

화강풍화암에 시공된 부분현장타설말뚝의 IGM이론의 적용성

Applicability of IGM theory Partial Drilled Shaft constructed on Granite Rocks

안태봉*

Tae-Bong Ahn

Abstract In this study, partial drilled shafts (Bottom Cast-in-place Concrete pile) were applied to the pilot test site to ensure the bearing capacity; we used the skin friction force in the IGM to analyze the feasibility of the application of IGM theory. The soil characteristics were analyzed in cohesive, non-smear, and smooth conditions for the application of the IGM theory via geotechnical investigation and measurement of the disturbance and surface roughness. Static load and load transfer tests were conducted to calculate the allowable bearing capacity and the skin friction force by depth. The skin friction force increased with increase in the depth and standard settlement, showing a very high correlation. In addition, because the unconfined strength (q_u), which is the most important parameter in the cohesive IGM, cannot be measured in a weathered granite area, the static load and load transfer test results and the N value were used to obtain q_u .

Keywords : IGM, Drilled Shaft, Bearing Capacity, Load Transfer Test, Skin friction

초 록 본 연구에서는 IGM 구간에서 주면마찰력을 활용하여 지지력을 확보하기 위해 선단부에만 부분적으로 현장타설말뚝을 시험시공하고 IGM 이론의 적용성을 분석하였다. 시험시공 현장의 지반조사, 교란여부, 거칠기 상태를 측정하여 IGM 이론 적용을 위한 지반특성을 점성, 비교란, 매끄러운 상태로 분석하였다. 또한, 정재하시험 및 하중전이시험을 통해 허용지지력과 심도별 주면마찰력을 산정한 결과, 주면마찰력은 심도가 깊어질수록, 기준침하량이 클수록 증가하는 것으로 평가되었으며, 심도와 매우 높은 상관성을 보였다. 일축압축강도(q_u)는 점성 IGM에서 가장 중요한 변수이나, 화강풍화암 구간에서 직접 측정이 불가능하므로 정재하시험 및 하중전이시험 결과와 N값을 이용하여 q_u 값을 얻을 수 있었다.

주요어 : IGM, 현장타설말뚝, 지지력, 하중전이시험, 주면마찰력

1. 서 론

IGM(Intermediate GeoMaterials)은 토사와 암반의 중간 특성을 지닌 지반으로 정의하며, FHWA(1996, 1999)에서 최초로 제안하여 국내에서도 도로설계편람과 구조물기초설계기준(2009)에 저항계수값이 제시되어 있다[1,2]. 국내의 경우 토사와 암반의 중간 특성을 갖는 지반조건으로 가장 많이 분포되어 있는 풍화토나 풍화암층에 대한 체계적인 지반특성 평가 및 시험, 말뚝의 지지거동 특성 분석 등이 미흡한 실정이다. 현장타설말뚝은 철도교량에도 최근 단일현장타설말뚝 등 많은 현장에서 적용되고 있는데 토공구간이 교량구간으로 많이 설계변경되고 있는 추세에 볼 때 경제성을 고려한 설계를 위해서는 철도교량기초설계에도 IGM이론의 적용이 시급하다.

풍화토나 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 지지력 예측에는 IGM 설계법이 가장 많이 이용되고 있으며, 비교적 합리적인 방법으로 평가받고 있으나 IGM설계법 적용시 분류기

준, 지반정수 평가, 설계 적용 방법 등이 국내 지반 조건에 맞추어 구체적으로 제시되어 있지는 못하다[3].

IGM 설계법 적용시 말뚝의 지지력 및 변형 특성에 영향을 주는 요소는 IGM의 일축압축강도, 표준관입시험 N값, 변형계수, 주변부 거칠기, 교란이 심한 정도 등을 들 수 있다. 본 논문에서는 말뚝의 재료적인 성능을 최대한 활용하기 위해 기성말뚝 하부에 지지력이 크게 발휘될 수 있는 일부 구간만 현장타설말뚝으로 지지되도록 한 형태의 선단부 부분 현장타설말뚝을 제안하였다. 이는 지지력이 상대적으로 작게 발휘되는 상부 토사층 구간은 기성말뚝을 적용하고, 천공작업 등 시공성은 좋으면서 지지력은 암반에 가깝게 발휘되는 풍화토 및 풍화암 구간은 현장타설말뚝을 적용하여, 현장타설말뚝에 비해 시공성 및 경제성을 개선하고 지지력은 현장타설말뚝에 가깝도록 한 개념이다. 특히, 말뚝 선단부를 풍화암(IGM) 1.5m~3.0m 깊이에 근입하며 시공성은 매입말뚝의 특성을 갖게 하고, 지지력은 현장타설말뚝의 특성을 갖도록 한 새로운 개념이다.

항타말뚝은 IGM에서 시공이 어렵고 항타로 인한 말뚝의 손상이 자주 발생하는데 반해, IGM에 근입된 현장타설말뚝은 선단저항보다 주변저항에 의해 대부분의 작용하중이 저항하도록 설치된다고 볼 수 있다. 따라서 경제성 및 시공성

*Corresponding author.

Tel.: +82+42-629-6716, E-mail : tbahn@wsu.ac.kr

©The Korean Society for Railway 2013

<http://dx.doi.org/10.7782/JKSR.2013.16.5.379>

개선 방안으로 제안된 선단부 부분 현장타설말뚝의 IGM 구간 지지력예측을 위해 정재하시험 및 하중전이시험을 통해 국내 풍화암 구간에서 IGM 설계법의 적용성을 평가하고, 기반암까지 근입시키지 않아도 말뚝의 지지력을 확보할 수 있는 방안에 대한 연구가 필요하다. 한편, 국내 화강암계 풍화토나 풍화암의 경우 조밀함과 강도는 크지만 파쇄가 매우 심하여 코아 채취가 어려우며, 일축압축강도를 측정하는 것은 거의 불가능하다. 따라서 설계시에는 표준관입시험 N값을 주로 이용하고 있으나, IGM 설계법의 경우 표준관입시험 N값을 이용하는 경우는 모래자갈층과 같은 비점성의 IGM에만 적용할 수 있도록 제시되어 있으므로 실제 설계 및 예측시에는 N값의 합리적인 활용을 위한 기준이 제시되어야 할 필요성이 있다.

2. 본 론

2.1 IGM 근입 현장타설말뚝의 설계 및 해석 이론

2.1.1 현장타설말뚝의 거동 및 지지력

Fig. 1은 말뚝의 하중-변위 거동을 단순화한 것으로 OA영역은 탄성거동구간이고, 대부분의 하중은 주면마찰력으로 지지된다고 볼 수 있다. 하중이 증가하여 A점에 도달하면, 말뚝의 주면에서 발휘되는 전단응력이 전단강도에 도달하여 미끄러짐이 발생하며, 주면마찰력은 잔류응력상태로 남아있고, 이 응력을 넘는 하중은 말뚝의 선단이 부담한다. 즉, A점에서 B점까지의 구간은 하중분담이 주면에서 선단으로 전이되는 단계라고 말할 수 있다. 계속 하중이 증가하게 되어 B점 이상이 되면 선단의 하중분담률이 크게 증대된다. 또한, Carter와 Kulhawy[5]는 재하곡선에서 말뚝 두부의 침하에 따라 암반에 근입된 말뚝의 선단지지력은 Fig. 1과 같이 선형적으로 증가한다고 가정하였다.

2.1.2 IGM의 분류

풍화토 및 풍화암으로 분류하는 IGM지반은 다음과 같이 3가지로 분류할 수 있는데 크게 점성의 IGM과 비점성의 IGM으로 분류한다.

- (1) 교란되기 쉬운 점성의 IGM(Cohesive IGM, 분류 1)

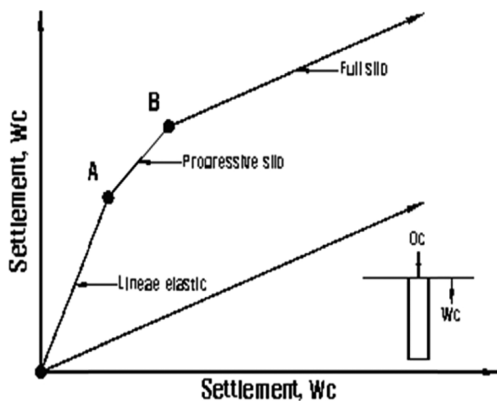


Fig. 1 Schematic diagram of load-settlement

점토질지반: 시추시 교란되기 쉬운 초과압밀점토, 점토혈암, 부식되기 쉬운 풍화토, 이암

- (2) 쉽게 교란되지 않는 점성의 IGM(Cohesive IGM, 분류 2)

석회질 암반: 시추시 쉽게 교란되지 않는 석회암과 점토질 지반

- (3) 비점성의 IGM(Cohesionless IGM, 분류 3)

매우 조밀한 조립토 지반: N값이 50~100 사이인 잔류토, 완전히 풍화된 암반, 빙적도 점성의 IGM(분류 1, 2)은 압축강도가 0.5~5.0 MPa의 범위를 가지며 비점성의 IGM(분류 3)은 N값이 50~100의 범위를 가진다(N값 100 이상인 경우는 암반으로 보거나 IGM으로 계산하는 방법이 혼용됨). 상기 3가지 종류의 IGM에 대한 상세한 특성은 다음과 같다.

- ① 분류 1 IGM

점착력이 있고 물과 접촉할 경우 과도한 강도저하를 보이고 일축압축강도의 범위가 0.5와 5MPa 사이의 지반이다. 예를 들면 매우 과압밀된 퇴적 또는 잔적토 등이 있다. 이러한 지반의 특징은 물과 접하게 되면 느슨해지고 쉽게 연약해지며, 굴착중 교란될 수 있다는 것이다. 물에 민감한 점토질 지반은 다음과 같다.

- (a) 자연함수비에서 일축압축강도가 3.5MPa보다 작을 때
- (b) 물과 접하게 되면 본래의 일축압축강도의 60%이상에 해당하는 비배수압축강도 손실이 발생할 경우
- (c) 자연함수비가 1%만 증가하여도 즉각 반응하는 경우

- ② 분류 2 IGM

분류 2의 IGM은 일반적으로 물에 대하여 민감하지 않다. 이러한 IGM과 석회석, 석회암, 사암과 같은 일축압축강도의 0.5와 5MPa 사이의 지반의 점성도, 탄소질/규산질로 굳어진 지반(저반응의 점착성 IGM과 같이 물에 대해 같은 반응을 보임)은 '분류 2 IGM'으로 분류되었다. 이러한 IGM 역시, 분류 1과 마찬가지로 굴착공이 "매끄러운" 조건인지 "거친" 조건인지의 평가가 설계에서 매우 중요시 된다.

- ③ 분류 3 IGM

모든 비점착성 IGM에 적용되며, N값 50이상의 입상도, 입상의 풍화암 등이 여기에 속한다. 설계 시에는 N값과 지하

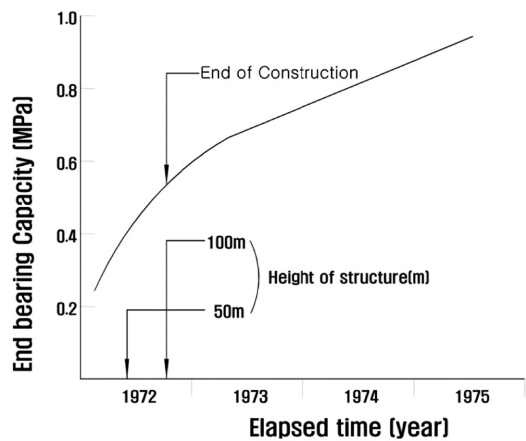


Fig. 2 End bearing capacity of rock embedded piles[6]

수위, 흙의 단위중량만이 필요하다. 실측결과와의 비교에 의하면 N값을 100으로 제한할 경우가 잘 일치한다고 보고된 사례도 있다[8].

말뚝이 하중을 받게 되면 초기에 주면마찰력으로 부담하던 하중이 시간이 경과되면서 말뚝의 선단부로 전이되는 것을 Fig. 2를 통해 알 수 있다. 그러므로 선단지지력을 무시하는 설계나 시공은 주의가 필요하다.

2.2 현장타설말뚝의 하중전이 특성

현장타설말뚝의 거동특성은 말뚝이 근입된 암반의 탄성계수와 말뚝 본체의 탄성계수, 시공방법, 주면부 거칠기, 말뚝형상 및 직경, 지반의 크리프 특성 등에 따라 다르게 나타난다[4]. 일반적으로 일부 흙이나 취성이 강한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력은 Fig. 3과 같이 말뚝의 변위가 매우 작은 상태에서 최대치에 도달한 후 변위가 계속 진행되면서 연화현상의 발생으로 주면마찰력은 감소하는 경향을 보인다[9]. 반면, 선단지지력은 낮은 변형률에서는 적게 발휘되다가 변형률이 증가하면서 점차 커지는 경향을 보인다. 이러한 지반을 변형연화 지반으로 분류하며, 강도와 상대밀도가 큰 토사나 연약한 암반 등이 이에 해당한다. 따라서 말뚝에 작용하는 하중은 먼저 주면마찰력에 의하여 지지되다가 주면마찰력이 최대치에 도달한 이후에 작용하는 하중은 선단지지력에 의해 지지된다. 만약 A점에서의 주면저항력의 값에 B점의 선단저항력이 추가된다면 총저항력은 과도하게 평가되어질 것이다.

따라서 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대하여 극한주면마찰력과 극한선단지지력을 산술 적으로 합산해서 말뚝의 극한지지력을 산정하는 것은 말뚝의 지지력을 실제보다 크게

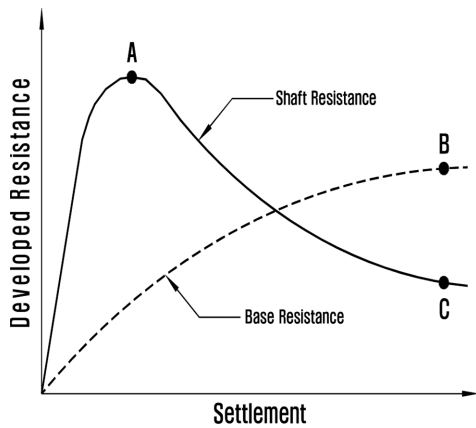


Fig. 3 Skin friction resistance with settlement curve [8]

예측하게 된다.

즉, 변형이 말뚝의 안정에 중요한 요소로 작용할 경우 주면마찰력과 선단저항의 변형특성을 반드시 고려하여야 한다.

현장타설말뚝은 주면마찰력과 선단저항의 극한치가 서로 다른 변형률에서 발생하며[9], 예에서도 이와 관련하여 지반을 점성토, 사질토 및 자갈토 구분하고 재시험결과, 점성토 지반의 경우 주면마찰력은 말뚝직경에 대해 약 0.2~0.8% 변형률일 때 극한상태를 보이며, 선단지지력은 약 2.0~10.0% 변형률일 때 극한상태를 보이고 있다.

한편, 사질토의 경우 대체적으로 주면마찰력의 극한값은 말뚝직경에 대해 약 0.1~1.0%에서 발생하며, 선단지지력은 변형증가에 따라 꾸준히 증가하는 것을 알 수 있다(말뚝직경의 5~10%이상 변형률 발생시까지 지속적으로 증가). 이와 같은 거동특성은 충분히 근입길이가 확보되어 주면마찰력이 크게 발휘될 수 있는 조건에서는 하중의 대부분을 주면부에서 저항하게 되어 극한 선단지지력이 발휘될 수 있는 변형이 재료허용강도 등을 고려할 때 현실적으로 발휘되기 어려워 주면마찰력과 재료의 허용강도만을 이용하여 설계하는 것이 합리적일 수 있다는 의미로도 해석이 가능하다. 이와는 반대로 근입길이가 짧고 단단한 암반에 선단부가 근입된 말뚝에 대해서는 주면마찰력을 무시하거나 변형률을 고려한 잔류 주면마찰력만 고려하여 선단지지형 말뚝으로 설계하는 것이 더 합리적이다. 그러나, 국내외 설계기준은 이러한 하중전이 특성을 고려하지 못하고 있기 때문에 보다 합리적인 설계기준의 확립이 필요하다.

3. 실험

3.1 선단부 부분현장타설말뚝 특징 및 원리

3.1.1 현장시험 개요

시험말뚝은 중구경(Ø500mm) 말뚝으로서, 선단부 부분현장타설말뚝공법으로 시공하였다. 풍화암의 주면마찰력을 확인하고자 말뚝 전체에 콘크리트를 타설하는 것이 아니라 현장타설구간인 풍화암 근입 부분만을 케이싱을 이용하여 타설하고 지지력을 확인하였다. Table 1, 2는 현장시험 내용 및 말뚝의 제원이다.

선단부 부분현장타설말뚝공법(Bottom Cast-in-place Concrete Pile)은 일반 소-중구경 천공장비를 이용하여 기성말뚝에 비해 큰 지지력 확보가 가능하도록 개발된 PHC와 현장타설말뚝의 혼합말뚝 공법으로서 지반조건에 따라 말뚝수를 줄일 수 있어 경제성이 개선된 방법이다. 풍화암 구간의 현장타설말뚝이 매입말뚝에 비해 주면마찰력이 크게 발휘된다는 점을 이용한 방법으로 기존 콘크리트 말뚝과 현장타설말뚝

Table 1. Full scale field test of partially drilled shaft

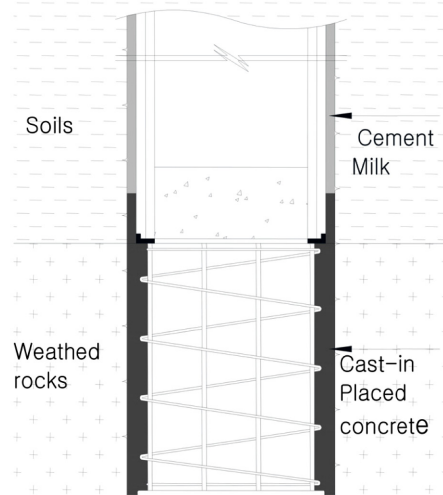
Construction method	Size		Tests
End partially drilled shaft	Case 1 (L=10.5m)	PHC PILE Ø500mm +Bottom 1.5m Cast-in place concrete	Static test
	Case 2 (L=12.0m)	PHC PILE Ø500mm + Bottom 3.0m Cast-in place concrete	Static + Load transfer tests

Table 2 Dimensions of piles

Pile type	Diameter(mm)	Length(m)	Etc.
PHC pile	500	9.0	· Pile size: $\Phi 500 \times 80t$ · Bending compressive stress: 20MPa
Cast-in place concrete pile	550	1.5/ 3.0	· Steel yield strength: $f_y = 4000 \text{kgf/cm}^2$ · Concrete strength: $f_{ck} = 350 \text{kgf/cm}^2$ · Steel ratio: 2% Concrete slump: 21cm



(a) Steel Connections



(b) BCC Composite Pile

Fig. 4 Diagram of BCC Composite pile

의 장점만을 최대한 발휘하게 하므로 지지력을 확보함과 동시에 경제성을 개선하였으며, 일반적인 매입말뚝 시공시 말뚝 최종 항타로 인한 소음, 진동 문제를 줄일 수 있다. Fig. 3은 혼합말뚝 모식도이다.

3.1.2 지반특성

매립층은 지표면으로부터 4.7m의 두께이며, 실트질 모래로 구성되어있고, 표준관입시험 결과 N값은 15/30~19/30로 보통 조밀한 상태의 상대이다. 풍화토층은 기반암이 완전 풍화상태를 보이며 매립층 하부에서 4.3m의 두께로 분포하고 있고, 표준관입시험시 파쇄되어 채취된 시료는 실트질 모래로 구성되어 있고, N값은 33/30~50/30으로 조밀 또는 매우 조밀한 상태이다.

풍화암층은 지표면하 9.0m 정도에서 4.0m의 두께이며, 표준관입시험시 파쇄되어 채취된 시료는 실트질 모래이고, N

값은 50/8 이상으로 매우 조밀한 상대밀도를 보이는 것으로 보아 파쇄가 심하기는 하나, 강도가 크게 나타나는 화강풍화암의 일반적인 특성을 보이고 있다.

거칠기계수는 일축압축강도만을 고려한 식 $RF = \frac{\Delta r L_f}{r L_s}$ 을 사용한다. 여기서 Δr 은 평균거칠기 높이, r 은 소켓의 공칭반경, L_s 은 소켓부 공칭길이, L_f 은 요철부를 고려한 근입부의 총길이이다.

3.2 하중전이시험 결과

3.2.1 하중지지 특성

시험시 측정된 값을 하중전이 함수 방법에 의해 축 하중으로 나타낸 결과는 Fig. 5와 같다. Fig. 5와 같이 약간의 선단지지력이 포함된 것으로 나타났으나, 그 값이 매우 작아서 분석시에는 이를 무시하여 마찰력만 적용하였다.

Table 3 Results of soil tests

Boring No.	Depth(m)	$W_n(\%)$	G_s	Atterberg limit (%)		Grain size distribution finer than (%)					USCS
				LL	PI	# 4	# 10	# 40	#200	0.005mm	
TP-1	3.0	12.9	2.68	NP	NP	95.2	89.5	56.1	33.9	5.7	SM

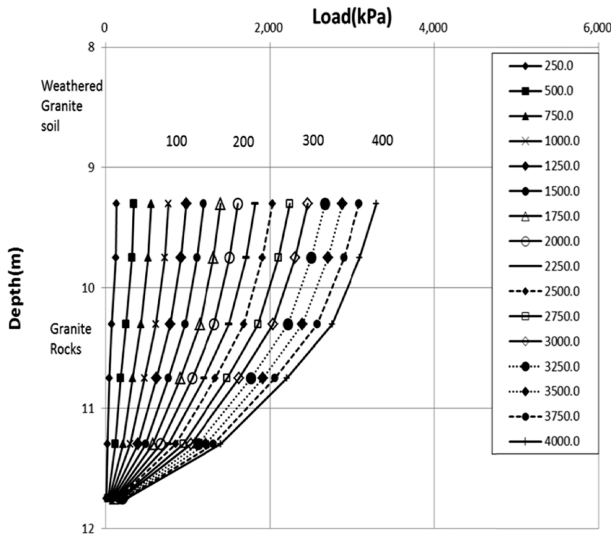


Fig. 5 Axial load distribution with depths

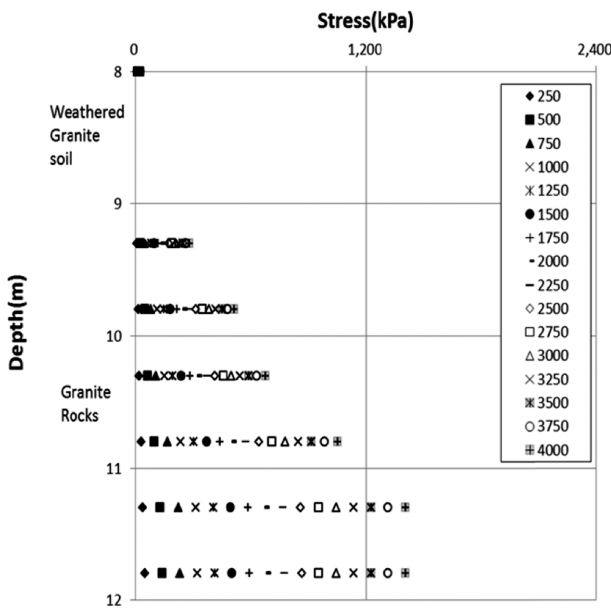


Fig. 6 Average mobilized skin friction with depths

축하중 분포도 Fig. 5를 이용하여 각 재하단계에서 발휘된 평균마찰응력의 분포를 각 침도별로 도시하면 Fig. 6과 같이 나타낼 수 있다. 각 지층별 마찰지지응력의 크기를 식 (1)에 의해 계산할 수 있다.

$$f_{si} = \frac{\Delta Q_{si}}{\pi D \Delta L_i} \quad (1)$$

여기서, ΔQ_{si} 는 각 지층에서 발휘된 마찰력, D 는 말뚝직경, ΔL_i 는 각 지층의 토층두께

3.2.2 기준침하량별 하중전이함수 분석 결과

Vesic [10]이 제안한 극한주면마찰이 발생하는 침하량 10mm, FHWA[9]에서 제안한 IGM 소켓의 한계침하량 2.54cm

Table 4 Skin friction resistance with depths

Depth(m)	Maximum skin friction(kN/m ²)			
	10mm	25mm	0.1D(55mm)	
Weathered rock	9.0~9.8	175	243.9	299
	9.8~10.3	237	339.3	529
	10.3~10.8	445	511.5	716
	10.8~11.3	441.7	783.1	1,074
	11.3~12.0	771	1,274.8	1,521

Table 5 Ultimate skin friction comparison with IGM theory and load test

Cases	IGM Theory (kN/m ²)		Static+Load transfer test (kN/m ²)		
	Cohesionless	Cohesion	10mm	25mm	55mm
Case 1	1,295	1,774	815	1,401	1,765
Case 2	2,078	2,665	2,000	3,151	3,859

와 근사한 값인 25mm, 말뚝직경의 10% 침하량(55mm) 등에 대한 침하기준별 하중전이함수 방법으로 하중전이 거동을 분석한 결과는 Table 4와 같다. 풍화암층의 침도가 증가함에 따라서, 그리고 침하량이 증가함에 따라서 단위주면마찰력이 증가함을 알 수 있다.

4. IGM 설계이론에 의한 적용성 분석

4.1 현장시험 지반의 특성

화강풍화암의 경우 공내재하시험 결과 E_{m1} (시추종료후의 변형계수)과 E_{m2} (시추 12시간 경과 후 변형계수)의 값의 차이가 거의 없어서 천공후 시간 경과에 따라 교란이 쉽게 일어나지 않는 지반특성을 보이고 있다. 또한 표준관입시험에 의한 N값을 이용하여 비점성 IGM 조건으로 해석한 결과 Table 1의 Case 1, Case 2의 경우 극한하중이 각각 1,295, 2,078kN으로 정재하시험(55mm)을 통해 얻은 극한하중 값인 1,765, 3,859kN에 비해 약 54%이며, 점성조건으로 해석 시 실측치와 가장 근접한 결과를 보이므로 IGM 이론 적용 시 비점성보다는 점성조건으로 해석하는 것이 타당하다.

IGM 이론에서 점성조건으로 해석시 중요한 요소중에 하나인 RF(Roughness Factor)값은 약 0.014~0.022 범위로 FHWA [9] 기준에 따른 IGM 거친 상태 기준이 되는 0.1보다 작게 나타나 지지력 예측시에 매끄러운조건으로 검토하였다.

4.2 반복계산에 의한 일축압축강도(q_u) 추정

점성의 매끄러운조건에서 IGM 이론을 적용시 가장 중요한 요소인 q_u 와 α 값을 구할 수 없어 Fig. 7에서 α 값을 결정하고 q_u 값을 추정하였다. 이 때 IGM이론을 적용한 O'Neill [7]의 연구결과를 이용하여 일축압축강도를 구할 수 있기 때문에 점하중시험은 사용하지 않았다.

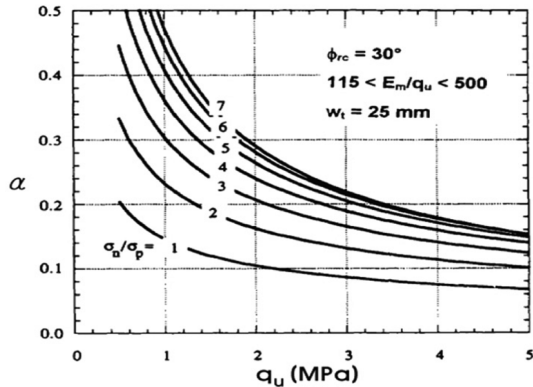


Fig. 7 α variation in smooth IGM condition [7]

정재하시험을 통해 측정된 극한지지력을 통해 $f_a = \alpha q_u$ 에서 중요한 요소인 α 를 결정하였으며, 또한 하중전이시험을 통해 측정된 극한주면마찰력을 활용하여 심도별 q_u 를 추정하였다. 즉, 하중전이시험에서 각 심도별로 측정된 q_s (허용단위마찰력)값이 나오도록 IGM 지지력 산정을 심도별로 풍화암층의 근입깊이를 변화시키고, q_u 값을 시행오차범인 반복법으로 변형해서 일치되는 값을 심도별 q_u 값으로 결정하였다.

α 값을 구하는 방법은 다음과 같다.

① α 는 Rough한 조건에서는 0.5를 사용하지만 Smooth한 조건에서는 Fig. 7을 이용해서 구해야 한다.

② Fig. 7에서, 먼저 σ_n/σ_p 를 계산해야 하는데, σ_n 은 Cohesive 조건의 계산식 엑셀파일을 보면 $\sigma_n = M\gamma z_c$ 으로 구할 수 있으며, σ_p 는 대기압임을 알 수 있다. 이를 계산하면 약 2이다.

③ 또한, Cohesive rough 조건의 계산식 엑셀파일에서 f_a 를 0.5로 설정한 상태에서 q_u 값을 추정하여 정재하시험을 통해 측정된 극한주면마찰력 값에 근사한 일축압축강도를 추정해본 결과 5MPa 이상으로 나왔다.

④ 이를 토대로 Fig. 7에서 α 값을 0.1로 결정하였다.

이와 같은 과정을 반복하여 침하기준별 10mm, 25mm, 0.1D(55mm)의 일축압축강도를 추정하였다.

4.3 침하기준별 일축압축강도의 상관성 분석

정재하시험을 통해 측정된 극한주면마찰력을 통해 IGM 설계법에서의 주면마찰력 산정기준인 $f_a = \alpha q_u$ 에서 α 값을 결정하였으며, 또한 하중전이시험을 통해 측정된 단위주면마찰력을 활용하여 Fig. 8과 같이 심도별 일축압축강도(q_u)를 추정해 보았으며, 최적회귀곡선과 결정계수(R^2)값을 함께 나타내었다. Fig. 8에서 보는 바와 같이 각기 침하량 기준별 일축압축강도(q_u)값을 추정한 결과 기준 침하량이 클수록 일축압축강도를 크게 예측할 수 있는 것으로 나타나, 말뚝의 허용지지력 예측시 어떠한 침하량 기준을 선택하느냐에 따라 일축압축강도 예측기준을 다르게 적용해야 할 것으로 판단된다. 즉, IGM 설계이론은 지지력과 침하량을 동시에 산정하여 하중-침하곡선을 제시해 주며, 주면마찰력, 선단지지

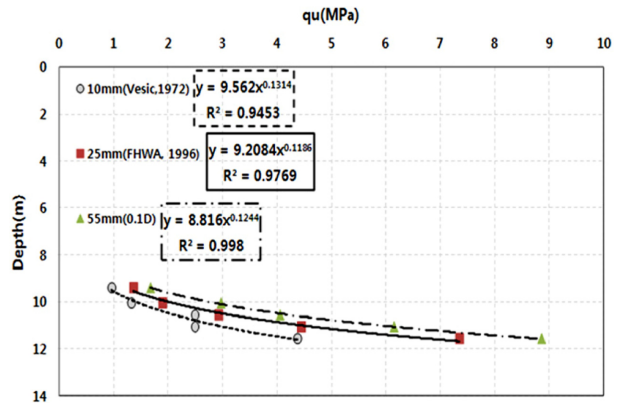


Fig. 8 q_u with settlement criteria

력, 전체 지지력값을 허용침하량 또는 기준침하량에 따라 각각 결정할 수 있다. IGM 소켓 상단부의 침하량(기준변위)을 어떤 값으로 적용하는가에 따라 IGM의 지지력은 다르게 결정된다.

한편, 이 결과는 IGM 지반에서의 주면마찰계동이 작은 범위에서 최대값을 보이고 변형이 증가할수록 변형연화 특성을 보이는 일반적인 것과는 다른 결과를 보이고 있다[9]. 이것은 원인으로 주면마찰저항만 발휘되도록 선단부에 인위적으로 연약대를 조성하여 20cm 이상 이격되도록 한 부위에 일부 시멘트페이스트가 침투되어 작지만 선단저항이 일부 발생하여 변형특성에 영향을 미쳤을 가능성(즉, 약간의 변형경화 현상이 나타날 가능성)과 기존의 대구경 현장타설말뚝의 연구 결과들이 주로 주면부 거칠기가 큰 조건에서 이루어진 점 등으로 인해 “Smooth”한 거칠기 조건에서는 변형연화의 경향과 다른 거동특성을 보일 수도 있을 가능성을 가정할 수 있다. 특히, 대부분의 말뚝이 주면저항과 선단저항이 동시에 이루어져서 말뚝 두부에서의 하중-침하 곡선의 경향이 변형경화의 형태를 주로 보이므로 설계계수 결정시 이러한 변형 특성을 고려해야 할 것으로 판단되며, 거칠기 조건과 변형연화 또는 변형경화 특성간의 관계는 추후 검증이 필요할 것으로 판단된다.

Fig. 8에서 침하량 기준별 풍화암 깊이가 깊어질수록 일축압축강도가 증가하는 것으로 나타났으며, 결정계수(R^2)가 모두 0.94이상으로 매우 높은 상관성을 가지며, 침하량 기준별로는 말뚝직경의 10%(55mm)일 때 결정계수(R^2)가 0.99 이상으로 가장 상관성이 뛰어난 것으로 나타났다.

5. 결 론

본 논문은 IGM 구간에서 주면마찰력을 활용하여 지지력을 확보하기 위해 선단부에만 부분적으로 현장타설된 말뚝을 현장시험하여 IGM 이론의 적용성을 분석하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

1. IGM 이론의 적용성을 판단하고자 공내재하시험을 통해 변형계수를 측정함으로써 굴착공의 교란정도가 비교판상태임을 추정할 수 있었으며, 거칠기 측정결과 RF 값이 약

0.014~0.022 범위로 나타나 매끄러운조건으로 IGM 이론을 적용해야 하는 것으로 나타났다.

2. 표준관입시험의 N 값과 정재하시험 및 하중전이시험 결과분석을 통해 비점성조건에서 주변마찰력을 분석한 결과, 정재하시험을 통해 얻은 주변마찰력의 약 54%로 나타났으며, 화강풍화암에서 IGM 이론 적용시 비점성조건보다는 점성조건이 타당할 것으로 판단된다.

3. 정재하시험 및 하중전이시험 결과분석에 의한 극한하중 평가시 최대 주변마찰력은 기준 침하량이 클수록 심도가 깊어질수록 증가하였으며, 침하량 기준값에 따라 말뚝의 지지력 예측값이 다르게 나타남을 확인하였다.

4. 본 현장시험을 통한 연구결과, 국내 화강풍화암 구간에서 기반암이 깊을 경우 IGM 이론을 적용하면 기반암까지 근입시키지 않아도 현장 타설말뚝의 지지력 산정방법을 개선할 수 있음을 확인하였다.

5. 일축압축강도(q_u)는 점성IGM에서 가장 중요한 변수이나, 화강 풍화암 구간에서 직접 측정이 불가능하므로 정재하시험 및 하중전이 시험 결과를 이용하여 q_u 값을 예측할 수 있는 관계식을 기준침하량별로 제안하였으며, IGM(FHWA) 기준침하량인 25mm 정도가 적절할 것으로 판단된다.

References

- [1] Ministry of land, Transportation, and Maritime Affairs (2008) Road design manual Vol. 5 Bridges, pp. 509-313.
 - [2] Design criteria of Foundation. (2009) Korean Geotechnical Society.
 - [3] D.D. Seo (2004) Bearing capacity of cast-in place pile depending on displacement socketed in IGM, Hanyang University. *Ph.D. Thesis*.
 - [4] H.S. Chang (1996) Vertical bearing capacity and settlement constructed on rocks, Seoul national University, *Master thesis* pp. 24-72.
 - [5] J.P. Cater, F.H. Kulhawy (1987) Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock, Research Report, *Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York, January*.
 - [6] B. Ladanyi (1977) Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design: Discussion, *Canadian. Geotechnical. Journal*, 14, pp.153-155.
 - [7] M. O'Neill, F. Townsend, K. Hanssan, A. Buller P. Chan (1996) Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials, *U.S. Department of Transportation, FHWA-RD-95-XXX Draft Report, January*.
 - [8] U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (1996) Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials, *Publication No. FHWA-RD-96-172*.
 - [9] U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration (1999) Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, *Publication No. FHWA-IF-99-025*.
 - [10] A.S. Vesic (1972) Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass, *Journal of Soil Mechanics and Foundation. Division, ASCE, Vol.98, SM3, pp. 265-29051*.
- 접수일(2013년 5월 16일), 수정일(2013년 7월 16일),
게재확정일(2013년 8월 1일)

Tae-Bong Ahn: tbahn@wsu.ac.kr
Department of Railroad Construction System, Woosong University,
17-2, Jayang-Dong, Dong-Gu, Daejeon 300-718, Korea