

IGM에 근입된 말뚝의 지지력 해석을 위한 기준침하량 결정방법 제안

The Analysis of Shaft Deformation for Evaluating the Bearing Capacity of IGM Sokeded Drilled Shaft

천병식* · 김원철** · 서덕동***

Chun, Byung-Sik · Kim, Won-Cheul · Seo, Deok-Dong

Abstract

In this study, a new formula of settlement at the head of IGM was suggested and the applicability of suggested formula was verified with field test results. This suggested formula was the function of the settlement at the shaft head and the elastic compression of shaft. The applicability of suggested formula was verified with the result of in-situ load test. Also, the bearing capacity of drilled shaft with the IGM's theory was compared with those of classical theories. The results showed that classical method showed smaller values of bearing capacity than those of field load test data. The results of analysis also showed that the suggested formula and IGM's theory were applicable for the estimation of bearing capacity with the increase of shaft settlement. Especially, settlement correction factor(k_m), which reflects ground condition and load transfer characteristics, increases as the applying load and shaft deformation increase. This suggested formula was applicable for medium density or higher density of soil condition and $k_m=1$ means yielding load for firm soil condition.

Keywords : Drilled shaft, Bearing capacity, IGM, Settlement correction factor

요 지

본 연구에서는 현장타설말뚝의 지지력에 관한 기존 및 IGM 이론의 적용성을 비교 평가하고, 변위를 고려한 지지력의 결정을 위해 IGM 상단부에서의 기준침하량 결정식을 제안하였다. 제안식은 말뚝의 두부침하량, IGM 상부 토층의 하중전이특성 및 말뚝의 탄성압축 이론에 기초하였다. 특히, 기존 및 IGM 이론의 적용성과 제안식의 적용성을 검증하기 위해 국내외 재하시험 결과를 이용한 분석이 실시되었다. 재하시험 결과를 이용하여 분석한 결과 제안식이 활용된 IGM 이론에 의해 향후 말뚝 설계시 변위를 고려한 지지력의 해석이 가능할 것으로 판단되었다. 특히, 제안식에 도입된 침하보정계수 k_m 은 지반상태나 하중전이 특성을 반영하는 계수로서 하중 및 변형 증가에 따라 변화하는 특징을 보였다.

주요어 : 현장타설말뚝, 지지력, IGM, 침하 보정 계수

* 정회원 · 한양대학교 토목공학과 교수
** 정회원 · 한양대학교 토목공학과 겸임교수
*** 정회원 · 대림산업(주) 과장

1. 서론

현장타설말뚝에 대한 연직압축지지력 예측이론은 1970년대 이후부터 활발히 진행되어 토사와 암반에 대해 많은 연구 및 제안이 이루어져 왔으며, 이들 이론은 국내외 주요 설계기준에 인용되고 있다. 1996년 이전의 말뚝설계와 관련한 모든 연구나 기준은 지반을 토사(점성토, 사질토)와 암반으로만 분류하여 진행되어져 왔다(한국지반공학회, 2002) (FHWA, 1996). 토사와 암반의 중간적인 특징을 보이는 지반(IGM, Intermediate Geomaterial)조건에 대한 보다 구체적이고 합리적인 논의는 1996년에 보고된 FHWA 연구보고서에서 정의하고 분류하면서부터 정립되었고, 1999년에 새롭게 개정된 FHWA 설계매뉴얼에 IGM에 대한 설계이론을 기준으로 채택하기에 이르렀다.

IGM과 같이 암반에 비해 상대적으로 불안정한 지반의 경우 변형연화(Deflection-Softening)의 특성을 가지는 경우가 많아 최대 주변마찰력은 매우 낮은 변형에서 발생한 후 변형이 증가할수록 크게 감소하는 반면 선단지지력은 변형이 증가할수록 점차 커져서 상당히 큰 변형에서 최대값을 보이는 거동특성을 보이며, 합리적인 설계를 위해서는 주변마찰력과 선단지지력의 변형특성을 고려하여 평가하고 설계에 활용하는 것이 중요하다(FHWA, 1999).

IGM 설계이론은 지지력과 침하량을 동시에 산정할 수 있어 기존 이론에 비해 더욱 합리적인 설계가 가능하게 되었다. 하지만, 설계에 직접 활용시 IGM 소켓 상단부 침하량 기준은 1in 이하로 할 것으로만 제안하고 있고 구체적인 결정방법이나 기준은 제시되어 있지 않다(FHWA, 1999). 따라서, IGM 상단부 침하량의 결정방법에 대한 별도의 제안이 요구되었다.

본 연구에서는 말뚝 두부 허용침하량과 IGM 상단부 토층의 하중전이특성을 고려하고 말뚝의 탄성압축량에 기초한 IGM 상단부 기준 침하량 결정방법을 제안하여 IGM 설계이론이 합리적으로 적용될 수 있게 하였다.

2. IGM에 근입된 현장타설말뚝

2.1 현장타설말뚝의 거동특성

일반적으로 일부 흙이나 취성이 강한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변마찰력은 그림 1과 같이 말뚝의 변위가

매우 작은 상태에서 최대치에 도달한 후 변위가 계속 진행되면서 연화현상의 발생으로 주변마찰력은 감소하는 경향을 보인다(Ooi & Carter, 1987 ; FHWA, 1999). 반면, 선단지지력은 낮은 변형률에서는 적게 발휘되다가 변형률이 증가하면서 점차 커지는 경향을 보인다. 이러한 지반을 변형연화 지반으로 분류하며, 강도와 상대밀도가 큰 토사나 연약한 암반등이 이에 해당한다. 따라서 말뚝에 작용하는 하중은 먼저 주변마찰력에 의하여 지지되다가 주변마찰력이 최대치에 도달한 이후에 작용하는 하중은 선단지지력에 의해 지지된다. 만약 A점에서의 주변저항력의 값이 B점에서의 선단저항력에 추가되어진다면 총저항력은 과도하게 평가되어질 것이다. 따라서 암반에 근입된 현장타설 말뚝에 대하여 극한주변마찰력과 극한선단지지력을 산술적으로 합산해서 말뚝의 극한지지력을 산정하는 것은 말뚝의 지지력을 실제보다 크게 예측할 가능성도 내포하고 있는 것이다. 즉, 변형이 말뚝의 안정에 중요한 요소로 작용할 경우 주변마찰력과 선단저항의 변형특성이 반드시 고려되어야 한다.

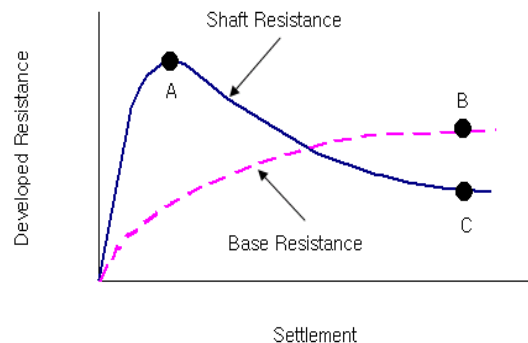


그림 1. 변위에 따른 주변마찰력과 선단지지력의 거동(FHWA, 1996)

2.2 IGM 지지력 이론

2.2.1 IGM의 정의

FHWA(1988)에서는 일축강축강도가 0.4MPa 이하인 경우 점성토로, $0.4\text{MPa} \sim 1.7\text{MPa}$ 인 경우 과도기적 점성 지반으로 분류하여 설계시 점성토와 암의 중간값(선형 보 간법)을 적용하도록 하였다. 사질토의 경우 일축압축강도가 0.17MPa 이하이지만 N치가 50이상인 지반에 대해서는 CFEM(1992)의 암반에 대한 기준을 도입하였다.

한편, FHWA(1999)의 지반분류는 FHWA(1988)와

비교하면 다음과 같다.

- 점성토 [점토 또는 소성 실트($s_u \leq 0.25\text{MPa}(5,200 \text{ lb/ft}^2, 2.5\text{tf/ft}^2)$)]
- 입상토 [모래, 비소성 실트 또는 자갈 ($N_{SPT} \leq 50$)]
- IGM [비배수 전단강도 s_u 가 $0.25\text{MPa} \sim 2.5\text{MPa}$ ($2.5 \sim 25\text{tf/ft}^2$)인 매우 연약한 점토질 또는 사질의 암반(일축압축강도 q_u : $0.5 \sim 5.0\text{MPa}(5 \sim 50\text{tf/ft}^2)$ 또는 N치 > 50 인 비점성지반]
- 암반 [$s_u > 2.5 \text{MPa}(52,000\text{lb/ft}^2, 50\text{tf/ft}^2)$ 인 강하게 고결된 지반]

(1) IGM의 분류

- 교란되기 쉬운 점성의 IGM(분류 1)
점토질 지반 : 시추시 교란되기 쉬운 초과압밀 점토, 점토 혈암, 부식되기 쉬운 풍화토, 이암

- 쉽게 교란되지 않는 점성의 IGM(분류 2)
석회질 암반 : 시추시 쉽게 교란되지 않는 석회암과 점토질 지반
- 비점성의 IGM(분류 3)
매우 조밀한 조립토 지반 : 표준관입시험 N치가 50~100 사이인 잔류토, 완전히 분해된 암반, 빙력토

점성의 IGM(분류 1, 2)은 압축강도는 $(0.5 \sim 5.0)\text{MPa}$ 의 범위를 가지며 비점성의 IGM(분류 3)은 N치가 50~100의 범위를 가진다(N치 100 이상인 경우는 암반으로 보거나 IGM으로 계산하는 방법이 혼용됨).

2.2.2 이론적 배경

IGM 설계이론의 근간이 되는 주요 8가지 연구결과들에 대해 요약하면 다음과 같다.

표 1. IGM 설계매뉴얼의 주요 배경 이론 요약(FHWA, 1996)

방법		Williams	Kodikara	Horvath	Rowe	CFEM	Carter	McVay	Mayne
특징									
IGM 분류		2	2	2	1, 2	1, 2	1, 2	2	3
코아 강도 이용		○	○	○	○	○	○	○	
SPT N치 이용									○
최대주면 마찰력 산정	경험적	○		○	○				
	해석적		○				○	○	○
	미적용					○			
최대선단 저항력 산정	경험적	○			○	○			
	해석적						○		○
	미적용		○	○				○	
경계면 팽창과 마찰 적용여부		미적용	적용	미적용	적용	-	적용	미적용	미적용
경계면 파쇄 유무		미적용	미적용	미적용	적용	미적용	미적용	미적용	미적용
침하량 산정	경험식	○							
	탄성론/FEM	○			○		○		○
	미적용		○	○		○		○	
파괴시 하중-침하 적용유무		적용	미적용	미적용	미적용	적용	적용	미적용	적용

2.2.3 IGM 설계지침(FHWA)

IGM내에서 축방향하중을 받는 현장타설말뚝에 대한 설계를 위해 표 1에 기술된 설계 이론을 바탕으로 2가지의 모델(모델 1, 2)이 제안되었으며, 모델 1은 점착성 IGM(분류 1, 2), 모델 2는 비점착성 IGM(분류 3)에 적용된다. IGM의 예측 모델들은 주로 하중침하 거동을 예측하므로 허용침하기준의 적용에 주의해야 하며, 어떤 침하량을 예측시 적용하는가가 매우 중요하다.

모델 1의 주요 설계요소로는 IGM의 비배수 압축강도, IGM의 내부마찰각과 변형 특성, IGM과 현장타설콘크리트의 내면 거칠기, 접촉면의 교란도(콘크리트와 교란되지 않은 IGM 사이 재성형지반의 존재), IGM과 콘크리트의 탄성계수, 말뚝과 IGM내에 있는 콘크리트의 초기 접촉압력(콘크리트 슬럼프, 타설속도) 소켓의 깊이와 직경 등이 있다.

모델 2의 주요 설계요소로는 IGM과 콘크리트의 탄성계수, IGM의 내부마찰각(배수시), IGM의 정지토압계수, IGM의 수직유효응력, 소켓의 형상 등이 있다.

2.2.4 IGM 지지력 이론의 특징

설계대상지반을 토사, 암반, IGM 중 어느 것으로 볼 것인지에 따라 설계결과는 크게 다를 것이다. IGM으로 분류된 경우, 이 IGM을 점성 조건으로 볼 것인지 비점성 조건으로 볼 것인지를 문제는 상기 분류 1, 2, 3에 언급된 지반 조건이 아니거나 분류가 모호한 경우가 발생할 수 있어 매우 중요한 문제가 된다. 예를 들어 분류 3 중에서 풍화잔류토의 경우 모암의 종류 및 모암의 광물성분, 모암의 지질학적인 생성과정 등에 따라 점성 조건에 가까운 특성을 보일 수 있다. 특히 국내 지반에 IGM의 설계이론을 적용할 경우 설계자에 따라 서로 다른 분류기준을 적용할 가능성이 있어 국내지반 중 IGM으로 분류될 수 있는 지반에 대한 별도의 분류기준이 필요하며, 상기 분류체계에 포함되지 않은 경우는 추가하는 등의 보다 체계적인 연구가 필요하다고 판단된다. 특히 IGM 이론이 미국 FHWA에서 주관하여 개발된 것을 감안하면, 미국과 국내의 암반의 지질학적, 공학적 특성이 다를 수 있어 설계를 위한 각종 설계정수의 추정식이 국내 지반조건에 적합하지 않을 수 있다는 것을 유의해야 할 것이다.

IGM 설계 이론 적용시 영향을 미치는 주요 사항으로는 분류 1, 2, 3 중 적용 분류의 결정, “거친” 조건과 “매끄러운” 조건의 결정, “교란”과 “비교란”의 결정, IGM 소켓의 깊이와 직경의 결정, IGM 내부 틈 사이의 충전물의 두께 및 특징이 있으며 이는 IGM의 분류에 따라 적용 및 중요도의 차이가 있다. 또한 IGM 설계 이론 적용시 영향을 미치는 설계변수로는 IGM의 일축압축강도, N치, IGM과 말뚝재료의 변형계수, IGM 중간 깊이에서의 초기 콘크리트 타설 압력, IGM 내부 마찰각 및 팽창 등이 있다.

상기와 같이 IGM의 설계모델은 기존의 일축압축강도(q_u)나 N치만을 이용하던 기존의 방법에 비해 많은 요소들을 고려할 수 있어 매우 합리적이고, 실제 지지력에 근접하는 값을 예측하는 방법으로서 기존설계 방법의 훌륭한 대안이 될 수 있다. 반면에 기존 설계방법에 비해 상당히 많은 설계요소들을 결정하고 측정하고 추정해야 하는 번거로움과 계산 및 이론의 복잡성으로 인해 실무자들이 쉽게 접근하기 어려운 단점도 있다고 볼 수 있다.

IGM 설계 이론의 가장 큰 특징은 지지력과 단기 침하를 동시에 산정해 주는 것이다. 이러한 점은 3장에서 제시하게 될 변위를 고려한 지지력 결정방법의 제안이 가능하게 하였으며, 특히, 지층내 임의 깊이에서의 기준 변위량(침하량) 결정 제안식과 제안식에서 가장 중요한 변수인 침하량보정계수의 활용으로 인해 향후 말뚝 설계시 변위(기준 또는 허용침하량)를 고려한 지지력의 결정이 가능하게 되었다.

3. 변위를 고려한 현장타설말뚝의 지지력 해석

3.1 지지력 해석 개요

기존의 주요 말뚝 설계방법은 주면 및 선단부의 극한값이 나타나는 변형을 차이에 대한 고려없이 산술적으로 극한 주면마찰력 및 극한선단지지력을 합산하게 되어 과다설계의 가능성을 내포하고 있었다. 즉, 합리적인 말뚝의 설계를 위해서는 지지력과 침하를 동시에 고려한 설계방법의 적용이 필요한 실정이다. 따라서, 단순히 극한지지력의 개념이 아닌 변위를 고려한 지지력을 결정하여야 하며, 느슨한 사질토 조건을 제외한 대부분의 지반에서는 하중작용시 변형이 증가함에 따라 “변형연화”의 특성을 보이며(FHWA, 1999) 이러한 “변형연화” 특성을 고려하게 되면, 말뚝의 지지력은 기준 변위(δ_{all})에 따라 그림 2와 같이 결정되어야

할 것이다.

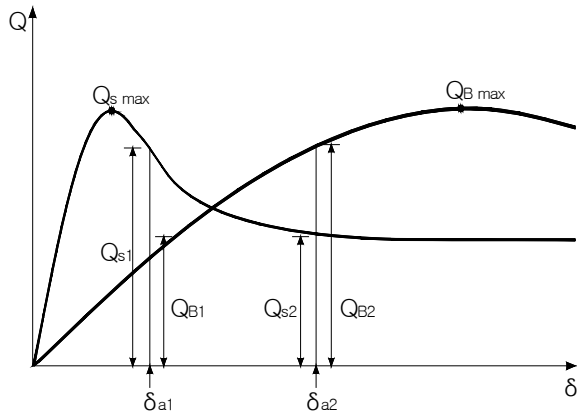


그림 2. 변위를 고려한 지지력의 결정

IGM 소켓 상단부의 침하량(기준변위, w_i)을 어떤 값으로 적용하는가에 따라 IGM 소켓의 지지력은 다르게 결정된다. IGM층 상부에 따른 토층이 존재하지 않을 경우는 상단부 허용침하량을 w_i 값으로 그대로 적용이 가능하다. 하지만, 상부토층이 존재하거나, 특성이 다른 IGM층이 여러 층으로 분포하는 경우는 분석하고자 하는 IGM 소켓 상단부의 기준침하량 w_i 는 상부토층으로의 하중전이에 따른 침하량 변화값을 고려하여 결정되어야 한다. 즉, w_i 를 일괄적으로 말뚝 두부의 허용침하량(w_i)으로 적용하는 것은 하중전이에 의한 침하감소량을 고려하지 않아 지지력을 과대평가하게 된다(FHWA, 1996). 하지만, 설계시나 재하시험 분석시에 대한 w_i 의 적용에 관한 기준이나 제안이 없어 IGM 이론을 설계실무에 활용하는 데는 w_i 결정방법의 별도 제안이 요구되었다. 따라서, 설계시 IGM 소켓의 지지력 결정을 위한 상단부 기준침하량(w_i)을 결정할 수 있는 제안식을 국내외 재하시험 결과를 분석하여 새롭게 제안하였다.

3.2 하중전이를 고려한 침하량 해석 제안식

하중전이특성에 따라 작용하중에 의한 말뚝의 거동은 그림 3와 같이 발생한다.

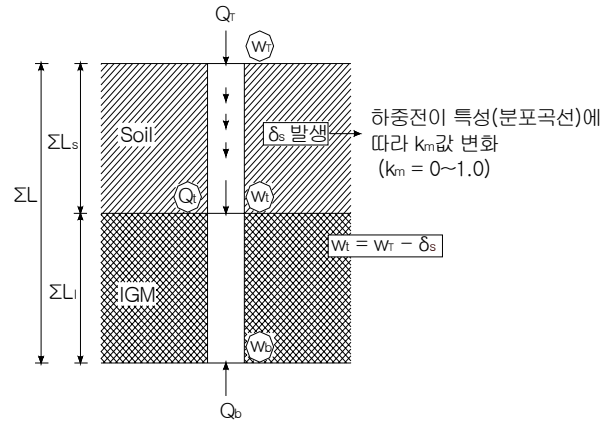


그림 3. 토사층에서의 하중전이 모식도

하중전이시험 결과와 하중전이에 의한 말뚝의 탄성압축량, 말뚝 근입길이에 대한 토사층의 두께비율, 하중전이특성 등을 고려하고 탄성론에 근거하여 토사층 하단부, 즉 그림 3에서의 IGM 소켓의 상단부 침하량(w_i) 결정식을 다음의 식 (1)로 제안하였다.

$$w_i = w_T - k_l \cdot \frac{Q_T \Sigma L}{AE_c} \cdot k_m \quad (1)$$

여기서, $k_l = \left(\frac{\Sigma L_s}{\Sigma L} \right)$: 말뚝의 전체 근입길이에 대

한 토사층의 두께비율

k_m : 하중전이 특성에 의해 결정되는 침하량 보정계수(settlement Correction Factor)

w_i : 토사층 하단부 또는 IGM층 상단부 침하량

w_T : 말뚝 두부 침하량

A: 말뚝의 단면적

ΣL : 말뚝전체 근입길이

E_c : 말뚝의 탄성계수

Q_T : 말뚝두부 작용하중

식 (1)의 침하량 보정계수 k_m 의 초기경계조건은 다음과 같다.

① $k_m = 1$

· 토사층으로 하중전이가 완전히 이루어진 상태

· $w_i=0$ 이며, k_m 이 1에 가까울수록 매우 조밀하고 지지력이 큰 토층상태를 보임

② $k_m=0$

· 토사층으로 하중전이가 전혀 이루어지지 않음
· k_m 이 0에 가까울수록 매우 느슨하고 연약한 토층상태로서, 비탄성 거동의 경향을 보임

③ $k_m=0.5$

· 토사층으로 전체 하중의 50%가 전이됨
· k_m 이 0.5에 근접할수록 중간정도의 조밀한 상태를 보임

즉, k_m 에 대한 상기 경계 조건을 바탕으로 k_m 의 영역별 거동 특성을 요약하면 다음과 같다.

- $0 \leq k_m \leq 0.5$ (비탄성 범위)
- $0.5 \leq k_m \leq 1$ (비선형 탄성 범위)
- $1 < k_m$ (비탄성 범위)

상기 식 (1)은 극한상태에 가깝게 재하시험이 이루어지고 하중전이 및 지표면 침하량과 IGM 소켓 상단부 침하량이 측정된 Dallas 및 TAMU 현장의 분석결과를 토대로 제안되었으며, 제안식의 기초 자료로 활용된 상기 2개 현장의 k_m 값과 관련된 상세분석은 4장에 나타내었다. 또한 하중전이 측정이 이루어진 국내 1개 현장의 재하시험 결과를 이용하여 제안식을 검증하였다.

4. 제안식의 검증

4.1 국외시험 사례 분석

Dallas 현장의 경우, 약 3m의 매립토, 그 아래에는 점토질 혈암이 존재한다. 점토질 혈암은 층상을 이루며, 층 사이에는 1.0mm이하의 수직으로 벌어진 틈이 존재한다. 지하수위는 점토질 혈암 위에 존재하며, IGM의 주면마찰력을 측정할 목적으로 선단하부에 약 0.15m 두께의 스티로폼을 설치하였다. 소켓 주면부는 “매끄러운” 조건이었으며, 5mm 두께의 교란영역이 발견되었다. 단기재하하중 방식으로 재하 하였으며, 말뚝의 예상 극한지지력의 1/10의 하중을 단계하중으로 하여 3~4분마다 증가시켰다. TAMU 현장의 경우 G.L.(-)11m까지는 실트질 모래층이고 그 아래에는 과압밀된 해성 점토가 존재한다. 벤토나이트 슬러리와 임시 케이싱을 이용하여 모래층을 천공하였으며, 직경이 0.61m의 매끄러운 굴착공을 형성시켰다. Dallas 현장과 마찬가지로 주면마찰력만 관찰하기 위해 말뚝 선단에 약 0.305m의 스티로폼이 설치되었다. 2개 현장에 대한 시공 및 말뚝제원은 표 2와 같다.

표 2. 시공 및 말뚝제원(FHWA, 1996)

	Dallas, Texas	TAMU, Texas
천공기계	Soil auger	Soil auger
굴착과 콘크리트타설사이의 시간(h)	4	3
Slurry type	Dry	Dry
콘크리트슬럼프(mm)	138	150
콘크리트타설방법	자유낙하	자유낙하
f_c (kgf/cm ²)	463	310
E_c (tf/m ²)	4,693,877	3,163,265
말뚝직경 D (m)	0.61	0.61
말뚝길이 L (m)	6.09	6.76
거칠기	매끄러운	매끄러운

주) f_c : 콘크리트의 일축압축강도(kgf/cm²)

(1) Dallas 현장

시험결과 하중-침하곡선 및 하중전이곡선은 그림 4와 같다.

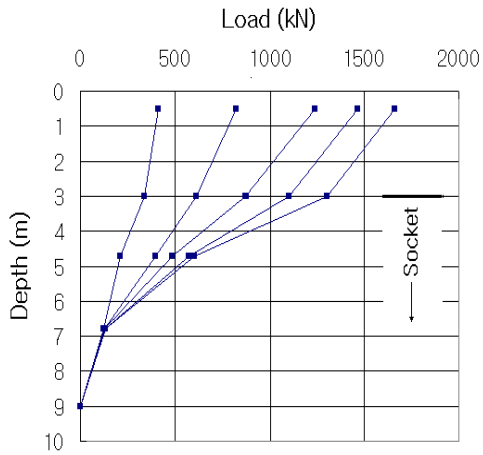
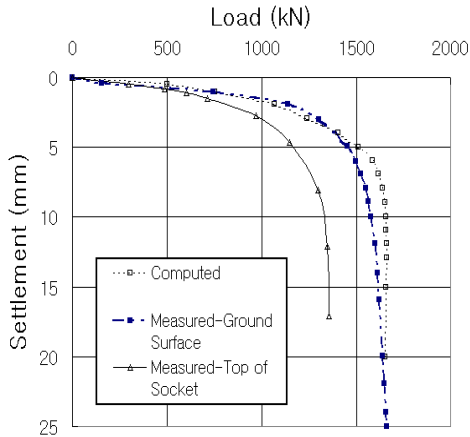


그림 4. 재하시험 결과(Dallas 현장)

식 (1)을 활용하여 Dallas 현장의 k_m 값에 따른 영향을 분석하기 위해 표 3의 값들이 이용되었다.

표 3. Dallas 현장의 계산 입력치

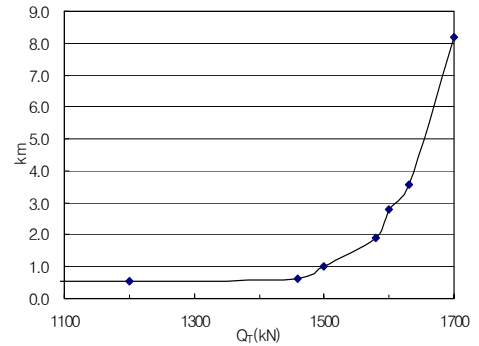
구 분	E_c (GPa)	D (m)	L_s (m)	L_f (m)	비 고
적용값	46.0	0.61	3.0	6.09	D 는 말뚝직경

w_T (두부 침하량, 지표면 침하량) 및 w_f (IGM 소켓 상단부 침하량)가 실측되었으며, 그림 4의 하중전이곡선을 이용하여 하중단계별 k_m 값을 산정한 결과는 다음 표 4와 같다.

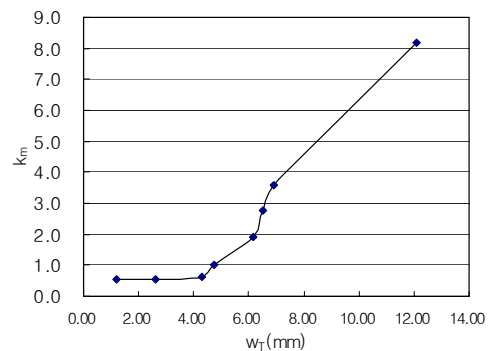
표 4. k_m 산정결과(Dallas 현장)

구 분	Q_T (kN)	Q_f (kN)	w_T (mm)	w_f (mm)	k_m	비고
계산 결과	827	608	1.20	1.10	0.54	
	1200	850	2.60	2.45	0.56	
	1460	1096	4.30	4.1	0.61	
	1500	1131	4.74	4.4	1.00	$k_m=1$ (항복점)
	1580	1200	6.16	5.49	1.90	
	1600	1203	6.50	5.51	2.77	
	1630	1224	6.90	5.60	3.58	
	1700	1310	12.10	9.0	8.18	

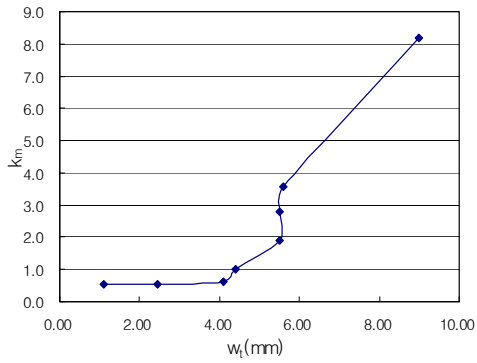
한편, Q_T , w_T , w_f 에 대한 k_m 의 변화특성을 그림 5에 나타내었으며 $k_m=1$ 일 때를 하중-침하곡선에 표시한 결과는 그림 6과 같다.



(a)



(b)



(c)

그림 5. Q_T , w_T 및 w_t 에 따른 k_m 의 변화 (Dallas 현장)

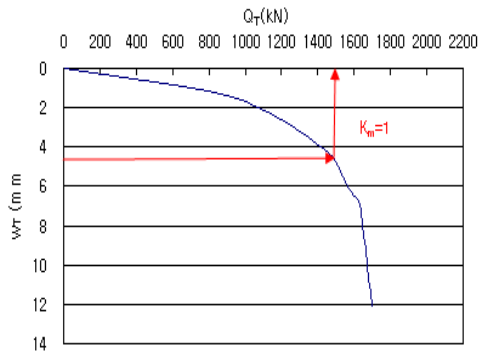


그림 6. $k_m = 1$ 일 때의 의미(Dallas 현장)

(2) TAMU 현장

TAMU 시험결과 하중-침하 곡선 및 하중전이곡선은 그림 7와 같다.

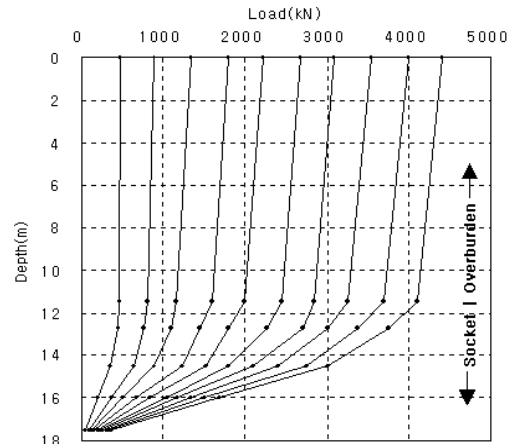
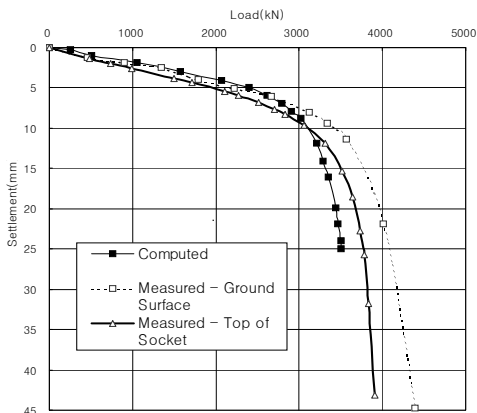


그림 7. 재하시험 결과(TAMU 현장)

식 (1)을 활용하여 TAMU 현장의 k_m 값에 따른 영향을 분석하기 위해 표 5의 값들이 이용되었다.

표 5. TAMU 현장의 계산 입력치

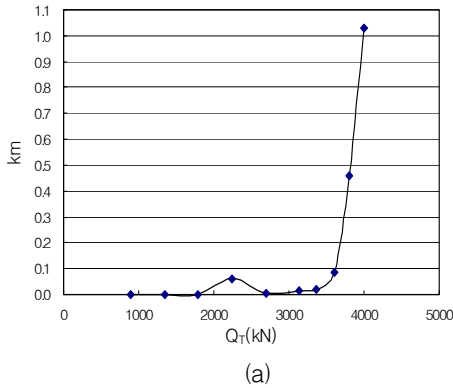
구분	E_c (GPa)	D (m)	L_s (m)	L_f (m)	비고
적용값	31.0	0.61	11.44	6.76	D 는 말뚝직경

Dallas 현장과 마찬가지로 w_T 및 w_t 가 실측되었으며, 하중전이곡선을 이용하여 하중단계별 k_m 값을 산정한 결과는 다음 표 6과 같다.

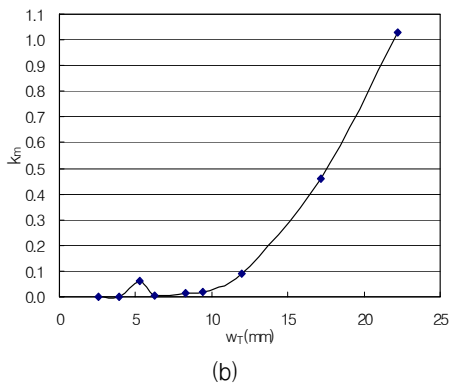
한편, Q_T , w_T , w_t 에 대한 k_m 의 변화특성을 그림 5와 같으며 Q_T - w_T 곡선에서의 $k_m \approx 1(1.03)$ 일 때의 값은 그림 6과 같다.

표 6. k_m 산정결과(TAMU 현장)

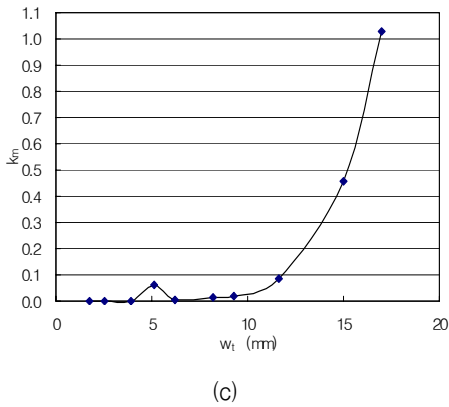
구분	Q_T (kN)	w_T (mm)	w_t (mm)	k_m	비고
계산 결과	891	1.76	1.76	0	
	1348	2.54	2.54	0	
	1782	3.90	3.9	0	
	2240	5.27	5.1	0.06	
	2695	6.25	6.23	0.01	
	3130	8.25	8.2	0.01	
	3358	9.39	9.3	0.02	
	3600	12.0	11.6	0.09	
	3800	17.2	15	0.46	
	4000	22.2	17	1.03	



(a)



(b)



(c)

그림 8. Q_T , w_T 및 w_t 에 따른 k_m 의 변화(TAMU 현장)

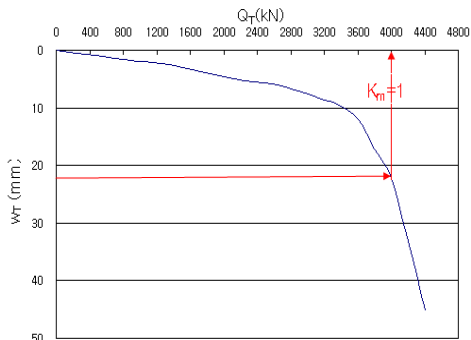


그림 9. $k_m = 1$ 일 때의 의미(TAMU 현장)

TAMU 현장의 경우 시공시 사용된 슬러리의 영향으로 IGM층 상부 토층으로 하중이 거의 전이되지 않은 상태, 즉 매우 연약한 토층과 유사한 거동을 보인 사례로서 하중 초기단계부터 k_m 값이 “0”으로 나타나고 있다. 즉, w_T 와 w_t 값이 같은 값을 보이는 상태를 의미하며, 이러한 경우 $k_m = 1$ 일 때의 하중은 항복하중을 지난 상태를 보이거나 항복하중을 넘어서도 k_m 값이 1이하를 보일 수 있음을 알 수 있었다. 따라서 k_m 값이 0에 가까운 매우 연약한 토층 상태(하중전이가 거의 발생하지 않는 경우)에서는 k_m 값의 활용($k_m = 1$; 항복하중)에 주의가 요망되며, 향후 많은 시험결과 분석을 통해 토층상태별 k_m 값의 범위나 활용에 관한 연구가 진행되어야 할 것으로 판단된다.

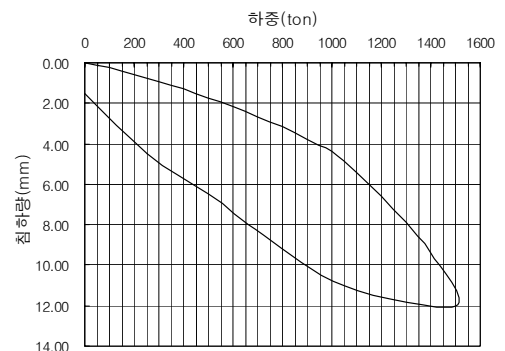
4.2 국내시험 사례 분석

기존에 사용되어 온 지지력 산정법의 적용성과 변위를 고려한 지지력 해석 제안식의 검증을 위해 부산 수영만 매립지의 광안대로 육상부 제5공구 건설현장의 정재하시험 결과를 사용하였으며 시험말뚝들의 제원은 표 7과 같다.

표 7. 말뚝 제원

광안대로 5공구	
말뚝의 지중관입깊이	32m
말뚝의 종류	풍화암지지 현장타설말뚝
말뚝지름	1m
정재하시험시 최대시험하중	1500ton

하중전이 측정 및 하중-침하의 측정결과는 그림 10 및 표 8과 같다.



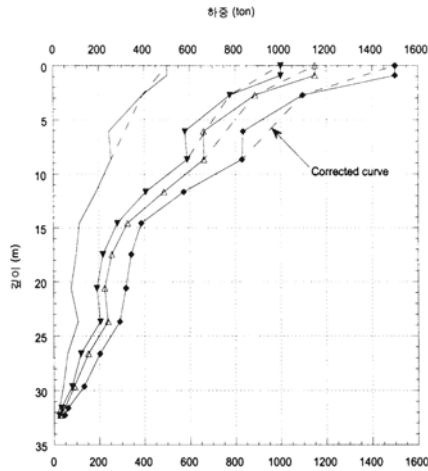


그림 10. 재하시험결과(광안대로 5공구)

표 8. 시험결과

(단위 : ton)

구 분	광안대로 5공구	비 고
주면마찰력	1450	광안대로 5공구: 하중전이 측정
선단지지력	50	
시험하중	1500	

식 (1)과 k_m 의 활용에 관한 제안 사항의 적용성을 검증하기 위해 광안대로 5공구의 재하시험 결과를 이용하여 분석해 보았다. 광안대로 현장의 하중-침하곡선 및 하중전이 측정결과, 하중-침하곡선의 경우 시험시 매우 불규칙한 값을 보이고 있어 그림 10과 같이 보정된 곡선을 이용하였다.

광안대로 5공구 현장의 k_m 값을 산정하기 위해 표 9의 값들이 이용되었다.

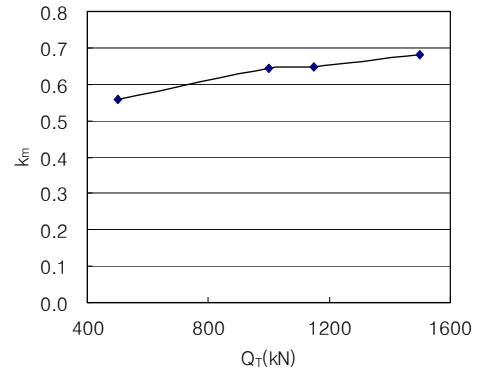
표 9. 광안대로 현장의 계산 입력치

구 분	$E_c(t/m^2)$	$D(m)$	$L_s(m)$	$L_f(m)$	비 고
적용값	2.63×10^6	1.0	11.5	20.5	

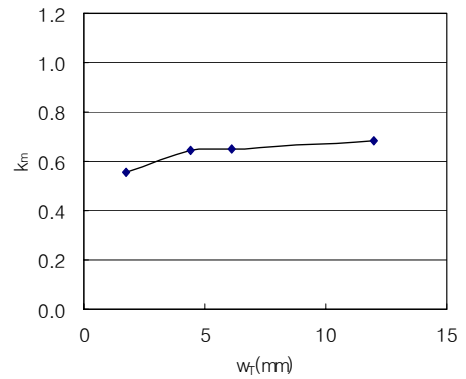
광안대로 현장의 경우 풍화암층 상단부에서의 침하량은 별도로 측정되지 않아 하중전이곡선을 이용한 시험결과 해석시의 w_t 계산방법을 이용하였다. 하중단계별 k_m 값 산정결과는 표 9와 같으며, 하중단계별 k_m 의 변화 특성은 그림 9와 같다.

표 10. k_m 산정결과(광안대로 현장)

구분	$Q_T(\text{ton})$	$Q_t(\text{ton})$	$w_T(\text{mm})$	$w_f(\text{mm})$	k_m	비고
계산 결과	500	180	1.75	0.2	0.56	
	1000	400	4.4	0.81	0.64	
	1150	500	6.1	1.95	0.65	
	1500	575	12	6.3	0.68	



(a)



(b)

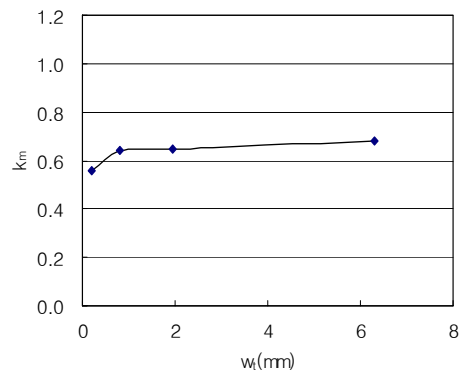


그림 11. Q_T , w_T 및 w_f 에 따른 k_m 의 변화(광안대로) 광안대로 5공구의 경우 최종 하중 1500ton에서도 k_m 이

1이하인 값을 보이고 있으므로 항복하중에 도달하지 않음을 알 수 있으며, 하중초기단계에서 0.56의 값을 보이다가 0.68까지 증가하고 있다. 또한 1,500ton 재하후 잔류침하량이 1.5mm로서 탄성거동에 가까운 상태이며, 식 (1)의 적용 가능 범위이므로 k_m 이 0.56~0.68 임을 감안하면, 풍화암층 상부 토층의 전반적인 상대밀도가 조밀한 상태임을 의미하므로 실제 지반조건과 크게 다르지 않아 식 (1) 및 k_m 의 활용에 관한 제안사항과 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

5. 제안된 해석법의 활용 및 특징

5.1 제안식의 활용

식 (1)을 활용하여 설계시 두부허용침하량(w_a)을 고려한 IGM 소켓 상단부 기준침하량 w_t 를 결정할 수 있으며, 이 기준침하량(w_t)에 의해 IGM 층의 지지력을 결정할 수 있다. 결정방법을 간단히 정리하면 다음과 같다.

식 (1)을 변형하면 다음과 같다.

$$w_T - w_t = \frac{Q_t \cdot L}{A \cdot E_c} \cdot k_l \cdot k_m \quad (2)$$

$$k_m = \frac{(w_T - w_t)}{Q_T \cdot L \cdot k_l} \cdot A \cdot E_c \quad (3)$$

$k_l = \frac{L_s}{L}$ 로 하고, $k_m = 1$ 일 때, Q_T 는 항복하중 Q_y 가 된다.

$$w_T - w_t = \frac{Q_y \cdot L_s}{A \cdot E_c} \quad (4)$$

$$w_T = \frac{Q_y \cdot L_s}{A \cdot E_c} + w_t \leq w_a \text{ (기초의 허용침하량)} \quad (5)$$

$$\frac{Q_y \cdot L_s}{A \cdot E_c} \leq w_a - w_t \quad (6)$$

한편, FHWA(1996, 1999)에서는 IGM 소켓의 한계

침하량으로 $\text{lin}(25\text{mm})$ 를 제안하였다. 따라서 상기 식 (6)은 다음 조건도 만족하여야 한다.

$$\frac{Q_y \cdot L_s}{A \cdot E} - w_a \leq \text{lin}(25\text{mm}) \quad (7)$$

상기에서 언급한 방법은 말뚝의 설계하중 및 허용침하량을 고려하고, 시행착오법을 거쳐 적절하게 지지력 및 침하량을 결정하여야 한다. 또한 말뚝 직경, 근입길이 등을 적절히 변화시켜가며 최적의 설계가 되도록 하는 것이 바람직하다.

즉, 상기의 침하량 이외에 다음의 지지력 조건이 만족되어야 한다.

$$Q_d \text{ (설계하중)} \leq Q_a (= Q_y / F \cdot S) \leq Q_{ma} \text{ (재료 허용하중)}$$

한편, 제안 식 (1)은 하중전이만 측정되고 원하는 깊이에서의 침하량이 실측되지 않은 경우에 대한 시험결과 해석시 다음과 같이 이용될 수 있다.

- 하중전이곡선을 이용하여 다음과 같이 계산한다.

$$w_t = w_{Tt} - w_{ts} \quad (8)$$

여기서, w_{Tt} : 적용 하중단계에서의 시험시 두부에서의 총 침하량
 w_{ts} : 시험하중 작용시 IGM 근입상단부의 침하량

그림 12에서

$$w_{ts} = \frac{\sum_{i=1}^n Q_i L_i}{\sum_{i=1}^n E_{ci} A_i} \quad (9)$$

그러므로

$$w_t = w_{Ts} - \frac{\sum_{i=1}^n Q_i L_i}{\sum_{i=1}^n E_{ci} A_i} \quad (10)$$

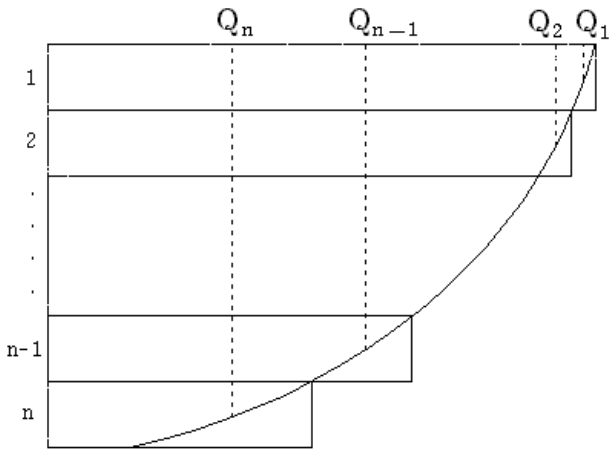


그림 12. 하중전이 곡선을 이용한 말뚝의 탄성침하량 계산

상기 방법에 의해 원하는 깊이에서의 w_i 를 결정한 후 시험단계별 하중과 말뚝 두부 침하량을 적용하여 k_m 값을 산정할 수 있으며, k_m 값에 의해 항복여부를 판정할 수 있다. 단, 시험시의 하중-침하곡선은 적절히 보정된 곡선을 이용하는 것이 좋다.

5.2 제안된 해석법의 특징

제안된 식 (1)과 제안식에 사용된 침하보정계수 k_m 의 특징 및 활용에 관하여 요약하면 다음과 같다.

식 (1)은 탄성론에 기초하여 제안된 식이며, 지반의 비선형성이나 지반의 종류, 토층구성, 지하수위 조건, 연약정도, 상대밀도, 소성특성 등을 종합적으로 고려하기 위해 k_m 이라는 보정계수가 적용되었다. 또한, 등방성, 균질성을 가정한 상태에서 경계조건을 제시하였다. 근본적으로 탄성거동의 경향을 보이는 경우에 적용성이 크나 탄성거동의 영역에 관한 명확한 제시는 향후 더 많은 현장시험 자료의 분석을 통해 이루어져야 할 것으로 판단된다. 특히, 주목하여야 할 점은 k_m 값은 지반상태나 하중전이특성에 따라 다른 고유값을 가지지만 하중증가에 따라, 또는 변형증가에 따라 변화한다는 것이다. 즉, k_m 은 하중(응력)과 변위(변형률)의 함수이다.

또한, 제한된 시험자료에 의한 결과이지만 초기 k_m 이

0.5 이상인 경우 하중증가 및 변형증가에 따라 k_m 은 증가하며, " $k_m = 1$ "일 때의 하중은 탄성영역의 한계점으로서 항복하중의 의미를 가진다. 즉, " $k_m > 1$ "일 경우 항복점을 벗어난 소성상태로서 더 커질수록 극한상태에 가까운 의미를 나타내고, " $k_m = 0$ "에 가까운 경우 하중전이가 거의 발생하지 않는 매우 연약한 조건으로서 항복점을 벗어나더라도 " $k_m = 1$ "인 상태가 나타나지 않거나 " $k_m < 1$ "인 경우에 항복점이 발생할 수 있어 식 (1)을 활용한 말뚝의 하중-침하 거동의 해석 및 예측의 적용성이 떨어지는 것으로 판단되며, 불규칙적이거나 비균질한 경우 하중전이특성에 따라서는 k_m 값의 변화가 부분적으로 매우 불규칙할 수 있으므로 하중-침하 곡선을 정규화시켜 활용하는 것이 필요하다.

한편, 식 (1)은 설계시 두부 허용침하량(w_a)을 고려하여 IGM 소켓 상단부 기준침하량 w_i 를 결정할 수 있으며, 이 기준침하량(w_i)에 의해 IGM 층의 지지력을 결정할 수 있다. 이 때, 말뚝의 설계하중 및 허용침하량을 고려하고, 시행착오법을 거쳐 적절하게 지지력 및 침하량을 결정하여야 한다. 또한 말뚝 직경, 근입길이 등을 적절히 변화시켜가며 최적의 설계가 되도록 하는 것이 바람직하다. 시험시 하중전이 측정이 이루어진 경우에 대해서만 k_m 의 평가가 가능하므로 제안식의 개선 및 k_m 에 관한 보다 상세한 특성 연구를 위해서는 하중전이 측정과 함께 가능한 한 큰 하중이 재하된 시험자료의 분석이 필요하다. 즉, 제안식은 지반 조건별, 시공조건별 k_m 의 고유값에 합리적인 분류를 통해 설계시 적용 가능 범위 등에 대한 체계적인 연구가 필요하다.

6. 결론 및 제언

IGM 이론의 적용성과 변위를 고려한 지지력 해석을 위해 본 연구에서 제안된 지층내 임의 깊이에서의 변위량 결정식의 활용에 대한 연구 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) IGM 이론의 경우 기존 이론에 비해 지반의 강도 이외의 매우 다양한 요소들을 설계에 반영할 수 있고, 변위를 고려한 지지력 산정이 가능한 특징을 보이며, 지층

내 임의 깊이에서의 변위량 결정식을 말뚝의 탄성압축 이론에 기초하여 제안한 후 재하시험결과를 이용하여 분석한 결과 제안식과 IGM 이론을 활용하여 향후 말뚝 설계시 변위를 고려한 지지력의 해석이 가능할 것으로 판단된다.

(2) 제안식에 도입된 침하량보정계수 k_m 은 지반상태나 하중전이 특성에 따라 다른 고유값을 가지고 하중 및 변형 증가에 따라 변화하는 특성을 보였다.

(3) 제안식의 개선 및 k_m 에 관한 보다 상세한 특성 연구를 위해서는 하중전이 측정과 함께 가능한 한 큰 하중이 재하된 시험자료의 추가 분석이 이루어져야 하며, 이를 통해 지반조건별, 시공조건별 k_m 의 고유값에 대한 합리적인 분류와 설계시 적용 가능 범위 등에 대한 연구가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

(접수일자 : 2004년 5월 3일)

참 고 문 헌

1. 경성대학교(2000), 광안대로 건설공사의 대구경말뚝 정재하시험과 수치해석을 통한 말뚝기초의 안정성 검토 보고서, Report No. KSU/GT-00-1.
2. 대한토목학회(1996), 도로교표준시방서, 제IV편 하부구조편, 제 9장, pp. 207~314.
3. 대한토목학회(2001), 도로교설계기준해설(하부구조 편), 건설정보사, pp. 680~734.
4. 한국지반공학회(2002), 구조물 기초 설계기준, 제 4장, pp.174~280.
5. Canadian Geotechnical Society(1985), Canadian Foundation Engineering Manual, 2nd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa, p.456.
6. Canadian Geotechnical Society(1992), Canadian Foundation Engineering Manual, 3rd Edition, Canadian Geotechnical Society Technical Committee on Foundations, Ottawa.
7. Cater, J. P. and Kulhawy, F. H.(1987), Analysis and Design of Drilled Shaft Foundations Socketed into Rock, Research Report 1493-4, Geotechnical Engineering Group, Cornell University, Ithaca, New York, January.
8. Horvath, R. G. and Kenny, T. C.(1979), Shaft Resistance of Rock-Socketed Drilled Piers, in Proceedings, Symposium on Deep Foundations (Fuller, ed.), ASCE, Atlanta, October, pp. 182~214.
9. Horvath, R. G., Kenney, I. C. and Kozicki, P.(1983), Methods of Improving the Performance of Drilled Piers in Weak Rock, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, pp. 758~772.
10. Kodikara, I. W., Johnston, and Haberfield, C. M.(1992), Analytical Predictions for Side Resistance of Piles in Rock, Proceedings of the Sixth Australia-New Zealand Conference on Geomechanics, Auckland, pp. 157~162.
11. Mayne, P. W. and Harris, D. E.(1993), Axial Load-Displacement Behavior of Drilled Shaft Foundations in Piedmont Residuum, FHWA Reference No. 41-30-21 75, Georgia Tech Research Corporation, Geotechnical Engineering Division, Georgia Institute of Technology, School of Civil Engineering, Atlanta, GA, February.
12. McVay, M., Townsend, F. C. and Williams, R. C.(1982), Design of Socketed Drilled Shafts in Limestone, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 10, ASCE, pp. 1626~1637.
13. Toh, I., Ooi, I. A., Chiu, H. K., Chee, S. K., and Ting, W. H.(1989), Design Parameters for Bored Piles in Weathered Sedimentary Formations, Proceedings of the international Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE, Rio de Janeiro.
14. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1988), Drilled Shafts Student Workbook, NHI Course No. 13214.
15. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1996), Design and Construction of Driven Pile Foundations, Publication No. FHWA-HI-96-033.

16. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration(1999), Drilled Shafts : Construction Procedures and Design Methods, Publication No. FHWA-IF-99-025.
17. Williams, A. F., Johnston, I. W., and Donald, I. B.(1980), The Design of Socketed Piles in Weak Rock, Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock, Balkema, Sydney, pp. 327~347.