

KGS FALL '94 National Conference
28, 29 October, 1994/Seoul/Korea

KEYNOTE LECTURE

말뚝기초의 최적설계

Optimum design of pile foundations

이명환* : Lee Myung Whan 홍헌성* : Hong Hun Sung 이원제* : Lee Won Jae

* 파일테크

SYNOPSIS : For the optimum design of pile foundations, the determination of allowable load should take both the material strength and the geotechnical characteristics of the site into consideration. Through survey of previous construction records in Korea, it was found that most of the design is overconservative and in some cases the design load was higher than the constructed quality. Proper analysis making use of WEAP and monitoring of pile driving by PDA have been proved to solve most of the prevailing problems. In addition, the time effect in the evaluation of pile bearing capacity has the most significant effect and should not be ignored in the pile design

1. 서 론

국내에서는 연간 약 300만본의 기성콘크리트 말뚝과 26만본의 강관말뚝이 사용되는 것으로 알려져 있다. 이와 같은 물량의 말뚝이 사용되고 있음에도 불구하고 국내의 말뚝기초 설계 및 시공은 기술적으로 극히 초보적인 수준에 머무르고 있으며 따라서 구조적으로 안전하지 못한 경우와 비경제적인 건설이 이루어지고 있다.

말뚝기초의 사용물량은 근래의 사회간접자본 투자확대와 더불어 점차 증가될 전망이다. 향후 건설이 일반적으로 과거에 비하여 열악한 지반조건임을 감안할 때 말뚝기초의 규격도 대구경화, 장대화할 전망이다. 또한 최근의 강화된 사회의 환경의식은 말뚝기초의 시공방법도 종래의 항타공법 위주에서 선굴착 또는 속파기 등 저공해 공법으로의 전환이 급격히 이루어지게 하고 있으며, 이에 따라 말뚝기초에 소요되는 예산도 현재보다는 높아질 것으로 예상된다.

이와 같은 상황에서 곧 닥쳐올 건설시장의 문호개방은 우리에게 선진기술 습득의 기회가 될 수 있겠지만, 국내기술수준과 큰 격차를 보여주는 선진기술의 유입으로 인한 부작용 또한 클 것으로 우

려된다. 예를 들면 국내기술수준 향상을 촉진하기 위한 VE(value engineering)등의 제도로 인하여 오히려 외국기술을 보호하고 상당한 국가적 손실 또한 감수하여야 할 수도 있을 것이다.

이러한 현안 문제점을 타결하기 위해서는 우리의 기술수준 현황을 파악하고 문제점을 규명하여 그에 대한 대책수립이 시급히 이루어져야 할 것이다. 아울러 국내여건에 적합한 기술개발이 절실히 요구되는 시점이다.

국내의 현황파악을 위하여 그간 국내에서 실시된 말뚝기초의 설계 및 시공사례를 말뚝재하시험결과를 기준으로 하여 분석, 평가해 보았다. 그 결과 국내의 말뚝기초 설계와 시공은 지나치게 안전한 사례가 주류를 이루고 있으나 설계지지력이 미달되는 경우도 상당수 발생하고 있다.

최적설계, 시공이란 지반조건, 말뚝재질조건에 가장 부합하는 설계하중을 결정하는 것을 의미하며, 이러한 의미에서 보면 국내의 말뚝기초 설계는 거의 대부분 최적설계 및 시공이 되지 못하고 있다고 할 수 있다.

본 논문에서는 설계 및 시공사례분석을 바탕으로 하여 국내의 현황 파악과 그에 따른 문제점들을 도출하였다. 도출한 문제점들에 대하여는 심층연구가 필요하겠으나, 아래와 같은 개선대책들이 시급히 이루어져야 할 것으로 판단된다.

첫째, 설계기준을 보다 합리적으로 정립하여 최적 설계하중 결정 둘째, 말뚝과 지반간의 상호작용 규명 및 시공가능성의 검토 셋째, 말뚝지지력에 상당한 영향을 미치고 있는 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화현상의 규명 및 설계에의 반영

이러한 개선대책의 정착과 더불어 최적설계에 따라 높아질 것으로 예상되는 품질요구에 대한 철저한 품질확인과 새로운 말뚝재료 및 시공법의 개발이 병행되어야 할 것이다.

2. 국내의 말뚝설계, 시공현황

국내의 말뚝설계는 말뚝의 시공방법과 관계없이 표준관입시험(SPT)결과 N값을 기준으로 하여 실시되고 있다. 이는 국내에서 실시되는 거의 모든 지반조사에서 말뚝설계에 사용할 수 있는 지반정수는 N값이 유일한 자료이기 때문이다.

항타말뚝에서는 Meyerhof공식을 수정한 아래의 지지력 계산식이 폭넓게 활용되고 있다.⁽¹⁶⁾

$$q_b = 30N_b \text{ (ton/m}^2\text{)} \quad (1)$$

$$f_s = \bar{N}/3 \text{ (ton/m}^2\text{)} \quad (2)$$

여기서, q_b : 단위면적당 선단지지력

f_s : 단위면적당 주변마찰력

N_b : 선단부 부근의 N값

\bar{N} : 말뚝관입깊이의 평균 N값

위의 공식 (1), (2)는 Meyerhof의 제안식 $q_b = 40N_b$, $f_s = \bar{N}/5$ 를 국내의 시험결과에 따라 수정한 것이다.⁽⁴⁾ 선단지지력에 대하여는 그림 1에 표시한 것과 같이 항타시공된 관강말뚝의 SPLT결과⁽¹⁵⁾를 고려하여 수정하였으며, 주변마찰력은 그림 2에 나타난 것과 같은 분석결과를 근거로 한 것이다.

식(1) 및 (2)는 최근 개선된 일본의 설계기준과도 일치하는 공식이며, 항타 시공된 말뚝의 지지력의 평균값을 기존의 Meyerhof 공식에서보다 신빙성 있게 계산할 수 있는 장점이 있다.

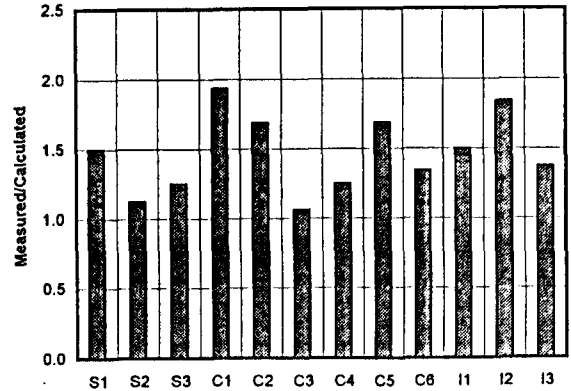


그림 1 선단지지력 예측의 신뢰도

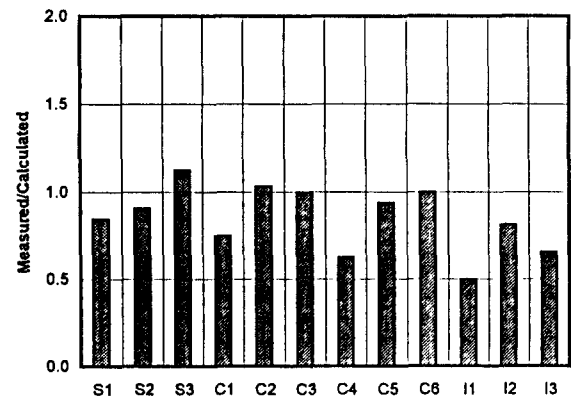


그림 2 주변마찰력 예측의 신뢰도

그러나 말뚝기초의 최적설계측면에서 보면 상당수의 말뚝이 과잉 설계 또는 안전성이 우려되는 상황을 피할 수 없다. 따라서 이와 같은 지지력 공식의 적용은 설계의 초기단계에서 개략적인 말뚝계획 수립 목적으로만 사용하는 것이 바람직하며, 이를 근거로 하여 설계지지력을 결정하는 것은 피해야 할 것이다.

식(1) 및 (2)는 항타시공된 말뚝에 적용할 수 있는 지지력 공식으로 최근 국내에서 많이 적용되는 선굴착 또는 슈퍼기공법에는 적용할 수 없다. 이와 같은 저공해말뚝의 지지력에 관해서는 국내의 연구실적이 극히 부진하여 아직까지 개략적인 수준으로도 설계 지지력을 산정할 수 있는 방안이 수립되지 못한 실정이다.

다만 국내에서 시공되는 저공해말뚝공법과 유사한 공법들이 널리 사용되는 일본의 지지력 공식들을 인용하여 개략적인 지지력 산정 목적으로 적용하고 있다.⁽⁸⁾⁽⁹⁾ 일본의 말뚝지지력 공식들도 공법의 원리에 따라, 적용기준에 따라 상이한 바, 국내의 시공방법의

특성을 감안하여 아래와 같은 지지력 공식을 설계 초기단계에서 개략적인 지지력 산정 목적으로 사용할 수 있을 것이다.

$$q_b = 20N_b (\text{ton}/\text{m}^2), \quad q_b \leq 800 \text{ ton}/\text{m}^2$$

(선단부에 부배합 시멘트풀주입의 경우) (3)

$$q_b = 30N_b (\text{ton}/\text{m}^2),$$

(선굴착 깊이보다 적어도 10이상 깊은 곳까지 말뚝선단부를 향타하는 경우) (4)

$$f_s = \bar{N}/5 (\text{ton}/\text{m}^2),$$

(빈배합의 시멘트풀주입의 경우) (5)

$$f_s = \bar{N}/2 (\text{ton}/\text{m}^2), \quad f_s \leq 10 \text{ ton}/\text{m}^2$$

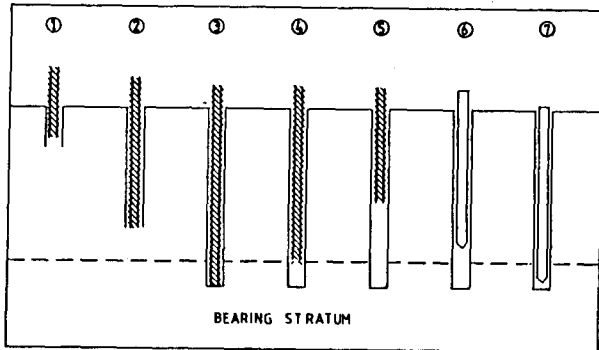
(부배합의 시멘트풀을 말뚝관입깊이 전체에 주입하는 경우)(6)

$$f_s = 1 \text{ ton}/\text{m}^2,$$

(시멘트풀을 주입하지 않는 경우) (7)

위의 지지력 산정공식들은 그간 국내에서 실시된 말뚝시험결과와 일본에서 적용되는 지지력 공식들을 종합한 것이다. 식(3),(5) 및 식(6)은 일본의 지지력 공식들을 수정없이 적용한 경우이지만 이들 공식들을 국내의 설계, 시공에 적용하기에는 무리가 있다.⁽⁶⁾

일본의 선굴착 및 시멘트풀 주입공법은 그림 3에 표시한 것과 같은 시공과정을 철저히 준수하여 시공되고 있다.



- ① 오거굴착 개시
- ② 오거굴착, 굴착액 주입
- ③ 오거굴착완료, 지지층에 근입
- ④ 오거굴착, 선단부고정액 주입
- ⑤ 오거인발, 주변고정액 주입
- ⑥ 말뚝삽입, 자중에 의한 삽입
- ⑦ drop hammer에 의한 최종향타

그림 3 선굴착 및 시멘트풀주입공법의 시공과정

일본에서 시행되는 선굴착 및 시멘트풀 주입공법과 국내에서 시행되는 공법의 차이는 굴착후 시멘트풀 주입방법에 있다. 일본의 공법은 말뚝선단부 부근에는 400~800 kg의 시멘트를 집중적으로 투입하여 형성되는 흙-시멘트의 28일 강도가 500 kg/cm² 이상이 되도록 한다. 반면 선단부 윗쪽의 굴착공에는 굴착체적 1 m³당 120 kg/cm² 정도의 빈배합 시멘트풀만을 주입하여 말뚝의 고정만을 도모한다. 따라서 말뚝선단부는 선단부 고정용 부배합 시멘트풀 주입하단부로 부터 50 cm이내의 높이가 되도록 하며, 이와 같은 시공시 위의 식(3)과 식(5)를 적용하고 있다.

국내의 시공은 대부분 선단부 고정용 시멘트풀과 주변부 고정용 시멘트풀이 구분되지 못한 상태에서 같은 배합의 시멘트풀이 말뚝관입 전깊이에 주입된다. 이때 주입되는 시멘트풀이 일본에서 주변부 고정용 목적으로 사용하는 빈배합 시멘트풀인 경우가 많고 선단부 고정용 시멘트풀은 주입되지 않는다. 따라서 말뚝의 지지력은 말뚝선단부의 조건에 따라 크게 좌우된다.

연속오거(continuous flight auger)굴착시 굴착토사의 배토가 문제가 없고 지하수위 아랫쪽에 사질토층이 없는 경우, 굴착공벽 유지가 가능하다. 이와 같은 지반조건일 때 굴착공내 말뚝을 삽입하면 말뚝선단부는 굴착깊이까지 도달할 수 있다. 삽입된 말뚝은 드롭해머나 유압해머를 사용하여 최종향타를 하면 주변마찰력의 저항이 없는 상태에서 선굴착 깊이보다 깊은 비교적 단단한 지지층까지 말뚝선단부를 관입시킬 수 있고, 상당히 양호한 선단지지력을 기대할 수 있다. 이러한 경우 말뚝선단지지력은 식(4)를 적용할 수 있으며 실제 지지력은 선단부가 위치한 지지층에 따라 의외로 큰 값을 갖을 수도 있다. 그림 4는 동일한 지반조건에서 향타된 말뚝과 선굴착 후 최종향타된 말뚝의 재시험결과를 비교한 것으로 선굴착후 최종향타된 말뚝의 주변마찰력은 향타말뚝보다 낮지만 선단지지력은 훨씬 크게 되어 전체적으로 큰 지지력을 갖는다.⁽³⁾

그러나 그림 4와 같은 경우는 국내에서 그리 많지 않다. 이는 지반조건이 자갈층을 포함하고 있어 연속오거굴착으로 충분한 배토가 되지 못하는 것이 주원인이며, 지하수위 아랫쪽의 사질토층에서 공벽이 붕괴되는 때문으로 판단된다. 이와 같은 조건일 경우 선굴착후 말뚝삽입 및 최종향타를 실시하여도 말뚝선단부는 선굴착 깊이보다 깊은 곳까지 관입되지 못한다. 이러한 조건에서는 말뚝의 지지력은 거의 대부분 주변마찰력에 의존할 수 밖에 없으며 여기에 빈배합의 시멘트풀을 주입하여 기대할 수 있는 지지력은 식(5)정도이다. 이와 같은 지반에서는 빈배합 시멘트풀보다

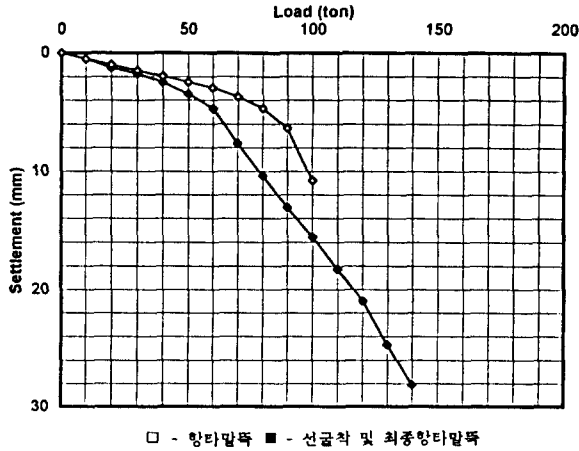


그림 4 항타말뚝과 선굴착후 최종항타말뚝의 재하시험결과 비교

2.5배 정도(굴착토사 1 m³당 300 kg/cm²이상)의 부배합 시멘트풀을 주입하는 것이 바람직하며 주면마찰력은 식(6)으로 개략 산정할 수 있다.

이상은 한정된 국내의 적용성으로 부터 도출한 결론이기 때문에 그 신뢰도는 극히 낮을 것으로 판단된다. 즉 문제가 발생한 또는 예상되는 지반조건에서 앞에서 설명한 처방으로 안전한 시공이 가능하였을 뿐이며, 그 처방이 최적설계개념과는 상당한 차이가 있다.

이상에서 설명한 바와 같이 국내의 말뚝기초 설계 또는 시공은 항타말뚝에서는 그림 1 또는 그림 2의 안전측 고려, 선굴착 공법에서는 시멘트풀 주입조건과 최종항타 조건을 감안하면 충분히 안전한 설계, 시공이 가능하다. 그러나 말뚝기초의 최적설계를 위해서는 각 현장조건별, 시공방법별로 기대할 수 있는 최적지지력을 판정할 수 있어야 한다.

이러한 관점에서 국내의 말뚝기초 설계 및 시공현황을 판단하기 위하여 국내에서 실시된 총 202개의 말뚝재하시험결과를 분석하여 보았다. 본 분석에서는 콘크리트말뚝 자료만을 대상으로 하였으며 시공방법별로는 항타공법 95개소, 선굴착 및 시멘트풀주입공법 107개소를 대상으로 하였다. 말뚝직경별, 시공방법별 설계하중 및 재하시험 내역은 표 1에 요약하였다.

본 논문에서 연구대상으로 한 시공사레들은 우리나라 전체를 대표한다는 대표성 측면에서 문제가 있는 것은 사실이다. 그러나 이와 관련한 자료들은 수집이 곤란한 바, 향후 체계적인 연구가 요망된다.

표 1 항타공법으로 시공된 콘크리트말뚝 재하시험결과

말뚝종류	말뚝직경 (mm)	설계하중 (ton)	시 험 결 과			
			시험개소	극한 또는 항복 확인불능	항복하중확인	극한하중확인
PC말뚝	350	26.4	1		1	13
		40	38	18	7	
		50	2	1	1	
	400	50	8		2	4
		60	3	2	1	2
		40	10	9	1	
PHC말뚝	350	50	9	6	2	1
		60	1	1		
		50	6	4	1	1
	400	70	6	4	2	
		80	6	3		3
		90	1			1
		90	1	1		
	450	95	1	1		
		500	100	2		2
	합 계		95	50	20	25

표 2 선굴착 및 시멘트풀주입공법으로 시공된 콘크리트말뚝 재하시험결과

말뚝종류	말뚝직경 (mm)	설계하중 (ton)	시 험 결 과			
			시험개소	극한 또는 항복 확인불능	항복하중확인	극한하중확인
PC말뚝	350	40	17	10	5	2
		44	3	2		1
		45	1		1	
		50	3	3		
		40	1	1		
	400	45	1	1		
		50	28	21	2	5
		55	1		1	
		60	7	2	2	3
		80	3	2	1	
450	66	3	3			
	70	3	3			
	500	100	8	7		1
PHC말뚝	350	50	5	1	4	
		60	3	1	2	
		65	3		1	2
	400	50	2	2		
		75	2	1	1	
		80	12	6	2	4
500	80	1	1			
합 계		107	67	22	18	

수집된 자료들에 대한 분석에 의하면 국내의 경우 PC말뚝은 시공법과 관계없이 ϕ 350 mm는 40 ton, ϕ 400 mm는 50 ton의 설계하중이 일반화 되어 있다. PHC말뚝의 경우에는 PC말뚝보다 높은 설계

하중을 갖는 것으로 설계되고 있으며 설계하중 분포도 PC말뚝보다 다양한 것을 알 수 있다. 그러나 설계하중 수준은 아직도 말뚝재료의 허용하중보다 낮은 수준에 머무르고 있다.

총 202개 말뚝재하시험 결과를 분석해 보면 117개소(57.9%)의 경우 시험최대하중(일반적으로 설계하중의 225~250%)까지 항복현상이 규명되지 못하였으며, 42개소(20.8%)는 항복하중만이 판정되었고, 극한하중(말뚝직경의 10%침하가 발생한 경우의 하중)이 판명된 경우는 43개소(21.3%)인 것으로 나타나고 있다.

위의 내역중 극한하중 또는 항복하중이 판명된 경우에도 설계하중 조건을 만족시키는 경우와 만족시키지 못하는 경우에 대하여는 후술하는 3.1 설계기준의 정립에서 구체적으로 분석하였다.

전체의 21.3%에 달하는 설계지지력 미달의 경우, 일부 설계 상의 무리가 있었던 사례도 없지 않으나 거의 대부분은 문제점 발생시 시공법의 개선으로 지지력 미달을 해결할 수 있었다.

보다 근본적인 문제는 전체의 57.9%에 해당하는 설계에서는 설계하중의 225~250%까지 실시된 말뚝재하시험에서 극한상태는 물론 항복현상도 규명되지 못한 사실이다. 이는 우리 나라에서 말뚝기초 시공이 대부분 안전하게 이루어지고 있다고 긍정적으로 평가할 수도 있지만, 실제 시공되는 말뚝이 지지할 수 있는 지지능력을 설계에서 과소평가하고 있음을 극명하게 보여주고 있다고 판단할 수 있다.

이상을 종합해 볼 때 우리 나라에서 말뚝기초의 최적설계 개념을 도입하면 현재의 시공기술 수준하에서도 적어도 10~25%정도까지 말뚝의 설계하중을 증가시킬 수 있다고 판단된다. 아울러 21.3%에 달하는 지지력 미달문제는 사전에 철저한 설계검토 및 시험시공을 통한 설계가정의 입증을 실시하면 방지할 수 있을 것이다. 최적설계 개념의 적용이 일반화될 경우 국가적으로 연간 1000억원 이상의 예산절감이 가능할 것으로 판단되며 기초공사의 부실방지도 기할 수 있을 것이다. 그러나 이러한 설계의 최적화를 정착시키기 위해서는 말뚝지지력의 심층연구와 설계개념의 개선 및 철저한 품질관리가 필수적이다.

3. 설계 및 시공개선방안

제 2장에서 설명한 우리 나라의 말뚝기초 설계 및 시공현황과 그로부터 도출한 문제점은 말뚝기초의 설계와 시공 전과정에서 걸쳐 산재한 문제점들 중의 일부일 뿐이다. 그러한 전반적인 문제점들

은 국내 및 국외의 관련 연구결과에서 찾아볼 수 있으며⁽⁶⁾ 본 논문에서는 말뚝지지력의 측면에서 가장 시급히 요구되는 문제점들에 국한하였다.

이러한 문제점들을 해결하기 위하여는 참고문헌(6)에서 제시한 바와 같이 전반적인 개선대책이 요구된다. 그러나 이러한 전반적인 대책의 실행에는 체계적인 연구를 통한 개선방안이 강구되어야 한다. 본 논문에서는 제 2장에서 설명한 현안의 시급한 문제점들에 대하여 아래와 같은 개선방안을 제시하고자 한다.

- (1) 설계기준의 정립
- (2) 시공성의 검토 및 보완
- (3) 시간경과에 따른 말뚝지지력변화 영향의 고려

이하 각 절에서는 각각에 대하여 문제점을 상세히 규명하고 대책을 제시하였다. 아울러 개선방안의 시행과 함께 품질관리 방안의 수립과 지속적인 기술개발이 병행되어야 할 것이다.

3.1 설계기준의 정립

현재 국내에서 적용되는 말뚝관련 설계기준은 건설부 제정 「구조물기초 설계기준」 과 「도로교 표준시방서」 를 들 수 있다.⁽¹⁾⁽²⁾ 설계기준 내용중 말뚝의 지지력과 관련한 조항을 정리해 보면 말뚝의 설계하중은 아래와 같은 여러 가지 방법으로 결정할 수 있다.

- o. 정역학적 지지력 공식
- o. 현장시험결과
- o. 항타공식
- o. 재하시험
- o. 동재하시험

1) 정역학적 지지력공식

정역학적 지지력공식은 말뚝에 하중이 재하됨에 따라 지반내에 발생하는 지반의 변형상태를 추정하고, 이 변형형태를 지반의 토질정수(ϕ, C, δ)와의 관계로 해석하여 말뚝의 극한지지력을 이론적으로 계산하는 방법이다.

이론적 말뚝지지력 해석은 ① 지반조사 결과로부터 토질정수 결정상의 신뢰도 ② 적용하는 지지력 이론의 신뢰도 ③ 이론해석은 기본적으로 항타말뚝에 대한 지지력인 바, 시공방법에 따른 지지

력 추정 의 곤란 등의 문제로 실무에서는 거의 사용되지 않고 있다.

2) 현장시험결과

국내의 지반조사는 거의 대부분 표준관입시험에 의하고 있으며, 따라서 국내의 말뚝설계는 거의 대부분 식(1)~(7)에서 설명한 공식이 적용되고 있다.

그러나 표준관입시험 결과 N_{60} 을 이용한 말뚝지지력 계산은 그림 1 및 그림 2에서 설명한 바와 같이 극히 개략적인 실정이며, 최적 설계 개념으로 사용하기에는 그 신뢰도가 낮다. 따라서 이 방법에 의한 지지력 계산은 설계초기단계에서 개략적인 지지력 추정에 국한하는 것이 바람직하다.

3) 항타공식

국내의 경우 항타말뚝에서 Hiley 및 ENR공식 등 항타공식에 의해서도 말뚝의 지지력을 계산할 수 있도록 허용하고 있다.

그러나 항타공식으로 측정, 계산된 말뚝의 지지력은 참고문헌(4)에서 설명한 것처럼 그 신뢰도가 극히 낮기 때문에 그 사용을 허용하는 것은 말뚝지지력의 평가에 좋지 못한 영향을 줄 수 있으며 따라서 그 적용을 엄격하게 제한할 필요가 있다.

항타공식에 의한 말뚝지지력과 실제 지지력을 비교하기 위하여 시험시공을 실시하였다. 본건 시험시공에서는 항타공식의 적용성 외에 항타장비의 효율, 말뚝지지력의 시간경과에 따른 변화 등이 함께 연구되었다.

지반조건은 매립토층, 풍화화강토층, 풍화화강암층으로 이루어진 지반에 $\phi 406.4 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}(t)$ 의 강관말뚝과 $\phi 400 \text{ mm}$ PHC말뚝을 K 25 디젤해머로 항타하였다. 말뚝의 관입깊이는 14 m 정도이며 항타시 및 항타로부터 8일, 15일 및 38일 경과시에 동재하시험을 실시하였다.

최종 항타시 램의 낙하고는 2.6 m 정도가 유지되어 이론적인 항타에너지는 $6.5 \text{ ton} \cdot \text{m}$ 가 된다. 그러나 실측된 항타에너지는 표 3에 나타난 것처럼 항타순서에 따라 크게 상이한 것으로 확인되었다.

표 4에는 항타종료시 실시한 동재하시험 결과를 요약하였다. 여기에서 말뚝별 극한지지력이 차이가 나는 것은 지반의 가변성에

표 3 항타순서에 따른 항타에너지 변화

항 타 순 서 →

말뚝번호	R18	C1	C2	A1	A2	B1	B2	D1	D2	E1	E2	R13	R14
실측값(t·m)	2.02	1.54	1.98	1.92	2.02	1.91	1.98	2.25	1.95	2.16	1.72	2.35	2.04
효 율 (%)	31.5	23.7	30.5	29.5	31.1	29.4	30.5	34.6	30.0	33.2	26.5	36.2	31.3

기인한 것으로 판단된다. 표 4에는 항타분석기에서 계산한 항타공식에 의한 말뚝의 극한지지력을 함께 표시하였다.

표 4 항타종료시 동재하시험결과와 항타공식에 의한 말뚝지지력 비교

시험일자 : 1994. 8. 28.

PILE		극한지지력(PDA) (ton)			극한지지력(항타공식) (ton)	
NO.	TYPE	주 면	선 단	전 체	HF	ENR
A1	PHC 400	42	68	110	168	193
A2	PHC 400	72	52	124	187	237
B1	PHC 400	147	32	179	262	347
B2	PHC 400	94	35	129	202	221
C1	PHC 400	93	23	116	171	181
C2	PHC 400	113	42	155	212	249
D1	PHC 400	82	62	144	232	318
D2	PHC 400	95	34	129	152	167
E1	PHC 400	61	52	113	202	318
E2	PHC 400	94	41	135	178	198
R13	ST 406.4 × 9 t	149	36	185	262	383
R14	ST 406.4 × 9 t	173	39	212	225	299
R18	ST 406.4 × 9 t	104	69	173	255	393

항타공식에 의한 말뚝의 극한지지력은 동재하시험에 의한 극한지지력과 대비할 때 전반적으로 큰 것으로 나타나고 있다. Hiley공식은 13개 측정값의 평균이 동재하시험에 의한 극한지지력의 1.44배이며 Engineering News공식은 1.85배로 나타나고 있다. 이 결과 만으로 보면 Hiley공식이 Engineering News공식보다 신뢰도가 높은 것으로 판단되며 이는 기존의 연구결과들과 일치한다.⁽¹⁷⁾

그러나 항타공식에 의한 말뚝지지력 계산은 표 4에 나타난 바와 같이 데이터의 분산도가 심하여 이를 기준으로 하여 말뚝의 지지력을 평가하는 것은 바람직하지 못하다.

이상에서 알아본 바와 같이 항타공식에 의한 말뚝지지력 추정은 항타장비 효율의 가변성과 공식자체의 신뢰도 등이 문제시되어 실무에서의 적용은 미국 FHWA에서 규정한 것처럼 특별히 지반조건이 잘 규명되었으며 적합한 경험식이 입증되었을 경우는 예외로 하나

일반적인 조건에서는 그 적용을 허용하지 않도록 하여야 한다.⁽¹²⁾

4) 정재하시험

정재하시험에 의한 말뚝의 지지력 산정은 여러 가지 방법들중 가장 신뢰도가 높은 방법으로 알려져 왔다.

국내의 경우 정재하시험 결과로부터 말뚝의 설계하중을 결정하는 데는 기본적으로 아래와 같은 판정법들이 사용되고 있다.

- o. 극한하중이 규명된 경우 극한하중에 안전율 3.0을 적용
- o. 극한하중이 규명되지 못하였을 때는 ① log P-log S판정 ② S-log t판정 ③ dS/d(log t)-P판정에 의한 항복하중에 안전율 2.0을 적용

위와 같은 설계하중 결정법은 기초설계의 두가지 원칙 ① 파괴에 대하여 안전할 것 ② 허용된 범위 이상의 침하가 발생하지 않을 것 중 ①에 해당되는 사항이다.

그러나 실제 말뚝기초가 구조물 기초로서의 역할(serviceability)을 담당하는 데에는 파괴에 대하여 안전할 것이라는 개념보다 오히려 허용된 범위 이상의 침하가 발생되지 않아야 하는 침하량 개념의 설계가 요구되는 실정이다. 따라서 미국이나 유럽의 설계개념은 침하량을 기준으로 하는 경우가 많은 실정이다. 이에 국내에서도 말뚝설계의 합리화를 기하고 최적설계를 위하여 위의 설계하중 결정방법외에 침하량 기준의 도입을 검토하기로 한다.

침하량을 기준으로 하여 말뚝의 설계하중을 결정하는 데에는 ① 전침하량(gross settlement)기준과 ② 순침하량기준(net settlement)기준이 있다. 전침하량기준은 말뚝의 길이 및 직경에 따른 말뚝재료의 탄성압축량이 포함된 값이므로 말뚝의 안전판단에 문제가 있다. 따라서, 많은 경우 말뚝의 설계하중을 판단하는 척도는 재하된 하중이 제거되었을 때에도 회복되지 않는 순침하량기준이 적용되고 있다. 순침하량기준에는 여러 가지가 있으나 ① 미국 COE에서 적용하는 0.25 inch의 순침하량 발생 하중에 2.0의 안전율 적용⁽¹⁹⁾과 ② 독일 DIN에서 규정한 말뚝직경의 2.5%의 순침하량 발생하중에 2.0의 안전율을 적용하는 기준⁽¹¹⁾ 검토하였다.

이상의 여러가지 설계하중 결정법과 말뚝재료의 탄성압축량에 일정한 값의 추가침하량(말뚝직경의 1/120)을 발생시키는 하중에 안전율 2.0을 적용하는 Davisson의 판정법⁽¹⁰⁾을 적용하여 정재하시험 결과를 해석, 비교하였다.

표 5에는 항타공법으로 시공된 말뚝중 극한하중이 규명된 25개 정재하시험 결과를 앞에서 설명한 여러가지 허용하중 판정법으로 분석하여 비교하였다. 표 6에는 선굴착 및 시멘트풀주입공법으로 시공된 경우중 극한하중이 규명된 18개 정재하시험 결과에 대한 비교이다.

표 5 극한하중이 나타난 경우 여러가지 허용하중결정법 비교(항타공법)

번호	말뚝규격		설계하중 (ton)	허용 하 중 / 설 계 하 중							
	직경(mm)	길이(m)		1	2	3	4	5	6	7	
	PC말뚝										
34	350	5.4	40.0	0.73	0.88	0.68	0.84	0.71	0.76	0.60	
35	350	7.4	40.0	0.58	0.50	-	0.38	0.46	0.54	0.43	
36	350	4.0	40.0	0.63	0.50	-	0.96↑	0.38	0.50	0.28	
37	350	7.1	40.0	0.42	0.50	-	0.50	0.51	0.53	0.51	
38	350	10.1	40.0	0.77	1.00	0.80	1.00	1.01	1.03	1.03	
39	350	9.0	40.0	0.55	0.75	0.38	-	0.63	0.68	0.68	
40	350	6.2	40.0	0.81	1.00	0.98	1.00	0.96	1.01	1.21	
41	350	5.0	40.0	0.56	0.50	0.56	0.50	0.53	0.56	0.51	
42	350	7.0	40.0	0.82	0.75	0.81	0.63	0.75	0.83	0.68	
43	350	14.7	40.0	0.38	0.38	0.35	-	0.43	0.44	0.43	
44	350	10.1	40.0	0.77	1.00	0.81	1.00	1.01	1.03	1.03	
45	350	9.0	40.0	0.56	0.63	0.38	0.61	0.63	0.68	0.68	
46	350	11.1	40.0	0.54	0.75	0.56	0.88	0.79	0.84	1.09	
47	400	9.0	50.0	0.77	1.05	0.90	1.00	0.87	0.97	0.92	
48	400	11.8	50.0	0.67	1.00	0.84	0.90	0.88	1.00	0.92	
49	400	12.5	50.0	0.74	1.11	1.00	1.00	1.01	1.06	1.01	
50	400	10.1	50.0	0.83	1.12	1.10	1.00	1.00	1.04	0.95	
51	400	11.5	60.0	0.48	0.50	-	0.46	0.47	0.53	0.42	
52	400	13.5	60.0	0.62	0.63	-	-	0.51	0.57	0.48	
	PC말뚝										
90	350	21.4	50.0	0.86	1.29	1.29	1.20	1.21	1.22	1.23	
91	400	19.0	50.0	0.83	0.75	1.10	1.11	1.01	1.07	0.74	
92	400	26.7	80.0	0.83	0.88	0.96	0.84	0.98	1.05	1.05	
93	400	18.8	80.0	0.75	0.88	0.71	0.81	0.84	0.93	0.88	
94	400	25.4	80.0	0.77	0.75	-	0.69	0.78	0.89	0.77	
95	400	25.3	90.0	0.56	0.63	-	0.74	0.76	0.78	0.73	
집 계 (평균)				0.67	0.67	0.79	0.82	0.76	0.82	0.77	
항복하중 확인분					25/25	18/25	22/25	25/25	25/25	25/25	

주 : 1. 극한하중(말뚝직경의 10% 전침하량 발생하중)

- 2. S-log t 3. dS/d(log t)-P 4. log P-log S 5. 0.25 inch
- 6. 0.25D 순침하량 7. Davisson기준

표 7과 표 8에는 극한하중은 규명되지 않았으나 Davisson판정법에 의한 항복하중이 규명된 42개 말뚝재하시험 결과를 비교하였다.

표 5와 표 6에 나타난 바와 같이 국내에서 적용되는 극한하중(본 분석에서는 말뚝직경의 10%에 해당되는 전침하량이 발생하는 하중으로 정의하였음)을 안전율 3.0으로 나누어 허용하중으로 판정하는 기준은 기타 항복하중기준이나 순침하량기준 또는 Davisson의 판정법에 비하여 보수적인 것으로 나타나고 있다.

또한 앞에서 설명한 항복하중 판정기준들간에도 평가방법에 따라 평가결과가 상이하게 나타나고 있다. 이와 같은 항복하중 판정기준들 간의 상이한 해석결과는 표 7 및 표 8에 나타난 재하시험결

과 분석에서도 나타나고 있다.

표 6 극한하중이 나타난 경우 여러가지 허용하중결정법 비교
(선굴착 및 시멘트풀주입공법)

번호	말뚝규격		설계하중 (ton)	허용하중 / 설계하중							
	직경(mm)	길이(m)		1	2	3	4	5	6	7	
	PC말뚝										
163	350	7.0	40.0	0.46	0.66	0.69	-	0.15	0.20	0.31	
164	350	10.2	40.0	0.38	0.41	0.21	-	0.34	0.36	0.45	
165	350	9.5	44.0	0.67	1.00	0.74	0.88	1.00	1.00	0.84	
166	400	8.0	50.0	0.53	0.66	0.50	0.53	0.49	0.56	0.47	
167	400	13.5	50.0	0.77	1.00	1.00	0.92	0.88	1.00	0.97	
168	400	13.0	50.0	0.67	0.87	0.75	0.87	0.78	0.82	0.89	
169	400	13.0	50.0	0.70	0.87	0.85	0.81	0.80	0.84	0.88	
170	400	6.5	50.0	0.55	0.85	0.85	0.85	0.28	0.35	0.29	
171	400	6.0	60.0	0.71	0.83	0.81	0.83	0.81	0.88	0.76	
172	400	6.3	60.0	0.74	0.92	-	-	0.66	0.77	0.64	
173	400	7.0	60.0	0.56	0.63	0.61	-	0.55	0.58	0.61	
174	500	20.7	100.0	0.58	0.88	0.88	0.75	0.75	0.76	0.78	
	PHC말뚝										
197	350	4.0	65.0	0.34	0.38	0.38	0.49	0.26	0.29	0.25	
198	350	4.0	65.0	0.42	0.50	0.34	-	0.22	0.32	0.13	
199	400	12.4	80.0	0.50	0.50	0.48	0.50	0.51	0.56	0.48	
200	400	11.2	80.0	0.73	0.50	0.50	0.86	0.60	0.78	0.54	
201	400	10.0	80.0	0.67	0.75	0.58	0.71	0.59	0.72	0.55	
202	400	13.0	80.0	0.45	0.50	0.38	0.50	0.32	0.39	0.28	
집 계 (평균)				0.58	0.71	0.62	0.73	0.56	0.62	0.56	
항복하중 확인분					18/18	17/18	13/18	18/18	18/18	18/18	

표 7 항복하중이 나타난 경우 여러가지 허용하중결정법 비교(항타말뚝)

번호	말뚝규격		설계하중 (ton)	허용하중 / 설계하중							
	직경(mm)	길이(m)		1	2	3	4	5	6	7	
	PC말뚝										
22	350	7.0	26.4	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	0.63	0.80	0.57		
23	350	3.8	40.0	(1.13↑)	(1.13↑)	0.88	0.95	(1.13↑)	1.34		
24	350	6.0	40.0	(1.25↑)	0.88	1.00	(1.25↑)	(1.25↑)	1.14		
25	350	5.5	40.0	(1.30↑)	0.90	1.00	(1.30↑)	(1.30↑)	1.25		
26	350	5.4	40.0	(1.13↑)	1.00	1.00	1.03	1.10	0.90		
27	350	8.0	40.0	1.14	0.75	0.89	1.15	1.25	1.13		
28	350	7.5	40.0	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	1.06		
29	350	18.0	40.0	1.25	0.93	0.88	(1.25↑)	(1.25↑)	1.20		
30	350	7.5	50.0	(1.00↑)	(1.00↑)	(1.00↑)	0.53	0.69	0.51		
31	400	11.2	50.0	(1.13↑)	(1.13↑)	(1.13↑)	1.07	(1.13↑)	1.03		
32	400	11.0	50.0	(1.25↑)	1.12	0.82	1.10	(1.25↑)	1.04		
33	400	7.0	60.0	1.00	0.87	0.63	0.87	1.00	0.90		
	PHC말뚝										
82	350	5.4	40.0	(1.00↑)	(1.00↑)	(1.00↑)	0.91	(1.00↑)	0.76		
83	350	9.0	50.0	0.95	0.62	0.62	0.71	0.76	0.74		
84	350	8.2	50.0	(1.25↑)	1.10	0.62	(1.25↑)	(1.25↑)	1.21		
85	400	21.5	50.0	1.25	0.98	1.09	1.10	1.18	1.17		
86	400	16.9	70.0	(1.25↑)	(1.25↑)	0.86	(1.25↑)	(1.25↑)	1.16		
87	400	7.5	70.0	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	1.12		
88	500	7.8	100.0	1.11	(1.27↑)	(1.27↑)	1.10	(1.27↑)	0.94		
89	500	10.3	100.0	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	1.02		
집 계 (평균)				1.17↑	1.05↑	0.98↑	1.06↑	1.13↑	1.01		
항복하중 확인분				6/20	10/20	12/20	12/20	7/20	20/20		

표 5~8에 나타난 여러가지 평가기준들에 의한 말뚝의 허용하중으로부터 일관된 상관관계 도출은 사실상 불가능하다. 단 국내의 말뚝기초의 설계지지력 판단의 기준이 되는 극한지지력에 3.0의

표 8 항복하중이 나타난 경우 여러가지 허용하중결정법 비교
(선굴착 및 시멘트풀주입공법)

번호	말뚝규격		설계하중 (ton)	허용하중 / 설계하중							
	직경(mm)	길이(m)		1	2	3	4	5	6	7	
	PC말뚝										
151	350	14.0	40.0	0.99	0.80	0.90	0.81	0.93	0.76		
152	350	14.0	40.0	1.13	0.66	0.75	1.06	1.19	1.06		
153	350	8.5	40.0	1.25	1.00	1.00	1.19	(1.25↑)	1.21		
154	350	14.5	40.0	1.00	0.81	0.88	(1.10↑)	(1.10↑)	1.04		
155	350	8.6	40.0	1.31	0.69	0.88	1.21	(1.31↑)	1.14		
156	350	13.7	45.0	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	1.15		
157	400	6.5	50.0	0.75	(1.00↑)	(1.00↑)	0.65	0.81	0.66		
158	400	7.2	50.0	(1.13↑)	(1.13↑)	(1.13↑)	0.68	0.92	0.61		
159	400	9.0	55.0	(1.00↑)	0.75	(1.00↑)	0.65	0.86	0.69		
160	400	5.5	60.0	1.13	0.58	0.83	0.88	1.08	0.88		
161	400	9.5	60.0	(1.00↑)	(1.00↑)	0.88	(1.00↑)	(1.00↑)	0.98		
162	400	19.0	80.0	1.13	1.19	1.19	1.27	1.33	1.40		
	PHC말뚝										
187	350	8.2	50.0	1.25	(1.25↑)	1.00	(1.25↑)	(1.25↑)	1.20		
188	350	7.5	50.0	1.13	0.74	0.67	0.68	0.87	0.67		
189	350	7.5	50.0	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	(1.25↑)	1.04		
190	350	8.6	50.0	1.25	(1.25↑)	1.00	(1.25↑)	(1.25↑)	0.96		
191	350	10.0	60.0	(1.14↑)	(1.14↑)	(1.14↑)	(1.14↑)	(1.14↑)	1.13		
192	350	13.0	60.0	1.13	0.42	0.88	1.01	1.10	0.96		
193	350	4.0	65.0	1.00	0.50	0.62	0.81	0.94	0.63		
194	400	10.2	75.0	0.73	(1.13↑)	(1.13↑)	0.87	1.13	0.82		
195	400	9.0	80.0	(1.16↑)	1.03	0.85	0.78	0.91	0.79		
196	400	13.9	80.0	(1.05↑)	(1.05↑)	1.00	(1.05↑)	(1.05↑)	1.04		
집 계 (평균)				1.10↑	0.94↑	0.97↑	0.99↑	1.09↑	0.95		
항복하중 확인분				14/22	12/22	15/22	14/22	12/22	20/20		

안전율을 적용은 보수적인 것으로 판단할 수 있다.

또한 국내의 기존 항복하중 판정법은 순침하량기준 또는 Davisson의 판정기준에 비해 항복하중의 확인율이 낮은 바, 보다 신뢰도 높은 허용하중 결정을 위해서는 기존의 판정법들 외에 본 논문에서 제안한 여러가지 판정기준들을 종합적으로 적용하여 판정하는 과정이 바람직할 것으로 사료된다.

특히 최근 유럽 및 미국 등지에서 가장 신뢰도가 높은 것으로 평가받고 있는 Davisson의 판정기준은 평균 값에 있어 다른 어떤 판정기준들 보다도 가장 보수적인 허용하중을 주는 것으로 나타나고 있다. 이는 외국의 연구결과와도 일치하는 결과이며⁽¹³⁾, 따라서 여러가지 판단기준으로 종합적인 허용하중을 판단하는 것이 곤란할 경우 Davisson의 판정법을 허용하중결정의 안전측으로 보아도 큰 무리가 없을 것으로 사료된다.

이상을 종합해 보면 합리적인 말뚝의 허용하중 결정을 위해서는

- ① 본 논문에서 제안한 여러가지 판정법을 종합적으로 적용하여 전문가적 입장에서 판단하는 것이 필요하며

- ② 극한하중에 3.0의 안전율을 적용한 결과는 기타 방법에 의한 허용지지력과의 비교과정이 필요하며
- ③ 여러가지 판정법들에 의한 결과가 상이할 때는 Davisson판정법을 기준으로 하여 평가하는것이 적절할 것으로 판단된다.

5) 동재하시험

동재하시험에 의한 말뚝의 지지력 추정은 아래와 같은 장점이 있어 바람직한 시험법으로 알려져 있다.

- (1) 시험소요시간이 매우 짧다.
- (2) 비용이 적게든다.
- (3) 말뚝관입 도중의 어느 시점에서든 말뚝지지력을 알 수 있다.
- (4) 말뚝과 해머의 성능을 동시에 측정할 수 있으므로 합리적 작업관리를 할 수 있다.
- (5) 말뚝타격시 발생하는 말뚝의 파괴와 위치를 알 수 있다.
- (6) 깊이별 저항력 분포를 알 수 있다.

그러나 국내에는 최근 이 시험법이 도입되어 아직까지 구체적인 설계기준이 마련되지 못한 상태이다.

동재하시험에 관한 외국의 연구결과에 의하면 동재하시험 결과와 정재하시험 결과는 $\pm 10\%$ 정도의 오차범위인 것으로 알려져 있다.⁽¹⁴⁾ 국내에서도 동재하시험과 정재하시험에 관한 비교연구가 수행되었으며 그 결과는 상당히 양호한 것으로 나타나고 있다. 그림 5~8에는 그간 국내에서 시행한 동재하시험과 정재하시험을 비교한 연구결과를 표시하였다. 동재하시험 결과를 CAPWAP하여 하중-침하량 관계를 재현하였다.

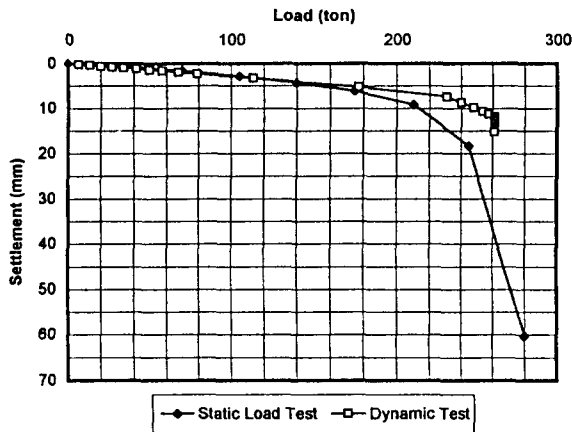


그림 5 동재하시험-정재하시험의 비교(1)

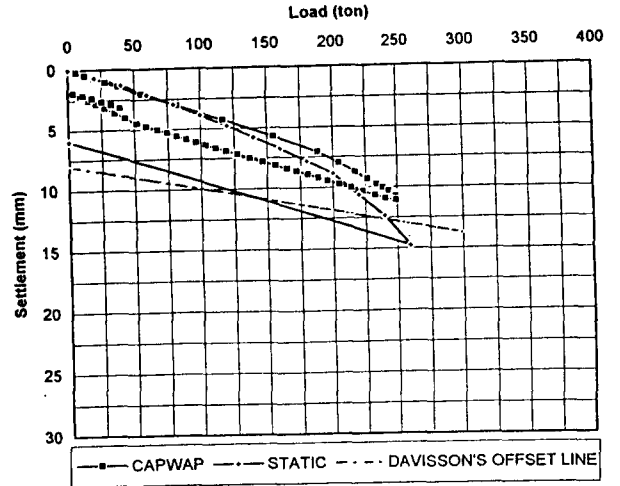


그림 6 동재하시험과 정재하시험의 비교(2)

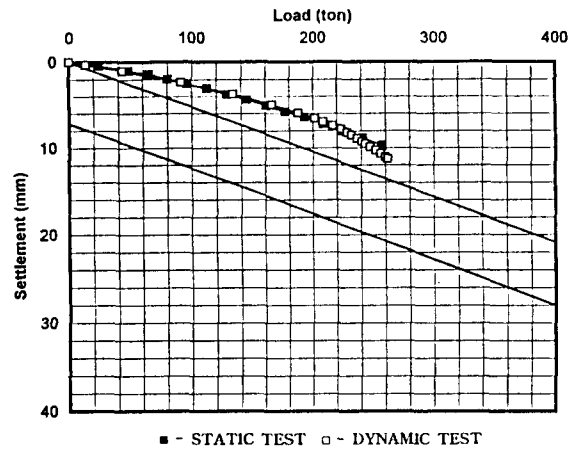


그림 7 동재하시험과 정재하시험의 비교(3)

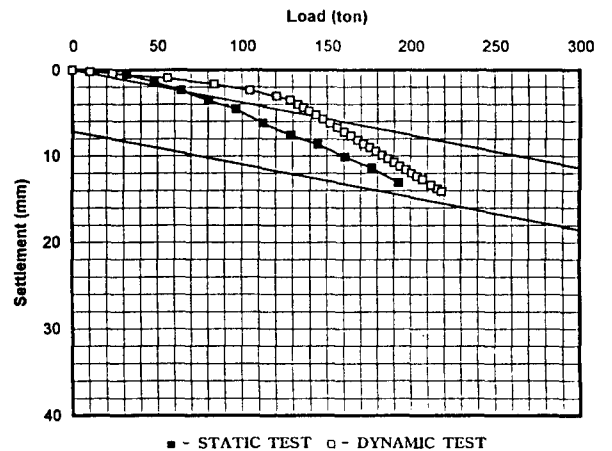


그림 8 동재하시험과 정재하시험의 비교(4)

비교결과 동재하시험과 정재하시험 결과는 상당히 근접한 것으로 판단된다. 시험에 따라서는 동재하시험 및 정재하시험의 하중-침하량 관계가 차이가 있는 경우도 나타나고 있으나, 시험결과를 Davisson의 판정법으로 허용하중을 결정하면 거의 유사한 값을 얻을 수 있었다.

이러한 하중-침하량 관계의 차이는 근본적으로 시험방법의 상이함으로 부터 기인한다고 판단되며, 여기에 정재하시험의 반력말뚝 영향 및 시험시기의 차이 등이 가중되었을 것으로 판단된다.

그림 5~8의 예에서도 나타난 바와 같이 동재하시험 결과로부터 말뚝의 설계허용하중을 결정하는 과정에서는 정재하시험에 의한 결과와 거의 유사한 값을 얻을 수 있다. 그러나 동재하시험 결과로부터 말뚝의 침하량을 예측하기 위해서는 향후 보다 많은 연구가 필요한 것으로 사료된다.

동재하시험 결과는 위에서 설명한 바와 같이 저렴한 비용으로 상당히 신뢰도가 높은 말뚝지지력 측정이 가능하다. 그러나 아직까지 동재하시험 결과를 이용한 구체적인 설계기준이 미비하기 때문에 이 부분에 대하여는 향후 보다 체계적인 연구가 요망된다.

현재까지의 동재하시험 적용경험에 의하면 동재하시험 결과를 CAPWAP분석하여 정재하시험을 재현한 결과는 그림 5, 6, 7, 8에 표시한 바와 같이 실제의 정재하시험 결과로부터 구한 하중-침하량 관계와 상당히 근접한 것으로 나타나고 있다. 이 결과에 앞의 4)항에서 설명한 여러가지 허용하중 판정기준들중 Davisson의 판정법을 적용할 수 있으며, 이는 상당히 보수적인 허용하중을 주는 바 구체적인 설계기준이 마련되기까지는 이와 같은 과정에 의한 설계가 바람직하다고 판단된다.

3.2 시공성의 검토 및 보완

1) 기존의 장비 선정과정

말뚝을 항타시공 할 경우, 지반조건, 말뚝규격(직경, 두께, 길이) 및 항타응력을 고려한 말뚝의 시공관입성이 함께 고려되어야 한다. 그림 9에는 이와같은 과정을 개략적으로 도시하였다.

위의 과정을 좀더 상세히 설명하면 말뚝직경 및 말뚝관입깊이만을 고려하여 그림 10과 같은 선정도표를 활용하여 개략적인 해머의 램중량을 결정한다.

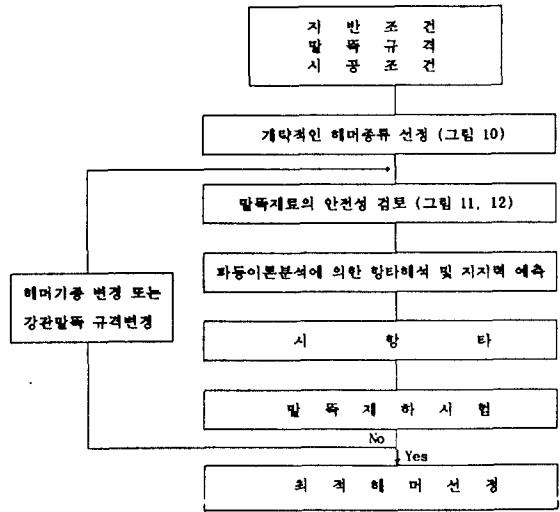
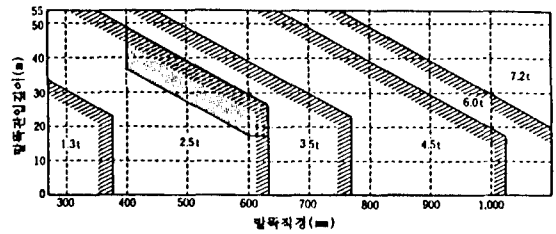


그림 9 디젤해머 선정과정



- (주) 1. 말뚝길이 15 m 이상이며 아래의 조건에 해당될 경우에는 해머의 램중량을 위의 그림에 나타난 것보다 1등급 높은 것을 사용한다.
 단, 램중량이 2.5 ton인 경우에는 점으로 표시된 부분만을 사용한다.
 ① N값이 30 이상인 모래층 또는 자갈층을 3 m 이상 관입하는 경우
 ② N값이 15 이상인 점성토층을 3 m 이상 관입하는 경우
 2. 항타보조장치를 사용할 경우에는 그 길이도 말뚝길이에 포함한다.

그림 10 대략적인 디젤해머 선정

그림 10에 의한 개략적인 디젤해머 선정에는 말뚝의 직경과 말뚝관입 길이만이 반영되어 말뚝두께 및 항타응력은 고려되지 못한다.

말뚝직경 및 말뚝두께에 의한 말뚝의 단면적과 개략적인 항타조건을 감안하여 램중량을 결정하는 데는 그림 11 및 그림 12를 활용할 수 있다.

그림 11은 단순히 말뚝단면적과 항타조건만을 고려한 경우이며 그림 12에는 말뚝직경, 두께와 항타조건까지를 고려한 해머선정을 가능케 해준다.

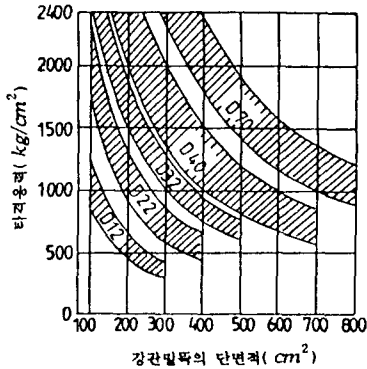


그림 11 항타응력을 고려한 디젤해머 선정(I)

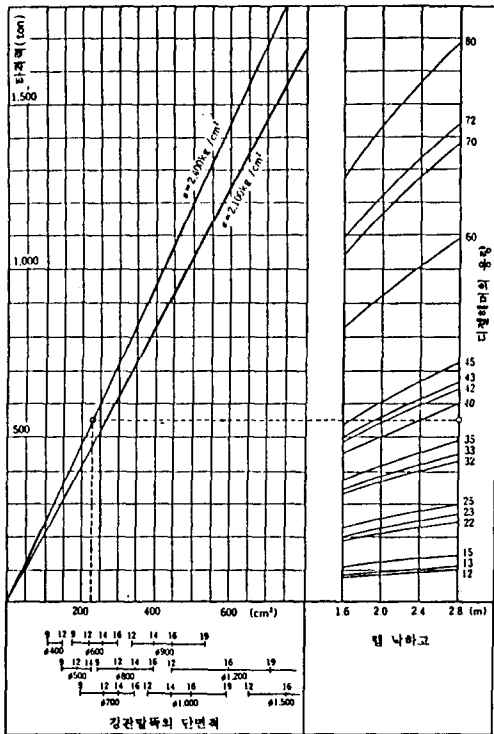


그림 12 항타응력을 고려한 디젤해머 선정(II)

그러나 그림 11 또는 그림 12와 같은 항타응력 고려는 극히 개략적일 수 밖에 없다. 이는 해머의 종류, 말뚝규격 및 지반조건 등 다양한 요소들에 관계되는 항타응력문제를 지나치게 단순화 하였던 때문이다.

이와같이 다양한 요소들을 종합한 항타응력 해석을 하기 위해서는 파동이론을 바탕으로 한 WEAP(Wave Equation Analysis for Pile) 해석이 필수적이다.

WEAP해석에 의한 말뚝의 항타시공성 검토는 아래와 같은 점을 판단기준으로 하여 평가한다.

① 항타로 인한 타격응력

말뚝에 작용될 수 있는 허용항타응력에 대하여는 여러가지 견해가 있지만, 미국의 FHWA에서 공식적으로 추천한 값인 $0.9\sigma_c$ (σ_c =강관말뚝의 항복응력) 또는 $0.6\sigma_c$ (σ_c =콘크리트 말뚝의 28일 강도)를 사용하도록 한다.

② 예상 타격당 관입량

WEAP해석에 의하면 말뚝이 1 m관입하는데 필요한 타격횟수(BPM, Blows Per Meter)를 예측할 수 있다. 이론적으로 계산하면 BPM이 무한대로 커질 수도 있지만, 실제 현장에서 강관말뚝을 항타할 경우 BPM=500(이를 역으로 환산하면 최종 타격당 관입량은 2 mm가 된다.), 고강도 콘크리트 말뚝의 경우에는 BPM=200, PC말뚝은 BPM=100 이상의 타격은 시공성이 극히 떨어지게 되므로 적절치 못한 것으로 판단된다.

WEAP해석에 의하여 ①과 ②를 기준으로 한 적절한 수준의 항타를 예상하면 여기에 상응하는 말뚝의 극한지지력을 얻을 수 있다. 그러나 국내의 경우, 이와같은 항타시공성 분석은 거의 이루어지지 않고 있으며, 단순한 경험값에 의한 장비선정이 되고 있는 실정이다.

2) WEAP해석에 의한 시공성 분석

앞에서 설명한 바와같이 국내의 경우 말뚝시공성에 대한 고려없이 기초설계가 이루어 지고 있다. 이와같은 설계는 대부분의 경우, 심각한 지지력 부족문제를 야기하고 있으며, 때로는 비경제적인 설계도 발생하고 있다. WEAP해석은 앞에서 설명한 것처럼 말뚝의 항타시공성 및 지지력을 검토할 수 있어 말뚝설계에 필수적인 과정이다. 아래의 예는 WEAP해석을 실시함으로써 말뚝설계 및 시공의 문제점을 해결한 사례이다.

그림 13과 같은 지반조건에 $\phi 609.6 \text{ mm} \times 12 \text{ mm(t)}$ 강관말뚝을 시공하여 134 ton의 설계하중을 갖는 것으로 설계하였다.

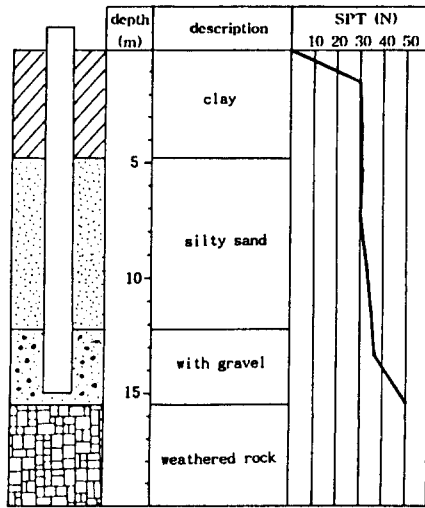


그림 13 지 반 조 건 (I)

말뚝의 단면적은 225.3 cm^2 이며, 말뚝관입깊이는 15 m정도로 예상된다. 이에 항타장비는 그림 10에 의하면 K 25가 선정되지만 그림 11에 의하면 D 22, D 32 및 D 40이 모두 해당된다. 그림 12에 의하면 항타응력이 낮으면 K 35가, 항타응력이 높으면 K 35이상의 항타장비가 적합한 것으로 나타난다.

본 공사에서는 K 35디젤해머가 사용되었으나 지지력 미달이 발생하여 K 45를 사용하기도 하였다. 정재하시험 결과는 그림 14 및 표 9에 요약하였다.

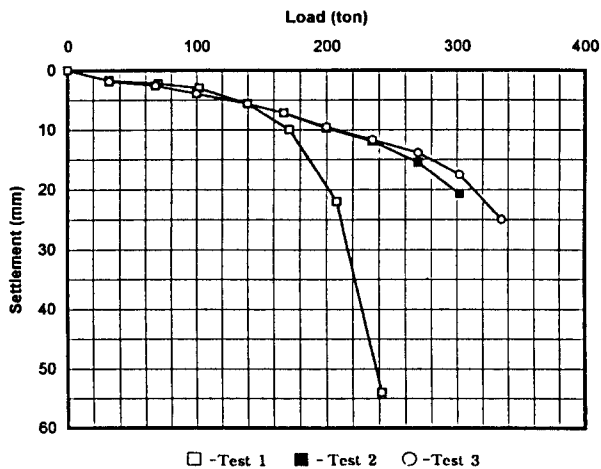


그림 14 말뚝재하시험결과(I)

표 9 정재하시험 결과 요약(I)

판정기준	시험번호	허 용 지 지 력 (ton)		
		1	2	3
극 한 하 중 기 준		86	-	-
항복하중기준	S-log t	-	134	168
	log P-log S	82	125	151
	dS/d(log t)-P	88	125	145
순침하량기준	0.25 inch	80	134	156
	말뚝직경×2.5%	102	151 ↑	168 ↑
Davisson의 판정법		84	133	154

- 주 : 1. ↑표시는 시험결과로부터 추정된 값 이상이 되는 경우임
 2. 시험번호 1 및 2는 K 35 디젤해머 항타
 3. 시험번호 3은 K 45 디젤해머 항타

본 공사에서 실시한 시험번호 1의 말뚝지지력은 설계된 134 ton에 크게 미달되는 것으로 나타났다. 시험번호 1의 말뚝은 K 35디젤해머를 사용하여 정상적인, 최종 타격당 관입량이 2 mm정도인 상태로 항타되었다.

시험번호 2의 말뚝은 K 35디젤해머를 사용하였지만 무리한 정도로 격심한 항타를 실시하였으며 말뚝재하시험 결과는 설계하중과 거의 일치하는 허용지지력을 얻을 수 있었다. 그러나, 이 경우 이와같은 시공은 실무적으로 거의 불가능한 정도이며, 따라서 K 45 디젤해머를 사용하여 시험번호 3의 말뚝을 시공하였다.

K 45디젤해머로 항타된 말뚝은 그림 14 및 표 9에 나타나고 있는 것처럼 양호한 지지력을 얻을 수 있었다.

본 공사에서 K 35디젤해머를 사용했을 경우의 WEAP해석은 그림 15와 같다. 정상적인 항타(BPM=394.2)일 경우 예상극한지지력은 3433.5 KN(350 ton)정도가 되며 따라서 적정 설계하중은 117 ton 정도가 되어 재하시험결과와 거의 일치하고 있다.

그러나 134 ton의 설계하중을 K 35디젤해머로 만족시키기 위해서는 BPM이 702.2이상이 되어야 함을 알 수 있다. 이때 항타로 인한 과응력 문제는 발생하지 않는다.

같은말뚝을 K 45디젤해머로 항타했을 경우는 그림 16과 같은 WEAP해석이 가능하다. 이 경우에도 과응력은 발생하지 않지만 BPM=392.1(최종타격당 관입량=2.6 mm)에서 요구되는 극한지지력을 얻을 수 있고 따라서 시공상 큰 문제없이 공사를 진행시킬 수 있다.

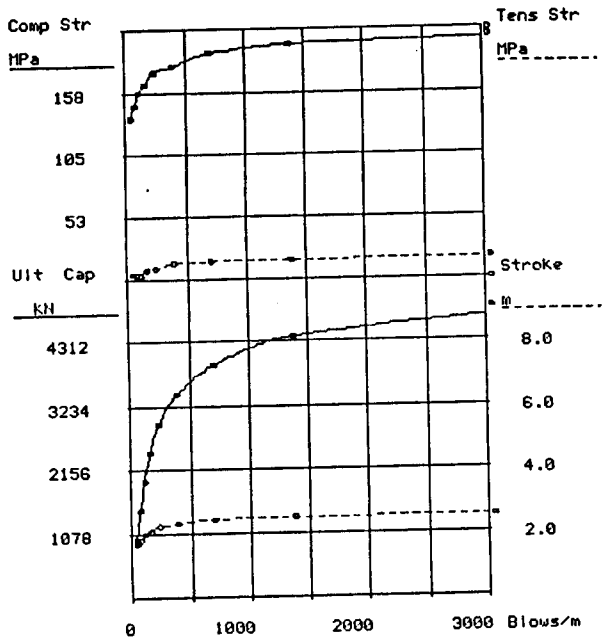


그림 15 WEAP분석결과(I) - K 35 디젤해머

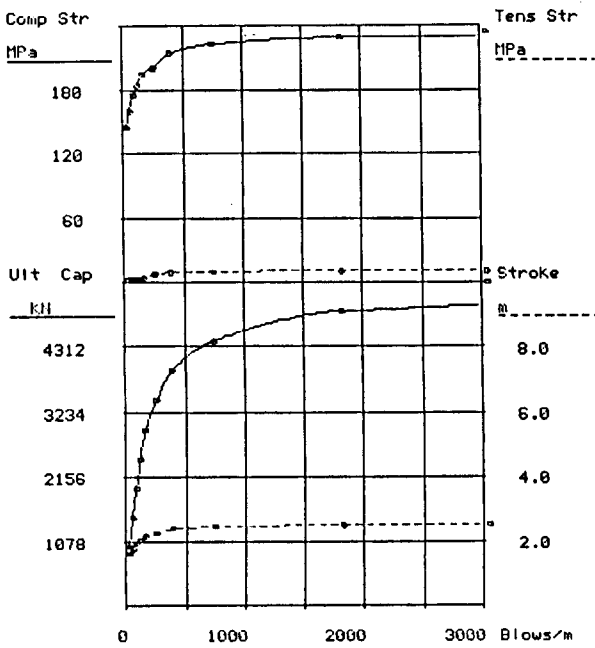


그림 16 WEAP분석결과(I) - K 45 디젤해머

3) 말뚝항타분석기의 적용

앞의 시공사례 및 여러사례들을 분석해 볼때 국내의 항타말뚝기초 설계와 시공은 WEAP해석에 의한 항타과정 재현으로 분석해 볼 때 전반적으로 항타장비의 용량이 부족한 것으로 나타나고 있다.⁽⁷⁾

즉 선정된 장비에 의한 항타시 발생하는 항타응력은 강관말뚝 재질이 허용할 수 있는 최대값인 2520 kg/cm²에 크게 미치지 못한 상태에서 항타회수(BPM)가 증가하여 항타를 종료하는 경우가 대부분이다.

이를 극복하기 위해서는 WEAP해석에 의한 말뚝관입성 분석이 필수적임을 알 수 있다. 그러나 WEAP해석은 지반조사 자료와 프로그램에 기 입력된 항타장비의 성능을 적용하여 말뚝의 항타시공현상을 재현하는 컴퓨터 재현인 바, 실제 시공과는 상이한 결과를 줄 수 있다. 이와같은 이론과 실제간의 상이함은 실제 시공시 말뚝 항타분석기(PDA, Pile Driving Analyser)를 사용하여 실측함으로써 해결할 수 있다.

아래의 예는 WEAP해석과 말뚝항타분석기를 사용하여 효율적인 말뚝설계 검토와 시공성을 해석한 사례이다.

그림 17과 같은 지반조건에 ϕ 508 mm×12 mm(t)의 강관말뚝을 시공하여 80 ton의 설계하중을 갖는 것으로 설계하였다.

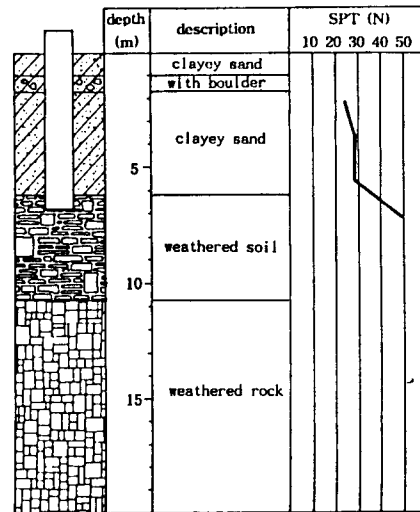


그림 17 지 반 조 건 (II)

실제시공은 지표면으로 부터 7~8 m정도의 터파기를 하였으므로 말뚝의 관입깊이는 6.8 m가 되었으며 항타에는 K 25디젤해머를 사용하였다. 실제 시공시 최종 타격당 관입량은 최종 10타격 기준 1.7 mm/blow(BPM=588)이었다.

본건 사례에 대한 WEAP해석결과는 그림 18과 같다. WEAP해석결과로 부터 BPM=588일때의 항타응력을 구해보면 184 MPa(1877

kg/cm²)이며 말뚝의 극한지지력은 2620 KN(267 ton)을 갖는 것으로 분석되었다.

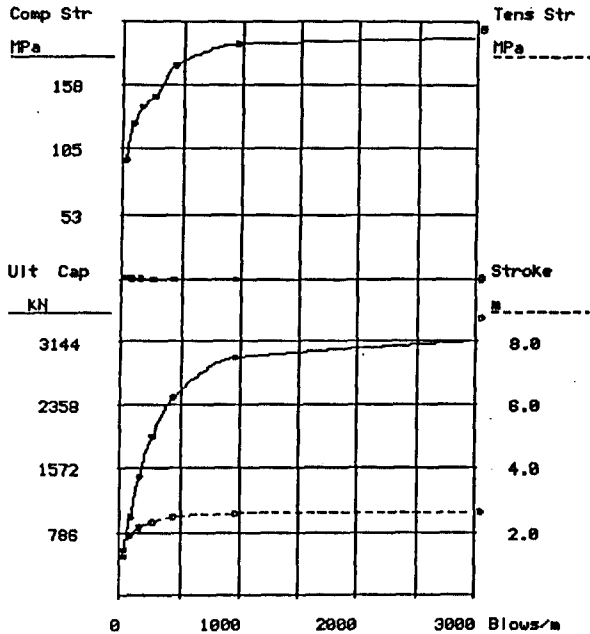


그림 18 WEAP분석결과(II)

본건 현장에서는 항타시 말뚝항타분석기를 사용하여 동재하시험을 실시하였다. 동재하시험시 측정된 말뚝항타분석기의 측정자료는 그림 19와 같다.

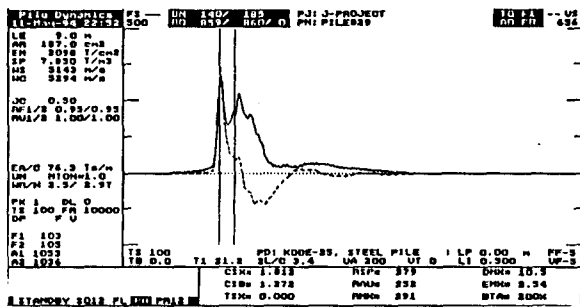


그림 19 PDA파면(II)

PDA측정결과에 의하면 최종항타시 측정된 항타응력은 CSX=1812 kg/cm²이며 이 값은 WEAP해석으로 예측한 1877 kg/cm²와 거의 일치하고 있다. 이때 측정된 항타전달에너지는 2.54 ton·m이며 이 값은 K 25디젤해머의 이론적타격에너지와 비교할 때 약 32%에 불과함을 알 수 있다.

말뚝의 지지력은 Case방법에 의하면 RMX=291 ton이 되며 CAPWAP 분석결과는 표 10에 나타난 바와 같이 247 ton의 극한지지력을 갖는 것으로 해석되었다.

표 10 CAPWAP분석결과(IV)

최종관입량 (mm/blow)	극한지지력 (ton)			지반정수			
				Smith Damping(s/m)		Quake(mm)	
	주면	선단	전체	skin	toe	skin	toe
1.7	111.0	136.0	247.0	0.711	0.248	2.577	4.230

본건 시험결과로 부터 동재하시험의 신뢰도를 검증하기 위하여 동재하시험을 실시한 동일말뚝에 대하여 4일이 경과한 후 정재하시험을 실시하였다. 정재하시험결과와 비교하기 위하여 동재하시험 결과의 CAPWAP해석으로 정재하시험에서 측정되는 하중-침하량 관계를 재현하였다. 동재하시험결과와 정재하시험결과 비교는 앞의 그림 5에 나타내었다.

정재하시험결과는 말뚝의 극한파괴상태까지는 도달되지 않았던 경우이며 그림 5에서 볼 수 있는 바와 같이 Davisson의 Offset Line으로 극한하중을 정의할때 매우 양호한 비교결과를 보여주고 있다. 즉, 정재하시험 결과는 242 ton, CAPWAP분석결과는 250 ton의 극한하중이 판정되었다.

3.3 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화영향의 고려

말뚝이 지반내에 항타시공되면 말뚝의 항타관입에 따라 지반은 극심한 변화를 겪게 된다. 지반변화의 주요내용은 지반응력변화, 간극수압변화, 흙구조변화 등 다양하며 이와같은 변화는 말뚝이 설치된 시점으로 부터의 시간경과에 따라 다시 변화하게 된다.

이에따라 말뚝의 지지력은 말뚝이 설치된 시점으로 부터 경과한 시간에 따라 변화한다. 이와 같은 사실은 일찍부터 알려져 왔으나 이를 실증하기 위해서는 여러가지 지반조건에서, 시간경과에 따라 말뚝지지력을 확인할 수 있어야 한다. 그러나 동일말뚝에 대하여 연속적으로 시간과 비용이 소요되는 정재하시험을 실시하는 것은 용이치 않으며, 재하과정에서 항복 또는 극한상태에 도달할 경우의 영향 또한 무시할 수 없는 등의 문제로 이 부분의 실증연구는 부진한 상태였다. 이에따라 실무에서는 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화를 설계지지력 산정에 고려할 수 없었다.

최근의 말뚝동재하시험(Dynamic Pile Loading Testing)과 관련한 측정기술, 해석의 발달은 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화 연구

에 결정적인 도구를 제공하여 주었으며, 실증연구 또한 활발히 수행될 수 있는 계기를 마련하여 주었다.

시간경과에 따른 말뚝지지력 변화 연구결과에 의하면 말뚝지지력의 변화폭은 이전에 생각하였던 것보다 훨씬 큰 것으로 나타나고 있으며, 지반조건에 따라서는 말뚝지지력에 영향을 미치는 다른 어떤 요소보다도 중요한 것으로 판단된다.

그림 20은 점성토 지반에서의 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화 측정사례이다. 사례에 따라 최장 35일간 3~10배 이상 말뚝지지력이 증가한 것으로 나타나고 있다. 그림 21은 포화 사질토 지반에서 측정된 결과로 지지력 증가율은 최장 23일간 1.4~1.9배로 증가하고 있다. 그림 22에 나타난 불포화 사질토 지반에서의 시간경과에 따른 말뚝지지력 증가는 포화 사질토 지반에서 보다 현저하여 최장 16일까지 3배이상 증가한 것으로 나타나고 있다.⁽¹⁸⁾

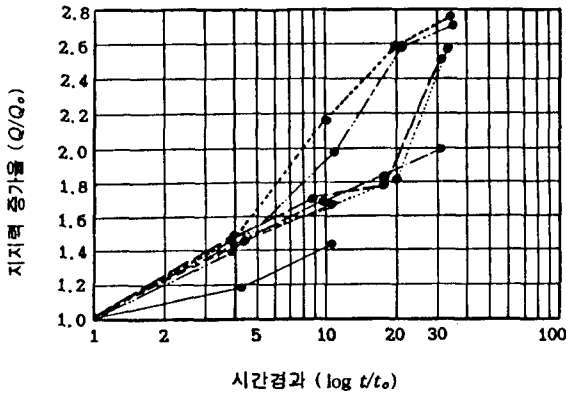


그림 20 점성토지반에서의 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화

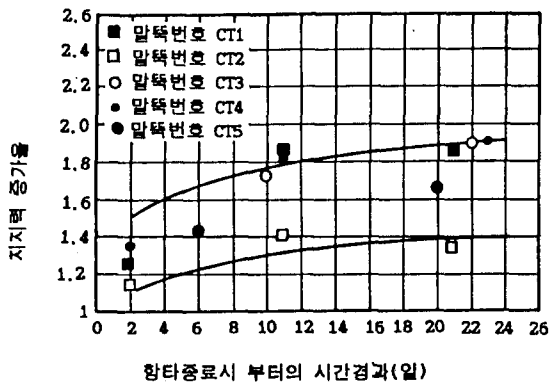


그림 21 포화 사질토지반에서의 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화

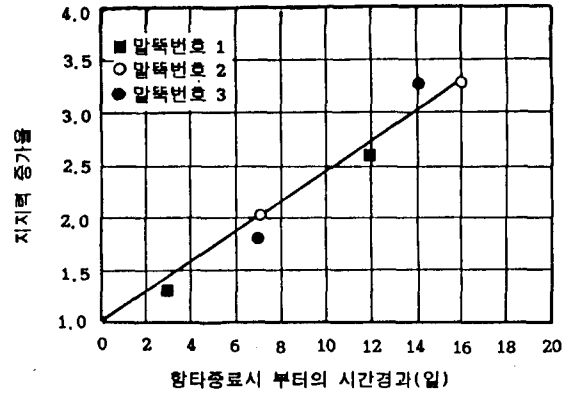


그림 22 불포화 사질토지반에서의 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화

외국의 시공사례에서 나타난 이러한 말뚝지지력 현상을 규명하기 위하여 대규모 시험시공이 실시되었다. 지반조건은 매립토층, 풍화화강토층, 풍화화강암층으로 이루어진 지반에 $\phi 406.4 \text{ mm} \times 9 \text{ mm}(t)$ 의 강관말뚝과 $\phi 400 \text{ mm}$ PHC말뚝을 K 25 디젤해머로 항타하였다. 말뚝의 관입깊이는 14 m 정도이며 항타시 및 항타로 부터 8일, 15일 및 38일 경과시에 동재하시험을 실시하였다. 항타종료시 실시한 동재하시험 결과는 앞의 표 4에 표시하였다.

항타후 8일 및 15일에 실시한 재항타 결과는 표 11과 표 12에 요약하였다. 항타후 8일의 재항타 결과에 의하면 말뚝지지력은 항타시보다 1.38~2.68배(평균 1.93배) 증가하였으며 이러한 지지력 증가는 주로 말뚝의 주변마찰력 증가에 기인한다.

표 11 항타후 8일후에 실시한 재항타 결과

시험일자 : 1994. 9. 5.

PILE		극한 지지력 (ton)		
NO.	TYPE	주 면	선 단	전 체
A1	PHC 400	208	38	246
A2	PHC 400	246	35	281
B1	PHC 400	200	47	247
B2	PHC 400	226	46	272
C1	PHC 400	255	56	311
C2	PHC 400	199	46	245
D1	PHC 400	193	73	266
D2	PHC 400	215	47	262
E1	PHC 400	250	37	287
E2	PHC 400	265	18	283
R14	ST 406.4 × 9 t	314	15	329

표 12 항타후 15일후에 실시한 재항타 결과

시험일자 : 1994. 9. 12.

PILE		극한 지지력 (ton)		
NO.	TYPE	주 면	선 단	전 체
A1	PHC 400	222	48	270
A2	PHC 400	256	71	327
B1	PHC 400	225	55	280
B2	PHC 400	250	29	279
C1	PHC 400	176	96	272
C2	PHC 400	271	61	332
D1	PHC 400	294	30	324
D2	PHC 400	204	47	251
E1	PHC 400	260	45	305
E2	PHC 400	258	25	283
R13	ST 406.4 ×9 t	250	100	350
R14	ST 406.4 ×9 t	291	50	341

항타후 15일에 실시한 재항타 결과에 의하면 말뚝지지력은 항타시 대비 1.61~2.70배(평균 2.16배)증가한 것으로 나타나고 있으나, 타격에너지가 충분하지 못하여 만족할 만한 선단지지력이 발현되지 못한 점을 감안하면 이 보다는 다소 높은 지지력 증가가 나타난 것으로 해석할 수 있다.

이와 같은 말뚝지지력 증가율은 그림 21 및 그림 22에 표시한 외국에서의 사질토지반에서 측정된 말뚝지지력 증가율과 거의 일치하는 것을 알 수 있으며 지지력 증가의 대부분이 초기 1주일 정도에 나타난 것으로 판단할 수 있다.

항타후 38일에는 충분한 지지력 유발을 시킬 수 있는 타격에너지로 재항타할 경우 말뚝재질의 파괴응력을 초과하는 문제가 발생하였다. 따라서 항타후 38일에 실시한 재항타는 강관말뚝인 시험말뚝 R13과 R14에 대하여만 실시하였으며 이들 말뚝에 대한 CAPWAP 분석은 표 13에 요약하였다.

표 13 항타후 38일에 실시한 재항타 결과

PILE		CAPACITY(PDA)			$J_c : RMX$
NO.	TYPE	주 면	선 단	전 체	
R13	ST 406.4×9 t	387	26	413	0.00
R14	ST 406.4×9 t	331	207	538	0.00

이들 2개의 시험말뚝의 시간경과에 따른 지지력 변화를 살펴보면 표 14와 같이 요약할 수 있다.

표 14 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화

(단위 : ton)

	R13			R14		
	주 면	선 단	전 체	주 면	선 단	전 체
항타시	149	36	185	173	69	173
7일	265	18	283	314	15	329
15일	250	100	350	291	50	341
38일	387	26	413	331	207	538

표 14에서 나타난 바와 같이 본건 시험의 경우 말뚝의 지지력에 비하여 시험하는 타격에너지가 충분치 못하여 선단지지력의 규명이 충분치 못하였다. 그러나 본 측정결과 만으로 볼때 주변마찰력은 항타시 대비 2.6배와 1.91배 증가하였으며 선단지지력의 증가도 나타나고 있음을 알 수 있다.

이상에서 알아본 바와 같이 국내에서 실시한 연구결과에서도 항타후 시간경과에 따라 말뚝의 지지력이 크게 변화하는 것을 확인할 수 있었다. 지지력 변화율은 말뚝에 따라 상당히 차이가 있는 것으로 나타나고 있다. 본건 현장의 타지반조건에서 실시한 유사한 시험에서도 말뚝지지력의 시간경과에 따른 변화가 조사되었으나, 이들로부터 일관된 관계식을 도출하기 위해서는 앞으로도 많은 연구가 되어야 할 것이다.

그러나 본건 예에서도 증명되었듯이 시간경과에 따른 말뚝지지력 변화는 사질토지반에서도 말뚝지지력을 2~3배까지 증가시키고 있다. 따라서 최적설계를 위해서는 이러한 영향이 필수적으로 고려되어야 함을 알 수 있다.

즉 말뚝설계를 합리적으로 하기 위해서는 필수적으로 설계확정에 앞서 시험시공을 실시하고, 시간경과에 따른 영향을 규명하는 과정이 이행되어야 할 것이다.

4. 결 론

우리나라의 말뚝기초 설계와 시공은 본 논문에서 알아본 바와 같이 전반적으로 과잉설계 또는 적절치 못한 시공인 것으로 판단된다.

그러나 합리적인 말뚝계획, 시공성 분석, 시공시 계측 및 시간경과에 따른 지지력 변화의 영향을 고려하면 현행보다 훨씬 경제적이고 안전한 기초를 확보할 수 있는 것으로 판명되었다.

이를 위해서는 설계과정에서의 시공성 분석 및 시험시공에 의한 확인과정을 명시할 필요가 있으며, 특히 시간경과에 따른 지지력 변화영향은 반드시 고려되어야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 건설부(1986) "구조물기초 설계기준."
2. 건설부(1992) "도로교 표준시방서."
3. 이명환(1992) "PHC말뚝의 지지력 특성", 한국지반공학회, PHC말뚝관련 학술발표회, pp.15-55.
4. 이명환, 윤성진(1992) "말뚝의 설계하중 결정방법에 대한 비교", 한국지반공학회 '92년도 봄학술발표회 논문집
5. 이명환, 윤성진(1993) "SIP시공말뚝의 지지력 특성", 한국지반공학회 대한건축학회 1993년도 봄학술발표회 논문집, pp.91-115.
6. 이명환, 이장덕(1989) "말뚝기초의 설계 및 시공관리 개선방안", 한국건설기술연구원 연구보고서, 89-QE-113, 277pp.
7. 이명환, 홍현성, 이원재(1994) "강관말뚝의 시공사례", 한국강관협회, 대한토목학회 주최 강관말뚝 및 구조용 강관에 관한 세미나, pp.47-85.
8. 日本土質工學會(1986) "杭基礎の 低騒音, 低振動 施工法 と 支 持力."
9. 日本土質工學會(1990) "杭基礎の 調査, 設計 から 施工まで."
10. Davisson,M.T.(1972) "High capacity piles", Proceedings, Lecture Series, Innovations in Foundation Construction, ASCE, Illinois Section, 52pp.
11. DIN4014(1987) Bohrfähle. Herstellung, Bemessung und Tragverhalten.
12. Fedral Highway Administration(1986) "Manual on design and construction of driven pile foundation", US Department of Transportation, FHWA-DP-66-1.
13. Fellenius,B.H.(1980) "The analysis of results from routine pile load tests", Ground Engineering, Vol.13, No.6.
14. Hannigan,P.T. and Webster,S.D.(1987) "Comparison of static load test and dynamic pile testing results", Proceedings of the 2nd DFI Conference, Luxembourg, pp.1-24.
15. Lee,M.W., Paik,S.W., Yi,C.T., Kim,D.Y. and Yoon,S.J.(1993) "The Simple Pile Load Test(SPLT)", Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol.16, No.2, pp.198-206.
16. Meyerhof,G.G.(1956) "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.82, SM1, pp.1-19.
17. Ramey,G.E. and Johnson,R.C.(1979) "Relative accuracy and modification of some dynamic pile capacity prediction equations", Ground Engineering, Vol.12, September, pp.47-52.
18. Svinkin,M.R.,Morgano,C.M. and Morvant,M.(1994) "Pile capacity as a function of time in clayey and sandy soils", Proceedings of the 5th International Conference on Piling and Deep Foundations, Bruges, Paper1.11.
19. US Army Corps of Engineers.(1991) "Design of pile foundation", EM1110-2-2906.