

말뚝 재하시험을 이용한 강관합성 현장타설말뚝의 적용성 분석

Applicability of Steel-Concrete Composite Drilled Shafts by Pile Loading Tests

이 주 형¹ Lee, Ju-Hyung

정 문 경² Chung, Moonkyung

곽 기 석³ Kwak, Kiseok

김 성 렬⁴ Kim, Sung-Ryul

Abstract

The steel pipe of steel-concrete composite drilled shafts increases the pile strength and induces the ductile failure by constraining the deformation of the inner concrete. In this research, pile loading tests were performed to analyze the field applicability of a steel-concrete composite drilled shafts. The test ground consisted of 5~7 m thick soil underlying rock mass. The test piles consisted of two steel-concrete composite drilled shafts, which were the concrete filled steel pipe piles with the diameter of 0.508 m, and a concrete pile with the same diameter. The test results showed that the boundary between the upper steel composite section and the lower concrete section was structurally weak and needs to be reinforced by using a inner steel cage. If the boundary is located in deep depth, which is not influenced by lateral load, the allowable strength of the lower concrete section increases, so an economical design can be performed by increasing the design load of steel-concrete composite drilled shafts.

요 지

강관합성 현장타설말뚝은 굴착시 공벽보호를 위해 사용되는 강관케이싱을 구조재로 보고 내부에 콘크리트를 채운 합성말뚝으로서 외부 강관이 내부 콘크리트의 변형을 억제하여 말뚝의 강도를 증가시키고 연성파괴를 유도하는 보강 효과를 발휘한다. 본 연구에서는 강관합성 현장타설말뚝의 현장 적용성을 분석하기 위하여 현장재하시험을 수행하였다. 시험결과 강관 선단부 즉, 강관합성-콘크리트 경계면이 구조적으로 취약하며 휨에 대한 저항력이 작기 때문에 내부 철근망을 설치하여 이 부분을 보강할 필요가 있었다. 또한 강관합성-콘크리트 경계면이 휨모멘트의 영향을 받지 않는 충분히 깊은 깊이에 위치하고 주변지반의 구속효과가 발휘되는 경우에는 강관합성 현장타설말뚝의 하부 콘크리트 재료에 대한 허용강도가 증가하므로 강관합성 현장타설말뚝의 설계하중을 증가시켜 경제적인 설계가 가능해질 수 있을 것으로 판단된다.

Keywords : Composite pile, Drilled shaft, Pile loading test, Pile material strength, Steel-concrete composite drilled shafts

1. 서 론

최근, 장대교량, 초고층 빌딩 등 상부하중이 큰 주요

구조물에 대하여 강관합성 현장타설말뚝을 이용하여 말뚝기초의 재료강도와 설계 지지력을 증가시키려는 연구가 진행중이다. 강관합성 현장타설말뚝은 강관 내

1 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 수석연구원 (Member, Senior Researcher, Geotechnical Engineering Research Dept., KICT)

2 정회원, 한국건설기술연구원 지반연구실 연구위원 (Member, Research Fellow, Geotechnical Engineering Research Dept., KICT)

3 정회원, 한국건설기술연구원 기획조정처 연구위원 (Member, Research Fellow, Planning & Coordination Dept., KICT)

4 정회원, 동아대학교 토목공학과 조교수 (Member, Assistant Professor, Dong-A University, sungryul@dau.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2011년 5월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

부에 콘크리트를 충전한 말뚝으로서 강관이 내부 콘크리트의 변형을 구속하여 말뚝의 재료강도를 증가시키고 변위를 감소시키는 보강효과가 있는 것으로 나타났다(이주형 등, 2008).

강관합성 현장타설말뚝의 재료강도는 강관의 보강효과에 의해 강관과 콘크리트의 각각의 재료강도를 합한 값보다 더 증가하는 것으로 알려져 있다(Kilpatrick and Rangan, 1999; 권형민 등, 2008). 김성렬 등(2009a)은 3차원 수치해석 연구를 수행하여 강관합성 현장타설말뚝의 재료강도를 분석하였는데, 그 결과 강관합성 현장타설말뚝의 재료강도는 강관과 콘크리트의 재료강도를 합한 값보다 축방향에 대하여 약 10%, 횡방향에 대하여 20~45% 더 큰 것으로 나타났다. 또한, 강관합성 현장타설말뚝은 항복강도에 도달한 이후에도 강도가 급격히 감소되지 않고 변형률에 따라 강도가 일정하게 유지되는 연성 파괴 거동을 보이므로 콘크리트 재료에 비하여 구조적인 안정성이 훨씬 뛰어나다. 미국 시방기준(AASHTO, 2004)에서는 현장타설말뚝 강관 케이싱의 두께가 3mm 이상인 경우에는 강관에 의한 재료강도 증가효과를 고려하여 설계하도록 규정하고 있다. 그러므로 강관합성 현장타설말뚝의 보강효과 및 현장적용성을 분석하는 관련 연구가 수행된다면 향후 강관합성 현장타설말뚝이 실무적으로 널리 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

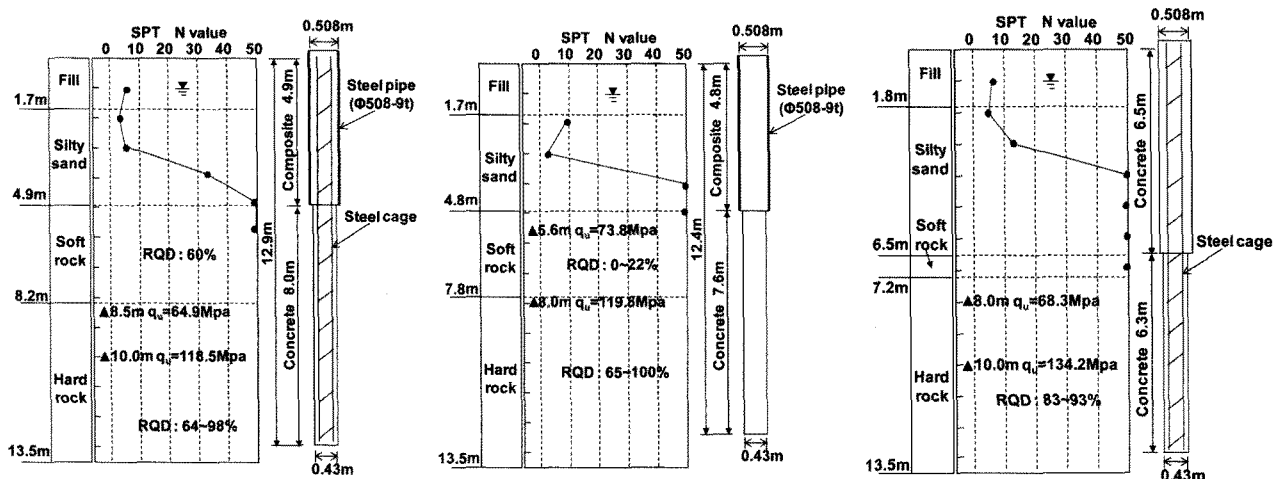
본 연구에서는 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석하기 위하여 내부 철근망이 있는 강관합성 현장타설말뚝, 내부 철근망이 없는 강관합성 현장타설말뚝, 그리고 동일한 직경의 현장타설 철근콘크리트 말뚝의 총 3본에 대하여 현장 말뚝재하시험을 수행하였다. 재하시험이 수

행된 장소의 지반조건은 지표면으로부터 5~7m 두께의 토사층, 그 아래에 연암층 및 경암층이 존재하였다. 먼저, 수평방향 재하시험을 실시하여 말뚝의 탄성거동 범위 내에서 수평지지력을 측정하였다. 그 후, 수직방향 재하시험을 실시하여 각 말뚝의 재료 파괴하중을 측정하였다.

재하시험으로부터 말뚝두부에서의 하중-변위 곡선, 변형률 계측결과를 이용한 축하중 분포곡선과 모멘트 분포곡선, 말뚝재료 탄성계수 등을 분석하였다. 그리고 말뚝종류에 따른 거동차이를 비교하여 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석하였다.

2. 지반 및 재하시험 조건

시험말뚝은 강관합성 현장타설말뚝의 내부에 철근망이 있는 경우(Case 1)와 없는 경우(Case 2) 그리고, 철근콘크리트 말뚝(Case 3)의 3본이다. 그림 1은 각 시험말뚝의 위치에서 수행한 표준관입시험 결과와 지층구성, 그리고 시험말뚝의 간략한 제원을 보여준다. 본 재하시험이 수행된 장소는 인천의 매립지반으로서 지표면으로부터 약 2m 두께의 매립층, 그 아래로 3~5m 두께의 실트질 모래층 그리고 연암층과 경암층이 존재한다. 그런데 실트질 모래층의 하부는 압편 등을 다량 포함하고 있으며 SPT N값의 범위가 50/16~50/8로 매우 단단하였다. 강관케이싱은 STK490 ϕ 508-9t를 사용하였으며, 말뚝의 외경은 강관이 근입되는 부분은 0.508m이고 강관이 근입되지 않고 오거굴착만 수행된 부분은 0.430m이다. 강관합성 현장타설말뚝의 암반 소켓부의 길이는 설계를 통하여 예측된 강관합성부의 재료강도 이상 지반의 지



(a) Case 1, 강관합성 현장타설말뚝(w/ 철근) (b) Case 2, 강관합성 현장타설말뚝(w/o 철근) (c) Case 3, 철근콘크리트말뚝

그림 1. 지반조건 및 말뚝의 제원

지력이 발휘될 수 있도록 충분히 길게 하였다. 시험말뚝의 전체길이는 12.4m~12.9m로서 3개 말뚝 모두 선단이 경암에 위치하였다. 말뚝선단을 매우 단단한 경암에 근입한 이유는 수직방향 재하시험시 말뚝재료 파괴를 발생시켜 강관합성 현장타설말뚝의 재료 보강효과를 분석하기 위해서이다. Case 3의 철근콘크리트말뚝의 경우 말뚝의 재료강도가 강관합성 현장타설말뚝에 비해 훨씬 작게 예측되었으나 말뚝의 거동 및 깊이에 따른 말뚝의 응력상태에 대한 상대적인 비교를 용이하기 위하여 말뚝의 전체길이를 유사하게 시공하였다.

표 1은 각 시험말뚝의 제원을 보여준다. 콘크리트는 국내 현장에서 일반적으로 사용되는 설계강도 35MPa를 적용하였으나 실제 재령 60일인 공시체(직경 10cm, 높이 20cm)에 대한 압축강도 실험결과 41.5MPa로 나타났다. 그리고 내부 철근망의 주철근 면적비는 말뚝단면적에 대하여 1.19%를 적용하였다.

시험말뚝 시공은 강관내부의 오거 굴착을 통해 강관을 토사부에 근입시킨 후 오거 천공을 계속하여 경암까지 굴착하였다. 그 후 굴착공 내부로 계속기가 부착된 철근망을 삽입한 후 콘크리트를 타설하였다. 철근콘크리트 말뚝은 강관을 토사부에 근입하고 천공 및 철근망 설치를 완료한 후 콘크리트를 타설하면서 강관을 제거하였다.

강관합성 현장타설말뚝인 Case 1과 Case 2의 경우 외부 강관을 풍화암에 1D(D=말뚝직경)만큼 근입시키는 것으로 계획하였으나 본 현장에서는 풍화암층이 나타나지 않았기 때문에 단단한 토사층과 연암층 경계부에 선단을 위치시켰다. 각 Case 별 강관의 최종 근입깊이는 그림 1에서 보는바와 같이 Case 1, Case 2, 그리고 Case 3의 경우 각각 4.9m, 4.8m 그리고 6.5m 이다.

진동형식 변형률계(GeoKon Model #4000)를 말뚝의 내부 주철근에 용접으로 부착하였으며, 각 깊이의 양단

표 1. 재하시험 말뚝 제원

구분		Case 1 강관합성 현장타설말뚝 (w/ 철근)	Case 2 강관합성 현장타설말뚝 (w/o 철근)	Case 3 철근콘크리트말뚝
상부 강관근입부	말뚝길이	4.9m	4.8m	6.5m
	말뚝직경	0.508m	0.508m	0.508m
하부 콘크리트부	말뚝길이	8.0m	7.6m	6.3m
	말뚝직경	0.430m	0.430m	0.430m
강관		D=0.508m, t=9mm	D=0.508m, t=9mm	-
내부 철근망		D=0.38m, D16@12	-	D=0.38m, D16@12

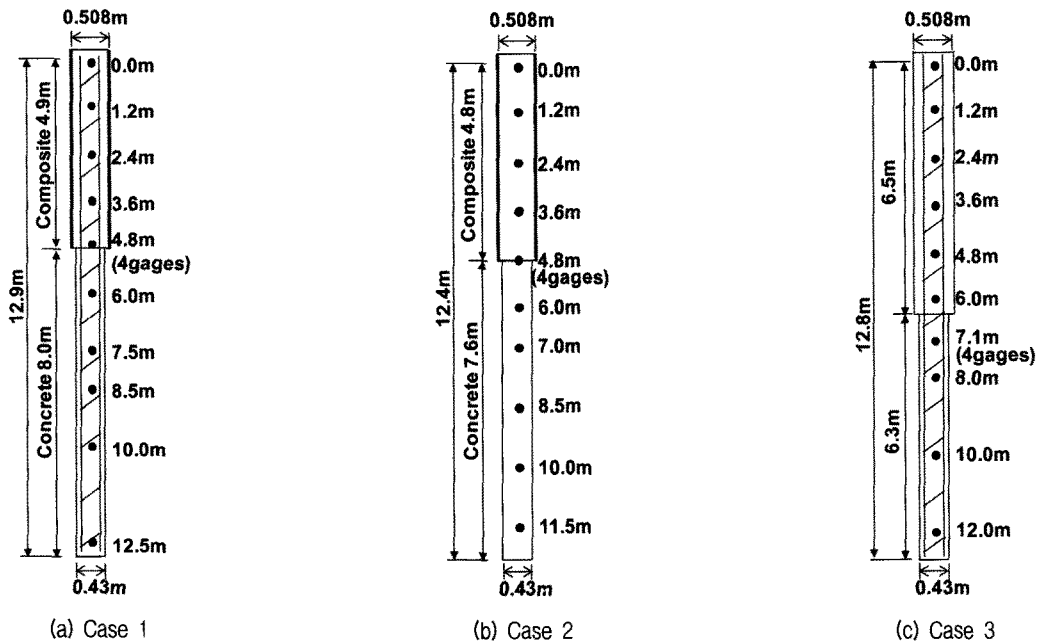


그림 2. 변형률계 설치위치

에 2개씩 부착하였다. 그림 2는 각 Case 별 변형률계의 설치위치이다. 토사층에서는 약 1.2m 간격으로 설치하였으며, 암반 소켓부에서는 약 1.5m 간격으로 설치하였다. 특히 말뚝의 직경 및 재료강도가 변하는 강관 선단부 즉, 토사층과 연암층의 경계부 주변에는 정밀한 계측을 위하여 4개의 변형률계를 설치하였다.

말뚝 시공 완료 후 각 말뚝 주변에 10~16공의 반력앵커를 설치하였다. 반력앵커는 크로울러 드릴을 사용하여, 직경 약 150mm, 깊이 약 11.5m로 천공한 다음 강도 30MPa의 그라우트를 주입하였다. 반력앵커는 각 공당 12.7mm 강선 10가닥을 사용하였다. 최대 재하용량은 수평방향에 대하여 500kN, 수직방향에 대하여 15,000kN을 계획하였다.

재하시험은 시험말뚝의 콘크리트를 타설한 후 약 60일 후에 수행하였다. 재하시험 방법은 ASTM 1143-81(ASTM, 1981)에서 채택하고 있는 급속재하법(quick loading test)을 적용하였으며 반복재하는 수행하지 않았다. 하중재하 방법은 최대하중까지 일정한 속도로 재하를 한 후 최대하중에 도달하면 재하를 실시하는 것으로 계획하였다. 재하(loading)단계에서 각 단계의 하중 지속시간은 15분으로 하였으며, 하중 증분은 수평방향과 수직방향의 경우 각각 5kN과 500kN으로 결정하였다. 재하(unloading)단계에서는 각 단계의 하중 지속시간은 5분으로 하였으며, 하중 증분은 수평방향과 수직방향의 경우 모두 최대재하하중의 10%씩 감소시키는 것으로 결정하였다. 수평방향 재하시험은 변형률 분석을 통해 콘크리트에 소성변형률이 발생하는 것으로 판단될 경우 하중을 제거하였다. 그리고 수직방향 재하시험은 말뚝의 재료파괴가 발생할 때까지 재하하였다.

3. 수평방향 재하시험 결과 분석

수평방향 재하시험 결과로부터 말뚝두부 하중-변위 곡선, 깊이별 휨변형률 분포 곡선 등이 얻어졌으며, 변형률 보정절차를 적용하여 깊이별 휨멘트 분포 곡선을 산정하였다.

3.1 말뚝두부 하중-변위 및 휨변형률 곡선

그림 3은 말뚝두부에서 측정된 수평방향 하중-변위 곡선을 보여준다. 수평변위는 말뚝의 두부(Lower)와 말뚝의 두부로부터 약 0.9m 떨어진 말뚝 상부(Upper)에 각각 LVDT를 설치하여 말뚝의 수평변위와 함께 회전각을 측정하였다. Case 1의 경우 수평하중 54kN에서 변위가 크게 발생하였으며 최종적으로 69kN까지 재하한 후 하중을 제거하였다. Case 2는 수평하중에 비례하여 변위가 계속 증가하였으며 콘크리트의 변형률 관찰결과 69kN에서 콘크리트의 소성변형률 약 200 $\mu\epsilon$ 이상 발생하는 것으로 판단하여 하중을 제거하였다. 이에 반해 Case 3의 콘크리트 말뚝은 강관합성 현장타설말뚝 최대재하하중의 약 3배인 225kN까지 재하할 수 있었다.

재하시 양단에서 측정된 변형률 값을 이용하여 말뚝 중심에서의 평균 휨변형률을 그림 4와 같이 산정하였다. Case 1의 경우 2.4m 깊이와 4.8m 깊이에서 휨변형률이 크게 발생하였으며, 하중단계가 49kN에서 64kN으로 증가할 때 전단계에 비하여 변형률이 크게 증가하였다. Case 2의 경우 2.4m 깊이와 4.8m 깊이, Case 3의 경우 지표면과 2.4m 깊이에서 휨변형률이 크게 발생하였다.

말뚝두부에 수평하중이 작용하면 휨변형률이 깊이에 따라 점차 증가하다가 감소하는 것이 일반적인 경향이다. 그러나 Case 1의 4.8m 깊이와 Case 2의 4.8m 깊이에

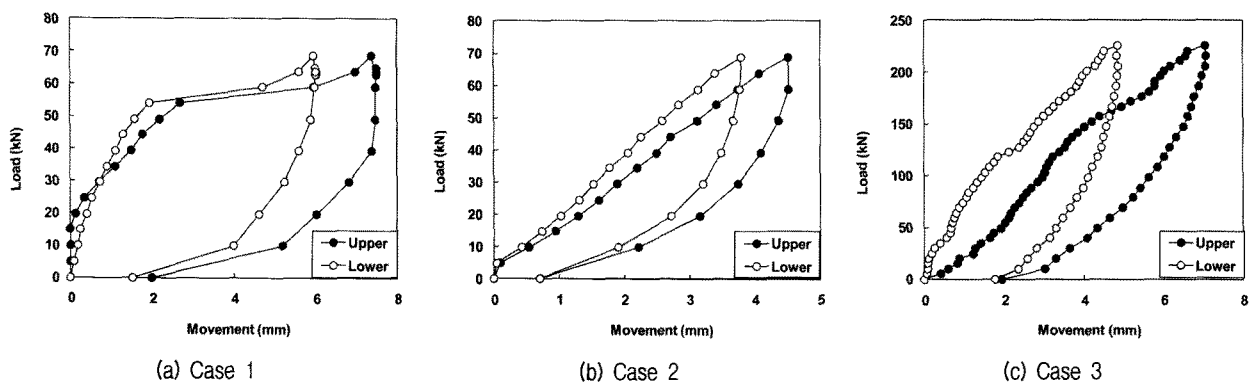


그림 3. 수평방향 말뚝두부 하중-변위 곡선

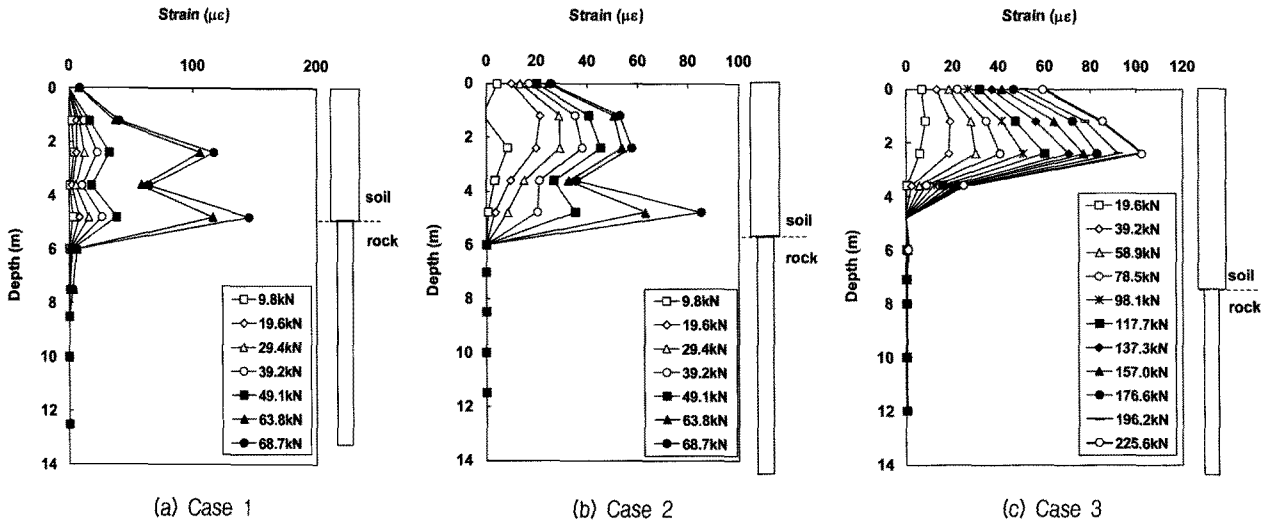


그림 4. 깊이에 따른 평균 휨변형을 분포 곡선

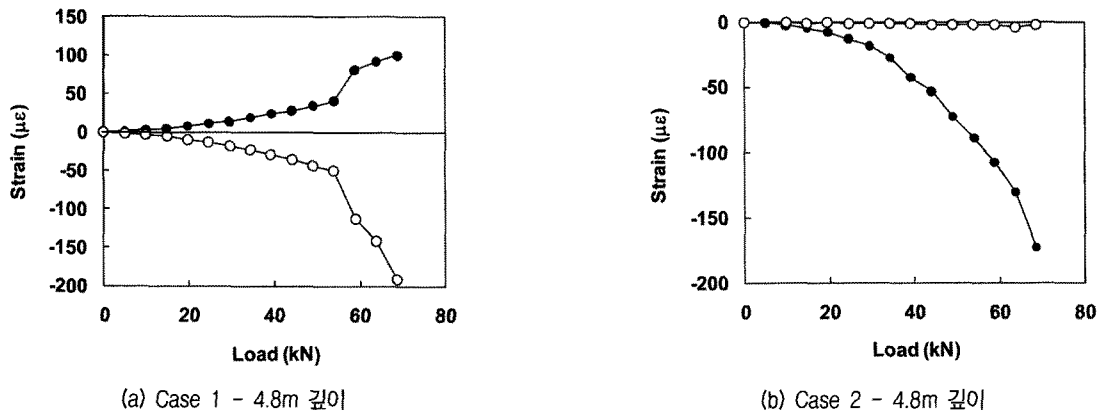


그림 5. 강관합성 하부 콘크리트 영역의 인장-압축 변형을 측정값(-) 부호 인장축, (+) 부호 압축축

서 휨변형률이 증가하였는데, 그 이유는 이 깊이들이 강관의 선단부 즉, 강관합성-콘크리트의 경계부로서 말뚝 재료 강성 및 단면적이 감소하기 때문에 동일한 응력에서 변형률이 크게 발생하기 때문이다.

이번 실험결과처럼 철근콘크리트 말뚝이 강관합성 현장타설말뚝에 비하여 수평하중 저항력이 크게 나타난 것을 강관합성 현장타설말뚝의 경우 단면적이 변하는 깊이에서 변형이 크게 발생하였고 철근콘크리트 말뚝의 경우 타설된 콘크리트가 토사층에 침투하여 콘크리트-토사층의 접촉이 좋아졌으며, 인근지반의 강도가 증가하였기 때문으로 판단된다.

3.2 변형률값 보정을 통한 휨모멘트 산정

콘크리트 재료는 인장 변형률에 취약하므로, 내부 철근망이 없으면 인장력에 대한 저항력이 작다. 실제로 강

관합성 현장타설말뚝의 하부 콘크리트 영역에서의 인장-압축 변형률 측정값을 살펴보면 철근망의 유무에 따라 변형률의 발생경향이 달라진다.

그림 5는 Case 1과 Case 2의 강관합성 현장타설말뚝 변형률 측정결과로서 Case 2에는 내부 철근망이 존재하지 않는 경우이다. Case 1의 4.8m 깊이 단면의 경우 약 54kN까지는 인장과 압축축의 변형률이 서로 대칭적으로 증가하였지만, 54kN이상의 재하하중에서 인장변형률이 약 50 $\mu\epsilon$ 을 넘어서면서 인장축의 변형률이 압축축에 비하여 2배 이상 커졌다. 인장변형률이 압축변형률보다 커진 것은 인장축에서 콘크리트의 균열이 발생하였기 때문으로 판단된다. 이에 반해 Case 2의 4.8m 깊이 단면의 경우 압축축의 변형률은 발생하지 않고 인장축의 변형률만 크게 증가하였다. 이것은 Case 1과 달리 콘크리트 내부에 철근이 없기 때문에 인장응력에 전혀 저항하지 못하고 콘크리트 단면에 균열이 발생하였기 때

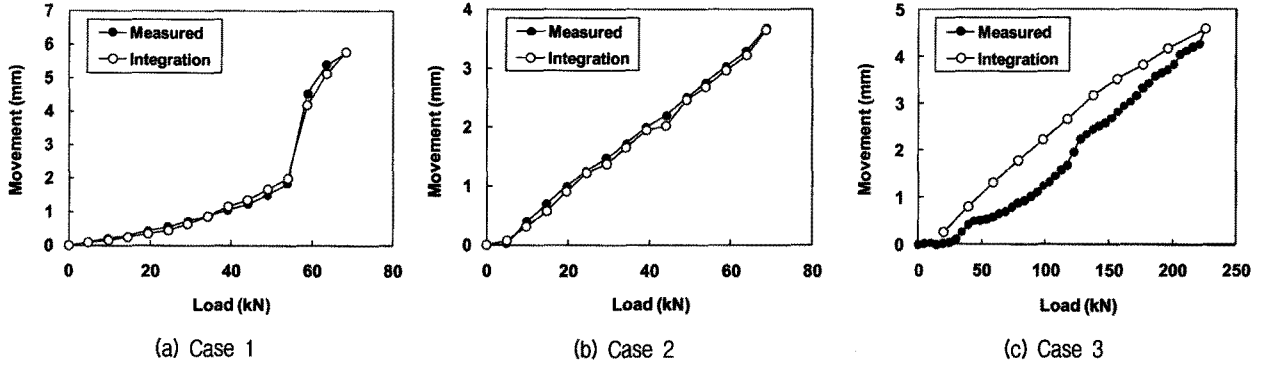


그림 6. 수평변위 산정값과 계측값의 비교

문이다.

콘크리트 단면에 균열이 발생하게 되면 단면의 휨강성이 감소하여 모멘트에 대한 저항력이 작아진다. 이러한 영향을 고려하여 평균적인 모멘트 분포 곡선을 산정하기 위해 변형률값을 보정하였다. 보정방법은 변형률 측정값을 두 번 적분하여 산정한 말뚝두부의 수평변위가 말뚝두부에 설치한 LVDT로 계측한 값과 동일해지도록 Case 1의 4.8m 깊이와 Case 2의 4.8m 깊이의 변형률 측정값을 감소시키는 방법이다.

그 결과 Case 1의 경우 4.8m 깊이의 휨변형률을 1/2.5, Case 2의 경우 4.8m 깊이의 휨변형률을 1/9로 감소시켰을 때 수평변위 산정값이 계측값과 동일해졌다. Case 3의 콘크리트 말뚝에도 동일한 방법으로 계측 변형률을 보정하였는데, 전체 깊이의 계측 변형률을 약 1.5배 증가시켰을 때 수평변위 산정값과 계측값이 대체적으로 잘 일치하는 것으로 나타났다.

그림 7은 보정된 변형률 분포를 이용하여 산정된 수평변위와 휨모멘트 분포 곡선을 보여준다. Case 1과 Case 2의 경우 강관합성-콘크리트 경계부에서부터 회전각 및 휨모멘트가 발생하기 시작하였으며, Case 3의 경우에는 상부 약 5.0m 깊이의 토사층에서 휨모멘트가 발생하기 시작하였다.

이러한 결과로 볼 때, 강관합성 현장타설말뚝은 휨모멘트에 대하여 강관선단부 즉, 강관합성-콘크리트 경계부와 같이 말뚝 단면이 변하는 곳에서 구조적으로 취약하므로 이러한 경계면이 휨모멘트의 영향이 미치지 않는 깊은 곳에 위치하는 것이 필요하다.

4. 수직방향 재하시험 결과분석

수직방향 재하시험 결과로부터 말뚝두부 하중-변위

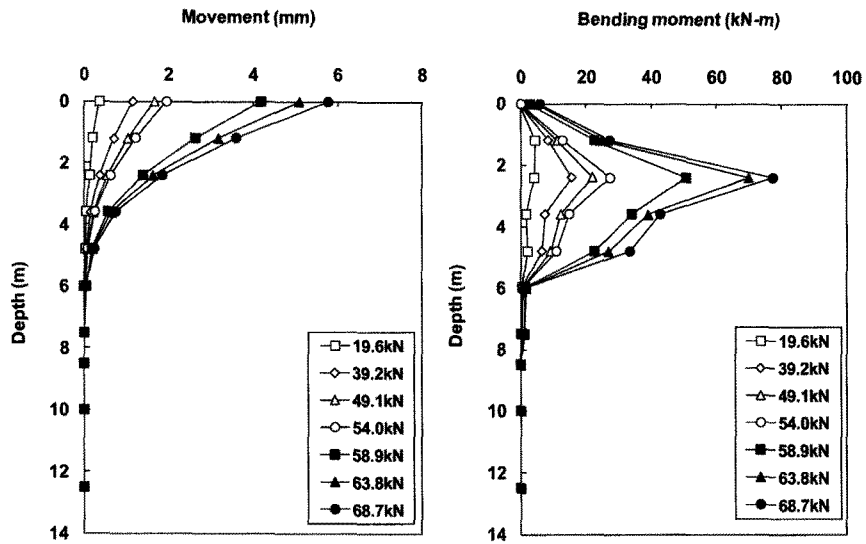
곡선, 깊이별 축변형률 분포 곡선 등이 얻어졌으며, 이를 이용하여 말뚝재료별 탄성계수와 축하중 분포곡선 등을 산정하였다.

4.1 말뚝두부의 축방향 하중-변위 곡선

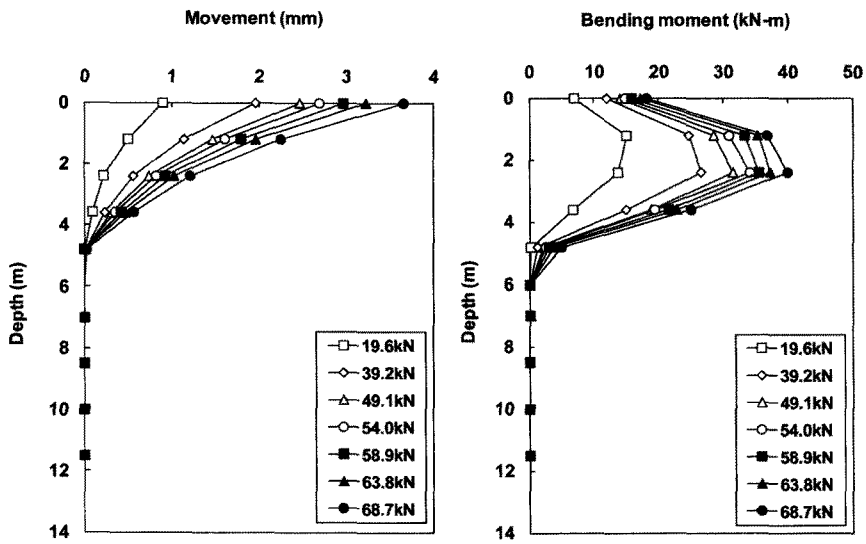
그림 8은 말뚝두부에서 얻어진 축방향 하중-변위 곡선이다. 모든 말뚝은 하중을 완전히 제거한 후에도 회복되지 않는 소성변형이 발생하였다. 이 소성변형은 말뚝 선단이 단단한 경압에 근접되어 선단변위가 발생하지 않는 것을 고려할 때 말뚝 재료 항복 때문에 발생한 것으로 판단된다.

각 말뚝의 최대 재하하중은 9,810kN(Case 1), 7,848kN(Case 2), 그리고 4,414kN(Case 3)으로서 철근이 있는 강관합성 현장타설말뚝의 재하하중이 가장 큰 것으로 나타났다. 강관합성 현장타설말뚝과 철근콘크리트 말뚝에서 콘크리트와 강관의 재료강도 값은 표 2와 같이 계산할 수 있다. 강관합성 현장타설말뚝의 재하하중은 이 재료강도의 단순한 합인 12,380kN의 79%와 63%로 나타났다.

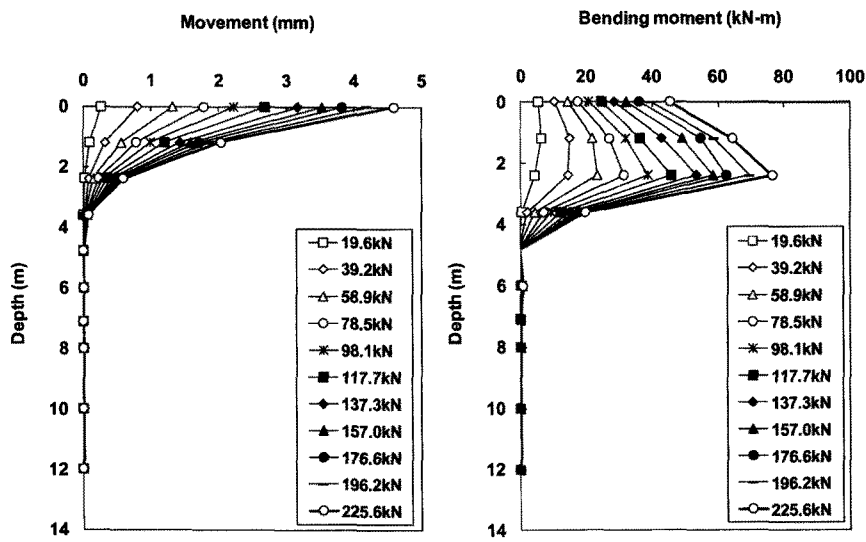
특히, 철근콘크리트 말뚝의 최대 재하하중은 4,414kN인데, 이 값은 표 2에서 계산된 말뚝 상부의 콘크리트 압축강도 값인 8,310kN의 53%로 나타났으며 하부 콘크리트의 압축강도 값인 5,954kN 보다도 작았다. 이러한 원인은 재하시험시 말뚝두부에서 4개의 유압잭을 이용하여 가압하였는데, 재하하중의 중심이 말뚝중심과 불일치하면서 축하중 외에 모멘트가 함께 발생하였기 때문으로 판단된다. 그림 9는 말뚝두부 위에 놓인 재하 강관의 4방향에 설치한 침하계측 자료이다. 실제로 Case 3의 콘크리트 말뚝의 경우 재하하중이 3MN을 넘어가면서 대칭위치에 있는 S1과 S3의 변위값이 평균값에 비



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

그림 7. 깊이별 수평변위 및 모멘트 분포곡선

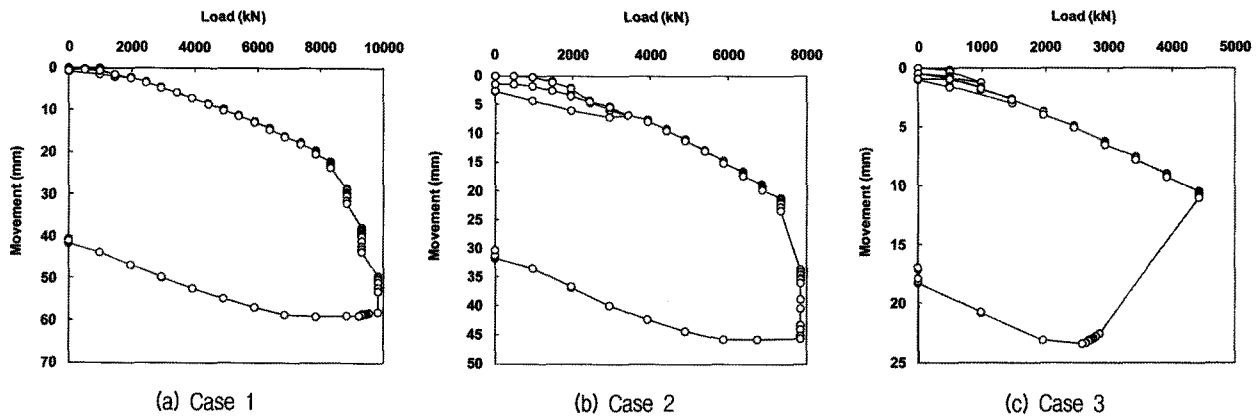


그림 8. 수직방향 말뚝두부 하중-침하 곡선

표 2. 말뚝의 수직방향 재료강도

Case	재료	항복강도(MPa)	직경(m)	단면적(m ²)	재료강도(kN)
1, 2	강관	33.0	0.508	0.0140	4,650
	콘크리트	41.5	0.490	0.1885	7,730
3	상부 콘크리트	41.5	0.508	0.2026	8,310
	하부 콘크리트	41.5	0.430	0.1452	5,954

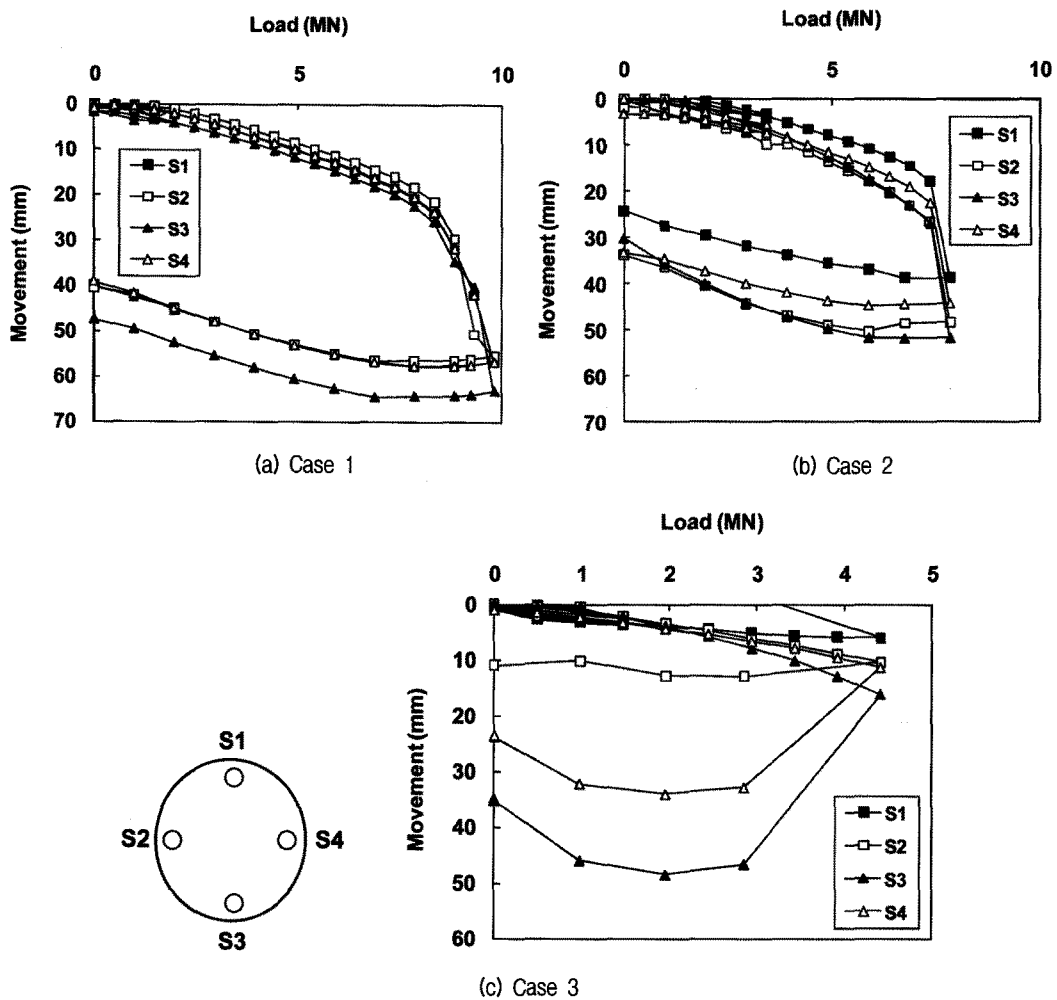


그림 9. 말뚝두부에서의 위치별 하중-침하 곡선

해 최대 5mm 정도 작거나 커지면서 말뚝 두부의 회전이 발생하였다. Case 2도 평균변위에 대한 각 위치의 오차가 최대 6mm 정도 발생하였다. 이에 반해, Case 1은 평균변위에 대한 최대 오차가 2mm 정도로 나타났다.

4.2 재료 탄성계수 분석

말뚝재료 중 콘크리트의 탄성계수는 변형률의 크기에 따라 비선형적으로 변화하며 일반적으로 변형률이 증가함에 따라 감소한다. 그러므로 Fellenius(2008)는 재하시험에서 얻어지는 응력증분을 변형률증분으로 나눈 접선탄성계수 E_{tan} 값을 이용하여 변형률 측정결과를 응력으로 산정하는 절차를 다음과 같이 제안하였다.

$$\Delta\sigma = E_{tan} \times \Delta\epsilon \quad (1)$$

$$E_{tan} = a + b \times \epsilon \quad (2)$$

$$\sigma = \int_0^\epsilon \Delta\sigma = \int_0^\epsilon E_{tan} \times \Delta\epsilon = (a \times \epsilon + b \times \epsilon^2/2) \quad (3)$$

$$F = \sigma \times A \quad (4)$$

여기서, $\sigma, \Delta\sigma$ = 응력 및 응력증분
 $\epsilon, \Delta\epsilon$ = 변형률 및 변형률 증분

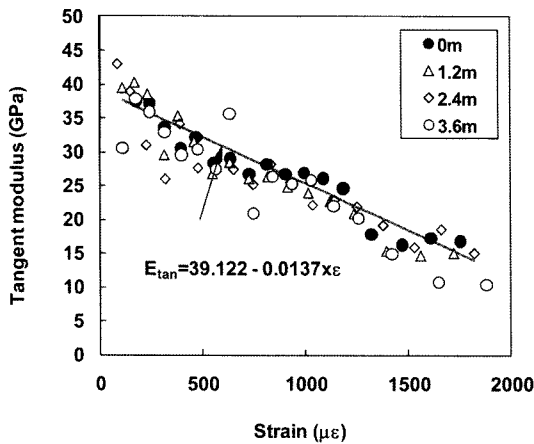


그림 10. 말뚝 변형률-접선탄성계수 곡선(Case 1)

a, b = 변형률- E_{tan} 의 선형 추세선식 상관계수
 F = 축하중
 A = 말뚝 단면적

위 식을 이용하여 주변마찰력의 영향이 적은 상부 4개 깊이에서의 E_{tan} 값을 산정하여 그림 10에 도시하였다. Case 1의 탄성계수 산정과정은 다음과 같다. 우선, 그림 10에서 변동이 큰 3.6m 깊이의 E_{tan} 값은 제외하고 0~2.4m 깊이의 E_{tan} 값에 대하여 최적 선형 추세선식을 산정하였다. 그 결과, E_{tan} -변형률 관계식을 그림 9에서와 같이 얻을 수 있었으며, 이 식을 이용하여 변형률 측정값을 축하중(F)으로 환산하였다. Case 2와 Case 3의 경우에도 동일한 과정을 적용하여 변형률과 E_{tan} 또는 축하중의 관계식들을 산정하였다. 각 Case에 대한 접선탄성계수-변형률 관계식 및 축하중-변형률 관계식은 표 3에 정리하였다.

그림 11에서 말뚝재료별 접선탄성계수를 비교해보면 Case 2의 E_{tan} 값이 ase 1에 비하여 1,000 $\mu\epsilon$ 에서 약 7% 작지만 평균적으로 거의 동일한 값을 보여준다. 즉, 강관합성 현장타설말뚝 재료의 탄성계수 값은 내부 철근의 존재여부에 큰 영향을 받지 않는 것으로 판단된다. 강관합성 현장타설말뚝의 탄성계수 값은 변형률 값이 증가함에 따라 초기 40GPa에서 1,000 $\mu\epsilon$ 에서 25GPa로

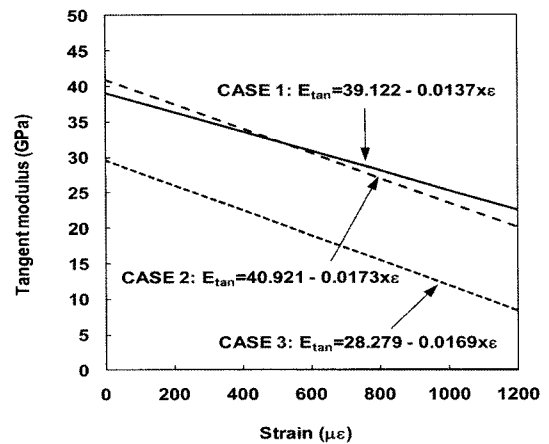


그림 11. 말뚝재료별 변형률-접선탄성계수 곡선의 비교

표 3. 접선탄성계수-변형률 관계식 및 축하중-변형률 관계식

Case	관계식	비고
1	$E_{tan} = 39.122 - 0.0137 \times \epsilon \text{ (GPa)}$	ϵ in $\mu\epsilon$
	$F = \sigma \times A = (39.122\epsilon - 0.0137 \times \epsilon^2/2) \times A$	
2	$E_{tan} = 40.921 - 0.0173 \times \epsilon \text{ (GPa)}$	
	$F = \sigma \times A = (40.921\epsilon - 0.0173 \times \epsilon^2/2) \times A$	
3	$E_{tan} = 28.279 - 0.0169 \times \epsilon \text{ (GPa)}$	
	$F = \sigma \times A = (28.279\epsilon - 0.0169 \times \epsilon^2/2) \times A$	

감소하는 것으로 나타났다. 즉, 강관합성 현장타설말뚝도 콘크리트와 동일하게 변형률에 따라 탄성계수가 감소되었다. 그리고 Case 3의 콘크리트 말뚝의 E_{tan} 값은 Case 2에 비하여 약 11GPa 정도 작았으며, 1,000 $\mu\epsilon$ 에서 약 50% 작은 것으로 나타났다. 강관과 콘크리트의 탄성계수 값을 각각 210GPa과 28GPa을 적용하여 면적비를 고려한 등가탄성계수 값을 산정했을 때, 강관합성 현장타설말뚝의 등가탄성계수 값은 약 40GPa로 나타났다. 이 값은 강관합성 현장타설말뚝의 초기 변형률에서의 탄성계수 값에 해당한다. 그러므로 변형률 크기를 고려한 탄성계수 값을 적용하는 것이 필요하다.

4.3 축하중 분포 곡선

그림 12는 수직방향 재하시에 발생한 말뚝 축방향 변

형률을 보여준다. 강관합성 현장타설말뚝인 Case 1과 Case 2의 경우 강관이 설치되는 토사구간에서 주변마찰력이 작은 것으로 나타났으며, 강관 선단부 즉, 강관합성-콘크리트 경계부에서 변형률이 가장 크게 발생한 것으로 나타났다. 즉, 강관합성 현장타설말뚝의 경우 강관합성-콘크리트 경계부에서 변형률이 크게 발생하면서 파괴된 것으로 판단된다. 그런데, 하부 콘크리트의 압축강도 예측값은 표 2에서 5,954kN이었음에도 불구하고 Case 1과 Case 2에서 각각 9,810kN과 7,848kN의 큰 재하하중을 지지할 수 있었다. 이것은 주변지반이 하부 콘크리트 영역을 구속하면서 콘크리트의 압축강도가 증가한 효과 때문으로 판단된다. 향후 강관합성 현장타설말뚝의 재료강도를 산정할 때 이러한 하부 콘크리트부의 재료강도 증가효과를 고려할 필요가 있다.

그림 13은 축하중 분포곡선으로서, 표 3에서 얻어진

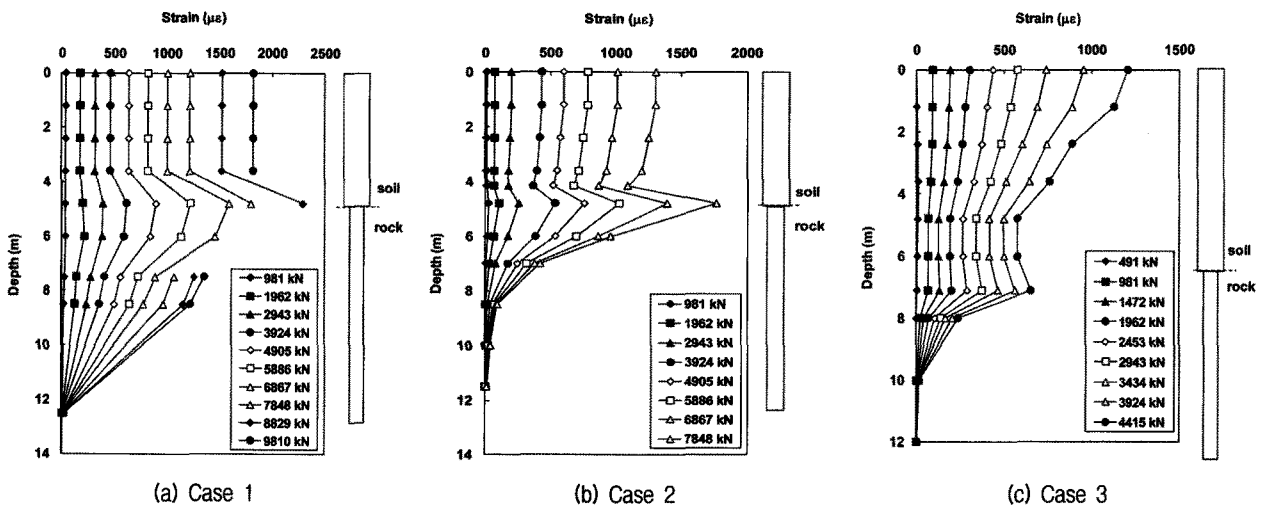


그림 12. 말뚝재료별 축변형률 분포 곡선

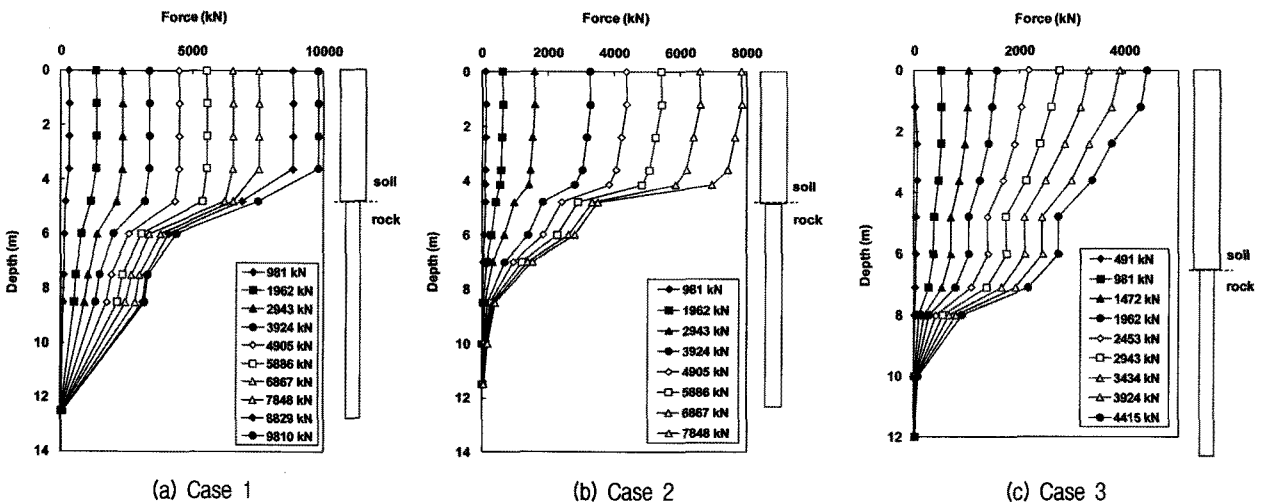


그림 13. 말뚝재료별 축하중 분포 곡선

변형률-축하중 관계식을 적용하여 산정하였다. Case 1과 Case 2의 경우 토사구간의 주면마찰력은 매우 작았으며 전체하중의 약 90%가 하부 콘크리트 부분의 주면마찰력에 의하여 지지되었다. Case 3의 경우에는 토사구간에서 주면마찰력이 크게 발휘되었으며 암구간에서 전체하중의 62%를 지지하였다.

5. 강관합성 현장타설말뚝의 현장 적용성에 관한 토의

강관합성 현장타설말뚝은 강관케이싱 내부에 콘크리트를 채운 합성말뚝으로서 재료강도 및 안정성이 기존의 강관 및 콘크리트에 비하여 뛰어난 장점이 있다. 본 절에서는 현장재하시험에서 도출된 문제점을 토대로 강관합성 현장타설말뚝의 현장 적용성을 다음과 같이 분석하였다.

첫째, 강관합성 현장타설말뚝의 수평방향 지지력이 콘크리트 말뚝보다 작은 문제점에 대한 토의이다. 본 재하시험에서는 상부 토사층의 두께가 작았고 이에 따라 강관합성 보강영역의 깊이도 작았기 때문에 강관합성부-콘크리트부의 경계에서 큰 변형이 발생하였다. 그러나 대부분의 경우 이러한 경계면이 수평하중의 영향을 받지 않는 깊은 곳에 위치하고 말뚝 재료강성이 수평저항을 지배하게 된다. 김성렬 등(2009b)은 인천대교 재하시험이 수행된 대표적 지반조건을 적용하여 3차원 수치해석을 수행한 바 있다. 이 때, 말뚝이 20m 두께의 상부 점성토 지반과 10m 두께의 풍화암 지반에 근입된 조건에 대하여 말뚝직경을 1m~3m로 변화시키며 수치해석을 수행하였다. 그 결과 허용 수평변위 기준에서 말뚝 수평변위는 상부 10m~15m 깊이의 점성토 지반에서만 발생하였다. 즉, 강관합성부-콘크리트부 경계면 깊이에서는 수평변위 및 휨모멘트가 발생하지 않고 순수한 축력만 작용하는 것으로 나타났다. 또한, 강관합성부의 재료강성은 콘크리트 말뚝보다 훨씬 크기 때문에 수평하중에 대한 저항력이 크다. 그러므로 강관합성부와 콘크리트부의 경계면이 수평방향 하중에 영향을 받지 않도록 충분히 깊은 곳에 위치하는 경우 강관합성 현장타설말뚝의 수평지지력이 감소하는 문제점은 발생하지 않을 것으로 판단된다.

둘째, 강관합성 현장타설말뚝의 주면마찰력이 토사구간에서 현장타설말뚝보다 작아지는 문제점이 나타났다. 설계시방기준에 따르면 사질토 지반에서 현장타설

말뚝의 주면마찰력은 증결말뚝공법에 비하여 2.5배(대한토목학회, 2008) 또는 5배(일본 도로협협회, 1996) 큰 것으로 제시되어 있다. 토사구간의 주면마찰력이 전체 주면마찰력에 미치는 영향을 알아보기 위해 인천대교(Loadtest, 2005)에서 희생강관말뚝이 설치된 현장타설말뚝 4본에 대한 양방향 재하시험 결과를 분석하였다. 인천대교의 현장타설말뚝은 외경 2.45m 3본과 외경 3m의 1본의 총 4본으로서 희생강관의 두께는 2.5cm이다. 지반에 근입된 말뚝의 총길이는 40m~46m로서 이중 암에 근입된 길이는 전체 길이의 18%~33%에 해당하는 8m~15m이다. 이 말뚝들에 대한 양방향 재하시험 결과 암근입부의 주면마찰력은 토사층에 비하여 매우 크며 총 주면마찰력의 약 93%~96%를 차지하는 것으로 나타났다. 즉, 대구경 말뚝은 대부분의 축하중을 암근입구간에서 지지하기 때문에 강관설치로 인하여 토사구간에서 주면마찰력이 감소하는 효과는 무시할 수 있을 것으로 판단된다.

셋째, 강관합성 현장타설말뚝의 강관합성부와 하부 콘크리트부의 경계부에서 구조적으로 취약한 문제가 발생하였다. 강관은 암에 근입하기 어렵기 때문에 강관합성 현장타설말뚝의 암근입부는 일반 콘크리트 말뚝과 동일해진다. 그런데, 대부분의 축하중이 암 근입부에서 지지되기 때문에 암근입부 콘크리트의 재료강도가 설계하중을 결정하게 된다. 도로교 설계기준(2008)에서는 콘크리트 재료허용강도 값으로 콘크리트 압축강도의 27%까지 적용 가능하다. 그러나 이 값은 말뚝두부에 작용하는 휨모멘트와 전단력 등의 영향을 고려하여 보수적인 안전율을 적용한 값이다. 그런데, 강관합성부-콘크리트부 경계가 수평하중의 영향을 받지 않는 충분히 깊은 곳에 위치하여 콘크리트부에 순수한 축력만이 작용하고 주변지반의 구속효과가 발휘되는 경우에는 콘크리트의 재료강도 값으로 일반적인 허용 값보다 큰 값을 적용할 수 있다. 실제, 본 재하시험에서 강관합성 현장타설말뚝의 하부 콘크리트 영역에서 압축파괴가 발생하였다. 그런데, 최대 재하하중은 Case 1의 경우 9,810kN, Case 2의 경우 7,848kN으로서 표 2에서 계산된 하부 콘크리트 영역의 압축강도 5,950kN 보다 큰 것으로 나타난 바 있다. 구조물 기초설계기준 해설(한국지반공학회, 2009)에서는 부주면마찰력이 작용할 때 증립면에 적용하는 말뚝재료의 허용하중 식을 식 (5)와 같이 말뚝재료의 항복응력값에 안전율 1.0~1.2를 적용하도록 규정하고 있다. 즉, 콘크리트의 항복응력을 콘크리트 압축강도

의 85%값을 적용하고 안전율 1.2를 적용할 경우 콘크리트 압축강도값의 70%값을 하부 콘크리트부의 허용 재료강도 값으로 적용할 수 있다. 이 개념을 적용하면 상부 강관합성부의 재료보강효과를 고려하여 강관합성 현장타설말뚝에 대하여 큰 허용 재료강도값을 적용할 수 있으므로 경제적인 설계가 가능하다.

$$(\text{중립면 최대하중}) \geq \frac{\sigma_y A}{FS} \quad (5)$$

여기서, σ_y = 말뚝재료 항복응력

A = 말뚝 단면적

FS = 안전율(1.0 또는 1.2)

넷째, 강관합성 현장타설말뚝 내부에 철근망의 설치 여부에 대한 토의이다. 한국건설기술연구원(2008)에서 수행한 강관합성 공시체의 압축재하 실험결과 강관합성 공시체의 압축강도가 철근망의 유무에 따라 크게 차이나지 않으며 모두 연성파괴의 안정된 거동을 보여주었다. 또한, 본 현장재하시험에서도 말뚝재료의 탄성계수값이 내부 철근망의 존재에 큰 영향을 받지 않았다. 그러나 본 재하시험에서 철근이 없는 콘크리트의 경우 휨에 대하여 전혀 저항하지 못하는 것으로 나타났다. 또한, 최근 내진설계에 대한 중요성이 부각되는 상황에서 토사부암 경계면의 토층강성이 변하는 구간에서 지진에 의한 토층간 상대변위가 크게 발생할 수 있으므로 강관합성부-콘크리트부 경계면에서부터 하부 콘크리트 부분에 걸쳐 내부 철근망을 설치하는 것이 필요할 것으로 판단된다.

6. 결론

본 연구에서는 강관합성 현장타설말뚝 2본과 철근콘크리트 말뚝 1본 등 총 3본의 말뚝에 대한 현장재하시험을 수행하여 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석하였다. 강관합성 현장타설말뚝은 상부 토사구간에 케이싱으로 사용한 두께 9mm, 외경 508mm의 강관을 구조부재로 활용한 말뚝이다. 지반조건은 지표면으로부터 5~7m 두께의 토사층, 그 아래에 연암층 및 경암층이 존재하였다. 현장재하시험 결과로부터 강관합성 현장타설말뚝의 현장적용성을 분석한 결과 다음의 결론을 얻었다.

- (1) 강관합성 현장타설말뚝의 수평방향 지지력이 콘크리트 말뚝보다 약 3배 정도 작은 것으로 나타났는데, 그 원인은 지반의 토사층 두께가 얇아서 강관보강부 아래의 콘크리트 부분에서 변형이 크게 발생하였기 때문이다. 강관합성부-콘크리트부 경계가 수평하중의 영향을 받지 않는 충분히 깊은 깊이에 위치할 경우 강관합성부의 큰 재료강성에 의해 수평방향 지지력 감소저하 효과는 크지 않을 것으로 판단된다.
- (2) 강관합성 현장타설말뚝의 재료 탄성계수 값은 내부 철근의 존재여부에 큰 영향을 받지 않고 거의 동일한 것으로 나타났다. 그리고 강관합성 현장타설말뚝의 탄성계수 값은 콘크리트 재료와 마찬가지로 변형률 값이 증가함에 따라 감소하기 때문에 변형률 크기를 고려하여 산정하여야 한다. 강관합성 현장타설말뚝의 탄성계수 값은 변형률 값이 증가함에 따라 초기 40GPa에서 변형률 1,000 $\mu\epsilon$ 에서 25GPa로 감소하였다. 콘크리트 말뚝의 재료 탄성계수 값은 강관합성 현장타설말뚝에 비하여 변형률 1,000 $\mu\epsilon$ 에서 약 50% 작은 것으로 나타났다.
- (3) 수직방향 재하시험 결과 각 말뚝의 재료파괴 하중은 철근이 있는 강관합성 현장타설말뚝 9,810kN, 철근이 없는 강관합성 현장타설말뚝 7,848kN, 그리고 콘크리트 말뚝 4,414kN으로 나타났다. 강관합성 현장타설말뚝은 하부 콘크리트 영역에서 파괴가 발생하였으며, 콘크리트 말뚝은 두부 근처에서 파괴가 발생하였다. 그런데, 강관합성 현장타설말뚝에서 파괴가 발생한 하부 콘크리트부의 압축강도 예측값은 5,950kN임에도 불구하고 지반 구속효과 등에 의하여 압축강도 예측값보다 더 큰 하중을 지지할 수 있었다. 이러한 하부 콘크리트 부의 압축강도 증가효과를 고려할 경우 강관합성 현장타설말뚝의 설계하중 값을 증가시킬 수 있을 것으로 판단된다.
- (4) 강관합성 현장타설말뚝은 강관합성-콘크리트 경계면에서 구조적으로 취약하였으며, 내부 철근망이 없을 경우 강관합성-콘크리트 경계부가 휨에 대하여 저항하지 못하였다. 그러므로 강관합성부-콘크리트부 경계영역을 내부 철근망으로 보강하는 것이 필요한 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. 김성렬 이주형, 박재현, 정문경 (2009a), “수치해석을 이용한 강

- 관합성 현장타설말뚝의 보강효과 분석(I)-재료강도”, *대한토목학회 논문집*, 29권 6C호, pp.259-266.
2. 김성렬, 이시훈, 정문경, 이주형 (2009b), “수치해석을 이용한 강관합성 현장타설말뚝의 보강효과 분석(II)- 지반지지력”, *대한토목학회 논문집*, 29권 6C호, pp.267-275.
 3. 이주형, 신유성, 박민경, 박재현, 락기석 (2008), 수치해석을 이용한 국내 해상교량 현장타설말뚝의 강관지지효과. *대한토목학회 논문집*, 대한토목학회, 28권 3C호, pp.149-158.
 4. 대한토목학회 (2008), 도로교 설계기준 해설.
 5. 日本道路協會 (1996), 道路橋示方書 同解説.
 6. 한국건설기술연구원 (2008), 고효율 하이브리드 대형 기초 공법 개발 (II).
 7. 한국지반공학회 (2009), 구조물 기초설계기준 해설.
 8. AASHTO (2004) AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
 9. ASTM D 1143-81 (1981), “Standard test method for piles under static axial compressive load”, American Society for Testing and Materials.
 10. Fellenius B.H. (2008), Basics of foundation engineering, Electronic Edition.
 11. Kilpatrick, A. E. and Rangan, B. V. (1999), “Tests on high-strength concrete-filled steel tubular columns”, *ACI Structural Journal*, 96(2): 268 ~ 274.
 12. Loadtest (2005), Report on drilled pile load testing, TP1, TP2, TP3, TP4.

(접수일자 2010. 10. 11, 심사완료일 2010. 10. 28)