

크고 작은 재해가 발생할 수 있다. 이 석회암 지대의 공동 및 불균질한 연약층에 대하여 구조물의 지지력과 침하에 대한 안정성 검토와 보강 대책의 필요성이 부각되고 있다.

○○고속도로 ○○교량의 지반은 상부에 연약층이 존재하고 하부에 탄질세일층 및 석회암 파쇄대가 있다. 이 지반에 구조물 말뚝기초를 안치시키기 위하여, 삼중관식 초고압분사 공법인 S.I.G(super injection grouting) 공법으로 기초지반을 보강하였다.

점토층과 파쇄가 심한 탄질 석회암층에 각각 형성된 S.I.G 고결체의 위면에 안치된 강관말뚝에 동재하시험과 하중전이 정재하시험을 실시하여 이들 지반에서 S.I.G 공법의 지반보강 효과를 알아보고자 한다.

2. 현장조사

시험시공 지반의 재하시험 위치와 단면 그리고 시추 주상도는 그림 1에 나타나 있다. 말뚝재하시험 위치에서 지반조사 결과, 깊이 2.7m까지는 매립층이고, 깊이 2.7~5.0m는 점토질 실트와 실트질 세립모래이었다. 그리고 깊이 5.0~18.0m는 점토질 실트와 실트질 점토의 연약한 층적층으로 이루어져 있었고, 깊이 18~20m는 모래 및 자갈이 혼재되어 있었다. 시험말뚝은 매립층을 터파기한 후 시공하였으며, 층적층에서의 표준관입시험 결과는 그림 2와 같다. 말뚝재하시험 위치에서의 실내물성시험은 통일분류기호가 ML인 지반에서 실시하였으며, 함수비 $w=65.6$, 비중 $G_s=2.64$, 액성한계 $LL=47.0\%$, 소성지수 $PI=10.8\%$ 이었다.

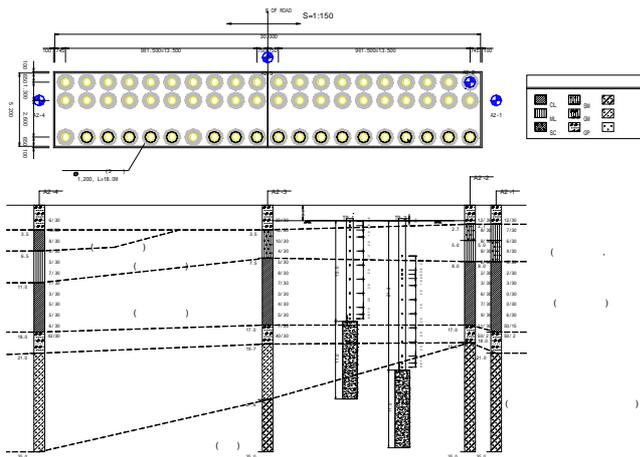


그림 1. 교대 A2의 시추위치도 및 지층 단면도

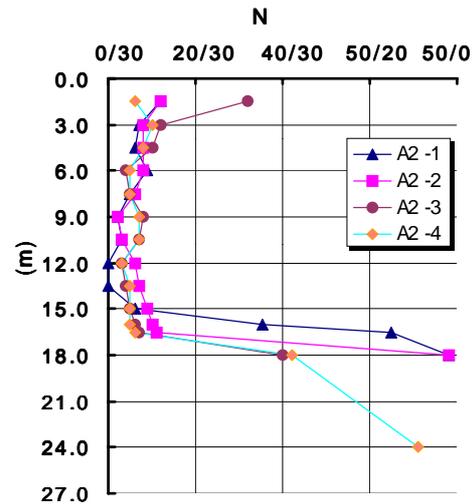


그림 2. 표준관입시험 값

암반은 풍화암층과 연암층으로 이루어져 있었다. 풍화암층은 파쇄가 심한 석회암질과 석탄이 섞여 폭 넓게 분포하고 있으며, 연암층은 매우 심한 파쇄로 $TCR=5\sim 20\%$, $15\sim 32\%$ 정도였으며 $RQD=0\%$ 이었다. 탄성파탐사결과는 A2-1~A2-3 조사단면에서 심도 17m를 경계로 상부의 토층과 하부의 풍화암층으로 이루어져 있으며, 암반층 전 구간은 심한 풍화로 풍화암층내에 속도 2,000m/sec 이하의 연약대가 넓게 분포하며, A2-4~A2-3 조사단면에서는 연암 상부 경계선이 21.0m와 19.7m로 나타나고 있으나 24~27m 위치의 속도는 3,000m/sec 미만의 값을 보여 심한 풍화나 연약대가 넓게 분포하는 것으로 판단되었다.

3. 시험말뚝의 설치

그림 1과 같이, 시험지역은 점토지반이 21.2m이고 그 아래의 지층은 파쇄가 심한 탄질 석회암층이었다. 본 지반의 설치될 구조물 기초의 부마찰력을 배제하기 위하여, 점토지반은 모래다짐말뚝(sand

compaction pile) 공법으로 압밀침하를 시켰다.

이 지반조건에서 점토지반과 파쇄가 심한 탄질 석회암층에 삼중관식 초고압분사공법인 S.I.G(super injection grouting) 공법의 보강효과 즉, 말뚝 선단지지 능력을 알아보기 위하여, 두본의 말뚝에 대해 말뚝축방향으로 진동현식 계측기를 부착하였다. 하나의 말뚝은 동재하시험을 실시하여 최대지지력이 말뚝 반력의 2.5배인 200tonf이 되는 지반에 타입하여 S.I.G 보강을 실시하였다. 이 말뚝의 선단부는 파쇄가 심한 탄질 석회암층 속에 관입되어 있고 말뚝길이는 21.2m이었다. 그리고 다른 하나의 말뚝은 최대지지력이 46.9tonf인 점토지반 속에 관입하여 S.I.G 보강을 하였다. 이 말뚝의 길이는 15m이었다.

그리고 이들 말뚝의 정적 지지거동과 49일 경과에 따른 지지거동을 알아보기 위하여, 하중전이 정재하시험과 동재하시험을 실시하였다.

4. 현장재하시험 결과

4.1 동재하시험

○○교 현장의 교대 A2에 시험말뚝 2본과, 교각 P2의 말뚝 1본에, 시간경과에 따른 허용지지력 변화를 파악하기 위하여 말뚝의 시공시 동재하시험(End Of Initial Driving) 결과와 재항타를 실시한 동재하시험(Restrike)결과는 그림 3에 나타나 있다. 여기서 허용지지력은 CAPWAP 해석시 최대하중에 안전율, FS=2.5를 적용하여 구하였다(US army corps of engineers, 1991).

○○교의 교대 A2-1번(Test Pile 1, L=15m)말뚝 시공후와 49일 경과후의 허용지지력은 18.2tonf에서 98.8tonf로 442.9%가 증가하였다(그림 3(a)). 이는 말뚝 선단이 연약지반에 시공된 후 선단부 아래로 시공된 SIG 고결체의 효과로 선단 지지력이 향상되었기 때문이다.

연약지반을 관통하여 말뚝선단부가 고화된 탄질세일층에 관입된 교대 A2-11번(Test Pile 2, L=21.2m) 말뚝 시공후와 49일 경과후의 허용지지력은 79.8tonf에서 102.5tonf로 22.4% 증가하였고(그림 3(b)), 교각 P2-1번(L=17.5m)말뚝은 시공후와 50일 경과후 106.4tonf에서 108.4tonf로 1.9% 증가하였다(그림 3(c)).

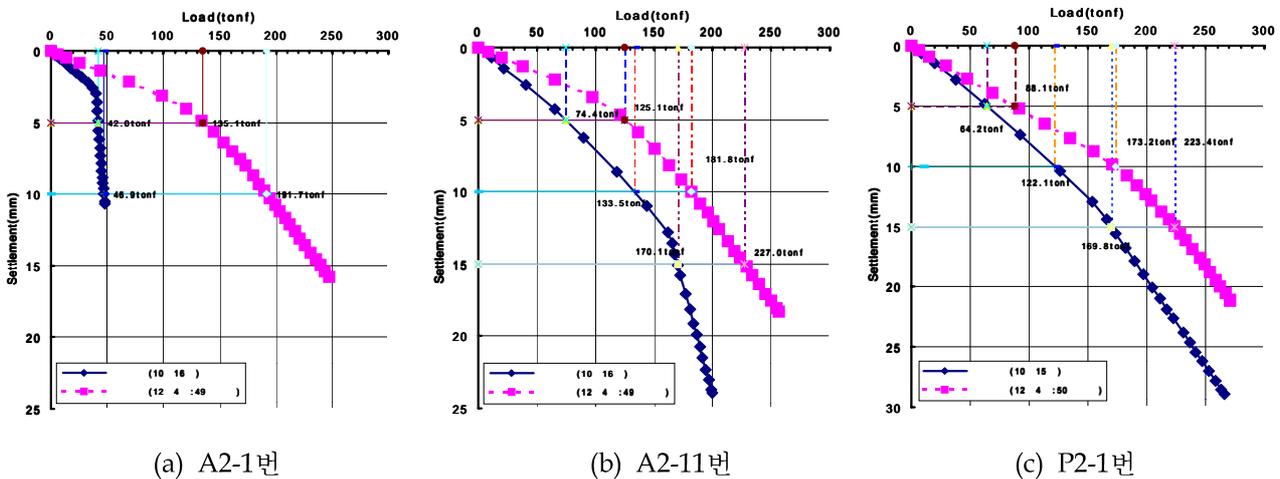


그림 3. 말뚝의 SIG 선단 보강 및 시간경과 효과 비교

4.2 연직압축 재하시험

4.2.1 말뚝머리 하중-침하량

말뚝재질의 항복력 ($F_y = A \times \sigma_y = 141.1\text{cm}^2 \times 2397\text{kg/cm}^2 = 338.2\text{tonf}$)에 해당하는 재하하중까지 시험하는 계획으로 정재하시험을 실시하여 구한 말뚝머리 하중-침하량 관계 곡선은 그림 4와 같다. 여기서

설계 하중은 $Q_{design} = 72.6\text{tonf}$ 이다. 그 결과, 설계하중의 3.3~4.8배에서 지반이 파괴되는 양상을 보였으며, 실시간 축하중 계측장치의 측정을 통한 응력계산 결과 소성변형은 발생하지 않았다. ○○교 A2-1 시험말뚝(TP-1)과 A2-11 시험말뚝(TP-2)의 극한지지력은 각각 350 및 240tonf이었다.

말뚝의 초기 강성거동(Piles' initial stiffness response)은 Davisson 방법으로 구한 허용지지력에 해당하는 침하량으로 나눈 기울기를 말하며(Briaud et al., 1990), 두 시험말뚝에 Davisson 방법으로 구한 허용지지력은 각각 147.5 와 108.5tonf 이었다. A2-1 시험말뚝의 초기 강성은 $147.5\text{tonf}/3.92\text{mm} = 37.6\text{tonf}/\text{mm}$ 이고, A2-11 시험말뚝은 $108.5\text{tonf}/5.66\text{mm} = 19.2\text{tonf}/\text{mm}$ 이었다. 여기서, A2-11 시험말뚝보다 A2-1 시험말뚝의 초기 강성이 크게 나타났는데 이는 A2-11 시험말뚝 선단 하부 탄질세일층과 차별풍화대에 형성된 고결체 보다 A2-1 시험말뚝 선단 하부 연약지반에 형성된 고결체가 양호하게 형성되어 상대적으로 높은 선단지지력을 발휘하기 때문으로 판단된다.

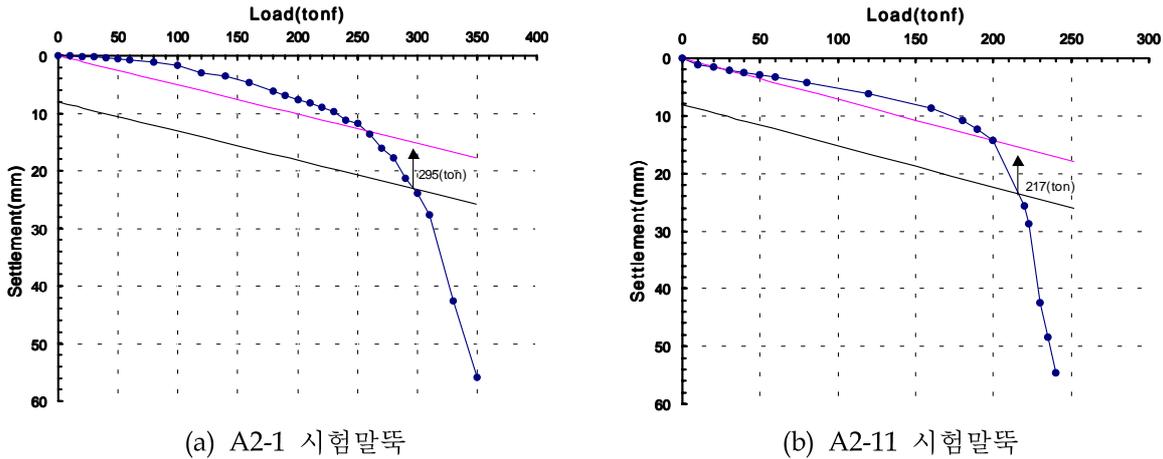


그림 4. 말뚝머리 하중-침하량 관계곡선

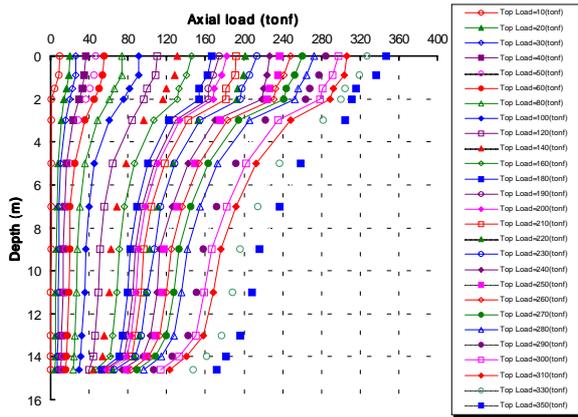
4.2.2 하중전이 결과 분석

일반적으로 말뚝에 발생한 축하중의 정확한 분포를 알아내기 위해서는 일련의 설치과정에서 발생한 잔류하중의 크기를 말뚝 정재하 시험시 측정된 말뚝 축하중의 분포에 가산해 주어야 한다(Hanna and Tan, 1973).

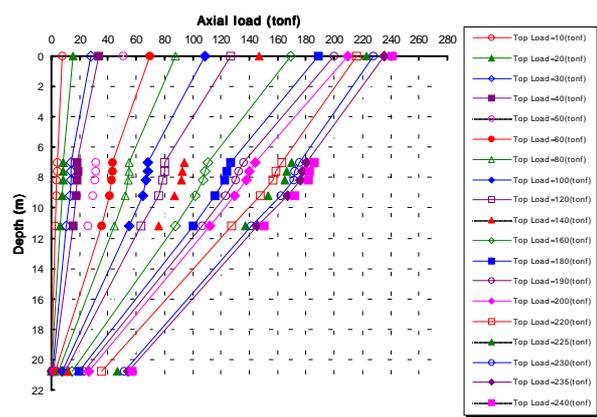
두 시험말뚝에 대하여 잔류하중을 고려하지 않은 축방향 지지거동은 그림 5에 나타나 있고, 말뚝 설치이전부터 부착된 축하중 계측장치의 측정을 통해 잔류하중을 고려한 축방향 지지거동은 그림 6에 나타나 있다.

A2-1 시험말뚝(그림 6(a))의 잔류하중을 고려한 하중전이 거동에서 굵은 실선은 시험말뚝을 지반 속에 향타하여 설치한 후부터 42일 경과 후에 말뚝에 남아있는 잔류하중 분포이다. 정재하시험 및 하중전이 시험시 극한상태에서 잔류하중을 고려한 축방향 하중분담력은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 171.8tonf와 178.2tonf이었으며, 분담비율은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 49%와 51%로 비슷하였다.

A2-11 시험말뚝(그림 6(b))의 굵은 실선은 말뚝을 설치한 후부터 41일 경과후에 말뚝에 남아 있는 잔류하중 분포이다. 극한상태에서 잔류하중을 고려한 축방향 하중분담력은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 57.3tonf와 182.7tonf이었으며, 분담비율은 선단지지력과 주변마찰력이 각각 23.8%와 76.2%로 주변마찰력이 선단지지력의 3.2배를 분담하였다. 여기서 A2-11 시험말뚝의 선단지지력 분담비율이 A2-1 시험말뚝보다 상대적으로 낮은 이유는 A2-11 시험말뚝 선단하부 탄질세일층과 차별풍화대에 형성된 고결체 보다 A2-1 시험말뚝 선단하부 연약지반에 형성된 고결체가 양호하게 형성되었고, 상대적으로 높은 선단지지력을 발휘하기 때문으로 판단된다.



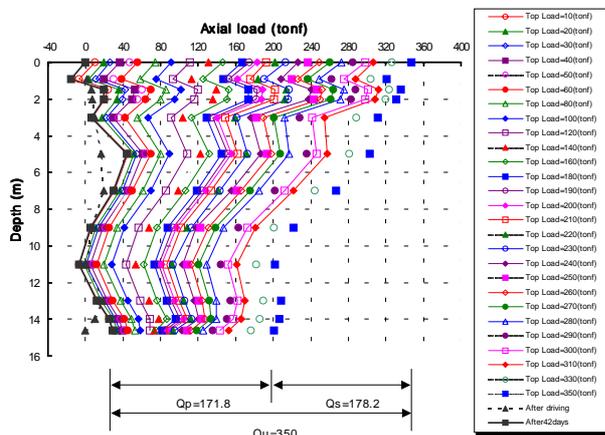
(a) 망상IC교 A2-1 시험말뚝



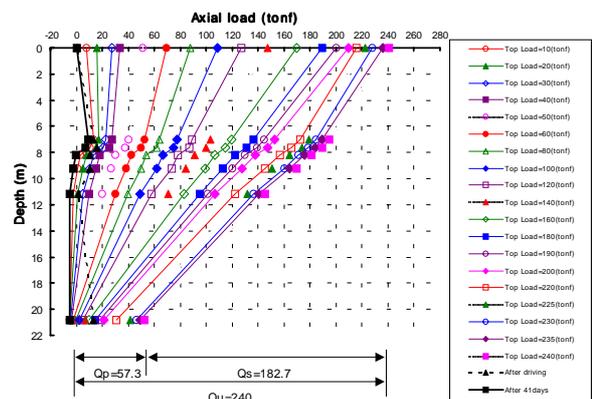
(b) 망상IC교 A2-11 시험말뚝

그림 5. 잔류하중을 고려하지 않은 하중전이 거동

또한 주면마찰력은 개단강관 말뚝의 외주면 마찰력과 내주면 마찰력, 즉 관내토 폐색력으로 나눌 수 있는데, 본 실험에서는 관내토(여기서는 S.I.G 고결체) 제거 후의 압축재하실험이나 인발재하실험 등을 수행하지 못하여 관내토 폐색력과 외주면 마찰력의 크기를 실험에 의해 분리하지 못했다.



(a) 망상IC교 A2-1 시험말뚝



(b) 망상IC교 A2-11 시험말뚝

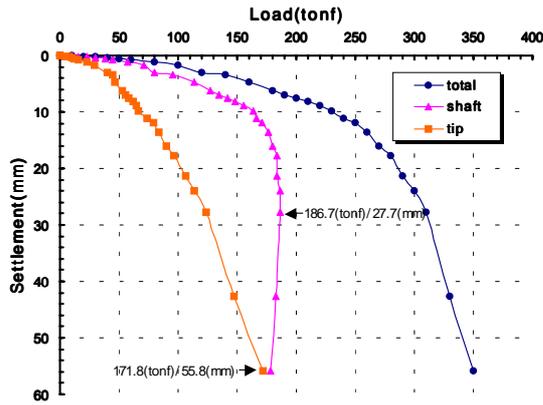
그림 6. 잔류하중을 고려한 하중전이 거동

4.3 선단과 주면마찰력 거동

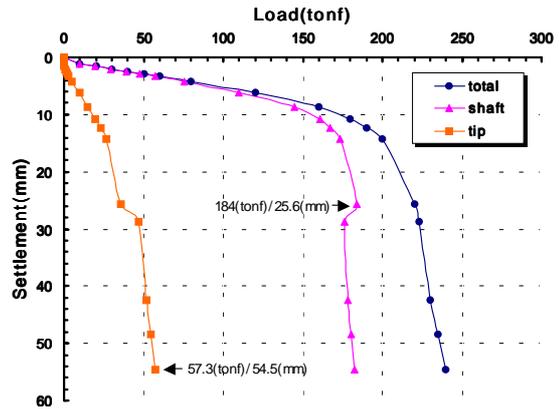
두 시험말뚝에 대하여 잔류하중을 고려한 축방향 지지거동을 선단과 주면 마찰력으로 분리하면 그림 7과 같다.

점토지반에 말뚝을 타입하고 말뚝선단 하부에 S.I.G 고결체로 보강된 A2-1 시험말뚝에 대하여, 최대하중인 극한하중을 350tonf로 가정하였을 때, 잔류하중을 고려한 주면마찰력은 186.7tonf에서 극한 및 잔류상태에 도달하였고, 이때의 침하량은 $S=27.7\text{mm}$ 이었다. 그리고 선단지지력은 171.8tonf에서 극한상태에 도달하였고, 침하량은 말뚝직경의 11%($S=55.8\text{mm}/D=508\text{mm}$)이었다.

또한 점토지반을 통과하여 파쇄가 심한 탄질 석회암층에 말뚝을 타입하고 말뚝선단 하부에 S.I.G 고결체로 보강된 A2-11 시험말뚝에 대하여, 극한하중을 240tonf로 가정하였을 때, 잔류하중을 고려한 주면마찰력은 184tonf에서 극한 및 잔류상태에 도달하였고, 이때의 침하량은 $S=25.6\text{mm}$ 이었다. 그리고 말뚝선단지지력은 57.3tonf에서 극한상태에 도달하였고, 이때의 침하량은 말뚝 직경의 10.7% ($S=54.5\text{mm}/D=508\text{mm}$)이었다.



(a) A2-1 시험말뚝

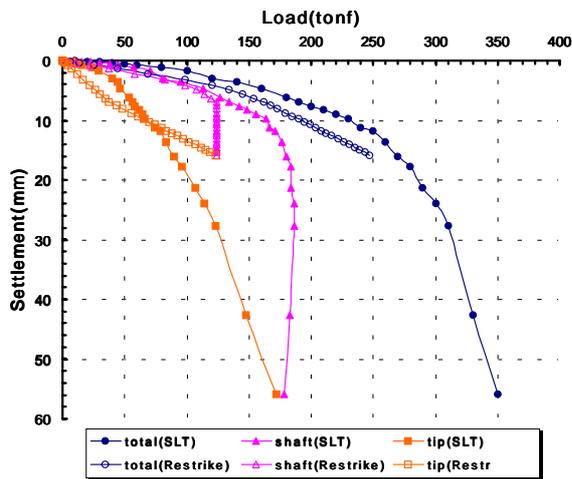


(b) A2-11 시험말뚝

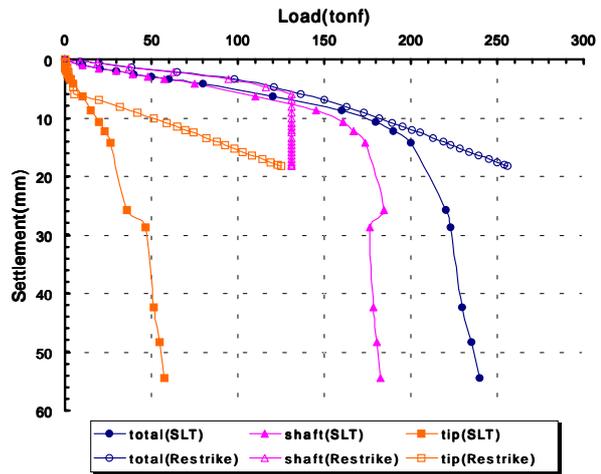
그림 7. 잔류하중을 고려한 주변마찰력과 선단지지력 거동 곡선

4.4 하중전이 정재하시험과 동재하시험 결과 비교

시험말뚝을 설치한 후, SIG 고결체를 49일 양생시킨 후에 하중전이 정재하시험과 동재하시험을 실시하여 구한 말뚝 지지거동을 선단지지력과 주변마찰력으로 분리하여 그림 8에 나타내었다.



(a) A2-1 시험말뚝



(b) A2-11 시험말뚝

그림 8. 하중전이 정재하시험과 동재하시험의 주변마찰력과 선단지지력 거동 비교곡선

A2-1 시험말뚝에 대하여, 하중전이 정재하시험과 동재하시험으로 구한 선단지지력은 각각 171.8tonf과 122.8tonf이었다. 그리고 주변마찰력은 각각 178.2tonf과 124.3tonf이었다. 이 말뚝의 동재하시험 결과는 하중전이 정재하시험 결과보다 낮게 나타났다. 또한 A2-11 시험말뚝에 대하여, 하중전이 정재하시험과 동재하시험으로 구한 선단지지력은 각각 57.3tonf과 125.3tonf이었다. 그리고 주변마찰력은 각각 182.7tonf과 130.9tonf이었다. 이 말뚝의 동재하시험 결과는 하중전이 정재하시험 결과보다 높게 나타났다.

동재하시험으로부터 허용지지력을 구하는 일반적인 방법은 CAPWAP 분석으로 구한 하중-침하량 곡선에 Davisson 방법을 적용하여 항복지지력을 구하고 여기에 안전율, $FS=2.0$ 을 적용하여 허용지지력을 구하는 Davisson 방법과 말뚝항타분석기에 의해 경험적 또는 이론적 예측이 뒷받침 되었을 때 극한하중에 안전율, $FS=2.5$ 를 적용하여 구하는 미육군공병단(US Army Corps, 1991) 방법이 있다.

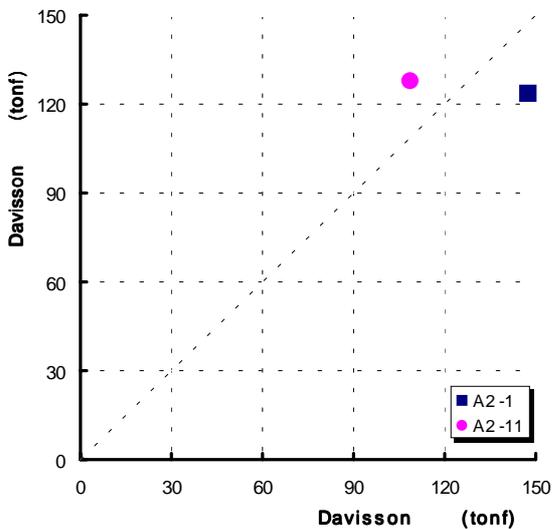
정재하시험으로부터 허용지지력을 구하는 방법은 건설교통부에서 권장하는 항복지지력 판정법으로부터 허용지지력을 산정하는 방법이 있으며, 항복지지력을 판정하는 방법은 P-S법, log P-log S법, S-log t

법, P-ds/d(log t)법, Davisson 방법 등이 있다.

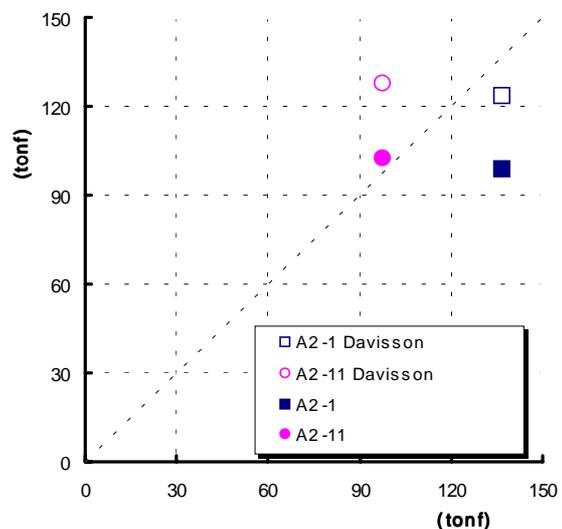
상기 방법으로 구한 정재하시험과 동재하시험의 허용지지력은 표 1에 정리하였다. 표 1에 의하면, 정재하시험에서 구한 허용지지력은 항복하중을 결정하는 방법에 따라 A2-1 시험말뚝은 17.5tonf, A2-11 시험말뚝은 20tonf의 편차를 보이고 있다. 따라서 정재하시험과 동재하시험 결과에서 항복하중을 동일하게 구하는 방법인 Davisson 방법을 적용하여 허용지지력을 구한 결과를 그림 9(a)에 나타내었다. 정재하시험과 동재하시험에서 구한 허용지지력이 같다면 표식은 그림 9(a)의 사선 위에 있어야 한다. 그러나 A2-1 시험말뚝의 경우, 정재하시험의 허용지지력은 동재하시험 보다 16.2% 크게 나타났고, A2-11 시험말뚝은 동재하시험의 허용지지력 보다 18% 작게 나타났다.

표 1. 항복하중에 의한 지지력 산정법에 따른 허용지지력

말뚝 구분	정재하시험				동재하시험의 허용하중		
	판정기준	항복 하중 (tonf)	안전률	허용하중 (tonf)	산술평균	미육군공병단 방법 (최대하중의 F.S.=2.5에 해당하는 값, tonf)	Dav's (F.S.=2)
A2-1	P-S	270	2	135	136.5 (R=17.5)	98.8	123.6
	logP-logS	260	2	130			
	S-logt	280	2	140			
	P-dS/d(logt)	260	2	130			
	Davisson's offset	295	2	147.5			
A2-11	P-S	201	2	100.5	97.5 (R=20)	102.5	128.1
	logP-logS	177	2	88.5			
	S-logt	200	2	100			
	P-dS/d(logt)	180	2	90			
	Davisson's offset	217	2	108.5			



(a) Davisson 방법



(b) 허용지지력 비교

그림 9. 정재하시험과 동재하시험의 허용지지력 비교

그리고 정재하시험에서 항복지지력을 결정하는 방법에 따른 허용지지력 값들을 산술평균한 값에 대하여 CAPWAP 해석에서 미육군공병단 방법과 Davisson 방법으로 구한 허용지지력과의 관계를 그림 9(b)에 나타내었다. 이 그림에서 Davisson 방법과 미육군공병단 방법으로 구한 동재하시험의 허용지지력은 A2-1 시험말뚝의 경우 정재하시험의 산술평균 허용지지력보다 9.5~27.6% 크게 나타났고, A2-11 시험말뚝의 경우 5.1~31% 작게 나타났다.

따라서 하중전이 정재하시험과 동재하시험으로부터 각각의 방법에 따라 산정한 허용지지력은 본 시험

교량의 말뚝머리 설계하중 $P_{N_{max}} = 72.6\text{tonf}$ 를 충분히 만족하고 있으며, 점토지반층에 형성된 S.I.G 보강의 효과가 파쇄가 심한 탄질 석회암층에서의 보강효과보다 좋다는 것을 알 수 있었다.

5. 결 론

점토층(말뚝길이 15m)과 파쇄가 심한 탄질 석회암층(말뚝길이 21.2m)에 타입한 강관말뚝 내부로 기초 폭의 2배 길이만큼 SIG 보강하여 형성한 고결체 위에 안치된 말뚝기초의 정적 지지거동과 49일 경과에 따른 지지상승효과를 알아보기 위하여, 하중전이 정재하시험과 동재하시험을 실시한 결과는 다음과 같다.

1. S.I.G 보강 전과 49일 경과후의 허용지지력 상승효과(set-up effect)는 길이 21.2m 말뚝에서는 79.8tonf에서 102.5tonf로 22.4% 증가하였고, 길이 15m 말뚝에서는 18.2tonf에서 98.8tonf로 442.9% 증가하였다. 이는 주변마찰력에 의한 지지력 상승보다 말뚝선단부 아래의 고결체 상태에 의한 것으로 판단된다.
2. 두 시험말뚝의 정재하시험시 극한지지력은 길이 15m 말뚝과 21.2m 말뚝이 각각 350tonf, 240tonf이었다. 그리고 Davisson 방법으로 구한 허용지지력은 각각 147.5tonf와 108.5tonf이었다. 이는 파쇄가 심한 탄질 석회암층의 지반보강효과가 점토지반보다 훨씬 나쁘기 때문으로 판단된다.
3. S.I.G 보강후 하중전이시험 결과, 길이 15m 말뚝의 극한지지력과 주변마찰력은 각각 350tonf, 178.2tonf(51%)이었고, 길이 21.2m 말뚝은 각각 240tonf, 182.7tonf(76.2%)이었다. 그리고 두 말뚝의 길이 차가 6.2m남에도 불구하고, 주변마찰력의 하중-변위 곡선이 거의 비슷한 거동을 보였다. 이는 약 18m~21m까지 자갈층이 존재하여 주변마찰력에 큰 영향을 미치지 않은 것으로 판단된다.
4. S.I.G 고결체 위에 안치된 말뚝의 선단지지거동을 알아보기 위한 하중전이시험 결과, 길이 15m 말뚝의 선단지지력은 171.8tonf(극한지지력의 49%)이었고, 길이 21.2m의 말뚝은 57.3tonf(극한지지력의 23.8%)이었다. 이는 S.I.G 그라우팅이 파쇄가 심한 탄질 석회암층보다 점토지반층에 보강 효과가 매우 좋음을 나타내고 있다.

참고문헌

1. Briaud, J., Coyle, H.M. and Tucker, L.M.(1990), Axial Response of three vibratory and three impact-driven H piles in sand, TRR 1277, pp.136-147.
2. Hanna, T.H., and Tan, R.H.S.(1973), "The Behavior of Long Piles under Compressive Loads in Sand", Canadian Geotechnical Journal, 10, No. 3, pp.311-340.
3. US Army Corps of Engineers(1991), "Design of Pile Foundations Settlement Analysis", Engineer Manual, EM 1110-2-2906, pp.4-1~4-3.