

## 유한차분해석과 개별요소해석을 이용한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력 연구

### A Study on the Ultimate Point Resistance of Rock Socketed Drilled Shafts Using FLAC<sup>3D</sup> and UDEC

이 재 환<sup>1</sup> Lee, Jae-Hwan

조 후 연<sup>2</sup> Cho, Hoo-Yeon

유 광 호<sup>3</sup> You, Kwang-Ho

정 상 섭<sup>4</sup> Jeong, Sang-Seom

#### Abstract

The maximum unit point resistance ( $q_{max}$ ) of rock socketed drilled shafts subjected to axial loads was investigated by a numerical analysis. A 3D Finite Difference Method (FDM) analysis and a Distinct Element Method (DEM) analysis were performed with varying rock elastic modulus ( $E$ ), discontinuity spacing ( $S_j$ ), discontinuity dip angle ( $i_j$ ), and pile diameter ( $D$ ). Based on the results of obtained, it was found that the ultimate point resistance ( $q_{max}$ ) increased as rock elastic modulus ( $E$ ) and rock discontinuity spacing ( $S_j$ ) increased. But, it was found that  $q_{max}$  decreased as pile diameter ( $D$ ) increased. As for the influence of the dip angle of rock discontinuity ( $i_j$ ), it was shown that  $q_{max}$  decreased up to 50% of maximum value within the range of  $0^\circ < i_j < 60^\circ$  due to the shear failure at rock discontinuities. Furthermore, it was found that if  $20^\circ \leq i_j \leq 40^\circ$ , influence of  $i_j$  should be taken into account because  $q_{max}$  tended to approach a minimum value as  $i_j$  approached a value near the friction angle of the discontinuity ( $\phi_j$ ).

#### 요 지

본 연구에서는 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 주요 영향인자들과 이들 영향인자에 따른 선단지지력의 변화특성을 수치해석을 통하여 분석하였다. 수치해석은 일반적으로 널리 사용되는 연속체해석 중 유한차분해석(FDM)과 암반에 존재하는 불연속면(절리, 단층 등)의 특성을 고려할 수 있는 불연속체해석 중 개별요소해석(DEM)을 병행함으로써 해석의 정확도를 높였다. 그 결과, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력( $q_{max}$ )은 암반의 탄성계수( $E_m$ ), 불연속면의 간격( $S_j$ )에 비례하여 증가하였으며, 말뚝의 직경( $D$ )에는 반비례하는 것을 확인할 수 있었다. 또한 불연속면의 경사( $i_j$ )에 대해서는 불연속면의 경사( $i_j$ )가  $0^\circ < i_j < 60^\circ$ 일 때의 선단지지력은 그 외 경사의 선단지지력에 비해 최대 약 50%까지 감소하였으며 이는 말뚝으로부터 전해진 하중에 의하여 말뚝하부 암반 자체 보다 암반의 불연속면에서 먼저 전단파괴가 발생하였기 때문인 것으로 판단된다. 불연속면의 경사( $i_j$ )가 불연속면의 내부마찰각( $\phi_j$ )과 근접할 때 선단지지력이 최소치에 가까운 것으로 나타났으며, 따라서 불연속면의 경사가 일반적인 암반 및 암반 불연속면 내부마찰각의 범위인  $20^\circ \sim 40^\circ$ 에 존재할 때는 선단지지력의 산정 시 반드시 불연속면 경사의 영향을 고려해야 하는 것으로 나타났다.

**Keywords :** DEM analysis, Drilled shaft, FDM analysis, Rock interface, Ultimate point resistance

1 정희원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Graduate student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.)

2 정희원, 동명기술공단 지반지하공간부 상무 (Managing Director, Dept. of Geotechnical eng. & Underground Space, DMEC)

3 정희원, 수원대학교 토목공학과 부교수 (Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Suwon, khyou@suwon.ac.kr, 교신저자)

4 정희원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

현장타설 말뚝은 연육교, 연도교 등의 해상 교량, 송도를 비롯한 신도시들을 중심으로 하는 초고층 빌딩, 신항만 구조물 등의 대형 구조물과 경전철 및 자기부상열차 등의 도심지 통과 구조물 등 대다수의 토목건설공사에서 기초공법으로 널리 이용되고 있다. 현장타설말뚝은 일반적으로 중요도가 높고 작용하중이 큰 대규모 구조물을 지지하게 되어 점차 대구경화되며, 따라서 양호한 암반층에 근입되는 형태로 설계되고 있다. 암반에 근입된 현장타설말뚝의 지지력은 주변마찰력과 선단지지력으로 구분할 수 있으며 암반의 구속상태, 굴착면의 거칠기, 암반의 변형계수, 암중에 따른 이방성, 암반 불연속면의 상태, 풍화의 정도, 암반의 강도 등 여러 요인에 따라 그 지지특성이 달라지므로 지지력 산정 시 이러한 요소들이 충분히 고려되어야 한다.

암반에 근입된 현장타설말뚝은 주변마찰력 또는 선단지지력만으로 지지되도록 설계되거나, 혹은 두 지지력 성분이 동시에 발현되는 것으로 설계된다. 이 중 주변마찰력에 대해서는 1970년대 중반 이후 연구가 활발히 수행되었으나 선단지지력에 대한 연구는 미미한데, 이는 일반적으로 주변마찰력이 발휘되는 변위는 수 mm에 불과하지만(O'Neill과 Reese, 1972) 선단지지력이 발휘되는 변위는 10mm 이상 또는 말뚝직경의 5~10%로(Vesic, 1977; Chang과 Broms, 1990, Jeong et al., 2010), 사용하중 범위 내에서 주변마찰력이 대부분의 재하하중을 지지하는 경우가 많아 상대적으로 주변마찰력에 관심이 집중되었기 때문이다.

국외의 연구 결과에 따르면 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력은 암반 불연속면의 수, 간격, 방향, 충전물 조건 등에 따라 그 값의 차이가 매우 큰 것으로 알려져 있으며(Carter와 Kulhawy, 1988) 현재 이에 대한 연구가 활발히 진행 중이다. 하지만 국내의 경우 현장타설말뚝의 선단지지력에 대한 연구는 미미해서, 그 결과 현장타설말뚝 설계 시 선단지지력의 산정은 주로 암반의 일축압축강도만을 이용하는 보수적인 방법(Rowe와 Armitage, 1987; ARGEMA, 1992; Findlay et al., 1997; Zhang과 Einstein, 1998)을 이용하고 있다. 그러나, 이러한 방법으로 산정된 현장타설말뚝의 선단지지력은 일반적으로 보수적인 값을 갖는 것으로(Seidel과 Harberfield, 1994) 알려져 있으며, 국내 암반에 시공된 현장타설말뚝의 경우에도 김원철 등(2002)은 이러한 방법들로 예

측된 선단지지력이 실측 선단지지력에 크게 못 미치는 것으로 보고하는 등, 기초의 과다설계로 인한 경제적인 손실을 초래하고 있는 현실이다. 더구나, 김원철 등(2002)의 사례 외에도 권오성과 김명모(2008)는 이 방법들에 의한 국내 현장타설말뚝의 선단지지력 예측치는 실측치에 비해 10배 이상 차이가 나는 것으로 보고하는 등 기존의 일축압축강도만을 이용하는 현장타설말뚝의 선단지지력 설계법은 국내암반에의 적용성도 매우 낮다고 할 수 있다. 이처럼 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 설계에 있어서 비경제적이고 국내 암반에의 적용성조차 낮은 설계법을 적용하고 있는 현실을 감안할 때, 비교적 복잡한 암반조건을 가지고 있는 국내의 지질특성을 고려한 현장타설말뚝의 선단지지력에 대한 연구는 반드시 필요하다.

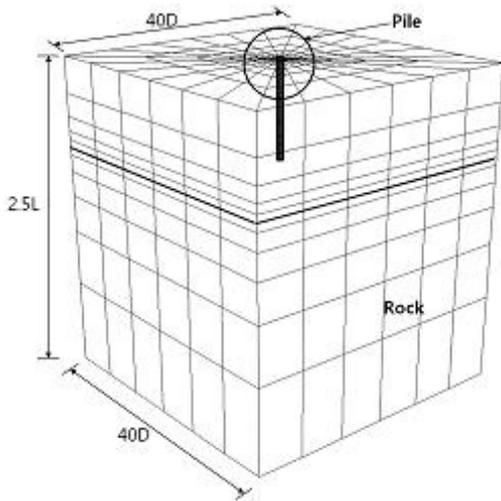
이에 본 연구에서는 암반의 일축압축강도뿐만 아니라 근입부 암반불연속면의 특성, 말뚝 특성 등 다양한 요소가 암반근입 현장타설 말뚝의 선단지지력에 미치는 영향을 3차원 유한차분해석 및 개별요소해석을 통하여 분석하였다.

## 2. 수치해석

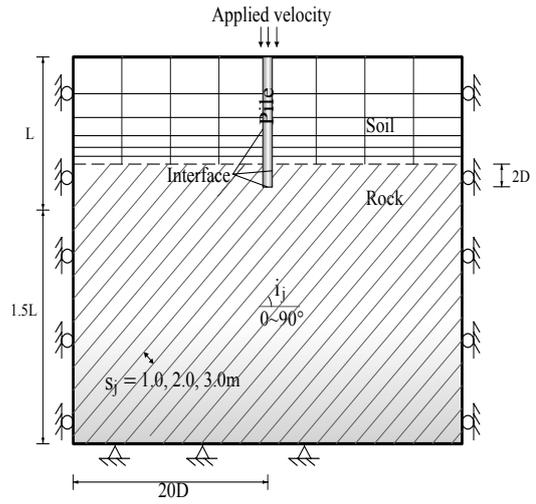
본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력을 연속체해석(3차원 유한차분해석)을 이용하여 말뚝, 암반, 불연속면 특성 상태에 따라 분석하였다. 또한 연속체해석(유한차분해석)에서의 불연속면 모델링의 한계를 극복하기 위하여 불연속체해석(개별요소해석)을 수행하여 불연속면의 특성에 따른 현장타설말뚝의 극한선단지지력 변화를 분석하였다. 3차원 유한차분해석(연속체해석)은 범용 지반해석 프로그램인 FLAC<sup>3D</sup>(Fast Lagrangian Analysis of Continua)를, 개별요소해석은 UDEC(Universal Distinct Element Code)을 이용하였다.

### 2.1 해석영역 및 경계조건

해석 영역(단면)은 그림 1과 같이 상부토사층과 하부 암반층으로 구성되어 있으며, 말뚝은 상부토사층을 지나 암반층에 말뚝 직경(D)의 2배 깊이로 근입된 선단지 말뚝으로 모델링하였다. 이때, x축, y축, z축 경계는 그림 1(b)와 같이 말뚝의 거동이 경계면에 영향을 받지 않도록 수평방향으로 말뚝 직경의 20배, 연직방향으로 말뚝길이(L)의 1.5배를 적용하여(Seol 등, 2008) 모델링



(a) 유한차분해석



(b) 개별요소해석

그림 1. 수치해석에 사용된 격자망(Mesh) 및 경계조건

하였고, 좌우측 경계면에서 z축 방향으로 변위를 허용하기 위해 롤러구속조건을 적용하였으며, 하부 경계면에는 모든 축방향으로 변위가 발생하지 않도록 힌지구속조건을 적용하였다.

본 수치해석에서 말뚝은 탄성체로 모델링하였으며, 연속체해석에서는 말뚝 주변지반을 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 따르는 탄소성체로, 불연속체해석에서는 주변 지반을 불연속면으로 경계가 구분된 변형가능한(deformable) 블록으로 모델링하였다. 또한 말뚝에 작용하는 하중은 말뚝단면 전체에 등분포하중 형태로 각 하중 단계별로 재하하였다. 이때, 말뚝 인접부에서는 두 재료 간의 큰 강성 차이로 인해 큰 전단변형이 예상되어 조밀한 격자망(Mesh)을 사용하였고, 말뚝으로부터 거리가 멀어질수록 격자망(Mesh)의 크기를 증가시켰다.

## 2.2 불연속면 모델링 및 지반물성

불연속체해석(개별요소해석) 시 불연속면은 불연속면을 따라 변형가능한(deformable) 블록들이 접촉점 및 접촉면에서 수직과 전단스프링으로 연결되어 있는 것으로 모델링하였으며, 불연속면의 거동은 Coulomb 모델, 즉 단순히 마찰력과 점착력에 의해 전단거동을 하며 이러한 전단 하에서의 불연속면의 파괴 진행을 고려한 모델을 적용하였다.

한편, 연속체해석(유한차분해석) 시에는 말뚝주면-지반 경계면과 암반내의 불연속면을 연속체해석 적용 프로그램인 FLAC<sup>3D</sup>의 경계면(interface) 요소로 모델링하

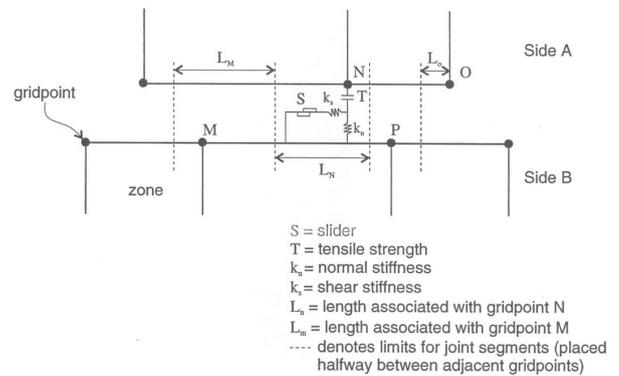


그림 2. 수직과 전단스프링으로 나타낸 경계면의 모식도(Itasca Consulting Group, Inc., 2002)

였으며, 경계면(Interface) 요소는 그림 2와 같이 마주하는 두 면(Side A & B)에 설치된 수직과 전단 스프링으로 모사되며 면과 면 사이의 미끄러짐(slip)은 불연속체해석(UDEC)과 마찬가지로 Coulomb 모델을 적용하였다(Itasca Consulting Group, Inc., 2002).

연속체해석 프로그램의 특성 상, 경사가 있는 불연속면의 직접적인 모델링이 용이하지 않으므로, 선단지력에 미치는 불연속면 경사의 영향을 검토하기 위해 FLAC<sup>3D</sup>의 구성모델 중 하나인 편재절리모델(Ubiquitous Joint Model, UJM)을 이용하였다. FLAC<sup>3D</sup>의 편재절리모델은 Mohr-Coulomb 파괴규준을 기본 구성방정식으로 적용하며, 경사방향(dip direction)과 경사각(dip angle)을 입력함으로써 불연속면을 모델링할 수 있다.

본 연구에서는 연속체해석 시 지반과 말뚝의 경계면과 암반의 불연속면을 기본적으로 FLAC<sup>3D</sup>의 경계면

표 1. 말뚝-암반 경계면 및 암반 불연속면의 수직강성( $K_n$ ), 전단강성( $K_s$ )

구 분	참고문헌	$K_n$ (MPa/m)	$K_s$ (MPa/m)
말뚝-암반 경계면	Chen과 Martin(2002)	100	100
	조천환 등(2003)	350~1,000	-
	Seol 등(2008)	300~1,050	-
	국내 현장 설계자료 <sup>a</sup>	2,000~36,000	250~1,650
암반 불연속면	Seidel과 Haberfield(1994)	150~600	150~600
	FLAC Manual(Itasca Consulting Group, Inc., 2002)	10~100 이상	10~100 이상
	국내 현장 설계자료 <sup>a</sup>	1,000	1,000

<sup>a</sup>전라남도 광양시(세종-중군 구간), 충청남도 천안시(북부대로 구간), 경상남도 진주시(진주-광양 구간), 인천광역시(제2연육교), 경상남도 진해시(소사-녹산 구간), 동해남부선, 전라남도 광양시, 춘천-양양 구간, 부산지하철 3호선 일부구간, 서울지하철 9호선 917공구

표 2. 적용된 말뚝-지반 경계면 및 암반 불연속면의 물성

구 분	지층구분	불연속면 물성치			
		$K^n$ (MPa/m)	$K^s$ (MPa/m)	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)
말뚝-토사	토사	30	15	원지반 물성의 50%	
말뚝-암반	풍화암	700	350		
	연암	2,000	1,000		
암반 불연속면	연암	400	400	35	150

표 3. 수치해석 입력 물성치

구 분	분포깊이 (m)	물성치						
		$E$ (MPa)	$k_n$ (MPa)	$k_s$ (MPa)	$\nu$	$\phi$ (°)	$c$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
말뚝	0~13.8	28,000	-	-	0.2	-	-	23
토 사	0.3~11.7	50	-	-	0.3	30	10	18
암 석	11.7 이하	2,400	-	-	0.3	35	1,500	21
암 반 (유비쿼터스 조인트 모델 적용시)	11.7 이하	343	-	-	0.3	35	1,500	21
말뚝-토사 경계면	0~11.7	-	30	15	-	15	5	-
말뚝-암반 경계면	11.7~13.8	-	2,000	1,000	-	17	750	-
암반 불연속면	11.7 이하	-	400	400	-	35	150	-

(Interface)요소를 이용하여 모델링하였으며, 불연속면의 경사에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 분석 시에는 편재절리모델(UJM)을 이용하여 해석의 정확도 및 효율을 높였다. 불연속면의 수직, 전단 강성에 대한 정량적인 기준은 아직 국내외적으로 명확하지 않으며, 경험적인 방법을 토대로 다양한 연구자들에 의해 제안된 결과 및 국내 설계물성 범위를 요약하면 표 1과 같다.

본 연구에서는 표 2와 같이 국내 암반 근입 현장타설 말뚝의 말뚝-지반 경계면 및 암반불연속면의 수직, 전단 강성을 기존 제안값의 중간값으로 적용하였으며, 마찰각과 점착력의 경우 말뚝-지반 경계면에서는 원지반 물성치의 50%(O'Neill과 Hassan, 1994)를, 암반 불연속면

에서는 기존연구결과(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)에서와 같이 마찰각은 암반과 동일하게, 점착력은 암반의 10%를 적용하였다. 또한 암반 불연속면에서의  $K_n$ 과  $K_s$ 는 일반적으로 같지 않으나 본 수치해석의 목적인 불연속면의 방향과 간격에 따른 말뚝의 선단지지력 변화 확인에는 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단하여 같게 적용하였다. 해석에 적용된 물성을 표 3에 정리하였다.

### 2.3 연속체해석(유한차분해석) 결과 및 분석

수치해석 시 고려한 매개변수, 즉 말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 영향인자를 문헌 및 기존연구 결과

표 4. 수치해석 시 고려한 매개변수

매개변수	연속체 해석	불연속체 해석
말뚝직경, D(m)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	-
암석 탄성계수, E(MPa)	600, 1,200, 2,400, 4,800	-
불연속면의 간격, S <sub>j</sub> (m)	무결암, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2	1.0, 2.0, 3.0
불연속면의 경사, i <sub>j</sub> (°)	0, 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90	

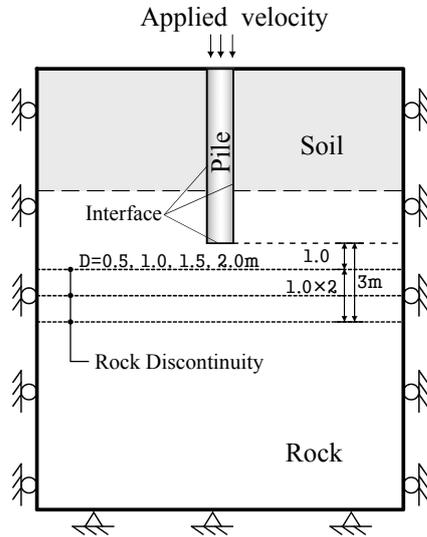


그림 3. 수치해석 개요도(말뚝의 직경 변화)

등을 참고로 선정하였으며, 표 4에는 본 해석에서 고려된 매개변수 및 그 값을 나타내었다.

매개변수 연구결과인 말뚝의 선단하중-변위( $q-w$ ) 곡선에서 선단지지력이 점진적으로 증가하고 일정한 값으로 수렴하지 않는 경우가 다소 존재하여, 일관성 있는 극한 선단지지력( $q_{max}$ )의 산정 및 분석을 위하여 말뚝직경의 10%에 해당하는 순침하량을 발생시키는 선단지지력을 극한선단지지력( $q_{max}$ )으로 산정(Hansen, 1963)하였다.

### 2.3.1 말뚝직경(D)

말뚝직경 변화에 따른 선단지지력의 변화특성을 파악하기 위하여 말뚝직경을 0.5, 1.0, 1.5, 2.0m로 변화시키면서 해석을 수행하였다. 해석에 적용된 말뚝 주변 지층구성 및 불연속면 조건 등의 수치해석 모델링 개요는 그림 3과 같다.

본 연구의 수치해석결과, 대부분의 해석 경우에서 말뚝에 재하된 하중이 말뚝선단하부 약 3D의 범위이내에 영향을 미치는 것으로 나타나, 선단으로부터 3.0m(3D) 깊이 이내의 암반에 경사가 0°(수평)인 불연속면이 일정한 수직 간격( $S_j=1.0m$ )으로 분포하는 것으로 모델링하고 말뚝직경을 변화시키면서 수치해석을 수행하였다.

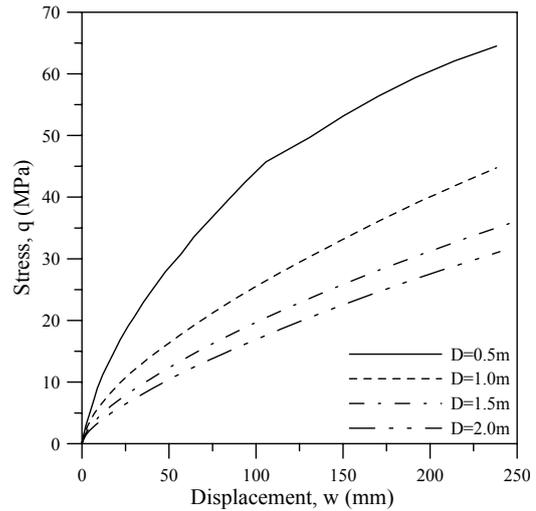


그림 4. 말뚝의 직경 변화에 따른  $q-w$ 곡선

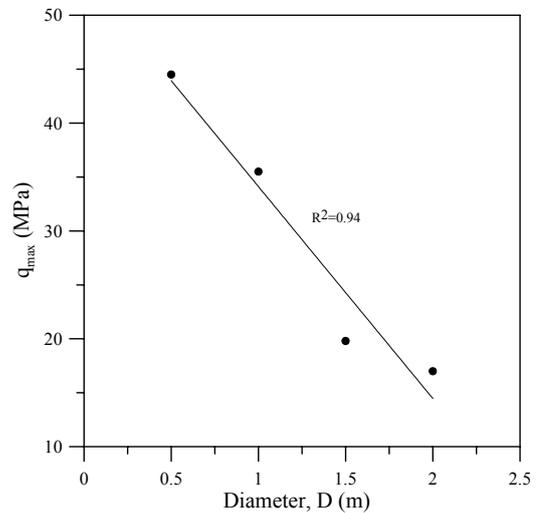


그림 5. 말뚝의 직경 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화( $\delta=0.1D$ )

그림 4는 말뚝의 직경 변화에 따른  $q-w$  곡선들을, 그림 5는 말뚝의 직경 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 5와 같이 말뚝직경(D)이 증가할수록  $q_{max}$ 는 감소하고 그 감소량은 점진적으로 작아지는 것으로 나타났으며, 이는 기존 연구결과(Baquelin et al., 1982; Gwizdala, 1984)와 유사한 결과를 나타내고 있음을 알 수 있다.

### 2.3.2 암석의 탄성계수(E)

암석의 탄성계수의 변화에 따른 암반근입 현장타설 말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 탄성계수가 600MPa, 1,200MPa, 2,400MPa, 4,800MPa의 4가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 2.3.1절에서와 같이 말뚝선단으로부터 3.0m(3D) 깊이 이내의 암

반에 경사각이 0°(수평)인 불연속면이 일정한 수직 간격 ( $S_j=1.0m$ )으로 분포하는 것으로 모델링하고 암석의 탄성계수를 변화시키면서 수치해석을 수행하였다(그림 6).

그림 7은 탄성계수 변화에 따른  $q-w$  곡선들을, 그림 8은 탄성계수 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 8로부터 암석의 탄성계수가 증가함에 따라 극한선단지지력은 증가하며 그 증가량은 점차 감소함을 알 수 있었다. 탄성계수는 일축압축강도와 선형적으로 비례하므로 이 결과는 일축압축강도로부터 극한선단지지력을 산정하는 기존 제안식들과 유사한 결과임을 알 수 있었다.

### 2.3.3 불연속면 간격( $S_j$ )

불연속면의 간격 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 불연속면이 존재하지 않는 무결암(Intact rock)상태와 불연속면의 간격( $S_j$ )이 0.6m, 0.8m, 1.0m, 1.2m의 4가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 해석에 적용된 말뚝 주변 및 불연속면 조건 등의 수치해석 모델링 개요는 그림 9와 같다.

그림 10은 불연속면의 간격 변화에 따른  $q-w$  곡선들을, 그림 11은 불연속면의 간격 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 11로부터 불연속면의 간격이 증가함에 따라 극한선단지지력은 증가하고 그 증가량은 점차 감소하는 것을 알 수 있었다. 이는 불연속면의 간격이 증가함에 따라 암반(rock mass)이 무결암(intact rock)의 특성에 가까워지기 때문인 것으로 판단된다.

### 2.3.4 불연속면의 경사( $i_j$ )

불연속면의 경사 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 FLAC<sup>3D</sup>의 편재절리모델(UJM)을 이용하여 불연속면의 경사가 0°, 10°, 20°, 30°, 40°, 50°, 60°, 70°, 80°, 90°의 10가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 해석에 적용된 말뚝 주변 지층구성 및 불연속면 조건 등의 수치해석 모델링 개요는 그림 12와 같다.

그림 13은 불연속면의 경사 변화에 따른  $q-w$  곡선들을, 그림 14는 불연속면의 경사 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 14로부터 말뚝의 극한선단지지력( $q_{max}$ )은 불연속면의 경사가 0°< $i_j$ <60°의 경우, 그 외의 불연속면 경사의 극한선단지지력에 비해 감소하는 것을 알 수 있었다. 이러한 결과는 암반위에 놓인 얇은

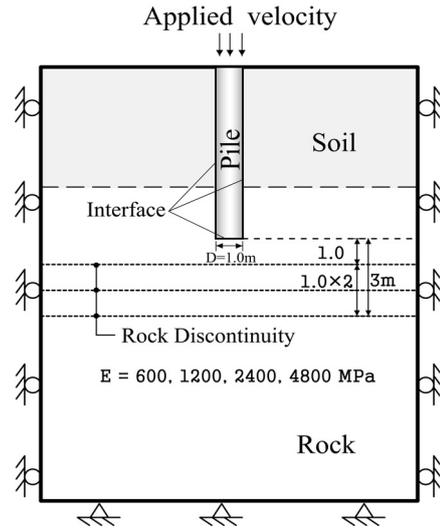


그림 6. 수치해석 개요도(암석의 탄성계수 변화)

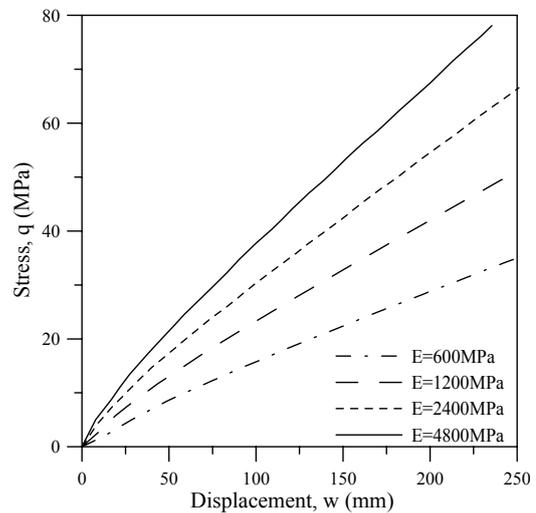


그림 7. 암석의 탄성계수 변화에 따른  $q-w$ 곡선

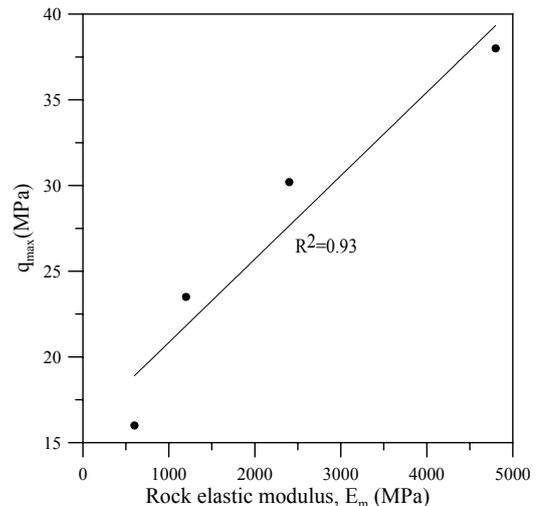


그림 8. 암석의 탄성계수 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화( $\delta=0.1D$ )

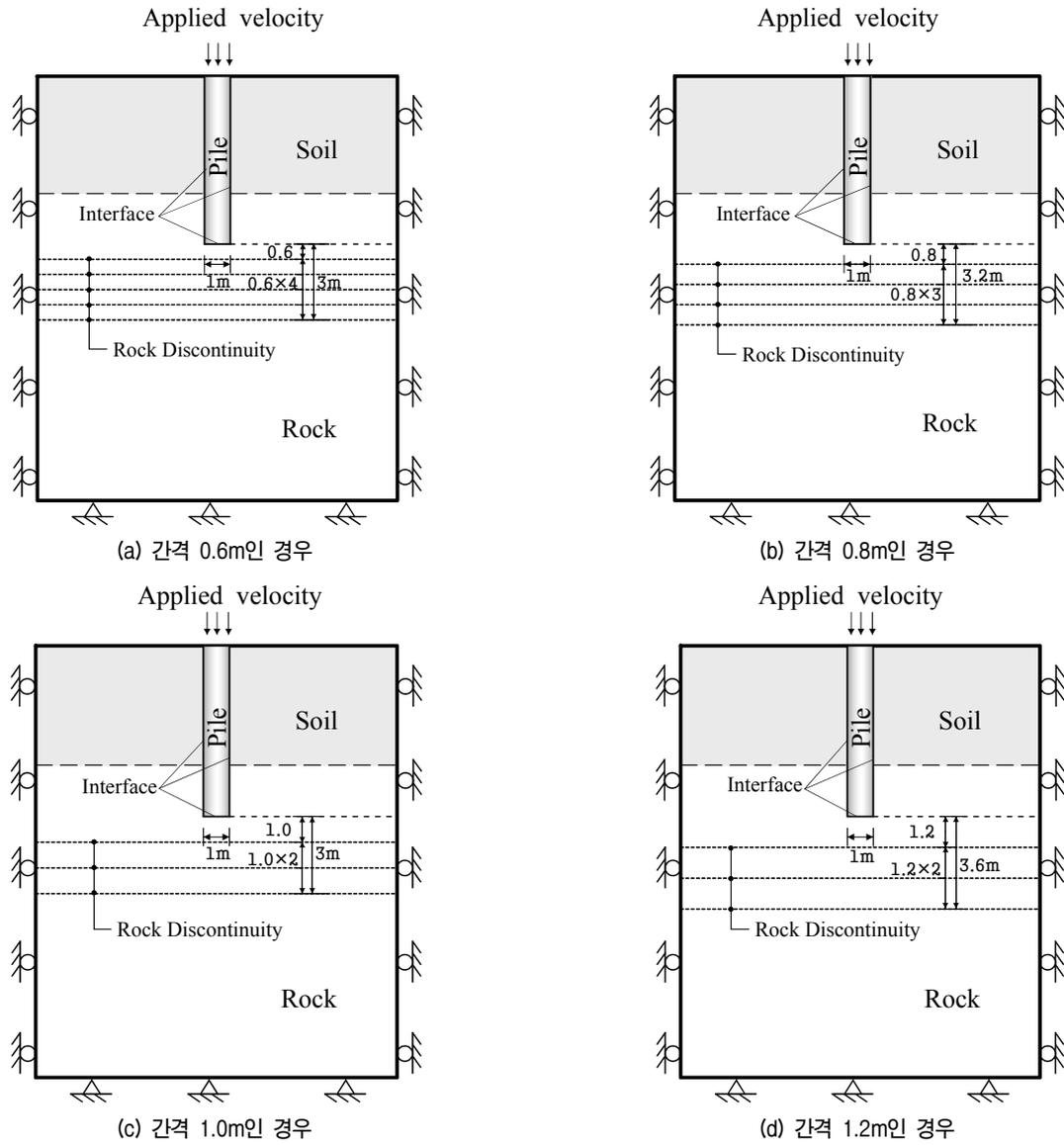


그림 9. 수치해석 개요도(불연속면의 간격 변화)

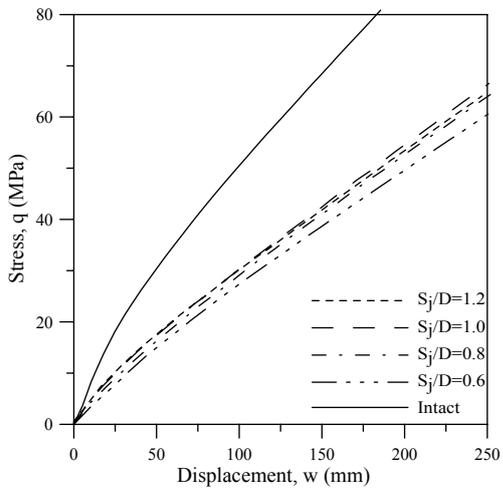


그림 10. 불연속면 간격 변화에 따른 q-w곡선(D=1m인 경우)

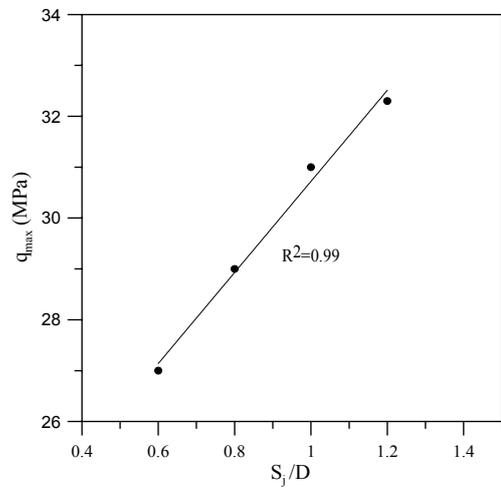


그림 11. 불연속면 간격 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화( $\delta=0.1D$ )(D=1m인 경우)

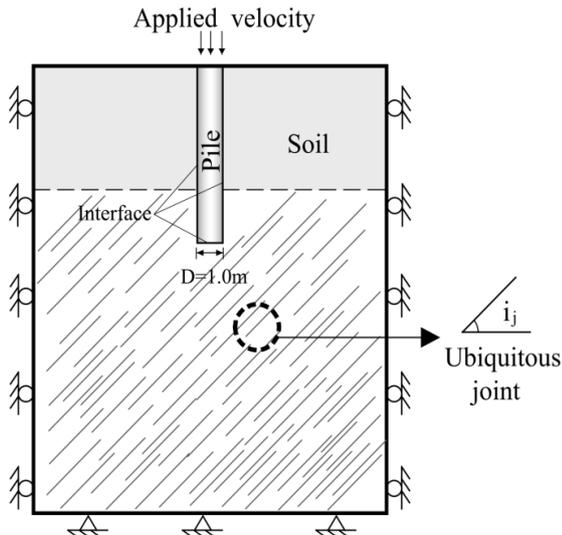


그림 12. 수치해석 개요도(불연속면의 경사 변화)

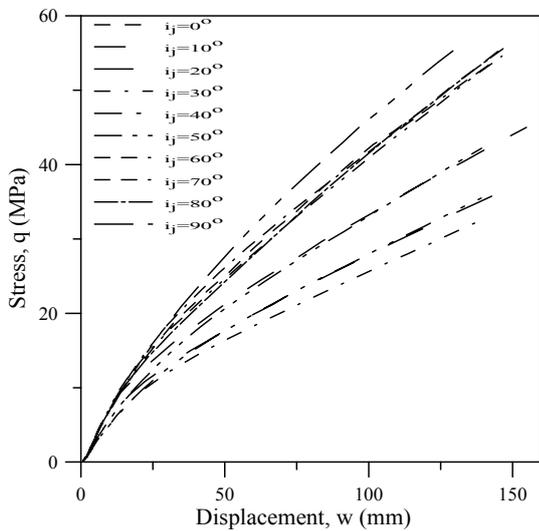


그림 13. 불연속면 경사 변화에 따른 q-w곡선

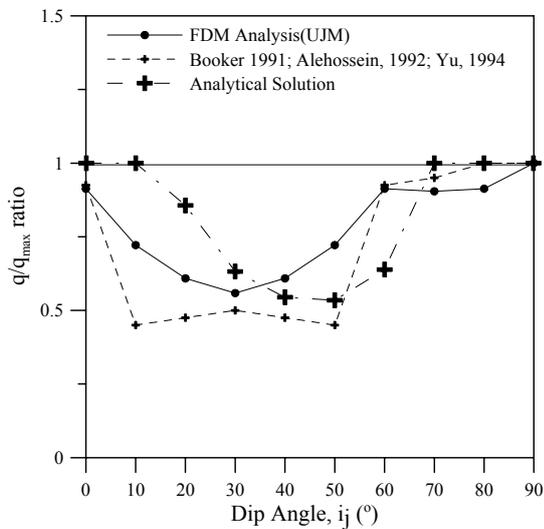


그림 14. 불연속면 경사 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화( $\delta=0.1D$ )

기초의 하부에 불연속면이 존재하는 경우 불연속면의 경사에 따른 기초의 지지력 변화를 수치해석을 통해 연구한 기존연구(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu 와 Sloan, 1994)와 유사한 결과이다.

## 2.4 불연속체해석(개별요소해석) 결과 및 분석

연속체해석(유한차분해석)에서의 불연속면 모델링의 한계를 극복하기 위하여 불연속체해석(개별요소해석)을 수행하였으며, 불연속면의 간격과 경사 변화에 따른 선단지지력( $q_{max}$ )의 변화특성을 분석하였다.

### 2.4.1 불연속면 간격( $S_j$ )

불연속면의 간격 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 개별요소해석 프로그램인 UDEC을 이용하여 불연속면의 경사( $i_j$ )가 각각  $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$  일 때 불연속면의 간격( $S_j$ )이 각각 1.0m, 2.0m, 3.0m의 30가지인 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석 모델링 개요는 그림 15와 같다.

전체 해석결과 중에서, 대표적으로 경사( $i_j$ )가  $50^\circ$ 인 경우의 해석결과를 그림 16과 그림 17에 각각 나타내었다. 그림 16은 불연속면의 간격 변화에 따른 q-w 곡선들을, 그림 17은 불연속면의 간격 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화를 나타낸 것이다. 연속체해석의 결과와 마찬가지로 그림 17로부터 불연속면의 간격이 증가함에 따라 극한선단지지력이 증가하는 것을 알 수 있었다.

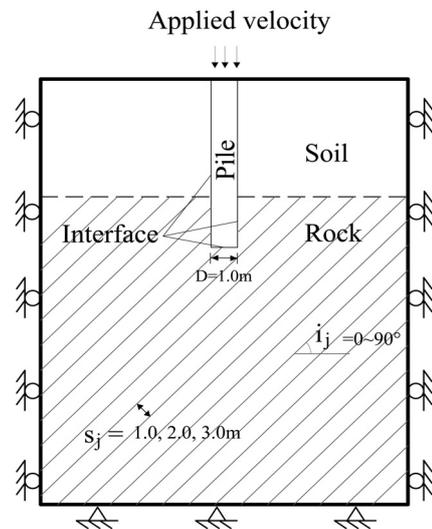


그림 15. 수치해석 개요도(불연속면의 간격, 경사 변화)

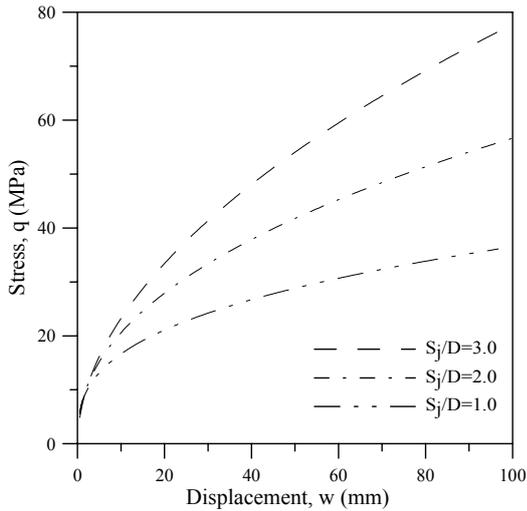


그림 16. 불연속면 간격 변화에 따른 q-w곡선( $i_j=50^\circ$ 의 경우)

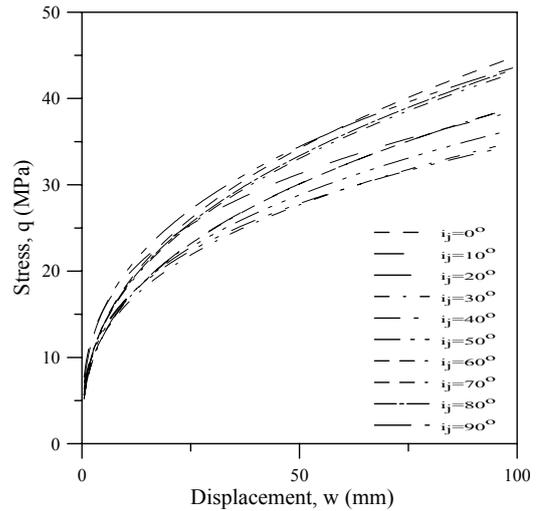


그림 18. 불연속면 경사 변화에 따른 q-w곡선( $S_j=1.0m$ 의 경우)

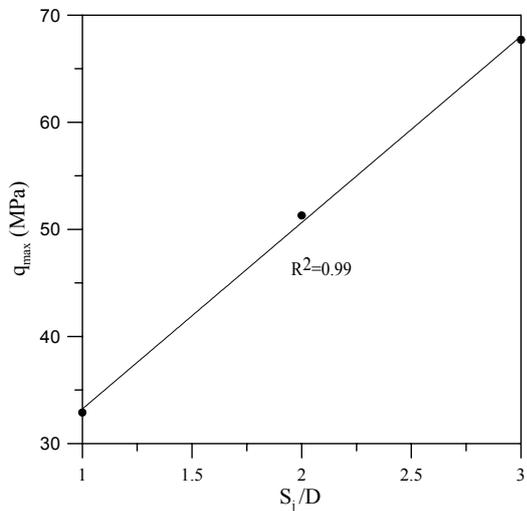
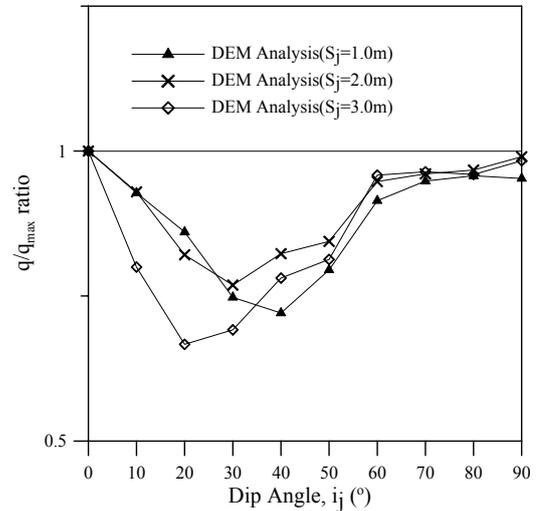


그림 17. 불연속면 간격 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화( $i_j=50^\circ$ 의 경우)

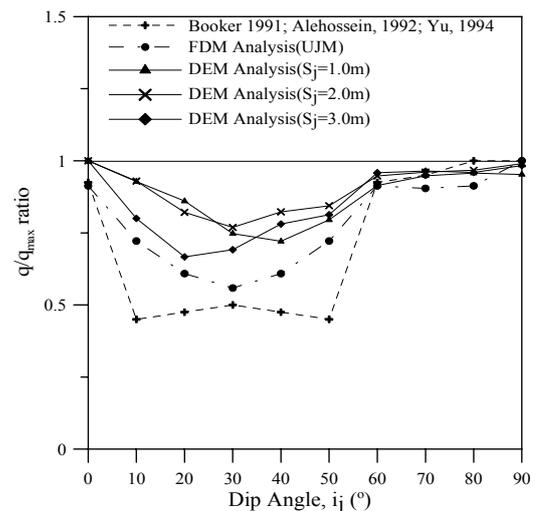
#### 2.4.2 불연속면 경사( $i_j$ )

불연속면의 경사 변화에 따른 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력 변화특성을 분석하기 위하여 UDEC을 이용하여 불연속면의 간격이 1.0m, 2.0m, 3.0m일 때, 불연속면의 경사가 각각  $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ, 50^\circ, 60^\circ, 70^\circ, 80^\circ, 90^\circ$ 인 30가지의 경우에 대하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석 모델링 개요는 그림 15와 같다.

그림 18은  $S_j=1.0m$ 인 경우 불연속면의 경사 변화에 따른 q-w 곡선들을, 그림 19는 불연속면의 경사 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화를 나타낸 것이다. 그림 19로부터 말뚝의 선단지지력( $q_{max}$ )은 불연속면의 경사가  $0^\circ < i_j < 60^\circ$ 의 경우 그 외의 불연속면 경사의 선단지지력에 비해 감소하는 것을 알 수 있었다. 이러한 결과는 본 연구의 연속체해석 결과와 유사하며, 기존연구(Booker, 1991; Alehossein



(a) 불연속체해석(DEM) 결과



(b) 기존연구결과와의 비교

그림 19. 불연속면의 경사 변화에 따른  $q_{max}$ 의 변화( $\delta=0.1D$ )

et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)와도 유사한 결과이다(그림 19(b)).

## 2.5 수치해석 결과 분석

본 연구에서 수행한 연속체 해석 및 불연속체 해석 결과, 암반근입 현장타설말뚝의 선단지지력은 말뚝직경(D)이 작아질수록, 암석의 탄성계수(E)가 커질수록, 불연속면의 간격(S<sub>i</sub>)이 넓어질수록 증가하였다.

또한, 불연속면의 경사(i<sub>j</sub>)가 0°<i<sub>j</sub><60°일 때 선단지지력은 그 외 경사의 선단지지력에 비해 감소하였으며, 말뚝으로부터 전해진 하중에 의하여 말뚝하부 암반 자체보다 암반의 불연속면에서 먼저 전단파괴가 발생하였기 때문인 것으로 판단되었다. 이러한 암반 불연속면에서의 파괴 경향은 기존 연구결과(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)에서도 확인할 수 있었다.

또한, 불연속면의 경사(i<sub>j</sub>)가 불연속면의 내부마찰각(φ<sub>i</sub>)과 근접할 때 q<sub>max</sub>가 최소치에 가깝게 나타났으며, 기존 수치해석 연구(Booker, 1991; Alehossein et al., 1992; Yu와 Sloan, 1994)에서도 유사한 경향을 확인할 수 있었다.

이와 같이 본 연구 결과에서는 해석에 적용된 불연속면의 내부마찰각(35°)과 근접한 20°~40°에 불연속면의 경사가 존재할 때 선단지지력이 최대치의 약 50%까지 감소하는 것으로 나타나, 불연속면의 경사가 일반적인 암반 및 암반 불연속면 내부마찰각의 범위인 20°~40°에 존재할 때는 선단지지력의 산정 시 반드시 불연속면 경사의 영향을 고려해야 하는 것으로 나타났다.

## 3. 결론

본 연구에서는 문헌조사 및 기존연구 결과를 참고로 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력의 영향인자를 말뚝직경, 암반의 탄성계수, 불연속면 간격, 불연속면 경사 등으로 선정하고 이들 인자의 영향을 연속체해석(유한차분해석)과 불연속체해석(개별요소해석)을 통해 분석하였다.

(1) 수치해석결과, 말뚝직경이 증가함에 따라 선단지지력이 감소하였고, 암반의 탄성계수가 증가함에 따라 선단지지력이 증가하는 것을 알 수 있었다. 또한 불연속면 간격이 증가함에 따라서 선단지지력이 증가하는 결과를 얻을 수 있었다.

- (2) 불연속면의 경사(i<sub>j</sub>)가 0°<i<sub>j</sub><60° 일 때 선단지지력은 그 외 경사의 선단지지력에 비해 감소하였으며, 이는 말뚝으로부터 전해진 하중에 의하여 말뚝하부 암반 자체보다 암반의 불연속면에서 먼저 전단파괴가 발생하였기 때문인 것으로 판단된다.
- (3) 불연속면의 경사(i<sub>j</sub>)가 불연속면의 내부마찰각(φ<sub>i</sub>)과 근접할 때 선단지지력이 최소치에 가까운 것으로 나타났으며, 따라서 불연속면의 경사가 일반적인 암반 및 암반 불연속면의 내부마찰각의 범위인 20°~40°에 존재할 때는 선단지지력의 산정 시 불연속면 경사의 영향을 고려해야 하는 것으로 나타났다.

## 감사의 글

이 연구는 초장대교량 사업단 제1핵심과제를 통하여 지원된 국토해양부 건설기술혁신사업(08기술혁신E01)에 의하여 수행되었습니다. 연구 지원에 감사 드립니다.

## 참고 문헌

- 권오성, 김명모 (2008), “풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지거동”, *대한토목학회논문집*, 제28권 4C호, pp.197-203.
- 김원철, 황영철, 황성식 (2002), “암반에 근입된 현장타설말뚝의 정재하시험결과와 지지력이론식의 비교”, *한국지반환경공학회 논문집*, 제3권 4호, pp.51-58.
- 조천환, 이명환, 김성희 (2003), “국내 현장타설말뚝의 주변 접촉부에 대한 일정강성도 전단시험”, *한국지반공학회 정기학술대회*, pp.147-152.
- Alehossein, H., Carter, J. P., and Booker, J. R. (1992), “Finite element analysis of rigid footings on jointed rock”, *Proc., 3rd Int. Conf. on Comp. Plasticity*, Vol.1, pp.935-945.
- ARGEMA (1992), *Design guides for offshore structures : Offshore pile design*, ED: P. L. Tirant, Editions Technip, Paris, France.
- Baquelin, F., Frand, R., and Jezequel, J. F. (1982), “Parameters for friction piles in marine soils”, *2nd International Conference in Numerical Methods for Offshore Piling*, Austin, April.
- Booker, J. R. (1991), “Analytical methods in geomechanics”, *Proc., 7th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomech.*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.1, pp.3-14.
- 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.
- Chang, M. F. and Broms, B. B. (1990), “Design of bored piles in residual soils based on field-performance data”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.28, pp.200-209.
- Chen, C. Y. and Martin, G. R. (2002), “Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles”, *Computers and Geotechnics*, Vol.29, pp.363-386.

11. Findlay, J. D., Brooks, N. J., Mure, J. N. and Heron W. (1997), *Design of axially loaded piles*, United Kingdom practice.
12. Gwizdala, K. (1984), *Determination of the bearing capacity and settlement from the results of static penetration tests CPT and standard penetration tests SPT*, Report No. 26, Swedish Geotechnical Institute, Linkoping, pp.1-129.
13. Hansen, B. J. (1963), "Discussion, hyperbolic stress-strain response, cohesive soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE*, Vol.89, No.SM 4, pp.241-242.
14. Itasca Consulting Group, Inc. (2002), *FLAC, Fast lagrangian analysis of continua, Ver. 5.0, Vol. I : User's Manual*. Itasca Consulting Group, INC.
15. Jeong, S. S., Cho, H. Y., Cho, J. Y., Seol, H. I., and Lee, D. S. (2010), "Point bearing stiffness and strength of socketted drilled shafts in korean rocks", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol.47, pp.983-995.
16. O'Neill, M. W. and Reese, L. C. (1972), "Behavior of bored piles in beaumont clay", *Journal of the Soil mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.98, No.SM 2, pp.195-213.
17. O'Neill, M. W., and Hassan, K. M. (1994), "Drilled shaft : effects of construction on performance and design criteria", *Proceedings of the International Conference on Design and Construction of Deep Foundations*, Federal Highways Administration, Washington D.C., Vol.1, pp.137-187.
18. Rowe, P. K., and Armitage, H. H. (1987), "Theoretical solutions for axial deformation of drilled shafts in rock", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.24, pp.114-125.
19. Seidel, J. P. and Harberfield, C. M. (1994), "A new approach to the prediction of drilled pier performance in rock", *Proc. of the International Conf. on Design and Construction of Drilled Pier*.
20. Seol, H. I., Jeong, S. S., Cho, C. H., and You, K. H. (2008), "Shear load transfer for rock-socketted drilled shafts based on borehole roughness and geological strength index (GSI)", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. Vol.45, pp.848-861.
21. Vesic, A. S. (1977), *Design of pile foundations*, N.C.H.R.P., Synthesis of Highway Practice 42, pp.22-26.
22. Yu, H. S., and Sloan, S. W. (1994), "Bearing capacity of jointed rock", *Proc., 8th Int. Conf. on Comp. Methods and Advances in Geomech.*, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, Vol.3, pp.2403-2408.
23. Zhang, L., and Einstein, H. H. (1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.124, No.7, pp.574-584.

(접수일자 2011. 6. 10, 심사완료일 2011. 12. 16)