

풍화대에 근입되는 현장타설 말뚝의 설계사례



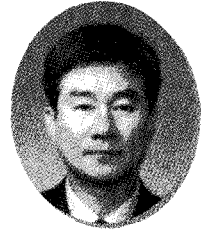
윤 주 원
(주)일신하이텍 과장



송 성 권
(주)일신하이텍 부장



방 윤 경
(주)일신하이텍 전무
(sbang11@hitel.net)



이 정 덕
(주)일신하이텍 부사장

1. 서론

현장타설 말뚝의 지지력 산정 시 국내 설계기준은 연암 반 이상에 근입되는 경우에 대한 내용을 주로 다루고 있으며, 지지층이 자갈층, 풍화토, 풍화암 등 이른바 IGM(Intermediate Geo-material, 풍화대)인 경우에는 이를 토사에 준하여 설계하고 있다. 따라서 현재 현장타설 말뚝의 지지층이 풍화대에 속하는 경우에는 설계기준 및 기존 사례가 부족하고, 동일한 지반조건일지라도 설계자의 경험과 판단에 따라 지지력의 예측값이 다양하게 나타나고 있는 실정이다. 이와 같은 문제점 때문에, 최근 들어 국내에서는 IGM지반에 근입되는 현장타설 말뚝의 설계 및 시공기술에 대한 연구개발이 활발히 진행되고 있다(건설교통부, 2007, 임종석 등, 2007, 정창규 등, 2002). 본 고에서는, 풍화대에 지지된 현장타설 말뚝의 설계 예를 소개함으로써 우리 학회 회원들과 기술적 고민을 공유함은 물론 유사 설계시 참고가 되었으면 한다.

2. 국내의 현장타설 말뚝 설계현황

2.1 현장타설말뚝 설계기준

현장타설 말뚝 지지력 산정 시 국내 설계기준은 연암반 이상에 근입되는 경우에 대한 내용을 주로 다루고 있고 풍화대에 대한 적합한 설계기준 및 관련 내용이 부족한 실정이다. 현장타설 말뚝 지지력 산정 시 국내 설계기준은 도로교 설계기준 해설(국토해양부, 2008)과 구조물기초 설계기준(국토해양부, 2009) 이외에도 한국도로공사에서 암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계기준(2002.7) 등에 제시되어 있다. 이 규정들은 일축압축시험용 공시체의 채취가 가능한 연암반 이상의 경우에는 RQD 혹은 일축압축강도를 이용하여 선단지지력을 계산하고, 풍화암 지지말뚝의 경우에는 N값이나 내부마찰각 등을 이용하여 토사로 가정하여 주면마찰력 및 선단지지력을 산정하고 있다. 풍화암과 풍화토의 구분은 N치 50/10을 기준으로 하여 암반 근입부에 대해서만 주면마찰력을 고려하고

표 1. 풍화암 근입 현장타설말뚝 지지력 산정 설계기준

선단지지력	주면마찰력
도로교 설계기준 해설(2008) - Reese & O'Neill(1999) 제안식 $Q_B = q_B \times A_B$ 여기서, Q_B : 극한선단지지력 q_B : Reese & O'Neill(1989) 추천값 (N값 이용) A_B : 말뚝 선단부 면적(m ²)	도로교 설계기준 해설(2008) - Reese & O'Neill(1999) 제안식 $Q_S = U \cdot L_S \cdot f_s$ 여기서, Q_S : 극한주면마찰력, U : 말뚝의 주면장($\pi \cdot D$) L_S : 주면마찰력작용 길이, f_s : 단위면적당 주면마찰력 ($f_s = \beta_1 \sigma_v, \beta_1 = 1.5 - 0.135 \sqrt{z}$)
구조물기초 설계기준 해설(2009) - 도로교 설계기준 해설(2008)과 동일 혹은 정역학적 지지력 공식 $Q_p = \sigma'_v \cdot N_q \cdot A_B$ 여기서, Q_p : 극한선단지지력 σ'_v : 유효상재압 ($\sigma'_v = \gamma \times D$) N_q : 지지력계수	구조물기초 설계기준 해설(2009) - 도로교 설계기준 해설(2008)과 동일 혹은 일본 건축기초 구조설계지침(2004) $Q_S = U \cdot L_S \cdot f_s$ 여기서, Q_S : 극한주면마찰력, U : 말뚝의 주면장($\pi \cdot D$) L_S : 주면마찰력작용 길이, f_s : 단위면적당 주면마찰력(=3.3N)

있다. 따라서 N치가 높은 풍화대 지반에 말뚝이 시공되는 경우에는 주면마찰력을 충분히 고려하지 못하여 과다설계가 되는 등의 문제점이 상존하게 되고, 이는 현재 국내에서 풍화대에 근입되는 현장타설말뚝의 설계사례가 많지 않은 한가지 원인이기도 하다. 도로교 설계기준(2008)과 구조물기초 설계기준(2009)의 현장타설말뚝 선단지지력 및 주면마찰력 산정기준을 요약, 정리하면 다음과 같다.

되도록 설계하는 사례가 많이 나타나고 있다. 자갈층에 근입되어 시공되고 있는 대표적인 공사로는 명지대교건설공사, 부산~김해간 경전철 건설공사, 인천대교 건설공사 등을 들 수 있으며, 본 구간과 유사한 지층에 지지되는 현장타설말뚝의 설계사례는 표 2와 같다.

2.2 국내 설계사례

종래의 국내설계관행에서는 대부분의 말뚝들은 연암층에 관입 또는 지지되도록 하였으나, 최근에는 이와 같은 설계관행이 많이 개선되어 풍화암이나 자갈층에 근입

3. 설계현황

3.1 지반조건

본 설계사례 대상교량은 연장 620.6m이고, 경간장 55.0m의 P.C.T 거터교이다. 기초지반 지질은 중생대 백

표 2. 유사 설계사례

구분	말뚝길이(m)	말뚝직경(mm)	지지층	비고
명지대교	65.0	1500	자갈층(일부 풍화암)	
부산~김해간 경전철	52.0~66.0	1200~1500	모래자갈층	
부산 지하철 312공구	43.4~56.4	1500	자갈층	
부산 지하철 311공구	41.0~52.0	1500	모래자갈층	
00~00 복선전철	23.0~70.0	1200~1500	풍화암(미교결 이용)	
00~00간 고속도로	46.2~67.0	1200~2000	풍화암	

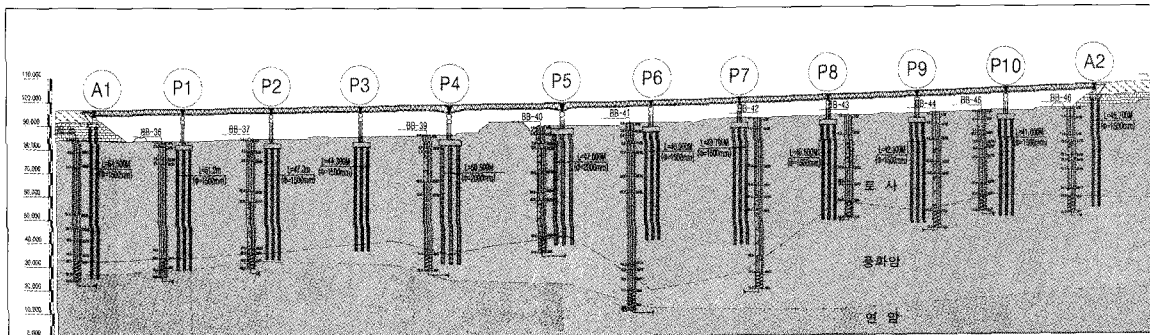


그림 1. 교량의 지중구성

표 3. 구성 지층의 특징

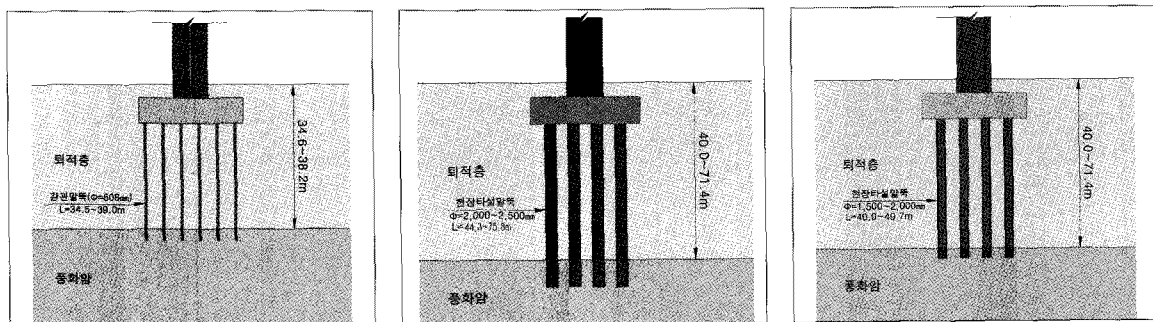
구분	지층특성
표토층	<ul style="list-style-type: none"> 0.1~0.7m의 두께로 분포(SM), N = 4/30~6/30 느슨한 상대밀도
충적토층	<ul style="list-style-type: none"> 34.0~71.2m의 두께로 분포(GM), N = 3/30~50/1 매우느슨~매우조밀
풍화토층	<ul style="list-style-type: none"> 부분적으로 2.0~3.4m의 두께로 분포(SM), N = 46/30~50/12 매우조밀
풍화암층	<ul style="list-style-type: none"> 3.2~45.0m의 두께로 분포, 매우 심한풍화 상태 타격시 실트섞인 모래로 분해되는 상태 N치는 50/10~50/1로 매우조밀한 상대밀도
연암층	<ul style="list-style-type: none"> 부분적으로 1.0~3.5m의 두께로 분포, 약간풍화~매우 심한풍화 강도는 보통강함~매우약함 상태 TCR = 57~100%, RQD = 0~76%

흑운모화강암과 각섬석화강암이 저반형태로 최대심도는 약 80.0m 이상에 분포하고 있다. 이 지층들을 신생대 제 4기의 충적층과 홍적층이 부정합으로 피복하고 있다. 토사지반의 두께는 36.0~71.0m로 표토층, 충적토층, 풍화토층으로 구분되며, 부분적으로 N=50/1~50/20의 매우 조밀한 상태의 토사층이 최대 약 20m 두께로 분포하고, 하부에 풍화암과 연암이 분포한다(그림 1 참조). 지층의 개략적 특성은 표 3과 같다.

3.2 기초형식

본 설계사례는 실시설계 단계로서, 2003년 수행된 기본설계시 지반조사가 일부 이루어진 바 있다. 기본설계시 확인되었던 지지층 깊이는 약 30m로 실시설계단계의 조사결과와 차이가 있고, 기초형식 또한 강관말뚝으로 계획되었었다. 이는 당시 표준관입시험시 타격방식이 수동으

악기의 불국사층군이 기반암으로 분포하고 있으며 화강암, 황반암, 각섬석반암 및 섬록암이 암맥류로 분포하고,



(기본설계안)

(검토안)

(적용안)

그림 2. 기초형식 선정 개요도

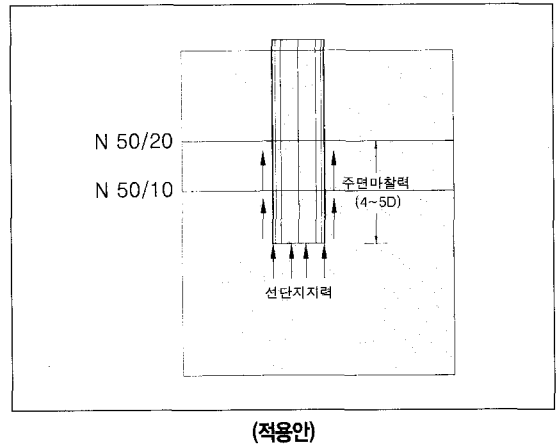
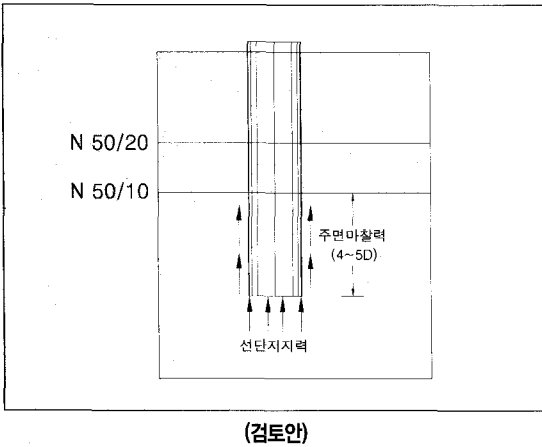


그림 3. 지지력 산정 개요도

로 이루어진데 따른 타격효율의 차이 등에 기인한 것으로 판단되었다. 본 실시설계시 각 기초위치에 시추조사를 추가로 실시한 결과, 약 40.0~71.4m 깊이까지 층적층이 분포하는 것으로 나타났으며, 기초형식을 현장타설말뚝으로 변경 계획하게 되었다. 현장타설말뚝의 근입깊이는 풍화암까지 근입되는 경우에 현장타설말뚝 계획시에는 직경 2,000~2,500mm, 최대 길이 80.0m 이상으로 산정되었으며, 부분적으로 N=50/1~50/20의 매우 조밀한 상태의 토사층이 최대 약 20m 두께로 분포하는 지반상태를 고려할 때, 특히 피어 No.4~6에서는 다소 과다한 설계로 판단하였다. 따라서, 기초의 근입심도를 상부 풍화대로 계획하였다.

3.3 현장타설말뚝 허용지지력

현장타설말뚝 기초의 선단지지력과 주면마찰력은 도로교 설계기준 및 구조물 기초 설계기준에 의해 산정하였고, 산정된 값과 말뚝재료에 대한 허용지지력을 비교하여 작은 값을 허용지지력 값으로 적용하였다. 전술한 내용을 바탕으로 현장타설말뚝의 근입부가 N치 50/10 이하인 풍화암에 지지되는 경우에 근입부의 주면마찰력을 고려하여 선단지지력 및 주면마찰력을 산정한 결과는 아래의 표 4와 같다. 지지력 산정결과 말뚝직경 2,000~2,500mm의 현장타설말뚝을 풍화암에 4~5D이상 근입하는 경우,

평균 55.6m 길이의 말뚝을 적용해야 하는 것으로 나타났다. 이는 전술하였듯이 부분적으로 N=50/1~50/20의 매우 조밀한 상태의 토사층이 매우 두텁게 분포하는 본 현장의 지반조건을 감안할 때, 특히 피어 No.4~6에서는 다소 과다한 설계로 판단되었다. 따라서, 표 2의 유사 설계 사례를 참고로 하여 본 설계에서는 현장타설말뚝의 근입부를 풍화대로 하고, 일정 근입부의 주면마찰력을 고려하여 허용지지력을 산정하였다. 즉, 리퍼빌리티에 의한 임반분류상 리핑암으로 분류되는 N값 50/10을 기준으로 풍화대에 선단 근입부를 확보하고, 원지반 교란에 대한 영향을 고려하여 말뚝 선단으로부터 N값 50/20 지점까지의 지층에 대해 주면마찰력을 고려하여 지지력을 산정한 결과, 소요의 허용지지력을 만족하는 것으로 나타났다(표 5). 표 4의 풍화암 근입의 경우 말뚝길이가 42~75m 인 반면, 표 5의 리핑암 근입시 말뚝길이가 평균 10m 정도 감소한 41~51m로 나타났으며 말뚝 직경도 다소 감소하는 것으로 나타났다. 이는 본 현장의 지반조건이 층적층으로 N치 50/10~50/20의 조밀한 지층이 부분적으로 깊이 33.0~71.4m의 범위에 걸쳐 두텁게 분포하고 있으므로 주면마찰력 고려 시 이를 반영한 결과로서, 허용지지력을 만족하면서 경제성을 확보할 수 있는 기초설계로 판단되었다.

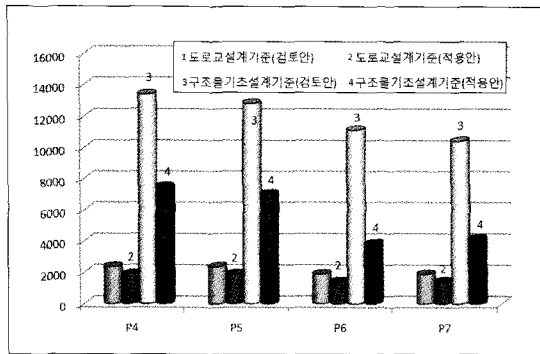
풍화대에 근입되는 현장타설 말뚝의 설계사례

표 4. 검토안(풍화암지지) 현장타설말뚝의 지지력 산정 결과

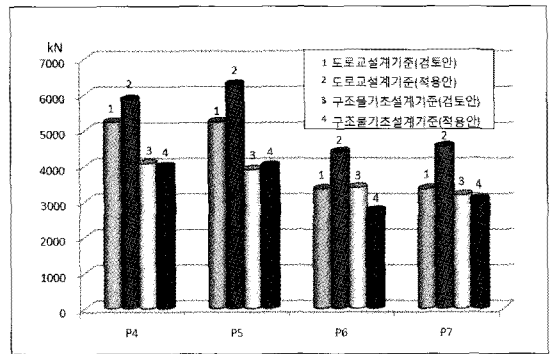
구분	말뚝길이(m)	말뚝직경(mm)	도로교설계기준			구조물 기초설계기준			설계적용 연직지지력(kN/본)	설계작용하중(kN/본)
			선단지지력(kN/본)	주면마찰력(kN/본)	연직지지력(kN/본)	선단지지력(kN/본)	주면마찰력(kN/본)	연직지지력(kN/본)		
P4	56.5	2500	2385.7	5236.0	7621.7	13408.1	4072.1	17480.3	7621.7	6670.1
P5	53.9	2500	2385.7	5236.0	7621.7	12829.5	3896.4	16725.9	7621.7	6670.1
P6	75.3	2000	1908.7	3350.9	5259.7	11152.8	3386.8	14539.7	5259.7	5100.1
P7	70.4	2000	1908.7	3350.9	5259.7	10454.9	3174.9	13629.8	5259.7	5210.2

표 5. 적용암(풍화대지지) 현장타설말뚝의 지지력 산정 결과

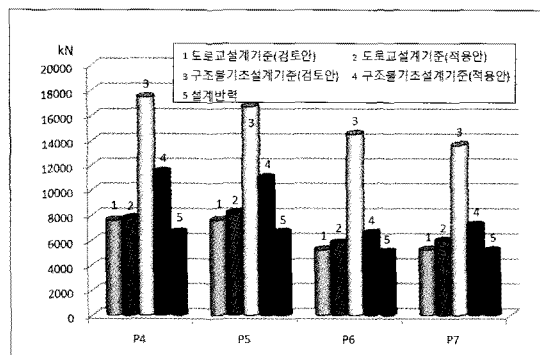
구분	말뚝길이(m)	말뚝직경(mm)	도로교설계기준			구조물 기초설계기준			설계적용 연직지지력(kN/본)	설계작용하중(kN/본)
			선단지지력(kN/본)	주면마찰력(kN/본)	연직지지력(kN/본)	선단지지력(kN/본)	주면마찰력(kN/본)	연직지지력(kN/본)		
P4	50.5	2000	1908.7	5864.1	7772.9	7513.6	3992.9	11506.5	7772.9	6670.1
P5	47.0	2000	1908.7	6283.0	8191.7	7032.8	4004.4	11037.3	8191.7	6670.1
P6	46.0	1500	1431.2	4397.9	5829.1	3865.0	2739.1	6604.1	5829.1	5100.1
P7	49.7	1500	1431.2	4554.9	5986.2	4166.4	3058.1	7224.5	5986.2	5210.2



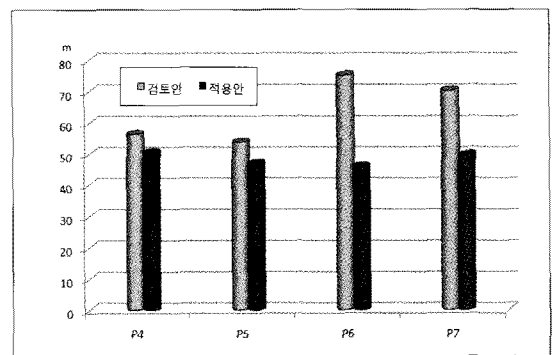
선단지지력



주면마찰력



허용지지력



말뚝길이

그림 4. 말뚝의 근입 위치에 따른 지지력 산정 결과

3.4 말뚝의 근입 위치에 따른 지지력 비교

그림 4에는 현장타설말뚝 기초의 근입위치에 따른 말뚝 지지력 산정결과와 말뚝길이를 비교하여 나타내었다. 말뚝의 선단지지력은 풍화암 근입의 경우가 N치 50/10 이상 지반 근입의 경우 보다 크게 산출되었으며 이는 말뚝의 직경 차이에 따른 결과이다. 주변마찰력은 풍화암 근입부의 경우 보다 N치가 50/20 이상 지반의 주변마찰력을 고려한 경우에 큰 지지력 값이 산출되었다. 결론적으로, 본 설계방법에 의해 허용지지력을 만족하면서 말뚝 직경과 길이가 감소하는 효과를 나타내었다. 이는 앞에서 언급하였듯이 매우 조밀한 풍화대에서의 주변마찰력 고려 여부가 현장타설 말뚝 설계에서 매우 중요한 요소로 작용함을 의미하며, 추후 이와 관련하여 시공 시 현장재하시험 결과 등을 종합적으로 분석할 예정이다.

4. 결론

현재 현장타설말뚝의 지지층이 풍화대에 있는 경우에는 설계기준 및 기존 사례가 부족하고, 동일한 지반조건 일지라도 설계자의 경험과 판단에 따라 지지력의 예측값이 다양하게 나타나고 있는 실정이다. 본 고에서는, 풍화대에 지지된 현장타설 말뚝의 설계 예를 소개함으로써 우리 학회 회원들과 기술적 고민을 공유하고자 하였다. 기초설계시 현장타설 말뚝의 암반 근입부에 대해서만 주변마찰력을 고려하는 경우에는 N치가 높은 주변지반의 주변마찰력이 설계 시 충분히 고려되지 못하는 한계가 있고, 따라서 현행 설계기준으로는 과다 설계가 될수 있는 것으로 판단되었다. 본 설계에서는 리핑암으로 분류되는

N치 50/10 을 기준으로 선단 근입부를 결정하고, 원지반 교란의 영향을 고려하여 N치 50/20 까지의 지층에 대한 주변마찰력을 고려함으로써 기초의 안정성과 경제성을 만족하도록 하였다. 향후 현장타설 말뚝의 정재하시험(양방향 재하시험) 및 건전도 시험 등을 실시하여 말뚝의 지지력 및 침하량을 확인하여야 할 것이며, 자갈층, 풍화토, 풍화암 등 이른바 IGM(Intermediate Geo-material, 풍화대)지반에 근입되는 현장타설 말뚝의 설계 및 시공기술에 대한 연구개발과 아울러 관련 설계기준이 정립되어 경제적이고 안전한 공법 적용이 가능해지길 기원해 본다.

참고 문헌

1. 건설교통부(2007), "대심도 연약지반의 공간적 지반특성화 및 풍화대소켓 장대 현장타설말뚝기초의 실용화 기술개발"
2. 임종석, 하혁, 정상균(2006), "풍화대에 근입된 현장타설 말뚝의 지지력-침하곡선의 정규화를 통한 분석", 대한토목학회 정기학술발표회, pp.1681~1684.
3. 임종석, 하혁, 송치용, 권오성(2007), "풍화대 소켓 현장타설 말뚝에 대한 양방향 재하시험으로 구한 하중전이곡선의 적용성 분석", 대한토목학회 정기학술발표회, pp.4400~4403.
4. 정창규, 임태경, 황근배, 최용규(2002), "풍화암 소켓 대규격 말뚝의 축하중 전이거동", 지반공학회 가을학술발표회, pp.390~397.
5. 한국도로공사(2009), "00-00간 고속도로 건설공사 실시설계(0공구) 설계보고서"
6. 한국지반공학회(2009), "구조물기초 설계기준"
7. 대한토목학회(2008), "도로교 설계기준 해설"