

성토지반에 타입된 H형강 말뚝의 지지거동

Bearing Capacity of Driven H-Piles in Embankment

박영호¹⁾, Young-Ho Park, 정경자²⁾, Gyung-Ja Jung, 김성환³⁾, Sung-Hwan Kim, 유성근⁴⁾, Sung-Kun You, 이재혁⁵⁾, Jae-Hyuk Lee, 박종면⁵⁾, Jong-Myun Park

¹⁾ 한국도로공사 도로연구소 지반연구실 책임연구원, Research Director, Geotechnical Div. of HRC

²⁾ 한국도로공사 도로연구소 지반연구실 연구원, Researcher, Geotechnical Div. of HRC

³⁾ 한국도로공사 도로연구소 지반연구실 수석연구원, Research Director, Geotechnical Div. of HRC

⁴⁾ 동아건설산업(주) 기술연구소 책임연구원, Chief Researcher, Structural Div. of DongHa R&D Center

⁵⁾ 동아건설산업(주) 기술연구소 주임연구원, Senior Researcher, Structural Div. of DongHa R&D Center

SYNOPSIS : To find axial and lateral responses of impact-driven H piles in embankment(SM), the H piles are instrumented with electric strain gages, dynamic load test is performed during driving, and then the damage of strain gages is checked simultaneously. Axially and laterally static load tests are performed on the same piles after one to nine days as well. Then load-settlement behavior is measured. Furthermore, to find the set-up effect in H pile, No. 4, 16, 26, and R6 piles are restricked about 1, 2, and 14 days after driving.

As results, ram height and pile capacity obtained from impact driving control method become 80cm and 210.3~242.3ton, respectively. At 15 days after driving, allowable bearing capacity by CAPWAP analysis, which 2.5 of the factor of safety is applied for ultimate bearing capacity, increases 10.8%.

Ultimate bearing capacity obtained from axially static load test is 306~338ton. This capacity is 68.5~75.7% at yield force of pile material and is 4~4.5 times of design load. Allowable bearing capacity using 2 of the factor of safety is 153~169ton. Initial stiffness response of the pile is 27.5ton/mm.

As the lateral load increases, the horizontal load-settlement behaves linearly to which the lateral load reaches up to 17ton. This reason is filled with sand in the cavity formed between flange and web during pile driving. As the result of reading with electric strain gages, flange material of pile is yielded at 19ton in horizontal load. Thus allowable load of this pile material is 9.5ton when the factor of safety is 2.0. Allowable lateral displacement of this pile corresponding to this load is 23~36mm in embankment.

Keywords : Axial and lateral responses, Impact-driven H pile, Embankment

1. 서론

교대부의 신축이음장치를 제거하고 상부주형을 교대에 일체화 시킨 일체식 교대 교량(integral abutment bridge)을 국내 처음으로 경상남도 함양군 지곡면 두동교에 시공하였다. 이 교량의 상부구조

물에서 발생하는 신축량은 교대 및 교대의 일체화된 말뚝이 흡수하고 일부는 접속슬라브와 완충슬라브 사이에 설치하는 신축조절용 조인트(cycle control joint)에서 흡수한다. 이를 위해, 교대는 난쟁이 교대(폭과 높이는 각각 1m와 4m)로, 교대 배면에는 역물림효과가 발생하지 않도록 균일한 입도분포를 가진 등근 자갈로, 그리고 말뚝기초는 다른 강제말뚝 보다 유연성이 뛰어난 H 말뚝을 교축방향에 대하여 약축으로 설치하였다.

교대 말뚝기초가 설치될 원지반은 호박돌이 널리 산재해 있어, 이 지반에 약축방향으로 H 말뚝을 타입하기는 어렵다고 판단되었다. 따라서 풍화암이 도출될 때까지 터파기를 한후에 성토재료(SM)로 15m~16m 정도의 다짐을 실시하여 교대지반을 조성하였다. 성토지반과 원지반암에 대한 물성치를 알아보기 위하여 탄성파탐사(seismic exploration)와 지반투과레이다(GPR, ground penetrating radar), 표준관입시험(SPT), 전자식 콘관입시험(CPT), 점하중시험 등을 실시하였다.

성토지반에 타입된 H 말뚝기초의 연직과 수평방향에 대한 지지거동을 알아보기 위하여, 말뚝에 스트레인게이지를 부착하고 항타시 계측기 손상여부를 조사하면서 관입깊이별 동재하시험(EOID)을 수행하였다. H 말뚝의 항타로 웹과 플랜지면 사이의 성토지반이 지표면에서 약 4.5~4.9m 함몰되었으며, 교축방향으로 H 말뚝이 자유롭게 움직이게 하기 위해서 함몰부분에 마른 모래를 채웠다. 그리고 시간경과에 따른 지지력증감을 알아보기 위하여, 항타후 1일, 2일, 14일 경과후에 동재하시험을 실시하여 지지력상승(set-up) 효과를 알아보았다. 아울러 동일한 말뚝에 대하여 연직과 수평방향 정재하시험을 수행하여 말뚝머리 하중-침하량 거동을 측정하였다. 그리고 수평방향 정재하시험시, 미육군공병단 휴대용 콘관입시험기를 이용하여 함몰부분에 채운 모래의 강도 변화를 파악하였다. 재하시험은 극한하중이 발생할 때까지 시험을 실시하였다.

2. 지반조건

일체식 교량을 설치할 두동교의 말뚝기초의 배치도와 재하시험 위치는 그림 1에 나타나 있다.

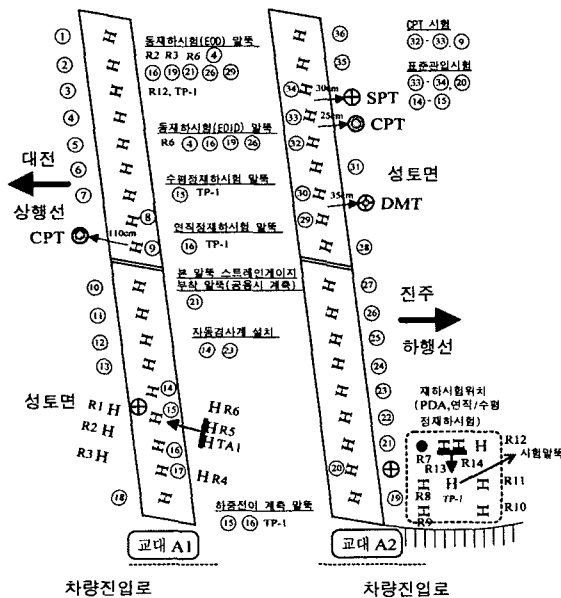


그림 1. 두동교 교대 말뚝기초의 배치도

Brook 등(1977)방법에 의한 풍화암지반의 점하중시험 결과, 점재하시수, $I_{s(50)}$ 와 일축압축강도, q_u 는 각각 0.18~3.53(kg/cm²)와 4.2~84(kg/cm²)이었으며 한국도로공사 건설공사 품질시험 편람의 기준에 의하면 암종은 화강암질의 풍화암이었다.

그리고 굴절법에 의한 탄성파탐사 결과, 교대 A1과 A2 지반에 대한 풍화암 탄성파속도는 각각 1180~1400m/sec와 1140~1220m/sec 이었다.

그림 2는 교대설치를 위한 터파기 위치도로, 현지 답사와 시추조사한 결과, 교대 A1과 A2의 원지반 흩은 전석이 많이 포함된 화강풍화토 지반이다. 이 지반을 관통하여 양질의 지지층까지 H 말뚝을 타입하는데 문제가 발생할 수 있어 화강암의 입자가 아주 고결화된 풍화암까지 터파기를 실시하여 다짐장비로 면을 고른 다음, 층따기를 하면서 노상다짐 규정으로 최종 지반면까지 다짐을 실시하였다(한국도로공사, 1998).

다짐과 체분석 시험 결과, 통일분류기호는 SM, 비중, $G_s=2.683$, 다짐도는 95.2~98.6%, 지지력계수는 16.4~20.4(kg/cm³), 최대건조밀도는 1.92~1.94(kg/cm³), 젖은 밀도는 1.91~2.09(kg/cm³), 건조밀도는 1.83~1.91(kg/cm³), 최적함수비는 10.9~13(%), 그리고 함수비는 9.1~11.3(%) 이었다.

성토 완료후에 성토지반과 말뚝기초의 지지층의 상태를 알아보기 위하여 추가로 3공에 대하여 확인 표준관입시험을 실시한 결과는 그림 2와 3과 같고, 풍화암층에 대한 표준관입시험 값은 $N=50/20\sim50/3$ 이었다.

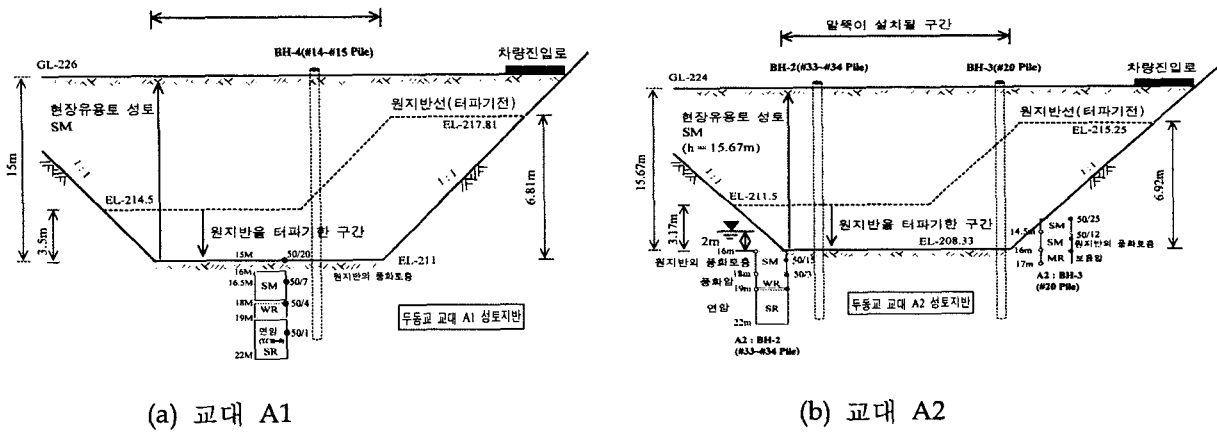


그림 2. 두동교 교대지반의 터파기와 성토 및 시추위치도

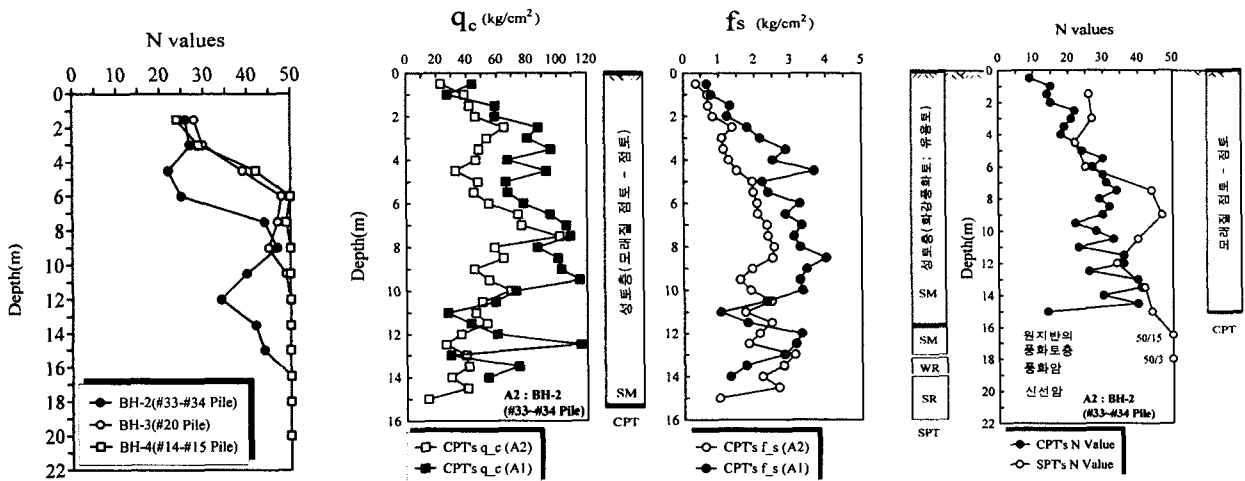


그림 3. 교대 성토지반의 표준관입시험 값 (a) 원추관입저항력, q_c (b) 마찰저항력, f_s 그림 4. 교대 A1과 A2에서 구한 전자식 콘관입시험 값 (c) CPT와 SPT의 N값 비교

성토지반의 강성(콘의 선단지지력과 주변마찰력)을 알아보기 위하여, 전자식 콘관입시험을 말뚝 32번과 33번 사이에서 배면쪽으로 25cm 떨어진 곳과 9번 말뚝에서 110cm 떨어진 곳에 각각 한번씩 실시하였다(그림 1 참조). 그 결과는 그림 4에 원추관입저항력, q_c 와 마찰저항력, f_s 으로 나타나 있다. 그림 4의 결과를 Robertson 등(1986)이 제안한 흙 분류와 원추관입저항력, q_c 를 이용한 N값의 간접 산정표에 적용하여 구한 N값과 표준관입시험의 N 값을 나타낸 것은 그림 5와 같다. 그림 5에 나타나 있는 바와 같이, CPT에서 산정한 N값은 실제로 측정하여 구한 표준관입시험의 N값 보다 낮게 나타났다.

본 현장에서 H 말뚝 향타시, 약축방향으로 H 말뚝이 흔들리면서 웹과 플랜지면 사이가 합몰되었는데 그 깊이는 4.5~4.9m 정도 였다. 일체식 교대 교량의 상부구조물 온도변화에 의해 발생하는 수평변위에 따라 교대 말뚝이 자유롭게 움직이게 하기 위하여 합몰부분에 무다짐으로 모래를 채웠다.

수평 정재하시험하는 동안, 플랜지 사이에 채운 무다짐 모래지반의 강도증가를 알아보기 위하여 미육군 공병단에서 개발한 휴대용 콘관입시험을 실시한 결과는 그림 6과 같다(박영호, 1996). 수평정재하시험하기 전에 실시한 콘지수의 거동은 깊이가 증가함에 따라 콘지수가 증가하다가 깊이 10cm부터는 감소하는 경향을 보이고 있는데 이는 합몰부분에 고인 빗물의 영향으로 판단된다. 그리고 수평하중이 증가함에 따라 채운 모래지반의 강성은 성토지반의 강성과 같아짐을 알 수 있다. 이러한 거동은 수평 정재하시험 결과

를 해석하는데 도움이 될 것이다.

3. 고강도 H 말뚝의 허용하중

말뚝의 설계하중을 결정할 때 말뚝재료의 허용하중과 지반의 허용지지력 그리고 확대기초 콘크리트의 허용지압응력($\sigma_{ca} = 0.25\sigma_{ck}$)을 산정하여 이들 값중 작은 쪽을 설계하중으로 하여야 한다. 여기서 σ_{ck} 는 콘크리트의 설계기준강도이다. 그러나 국내의 경우, 말뚝의 설계하중은 대부분 말뚝재료의 허용하중이나 지반의 지지력 관점에서 결정하고 있는데 대부분 확대기초 콘크리트의 허용지압응력에 영향을 받는다(박영호, 1998).

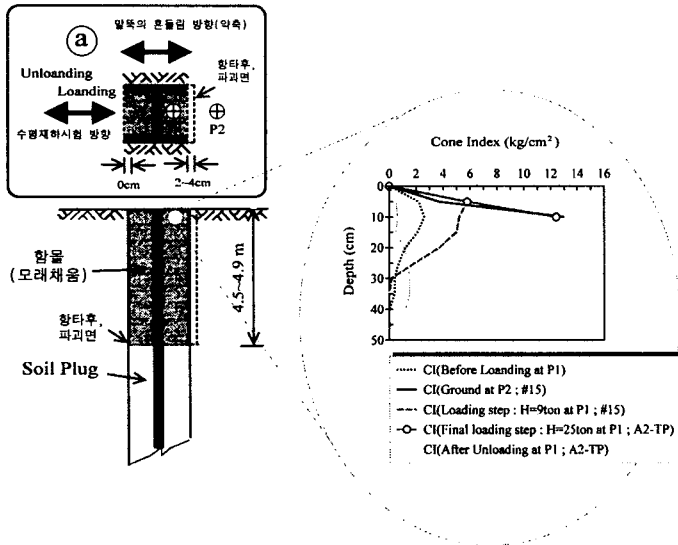


그림 6. 채운 모래의 휴대용 콘지수 값

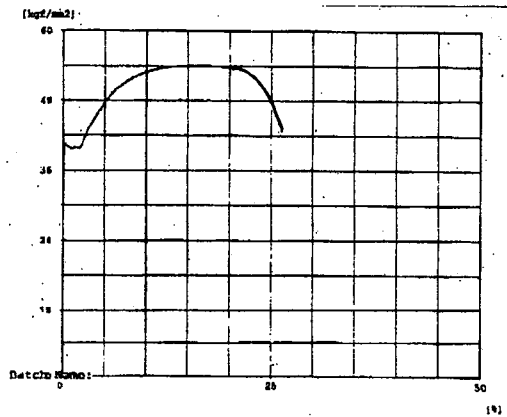


그림 7. 고강도 H 말뚝의 인장시험 결과

본 구조물에 사용하는 고강도 H 말뚝의 제원은 표 1과 같고, 성토지반이 깊어서(16~18m) 1회의 말뚝 이음을 하였다. 이음용접에 의한 강재 모재의 하중저감율, μ (%) 을 5%로 가정하면 사용할 수 있는 고강도 H 말뚝 재질의 허용하중은 179ton이 된다.

표 1. 고강도 H 말뚝의 규격 및 허용하중

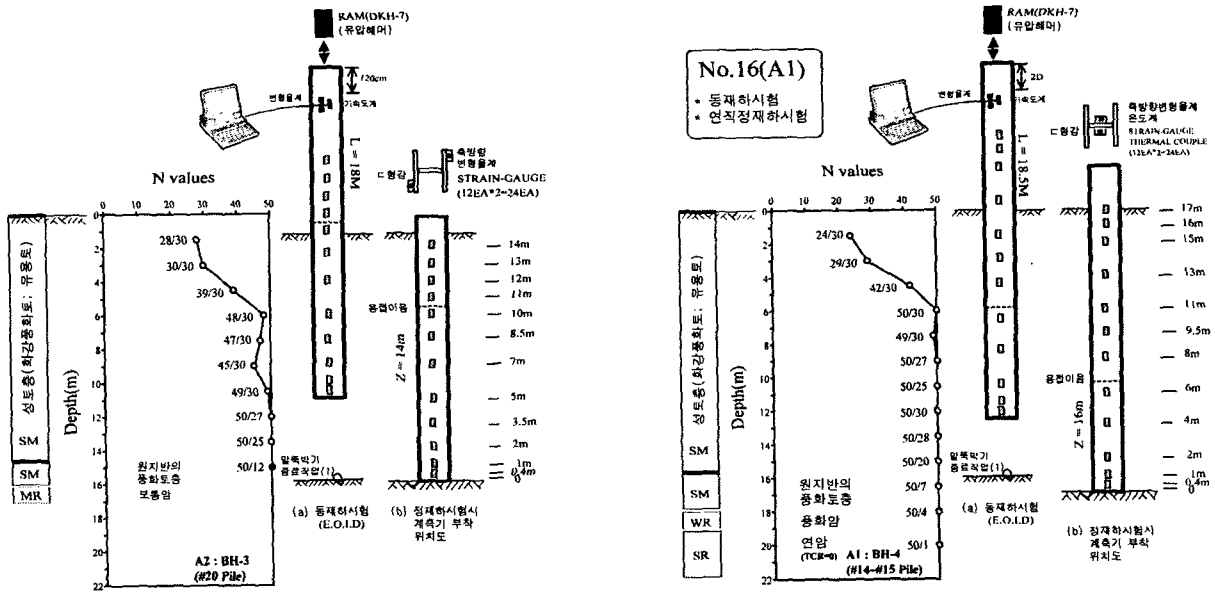
공칭 치수	표준단면치수					단 면 적	단위 중량	재료의 허용하중 (부식공재 2mm)		저 감 율 (%)	허용 하중 (ton)
	H	B	t ₁	t ₂	r			단면적	허용하중(ton)		
	mm	mm	mm	mm	mm			cm ²	SHK 490M		
300*300	300	305	15	15	18	134.8	106	99.1	188.4	5	179

본 구조물에 사용한 고강도 H 말뚝에 대한 인장시험 결과는 그림 7과 같고, 항복하중, $\sigma_y = 3,960\text{kg/cm}^2$ 이다. 이 하중은 H300 × 305 × 15 × 15의 항복하중, σ_y 인 3,310kg/cm² 보다 크므로 사용할 고강도 H 말뚝은 허용기준을 만족하였다.

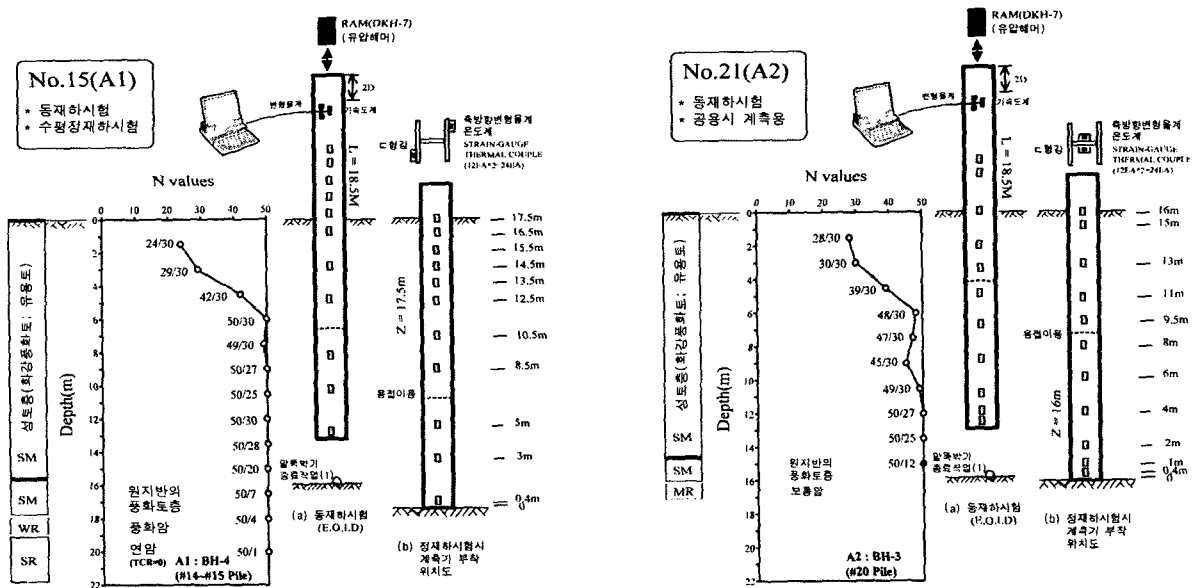
4. 하중재하시험 방법

4.1 계측기 부착상태

교대 H 말뚝에 발생하는 축방향 응력과 휨응력 거동을 알아보기 위하여, 변형률게이지를 각각 웹의 중앙부와 플랜지의 가장자리에 말뚝 축방향으로 양면에 설치하였다(그림 8, 9 참조). 연직방향 정재하시험 말뚝에서는 말뚝 선단과 머리부분은 촘촘하게, 말뚝몸체에서는 일정한 등간격으로 스트레인게이지를 부착하였다. 수평방향 정재하시험 말뚝은 기존 문헌에 의하면 지표면에서 아랫방향으로 약 7m 정도까지 변위가 발생한다고 하므로 이 부분에 스트레인게이지를 조밀하게 부착하였다. 말뚝에 걸리는 온도 변화를 알아보기 위하여 Dummy Gauge 대신에 Thermocouple을 사용하였다. 항타시 부착된 변형률게이지를 말뚝 주변의 흙으로부터 보호하기 위하여 ㄷ형강을 말뚝에 용접하였다. 각 말뚝에 설치한 계측기 위치와 확인보링한 주상도는 그림 8과 9에 나타나 있다.



(a) 시험말뚝(TP-1)(연직과 수평정재하시험용) (b) A1-16번 말뚝(공용시 장기계측과 연직정재하시험용)
 그림 8. 말뚝에 설치된 변형률게이지 위치도



(a) A1-15번 말뚝(공용시 장기계측과 수평정재하시험용) (b) A2-21번 말뚝(공용시 장기계측용)

그림 9. 본말뚝에 설치된 변형율게이지 위치도

4.2 말뚝 타입과 정재시험 방법

변형율게이지의 망실여부를 확인하면서 말뚝에 과도한 압축항타응력이 발생하지 않도록 항타높이를 조절하면서 관입깊이별 동재하시험(EOID)을 실시하였다. 또한 재항타시, 동재하시험을 수행하여 시간경과에 따른 말뚝 지지력 증감효과(set-up or relaxation effect)에 대해 파악하였다. 항타후 며칠 후에 정재하시험을 수행하여 하중전이거동을 계측하였다.

정재하시험한 3개의 말뚝 중, 1개의 말뚝은 교대 A2의 본말뚝 인접지역에 정재하시험장을 만들어서 연직 압축 정재하시험을 수행하고 난 후에 수평 정재하시험을 수행하였다. 이때 정재하시험의 최대하중은 말뚝재료가 항복응력($\sigma_y = 3,310\text{kg/cm}^2$) 상태에 이를때까지 하중을 재하한다는 목표로 시험을 수행하였다. 말뚝재료의 항복상태는 말뚝에 부착된 스트레인게이지로 파악하였다. 그리고 교대 A1에서 2개의 말뚝에 대하여 각각 연직(#16번 말뚝) 및 수평 정재하시험(#15번 말뚝)을 수행하였으며, 수평 정재하시험의 최대하중은 교대 A2에서 얻은 재료의 항복응력에 안전율 2를 적용하여 9ton까지 재하하였다.

반력말뚝을 이용한 연직방향 정재하시험방법은 미국의 표준압축시험방법인 ASTM D 1143-81 시험법에 의거하여 완속재하시험(maintained load test) 후, 과도재하시험(excess load test)을 수행하는 기본적인 시험방법을 사용하였다. 그리고 수평방향 정재하시험은 ASTM D3966에 제시된 일방향 재하시험법이며 No.6.1의 표준재하(standard loading) 방법에 준하여 실시하였다. 말뚝재하시험 방법과 사용한 항타장비의 제원 및 동재하시험에서 구한 해머효율은 표 2에 나타나 있다.

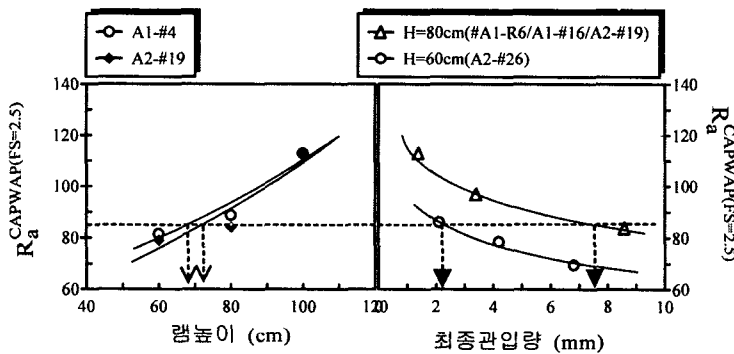
표 2. 말뚝재하시험 방법(H - Pile 300 × 305 × 15 × 15)

H-말뚝	항타장비제원 (DKH)					최종 관입 깊이 (m)	말뚝 시공 방법	동재하시험		정재하시험				하중 전이 실험
	해머 종류	낙하 높이, h (cm)	해머 중량, W _r (ton)	평균 해머 효율, e _h (%)	초기 항타			재항타	방법		항타후, 정재하시험까지의 경과일			
									연직	수평	연직	수평		
교대 A2	시험 말뚝 (TP-1)	유압 해머	80	7	-	13.9	직타	E.O.I.D	-	ASTM D1143-81	ASTM D3966	9일	-	실시
	시험 말뚝 (TP-1)	유압 해머	80	7	-	13.9	직타	E.O.I.D	-	ASTM D1143-81	ASTM D3966	-	10일 (연직후, 1일경과)	실시
	본말뚝 (#26)	유압 해머	60~100	7	76	17.2	직타	E.O.I.D	초기항타후 1, 2일 경과후	-	-	-	-	-
	본말뚝 (#19)	유압 해머	60~100	7	79	16.7	직타	E.O.I.D	-	-	-	-	-	-
교대 A1	본말뚝 (#16)	유압 해머	60~100	7	64	17.8	직타	E.O.I.D	초기항타후 1, 14일 경과후	ASTM D1143-81	ASTM D3966	21일	-	실시
	본말뚝 (#15)	유압 해머	80	7	-	18	직타	E.O.I.D	-	ASTM D1143-81	ASTM D3966	-	32일	실시
	반력 말뚝 (#R6)	유압 해머	80	7	78	18.1	직타	E.O.I.D	-	-	-	-	-	-
	본말뚝 (#4)	유압 해머	60~100	7	79	17.9	직타	E.O.I.D	-	-	-	-	-	-

5. 동재하시험 결과

5.1 항타관리기준

본 현장에 사용한 고강도 H 말뚝기초의 항타관리기준을 마련하기 위하여 관입깊이별 동재하시험(EOID)을 실시하여 램높이별과 최종관입량별 허용지지력을 그림 10에 나타내었다. 여기서 허용지지력 산정법은 동재하시험의 CAPWAP 해석에서 얻은 하중-침하량 곡선의 극한지지력에 안전율 2.5를 적용하여 결정하였다. 그리고 낙하높이 60, 80, 100cm로 항타하였을 때 얻어진 동재하시험의 최대지지력(pile capacity)은 각각 197.5~212.8ton, 210.3~242.3ton, 282.5ton 이었다.



(a) 램높이별 허용지지력 거동 (b) 최종관입량별 허용지지력 거동
그림 10. 항타관리기준

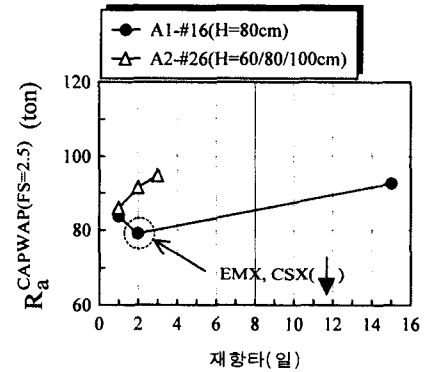


그림 11. 시간경과에 따른 지지력 증가 거동

교대 말뚝의 설계하중, $P_{Nmax}=76\text{ton}$ 이지만 본 현장에서는 $P_{Nmax}=85\text{ton}$ 으로 고려하여 항타관리기준안을 마련하였다. 그림 10(a)에서 말뚝머리하중, $P_{Nmax}=85\text{ton}$ 에 적합한 항타장비 램높이는 70cm 정도이었다. 그러나 본 항타기는 70cm 높이로 항타할 수가 없어서, 항타높이 60cm와 80cm에 대하여 최종관입량별 허용지지력을 구한 결과, 항타높이 60cm와 80cm에 해당하는 최종관입량은 각각 2.2mm, 7.6mm 이하 이었다(그림 10(b) 참조). 따라서 본말뚝의 항타관리기준은 램항타높이, $H=80\text{cm}$, 최종관입량, $s=7.6\text{mm}$ 이하로 관리하였다.

5.2 시간효과

시간경과에 따른 지지력 변화를 파악하기 위하여 A1-16, A2-26번 말뚝에 대해서 재항타를 실시한 결과는 그림 11에 나타나 있다.

A1-16번 말뚝의 허용지지력 변화는 항타후, 1일 경과후에 낙하고 80cm로 재항타 했을 때의 허용지지력은 83.7ton에서 79.1ton으로 감소(4.6ton, ↓)하다가, 항타후 14일 경과후에는 92.7ton으로 10.8% 증가하였다. 1일 경과후에 시간경과에 따른 지지력이 감소한것 처럼 보이나 실제로는 재항타를 잘못된 결과이다. 그 이유는 EMX 값이 3.93에서 3.34로 그리고 CSX값이 2.13t/cm^2 에서 1.75t/cm^2 로 현저히 감소하였기 때문이다.

A2-26번 말뚝은 낙하고 60cm로 항타하였을 때의 허용지지력은 86ton이고, 1일 경과후 낙하고 80cm로 재항타했을 때의 허용지지력은 91.6ton으로 초기항타의 허용지지력보다 약 6.5% 정도 증가하였다. 2일 경과후, 낙하고 100cm로 재항타했을 때의 허용지지력은 94.8ton으로 초기항타보다 약 10.2% 정도 증가하였다.

6. 정재하시험 결과

6.1 축방향 말뚝머리 하중-침하 곡선

말뚝재질의 항복력($F_y = A \times \sigma_y = 134.8\text{cm}^2 \times 3,310\text{kg/cm}^2 = 446\text{ton}$)까지 말뚝머리하중을 재하하다는 목표 아래, 3단계로 나눠 재하 및 제하시험하여 구한 하중-전침하량 관계 곡선은 그림 12와 같다.

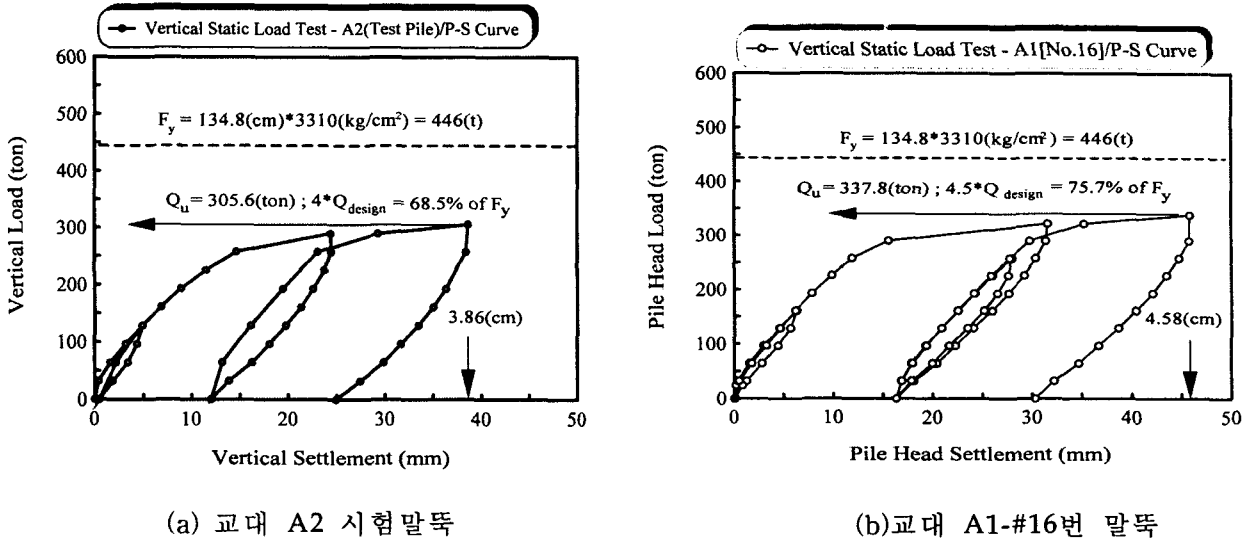


그림 12. 하중-전침하량 관계곡선

말뚝재질의 항복력까지 재하한다는 목표아래서, 시험 및 본말뚝에 연직 정재하시험을 실시한 결과, 설계하중의 4~4.5배에서 지반이 파괴되는 양상을 보였다. 이때 스트레인게이지로 응력상태를 조사한 결과, 말뚝재질에서는 전혀 소성변형이 발생하지 않았다. 따라서 말뚝재하시험을 실시할 때 말뚝재질의 허용응력 개념으로 최대 목표하중을 고려하지 말고, 항복응력개념으로 고려하면 좋은 결과를 얻을 수 있음을 알았다.

Vesic 방법으로 구한 교대 A2와 A1의 극한지지력은 306~338ton/본이며, 안전율 2를 적용하여 구한 허용지지력은 153~169ton/본 이었다.

말뚝의 초기 강성거동(piles' initial stiffness response)은 Davisson 방법으로 구한 허용지지력에 이 지지력에 해당하는 침하량으로 나눈 기울기를 말하며, #16번 말뚝의 초기강성은 $155\text{ton}/5.63\text{mm} = 27.5\text{ton/mm}$, PT-1 말뚝은 $137.5\text{ton}/5\text{mm} = 27.5\text{ton/mm}$ 으로 동일하였다.

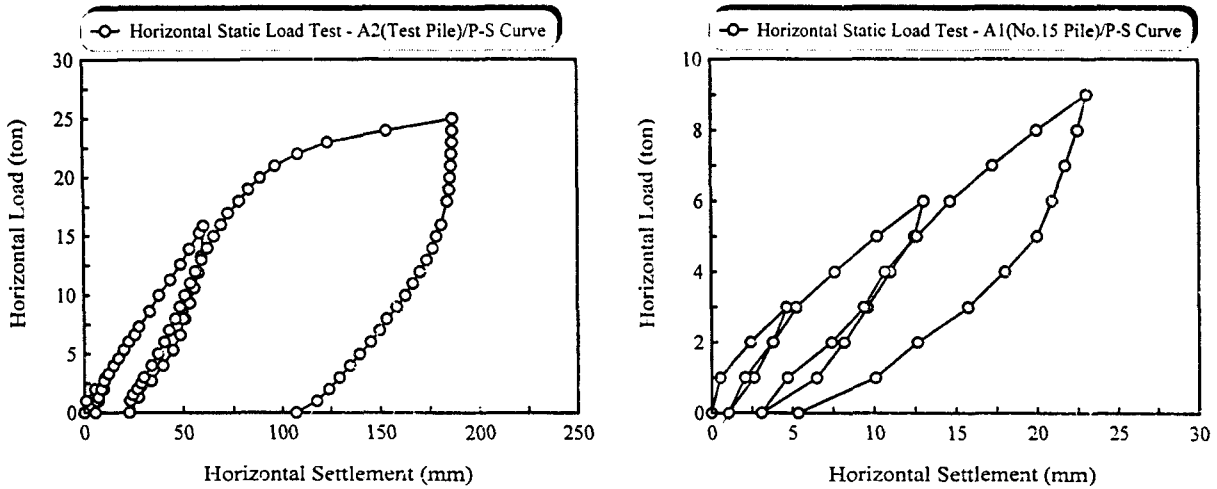
6.2 수평방향 말뚝머리 하중-침하량 곡선

본 교량의 상부주형에서 발생하는 교축방향의 수평변위를 H 말뚝이 충분히 허용(즉, 말뚝과 상부구조물에 부가적인 응력이 발생하지 않고 상부구조물과 같이 말뚝이 움직임)하기 위해서는 수평변위가 발생하는 방향으로 H 말뚝의 약축을 설치하고, 웹과 플랜지 사이에 시멘트 밀크 대신에 모래를 채워 수평 정재하시험을 수행하였다.

시험말뚝에 대해서는 말뚝재료가 항복상태 또는 지반의 극한상태가 될 때까지 수평방향으로 말뚝머리 하중을 재하한다는 목표 아래 3단계로 재하 및 제하시험하여 구한 하중-전침하 관계 곡선은 그림 13에 나타나 있다.

수평 정재하시험을 하기 전에 플랜지와 웹사이에 채운 모래의 상태가 수평재하시험하는 도중에 어떻게 변하는지를 알아보기 위하여, 채운 모래와 성토 지표면에 휴대용 콘관입시험한 결과는 그림 6에 나타나 있다.

시험결과에 의하면, 재하시험하기 전에 채운 모래의 콘지수는 $2.2\sim 3.1(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 이었으며, 수평력이 증가함에 따라 콘지수 값이 증가하다가 최종하중단계에서는 성토지표면의 콘지수와 같은 $12.4(\text{kg}/\text{cm}^2)$ 까지 지반강성이 증가하였다.



(a) 교대 A2 시험말뚝

(b) 교대 A1-#15번 말뚝

그림 13. 수평 정재하시험에서 구한 하중-전침하량 관계

그림 13에서 수평력이 증가함에 따라 17ton 까지는 거의 선형적인 하중-침하량 거동을 보이는데 이는 H 말뚝의 플랜지가 성토지반을 편칭전단(punching shear)시키고, 이로 인해 발생하는 플랜지와 웹사이의 함몰부분에 채운 모래지반의 체적 감소와 밀도 증가에 의한 것으로 판단된다.

그 하중 이후의 거동은 수평력에 의해 채운 모래지반의 강성이 성토 지표면의 강성에 드달하면서 원지반이 비선형 거동 및 파괴상태로 접근하는 거동을 보여주고 있으며, 최종하중상태의 성토파괴면은 그림 14에 나타나 있다. 그리고 계측 결과, 수평력, 19 ton에서 플랜지의 재료가 소성상태에 도달하였다.

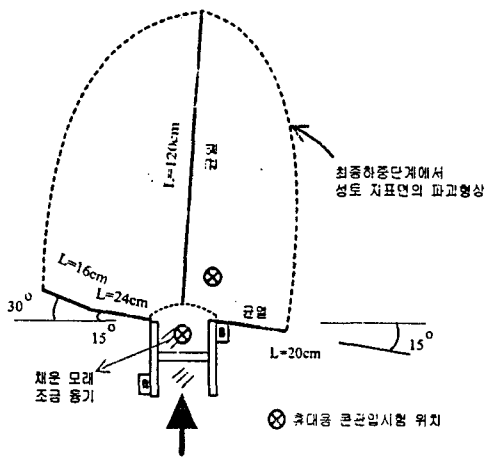


그림 14. 수평 정재하시험 종료시 지표면 파괴상태

그림 13(a)의 최종재하상태에서 재하후의 잔류침하량은 10.69cm로 상당히 크게 발생하였다. 이는 웹면에 수평재하하면 웹 전면에 채운 모래지반은 다져지면서 그림 13과 같은 거동을 보이지만, 재하하는 웹면의 아래에 채운 모래는 틈이 생겨 그 틈사이로 채운 모래가 흘러 들어가고 재하하면 흘러 들어간 모래에 의해 말뚝이 돌아오지 않기 때문이다. 본 시험에서, 틈 사이로 흘러들어난 모래의 양은 재하시험하기 전에 함몰부분에 채운 모래의 양 만큼이었다.

일체식 교대 교량은 계절적인 온도변화에 따라서 신축량이 발생하기 때문에 잔류변형량이 거의 없는 것이 가장 좋다. 잔류변형량이 너무 크면 상부구조물의 신축시 부가적인 응력이 교대에 발생하게 된다.

일체식 교대 교량은 상부주형과 교대가 일체식으로 연결되어 있어, 상부구조물에서 발생하는 수평변위는 말뚝재질의 허용응력과 교대 콘크리트의 허용응력 범위내에서 Cycle Control Joint가 전부 흡수하는 것이 가장 좋다.

따라서 수평 정재하시험 결과에 의하면, 말뚝재질의 항복응력, $\sigma_y=19\text{ton}$ 이고, 안전율, $FS=2$ 를 적용한

허용수평력, $\sigma_c=9.5\text{ton}$ 이다. 이 하중에 해당하는 교대 A1과 A2 말뚝의 수평변위량은 23mm/본, 36mm/본 이었다.

7. 결론

성토지반에 타입된 실물크기의 고강도 H 말뚝의 연직 및 수평방향의 지지거동을 알아보기 위하여 정재하와 동재하시험한 결과는 다음과 같다.

1. 항타관리기준을 마련하기 위하여 동재하시험을 실시한 결과, 낙하높이 60, 80, 100cm로 동재하시험하여 구한 말뚝의 극한지지력(pile capacity)은 각각 197.5~212.8 ton, 210.3~242.3 ton, 282.5 ton 이었다. 그리고 항타후, 14일 경과후에 재항타를 실시하여 구한 허용지지력은 10.8% 증가를 하였다.
2. 축방향 정재하시험 결과에서 Vesic 방법을 적용하여 구한 교대 A1과 A2의 극한지지력은 306~338 ton/본이며, 이 값은 말뚝재료의 항복력에 68.5~75.7%에, 설계하중의 4~4.5배에 해당하였다. 그리고 안전율 2를 적용하여 구한 허용지지력은 153~169ton/본 이었다. 그리고 두 교대에 설치된 말뚝의 초기강성은 동일한 27.5ton/mm 이었다.
3. 수평 정재하시험 결과, 수평력 0~17 ton 까지는 하중-침하량 거동곡선이 선형거동을 보이다가 그 하중 이후부터 변곡되어 수평력 25ton에서 시험을 중단하였다. 선형거동구간은 함몰부분에 채운 모래가 조밀하게 다져지면서 발생하는 거동일 것으로 판단된다.
4. 계측 결과, 수평력, 19ton에서 H 말뚝 플랜지의 재료가 항복상태에 도달하였으며, 안전율, FS=2를 적용한 말뚝재질의 허용수평력, $\sigma_c=9.5\text{ton}$ 이고, 이 하중에 해당하는 교대 A1과 A2의 허용수평변위량은 23mm, 36mm 이었다.

참고문헌

1. 대한주택공사, 강원산업주식회사, 인천제철주식회사(1998), 고강도 H형강 말뚝의 지지력 특성 연구, 대한주택공사 부설 주택연구소, 경기도, pp.99~120.
2. 대한주택공사(1998), 고강도 H형강 말뚝의 지지력특성 연구.
3. 박영호, 김성환, 장용채(1998), "볼트식 강관말뚝 머리보강공법", 한국지반공학회지, 제 14권, 제 6호, pp.57~71.
4. 박영호(1996), 지반과 궤도차량의 상호작용에 관한 연구, 박사학위논문, 서울대학교, pp.9~34.
5. 한국도로공사(1998), 고속도로전문시방서, pp.4-20~4-23.
6. 파일테크(주), 강원산업(주)(1997), H말뚝의 실무적용을 위한 연구(I).
7. Ahmad Amr Darrag(1987), "Pile Capacity Predictions using Static and Dynamic Load Testing", FHWA-JHRP-87-1.
8. Alan A. Soltani and Anant R. Kukreti, "Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges", TRR 1371, pp 17-25.
9. Charles W. Roeder and Shashi Moorthy, "Thermal Movements in Bridges", TRR 1290, pp.135-151.
10. Choi, Y., and O'Neil, M.W.(1997), "Soil Plugging and Relaxation in Pipe Pile During Earthquake Motion", *Journal of Geotechnical and Environment Engineering*, Vol.123, No.10, pp.975~982.
11. James, L. and Jorgenson, "Behavior of Abutment Piles in an Integral Abutment in Response to Bridge Movements", TRR 903, pp.72-79.
12. Soltani, A. A., and Kukreti(1992.), "Performance Evaluation of Integral Abutment Bridges", *Transportation Research Record 1371*, TRB, National Research Council, pp.19-20.
13. Jean-Louis Briaud, Harry M. Coyle, and Larry M. Tucker, "Axial Response of three vibratory-and Three Impact-Driven H piles in sand", TRR 1277, pp.136~147.