

현장계측을 이용한 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 하중전이 특성에 관한 연구 Instrumental investigation of load transfer characteristics of Displacement in-situ concrete pile

박종배¹⁾, J.B. Park, 박태순²⁾, T.S. Park, 정형식³⁾, H.S. Chung, 이명환⁴⁾, M.W. Lee,

¹⁾ 주택공사 연구소 연구원, Researcher, National Housing Corp., Research Institute, Ph.D. Candidate

²⁾ 주택공사 연구소 과장, Chief Researcher, National Housing Corp., Research Institute, Ph.D., P.E.

³⁾ 한양대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Hang Yang University, Ph.D., P.E.

⁴⁾ 파일테크 대표, Principal, PILETECH consulting engineers, Ph.D.

SYNOPSIS : Displacement in-situ concrete pile(called "OMEGA Pile") is anticipated to solve the noise and vibration problem during pile construction, furthermore to provide high bearing capacity. This paper presents the characteristics of the load transfer of the OMEGA piles which were installed both sand layer and clay layers. The test results of the vertical load transfer showed that OMEGA pile carried high skin friction load. The test results of horizontal load transfer indicated that tension stress was effected to the one third of the pile length, which confirmed the empirical reinforcing depth of the in-situ concrete pile.

Key words : load transfer, displacement in-situ pile, omega pile, instrumental investigation

1. 서 론

말뚝 시공법으로 가장 경제적이고 지지력을 확실하게 얻을 수 있는 항타말뚝은 소음과 진동 발생으로 인하여 도심지와 기존 공동주택이 인접해 있는 경우 그 사용이 제한되고 있는 실정이다. 말뚝시공에 따른 소음과 진동문제를 해결하기 위하여 일본 및 구미지역의 여러 국가에서는 일찍부터 현장타설 말뚝을 사용해 왔다. 그러나, 현장타설 말뚝은 지반천공 도중에 발생하는 지반응력의 이완으로 말뚝의 지지력이 감소하는 단점으로 인하여 사용에 제한을 받아왔다. 이러한 단점을 보강한 공법으로 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝(오메가 말뚝)은 기하학적으로 특수하게 설계된 오거를 사용하여 비배토 방식으로 지반을 천공하므로, 천공후에도 공벽주위 지반의 강도가 감소하지 않아 항타말뚝과 유사한 지지력을 발휘하는 것으로 알려져 있다(Van Impe, 1996).

선단지지 말뚝을 선호하는 국내의 말뚝시공 관례와는 달리 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝이 개발된 유럽에서는 침하가 규정내에 있을 경우 마찰말뚝으로 주로 시공함으로써 경제적인 설계를 유도하고 있다. 본 연구에서는 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝 주변과 선단의 하중지지특성을 분석하기 위하여 점성토 및 사질토 지반에 시공된 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝에 대하여 하중전이 시험을 실시하였다. 말뚝의 선단과 주변에 전이된 하중과 말뚝침하 거동을 함께 분석함으로써 동시에 수행되었던 정재하시

험으로부터 판정된 극한하중과 비교하여 설계하중 이상의 하중이 가해질 때 말뚝 주면과 선단부의 하중 분담 거동을 분석하였다.

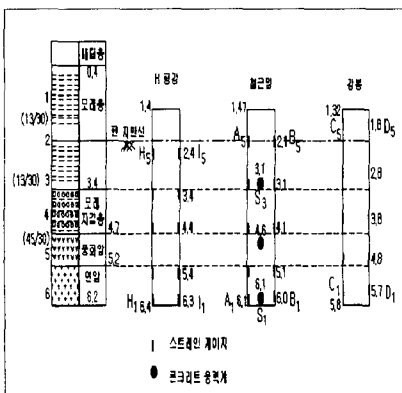
또한, 인장에 취약한 콘크리트 재료의 단점을 보완하기 위하여 철근망과 H형강 등을 사용하여 말뚝길이의 1/3 정도까지 경험에 의하여 보강하고 있으나 본 연구에서는 수평재하시험 및 수평하중에 의한 전이시험을 실시하여 실제 거동에 의한 수평하중 전이특성을 분석하여 합리적인 보강심도를 제시하였다.

2. 하중전이 시험 및 시험시공 개요

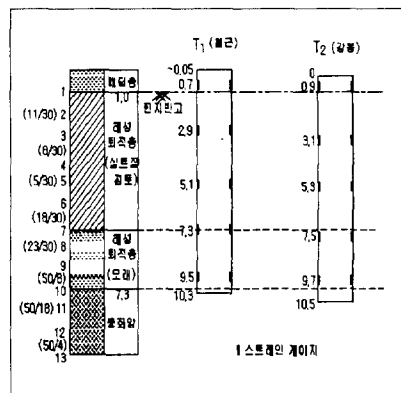
말뚝에서 발생하는 변형과 응력을 측정하기 위하여 스트레인 게이지와 콘크리트 유효응력계를 사용하였다. 특히, 콘크리트 유효응력계는 재료의 탄성계수를 가정할 필요가 없기 때문에 스트레인 게이지를 사용하여 분석할 때보다 더 정확한 말뚝의 하중전이 거동을 분석할 수 있다. 스트레인 게이지와 콘크리트 유효응력계는 콘크리트 타설후 강재에 부착한 채로 말뚝 주면과 선단부에 삽입하여 각 하중 단계별로 변형율과 응력을 측정하였다. 시험시공한 말뚝은 직경 410mm이며 철근망, H형강 및 강봉으로 보강하였다. 시험시공은 사질토 지반과 점성토 지반에서 실시되었으며, 말뚝의 길이는 현장 여건에 따라 최소 4.1m에서 최대 14.1m로 시공되었다. 시험시공된 말뚝의 제원과 사용된 계측기의 종류를 표 1에 요약하였으며 지반의 주상도와 계측기의 설치위치는 그림 1과 같다.

표 1. 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝 제원 계측기 종류

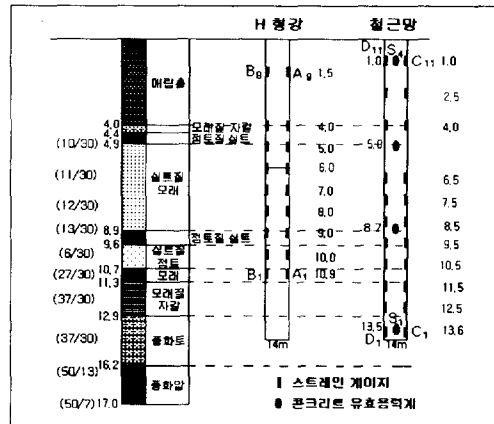
말뚝번호	지반종류	직경(mm)	길이(m)	보강재	계측기 종류	시험종류
1	사질토 (A지반)	410	4.1	철근망	스트레인 게이지 (전기장방식) 콘크리트 유효응력계	연직하중 재하 및 전이시험
2			5.0	H형강	스트레인 게이지 (전기장방식)	
3			4.5	강봉	스트레인 게이지 (전기장방식)	
4	10.35		철근망	스트레인 게이지 (진동현방식)		
5	10.5		강봉	스트레인 게이지 (진동현방식)		
6	점성토 (C지반)		14.0	철근망	스트레인 게이지 (전기장방식) 콘크리트 유효응력계	연직·수평하중 재하 및 전이시험
7			14.1	H형강	스트레인 게이지 (전기장방식)	



(a) 사질토(A지반)



(b) 점성토(B지반)



(c) 점성토(C지반)

그림 1. 토질 주상도 및 계측기 설치 상황도

3. 연직 하중전이 특성

3.1 측정결과 분석

그림 1에서와 같이 말뚝의 주면과 선단부에 스트레인 게이지 및 콘크리트 유효응력계를 설치하여 말뚝머리에 재하된 하중에 대한 변형율을 측정하였다. 측정된 변형율에 말뚝의 탄성계수와 단면적을 곱하여서 말뚝내 전이된 하중을 산정하였다. 이때, 말뚝과 콘크리트가 합성된 현장타설 말뚝의 탄성계수를 구하기 위하여 1번과 6번 말뚝에 스트레인 게이지와 함께 콘크리트 유효응력계를 설치하였다. 콘크리트 유효응력계는 말뚝내부에 발생한 응력을 바로 측정하므로 콘크리트 유효응력계에 의해 측정된 응력값과 스트레인 게이지에 의해 측정된 변형율을 분석함으로써 시공된 말뚝의 탄성계수를 산정하였다(표 2. 참조).

표 2. 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 탄성계수

구분	H형강 보강말뚝	철근 보강말뚝	강봉 보강말뚝
탄성계수(kg/cm ²)	3.16×10 ⁹	2.17×10 ⁹	2.1×10 ⁹

표 2에서 구해진 탄성계수와 측정된 변형율을 곱하여 말뚝내 전이된 응력을 구하였으며 이렇게 구해진 응력에 말뚝의 단면적을 곱하여 말뚝에 전이된 하중을 구하였다. 현장타설 말뚝은 지반조건에 따라 특히, 연약점성토 지반에서는 어느 정도의 부풀음(bulging)이나 단면협소(necking)에 의해서 말뚝단면이 불규칙하게 시공될 수 있다. 이러한 말뚝의 불규칙한 단면 형상은 하중전이 해석결과에 영향을 미친다. 본 연구에서는 초음파를 이용한 말뚝건전도 시험을 실시하여 지중에 시공된 말뚝의 형상을 측정할 바 있다. 결과에 의하면 시공된 말뚝의 단면형상이 거의 일정한 것으로 나타났으며 어느 정도의 단면형상의 변화(약 ±5%)는 무시하였다. 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝공법은 시공상의 특성으로 인하여 일반 현장타설 말뚝에 비하여 말뚝단면 형상을 일정하게 시공할 수 있다.

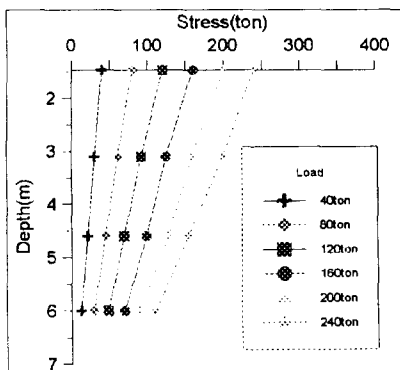
3.2 주면과 선단의 하중분담 거동

표 3은 설계하중을 60(ton)으로 가정했을 때와 재하시험시 최대하중을 재하했을 때의 각 말뚝 주면과 선단부의 하중분담비를 나타내었으며 그림 2는 연직하중전이 측정결과이다. 측정결과 시험 최대하중을 재하했을 때 말뚝주면 지반의 평균 N값이 14 정도인 사질토에 시공된 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝은 연직하중에 대하여 주면마찰력이 55 ~ 80% 지지하는 것으로 나타났다. 평균 N값이 8로 연약한 점성토 B현장에서는 주면마찰력이 36 ~ 62% 발휘되었다. 평균 N값이 18 이상인 점성토 C현장에서는 주면마찰력이 전체하중의 92 ~ 96%를 분담하는 것으로 나타났다. 사질토 지반에 시공된 말뚝은 길이가 4m 정도로서 점성토 현장에 시공된 말뚝 길이의 1/2 ~ 1/3 정도인데, 점성토 현장에 시공된 말뚝과 같은 정도의 길이로 시공되었다면 마찰지지력의 분담비가 더욱 증가할 것으로 판단된다. 점성토 C현장에 시공된 말뚝은 240톤에서도 주면마찰력이 92% 정도가 발휘되는 것으로 나타났는데 이는 점성토 상부 4m까지의 매립층에서 매우 큰 마찰지지력을 발휘했기 때문인 것으로 나타났다. 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝에 대한 연직하중의 전이시험결과 사질토 뿐만 아니라 점성토 지반에서도 비교적 큰 마찰지지력을 나타내는 것으로 분석되었다.

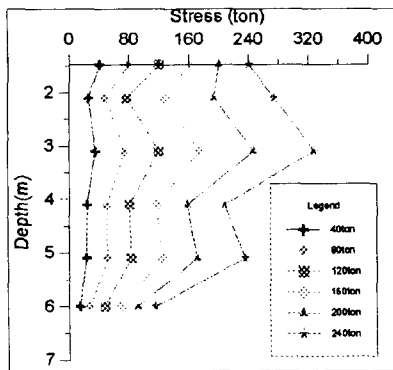
표 3. 말뚝 주면과 선단 하중분담 측정결과

말뚝번호	지반조건	설계하중(60ton)에서의 하중분담비율(%) 및 말뚝머리 침하량(mm)			최대 재하하중에서의 하중분담비율(%) 및 말뚝머리 침하량			시험최대 하중(ton)
		주면부	선단부	침하량	주면부	선단부	침하량	
1	사질토(A지반)	66	34	3.0	55	47	17.2	240
2	주면부의 N값 평균 : 14 선단부의 N값 평균 : 50이상	83	27	1.17	72	28	10.8	240
3		89	11	3.5	80	20	15.4	160
4	점성토(B지반)	59	31	1.5	36	64	5.04	120
5	주면부의 N값 평균 : 8 선단부의 N값 평균 : 50이상	72	28	2.03	62	38	8.3	160
6	점성토(C지반)	98	2	1.9	96	4	8.4	240
7	주면부의 N값 평균 : 18이상 선단부의 N값 평균 : 40	93	7	1.65	92	8	5.84	240

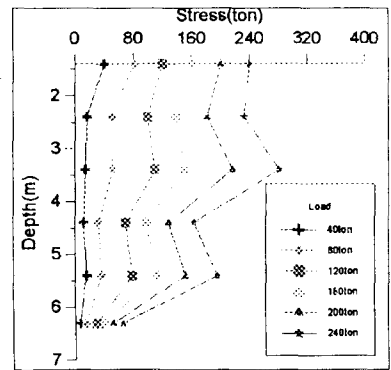
설계하중에서 주면부의 하중분담비율은 최대하중 재하시 보다 더욱 크게 나타났다. 설계하중에서의 주면마찰력의 분담비율은 사질토 A지반에서는 66 ~ 89%, 점성토 B지반에서는 59 ~ 72%, 점성토 C지반에서는 93~98%로 나타나서 본 연구의 시험결과만을 가지고 분석해 볼 때, N값 14 이상의 지반에서는 설계하중이 재하되었을 때 하중의 대부분을 말뚝 주면부에서 지지하는 것으로 판단되며 말뚝 주면지반의 평균 N값과 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 주면마찰력은 밀접한 관계가 있는 것으로 판단된다.



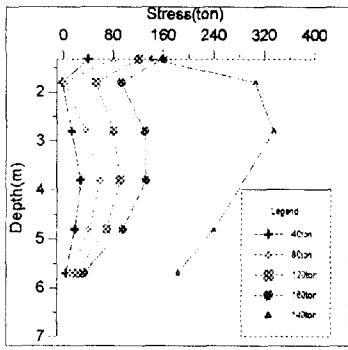
(a) 말뚝1(콘크리트 유효용력계)



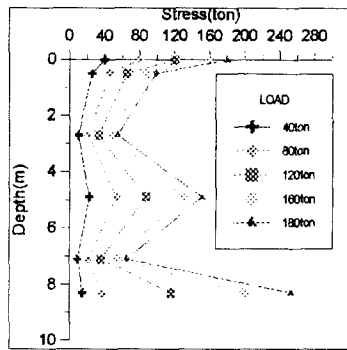
(b) 말뚝 1(스트레인 게이지)



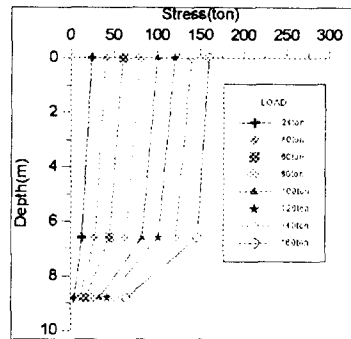
(c) 말뚝 2



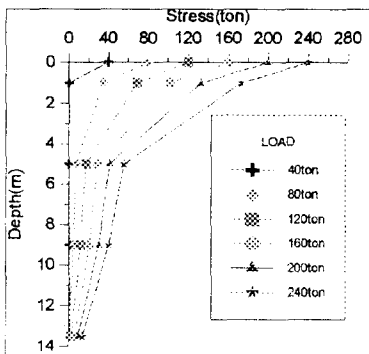
(d) 말뚝 3



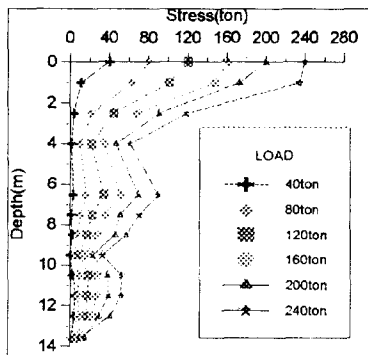
(e) 말뚝 4



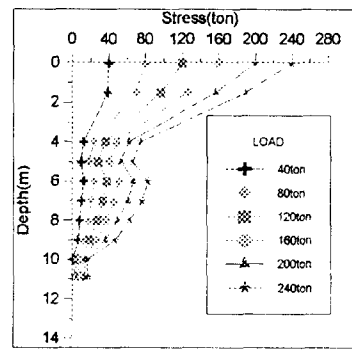
(f) 말뚝 5



(g) 말뚝 6(콘크리트 유효응력계)



(h) 말뚝 6(스트레인 게이지)



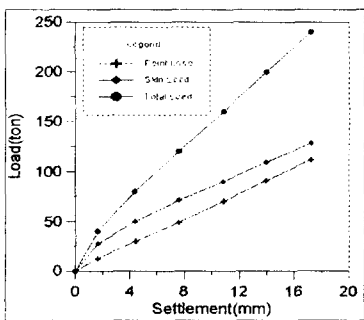
(i) 말뚝 7

그림 2. 각 말뚝의 연속하중 전이시험 결과

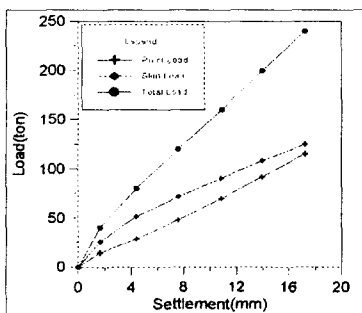
3.3 하중전이 결과를 이용한 말뚝의 극한 상태 판정

일반적으로, 하중재하 초기 상태에서는 주변마찰력이 재하중에 대하여 저항하나, 하중과 침하가 증가하게 되면 주변마찰력이 극한 상태에 도달하게 되고, 이후의 하중 증가분은 선단으로 전달된다. 하중이 더욱 증가하면 선단부도 극한 상태에 이르게 되는데 말뚝의 선단부와 주변부에 각각 전이된 하중과 말뚝의 침하량과의 관계곡선을 분석함으로써 말뚝의 극한 상태 여부를 파악할 수 있다.

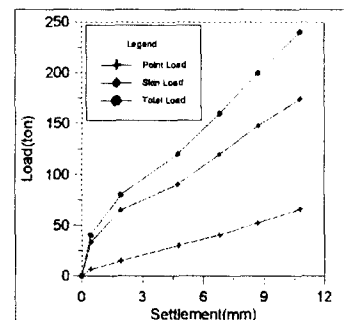
그림 3은 각 말뚝의 선단부와 주변부에 전이된 하중과 침하량과의 관계곡선으로, 이 곡선들을 분석하여 각 말뚝의 극한 상태를 파악코자 하였다. 표 4에서는 각 말뚝에 대한 정재하 시험결과로 그림 3에서의 분석결과와 비교함으로써 각 방법에 대한 상호검증을 실시하였다.



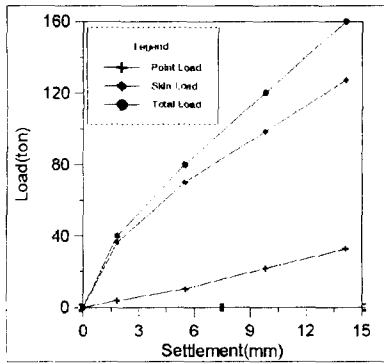
(a) 말뚝 1(콘크리트 유효응력계)



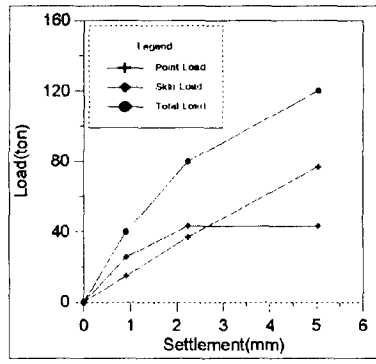
(b) 말뚝 1(스트레인 게이지)



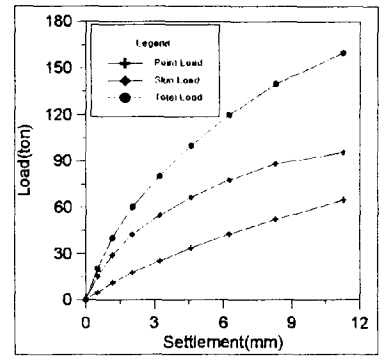
(c) 말뚝 2



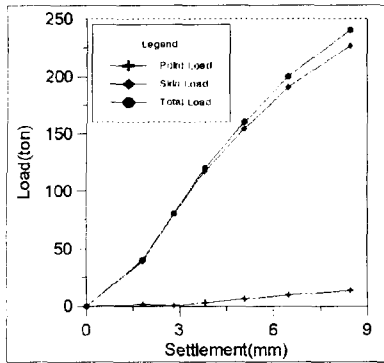
(d) 말뚝 3



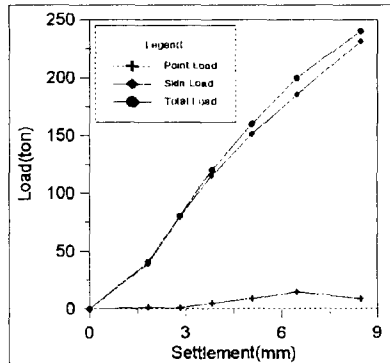
(e) 말뚝 4



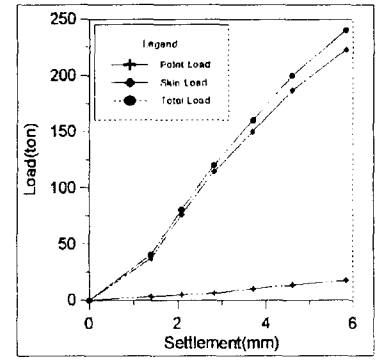
(f) 말뚝 5



(g) 말뚝 6(콘크리트 유효응력계)



(h) 말뚝 6(스트레인 게이지)



(i) 말뚝 7

그림 3. 각 말뚝의 하중-침하 관계곡선

표 4. 재하시험에 의한 각 말뚝의 항복 및 극한하중 판정(단위 : ton)

구 분		사질토(A지반)			점성토(B지반)		점성토(C지반)	
		말뚝 1	말뚝 2	말뚝 3	말뚝 4	말뚝 5	말뚝 6	말뚝 7
정재하시험결과	Davisson 방법 (항복하중)	236	138	160(ton) 에서 재료파괴	200	153	-	-
	Mazurkiewicz 방법	540	570		168	208	403	418
	Chin 방법	주면지지력	195(45%)	150(16%)	210(63%)	172(65%)	-	-
		선단지지력	235(55%)	773(84%)	127(37%)	95(35%)	-	-
	잔류침하 기준	AASHTO	150	240	130	127	121	-
DIN 4206		-	-	160	149	153	-	-

점성토(B지반)의 평균 N값이 8인데, 이 지반에 시공된 4번 말뚝은 80(ton)에서, 5번 말뚝은 160(ton)에서 주면 마찰력이 극한 상태에 도달한 것으로 나타났다. 한편, 사질토 A지반(평균 N값 : 14)과 점성토 C지반(평균 N값 : 18이상)에 시공된 말뚝은 그림 3에서 볼 수 있는 것 처럼 240(ton)에서도 주면 마찰력이 극한 상태에 도달하지 않아 더 큰 하중을 분담할 수 있는 것으로 판단된다.

하중전이 시험에 의한 하중-침하관계 곡선에 의한 극한상태 판정과는 달리 정재하시험 중 Davisson 방법 및 잔류침하 기준은 비교적 낮은 항복 및 극한하중을 나타내었다. 이는 Davisson방법이 현장타설 말뚝 보다는 항타말뚝의 해석에 적합하며 길이가 짧은 말뚝의 지지력을 과소평가한다는 견해(이명환, 이인모, 1994)와 일치하는 것으로 판단된다. Mazurkiewicz방법은 각 말뚝의 극한 지지력을 168~570(ton)으로 높게 평가하였다. 대구경 현장타설 말뚝의 지지력을 과대평가하는 것으로 알려진 Chin방법은 267~923(ton)의 높은 극한 지지력을 나타내었다. Mazurkiewicz방법과 Chin방법은 Davisson 방법에 비해

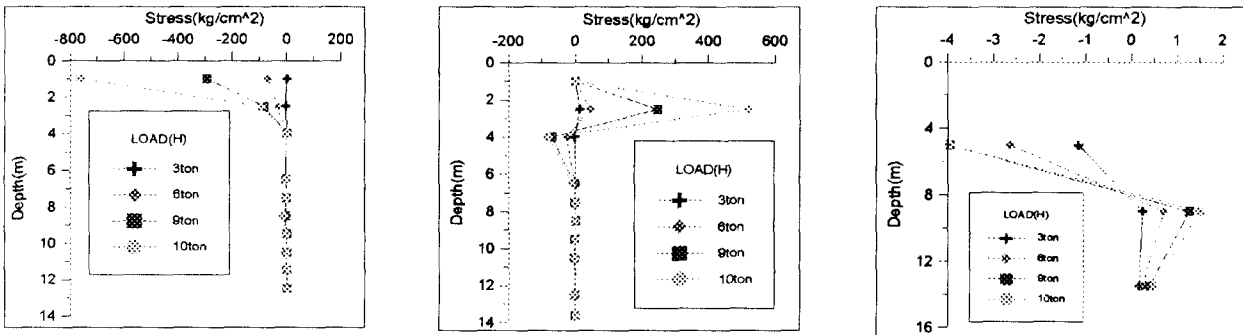
거의 2배에서 3배 이상의 하중을 지지하는 것으로 해석되었는데, 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 콘크리트 강도를 300~350(kg/cm²)으로 설계하였기 때문에 Mazurkiewicz 및 Chin 방법에서 해석된 극한 지지력에 도달하기 전에 재료의 파괴가 선행될 것으로 판단되나, 고강도 콘크리트를 사용할 경우에는 높은 하중을 지지할 수 있을 것으로 예상된다.

4. 수평하중 전이

수평하중에 대한 전이시험은 6, 7번 말뚝에 대해 수행되었으며, 수평재하 시험에서 단계별 하중재하에 의한 말뚝 길이별로 인장응력을 측정하였다. 수평재하 시험에서는 최대 수평하중을 12(ton)까지 재하하였으며 이때 말뚝 6, 7의 수평하중에 대한 허용지지력은 3.2(ton)인 것으로 나타났다. 표 5에서 수평 허용지지력일때와 최대 수평하중을 재하하였을 때의 말뚝에 발생한 인장응력의 크기와 측정위치를 나타내었으며 그림 4에서는 각 말뚝별 수평하중에 대한 응력분포를 나타내었다.

표 5. 수평 하중전이 시험결과

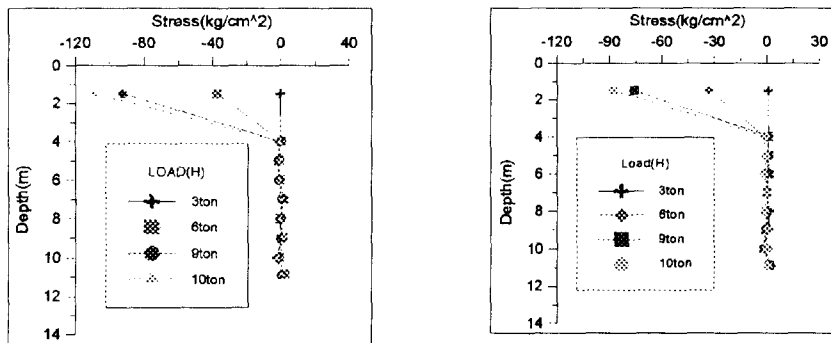
말뚝번호	말뚝번호	허용수평지지력(3.2ton)		최대 수평재하하중(12ton)	
		최대인장응력(kg/cm ²)	측정위치(m)	최대인장응력(kg/cm ²)	측정위치(m)
6	스트레인 게이지(c)	-2.25	2.5	-764.2	1.0
	스트레인 게이지(d)	-2.87	12.5	-80.0	4.0
	콘크리트 유효응력계	-1.16	5.0	-3.95	5.0
7	스트레인 게이지(a)	-3.07	10	-108.9	1.5
	스트레인 게이지(b)	-1.84	10	-87.82	1.5



(a) 말뚝 6 - c

(b) 말뚝 6 - d

(c) 말뚝 6 - 유효응력계



(d) 말뚝 7 - a

(e) 말뚝 7 - b

그림 4. 수평하중 전이시험 결과

수평하중 전이시험을 실시한 말뚝 6, 7은 콘크리트 압축강도가 350(kg/cm²)로 설계되었는데 콘크리트

의 인장강도를 압축강도의 1/10으로 가정하면 인장강도가 $-35(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 로 계산된다. 말뚝의 허용 수평하중(3.2ton)을 재하하였을 때 각 말뚝에서 최대 인장응력이 $-1.16\sim-3.07(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 발생하는 것으로 나타나 허용 수평하중을 재하하였을 때는 콘크리트의 인장강도를 초과하는 인장응력이 발생하지 않았다. 최대 수평하중(12ton)을 재하하였을 때 최대 $-80.0\sim-764(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 의 인장응력이 발생하였다. 콘크리트의 인장강도를 초과하는 인장응력은 말뚝 머리에서부터 3.0~5.5m 지점까지 발생하는 것으로 나타났으며 이는 말뚝길이의 21~39%에 해당한다. 그림 4(c)에서 콘크리트 유효응력계에 의해 측정된 인장응력은 최대 수평하중을 재하하였을 때 $-3.95(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 의 인장응력이 발생하여 같은 말뚝에서 스트레인 게이지에 의해 측정된 값보다 현저히 작은 값을 나타내었다. 이는 최상부에 설치된 콘크리트 유효응력계가 파괴인장응력 발생 영역인 3m 보다 깊은 4m 지점에서 인장응력을 측정하였기 때문이며 같은 깊이에 설치된 스트레인 게이지 측정값과는 유사한 측정결과를 나타내었다.

5. 결 론

사질토와 점성토 지반에 시공된 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝에 대하여 연직 및 수평하중에 대한 전이시험을 실시한 결과를 분석 정리하면 다음과 같다.

- (1) 설계하중을 60(ton)으로 하였을 때, 주변부의 N값이 평균 14 정도인 사질토 지반에 시공된 비배토 현장타설 말뚝은 주변 마찰력이 전체 하중의 66~89%를 지지하는 것으로 나타났다. 주변부의 N값이 8과 18 이상인 점성토 지반에서 주변 마찰지력이 각각 전체 하중의 59~72%와 93~98%를 지지하는 것으로 나타나서 비교적 연약한 지반에서도 비배토 현장타설 말뚝은 공벽의 다짐효과로 인하여 주변 마찰력이 큰 하중을 분담하는 것으로 나타났다.
- (2) 연직하중 전이시험 결과와 정재하 시험결과를 비교분석한 결과 재하시험 해석방법 중 Davisson 방법이 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 지지력을 과소평가하는 경향이 있으나 고강도 콘크리트를 사용치 않을 경우에는 적절한 해석법으로 판단된다.
- (3) 비배토 현장타설 콘크리트 말뚝의 허용수평하중(3ton)을 재하하였을 때에는 콘크리트 인장강도를 초과하는 인장응력은 발생하지 않았으며, 6(ton) 이상의 수평하중을 재하하였을 때 인장강도를 초과한 응력이 말뚝머리에서부터 말뚝길이의 21~39% 지점까지 발생하였다.

감사의 글

본 연구는 (주)태화엔지니어링이 대한주택공사에 연구를 의뢰한 “소구경 현장타설 콘크리트 말뚝(Omega Pile)공법의 현장적용 방안 연구”의 일부로써, 연구 지원에 감사드립니다.

참고문헌

1. 이명환, 이인모(1994), “말뚝기초(VII)”, **한국지반공학회지** Vol.10. NO.1, pp.61-74
2. Rogel. J.M., Oteo. C.S. & Soriano. A.(1988), “Load Transfer along bored piles in stiff clays”, *Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundation on Bored and Auger Piles*, pp.245-251
3. Neely, W. J.(1991), “Bearing Capacity of Auger-Cast Piles in Sand”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.117, No.2, pp.331-34
4. Impe, V.(1996), “Deep Foundations on Screw Piles”, *Proceedings of International Symposium on Pile Foundation*, pp.111-151