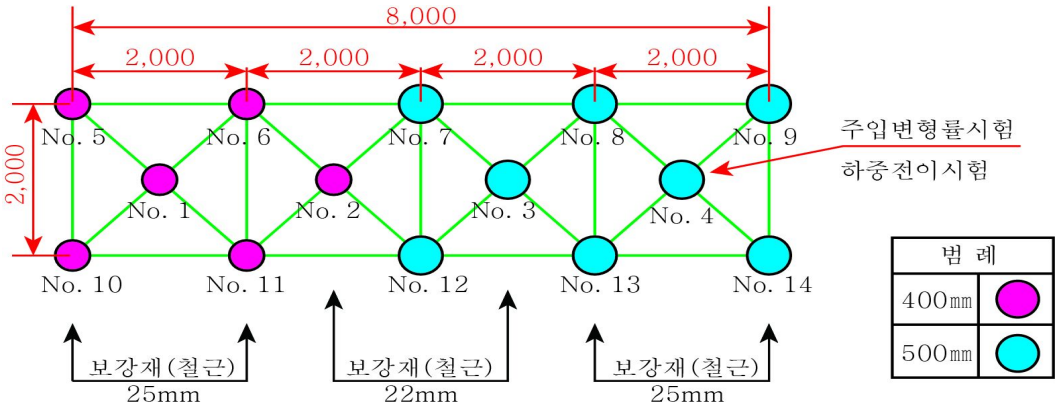


Figure 3.2 Layout of Column loading test for C.P.R

Table 3.2 Maximum Loading Plan & Quantity according to Test program

시험분류	말뚝직경	시험수량	허용재료강도 (kN)	최대계획하중 (kN)	비고
압축재하시험	D=400 ㎜	2	422.3~436.3	1,200.0	No. 1, 2
	D=500 ㎜	2	634.3~648.3	1,800.0	No. 3, 4
동재하시험	D=400 ㎜	2	422.3~436.3	-	No. 1, 2
	D=500 ㎜	1	634.3~648.3	-	No. 3
인발재하시험	D=400 ㎜	2	-	1,200.0	No. 5, 11
	D=500 ㎜	2	-	1,800.0	No. 8, 14

3.2 시험대상의 지반특성

3.2.1 위치 및 지형특성

본 연구를 위한 시험 위치는 행정구역상 광주광역시 광산구 신창동 526-2 이며 동쪽으로 약 100m 지점에 영산강 상류 수계가 있으며, 북쪽으로 약 10 m 정도의 구릉선 산자락 끝 지점에 위치한다. 본 부지는 수 년 전 논으로 이용되다가 매립된 부지로 현재 유리 가공 공장과 건설 장비가 야적된 환경이며, 지형 특성상 하상 퇴적층이 발달 되었고, 산 가락 끝 부위에 위치하여 퇴적 심도는 그리 크지 않다.

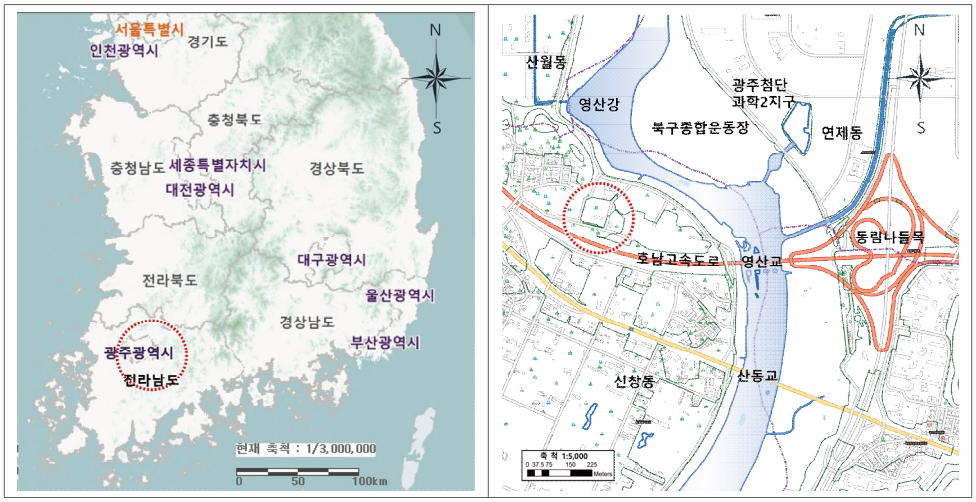


Figure 3.3 Test program location map

3.2.2 시공전 지반조사

1) 시공전 표준관입시험

시공전 C.P.R 말뚝 시험구간 Figure 3.4와 같이 외부에 좌우 2개소에서 지층 확인 및 표준관입시험을 KS F 2307 방법을 적용하여 1 m 간격으로 실시하였다. 조사결과, 상부로부터 매립층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암으로 층서를 이루어졌다.

매립층은 GL-0.0 m ~ -3.2 m의 두께이며, 중립질 자갈 이상의 크기가 함유하

고 점토와 모래질 실트가 혼합된 적황색의 산토로 매립되었으며, 입경이 매우 불균질한 상태로 조사되었다. N값은 5/30~16/30 으로 폭넓게 분포하며, 지층의 상태는 느슨 또는 중간, 상대밀도는 20%~50%로 추정된다.

퇴적층의 두께는 GL-3.2 m~-8.5 m 이며, 실트질 모래와 자갈이 소량 함유된 층으로 N값은 14/30~32/30, 지층의 상태는 중간 또는 조밀하며, 상대밀도는 40~70%로 추정된다.

풍화토층은 두께가 1.0 m로 짧고 황갈색으로 시료 관찰시 암편이 관찰되었다. N값은 50/22~50/25 풍화정도가 발달하였으며, 풍화암층은 타격에 의한 시료가 암편과 모래로 분리될 정도로 단단하였다.

지반조사 2일 후 지하수위를 안정화 시키고 자연 지하수위를 측정한 결과 GL-2.8 m에서 측정되었다. 시험시공을 위한 천공 및 주입심도는 풍화토 하부 층인 GL-9.0 m 심도까지 계획하였다.

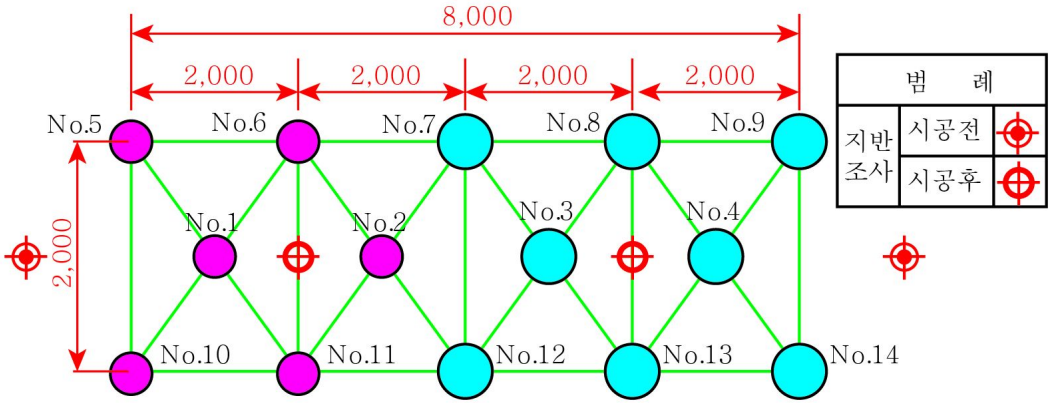


Figure 3.4 Layout for soil survey

각 지층별 층 두께, 시료 관찰 사항 및 N값 등 지질조사 분석표를 Table 3.3에 기술하였으며, Figure 3.5에 시공 전 2공의 지반조사 공 지층 단면도를 도시하였다.

Table 3.3 Analysis table for soil survey

구 분		출현심도 (m)	층두께 (m)	관찰내용	N치 (회/cm)
지층 분포	매립층	0~3.2	3.2	적황색 점토질 자갈, 자갈 섞인 실트질모래 혼합토	5/30~16/30
	퇴적층	3.2~8.5	5.3	실트질 모래	14/30~32/30
	풍화토층	8.5~9.5	1.0	황색, 풍화정도 발달	50/22~50/25
	풍화암층	9.5~10.0	0.5	암편 섞인 모래	50/9~50/5

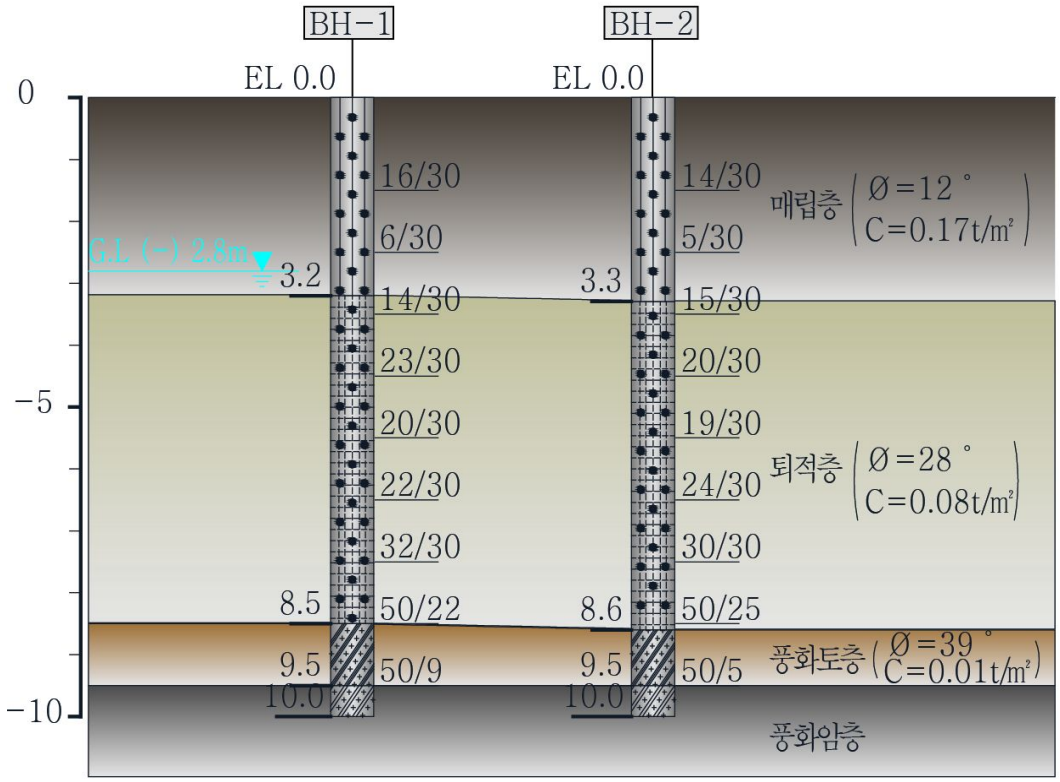


Figure 3.5 Cross section of soil layer

2) 물성시험 및 역학시험

표준관입시험시 채취된 매립층과 퇴적층의 시료를 KS F 2301, 2343등의 방법을 적용하여 기본 물성 및 역학시험을 실시하였으며 물성시험 결과 매립층의 자연함수비(ωN %)는 17.5%, 비중은 2.58, 통일 분류법상 GC로 분류 할 수 있다. 역하시험 결과 내부마찰각∅=12°, 점착력 C=0.17 t/㎡ 이다.

퇴적층의 자연함수비(ωN %))는 12.5%, 비중은 2.62로 나타났으며 통일분류법상 SM으로 분류할 수 있다. 역학시험 결과 내부마찰각∅=28°, 점착력 C=0.08 t/㎡ 이며 결과를 요약 정리하면 Table 3.4와 같다.

Table 3.4 Results of soil properties test on Test program

층 구분	자연 함수비 ωN(%)	액성한계 ωL (%)	소성한계 ωL (%)	비중 GS	통일분류 USCS	내부 마찰각 ∅(°)	점착력 C(t/㎡)
매립층	17.5	38.4	22.7	2.58	GC	12	0.17
퇴적층	12.5	27.6	NP	2.62	SM	28	0.08

3.3 시험 시공

3.3.1 천공

시험 시공을 위한 천공은 로터리 퍼커션 Type의 유압식 천공기를 이용하여 지반 교란을 최소화하기 위하여 굴진 가능한 양의 천공수를 사용하였다. 천공시 많은 양의 천공수를 사용하면 주변 지반을 교란시키며 주입시 간극 수압파쇄 현상을 초래하므로 천공 수량을 철저히 조절해야 한다.

사용된 케이싱은 BW 크기로 주입 작업의 효율성을 고려하여 L= 1.0 m, 외경 Ø73 ㎜, 내경 Ø52 ㎜ 규격을 사용하였다. 천공 근입심도는 풍화암 상부층과 풍화토 하부층인 N ≤ 50/20 근입 시켜 GL-9.0 m 까지 천공하였다.

3.3.2 주입재 배합

컴팩션그라우팅의 주입재 구성은 골재, 시멘트 및 물이다. 그 중 가장 중요한 재료는 골재로서 골재의 배합비는 시공성과 지반보강 효과를 좌우한다. 본 시험 시공 사용된 골재는 10 ㎜이하의 석분과 토사를 혼합하여 Figure 3.6의 Ideal Line에 근접한 입도분포를 가지도록 배합하였다. 골재의 물성시험는 KS 2308, 2309 규정에 의거 실시하였고, 밀도는 2.67 g/cm², 함수량 7.5%, 통일 분류법상 흙 분류법상 SW~SM 으로 분류되며, 세립토(0.08 ㎜통과량) 비율이 9.7%로 이상적인 비율을 가진 골재로 판단되었다.

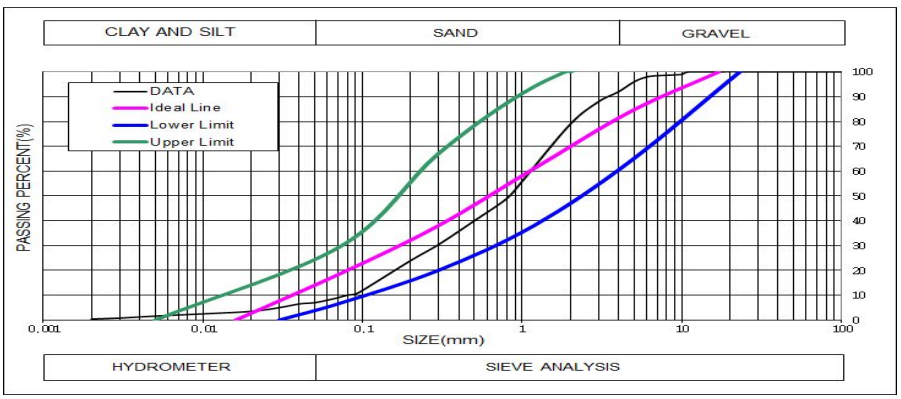


Figure 3.6 Sieve analysis test of aggregate

Table 3.5 Results of aggregate properties test

시험종목	단위	시험방법	시험결과	비 고
밀 도	g/cm²	KS F 2308	2.67	
함수량	%	KS F 2306	7.5	
세립토비율(0.08㎜통과량)	%	KS F 2309	9.7	
흙분류	-	KS F 2324	SW-SM	

시험구분	시험방법	단위	시험결과	비 고
자갈 Gravel (75 ㎜~4.75 ㎜)	KS F 2308	%	5.0	
모래 Sand (4.75 ㎜~0.075 ㎜)		%	85.3	
실트 Silt (0.075 ㎜~0.005 ㎜)		%	8.1	
점토 Clay(0.005 ㎜ 이하)		%	1.6	

시멘트는 계획 강도 f_{ck} = 12.0N/㎟가 발현되도록 280 kg/㎥를 배합하였다. 배합수는 주입재 슬럼프가 5cm 이하를 유지하기 위해 200ℓ/㎥를 기준으로 매 공마다 슬럼프 시험을 실시하여 조절하였다.

Table 3.6 mixing ratio of compaction grout(㎥)

압축강도	시 멘 트	조골재 (석분)	세골재 (토사)	물	Slump
f_{ck} = 12.0 N/㎟	280 kg	0.5 ㎥	0.5 ㎥	200 ± 50 L	5 cm이하

3.3.3 주입

주입 순서는 지반 보강 효과를 극대화시키기 위하여 외곽에 위치한 보조공 No.5~No.9, No.10~No.14에 대하여 격 공으로 주입하여 지반을 강화 시킨 후 중앙부에 위치한 시험공 No.1~No.4 공을 주입하였다.

펌프의 주입속도는 수압파쇄현상을 방지하고 주입재가 주입지점에서 방사형 압축력을 유지하고 유동을 최소화 하기위하여 5초/stroke로 설정하여 0.072 ㎥/min로 중간 단계의 주입속도를 유지하여 주입하였다.

반죽된 주입재를 압송하는 펌프의 토출량은 반죽 상태, 슬럼프, 외부 온도 및 펌프의 정비 상태 등에 따라 1회 토출량이 차이 난다. 이러한 펌프의 토출량의 차이는 전체 주입량에 오차를 가져오며 계획된 주입량보다 적게 주입되는 현상이 자주 발생한다. 이러한 문제점을 해결하고자 펌프에서 압송 배관으로 토출된 량을 초음파 유량계를 통해 실시간으로 측정하고 주입심도, 주입시간, 주입 Line loss, 주입관 상부 압력(Header pressure) 및 주입관 선단 압력(Tip pressure) 등 일련의 주입 중 관련 자료를 실시간으로 취합하여 현장에서 데스크탑, 랩탑 또는 태블릿으로 관련 자료들을 모니터링 하고 원격으로 공사 관계자들에게 실시간으로 보고되는 시스템으로 국내 기술진에 의해 개발된 CAMS (Compaction grouting Real time Automatic Monitoring System)를 이용하여 주입압력과 주입량을 monitoring을 하였다. Figure 3.7은 CAMS를 통해 주입 이력 시간, 정량 주입 설정 대비 주입량, 정압주입 설정 대비 주입압력을 실시간으로 Data logging 된 자료를 도시하였다.

M당 주입량은 D400 ㎜ 시험공은 0.125 ㎥/m, D500 ㎜ 시험공의 주입량은 0.2 ㎥/m 으로 계획하였으나 주입재가 지중에서 압축되는 과정에서의 손실 및 GL-1 m ~-2 m 지점에서 주입재가 지표면 방향으로 Over flow 발생되는 현상을 고려하여 약 10% 정도 할증 하여 주입하였으나, 시험 공 No.4의 주입량은 지중에 변형률계를 설치하고자 선행된 천공반경의 느슨한 공극을 채우고 지표면으로 주입재가 Over flow 되는 량이 상대적으로 많아서 약 15% 정도의 주입량을 할증 하였다.

시험 공 No.3 주입시 주입재가 GL-2.5 m 지점부터 지표면으로 유동되는 현상이 발생되어 주입재의 유동성을 중단시키고 위하여 일정 시간 주입 중단 후 재주입하였으나 지표면 융기와 함께 주입재가 Over flow 되어 계획된 주입량보다 10% 적은 양으로 종료하였다. 각 시험공별로 주입된 양은 Table 3.7과 같다.

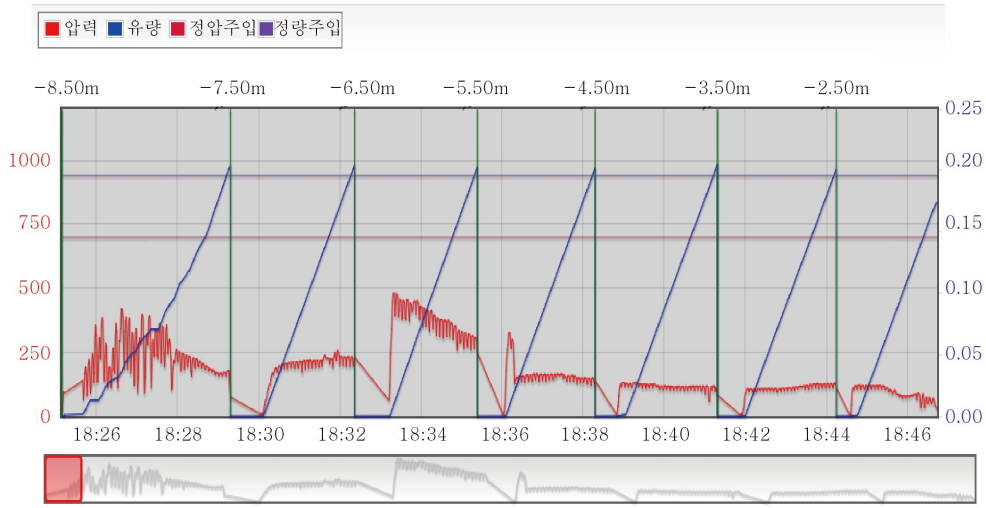


Figure 3.7 Real-time monitoring for injection pressure and volume by CAMS system

Table 3.7 Injection log data of C.P.R

Hole No.	시공 심도	주입경	주입량 (㎥)	압력 (MPa)	비 고
No.1	9.0 m	D400 ㎜	1.25 ㎥	1.08~3.24 MPa	압축, 동재하시험공
No.2	9.0 m	D400 ㎜	1.28 ㎥	0.78~2.94 MPa	압축, 동재하시험공
No.3	9.0 m	D500 ㎜	1.64 ㎥	0.88~2.75 MPa	압축, 동재하시험공
No.4	9.0 m	D500 ㎜	2.05 ㎥	0.78~2.94 MPa	압축, 동재하시험공
No.5	9.0 m	D400 ㎜	1.25 ㎥	1.08~3.53 MPa	반력공, 인발재하시험공
No.6	9.0 m	D400 ㎜	1.19 ㎥	1.27~3.43 MPa	반력공
No.7	9.0 m	D500 ㎜	2.10 ㎥	0.88~3.14 MPa	반력공
No.8	9.0 m	D500 ㎜	2.32 ㎥	0.78~3.14 MPa	반력공, 인발재하시험공
No.9	9.0 m	D500 ㎜	1.98 ㎥	0.69~2.55 MPa	반력공
No.10	9.0 m	D400 ㎜	1.35 ㎥	0.59~2.26 MPa	반력공
No.11	9.0 m	D400 ㎜	1.28 ㎥	0.98~3.33 MPa	반력공, 인발재하시험공
No.12	9.0 m	D500 ㎜	2.0 ㎥	0.78~3.14 MPa	반력공
No.13	9.0 m	D500 ㎜	2.1 ㎥	0.98~2.06 MPa	반력공
No.14	9.0 m	D500 ㎜	1.95 ㎥	1.08~3.82 MPa	반력공, 인발재하시험공

주입압력은 각 M 심도별 종료 주입압력을 Figure 3.8에 도시하였다. 전체적으로 0.59~3.82 MPa으로 상부 매립층에서는 1.37 MPa이하로 나타났으며 하부 퇴적층 지반에서는 1.37~3.82 MPa로 주입전 사전 표준관입시험에 의한 지반상태와 부합되는 것으로 나타났다.

각 심도별 대비 공번 비교시 분포된 압력의 범위가 큰 이유는 주입시 외곽에 위치한 시험공을 선행하여 격공으로 주입한 결과 주변 지반이 압축 강화되어 상대밀도 증가 된 것으로 판단되며, 더불어 상부의 매립층은 불균질한 크기의 입도분포를 가진 자갈 섞인 토사로 매립된 층으로 각 공별 위치의 자갈 크기 및 혼재 유무에 따른 주입압력이 상이하게 나타난 결로 사료된다.

시험체 No. 4공의 주입압력은 매립층 심도에서 상대적으로 주입압력이 낮게 발생하였는데 이는 주입재가 방사 방향으로 주변 지반을 압축시키지 못하고 자유면 방향인 지표면으로 유동되면서 나타난 압력으로 선행된 주입으로 인한 주변 지반이 충분히 단단해 졌거나 상대적 큰 자갈이나 자갈 함유량이 많은 것으로 사료되었다.

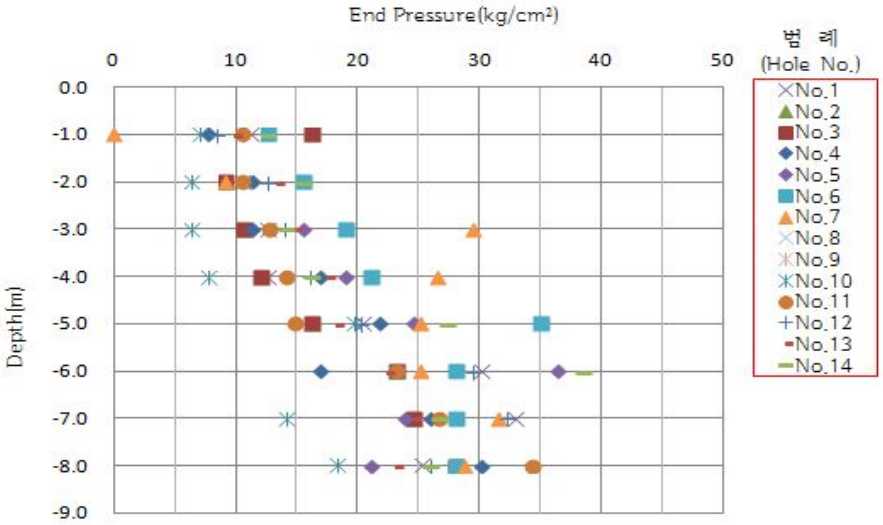


Figure 3.8 Diagram of pressure distribution via depth

매공 주입완료 후 주입심도 9 m에 맞춰 선행 제작된 철근(4 m×2 EA, 2 m×1 EA)을 전용커플러를 이용하여 결속시켰으며 천공기를 이용하여 진동을 가하면서 압입하여 주입재와 보강재가 구조 일체화되도록 하였으며, 반력용 말뚝은 철근배치 가이드판을 설치한 후 정확한 위치에 계획된 수량만큼 진동 압입하였다.

3.3.4 주입재 유동성 고찰

시험체 No.4에 주입 중 지중에서에서의 응력 변화를 파악하여 주입재의 유동경로를 파악하고 압축재하시험시 하중 단계별 하중전이 관계를 파악하고자 변형률계(stress meter)를 설치하였다. 변형률계는 외부에서 제작하여 보강재인 철근에 결속시킨 후 시공지점에서 5 cm 이격한 위치에 선행천공을 실시하고 천공 경 내부로 변형률계를 삽입하였다.

센서 설치 지점은 철근 상부로부터 0.3 m, 0.8 m, 1.3 m, 1.8 m, 2.8 m 이후로는 1.0 m 간격으로 총 11개 지점에 설치하였다.

변형률계의 센서의 사양은 다음과 같다.

① Type : FLA-5-11-1L(Tokyo Sokki Kenkyujo Co.,Ltd.)

② LOT No : A514611

③ Gauge Length ; 5 ㎜

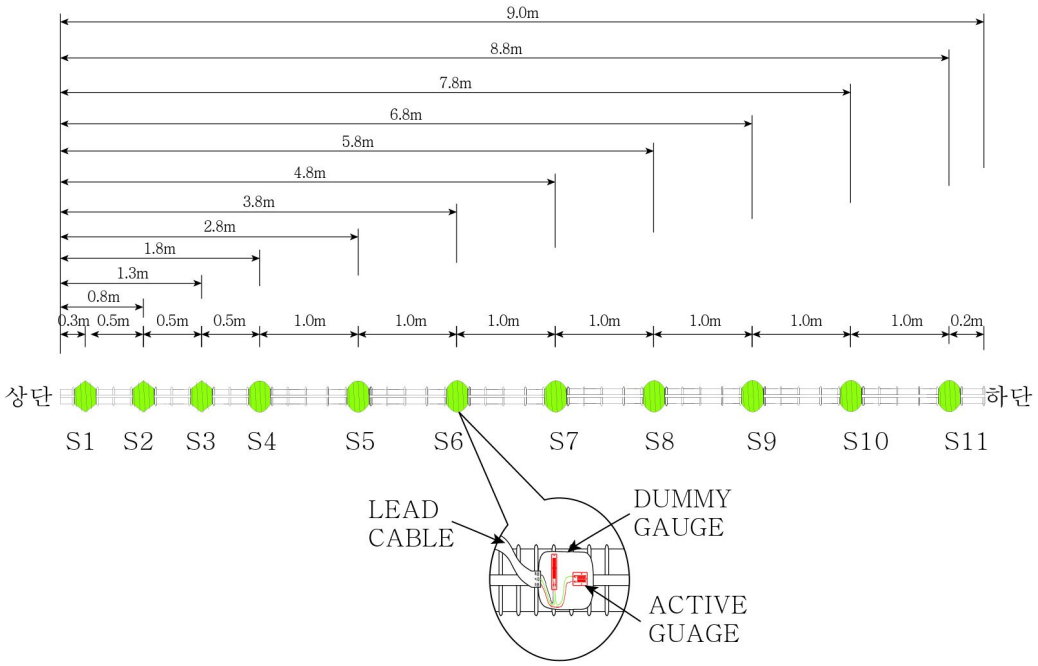


Figure 3.9 Schematic layout of installing for sensor of load transferring

Figure 3.10 Processing of sensor installing surface

Figure 3.11 Waterproof coating of sensor

Figure 3.12 The primary waterproofing and wiring

Figure 3.13 The secondary Waterproof processing

Figure 3.14 Installed sensor(1)

Figure 3.15 Installed Sensor(2)

주입 중 약 1분 간격으로 각 센서별 변형률을 측정값을 식 3.3을 적용하여 응력 변화값을 관찰하였다.

Strain : ϵ=(측정치-초기치)×보정계수

보정계수 : (2/G.F)

응력 : $\sigma = [\epsilon/(1+\nu)] \times E$ (식 3.3)

σ : 응력

ϵ : 실스트레인

E : 탄성계수 (2.1×10^6)

ν : 포아송비(철재0.3)

심도별에 위치한 시간-응력 변화값을 Figure 3.16~3.26 에 도시하였다.

Warner(1997)는 "외부(펌프)의 힘으로 가압된 주입재는 지중에서 상대적으로 약한 응력지점인 상부 또는 하부로 이동하려는 경향이 있다."라고 제시 하였는데 S11(Top-8.8 m) 주입시 1m 상부에 위치한 S10(Top-7.8 m)은 1000 kg/㎠이상 응력변화가 있었다. 이는 주입재가 중력방향으로 지반을 압축 시킨 후 상대적으로 지중의 응력이 적은 상부 방향으로 유동하는 경향을 증명한다.

퇴적층에 위치한 센서(S10 ~ S7)에서의 시간 이력에 따른 각 변형률계 센서 위치별 응력변화를 분석하면 상부방향으로 주입재가 유동하면서 상부에 위치한 센서에서 응력이 증가하는 현상이 나타내다가 시간 경과 후 응력 변화값이 수렴화 되는 경향을 나타낸다. 이는 주입재가 각 센서위치에서 지중 응력이 상대적으로 적은 상부 방향으로만 유동하는 현상을 의미한다.

퇴적층과 매립층 경계에 위치한 S5(Top-2.8 m)는 하부 주입 지점인 -7.0 ~ -6.0m 주입시 500 kg/㎠ 이상으로 응력변화가 나타났다. 이는 하부지반 주입시 컴팩션그라우팅 주입재가 상부 방향으로 점진적으로 유동하여 상대적으로 연약한 상대밀도(N값= 5)를 가진 퇴적층 상부와 매립층 하부(GL-3.0 m) 지점으로 주입재가 과도하게 이동하여 구근형성이 상대적으로 크게 형성 되었을 것으로 사료된다. 이를 통해 Byle (2000)이 제시한 "비균일층에서의 구근형성은 불규칙한 모양이나 단면 축조 또는 확대된다."는 것을 증명할 수 있다.

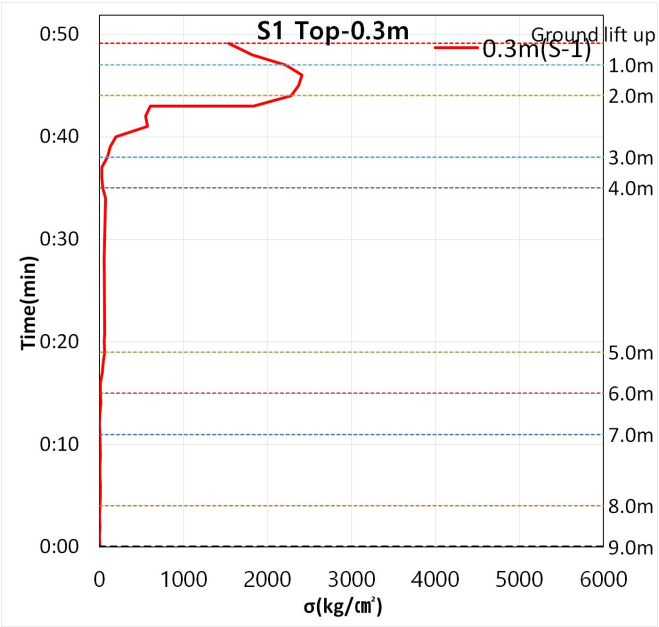


Figure 3.16 stress distribution graph of soil during Grout injection (S1 Top-0.3 m)

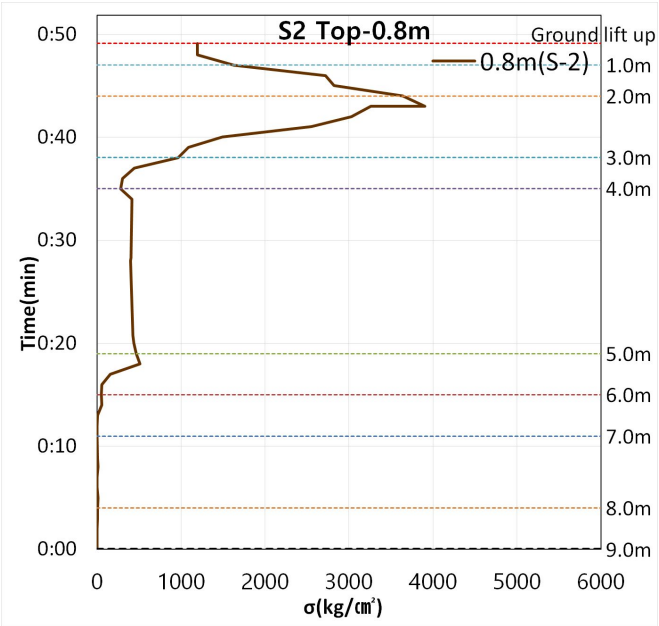


Figure 3.17 stress distribution graph of soil during Grout injection (S2 Top-0.8 m)

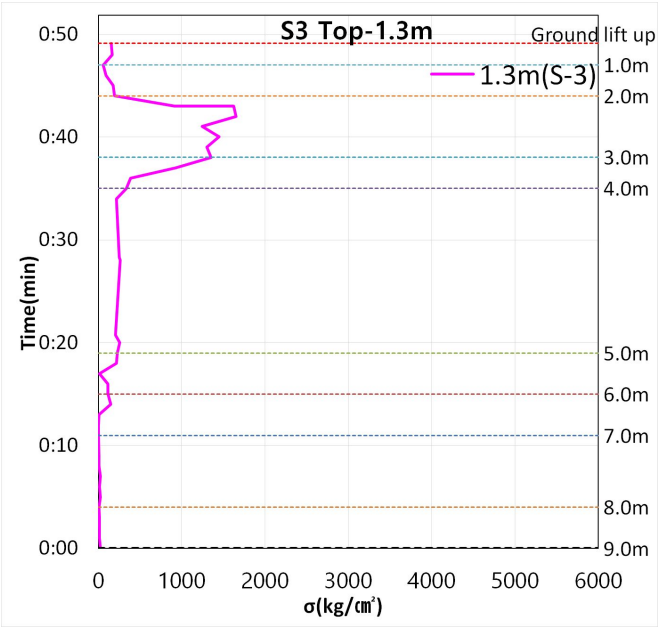


Figure 3.18 stress distribution graph of soil during Grout injection (S3 Top-1.3 m)

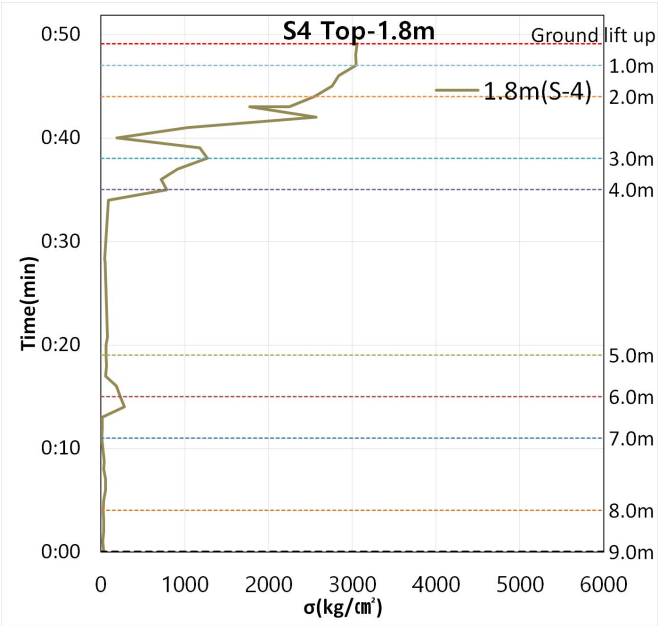


Figure 3.19 stress distribution graph of soil during Grout injection (S4 Top-1.8 m)

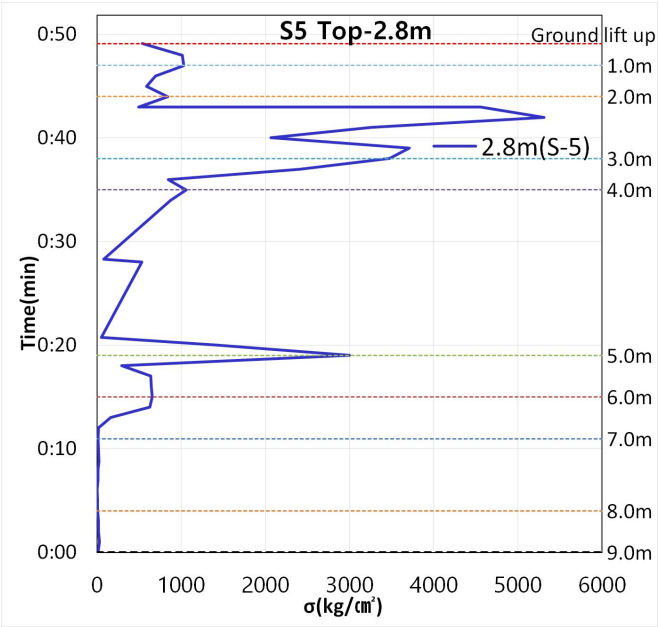


Figure 3.20 stress distribution graph of soil during Grout injection (S5 Top-2.8 m)

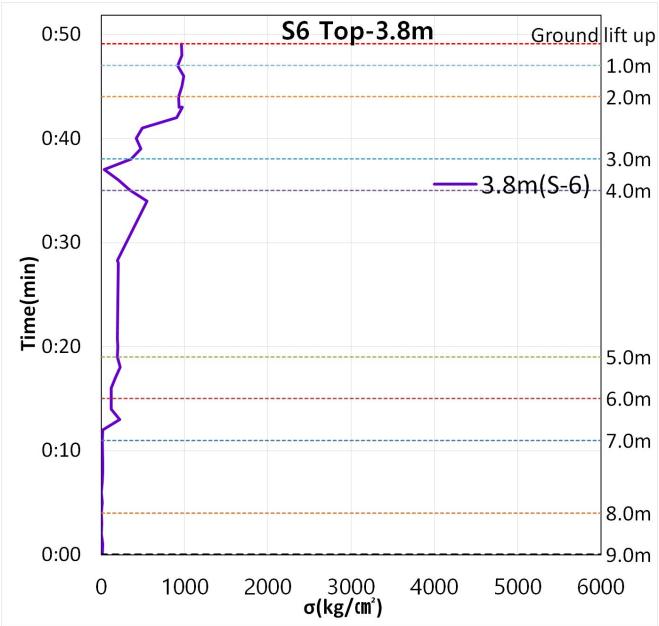


Figure 3.21 stress distribution graph of soil during Grout injection (S6 Top-3.8 m)

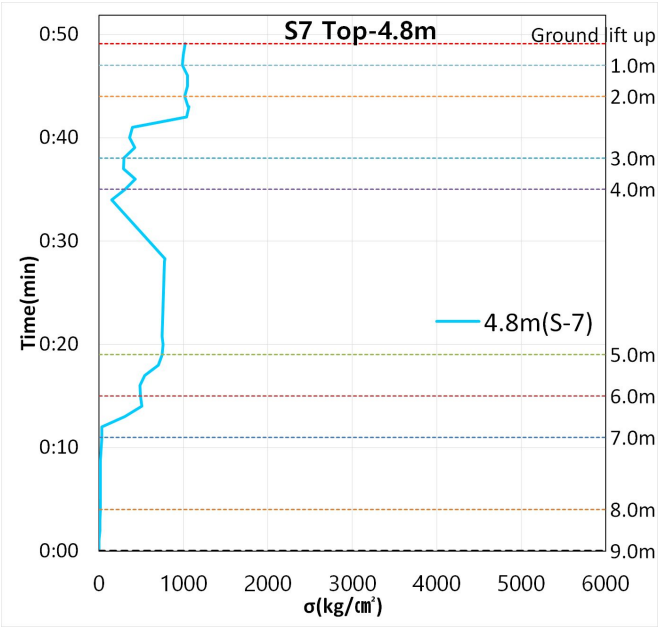


Figure 3.22 stress distribution graph of soil during Grout injection (S7 Top-4.8 m)

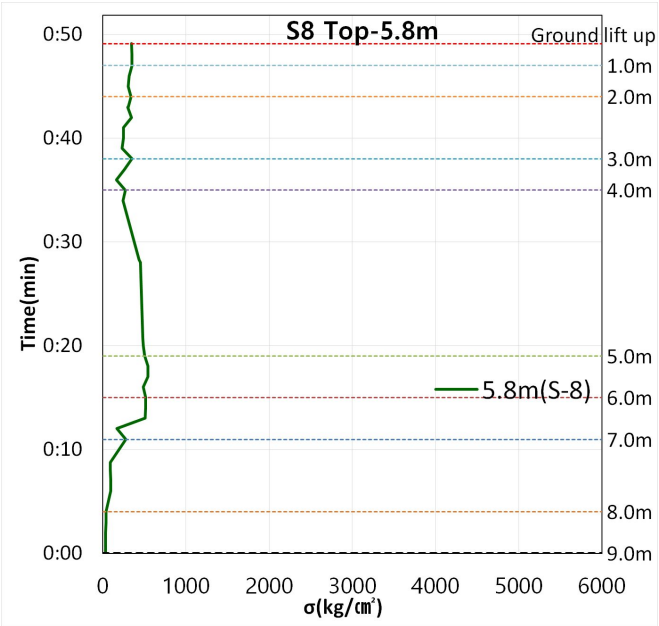


Figure 3.23 stress distribution graph of soil during Grout injection (S8 Top-5.8 m)

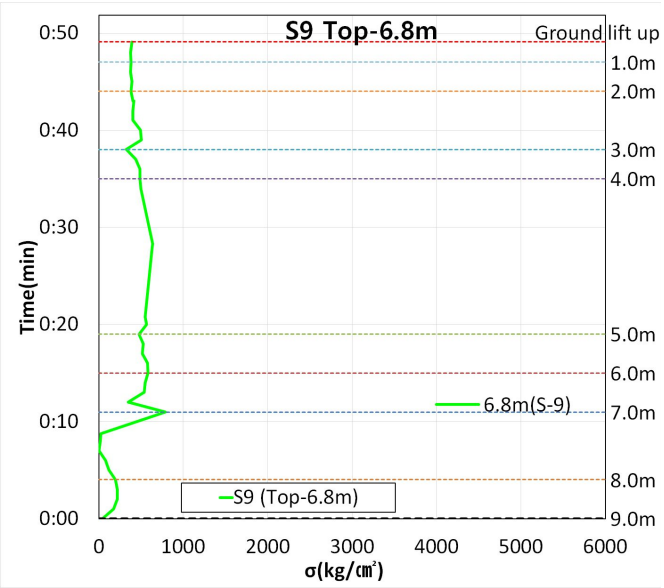


Figure 3.24 stress distribution graph of soil during Grout injection (S9 Top-6.8 m)

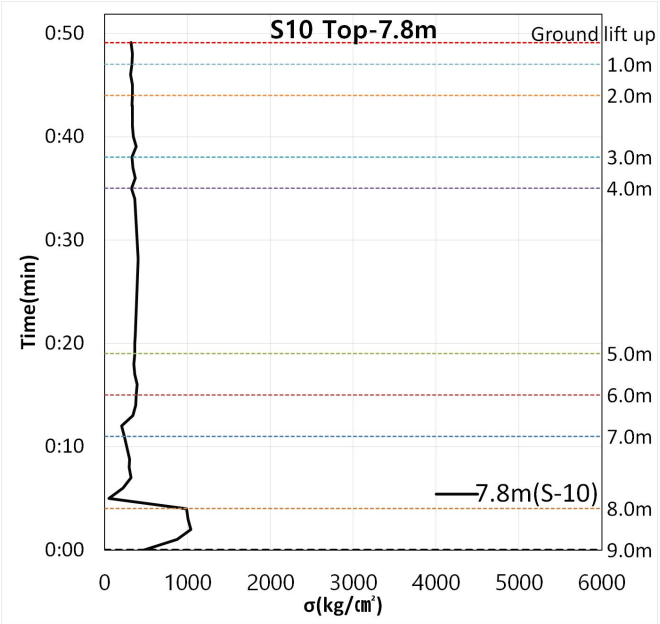


Figure 3.25 stress distribution graph of soil during Grout injection (S10 Top-7.8 m)

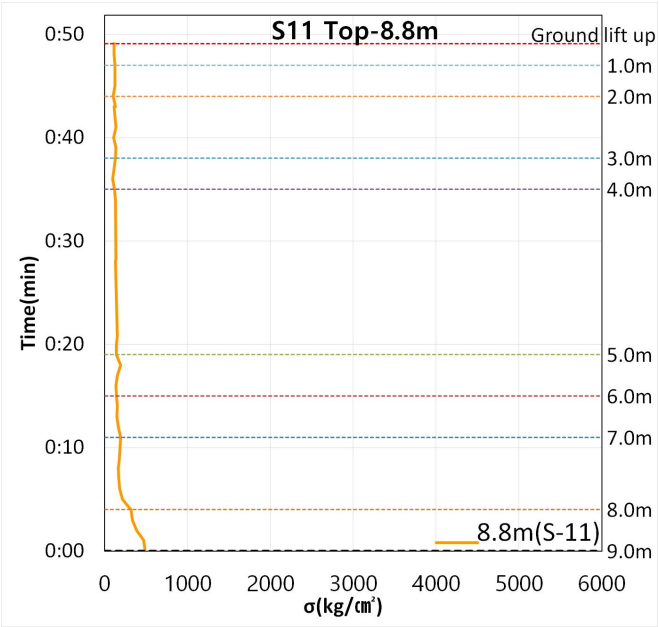


Figure 3.26 stress distribution graph of soil during Grout injection (S11 Top-8.8 m)

3.3.4 공시체 압축강도

주입재의 압축강도를 확인코자 Ø10 cm, 높이 20 cm 몰드를 이용 공시체를 9개 제작하여 수중 양생 후 f28 강도 시험을 실시하였다. KS F 2404에 의거 압축시험 결과 12.1~13.4 N/㎟ 강도를 나타냈으며, 평균 강도 12.8 N/㎟으로 계획한 압축강도 12.0 N/㎟ 이상 결과가 나타났다.

Table 3.8 Results of Axial compressive test for C.P.R test molding

No.	시험(검사)종목	단위	시험방법	시험결과	비 고
1	압축강도(f28)	N/㎟	KS F 2405	12.8	
2				13.2	
3				12.5	
4				13.5	
5				12.1	
6				13.4	
7				12.7	
8				13.4	
9				12.3	

3.3.5 시험 후 표준관입시험

시험 시공 중 증가된 간극수압을 소산시키기 위하여 충분한 시간을 고려하여 한 달 후 Figure 3.4에 도시된 위치인 시험공 중앙 부위에 2공의 표준관입시험을 실시하였다. 조사 결과 Table 3.9, Figure 3.27과 같이 매립층에서는 평균 2 ~5 정도 N이 증가되어 시험전보다 16% ~ 63% 증가 되었고 지반의 상대밀도를 증가 시키는 결과가 나타났다.

퇴적층에서는 평균 2 ~7정도 N값이 증가가 되어 시험전보다 8% ~ 36% 정도 증가 되었고 시험전보다 지반을 더 조밀하게 형성시켰다. 풍화토층도 소량 N값이 증가 되었으며 풍화암층의 변화는 표준관입시험 특성상 시험시 오차로 인한 변화로 추정된다.

Table 3.9 Pre & Post SPT on Test program

심 도	시 공 전		시 공 후		N값 변화
	BH-1	BH-2	CH-1	CH-2	
1.5	16/30	14/30	18/30	17/30	평균 2증가 (+16%)
2.5	6/30	5/30	8/30	10/30	평균 2증가 (+63%)
3.5	14/30	15/30	19/30	21/30	평균 5증가 (+34%)
4.5	23/30	20/30	25/30	27/30	평균 5증가 (+23%)
5.5	20/30	19/30	26/30	25/30	평균 7증가 (+36%)
6.5	22/30	24/30	23/30	30/30	평균 2증가 (+16%)
7.5	32/30	30/30	35/30	32/30	평균 2증가 (+8%)
8.5	50/22	50/25	50/20	50/18	평균 4증가 (+16%)
9.5	50/9	50/5	50/7	50/6	N평균 1증가 (+7%)

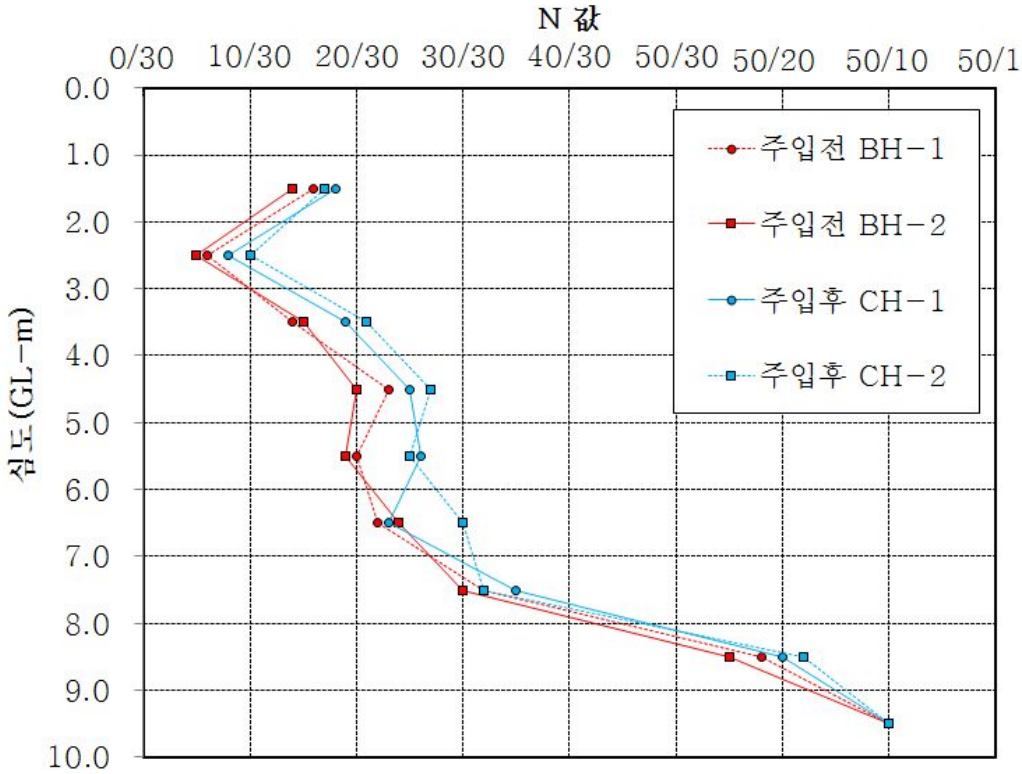


Figure 3.27 Graph for Pre & Post SPT

4. C.P.R말뚝 재하시험

4.1 압축재하시험

4.1.1 압축재하시험 개요

1) 재하시험 방법

말뚝의 압축재하시험에는 설계하중의 2~3배에 달하는 재하하중이 필요하다. 하중재하방법에는 사하중을 말뚝두부에 직접 재하하기도 하지만, 대부분의 경우 유압잭을 이용하여 하중만을 말뚝에 직접 전달시킨다. 유압잭을 이용하여 재하하는 방법에서 하중은 작용시키는 수단으로 콘크리트 블록이나 철근 등의 사하중을 재하구조물에 설치하는 방법과 반력말뚝 또는 반력앵커의 인발저항을 이용하는 방법이 있다.

말뚝에 실제하중이 재하되는 조건을 고려하면 사하중을 이용하는 방법이 가장 바람직하지만, 사하중 재하에 막대한 비용과 시간이 소요되어, 국내의 경우 반력말뚝이나 반력앵커를 이용하는 방법이 많이 사용되고 있다.

국내의 경우 한국공업규격의 축하중에 의한 말뚝 침하 시험 방법(KSF 2445)에 제시되어 있으나 근본적으로 미국의 ASTM D1143을 기초한 것이다. ASTM D1143에 의하면 압축재하시험 방법은 재하 또는 제하방법에 따라 아래와 같이 크게 7가지 방법으로 분류하고 있으며 이들 중 표준 재하시험인 완속재하시험과 지반의 잔류침하량을 확인 할 수 있는 반복하중 재하법이 보편적으로 사용된다.

- 표준재하시험방법(Slow Maintained-load Test)
- 급속재하시험방법(Quick Maintained-load Test)
- 하중증가평형시험방법(Incremental Equilibrium Test)
- 일정침하율시험방법(Constant Rate of Penetration Test)
- 일정침하량시험방법(Constant Settlement Increment Test)
- 반복하중재하방법(Cyclic Loading Test) - ASTM D 1143-81(Optional)
- 스웨덴 반복하중재하방법(Swedish Cyclic Test)

표준재하시험은 통상적으로 30 내지 70시간이 매우 긴 시간이 소요된다는 큰 단점 때문에 안전침하률 기준에 따라 각 하중재하단계에서 시간을 조절하는 것은 무의미하고 동일한 시간의 하중 유지가 중요하다고 인식하여 미국 연방도로위원회 등에서 권장하였고 국내 현장에서도 이 방법을 일반적으로 사용하고 있으며 시험방법은 다음과 같다.

① 재하하중단계를 설계하중의 10~15%로 정하고 각 하중 단계의 재하간격을 2.5분내지 15분으로 재하 한다.

② 각 하중단계마다 2회~4회(예: 재하간격이 5분일 경우 0, 2.5, 4 및 5분 경과시) 침하량을 일어 기록한다.

③ 시험은 재하하중을 계속 증가시켜 말뚝의 계획된 극한하중에 이를 때까지 또는 재하장치의 재하용량이 허용하는 범위가지 재하한 후 최종 하중단계에서 2.5분 내지 15분간 하중을 유지시킨 후 재하 한다.

2) 성과분석

말뚝재하시험을 수행한 후 하중-전침하량 관계, 하중-잔류침하량 그리고 하중-시간-침하량 관계를 정리해야 하며 획득된 결과값을 이용하여 말뚝의 극한지지력 또는 항복지지력을 구할 수 있다.

말뚝의 허용지지력은 일반적으로 설계자가 하중조건, 침하조건, 현지여건 등을 고려하여 종합적으로 판단하여 결정하는데 재하시험 결과에 의해서 허용지지력을 구할 때에는 다음 조건을 만족하는 최소값을 선택하게 된다.

① 항복하중 × 1/2 이하

② 극한하중 × 1/3 이하

③ 상부구조물에 따라 정한 허용 침하량에 상당하는 하중 이하

④ 침하량 기준치에 의해 구한 하중의 1/2

허용하중의 결정은

극한하중 발견 시 ; 하중 증가 없이 침하량만 증가하는 상태(파괴유발 하중)

* 극한하중/S.F(통상적으로 3.0 사용)

극한하중 미발견 시 ; 항복하중 판정법에 의해 판정

말뚝재하시험시 충분한 하중을 재하 한 경우에도 지반조건의 특성과 말뚝설치 방법상의 특성으로 인한 극한지지력이 규명되지 않은 경우에 하중(P)-시간(t)-침하량(S) 거동특성에 의하여 항복 하중을 구하여 다음의 방법들로 구할 수 있다.

① P-S 판정법

재하단계별 하중(P)과 침하량(S)을 일반 그래프용지에 도시 하였을 때 곡선이 가장 크게 변할 때 양쪽 직선의 기울기가 만나는 점을 항복하중으로 결정한다.(Figure 4.1)

② Log P-Log S 판정법

하중 P와 침하량 S를 양대 수 눈금 축에 표시하고, 각 점을 연결하여 얻어지는 선이 꺾이는 점의 하중을 항복하중으로 한다.(Figure 4.2)

③ S-Logt 판정법

각 재하단계 대해 경과시간을 대수눈금 축에 침하량을 산수눈금 축에 표시하였을 때 각 하중단계의 관계선이 직선적으로 되지 않는 점의 하중을 하복 하중으로 한다.(Figure 4.3)

④ Davisson판정법

순 침하량의 측정 없이 말뚝과 지반의 탄소성 거동을 판정할 수 있는 해석법으로, Davisson's Offset Limit-Line에 접하는 하중을 항복하중으로 한다.(Figure 4.4)

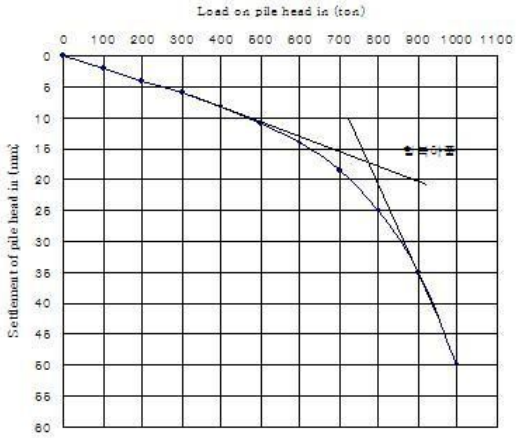


Figure 4.1 Example of Analysis method by P-S curve

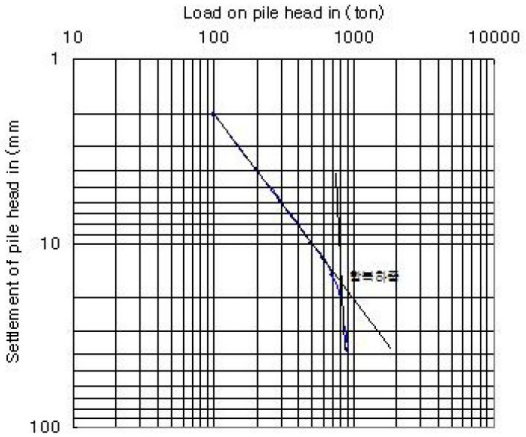


Figure 4.2 Example of Analysis method by Log P-Log S curve

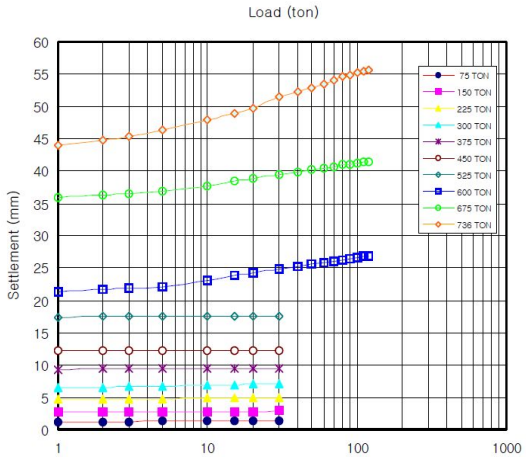


Figure 4.3 Example of Analysis method by S-Log T curve

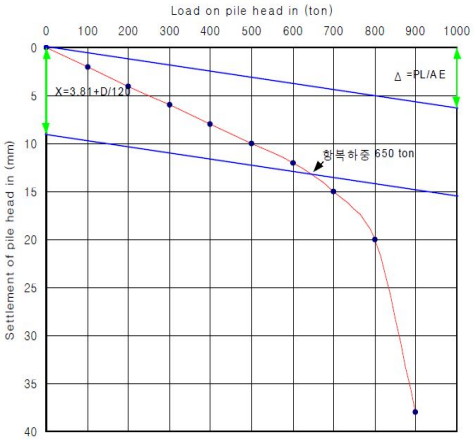


Figure 4.4 Example of Analysis method by Davisson

4.1.2 준비 및 계획

1) 반력말뚝(R.Pile)의 반력용 인장철근 배치

(1) C.P.R 말뚝(D400 ㎜)

최대계획하중=1,200 kN

주변 말뚝 4본이므로 1,200/4=300 kN/1본(인발력)

인장철근 D22(SD300) 사용할 경우 사용 인장강도=81.3 kN/1가닥이므로 4가닥 적용

인장철근 D25(SD300) 사용할 경우 사용 인장강도=106.4 kN/1가닥이므로 3가닥 적용

Table 4.1 Layout & applied planning of tension re-bar for reaction pile(D400㎜)

인장철근	사용 갯수	정착장	여유장	총 필요길이	비 고
D22	4	2.3 m	0.4 m	2.7 m	
D25	3	2.8 m	0.4 m	3.2 m	
D25	4	2.0 m	0.4 m	2.4 m	
D25	4	2.5 m	0.5 m	3.0 m	적 용

반력말뚝의 반력용 인장철근 수량 산정 결과(D400)는 아래와 같다.

$$L_2 = T \times S{\cdot}F / (\pi \times d \times T_b) \qquad \text{(식 4.1)}$$

T	:	설계하중(작용하중)	=	8,000	(kgf)
S·F	:	안전율	=	2.0	
π	:	3.14	=	3.141	
d	:	철근의 직경(D25)	=	2.5	(cm)
T_b	:	허용부착응력도(주입재=120 kgf/㎠)	=	10	(kgf/㎠)
L_2			=	203.718	(cm)
			=	2.0	(m)

(2) C.P.R 말뚝(D500 ㎜)

최대시험하중=1,800 kN

주변 말뚝 4본이므로 1,800/4=450 kN/1본(인발력)

인장철근 D22(SD300) 사용할 경우 사용 인장강도=81.3 kN/1가닥이므로 6가닥 적용

인장철근 D25(SD300) 사용할 경우 사용 인장강도=106.4 kN/1가닥이므로 5가닥 적용

Table 4.2 Layout & apply planning of tension re-bar for reaction pile(D500 ㎜)

인장철근	사용 갯수	정착장	여유장	총 필요길이	비 고
D22	6	2.3 m	0.4 m	2.7 m	
D25	5	2.5 m	0.4 m	2.9 m	
D25	6	2.0 m	0.4 m	2.4 m	
D25	6	2.5 m	0.5 m	3.0 m	적 용

반력말뚝의 반력용 인장철근 수량 산정결과(D500)는 아래와 같다.

$$L_2 = T \times S{\cdot}F / (\pi \times d \times T_b) \qquad \text{(식 4.2)}$$

T	:	설계하중(작용하중)	=	10,000	(kgf)
S·F	:	안전율	=	2.0	
π	:	3.14	=	3.141	
d	:	철근의 직경(D25)	=	2.5	(cm)
T_b	:	허용부착응력도(주입재=120 kgf/㎠)	=	10	(kgf/㎠)
L_2			=	254.648	(cm)
			=	2.5	(m)

$$L_2 = T \times S{\cdot}F / (\pi \times d \times T_b) \qquad \text{(식 4.3)}$$

T	:	설계하중(작용하중)	=	8,000	(kgf)
S·F	:	안전율	=	2.0	
π	:	3.14	=	3.141	
d	:	철근의 직경(D25)	=	2.5	(cm)
T_b	:	허용부착응력도(주입재=120 kgf/㎠)	=	10	(kgf/㎠)
L_2			=	203.718	(cm)
			=	2.0	(m)

(3) 반력말뚝의 시험용 인장철근(SD300) 배치도

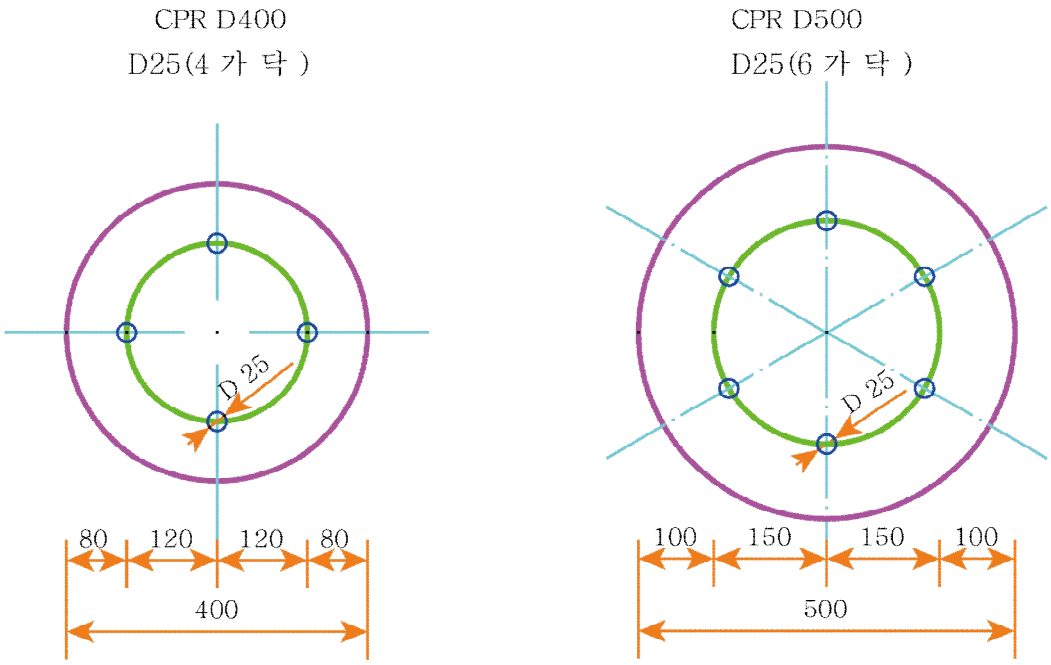


Figure 4.5 Layout of Tension re-bar for reaction pile

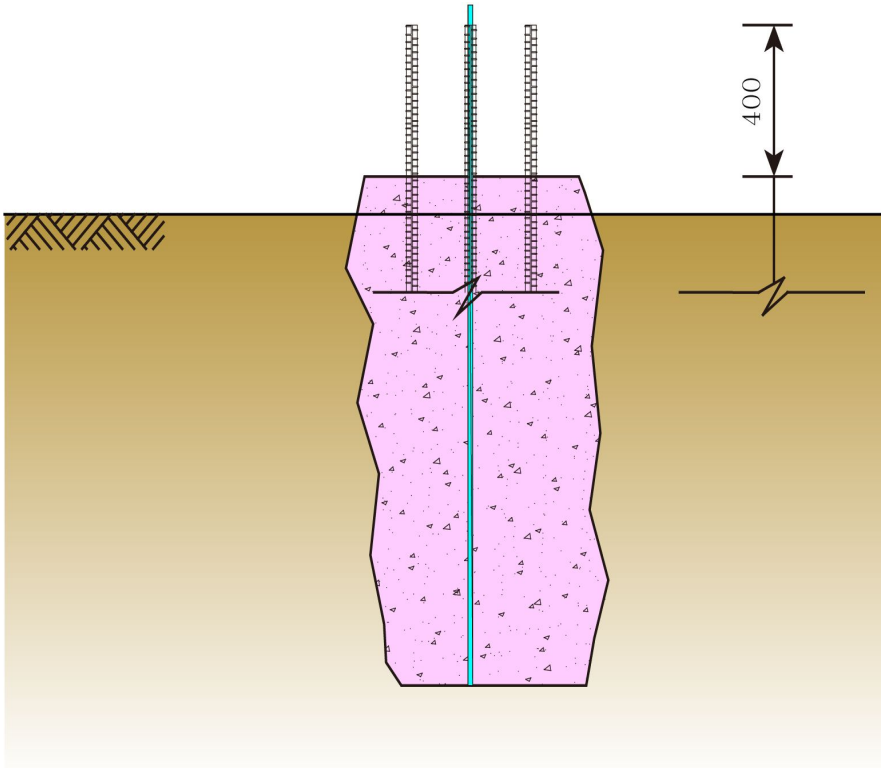


Figure 4.6 Cross section of tension re-bar for reaction pile

2) 하중재하 방법

연구 특성상 급속재하시험방법(Quick Maintained-load Test)으로 계획하였으며, 시험 방법은 다음과 같다.

① 재하하중 단계를 최대 계획하중(1,200.0 kN)의 5% 또는 허용하중(400.0 kN)의 15%로 정하고 각 하중단계의 재하간격을 5분으로 재하 한다.

② 각 하중 단계마다 침하량을 기록한다.

③ 시험은 재하하중을 계속 증가시켜 말뚝의 계획된 극한하중에 이를 때까지 또는 허용하중의 3배까지 재하 한 후 하중을 제거하고 탄성 침하량을 배제한 순 침하량을 확인한다.

급속재하시험방법에 따른 자세한 재하시험 과정은 C.P.R 시험체 D400 및 D500의 최대계획하중에 따라 Appendix 3과 같다.

4.1.3 시험장치 설치 및 방법

1) 측정장치의 설치 및 방법

재하하중 및 변위량은 Data-logger(TDS-530, 60CH, 전기저항식)에 의해 자동측정을 실시하는 것을 원칙으로 하였다.

단계별 시험하중의 재하에는 5,000 kN 용량의 유압 Jack 1개를 이용하며 재하하중의 측정은 로드 셀(Load Cell) 1조를 사용하여 측정하였다.

재하하중에 의한 말뚝 침하량은 Steel band 및 Magnetic base를 사용하여 말뚝 몸체에 180°간격으로 2개의 Gauge를 부착하고 시험말뚝 주위에 2개의 Reference beam을 설치하여 측정하며 측정시간은 각 하중단계에서 재하가 완료된 후 동일하게 5분 동안 실시하였다. 사용하는 Gauge는 최대 100 ㎜까지 측정이 가능한 것으로서 최소 측정단위는 1/1000 ㎜까지 측정 가능한 것을 사용하였다.

2) 시험말뚝의 두부정리

시험대상 말뚝은 말뚝머리 상단의 이물질을 제거하고, 무수축 Mortar Capping을 실시하기 전 Chipping 작업을 실시하여 재하하중의 전이가 극대화되게 하였다. CAPPING은 무수축 Mortar를 50 ㎜ 두께로 말뚝 상단에 타설하고, 타설면은 중력방향과 직각을 유지하였으며, 일정시간의 양생을 실시하여 시험 중 두부파손으로 인한 시험 상의 오류를 막고자 하였다.

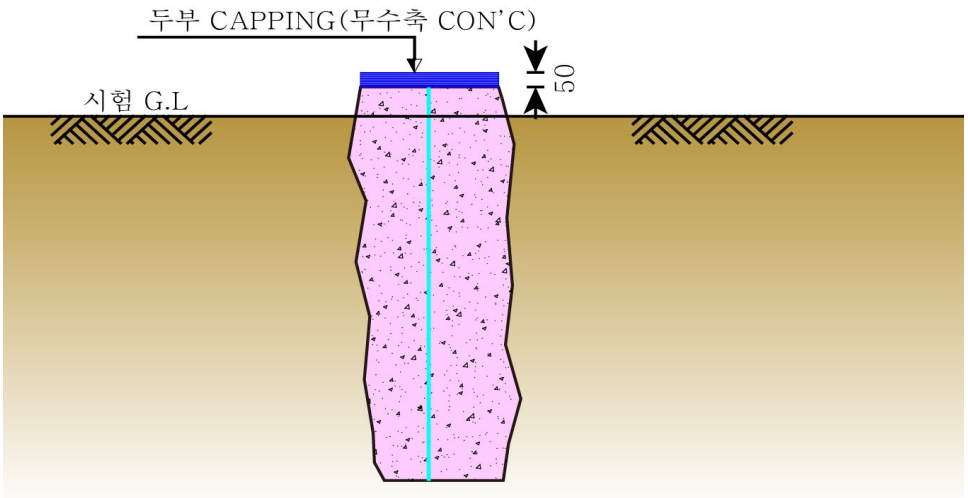


Figure 4.7 Head capping of Test pile

3) 재하대(프레임)의 설치

재하대는 최대계획하중의 1.5배 이상의 재하용량을 사용하며, 현장 설치 시 시험 도중에 시험말뚝의 편심을 방지하기 위하여 시험말뚝과의 수직, 수평을 맞추어 안전에 유의하도록 계획하였다.

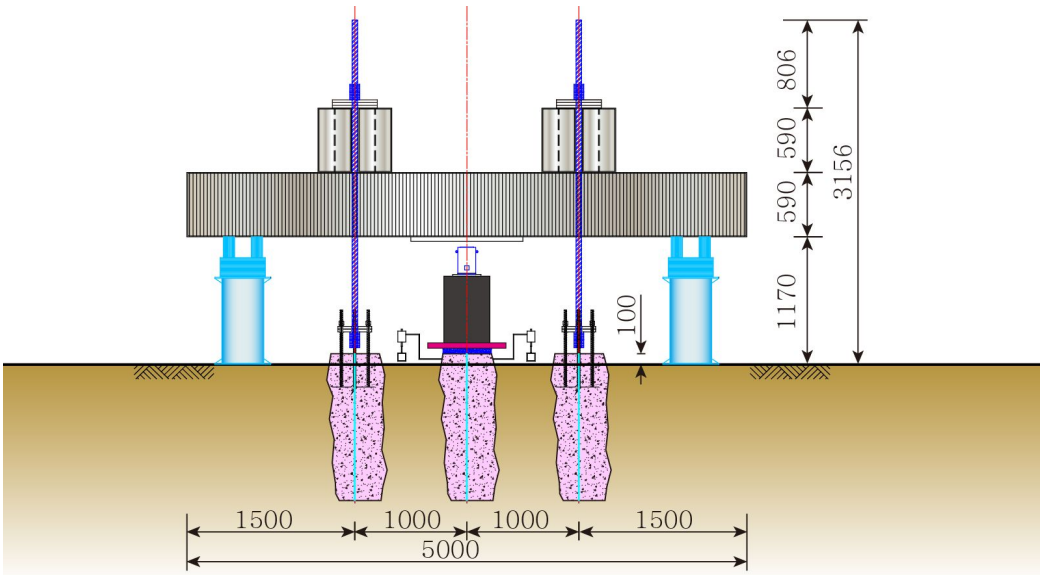


Figure 4.8 Schematic of layout for compressive load test(Front view)

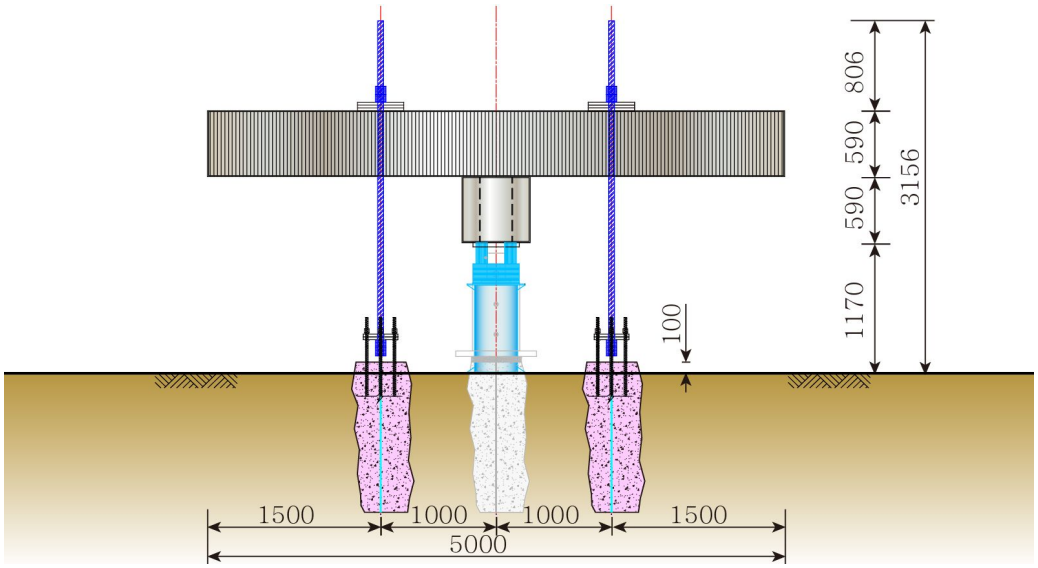


Figure 4.9 Schematic of layout for compressive load test(side view)

4.1.4 시험결과 및 분석

1)시험체 No. 1(C.P.R D=400 ㎜)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

본 시험에서 측정된 시험결과는 다음 Table 4.3과 같다.

① 전 침하량 분석

최대시험하중인 1,260.0 kN 재하 시 확인된 전 침하량은 77.670 ㎜로 확인되었으며, Figure 4.10과 같이 본 시험 결과를 외국의 설계기준 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (Su : 25.4 ㎜ S.F = 2.0), 영국 BS (Su : 0.1D S.F = 3.0)의 기준을 적용하면, 본 건 시험말뚝의 허용지지력은 각각 489.2 kN/본, 366.1 kN/본으로 판단할 수 있다.

② 순 침하량 분석

20분 동안 하중을 완전제거 후 탄성 침하량을 측정한 결과 8.44 mm가 나타났으며 전침하량에서 순 침하량을 배제한 결과 69.230 ㎜로 나타나 순 침하량 분석기준인 말뚝직경의 2.5%(10.0 ㎜기준)를 초과하는 침하량이 확인되었다.

Table 4.3 Determined by settlement criteria

판정기준		항복 혹은 극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용지지력 (kN/본)	비고
전침하량기준	25.4 ㎜	978.4	2	489.2	⬆ ; 이상
	10.0%D(40.0 ㎜)	1,098.3	3	366.1	
순침하량기준	2.5%D(10.0 ㎜)	-	2	-	

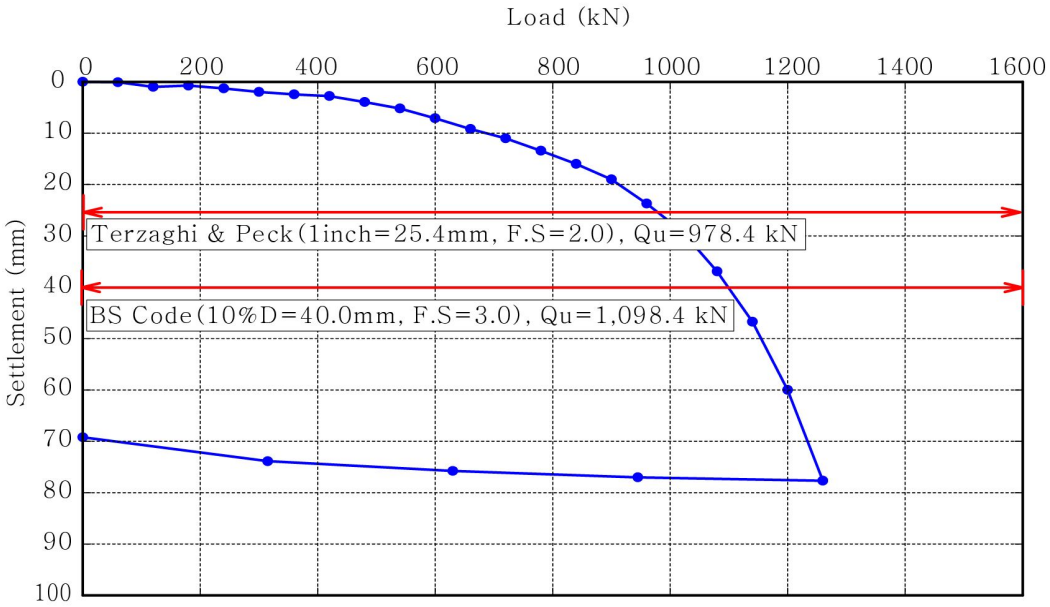


Figure 4.10 Analysis of P-N-S curve (Test pile No. 1)

(2) 항복하중 분석

① P - S 곡선분석

항복하중은 1,060.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 530.0 kN/본으로 판단할 수 있다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

분석결과 항복하중은 973.4 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 486.7 kN/본으로 판단할 수 있다.

③ S - LOG T 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, 항복하중이 1,080.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 540.0 kN/본으로 판단할 수 있다.

④ Davisson's 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, Davisson's Offset Limit-Line에 접하는 항복하중은 692.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 346.0 kN/본으로 판단할 수 있다.

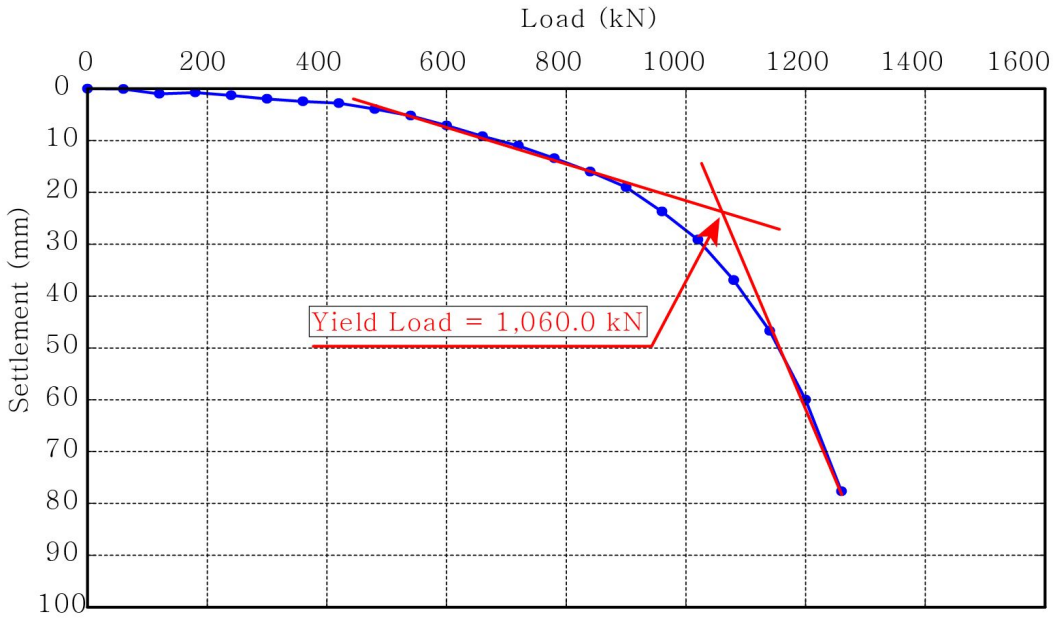


Figure 4.11 Yield load by P-S curve (Test pile No. 1)

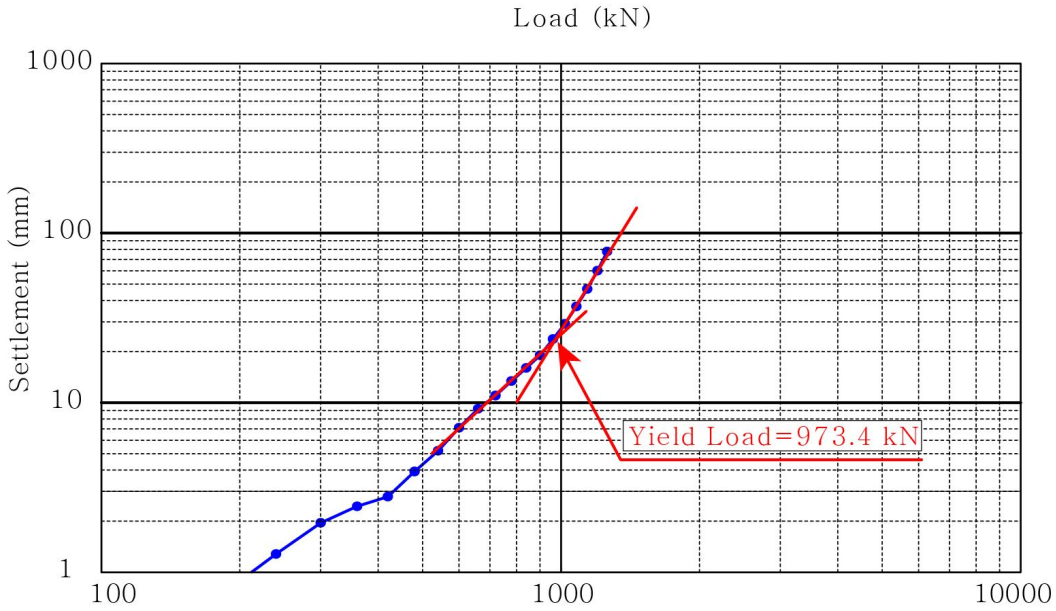


Figure 4.12 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 1)

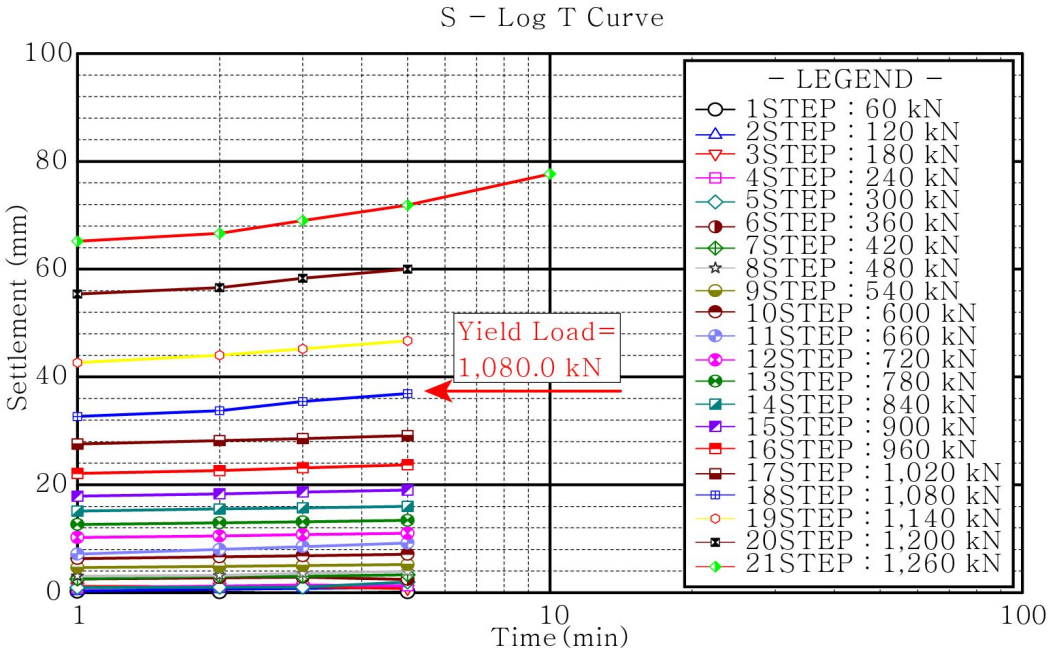


Figure 4.13 Yield load by S-Log T curve (Test pile No. 1)

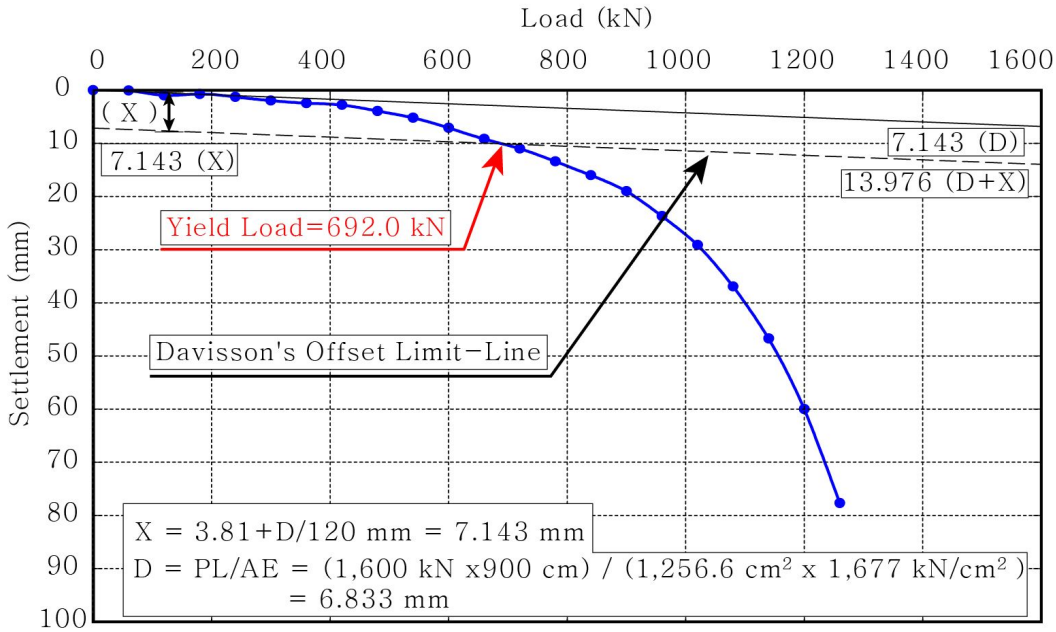


Figure 4.14 Yield load by Davisson's curve (Tset pile No. 1)

2) 시험체 No. 2(C.P.R D=400 ㎜)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

① 전 침하량 분석

본 건 시험말뚝의 경우 17단계 재하 하중까지는 선형적인 침하량을 나타내다가 1080 kN인 18단계에서부터 급격한 침하량을 나타내다가 1,220.8 kN 재하 단계에서 재하시간을 10분으로 늘려 재하 결과 79.025 ㎜로 말뚝직경의 10%를 초과하는 침하량이 확인되었다. 시험 결과를 외국의 설계기준 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (Su : 25.4 ㎜ S.F = 2.0), 영국 BS (Su : 0.1D S.F = 3.0)의 기준에 의하여 적용해 본 결과 허용지지력은 각각 522.3 kN/본, 376.8 kN/본으로 나타나고 있다.(Table 4.4 참조)

② 순 침하량 분석

하중을 완전제거 후 탄성 침하량을 배제한 순 침하량 확인결과 71.695 ㎜로 나타나 순 침하량 분석기준인 말뚝직경의 2.5%(10.0 ㎜기준)를 초과하는 침하량이 확인되었다.

Table 4.4 Determined by settlement criteria

판정기준		항복 혹은 극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용지지력 (kN/본)	비고
전 침하량기준	25.4 ㎜	1,044.6	2	522.3	
	10.0%D(40.0 ㎜)	1,130.4	3	376.8	
순 침하량기준	2.5%D(10.0 ㎜)	-	2	-	

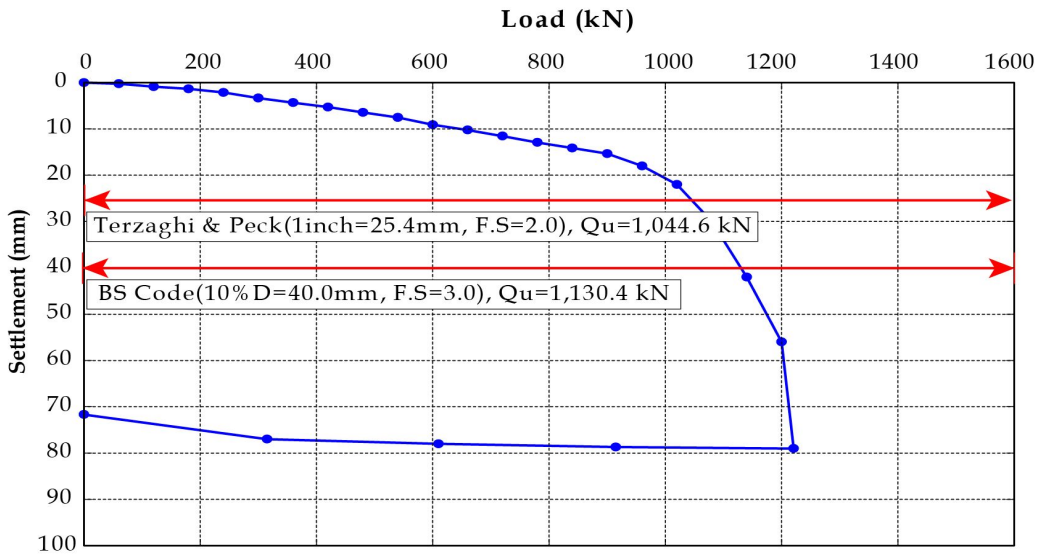


Figure 4.15 Analysis of P-N-S curve (Test pile No. 2)

(2) 항복하중 분석

① P - S 곡선분석

시험결과, 도해법에 의한 추정된 항복하중은 1,023.1 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 511.6 kN/본으로 판단된다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

도해법에 의한 항복하중은 996.4 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 498.2 kN/본으로 판단할 수 있다.

③ S - LOG T 곡선분석

도해법에 의한 항복하중은 1,020.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 510.0 kN/본으로 판단할 수 있다.

④ Davisson's 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, Davisson's Offset Limit-Line에 접하는 하중은 647.6 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 323.8 kN/본으로 판단할 수 있다.

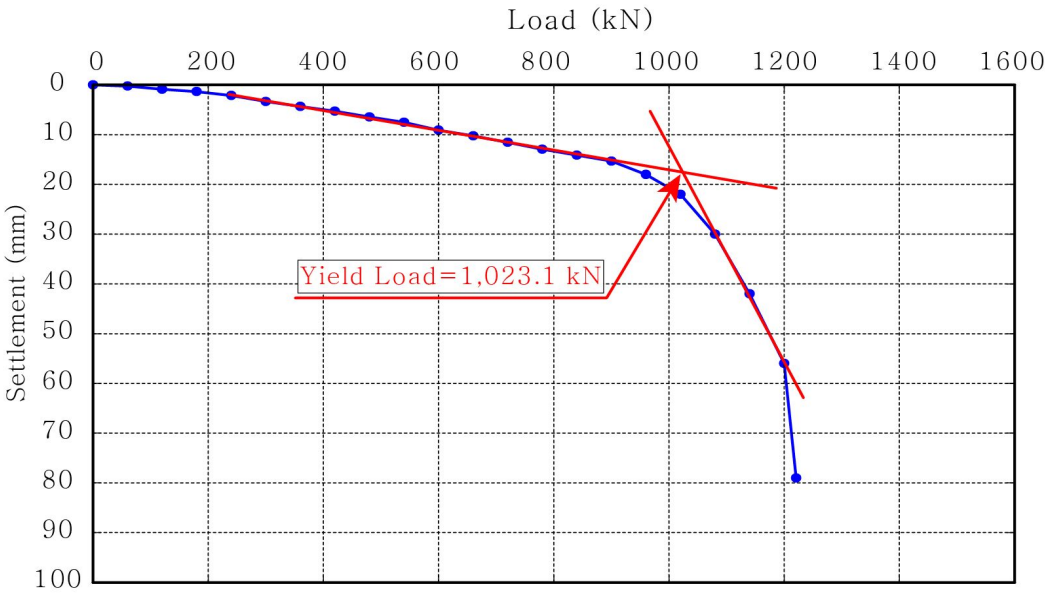


Figure 4.16 Yield load by P-S curve (Test pile No. 2)

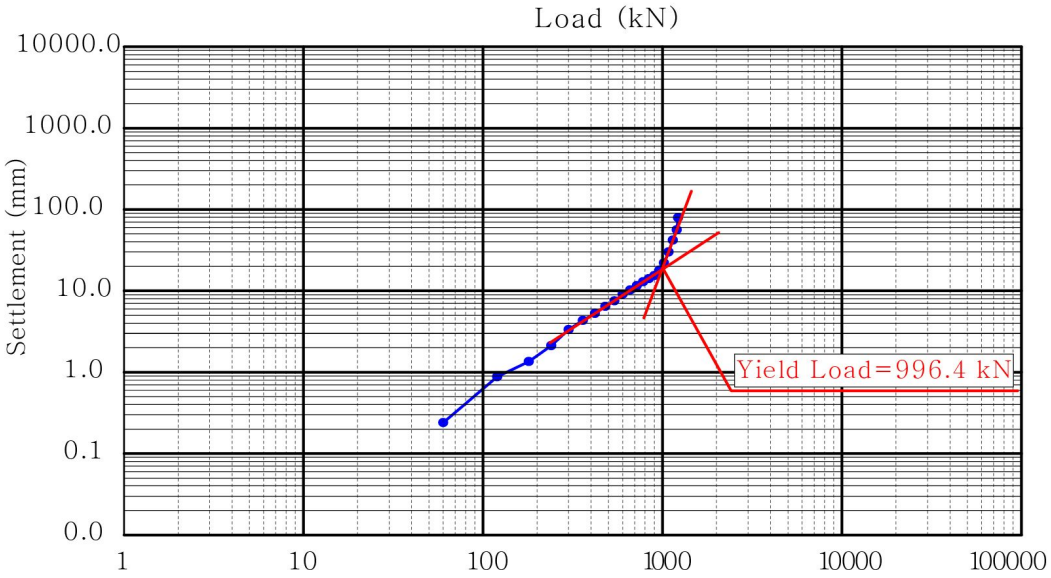


Figure 4.17 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 2)

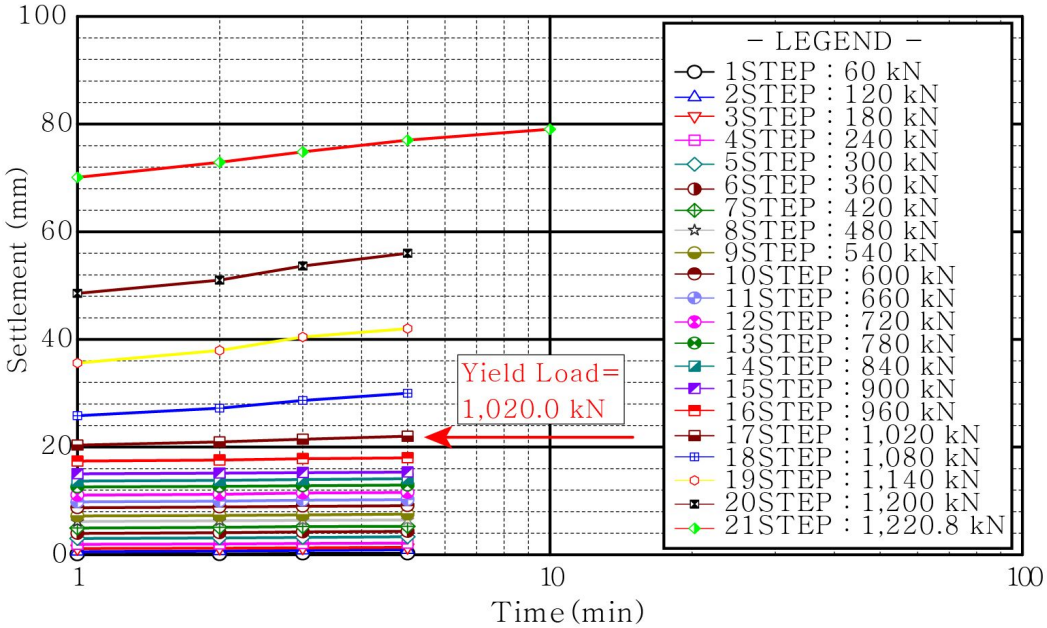


Figure 4.18 Yield load by S - Log T curve (Test pile No. 2)

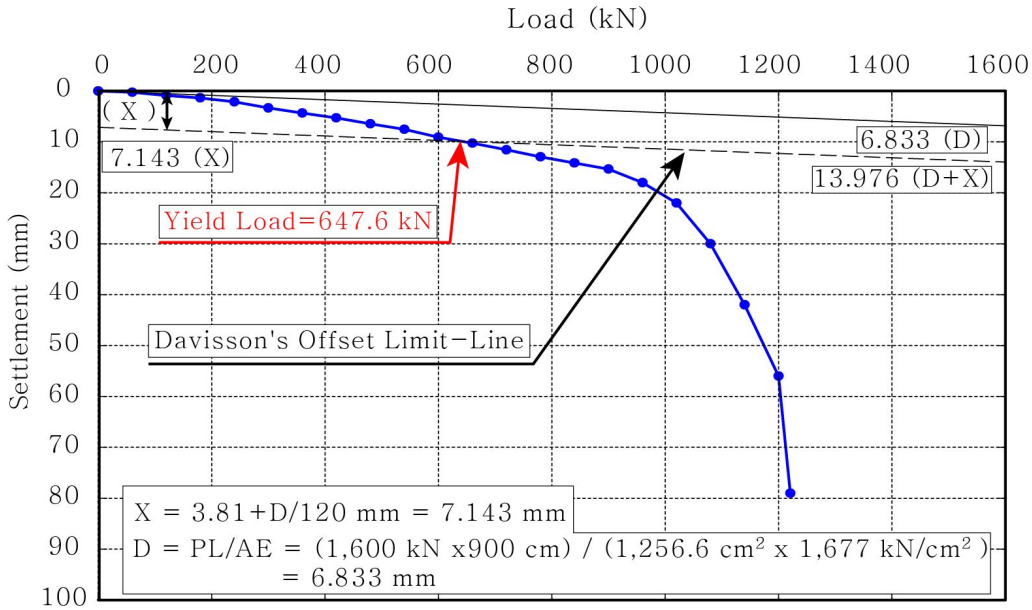


Figure 4.19 Yield load by Davission's curve (Test pile No. 2)

3) 시험체 No. 3(C.P.R D=500 ㎜)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

① 전 침하량 분석

본 건 시험말뚝의 경우 재하단계 17번째인 1,498.8 kN 재하 시 급격한 침하량이 발생하여 재하를 종료하고 확인된 전침하량은 74.475 ㎜로 말뚝직경의 10%를 초과하는 침하량이 확인되었다. 본 시험 결과를 외국의 설계기준 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (Su : 25.4 ㎜ S.F = 2.0), 영국 BS (Su : 0.1D S.F = 3.0)의 기준에 의하여 적용해 본 결과 허용지지력은 각각 565.9 kN/본, 482.9 kN/본으로 나타나고 있다.

② 순 침하량 분석

하중을 완전제거 후 탄성 침하량을 배제한 순 침하량 확인결과 64.760 ㎜로 나타나 순 침하량 분석기준인 말뚝직경의 2.5%(12.5 ㎜기준)를 초과하는 침하량이 확인되었다.

Table 4.5 Determined by settlement criteria

판정기준		항복 혹은 극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용지지력 (kN/본)	비고
전 침하량기준	25.4 ㎜	1,131.8	2	565.9	
	10.0%D(50.0 ㎜)	1,448.8	3	482.9	적용
순 침하량기준	2.5%D(12.5 ㎜)	-	2	-	

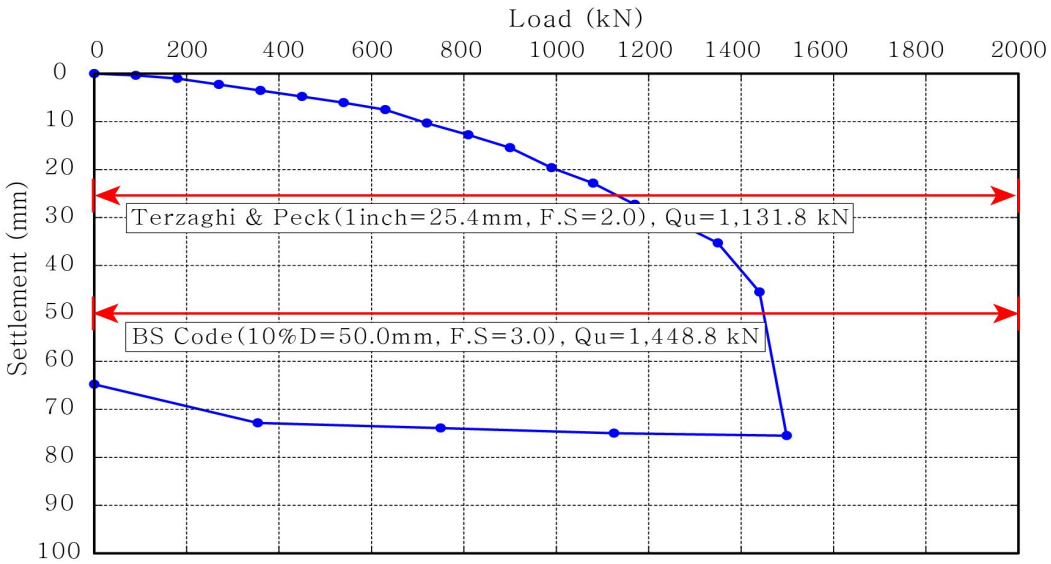


Figure 4.20 Analysis of P-N-S curve (Test pile No. 3)

(2) 항복하중 분석

① P - S 곡선분석

본 건 시험말뚝의 경우 도해법에 의한 추정된 항복하중은 1,350.2 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 675.1 kN/본으로 분석되었다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, 도해법에 의한 항복하중은 1,334.2 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 667.1 kN/본으로 분석되었다.

③ S - LOG T 곡선분석

도해법에 의한 항복하중은 1,498.8 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 749.4 kN/본으로 분석 되었다.

④ Davisson's 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, Davisson's Offset Limit-Line에 접하는 하중은 708.4 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 354.2 kN/본으로 판단할 수 있다.

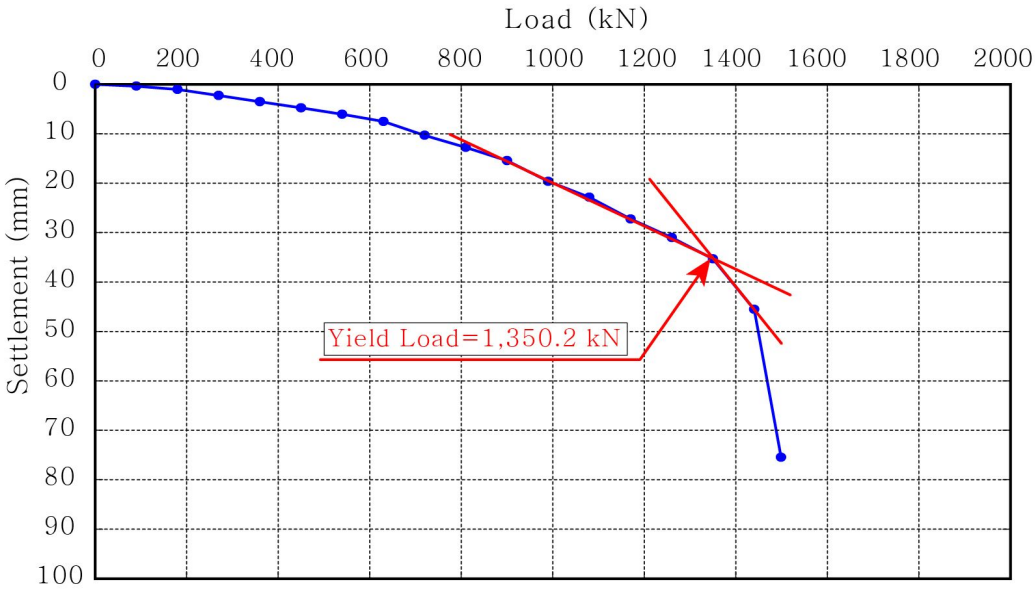


Figure 4.21 Yield load by P - S curve (Test pile No. 3)

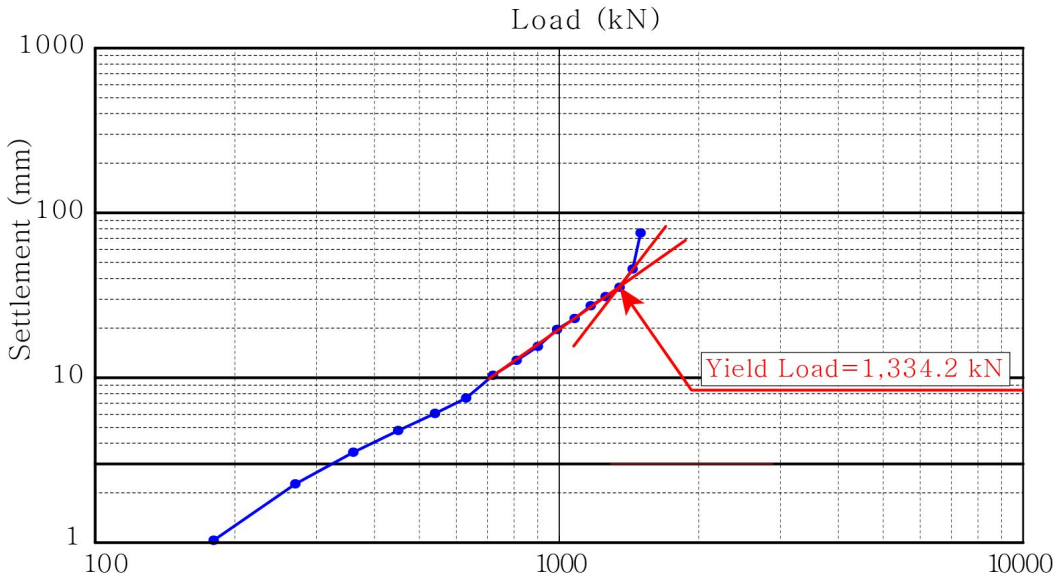


Figure 4.22 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 3)

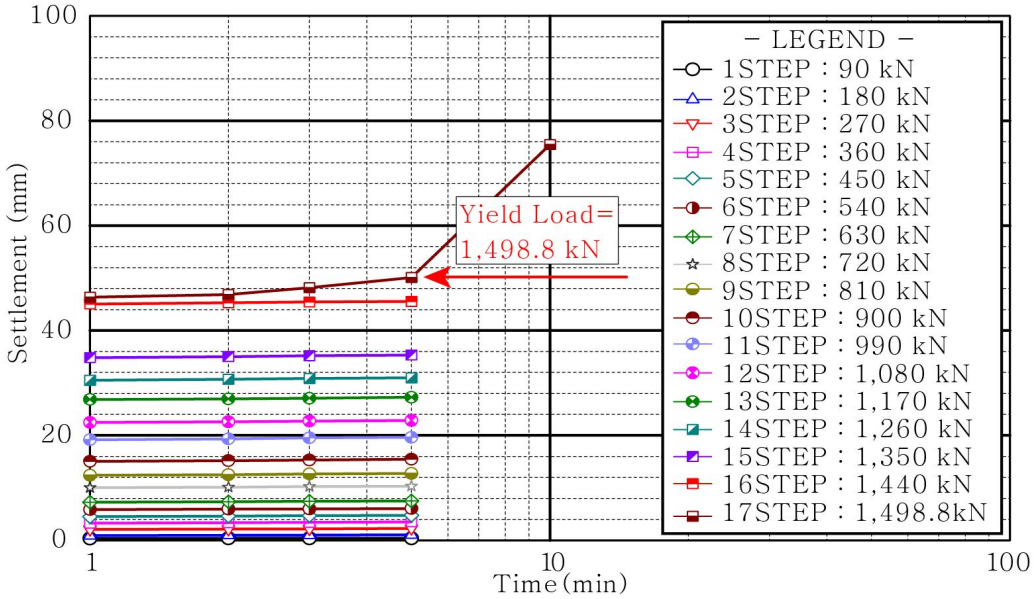


Figure 4.23 Yield load by S - Log T curve (Test pile No. 3)

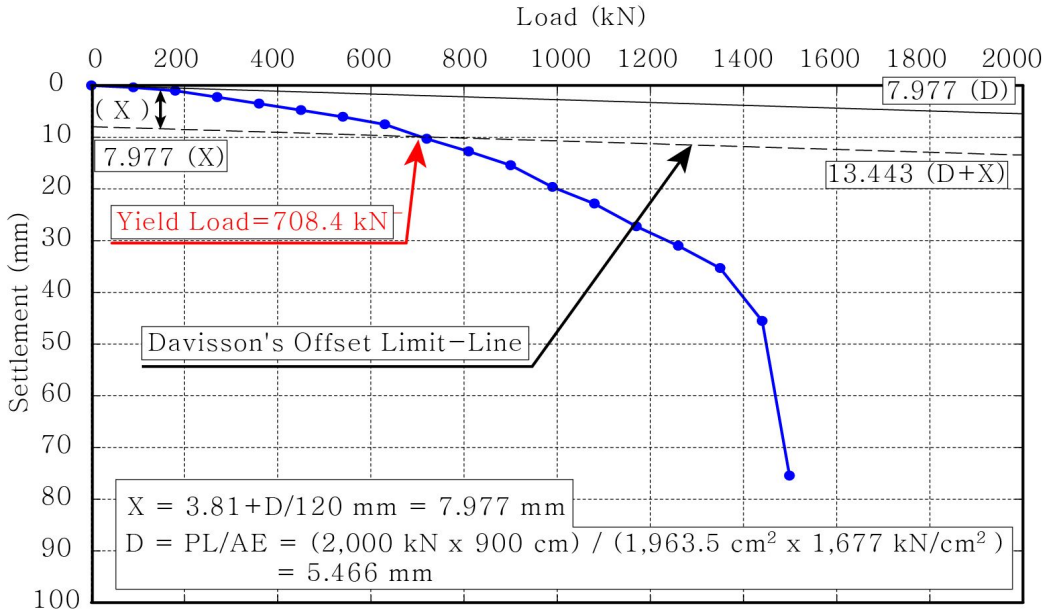


Figure 4.24 Yield load by Davisson's curve (Test pile No. 3)

4) 시험체 No. 4(C.P.R D=500㎜)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

① 전 침하량 분석

최대 재하하중인 1,490.0 kN 재하 시 확인된 전 침하량은 38.550 ㎜이나, 계획하중 1,530.0 kN 재하 유지 중 급격한 침하량의 증가에 따라 하중이 급속하게 감소되어 1,010.0 kN까지 감소되었으며, 이때의 침하량은 61.255 ㎜로 말뚝직경의 10%를 초과하는 침하량이 확인되었다.

본 시험 결과를 외국의 설계기준 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (Su : 25.4 ㎜ S.F = 2.0), 영국 BS (Su : 0.1D S.F = 3.0)의 기준에 의하여 적용해 본 결과 허용지지력은 각각 591.1 kN/본, 510.0 kN/본으로 나타나고 있다.

② 순 침하량 분석

하중을 완전제거 후 탄성 침하량을 배제한 순 침하량 확인결과 51.035㎜로 나타나 순 침하량 분석기준인 말뚝직경의 2.5%(12.5㎜기준)를 초과하는 침하량이 확인되었다.

Table 4.6 Determined by settlement criteria

판정기준		항복 혹은 극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용지지력 (kN/본)	비고
전 침하량기준	25.4 ㎜	1,182.1	2	591.1	
	10.0%D(50.0 ㎜)	1,530.0	3	510.0	
순 침하량기준	2.5%D(12.5 ㎜)	-	2	-	

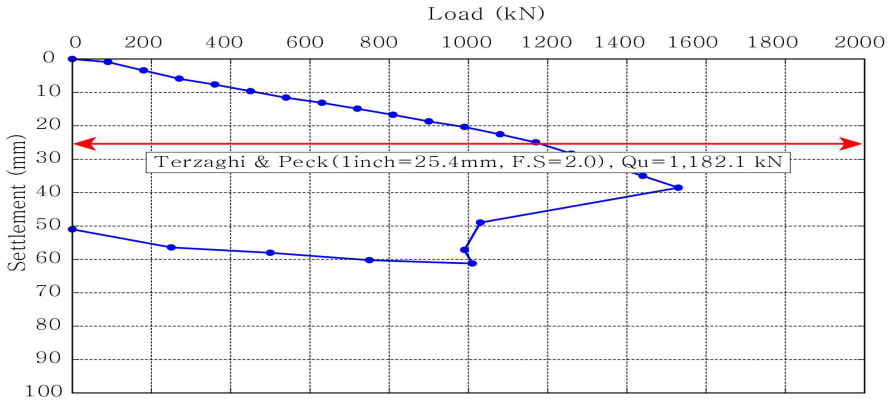


Figure 4.25 Analysis of P-N-S curve (Test pile No. 4)

2) 항복하중 분석

① P - S 곡선분석

본 건 시험말뚝의 경우 1,490.0 kN 이후 단계하중인 1,530.0 kN 가압 유지 중 하중의 감소와 급격한 침하량의 증가로 인해 동일 하중을 유지하지 못하였으므로, 이때까지의 하중-침하곡선을 사용하여 도해법에 의한 항복하중 판정을 실시하였다. 도해법에 의한 추정된 항복하중은 1,116.5 kN/본으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 558.3 kN/본으로 판단된다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

도해법에 의한 항복하중은 1,121.4 kN으로 분석되었으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 560.7 kN/본으로 판단된다.

③ S - LOG T 곡선분석

도해법에 의한 항복하중은 1,530.0 kN으로 분석되었으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 765.0 kN/본으로 판단할 수 있다.

④ Davisson's 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, Davisson's Offset Limit-Line에 접하는 하중은 426.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율을 고려한 허용지지력은 213.0 kN/본으로 판단할 수 있다.

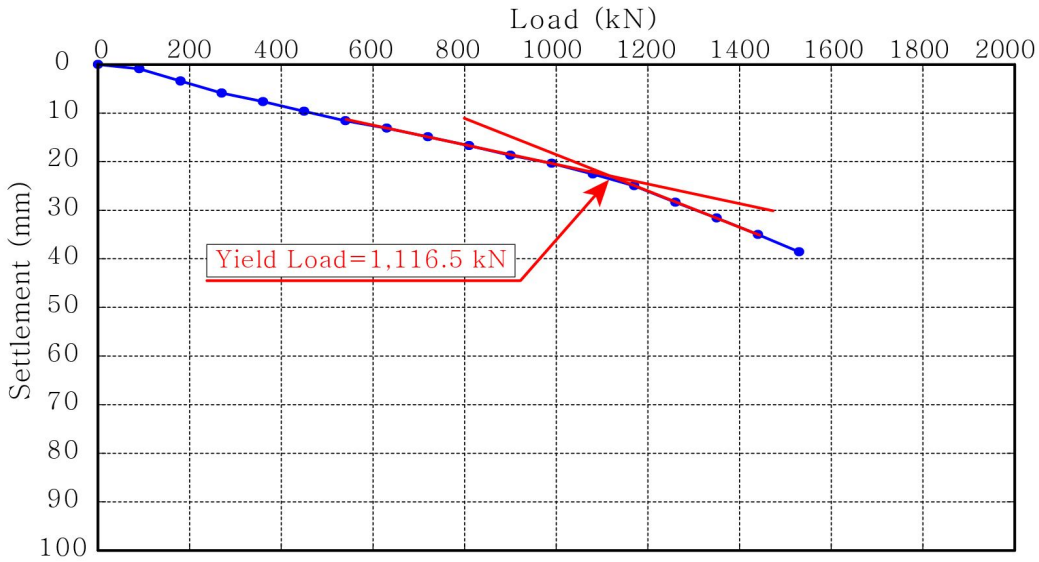


Figure 4.26 Yield load by P- S curve (Test pile No. 4)

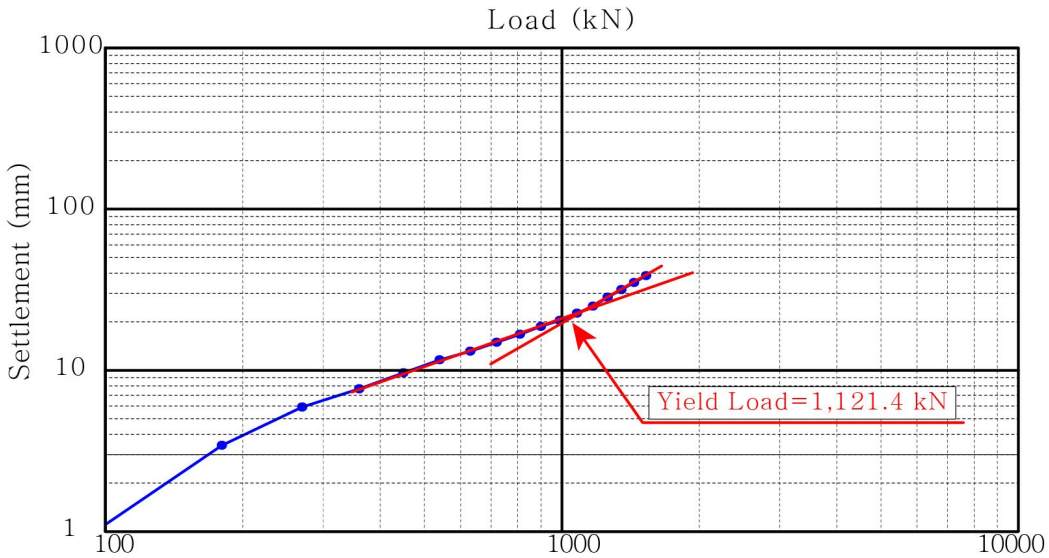


Figure 4.27 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 4)

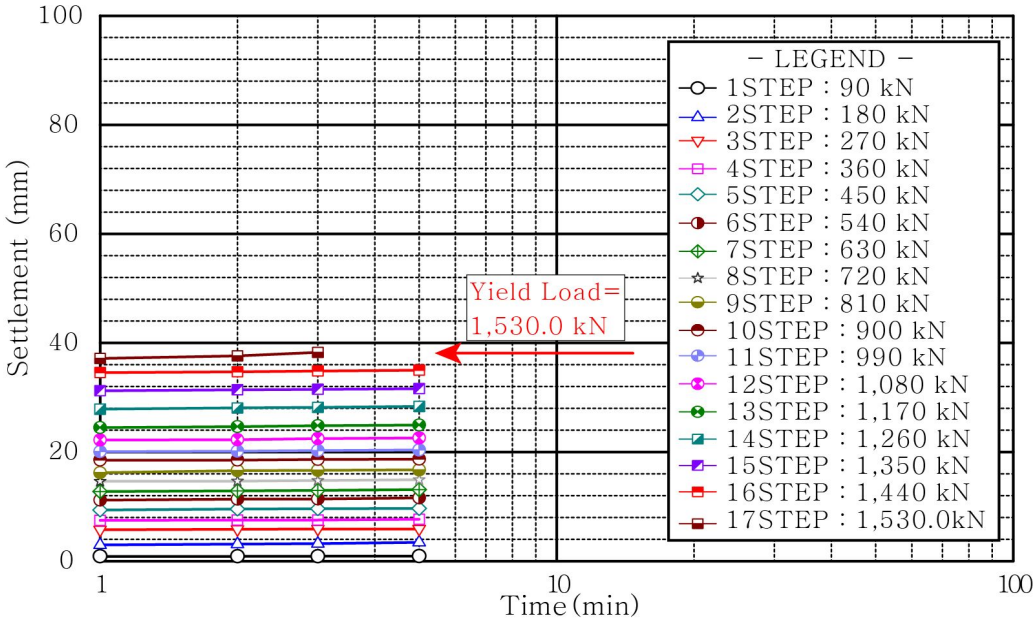


Figure 4.28 Yield load by S-Log T curve (Test pile No. 4)

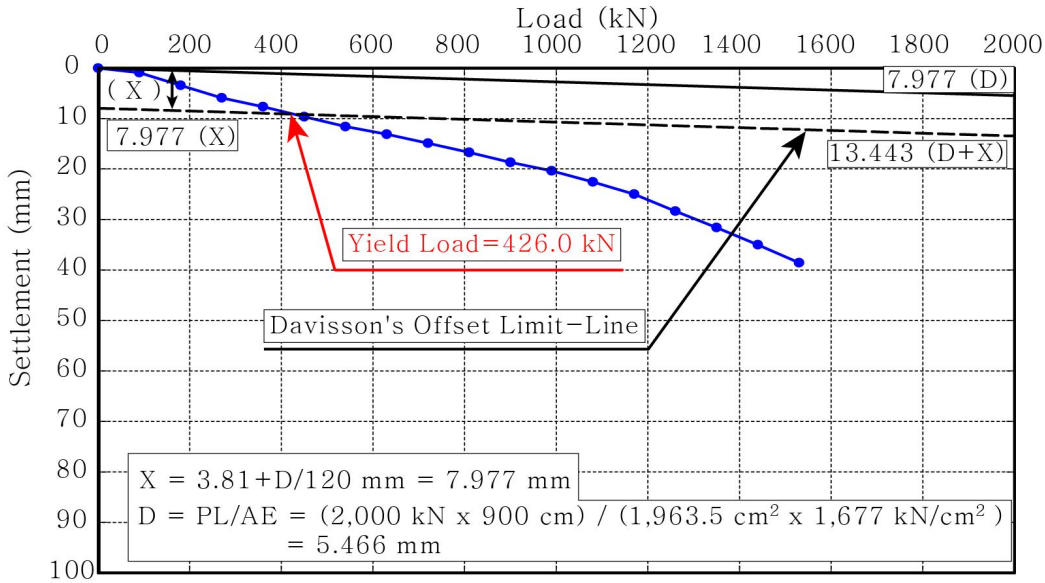


Figure 4.29 Yield load by Davission's curve (Test pile No. 4)

4.1.5 압축재하시험 결과 고찰

1) 침하량 기준에 의한 고찰

다층 지반에 설치된 C.P.R 말뚝 시험체의 허용재료강도 대비 압축재하시험의 허용지지력은 D400 mm 시험체 경우 허용재료강도는 436 kN으로 제시되었으나 압축재하시험 결과 값은 전 침하량 기준적용시 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (Su : 25.4 ㎜ S.F = 2.0)제안은 489 kN(D22), 522 kN(D25)으로 허용재료 강도를 보강재 크기의 차이에 따라 상회 하였으나, 영국 BS (Su : 0.1D S.F = 3.0)의 기준을 적용하면 허용재료강도 보다 적게 나타났다.

D500 mm 시험체 경우 허용재료강도는 648 kN으로 제시되었으나 압축재하시험 결과값은 전 침하량 기준적용시 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (Su : 25.4 ㎜ S.F = 2.0)제안은 565 kN(D22), 591 kN(D25)으로 허용재료 강도보다 보강재 크기의 차이에 따라 적게 나타났으며, 영국 BS (Su : 0.1D S.F = 3.0)의 기준 적용시 허용재료강도 보다 적게 나타났다.

순 침하량기준에 의한 허용지지력의 판단은 반복재하시험 방법 등에 의해서 정밀하게 판단할 수 있으나, 본 시험의 수행 목적상 급속재하시험 방법에 의해 수행된 점을 감안할 때 허용기준치의 초과 여부만을 확인하는 것으로 하였다.

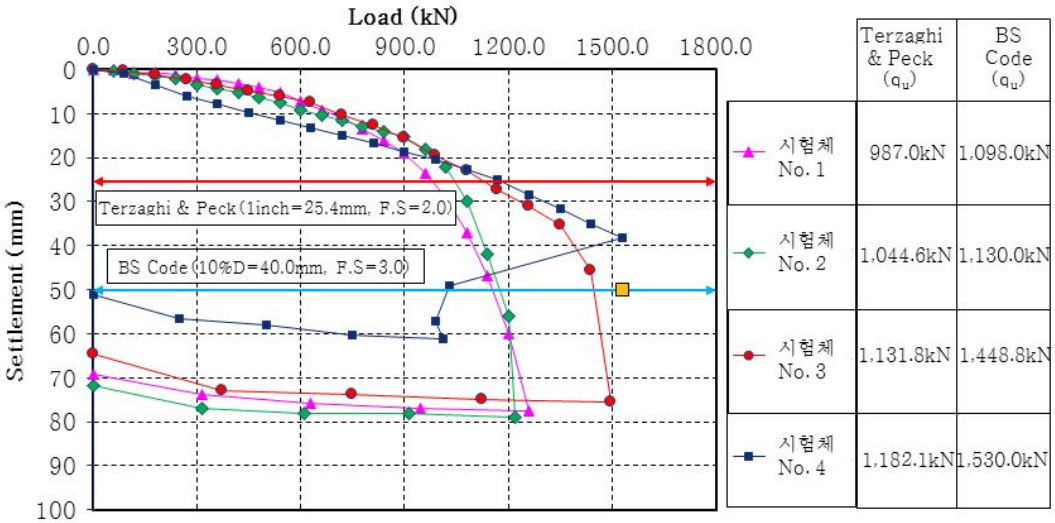


Figure 4.30 Result from Load test of all piles

본 시험말뚝의 침하량 기준에 의한 허용지지력은 다음 Table 4.7과 같다.

Table 4.7 Allowable bearing capacity of pile by settlement criteria

시험위치	최대 재하하중 (kN/본)	전 침하량 (㎜)	순 침하량 (㎜)	허용지지력(kN/본)		
				전침하량 기준		순침하량 기준
				25.4 ㎜	10% D	10.0 ㎜(2.5%D)
시험체 No.1(D=400 ㎜)	1,260.0	77.670	69.230	489.2	366.1	-
시험체 No.2(D=400 ㎜)	1,220.8	79.025	71.695	522.3	376.8	-
시험체 No.3(D=500 ㎜)	1,498.8	74.475	64.760	565.9	482.9	-
시험체 No.4(D=500 ㎜)	1,530.0	61.255	51.035	591.1	510.0	-

2) 하중-침하 곡선에 의한 항복하중 분석 고찰

본 시험말뚝의 하중-침하 곡선에 의한 항복하중 분석 결과는 분석법에 따라 전 침하량 기준의 허용지지력 과대 또는 과소평가되는 경향이 있으나 Davisson's 분석은 현격하게 과소평가되었는데 말뚝이 짧거나 주면 마찰력이 상대적으로 클 때 과소평가되는 점을 감안하여 향 후 C.P.R. 말뚝 분석시 참고 분석법으로 이용하는 게 바람직하다.

항복하중에 의한 허용지지력은 다음 Table 4.8 같다.

Table 4.8 Analysis of Allowable bearing capacity load by Load-settlement curve

시험위치	허용지지력(kN/본)				비 고
	P-S	logP-logS	S-logT	Davisson's	
시험체 No.1 (D=400 ㎜)	530.0	486.7	540.0	346.0	
시험체 No.2 (D=400 ㎜)	511.6	498.2	510.0	323.8	
시험체 No.3 (D=500 ㎜)	675.1	667.1	749.4	354.2	
시험체 No.4 (D=500 ㎜)	558.3	560.7	765.0	213.0	

4.1.6 하중전이시험

1) 하중전이시험의 목적

하중전이시험은 C.P.R 말뚝(C.P.R 시험체 No. 4, D500, 보강재 D25)의 수직변위와 지지력 산정을 위해 C.P.R 말뚝 시공시 철근에 변형률계를 부착하여 지반에 삽입하였으며, 압축재하시험 중 동시에 수행하였다. 재하시험 중 각 하중 단계에 따른 변형률을 측정하고 이를 통해 말뚝의 구간별 응력분포를 측정하고 주면마찰력 크기를 파악하여 C.P.R 말뚝의 지지거동 특성을 파악하였다.

2)결과 및 분석: 시험체 No. 4(C.P.R D=500 ㎜)

① 시험 완료 후 말뚝의 단면 형상을 파악하기 위하여 대상 시험체 주변 지반을 백호를 이용하여 GL-4 m까지 굴착하였는데 장비의 굴착한계 문제로 하부는 인력굴착을 실시하였으나 안전상 문제로 GL -5 m 지점에서 종료하였다. 굴착후 변형률계가 위치한 각 지점별로 형성된 구근의 크기를 측정하였다. 측정결과 S3(Top -1.3 m)은 구근의 단면적이 D400 mm로 상대적으로 계획단면보다 적게 형성되었으며 단면이 파괴되어 보강재인 철근에 의존해 자립한 상태였다. S4(Top -1.8 m)는 D800 mm, S5(Top -2.8 m)는 D900 mm, S6(Top -3.8 m)은 D700 mm으로 계획 단면보다 과대하게 형성되었다. S7(Top -4.8m)은 D450 mm으로 계획단면보다 다소 적게 형성되었다.

굴착면 하부는 Figure 4.31 과 같이 지반의 N값을 고려하여 상부 주입 고결체의 주입량을 제외한 잔여 주입량을 심도별로 유추하여 형성된 단면의 크기를 유추하였다.

실측 확인조사에서 균일한 단면이 아닌 지층의 N값에 따른 심도별 단면 변화가 확인되었다(Figure. 4.31). 이는 주입 중 시간 이력에 따른 지반응력 변화값과 유사한 결과를 나타냈으며 주입 중 주입재가 상대적으로 지중응력이 약한 상부방향과 상대적으로 약한 N값을 가진 지층으로 유동하여 변단면 형태의 단면을 형성시켰다. 말뚝 상부지점 (0.8 m ~1.3 m)에서 구근의 단면이 적게 형성되어 파괴가 발생된 이유를 고찰해보면 상기 지점에서 상재하중의 부족으로 인한 주입재가 지표면으로 유동하여 단면 축소 현상이 발생된 것으로 압축재하시험의 P-N-S곡선을 분석하면 하중 단계별로 선형

적인 침하량이 발생되다가 극한하중재하 단계에서 하중 전이를 하부로 전이시키지 못하고 보강재인 철근이 좌굴현상이 발생되어 파괴된 것으로 사료된다.

Figure 4.31 Excavation of C.P.R bulb

Figure 4.32 Destruction of C.P.R bulb

② 센서 위치별 변형량 측정결과 재하하중 초기에 말뚝상부에 위치한 S1센서에서부터 발생한 변형률은 점차 줄어들다가 상대적으로 연약한 지층에 과대구근이 형성된 S4 센서에 도달하여서는 급격하게 변형률이 줄어들고 이후부터 점진적으로 변형률이 수렴되는 특성을 보였다.

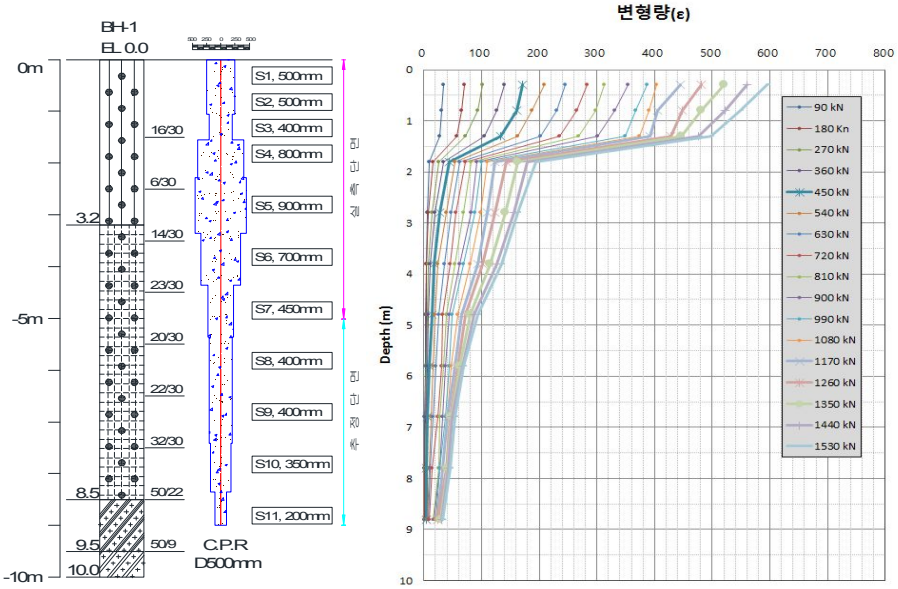


Figure 4.33 Displacement per depth according to the real bulb shape

③ 균질한 단면의 현장타설말뚝은 상부에서 하중전달이 최대값을 나타내고 하부로 갈수록 완만한 선형을 이루면서 최소값을 나타내나, 지반의 물리적 특성에 따른 변단면 형태의 C.P.R 말뚝의 경우 그림 5.34와 같은 하중전이 분포곡선이 고찰되어졌다. 초기 하중 재하시부터 S1(Top-0.3 m), S2(Top-0.8 m)까지 완만한 선형을 이루다가 단면이 다소 축소(400 mm)된 S3(Top-1.3 m)에서는 단면적의 변화로 인하여 하중전이가 급격하게 줄어드는 모습을 고찰할 수 있다. S4(Top-1.8 m)~S6(Top-2.8 m)에서 구근이 700 mm~900 mm로 상대적으로 구근이 크게 형성되어 하중 전이 시 변형률이 급격하게 감소하였으며 전이하중은 증대되는 현상을 고찰 할 수 있다. 이는 재하된 하중의 대부분을 S4(Top-1.8 m)~S6(Top-3.8 m)의 넓어진 단면에서 부담하는 것으로 판단되며, 하부 지점인 S7(Top-4.8 m)부터 하중전이가 급격하게 감소되어지며, 이는 하중전이가 말뚝의 근입 지반인 단단한 지층까지 전이가 이루어지지 않음을 의미한다.

$$P = \sigma \times A \qquad \text{(식 4.4)}$$

P: 압축력

σ: 응력(식 3.3참조)

A: 해당 단면적

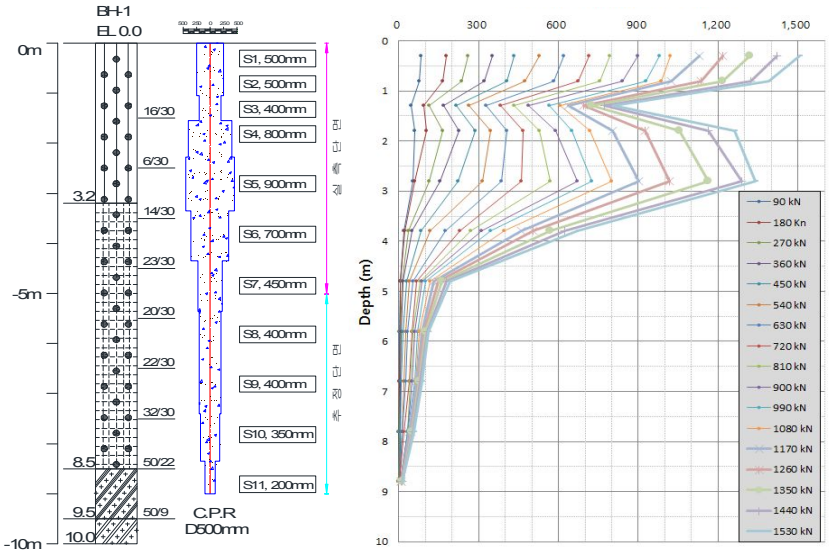


Figure 4.34 Transferring load per depth

④ 말뚝의 주면마찰력은 상부에서 전이된 하중과 변형률이 측정된 센서지점의 전이하중의 차이 이다. Figure 5.35 에서 보듯이 S3(Top-1.3 m)지점에서 주면마찰력이 증대된 이유는 상부보다 적어진 단면적으로 전이 하중을 부담하기 위하여 상대적으로 주면마찰력이 증가되었다.

S4(Top-1.8 m)~S6(Top-3.8 m)지점은 매립층 하부와 퇴적층 상부에서 과대하게 형성된 구근으로 인하여 전이하중의 대부분을 분담하고 이후(S7, Top-4.8 m)부터는 전이하중이 급격하게 감소하는 것은 줄어든 전이하중만큼 주면마찰력이 부담하였다는 것을 의미한다. 변단면인 C.P.R말뚝의 특성상 하부보다 상부의 구근의 크게 형성되었을 경우 주면마찰력이 증대되고 전이하중은 감소되는 것을 확인 할 수 있다.

$$f = P_0 - P_1 \qquad (식\ 4.5)$$

f : 주면마찰력

P_0 : 선행 압축력

P_1 : 해당심도의 압축력

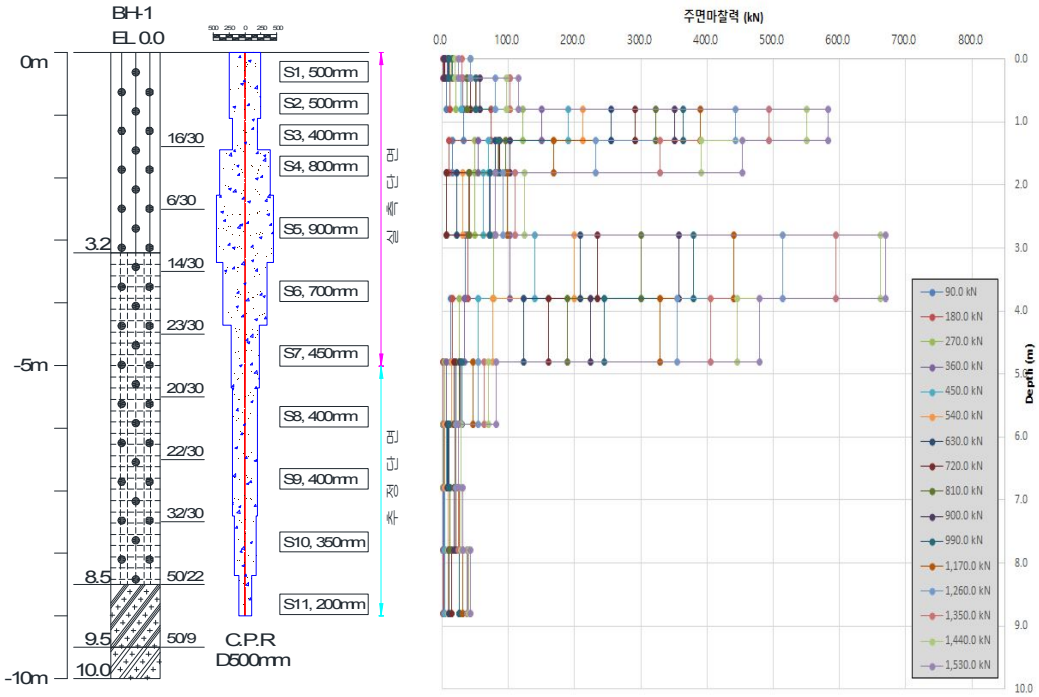


Figure 4.35 Skin Friction per depth

⑤ 하중재하에 따른 각 센서별 상대 변위량 대비 단위 주면마찰력 (Figure 4,36)을 검토한 결과 S3센서를 제외한 나머지 센서에서는 상대 변위량 대비 단위주면마찰력이 소폭의 증가를 보이나, 변형률의 급격한 감소와 전이하중의 증가를 가져오기 시작하는 S3센서에는 단위 주면마찰력이 큰 폭으로 증가되는 현상을 보인다. 이는 재하하중의 대부분을 S4~S6센서 부분의 과대하게 형성된 구근에서 부담하면서 바로 위 S3센서의 단위 주면마찰력 부담이 큰 폭으로 증가하였다는 것을 의미하는데, 이와 같은 급격한 증가가 구근 파괴현상을 초래하였을 것이고, 이는 시험체의 육안 관찰결과에서도 S3 지점에서 파괴현상이 발견된 결과와 일치함을 알 수 있었다.

$$\text{상대변위}(Z) = S_t - \frac{P \times L}{A \times E} \qquad (\text{식}4.6)$$

S_t : 말뚝 두부변위량

P : 재하하중

L : 말뚝의 상대길이

A : 말뚝의 단면적

E : 탄성계수 ($15{,}000\sqrt{\sigma_{ck}}$)

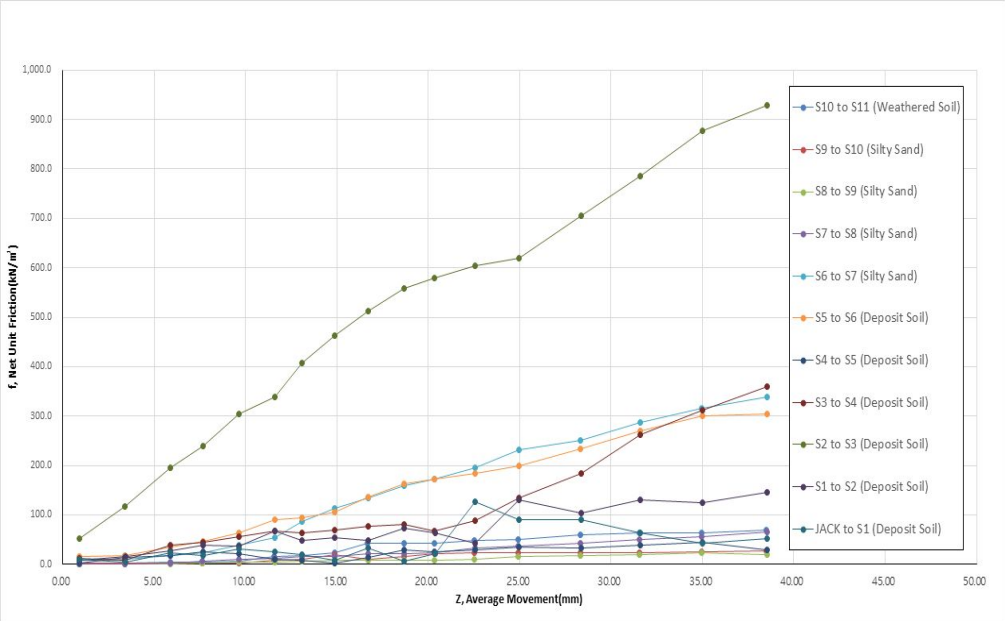


Figure 4.36 Curve between Relative displacement and Unit skin Friction

4.2 동재하시험

4.2.1.시험법 개요

말뚝의 정재하시험법은 여러 가지 지지력 추정법 중에서 가장 신뢰성이 높은 것으로 평가되고 있지만, 비용 및 시간적인 측면에서 비경제적이고 안전에 위험성이 있어 말뚝시험 현장에서 제한적으로 시험하고 있으며 시공된 말뚝에 상당부분 시험하는 것은 현실성이 결여된다.

동적재하시험은 정재하시험의 단점을 보완하기 위하여 개발되었으며 기 시공된 말뚝전체 또는 많은 수량에 대해 검사가 가능하며 비용측면에서도 상대적으로 유리하여 보편화된 시험법으로 인식된다.

말뚝항타분석기(Pile Driving Analyzer)는 항타로 인한 말뚝의 변위와 가속도를 항타 즉시 분석하여 항타기의 효율적인 작동 여부, 말뚝에 작용하는 압축력 및 인장력, 예상 지지력, 말뚝의 손상 여부를 출력한다. 따라서 말뚝이 손상되지 않는 범위 내에서 소정의 지지력을 얻을 수 있도록 항타 관리가 가능하며 항타기의 효율 및 적절성을 판단하여 항타 장비, 항타 시스템 및 , 말뚝의 적절한 조합을 유도할 수 있다.

말뚝 항타 분석기는 파동 방정식을 이용한 항타해석(Wave Equation Analysis of Pile Driving)과는 달리 말뚝 두부에서의 힘과 속도를 입력치로 사용하기 때문에 항타기의 모델링 또는 효율의 추정으로부터 생기는 오차를 제거하였다. CAPWAP (Case Pile Wave Analysis Program)은 말뚝 항타분석기로 계산된 힘과 속도를 Wave Matching Technique으로 분석하여, 말뚝의 극한지지력, Quake 및 Damping을 추정하며, 이들을 이용하여 정적 재하 시험을 모사한 하중-변위 곡선, 주면 마찰력의 분포 및 크기, 선단 지지력을 예측한다.

파동 방정식에 의한 말뚝 해석 프로그램 (WEAP), 말뚝 항타 분석기 (PDA), 정적 재하 시험을 적절히 조화하여 사용한다면 말뚝의 설계 및 시공성 향상, 시공 관리 및 품질 향상, 공비 절감 등 상당한 효과를 얻을 것으로 기대된다.

4.2.2 말뚝 항타 분석기 구성장비

말뚝 항타 분석기 및 측정장치들은 현장에서 일상적인 시험으로 쉽게 사용할 수 있도록 개발된 것으로 Figure 4.37과 같이 구성되어 있다. 두쌍의 변형계(Strain Transducer)와 가속도계(Accelerometer)는 말뚝의 두부에 볼트로 고정되며 측정된 말뚝의 변형과 가속도는 힘과 속도로 변환되어 말뚝 항타 분석기의 화면에 항타와 동시에 나타난다.

변형계는 4개의 Resistance Foil Gages를 부착한 Frame으로 재사용이 가능하며, 가속도계 Quartz Crystal로 구성된 Piezoelectric 방식이 보통 사용된다. 항타시 편타로 인해 동일 위치의 단면에 다른 크기의 압축력 또는 변위가 발생하는 것을 감지하고자 말뚝 주면의 180°방향으로 한 쌍씩의 변형계와 가속도계를 부착한다.

말뚝 항타 분석기는 변형계와 가속도계로부터 측정된 아나로그 신호에 대해 Signal Conditioning을 실시하며, A/D 변환기를 통해 힘과 속도가 디지탈 데이타로 변환된다. 이와 함께 Case방법으로 추정된 각종 계산치를 힘과 속도와 함께 말뚝 항타 분석기 화면에 보여준다.

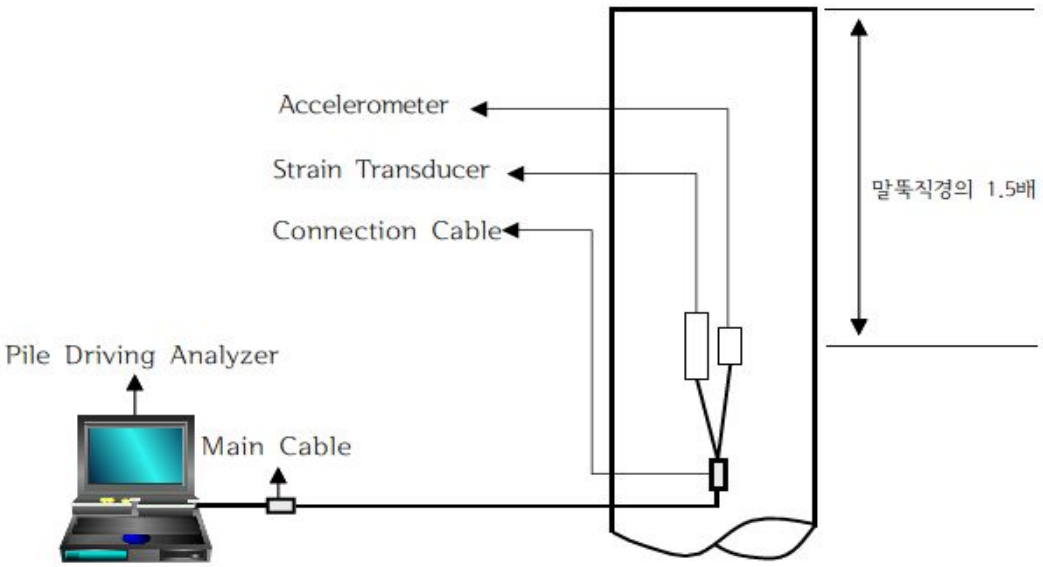


Figure 4.37 Schematic of PDA up

Table 4.9 Calculation output value of Pile Driving Analyzer (Pile Dynamics, Inc, 1993)

출력치	내 용
CSX (FMX)	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 항타에너지
ETR	에너지 전달률
BTA	말뚝의 손상 정도를 나타내는 건전도 지수
RTL	말뚝의 Total Resistance (정적 + 동적)
RSP (RP#)	Case방법에 의한 정적 극한 지지력 (RSP w/JC=0.#)
RMX (RX#)	Case방법에 의한 최대 정적 극한 지지력 (RMX w/JC=0.#)
RMN	Case방법에 의한 최소 정적 극한 지지력
RSU (RU#)	Early unloading 을 보정한 정적 극한 지지력 (RSU w/JC=0.#)

4.2.3 동재하시험 준비 및 계획

본 시험에 선행된 압축재하시험 시험체(No.1, No.2, No.3)에 시험을 계획하였으며, 시험체 No. 4는 압축재하시험시 파괴가 발생하여 본 재하시험은 실시하지 않았다.

시험위치별 말뚝의 제원을 요약하면 아래 Table 4.10과 같다.

Table 4.10 Specification of Test pile

말뚝제원표			말뚝 시공심도	관입깊이	비 고
구 분	크 기	보강재			
시험체 No. 1	D400	D25	9.0 m	8.4 m	Restrike
시험체 No. 2	D400	D22	9.0 m	8.4 m	Restrike
시험체 No. 3	D500	D22	9.0 m	8.4 m	Restrike

주1) 말뚝 시공심도는 상부 지반고 기준이며, 동재하시험시 센서 설치를 위한 굴착 작업으로 시험위치에서의 관입깊이는 시험말뚝 모두 8.4 m임.

주2) Restrike(재항타 시험) ; 시공종료 후 일정기간이 경과한 시점에서 실시한 시험으로 시항타 후 시간경과에 따른 지지력의 변화(set-up or relaxation) 확인을 목적으로 함.

동재하시험은 압축재하시험 종료 후 압축재하시험에 따른 시험 말뚝체 주변의 주면마찰력 회복기간 고려하여 3일 이상 경과하여 실시하는 것을 원칙으로 하였으며, Figure 4.38과 같이 센서 설치를 위하여 과업 부지 상부 지반고에서 하부로 굴착을 실시하여 시험을 진행하였다.

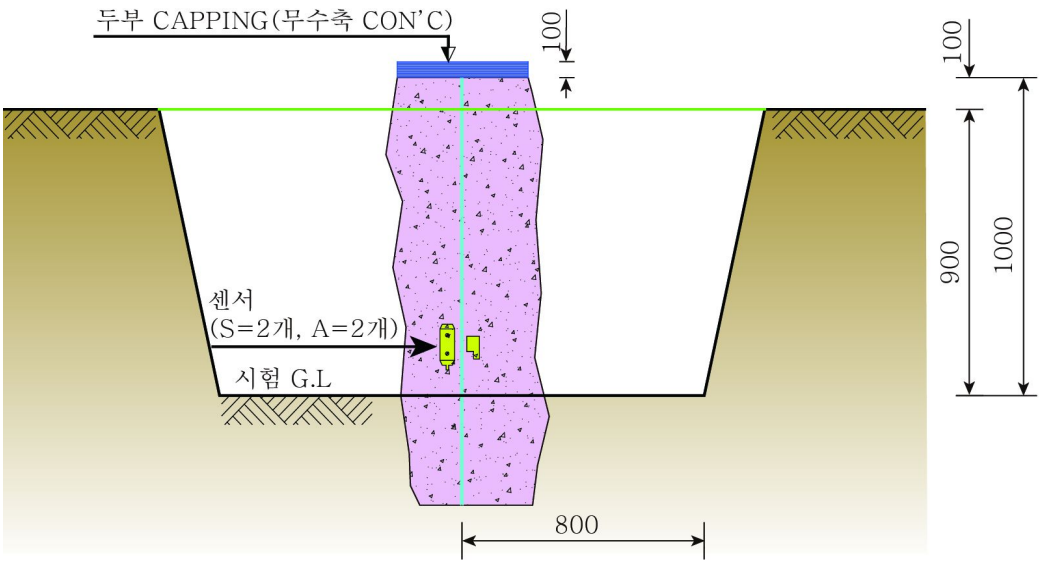


Figure 4.38 Schematic of layout for dynamic load test

4.2.4 동재하시험 결과 및 분석

CAPWAP은 위에서 계산된 경계조건을 이용, 정적 재하시험을 묘사하여 말뚝의 두부에 하중을 작용시켜 말뚝의 관입과 이에 소요되는 흙의 정적 저항력의 관계를 얻을 수 있고, 선단지지력과 주면마찰력을 분리하여 지지력을 평가할 수 있으며, 또한 주면마찰력 분포의 제시도 가능하다.

재하시험 결과로부터 허용하중을 결정하기 위해서는 항복하중을 적절한 안전율로 나누어 주어야 한다. 이때 하중-침하 거동을 잘 분석하여 사용하중 범위에서 과도한 침하가 일어나지 않도록 허용하중을 결정하여야 한다. 안전율에 대해서는 건설부 제정 [구조물기초설계기준]에 의하면 항복하중에 대해서는 2.0을 극한하중에 대해서는 3.0의 안전율을 적용하게 되어있다.

본 분석에서는 CAPWAP에서 분석한 전체지지력에 미공병단에서 규정하고 있는 C.O.E(Corps Of Engineers) 규정을 적용하여 안전율을 허용지지력으로 산정하였다.

Table 4.11 Factor of safety for pile capacity

Method of Determining Capacity	Loading Condition	Minimum Factor of Safety	
		Compression	Tension
Prediction to be verified by pile driving analyzer	Usual	2.5	3.0

1) 분석결과

동재하시험시 현장 분석 자료를 요약하면 아래 Table 4.12와 같다.

Table 4.12 Summary of Analysis results

측정 항목		시험체 No. 1	시험체 No. 2	시험체 No. 3
		C.P.R D=400㎜ Pile	C.P.R D=400㎜ Pile	C.P.R D=500㎜ Pile
① BN	총 타격횟수	4회	3회	2회
	분석	BN. 4	BN. 3	BN. 2
② 항타에너지	ER(정격 WH)	25.0 kN - m	25.0 kN - m	25.0 kN - m
	EMX (측정PDA)	7.6 kN - m	18.3 kN - m	13.8 kN - m
③ 해머효율(ETR = EMX / ER)		30.4 %	73.2 %	55.2 %
④ 압축응력 (기준:센서)	두부응력(CSX)	7.5 MPa	14.1 MPa	7.1 MPa
	선단응력(CSB)	6.6 MPa	10.9 MPa	9.2 MPa
	인장응력(TSX)	1.2 MPa	4.6 MPa	0.4 MPa
⑤ BTA-말뚝의 건전도(%)		77 %	72 %	76 %
⑥ 항타시 말뚝의 지지력(RMX)		1,042 kN	1,021 kN	1,036 kN
⑦ 최종 관입깊이(LP)		8.4 m	8.4 m	8.4 m

주1) BN ; Blow Number(시험 시 분석에 사용된 항타 횟수 번호)

주2) CSX: 말뚝두부(gauge 위치)에서의 최대압축응력

CSB: 말뚝선단부에서의 최대압축응력

EMX: 말뚝두부(gauge 위치)에 전달된 타격에너지

ETR: 타격에너지 전달율

TSX ; 말뚝에 작용하는 최대 인장응력

주3) FHWA DRIVING STRESS(fca = 0.6 f_{ck})

주4) 압축응력(인장응력):; 압축응력의 경우 동재하시험시 측정된 CSX(센서위치에서의 최대 압축응력) 및 CSB(말뚝선단에서의 최대압축응력)중 높은 수치를 적용함.

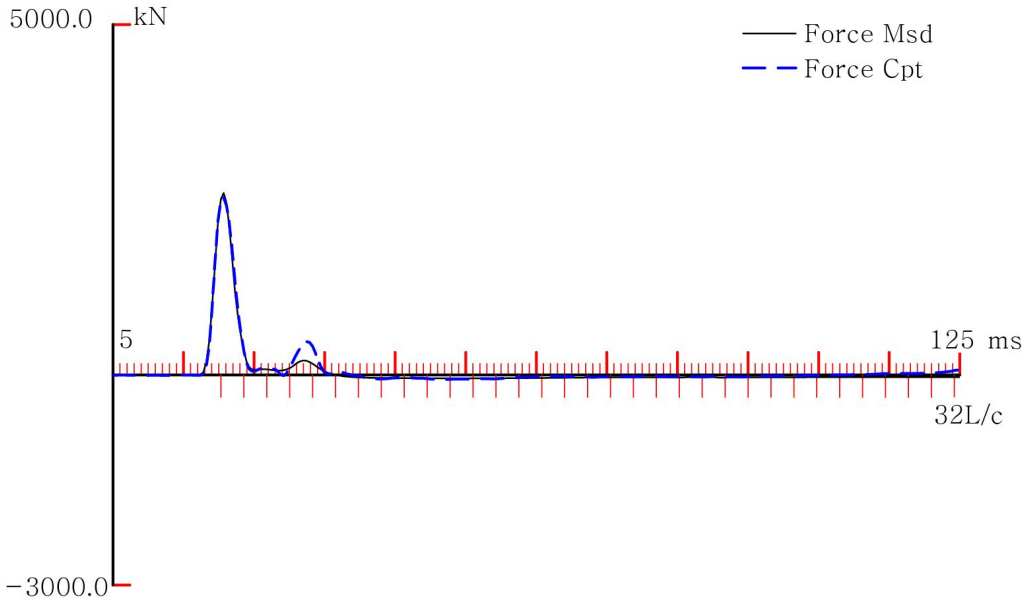
주5) BTA(말뚝의 건전도)=80% 이상일 경우 본말뚝(Working Pile)으로 사용 가능하나, 본 과업구간의 시험말뚝들의 BTA(=72~77%)의 경우 말뚝항두 Capping 시 직경 65 cm로 타설 및 시험말뚝의 구근 단면변화에 따른 손상지수인 것으로 판단됨.

2) CAPWAP 분석결과

시험자료를 이용하여 CAPWAP 분석을 실시한 결과값은 Table 4.13과 같다. 최종 관입량은 Case 분석 시 나타난 DFN(Final Displacement)을 기준 하였으며, Rs : 주면마찰력, Rb : 선단지지력, Ru : 전체지지력 이다.

Table 4.13 Analysis results of CAPWAP

시험위치	낙하고 (m)	최종관입량 (㎜/打)	CAPWAP Method			안전율 (S.F)	허용 지지력 (kN/본)	비 고
			Rs(kN)	Rb(kN)	Ru(kN)			
시험체 No. 1	1.0	6.0	719.2	296.0	1,015.2	2.5	406.1	Restrike
시험체 No. 2	1.0	12.0	608.1	386.6	994.7	2.5	397.9	Restrike
시험체 No. 3	1.0	7.0	712.0	563.8	1,275.8	2.5	510.3	Restrike



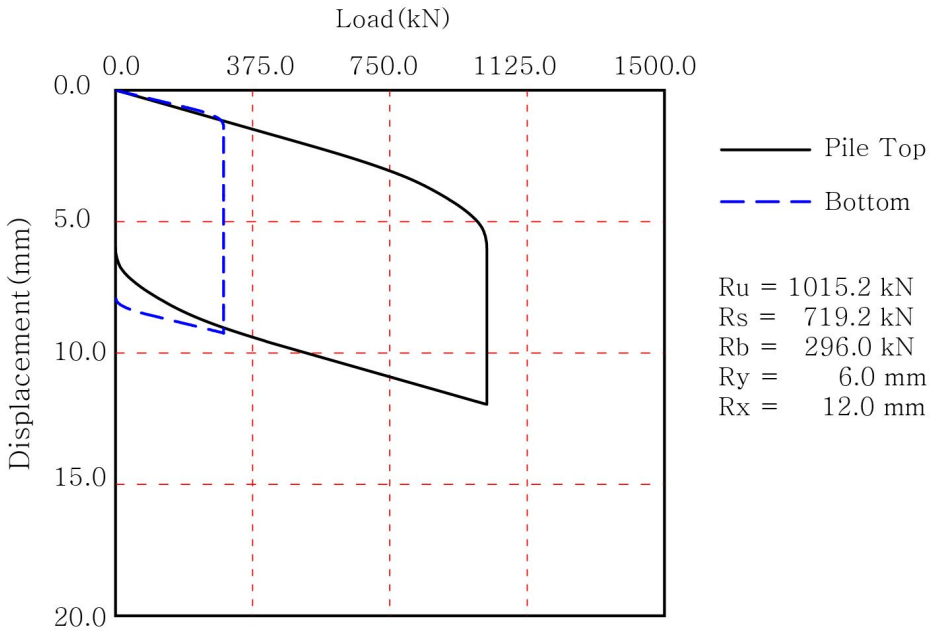
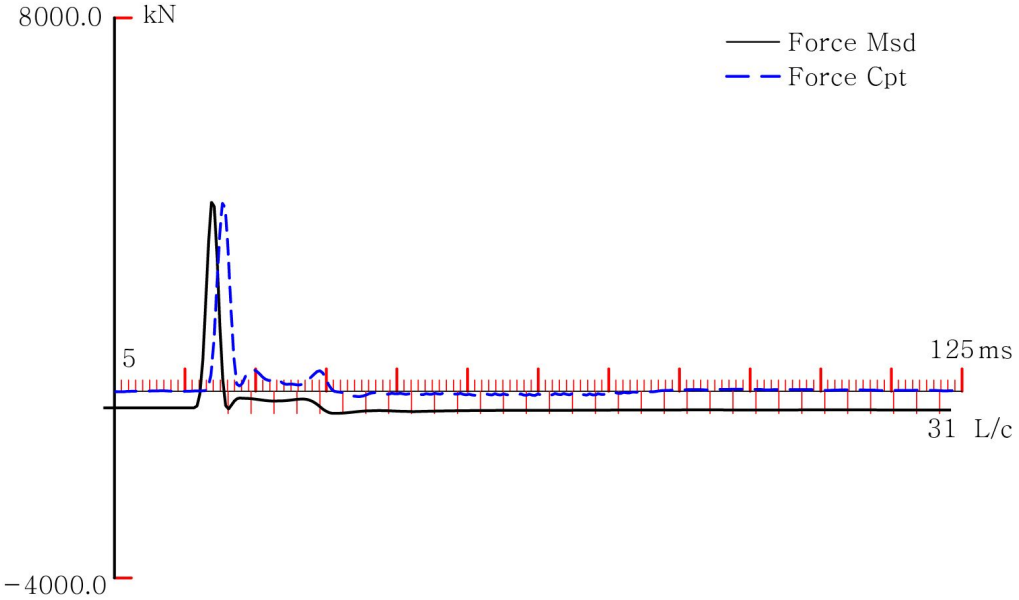


Figure 4.39 Result of CAPWAP (Test pile No. 1)



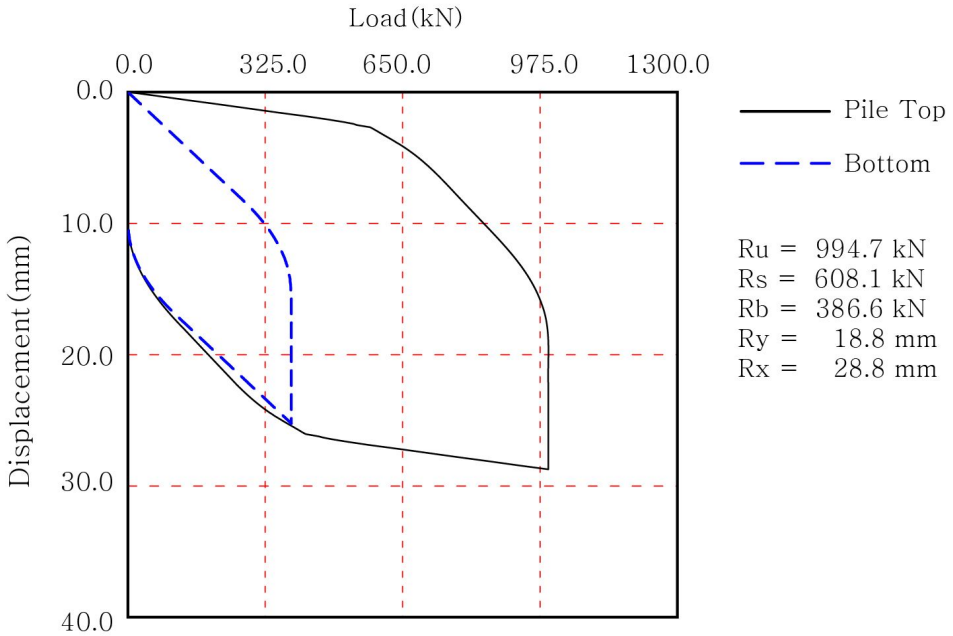
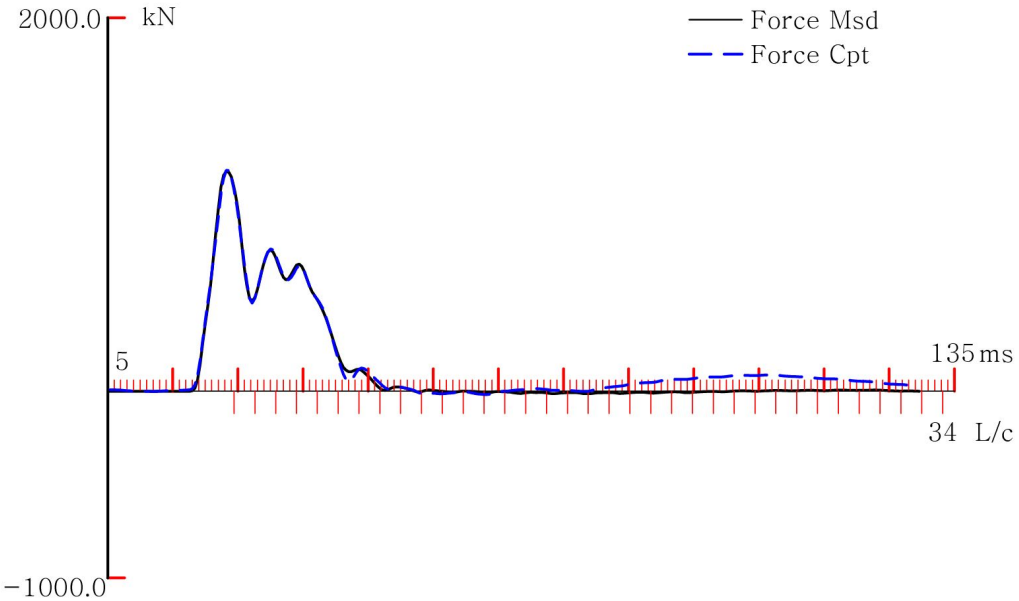


Figure 4.40 Result of CAPWAP (Test pile No. 2)



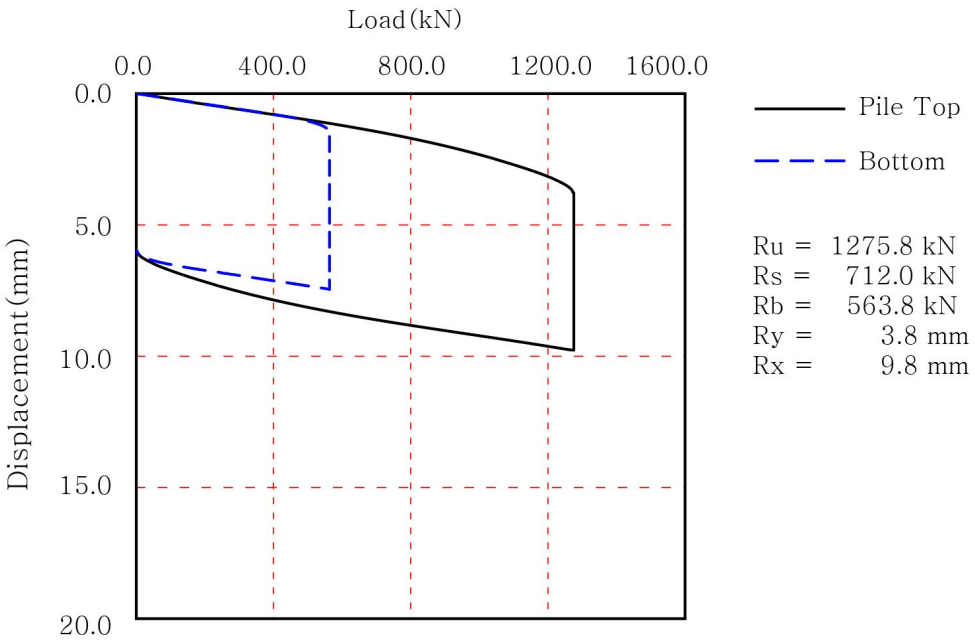


Figure 4.41 Result of CAPWAP (Test pile No. 3)

3) 하중-침하곡선 분석결과(Davisson's Method)

본 해석법은 하중-침하곡선에 말뚝의 탄성 압축량, 말뚝의 직경과 상관된 OFFSET을 이용하여 항복하중을 구하는 방법이다. 이 방법으로부터 구한 항복하중에 안전율 2.0을 적용한다.

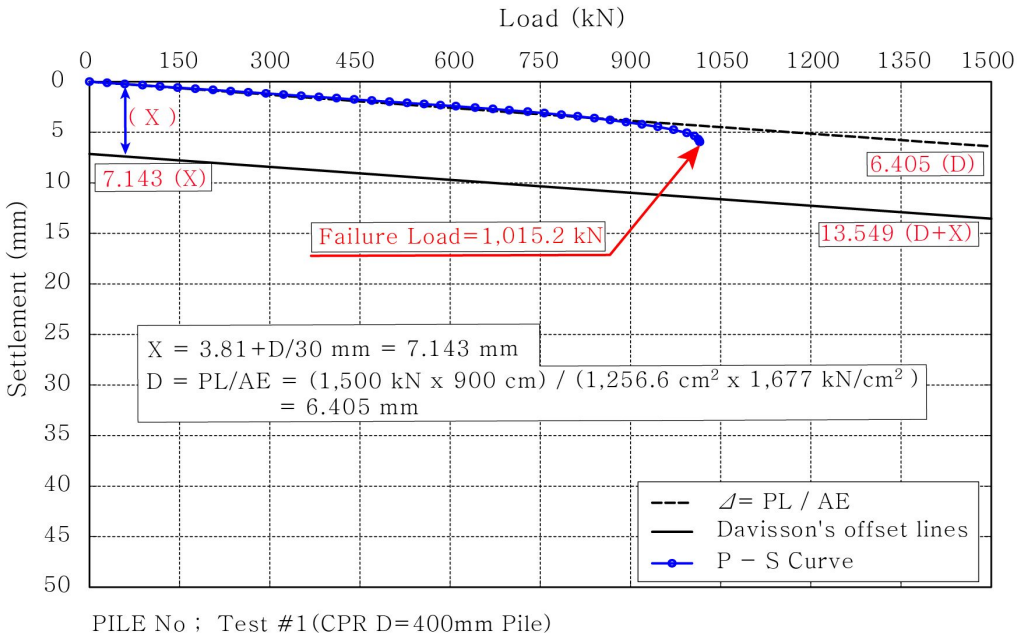
본 해석법의 적용절차는 아래와 같다.

① 하중-침하곡선을 구한다.

② 말뚝의 탄성침하량(Δ)을 구하고 이 탄성 압축량에 근거하여 직선을 긋고 수평축을 따라 원점으로부터의 거리 X만큼 떨어진 점으로부터 탄성 압축량 직선과 평행하게 직선을 도시한다. 여기에서 구하는 거리 X는 {X=3.81+D/120(㎜) D=말뚝의 직경}구한다.

③ 항복하중은 탄성 압축량 직선과 거리 X만큼 떨어져 도시된 직선과 하중-침하량 곡선의 교점(B곡선)에서의 하중으로 정의 된다. A//B (A곡선과 B곡선은 평행)

④ Davisson 방법에서 항복하중은 P-S곡선과 Davisson's Offset Limit Line과의 교점으로 한다.



PILE No ; Test #1(CPR D=400mm Pile)

Figure 4.42 Davisson's Method (Test pile No. 1)

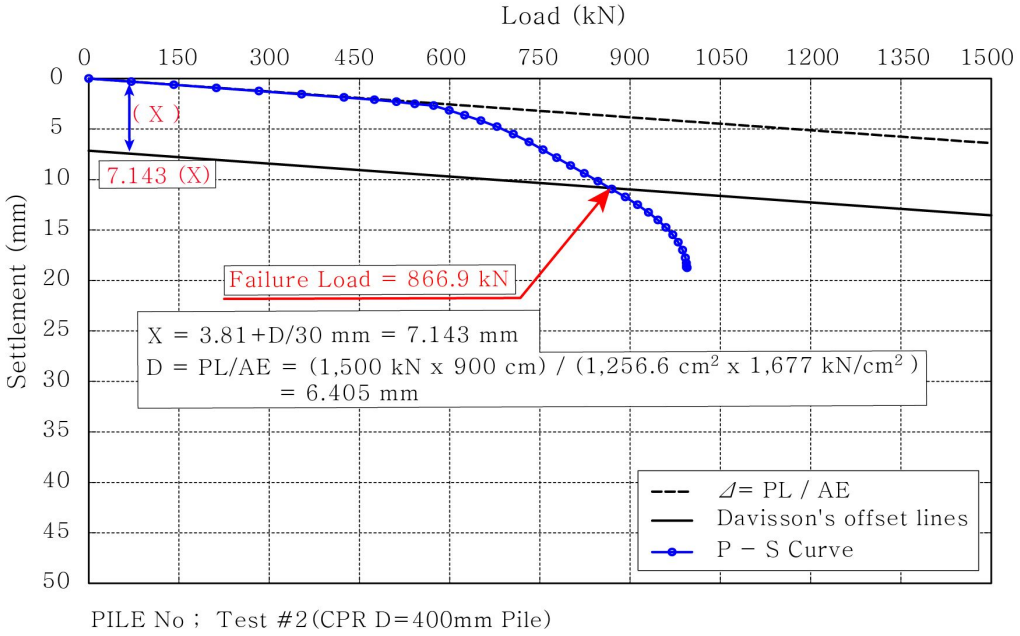


Figure 4.43 Davisson's Method (Test pile No. 2)

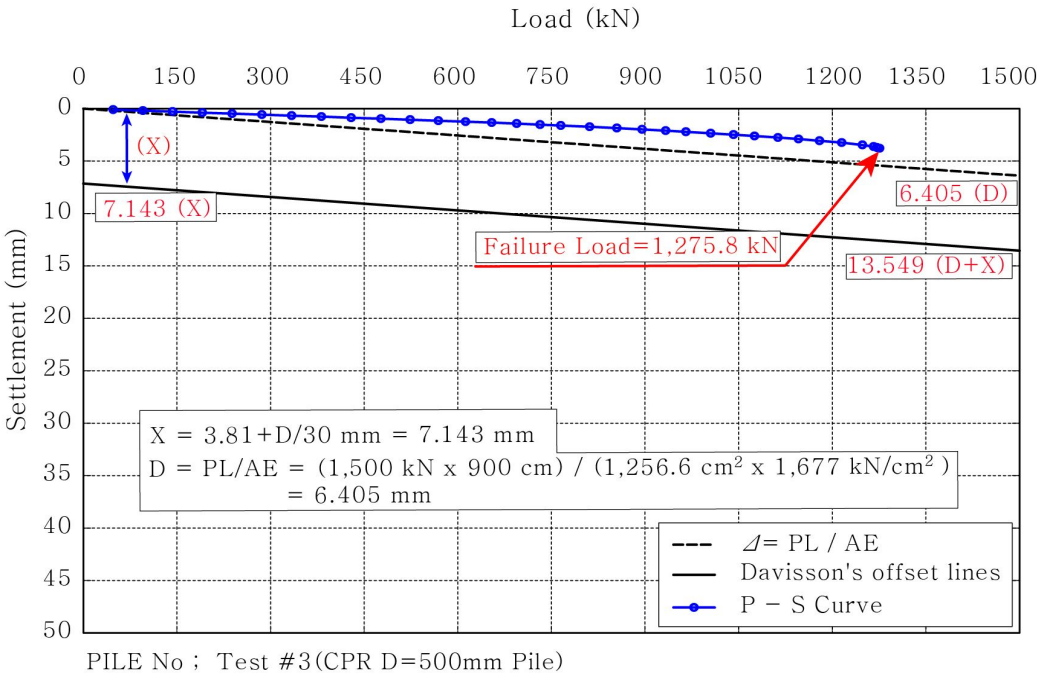


Figure 4.44 Davisson's Method(Test pile No. 3)

하중-침하곡선 분석결과(Davisson's Method)를 요약하면 다음과 같이 평가할 수 있다.

Table 4.14 Allowable bearing capacity by Davisson's method

시험위치	말뚝제원	BN	항복하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용지지력 (kN/본)	비고
시험체 No. 1	C.P.R D=400 ㎜	4	1,015.2	2.0	508.0	
시험체 No. 2	C.P.R D=400 ㎜	3	866.9	2.0	433.5	
시험체 No. 3	C.P.R D=500 ㎜	2	1275.8	2.0	638.0	

4) 시험결과 고찰

① 동재하시험시 측정된 말뚝 건전도지수(BTA)는 72~77 %로 말뚝손상이 있는 것으로 나타났으나, 이는 말뚝항두 Capping 시 직경 65 cm로 타설 및 시험말뚝의 구근 단면변화에 따른 손상지수인 것으로 판단되며 향후 현장 적용시 말뚝의 두부정리 및 Capping에 유의해야 할 것으로 사료된다.

② CAPWAP 분석과 Davisson's 분석의 허용지지력 차이는 적용 안전율에 의한 것으로 향후 현장 적용시 구조물의 중요도 지반특성을 고려하여 적용지지력을 산정해야 할 것으로 사료된다.

③ 압축재하시험의 전 침하량 기준의 허용지지력과 비교시 시험체 No. 1은 20 kN 과대, 시험체 No. 2는 90 kN 과소, 시험체 No. 3은 73 kN 과대평가 되었다. 이는 C.P.R말뚝 특성상 불규칙한 단면 형상으로 인한 동재하시험시 오차로 사료되며 현장 적용시 시험체에 대한 타격 빈도를 증대시켜 시험에 대한 오차를 축소해야 된다.

④ 허용지지력이 재하시험 결과, 판정된 허용지지력 및 시험말뚝의 극한주면마찰력을 요약하면 아래 Table 4.15와 같다.

Table 4.15 Analysis results of dynamic loading test

시험위치	관입 심도 (m)	허용지지력 판정결과(kN/본)						적용 허용지지력 (kN/본)
		CAPWAP분석				Davisson's 분석		
		주면	선단	극한	허용 지지력	항복 하중	허용 지지력	
시험체 No. 1	8.4	719.2	296.0	1,015.2	406.1	1,015.2	508.0	406.1
시험체 No. 2	8.4	608.1	386.6	994.7	397.9	866.9	433.5	397.9
시험체 No. 3	8.4	712.0	563.8	1,275.8	510.3	1,275.8	638.0	510.3

4.3 인발재하시험

인발재하시험은 파괴하중(주면마찰력)의 결정을 통한 시험체의 허용지지력 산정과 압축재하의 반력말뚝으로 사용하기위한 인발력을 파악하기 위함이다. 시험방법은 ASTM D1143에 의한 급속재하시험방법으로 실시하였다.

인발시험 시험체는 압축재하시험 반력으로 이용한 시험체를 대상으로 계획하였으며 압축재하시험에 따른 시험 말뚝체 주변의 주면마찰력 회복기간 고려하여 압축재하시험 3일 후 시험을 실시하였다.

4.3.1 인발재하시험 준비 및 계획

1)시험말뚝 인장철근 배치 (D400 ㎜)

최대시험하중=1,200 kN

인장철근 D25(SD300) 사용할 경우 사용 인장강도=106.4 kN/1가닥이므로 12가닥을 검토하였으나 시험말뚝 D400의 인장철근 수량 및 근입 심도는 직경 400 ㎜에 철근의 수량이 많을 경우 철근간의 간격이 좁아져 그룹효과의 영향으로 부착강도가 떨어질 것을 예상하여 철근 사용 갯수를 10가닥으로 조정하며, 정착장을 3.0 m로 늘려 재료허용하중의 2배를 목표로 Table 4.16과 같이 계획 하였다.

Table 4.16 Layout & applied planning of tension re-bar for test pile(D400)

인장철근	사용 갯수	정착장	여유장	총 필요길이	비 고
D25	12	2.8 m	0.4 m	3.2 m	검 토
D25	10	3.0 m	0.5 m	3.5 m	적 용

2) 시험말뚝 인장철근 배치 (D500 ㎜)

최대시험하중=1,800 kN

인장철근 D25(SD300) 사용할 경우 사용 인장강도=106.4 kN/1가닥이므로 17가닥을 검토하였으나 시험말뚝 D500의 인장철근 수량 및 근입심도는 직경 500㎜에 철

근의 수량이 많을 경우 철근간의 간격이 좁아져 그룹효과의 영향으로 부착강도가 떨어질 것으로 예상하여 철근 설치갯수를 13가닥으로 조정하였으며, 정착을 2.8 m에서 0.2 m 추가하여 3.0 m로 조정하여 재료허용하중의 2배를 목표로 Table 4.17과 적용하였다.

Table 4.17 Layout & applied planning of tension re-bar for test pile(D500)

인장철근	사용 갯수	정착장	여유장	총 필요길이	비 고
D25	17	2.8 m	0.4 m	3.2 m	검 토
D25	13	3.0 m	0.5 m	3.5 m	적 용

3) 시험말뚝의 인장철근(SD300) 배치도

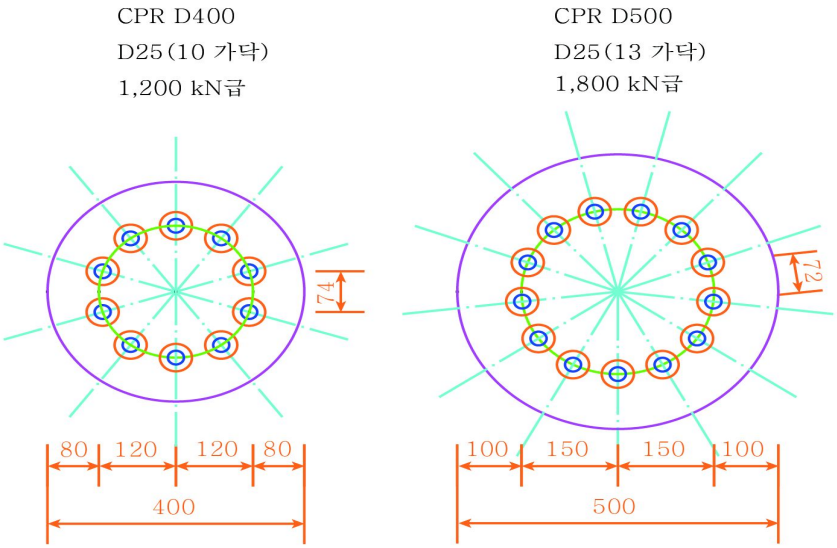


Figure 4.45 Layout of tension re-bar for test pile(SD300)

4.3.2 재하시험 방법의 결정

인발재하시험 방법은 압축재하시험과 시험방향만 반대이며, 재하과정은 동일하게 적용한다.

1) C.P.R 말뚝(D400) ; 최대계획하중=1,200.0 kN(Appendix 6.1)

2) C.P.R 말뚝(D500) ; 최대계획하중=1,800.0 kN(Appendix 6.2)

4.3.3 시험장치의 설치 및 방법

1) 측정장치의 설치 및 방법

재하하중 및 변위량은 Data-logger(TDS-530, 60CH, 전기저항식)에 의해 자동측정을 실시하는 것을 원칙으로 하였다. 단계별 시험하중의 재하에는 5,000 kN 용량의 유압 Jack 1개를 이용하며 재하하중의 측정은 로드 셀(Load Cell) 1조를 사용하여 측정한다. 재하하중에 의한 말뚝 변위량은 Steel band 및 Magnetic base를 사용하여 말뚝 몸체에 180°간격으로 2개의 Gauge를 부착하고 시험말뚝 주위에 2개의 Reference beam을 설치하여 측정하며 측정시간은 각 하중단계에서 재하가 완료된 후 동일하게 5분 동안 실시한다. 사용하는 Gauge는 최대 100 ㎜까지 측정이 가능한 것으로서 실제 최소 측정단위는 1/100 ㎜까지로 한다.

2) 재하대(프레임)의 설치

재하대는 최대계획하중의 1.5배 이상의 재하용량을 사용하며, 현장 설치 시 시험말뚝의 편심을 방지하기 위하여 시험말뚝과의 수직, 수평에 만전을 기한다.

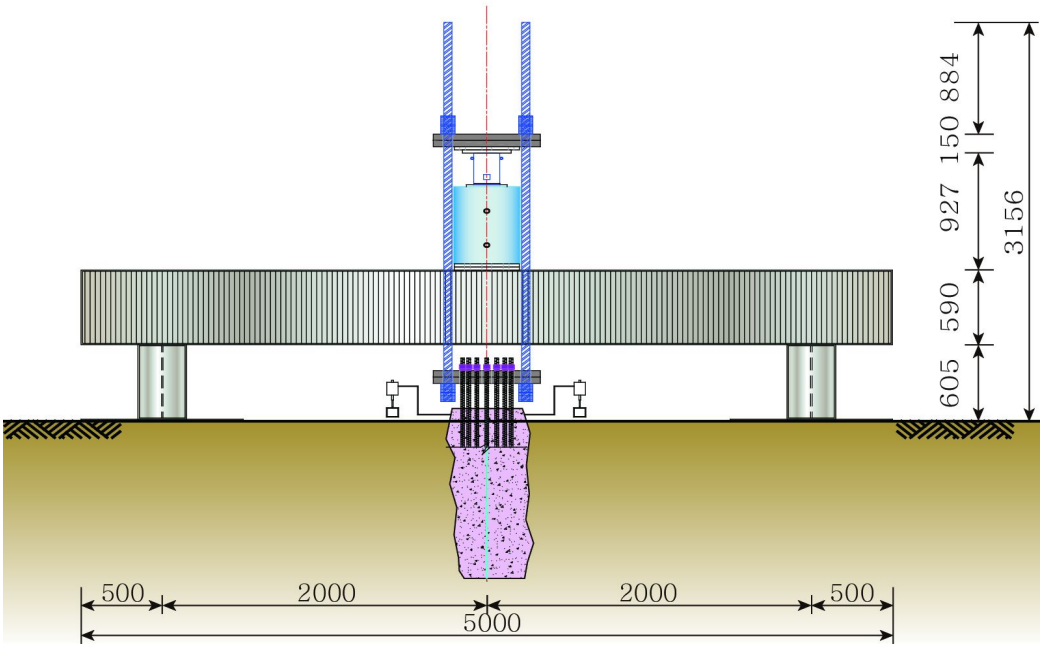


Figure 4.46 Schematic of layout for tension loading test(Front view)

4.3.4 인발재하시험 해석 방법

인발재하시험 결과를 해석하는데 범용으로 적용되는 방법은 사실상 제안되어 있지 않으며, 국내의 경우 압축재하시험과 동일하게 해석이 이루어지고 있다. 그러나 압축재하시험의 말뚝머리의 제한변위에 의한 극한하중을 산정하는 방법을 그대로 인발재하시험 결과해석에 적용할 경우 실제 지지력과는 상이한 결과를 초래할 수 있을 것이다. 이는 선단저항력과 주면 마찰 저항력의 최대값이 같은 변위에서 일어나지 않는 것으로 설명할 수 있다. 즉, 주면 마찰 저항력은 전형적으로 침하량 2.5 ㎜ 내지 10.0 ㎜ 정도에서 완전히 발휘되지만, 선단저항력은 말뚝직경의 약 8% 정도 침하량에서 완전하게 발휘된다.

이와 같은 결과로 인발재하시험으로 극한하중이 결정 되었을 때는 문제가 없지만, 극한하중이 확인(극한하중의 판정은 압축재하시험과 동일 단, 제한 변위량인 말뚝직경의 10%는 제외)되지 않을 경우에는 Fuller가 제안한 하중-변위량 곡선이 제한 부상량(재료의 탄성침하량+제한변위 2.5 ㎜)과 만나는 점을 파괴하중으로 하는 방법이 추천되고 있다. 이 경우 설계하중은 파괴하중의 1/2정도가 추천되고 있다.

말뚝의 허용 인발력은 말뚝의 극한 인발력을 안전율로 나눈 후 말뚝의 유효중량을 더한 값으로 구하며 이것은 말뚝의 재료허용인장강도보다도 작도록 규정되어 있는데, 일반적으로 말뚝의 유효중량은 무시한다.

인발재하시험에 따른 극한하중에 대한 안전율은 각 기관마다 큰 차이를 보이고 있으며, 다음 Table 4.18에 의하여 안전율을 산정하였다.

Table 4.18 Factor of safety for allowable tension capacity from results of loading test

분석된 하중종류	안전율		비 고
	상시 (장기하중)	지진시 (단기하중)	
극한하중	2.0	-	DM-7(DPT. of the Navy, 1982), 재하시험이 수행되며, 책임기술자의 판단에 따라
	3.0	2.0	구조물기초설계기준(2008) 및 해설(2009)
파괴하중	2.0	1.5	Fuller 방법

4.3.5 시험결과 분석

1) 시험체 No. 1:(C.P.R D=400 ㎜ Pile, No. 5)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

본 건 시험말뚝의 경우 시험하중 750.8 kN에서 하중 증가 없이 변위만 계속 증가하는 극한상태(=780.0 kN)에 도달하였다. 이후 지속적인 변위 증가에 의해 제한 변위량(말뚝직경의 15%=60 ㎜)을 초과하는 61.085 ㎜ 변위가 발생하였다.

전침하량 기준인 말뚝직경의 15%(D=400의 경우 60.0 ㎜)에 해당하는 하중은 749.2 kN이며, 하중 제거 후의 잔류 인발량은 32.130 ㎜로 확인되었다.

Table 4.19 Allowable tension capacity by Settlement criteria(ASTM D3689-07)

판정기준		극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용인발력 (kN/본)	비고
극한하중판정	15.0%D(60.0 ㎜)	749.2	3	249.7	

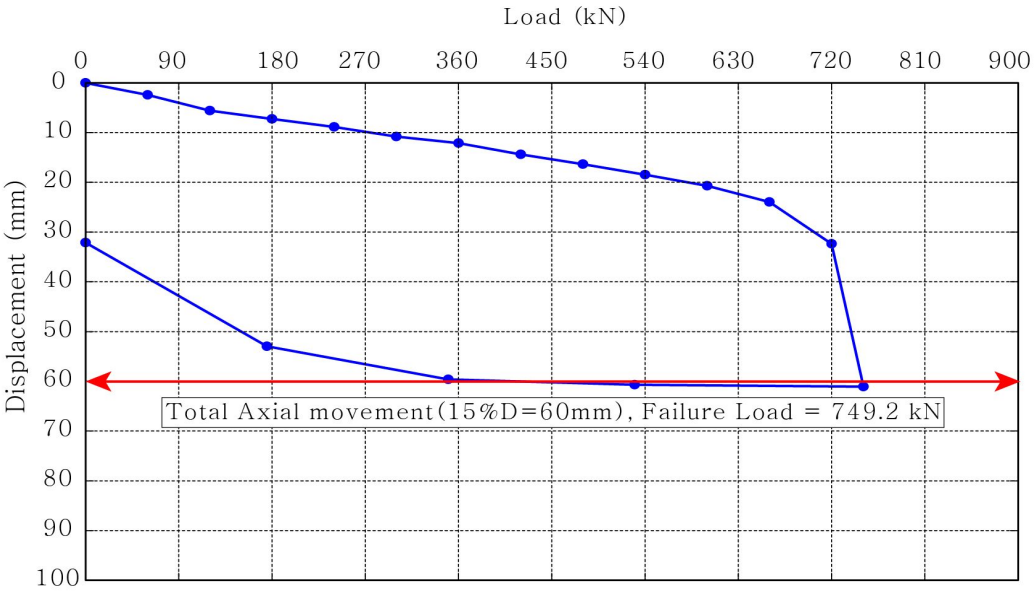


Figure 4.47 relation curve between loading and displacement(Test pile No. 1)

(2) 도해법에 의한 허용지지력의 판정

① P - S 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, 도해법에 의한 추정된 항복하중은 650.1 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 325.1 kN/본으로 판단된다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, 도해법에 의한 추정된 항복하중은 644.1 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 322.1 kN/본으로 판단된다.

③ S - LOG T 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, 도해법에 의한 추정된 항복하중은 720.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 360.0 kN/본으로 판단된다.

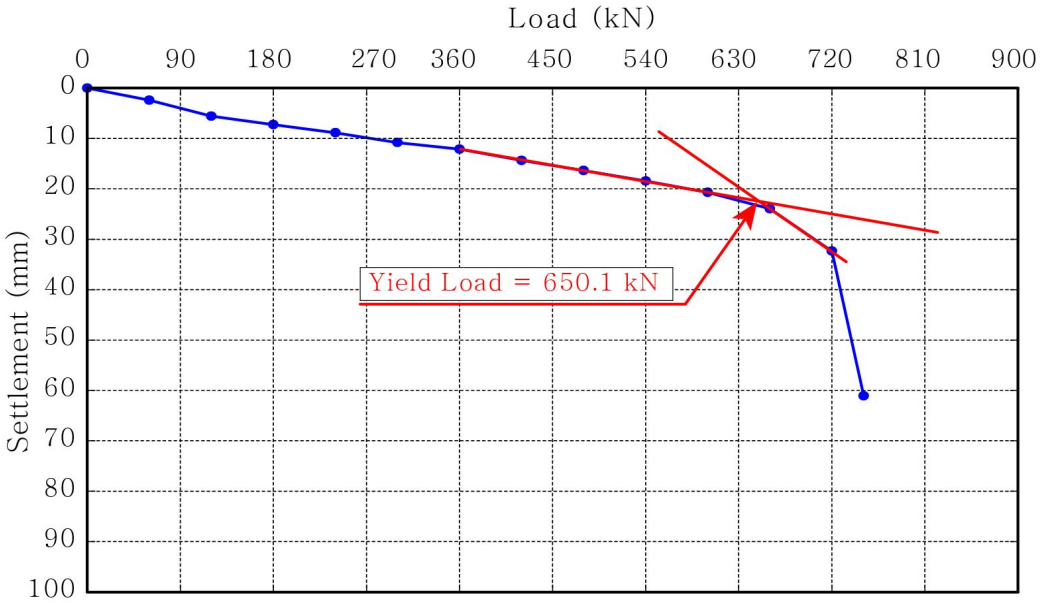


Figure 4.48 Yield load by P - S curve (Test pile No. 1)

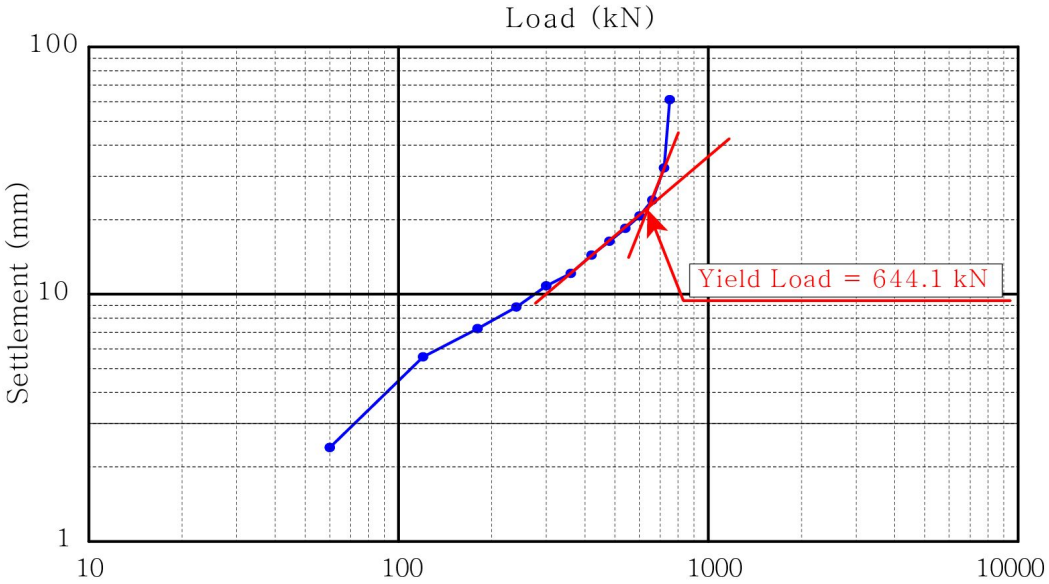


Figure 4.49 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 1)

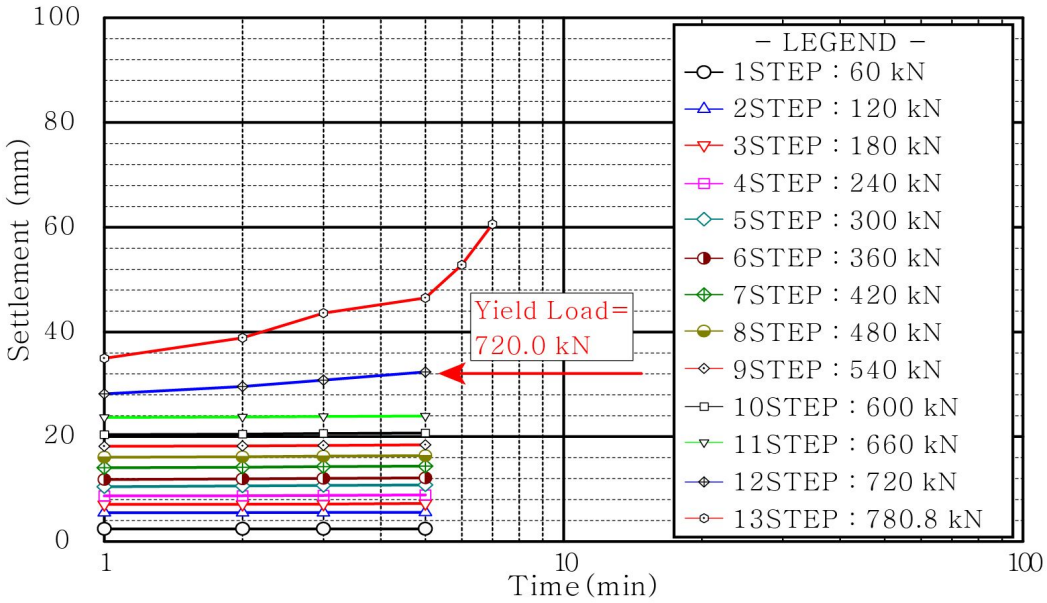


Figure 4.50 Yield load by S - Log T curve (Test pile No. 1)

2) 시험체 No. 2: (C.P.R D=400 ㎜ Pile, No. 11)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

시험하중 720.0 kN에서 다음 단계하중인 780.0 kN으로 재하 중 급격한 하중감소 및 변위량 증가가 관찰되며, 극한상태(=730.7 kN)에 도달하였다. 최종 확인된 하중은 243.6 kN이며, 변위는 74.945 ㎜이었다.

전침하량 기준인 말뚝직경의 15%(D=400의 경우 60.0 ㎜)에 해당하는 하중은 최종 가압하중 단계인 730.7 kN으로 판정할 수 있으며, 하중 제거 후의 잔류 인발량은 47.225 ㎜로 확인되었다.

Table 4.20 Allowable tension capacity by Settlement criteria(ASTM D3689-07)

판정기준		극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용인발력 (kN/본)	비고
극한하중 판정	15.0%D(60.0 ㎜)	730.7	3	243.6	

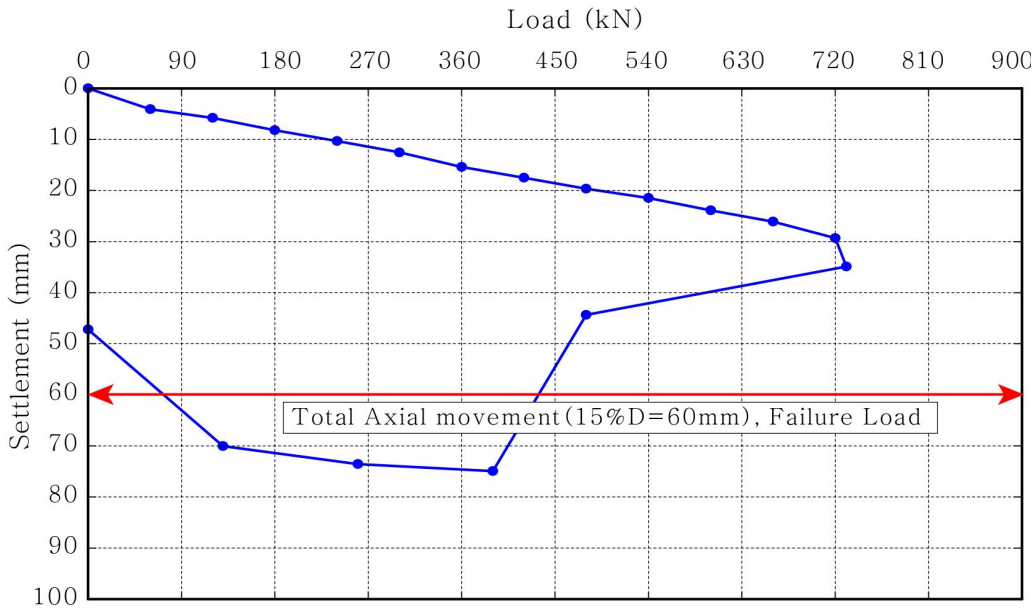


Figure 4.51 Relation curve between loading and displacement (Test pile No. 2)

(2) 도해법에 의한 허용지지력의 판정

① P - S 곡선분석

본 말뚝의 시험결과, 도해법에 의한 추정된 항복하중은 660.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 330.0 kN/본으로 판단된다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 528.3 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 264.2 kN/본으로 판단된다.

③ S - LOG T 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 720.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 360.0 kN/본으로 판단된다.

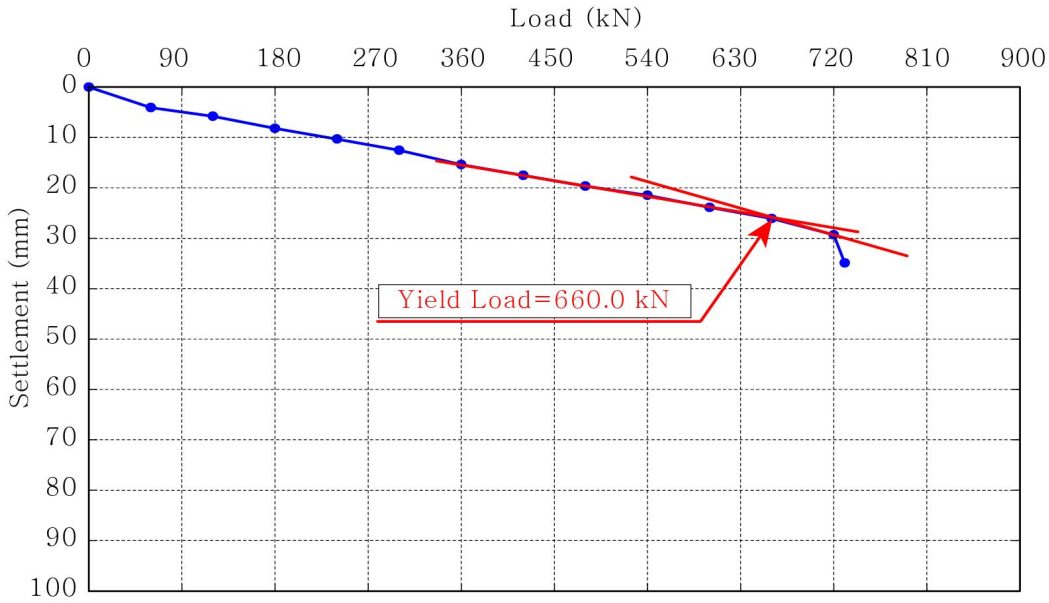


Figure 4.52 Yield load by P - S curve (Test pile No. 2)

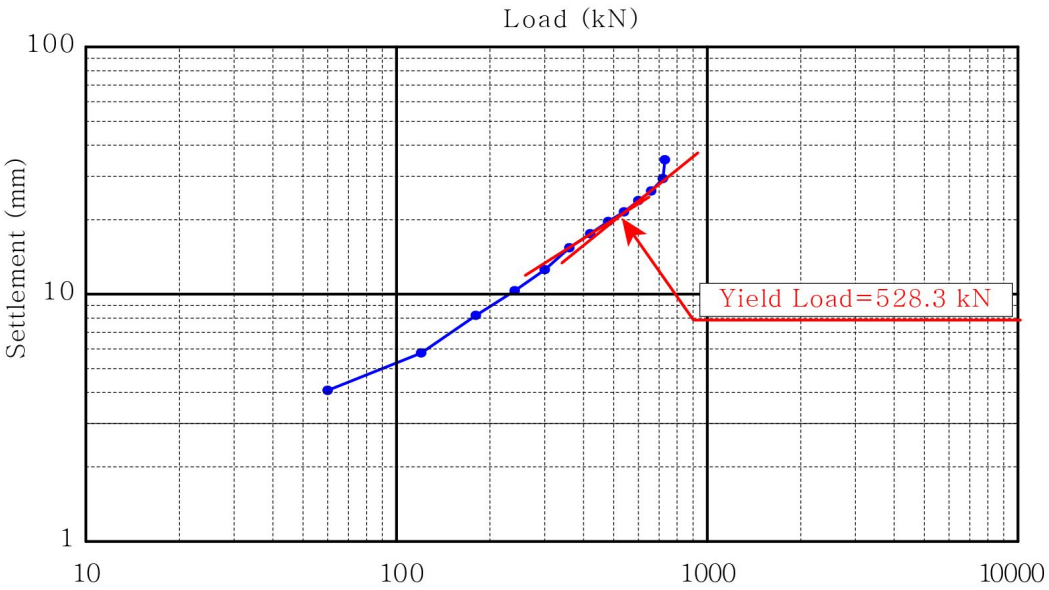


Figure 4.53 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 2)

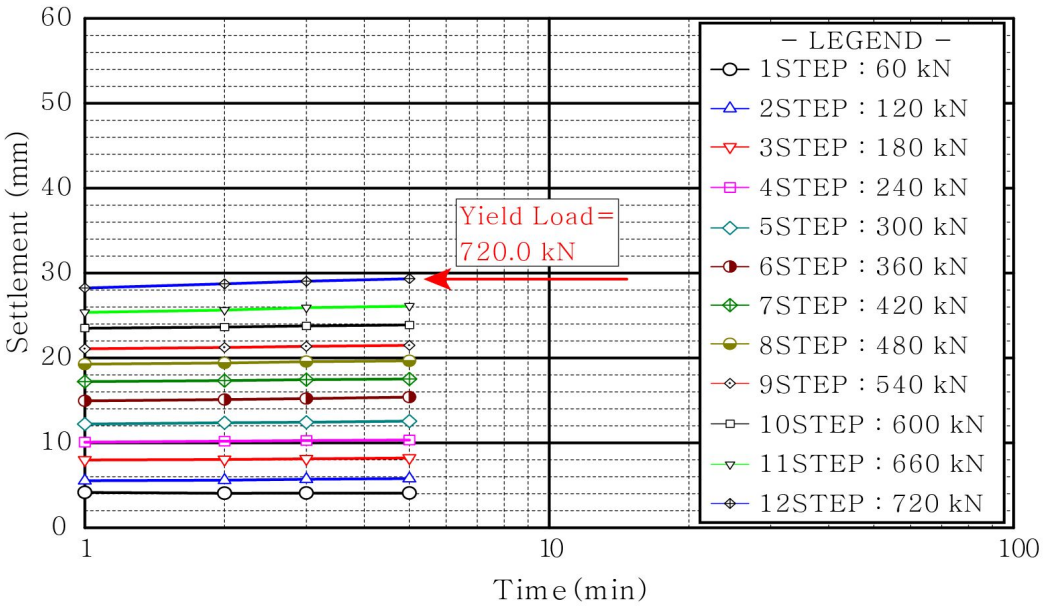


Figure 4.54 Yield load by S - Log T curve (Test pile No. 2)

3) 시험체 No. 3(C.P.R D=500 ㎜ Pile, No. 8)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

시험하중 990.0 kN에서 다음 단계하중인 1,080.0 kN으로 재하 중 급격한 하중감소 및 변위량 증가가 관찰되며, 극한상태(=1,040.0 kN)에 도달하였다. 최종 확인된 하중은 990.0 kN이며, 변위는 61.220 ㎜이었다.

전침하량 기준인 말뚝직경의 15%(D=500의 경우 75.0 ㎜)에 해당하는 하중 및 변위량은 확인되지 않았으나, 최종 가압하중 단계인 1,040.0 kN을 극한하중으로 판정할 수 있으며, 하중 제거 후의 잔류 인발량은 29.460 ㎜로 확인되었다.

Table 4.21 Allowable tension capacity by Settlement criteria(ASTM D3689-07)

판정기준		극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용인발력 (kN/본)	비고
극한하중 판정	15.0%D(75.0㎜)	1,040.0	3	346.7	

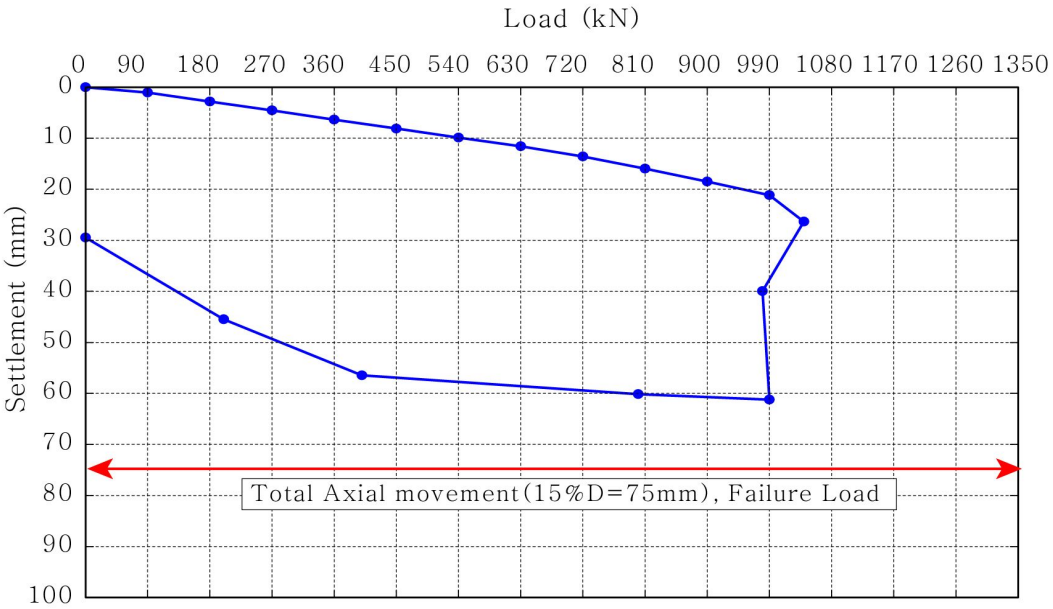


Figure 4.55 relation curve between loading and displacement (Test pile No. 3)

(2) 도해법에 의한 허용지지력의 판정

① P - S 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 757.2 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 378.6 kN/본으로 판단된다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 723.8 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 361.9 kN/본으로 판단된다.

③ S - LOG T 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 900.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은450.0 kN/본으로 판단된다.

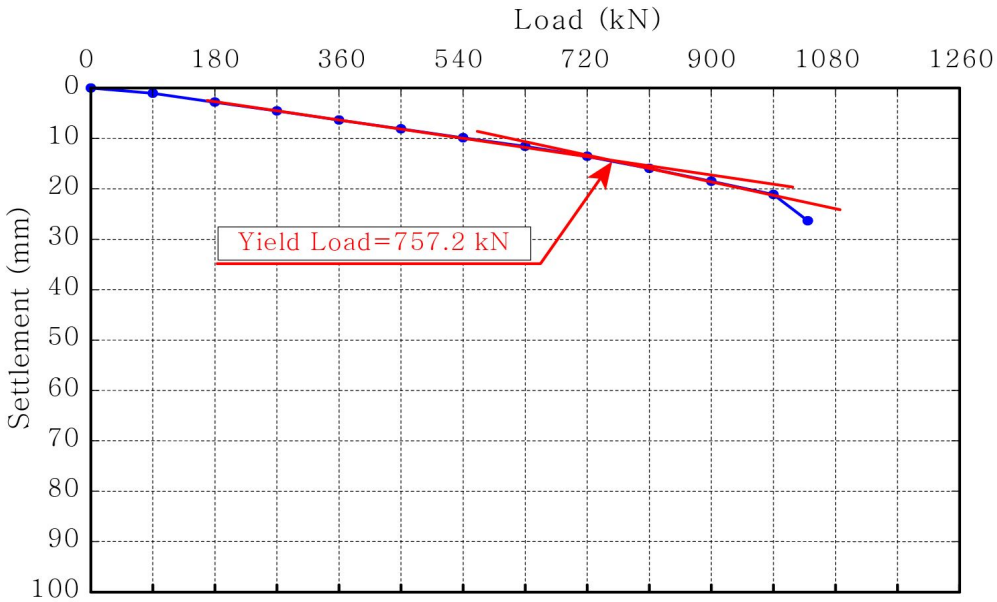


Figure 4.56 Yield load by P - S curve (Test pile No. 3)

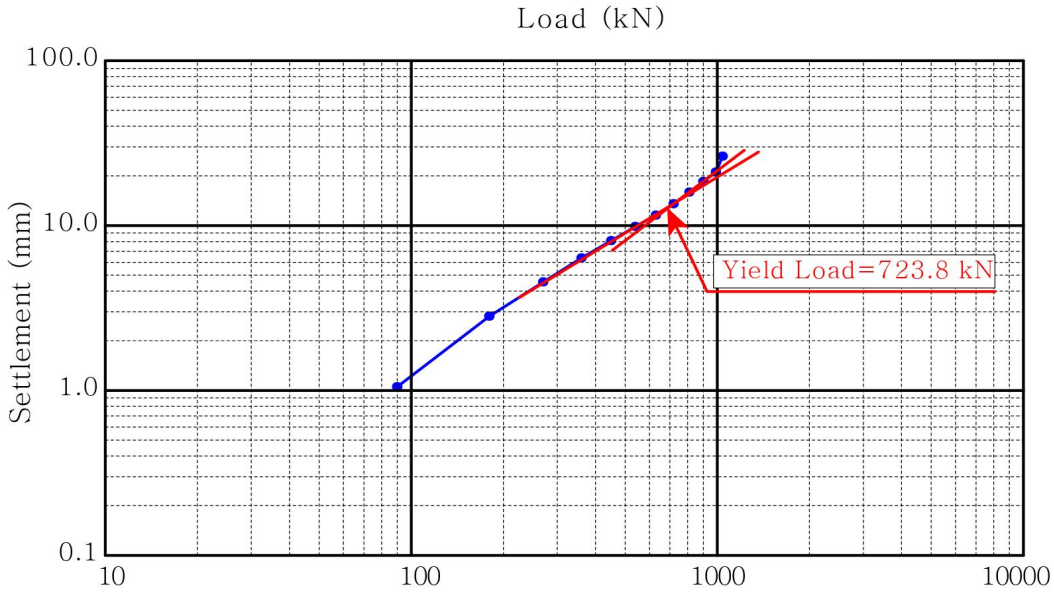


Figure 4.57 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 3)

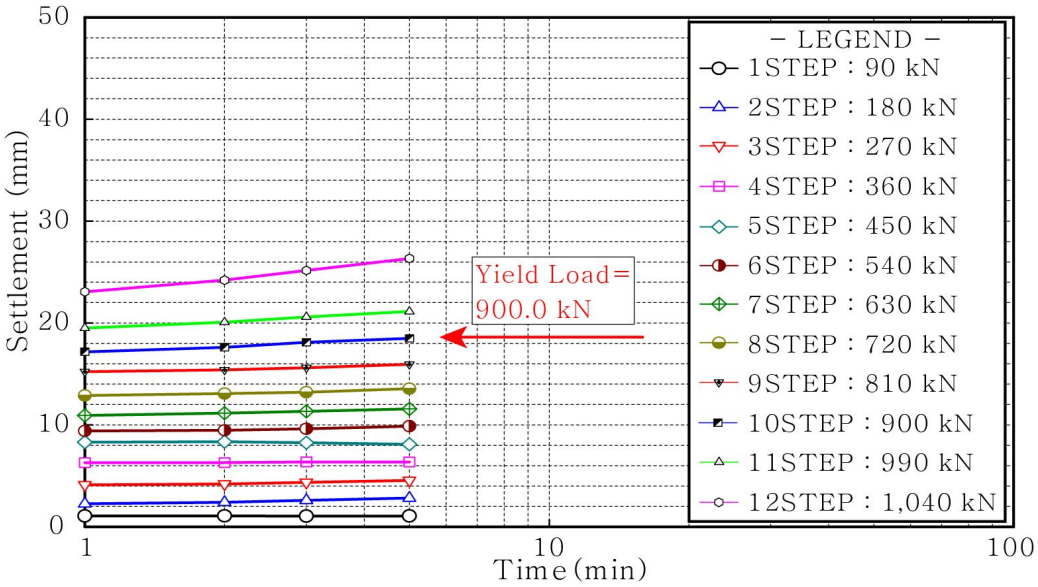


Figure 4.58 Yield load by S - Log T curve (Test pile No. 3)

4) 시험체 No. 4 (C.P.R D=500 ㎜ Pile, No.14)

(1) 침하량 기준에 의한 항복하중 판정

시험하중 990.0kN에서 다음 단계하중인 1,080.0 kN으로 재하 중 하중감소 현상 및 변위량 증가가 관찰되며, 극한상태(=1,051.0 kN)에 도달하였다. 최종 확인된 하중은 840.0 kN이었으며, 변위는 69.895 ㎜이었다.

전침하량 기준인 말뚝직경의 15%(D=500의 경우 75.0 ㎜)에 해당하는 하중 및 변위량은 확인되지 않았으나, 최종 가압하중 단계인 1,051.0 kN을 극한하중으로 판정할 수 있으며, 하중 제거 후의 잔류 인발량은 41.945 ㎜로 확인되었다.

Table 4.22 Allowable tension capacity by Settlement criteria(ASTM D3689-07)

판정기준		극한하중 (kN/본)	안전율 (S.F)	허용인발력 (kN/본)	비고
극한하중 판정	15.0%D(75.0 ㎜)	1,051.1	3	350.3	

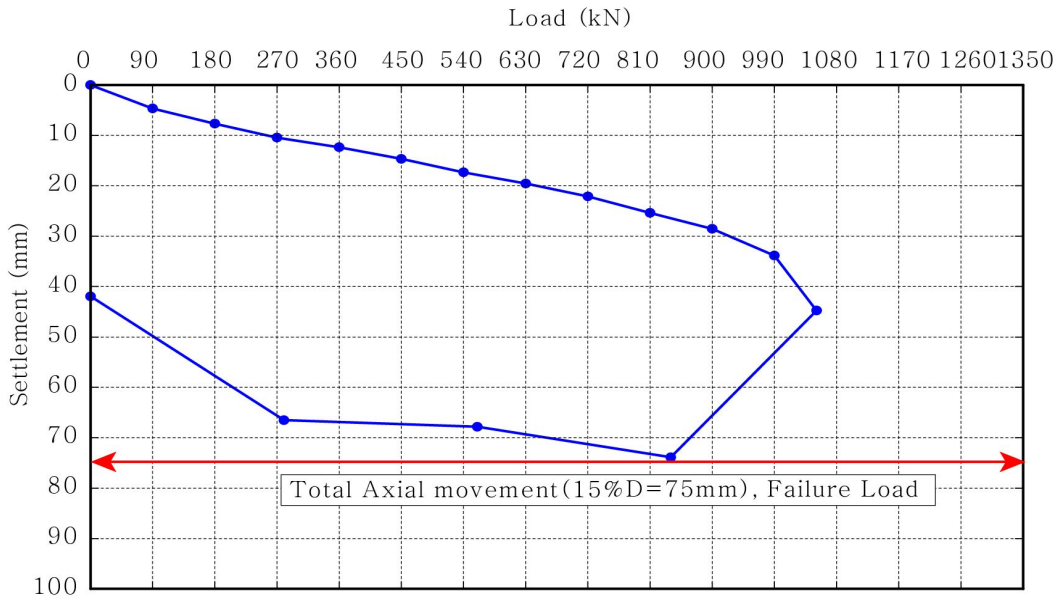


Figure 4.59 relation curve between loading and displacement (Test pile No. 4)

(2) 도해법에 의한 허용지지력의 판정

① P - S 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 897.5 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 448.8 kN/본으로 판단된다.

② LOG P - LOG S 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 728.9 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 364.5 kN/본으로 판단된다.

③ S - LOG T 곡선분석

도해법에 의한 추정된 항복하중은 990.0 kN으로 추정할 수 있으며, 안전율(S.F=2.0)을 고려한 허용지지력은 495.0 kN/본으로 판단된다.

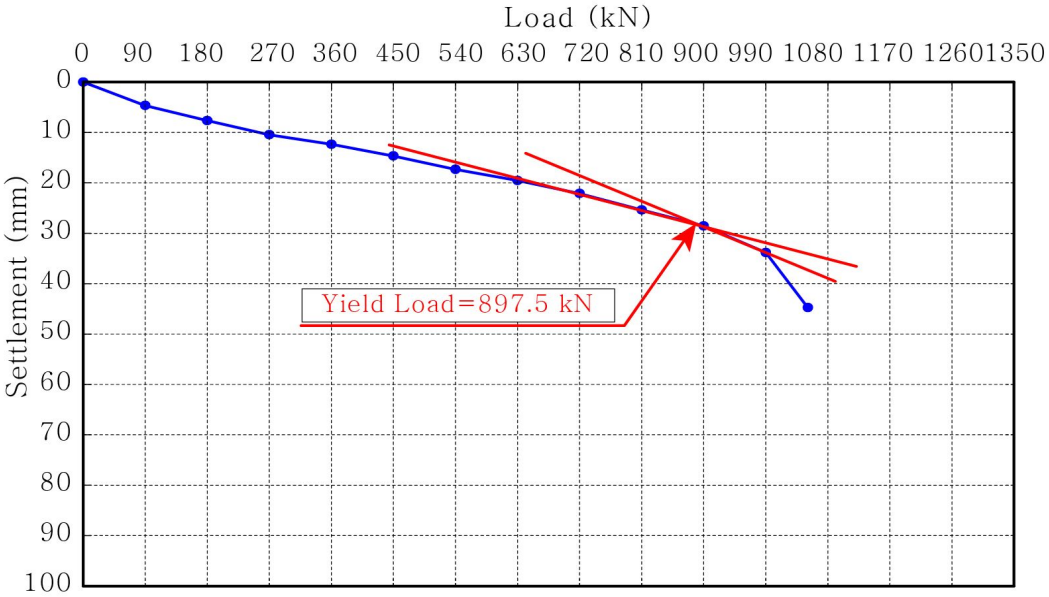


Figure 4.60 Yield load by P - S curve (Test pile No. 4)

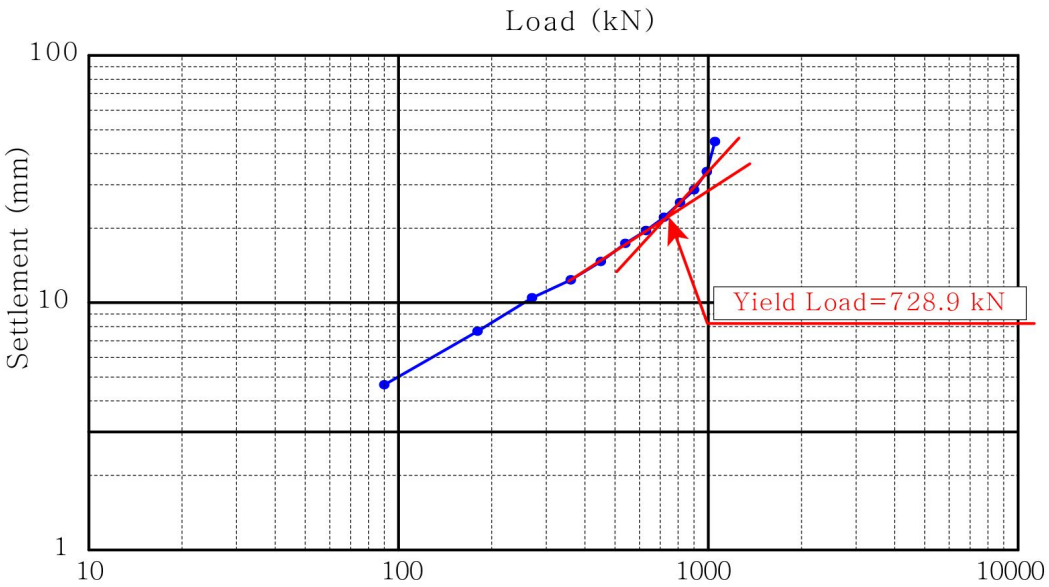


Figure 4.61 Yield load by Log P - Log S curve (Test pile No. 4)

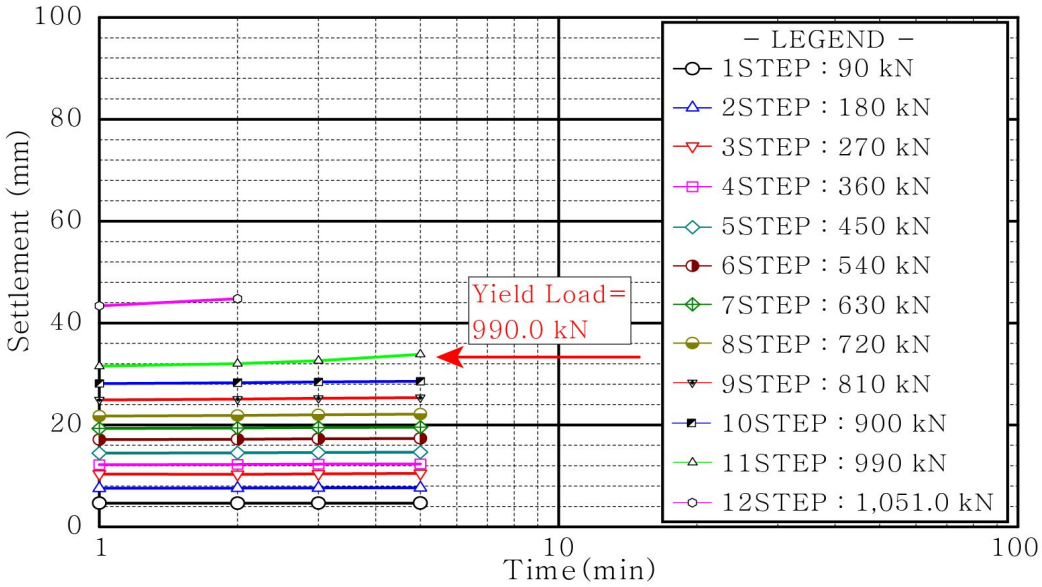


Figure 4.62 Yield load by S - Log S curve (Test pile No. 4)

4.3.6 인발재하시험 결과 고찰

1) 변위(인발)량 기준에 의한 항복하중 분석

① 계획된 인발력 D400 = 300 kN 보다 약 50 kN적게, D500 = 450 kN 보다 약 100 kN 적은 허용 지지력이 도출되었다. 이는 압축재하시험시 반력말뚝으로 이용된 것으로 선행하여 인발력을 가해서 일정부분 말뚝과 원지반의 마찰력이 손상되었을 것으로 사료되며, C.P.R 말뚝 압축재하시험시 반력말뚝으로 충분히 사용가능하나 안전적인 측면을 고려하여 인발철근의 근입 길이를 증대 시키거나 주입량을 증대시켜 구근을 다소 크게 형성시켜야 될 것으로 사료된다.

② Figure 4.63과 같이 D400 크기의 시험체인 No.1, No.2(No.5, No.11)는 유사한 하중 단계별로 침하량을 나타나는데 이는 시험체 조성을 위한 전체주입량이 약 1.25 ㎥로 유사한 량이 주입되어 전체적으로 구근의 단면적이 유사할 것으로 사료되나 D500인 경우 No.3(No.8)은 주입시 주입재가 지표면으로 배출되는 현상이 발생되어 계획된 주입량보다 매립층에서 20% 정도 할증된 주입량을 주입하여 No.14보다 형성된 단면이 클 것으로 사료되며 재하단계별 침하량이 No.3번에서 적게 나타나는 현상의 원인으로 사료된다.

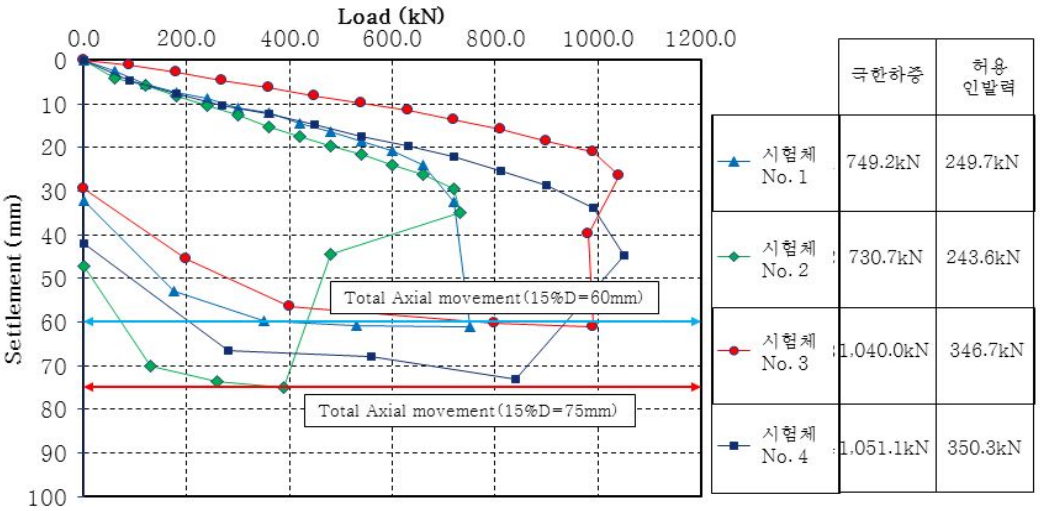


Figure 4.63 Result from Tension test of all piles

시험말뚝의 변위량 기준에 의한 허용지지력은 다음 Table 4.23과 같다.

Table 4.23 Allowable bearing capacity by displacement criteria

구분	직경	최대시험하중 (kN)	전인발량 (㎜)	순인발량 (㎜)	허용지지력(kN/본) - 변위기준(15%D)
시험체 No. 1	D=400 ㎜	750.8	61.085	32.130	250.3
시험체 No. 2	D=400 ㎜	730.7	74.945	47.225	243.6
시험체 No. 3	D=500 ㎜	1,040.0	61.220	29.460	346.7
시험체 No. 4	D=500 ㎜	1,051.0	69.895	41.945	350.3

2) 하중-변위곡선에 의한 항복하중 분석

인발재하시험에 대한 시험말뚝의 하중-변위 곡선에 의한 항복하중 분석 값은 Table 4.24와 같으며, 항복하중에 의한 허용지지력은 전 침하량 기준(15% D)에 의한 허용지지력 값과 비교시 logP-logS 곡선분석법이 가장 유사한 결과 값으로 고찰되어진다.

Table 4.24 Analysis of yield load by curve between load and displacement

시험 위치	허용지지력(kN/본)		
	P-S	logP-logS	S-logT
시험체 No. 1(D=400 ㎜)	325.1	322.1	360.0
시험체 No. 2(D=400 ㎜)	330.0	264.2	360.0
시험체 No. 3(D=500 ㎜)	378.6	361.9	450.0
시험체 No. 4(D=500 ㎜)	448.8	364.5	495.0

5. 현장 적용성 검토

5.1 정역학적 지지력 적용 고찰

말뚝이 지반 내에 시공되었을 때, 지반의 축방향 극한지지력(Q_u) 및 허용지지력(Q_a)은 다음 식과 같다.

$$Q_u = Q_b + Q_s = q_b \cdot A_b + \Sigma f_s \cdot A_s \quad \text{(식 5.1)}$$

$$Q_a = Q_u / F_s \quad \text{(식 5.2)}$$

여기서,

Q_u : 축방향 극한지지력

Q_a : 축방향 허용지지력

Q_b : 극한선단지지력

Q_s : 극한주면마찰력

q_b : 단위면적당 극한선단지지력

f_s : 단위면적당 극한주면마찰력

A_b : 선단부 폐색면적

A_s : 말뚝의 주면적

F_s : 안전율(=3.0)

C.P.R 말뚝의 시공공법(천공 후 저유동성 시멘트 몰탈을 가압 시공하는 방법) 상 정역학적 지지력 산정방법 중 현장 타설말뚝 공법이 적용 가능할 것으로 판단된다. 국내외의 각 기관에서 적용되는 현장 타설말뚝의 지지력 산정방법은 다음 Table 5.1 및 Table 5.2와 같다.

Table 5.1 Calculation method of Ultimate end bearing capacity per unit area of cast-in-place pile(Pile foundation Working-Cho Cheon Hwan, 2010)

구 분	단위면적당 극한선단지지력 qb(t/㎡)		비 고
	점성토	사질토	
건축기초구조 설계지침(2004)	$6c_u$ ($q_b \leq 750$)	10Nb($q_b \leq 750$) - 극한값 또는 선단직경의 10 % 침하량에서의 값 - 세사층 및 대구경에서 저감	- Nb는 말뚝선단 하부 1D, 상부 4D의 평균 N치(≤100) - $c_u = q_u/2$
구조물기초 설계기준해설 (2009)	-	5.74Nb(미보정 N≤75) 431.0b(미보정 N≤75) - 극한값 또는 선단직경의 5 % 침하량에서의 값	Reese & O'Neill (1988)
일본도로교 시방서(2002)	$3q_u$	300 모래자갈층(N≥30) 500 조밀한모래층(N≥50)	
CP4 (2003)	(4~12)Nb≤1000 - 연약하거나 느슨한 선단 흙에서 부적절		싱가폴 설계기준

주) Nb ; 선단부의 평균 N값, c_u ; 비배수전단강도, q_u ; 일축압축강도

Table 5.2 Calculation method of Ultimate skin friction capacity per unit area of cast-in-place pile(Pile foundation Working-Cho Cheon Hwan, 2010)

구 분	단위면적당 극한주면마찰력 f_s(t/㎡)		비 고
	점성토	사질토	
건축기초 구조 설계지침 (2004)	C_u ($C_u \leq 10$)	$0.33\overline{N_s}$(N≤50)	일본건축기초 구조설계지침 (2001) 인용 구조물기초설계 기준해설 (2009) 채택
구조물 기초 설계기준 해설 (2009)	$\beta\sigma_v' \leq 20(t/m^2)$ $N_{60} \leq 15$ $\beta = 1.5 - 0.245\sqrt{Z}, 0.25 < \beta < 1.2$ $\beta = 2.0 - 0.146(Z)^{0.75}$, $\beta < 1.8$(모래자갈층) $N_{60} < 15$ $\beta = N_{60}/15(1.5 - 0.245\sqrt{Z})$ Z(m), σ_v'은 각각 임의토층 중앙부 위치의 깊이 및 유효응력		사질토에 적용 Reese & O'Neill (1988)
일본 도로교 시방서 (2002)	C 또는 $\overline{N_s}(\leq 15)$	$0.5\ \overline{N_s}(\leq 20)$	- C는 지반의 점착력 - N≤2의 연약층에서는 신뢰도가 없으므로 주면마찰력을 고려하지 않음
CP4 (2003)	- 견고한 점성토 또는 화강암 풍화토 ; $(0.15 \sim 0.25)\overline{N_s}(\leq 15)$ - 단단하고 시멘트화된 흙(OA) ; $(0.2 \sim 0.3)\overline{N_s}(\leq 30)$		싱가폴 설계기준 (매우 연약하거나 연약한 점토에서는 부적절)

상기 표에서 건축기초구조설계지침(2004)의 사질토 지반을 적용 시 말뚝의 정역학적 지지력 공식은 다음과 같다.

$$Q_u = Q_b + Q_s = 10N_b(q_b \leq 750) \cdot A_b + 0.33\overline{N_s}(N \leq 50) \cdot A_s \qquad \text{(식 5.3)}$$

본 연구의 말뚝의 정역학적 지지력 공식(건축기초구조설계지침, 2004)을 이용하여 C.P.R 말뚝 D400과 D500에 대하여 지지력을 계산하면 다음 Table 5.3과 같다.

Table 5.3 Calculation results of equilibrium bearing capacity theory on test site

말뚝제원	관입심도 (m)	정역학적 지지력 계산결과(kN/본)			말뚝재료의 허용축하중 (kN/본)
		주면마찰력	선단지지력	전체지지력	
C.P.R D=400	9.0	862.5	628.3	1,490.8	422.3~436.3
C.P.R D=500	9.0	1,078.2	981.7	2,059.9	634.3~648.3

주) 말뚝재료의 허용축하중은 C.P.R 공시체 압축강도 12.0 N/㎟, 보강재(철근, SD300) D22, D25를 기준함.

5.2 시험결과에 의한 주면마찰력과 선단지지력 고찰

시험결과 나타난 말뚝의 주면마찰력 및 선단지지력은 크게 ① 동재하시험 결과 나타난 주면마찰력과 선단지지력 및 심도별 주면마찰력의 크기, ② 인발재하시험 결과 나타난 주면마찰력, ③ 압축재하시험 결과에서 인발재하시험 결과를 뺀 선단지지력으로 구분할 수 있으며, 그 결과 값은 다음 Table 5.4, 5.5, 5.6과 같이 나타났다.

Table 5.4 Analysis results of dynamic loading test

시험위치	말뚝제원	관입심도 (m)	CAPWAP분석(kN/본)			비 고
			주면마찰력	선단지지력	전체지지력	
시험체 No. 1	C.P.R D=400	8.4	719.2	296.0	1,015.2	
시험체 No. 2	C.P.R D=400	8.4	608.1	386.6	994.7	
시험체 No. 3	C.P.R D=500	8.4	712.0	563.8	1,275.8	

Table 5.5 Skin friction capacity per depth on analysis results of dynamic loading test

심도별(m)		지층분포		심도별 주면마찰력(kN)			
동재하 기준	지반조사 기준	지층명	N값	시험체 No. 1 C.P.R D=400	시험체 No. 2 C.P.R D=400	시험체 No. 3 C.P.R D=500	평균
0.0 ~2.0	0.6 ~2.6	매립층	N=6/30~16/30	172.8	21.4	185.6	126.6
2.0 ~4.2	2.6 ~4.8	모래 및 자갈	N=14/30~33/30	183.0	48.7	207.7	146.5
4.2 ~6.3	4.8 ~6.9	모래 및 자갈	N=23/30~33/30	163.3	31.3	148.5	114.4
6.3 ~8.4	6.9 ~9.0	모래 및 자갈, 풍화토	N=32/30~50/22	200.1	506.7	170.2	292.3
전체주면마찰력				719.2	608.1	712.0	

Table 5.6 Results of compressive loading test and tension loading test

구분	말뚝제원	극한지지력(kN)				
		압축재하시험 (주면+선단)	인발재하시험 (주면)	압축-인발 (선단)	동재하 (주면)	동재하 (선단)
시험체 No. 1	C.P.R D=400	1,260.0	750.8	509.2	719.2	296.0
시험체 No. 2	C.P.R D=400	1,220.8	730.7	490.1	608.1	386.6
시험체 No. 3	C.P.R D=500	1,498.8	1,040.0	458.8	712.0	563.8
시험체 No. 4	C.P.R D=500	1,530.0	1,051.0	479.0	-	-

주) 압축재하시험과 인발재하시험의 시험말뚝은 동일 말뚝이 아니므로 가장 근접한 말뚝 (1.5 m 이내)을 고려하여 비교함.

5.3 C.P.R 말뚝의 정역학적 이론식 산정

상기에서 언급한 정역학적 지지력 공식에 의한 계산결과(이론치)와 시험결과 나타난 C.P.R 말뚝의 주면마찰력과 선단지지력(실측치)을 비교하면 다음 Table 5.7과 같다.

Table 5.7 Comparison of results between theory and test

말뚝 제원	관입 심도 (m)	구 분	주면마찰력 (kN/본)	선단지지력 (kN/본)	말뚝재료의 허용축하중 (kN/본)	비 고
C.P.R D=400	9.0	이론치	862.5	628.3	422.3~436.3	건축기초구조설계 지침(2004)
		실측치	719.2	296.0		동재하
			608.1	386.6		동재하
			750.8	509.2		압축재하, 인발재하
			730.7	490.1		압축재하, 인발재하
C.P.R D=500	9.0	이론치	1,078.2	981.7	634.3~648.3	건축기초구조설계 지침(2004)
		실측치	712.0	563.8		동재하
			1,040.0	458.8		압축재하, 인발재하
			1,051.0	479.0		압축재하, 인발재하

Table 5.8 Comparison of results between theory and fact (Average)

말뚝제원	관입심도 (m)	구 분	주면마찰력 (kN/본)	선단지지력 (kN/본)	말뚝재료의 허용축하중 (kN/본)
C.P.R D=400	9.0	이론치	862.5	628.3	422.3~436.3
		실측치	702.2	420.5	
C.P.R D=500	9.0	이론치	1,078.2	981.7	634.3~648.3
		실측치	934.3	500.5	

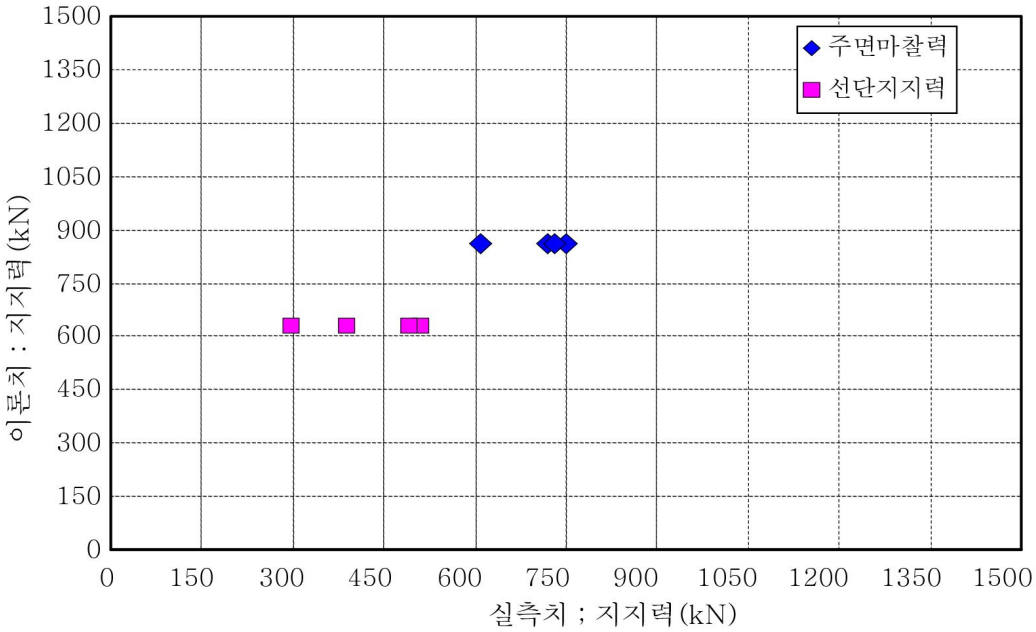


Figure 5.1 Distribution diagram of bearing capacity and skin friction capacity between theory and fact(D400)

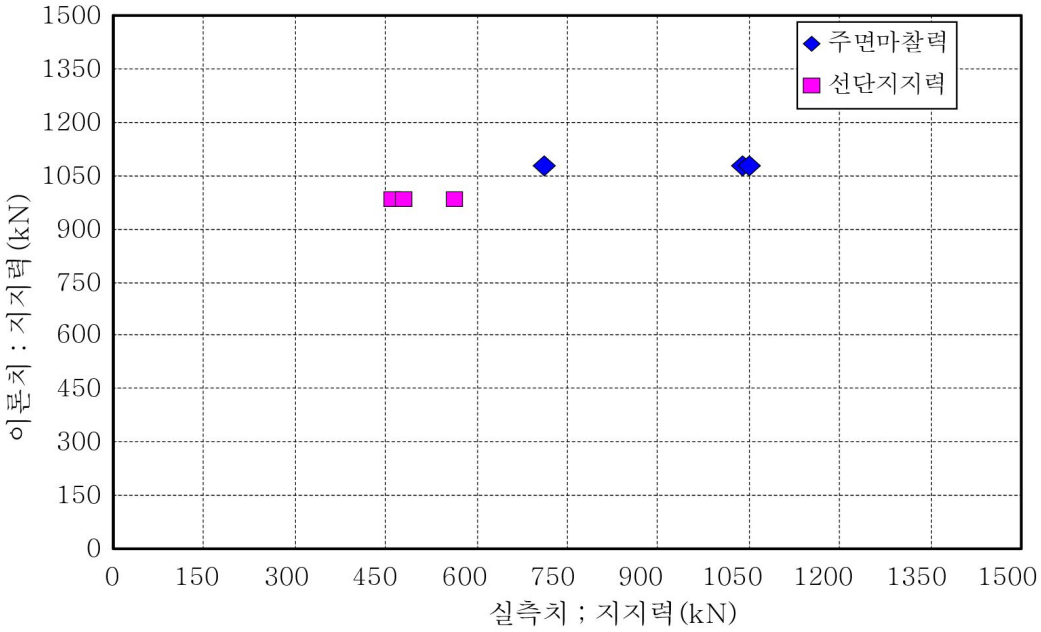


Figure 5.2 Distribution diagram of bearing capacity and skin friction capacity between theory and fact(D500)

상기 Figure 5.1 및 Figure 5.2와 같이 D500의 경우는 주면마찰력의 분포도, D400의 경우는 선단지지력의 분포도가 넓은 것으로 나타났다. 즉, 실측치의 지지력 대비 이론치 지지력의 비율은 D400의 경우 주면마찰력에서 약간 114.9~141.8% 정도로 과대평가, 선단지지력은 123.4~212.3% 정도로 크게 과대평가 하는 것으로 나타났으며, D500의 경우 주면마찰력에서 102.6~151.4% 정도로 약간 과대평가, 선단지지력은 174.1~214.0% 정도로 크게 과대평가 하는 것으로 나타났다.

상기 결과의 이론식과 실측치의 지지력 차이가 발생한 원인을 고찰해보면, 주입재료의 강도가 현장타설 콘크리트말뚝에서 쓰이는 재료의 강도보다 적고, 변단면의 특성상 하부로 갈수록 단면적이 적어져 Figure 5.3과 같이 선단지지력이 이론식 대비 실측치가 적게 나타났으며, 보강재인 철근을 한 가닥만 삽입시켜 재하된 하중을 선단까지 원활하게 전이시키지 못하고 말뚝이 좌굴현상을 나타냈을 것으로 판단된다. 그러나 상대적으로 연약한 지반에 과대하게 형성된 구근으로 인하여 주면마찰력은 Figure 5.4와 같이 이론식보다 주면마찰력이 상승되었고 재하하중 대부분을 이 지점에서 부담하였을 것으로 고찰된다.

따라서 실제현장 적용시에는 주입재의 강도를 160 kg/㎠ ~ 240 kg/㎠으로 상향시키고, 보강재인 철근을 두 가닥 이상 삽입시켜 단단한 지반까지 재하 하중의 전이를 시킬 수 있도록 시공해야 한다. 또한, 주입시 자유면인 지표면 방향으로 over-flow되는 주입재의 영향으로 단면이 다소 축소되는 경향에 대비하여 지표면 하부 3 m까지는 철근을 두 가닥 더 삽입시켜서 두부하중재하에 따른 하중전달을 원활하게 해야 할 것으로 판단된다.

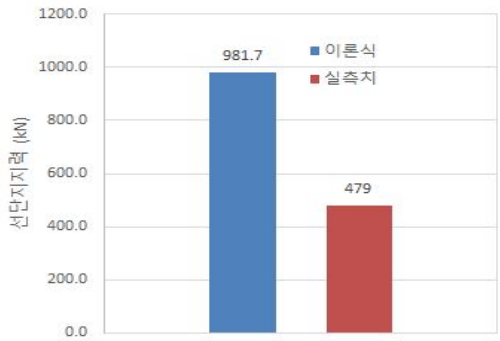


Figure 5.3 End-bearing capacity between theory and fact(Test pile #4)

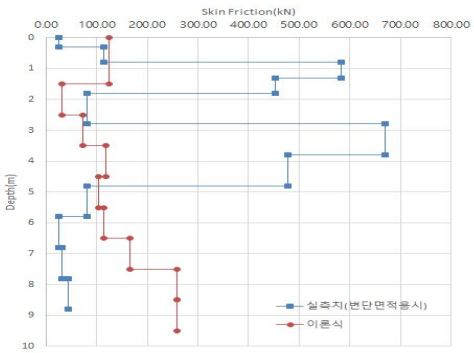


Figure 5.4 Skin friction between theory and fact(Test pile #4)

5.4 현장적용을 통한 C.P.R공법의 지지력 확인

신축 건축물 현장에서 당초 PHC파일로 설계되었었으나, 파일 운반차량 선회 및 항타장비 진입문제, 인접한 근린주택 및 상가에 소음유발문제로 인하여 C.P.R공법으로 적용된 현장에서 말뚝 동재하시험을 실시하여 지지력 실험을 실시하였다.

A현장은 신축예정인 7층높이의 상가 건축물로 지층 및 각 층 두께는 상부로부터 매립층 3.2 m, 충적층 4.3 m, 모래층 0.2 m, 이후 N30~50의 풍화토로 구성되어 있었다. C.P.R 공법의 말뚝설계는 직경 D500 mm, 설치심도 9.0 m, 보강재는 SD300, D25 mm 철근 2가닥을 삽입하여 시공하였고, 재료의 28일 압축강도는 180 kg/㎠으로 계획하였다.

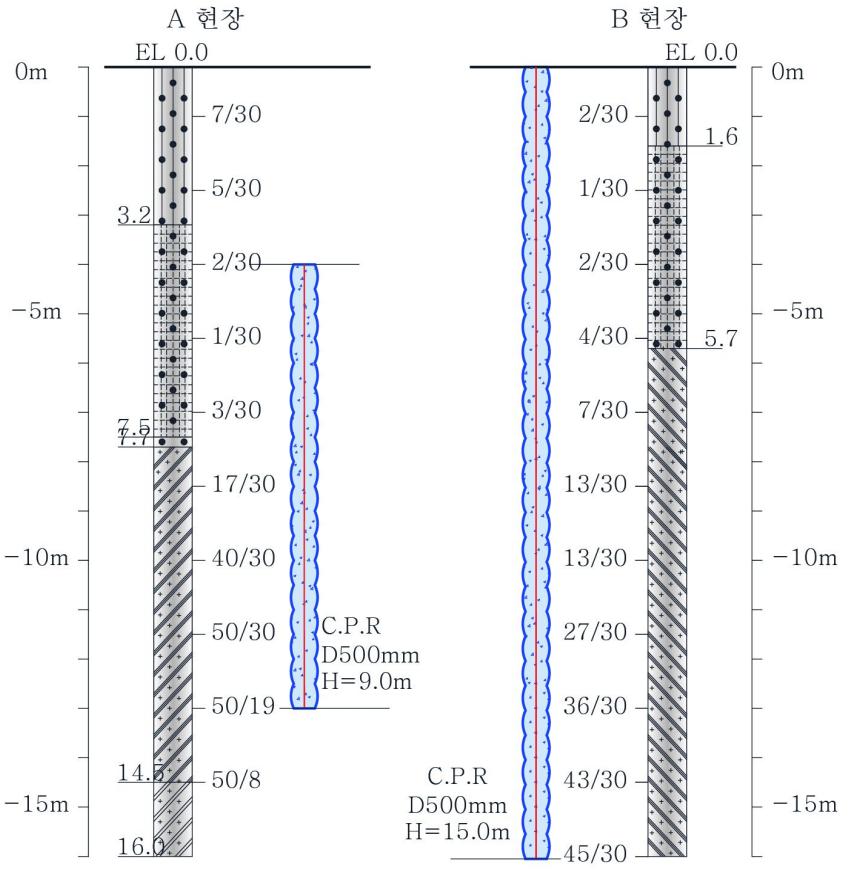


Figure 5.5 Soil layer and C.P.R burb in other on site

B현장 역시 신축예정인 9층 높이의 근린생활시설로 상부로부터 매립층, 충적층, 풍화토순으로 이루어져 있으면, 각 층의 두께 및 평균 N치는 상부로부터 1.6 m (N=2), 4.1 m (N=1), 9.3 m (N=43)로 이루어져 있었다. C.P.R 공법의 말뚝설계는 직경 D500 mm, 설치심도 15.0 m, 보강재는 SD300, D25 mm 철근 2가닥을 시공하였고, 재료의 28일 압축강도는 160 kg/㎠으로 계획하였다.

시공 전 구조물 기초설계기준의 현장타설 콘크리트 말뚝의 지지력산정방식에 의거 지지력을 산정해본 결과 정역학적 지지력 공식에 따른 허용지지력은 A현장 851.0 kN/본, B현장은602.9 kN/본으로 산정되었으면, 재료의 허용압축하중에 따른 허용지지력은 A현장 942.5 kN/본, B현장 844.3 kN/본으로 산정되었다.

시공 후 실시한 동재하시험의 CAPWAP 분석결과 A현장의 허용지지력은 824.16 ~831.52 kN/본으로 확인되었으면, B현장은 578.64 kN/본으로 확인되었다.

Table 5.9 Result from CAPWAP Analysis

현장명	말뚝 번호	낙하고 (mm)	CAPWAP Method			안전율 (S.F)	말뚝허용 지지력 (kN/본)	비고
			Rs (kN)	Rb (kN)	Ru (kN)			
A현장	PN.1	2,500	492.1	1568.3	2064.4	2.5	824.16	
	PN.2	2,500	456.3	1622.5	2078.8	2.5	831.52	
B현장	No.21	1,500	382.1	1064.5	1446.6	2.5	578.64	

5.5 C.P.R말뚝 정역학적 지지력 공식 제안

현장 사례를 통해 이론적인 정역학적 지지력과 실제 현장에서 실시한 동재하시험 결과를 통해 C.P.R 말뚝을 위한 정역학적 지지력 공식을 제안하고자 한다.

구조물 기초설계기준해설(2009, 한국지반공학회)에 따른 정역학적 지지력공식과 실제 현장에서 실시한 동재하시험의 결과는 다음표 Table 5.10과 같다.

Table 5.10 Comparison table per Onsite between theory equation and real Dynamic loading test

구분	정역학적 지지력공식			동재하시험 결과		
	선단	주면	허용	선단	주면	허용
A현장	981.7 kN	1571.2 kN	851.0 kN	492.1 kN	1568.3 kN	824.16 kN
				456.3 kN	1622.5 kN	831.52 kN
B현장	785.4 kN	1023.2 kN	602.9 kN	382.1 kN	1064.5 kN	578.64 kN

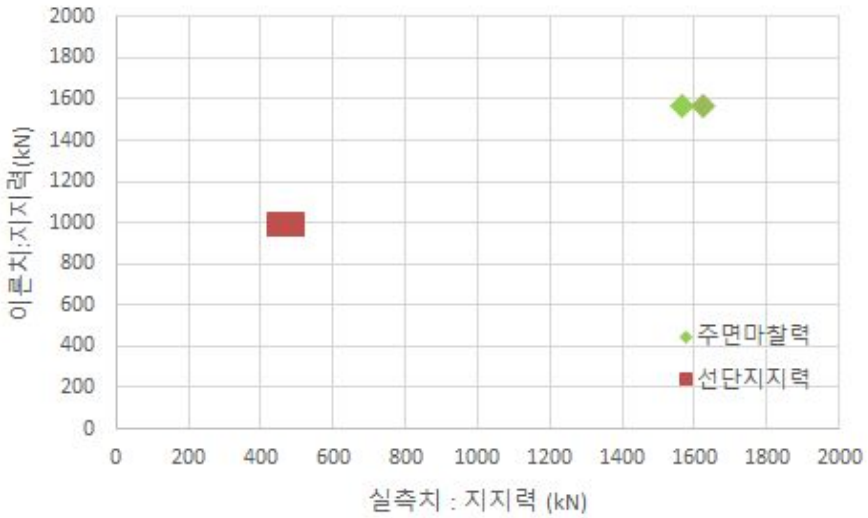


Figure 5.6 Distribution diagram of bearing capacity and skin friction capacity between theory and fact(onsite A)

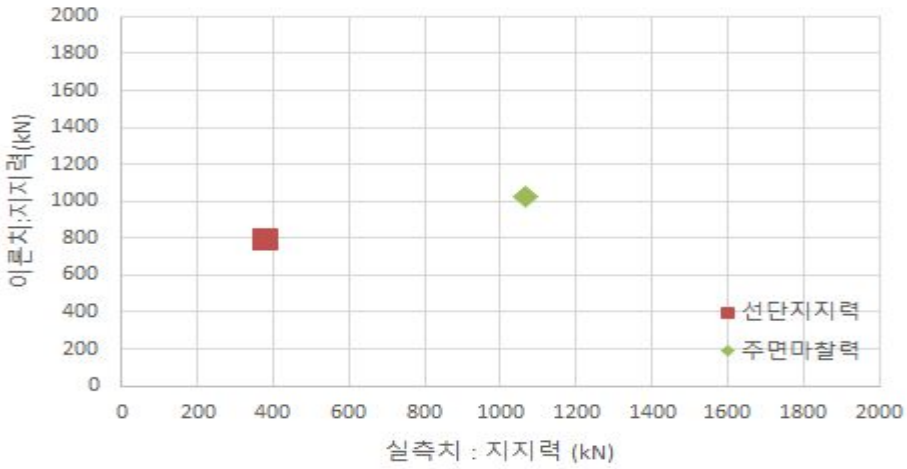


Figure 5.7 Distribution diagram of bearing capacity and skin friction capacity between theory and fact(onsite B)

Table 5.10, Figure 5.4 및 Figure 5.5와 같이 A현장의 경우 실측치의 지지력 대비 이론치 지지력의 비율은 주면마찰력에서 약간 96.8%~100.2% 정도로 비슷하거나 약간 낮게 평가되나, 선단지지력은 199.5%~215.1% 정도로 크게 과대평가 하는 것으로 나타났다. B 현장의 경우 주면마찰력에서 96.1% 정도로 약간 과소평가, 선단지지력은 205.5% 정도로 크게 과대평가 하는 것으로 나타났다.

이는 C.P.R구근의 변단면의 특성상 하중 재하시 전이하중이 말뚝선단까지 원활하게 전달되지 못하고 대부분 주면마찰력에서 하중전이가 이루어짐을 확인할 수 있다. 연구목적의 실험 결과 값들과 현장 적용시 획득된 지지력 값을 토대로 C.P.R 말뚝을 위한 정역학적 지지력 산정식을 식 5.4와같이 제시한다. 건축물 설계기준 정역학지지력 공식에서 선단지지력 상수를 낮게 하고 주면마찰력 상수를 약간 증대시켜 C.P.R 말뚝의 특성을 고려하였다.

$$Q_u = 5.0N_b(q_b \le 750)\cdot A_b + 0.36\overline{N_s}(N \le 50)\cdot A_s \qquad \text{(식 5.4)}$$

상기 제시된 정역학적 지지력 이론식은 공법의 특성상 제시되는 변단면 직경 및 현장에서의 품질관리의 어려운 점을 고려할 때 차후 지층별, 재료의 강성에 따라 다양한 자료를 축척하여야 될 것으로 사료된다.

6. C.P.R 공법의 지지력 수치해석 검토

저유동성 모르타르 압입으로 지반을 압밀시켜 원주형 기둥체를 형성하고 보강재로서 철근을 투입하여 연직력과 전단력을 향상시키는 CPR 공법의 지반 지지력 특성을 파악하기 위하여 수치해석을 실시하였다. 수해해석은 마이다스아이티사에서 개발한 2차원 범용수치해석 프로그램인 SoilWorks을 이용하였다.

6.1 수치해석 개요

SoilWorks는 터널, 사면, 기초, 연약지반, 침투, 동해석 등의 설계 분야별 소프트웨어 모듈을 가지고 있어 다양한 문제를 해결하는데 유익한 수치해석 프로그램이다. 손쉬운 모델링, 해석, 결과정리, 설계 보고서 기능을 제공하며, 일반적인 프로그램 처리 흐름은 Figure 6.1과 같다. 이들 처리과정에 대해 간략하게 설명하면 다음과 같다.

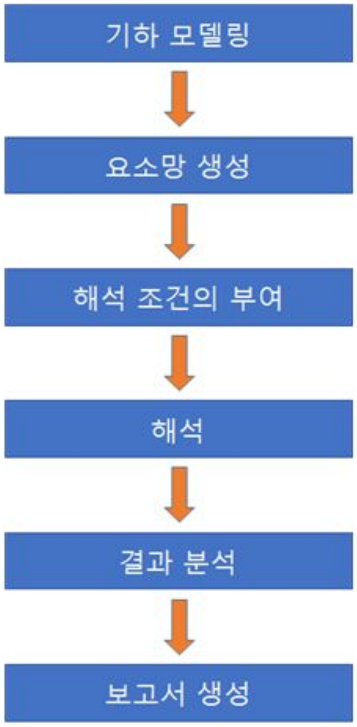


Figure 6.1 Processing flow chart of Soilworks program

6.1.1 기하모델링

SoilWorks에서는 기본적으로 해석 대상을 표현하는 기하데이터를 먼저 작성한 후, 이를 기반으로 요소망 생성과 같은 후속 작업을 수행한다. CAD 도면에서 필요한 부분만 작업 화면으로 복사함으로써 신속하고 간편하게 기하형상을 만들 수 있다. 또한 CAD와 동일한 그리기 및 편집 기능을 제공하므로 도면업무와 동일한 방식으로 모델의 기하형상을 쉽고 간편하게 작도할 수 있다.

6.1.2 요소망 생성

요소 생성은 기하모델의 해석을 위해 생성하는 것으로 Soilworks는 간단한 옵션의 선택만으로 해석에 필요한 요소망을 쉽게 생성할 수 있는 스마트 기능(Smart mesh) 뿐만 아니라 최적의 요소망을 만들 수 있도록 다양한 요소망 밀도 제어기능과 자동요소망 생성기능, 사상요소망 생성기능(Mapped mesh) 등을 제공한다.

6.1.3 해석조건의 부여

Soilworks의 다양한 해석 조건부여 기능을 이용하여 물성치, 하중, 경계 조건을 입력한다. 이 프로그램에서는 절점과 요소뿐만 아니라 기하 데이터에도 하중과 경계조건을 부여할 수 있으므로 형상이 복잡한 모델 작업 시 매우 효율적이다. 실무적인 관점과 윈도우 프로그램의 장점을 반영하여 개발된 하중, 경계조건의 지정 및 확인 기능은 편리한 작업환경에서 다양한 시뮬레이션 기능을 함께 지원하여 사용자의 작업 오류를 최소화 시켜준다.

6.1.4 해석

해석 조건의 부여 단계에서 지정한 각종 하중, 경계조건과 해석제어 데이터를 토대로 해석을 수행한다. 해석이 진행되는 동안 메시지 출력창을 이용하여 해석의 진행 상황과 각종 오류 정보 등을 확인할 수 있다. Soilworks는 유한요소법(FEM:Finite Element Method)을 기초로 하여 성토, 굴착, 및 재료변화 등이 포함된 시공단계해석과 정상/비정상 침투류해석(Steady-state/Transient Seepage Analysis), 정적/동적해석 등 지반 및 터널구조물 해석에 필요한 모든 해석기능을 제공한다. 또한 사면문제에 있어 간단하게 파괴형상을 확인할 수 있는 한계평형해석법과 Terzaghi 1차원 압밀이론식을 바탕으로 한 압밀해석법, P-y curve를 이용

한 말뚝기초해석법 등 설계실물에서 널리 사용되는 해석법을 포함하여 유한요소해석법과 더불어 실무중심의 해석/설계를 수행할 수 있도록 하였다.

가) 시공단계해석

지반 해석은 보통 재료비선형 해석이며, 재료비선형 특성은 지반 내부의 초기 조건으로부터 얻을 수 있다. Soilworks에서는 원지반 조건 해석이 수행되는 경우 모든 재료 모델은 선형 탄성이라 가정하고 해석을 수행한다. 원지반 응력이 얻어지면, 이로부터 굴착하중, 그리고 Mohr-Coulomb과 같은 재료특성을 적용한 전단 강도도 얻을 수 있다. 그러므로 시공단계 해석은 원지반 조건에서 순차적인 전 시공과정을 포함한 해석을 수행한다.

나) 선형정적해석

선형 정적 해석은 지반 및 암반재료를 선형탄성 재료로 가정하고 정적해석을 통하여 하중에 대한 거동 특성을 파악하는 해석이다. 지반 재료가 선형탄성 거동을 보이는 시기는 하중이 재하되기 시작하여 변형률이 미소하게 발생하는 하중재하 초기단계에 국한된다. 그러나 선형탄성 해석은 파괴에 대해서 고려하지 않고 응력-변형률 관계를 직선 형태로 이상화하여 해석을 수행함으로써, 원지반의 응력분포나 응력 집중부의 파악 등 간편 해석이 필요한 경우에 널리 이용된다.

다) 비선형정적해석

지반의 정확한 거동을 모사하기 위해서는 비선형거동을 예측할 수 있어야 한다. 지반 해석의 경우 이러한 비선형 거동은 지반 재료의 비선형 거동에 의해 나타난다. 재료의 비선형 거동은 거동적 가정에 따라 비선형 탄성, 탄소성, 점탄소성으로 분류한다. 각 모델들은 해석하고자하는 지반의 특성에 따라 나뉠 수 있다. 이 중 작은 변형률의 범위에서는 비선형 탄성 모델이 유용하게 사용되며, 큰 변형률의 범위에서 하중이나 침하의 속도에 관계된 경우 점탄소성 해석이 유용하다. 이외 나머지 대부분의 해석에 탄소성이 사용되고 있다.

6.1.5 결과분석

해석이 정상적으로 종료되면 결과를 검증하고 실제 설계에 필요한 각종 수치데이터를 수집하고 정리한다. 대규모 모델과 복잡한 시공단계해석 결과 처리에 최적화된 후처리기능은 다양한 그래픽 처리 기능과 엑셀과 호환되는 결과 테이블 및 그래프 작성 기능을 제공하여 기존의 정적인 그래픽 화면과 수작업에 의존하던 결과 분석 및 정리 작업을 개선시켜준다.

6.1.6 보고서 생성

Soilworks에서는 단순반복해석을 순차적으로 해석한 후 모델 데이터에서부터 해석결과까지 다양한 정보를 정리된 결과물로 제공하여 설계자의 업무효율을 극대화할 수 있다. 하나의 모델 작성 후 여러 경우에 따른 해석을 수행한 후, 일괄적으로 보고서의 형태로 결과를 출력하여 별도의 가공과정을 거치지 않고 바로 해석결과를 판단할 수 있다.

6.2 지반 모듈

Mohr-Coulomb모델은 대부분의 지반을 모사하는데 사용되는 모델로써 Soilworks에서는 Figure 6.2와 같이 탄성-완전소성 거동으로 정의되어 있다. 이러한 거동적 가정은 일반적인 영역의 지반 비선형해석에 대해 충분히 신뢰성 있는 결과를 보여준다.

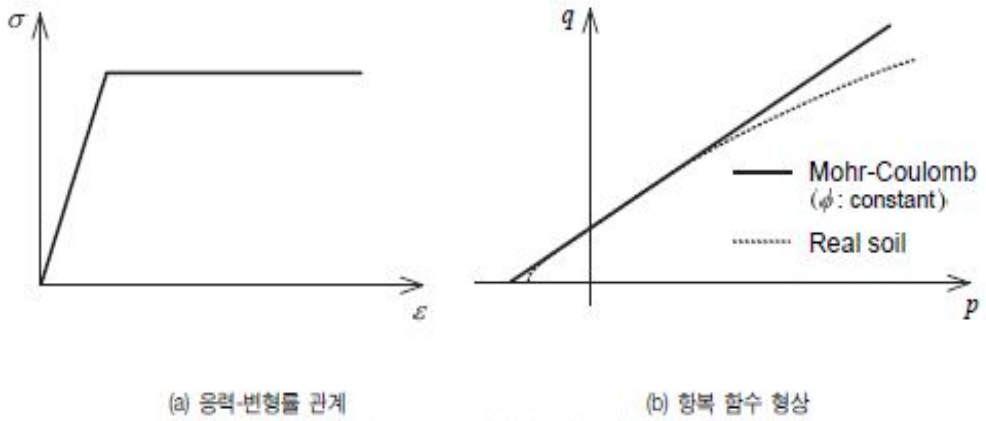


Figure 6.2 Mohr-Coulomb model

Mohr-Coulomb 파괴기준은 흙 재료에 사용하는데 있어서 두 가지 주요한 결점을 가지고 있다. 첫 번째 결점은 중간주응력이 파괴에 영향을 미치지 않는다는 것으로써, 시험의 결과와 상반되는 가정이다. 두 번째 결점은 Mohr 도형의 지오선과 파괴도락선이 직선으로서 강도파라미터가 구속압에 따라 변하지 않는다는 것이다. 그러므로 이 기준은 구속압의 제한된 범위 내에서 정확하나 구속압의 범위가 확대됨에 따라 정확도가 떨어지게 된다. 또한, 파괴면에는 모서리가 있기 때문에 수치해석의 어려움이 있다. 그러나 이 기준은 실용적인 구속압의 범위에서 상당히 정확한 결과를 얻을 수 있고 사용이 간편하기 때문에 가장 많이 사용되는 파괴모델이며, 지반공학에 관한 많은 수치해석 문제에서 성공적으로 사용되고 있다. Mohr-Coulomb 모델을 위한 재료의 입력 물성 항목은 다음 Table 6.1과 같다.

Table 6.1 List of Material input property for Mohr-Coulomb model

입력 자료	설명
Inc. of Elastic Modulus	높이에 따른 탄성계수 증가량
Inc. of Cohesion	높이에 따른 점착력 증가량
Reference Height	기준 높이
Tensile strength	인장 강도
dilatancy angle	팽창각

SoilWorks에서는 Mohr-Coulomb모델에 높이에 따른 탄성계수와 점착력의 변화를 모사할 수 있다. 높이에 대한 점착력 증가량이 0이면 탄성계수는 일정한 값으로 사용되고 0이 아니면 기준 높이에 대해 탄성계수는 다음과 같이 계산된다.

$$c = c_{ref} + (y_{ref} - y)c_{inc} \qquad (y \le y_{ref})$$
$$c = c_{ref} \qquad (y > y_{ref}) \qquad \text{(식 6.1)}$$

c_{ref} : 입력된 점착력 값
c_{inc} : 점착력의 깊이에 따른 증분량
y_{ref} : c_{ref} 값을 측정한 깊이

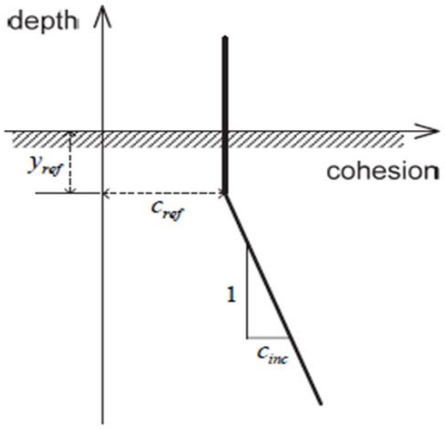


Figure 6.3 The Concept graph about modulus escalating

위의 식에서 y는 현재 유한요소법에서 계산이 진행되는 요소의 적분점 위치를 나타낸다. 만약 적분점 위치가 y_{ref}보다 높은 곳에 위치하는 경우는 위치에 따라 점착력이 0보다 작아지는 경우가 발생하므로 이를 방지하기 위해 점착력값을 더 이상 줄이지 않고 c_{ref}값을 사용한다(Figure 6.3). Mohr의 기준에 의하면 파괴는 다음 식으로 표시된다.

$$|\tau| = f(\sigma) \qquad \text{(식 6.2)}$$

여기서, 임의 평면에서의 한계전단응력 τ는 동일평면상의 수직응력 σ에만 관계된다. 위의 식은 대응하는 Mohr원의 파괴포락선을 나타내며 파괴포락선 $f(\sigma)$는 시험으로 결정되는 함수이다. Mohr의 기준에 의하면 재료의 파괴는 가장 큰 Mohr원이 파괴포락선에 접하는 응력상태로 될 때 발생된다. 이것은 중간주응력이 파괴조건에 영향을 미치지 않는다는 것을 의미한다. Coulomb 항복면의 가장 간단한 형상은 직선이다. 이 직선 항복면의 항복함수는 다음과 같다.

$$|\tau| = c + \sigma \tan\theta \qquad \text{(식 6.3)}$$

c, θ : 재료의강도파라미터
c : 점착력
θ : 내부마찰각

식 6.3의 파괴기준을 Mohr-Coulomb 기준이라 하며, 간단하고 정확한 장점 때문에 현재까지 지반 재료에 대해 가장 널리 사용되고 있다. Mohr-Coulomb식을 주응력의 항으로 나타내면($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), 다음과 같이 식 6.4로 변환된다.

$$\sigma_1 \frac{(1-\sin\theta)}{2c\cos\theta} - \sigma_3 \frac{(1+\sin\theta)}{2c\cos\theta} = 1 \qquad \text{(식 6.4)}$$

위 식을 수치해석에 많이 이용되는 I_1, J_2 및 θ_0의 항으로 나타내면 다음과 같다.

$$f(I_1, J_2, \theta) = -\frac{1}{3} I_1 \sin\theta + \sqrt{J_2}(\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} sin\theta \sin\theta) - c\cos\theta = 0 \qquad \text{(식 6.5)}$$

식 6.5를 불변량 ξ, ρ 및 θ_0의 항으로 나타내면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} f(\xi, \rho, \theta_0) = & -\sqrt{2}\,\xi \sin\theta + \sqrt{3}\,\rho \sin(\theta_0 + \frac{\pi}{3}) \\ & - \rho\cos(\theta_0 + \frac{\pi}{3})\sin\theta - \sqrt{6}\,c\cos\theta = 0 \end{aligned} \qquad \text{(식 6.6)}$$

소성포텐셜 함수는 식 6.5의 형태를 사용하면 다음과 같다.

$$g(I_1, J_2, \theta) = -\frac{1}{3} I_1 \sin\psi + \sqrt{J_2}(\cos\theta + \frac{1}{\sqrt{3}} sin\theta \sin\psi) - c\cos\psi = 0 \qquad \text{(식 6.7)}$$

Mohr-Coulomb 기준은 Figure 6.5에서 보는 바와 같이 주응력공간에서 불규칙6각형 피라미드 형상이고 지오선은 직선이며, π평면상의 축차도형은 불규칙 6각형이다. 불규칙 6각형을 그리기 위해서는 ρ_{t0}와 ρ_{c0}의 길이가 필요하며, 이들 길이는 $(\xi=0, \rho=\rho_{t0}, \theta_0=60^\circ)$ 및 $(\xi=0, \rho=\rho_{c0}, \theta_0=0^\circ)$의 조건을 식 6.6에 대립하여 계산된다.

$$\rho_{t0}=\frac{2\sqrt{6}\,c\cos\theta}{3+\sin\theta}$$
$$\rho_{c0}=\frac{2\sqrt{6}\,c\cos\theta}{3-\sin\theta} \qquad \text{(식 6.8)}$$

이들 식에서 ρ_{t0}/ρ_{c0}는 다음과 같이 식 6.9로 쓸 수 있다.

$$\frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}}=\frac{3-\sin\theta}{3+\sin\theta} \qquad \text{(식 6.9)}$$

Mohr-Coulomb 파괴면의 축차단면은 모두 기하학적으로 닮은 꼴이기 때문에 임의의 축차단면에 대한 ρ_t/ρ_c비는 항상 일정하다.

$$\frac{\rho_t}{\rho_c}=\frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}}=\frac{3-\sin\theta}{3+\sin\theta} \qquad \text{(식 6.10)}$$

인장강도의 입력은 Mohr-Coulomb모델의 인장 측 주응력들이 인장강도를 넘을 수 없다는 제한을 두게 된다. 이러한 인장 영역의 제한을 Tension-cutt off라 하며, SoilWorks에서는 Rankine의 항복기준을 인장 측에 적용하여 Mohr-Coulomb 모델과 함께 혼용하여 사용하도록 수식화 되어있다(Figure 6.4).

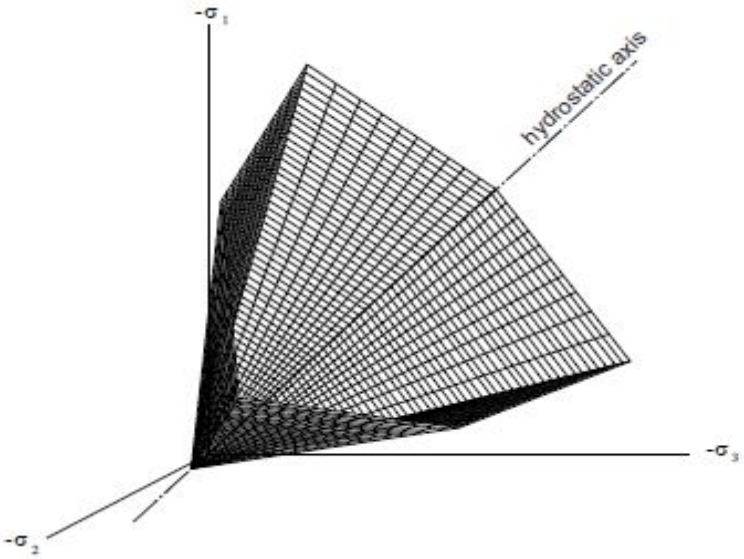


Figure 6.4 The shape of yield surface on main stress space

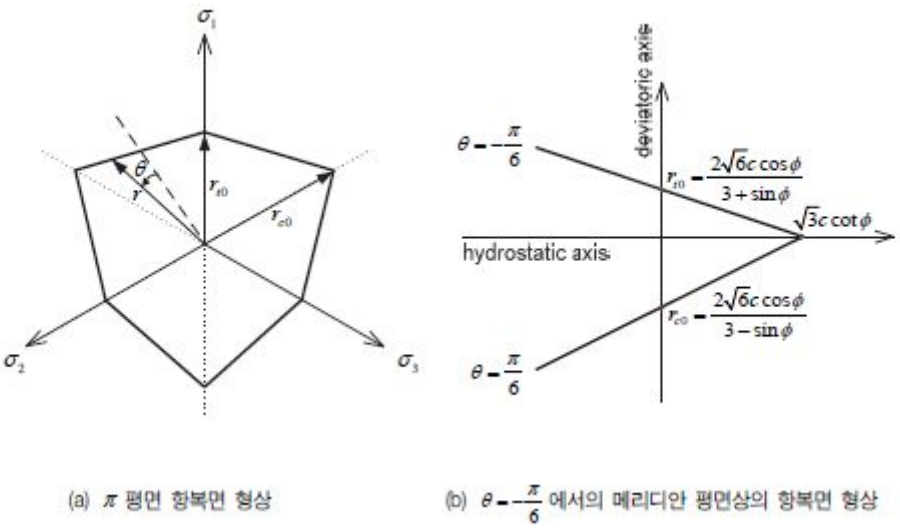


Figure 6.5 The shape of yield surface of Mohr-Coulomb in π plane and meridian plane

6.3 지반 모듈 비선형 정적 해석

지반의 정확한 거동을 묘사하기 위해서는 비선형거동을 예측할 수 있어야 한다. 지반 해석의 경우 이러한 비선형 거동은 지반 재료의 비선형 거동에 의해 나타난다. 재료의 비선형 거동은 거동적 가정에 따라 비선형 탄성, 탄소성, 점탄소성으로 분류한다. 각 모델들은 해석하고자하는 지반의 특성에 따라 나뉠 수 있다. 이 중 작은 변형율의 범위에서는 비선형 탄성 모델이 유용하게 사용되며, 큰 변형율의 범위에서 하중이나 침하의 속도에 관계된 경우 점탄소성 해석이 유용하다. 이외 나머지 대부분의 해석에 탄소성 해석이 사용되고 있다.

6.3.1 비선형 탄성 해석

비선형 탄성 재료는 재료의 탄성 특성이 해석결과에 따라 변화하는 경우를 말하며, 대표적인 예로는 Duncan-Shang model과 같은 Hyperbolic model을 들 수 있다. 이 모델에서 응력-변형률 곡선은 쌍곡선 형태로 나타나며, 지반 계수는 지반이 경험하는 구속응력과 전단 응력의 함수이다. 이 비선형재료 모델을 정의하기 위해서는 삼축압축시험이나 문헌으로부터 쉽게 얻을 수 있는 지반 물성치만 필요하기 때문에 매우 유용하게 연구에 적용할 수 있는 모델이지만, 손상 후의 강성 저하 등을 묘사하는 것이 불가능한 단점이 있다.

6.3.2 탄소성 해석

재료의 소성거동은 탄성거동과 달리 재하된 하중을 제거하여도 구조물에 영구변형이 발생한다. 이러한 거동적 특성을 나타내기 위해 변형율은 식 6.11과 같이 탄성과 소성 성분으로 나누는 변형분리가정에 따라 수식화된다.

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \qquad \text{(식 6.11)}$$

ϵ : 총변형율
ϵ^e : 탄성변형율 ($elastic\,strain$)
ϵ^p : 소성변형율 ($plastic\,strain$)

후크의 법칙은 탄성범위에서의 변형과 응력의 관계를 정의하며 이를 식에 적용하면 식 6.12와 같이 정의할 수 있다.

$$\sigma = D\epsilon^e = D(\epsilon - \epsilon^p) \qquad \text{(식 6.12)}$$

σ : 응력벡터
D : 재료강성 행렬 $(material\,stiffness\,matrix)$

하중을 받는 구조물 내 임의의 한 점에 발생하는 응력은 그 점의 탄-소성상태를 정의하는 척도가 된다. 탄성 및 소성을 정의하는 이러한 기준은 강재나 콘크리트 등 재료의 특성에 따라 다르게 정의되며, 이를 항복기준이라 한다. 재료의 항복기준은 다양한 응력상태에 대한 실험을 통해 정의되며, 소성흐름을 유발하는 시험의 응력 값들은 응력공간 상의 함수형태로 식 6.13과 같이 나타낼 수 있다.

$$f(\sigma, K) = 0 \qquad \text{(식 6.13)}$$

f : 항복함수 $(yield\,function)$
K : 경화변수 $(hardening\,parameter)$

항복 함수 f가 0보다 작을 경우 소성흐름은 발생하지 않으며, 클 경우 소성흐름이 발생한다.

6.4 수치해석 모델

2차원 수치해석 프로그램인 SoilWorks를 이용하여 C.P.R 공법의 인발 및 압축력에 의한 저항을 평가하기 위하여 C.P.R 공법이 시공된 지반모델을 Figure 6.6과 같이 설정하였다. 그림에서와 같이 지반 모델은 매립층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암 그리고 그라우트 지반과 말뚝으로 이루어져 있다. 지반 모델의 크기는 폭 14.0 m, 깊이 15.0 m이며, 중앙 부분에는 직경 400 mm와 500 mm의 그라우팅이 시공되어져 있고, 그 안에 철근이 삽입되어 있다. 해석 시 정밀한 해석이 요구되는 부분에서는 요소를 조밀하고 밀집하여 해석을 실시하였다. 본 연구의 경우 철근과 그라우트 및 각 층과의 경계부분에 요소를 조밀하게 생성하여 해석을 수행하였다.

6.4.1 물성값

경계조건은 측면에 수평방향의 변위를 구속하였고, 모델의 하단부는 수직, 수평방향 변위를 모두 구속 하였으며 해석은 변위가 0.001에 수렴할 때까지 해석을 실시하였다. C.P.R 공법이 시공된 지반의 변위를 확인하기 위해 탄성해석을 실시하였고, 단면적 D400 영역에는 1200 kN, D500의 영역에는 1800 kN의 인발 및 압축하중을 작용시켰다. 지반은 다층구조로 매립층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암으로 이루어져 있으며, C.P.R 공법을 적용시키기 위해 풍화암 상부까지 그라우트와 철근을 삽입한 상태로 설정하였다. 지반과 재료의 물성은 Table 6.2, Table 6.3에 정리하였다. 매립층, 퇴적층, 풍화토의 지반 물성은 국내 대표적인 표준 물성값을 사용하였고, 철근의 물성은 KS(04)의 표준물성을 적용하였다. 그라우트 재료의 물성은 양생기간 28일에 해당하는 모르타르 공시체의 실내시험 결과이다.

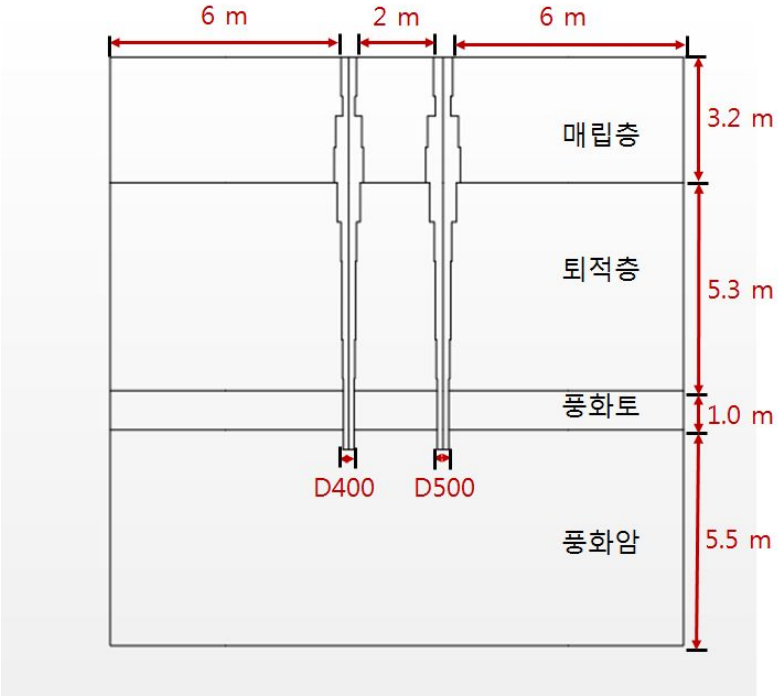


Figure 6.6 Soil Analysis modeling for C.P.R

Table 6.2 Soil material property for Numerical Analysis

구분	탄성계수 (kgf/cm²)	포아송비	습윤단위중량 (tonf/m³)	포화단위중량 (tonf/m³)
매립층	51.0	0.35	2.00	2.10
퇴적층	65.3	0.40	1.76	1.87
풍화토	255.4	0.36	1.87	1.97
풍화암	1,201.7	0.33	2.07	2.17
그라우트	160,000.0	0.24	3.01	3.05

Table 6.3 Rebar material property for Numerical Analysis

구분	단면	강재등급	탄성계수 (kgf/m²)	포아송비	단위중량 (tonf/m³)
D400	D22	SD300	2,039,432	0.3	7.85
D500	D25	SD300	2,039,432	0.3	7.85

6.4.2 해석 결과

Figure 6.6의 D400에 97.4 kgf/cm²와 D500에 93.4 kgf/cm²의 인발력과 압축력을 가한 결과를 Figure 6.7~Figure 6.9와 같다. Figure 6.7은 인발 및 압축시험에 의한 x-축 방향 변위, Figure 6.8은 인발 및 압축시험에 의한 z-축 방향 변위, 그리고 Figure 6.9는 인발 및 압축시험에 의한 전체 변위를 각각 나타낸다. 각 지층 경계면에 있어서 D400과 D500의 인발 및 압축시험에 의한 최대변위 결과를 정리하면 Table 6.4와 같으며, 전체 최대변위는 Table 6.5와 같다. 전체 최대변위는 인발시험의 경우 5.66 cm, 압축시험의 경우 8.08 cm로 나타났다.

Figure 6.9에서 나타내듯이 인발 및 압축시험 모두에서 D400의 영향반경보다 D500의 영향반경이 더 크게 나타남을 알 수 있다. Figure 6.10과 6.11은 인발 및 압축시험에 의한 지반 심도에 따른 변위 변화를 나타낸 것이다. 그림에서 알 수 있듯이 인발 및 압축시험 모두에서 최대 변위는 지표면 근처에서 발생하는 것을 알 수 있으며, 심도가 증가함에 따라 변위가 감소됨을 알 수 있다.

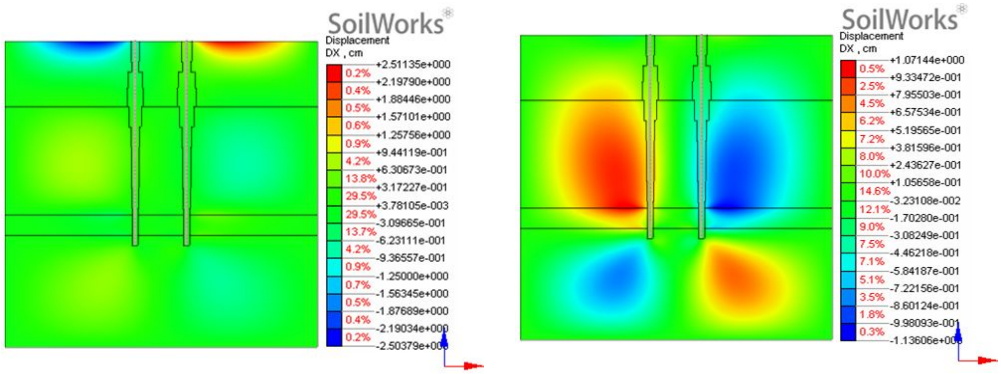
변위는 D400보다 D500에서의 지반 변위가 더 크게 발생하며, 인발시험보다는 압축시험에서 더 크게 나타남을 알 수 있다.

Table 6.4 Maximum displacement per depth by loading and tension test

심도 (cm)	D400 최대변위 (cm)		D500 최대변위 (cm)		심도별 최대변위 (cm)	
	인발시험	압축시험	인발시험	압축시험	인발시험	압축시험
0	4.21	6.33	4.73	6.93	5.48	8.08
-150	4.09	6.28	4.65	6.86	5.60	7.80
-320	4.03	6.25	4.59	6.83	4.81	6.94
-550	3.97	6.20	4.52	6.77	4.52	6.77
-850	3.90	6.13	4.44	6.68	4.44	6.68
-950	3.86	6.09	4.40	6.64	4.40	6.64

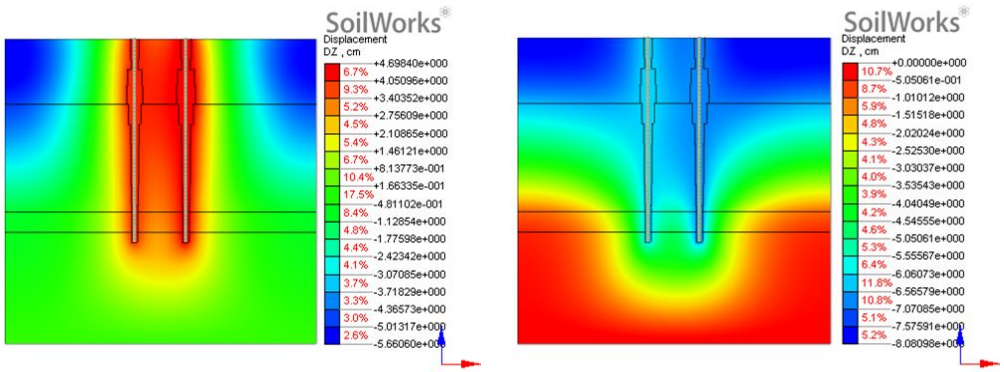
Table 6.5 Max displacement by loading and tension test

인발시험 결과 최대변위 (cm)	압축시험 결과 최대변위 (cm)
5.66	8.08



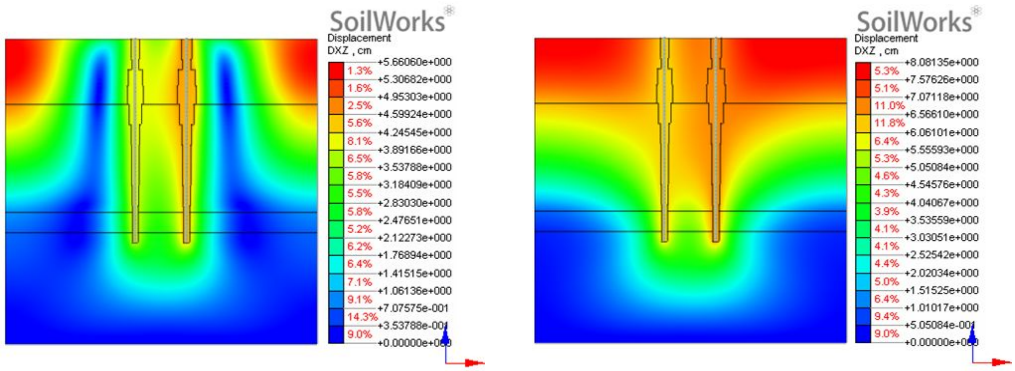
(a). 인발시험 결과 (b). 압축시험 결과

Figure 6.7 Displacement of X-axis by Loading Tension test



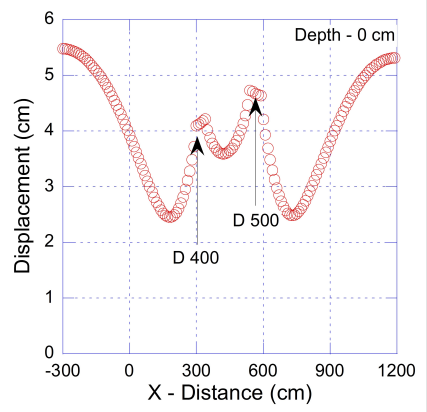
(a). 인발시험 결과 (b). 압축시험 결과

Figure 6.8 Displacement of Z-axis by Loading and Tesion test

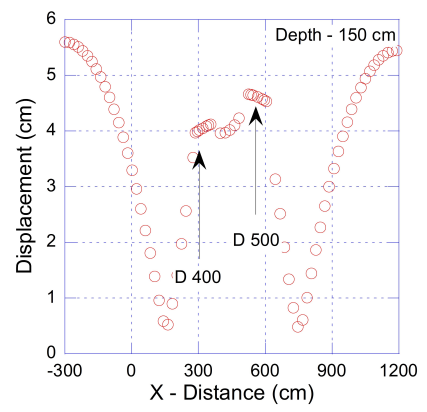


(a). 인발시험 결과 (b). 압축시험 결과

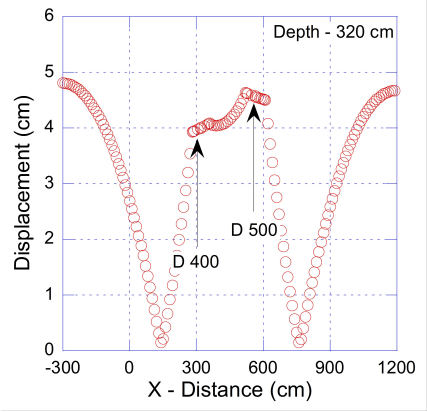
Figure 6.9 Displacement of All-axis by Loading and Tesion test



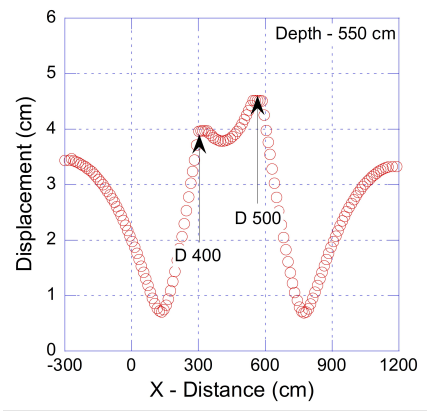
(a) 심도 0 m



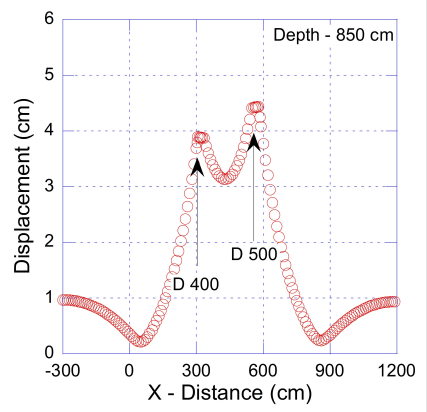
(b) 심도 1.5 m



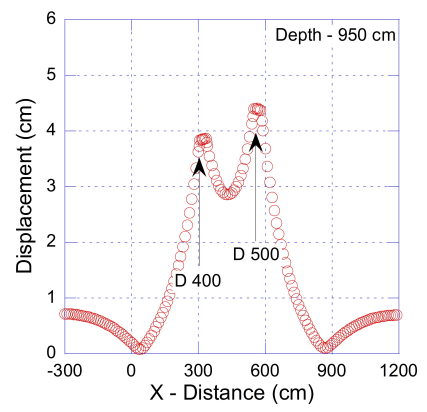
(c) 심도 3.2 m



(d) 심도 5.5 m

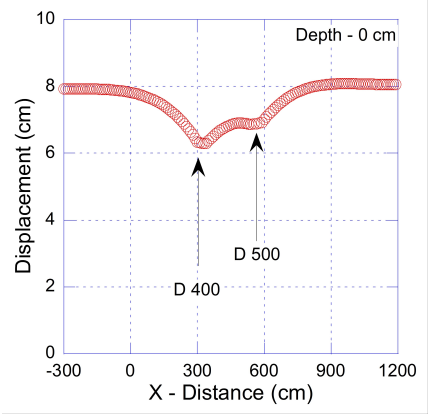


(e) 심도 8.5 m

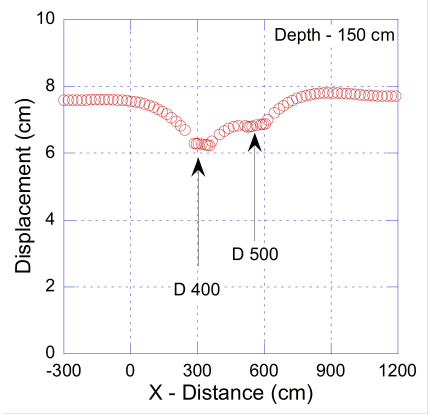


(f) 심도 9.5 m

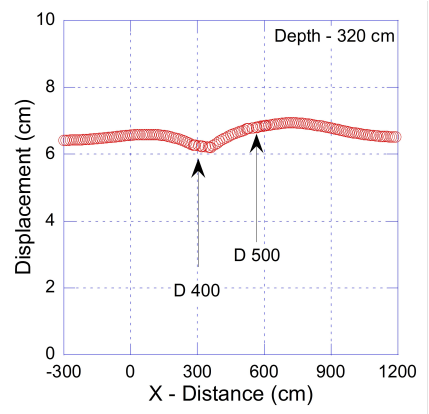
Figure 6.10 Displacement changing per depth by tension test



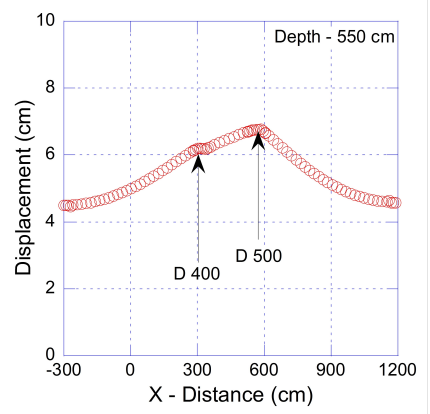
(a) 심도 0 m



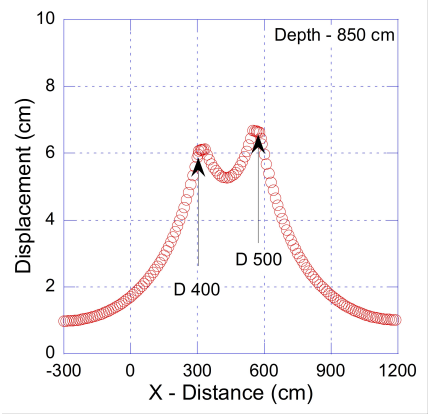
(b) 심도 1.5 m



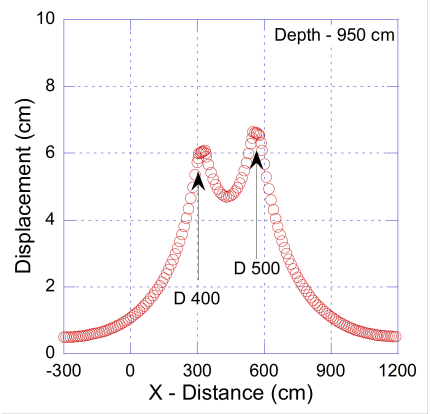
(c) 심도 3.2 m



(d) 심도 5.5 m



(e) 심도 8.5 m



(f) 심도 9.5 m

Figure 6.11 Displacement changing per depth by loading test

7. 결 론

컴팩션그라우팅은 지반보강공법으로 우수한 특성을 가지고 있으나 말뚝으로 적용시 다층 구조의 지반에서 구근의 불규칙한 형성에 따른 상재 하중 전이에 따른 구체의 파괴현상과 무근 구체라는 점에서 전단력에 취약하다는 문제가 있다. 이를 보완하고자 주입재에 보강재를 삽입하는 방법을 개발하였으며 다층 구조를 가진 지반에 구근의 크기와 보강재 크기를 달리한 시험체 4공을 형성하였고, 또한 반력말뚝으로 이용하고자 10공의 시험체를 형성하였다. 주입 중 주입재의 유동현상을 파악하고 형성된 말뚝에 변형량을 측정하기 위하여 변형률계를 지중에 설치하여 하중전이에 따른 변형량과 주면마찰력을 고찰하였다.

C.P,R말뚝은 지반의 물성치에 따라 구근의 형성과 지지력이 변화 하므로 말뚝재료의 허용압축강도를 기준으로 최대 압축하중을 산정하여 극한지지력과 허용지지력을 파악하고자 압축재하시험을 실시하였다. 말뚝 시험법으로 경제성과 시험성이 우수한 동재하시험을 통하여 주면마찰력과 선단지지력을 파악하였다. 시험체의 주면마찰력과 인발력을 통해 반력말뚝으로서 이용 여부를 파악하기 위하여 인발 재하를 실시하였다. 각종 시험에서 도출된 결과값을 이용하여 정역학 지지력공식과 비교하여 변단면인 C.P.R 말뚝의 보수적인 관점의 지지력 산정 안을 제시하였다.

1) 주입 중 변형률계를 통한 다층 지반조건에서의 컴팩션그라우트 주입재의 거동을 파악한 결과 상대밀도가 높은 풍화대에서부터 주입재가 지중 응력이 낮은 상부방향으로 유동 되었으며, 특히 상대적으로 가장 낮은 상대 밀도를 가진 GL-3.0m (N값=6) 지점으로 유동되었다. 이는 하부 퇴적층은 구근 형성이 계획된 단면보다 적게 형성되고 매립층에서는 상대적으로 크게 형성된 것으로 파악되었다.

2) 시공전후 실시한 2공의 표준관입시험에서 매립층에서는 평균 2~5정도 N값이 증가되어 시공전보다 16%~63% 증가되었고, 퇴적층에서는 평균 2~7정도 N값이 증가되어 8%~36%정도 증가되어 컴팩션그라우팅의 특징인 주변지반 다짐효과로 인한 상대밀도가 증가되었다.

3) C.P.R 말뚝 시험체의 허용재료강도 대비 압축재하시험의 허용지지력은 D400 mm 시험체의 경우 허용재료강도가 436 kN으로 제시되었으나 압축재하시험 결과값은 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (Su : 25.4 ㎜ S.F = 2.0)의 전침하량기준에 따르면 489 kN(D22), 522 kN(D25)으로 허용재료 강도를 보강재 크기의 차이에 따라 상회 하였으나, 영국 BS (Su : 0.1D S.F = 3.0)의 기준을 적용하면 허용재료강도 보다 적게 나타났다.

D500 mm 시험체 경우 허용재료강도는 648 kN으로 제시되었으나 압축재하시험 결과값은 Terzaghi & Peck, Touma & Reese (S_u : 25.4 ㎜ S.F = 2.0)의 전침하량 기준에 따르면 565 kN(D22), 591 kN(D25)으로 허용재료 강도보다 보강재 크기의 차이에 따라 적게 나타났으며, 영국 BS (S_u : 0.1D S.F = 3.0)의 기준 적용시 허용재료강도 보다 적게 나타났다.

4) 변형률계를 통한 하중전이특성을 파악하기 위하여 시험말뚝 NO.4 주변을 GL-5m 지점까지 굴착하여 형성된 말뚝의 단면을 측정한 결과 지층의 N값에 따른 심도별 단면 변화가 확인되었다. 이는 시험체 형성을 위한 주입중에 파악된 시간이력에 따른 지반응력 변화 값과 유사한 결과를 나타냈으며 주입 중 주입재가 지중응력이 약한 상부방향과 상대적으로 약한 N값을 가진 지층으로 유동하여 변단면 형태의 단면을 형성시킨 결과이다.

5) 심도별 하중전이 특성은 매립층 상부에서부터 선형적인 증가를 보이다가 단면이 축소된 S3(Top-1.3 m)센서 위치에서 하중전이가 감소하였고, 매립층 하부와 퇴적층 상부지층에서 상대적으로 큰 단면을 형성시켜 변형률이 급격하게 감소하였으며 전이하중은 증대되는 결과가 나타났고, 매립층 하부 지점부터는 하중전이가 급격하게 감소되어 말뚝의 근입 지반인 단단한 지층까지 하중전이가 이루어지지 않았다.

6) 심도-주면마찰력을 고찰한 결과 C.P.R말뚝의 특성상 하부보다 상부의 구근이 크게 형성되었을 경우 주면마찰력이 증대되고 전이하중은 감소되는 것을 확인할 수 있다. 매립층 상부에서 시작된 전이하중은 하부센서로 가면서 점차 줄어드는 형태를 띠다가 상대적으로 연약한 지반(S4~S5 센서)주변에 과대하게 형성된 구근으로 인하여 전이하중이 집중되고 넓어진 주면적으로 인해 주면마찰력의 증가를 동

반하여 S7센서 이후에는 전이하중의 전달이 급격히 감소되는 현상을 볼 수 있다.

7) 상대변위량-단위주면마찰력을 고찰한 결과 S3센서를 제외한 나머지 센서에서는 변위량의 증가에 따라 단위주면마찰력이 완만한 선형을 이루면서 증가하나 S3센서에서는 변위량이 증가됨과 동시에 단위주면마찰력도 급격하게 상승하는 현상을 볼 수 있다. 이는 전이하중이 원활하게 전달되지 못하였음을 의미하며, 굴착후 육안확인결과 S3지점에서 구근 파괴현상이 발견된 결과와도 일치함을 알 수 있다.

8) 동재하시험 결과 CAPWAP 분석은 허용지지력은 397.9 kN~510.3 kN으로 나타났으며, Davisson's 방법에 의한 허용지지력은 433.5 kN~638.0 kN으로 CAPWAP 분석결과보다 다소 높게 나타났으며, 압축재하시험의 허용지지력과 비교시 시험체 No. 1은 20 kN 과대, 시험체 No. 2는 90 kN 과소, 시험체 No. 3은 73 kN 과대평가 되었다. 이는 C.P.R말뚝 특성상 불규칙한 단면 형상으로 인한 동재하시험시 오차로 사료되며 현장 적용시 시험체에 대한 타격 빈도를 증대시켜 시험에 대한 오차를 축소해야 된다고 사료되며, 인발재하시험시 계획된 인발력 D400 = 300 kN, D500 = 450 kN보다 약 50 kN 적은 허용 지지력이 산출되었는데 현장 적용시 인발 철근량과 삽입깊이를 안전적인 측면을 고려하여 조절해야 한다.

9) 수치해석 결과 압축시험과 인발시험의 변위량은 각각 8.08cm, 5.66cm로 산출되었으며, 각 시험 모두 최대 변위는 지표면 근처에서 발생하는 것을 알 수 있으며, 심도가 증가함에 따라 변위가 감소됨을 알 수 있다. 이는 축하중 전이시험의 변위량과 결과와 유사하다.

10) C.P.R 말뚝은 변단면 특성상 선단지지력보다 주면 마찰력이 우수하여 현장 타설말뚝으로 사용할 수 있으나 설계시 지반 물성치와 말뚝재료의 물성치를 고려하여 허용 지지력 추정을 위한 정역학적 지지력공식이 요구되었다. 시험의 빈도수는 적으나 각종 지지력 실험을 통한 자료를 이용하여 건축기초구조물 설계기준(2004)의 정역학지지력 공식과 비교하여 선단지지력 상수와 주면마찰력 상수를 보수적으로 적용시켜 다음과 같은 식을 제시한다.

$$Q_u = 5.0N_b(q_b \le 750)\cdot A_b + 0.36\overline{N_s}(N \le 50)\cdot A_s \qquad (식\ 7.1)$$

참고문헌

1. 사단법인 한국지반공학회(2009), 구조물기초설계기준 pp293~pp429

2. 조천환 (2014), 말뚝기초실무 이엔지북 pp237~pp244, pp255~275

3. 조천환 (2007), 매입말뚝공법, 이엔지북

4. 천병식, 2011, 제1판, 약액주입의 원리와 실제, (사) 건설사업연구소, pp. 3~10, pp.191~208.

5. 한국표준협회 (2004), 한국산업표준, 말뚝의 동적 재하시험방법, KS F 2591~2004 제정

6. 한국표준협회 (2007), 한국산업표준, 축 하중에 의한 말뚝의 침하시험 방법, KS F 244

7. ASCE/G-1, 53-10. Compaction Grouting Consensus guide. pp13

8. 日本建築學會 (2004) 建築基礎構造設計指針.

9. 이명환, 이인모, 이상헌, 윤성진, 박용원, 김대영(1992), "풍화잔류토 지반에 타설된 말뚝의 주면말찰 특성 연구", 한국지반공학회지, 제8권 제2호, pp21~29

10. 이명환, 윤성진(1992), "말뚝의 설계하중 결정방법에 대한 비교", 한국지반공학회 92년 봄 학술발표회 논문집.

11. 정성기, 최용규, 정성교, 1998, 설계목적의 말뚝재하시험을 이용한 말뚝기초 건설비용절감에 관한 연구, 대한토목공학회 논문집, 제 Ⅲ-3호, pp.341 ~352.

12. 천병식, 정덕교, 우근우, 정영교, Bandimere, S. W, 1997, 한국구조물진단학회 가을학술발표회, 기울어진 피해구조물의 원상복구를 위한 기초지반 개량공법에 관한 연구, pp.235~240.

13. 천병식, 우근우, 조천환, 이영근, 1997, 대한토목학회 추계학술발표회 논문집, Compaction grouting에 의한 지반보강시공사례, pp. 493~496.

14. 천병식, 여유현, 최현식, 오일석, 1999, 한국철도학회 춘계학술대회논문집, C.G.S에 의한 기초지반보강 효과에 관한 연구 pp.375~382.

15. 천병식, 강인성, 고용일, 권형석, 2000, 대한토목학회 추계학술발표회 논문집, 저유동성 몰탈형 지반주입공법에 의한 다짐효과, pp.255~258.

16. 천병식, 고용일, 권형석, 2000, 한국지반공학회 추계학술대회논문집, 저유동성 몰탈형 주입재에 의한 건물 기초보강 pp.71~76.

17. 천병식, 정영교, 여유현, 2001, 한국지반공학회지 제17권, 제6호, 저유동성 몰탈 주입에 의한 연약지반의 침하억제 효과, pp. 53~67.

18. 천병식, 여유원, 정영교, 정완균, 2001, 한국지반공학회 춘계학술대회논문집, 매립토층에서 CGS에 의한 지반개량특성에 관한 연구, pp. 425~432.

19. 천병식, 최중근, 2003, 한국지반공학회지 제19권, 제6호, 손상된 흙댐 코어의 보수.보강을 위한 CGS공법의 적용성, pp.325~334.

20. 천병식, 도종남, 이진규, 2010, 한국지반환경공학회 논문집, 제11권, 제10호, 저유동성 몰탈주입 적용지반의 거동에 관한 연구, pp. 5~13.

21. Daehyeon Kim., Adriano VirgilioDamiani Bica., Rodrigo Salagado., Monica Prezzi., Wonje Lee., (2009) "Load Testing of a Closed-Ended Pipe Pile Driven In Multilayered Soil"

22. ASTM D 1143-07, "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Compressive Load"

23. ASTM D 3689-07, "Standard Test Methods for Deep Foundations Under Static Axial Tensile Load"

24. ASTM D 4945-12, "Standard Test Methods for High Strain Dynamic Testing of Deep Foundations"

25. Brown, D. R., and J.Warner., (1973). "Compaction Grouting". Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division 99(SM8): p. 589~601., ASCE.

26. Bandimere, S. W., (1997). "Compaction Grouting State of Practice, 1997". Grouting:Compaction, Remediation and Testing, p. 18~31, ASCE.

27. Byle, M. J. (1992). "Limited compaction grouting for retaining wall repairs." Grouting, soil improvement and geosynthetics. R. H. Borden et al., eds., Geotechnical Special Publication No. 30, American Society of Civil Engineers, New York, 288 - 00.

28. Byle, M. J. (1997). "Limited mobility displacement grouting: When 'compaction grout' is not compaction grout." Grouting: Compaction, remediation and testing, C. Vipulanandan, ed., Geotechnical Special Publication No. 66, American Society of Civil Engineers, New York, 32 - 2.

29. Byle, M. J., (1997). "Limited Mobility Displacement Grouting: When Compaction Grout is Not 'Compaction Grout'", Grouting, Compaction, Remediation and Testing, Geotechnical Special Publication No. 66, p. 32~42, ASCE.

30. Byle, M. J., (2000). "An Approach to the Design of LMD Grouting".

Advances in Grouting and Ground Modification, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, p. 94~110,ASCE.

31. Byle, M. J. (2000a). “An approach to the design of limited mobility displacement (LMD) grouting.” Advances in grouting and ground modifi cation, R.J. Krizek and K. Sharp, eds., Geotechnical Special Publication No. 104, ASCE, Reston, Va., 94 - 10.

32. El-Kelesh, A., Mossad, M., and Basha, I., (2001). “Model of Compaction Grouting”. Journal of Geotechnical and Geo environmental Engineering, November 2001, pp 955~964, ASCE.

33. Essler.R.D., Drooff,E.R., Falk.E., (2000). Compensation Grouting, Concept, Theory and Practics, Advances in Grouting and Ground Modification Proceeding of the sessions of Geo - Denver 2000, pp. 1~15 ASCE.

34. Graf, E. D., (1969). “Compaction Grouting Technique and Observations”. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division ASCE, 95(SM5), pp. 1151~1158, ASCE

35. Geraci, J.Graf, E. D., (1992). “Compaction Grout, 1992”. Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, LA, pp. 275~287, ASCE.

36. H.R. Al-Alusi., (1997). "Compaction Grouting : Form Theory Grouting : Compaction, Edited by C. Vipulanandan(Gootechnical Special Publication No.66) Geo Institute ASCE, pp. 44~50

37. Lawrence.F.J., Andy.A, Jon.J.J., (2003). Low Strain Testing of Compaction Grout Columns, Grouting and Ground Treatment Proceeding of the Third International Conference, ASCE, pp.1~12.

38. M. J. Tomlinson., (1994). “Pile Design and Construction Practice Fourth Edition″ Braja M. Das(2004). ″Principles of Foundation Engineering 5E″ FHWA-SA-91-042,″Static Testing of Deep Foundations″

39. Ross W. Boulanger., Robert F. Hayden.,(1995/December), Aspects of Compaction Grouting of Liquefiable Soil, Journal of Geotechnical Engineering , pp.844~848.

40. Shuttle,D.A., and Jefferies,M.G., (2000). “Prediction and Validation of Compaction Grout Effectiveness”. Advances in Grouting and Ground Modification, Proceedings of Sessions of Geo-Denver 2000, Geotechnical Special Publication No. 104, pp. 48~64, ASCE.

41. The Committee on Grouting of the Geotechnical and Engineering Division, Slabjacking - State of the Art, Journal of The Geotechnical Engineering Division, pp.987~1005.

42. Warner, J., Brown,D.R., (1974). Planning and Performing Compaction Grouting, Journal of The Geotechnical Engineering Division, pp.653~666.

43. Warner, J., (1978). Compaction Grouting - A Significant Case History, Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, pp.837~847.

44. Warner, J., (1992). “Compaction Grout; Rheology vs. Effectiveness”. Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication No. 30, pp. 229~239, ASCE.

45. Warner, J., Schmidt,N., Reed, J., Shepardson,D., Lamb, R., and Wong, S., (1992). “Recent Advances in Compaction Grouting Technology”, Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, Geotechnical Special Publication No. 30, pp 252~264, ASCE

46. Wong, H.Y., (1974). Discussion of Compaction Grouting, Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, pp.556~559.

Appendix

Appendix 1.1 Maximum designed Compressive load for pile(D400)=1,200kN

	단계	구분	최대계획 하중 (1,200.0kN)의 5%	허용하중 (400.0kN)의 15%	Load (kN)	하중 유지시간
			Load Stage(%)			
D400 1 Cycle	1	Loading	5	15	60.0	5분
	2	Loading	10	30	120.0	5분
	3	Loading	15	45	180.0	5분
	4	Loading	20	60	240.0	5분
	5	Loading	25	75	300.0	5분
	6	Loading	30	90	360.0	5분
	7	Loading	35	105	420.0	5분
	8	Loading	40	120	480.0	5분
	9	Loading	45	135	540.0	5분
	10	Loading	50	150	600.0	5분
	11	Loading	55	165	660.0	5분
	12	Loading	60	180	720.0	5분
	13	Loading	65	195	780.0	5분
	14	Loading	70	210	840.0	5분
	15	Loading	75	225	900.0	5분
	16	Loading	80	240	960.0	5분
	17	Loading	85	255	1,020.0	5분
	18	Loading	90	270	1,080.0	5분
	19	Loading	95	285	1,140.0	5분
	20	Loading	100	300	1,200.0	5분
	21	Unloading	75	225	900.0	5분
	22	Unloading	50	150	600.0	5분
	23	Unloading	25	75	300.0	5분

Appendix 1.2 Maximum designed Compressive load for pile(D500)=1,800kN

	단계	구분	최대계획 하중 (1,800.0kN)의 5%	허용하중 (≒600.0kN)의 15%	Load (kN)	하중 유지시간
			Load Stage(%)			
D500 1 Cycle	1	Loading	5	15	90.0	5분
	2	Loading	10	30	180.0	5분
	3	Loading	15	45	270.0	5분
	4	Loading	20	60	360.0	5분
	5	Loading	25	75	450.0	5분
	6	Loading	30	90	540.0	5분
	7	Loading	35	105	630.0	5분
	8	Loading	40	120	720.0	5분
	9	Loading	45	135	810.0	5분
	10	Loading	50	150	900.0	5분
	11	Loading	55	165	990.0	5분
	12	Loading	60	180	1,080.0	5분
	13	Loading	65	195	1,170.0	5분
	14	Loading	70	210	1,260.0	5분
	15	Loading	75	225	1,350.0	5분
	16	Loading	80	240	1,440.0	5분
	17	Loading	85	255	1,530.0	5분
	18	Loading	90	270	1,620.0	5분
	19	Loading	95	285	1,710.0	5분
	20	Loading	100	300	1,800.0	5분
	21	Unloading	75	225	1,350.0	5분
	22	Unloading	50	150	900.0	5분
	23	Unloading	25	75	450.0	5분

Appendix 1.3 Results of load test of test pile No. 1 (C.P.R D400㎜)

재하단계	시험시간 (min)	시험하중 (kN/본)	말뚝 길이 (m)	단면적 (cm²)	침하량(㎜)	
					전체침하량	탄성침하량
1(Loading)	5	60.0	9.0	1,256.7	0.080	
2(Loading)	5	120.0			0.975	
3(Loading)	5	180.0			0.720	
4(Loading)	5	240.0			1.280	
5(Loading)	5	300.0			1.955	
6(Loading)	5	360.0			2.445	
7(Loading)	5	420.0			2.790	
8(Loading)	5	480.0			3.920	
9(Loading)	5	540.0			5.200	
10(Loading)	5	600.0			7.100	
11(Loading)	5	660.0			9.185	
12(Loading)	5	720.0			11.000	
13(Loading)	5	780.0			13.400	
14(Loading)	5	840.0			16.000	
15(Loading)	5	900.0			19.000	
16(Loading)	5	960.0			23.700	
17(Loading)	5	1,020.0			29.125	
18(Loading)	5	1,080.0			36.920	
19(Loading)	5	1,140.0			46.735	
20(Loading)	5	1,200.0			60.000	
21(Loading)	10	1,260.0			77.670	8.440
22(Un-Loading)	5	810.0			77.015	
23(Un-Loading)	5	540.0			75.795	
24(Un-Loading)	5	270.0			73.895	
25(Un-Loading)	5	0.0			69.230	

Appendix 1.4 Results of load test of Test pile No. 2 (C.P.R D400㎜)

재하단계	시험시간 (min)	시험하중 (kN/본)	말뚝길이 (m)	단면적 (cm^2)	침하량(㎜)	
					전체침하량	탄성침하량
1(Loading)	5	60.0	9.0	1,256.7	0.240	
2(Loading)	5	120.0			0.880	
3(Loading)	5	180.0			1.350	
4(Loading)	5	240.0			2.120	
5(Loading)	5	300.0			3.330	
6(Loading)	5	360.0			4.320	
7(Loading)	5	420.0			5.280	
8(Loading)	5	480.0			6.440	
9(Loading)	5	540.0			7.530	
10(Loading)	5	600.0			9.100	
11(Loading)	5	660.0			10.230	
12(Loading)	5	720.0			11.550	
13(Loading)	5	780.0			12.930	
14(Loading)	5	840.0			14.120	
15(Loading)	5	900.0			15.330	
16(Loading)	5	960.0			18.000	
17(Loading)	5	1,020.0			22.000	
18(Loading)	5	1,080.0			30.000	
19(Loading)	5	1,140.0			42.000	
20(Loading)	5	1,200.0			56.000	
21(Loading)	10	1,220.8			79.025	7.330
22(Un-Loading)	5	810.0			78.725	
23(Un-Loading)	5	540.0			78.015	
24(Un-Loading)	5	270.0			76.995	
25(Un-Loading)	5	0.0			71.695	

Appendix 1.5 Results of load test of Test pile No. 3 (C.P.R D500㎜)

재하단계	시험시간 (min)	시험하중 (kN/본)	말뚝길이 (m)	단면적 (cm²)	침하량(㎜)	
					전체침하량	탄성침하량
1(Loading)	5	90.0			0.365	
2(Loading)	5	180.0			1.030	
3(Loading)	5	270.0			2.265	
4(Loading)	5	360.0			3.525	
5(Loading)	5	450.0			4.775	
6(Loading)	5	540.0			6.060	
7(Loading)	5	630.0			7.515	
8(Loading)	5	720.0			10.330	
9(Loading)	5	810.0			12.750	
10(Loading)	5	900.0			15.450	
11(Loading)	5	990.0	9.0	1,963.5	19.630	
12(Loading)	5	1,080.0			22.850	
13(Loading)	5	1,170.0			27.260	
14(Loading)	5	1,260.0			31.000	
15(Loading)	5	1,350.0			35.320	
16(Loading)	5	1,440.0			45.550	
17(Loading)	15	1,498.8			75.475	9.815
18(Un-Loading)	5	1,125.0			74.965	
19(Un-Loading)	5	750.0			73.915	
20(Un-Loading)	5	354.0			72.820	
21(Un-Loading)	5	0.0			64.760	

Appendix 1.6 Results of load test of Test pile No. 4 (C.P.R D500㎜)

재하단계	시험시간 (min)	시험하중 (kN/본)	말뚝길이 (m)	단면적 (cm^2)	침하량(㎜)	
					전체침하량	탄성침하량
1(Loading)	5	90.0	9.0	1,963.5	0.900	
2(Loading)	5	180.0			3.420	
3(Loading)	5	270.0			5.905	
4(Loading)	5	360.0			7.660	
5(Loading)	5	450.0			9.645	
6(Loading)	5	540.0			11.595	
7(Loading)	5	630.0			13.105	
8(Loading)	5	720.0			14.900	
9(Loading)	5	810.0			16.710	
10(Loading)	5	900.0			18.690	
11(Loading)	5	990.0			20.360	
12(Loading)	5	1,080.0			22.560	
13(Loading)	5	1,170.0			24.960	
14(Loading)	5	1,260.0			28.360	
15(Loading)	5	1,350.0			31.600	
16(Loading)	5	1,440.0			35.000	
17(Loading)	3	1,530.0			38.550	
18(Loading)	1	1,030.0			49.000	
	1	990			57.205	
	1	1,010.0			61.255	10.220
19(Un-Loading)	5	750.0			60.255	
20(Un-Loading)	5	500.0			58.060	
21(Un-Loading)	5	250.0			56.455	
22(Un-Loading)	5	0.0			51.035	

Appendix 2.1 Load transfer test (S1, S3 sensor)

S1(Top-0.3m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=500 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	709	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	1,963.5	0	0.0	0.0
1.0	90.0	673	36	2.13	0.939	34	0.171	4.4	1,963.5	8,732	8.7	85.6
2.0	180.0	634	75	2.13	0.939	70	0.171	9.3	1,963.5	18,191	18.2	178.4
3.0	270.0	600	109	2.13	0.939	102	0.171	13.5	1,963.5	26,438	26.4	259.3
4.0	360.0	561	148	2.13	0.939	139	0.171	18.3	1,963.5	35,897	35.9	352.0
5.0	450.0	526	183	2.13	0.939	172	0.171	22.6	1,963.5	44,387	44.4	435.3
6.0	540.0	487	222	2.13	0.939	208	0.171	27.4	1,963.5	53,846	53.8	528.0
7.0	630.0	448	261	2.13	0.939	245	0.171	32.2	1,963.5	63,305	63.3	620.8
8.0	720.0	408	301	2.13	0.939	283	0.171	37.2	1,963.5	73,007	73.0	716.0
9.0	810.0	375	334	2.13	0.939	314	0.171	41.3	1,963.5	81,011	81.0	794.5
10.0	900.0	332	377	2.13	0.939	354	0.171	46.6	1,963.5	91,441	91.4	896.7
11.0	990.0	297	412	2.13	0.939	387	0.171	50.9	1,963.5	99,930	99.9	980.0
12.0	1,080.0	280	429	2.13	0.939	403	0.171	53.0	1,963.5	104,054	104.1	1,020.4
13.0	1,170.0	235	474	2.13	0.939	445	0.171	58.6	1,963.5	114,968	115.0	1,127.5
14.0	1,260.0	197	512	2.13	0.939	481	0.171	63.2	1,963.5	124,185	124.2	1,217.8
15.0	1,350.0	154	555	2.13	0.939	521	0.171	68.6	1,963.5	134,615	134.6	1,320.1
16.0	1,440.0	112	597	2.13	0.939	561	0.171	73.7	1,963.5	144,802	144.8	1,420.0
17.0	1,530.0	76	633	2.13	0.939	594	0.171	78.2	1,963.5	153,534	153.5	1,505.7

S2(Top-0.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=500 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	720	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	1,963.5	0	0.0	0.0
1.0	90.0	687	33	2.13	0.939	31	0.171	4.1	1,963.5	8,004	8.0	78.5
2.0	180.0	650	70	2.13	0.939	66	0.171	8.6	1,963.5	16,978	17.0	166.5
3.0	270.0	620	100	2.13	0.939	94	0.171	12.4	1,963.5	24,255	24.3	237.9
4.0	360.0	585	135	2.13	0.939	127	0.171	16.7	1,963.5	32,744	32.7	321.1
5.0	450.0	549	171	2.13	0.939	161	0.171	21.1	1,963.5	41,476	41.5	406.7
6.0	540.0	520	200	2.13	0.939	188	0.171	24.7	1,963.5	48,510	48.5	475.7
7.0	630.0	475	245	2.13	0.939	230	0.171	30.3	1,963.5	59,425	59.4	582.8
8.0	720.0	437	283	2.13	0.939	266	0.171	35.0	1,963.5	68,641	68.6	673.1
9.0	810.0	402	318	2.13	0.939	299	0.171	39.3	1,963.5	77,131	77.1	756.4
10.0	900.0	367	353	2.13	0.939	331	0.171	43.6	1,963.5	85,620	85.6	839.6
11.0	990.0	329	391	2.13	0.939	367	0.171	48.3	1,963.5	94,837	94.8	930.0
12.0	1,080.0	305	415	2.13	0.939	390	0.171	51.3	1,963.5	100,658	100.7	987.1
13.0	1,170.0	289	431	2.13	0.939	405	0.171	53.2	1,963.5	104,539	104.5	1,025.2
14.0	1,260.0	242	478	2.13	0.939	449	0.171	59.0	1,963.5	115,939	115.9	1,137.0
15.0	1,350.0	208	512	2.13	0.939	481	0.171	63.2	1,963.5	124,185	124.2	1,217.8
16.0	1,440.0	164	556	2.13	0.939	522	0.171	68.7	1,963.5	134,857	134.9	1,322.5
17.0	1,530.0	135	585	2.13	0.939	549	0.171	72.2	1,963.5	141,815	141.8	1,390.7

Appendix 2.2 Load transfer test (S3, S4 sensor)

S3(Top-1.3m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=400 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	(489)	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	1,256.6	0	0.0	0.0
1.0	90.0	(519)	30	2.13	0.939	28	0.171	3.7	1,256.6	4,657	4.7	45.7
2.0	180.0	(550)	61	2.13	0.939	57	0.171	7.5	1,256.6	9,469	9.5	92.9
3.0	270.0	(565)	76	2.13	0.939	71	0.171	9.4	1,256.6	11,798	11.8	115.7
4.0	360.0	(601)	112	2.13	0.939	105	0.171	13.8	1,256.6	17,386	17.4	170.5
5.0	450.0	(631)	142	2.13	0.939	133	0.171	17.5	1,256.6	22,043	22.0	216.2
6.0	540.0	(662)	173	2.13	0.939	162	0.171	21.4	1,256.6	26,855	26.9	263.4
7.0	630.0	(704)	215	2.13	0.939	202	0.171	26.6	1,256.6	33,375	33.4	327.3
8.0	720.0	(740)	251	2.13	0.939	236	0.171	31.0	1,256.6	38,963	39.0	382.1
9.0	810.0	(774)	285	2.13	0.939	268	0.171	35.2	1,256.6	44,241	44.2	433.9
10.0	900.0	(810)	321	2.13	0.939	301	0.171	39.7	1,256.6	49,829	49.8	488.7
11.0	990.0	(861)	372	2.13	0.939	349	0.171	46.0	1,256.6	57,746	57.7	566.3
12.0	1,080.0	(888)	399	2.13	0.939	375	0.171	49.3	1,256.6	61,937	61.9	607.4
13.0	1,170.0	(906)	417	2.13	0.939	392	0.171	51.6	1,256.6	64,806	64.8	635.5
14.0	1,260.0	(945)	456	2.13	0.939	428	0.171	56.3	1,256.6	70,758	70.8	693.9
15.0	1,350.0	(965)	476	2.13	0.939	447	0.171	58.8	1,256.6	73,899	73.9	724.7
16.0	1,440.0	(996)	507	2.13	0.939	476	0.171	62.6	1,256.6	78,693	78.7	771.7
17.0	1,530.0	(1,019)	530	2.13	0.939	498	0.171	65.5	1,256.6	82,330	82.3	807.4

S4(Top-1.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=800 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	(910)	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	5,026.5	0	0.0	0.0
1.0	90.0	(920)	10	2.13	0.939	9	0.171	1.2	5,026.5	6,209	6.2	60.9
2.0	180.0	(927)	17	2.13	0.939	16	0.171	2.1	5,026.5	10,556	10.6	103.5
3.0	270.0	(937)	27	2.13	0.939	25	0.171	3.3	5,026.5	16,765	16.8	164.4
4.0	360.0	(947)	37	2.13	0.939	35	0.171	4.6	5,026.5	22,974	23.0	225.3
5.0	450.0	(957)	47	2.13	0.939	44	0.171	5.8	5,026.5	29,184	29.2	286.2
6.0	540.0	(967)	57	2.13	0.939	54	0.171	7.0	5,026.5	35,393	35.4	347.1
7.0	630.0	(977)	67	2.13	0.939	63	0.171	8.3	5,026.5	41,602	41.6	408.0
8.0	720.0	(987)	77	2.13	0.939	72	0.171	9.5	5,026.5	47,811	47.8	468.9
9.0	810.0	(997)	87	2.13	0.939	82	0.171	10.7	5,026.5	54,021	54.0	529.8
10.0	900.0	(1,007)	97	2.13	0.939	91	0.171	12.0	5,026.5	60,230	60.2	590.7
11.0	990.0	(1,017)	107	2.13	0.939	100	0.171	13.2	5,026.5	66,439	66.4	651.5
12.0	1,080.0	(1,028)	118	2.13	0.939	111	0.171	14.6	5,026.5	73,269	73.3	718.5
13.0	1,170.0	(1,042)	132	2.13	0.939	124	0.171	16.3	5,026.5	81,962	82.0	803.8
14.0	1,260.0	(1,062)	152	2.13	0.939	143	0.171	18.8	5,026.5	94,381	94.4	925.6
15.0	1,350.0	(1,083)	173	2.13	0.939	162	0.171	21.4	5,026.5	107,420	107.4	1,053.4
16.0	1,440.0	(1,101)	191	2.13	0.939	179	0.171	23.6	5,026.5	118,597	118.6	1,163.0
17.0	1,530.0	(1,117)	207	2.13	0.939	194	0.171	25.6	5,026.5	128,532	128.5	1,260.5

Appendix 2.3 Load transfer test (S5, S6 sensor)

S5(Top-2.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=900 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	1,199	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	6,361.7	0	0.0	0.0
1.0	90.0	1,192	7	2.13	0.939	7	0.171	0.9	6,361.7	5,501	5.5	53.9
2.0	180.0	1,191	8	2.13	0.939	8	0.171	1.0	6,361.7	6,287	6.3	61.7
3.0	270.0	1,184	15	2.13	0.939	14	0.171	1.9	6,361.7	11,788	11.8	115.6
4.0	360.0	1,179	20	2.13	0.939	19	0.171	2.5	6,361.7	15,717	15.7	154.1
5.0	450.0	1,170	29	2.13	0.939	27	0.171	3.6	6,361.7	22,790	22.8	223.5
6.0	540.0	1,158	41	2.13	0.939	38	0.171	5.1	6,361.7	32,220	32.2	316.0
7.0	630.0	1,149	50	2.13	0.939	47	0.171	6.2	6,361.7	39,293	39.3	385.3
8.0	720.0	1,139	60	2.13	0.939	56	0.171	7.4	6,361.7	47,152	47.2	462.4
9.0	810.0	1,125	74	2.13	0.939	69	0.171	9.1	6,361.7	58,154	58.2	570.3
10.0	900.0	1,112	87	2.13	0.939	82	0.171	10.7	6,361.7	68,370	68.4	670.5
11.0	990.0	1,105	94	2.13	0.939	88	0.171	11.6	6,361.7	73,871	73.9	724.4
12.0	1,080.0	1,095	104	2.13	0.939	98	0.171	12.8	6,361.7	81,729	81.7	801.5
13.0	1,170.0	1,082	117	2.13	0.939	110	0.171	14.5	6,361.7	91,946	91.9	901.7
14.0	1,260.0	1,067	132	2.13	0.939	124	0.171	16.3	6,361.7	103,733	103.7	1,017.3
15.0	1,350.0	1,048	151	2.13	0.939	142	0.171	18.7	6,361.7	118,665	118.7	1,163.7
16.0	1,440.0	1,032	167	2.13	0.939	157	0.171	20.6	6,361.7	131,239	131.2	1,287.0
17.0	1,530.0	1,025	174	2.13	0.939	163	0.171	21.5	6,361.7	136,740	136.7	1,341.0

S6(Top-3.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=700 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	(640)	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	3,848.5	0	0.0	0.0
1.0	90.0	(644)	4	2.13	0.939	4	0.171	0.5	3,848.5	1,902	1.9	18.6
2.0	180.0	(645)	5	2.13	0.939	5	0.171	0.6	3,848.5	2,377	2.4	23.3
3.0	270.0	(648)	8	2.13	0.939	8	0.171	1.0	3,848.5	3,803	3.8	37.3
4.0	360.0	(651)	11	2.13	0.939	10	0.171	1.4	3,848.5	5,229	5.2	51.3
5.0	450.0	(658)	18	2.13	0.939	17	0.171	2.2	3,848.5	8,557	8.6	83.9
6.0	540.0	(665)	25	2.13	0.939	23	0.171	3.1	3,848.5	11,885	11.9	116.6
7.0	630.0	(678)	38	2.13	0.939	36	0.171	4.7	3,848.5	18,065	18.1	177.2
8.0	720.0	(689)	49	2.13	0.939	46	0.171	6.1	3,848.5	23,294	23.3	228.4
9.0	810.0	(698)	58	2.13	0.939	54	0.171	7.2	3,848.5	27,573	27.6	270.4
10.0	900.0	(707)	67	2.13	0.939	63	0.171	8.3	3,848.5	31,852	31.9	312.4
11.0	990.0	(714)	74	2.13	0.939	69	0.171	9.1	3,848.5	35,179	35.2	345.0
12.0	1,080.0	(725)	85	2.13	0.939	80	0.171	10.5	3,848.5	40,409	40.4	396.3
13.0	1,170.0	(739)	99	2.13	0.939	93	0.171	12.2	3,848.5	47,064	47.1	461.5
14.0	1,260.0	(748)	108	2.13	0.939	101	0.171	13.3	3,848.5	51,343	51.3	503.5
15.0	1,350.0	(762)	122	2.13	0.939	115	0.171	15.1	3,848.5	57,998	58.0	568.8
16.0	1,440.0	(774)	134	2.13	0.939	126	0.171	16.6	3,848.5	63,703	63.7	624.7
17.0	1,530.0	(784)	144	2.13	0.939	135	0.171	17.8	3,848.5	68,457	68.5	671.3

Appendix 2.4 Load transfer test (S7, S8 sensor)

S7(Top-4.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=450 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	444	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	1,590.4	0	0.0	0.0
1.0	90.0	441	3	2.13	0.939	3	0.171	0.4	1,590.4	589	0.6	5.8
2.0	180.0	440	4	2.13	0.939	4	0.171	0.5	1,590.4	786	0.8	7.7
3.0	270.0	438	6	2.13	0.939	6	0.171	0.7	1,590.4	1,179	1.2	11.6
4.0	360.0	435	9	2.13	0.939	8	0.171	1.1	1,590.4	1,768	1.8	17.3
5.0	450.0	429	15	2.13	0.939	14	0.171	1.9	1,590.4	2,947	2.9	28.9
6.0	540.0	423	21	2.13	0.939	20	0.171	2.6	1,590.4	4,126	4.1	40.5
7.0	630.0	416	28	2.13	0.939	26	0.171	3.5	1,590.4	5,501	5.5	53.9
8.0	720.0	409	35	2.13	0.939	33	0.171	4.3	1,590.4	6,876	6.9	67.4
9.0	810.0	402	42	2.13	0.939	39	0.171	5.2	1,590.4	8,252	8.3	80.9
10.0	900.0	398	46	2.13	0.939	43	0.171	5.7	1,590.4	9,037	9.0	88.6
11.0	990.0	392	52	2.13	0.939	49	0.171	6.4	1,590.4	10,216	10.2	100.2
12.0	1,080.0	382	62	2.13	0.939	58	0.171	7.7	1,590.4	12,181	12.2	119.5
13.0	1,170.0	375	69	2.13	0.939	65	0.171	8.5	1,590.4	13,556	13.6	132.9
14.0	1,260.0	367	77	2.13	0.939	72	0.171	9.5	1,590.4	15,128	15.1	148.4
15.0	1,350.0	359	85	2.13	0.939	80	0.171	10.5	1,590.4	16,700	16.7	163.8
16.0	1,440.0	351	93	2.13	0.939	87	0.171	11.5	1,590.4	18,271	18.3	179.2
17.0	1,530.0	344	100	2.13	0.939	94	0.171	12.4	1,590.4	19,646	19.6	192.7

S8(Top-5.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=400 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	(52)	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	1,256.6	0	0.0	0.0
1.0	90.0	(55)	3	2.13	0.939	3	0.171	0.4	1,256.6	466	0.5	4.6
2.0	180.0	(56)	4	2.13	0.939	4	0.171	0.5	1,256.6	621	0.6	6.1
3.0	270.0	(57)	5	2.13	0.939	5	0.171	0.6	1,256.6	776	0.8	7.6
4.0	360.0	(59)	7	2.13	0.939	7	0.171	0.9	1,256.6	1,087	1.1	10.7
5.0	450.0	(62)	10	2.13	0.939	9	0.171	1.2	1,256.6	1,552	1.6	15.2
6.0	540.0	(69)	17	2.13	0.939	16	0.171	2.1	1,256.6	2,639	2.6	25.9
7.0	630.0	(74)	22	2.13	0.939	21	0.171	2.7	1,256.6	3,415	3.4	33.5
8.0	720.0	(84)	32	2.13	0.939	30	0.171	4.0	1,256.6	4,967	5.0	48.7
9.0	810.0	(88)	36	2.13	0.939	34	0.171	4.4	1,256.6	5,588	5.6	54.8
10.0	900.0	(92)	40	2.13	0.939	38	0.171	4.9	1,256.6	6,209	6.2	60.9
11.0	990.0	(98)	46	2.13	0.939	43	0.171	5.7	1,256.6	7,141	7.1	70.0
12.0	1,080.0	(103)	51	2.13	0.939	48	0.171	6.3	1,256.6	7,917	7.9	77.6
13.0	1,170.0	(109)	57	2.13	0.939	54	0.171	7.0	1,256.6	8,848	8.8	86.8
14.0	1,260.0	(114)	62	2.13	0.939	58	0.171	7.7	1,256.6	9,624	9.6	94.4
15.0	1,350.0	(118)	66	2.13	0.939	62	0.171	8.2	1,256.6	10,245	10.2	100.5
16.0	1,440.0	(124)	72	2.13	0.939	68	0.171	8.9	1,256.6	11,177	11.2	109.6
17.0	1,530.0	(125)	73	2.13	0.939	69	0.171	9.0	1,256.6	11,332	11.3	111.1

Appendix 2.5 Load transfer test (S9, S10 sensor)

S9(Top-6.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=400 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	(368)	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	1,256.6	0	0.0	0.0
1.0	90.0	(370)	2	2.13	0.939	2	0.171	0.2	1,256.6	310	0.3	3.0
2.0	180.0	(371)	3	2.13	0.939	3	0.171	0.4	1,256.6	466	0.5	4.6
3.0	270.0	(372)	4	2.13	0.939	4	0.171	0.5	1,256.6	621	0.6	6.1
4.0	360.0	(373)	5	2.13	0.939	5	0.171	0.6	1,256.6	776	0.8	7.6
5.0	450.0	(374)	6	2.13	0.939	6	0.171	0.7	1,256.6	931	0.9	9.1
6.0	540.0	(382)	14	2.13	0.939	13	0.171	1.7	1,256.6	2,173	2.2	21.3
7.0	630.0	(385)	17	2.13	0.939	16	0.171	2.1	1,256.6	2,639	2.6	25.9
8.0	720.0	(394)	26	2.13	0.939	24	0.171	3.2	1,256.6	4,036	4.0	39.6
9.0	810.0	(397)	29	2.13	0.939	27	0.171	3.6	1,256.6	4,502	4.5	44.1
10.0	900.0	(402)	34	2.13	0.939	32	0.171	4.2	1,256.6	5,278	5.3	51.8
11.0	990.0	(407)	39	2.13	0.939	37	0.171	4.8	1,256.6	6,054	6.1	59.4
12.0	1,080.0	(411)	43	2.13	0.939	40	0.171	5.3	1,256.6	6,675	6.7	65.5
13.0	1,170.0	(412)	44	2.13	0.939	41	0.171	5.4	1,256.6	6,830	6.8	67.0
14.0	1,260.0	(416)	48	2.13	0.939	45	0.171	5.9	1,256.6	7,451	7.5	73.1
15.0	1,350.0	(418)	50	2.13	0.939	47	0.171	6.2	1,256.6	7,762	7.8	76.1
16.0	1,440.0	(421)	53	2.13	0.939	50	0.171	6.5	1,256.6	8,227	8.2	80.7
17.0	1,530.0	(425)	57	2.13	0.939	54	0.171	7.0	1,256.6	8,848	8.8	86.8

S10(Top-7.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=350 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	1,436	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	962.1	0	0.0	0.0
1.0	90.0	1,435	1	2.13	0.939	1	0.171	0.1	962.1	119	0.1	1.2
2.0	180.0	1,434	2	2.13	0.939	2	0.171	0.2	962.1	238	0.2	2.3
3.0	270.0	1,433	3	2.13	0.939	3	0.171	0.4	962.1	357	0.4	3.5
4.0	360.0	1,432	4	2.13	0.939	4	0.171	0.5	962.1	475	0.5	4.7
5.0	450.0	1,431	5	2.13	0.939	5	0.171	0.6	962.1	594	0.6	5.8
6.0	540.0	1,426	10	2.13	0.939	9	0.171	1.2	962.1	1,188	1.2	11.7
7.0	630.0	1,424	12	2.13	0.939	11	0.171	1.5	962.1	1,426	1.4	14.0
8.0	720.0	1,420	16	2.13	0.939	15	0.171	2.0	962.1	1,902	1.9	18.6
9.0	810.0	1,408	28	2.13	0.939	26	0.171	3.5	962.1	3,328	3.3	32.6
10.0	900.0	1,407	29	2.13	0.939	27	0.171	3.6	962.1	3,447	3.4	33.8
11.0	990.0	1,406	30	2.13	0.939	28	0.171	3.7	962.1	3,565	3.6	35.0
12.0	1,080.0	1,402	34	2.13	0.939	32	0.171	4.2	962.1	4,041	4.0	39.6
13.0	1,170.0	1,401	35	2.13	0.939	33	0.171	4.3	962.1	4,160	4.2	40.8
14.0	1,260.0	1,395	41	2.13	0.939	38	0.171	5.1	962.1	4,873	4.9	47.8
15.0	1,350.0	1,392	44	2.13	0.939	41	0.171	5.4	962.1	5,229	5.2	51.3
16.0	1,440.0	1,391	45	2.13	0.939	42	0.171	5.6	962.1	5,348	5.3	52.4
17.0	1,530.0	1,388	48	2.13	0.939	45	0.171	5.9	962.1	5,705	5.7	55.9

Appendix 2.6 Load transfer test (S11 sensor)

S11(Top-8.8m)

단계	하중 (kN)	μs	Δμs	ε(10^{-6}) G.F	보정계수	결과	E(kg/cm^2) (10^+6)	σ (kg/cm^2)	A(cm^2) D=200 mm	P(kg) (P=σ·A)	P (ton)	p (kN)
Initial	0.0	325	0	2.13	0.939	0	0.171	0.0	314.2	0	0.0	0.0
1.0	90.0	324	1	2.13	0.939	1	0.171	0.1	314.2	39	0.0	0.4
2.0	180.0	323	2	2.13	0.939	2	0.171	0.2	314.2	78	0.1	0.8
3.0	270.0	322	3	2.13	0.939	3	0.171	0.4	314.2	116	0.1	1.1
4.0	360.0	321	4	2.13	0.939	4	0.171	0.5	314.2	155	0.2	1.5
5.0	450.0	320	5	2.13	0.939	5	0.171	0.6	314.2	194	0.2	1.9
6.0	540.0	319	6	2.13	0.939	6	0.171	0.7	314.2	233	0.2	2.3
7.0	630.0	317	8	2.13	0.939	8	0.171	1.0	314.2	310	0.3	3.0
8.0	720.0	315	10	2.13	0.939	9	0.171	1.2	314.2	388	0.4	3.8
9.0	810.0	308	17	2.13	0.939	16	0.171	2.1	314.2	660	0.7	6.5
10.0	900.0	306	19	2.13	0.939	18	0.171	2.3	314.2	737	0.7	7.2
11.0	990.0	303	22	2.13	0.939	21	0.171	2.7	314.2	854	0.9	8.4
12.0	1,080.0	302	23	2.13	0.939	22	0.171	2.8	314.2	893	0.9	8.8
13.0	1,170.0	300	25	2.13	0.939	23	0.171	3.1	314.2	970	1.0	9.5
14.0	1,260.0	299	26	2.13	0.939	24	0.171	3.2	314.2	1,009	1.0	9.9
15.0	1,350.0	294	31	2.13	0.939	29	0.171	3.8	314.2	1,203	1.2	11.8
16.0	1,440.0	293	32	2.13	0.939	30	0.171	4.0	314.2	1,242	1.2	12.2
17.0	1,530.0	291	34	2.13	0.939	32	0.171	4.2	314.2	1,319	1.3	12.9

Appendix 2.7 Table of relations between load and transferring load

No.	Depth(m)	90 kN	180 Kn	270 kN	360 kN	450 kN	540 kN	630 kN	720 kN	810 kN	900 kN	990 kN	1080 kN	1170 kN	1260 kN	1350 kN	1440 kN	1530 kN
S1	0.3	85.6	178.4	259.3	352.0	435.3	528.0	620.8	716.0	794.5	896.7	980.0	1,020.4	1,127.5	1,217.8	1,320.1	1,420.0	1,505.7
S2	0.8	78.5	166.5	237.9	321.1	406.7	475.7	582.8	673.1	756.4	839.6	930.0	987.1	1,025.2	1,137.0	1,217.8	1,322.5	1,390.7
S3	1.3	45.7	92.9	115.7	170.5	216.2	263.4	327.3	382.1	433.9	488.7	566.3	607.4	635.5	693.9	724.7	771.7	807.4
S4	1.8	60.9	103.5	164.4	225.3	286.2	347.1	408.0	468.9	529.8	590.7	651.5	718.5	803.8	925.6	1,053.4	1,163.0	1,260.5
S5	2.8	53.9	61.7	115.6	154.1	223.5	316.0	385.3	462.4	570.3	670.5	724.4	801.5	901.7	1,017.3	1,163.7	1,287.0	1,341.0
S6	3.8	18.6	23.3	37.3	51.3	83.9	116.6	177.2	228.4	270.4	312.4	345.0	396.3	461.5	503.5	568.8	624.7	671.3
S7	4.8	5.8	7.7	11.6	17.3	28.9	40.5	53.9	67.4	80.9	88.6	100.2	119.5	132.9	148.4	163.8	179.2	192.7
S8	5.8	4.6	6.1	7.6	10.7	15.2	25.9	33.5	48.7	54.8	60.9	70.0	77.6	86.8	94.4	100.5	109.6	111.1
S9	6.8	3.0	4.6	6.1	7.6	9.1	21.3	25.9	39.6	44.1	51.8	59.4	65.5	67.0	73.1	76.1	80.7	86.8
S10	7.8	1.2	2.3	3.5	4.7	5.8	11.7	14.0	18.6	32.6	33.8	35.0	39.6	40.8	47.8	51.3	52.4	55.9
S11	8.8	0.4	0.8	1.1	1.5	1.9	2.3	3.0	3.8	6.5	7.2	8.4	8.8	9.5	9.9	11.8	12.2	12.9

Appendix 2.8 Table of relations between load and displacement

No.	Depth(m)	90 kN	180 Kn	270 kN	360 kN	450 kN	540 kN	630 kN	720 kN	810 kN	900 kN	990 kN	1080 kN	1170 kN	1260 kN	1350 kN	1440 kN	1530 kN
S1	0.3	34	70	102	139	172	208	245	283	314	354	387	403	445	481	521	561	594
S2	0.8	31	66	94	127	161	188	230	266	299	331	367	390	405	449	481	522	549
S3	1.3	28	57	71	105	133	162	202	236	268	301	349	375	392	428	447	476	498
S4	1.8	9	16	25	35	44	54	63	72	82	91	100	111	124	143	162	179	194
S5	2.8	7	8	14	19	27	38	47	56	69	82	88	98	110	124	142	157	163
S6	3.8	4	5	8	10	17	23	36	46	54	63	69	80	93	101	115	126	135
S7	4.8	3	4	6	8	14	20	26	33	39	43	49	58	65	72	80	87	94
S8	5.8	3	4	5	7	9	16	21	30	34	38	43	48	54	58	62	68	69
S9	6.8	2	3	4	5	6	13	16	24	27	32	37	40	41	45	47	50	54
S10	7.8	1	2	3	4	5	9	11	15	26	27	28	32	33	38	41	42	45
S11	8.8	1	2	3	4	5	6	8	9	16	18	21	22	23	24	29	30	32

Appendix 2.9 Ultimate skin friction capacity by depth

단면 번호	설치 심도	심도별 극한 주면마찰력(kN/m^2)																
		90kN	180kN	270kN	360kN	450kN	540kN	630kN	720kN	810kN	900kN	990kN	1080kN	1170kN	1260kN	1350kN	1440kN	1530kN
S1	0.0	4.4	1.6	10.7	8.0	14.7	12.0	9.2	4.0	15.5	3.3	10.0	59.6	42.5	42.2	29.9	20.0	24.3
	0.3	4.4	1.6	10.7	8.0	14.7	12.0	9.2	4.0	15.5	3.3	10.0	59.6	42.5	42.2	29.9	20.0	24.3
S2	0.3	7.1	11.9	21.4	30.9	28.5	52.3	38.1	42.8	38.1	57.1	50.0	33.3	102.3	80.9	102.3	97.5	114.9
	0.8	7.1	11.9	21.4	30.9	28.5	52.3	38.1	42.8	38.1	57.1	50.0	33.3	102.3	80.9	102.3	97.5	114.9
S3	0.8	32.8	73.6	122.2	150.6	190.6	212.4	255.5	291.0	322.5	351.0	363.7	379.7	389.6	443.1	493.1	550.8	583.3
	1.3	32.8	73.6	122.2	150.6	190.6	212.4	255.5	291.0	322.5	351.0	363.7	379.7	389.6	443.1	493.1	550.8	583.3
S4	1.3	15.2	10.7	48.7	54.8	70.0	83.7	80.7	86.8	95.9	102.0	85.2	111.1	168.2	231.7	328.7	391.3	453.1
	1.8	15.2	10.7	48.7	54.8	70.0	83.7	80.7	86.8	95.9	102.0	85.2	111.1	168.2	231.7	328.7	391.3	453.1
S5	1.8	6.9	41.9	48.8	71.2	62.7	31.1	22.6	6.5	40.5	79.8	72.9	83.0	97.9	91.7	110.3	124.0	80.5
	2.8	6.9	41.9	48.8	71.2	62.7	31.1	22.6	6.5	40.5	79.8	72.9	83.0	97.9	91.7	110.3	124.0	80.5
S6	2.8	35.3	38.3	78.3	102.9	139.6	199.4	208.2	234.0	299.9	358.1	379.4	405.2	440.1	513.8	594.9	662.3	669.6
	3.8	35.3	38.3	78.3	102.9	139.6	199.4	208.2	234.0	299.9	358.1	379.4	405.2	440.1	513.8	594.9	662.3	669.6
S7	3.8	12.9	15.6	25.7	33.9	55.0	76.1	123.2	161.0	189.5	223.7	244.8	276.8	328.6	355.1	405.0	445.5	478.7
	4.8	12.9	15.6	25.7	33.9	55.0	76.1	123.2	161.0	189.5	223.7	244.8	276.8	328.6	355.1	405.0	445.5	478.7
S8	4.8	1.2	1.6	3.9	6.7	13.7	14.6	20.5	18.7	26.1	27.7	30.2	41.8	46.2	54.0	63.3	69.6	81.5
	5.8	1.2	1.6	3.9	6.7	13.7	14.6	20.5	18.7	26.1	27.7	30.2	41.8	46.2	54.0	63.3	69.6	81.5
S9	5.8	1.5	1.5	1.5	3.0	6.1	4.6	7.6	9.1	10.7	9.1	10.7	12.2	19.8	21.3	24.4	28.9	24.4
	6.8	1.5	1.5	1.5	3.0	6.1	4.6	7.6	9.1	10.7	9.1	10.7	12.2	19.8	21.3	24.4	28.9	24.4
S10	6.8	1.9	2.2	2.6	2.9	3.3	9.7	11.9	20.9	11.5	18.0	24.4	25.8	26.2	25.3	24.8	28.2	30.8
	7.8	1.9	2.2	2.6	2.9	3.3	9.7	11.9	20.9	11.5	18.0	24.4	25.8	26.2	25.3	24.8	28.2	30.8
S11	7.8	0.8	1.6	2.4	3.1	3.9	9.4	10.9	14.8	26.2	26.6	26.6	30.9	31.3	37.9	39.5	40.3	43.0
	8.8	0.8	1.6	2.4	3.1	3.9	9.4	10.9	14.8	26.2	26.6	26.6	30.9	31.3	37.9	39.5	40.3	43.0

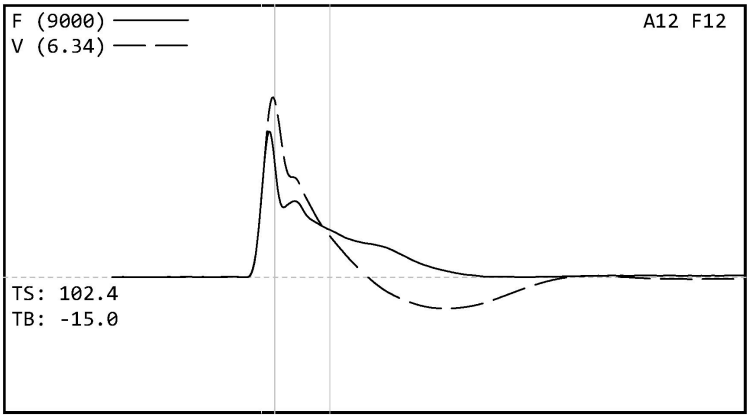
Appendix 2.10 Ultimate unit skin friction capacity by relative displacement

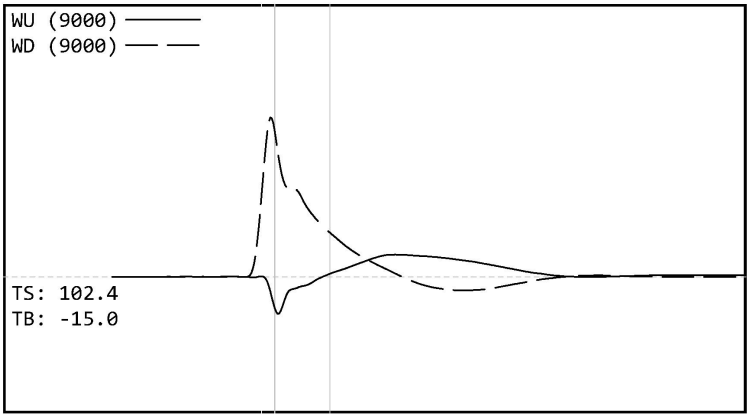
Load	S1		S2		S3		S4		S5		S6		S7		S8		S9		S10		S11	
	(0~0.3)	Z1	(0.3~0.8)	Z2	(0.8~1.3)	Z3	(1.3~1.8)	Z4	(1.8~2.8)	Z5	(2.8~3.8)	Z6	(3.8~4.8)	Z7	(4.8~5.8)	Z8	(5.8~6.8)	Z9	(6.8~7.8)	Z10	(7.8~8.8)	Z11
0.0kN																						
90.0kN	9.3	0.900	9.1	0.900	52.2	0.900	12.1	0.899	2.5	0.899	16.1	0.899	9.1	0.899	1.0	0.898	1.2	0.898	1.7	0.898	1.2	0.898
180.0kN	3.4	3.420	15.1	3.420	117.2	3.419	8.5	3.419	14.8	3.418	17.4	3.418	11.0	3.417	1.3	3.417	1.2	3.416	2.0	3.416	2.5	3.415
270.0kN	22.8	5.905	27.3	5.904	194.4	5.904	38.8	5.903	17.3	5.903	35.6	5.902	18.2	5.901	3.1	5.900	1.2	5.899	2.4	5.898	3.7	5.898
360.0kN	16.9	7.660	39.4	7.659	239.7	7.659	43.6	7.658	25.2	7.657	46.8	7.656	24.0	7.655	5.3	7.654	2.4	7.652	2.7	7.651	5.0	7.650
450.0kN	31.2	9.645	36.3	9.644	303.3	9.643	55.7	9.642	22.2	9.641	63.5	9.640	38.9	9.638	10.9	9.637	4.8	9.636	3.0	9.634	6.2	9.633
540.0kN	25.4	11.594	66.6	11.594	338.0	11.593	66.6	11.592	11.0	11.590	90.7	11.589	53.8	11.587	11.6	11.585	3.6	11.584	8.8	11.582	14.9	11.580
630.0kN	19.5	13.104	48.5	13.103	406.6	13.102	64.2	13.101	8.0	13.100	94.7	13.098	87.2	13.096	16.3	13.094	6.1	13.092	10.8	13.090	17.4	13.088
720.0kN	8.6	14.899	54.5	14.898	463.2	14.897	69.1	14.896	2.3	14.894	106.4	14.892	113.9	14.889	14.9	14.887	7.3	14.885	19.0	14.883	23.6	14.880
810.0kN	33.0	16.709	48.5	16.708	513.3	16.707	76.3	16.705	14.3	16.703	136.4	16.700	134.0	16.698	20.8	16.695	8.5	16.693	10.5	16.690	41.6	16.688
900.0kN	6.9	18.689	72.7	18.688	558.6	18.686	81.2	18.685	28.2	18.682	162.8	18.679	158.3	18.677	22.1	18.674	7.3	18.671	16.3	18.668	42.3	18.665
990.0kN	21.3	20.359	63.6	20.358	578.9	20.356	67.8	20.354	25.8	20.351	172.5	20.348	173.2	20.345	24.0	20.342	8.5	20.339	22.2	20.336	42.3	20.333
1080.0kN	126.4	22.559	42.4	22.557	604.3	22.556	88.4	22.554	29.3	22.551	184.3	22.547	195.8	22.544	33.3	22.541	9.7	22.537	23.5	22.534	49.1	22.531
1170.0kN	90.3	24.959	130.2	24.957	620.1	24.955	133.9	24.953	34.6	24.950	200.1	24.946	232.4	24.943	36.7	24.939	15.7	24.935	23.8	24.932	49.8	24.928
1260.0kN	89.5	28.359	103.0	28.357	705.2	28.355	184.4	28.353	32.4	28.349	233.6	28.345	251.2	28.341	42.9	28.337	17.0	28.333	23.0	28.330	60.3	28.326
1350.0kN	63.4	31.599	130.2	31.597	784.9	31.595	261.6	31.592	39.0	31.588	270.5	31.584	286.5	31.580	50.4	31.576	19.4	31.572	22.6	31.567	62.8	31.563
1440.0kN	42.4	34.999	124.2	34.996	876.6	34.994	311.4	34.992	43.8	34.987	301.2	34.983	315.2	34.979	55.4	34.974	23.0	34.970	25.7	34.965	64.1	34.961
1530.0kN	51.7	38.549	146.3	38.546	928.4	38.544	360.6	38.541	28.5	38.537	304.5	38.532	338.6	38.527	64.9	38.522	19.4	38.518	28.0	38.513	68.4	38.508

Appendix 3.1 Summary of Pile Driving Analyzer(Test #1)

Pile Driving Analyzer

GWANGJU TEST#1





Project Information
PROJECT: GWANGJU
PILE NAME: TEST#1
DESCR:
OPERATOR: PARK B. C.
FILE: TEST#1
2015-05-04 오전 10:22:15
Blow Number 1

Pile Properties

LE	11.3 m
AR	1963.50 cm^2
EM	21317 MPa
SP	24.0 kN/m3
WS	2949.7 m/s
EA/C	1419 kN-s/m
2L/C	7.60 ms
JC	0.50 []
LP	11.2 m

Quantity Results

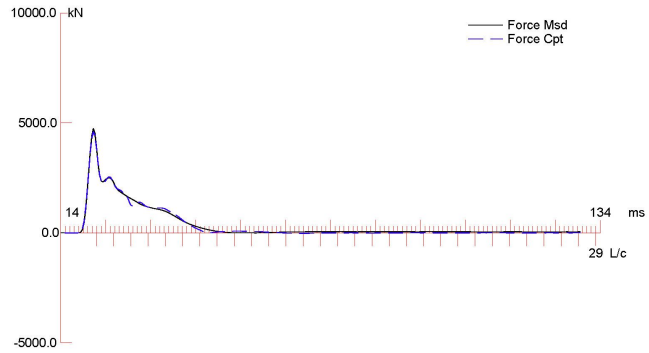
CSX	24.5 MPa
CSI	30.7 MPa
CSB	24.4 MPa
TSX	1.1 MPa
EMX	68.8 kN-m
RMX	2564 kN
BTA	100.0 (%)
DMX	25.5 mm
DFN	6.0 mm

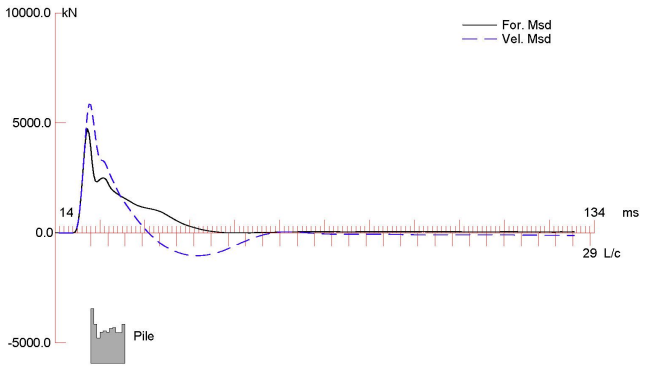
Sensors
F1: [] 95.5 (1)
F2: [] 104.2 (1)
A1: [] 1060 g's/v (1)
A2: [] 1085 g's/v (1)
CLIP: OK
F1/F2: HIGH 1.72
V1/V2: OK 0.99

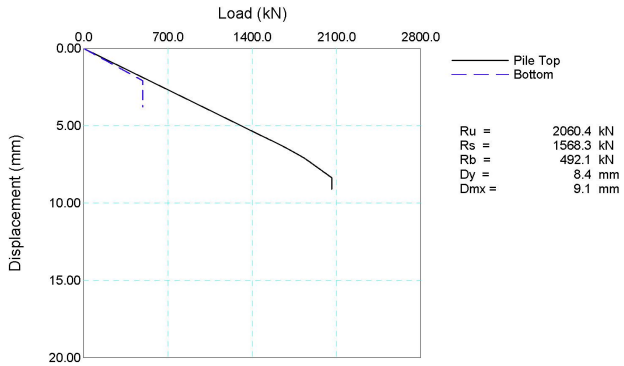
Version 2005.096.007

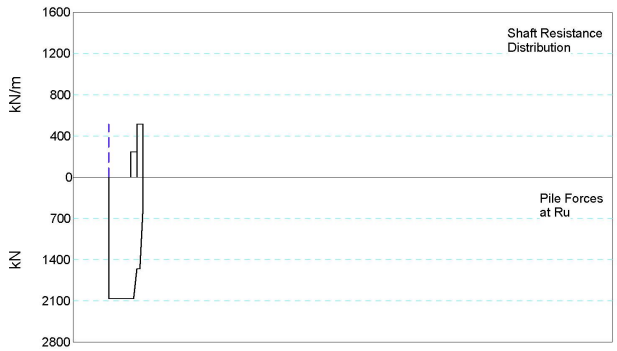
Appendix 3.2 Pile Driving Analyzer(Test #1)

GWANGJU; Pile: TEST#1; BN: 1 (Test: 04-May-2015) 05-Jan-2016
Engineering & Construction Co Ltd CAPWAP?Ver. 2000-1









Appendix 3.3 CAPWAP Final Results(Test #1)

GWANGJU; Pile: TEST#1 — Test: 04-May-2015
Blow: 1 — CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd — OP: PARK B. C.

CAPWAP FINAL RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 2060.4; along Shaft 1568.3; at Toe 492.1 kN

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				2060.4					
1	3.1	3.0	0.0	2060.4	0.0	0.00	0.00	0.000	3.040
2	5.1	5.0	0.0	2060.4	0.0	0.00	0.00	0.000	3.041
3	7.2	7.1	0.0	2060.4	0.0	0.00	0.00	0.000	3.041
4	9.2	9.1	507.7	1552.7	507.7	247.13	157.33	0.374	3.041
5	11.3	11.2	1060.5	492.1	1568.3	516.19	328.62	0.374	3.041
Avg. Skin			313.7			140.02	97.19	0.374	3.041
Toe			492.1				2506.45	0.269	2.090

Soil Model Parameters/Extensions		Skin	Toe
Case Damping Factor		0.413	0.093
Unloading Quake	(% of loading quake)	83	100
Unloading Level	(% of Ru)	8	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)			0.400
Soil Support Dashpot		1.200	0.000
Soil Support Weight	(kN)	16.10	0.00

CAPWAP match quality: 3.11 (Wave Up Match)
Observed: final set = 6.000 mm; blow count = 167 b/m
Computed: final set = 18.051 mm; blow count = 55 b/m

Page 1 — Analysis: 05-Jan-2016

Appendix 3.4 Extrema Table & Case Method(Test #1)

GWANGJU; Pile: TEST#1 Test: 04-May-2015
Blow: 1 CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd OP: PARK B. C.

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	4080.0	-18.6	20.779	-0.095	68.02	4.4	25.509
2	2.1	4127.1	-61.1	21.019	-0.311	67.75	4.3	25.133
3	3.1	4210.5	-101.9	21.444	-0.519	67.32	4.2	24.530
4	4.1	4263.4	-145.7	21.713	-0.742	66.94	4.2	24.014
5	5.1	4318.5	-178.6	21.994	-0.910	66.54	4.1	23.495
6	6.2	4344.7	-191.6	22.127	-0.976	66.10	4.1	22.939
7	7.2	4412.0	-208.8	22.470	-1.064	65.71	4.0	22.450
8	8.2	4527.2	-227.5	23.057	-1.159	65.35	3.9	21.983
9	9.2	4523.2	-253.4	23.036	-1.291	64.96	3.9	21.458
10	10.3	3408.6	-187.1	17.360	-0.953	48.02	3.9	21.105
11	11.3	3322.3	-211.7	16.921	-1.078	16.08	3.9	20.864
Absolute	8.2			23.057			(T =	24.7 ms)
	9.2				-1.291		(T =	49.1 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RS1	4920.4	4449.2	3977.9	3506.6	3035.3	2564.0	2092.7	1621.4	1150.1	678.8
RMX	5163.0	4663.5	4164.0	3664.5	3165.0	2665.5	2166.0	1666.5	1583.0	1521.7
RSU	5163.0	4663.5	4164.0	3664.5	3165.0	2665.5	2166.0	1666.5	1167.0	667.5

RAU= 1400.7 (kN); RA2= 1869.5 (kN)

Current CAPWAP Ru= 2060.4 (kN); Corresponding J(Rs)= 0.61; J(Rx)=0.62

VMX m/s	VFN m/s	VT1*Z kN	FT1 kN	FMX kN	DMX mm	DFN mm	EMX kJ	RLT kN
4.19	0.00	5843.7	3789.6	4811.1	25.498	5.981	68.8	4369.6

Page 2 Analysis: 05-Jan-2016

Appendix 3.5 Pile Profile and Pile model(Test #1)

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm²	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m³	Circumf. m
0.00	1963.50	21316.7	24.026	1.571
11.30	1963.50	21316.7	24.026	1.571

Toe Area 0.196 m²

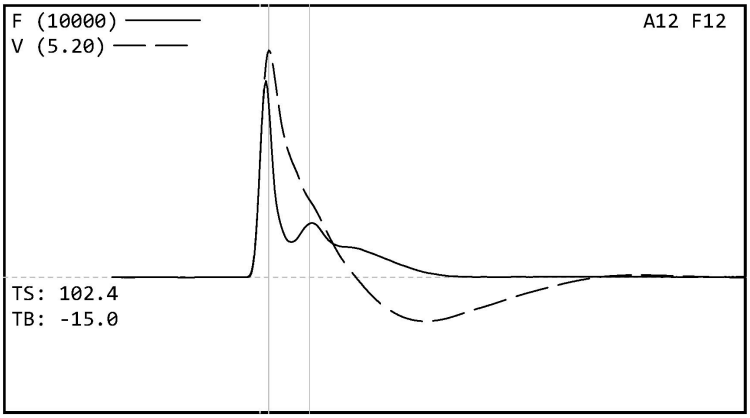
Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance kN/m/s	Imped. Change %	Tension Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Compression Eff.	Circ. m
1	1.03	1689.30	19.05	15.000	1.150	-0.000	0.000	1.571
2	2.05	1204.30	-15.13	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
3	3.08	787.40	-44.51	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
4	4.11	966.00	-31.92	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
5	5.14	998.80	-29.61	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
6	6.16	956.60	-32.59	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
7	7.19	1075.40	-24.21	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
8	8.22	1106.70	-22.01	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
9	9.25	952.50	-32.88	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
10	10.27	947.90	-33.20	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
11	11.30	1206.60	-14.97	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571

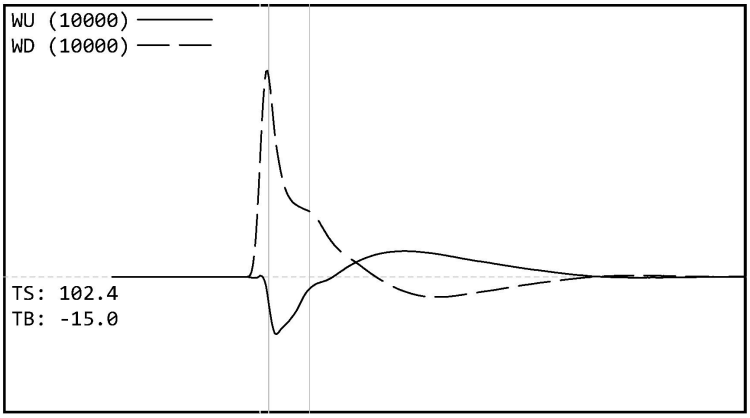
Pile Damping 2.0 %, Time Incr 0.348 ms, Wave Speed 2949.7 m/s

Appendix 3.6 Summary of Pile Driving Analyzer(Test #2)

Pile Driving Analyzer

GWANGJU TEST#2





Project Information
PROJECT: GWANGJU
PILE NAME: TEST#2
DESCR:
OPERATOR: PARK B. C.
FILE: A-2
2015-05-04 오전 10:34:42
Blow Number 1

Pile Properties

LE	11.3 m
AR	1963.50 cm^2
EM	39200 MPa
SP	24.0 kN/m3
WS	4000.0 m/s
EA/C	1924 kN-s/m
2L/C	5.60 ms
JC	0.50 []
LP	11.2 m

Quantity Results

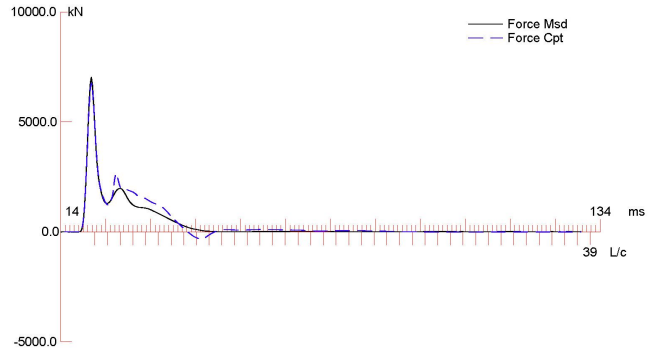
CSX	36.6 MPa
CSI	40.1 MPa
CSB	43.9 MPa
TSX	6.6 MPa
EMX	73.8 kN-m
RMX	3008 kN
BTA	100.0 (%)
DMX	24.3 mm
DFN	4.0 mm

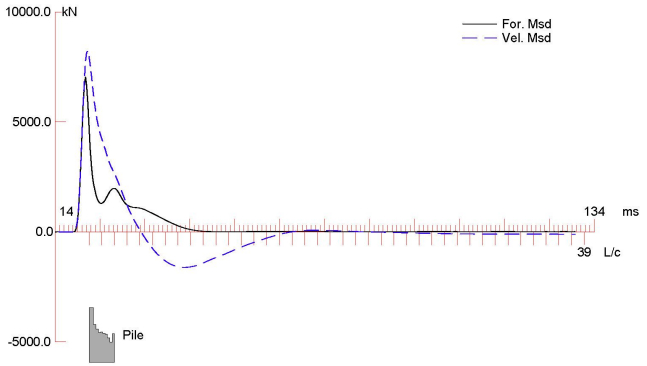
Sensors
F1: [] 95.5 (1)
F2: [] 104.2 (1)
A1: [] 1060 g's/v (1)
A2: [] 1085 g's/v (1)
CLIP: OK
F1/F2: HIGH 1.52
V1/V2: OK 0.94

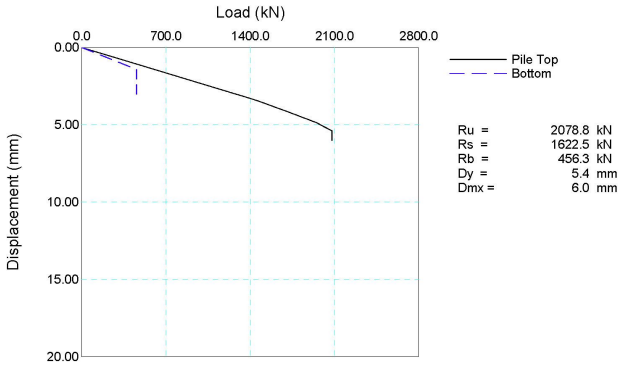
Version 2005.096.007

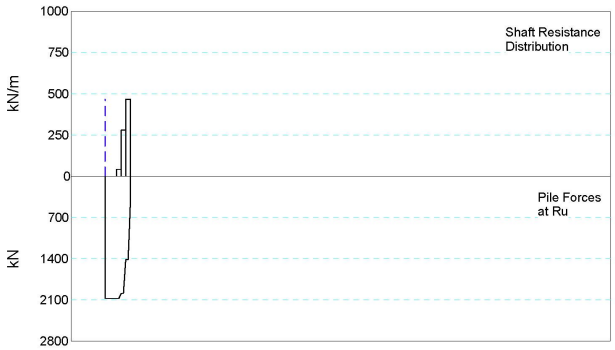
Appendix 3.7 Pile Driving Analyzer(Test #2)

GWANGJU; Pile: TEST#2; BN: 1 (Test: 04-May-2015) 05-Jan-2016
Engineering & Construction Co Ltd CAPWAP?Ver. 2000-1









Appendix 3.8 CAPWAP Final Results(Test #2)

GWANGJU; Pile: TEST#2 — Test: 04-May-2015
Blow: 1 — CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd — OP: PARK B. C.

CAPWAP FINAL RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 2078.8; along Shaft 1622.5; at Toe 456.3 kN

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				2078.8					
1	3.1	3.0	0.0	2078.8	0.0	0.00	0.00	0.000	2.540
2	5.1	5.0	0.0	2078.8	0.0	0.00	0.00	0.000	2.541
3	7.2	7.1	87.1	1991.6	87.1	42.41	27.00	0.080	2.541
4	9.2	9.1	576.1	1415.5	663.3	280.43	178.52	0.080	2.541
5	11.3	11.2	959.2	456.3	1622.5	466.87	297.22	0.080	2.541
Avg. Skin			324.5			144.86	100.55	0.080	2.541
Toe			456.3				2323.76	1.313	1.420

Soil Model Parameters/Extensions		Skin	Toe	
Case Damping Factor		0.068	0.311	Smith Type
Unloading Level	(% of Ru)	0		
Soil Plug Weight	(kN)		1.88	
Soil Support Dashpot		2.300	0.000	
Soil Support Weight	(kN)	16.10	0.00	

CAPWAP match quality: 3.27 (Wave Up Match)
Observed: final set = 4.000 mm; blow count = 250 b/m
Computed: final set = 5.287 mm; blow count = 189 b/m

Page 1 — Analysis: 05-Jan-2016

Appendix 3.9 Extrema Table & Case Method(Test #2)

GWANGJU; Pile: TEST#2 Test: 04-May-2015
Blow: 1 CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd OP: PARK B. C.

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	6120.9	-345.9	31.173	-1.762	72.63	4.7	22.614
2	2.1	5550.4	-345.9	28.268	-1.762	72.40	4.9	22.382
3	3.1	5337.9	-337.9	27.186	-1.721	72.06	5.0	22.033
4	4.1	5229.6	-325.4	26.634	-1.657	71.67	5.1	21.629
5	5.1	5127.7	-308.2	26.115	-1.570	71.23	5.2	21.180
6	6.2	4977.9	-282.4	25.352	-1.438	70.79	5.3	20.730
7	7.2	4906.6	-251.7	24.989	-1.282	70.32	5.3	20.255
8	8.2	4918.4	-213.2	25.049	-1.086	67.86	5.2	19.777
9	9.2	5262.2	-178.9	26.800	-0.911	67.31	5.1	19.217
10	10.3	4776.4	-123.3	24.326	-0.628	54.98	4.4	18.740
11	11.3	4651.5	-75.2	23.690	-0.383	35.35	4.6	18.391
Absolute	1.0			31.173			(T =	21.3 ms)
	1.0				-1.762		(T =	45.2 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RS1	6880.8	6106.3	5331.7	4557.2	3782.7	3008.1	2233.6	1459.0	684.5	0.0
RMX	6880.8	6106.3	5331.7	4557.2	3782.7	3008.1	2233.6	1751.4	1747.5	1747.2
RSU	6880.8	6106.3	5331.7	4557.2	3782.7	3008.1	2233.6	1459.0	684.5	0.0

RAU= 1747.2 (kN); RA2= 1852.3 (kN)

Current CAPWAP Ru= 2078.8 (kN); Corresponding J(Rs)= 0.62; J(Rx)=0.63

VMX m/s	VFN m/s	VT1*Z kN	FT1 kN	FMX kN	DMX mm	DFN mm	EMX kJ	RLT kN
4.32	0.00	8316.8	6309.5	7194.6	24.282	3.995	73.8	5219.2

Page 2 Analysis: 05-Jan-2016

Appendix 3.10 Pile Profile and Pile model(Test #2)

GWANGJU; Pile: TEST#2 — Test: 04-May-2015
Blow: 1 — CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd — OP: PARK B. C.

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm^2	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m^3	Circumf. m
0.00	1963.50	39200.0	24.026	1.571
11.30	1963.50	39200.0	24.026	1.571

Toe Area 0.196 m^2

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance kN/m/s	Imped. Change %	Tension Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Compression Eff.	Circ. m
1	1.03	1924.20	0.00	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
3	3.08	1334.40	-30.65	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
4	4.11	1169.00	-39.25	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
5	5.14	1058.20	-45.01	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
6	6.16	1065.40	-44.63	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
7	7.19	1027.60	-46.60	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
8	8.22	987.70	-48.67	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
9	9.25	856.50	-55.49	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
10	10.27	718.40	-62.67	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
11	11.30	1004.90	-47.78	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571

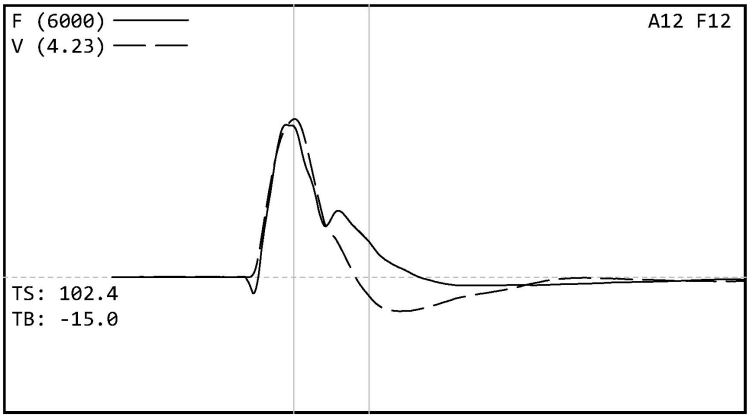
Pile Damping 2.0 %, Time Incr 0.257 ms, Wave Speed 4000.0 m/s

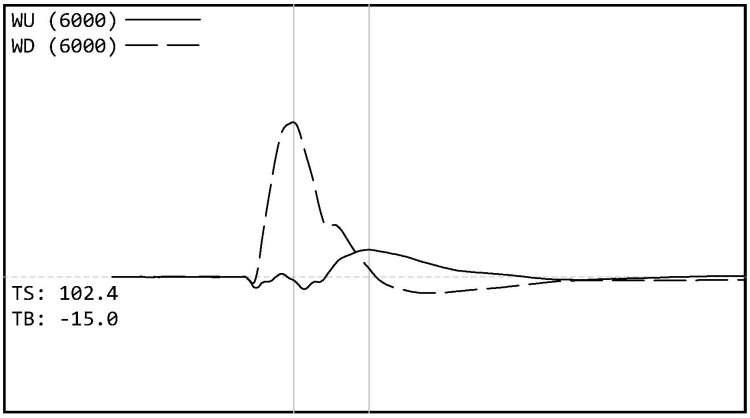
Page 3 — Analysis: 05-Jan-2016

Appendix 3.11 Summary of Pile Driving Analyzer(WOOBAN)

Pile Driving Analyzer

WOOBAN MAIN-21R





Project Information
PROJECT: WOOBAN
PILE NAME: MAIN-21R
DESCR:
OPERATOR:
FILE: MAIN-21R
2015-12-15 오전 10:04:08
Blow Number 1

Pile Properties

LE	15.2 m
AR	1963.50 cm^2
EM	21317 MPa
SP	24.0 kN/m3
WS	2949.7 m/s
EA/C	1419 kN-s/m
2L/C	10.40 ms
JC	0.70 []
LP	15.0 m

Quantity Results

CSX	17.1 MPa
CSI	17.1 MPa
CSB	14.7 MPa
TSX	1.6 MPa
EMX	20.0 kN-m
RMX	2034 kN
BTA	100.0 (%)
DMX	18.0 mm
DFN	1.0 mm

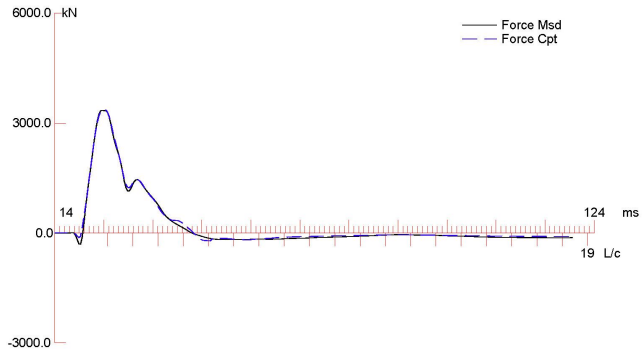
Sensors
F1: [F2] 95.5 (1)
F2: [F2] 104.2 (1)
A1: [A1] 1060 g's/v (1)
A2: [A2] 1085 g's/v (1)
CLIP: OK
F1/F2: OK 1.13
V1/V2: OK 1.03

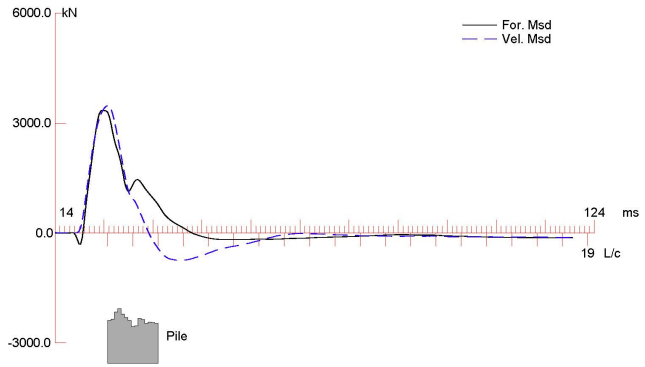
Version 2005.096.007

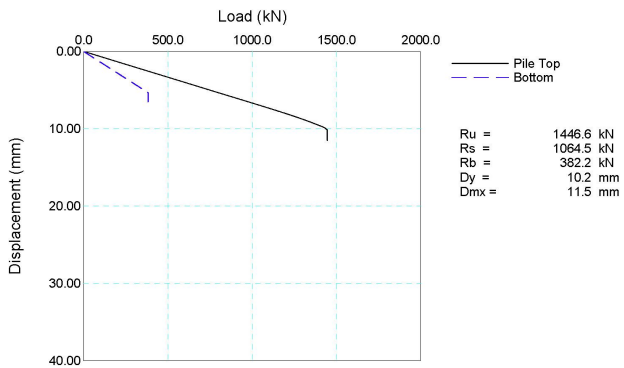
Appendix 3.12 Pile Driving Analyzer(WOOBAN)

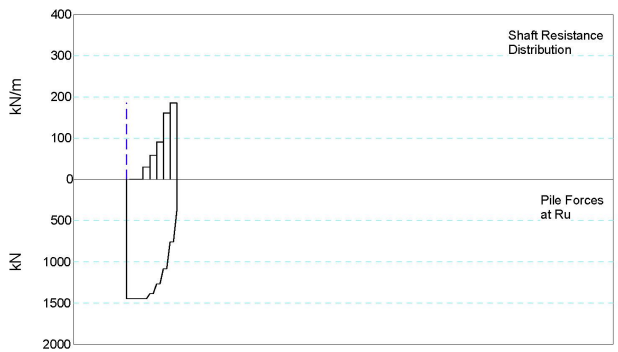
WOOBAN; Pile: MAIN-21R; BN: 1 (Test: 15-Dec-2015) 05-Jan-2016

Engineering & Construction Co Ltd CAPWAP?Ver. 2000-1









Appendix 3.13 CAPWAP Final Results(WOOBAN)

WOOBAN; Pile: MAIN-21R — Test: 15-Dec-2015
Blow: 1 — CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd

CAPWAP FINAL RESULTS

Total CAPWAP Capacity: 1446.6; along Shaft 1064.5; at Toe 382.2 kN

Soil Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	Depth Below Grade m	Ru kN	Force in Pile kN	Sum of Ru kN	Unit Resist. (Depth) kN/m	Unit Resist. (Area) kPa	Smith Damping Factor s/m	Quake mm
				1446.6					
1	3.0	2.8	0.0	1446.6	0.0	0.00	0.00	0.000	5.540
2	5.1	4.9	0.0	1446.6	0.0	0.00	0.00	0.000	5.547
3	7.1	6.9	61.0	1385.7	61.0	30.10	19.16	0.939	5.547
4	9.1	8.9	118.3	1267.4	179.3	58.37	37.16	0.939	5.547
5	11.1	10.9	184.0	1083.4	363.3	90.78	57.79	0.939	5.547
6	13.2	13.0	325.7	757.7	688.9	160.69	102.30	0.939	5.547
7	15.2	15.0	375.6	382.2	1064.5	185.31	117.97	0.939	5.547
Avg. Skin			152.1			70.97	47.77	0.939	5.547
Toe			382.2				1946.32	1.408	5.330

Soil Model Parameters/Extensions		Skin	Toe
Case Damping Factor		0.704	0.379
Unloading Quake	(% of loading quake)	3	26
Unloading Level	(% of Ru)	25	
Resistance Gap (included in Toe Quake) (mm)			1.770
Soil Support Dashpot		1.200	0.000
Soil Support Weight	(kN)	15.90	0.00

CAPWAP match quality: 2.03 (Wave Up Match)
Observed: final set = 1.000 mm; blow count = 1000 b/m
Computed: final set = 8.192 mm; blow count = 122 b/m

Page 1 — Analysis: 05-Jan-2016

Appendix 3.14 Extrema Table & Case Method(WOOBAN)

WOOBAN; Pile: MAIN-21R — Test: 15-Dec-2015
Blow: 1 — CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd

EXTREMA TABLE

Pile Sgmnt No.	Dist. Below Gages m	max. Force kN	min. Force kN	max. Comp. Stress MPa	max. Tens. Stress MPa	max. Trnsfd. Energy kJ	max. Veloc. m/s	max. Displ. mm
1	1.0	3309.5	-223.0	16.855	-1.136	43.26	2.5	17.205
2	2.0	3216.9	-234.7	16.383	-1.195	43.06	2.5	16.864
3	3.0	3202.1	-287.7	16.308	-1.465	42.92	2.5	16.612
4	4.1	3250.7	-304.0	16.555	-1.548	42.79	2.5	16.380
5	5.1	3336.5	-309.6	16.993	-1.577	42.64	2.5	16.118
6	6.1	3465.6	-323.6	17.650	-1.648	42.48	2.4	15.834
7	7.1	3576.1	-342.2	18.213	-1.743	42.30	2.3	15.529
8	8.1	3465.4	-333.9	17.649	-1.700	40.04	2.2	15.184
9	9.1	3499.2	-353.8	17.821	-1.802	40.00	2.2	14.833
10	10.1	3191.5	-328.6	16.254	-1.673	36.29	2.1	14.555
11	11.1	3209.1	-350.6	16.344	-1.786	36.28	2.1	14.274
12	12.2	2767.9	-306.3	14.097	-1.560	31.09	2.1	14.029
13	13.2	2869.2	-309.0	14.613	-1.574	31.08	2.1	13.924
14	14.2	2206.8	-207.1	11.239	-1.055	23.02	2.0	13.808
15	15.2	2243.7	-206.4	11.427	-1.051	14.44	2.0	13.682
Absolute	7.1			18.213			(T =	27.5 ms)
	9.1				-1.802		(T =	48.4 ms)

CASE METHOD

J =	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
RS1	3998.1	3717.5	3436.8	3156.2	2875.6	2594.9	2314.3	2033.6	1753.0	1472.4
RMX	3998.1	3717.5	3436.8	3156.2	2875.6	2594.9	2314.3	2033.6	1753.0	1472.4
RSU	3822.8	3524.6	3226.5	2928.3	2630.1	2331.9	2033.8	1735.6	1437.4	1139.3

RAU= 386.5 (kN); RA2= 1486.0 (kN)

Current CAPWAP Ru= 1446.6 (kN); Corresponding J(Rs)= 1.00; J(Rx)=1.00

VMX m/s	VFN m/s	VT1*Z kN	FT1 kN	FMX kN	DMX mm	DFN mm	EMX kJ	RLT kN
2.45	0.00	3475.7	3328.8	3353.0	18.015	0.986	44.0	4629.6

Appendix 3.15 Pile Profile and Pile model(WOOBAN)

WOOBAN; Pile: MAIN-21R — Test: 15-Dec-2015
Blow: 1 — CAPWAP?Ver. 2000-1
Engineering & Construction Co Ltd

PILE PROFILE AND PILE MODEL

Depth m	Area cm^2	E-Modulus MPa	Spec. Weight kN/m^3	Circumf. m
0.00	1963.50	21317.0	24.026	1.571
15.20	1963.50	21317.0	24.026	1.571

Toe Area 0.196 m^2

Segmnt Number	Dist. B.G. m	Impedance kN/m/s	Imped. Change %	Tension Slack mm	Tension Eff.	Compression Slack mm	Compression Eff.	Circ. m
1	1.01	1250.60	-11.87	15.000	0.400	-0.100	0.200	1.571
2	2.03	1293.20	-8.86	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
3	3.04	1491.30	5.10	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
4	4.05	1598.00	12.62	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
5	5.07	1437.10	1.28	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
6	6.08	1336.20	-5.83	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
7	7.09	1258.10	-11.34	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
8	8.11	1072.00	-24.45	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
9	9.12	1096.20	-22.75	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
10	10.13	1311.70	-7.56	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
11	11.15	1283.20	-9.57	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
12	12.16	1168.60	-17.65	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
13	13.17	1208.00	-14.87	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
14	14.19	1191.40	-16.04	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571
15	15.20	1167.20	-17.74	0.000	0.000	-0.000	0.000	1.571

Pile Damping 2.0 %, Time Incr 0.344 ms, Wave Speed 2949.7 m/s

Page 3 — Analysis: 05-Jan-2016

Appendix 4.1 Maximum designed tension loading(D400) = 1,200kN

	단계	구분	최대시험하중 (1,200.0kN)의 5%	허용하중 (400.0kN)의 15%	Load (kN)	하중 유지시간
			Load Stage(%)			
D400 1 Cycle	1	Loading	5	15	60.0	5분
	2	Loading	10	30	120.0	5분
	3	Loading	15	45	180.0	5분
	4	Loading	20	60	240.0	5분
	5	Loading	25	75	300.0	5분
	6	Loading	30	90	360.0	5분
	7	Loading	35	105	420.0	5분
	8	Loading	40	120	480.0	5분
	9	Loading	45	135	540.0	5분
	10	Loading	50	150	600.0	5분
	11	Loading	55	165	660.0	5분
	12	Loading	60	180	720.0	5분
	13	Loading	65	195	780.0	5분
	14	Loading	70	210	840.0	5분
	15	Loading	75	225	900.0	5분
	16	Loading	80	240	960.0	5분
	17	Loading	85	255	1,020.0	5분
	18	Loading	90	270	1,080.0	5분
	19	Loading	95	285	1,140.0	5분
	20	Loading	100	300	1,200.0	5분
	21	Unloading	75	225	900.0	5분
	22	Unloading	50	150	600.0	5분
	23	Unloading	25	75	300.0	5분
	34	Unloading	0	0	0	5분

Appendix 4.2 Maximum designed tension loading(D500) = 1,800kN

	단계	구분	최대시험하중 (1,200.0kN)의 5%	허용하중 (400.0kN)의 15%	Load (kN)	하중 유지시간
			Load Stage(%)			
D500 1 Cycle	1	Loading	5	15	90.0	5분
	2	Loading	10	30	180.0	5분
	3	Loading	15	45	270.0	5분
	4	Loading	20	60	360.0	5분
	5	Loading	25	75	450.0	5분
	6	Loading	30	90	540.0	5분
	7	Loading	35	105	630.0	5분
	8	Loading	40	120	720.0	5분
	9	Loading	45	135	810.0	5분
	10	Loading	50	150	900.0	5분
	11	Loading	55	165	990.0	5분
	12	Loading	60	180	1,080.0	5분
	13	Loading	65	195	1,170.0	5분
	14	Loading	70	210	1,260.0	5분
	15	Loading	75	225	1,350.0	5분
	16	Loading	80	240	1,440.0	5분
	17	Loading	85	255	1,530.0	5분
	18	Loading	90	270	1,620.0	5분
	19	Loading	95	285	1,710.0	5분
	20	Loading	100	300	1,800.0	5분
	21	Unloading	75	225	1,350.0	5분
	22	Unloading	50	150	900.0	5분
	23	Unloading	25	75	450.0	5분
	34	Unloading	0	0	0	5분

Appendix 4.3 Results of tension loading test pile No. 5 (C.P.R D400㎜)

재하단계	시험하중 (kN)	관입깊이 (m)	노출길이 (m)	변위량(㎜)	
				누적 변위량	탄성 변위량
1	60.0	9.0	0.3 (인장철근)	2.395	
2	120.0			5.570	
3	180.0			7.245	
4	240.0			8.860	
5	300.0			10.800	
6	360.0			12.120	
7	420.0			14.360	
8	480.0			16.360	
9	540.0			18.440	
10	600.0			20.690	
11	660.0			23.960	
12	720.0			32.360	
13	750.8			61.085	28.955
14	530.0			60.705	
15	350.0			59.625	
16	175.0			52.980	
17	0.0			32.130	

Appendix 4.4 Results of tension loading test pile No. 11 (C.P.R D400㎜)

재하단계	시험하중 (kN)	관입깊이 (m)	노출길이 (m)	변위량(㎜)	
				누적 변위량	탄성 변위량
1	60.0	9.0	0.3 (인장철근)	4.075	
2	120.0			5.780	
3	180.0			8.200	
4	240.0			10.315	
5	300.0			12.545	
6	360.0			15.375	
7	420.0			17.520	
8	480.0			19.660	
9	540.0			21.480	
10	600.0			23.880	
11	660.0			26.100	
12	720.0			29.330	
13	730.7			34.905	
14	480.0			44.360	
15	390.0			74.945	27.720
16	260.0			73.565	
17	130.0			70.060	
18	0.0			47.225	

Appendix 4.5 Results of tension loading test pile No. 8 (C.P.R D500㎜)

재하단계	시험하중 (kN)	관입깊이 (m)	노출길이 (m)	변위량(㎜)	
				누적 변위량	탄성 변위량
1	90.0	9.0	0.3 (인장철근)	1.050	
2	180.0			2.815	
3	270.0			4.545	
4	360.0			6.360	
5	450.0			8.100	
6	540.0			9.870	
7	630.0			11.560	
8	720.0			13.550	
9	810.0			15.940	
10	900.0			18.490	
11	990.0			21.130	
12	1,040.0			26.340	
13	980.0			39.955	
14	990.0			61.220	31.760
15	800.0			60.160	
16	400.0			56.470	
17	200.0			45.480	
18	0.0			29.460	

Appendix 4.6 Results of tension loading test pile No. 14 (C.P.R D500㎜)

재하단계	시험하중 (kN)	관입깊이 (m)	노출길이 (m)	변위량(㎜)	
				누적 변위량	탄성 변위량
1	90.0	9.0	0.3 (인장철근)	4.650	
2	180.0			7.650	
3	270.0			10.455	
4	360.0			12.350	
5	450.0			14.650	
6	540.0			17.330	
7	630.0			19.550	
8	720.0			22.120	
9	810.0			25.360	
10	900.0			28.550	
11	990.0			33.845	
12	1,051.0			44.770	
13	840.0			73.895	27.950
14	560.0			67.835	
15	280.0			66.520	
16	0.0			41.945	

감사의 글

젊음이라는 단어를 컴팩션그라우팅과 함께하며 앞만 보고 달려온 지난 20년! 부족하고 미약하지만 학위 논문으로 마무리 할 수 있어서 행복합니다. 주변의 많은 분들의 격려와 조언에 대한 감사를 가슴깊이 새기며 지면으로나마 그 뜻을 전하고자 합니다.

학부과정부터 저에 대한 지도편달과 많은 가르침을 안겨주시고 인생의 스승이신 고진석 지도 교수님게 깊은 감사와 존경의 뜻을 전합니다. 바쁜 연구 활동에도 불구하고 저의 부족한 논문에 세심한 검토와 조언을 해주신 본교 토목공학과 김대현 교수님께 깊은 감사의 마음을 전합니다. 연구와 대외 활동으로 시간적인 여유가 없으신 데도 불구하고 저의 논문에 주제와 방향성을 이끌어 주신 강성승 교수님께 진심으로 감사드립니다. 바쁜 연구소 업무에도 불구하시고 논문심사에 열과 성의를 표해주신 국토교통과학연구원의 경제운 박사님, 소중한 시간을 논문 검토와 심사에 할애해주신 인발파환경의 김종인 박사님께 진심으로 감사드립니다.

실험과정에서 많은 도움을 주시고 조언을 해주신 ㈜쏘일락이앤지의 백계문 사장님, 강상식 연구소장님과 직원 여러분에게 감사의 뜻을 전합니다. 지난 25년 동안 성실과 노력으로 저의 부족한 부분을 채워주고 이해해준 ㈜샌드다이믹스의 김명수 부장에게 진심어린 감사의 뜻을 전하며, 논문의 시작부터 끝까지 함께 고생한 김재광 이사, 김성식 과장, 김종국 과장 등 직원 여러분들에게 고맙다는 인사를 전합니다. 항상 배려와 격려의 말씀을 해주신 신주철 회장님, 학부과정부터 동고동락하고 부족한 지식을 더해주고 조언을 해주는 영원한 친구 박정호 사장에게 고맙다는 인사를 전합니다.

중년이 된 아들을 항상 걱정해주시고 큰 사랑으로 이끌어 주신 어머니 정금실 여사님께 엎드려 감사를 드리옵고 박사학위의 영광을 드립니다. 시랑으로 가족에게 헌신하며 묵묵히 내조하고 있는 사랑하는 아내 김윤영, 세상에서 가장 소중한 제 인생의 보물인 사랑하는 딸들 나현, 보민이와 조그마한 기쁨이지만 함께하고자 합니다.