

# 유한요소해석을 통한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이거동 분석

## FE Analysis of Rock-Socketed Drilled Shafts Using Load Transfer Method

설 훈 일<sup>1</sup> Seol, Hoon-Il  
정 상 섬<sup>2</sup> Jeong, Sang-Seom  
김 영 호<sup>3</sup> Kim, Young-Ho

### Abstract

The load distribution and deformation of rock-socketed drilled shafts subjected to axial loads are evaluated by a load-transfer method. The emphasis is on quantifying the effect of coupled soil resistance in rock-socketed drilled shafts using the 2D elasto-plastic finite element analysis. Slippage and shear load transfer behavior at the pile-soil interface are investigated by using a user-subroutine interface model (FRIC). It is shown that the coupled soil resistance provides the influence of pile toe settlement as the shaft resistance is increased to an ultimate limit state. The results show that the coupling effect is closely related to the value of pile diameter over rock mass modulus ( $D/E_{mass}$ ) and the ratio of total shaft resistance against total applied load ( $R_s/Q$ ). Through comparisons with field case studies, the 2D numerical analysis reasonably presented load transfer of pile and coupling effect due to the transfer of shaft shear loading, and thus represents a significant improvement in the prediction of load deflections of drilled shafts.

### 요 지

본 연구에서는 유한요소해석을 이용하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 말뚝-지반 상호작용측, 지반의 연속성을 고려한 하중전이해석을 수행하였다. 이를 위하여 주면 하중전이함수를 사용자 정의의 경계면 모델(FRIC)로 구현하여 말뚝-지반의 미끄러짐 거동과 하중전이 거동을 모델링 하였다. 본 연구결과, 주면마찰력에 의해 발생하는 선단침하량으로 대변되는 지반 연속성 영향은 주면마찰력이 극한상태로 도달할 때까지 증가함을 알 수 있었으며, 말뚝직경과 암반계수의 비( $D/E_{mass}$ ), 전체하중에서 주면마찰력의 비( $R_s/Q$ )에 영향을 받는 것으로 나타났다. 현장재하시험 사례와의 비교분석 결과, FRIC을 이용한 유한요소해석방법은 말뚝의 하중전이 거동과 말뚝-지반 상호작용 효과(coupling effect)를 적절히 나타낼 수 있었으며, 말뚝의 거동을 예측하는데 크게 개선되었음을 확인하였다.

**Keywords** : Coupled soil resistance, Finite element analysis, Interface model, Load transfer analysis, Rock-socketed drilled shaft

1 정희원, 연세대학교 토목환경공학부 박사후 과정 (Member, Post-Doc, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Yonsei Univ.)

2 정희원, 연세대학교 토목환경공학부 정교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)

3 연세대학교 토목환경공학부 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engrg., Yonsei Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

말뚝의 하중전이거동 분석을 위해 널리 쓰이는 하중 전이합수법(load-transfer method)은 길이 방향으로 구분된 말뚝의 각 요소에서의 주면마찰력 및 선단지지력과 각 말뚝요소의 변위와의 함수관계 즉, 하중전이합수를 이용하여 해석하는 방법으로서, Seed와 Reese(1957)에 의해 처음으로 제안된 후, Coyle과 Reese(1966)에 의해 현재의 해석적 방법으로 발전되었다. 하중전이법에서는 지반을 탄소성 스프링으로 이상화하며, 말뚝의 각 요소는 서로 탄성스프링에 의해 연결된 것으로 간주하여 해석한다.

즉,  $n$ 개의 요소를 갖는 말뚝은 각 요소마다 1개씩 총  $n$ 개의 독립된 주면 지반스프링과 1개의 선단 지반스프링에 의해 지지되며, 각 스프링의 응력-변형 거동 특성은 하중전이합수에 의해 규정된다. 따라서, 이 방법은 말뚝요소로부터 지반으로 전이된 하중의 크기와 말뚝요소의 변위량 사이에는 유일한 함수관계가 있으며, 임의의 말뚝요소에 발생하는 변위량은 인접 요소에 의해 지반으로 전이된 하중의 영향을 받지 않고 오직 그 요소에서 전이되는 하중의 크기에만 영향을 받는다는 가정을 기본으로 하고 있다. 이러한 하중전이법은 해석이 간단하고 말뚝과 지반 사이의 상대변위 발생에 대한 적절한 묘사가 가능하다는 장점이 있으나, 지반을 여러 개의 독립된 탄소성 스프링으로 이상화 함으로써 말뚝-지반의 상호작용 즉, 지반의 연속성을 고려하지 못하는 단점이 있다(조성한, 1997; Kim과 Jeong 등, 1999; 설훈일, 2007). 이는 사용하중 작용시의 말뚝의 침하량( $w$ )을 말뚝의 탄성변형량( $w_e$ ), 선단전이하중에 의한 선단침하량( $w_{tp}$ ) 및 주면 전이하중에 의한 선단침하량( $w_{bs}$ )의 합으로 나타낼 수 있는데(Vesic, 1977), 기존의 하중전이합수법은 주면으로 전이된 하중과 선단침하량 사이의 상호작용을 무시하기 때문에  $w_{bs}$ 를 고려할 수 없어 선단침하량( $w_b$ )을 과소평가하는 것을 의미한다.

Ghionna 등(1994), O'Neill 등(1996), Kim 등(1999)의 연구에 따르면, 현장타설말뚝의 사용하중 이내의 재하시에는 대부분의 재하하중이 주면마찰력에 의해 지지되며, 하중이 점차 증가될수록 선단으로의 하중전이가 이루어지는 것으로 알려져 있다. 이는 일반적으로 주면마찰력은 선단저항력에 비해 작은 변위하에서 그 최대값이 발현되는데 반하여, 선단저항력이 최대로 발현되기 위해서는 상대적으로 매우 큰 변위가 필요하기 때문

이다. Williams 등(1980), Carter와 Kulhawy(1988) 역시 말뚝 선단으로 전이된 하중의 범위는 말뚝 두부에 가해진 전체 축하중의 10~20% 정도에 불과하다고 보고하였다. 따라서 사용한계상태(working limit state)에서 암반 근입 현장타설말뚝의 합리적인 설계를 위해서는 말뚝 주면으로부터 전이된 주면하중에 의해 야기되는 추가적인 선단침하량을 고려하는 것이 중요하다.

이에 본 연구에서는 지반의 연속성을 고려할 수 있는 일련의 유한요소(finite element, FE)해석을 수행하였다. 유한요소해석 프로그램은 ABAQUS ver. 6.5를 이용하였으며, 말뚝-암반 경계면의 주면하중전이 거동과 미끄러짐(slip) 거동을 구현하기 위하여 FRIC이라는 사용자 정의의 경계면 모델을 적용하였다. 제안된 수치해석기법은 현장재하시험 사례와의 비교를 통해 검증하였으며, 매개변수 연구를 수행하여 지반 연속성에 끼치는 영향인자에 대해 분석하였다.

## 2. 유한요소 해석절차

본 연구에서는 암반 근입 현장타설말뚝의 지반 연속성의 영향을 파악하기 위해 2차원 유한 요소해석을 실시하였다. 유한요소 메쉬(mesh)의 형성은 유한요소 해석 전후 처리 프로그램인 Patran을 이용하였으며, 해석에는 상용 유한요소해석프로그램인 ABAQUS ver 6.5를 사용하였다.

### 2.1 Mesh 및 경계조건

그림 1은 해석에서 사용된 대표적인 유한요소 메쉬 및 경계조건을 보여주고 있다. 원형말뚝은 2차원 axis-symmetric 조건으로 모델 되었으며, 메쉬의 x축, y축 길이조건(far-field boundary)은 말뚝의 거동이 경계면 영향을 받지 않도록 x축 방향으로 암반직경(D)의 20배, y축 방향으로 말뚝길이(L)의 2.5배를 적용하였다(O'Neill, 1966). 해석에 적용된 요소(element)는 8개 절점(node)으로 구성된 사각형 요소(CAX8)이며, 지반과 말뚝 부근에서는 두 재료 간의 큰 강성 차이로 인해 큰 전단변형이 예상되므로 조밀한 메쉬를 사용하였고, 말뚝으로부터 거리가 멀어질수록 메쉬의 밀도를 감소시켰다.

암반 근입 말뚝해석을 위한 많은 수치해석연구에서는 메쉬 크기 및 해석 소요시간을 줄이기 위하여 암반 상부에 위치하는 토사층은 상재하중으로 대체하여 모

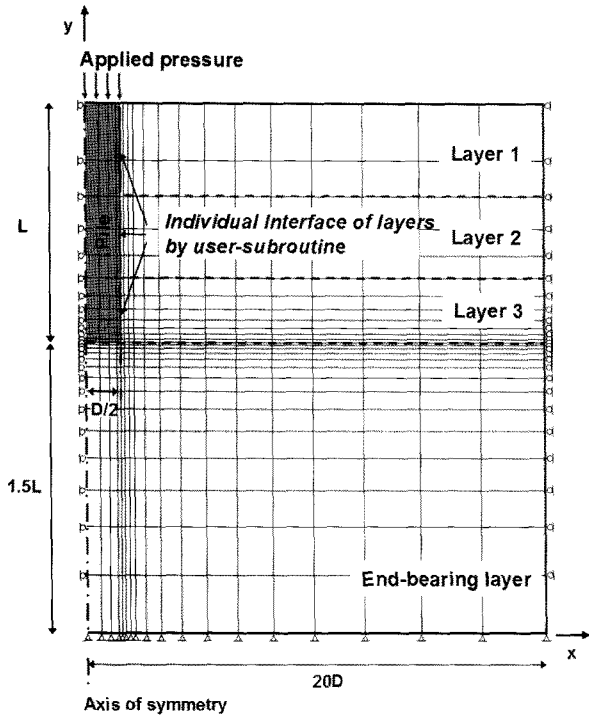


그림 1. FE 해석을 적용된 전형적인 2D axis-symmetric 메쉬

델링 하였으나, 본 연구에서는 재하시험 사례와의 엄밀한 비교분석과 암반-지반 경계면으로 전이되는 하중의 상호 작용 영향을 분석하기 위하여 그림 1과 같이 모든 주면부 지층 및 경계면을 포함하는 메쉬를 모델링 하였다.

## 2.2 지반조건 및 경계면 모델링

본 FE 해석에서 말뚝은 탄성모델을 적용하였으며, 토사층과 암반층은 각각 Mohr-Coulomb 모델과 Drucker-Prager 모델을 사용하였다. Drucker-Prager 모델을 적용한 암반의 팽창각(dilation angle)은 normality rule에 의해 발생하는 비정상적인 높은 팽창을 피하기 위해 내부마찰각의 반으로 가정하였으며, 포아송 비(Poisson's ratio)는 0.3으로 가정하였다(Hassan과 O'Neill, 1997; Drumm 등, 2005). 이외에 토사 및 암반의 물성은 각 현장시험사례의 지반조사결과를 토대로 각각 적용하였다.

말뚝과 지반사이의 경계면(interface)에는 그림 2와 같이 ABAQUS에서 제공하는 접촉요소(contact element)를 사용하여 지반과 말뚝 사이의 미끄러짐을 모델링 하였다. 경계면의 각 요소는 두 개의 동일한 좌표를 갖는 3개의 절점을 가진 요소에 의해 구성되었다. 말뚝두부에 하중이 가해질 때 지반과 접해있는 말뚝 요소의 절점은 경계면을 따라 미끄러지게 된다. 이때 경계면은 제로(zero)의 두께를 가지고 있으며 상대변위 발생시 전단응력이 발생

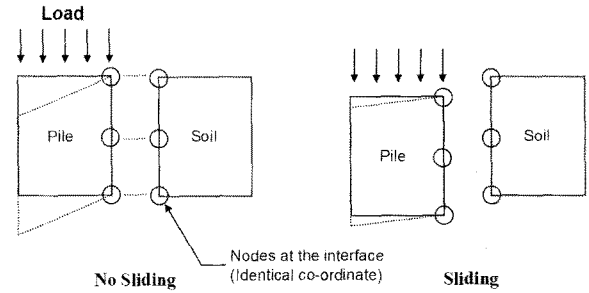


그림 2. 접촉요소를 이용한 경계면의 미끄러짐 거동

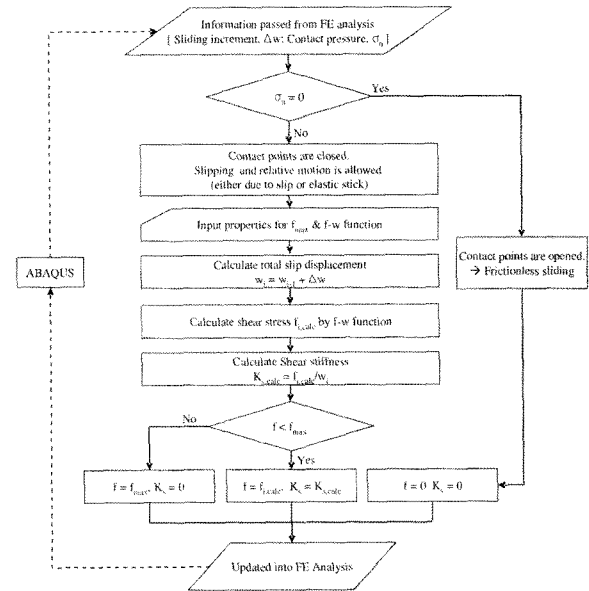


그림 3. User-subroutine 경계면 해석 흐름도

하게 된다. ABAQUS의 접촉요소를 사용하여 말뚝-지반 경계면 모델을 적용한 기존 연구들(Lee, 2001; Jeong 등, 2004)은 대부분이 마찰계수와 한계변위 혹은 한계 전단 응력으로 정의되는 Coulomb 마찰이론을 사용하였으나, FRIC이라는 사용자 정의의 서브루틴(user-subroutine)을 통해 접촉면에서의 보다 복잡한 전단거동을 정의할 수 있다. 이에 본 연구에서는 말뚝-지반 경계면에서의 전단 거동을 기존 하중전이함수법에서 사용되는 주면하중전이(f-w) 곡선으로 모델링 하여 적용하였다. 이때 다수의 f-w 곡선들 중에서 토사층에서는 bi-linear 모델, 암반층에서는 Seol과 Jeong 등(2008)이 제안한 비선형 모델을 각각 사용하였다. 그림 3은 본 연구에서 적용된 FRIC의 흐름도를 나타낸다. FE해석 스텝(step)마다 계산되는 변위, 수직응력 등의 정보 및 입력된 하중전이함수를 토대로 전단강성( $K_s$ )와 단위 주면마찰력( $f$ )가 산정되어 다음 해석 스텝에 전달된다. 이때 경계면에서의 수직응력( $\sigma_n$ )이 0인 경우 말뚝-지반 경계의 접촉이 없다고 간주하여  $K_s$  및  $f$ 의 값을 0으로 산정하였다.

### 2.3 해석절차

수치해석에서는 초기 평형상태(initial equilibrium state)의 산정이 매우 중요하다. 본 해석에서는 재료의 자중을 계산하여 초기 응력 분포를 산정하였으며, 초기 단계(initial step)이후, 재하하중은 말뚝 두부에 등분포 하중으로 모델링 하였다. 또한 말뚝의 근입에 의한 주변지반의 응력변화나 말뚝에 발생하는 residual force 등을 수치해석으로 해석하기 위해서는 많은 시간이 필요하므로, 본 연구에서는 말뚝의 근입효과는 고려하지 않았다.

### 3. 현장재하시험 사례를 통한 검증

본 절에서는 2개 시험부지에서 수행된 현장재하시험 사례와의 비교분석을 통하여 본 연구에서 수행된 FE 해석 및 경계면 모델 기법의 타당성을 검토하였다. 또한 지반의 연속성을 고려치 못하는 일반적인 하중전이함수법의 결과값도 함께 분석하여, 지반 연속성 영향에 따른 말뚝 거동 변화 양상을 검토하였다.

#### 3.1 경기 사례

본 연구에서 수치해석기법의 타당성을 분석하기 위하여, 그림 4와 같이 경기지역의 현장에서 실시된 3본의 현장타설말뚝(D2, D4, D5)의 현장재하시험 자료(권오

성, 2004)를 이용하였다. 본 사례의 시험말뚝은 편마암에 근입되어 있으며 재하방식은 말뚝 두부 정재하방식으로 시험이 수행되었다. 시험말뚝의 직경(D)은 모두 1,000mm이며, 길이는 13.8m, 암반 근입부 길이는 약 2D~3D 정도이다. 본 해석에서 사용된 각 지층 별 하중전이함수 및 해석 시 적용한 일축압축강도( $q_u$ ), 암반계수( $E_{mass}$ ), 포아송 비( $\nu$ ), 단위중량( $\gamma$ ), Geological Strength Index (GSI), 거칠기 각도( $i$ ), 극한 단위 주변마찰력( $f_{max}$ ),  $f_{max}$  발현시의 변위( $w_{max}$ ) 등의 입력 값들은 표 1에 나타내었다. 여기서, 해석 시 적용한 하중전이함수 및 입력 값들은 지반조사 결과 및 현장재하시험 결과 측정된 하중전이곡선( $f-w$  &  $q-w$  curve)을 기초로 선정하였다.

그림 5와 6은 시험말뚝들(D2, D4, D5)의 하중-침하곡선 및 축하분포도를 비교하여 도시한 것이다. 분석 결과, 본 연구에서 수행된 FE해석방법은 현장 재하시험

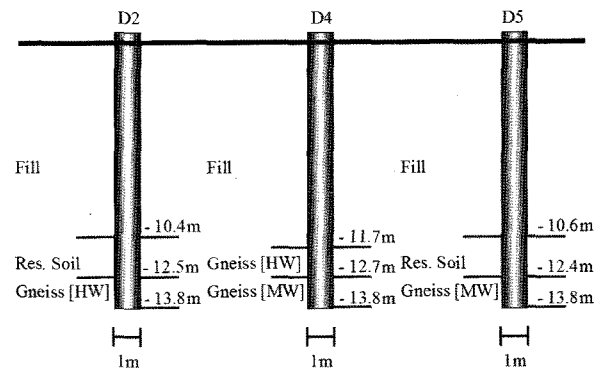


그림 4. 지층구성 및 시험말뚝(경기 사례)

표 1. 지반물성 및 하중전이함수 입력 값(경기 사례)

Pile No.	Subsurface Profile		Material Model	Interface Model	Properties									
	Type <sup>a</sup>	Depth (m)			$\sigma_{ci}$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$\nu$	$\Phi$ (deg)	$c$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$i$ (deg)	GSI	$f_{max}$ (kPa)	$w_{max}$ (m)
D2	Pile	0-13.8	Elastic	-	33	28,000	0.2	-	-	23	-	-	-	-
	Fill	0.3-10.4	M-C	Bi-Linear	-	50*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	100	0.01
	Shaft Residual soil	10.4-12.5	M-C	Bi-Linear	-	100*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	300	0.01
	Shaft Gneiss (CW)	12.5-13.8	D-P	Nonlinear <sup>b</sup>	48	905	0.3	40	1,000	21	4.6 <sup>c</sup>	17	1,290 <sup>d</sup>	-
Toe	Gneiss (CW)	-	D-P	-	-	905	0.3	40	1,000	21	-	-	-	-
D4	Fill	0.3-11.7	M-C	Bi-Linear	-	50*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	100	0.01
	Shaft Gneiss (HW)	11.7-12.7	D-P	Nonlinear <sup>b</sup>	48	1,203	0.3	40	1,000	21	4.6 <sup>c</sup>	26	1,490 <sup>d</sup>	-
	Shaft Gneiss (MW)	12.7-13.8	D-P	Nonlinear <sup>b</sup>	48	1,932	0.3	40	1,500	21	4.6 <sup>c</sup>	37	1,890 <sup>d</sup>	-
Toe	Gneiss (MW)	-	D-P	-	-	1932	0.3	40	1,500	21	-	-	-	-
D5	Fill	0.3-10.6	M-C	Bi-Linear	-	50*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	100	0.01
	Shaft Residual soil	10.6-12.5	M-C	Bi-Linear	-	100*	0.3*	30*	0*	18*	-	-	300	0.01
	Shaft Gneiss (MW)	12.5-13.8	D-P	Nonlinear <sup>b</sup>	48	2,748	0.3	40	1,500	21	4.6 <sup>c</sup>	40	2,250 <sup>d</sup>	-
Toe	Gneiss (MW)	-	D-P	-	-	2,748	0.3	40	1,500	21	-	-	-	-

<sup>a</sup> CW: completely weathered rock; HW: highly weathered rock; MW: moderately weathered rock (ISRM, 1981)

<sup>b</sup> Seo과 Jeong등(2008); <sup>c</sup> 국내 암반 굴착면 거칠기 평균값

<sup>d</sup> 예측값  $f_{max} = 0.135 P_a (E_m/P_a)^{0.5}$ ; \* 가정값

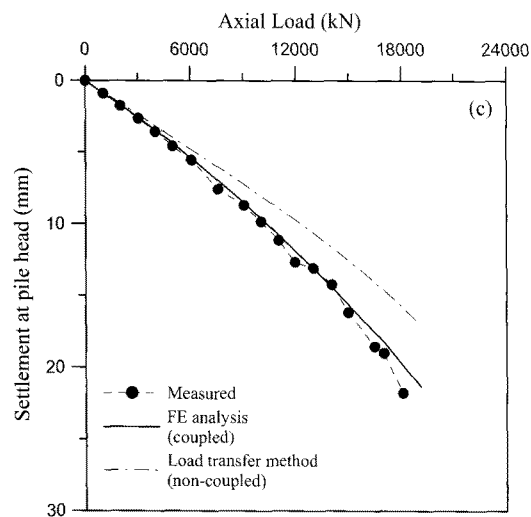
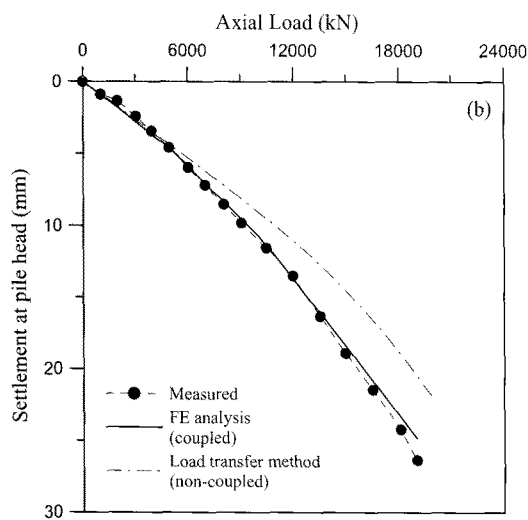
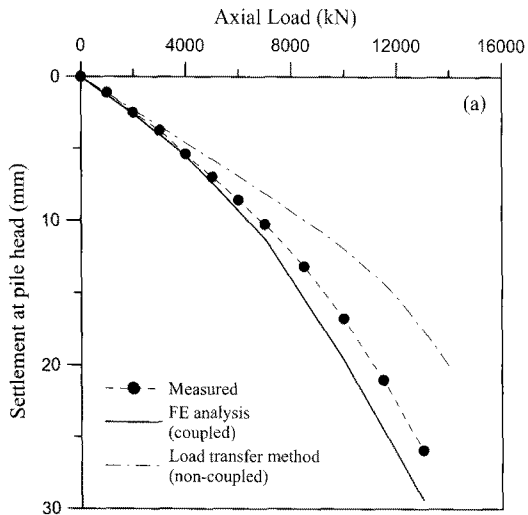


그림 5. 하중-침하량 곡선(경기 사례): (a) Pile D2; (b) Pile D4; (c) Pile D5

결과를 비교적 잘 예측하는 것으로 나타났으며, 기존의 하중전이함수법을 이용한 결과보다 큰 침하량이 발생하는 것을 알 수 있었다. 이는 앞서 기술하였듯이, 하중 전이법이 말뚝 주변으로부터 전이된 하중에 의해 발생

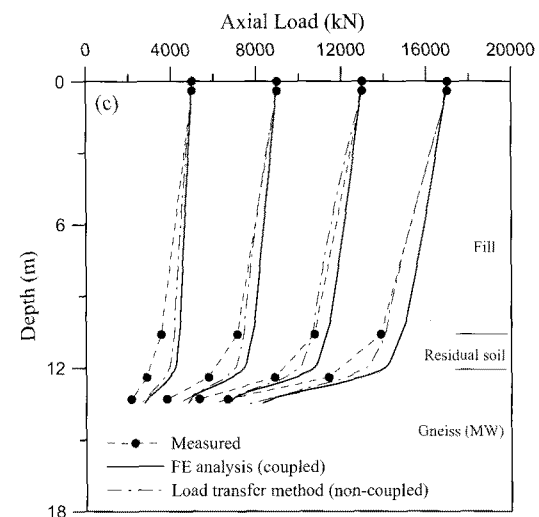
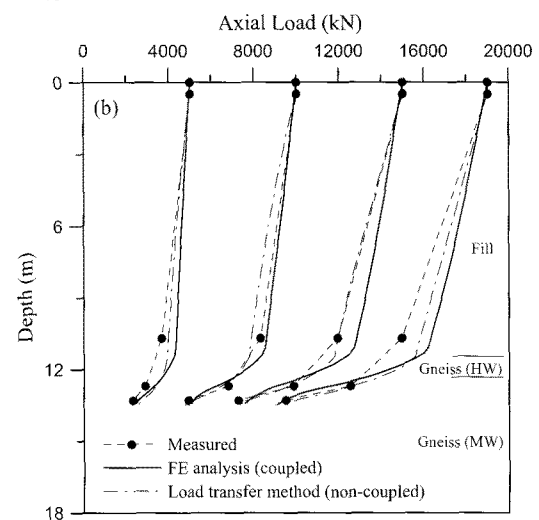
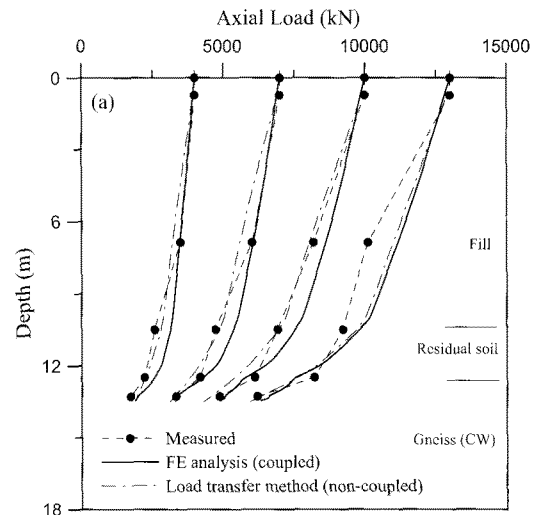


그림 6. 축하중 분포도(경기 사례): (a) Pile D2; (b) Pile D4; (c) Pile D5

된 추가적인 선단침하량 즉, 지반 연속성의 영향을 무시하기 때문에 선단침하량을 과소평가고 지지력을 크게 산정하는 것으로 판단된다.

### 3.2 홍콩 사례

본 비교분석에서는 그림 7과 같이 홍콩지역의 현장에서 실시된 1본의 현장타설말뚝 재하시험 자료(Zhan과 Yin, 2000)를 이용하였다. 본 시험말뚝은 그림 7과 같이 말뚝직경(D) 1,050mm, 말뚝길이 35.6m이며, 옹회암에 약 4D 정도 근입되어있다. 본 시험말뚝의 경우, 말뚝-토 사층 경계면에 역청 코팅(bitumen coating)과 시멘트-벤토나이트 그라우트(cement-bentonite grout)를 시공하여 주변마찰력을 제거하고 암반 근입부에서만 모든 재하하중을 지지하도록 하였다. 이를 통해 35m 이상의 대심도 말뚝임에도 불구하고 암반 근입부에서의 지지력과 하중전이거동을 측정하였다. 본 해석에서 사용된 각 지층별 하중전이함수 및 해석 시 적용한 물성은 표 2와 같다. 여기서, 해석 시 적용한 하중전이함수 및 입력 값들은 지반조사 결과 및 현장재하시험 결과 측정된 하중전이곡선(f-w & q-w curve)을 기초로 선정하였다.

그림 8과 9는 시험말뚝(V2)의 하중-침하 곡선 및 축하중 분포도를 비교하여 도시한 것이다. 현장재하시험과의 비교분석 결과, 본 연구에서 수행된 FE해석방법은 침하

량과 하중전이 거동의 현장 계측 값을 적절히 예측하는 것으로 나타났다. 반면 기존의 하중전이법은 지지력을 과대평가 하는 것으로 나타났으며, 이는 주변하중에 의해 추가적으로 발생하는 선단침하량( $w_{bs}$ )으로 대변되는 지반의 연속성이 분명히 존재함을 나타낸다.

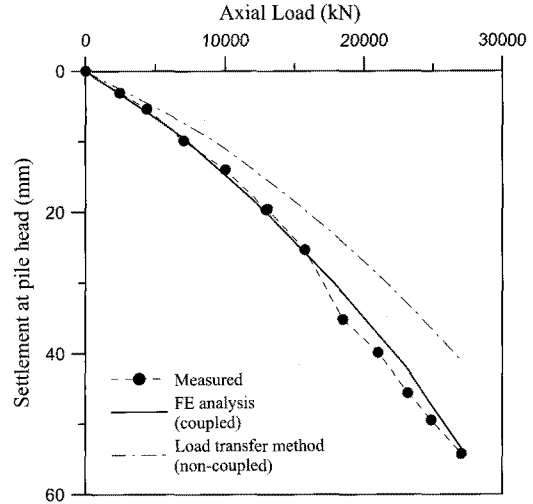


그림 8. 하중-침하량 곡선(홍콩 사례)

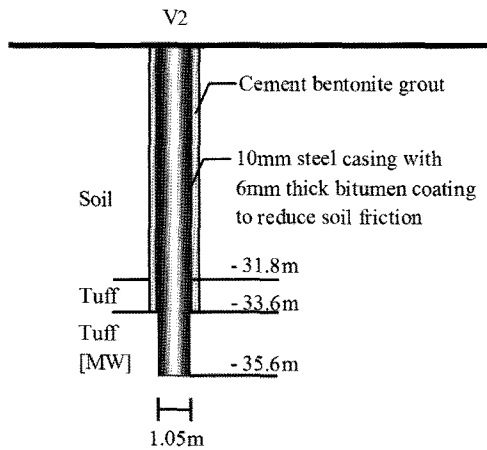


그림 7. 지층구성 및 시험말뚝(홍콩 사례)

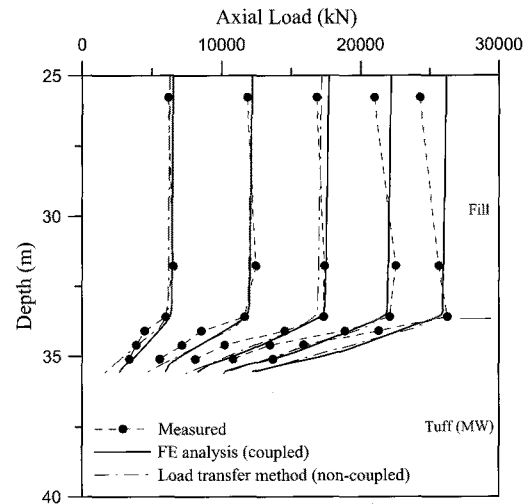


그림 9. 축하중 분포도(홍콩 사례)

표 2. 지반물성 및 하중전이함수 입력 값(홍콩 사례)

Pile No.	Subsurface Profile		Material Model	Interface Model	Material Properties									
	Type <sup>a</sup>	Depth (m)			$q_u$ (MPa)	$E_s$ (MPa)	$\nu$	$\Phi$ (deg)	$c$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$I$ (deg)	GSI	$f_{max}$ (kPa)	$W_{max}$ (m)
-	Pile	0-35.5	Elastic	-	45	41,000	0.2	-	-	23	-	-	-	-
V2	Shaft	Fill	M-C	Bi-Linear	-	50 <sup>*</sup>	0.3 <sup>*</sup>	30 <sup>*</sup>	0 <sup>*</sup>	18 <sup>*</sup>	-	-	7	0.01
	Shaft	Tuff (MW)	D-P	Nonlinear <sup>b</sup>	30	2000	0.3	40	1,500	21	4.6 <sup>c</sup>	50	2,700 <sup>d</sup>	-
	Toe	Tuff (MW)	-	D-P	30	2000	0.3	40	1,500	21	-	-	-	-

<sup>a</sup> CW: completely weathered rock; HW: highly weathered rock; MW: moderately weathered rock (ISRM, 1981)

<sup>b</sup> Seo과 Jeong등(2008); <sup>c</sup> 국내 암반 굴착면 거칠기 평균값

<sup>d</sup> 예측값  $f_{max} = 0.135 P_a (E_m/P_a)^{0.5}$ ; \* 가정값

#### 4. 지반 연속성 영향인자의 매개변수 연구

현장시험 및 실내시험으로 명확히 규명하기 어려운 암반 근입 현장타설말뚝의 지반 연속성의 영향을 분석하기 위하여 말뚝직경, 암반계수, 하중분포 비율을 토대로 매개변수 연구(parametric study)를 수행하였다. 표 3은 본 매개변수 연구에 적용된 지반물성 및 경계조건을 요약하였다. 말뚝 직경(D)은 0.5m와 1.0m으로 2종류이며, 말뚝길이(L)는 20m로 일정하다. 해석의 간편성을 위하여 말뚝과 암반은 탄성모델로 적용되었으며, 포아송비는 각각 0.2와 0.3, 단위중량은 23kN/m<sup>2</sup>와 21kN/m<sup>2</sup>을 사용하였다. 말뚝-암반 경계면 모델은 bi-linear모델을 적용하여 주변마찰력과 선단지지력의 하중분포비를 달리하여 해석을 수행하였다.

본 해석에서는 그림 10과 같이 말뚝두부에 재하하중을 받는 말뚝과 말뚝선단에 재하하중을 받는 말뚝의 간단한 FE해석을 통하여 지반 연속성 및 비연속성의 영향을 비교 분석하였다. 말뚝 두부에서 하중을 받는 말뚝은 재하하중이 말뚝 주변부에서 발생하는 주변마찰력과 말뚝 선단부에서 발생하는 선단지지력을 통하여 지반으로 전이되기 때문에 주변부로 전이된 하중이 선단침하량에 영향을 끼치게 된다. 이에 반해, 말뚝 선단에 하중이 가해지는 경우에는 오직 선단지지력만을 통해 재하하중이 지반으로 전이되기 때문에(단, 경계면 모델을 통해 주변부의 마찰력은 제로로 입력) 지반의 연속성 영향이 없다고 할 수 있다.

그림 11은 말뚝 두부와 선단에 하중을 받는 말뚝의 대표적인 선단 하중전이곡선(q-w curve)을 비교하여 나

표 3. 매개변수 연구에 적용된 말뚝 및 지반물성

Model	D (m)	L (m)	E <sub>s</sub> (MPa)	ν	γ (kN/m <sup>3</sup> )
Pile Elastic	0.5 / 1.0	20	12,500	0.2	23
Rock Elastic	-	-	50-10,000	0.3	21

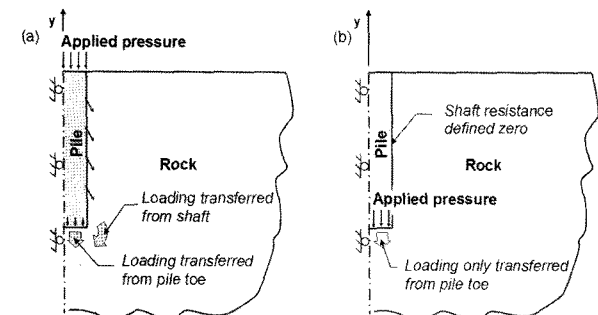


그림 10. 말뚝 재하 하중위치: (a) 말뚝 두부하중 (b) 말뚝 선단하중

타낸 것이다. 두부 하중을 받는 말뚝의 선단침하량( $w_b$ )은 선단 하중을 받는 말뚝의 선단침하량( $w_{bp}$ )보다 크게 증가하며, 이는 지반연속성에 의한 추가적인 선단침하량( $w_{bs}$ )에 기인한다.  $w_{bs}$ 는 재하하중의 크기에 따라 일정한 크기로 증가하다, 재하하중이 약 2,000kN 넘어서면 일정한 값을 가지는데, 이는 말뚝의 주변마찰력이 극한 상태에 도달하여 주변부로부터 전이되는 하중이 일정해지기 때문이다.

그림 12는 전체 재하하중에서 주변마찰력의 분포 비율( $R_s/Q$ ), 말뚝직경(D), 암반계수( $E_{mass}$ )를 달리 하였을 때 전체 선단침하량에서 지반연속성 영향에 의해 발생하는 선단침하량 비율( $w_{bs}/w_b$ )를 나타낸다. 본 연구결과,  $R_s/Q$ 가 증가할수록 지반 연속성 영향은 기하급수적으로

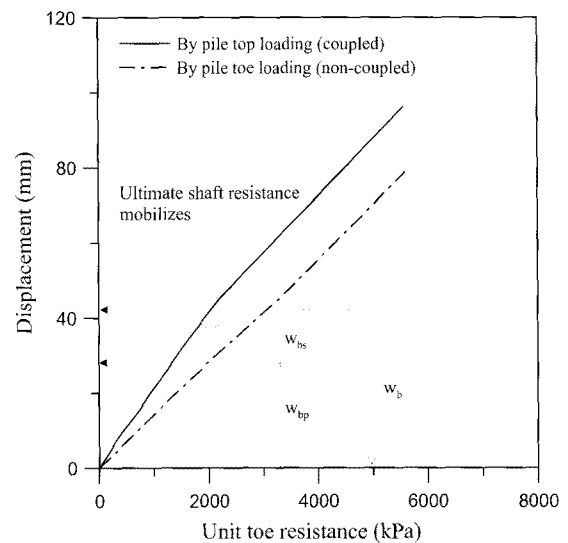


그림 11. 말뚝 두부 및 선단 하중하에서 q-w 곡선 비교

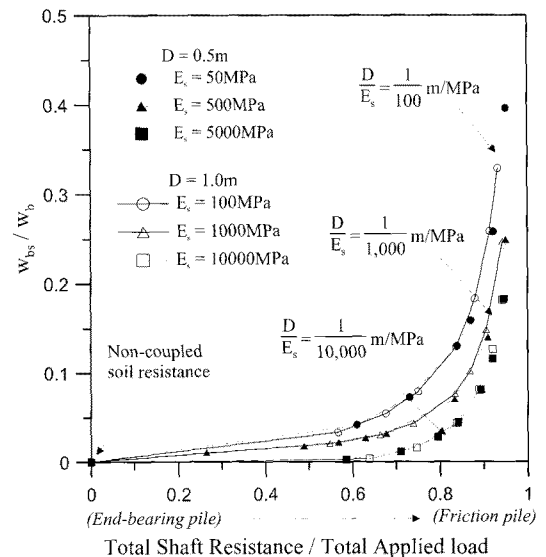


그림 12. 지반 연속성 영향

증가하는 것을 알 있었으며, 이로부터 지반 연속성 영향은 선단지질말뚝보다는 마찰말뚝이 더욱 중요하다는 사실을 확인하였다. 또한 지반 연속성 영향은 말뚝직경과 암반계수 비( $D/E_{mass}$ )비에 의해 종속적임을 알 수 있었다. 본 연구결과, 서론에서 언급하였듯이 암반 근입 현장타설말뚝의 사용하중의 대부분은 주변마찰력으로 전이되고, 대구경 현장타설말뚝의 사용이 증가하고 있기 때문에 지반 연속성 영향은 매우 중요하다고 할 수 있다.

## 5. 결론

본 연구에서는 암반 근입 현장타설말뚝의 지반 연속성을 고려한 하중전이해석을 위하여 수치해석 모델링 방법을 제안하였다. 이를 위하여 말뚝-지반 경계면에서의 주면 하중전이 거동과 미끄러짐 거동을 모델링하여 일련의 FE해석을 수행하였다. 본 연구로부터 얻어진 결과는 다음과 같다.

- (1) FRIC으로 정의된 접촉요소 경계면 모델을 이용한 FE해석은 말뚝-지반 경계면에서의 주면하중전이 거동과 미끄러짐 거동을 적절히 모델링 할 수 있음을 확인하였으며, 기존 하중전이합수법에서 이용되는 f-w곡선이 FE해석의 경계면 거동에 적용될 수 있음을 알 수 있었다. 현장재하시험 사례와의 비교 분석 결과, 제안된 수치모델링 방법이 지반의 연속성을 고려하여 말뚝의 하중전이 거동을 적절히 예측함을 확인하였다.
- (2) 지반의 연속성이 고려된 FE수치해석 결과는 기존의 하중전이해석법에 의해 예측되는 말뚝의 침하량보다 더 크음을 알 수 있었으며, 현장재하시험 결과와의 비교를 통하여  $w_{bs}$ 로 대변되는 지반 연속성 영향이 존재함을 확인하였다. 따라서 본 연구에서 제안한 수치 모델링 방법은 사용한계상태의 말뚝 설계시보다 안전하게 설계함을 알 수 있었다.
- (3) FE해석을 통한 매개변수연구 결과, 지반연속성 영향에 의한 말뚝의 선단침하량( $w_{bs}$ )은 주변마찰력이 극한상태에 도달할 때까지 일정하게 증가하며, 말뚝직경과 암반계수의 비( $D/E_{mass}$ )와 전체 재하하중과 주변마찰력의 비( $R_s/Q$ )에 의해 종속되었다. 또한,  $R_s/Q$ 가 증가할수록 지반연속성 영향은 기하급수적으로 증가하므로 지반 연속성 영향은 선단지질말뚝보다 마찰말뚝에서 더욱 중요함을 알 수 있었다.

## 참고 문헌

1. 권오성 (2004), Effect of rock mass weathering on resistant behavior of drilled shaft socketed into weathered rock, 서울대학교 박사학위논문.
2. 설훈일 (2007), Load transfer analysis of rock-socketed drilled shafts by considering coupled soil resistance, 연세대학교 박사학위논문.
3. 조성한 (1997), 풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이에 관한 연구, 연세대학교 박사학위 논문.
4. Carter, J.P. and Kulhawy, F.H. (1988), "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock." *Final report, EL 5918/ Project 1493-4 / Electric Power Research Institute, Conell Univ., Ithaca, NY.*
5. Coyle, H.M. and Reese, L.C. (1966), "Load transfer for axially loaded piles in clay." *J Soil Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 92(2), pp.1-26.*
6. Drumm, E.C., Huang, B., He, W., and Zuo, G. (2005), "Back-Calculation of Rock Socket Friction for Concrete Shafts in Karst." *Proc. 11th Int. Conf. of the Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Turin Italy, June, pp.437-444.*
7. Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M., Pedroni, S., and Salgado, R. (1994), "The tip displacement of drilled shafts in sands." *Vertical and horizontal deformations of foundations and embankments. Geotech, Spec Publ. No.40, 2, pp.1039-1057.*
8. Hassan, K.M. and O'Neill, M.W. (1997), "Side load-transfer mechanisms in drilled shafts in soft argillaceous rock." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(2): 145-152.*
9. Jeong, S.S., Lee, J.H., and Lee, C.J. (2004), "Slip effect at the pile-soil interface on dragload." *Computers & Geotechnics, Vol. 31, pp.115-126.*
10. Kim, S.I., Jeong, S.S., Cho, S.H., and Park, I.J. (1999), "Shear Load Transfer Characteristics of Drilled Shafts in Weathered Rocks." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 125(11), pp.999-1010.*
11. Lee, C.J. (2001), "The influence of negative skin friction on piles and in pile groups." *Ph.D. Thesis, Cambridge University.*
12. O'Neill, M.W., Townsend, F.C., Hanssan, K.M., Buller, A. and Chan, P.S. (1996), "Load transfer for drilled shafts in intermediate geomaterials, FHWA-RD-95-172 Draft report U.S." *Department of Transportation.*
13. Seed, H.B. and Reese, L.D. (1957), "The Action of Soft Clay Along Friction Piles." *Transactions, Vol.122, pp.731-753.*
14. Seol, H.I., Jeong, S.S., Cho, C.H., and You, K.H., (2008), "Shear Load Transfer for Rock-Socketed Drilled Shafts based on Borehole Roughness and Geological Strength Index (GSI)." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol.45, pp.848-861.*
15. Williams, A.F., Johnston, I.W., and Donald, I.B. (1980), "The design of socketed piles in weak rock." *Proceedings of international conference on structural foundations on rock, Balkema, Sydney, pp.327-347.*
16. Vesic, A.S. (1977), Design of pile foundations, "National Cooperative Highway Research Program." *Synthesis of Practice No. 42, Transportation Research Board, Washington, D.C.*
17. Zhan, C. and Yin, J. (2000), "Field static load tests on drilled shaft founded on or socketed into rock." *Canadian Geotech. Journal, Vol.37, pp.1283-1294.*

(접수일자 2008. 7. 14, 심사완료일 2008. 11. 27)