

# 유공강판 전단연결재로 보강된 강관말뚝머리의 구조 성능 평가

## The Structural Performance Evaluation of Steel Pipe Pile Cap with Perfobond Rib Shear Connector

구현본\* · 김영호\*\* · 강재윤\*\*\*

Koo, Hyun-Bon · Kim, Young-Ho · Kang, Jae-Yoon

### Abstract

The conventional pile cap reinforcement systems regulated in the design specifications have some restrictions in design and construction such as requirement of shear key, disposition of reinforcing bars and insurance of anchoring length of reinforcements. This study suggests a new type of steel pipe pile cap system with perforated flat bar shear connector as an alternative to the conventional pile cap system for the improvement in structural performance and simplification of construction. And, experimental results of push-out and bending behavior are scribed for the evaluation of structural performance of the new pile cap system and it was compared to the structural behavior of conventional pile cap system.

Keywords : steel pipe pile, perfobond rib shear connector, pushout resistance, bending resistance

### 요 지

본 연구에서는 현행 설계기준상의 강관말뚝머리 연결부 결합방법이 갖고 있는 전단기 용접, 철근 배근 및 정착길이 확보 등의 문제점을 개선하고자 결합용 구조 요소로 유공강판 전단연결재(Perforated Flat Shear Connector)를 활용한 새로운 보강방법을 고안하고 이에 대한 구조적 거동 특성을 실험적으로 규명하였다. 실험 결과, 유공강판 전단연결재를 활용한 보강방법은 기존 방법을 대체할 만한 동등 수준 이상의 구조 안전성은 물론 시공성 및 경제성 측면에서도 우수한 성능을 갖는 구조 시스템인 것으로 나타났으며, 이에 따라 효율적인 강관말뚝머리 연결부 보강방법의 하나로 자리매김할 것으로 기대된다.

핵심용어 : 강관말뚝, 유공강판 전단연결재, 압발저항성능, 휨 저항성능

### 1. 서 론

말뚝기초는 상부 구조물로부터 전달되는 모든 하중을 지반 자체의 내력으로 지지하기 어려운 경우, 기초 저면의 견고한 지반까지 말뚝을 근입하여 소요 지지력을 확보하는 전통적인 구조형식 중 하나이다. 최근 건설장비의 발달로 말뚝 1분당 분담하중이 크게 증가된 대구경 말뚝의 수요가 증가되고 있으며, 이에 따라 말뚝기초의 구조 안전성 확보 문제에 대한 관심 역시 고조되고 있는 실정이다. 특히 확대기초와 말뚝기초의 연결부인 말뚝머리부(Pile Cap)는 그 결합 및 보강 상세에 따라 구조적 특성이 변화하는 것으로 알려져 있어 이를 합리화하기 위한 다양한 공법 개발 연구가 활발히 수행되고 있는 실정이다.

본 연구에서는 현행 설계기준상의 강관말뚝머리 연결부 결합방법이 갖고 있는 다양한 문제점을 개선하고자 유공강판 전단연결재를 활용한 새로운 방법을 고안하였으며, 해당 공

법의 완성과 합리적인 설계 방안을 도출하기 위해 다양한 영향인자(유공강판 전단연결재의 홀 형상, 콘크리트 충전깊이, 전단기 개수 등)에 대한 강관말뚝머리부의 압발 및 휨 저항성능과 거동 특성을 실험적으로 규명하였다.

### 2. 강관말뚝머리 보강방법

#### 2.1 기존의 강관말뚝머리 보강방법

일반적으로 국내외 설계기준에서 제시하고 있는 말뚝머리 연결부 결합방법은 표 1에서 보는 바와 같이 강결합 방식과 힌지결합 방식의 두 가지 형태로 대별할 수 있으며, 각 설계기준에서는 발생 가능한 모든 응력에 충분한 저항성능을 확보할 수 있도록 말뚝머리 연결부의 결합방법에 대한 다양한 상세를 규정하고 있다.

일반적으로 토목구조물은 일반구조물에 비해 상대적으로 높은 중요도를 가짐에 따라 다양한 연구를 통해 명확한 설

\*정회원 · 한국건설기술연구원 구조시스템연구실 연구원 (E-mail : mygoomy@kict.re.kr)

\*\*정회원 · 교신저자 · (주)지승건설컨설팅 기술연구소 상무이사 · 공학박사 (E-mail : steelkyh@dreamwiz.com)

\*\*\*정회원 · 한국건설기술연구원 구조시스템연구실 선임연구원 (E-mail : jykang@kict.re.kr)

표 1. 말뚝머리 결합 방식에 따른 특징

구분	강결합 방식	현지결합 방식
수평 변위량	• 말뚝 지표면에 상대적으로 작은 변위 발생	• 말뚝 지표면에 상대적으로 큰 변위 발생
휨 모멘트	• 말뚝 본체에 상대적으로 큰 휨모멘트 발생 • 최대 휨 모멘트가 말뚝머리부에서 발생	• 말뚝 본체에 상대적으로 작은 휨모멘트 발생 • 최대 휨 모멘트가 지중부에서 발생
구조 특성	• 상대적으로 큰 부정정 차수	• 상대적으로 작은 부정정 차수
결합 방법	• 많은 실험 연구에 의해 설계법이 제안됨	• 주로 경험에 의해 설계됨
시공 실적	• 교량기초에서의 시공실적이 많음	• 교량기초에서의 시공실적이 적음

표 2. 말뚝머리 강결합 방법에 따른 특징

구분	방법 A	방법 B
말뚝머리 강결도	• 상대적으로 휨모멘트에 대한 강결도가 높음 • 인발저항성능과 압발저항성능에 차이 없음	• 상대적으로 휨모멘트에 대한 강결도가 낮음 • 인발저항성능이 압발저항성능보다 낮음
확대 기초 하부 주철근 배근	• 확대기초 하부 주철근의 불가피한 절단 필요 • 확대기초 하부에 추가적으로 말뚝 주변 대각선 방향으로 다량의 복잡한 보강철근 배근 필요	• 확대기초 하부에 주철근의 연속적인 배근 가능 • 확대기초 하부에 상대적으로 적은 양의 보강철근이 사용되어 배근작업이 단순함
확대기초 두께	• 확대기초의 말뚝머리부에서 발생하는 편진전단에 저항하기 위해 상대적으로 큰 두께 소요	• 확대기초의 두께가 상대적으로 적음

계법이 정립된 강결합 방식이 적합한 것으로 알려져 있으며, 현행 국내 도로교설계기준 역시 말뚝과 확대기초의 결합부인 말뚝머리에 대해 고정으로 설계함을 원칙으로 규정하고 있다. 한편 말뚝머리의 강결합 방식은 표 2에서 보는 바와 같이 방법 A와 방법 B의 두 가지 상세로 구분할 수 있으며, 이 중 확대기초 시공시 하부철근의 배근이 용이하여 상대적으로 그 적용빈도가 높은 방법 B는 강관말뚝머리에 덮개판을 설치하는 방법(강관에 십(十)자형 보강 덮개판을 볼트 또는 용접으로 설치하는 방법)과 강관 내부에 콘크리트를 충전하는 방법(강관 내·외부에 미끄럼 방지턱 또는 전단키를 설치하고 강관 내부에 보강철근을 배근한 후 콘크리트를 충전하는 방법) 등으로 대표된다.

그러나 말뚝머리의 강결합 방식은 공통적으로 지하수가 유출되는 지반이나 연약지반에 적용시 시공 및 품질 확보에 다소 어려움이 있으며, 방법 A는 말뚝머리 위치에서 확대기초 하부 주철근의 절단이 불가피하여 주철근 불연속 구간에 추가적인 보강 작업이 필요한 문제점이 있고, 방법 B는 강관 내부의 콘크리트 충전구간에서 강관 내부 토사 굴착과 수직 보강철근의 정착에 따른 시공성 및 경제성 측면의 문제점이 상존하는 것으로 알려져 있다.

2. 유공강관 전단연결재를 활용한 강관말뚝머리 보강방법  
강재 스트립에 인위적으로 홀을 가공·배치한 유공강관 전

단연결재는 흙에서 발현되는 다웰 효과와 강관 선단에서 발현되는 지지력을 통해 작용하중에 저항하는 결합용 구조 요소로서, 기존의 스테드에 비해 전단강도, 피로특성 및 시공성 등이 우수한 것으로 알려짐에 따라 현재까지 다양한 구조 시스템의 합성 연결재로 활용하기 위한 연구가 지속적으로 수행되고 있는 실정이다.

본 연구에서는 현행 설계기준상의 강관말뚝머리 연결부 결합방법이 갖고 있는 시공성 및 품질 확보 측면에서의 다양한 문제점을 개선하고자 그림 1에서 보는 바와 같은 유공강관 전단연결재를 활용한 새로운 강관말뚝머리 보강방법을 고안하였다.

3. 강관말뚝머리의 압발 및 휨 실험

3.1 재료특성

본 연구에서 압발 및 휨 시험체 제작에 사용된 콘크리트의 압축강도와 철근(H10-H22), 유공강관 전단연결재(SS400), 강관말뚝(SPS400) 등의 항복강도, 인장강도, 연신율은 표 3에서 보는 바와 같다.

3.2 시험체 상세

본 연구에서는 유공강관 전단연결재를 활용한 강관말뚝머리 보강방법의 합리적인 설계 방안을 도출하고자 유공강



그림 1. 유공강관 전단연결재를 활용한 강관말뚝머리 보강방법

표 3. 시험체 제작에 사용된 재료 특성

구분	콘크리트		철근					강관말뚝	유공강관
	압발시험체	휨시험체	H 10	H 13	H 16	H 19	H 22	SPS400	SS400
압축강도(MPa)	31.2	31.9	-	-	-	-	-	-	-
항복강도(MPa)	-	-	607.5	524.4	490.1	475.7	579.6	242.1	321.4
인장강도(MPa)	-	-	707.1	650.9	584.9	581.8	569.2	418.8	441.5
연신율(%)	-	-	17.2	18.1	18.1	18.3	17.3	-	33.7

관 전단연결재의 흠 형상, 콘크리트 충전깊이, 전단기 개수 등에 따른 구조적 성능 및 거동 특성을 실험적으로 규명 하였으며, 아울러 이를 도로교표준시방서(1996) 및 도로교 설계기준(2005)에서 제시하고 있는 말뚝머리 연결부 결합 방법(이형철근 수직보강 및 걸림턱 설치)과 비교하여 구조 안전성, 시공성, 경제성 측면에서의 우수성을 검증하고자 하였다.

일반적으로 말뚝머리는 발생 가능한 수직 및 수평하중에 대해 충분한 압발 및 휨 저항성능이 확보되어야 함에 따라 그림 2에서 보는 바와 같은 수직재하 시험체(Series I) 6개와 그림 3에서 보는 바와 같은 수평재하 시험체(Series II) 7개를 제작하였다. 한편 시험체에 사용된 폐합형(O형) 및 개방형(U형) 유공강관 전단연결재의 제원 및 형상은 그림 4에서 보는 바와 같으며, 유공강관 전단연결재의 흠 형상, 콘크

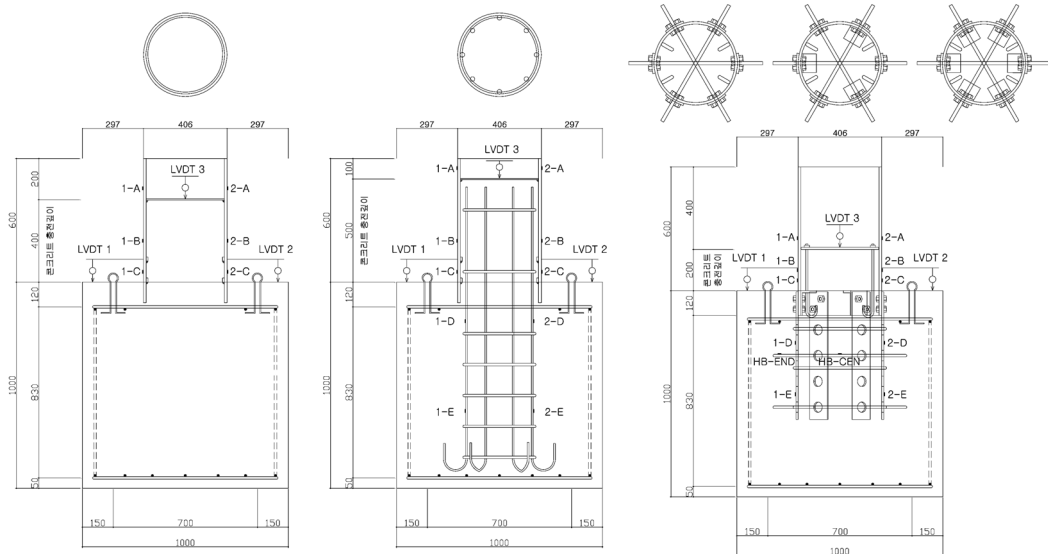


그림 2. 수직재하 시험체의 제원 및 측정장치 설치 위치

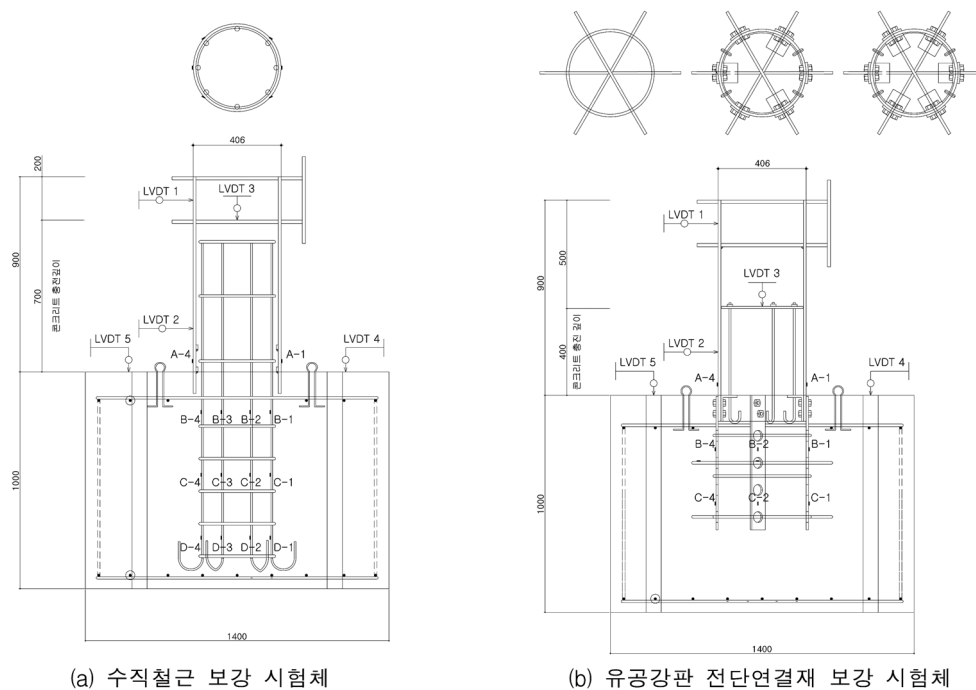


그림 3. 수평재하 시험체의 제원 및 측정장치 설치 위치

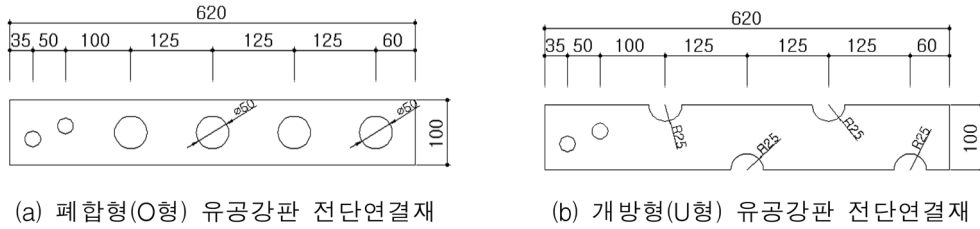


그림 4. 수직 및 수평재하 시험체에 매입된 유공강판 전단연결재의 제원 및 형상

표 4. 수직 및 수평재하 시험체의 상세

구분	시험체명	보강방법	콘크리트 충전깊이	L형강 개수
수직재하 시험체 (Series I)	PPC-NR10-SK	-	400 mm (=1.0D)	-
	PPC-SB10-SK	수직철근	500 mm (=1.0D)	-
	PPC-PO05-NL	유공강판(폐합형)	200 mm (=0.5D)	0 EA
	PPC-PO05-L3	유공강판(폐합형)	200 mm (=0.5D)	3 EA
	PPC-PO10-L3	유공강판(폐합형)	400 mm (=1.0D)	3 EA
	PPC-PO10-L6	유공강판(폐합형)	400 mm (=1.0D)	6 EA
수평재하 시험체 (Series II)	PPM-SB10-SK	수직철근	700 mm (=1.0D)	-
	PPM-PO05-NL	유공강판(폐합형)	200 mm (=0.5D)	0 EA
	PPM-PO05-L3	유공강판(폐합형)	200 mm (=0.5D)	3 EA
	PPM-PO10-L3	유공강판(폐합형)	400 mm (=1.0D)	3 EA
	PPM-PO10-L6	유공강판(폐합형)	400 mm (=1.0D)	6 EA
	PPM-PU05-L3	유공강판(개방형)	200 mm (=0.5D)	3 EA
	PPM-PU10-L3	유공강판(개방형)	400 mm (=1.0D)	3 EA

리트 충전깊이, 전단기 개수 등에 따른 각 시험체별 상세는 표 4에서 보는 바와 같다.

### 3.3 실험방법

모든 실험에서의 하중재하는 변위제어(Displacement Control)를 통해 수행하였으며, 수직재하실험은 10,000 kN 만능시험기(UTM)를 사용하여 0.5~1.0 mm/min의 하중속도로, 수평재하실험은 500 kN 액추에이터(Actuator)를 사용하여 0.5~2.0 mm/min의 하중속도로 정적재하 하였다. 또한 재하하중에 의해 발생하는 변위 및 변형율은 그림 2와 그림 3에서 보는 바와 같이 설치된 변위계(LVDT) 및 변형율 게이지(Strain Gauge)를 통해 측정하고 이를 Data Logger (TDS-303)를 통해 수집하였다. 한편 본 연구에서는 기존 연구와 달리 수직재하 시험체 하부에 8각형 형태의 지지판을 설치하여 재하 하중에 의한 콘크리트 확대기초의 편칭전단 파괴가 유도될 수 있도록 세팅하였다.

## 4. 유공강판 전단연결재로 보강된 강관말뚝머리의 압발저항성능 평가

### 4.1 파괴특성

압발저항성능 평가를 위한 수직재하 시험체는 공통적으로, 그림 5에서 보는 바와 같이, 강관말뚝 삽입부 주변 콘크리트에 강관말뚝을 중심으로 방사형의 초기균열이 발생하였으며(그림 5(a) 참고), 이 후 지속적인 하중 증가에 따라 콘크리트 블록 측면에는 초기균열의 진전으로 인한 수직 균열과 추가적인 수평균열이 발생하는 것을 확인할 수 있었다(그림 5(b) 참고). 한편 수직재하 시험체의 최종 파괴는 공통적으로 강관 내부의 콘크리트 충전깊이 및 전단기(L형강) 개수 등에 상관없이 콘크리트 블록 측면 하부 콘크리트의 박리와 함께 지압강도 초과에 따른 하부 지지면의 편칭전단파괴에 의한 것으로 나타났다(그림 5(c) 참고).

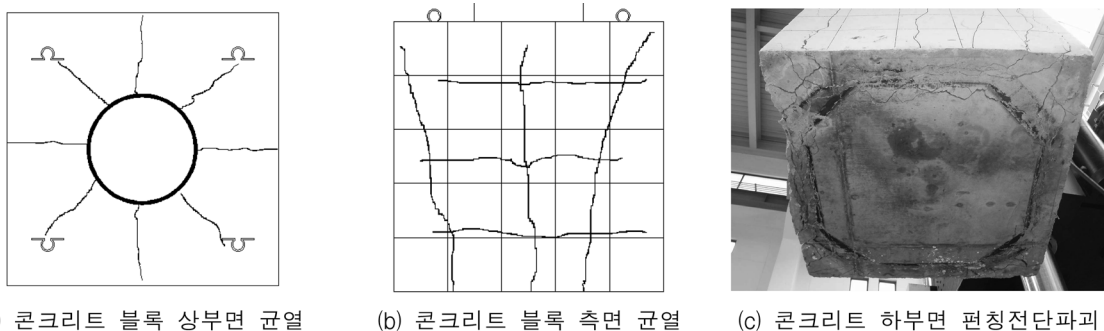


그림 5. 압발 시험체의 균열발생 양상 및 최종파괴모드

표 5. 압발실험 결과

시험체명	균열하중(kN)			최대하중(kN)	최대하중에서의 변위(mm)			최종파괴모드	
	측면 중앙 수직균열	측면 하부 수직균열	측면 수평균열		LVDT 1	LVDT 2	평균	콘크리트 블록 박리	콘크리트 블록 편칭
PPC-NR10-SK	2521	4591	5022	5234	5.08	6.98	6.03	O	O
PPC-SB10-SK	5582	4993	-	5611	4.79	4.36	4.58	O	O
PPC-PO05-NL	3553	4551	5019	5627	7.80	6.98	7.39	O	O
PPC-PO05-L3	3795	4794	5614	5719	10.07	11.17	10.62	O	O
PPC-PO10-L3	3510	4502	4715	5061	6.37	6.15	6.26	O	O
PPC-PO10-L6	4135	4995	5088	5421	8.61	6.36	7.49	O	O

4.2 실험 결과 분석

수직재하 시험체의 구조적 거동 특성은 공통적으로 강관과 콘크리트 간의 계면 파괴를 시작으로, 강관의 항복, 강관 주변에 방사형 균열 발생, 확대기초 전반으로의 균열 진전, 최대하중 전후에서의 균열 폭 확대, 콘크리트 확대기초의 편칭 전단파괴의 순서로 진행되었다. 이는 그림 6에서 보는 바와 같은 하중-변위 곡선의 기울기 변화를 통해서도 확인이 가능하며, 실제로 기울기의 첫번째 변화는 강관과 콘크리트 간의 계면 파괴, 두번째 변화는 강관의 항복, 세번째 변화는 강관 주변에 방사형 균열 발생 및 진전, 최대하중 이후의 하중 감소 구간은 기발생된 균열의 폭 확대 및 콘크리트의 박리가 발생한 시기를 나타낸다. 실험 결과, 각 시험체의 균열하중, 최대하중 및 변위는 표 5에서 보는 바와 같으며, 강관 말뚝머리 보강방법, 콘크리트 충전깊이, 전단키의 형상 및 설치 개수 등의 주요 변수가 압발저항성능에 미치는 영향은 다음과 같다.

4.2.1 강관말뚝머리 보강방법에 따른 압발저항성능의 차이

강관말뚝머리 보강방법에 따른 압발저항성능의 차이를 살펴본 결과, 그림 6(a)에서 보는 바와 같이, 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체의 최대하중은 선단지지력만이 작용하는 무보강 시험체(PPC-NR10-SK)에 비해 약 7~9%(PPC-PO05 계열) 정도 증가하는 것으로 나타났으며, 이는 시방서 방법에 따라 이형철근으로 수직보강된 시험체(PPC-SB10-SK)의 증가폭(약 7%)과 거의 유사한 수준임을 확인할 수 있었다.

또한 최대하중에서의 변위는 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체가 최대 10.6 mm로서 무보강 시험체(PPC-NR10-

SK)의 6.0 mm와 시방서 방법으로 보강된 시험체(PPC-SB10-SK)의 4.6 mm에 비해 상대적으로 큰 것으로 나타났으나, 보강방법에 상관없이 초기 강성 및 사용하중상태에서의 변위는 유사한 수준이며 오히려 최대하중 이후의 연성 발휘 능력에 있어서는 유공강관 전단연결재로 보강된 경우가 상대적으로 우수한 경향을 나타내었다. 따라서 유공강관 전단연결재를 활용한 강관말뚝머리 보강방법은 시방서에서 제시하고 있는 보강방법(이형철근으로 수직보강)에 상응하는 압발저항성능과 거동 특성을 갖는 것으로 판단된다.

4.2.2 강관내 콘크리트 충전깊이에 따른 압발저항성능의 차이

유공강관 전단연결재로 보강된 시험체의 콘크리트 충전깊이에 따른 압발저항성능의 차이를 살펴본 결과, 그림 6(a)에서 보는 바와 같이, 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체는 콘크리트 충전깊이가 강관 직경의 절반(0.5D=200 mm)임에도 불구하고 강관 직경 이상(1.25D=500 mm)의 콘크리트 충전깊이를 갖는 현행 시방서 방법과 유사한 수준의 압발저항성능을 갖는 것으로 나타났다.

그러나, 그림 6(b)에서 보는 바와 같이, 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체 중 콘크리트 충전깊이가 강관 직경과 동일(1.0D=400 mm)한 시험체(PPC-PO10-LX 계열)의 압발저항성능은 콘크리트 충전깊이가 강관 직경의 절반(0.5D=200 mm)인 시험체(PPC-PO05-L3)에 비해 오히려 약 5~12% 정도 감소하는 경향을 보였다. 이는 강관 선단 지지력과 합성된 충전단면의 지지력으로 작용 하중에 대해 저항하는 유공강관 전단연결재 보강 시험체에서 충전깊이에 비례하여 증가하는 충전단면의 강성이 하중 부담율의 상대적인 증가를 야기하기 때문인 것으로 판단된다. 즉 충전 강관

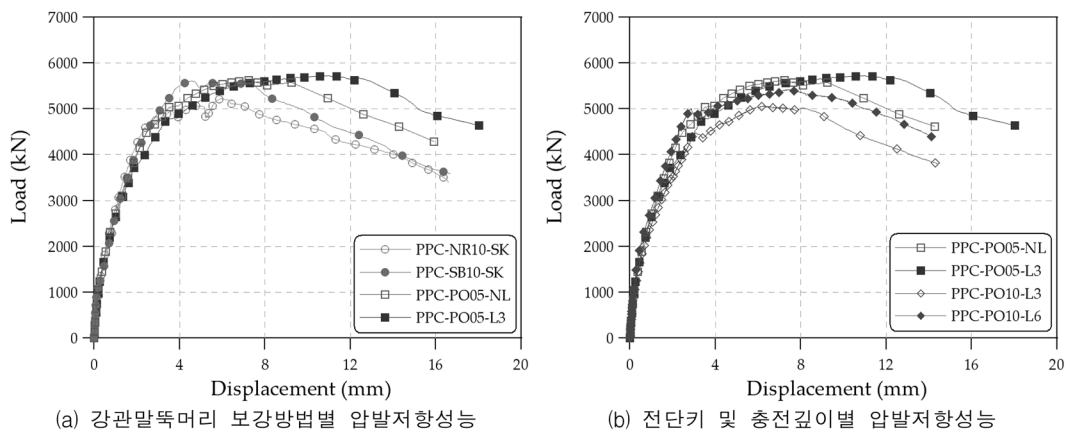


그림 6. 유공강관 전단연결재로 보강된 강관말뚝머리의 압발저항성능 평가 결과

의 투영 단면 내에 가중된 하중 부담은 강관내 콘크리트의 응력을 증가시켜 조기 열화 거동을 유발하며 이는 결국 강관말뚝머리의 최대하중 감소로 이어지는 것으로 판단된다. 그러나 이 역시 사용하중상태에서의 변위와 최대하중 이후의 연성이 시방서 방법에 상응하는 수준을 확보하는 것으로 나타났다.

4.2.3 전단기 개수에 따른 압발저항성능의 차이

먼저 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체의 전단기(L형강)에 따른 압발저항성능의 차이를 살펴보면, 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체는, 그림 6(b)에서 보는 바와 같이, 전단기를 설치하지 않은 경우(PPC-PO05-NL)에도 시방서 방법으로 보강된 시험체(PPC-SB10-SK)와 동등한 수준의 저항성능을 갖는 것으로 나타났다. 이는 강관말뚝과 콘크리트 확대기초의 결합용 구조 요소로 적용된 유공강관 전단연결재가 합성연결재로서의 역할 뿐만 아니라 전단기로서의 역할도 동시에 수행하기 때문인 것으로 판단된다.

한편 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체의 전단기 설치 개수에 따른 압발저항성능의 차이를 살펴보면, L형강을 미설치한 시험체(PPC-PO05-NL)와 3개의 L형강을 설치한 시험체(PPC-PO05-L3)의 압발저항성능은 약 2% 미만의 미소한 차이를 보이는데 반해, 6개의 L형강을 설치한 시험체(PPC-PO10-L6)의 압발저항성능은 3개의 L형강을 설치한 시험체(PPC-PO10-L3)에 비해 저항성능이 약 7% 정도 향상되는 것을 확인할 수 있었다. 이는 L형강 설치 개수에 따른 단면 폐색 효과(L형강의 구속으로 인해 작용 하중이 강관 선단부의 집중되지 않고 강관 투영 단면에 분포되어 전달되는 효과)의 차이에 기인한 것으로 판단된다.

따라서 유공강관 전단연결재로 보강된 강관말뚝머리의 경

우, 전단기 설치 개수의 증가가 최대하중 이후의 연성거동 확보에 유리한 점은 주목되나, 압발저항성능에 미치는 영향은 다소 미미한 것으로 확인됨에 따라 경우에 따라 전단기의 생략이 가능할 것으로 판단된다. 다만 전단기를 설치하는 경우에는 충분한 개수의 전단기를 강관말뚝 전단면에 대칭이 되도록 설치하는 경우에 한해 그 효과를 기대할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 유공강관 전단연결재로 보강된 강관말뚝머리의 휨 저항성능 평가

5.1 파괴특성

휨 저항성능 평가를 위한 수평재하 시험체는 공통적으로, 그림 7에서 보는 바와 같이, 강관말뚝 삽입부 주변 콘크리트에 하중가력방향의 직각방향으로 발생한 초기균열이 콘크리트 블록 측면의 수직균열로 진전되는 양상을 보였으며, 이후 지속적인 하중 증가와 함께 강관말뚝 삽입부 주변 콘크리트에 하중가력방향과 평행한 추가 균열과, 말뚝이 전도되는 방향 콘크리트의 국부적인 압괴도 발생하는 것으로 나타났다. 한편 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체에 한해 말뚝이 전도되는 반대방향 삽입부에서 강관말뚝의 회전궤적에 상응하는 반원 형태의 콘크리트 박리가 발생하였으며, 개방형(U형) 유공강관 전단연결재로 보강된 시험체는 폐합형(O형)이 적용된 경우와는 달리 유공강관 전단연결재의 지압과 괴까지 발생하는 것을 확인할 수 있었다.

한편 유공강관 전단연결재로 보강된 수평재하 시험체는 최대하중에 가까워짐에 따라 기발생된 균열의 진전 및 압괴 영역의 확대가 심화되는 양상을 보였으나, 그 최종파괴가 강관말뚝의 휨 파괴가 아닌 시험체 고정용 강봉 위치에서의

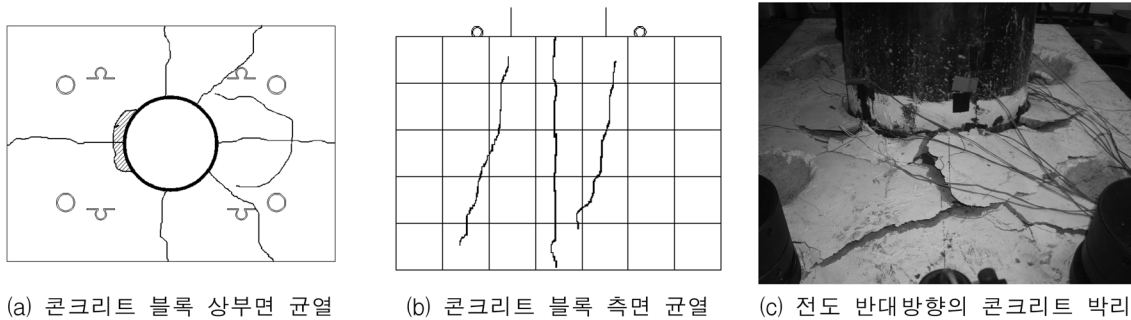


그림 7. 휨 시험체의 균열발생 양상 및 최종파괴모드

표 6. 휨 실험 결과

시험체명	균열하중(kN)				최대하중		최대하중에서의 변위(mm)	최종파괴모드	
	하중가력 직각방향 상부면 균열	측면 수직균열	하중가력 평행방향 상부면 균열	강관말뚝 전도방향 콘크리트 압괴	수평하중(kN)	휨모멘트(kN·m)		강관말뚝 전도방향 콘크리트 압괴	강관말뚝 전도반대방향 콘크리트 박리
PPM-SB10-SK	99	-	-	277	342	308	50.0	O	X
PPM-PO05-NL	82	108	164	239	279	251	32.2	O	O
PPM-PO05-L3	58	79	150	227	262	236	33.2	O	O
PPM-PO10-L3	72	86	193	265	286	257	68.6	O	O
PPM-PO10-L6	69	78	187	235	303	273	48.0	O	O
PPM-PU05-L3	62	84	217	273	319	287	39.2	O	O
PPM-PU10-L3	74	153	262	287	326	293	43.6	O	O

국부적인 콘크리트 전단파괴로 나타남에 따라 극한 휨강도에 대한 정량적인 평가는 할 수 없었다. 그러나 유공강판 전단연결재로 보강된 강관말뚝머리의 휨 성능이 확대기초를 모사한 콘크리트 블록의 전단강도보다 큰 것은 물론, 최대하중 이후에도 충분한 연성을 확보하는 것으로 나타남에 따라 정성적으로 만족할 만한 수준의 구조적 성능 및 거동 특성이 발현되는 것으로 판단하였다.

## 5.2 실험 결과 분석

실험 결과, 각 시험체의 균열하중, 최대하중 및 변위는 표 6에서 보는 바와 같으며, 강관말뚝머리 보강방법, 유공강판 전단연결재의 홀 형상, 콘크리트 충전깊이, 전단키(L형강) 설치 개수 등의 주요 변수가 휨 저항성능에 미치는 영향은 다음과 같다.

### 5.2.1 강관말뚝머리 보강방법에 따른 휨 저항성능의 차이

강관말뚝머리 보강방법에 따른 휨 저항성능의 차이를 살펴본 결과, 그림 8(a)에서 보는 바와 같이, 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체의 휨 저항성능은 시방서 방법에 따라 이형철근으로 수직보강된 시험체(PPM-SB10-SK)의 최대 약 89%(PPM-PO10-L6) 수준으로 다소 낮은 저항성능을, 개방형(U형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체는 최대 약 95%(PPM-PU10-L3) 수준으로 시방서 방법과 거의 유사한 저항성능을 갖는 것으로 나타났다. 그러나 이는 수평하중을 저항하는데 있어 중요한 역할을 하는 콘크리트 충전깊이가 시방서 방법으로 보강된 시험체의 경우 700 mm인 반면 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체는

200~400 mm에 불과하고, 하중에 저항하는 삽입강판과 관통철근의 상호작용에 있어 상대적으로 순단면적이 큰 개방형(U형) 유공강판 전단연결재가 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재에 비해 유리하기 때문인 결과로 판단된다. 한편 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체는 시방서 방법으로 보강된 시험체에 비해 상대적으로 작은 콘크리트 충전깊이에도 불구하고 최대하중 이후의 거동에 있어 동등 수준의 상당한 연성을 확보하는 것으로 나타났으며, 시험체의 강성 역시 개방형(U형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체(PPM-PUXX 계열)의 경우 시방서 방법과 거의 유사한 수준을 나타내는 것을 확인할 수 있었다.

### 5.2.2 삽입강판의 홀 형상에 따른 휨 저항성능의 차이

유공강판 전단연결재의 홀 형상에 따른 강관말뚝머리의 휨 저항성능 차이를 살펴본 결과, 개방형(U형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체(PPM-PUXX-L3 계열)는 동일한 조건의 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체(PPM-POXX-L3 계열)에 비해 상대적으로 우수한 휨 저항성능을 갖는 것으로 나타났다. 실제로, 그림 8(b), (c)에서 보는 바와 같이, 개방형(U형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체(PPM-PUXX-L3 계열)는 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체(PPM-POXX-L3 계열)에 비해 콘크리트 충전깊이가 강관 직경의 절반(=200mm)인 경우 약 122%, 콘크리트 충전깊이가 강관 직경과 동일(=400mm)한 경우 약 114% 수준이며 상대적으로 상대변위도 작은 것을 확인할 수 있다.

이는 하중에 저항하는 삽입강판과 관통철근의 상호작용에

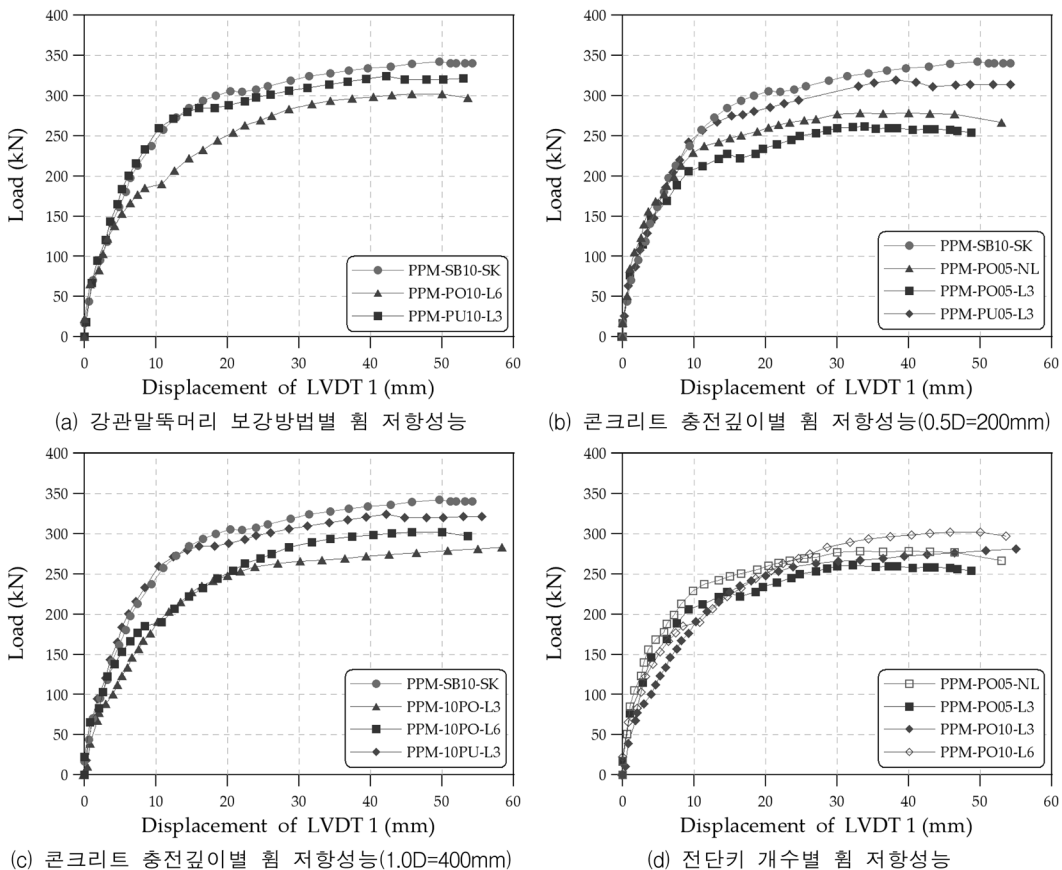


그림 8. 유공강판 전단연결재로 보강된 강관말뚝머리의 휨 저항성능 평가 결과

있어 상대적으로 순단면적이 큰 개방형(U형) 유공강판 전단 연결재가 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재에 비해 유리하기 때문인 결과로 판단된다. 이러한 결과는 본 연구에 앞서 수행된 유공강판 전단연결재의 인발 저항성능 평가 결과와도 일치하며, 실제로 인발실험결과 관통철근이 배근되지 않은 유공강판 전단연결재의 인발저항성능은 홀 형상에 상관없이 유사하나, 관통철근이 배근된 경우에는 개방형(U형) 유공강판 전단연결재가 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재에 비해 인발저항성능의 현저한 증가를 확인할 수 있었다. 그러나 강관말뚝머리를 개방형(U형) 유공강판 전단연결재로 보강하는 경우에 홀 관통철근의 효과가 발현되기 위해서는 강판의 관통철근 통과위치에 정밀한 천공작업이 추가적으로 요구된다는 문제점이 있다.

5.2.3 강관내 콘크리트 충전깊이에 따른 휨 저항성능의 차이  
 강관내 콘크리트 충전깊이에 따른 강관말뚝머리의 휨 저항성능 차이를 살펴본 결과, 그림 8(b), (c)에서 보는 바와 같이, 개방형(U형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체의 휨 저항성능은 시방서 방법에 따라 이형철근으로 수직보강된 시험체(PPM-SB10-SK)에 비해 콘크리트 충전깊이가 200 mm(=0.5D)인 경우(PPM-PU05-L3) 약 93%, 콘크리트 충전깊이가 400 mm(=1.0D)인 경우(PPM-PU10-L3) 약 95%로 거의 동등한 수준의 저항성능을 갖는 것으로 나타났다. 이에 반해 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체의 휨 저항성능은 콘크리트 충전깊이가 200 mm(=0.5D)인 경우(PPM-PO05 계열) 약 77~82%, 콘크리트 충전깊이가 400 mm(=1.0D)인 경우(PPM-PO10 계열)는 약 84~89% 수준으로 시방서 방법으로 보강된 시험체에 비해 상대적으로 낮은 저항성능을 갖는 것으로 나타났다.

그러나 이는 시방서 방법으로 보강된 시험체가 700 mm(=1.75D)의 콘크리트 충전깊이를 갖는 반면, 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체의 경우 이에 29~57% 수준인 200~400 mm(0.5~1.0D)에 불과함에 따라 나타난 결과로 판단된다. 실제로 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체의 경우 강관내 콘크리트 충전깊이가 200 mm에서 400 mm로 증가함에 따라 최대 17% 정도의 휨 저항성능 증가를 보였으며, 따라서 유공강판 전단연결재로 보강된 시험체가 시방서 방법으로 보강된 시험체와 동일한 충전깊이를 갖는 경우 동등 이상의 휨 저항성능을 충분히 확보할 것으로 판단된다.

#### 5.2.4 전단기에 따른 휨 저항성능의 차이

전단기에 따른 강관말뚝머리의 휨 저항성능 차이를 살펴보면, 그림 8(d)에서 보는 바와 같이, 폐합형(O형) 유공강판 전단연결재로 보강한 시험체 중 콘크리트 충전깊이가 강관 직경의 절반(=200 mm)인 시험체(PPM-PO05 계열)와 강관 직경과 동일(=400 mm)한 시험체(PPM-PO10 계열) 모두 전단기 설치 개수에 따라 약 6% 내외의 미소한 차이를 보이는 것으로 나타났으며, 이는 언급된 압발실험에서 압발저항성능은 전단기 설치 개수에 상관없이 약 2~7%의 미소한 차이를 보인 결과와도 일치한다.

따라서 유공강판 전단연결재로 보강하고자 하는 강관말뚝

머리는 경우에 따라 전단기 역할의 별도 장치(걸림턱 또는 L형강 등)를 생략하여도 무방할 것으로 판단되며, 다만 전단기를 설치하는 경우에는 임의의 방향에서 작용하는 모든 수평 하중에 충분한 저항성능을 확보해야 하는 강관말뚝머리의 부재 특성을 고려하여 앞서 수직재하실험 결과에서와 마찬가지로 충분한 개수의 전단기를 강관말뚝 전단면에 대칭이 되도록 설치하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

## 6. 결 론

본 연구에서는 개발된 유공강판 전단연결재를 활용한 강관말뚝머리 보강방법(유공강판 전단연결재 및 L형강 설치)에 대해 압발 및 휨 저항성능과 거동 특성을 규명하고, 이를 현행 말뚝머리 연결부 결합방법(이형철근 수직보강 및 걸림턱 설치)과 비교하고자 수직 및 수평재하실험을 수행하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

1. 유공강판 전단연결재를 활용한 강관말뚝머리 보강방법은 수직 및 수평하중에 대해 현행 시방서 방법을 대체할 만한 동등 이상의 압발 및 휨 저항성능과 연성을 갖는 것을 확인할 수 있었으며, 오히려 현행 시방서 방법의 시공저하 원인으로 지적되어온 전단기 용접 및 수직보강철근의 배근 문제를 유공강판 전단연결재와 L형강을 고장력볼트로 강관에 간단히 정착시키는 단순한 상세를 통해 해결함으로써 시공성과 품질 확보 측면에서 우수한 장점을 갖는다.
2. 현행 시방서 방법은 강관내 콘크리트 충전깊이에 대해 구조적 성능 뿐만 아니라 수직보강철근의 정착깊이 확보를 위한 별도의 깊이가 확보되어야 하는데 반해, 고안된 유공강판 전단연결재를 활용한 보강방법은 강관말뚝과 확대기 초 간의 강성 변화를 극복할 정도의 깊이만으로 충족됨에 따라 경제성 측면에서도 우수한 구조 형식임을 확인할 수 있었다.
3. 고안된 강관말뚝머리 보강방법에 적용된 유공강판 전단연결재는 기존 시방서 방법의 수직보강철근을 대체할 결합용 구조 요소로서의 역할 뿐만 아니라 전단기로서의 역할도 동시에 수행함에 따라 경우에 따라서는 전단기의 생략 또한 가능할 것으로 판단된다.
4. 따라서 고안된 유공강판 전단연결재를 활용한 강관말뚝머리 보강방법은 상부구조의 작용하중을 강관말뚝으로 직접 전달시키기 위한 효율적인 강관말뚝머리 강결합 방법의 하나로 자리매김할 것으로 기대한다.

## 참고문헌

동국대학교 산업기술연구원(2001) 강관말뚝의 머리보강에 따른 역학적 거동 특성 연구.  
 한국강구조학회(2002) 부분합성 강관말뚝구조의 하중전달 거동 특성 연구.  
 한국강구조학회(2006) 볼트식 부분합성 강관말뚝 머리보강 구조의 성능 평가.  
 김영석, 김영호, 박종면, 김상섭, 김규석(2002) 걸림턱을 이용한 강관말뚝 머리 결합부의 구조특성에 관한 실험적 연구, 대한건축학회 학술발표대회 논문집, 대한건축학회, 제22권 제1호, pp. 19-22.



- 김영호(2004) 강관말뚝 머리결합부의 미끄럼 방지턱에 관한 하중 전달 메카니즘 연구, **한국구조물진단유지관리학회지**, 한국구조물진단유지관리학회, 제8권, 제1호, pp. 221-229.
- 박영호(1998) 볼트식 강관말뚝의 머리보강 방법, **한국지반공학회 논문집**, 한국지반공학회, 제14권, 제6호, pp. 57-71.
- 윤일로, 홍기남(2006) 강관말뚝 기초 두부 연결부의 압축거동에 관한 연구, **한국산업응용학회 논문집**, 한국산업응용학회, 제9권, 제3호, pp. 183-190.
- 이홍길, 오세욱(2007) 흑타입 말뚝두부보강 기초의 안정성 평가, **한국지반환경공학회 논문집**, 한국지반환경공학회, 제8권, 제3호, pp. 41-49.
- 鋼管杭の杭頭處理に關する實驗的研究(1992) その1-その5, 日本建築學會大會學術講演梗概集.
- 大志万, 和也, 福井次郎(1985) 新くい鋼管杭の杭頭結合方法, 土木技術資料, Vol. 27-1.
- 淺間達雄, 足立義雄(1972) くい頭部とアーチングの結合部の設計, 道路.

(접수일: 2008.8.1/심사일: 2008.9.1/심사완료일: 2008.9.1)