

복합말뚝 거동에 대한 실험적 연구

An Experimental Study on Behavior of Composite Pile

이 승 호[†] · 김 동 민¹⁾

Lee, Seungho · Kim, Dongmin

ABSTRACT : Demand on pile foundation is rapidly increasing, as an investment for the social overhead capital getting enlarged in Korea. Steel piles are in general use in construction due to their workability and superior durability. But the recent global rise in steel price led the engineers to seeking for an economical alternative that still has equivalent characteristics as compared with the steel pile. In this regard a composite pile, in which steel suitable to resist the tensile stress are used in the upper part of the pile, while less expensive PHC pile is adopted in the lower part of the pile where axial stress should prevail, was studied and both pile loading test and load transfer test were performed for the piles which have been constructed for the foundation of a bridge in Korea. These test results and some theories already issued were compared, and it was shown that p-y nonlinear analysis gave rise to similar results.

Keywords : Pile foundation, Composite pile, Pile loading test, Load transfer test

요 지 : 국내에서 사회간접자본에 대한 투자가 확대되면서 말뚝기초에 대한 수요가 급증하고 있으며, 시공현장에서는 시공성 및 내구성이 우수한 강관말뚝을 주로 사용하고 있다. 그러나 최근 전 세계적으로 강관말뚝 가격의 급등으로 인해 강관말뚝과 동일한 성능이면서 재료비를 경감시킬 수 있는 새로운 말뚝기초에 대한 연구가 요구되어 지고 있다. 본 연구에서는 수평력에 의한 모멘트가 작용하는 말뚝기초 상부에는 인장응력에 유리한 강관말뚝을 적용하고 연직응력만 부담하는 하부에는 강관말뚝에 비해 경제적인 PHC말뚝을 적용한 복합말뚝에 대한 적용성을 검토하기 위하여, 국내 현장의 교량기초에 실제 시공된 복합말뚝에 대해 하중 재하 및 전이시험을 실시하였다. 현장시험결과를 기존 이론식과 비교분석하였으며, 이중 p-y 비선형해석결과와 유사하게 나타났다.

주요어 : 말뚝기초, 복합말뚝, 하중재하시험, 하중전이시험

1. 서 론

복합말뚝(composite pile)이란 2개 이상의 이질의 말뚝재료로 구성된 말뚝을 말하며, 일반적인 말뚝형태로 분류되고 있다(FHWA-DP-66-1, NAVFAC DM-7.2). 오래된 복합말뚝형태로 항만 구조물에서 적용된 상부는 콘크리트말뚝을 적용하고 수면하부는 나무말뚝을 적용하는 복합말뚝이 있는데, 이는 수면상부로 노출된 나무말뚝의 부식문제를 해결하기 위해 적용된 예이다. 이러한 복합말뚝의 적용은 말뚝의 기능향상이 우선적 목적이지만 부수적으로 경제적인 효과도 상당히 큰 것으로 알려져 있다(Prakash, 1990).

이러한 복합말뚝의 적용 및 연구가 활발하게 진행되고 있는 나라가 일본이다. 내진설계시 작용하는 수평력에 대해 효과적으로 대처하기 위해 상부에 강성이 큰 말뚝재료, 말뚝하부에는 현장타설 콘크리트 말뚝이나 콘크리트 기성말뚝을 사용하고 있다. 동경전력에서는 진동하중이 작용하는

원자력 발전소 부지에서 복합말뚝 적용을 위한 시험을 성공적으로 수행하고 이 결과를 원자력 발전소 설비 설계에 적용하고 있는 실정이다(Ishida 등, 2002). 미국에서는 항만구조물의 Fender나 안벽 구조물 기초에 기존의 강관말뚝을 대신할 수 있는, 부식에 반영구적인 재질을 이용한 복합말뚝에 대한 연구가 2000년 이후에 활발히 진행되고 있다. 일반적으로 FRP(Fiber Reinforced Polymers)나 탄성섬유로 원형말뚝 안쪽에 PC나 RC콘크리트를 채운 복합말뚝을 구성하여 항만구조물의 유지비용을 획기적으로 줄일 수 있는 복합말뚝에 대한 연구가 진행되고 있다(Pando 등, 2002).

국내에서는 현장타설말뚝, 고강도콘크리트말뚝(PHC), 강관말뚝이 주로 사용되고 있는데, 건축현장에서는 말뚝두부에 축하중이 주로 작용하므로 대부분 콘크리트말뚝을 사용하고 있으며, 토목현장에서는 수평하중이 작용하지 않는 기초라 하더라도 콘크리트 말뚝의 시공관리에 대한 어려움을 이유로 강관말뚝을 주로 사용하고 있다. 그러나, 최근에는

† 정희원, 상지대학교 건설시스템공학과 교수(E-mail : shlee@sangji.ac.kr)

1) 정희원, (주)한국종합기술 전문

강재료비의 급상승으로 강관말뚝의 대안으로 콘크리트말뚝의 적용이 다시 부각되고 있는 실정이다. 본 논문에서는 국내현장에 복합말뚝의 제안 및 이론적 배경에 대해 설명하고 실제 적용현장에서 실시한 시험시공 결과를 검토하여 그 적용성을 평가하고자 한다.

2. 복합말뚝

2.1 개요

복합말뚝이란 강관말뚝과 콘크리트말뚝을 합성한 말뚝으로서 지반 및 하중조건에 따라 구조적 거동을 파악하여 모멘트가 크게 작용하는 말뚝상부는 전단 및 저항능력이 우수한 강관말뚝으로 구성하고 압축력이 주로 작용하는 말뚝하부는 고강도 콘크리트 말뚝으로 조합하여 구조적 안정성과 경제성을 향상시킨 말뚝형식이다.

콘크리트 말뚝의 경우 인장응력이 작용하게 되면 인장응력에 취약한 콘크리트말뚝의 특성 때문에 구조적으로 불리하다. 하지만, 강관말뚝에 작용하는 모멘트는 말뚝 상부에서는 크게 작용하나 말뚝하부로 내려갈수록 모멘트 분포는 급격하게 감소하게 된다.

다음 그림 1은 이러한 말뚝 길이에 따른 모멘트의 분포를 나타낸 것이다.

그림 1에서 보는바와 같이 모멘트가 크게 작용하는 말뚝의 상부는 모멘트 저항능력이 뛰어난 강관말뚝으로, 압축력이 주로 작용하는 하부는 콘크리트 말뚝인 고강도 콘크리트 말뚝으로 구성하여 용접 등으로 연결시켜 복합 말뚝형태로 말뚝을 합성시킴으로써 2가지 재료의 장점을 최대한 활용하여 경제성 및 말뚝두부에 작용하는 횡방향 저항력과 말뚝하부에 작용하는 연직지지력을 확보하여 기초의 안정성을 확보하는 것이 복합말뚝의 주요 특징이다.

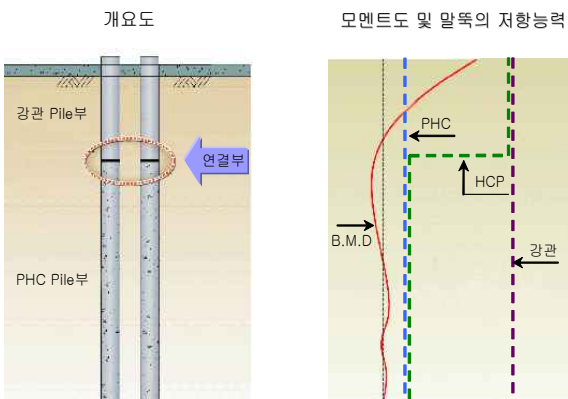


그림 1. 복합말뚝의 개요도

2.2 연결이음부 위치

국내에서 복합말뚝 연결부 위치에 대한 시방규정은 복합말뚝이 사용되지 않은 실정이므로 명확한 정의가 없지만 『도로설계요령 제3권(한국도로공사, 2001)』에는 그림 2와 같이 현장타설말뚝에서의 주철근의 단면 변화 위치를 정하는 방법이 있어 이를 참고할 수 있을 것이다.

한편 일본에서는 내진설계 시 과도한 수평력에 저항하기 위한 기능성 말뚝과 수평력이 크게 작용하는 말뚝 상부에 단면 변화 말뚝 및 SC(Steel Composite Concrete)말뚝을 조합한 복합말뚝 등 복합말뚝의 적용이 활발한 일본에서는 이러한 연결부 위치에 대한 명확한 시방규정이 있다.

일본도로협회에서 발간한 『말뚝기초설계편람(1992)』에서는 말뚝단면이나 말뚝재질이 바뀌는 상부말뚝의 최소길이는 최대모멘트(M_{max})가 발생하는 위치의 1/2이하로 규정하고 있다. 일본의 토질공학회(1990)에서 발간한 『말뚝기초의 조사, 설계에서 시공까지』에서는 상부말뚝 최소길이(l_1)를 다음과 같이 정의하고 있다.

$$l_1 = \frac{1}{2} M_{max} \text{의 위치} + 1.0 (m) \quad (1)$$

2.3 연결이음부 특성

말뚝의 극한지지력은 편의상 주변마찰력과 선단지지력의 산술적인 합으로 나타내는데, 선단지지력은 선단의 단면적에 대하여 지반이 감당할 수 있는 극한저항력을 발휘하여야 한다. 강관말뚝에서 하단이 개단(Open-Ended)인 경우에는 폐색효과(Plugging Effect)를 반영하여 실제 강재 단면부의 크기에 관계없이 폐단(Closed-Ended)말뚝과 동일하게 간주하여 선단지지력을 검토한다. 하지만, 기존 실험결과에 의하면 폐색효과는 말뚝의 직경에 대한 관입깊

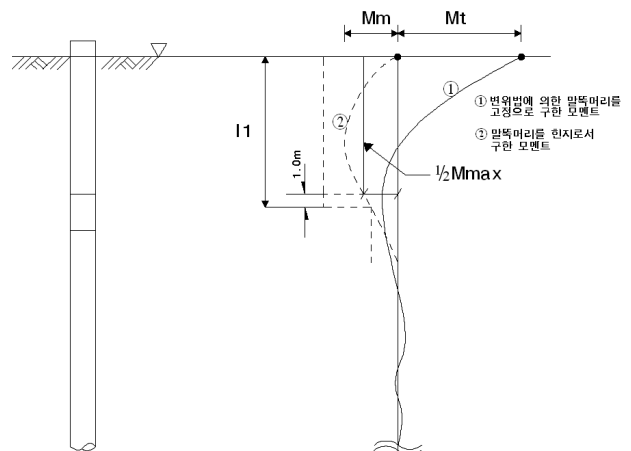


그림 2. 말뚝 연결부 위치 선정

이의 비(L/D)와 지반 상태 등에 따라 결정되는 것으로 폐색효과의 반영시 적용조건에 주의하여야 할 것이다(김명모, 1987). 하부가 PHC말뚝인 경우에는 말뚝을 폐색된 상태로 사용하므로 지반의 극한저항력 발휘에 문제가 발생하지 않는다.

해머로 말뚝향타시 말뚝에 작용하는 향타응력은 재료의 강도 이하로 관리되면서 최대한 관입이 이루어져야 최대한 말뚝지지력을 발휘할 수 있다. 일반적으로 강관말뚝의 최대향타응력은 재료 항복응력(f_y)의 90% 정도로 보고 있다. 그러나, 콘크리트 말뚝인 경우에는 말뚝에 적용하는 인장응력의 크기와 콘크리트의 압축강도에 영향을 받은 것으로 알려져 있다(AASHTO, 2002).

국내에 사용되고 있는 고강도 콘크리트 말뚝(PHC)의 A-type인 경우 최대 향타 압축응력은 AASHTO 기준에 따르면 64MPa, 고속도로공사전문시방서에 따르면 48MPa인 반면에 강관말뚝(STK400)의 최대향타 압축응력이 216MPa로 콘크리트와 강재의 재료적 차이에 따라 최대향타 압축응력의 차이가 크게 나타난다.

말뚝향타시 HCP 말뚝의 경우 상부의 강관말뚝을 향타하게 되고 강관말뚝에 전달되는 압축과는 하부의 콘크리트 말뚝으로 전달되게 된다. 강관말뚝과 콘크리트말뚝의 접속부는 단면적의 차이로 인해 강관말뚝에 의해 전달되는 향타하중으로 인해 콘크리트말뚝에 응력집중이 발생하므로 콘크리트 말뚝의 손상을 야기시킬 수 있다. 그러므로 강관말뚝에 전달되는 향타하중을 콘크리트 말뚝 두부면에 일정하게 분산시킬 필요가 있다. 표 1에서 보는 바와 같이 실제 강관말뚝에 작용하는 하중을 콘크리트 말뚝 두부면에 균등하게 분산시킬 수만 있다면 콘크리트 말뚝의 파손은 발생하지 않을 것이다. 이는 콘크리트 말뚝의 단면적이 강관말뚝의 단면적보다 훨씬 크기 때문이다. 그러므로 그림 3과 같이

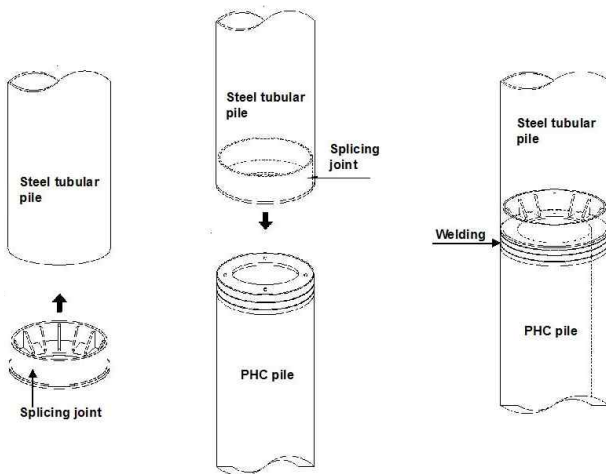


그림 3. 복합말뚝 연결부 보강 및 이음

콘크리트 말뚝에 전달되는 하중을 분산시킬 수 있도록 콘크리트 말뚝과 강관말뚝 사이에 강관을 이용한 보강관을 부착시켜 말뚝 연결부의 보강뿐만 아니라 하중을 분산시키는 역할을 수행하게 된다. 연결관은 말뚝연결부의 안전성과 모멘트나 수평하중에 대해 저항할 수 있는 구조상세를 갖는 연결관을 사용한다.

3. 하중 재하 및 전이시험

3.1 시험계획

복합말뚝의 시공성과 연직 및 수평지지력, 심도별 하중 전이 특성을 평가하기 위하여 ○○-○○간 도로개설공사 현장의 ○○교 Pier 1에 시공예정인 복합말뚝기초에 대한 하중 재하 및 전이시험 계획을 다음과 같이 수립하였고 상세한 시험위치는 표 1과 같다.

- (1) 시험말뚝 종류 및 규격 : HCP ϕ 500mm 말뚝
- (2) 시공방법 : SDA(T-4) + 시멘트풀 주입 + 드롭해머 (39.2kN)에 의한 최종 경타
- (3) 설계하중 : 연직 783.0kN, 수평 119.6kN
- (4) 시험 및 분석내용
 - 복합말뚝 시공 후 동재하시험(EOID)으로부터 지지력을 평가
 - Restrike시험을 통해 시간경과효과 확인

표 1. Pier 1 시공현황 및 재하시험 실시 현황

| 말뚝번호 | 말뚝조합 (강관+PHC, m) | 낙하고 (m) | 관입깊이 (m) | 적용 재하시험 |
|-------|---------------------|------------|-------------|------------|
| P1-1 | 6+6.6=12.6 | 1.5 | 11.7 | 동재하시험 |
| P1-9 | 12+5.5=17.5 | 1.5 | 15.7 | 동재하시험 |
| P1-10 | 6+7+1=14.0 | 1.5 | 12.4 | 동, 정재하시험 |
| P1-12 | 12+5.5=17.5 | 1.5 | 15.6 | 동재하시험 |
| P1-17 | 12+5.5=17.5 | 1.5 | 16.0 | 동재하시험 |
| P1-18 | 6+6=12.0 | 1.5 | 10.8 | 수평, 하중전이시험 |
| P1-21 | 13+5.5=18.5 | 1.5 | 15.8 | 동재하시험 |

- 정재하시험을 통해 동재하시험의 신뢰도 및 상관관계 확인
- 수평재하시험을 통한 수평지반반력계수와 허용수평지 지력 확인
- 하중전이 측정에 따른 깊이별 응력상태 및 횡방향 변 위 특성 파악

3.2 동재하시험

동재하시험은 PDA(Pile Driving Analyzer)를 사용한 ASTM D 4945 기준으로 실시하였으며, CAPWAP 방법에 의해 분석하였다.

시험시공의 최종 경타시 말뚝의 항타응력, 타격에너지, 정적지지력, 건전도 등을 측정하였다.

본 현장에서는 복합말뚝 시공 종료시점에서 EOID시험 4 회를 실시하여 시공적정성과 시공시점에서의 설계하중 만족여부를 확인하였다. 시공시점으로부터 1일~11일 경과한 시점에서 Restrike시험을 실시하여 시공말뚝의 시간경과효과(Set-up, Relaxation)를 확인하여 말뚝의 선단지지력, 주변 마찰력의 증감 정도를 파악하였다.

관입깊이 11.7m~16.0m의 말뚝에 대해 동재하시험을 실시하여 말뚝 관입깊이와 지지층에 따른 지지력 발휘 양상을 파악하였으며 시공성과 안정성이 높은 적정 말뚝 관입심도를 확인하였다.

항타시공 관입분석(Driveability Analysis)의 경우 게이지를 부착한 상태에서 말뚝을 관입하면서 소요지지력이 확보될 때까지 혹은 지지층에 도달할 때까지 계속 힘과 속도를 측정하여 이를 CASE 방법으로 현장에서 분석하고 CAPWAP 분석을 위해 데이터를 저장한다.

CAPWAP(Case Pile Wave Analysis Program)방법은 CASE 방법과 마찬가지로 말뚝두부에서 측정된 힘과 시간, 또는 가속도와 시간과의 관계를 이용하여 지지력을 예측하는 방법이나, 근본적으로 CASE 방법에서처럼 약산 공식을 이용하지 않고 프로그램을 이용하여 구하는 방법이다. CAPWAP은 Case Western Reserve University에서 Rausche(1970)에 의해 최초로 개발되었으며 항타분석기(PDA)로부터 얻어진 힘과 속도를 이용, 말뚝에 작용하는 힘과 말뚝의 변위를 정량화 하여 시행착오법에 의한 Signal Matching 과정을 통해 말뚝의 경계조건(Boundary Conditions) 즉, 말뚝의 지지력, 지반저항력의 분포, Quake 및 Damping특성 등을 결정하는 방법이다. 이 방법에서는 파동방정식 해석의 경우와 같이 말뚝을 응력파의 이동시간이 동일한 연속적인 요소(Segment)로 모델링한 후 가정된 경계조건을 사용하여 프로그램에 의해 계산된 파형이 항타분석기에 의해 실측된 파형과 최대한 일

치될 때까지 경계조건을 바꾸어가며 반복 계산한다. CAPWAP은 이러한 반복 작업결과 산출된 경계조건을 이용, 정재하시험을 모사하여 하중재하에 따른 말뚝의 침하량과 지반의 정적저항력 관계를 나타내주며 이와 함께 주변마찰력의 분포도 제시해준다.

3.3 정재하시험

정재하시험은 말뚝설계하중의 2~3배에 달하는 재하하중이 필요하며 재하방법은 반력말뚝을 사용하는 방법을 적용하여 하중을 재하하였고 ASTM D 1143 기준으로 실시하였다. 시험도중 말뚝의 분명한 극한상태가 확인되거나 총 침하량이 말뚝직경의 10~15%에 도달하는 경우 시험을 중단하는 것으로 계획하였다.

시험결과의 분석은 항복하중에 의한 분석법인 하중-침하량 곡선법, S-logT 곡선법, logP-logS 곡선법, dS/d(log T)-P 곡선법에 의해 분석하였다.

본 현장의 정재하 시험말뚝은 시공시 동재하시험(EOID)을 실시하여 시간경과에 따른 지지력의 변화(Set-up, Relaxation)와 동재하시험의 신뢰도를 확인할 수 있도록 하였다.

3.4 수평재하시험

수평재하시험은 ASTM D 3966 기준에 의하여 실시하였고 재하시험방법 중 하중-침하량 관계를 가장 정확히 측정할 수 있는 완속재하시험방법(표준재하시험 방법)으로 실시하는 것으로 계획하였으며, 최대재하하중(설계하중의 200%, 또는 수평변위 15mm에 도달 상태)단계에서 1시간 하중을 유지한 후 설계하중의 50%씩 10분 간격으로 재하한다.

본 현장에서는 시험말뚝과 반력말뚝이 본 공사에 적용되는 경우로 설계하중의 2.0배를 최대 시험하중으로 결정하였으며, 안정성을 위하여 두부의 변위가 20mm에 도달하면 시험을 종료하였다.

3.5 하중전이시험

수평재하시험과 더불어 하중전이 시험을 실시하였으며 이음부를 기준으로 수평재하시 말뚝의 응력을 측정하기 위해 스트레인 게이지를 말뚝양쪽에 10개씩 20개를 설치하였으며 말뚝변위를 측정하기위해 경사계를 10개 설치하였다.

복합말뚝에서는 강관말뚝과 PHC말뚝의 이음부 위치가 매우 중요하므로 강관과 PHC 구간에 각각 변형율계와 다단식자동경사계를 설치하여 수평재하시험 중에 복합말뚝 각 부위에서 발생하는 응력과 수평변위를 직접 측정하여 복합

말뚝 설계의 적정성을 확인할 수 있도록 하였다. 변형율계는 하중 재하 시 변형율을 측정하여 응력으로 환산하고 자동경사계는 하중재하시 말뚝의 경사를 측정하여 변위로 환산하였다.

변형율계가 설치된 양 측면에 대하여 별도 제작된 보호용 철관을 부착하여 말뚝 설치 시 손망실로부터 보호되도록 하였고, 경사계관의 보호를 위하여 말뚝 선단 부근에 경사지계 철관을 설치하여 말뚝 삽입 시 관이 보호 되도록 하였다.

시험말뚝은 강관말뚝 D500×12t(6.0m)와 PHC말뚝 D500(6.0m)를 연결한 12.0m 길이의 복합말뚝으로 설치되는 11.5m 심도까지 근입시켰고, 각종 계측기가 부착된 시험말뚝은 본 교량기초 구간에 적용된 시공법인 SDA 공법(T4 + 케이싱 + 최종 경타)에 의해 소정의 심도까지 설치되었다.

수평하중 재하 시 강관말뚝 자체의 변형(찌그러짐)을 방지하기 위하여 십자형 보강재를 제작하여 시험말뚝과 반력 말뚝 강관 내부에 장착하였다.

하중전이시험을 위한 계측기의 설치현황은 그림 4에 상세하게 나타내었다.

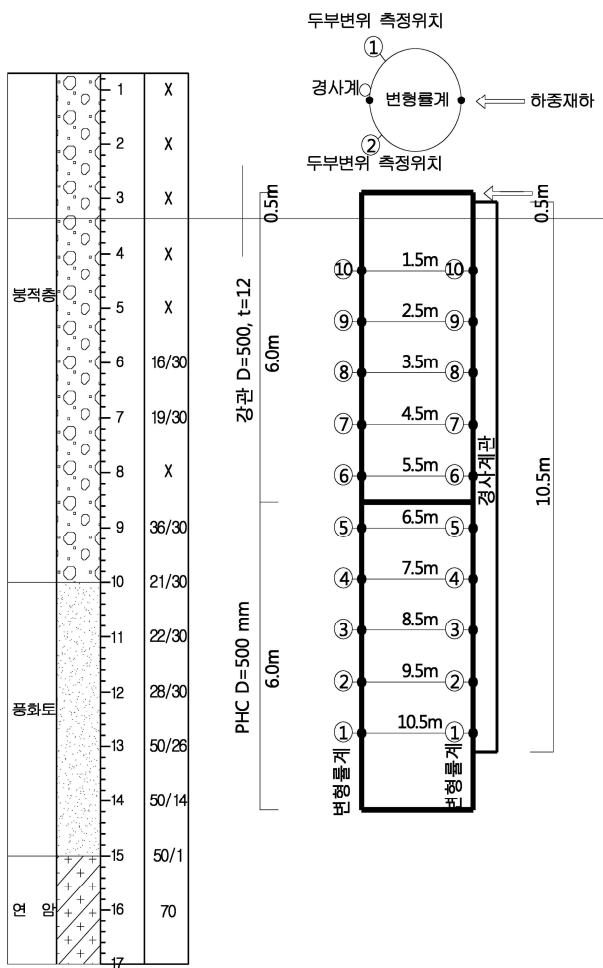


그림 4. 하중전이시험 계측기 설치현황

4. 재하시험결과 분석

4.1 동재하시험결과

항타시 말뚝에는 축방향으로 압축과가 이동하게 되는데 말뚝의 임피던스(Impedance)가 변하는 지점 및 말뚝 선단부에서는 반사파가 발생한다. PDA는 말뚝이 손상된 경우 반사되는 인장파를 화면에 나타내며, 건전도지수(BTA)는 말뚝기초의 손상정도를 수치화 하여 평가한 것이다. 동재하시험결과 모든 시험말뚝에서 건전도지수가 100으로 측정되어 말뚝 재료의 결함은 발견되지 않았으나, P1-10은 말뚝 선단으로부터 약 2.7m 지점에서 건전도 지수가 80으로 약간 손상(Slight Damage)으로 판정되었다. 그러나 재항타 시험결과 말뚝의 건전도는 100으로 재측정되어 문제가 없는 것으로 분석되었고, 이는 시공시 미세한 결함이 발생되었으나 시멘트 그라우팅의 양생효과로 인해 말뚝재료의 건전성이 확보된 것으로 판단된다.

PDA측정자료 중 적정 Data(Blow No.)를 선정하여 CAPWAP 방법을 사용하여 분석하고, 산정된 지지력(CAPWAP Capacity)을 극한하중으로 간주한 후, 안전율 2.5를 적용하여 허용지지력을 산정하여 표 2에 나타냈었다. 그 결과 최종 시험시점에서의 허용지지력은 862.4kN~1,332.8kN으로 판정되어 설계하중조건(783.0kN)을 만족하는 것으로 나타났다.

시험말뚝 5개소에 대하여 시공시점에서 EOID시험을 실시하여 시공완료시의 허용지지력을 측정하였으며 이로부터 1일~11일 경과한 시점에서 Restrike시험을 실시하여 시간 경과에 따른 지지력 변화양상을 파악하였다.

Restrike시험을 통한 시간경과에 따른 지지력 변화를 보면 선단지지력은 시공시점과 큰 차이없이 나타나며, 시멘트

표 2. 시험말뚝의 허용지지력

| 말뚝번호 | 관입 깊이 (m) | CAPWAP분석 결과(kN) | | | 허용지지력 (kN) (FS=2.5) | 비고 |
|---------|-----------|-----------------|--------|--------|---------------------|-------------------|
| | | 주변 마찰력 | 선단 지지력 | 극한 지지력 | | |
| P1-1 | 11.7 | 716.4 | 1725.8 | 2442.2 | 976.9 | EOID |
| P1-1R | 11.7 | 654.6 | 1816.9 | 2471.6 | 988.96 | 1일 경과 |
| P1-9 | 15.7 | 639.0 | 1978.6 | 2617.6 | 1047.0 | EOID |
| P1-9R | 15.7 | 1343.6 | 2008.0 | 3351.6 | 1340.6 | 1일 경과 |
| P1-10 | 12.4 | 265.6 | 1691.5 | 1957.1 | 782.8 | EOID |
| P1-10R | 12.4 | 437.1 | 1722.8 | 2159.9 | 864.0 | 11일 경과 |
| P1-12 | 15.6 | 484.1 | 2037.4 | 2521.5 | 1008.6 | EOID |
| P1-12R | 15.6 | 786.9 | 2010.0 | 2796.9 | 1118.8 | 10일 경과 |
| P1-17R | 16.0 | 416.5 | 2514.7 | 2931.2 | 1172.5 | EOID 미실시 |
| P1-21R | 16.0 | 510.6 | 1347.5 | 1858.1 | 743.2 | EOID 미실시 1일 경과 |
| P1-21RR | 16.0 | 448.8 | 2256.9 | 2705.8 | 1082.3 | 10일 경과 |

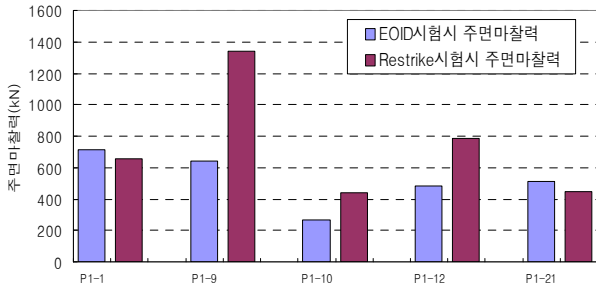


그림 5. 시간경과에 따른 주면마찰력의 변화

그라우팅의 양생에 따른 주면마찰력의 증가효과는 미미한 것으로 확인되었다. 이는 지하수위의 영향에 따른 시멘트 그라우팅의 이수현상과 회석현상으로 판단되며 시간이 오래 경과된다 하더라도 주면마찰력이 크게 증가할 수 있을 것으로 보이지는 않는다.

4.2 정재하시험결과

정재하시험 결과 최대 시험하중단계인 1,568.0kN까지 극한하중의 징후는 나타나지 않았고, 항복하중에 의한 분석법인 S-log T 곡선법, log P-log S 곡선법, dS/d(log T)-P 곡선법에 의한 분석결과에서도 뚜렷한 항복점은 나타나지 않았다. 따라서, 본 시험말뚝의 항복하중은 1,568.0kN 이상으로 시험말뚝의 허용지지력은 이 값에 안전율 2.0을 적용해 784.0kN 이상으로 측정되어 설계지지력(783.0kN)을 만족하는 것으로 판정되었다.

시험말뚝 P1-10의 정재하시험과 동재하시험 결과로 측정된 하중-침하량 곡선을 바탕으로 정, 동재하시험 비교를 통하여 동재하시험의 신뢰도와 정, 동재하시험의 상관관계를 확인하였다.

최초 시공시의 EOID시험 시점으로부터 11일이 경과한 Restrike시험 시점에서의 하중-침하량 곡선은 시공시점보다 완만한 형태로 나타난다. 시공시점으로부터 14일 경과한 정재하시험결과 Restrike 시험시점과 동일한 하중-침하량 곡선을 나타내고 있으며 정, 동재하의 신뢰도를 확인할 수 있다.

4.3 수평재하시험결과

시험말뚝 및 반력말뚝 2개소에 대한 수평재하시험 결과로부터 구한 하중-변위곡선에서 Chang의 이론식에 의한 식 (2)를 이용하여 시험조건인 말뚝머리 회전조건에 대하여 수평지반반력계수를 산정하고, 허용수평지지력은 식 (3)을 이용하여 실제 시공조건인 말뚝머리 회전구속조건을 적용하여 산정하였다.

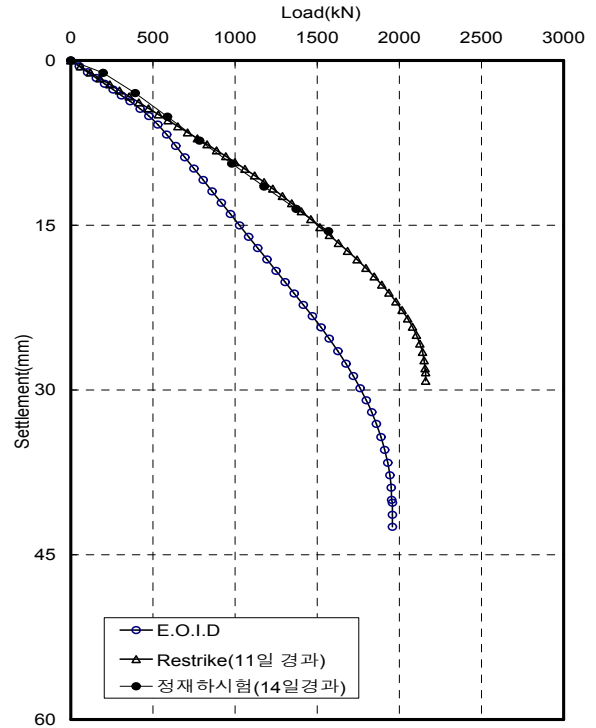


그림 6. 동재하 및 정재하 시험결과 비교

표 3. 허용수평지지력 산정결과

| 구분 | 말뚝 직경 (cm) | 부식 (mm) | 수평지반 반력계수 kh (N/cm ³) | beta (cm ⁻¹) | 수평 변위 (cm) | 허용 수평 지지력 (kN) | 말뚝 두부 조건 |
|-------|------------|---------|-----------------------------------|--------------------------|------------|----------------|----------|
| 시험 말뚝 | 49.6 | 2 | 29.2 | 0.00453 | 0.6945 | 517.4 | 고정 |
| 반력 말뚝 | 49.6 | 2 | 11.8 | 0.00360 | 1.3765 | 259.7 | 고정 |

$$\delta = \frac{H}{2EI\beta^3}, \quad \beta = 4\sqrt{k_h D/4EI} \quad (2)$$

$$\delta = \frac{H}{4EI\beta^3}, \quad \beta = 4\sqrt{k_h D/4EI} \quad (3)$$

본 수평재하시험결과 허용수평지지력이 설계 허용수평지지력(119.6kN)을 만족하는 것으로 판정되었다.

5. 하중전이시험결과 분석

5.1 하중전이시험결과

그림 7에서 보듯이 말뚝에 작용하는 응력은 하중 재하 초기(1~3단계)에는 상부에서 크게 나타나다가 4단계 재하 시부터는 상단이 아닌 그 하부에 위치한 변형율계에서 더 큰 응력이 나타나고 있다.

이에 깊이별 응력의 변화 양상으로부터 망실된 S2와 S11

의 응력을 유추해 보았다.

하중 재하측 S12-S13-S14의 관계가 직선에 가까운 변화를 보이는 것으로부터 하중재하 반대측의 S2(망실)-S3-S4의 관계도 직선 변화하는 것으로 가정하였고, 그 선이 S2 위치까지 연장 한 후 S1의 값과 연결하였다.

하중 재하측 S11의 5단계 재하 시의 값은 4단계 이후 S1-S2의 관계 및 S11-S12의 관계가 유사함을 감안하여 4단계 S11- S12의 직선과 평행하게 연결하였다.

이렇게 보정된 깊이별 응력변화는 다음과 같다.

보정된 깊이별 응력변화 곡선으로부터 강관부의 예상되는 최대응력은 하중 재하 반대측에서 약 88.3MPa가 예측되고, 하중재하측에서 -70.6MPa 정도로 측정되었으며, 이는 강관의 허용응력 137.3MPa 이내에 드는 안정한 값이다.

PHC부에서는 하중 재하 반대측에서 2.1MPa, 하중재하측에서 1.5MPa 정도로 측정되었으며, 이는 PHC의 허용압축응력 19.6MPa 이내에 드는 안정한 값이다.

경사계 측정 결과는 그림 8과 같으며, 측정된 변위는 MT-1지점에서 최대 4.6mm정도 발생하였으며, 이음부에서 단절이 없고 작은 변위를 보인다.

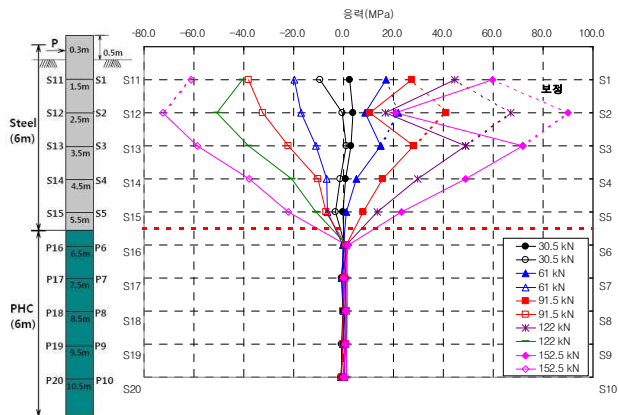


그림 7. 보정된 깊이별 응력의 변화

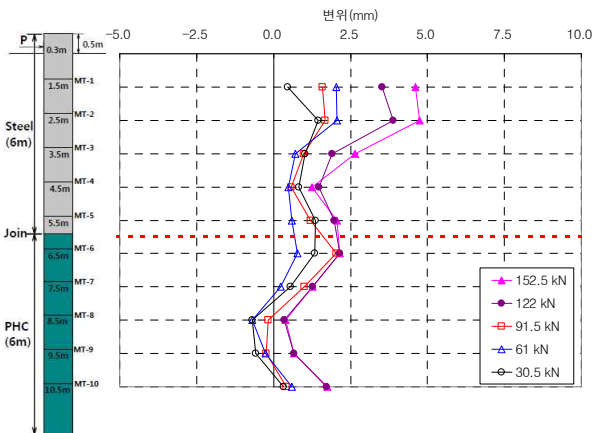


그림 8. 하중 단계별 경사계 측정 결과

그림 8에서 보는 것과 같이 말뚝의 수평변위는 말뚝상부인 강관말뚝 구간에서 크게 발생하고 하부인 콘크리트 말뚝에서의 수평변위는 2.16mm로 매우 작은 값이 측정되었으며, 심도 GL-5.5m 구간부터는 재하하중이 커지더라도 변위의 크기는 그 변화가 매우 적음을 알 수 있다.

또한, 말뚝에 발생하는 응력 또한 말뚝상부인 강관말뚝 구간에서 크게 발생하고 하부인 콘크리트 말뚝에서의 응력은 2.0MPa 이하의 매우 작은 값이 측정되었다.

5.2 이론식과의 비교

본 절에서는 설계에서 많이 적용하는 Chang 공식과 p-y 비선형해석을 이용한 프로그램 L-Pile을 이용하여 측정된 말뚝의 수평변위와 이론치를 비교하였으며, 지반반력계수는 변형계수로부터 구한 경우($E_0=12N$, 공내재하시험의 변형계수)와 공내재하시험 결과를 직접 이용하거나 수평재하시험 결과를 역산하여 적용하였다.

5.2.1 수평변위 비교 결과

설계하중 122kN 작용 시 측정된 최대수평변위는 시험말뚝에서 6.945mm로 이 값은 지표로부터 약 30cm 높이에서 측정된 값이며 지표면에서의 값은 시험말뚝에서 5.792mm이다. 계측에 의한 수평변위 결과가 완전한 곡선으로 나타나지 않은 이유는 붕적층 지층이 균등하지 못하기 때문인 것으로 판단된다.

그림 9와 10은 각각 Chang공식 및 프로그램 L-Pile에 의해 해석을 수행한 결과를 나타낸 것이며, 그림 11은 두 결과를 같이 나타낸 것이다.

그림 9에서 계측변위에 비해 Chang이론식은 변위가 변형계수를 12N으로 적용한 경우의 변위가 크고(7.64mm), 공내재하시험 결과의 변형계수 및 지반반력계수를 적용한 경우에는 각각 1.68mm, 0.27mm로 작았다.

그림 10에서 비선형 해석 프로그램 LPILE 해석의 경우, 변형계수 또는 지반반력계수의 변화에 따라 계측된 모멘트

표 4. 수평지반반력계수 산정결과

| 구 분 | 변형계수 (kN/m ²) | 수평지반반력계수 (N/cm ³) |
|--------------------|---------------------------|-------------------------------|
| 변형계수로부터 구한 경우 | $E_0=12N^{(주1)}$ | 19,200 |
| | 공내재하시험 | 120,370 |
| 지반반력계수를 직접 이용하는 경우 | 공내재하시험 | - |
| | 수평재하시험 역해석 | 37.3 ^(주2) |

주1) $E_0=12N$ 은 한국지반공학회(1996)에서 제시한 경험값 범위의 평균값.
주2) 시험말뚝 지표면에서의 변위와 설계수평하중으로부터 구한 값(수평하중=119.6kN, 변위=5.792mm)

변위보다 큰 값을 보였으며 그 결과는 8.05~8.27mm로 큰 차이를 보이지 않는다. 이는 지반의 비선형성을 강도정수 값인 c , ϕ 로 표현하기 때문인 것으로 판단된다.

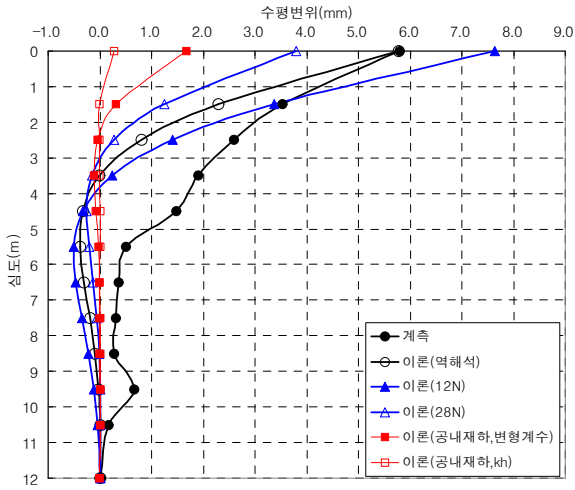


그림 9. 물성치에 따른 해석 결과(Chang 공식)

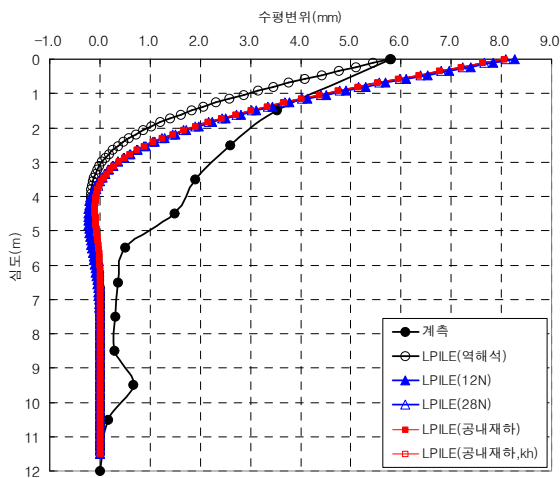


그림 10. 물성치에 따른 해석 결과(L-Pile)

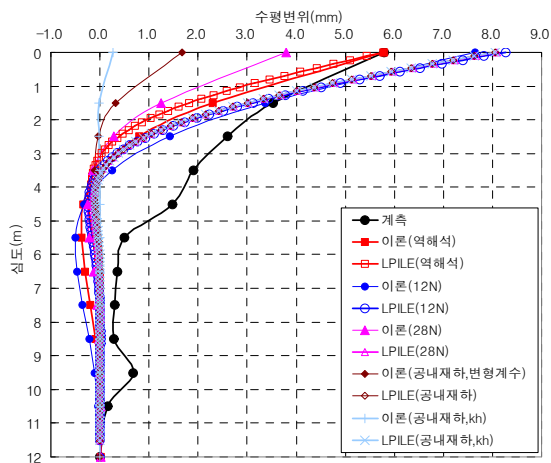


그림 11. 수평변위 결과비교

5.2.2 모멘트 비교 결과

하중전이시험에 의해 계측된 응력 65.7MPa로부터 계산된 최대 모멘트는 144.1kN·m 정도로 산출되었다.

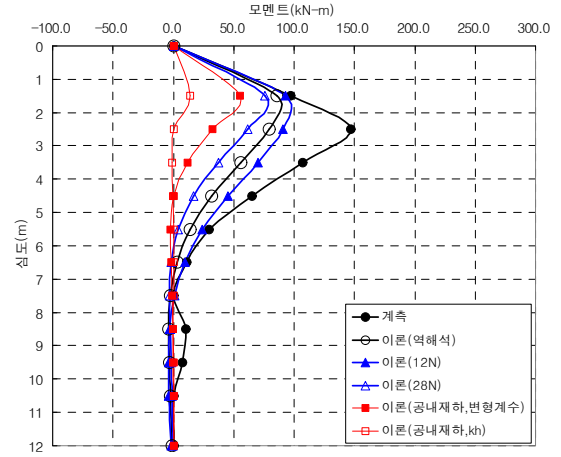


그림 12. 깊이별 계측 응력과 Chang공식과의 비교

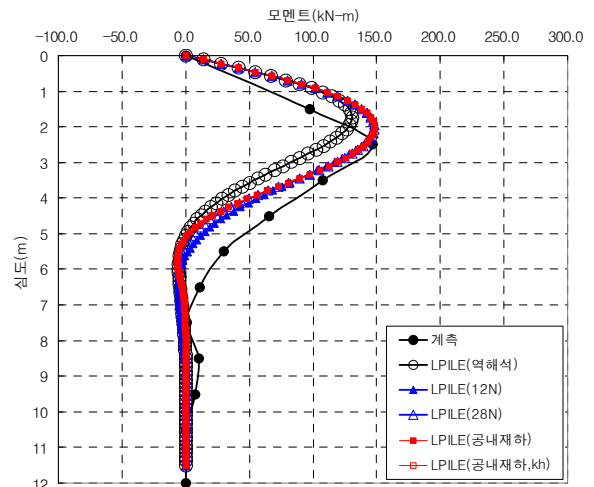


그림 13. 깊이별 계측 응력과 L-Pile 결과와의 비교

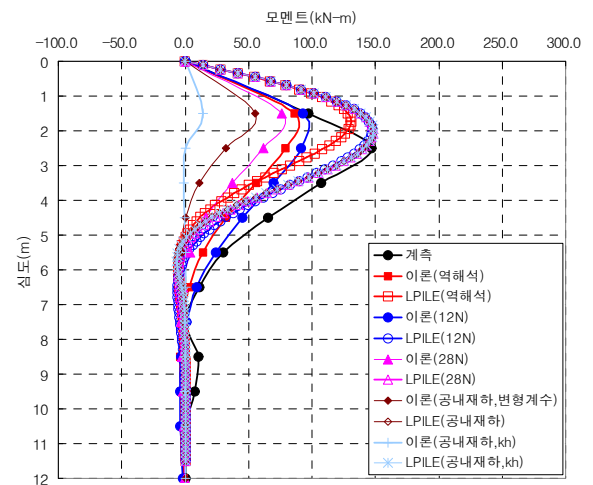


그림 14. 모멘트 결과비교

그림 12는 Chang공식, 그림 13은 L-Pile에 의해 해석을 수행한 결과를 나타낸 것이며, 그림 14는 두 결과를 같이 나타낸 것이다. 이때, 역해석의 경우는 계측결과 변위와 일치되도록 수평지반반력계수를 조정하여 해석한 경우의 모멘트를 나타낸 것이다. Chang공식을 적용하여 산정된 모멘트로 응력 산정 시 강관부에서는 강관의 물성치를, 콘크리트부에서는 콘크리트의 물성치를 적용하고 지반반력계수는 수평재하시험 또는 계측결과로부터 역산하였다.

그림 12의 Chang공식에 의한 결과에서 수평지반반력계수가 커짐에 따라 모멘트는 작아지는 경향을 보이며 그 값은 13.7~91.1kN·m로 큰 차이를 보이고 있다.

그림 13의 LPILE 해석시 변형계수를 12N으로 적용한 경우와 공내재하결과를 적용한 경우 모두 144.1kN·m~145.0kN·m 정도의 모멘트가 계산되어 계측치와 유사한 결과를 보였다. 역해석을 수행한 경우 모멘트 또한 LPILE결과가 Chang식의 결과에 비해 크게 평가되었다.

5.3 분석결과

수평변위의 거동은 LPILE해석에 비해 Chang식에 의한 변위가 적음을 보인다. 이는 두 해석방법과 같은 지반반력법을 사용하더라도 지반의 특성을 탄성으로 적용하는 것과 탄소성(p-y)으로 적용하는 것의 차이로 보인다.

또한, Chang식의 경우 $E_0=12N$ 으로부터 수평지반반력계수를 구한 경우에 비해 공내재하시험결과의 변형계수와 수평지반반력계수를 이용하는 것이 더 적은 값을 나타낸다.

한편, LPILE 해석의 경우는 $E_0=12N$ 이나 공내재하시험결과를 이용하는 경우 모두 유사한 변위 거동을 보인다.

Chang의 공식으로 계산한 모멘트는 실제 측정된 모멘트보다 적은 경향을 보이고 있으며, LPILE 해석의 경우는 비교적 계측치와 유사한 결과를 보인다.

Chang식의 경우 계측된 수평변위와 일치되도록 수평지반반력 계수를 조정한 경우와 $E_0=12N$ 으로부터 수평지반반력계수를 구한 경우의 결과는 계측값 보다는 적으나 서로 유사함을 보이고 있으며, 공내재하시험 결과의 변형계수와 수평지반반력계수를 이용하는 경우는 계측값 보다 매우 적게 산정되었다.

LPILE 해석에서는 역해석 경우를 제외하고는 계측치와 유사한 경향을 보인다.

하중전이시험 분석결과로부터 설계수평하중인 119.6kN을 작용할 경우 말뚝 두부의 허용수평변위 기준인 15mm를 넘지 않은 것으로 나타나 말뚝의 안정성에는 문제가 없는 것으로 판단된다.

한편, 수평재하시험에 의한 결과를 토대로 말뚝두부 조

건을 한지조건에서 고정조건으로 바꿔 허용수평지지력을 산정한 결과 517.4kN으로 설계수평하중인 119.6kN을 상회하므로 지지력에서도 안정한 것으로 판단된다.

6. 결 론

본 논문에서 기존의 강관말뚝의 대안으로 연구된 복합말뚝에 대한 적합성 여부를 판단하기 위하여, 시공현장에 시공된 복합말뚝에 대해 하중 재하 및 전이시험을 실시하였으며, 그 결론은 다음과 같다.

- (1) 복합말뚝 시공 직후 동재하시험(EOID)을 실시하여 항타응력, 타격에너지, 말뚝의 건전도, 말뚝의 선단지지력을 측정하였으며, 이후 얼마간 시간이 경과한 상태에서 Restrike을 실시하여 지반의 set-up효과 및 relaxation효과와 함께 말뚝의 허용지지력(862.4~1,332.8kN)을 산정하였으며, 설계하중인 783.0kN 보다 큰 것을 확인하였다.
- (2) 정재하시험을 실시하여 동재하시험의 신뢰도와 정·동재하시험의 상관관계를 확인하였고 하중재하는 반력말뚝을 이용하여 설계하중의 200%인 1,568.0kN 까지 실시하였다. 최대 시험하중까지 극한(파괴)의 징후는 나타나지 않았고 항복하중에 의한 분석법인 S-log T 곡선법, log P-log S 곡선법, dS/d(log T)-P 곡선법에 의한 분석결과에서도 뚜렷한 항복점은 나타나지 않았다. 안전율 2를 적용하여 산정한 허용지지력은 784.0kN 이상으로 동재하시험 결과와 유사한 결과가 나타났다.
- (3) 수평재하시험의 결과를 바탕으로 Chang의 이론식에 의한 해를 이용하여 시험조건인 말뚝머리 회전조건에 대하여 수평지반반력계수를 산정하고, 허용수평지지력은 실사용 조건인 말뚝머리 회전구속조건을 적용하여 산정하였으며, 시험 및 반력말뚝의 산정된 허용수평지지력은 각각 517.4kN과 259.7kN으로 산정되었다(설계하중 119.6kN).
- (4) 하중전이시험 측정결과 응력변화 곡선으로부터 강관부의 예상되는 최대응력은 하중 재하 반대측에서 약 88.3MPa가 예측되고, 하중재하측에서 -70.6MPa 정도로 측정되었으며, 이는 강관의 허용응력 137.3MPa 이내에 드는 안정한 값이다. PHC부에서는 하중 재하 반대측에서 2.1MPa, 하중재하측에서 1.5MPa 정도로 측정되었으며, 이는 PHC의 허용압축응력 19.6MPa 이내에 드는 안정한 값이다. 따라서, 본 복합말뚝의 이음부위치 선정결과는 적절한

것으로 사료된다.

- (5) 하중전이시험의 경사계 측정결과 지표면에서 최대 4.6mm 정도 수평변위가 발생하였고, PHC구간에서는 2mm정도 발생하였으며, 이음부에서 단절이 없고 작은 변위를 보였다. 이는 복합말뚝 설계시 산정된 연결이음부 위치가 적절하다고 판단할 수 있다.
- (6) 하중전이시험과 이론식을 비교하였을 때 전반적으로 Chang 공식으로 계산한 모멘트는 실제 측정된 모멘트에 비해 작게 산정되었으며, p-y비선형해석에 의한 LPILE 해석의 경우 역해석 결과를 제외하고는 응력이 측정값 유사한 것으로 나타났다.
- (7) 하중전이시험 결과 설계수평하중 119.6kN이 작용할 경우 계측변위는 5.8mm이며 이론식 결과 변위는 0.27~8.27mm로 나타났다(허용수평변위 15mm).

참 고 문 헌

1. 김명모 (1987), 개단 강관말뚝의 폐쇄효과에 대한 모형실험 연구, *대한토목학회 논문집*, Vol. 7, No. 3, pp. 175~181.

- 2. 한국도로공사 (2001), *도로설계요령 제3권*, 한국도로공사, pp. 497~502.
- 3. 한국지반공학회 (1996), *개선된 강관말뚝의 설계와 시공*, pp. 138~139.
- 4. 日本道路協會 (1992), *杭基礎設計便覽*, 日本道路協會, pp. 330~334.
- 5. 日本土質工學會 (1990), *杭基礎の調査, 設計から施工まで*, 日本土質工學會, pp. 252.
- 6. AASHTO (2002), *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Edition, Washington, DC, pp. 74.
- 7. FHWA, *Manual on Design and Construction of Driven Pile Foundation*, FHWA-DP-66-1, pp. 91~115.
- 8. Ishida et al. (2002), *Static Horizontal Loading Tests of Steel and Concrete Composite Pile Group*, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan, Architectural Institute of Japan, pp. 591~598.
- 9. NAVFAC (1982), *Soil Mechanics-Design Manual*, NAVFAC DM-7.2, pp. 178~183.
- 10. Pando, M., Filz, G., Dove, J. and Hoppe, E. (2002), Interface Shear Tests on FRP Composite Piles, *Proceedings, International Deep Foundations Congress*, American Society of Civil Engineers, Orlando, Florida. pp. 1486~1500.
- 11. Prakash, Sharma (1990), *Pile Foundations in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, Canada, pp. 59~60.

(접수일: 2009. 9. 25 심사일: 2009. 10. 29 심사완료일: 2010. 1. 6)