

IGM에 근입된 현장타설말뚝의 설계사례 연구(II)

Case Study on Design of Axially Loaded Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials(II)

이정훈* · 김원철** · 서덕동*** · 남현우****

Lee, Jung-Hoon · Kim, Won-Cheul · Seo, Deok-Dong · Nam, Hyun-Woo

Abstract

In Korea, none of the design methods, which can consider the properties of hard soil, weathered rock and the condition of construction, are suggested. Therefore, the properties of geomaterial are simply classified into three categories such as sand, clay and rock for the resistance estimation of axially loaded drilled shafts in Korea. However, in America, O'Neill et al.(1996) presented design methods for a new category of geomaterial which is between soil and rock termed "intermediate geomaterials, IGM's". And FHWA(1999) adapted above most complete classification of geomaterials in its design manual. However, in Korea, these properties are depended on the engineer's judgement, the weathered rocks may be counted as soils, although they may be referred to as IGM's in America. In this study, the applicability of IGM method was investigated through the three construction sites in Korea. For the comparison, two geomaterial properties are applied, respectively. The one was sound soil condition and the other was IGM condition and classical design method and IGM method were applied, respectively. The results showed that the predicted bearing capacities of drilled shafts with IGM's were larger than the predicted values by the classical design method with sound soil condition.

Keywords : Drilled shaft, Bearing capacity, IGM, Weathered rock, Hard soil

요 지

현재 국내 설계기준에는 풍화암이나 N치 50이상의 양질의 토사지반에서의 현장타설말뚝 지지력 산정 방법이 별도로 제시되어 있지 않으며, 말뚝의 지지력에 영향을 미치는 많은 요소를 반영할 수 있는 방법 또한 제시되어 있지 않다. 따라서 현장타설말뚝의 지지력을 산정하기 위해 지반을 토사와 암으로만 구분하고 있으며, 이로 인해 IGM으로 분류될 수 있는 풍화암을 대부분의 경우 양질의 토사지반으로 간주하여 지지력을 추정하고 있다. O'Neill 등(1996)의 연구보고서와 FHWA(1999) 설계기준에는 토사와 암반의 중간특성을 지닌 지반, 즉 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력 산정방법을 제시하고 있으며, FHWA(1999) 설계기준에서는 IGM을 포함하여 지반을 명확하게 분류함으로써 이를 설계에 반영할 수 있도록 하였다. 본 연구에서는 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 국내 3개 현장의 현장타설말뚝 설계사례 분석하여 그 이론의 적용성을 평가하였다. IGM에서의 현장타설말뚝의 지지력과 비교하기 위해 IGM을 양질의 사질토 지반으로 간주하고 지지력을 산정하였으며, 이를 비교 분석하였다. 지지력 비교 결과, 풍화암을 IGM으로 분류하고 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 경우 전반적으로 지지력이 크게 나타났다.

주요어 : 현장타설말뚝, 지지력, IGM, 풍화암, 양질의 토사지반

* 정회원, 쌍용건설(주) 토목기술부 대리

** 정회원, 신화 P&C 부사장

*** 정회원, 삼성물산 건설부문 토목기술팀 과장

**** 정회원, (주)서영엔지니어링 전문

1. 서론

국내의 주요 설계기준에 인용되고 있는 현장타설 말뚝에 대한 연직지지력 예측이론들은 주로 지반을 토사(점성토, 사질토)와 암반으로만 분류하고 있어, 설계자는 토사와 암반의 중간특성을 보이는 지반, 즉 IGM을 토사 혹은 암반으로 분류하여 지지력을 산정하고 있다. 그리고 지지력 산정방법을 적용하기 위한 지반분류 시 토사와 암의 구분이 모호한 경우 보수적으로 IGM을 토사지반으로 간주하여 지지력을 추정하는 경향이 있다. 따라서, 현장타설말뚝의 IGM에서의 큰 지지력 발휘특성을 설계시 충분히 이용하지 못하고 있으며, 동일한 지반일지라도 설계자에 따라 지지력 예측값이 다양하게 나타나고 있는 실정이다.

O'Neill 등(1996)의 연구보고서에서는 토사와 암반의 중간특성을 갖는 지반을 IGM이라 명명하고, 이러한 지반에 대한 구체적인 분류기준을 제시하였으며, 1999년에 새롭게 개정된 FHWA 설계매뉴얼에 IGM에 대한 설계방법을 기준으로 채택하기에 이르렀다.

본 연구에서는 국내 지반특성상 상기에서 언급한 IGM으로 분류되는 지반이 상당 부분 분포하고 있는

점과 설계기준이 없어 IGM으로 분류될 수 있는 지반을 토사로 간주하여 지지력을 산정하는 경우가 국내에서는 많다는 점을 고려하여, IGM에서의 지지력 이론을 적용한 국내 현장 설계사례를 분석하였다. 분석시 토사지반에서의 지지력 이론과 IGM에서의 지지력 이론을 적용하여 국내 풍화암에 근입된 현장 타설말뚝의 지지력을 산정하였으며, 각각의 지지력 산정방법에 의한 계산치를 비교하였다.

2. 이론적 배경

2.1 사질토 지반에서의 현장타설말뚝 지지력

국내에서 많이 활용되고 있는 여러 설계기준에 제시되어 있는 현장타설말뚝의 지지력 산정공식은 첫번째 논문(IGM에 근입된 현장타설말뚝의 설계사례 연구 (I), 김원철 등, 2005) 상에 지반별로 분류(사질토, 점성토 및 암반) 및 요약되어 있으며, 표 1은 본 연구에서 풍화암에서의 현장타설말뚝 지지력 산정시 적용한 사질토 지반에서의 지지력 공식으로, AASHTO(2002) 기준을 추가하여 재정리한 것이다.

표 1. 사질토 지반에 대한 주요 이론 및 기준(옆면계속)

구분	주면마찰력	선단지지력	비고
FHWA (1988)	$f_{sz} = K\sigma'_z \tan \phi_c = \beta \sigma'_z \leq 2.0 \text{ tsf}$ $\beta = 1.5 - 0.135z^{0.5}, 1.2 \geq \beta \geq 0.25$ f_{sz} : 단위면적당 극한주면마찰력 K : 횡토압계수 σ'_z : 유효연직응력 ϕ_c : 콘크리트와 지반의 접촉면에서의 마찰각 β : 무차원계수 z : 지표면으로부터의 깊이 (ft)	$q_b (\text{tsf}) = 0.60 N_{SPT} (N_{SPT} = 0 \sim 75)$ $q_b = 45 \text{ tsf} (N_{SPT} > 75)$ $B_b > 50 \text{ in}$ 인 경우 $q_{br} = \frac{50}{B_b} q_b$ q_b : 단위면적당 극한선단지지력 N_{SPT} : 해머 타격횟수 (Uncorrected) B_b : 말뚝의 직경 (in) q_{br} : 감소된 단위면적당 극한선단지지력	도로교 설계기준 해설(2001)
FHWA (1999)	$f_{\max} = K\sigma'_v \tan \phi_c = \beta \sigma'_v \leq 200 \text{ kPa}$ in sands $N_{60} \geq 15$ 일 때, $\beta = 1.5 - 0.245z^{0.5}, 0.25 \leq \beta \leq 1.2$ $N_{60} < 15$ 일 때, $\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245z^{0.5}), 0.25 \leq \beta \leq 1.2$ in gravelly sands or gravels $N_{60} \geq 15$ 일 때,	$q_{\max} (\text{kPa}) = 57.5 N_{SPT} \leq 2.9 \text{ MPa}$ $q_{\max} (\text{tsf}) = 0.60 N_{SPT} \leq 30 \text{ tsf}$ q_{\max} : 단위면적당 극한선단지지력 N_{SPT} : 해머 타격횟수 (≤ 50 회/0.3m) [말뚝선단에서 말뚝선단 아래로 2B 위치에서 측정된 N값의 평균치] B : 말뚝의 직경	

구 분	주면마찰력	선단지지력	비 고																												
FHWA (1999) (계속)	$\beta = 2.0 - 0.15z^{0.75}$, $0.25 \leq \beta \leq 1.8$ $N_{60} < 15$ 일 때, $\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.245z^{0.5})$, $0.25 \leq \beta \leq 1.8$ f_{max} : 단위면적당 극한주면마찰력 K : 횡토압계수 σ_v' : 유효연직응력 ϕ_c : 콘크리트와 지반의 접촉면에서의 마찰각 β : 무차원계수 N_{60} : 타격에너지효율 60%로 보정한 해머 타격횟수 z : 지표면으로부터의 깊이 (m)																														
AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAYS BRIDGES (2002)	FHWA(1988) 설계기준과 동일	FHWA(1988) 설계기준과 동일																													
AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (2002)	<table border="1" data-bbox="344 981 782 1536"> <thead> <tr> <th>REFERENCE</th> <th>DESCRIPTION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>$q_s = K \sigma_v' \tan \phi_f < 0.24 \text{ MPa}$</td> </tr> <tr> <td>Touma and Reese (1974)</td> <td>$K = 0.7$ for $D_b \leq 7500 \text{ mm}$ $K = 0.6$ for $7500 \text{ mm} < D_b \leq 12000 \text{ mm}$ $K = 0.5$ for $D_b > 12000 \text{ mm}$</td> </tr> <tr> <td>Meyerhof (1976)</td> <td>$q_s = 0.00096 N$</td> </tr> <tr> <td>Quiros and Reese (1977)</td> <td>$q_s = 0.0025 N < 0.19 \text{ MPa}$</td> </tr> <tr> <td>Reese and Wright (1977)</td> <td>for $N \leq 53$ $q_s = 0.0028 N$ for $53 < N \leq 100$ $q_s = 0.0021(N - 53) + 0.15$</td> </tr> <tr> <td>Reese and O'Neill (1988)</td> <td>$q_s = \beta \sigma_v' \leq 0.19 \text{ MPa}$ $\beta = 1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$ $1.2 \geq \beta \geq 0.25$</td> </tr> </tbody> </table> <p> q_s : 단위면적당 극한주면마찰력 K : 하중전이계수 σ_v' : 유효연직응력 (MPa) D_b : 모래 지지층에서의 말뚝 근입길이 (mm) ϕ_f : 모래의 내부마찰각 (DEG) N : 해머 타격횟수 (Uncorrected) β : 하중전이계수 z : 지표면으로부터의 깊이 (mm) </p>	REFERENCE	DESCRIPTION		$q_s = K \sigma_v' \tan \phi_f < 0.24 \text{ MPa}$	Touma and Reese (1974)	$K = 0.7$ for $D_b \leq 7500 \text{ mm}$ $K = 0.6$ for $7500 \text{ mm} < D_b \leq 12000 \text{ mm}$ $K = 0.5$ for $D_b > 12000 \text{ mm}$	Meyerhof (1976)	$q_s = 0.00096 N$	Quiros and Reese (1977)	$q_s = 0.0025 N < 0.19 \text{ MPa}$	Reese and Wright (1977)	for $N \leq 53$ $q_s = 0.0028 N$ for $53 < N \leq 100$ $q_s = 0.0021(N - 53) + 0.15$	Reese and O'Neill (1988)	$q_s = \beta \sigma_v' \leq 0.19 \text{ MPa}$ $\beta = 1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$ $1.2 \geq \beta \geq 0.25$	<table border="1" data-bbox="818 963 1227 1646"> <thead> <tr> <th>REFERENCE</th> <th>DESCRIPTION</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td></td> <td>Loose - $q_p(\text{MPa}) = 0.0$</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Medium Dense - $q_p(\text{MPa}) = \frac{1.5}{k}$</td> </tr> <tr> <td>Touma and Reese (1974)</td> <td>Very Dense - $q_p(\text{MPa}) = \frac{3.8}{k}$ $k = 1$ for $D_p < 500 \text{ mm}$ $k = 0.6$ for $D_p \geq 500 \text{ mm}$ Applicable only If $D_b > 10 D$</td> </tr> <tr> <td>Meyerhof (1976)</td> <td>$q_p(\text{MPa}) = \frac{0.013 N_{corr} D_b}{D_p}$ < $0.13 N_{corr}$ for sand < $0.096 N_{corr}$ for nonplastic silts</td> </tr> <tr> <td>Reese and Wright (1977)</td> <td>$q_p = 0.064 N$ for $N \leq 60$ $q_p = 3.8$ for $N > 60$</td> </tr> <tr> <td>Reese and O'Neill (1988)</td> <td>$q_p = 0.057 N$ for $N \leq 75$ $q_p = 4.3$ for $N > 75$</td> </tr> </tbody> </table> <p> q_p : 단위면적당 극한선단마찰력 D_p : 말뚝선단의 직경 (mm) N_{corr} : 상재압에 대해 보정한 N치 D_b : 모래 지지층에서의 말뚝 근입길이 (mm) N : 해머 타격횟수 (Uncorrected) </p>	REFERENCE	DESCRIPTION		Loose - $q_p(\text{MPa}) = 0.0$		Medium Dense - $q_p(\text{MPa}) = \frac{1.5}{k}$	Touma and Reese (1974)	Very Dense - $q_p(\text{MPa}) = \frac{3.8}{k}$ $k = 1$ for $D_p < 500 \text{ mm}$ $k = 0.6$ for $D_p \geq 500 \text{ mm}$ Applicable only If $D_b > 10 D$	Meyerhof (1976)	$q_p(\text{MPa}) = \frac{0.013 N_{corr} D_b}{D_p}$ < $0.13 N_{corr}$ for sand < $0.096 N_{corr}$ for nonplastic silts	Reese and Wright (1977)	$q_p = 0.064 N$ for $N \leq 60$ $q_p = 3.8$ for $N > 60$	Reese and O'Neill (1988)	$q_p = 0.057 N$ for $N \leq 75$ $q_p = 4.3$ for $N > 75$	
REFERENCE	DESCRIPTION																														
	$q_s = K \sigma_v' \tan \phi_f < 0.24 \text{ MPa}$																														
Touma and Reese (1974)	$K = 0.7$ for $D_b \leq 7500 \text{ mm}$ $K = 0.6$ for $7500 \text{ mm} < D_b \leq 12000 \text{ mm}$ $K = 0.5$ for $D_b > 12000 \text{ mm}$																														
Meyerhof (1976)	$q_s = 0.00096 N$																														
Quiros and Reese (1977)	$q_s = 0.0025 N < 0.19 \text{ MPa}$																														
Reese and Wright (1977)	for $N \leq 53$ $q_s = 0.0028 N$ for $53 < N \leq 100$ $q_s = 0.0021(N - 53) + 0.15$																														
Reese and O'Neill (1988)	$q_s = \beta \sigma_v' \leq 0.19 \text{ MPa}$ $\beta = 1.5 - 7.7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$ $1.2 \geq \beta \geq 0.25$																														
REFERENCE	DESCRIPTION																														
	Loose - $q_p(\text{MPa}) = 0.0$																														
	Medium Dense - $q_p(\text{MPa}) = \frac{1.5}{k}$																														
Touma and Reese (1974)	Very Dense - $q_p(\text{MPa}) = \frac{3.8}{k}$ $k = 1$ for $D_p < 500 \text{ mm}$ $k = 0.6$ for $D_p \geq 500 \text{ mm}$ Applicable only If $D_b > 10 D$																														
Meyerhof (1976)	$q_p(\text{MPa}) = \frac{0.013 N_{corr} D_b}{D_p}$ < $0.13 N_{corr}$ for sand < $0.096 N_{corr}$ for nonplastic silts																														
Reese and Wright (1977)	$q_p = 0.064 N$ for $N \leq 60$ $q_p = 3.8$ for $N > 60$																														
Reese and O'Neill (1988)	$q_p = 0.057 N$ for $N \leq 75$ $q_p = 4.3$ for $N > 75$																														
일본 도로교 시방서	$f_i (tf/m^2) = 0.5 N (\leq 20 \text{ tf/m}^2)$ f_i : 단위면적당 극한주면마찰력 N : 말뚝 주면지반의 N치	$q_d = 300 \text{ tf/m}^2 (N \geq 30)$ q_d : 단위면적당 극한선단지지력	도로교 시방서 (1996) 도로교 설계기준 해설(2001)																												

2.2 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력

IGM의 정의 및 분류와 두 가지 설계모델에 관한 내용은 첫번째 논문에 요약 정리되어 있으며, 기존의 여러 이론과 비교해 볼 때 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력 예측이론은 다음과 사항을 고려할 수 있다는 특징을 가지고 있다.

- 지반의 다양한 특성 : 지반의 강도 및 RQD 외에 현장타설말뚝 콘크리트와 지반의 경계면 특성, 지반의 절리빈도 및 크기, 탄성계수, 포와송비 등
- 현장타설말뚝의 재료 특성 : 현장타설말뚝 본체의 강성, 콘크리트의 강도, 슬럼프 등
- 현장타설말뚝의 형상 : 소켓의 길이, 직경 등
- 현장타설말뚝의 시공과 관련된 사항 : 소켓의 거칠기, 굴착 및 콘크리트 타설시 시공시간 및 방법 등

FHWA(1999) 설계기준에 제시되어 있는 지반분류 기준 및 Cohesive IGM에서 축하중을 받는 현장타설말뚝의 설계모델을 간략하게 다시 정리하면 다음과

같다.

지반분류 기준

- Cohesive soil : $q_u < 0.5 \text{ MPa}$
- Cohesionless soil : $N < 50 \text{회}/(0.3 \text{ m})$
- Cohesive IGM : $0.5 \text{ MPa} \leq q_u \leq 5.0 \text{ MPa}$
- Cohesionless IGM : $50 \text{회}/(0.3 \text{ m}) \leq N \leq 100 \text{회}/(0.3 \text{ m})$
- Rock : $q_u > 5.0 \text{ MPa}$

축하중을 받는 현장타설말뚝의 설계모델(Cohesive IGM)

- Category 1과 2 IGM에서 적용할 수 있는 방법으로 유한요소해석을 통해 제안
- 하중-침하관계를 예측함으로써 특정 변위에 상응하는 지지력을 예측하는 방법

3. 설계사례연구

본 연구에서는 토사와 암반의 경계에 있는 지반인 경우 설계자에 따라 보수적으로 IGM을 토사지반으로 간주할 수 있으므로, IGM에서의 지지력 이론과

표 2. 지지력 산정공식

$f_{\max} = K_f f_{aa} \leq f_{aa'} \quad f_{aa} = f_a (f_{aa} / f_a)$ $f_a = \alpha q_u \text{ (smooth socket)}, \quad f_a = q_u / 2 \text{ (rough socket)}$ $\alpha = 1.73 (\alpha_{\text{figure}}) \tan \phi_{rc'} \quad K_f = n + \frac{(\Theta_f - n)(1 - n)}{\Theta_f - 2n + 1}$ $n = \frac{\sigma_n}{q_u} \text{ (rough socket)}, \quad \sigma_n = M \gamma_c z_c', \quad \Theta_f = \frac{E_m \Omega}{\pi L \Gamma f_{aa}} w_t$ $\Omega = 1.14 \left(\frac{L}{D} \right)^{0.5} - 0.05 \left[\left(\frac{L}{D} \right)^{0.5} - 1 \right] \log_{10} \left(\frac{E_c}{E_m} \right) - 0.44$ $\Gamma = 0.37 \left(\frac{L}{D} \right)^{0.5} - 0.15 \left[\left(\frac{L}{D} \right)^{0.5} - 1 \right] \log_{10} \left(\frac{E_c}{E_m} \right) + 0.13$ $q_b = 0.0134 E_m \frac{\left(\frac{L}{D} \right)}{\left(\frac{L}{D} \right) + 1} \left\{ \frac{200 w_t \left[\left(\frac{L}{D} \right)^{0.5} - \Omega \right] \left[1 + \frac{L}{D} \right]}{\pi L \Gamma} \right\}^{0.67}$ $Q_t = \pi D L \Theta_f f_{aa} + \frac{\pi D^2}{4} q_b, \quad \Theta_f \leq n$ $Q_t = \pi D L K_f f_{aa} + \frac{\pi D^2}{4} q_b, \quad \Theta_f > n$	<p>여기서,</p> <p>f_{\max} : 단위면적당 극한주면마찰력</p> <p>K_f : The inelastic-range settlement term</p> <p>f_{aa} : 수정된 단위 극한주면마찰력</p> <p>f_a : 단위 극한주면마찰력</p> <p>q_u : IGM의 일축압축강도</p> <p>ϕ_{rc} : 콘크리트와 IGM 접촉면의 유효내부마찰각</p> <p>Θ_f : The elastic-range settlement term</p> <p>σ_n : 공벽에 작용하는 콘크리트의 압력</p> <p>M : 콘크리트 슬럼프값과 관련된 경험적 계수</p> <p>γ_c : 유동 콘크리트의 단위중량</p> <p>z_c : σ_n 산정 깊이</p> <p>E_m : IGM의 탄성계수</p> <p>Ω : 소켓형상과 관련된 계수</p> <p>L : IGM 소켓의 길이</p> <p>Γ : 소켓형상과 관련된 계수</p> <p>w_t : IGM 소켓두부에서의 침하량</p> <p>D : IGM 소켓의 직경</p> <p>E_c : 말뚝본체의 탄성계수</p> <p>q_b : 침하량에 따른 단위면적당 선단지지력</p> <p>Q_t : 침하량에 따른 지지력</p>
---	--

토사지반에서의 지지력 이론을 각각 적용하여 풍화암에서의 지지력을 산정, 이를 비교 평가하였다. 지지력 비교시 첫번째 논문에서 제시되어 있는 2개 현장 설계사례를 포함하여 총 3개 현장의 설계사례를 이용하였다.

3.1 현장개요

○○공항 ○○교 접속도로 건설공사

연암지지 현장타설말뚝으로 설계되었으며, 지반조사결과 지층은 상부로부터 토사층(퇴적층 및 풍화토), 풍화암, 연암 순으로 구성되어 있다. 토사층의 대부분은 퇴적층으로 층후는 약 19.7 m ~ 27.5 m 정도이고, 모래, 실트 및 점토가 혼재되어 있다. 풍화암층 상부 1.0 m까지 희생강관이 삽입되어 있어 성토층 및 토사층에서의 지지력은 말뚝의 지지력 산정시 무시하였으며, 풍화암을 IGM으로 분류하고 지지력을 산정하였다.

○○국도 우회도로 건설공사

지반조사결과, 상부로부터 약 80 m 이상 시추시에도 기반암(연암)이 발견되지 않고 파쇄가 심한 풍화암이 깊게 분포하는 것으로 예상되어 풍화암층에 현장타설말뚝의 선단부를 위치하도록 하는 설계가 불가피하였으며, 풍화암을 IGM으로 분류하고 지지력을 산정하였다.

○○공항 ○○교 건설공사

지반조사결과 지층은 상부로부터 해성퇴적층, 풍화토층, 풍화암 및 기반암(연암 및 경암) 순으로 구성되어 있다. 해성퇴적층의 층후는 약 24.0 m ~ 27.0 m 정도이고, 모래, 실트 및 점토가 혼재되어 있다. 풍화암층은 다양한 색을 가지며 실트질 모래, 모래, 점토 및 암편으로 구성되어 있고, 풍화정도는 완전 내지 매우 풍화된 상태이다.

3개 현장의 지층구성 및 말뚝의 제원은 표 3, 표 4 및 표 5와 같다.

표 3. 지층구성(1)

○○공항 ○○교 접속도로									○○국도 우회도로 해상교량		
지층명	BB-5		BB-11		BB-19		BB-24		지층명	BB-16	
	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)		지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)
성토층	7.5	7.5	7.4	7.4	6.8	6.8	6.4	6.4	호박돌층	15.0	15.0
토사층	27.5	35.0	25.5	32.9	24.6	31.4	19.7	26.1	자갈전석층	8.0	23.0
풍화암층	11.0	46.0	15.5	48.4	3.4	34.8	16.0	42.1	풍화토층	14.5	37.5
연암층	4.5	50.5	5.0	53.4	7.0	41.8	3.0	45.1	풍화암층	42.5	80.0

표 4. 지층구성(2)

○○공항 ○○교									
지층명	NBH-2		NBH-11		NBH-14		NBH-15		
	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	지층 두께 (m)	누계 깊이 (m)	
해성퇴적층	모래층	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-
	실트층	3.0	6.0	7.5	10.5	-	-	12.0	12.0
	점토층	12.0	18.0	6.0	16.5	10.5	10.5	4.5	16.5
	실트층	-	-	-	-	13.5	24.0	4.5	21.0
	모래층	6.0	24.0	5.8	22.3	-	-	3.0	24.0
	점토층	-	-	1.7	24.0	-	-	1.5	25.5
	모래층	-	-	-	-	3.0	27.0	0.4	25.9
	풍화토층	4.5	28.5	1.5	25.5	-	-	7.1	33.0
	풍화암층	17.7	46.2	4.6	30.1	23.0	50.0	7.9	40.9
	연암층	-	-	11.2	41.3	-	-	-	-

3.2 현장타설말뚝 설계

3.2.1 설계조건 및 가정사항

현장타설말뚝의 연직지지력 산정시 해상조건임을 감안하여 지하수위는 지표면으로 하였고, 풍화암층을 IGM으로 분류하여 지지력 산정하였다. IGM에서의 지지력 산정시 적용한 풍화암의 일축압축강도 및 탄성계수는 표 6과 같으며, 풍화암 상단부 기준침하량은 설계시 적용된 말뚝의 허용 수직변위(25.4 mm)와 풍화암 상단 말뚝부분의 탄성침하량을 고려하여 결정하였으며, 기타 가정사항은 다음과 같다.

- (1) 풍화암층을 Cohesive IGM으로 분류
- (2) 현장타설말뚝 시공시 유동 콘크리트의 수중단 위중량 : 1.1 tf/m³
- (3) 콘크리트의 슬럼프값 : 175 cm
- (4) 시공시 콘크리트의 타설속도 : 12 m/hr
- (5) IGM 소켓 주변부 조건 : “거친” 조건

3.2.2 말뚝의 길이 결정 및 지지력 산정 결과

지지력 산정시 풍화토 이하 지반 및 연암층에서는 토사 및 암반에서의 지지력 이론을 적용하였고, 풍

표 5. 말뚝제원

구 분		말뚝의 종류	말뚝의 직경 (m)	비 고
○○공항 ○○교 접속도로	BB-5	현장타설말뚝	2.25	- 지표면에서 풍화암층 상부 1.0 m까지 희생강관 삽입 - 지지력 산정시 희생강관 삽입부에서의 주변마찰력은 무시 - 상부 희생강관 외경 : 2.4 m - 하부 풍화암층 이하 말뚝의 구근 직경 : 2.25 m
	BB-11			
	BB-19			
	BB-24			
○○국도 우회도로 해상교량	BB-16	현장타설말뚝	2.5	- 지표면에서 풍화토층 상부 2.5 m까지 희생강관 삽입 - 지지력 산정시 희생강관 삽입부에서의 주변마찰력은 무시 - 상부 희생강관 내경 : 2.5 m
○○공항 ○○교	NBH-2	현장타설말뚝	2.4	- 설계시 말뚝의 최소 근입길이 기준으로 풍화암 15.0 m, 풍화암 하부 연암 4.0 m가 추천됨
	NBH-11			
	NBH-14			
	NBH-15			

표 6. 풍화암의 일축압축강도 및 탄성계수

구 분	풍화암 구간 길이 (m)	일축압축강도 (kgf/cm ²)	탄성계수 (kgf/cm ²)	비 고
○○공항 ○○교 접속도로	BB-5	10.0	12.1	- 일축압축강도 : 점하중강도시험으로 추정 - 탄성계수 : 공내제하시험으로 산정
	BB-11	14.5	5.0	
	BB-19	2.4	21.9	
	BB-24	15.0	12.1	
○○국도 우회도로 해상교량	BB-16	13.0	13.6	
○○공항 ○○교	NBH-2	13.0	29.6	
	NBH-11	4.9	26.7	
	NBH-14	13.0	8.2	
	NBH-15	7.9	8.2	

표 7. 말뚝의 길이 결정 및 연직지지력 산정 결과

구 분	말뚝길이 (m)	연직허용지지력 (tonf)			비 고	
		주면마찰력	선단지지력	합계		
○○공항 ○○교 접속도로	BB-5	48.4	1426.6	1330.4	2757.0	지지층 : 연암 (연암층에 2.4 m 근입)
	BB-11	50.8	1096.3	1898.0	2994.3	
	BB-19	37.2	1008.0	1386.0	2394.0	
	BB-24	44.5	1508.7	1089.1	2597.8	
○○국도 우회도로 해상교량	BB-16	50.5	1468.0	234.3	1702.3	지지층 : 풍화암 (풍화암층에 13.0 m 근입)
○○공항 ○○교	NBH-2	41.5	1794.6	183.0	1977.6	지지층 : 풍화암 (풍화암층에 13.0 m 근입)
	NBH-11	31.1	1009.7	844.9	1854.6	지지층 : 연암 (연암층에 1.0 m 근입)
	NBH-14	40.0	928.3	54.3	982.6	지지층 : 풍화암 (풍화암층에 13.0 m 근입)
	NBH-15	40.9	684.6	2020.6	2705.2	지지층 : 연암 (연암층 상단에 거치)

화암층에서는 IGM에서의 지지력 이론은 이용하였다. ○○국도 우회도로 건설공사 및 ○○공항 ○○교 건설공사의 경우, 토사층(해성퇴적층 및 풍화토)에서는 극한주면마찰력을 산정한 후 FHWA 설계기준(1999)에 제시되어 있는 침하량과 하중전이 관계를 이용하여 말뚝의 변위(침하)에 따른 주면마찰력을 산정하였다. 현장타설말뚝의 지지력 산정결과를 요약하면 표 7과 같다.

3.3 지지력 이론 비교

지지력 이론의 적용성을 평가하기 위해 풍화암을 양질의 사질토로 가정하고 토사지반에서의 지지력 이론(표 1 참조)을 적용하여 산정한 지지력과, IGM에서의 지지력 이론으로 산정한 풍화암에서의 지지력을 비교 분석하였다. 지지력 비교시 적용된 토사지반에서의 공식은 도로교 설계기준 해설-하부구조편(2001, 대한토목학회), FHWA(1988, 1999), AASHTO(2002) 설계기준에 따른 것이며, 지지력 산정결과는 표 8 및 그림 1과 같다.

주면마찰력 산정결과, 그림 1에서와 같이 풍화암을 IGM으로 분류하고 IGM에서의 지지력 이론을 적용한 경우 전반적으로 주면마찰력이 크게 나타났다. BB-11, NBH-14 및 NBH-15의 경우 풍화암을 사질토로 분류하여 도로교 설계기준(2001) 및 AASHTO(2002) 설계기준을 적용, 산정한 주면마찰력이 풍화암을 IGM으로 분류한 경우보다 크게 나타났는데, 이는 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력 산정시 중요한 설계정수

가 되는 IGM의 일축압축강도를 점하중강도시험 결과를 이용하여 보수적으로 작은값(표 6 참조)을 사용했기 때문인 것으로 판단된다.

도로교 설계기준(2001) 및 AASHTO(2002) 설계기준에 제시되어 있는 SPT N치를 바탕으로 하는 방법에는 N치 또는 단위면적당 지지력(주면마찰력 및 선단지지력)의 제한값이 있으므로, 일반적으로 N치가 100이상인 풍화암에 이 기준을 적용할 경우 실제 지반의 지지력보다 보수적인 결과를 나타낼 가능성이 있다.

풍화암을 같은 사질토로 분류하고 지지력을 산정하였을 때, FHWA(1988, 1999) 설계기준에 의한 주면마찰력이 도로교 설계기준(2001) 및 AASHTO(2002) 설계기준보다 보수적으로 나타났는데, 이는 단순히 N치를 바탕으로 하는 방법의 경우 지하수위의 영향(지반내 유효응력 감소) 및 지반굴착시 응력해방으로 인해 말뚝에 하중재하시 지반에 큰 전단변형을 유발할 수 있다는 점을 반영하지 못한 결과라 사료된다. 또한 FHWA(1998, 1999) 설계기준의 경우, 주면마찰력 산정시 지하수위에 따른 지반내 유효응력의 변화에 따라 지지력 차이가 분명하게 나타나므로 지하수가 있는 조건에서는 N치를 바탕으로 하는 방법의 적용에 세심한 주의가 필요하다고 판단된다.

선단지지력을 비교해 본 결과, IGM에서의 지지력 이론을 적용하였을 때보다 사질토에서의 지지력 이론을 적용한 경우 선단지지력이 크게 산정되었다. FHWA(1999) 설계기준에 의하면 사질토에서 현장타설말뚝의 극한선단지지력이 발휘되기 위해서는 말뚝

직경의 약 5%에 해당하는 침하가 선단에서 발생하여야 하고, IGM에서의 지지력은 IGM 소켓 두부에서의 침하량에 따라 결정되며 극한지지력 산정시 소켓 두부에서의 기준침하량으로 25.4mm(1.0 in)를 제시하였다. 그러나 본 설계사례에서는 풍화암(IGM)상단 말뚝의 탄성침하량을 고려하여 말뚝 두부에서의 허용수직변위 25.4 mm 보다 작은 침하량을 IGM 소켓 두부에 적용시켜 이에 상응하는 지지력을 산정

하였으므로, 선단에서의 침하량은 소켓 두부에서의 침하량보다 적을 것이다. 따라서, 선단지지력 산정시 적용된 변위기준이 서로 다르고, IGM 지지력 이론으로 산정한 선단지지력은 실제 말뚝선단부 IGM에서의 극한지지력이 아니라 적용된 IGM 소켓 두부에서의 침하량에 상응하여 발휘되는 지지력이므로, 산정한 선단지지력을 직접적으로 비교하기 힘들다고 판단된다.

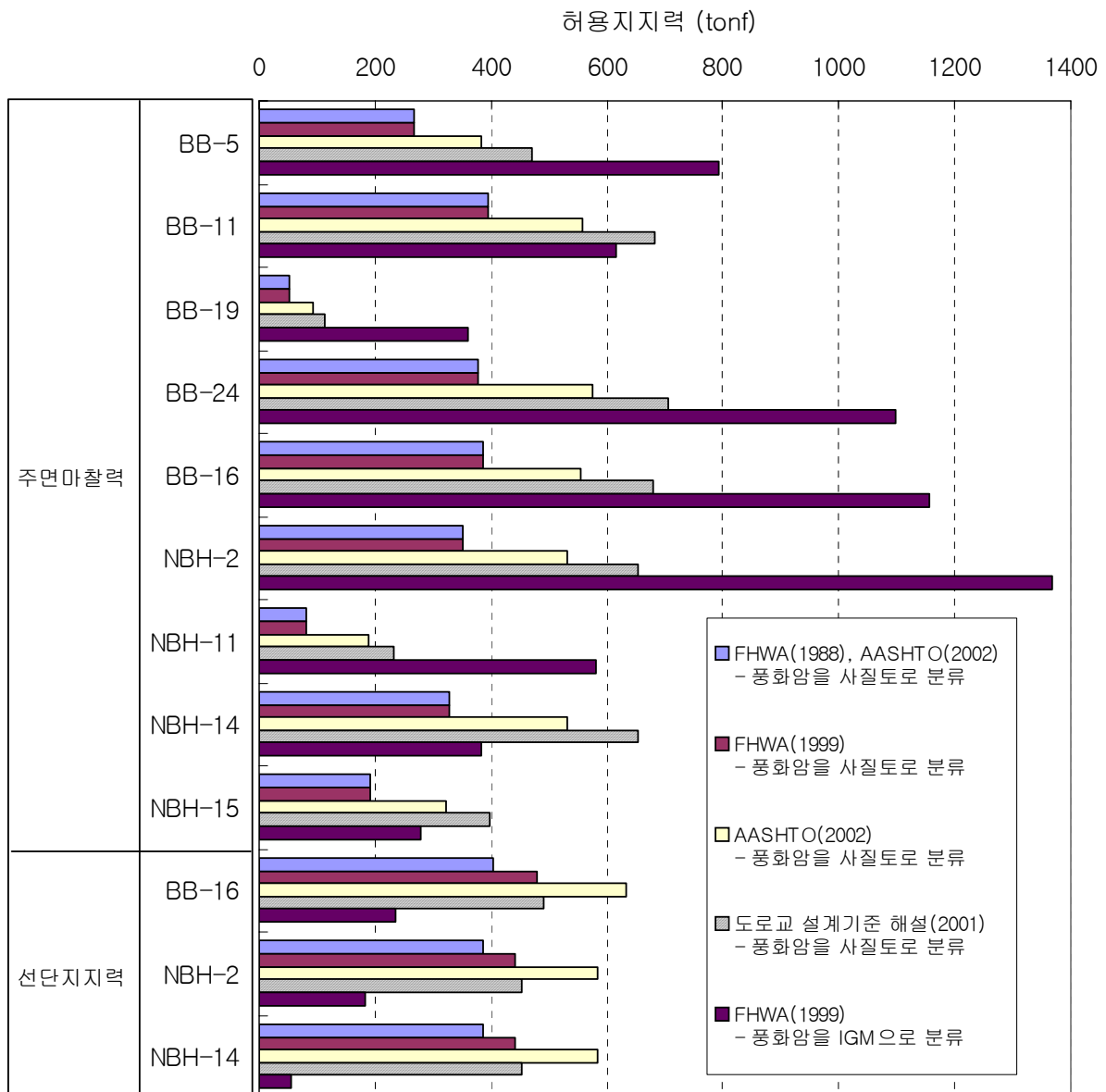


그림 1. 풍화암층에서의 허용지지력 산정 결과

표 8. 풍화암층에서의 허용지지력 산정 결과

구 분		풍화암 구간 길이 (m)	설 계 기 준	주면 마찰력 (tonf)	선단 지지력 (tonf)	비 고	
○○ 공항 ○○ 교 접속 도로	BB-5	10.0	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO ¹⁾ (2002)	267.7	-	연암지지
				FHWA(1999)	267.7	-	
			AASHTO ²⁾ (2002)	384.0	-		
			도로교 설계기준 해설(2001)	471.2	-		
	BB-11	14.5	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	792.2	-	연암지지
				IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	792.2	
			토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO(2002)	394.3	-	
				FHWA(1999)	394.3	-	
	AASHTO(2002)	556.8	-				
		도로교 설계기준 해설(2001)	683.3	-			
	BB-19	2.4	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	616.0	-	연암지지
				IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	616.0	
토사지반(사질토)에서의 지지력 이론			FHWA(1988), AASHTO(2002)	52.3	-		
			FHWA(1999)	52.3	-		
AASHTO(2002)	92.2	-					
	도로교 설계기준 해설(2001)	113.1	-				
BB-24	15.0	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	360.2	-	연암지지	
			IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	360.2		-
		토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO(2002)	376.2	-		
			FHWA(1999)	376.2	-		
AASHTO(2002)	576.0	-					
	도로교 설계기준 해설(2001)	706.9	-				
○○ 국도 우회 도로 해상 교량	BB-16	13.0	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	1099.0	-	연암지지
				IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	1099.0	
			토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO(2002)	385.4	402.6	
				FHWA(1999)	385.4	479.5	
AASHTO(2002)	554.6	634.5					
	도로교 설계기준 해설(2001)	680.7	490.9				
○○ 공항 ○○ 교	NBH-2	13.0	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	1154.7	234.3	풍화암지지
				IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	1154.7	
			토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO(2002)	351.4	386.5	
				FHWA(1999)	351.4	441.9	
	AASHTO(2002)	532.5	584.2				
		도로교 설계기준 해설(2001)	653.5	452.4			
	NBH-11	4.6	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	1368.0	183.0	연암지지
				IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	1368.0	
			토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO(2002)	80.4	-	
				FHWA(1999)	80.4	-	
	AASHTO(2002)	188.4	-				
		도로교 설계기준 해설(2001)	231.2	-			
NBH-14	13.0	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	581.5	-	연암지지	
			IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	581.5		-
		토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO(2002)	328.9	386.5		
			FHWA(1999)	328.9	441.9		
AASHTO(2002)	532.5	584.2					
	도로교 설계기준 해설(2001)	653.5	452.4				
NBH-15	7.9	토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	382.0	54.3	연암지지	
			IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	382.0		54.3
		토사지반(사질토)에서의 지지력 이론	FHWA(1988), AASHTO(2002)	192.6	-		
			FHWA(1999)	192.6	-		
AASHTO(2002)	323.6	-					
	도로교 설계기준 해설(2001)	397.1	-				
IGM에서의 지지력 이론	FHWA(1999)	280.0	-				

주 : 1) AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAYS BRIDGES(2002)

2) AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS(2002) - Reese and Wright Method(1977)

4. 결론 및 고찰

본 연구에서는 국내 현장의 설계사례 분석을 통해 IGM에서의 현장타설말뚝 지지력 이론의 적용성을 평가하였다. IGM에서의 현장타설말뚝의 지지력과 비교하기 위해 IGM을 양질의 사질토지반으로 간주하고 지지력을 산정하였으며, 이를 비교 분석한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 지지력 비교 결과, IGM에서의 지지력 이론을 적용할 경우 국내 풍화암에서 발견되는 현장 타설말뚝의 큰 지지력을 설계시 충분히 이용할 수 있을 것으로 판단된다.
- (2) 국내에서는 현장타설말뚝의 지지력 산정시 토사와 암의 구분이 모호한 경우 IGM으로 분류될 수 있는 지반을 토사지반으로 간주하여 지지력을 보수적으로 산정하는 경향이 많으며, 이로 인해 풍화암에서의 큰 지지력을 충분히 활용하지 못하고 있음을 반영하는 말뚝 재하시험사례가 많다는 점을 고려해 볼 때, IGM에

서의 지지력 이론을 적용함으로써 경제적인 말뚝설계가 가능할 것으로 판단된다.

- (3) 본 설계사례는 현장 및 실내시험 자료가 충분하지 못한 관계로 지지력 산정시 필요한 여러 설계정수를 많은 부분 추정하여 적용한 것으로, 보다 정밀한 지지력을 산정하기 위해서는 상세한 지반조사 및 역학시험 등이 선행되어야 할 것이다.
- (4) 아직 국내에서는 IGM에서의 지지력 이론의 적용 사례가 없고, 산정된 지지력은 이론적 공식에 의한 것이므로 현장재하시험을 통한 지지력 확인이 반드시 필요하다고 판단된다. 또한, 국내에 IGM에서의 지지력 이론을 적용하기 위해서는 관련 자료(지반조사, 설계 및 재하시험자료)의 축적 및 분석이 지속적으로 이루어져야 할 것이다.

(접수일자 : 2005년 8월 29일)

참 고 문 헌

1. 김원철, 서덕동, 이정훈, 김우철(2004), IGM에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 및 하중-침하거동. 2004년도 기초기술위원회 봄학술발표대회 논문집, 한국지반공학회, pp. 183~196.
2. 김원철, 황영철, 이정훈(2005), IGM에 근입된 현장타설말뚝의 설계사례 연구 (I). 한국지반환경공학회 논문집, Vol.6, No.2, pp. 61~73.
3. 대한토목학회(2001), 도로교 설계기준 해설(하부구조 편). 제 5.8절.
4. 천병식, 김원철, 서덕동(2004), IGM에 근입된 말뚝의 지지력 해석을 위한 기준침하량 결정방법 제안. 2004년도 기초기술위원회 봄학술발표대회 논문집, 한국지반공학회, pp. 163~179.
5. 천병식, 김원철, 서덕동, 윤우현(2004), 현장타설말뚝의 하중전이시험 결과를 이용한 IGM 이론의 적용성 평가. 한국지반공학회 논문집, Vol.20, No.6, pp. 29~40.
6. 한국지반공학회(1997), 구조물 기초 설계기준. 제 5장.
7. AASHTO (2002), Standard Specifications for Highways Bridges. American Association of Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 17th Edition.
8. AASHTO (2002), LRFD Bridge Design Specifications. American Association of Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2002 Interim Revisions.
9. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1999), Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods. Publication No. FHWA-IF-99-025.
10. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1988), Drilled Shafts Student Workbook. NHI Course No. 13214.
11. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1996), Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials. Publication No. FHWA-RD-95-172.