

암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단하중전이거동 분석

End Bearing Load Transfer Behavior of Rock Socketed Drilled Shafts

조 후 연¹ Cho, Hoo-Yeon

정 상 섭² Jung, Sang-Sum

설 훈 일³ Seol, Hoon-II

Abstract

The load distribution and deformation of rock socketed drilled shafts subjected to axial loads were evaluated by a load transfer approach. The emphasis was laid on quantifying the end bearing load transfer characteristics of rock socketed drilled shafts based on 3D Finite Difference (FD) analysis performed under varying rock strength and rock mass conditions. From the results of FD analysis, it was found that the ultimate unit toe resistance (q_{\max}) was influenced by both rock strength and rock mass conditions, while the initial tangent of end bearing load transfer curve (G_{ini}) was only dependent on rock strength. End bearing load transfer function of drilled shafts socketed in rock was proposed based on the FD analysis and the field loading tests which were performed on weathered rock in South Korea. Through the comparison with the results of the field loading tests, it is found that the load transfer curve by the present study is in good agreement with the general trend observed by field loading tests, and thus represents a significant improvement in the prediction of load transfer behavior of drilled shaft.

요 지

본 연구에서는 3차원 유한차분해석을 통하여 말뚝직경, 암반물성, 불연속면의 간격 및 방향 등 주요 인자가 암반근입 현장타설말뚝의 선단거동에 미치는 영향에 대한 분석을 수행하였으며, 이를 토대로 초기기울기 및 극한 단위선단 지지력을 변수로 하는 쌍곡선형태의 선단하중전이($q-w$)함수를 제안하였다. 제안식의 국내 암반지반에의 적용을 위하여 국내에서 수행된 14개 현장 23본의 시험말뚝의 재하시험자료를 토대로 제안식의 경험계수를 산정하였으며, 더불어 기존 초기기울기 및 극한 단위선단지지력 산정식의 타당성 검토도 수행하였다. 현장재하시험 사례와의 비교분석 결과, 본 연구에서 제안된 산정식은 국내 암반지반에 근입된 현장타설말뚝의 선단거동을 비교적 잘 예측 가능하고, 말뚝 지지력 및 침하량 예측값이 실측값에 가까움을 알 수 있었다.

Keywords : Drilled shaft, End bearing, FD analysis, Field loading test, G_{ini} , Load transfer, Rock interface, q_{\max}

1. 서 론

현장타설말뚝은 기타 항타말뚝 또는 매입말뚝과 달

리 극한지지력을 발현하기 위해서는 상대적으로 더 큰 주면과 선단변위량이 요구되는 것으로 알려져 있다(De Beer, 1986, Reese와 O'Neill, 1988; Ghionna 등, 1993;

1 정희원, 연세대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Student, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

2 정희원, 연세대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ., soj9081@yonsei.ac.kr, 교신저자)

3 정희원, 연세대학교 토목공학과 박사후과정 (Member, Post-Doctor, Dept. of Civil Engrg., Yonsei Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 2월 28일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

Fioravante 등, 1994). 따라서, 현장타설말뚝의 설계지지를 결정할 때에는 선단지지력과 주변마찰력의 합으로 나타나는 극한지지력(ultimate bearing capacity)의 절대값 보다는 상부 구조물에 손상을 주지 않는 허용범위 내에서의 한계지지력(serviceability limit capacity)의 확인이 필연적으로 요구되며, 상부 재하 하중으로 인하여 주변마찰력과 선단지지력으로 발현되어 가는 하중 전달개념의 파악이 무엇보다 중요하다고 볼 수 있다. 이러한 거동특성의 파악이 가능하며 현재 가장 널리 쓰이고 있는 해석기법으로 주변하중전이함수 및 선단전이함수를 이용한 하중전이법이 있다.

1990년 이후 암반근입 현장타설말뚝의 주변하중전이에 대한 연구(Baquin, 1982; Castelli 등, 1992; O'Neill과 Hassan, 1994; Kim 등, 1999; 전경수, 2000; 조천환 등, 2003; 권오성, 2004; Seol 등, 2008)가 국내외적으로 활발히 이루어지고 있으나, 선단하중전이거동에 대한 연구는 선단의 극한상태까지 재하된 현장재하시험 자료의 부족으로 소수의 연구결과(Williams 등, 1980; Baquin, 1982; Castelli 등, 1992)이외에 아직까지 미비한 상태이다.

일반적으로 현장타설말뚝 선단지지력의 극한상태는 주변보다 더 큰 침하량(약 말뚝직경의 5~10%)하에서 도달되며, 이에 보다 큰 상부 재하하중이 요구된다. 하지만, 일반적인 말뚝두부 재하시험에서 대용량의 상부 하중은 고비용에 따른 경제성 문제 및 하중재하시의 안전문제 등의 이유로 제한적으로 사용되어 왔으며, 대부분의 말뚝두부재하시험은 설계하중의 2~3배에 불과하기 때문에 이를 통해 암반근입 현장타설말뚝의 선단거동을 분석하기에는 어려움이 많았다. 그러나 최근에는 말뚝두부가 아닌 말뚝선단에 하중을 재하하는 양방향 말뚝선단 재하시험(Osterberg-cell test, Bi-directional loading test)이 개발·도입되어 선단거동을 분석을 위한 자료들의 이용이 가능해졌다.

1982년 Baquin등은 Timoshenko와 Goodier(1970)의 탄성해를 기초로하여 선단에 대한 하중전이함수식을 다음의 식 (1)과 같이 제안하였다.

$$q = \left(\frac{4E_{SB}}{\pi(1-\nu_s^2)D} \right) \quad \text{for } w_T \leq w_{T,max} \quad (1a)$$

$$q = q_{max} \quad \text{for } w_T > w_{T,max} \quad (1b)$$

여기서, D 는 말뚝의 직경, ν_s 는 지반의 포아송비이며, E_{SB} 는 공내재하시험으로부터 얻은 말뚝 선단 지반의 탄

성계수로서, 항타말뚝의 경우에는 재재하(reloading) 시의 탄성계수, 현장타설말뚝의 경우에는 초기 탄성계수값을 사용한다. 또한, q_{max} 는 극한 단위 선단지지력, $w_{T,max}$ 는 q_{max} 발현 시 말뚝요소의 극한변위이다.

1992년에 Castelli 등은 선단에 대한 하중전이함수를 주변의 하중전이함수와 유사하게 쌍곡선(Hyperbolic) 형태로써 식 (2)와 같이 제안하였다.

$$q = \frac{w_b}{\frac{1}{KI_p} + \frac{w_b}{q_{max}}} \quad (2)$$

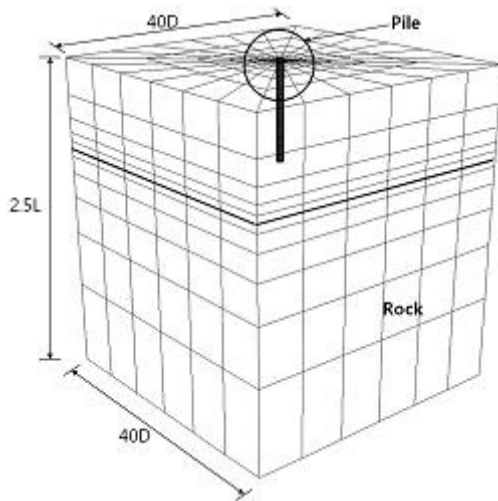
여기서, KI_p 는 선단 하중전이함수의 초기 접선기울기로서 Randolph와 Wroth(1978)의 연구결과로부터 식 (3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$KI_p = \frac{G_s}{r_0 \ln(R'/r_0)} \quad (3)$$

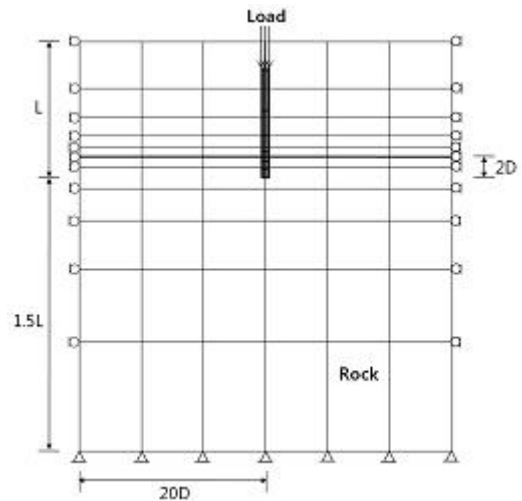
여기서, G_s 는 선단지반의 초기 전단탄성계수, r_0 는 말뚝의 반경이며, R' 은 선단지반의 전단변형이 무시할 수 있을 만큼 작아지는 방사방향의 거리로서 $R'=(1.0 \sim 1.5)D$ 이다.

하지만 이들 제안식은 제한된 소수의 재하시험을 토대로 제안되었으며, 암반 근입부의 선단거동에 영향을 끼치는 여러 암반상태를 반영하지 못하는 단점을 가지고 있다. Carter와 Kulhawy(1988), O'Neill과 Hassan(1994), Zhang과 Einstein(1998) 등의 연구 결과에 따르면, 말뚝 기초의 선단지지력은 말뚝직경, 선단지반의 탄성계수 이외에도 암반 불연속면의 수, 간격, 방향, 충전물 등의 암반 상태에 따라 그 값의 차이가 매우 크다고 보고하고 있다. 하지만 이는 말뚝의 하중전이 메커니즘에 대한 것이 아니라 극한선단지지력만을 대상으로 수행된 연구이기 때문에, 말뚝 선단부의 전체적인 하중-변위 메커니즘의 규명이 더 필요한 상태이다. 또한 제한적으로 이루어진 시험 대상 암반의 종류 역시 국내 지반에 주로 산재해 있는 화강암, 편마암이 아닌 이암, 사암, 혈암 등이어서 국내 지반에의 적용성은 낮다고 할 수 있다.

이에 본 연구에서는 암반 근입 현장타설말뚝의 선단거동을 분석하기 위하여, 암반의 불연속면 상태를 모사하여 3차원 유한차분해석을 수행하였으며, 많은 국내 재하시험의 데이터베이스를 구축하였다. 이를 토대로 국내 암반에 적합한 선단하중전이함수를 제안하였으며, 국내 재하시험사례와의 비교분석을 통하여 그 타당성을 검증하였다.



(a) X-Y-Z 방향



(b) X-Z 방향

그림 1. 수치해석에 사용된 격자망(Mesh) 및 경계조건

2. 유한차분해석

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단부 거동 및 하중전이 양상을 유한차분해석을 이용하여 말뚝, 암반, 불연속면 특성 상태에 따라 분석하였다. 유한차분해석은 범용 지반해석 프로그램인 FLAC^{3D}(Fast Lagrangian Analysis of Continua)를 이용하였다.

2.1 해석 격자망(Mesh) 및 경계조건

해석 격자망은 그림 1과 같이 상부토층과 하부암반층으로 구성하였으며, 말뚝은 상부토층을 지나 암반층에 말뚝 직경(D)의 2배 깊이로 근입된 선단지말뚝으로 모델링하였다. 이때, x축, y축, z축 경계(Far-Field-Boundary)는 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 하였고, 좌우측 경계면에서 z축 방향으로 변위를 허용하기 위해 롤러구속조건을 적용하였으며, 하부 경계면에는 모든 축방향으로 변위가 발생하지 않도록 힌지 구속조건을 적용하였다.

본 해석에서는 말뚝은 탄성체, 주변 지반은 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 따르는 탄소성 매질로 가정하였으며, 하중은 말뚝단면 전체에 등분포하중 형태로 각 하중 단계별로 재하하였다. 이때, 지반과 말뚝 부근에서는 두 재료 간의 큰 강성 차이로 인해 큰 전단변형이 예상되어 조밀한 격자망(Mesh)을 사용하였고, 말뚝으로부터 거리가 멀어질수록 격자망(Mesh)의 크기를 증가시켰다.

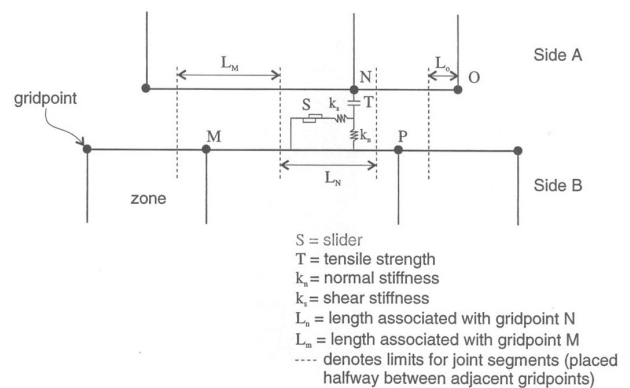


그림 2. 수직과 전단스프링으로 나타낸 경계면의 모식도(Itasca Consulting Group, Inc., 1997)

2.2 경계면(Interface) 모델링

본 수치해석에서는 암반 근입현장타설 말뚝의 선단거동을 엄밀하게 모사하기 위하여, FLAC의 경계면(Interface)요소를 이용하여 말뚝주면-지반 경계면과 암반 불연속면을 미끄러짐이나 분리가 발생할 수 있는 면(Plane)으로 모델링하였다. 말뚝-지반 경계면 및 암반 불연속면에 적용한 경계면 요소는 그림 2와 같이 마주하는 두 면(Side A & B)에 수직과 전단 스프링으로 모사되며(Itasca Consulting Group, Inc., 1997) 이는 수직(K_n) 및 전단(K_s) 강성, 마찰각, 점착력 등의 물성을 가진다.

경계면과 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.

표 1에서 보는 바와 같이 국내 설계 적용값의 경우

국외의 제안값에 비해 그 값이 큰 데, 이는 서론에서 언급한 바와 같이 국내에 화강암, 편마암 등 암의 강도가 큰 암반종류가 많이 분포되어 있기 때문이라 사료된다. 이에 본 연구에서는 이를 토대로 표 2와 같이 국내 암반 근입 현장타설말뚝의 말뚝-지반 경계면 및 암반불연속면의 수직/수평 강성을 기존 제안값의 중간 정도의 값으로 적용하였으며, 마찰각과 점착력은 원지반 물성의 50%를 적용(O'Neill과 Hassan, 1994)하여 국내 암반 상태를 모사하였다. 또한 암반 불연속면에서의 K_n 과 K_s 는 일반적으로 같지 않으나 본 수치해석의 목적인 불연속면의 방향과 간격에 따른 말뚝의 거동변화 확인에는 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단하여 같게 적용하였다.

2.3 현장시험 결과와의 비교

본 수치해석 모델링 방법의 타당성을 검증하기 위하여 국내 현장재하시험 사례와의 비교분석을 수행하였다.

비교분석에 적용된 국내 현장재하시험 사례는 경기 A 현장에서 수행된 3본의 정재하시험말뚝(권오성, 2004) 중 직경(D) 1,000mm, 길이(L) 13.8m의 시험말뚝 D4이

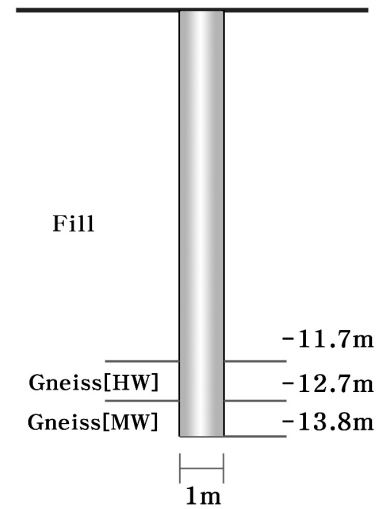


그림 3. 경기 A현장의 지층구성 및 시험말뚝

표 1. 말뚝-암반 경계면 및 암반 불연속면의 K_n , K_s 값

Type	Reference	K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)
Pile-Rock Interface	Chen and Martin (2001)	100	100
	조천환 등 (2003)	350~1,000	—
	Seol 등 (2008)	300~1,050	—
	국내 현장 설계자료 ^a	2,000~36,000	250~1,650
Rock Discontinuity	Haberfield and Seidel (1999)	150~600	150~600
	FLAC Manual (Itasca Consulting Group, Inc., 1997)	10~100이상	10~100이상
	국내 현장 설계자료 ^a	1,000	1,000

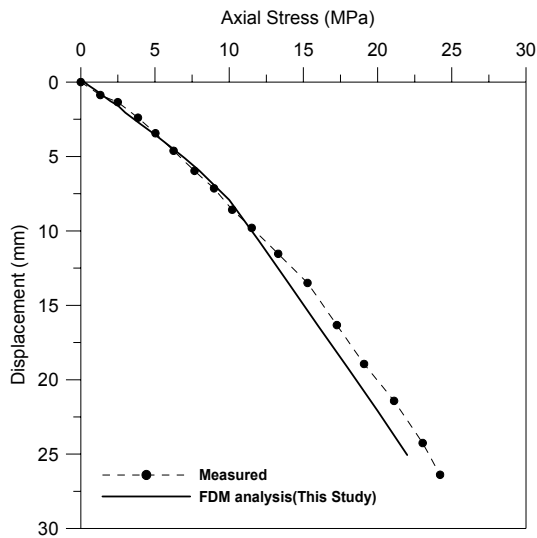
^a전라남도 광양시(세풍-중군 구간), 충청남도 천안시(북부대로 구간), 경상남도 진주시(진주-광양 구간), 인천광역시(제2연육교), 경상남도 진해시(소사-녹산 구간), 동해남부선, 전라남도 광양시, 춘천-양양 구간, 부산지하철 3호선 일부구간, 서울지하철 9호선 917공구

표 2. 적용된 말뚝-지반 경계면 및 암반 불연속면의 물성

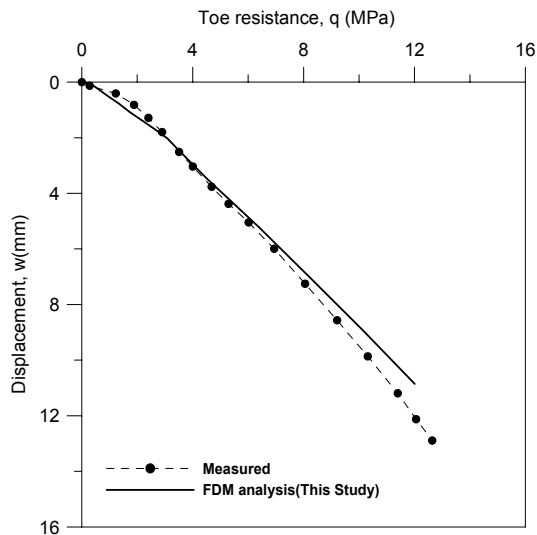
Interface Type	Subsoil	Interface Properties			
		K_n (MPa/m)	K_s (MPa/m)	ϕ (°)	c (kPa)
Pile-Soil	Soil	30	15	원지반 물성의 50%	
Pile-Rock	Weathered rock	700	350		
	Soft rock	2,000	1,000		
Discontinuity	Soft rock	400	400		

표 3. 지반조건 및 입력 물성

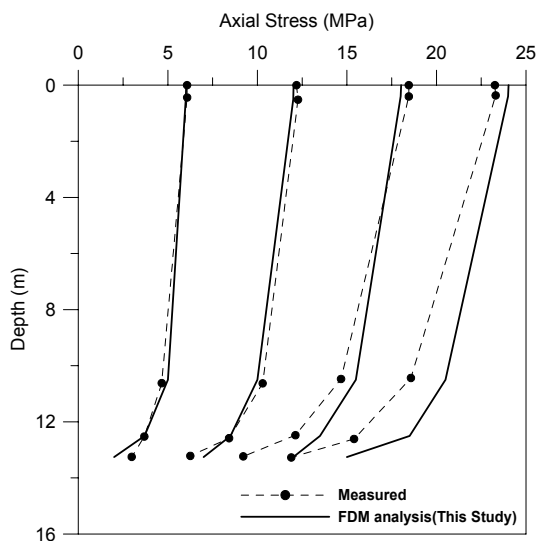
Subsurface Profile			Properties				
—	Type	Depth	E (MPa)	ν	ϕ (°)	c (kPa)	γ (kN/m ³)
Pile	—	0~13.8	28,000	0.2	—	—	25
Soil	Shaft	Fill	50	0.3	30	0	18
		Gneiss(HW)	1,203	0.3	40	1,000	21
		Gneiss(MW)	1,932	0.3	40	1,500	21
	Toe	Gneiss(MW)	1,932	0.3	40	1,500	21



(a) 말뚝 두부 하중-침하 곡선



(b) 말뚝 선단 하중-침하($q-w$) 곡선



(c) 축방향 하중 분포

그림 4. 수치해석 결과와 재하시험결과와의 비교

다. 이는 높은(Highly)~중간(Moderately)정도 풍화된 편마암에 약 2.1m 근입된 말뚝으로 지반의 지층구성은 그림 3에 도시한 바와 같다. 각 지층별 수치해석에 사용한 지반조건 및 입력 물성은 기존 연구(권오성, 2004)에서 산정된 값을 적용하였으며, 이는 표 3과 같다.

비교분석 결과, 본 연구의 수치해석 모델링방법은 그림 4와 같이 말뚝 두부 하중-침하 관계(그림 4(a) 참조), 말뚝 선단 하중-침하 관계(그림 4(b) 참조), 그리고 말뚝의 하중전이거동(그림 4(c)참조)을 적절히 모사 가능한 것으로 나타났다.

2.4 매개변수 연구를 통한 선단거동 분석

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단부 거동의 하중전이 양상을 분석하기 위하여, 그림 5와 같이 대표적인 말뚝 및 암반 불연속면 특성 상태에 대한 수치해석을 수행하였다. 해석 대상 지반은 본 수치해석 모델링방법의 검증에 적용된 경기지역 시험말뚝 D4를 토대로 하였으며, 말뚝은 그림 5에 나타난 바와 같이 길이 13.8m로 암반층에 2.1m(약 2D) 근입되어 있는 것으로 모델링하였다.

표 4는 본 연구에서 수행한 해석의 종류이다. 말뚝의 직경(D)은 0.5, 1.0, 1.5, 2.0m를 적용하였고, 말뚝직경에 따른 암반 근입깊이의 변화는 없는 것으로 가정하였다. 암반물성의 매개변수 분석 시 내부마찰각, 점착력 등 강도정수도 말뚝의 선단거동에 영향을 주는 인자이나 국내 암반의 경우 강도정수의 일반적인 범위는 크지 않으며(내부마찰각 30~40°, 점착력 0.5~2.0MPa) 주로 일

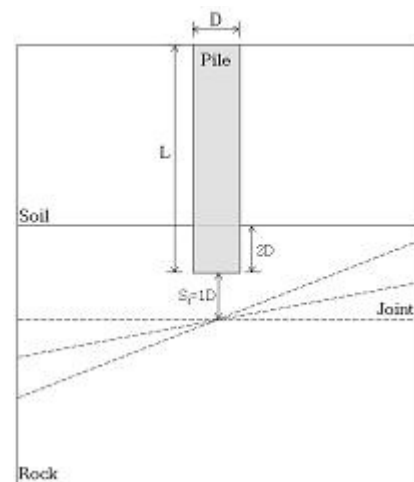


그림 5. 수치해석 모델링 개요도

표 4. 수치해석 시 고려한 매개변수

매 개 변 수	값의 범위	
말뚝직경, D (m)	0.5, 1.0, 1.5, 2.0	
암반탄성계수, E (MPa)	600, 1200, 2400, 4800	
불연속면 간격, S _j (m)	intact, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2	
불연속면 기울기, S _i (°)	Interface	0, 32, 45
	Ubiquitous Joint model	0~90

축압축강도를 토대로 설계에 적용하기 때문에 본 해석에서는 $\phi=40^\circ$, $c=1.5\text{MPa}$ 로 고정하고 탄성계수(E)만을 각각 600, 1200, 2400, 4800MPa로 변화시키면서 해석을 수행하였다.

본 연구에서 불연속면의 간격과 기울기에 대한 매개변수 분석 시 불연속면은 말뚝 선단부에서 1D 깊이 아래에 존재하는 것으로 가정하였다. 또한, FLAC^{3D}의 경계면(Interface)요소를 이용(2.2절 참조)한 불연속면의 직접적인 모델링의 경우 기울기를 갖는 불연속면의 3차원 모델링이 매우 복잡하고 한계가 있기 때문에, 경계면(Interface)요소를 이용한 해석은 불연속면의 기울기가 0, 32, 45°인 경우에 대하여 수행하였으며 이를 보완하기 위하여 편재절리모델(Ubiquitous Joint Model)을 이용, 불연속면의 기울기를 0~90°까지 10° 간격으로 적용하여 추가적인 수치해석을 실시하였다. 편재절리모델(Ubiquitous Joint Model)은 모어-쿨롱 모델(Mohr-Coulumb Model)을 모태로 한 지반 구성모델 중 하나이며, 불연속면의 경사방향(Dip direction)과 경사각(Dip angle)을 입력함으로써 불연속면이 가지는 방향성 즉 기울기를 모사할 수 있다.

2.5 해석 결과 및 분석

2.5.1 말뚝직경(D)에 따른 결과 분석

본 절에서는 말뚝직경 변화에 따른 말뚝선단부 거동 특성을 파악하기 위하여 말뚝직경을 0.5, 1.0, 1.5, 2.0m로 변화시키면서 해석을 수행하였다. 말뚝 주변 지층 구성은 그림 3과 같으며 말뚝이 근입된 암반은 탄성계수(E_m) 2,400MPa인 연암으로 가정하였다. 말뚝의 선단거동은 선단으로부터 3.0m(3D) 깊이 이내의 지반조건에 의해 결정되는 것으로 간주하여 이 범위 내에 수평 불연속면을 일정한 간격($S_j=1.0\text{m}$)으로 모델링 하였다.

그림 6은 말뚝직경 변화에 따른 선단지지력-선단변위 곡선(q - w 곡선)을 나타낸 것이며 각 경우의 초기기울기(G_i)와 선단지지력(q)을 비교함으로써 말뚝직경 변화에 따른 선단 거동특성을 분석하였다. 본 해석에서는 말뚝

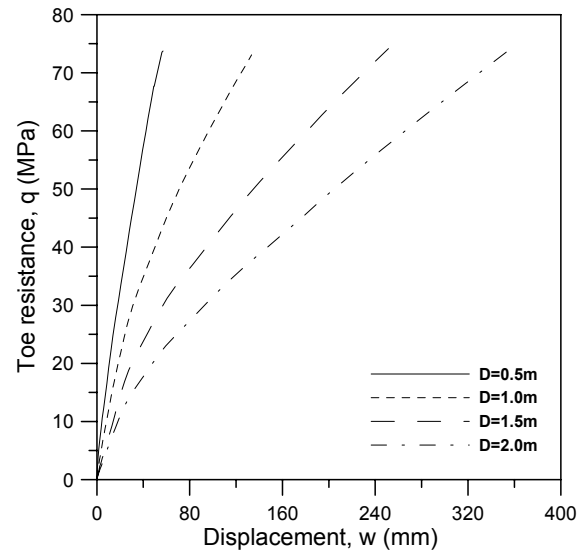


그림 6. 말뚝의 직경 변화에 따른 q - w 곡선

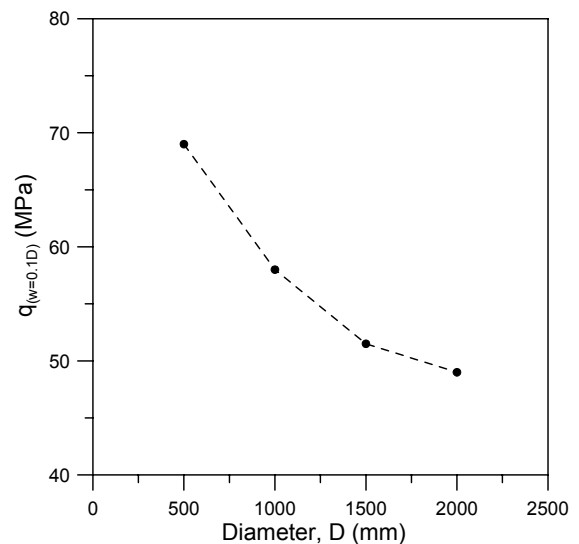


그림 7. 말뚝의 직경 변화에 따른 q_{\max} 의 변화

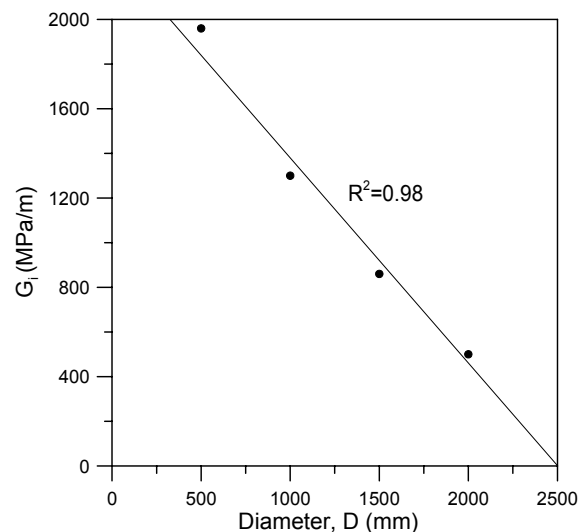


그림 8. 말뚝의 직경 변화에 따른 초기기울기의 변화

의 선단지지력이 점진적으로 증가하고 일정한 값으로 수렴하지 않아 극한선단지지력(q_{max})을 확인할 수 없었기 때문에, 말뚝직경의 10%에 해당하는 순침하량을 발생시키는 선단지지력을 극한선단지지력(q_{max})으로 가정하였다.

말뚝직경에 따른 q_{max} 의 변화를 도시하면 그림 7과 같으며, 이로부터, 말뚝직경이 증가할수록 q_{max} 는 감소하고 감소량은 점진적으로 작아짐을 알 수 있다. 이는 기존 연구결과(Kerisel, 1958; Baquelin, 1982; Gwizdala, 1984)와 유사한 결과를 보여주고 있다.

말뚝의 침하량이 말뚝직경의 1% 이내의 탄성거동 영역 내에 존재할 때의 초기기울기 값을 그림 8에 도시하였으며, 이로부터 말뚝직경이 증가함에 따라 초기기울기가 선형적으로 감소하고 있음을 알 수 있다.

2.5.2 암반탄성계수(E_m)에 따른 결과 분석

본 절에서는 암반의 탄성계수에 따른 말뚝의 선단거동특성을 분석하기 위하여 암반탄성계수를 600, 1,200, 2,400, 4,800MPa로 변화시키면서 수치해석을 수행하였다. 이때 암반의 강도에 영향을 주는 수평/수직 응력비(σ_h/σ_v)인 측압계수(K_0)를 1.0으로 적용하였으며, 암반에는 선단으로부터 3.0m(3D)깊이 이내에 수평불연속면을 일정한 간격($S_j=1.0$ m)으로 모델링하였다.

그림 9는 암반의 탄성계수 변화에 따른 q - w 곡선을 나타낸 것이며 각 경우의 초기기울기와 선단지지력을 비교함으로써 암반 탄성계수 변화에 따른 선단거동특성을 분석하였다.

그림 10에서와 같이 암반의 탄성계수가 증가함에 따라 극한선단지지력(침하량 0.1D 기준)은 증가하는 것으로 나타났고, 그 증가량은 점차 감소함을 알 수 있다. 초기기울기에 대해서는 그림 11에서와 같이 암반의 탄성계수가 증가함에 따라 q - w 곡선의 초기기울기는 증가하였으나, 그 증가정도는 감소하였다.

2.5.3 불연속면 간격(S_j)에 따른 결과 분석

본 절에서는 불연속면의 간격변화에 따른 말뚝선단의 거동특성을 분석하기 위하여 불연속면이 존재하지 않는 무결암(Intact)상태와 불연속면이 수평방향으로 일정간격으로 존재할 경우의 수치해석을 수행하였다. 불연속면의 간격(S_j)을 무결암, 0.6, 0.8, 1.0, 1.2m으로 변화시키면서 수치해석을 수행하였고, 언급된 바와 같이 선단으로부터 3.0m(3D) 범위 내에 수평 불연속면을 주

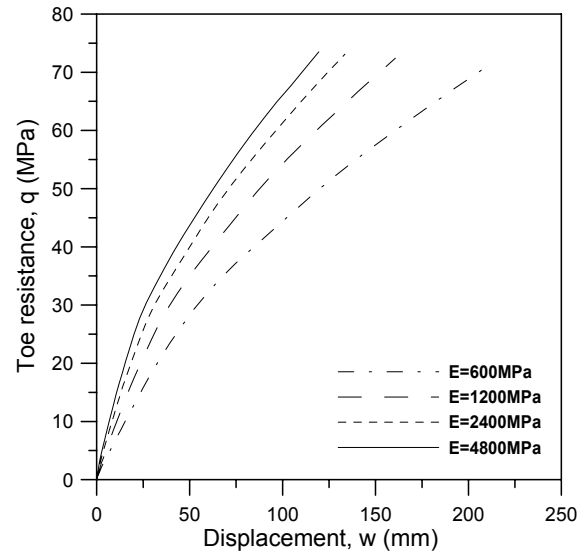


그림 9. 암반의 탄성계수 변화에 따른 q - w 곡선

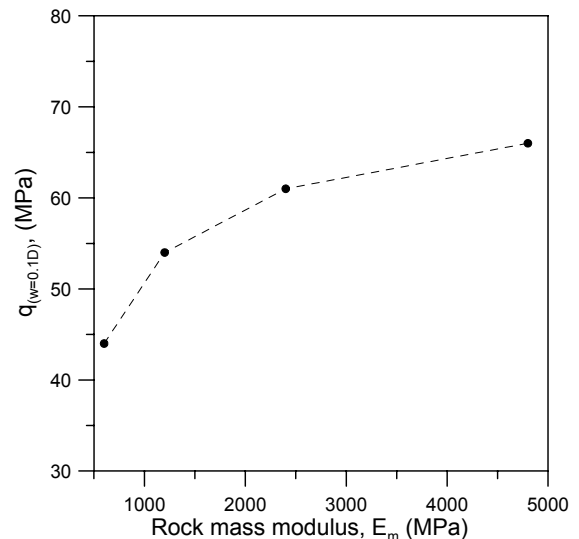


그림 10. 암반의 탄성계수 변화에 따른 q_{max} 의 변화

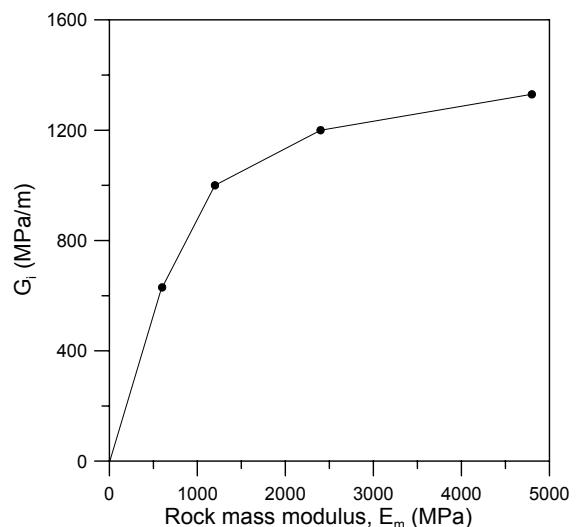


그림 11. 암반의 탄성계수 변화에 따른 초기기울기의 변화

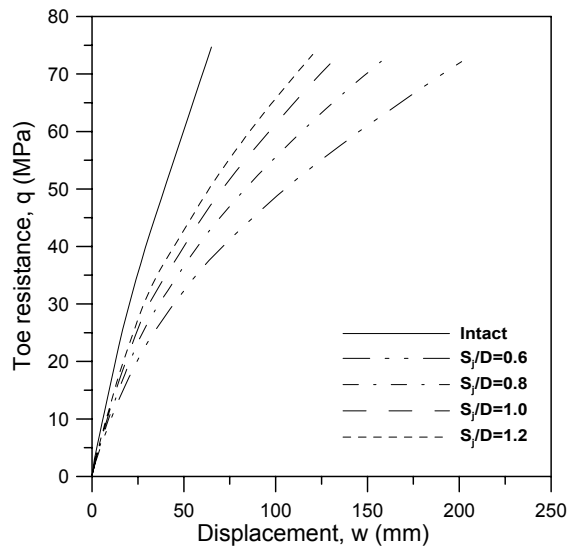


그림 12. 불연속면 간격 변화에 따른 q-w곡선

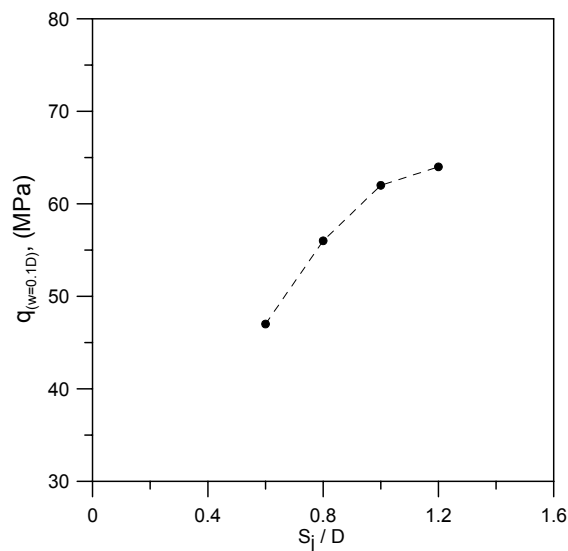


그림 13. 불연속면 간격 변화에 따른 q_{max} 의 변화

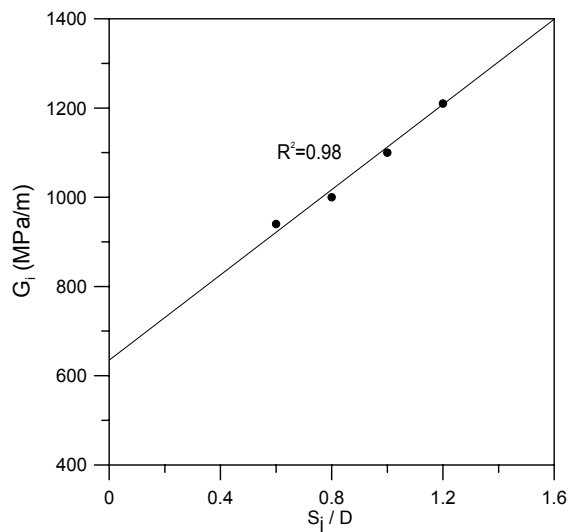


그림 14. 불연속면 간격 변화에 따른 초기기울기의 변화

어진 간격으로 모델링 하였다. 그림 12는 불연속면 간격 변화에 따른 q-w곡선을 나타낸 것이며 각 경우의 초기 기울기와 선단지지력을 비교함으로써 불연속면 간격의 변화에 따른 선단거동특성을 분석하였다.

그림 13에서와 같이 불연속면의 간격이 증가함에 따라 극한선단지지력(침하량 0.1D 기준)은 증가하고 그 증가량은 감소하는 것으로 나타났다. 이는 불연속면의 간격이 증가함에 따라 암반이 무결암(Intact)의 특성에 가까워지기 때문이라 판단된다. 또한, 말뚝두부에 가해지는 하중이 증가함에 따라 말뚝선단을 통해 지반으로 전달되는 하중 역시 증가하게 되고, 지반 내 응력 영향 범위 역시 점차 확대되어 응력의 영향범위가 불연속면 위치에 도달하기 때문에 말뚝의 선단저항력이 감소되는 것으로 사료된다.

그림 14는 불연속면의 간격에 따른 초기기울기의 변화를 나타낸 것으로 불연속면의 간격이 증가함에 따라 초기기울기가 증가하는 경향은 있지만 변화범위가 10% 미만이기 때문에 그 영향은 크지 않은 것으로 판단된다.

2.5.4 불연속면 기울기(S_i)에 따른 결과 분석

본 절에서는 불연속면의 기울기에 따른 말뚝의 선단 거동특성을 분석하기 위하여 경계면(Interface) 요소를 사용하여 불연속면이 존재하지 않는 무결암 상태와 불연속면이 각각 0(수평), 32, 45°인 경우를, 편재절리모델(Ubiquitous Joint model)을 이용하여 불연속면이 0~90°인 경우 각 10°간격으로 수치해석을 수행하였다.

그림 15는 경계면(Interface) 요소를 사용한 해석 시

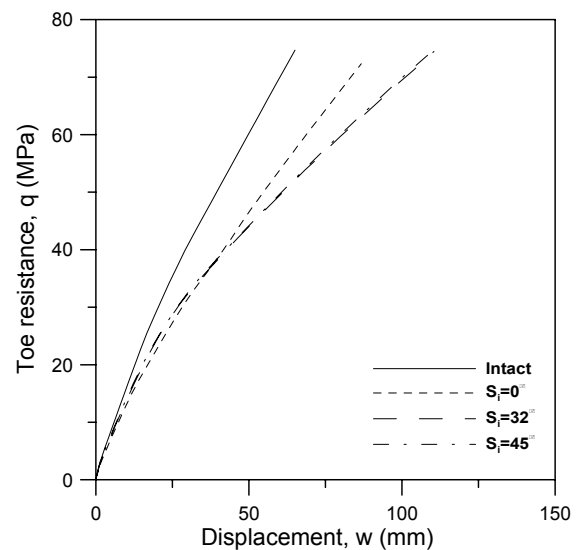


그림 15. 불연속면 기울기 변화에 따른 q-w곡선

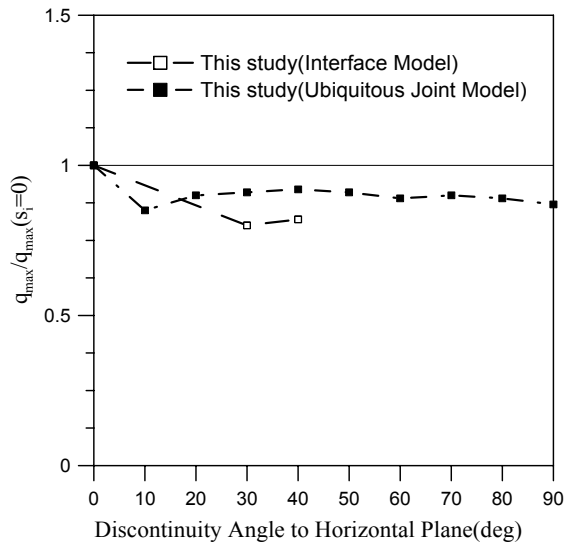


그림 16. 불연속면의 기울기 변화에 따른 q_{max} 의 변화

불연속면 기울기의 변화에 따른 q - w 곡선을 나타내고 있다. 무결압 조건에서 가장 큰 극한선단지지력(침하량 0.1D 기준)과 초기기울기를 나타내고 있으며, 불연속면을 포함하고 있는 조건에서는 초기기울기와 극한선단지지력(침하량 0.1D 기준) 모두 감소하는 것을 알 수 있

다. 또한 불연속면이 존재하는 경우 수평불연속면($S_i=0^\circ$) 조건에서 극한선단지지력(침하량 0.1D 기준)이 가장 큰 것으로 나타났으나, 초기기울기는 불연속면 기울기의 영향이 크지 않은 것으로 나타났다.

그림 16은 편재절리모델(Ubiquitous Joint Model)을 이용한 해석결과와 경계면(Interface) 요소를 이용한 해석결과를 나타내고 있다. 그래프의 Y 축은 극한선단지지력과 각 기울기에서의 극한선단지지력과의 비를 나타낸 것이며, 본 연구의 해석결과 불연속면의 기울기 변화에 따른 극한선단지지력의 변화정도는 크지 않은 것으로 나타났다.

3. 선단 하중전이함수식 제안

문헌연구 및 수치해석 결과, 암반 근입 현장타설말뚝의 선단하중전이 거동은 암반 강도, 암반 불연속면의 간격 및 방향 그리고 말뚝직경에 의해 크게 영향을 받는 것으로 나타났으며, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지 거동을 정확히 모사하기 위해서는 이러한 영향

표 5. 국내 암반근입 현장타설말뚝 재하시험 제원 및 지반조건

시험말뚝 No.	말뚝직경 (m)	말뚝길이 (m)	암반근입깊이 (m)	q_u (MPa)	E_m (MPa)	D_m (MPa)	RQD	q_{max} (MPa)	W_{bmax}/Dia (%)	재하 방식
인천 E5	3.0	38.8	13.0	82.4	12,400.0	—	70~82	20.1	1.2	양방향
인천 E7	2.4	40.0	13.6	30.0	6,100.0	—	55	18.8	3.6	양방향
인천 W8	2.4	45.1	15.2	35.0	2,815.0	—	42	26.6	3.6	양방향
부산 P1	1.5	33.5	5.5	78.7	336.0	151.0	20	11.1	14.3	양방향
서해 S3	0.4	1.0	1.0	36.1	619.0	111.0	0	10.9	17.5	두부재하
서해 S4	0.4	1.0	1.0	17.3	191.0	58.0	0	5.2	12.6	두부재하
서해 S5	0.4	1.0	1.0	15.7	163.0	58.0	0	4.6	17.5	두부재하
서해 S7	0.4	1.0	1.0	57.0	150.0	—	0	20.3	11.0	두부재하
동탄 D2	1.0	13.8	1.3	47.8	905.0	204.0	0	7.0	1.1	두부재하
동탄 D4	1.0	13.8	2.1	47.8	2,752.0	835.0	40	12.7	1.3	두부재하
동탄 D5	1.0	13.8	1.4	47.8	2,748.0	932.0	52	8.9	0.7	두부재하
목동 M	0.8	28.7	7.4	29.0	4,871.8	2,630.5	70	20.9	3.2	양방향
서초 S1	1.0	22.0	21.2	39.7	12,300.0	—	74	17.2	0.9	양방향
상암 P	0.8	27.1	6.1	16.8	3,472.0	1,252.0	6~52	20.9	9.1	양방향
상암 R	1.5	26.1	6.5	21.9	10,834.0	5,034.0	39	13.6	1.1	양방향
군산 K2	0.4	10.4	0.4	56.7	2,810.0	548.0	23	2.3	4.0	양방향
부산 P3	2.0	42.0	15.0	36.0	723.0	—	0~40	15.3	2.2	양방향
부산 P6	2.0	49.0	30.3	36.0	723.0	—	0~41	14.0	2.5	양방향
부산 P9	2.0	43.5	21.8	36.0	723.0	—	0~42	17.8	3.6	양방향
송도 R1	1.5	43.0	9.3	23.0	1,211.0	—	0	17.0	2.0	양방향
송도 R2	1.5	56.0	12.4	41.0	1,012.0	—	21	17.0	3.1	양방향
화성 H1	2.0	28.3	7.4	48.0	792.0	—	0~90	12.7	4.3	양방향

요소들을 반드시 고려해야 함을 알 수 있었다. 이에 본 연구에서는 분석된 선단거동특성을 반영할 수 있는 선단 하중전이(q - w)함수를 제안하기 위하여, 초기 기울기(Initial Slope, G_{ini})와 단위 극한선단지지력(q_{max}) 부분으로 이루어진 쌍곡선(Hyperbolic) 형태의 함수를 제안하였다.

쌍곡선형태의 선단 하중전이함수는 여러 연구자들(Castelli 등, 1992; Ramberg와 Osgood, 1976; Armalesh 등, 1987; Gwizdala, 1984)에 의해 제안되어 왔으며, 쌍곡선 형태의 선단 하중전이함수의 일반식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$q = \frac{w}{\frac{1}{G_i} + \frac{w}{q_{max}}} \quad (4)$$

여기서, q 는 선단변위 w 일 때의 단위 선단지지력, G_i 는 초기기울기, q_{max} 는 단위 극한선단지지력이다.

본 연구에서는 G_i 와 q_{max} 의 영향인자를 문헌연구 및 수치해석결과를 토대로 선정하였으며, 실제 현장 적용성을 높이기 위하여 국내 12개 현장에서 수행된 총 23개의 말뚝재하시험 결과와의 회귀분석을 통하여 최종 산정식을 제안하였다. 본 연구의 실 현장재하시험의 회귀분석에 수행된 암반근입 현장타설말뚝의 제원 및 지반물성을 말뚝직경, 말뚝길이, 암반근입 깊이, 암석의 일축압축강도(q_u), 암반 탄성계수(E_m) 및 변형계수(D_m), 암질지수(RQD), 단위 극한선단지지력(q_{max}), q_{max} 가 발현되는 선단변위(w_{bmax}), 재하시험 방식 등으로 요약하여 표 5에 나타내었다. 단, 극한상태에 도달하지 않은 사례의 경우 q_{max} 와 w_{bmax} 는 시험 재하하중의 최대값을 적용하였다. 본 연구에서 조사한 시험말뚝들은 일반적인 말뚝 두부 재하시험 및 양방향 선단재하시험 방식으로 수행되었다. 국내에서 수행되는 재하시험은 설계지지력의 확인을 주목적으로 설계지지력의 2배 정도의 하중만을 재하한 후 시험을 종료하는 경우가 많으며, 양방향 재하시험의 경우 주면과 선단의 지지력을 각각 분리하여 확인할 수 있다는 장점을 가지고 있지만 주면마찰력이나 선단지지력 어느 한 부분에서라도 극한에 도달하거나 말뚝 재하장치의 재하용량이 다하면 시험이 종료되게 된다. 따라서 말뚝재하시험 결과에서 선단지지력의 극한값을 확인할 수 있는 자료는 많지 않으며, 이는 시험말뚝의 대부분이 선단침하량이 말뚝직경의 0.3~4.0% 정도에 불과하다는 사실에서도 확인할 수 있다

(표 5 참조). 본 연구에서는 그 중 선단부의 하중-변위 거동이 비교적 많이 진행되어 그 극한값을 예측할 수 있는 결과를 주로 이용하여 회귀분석을 실시하였다.

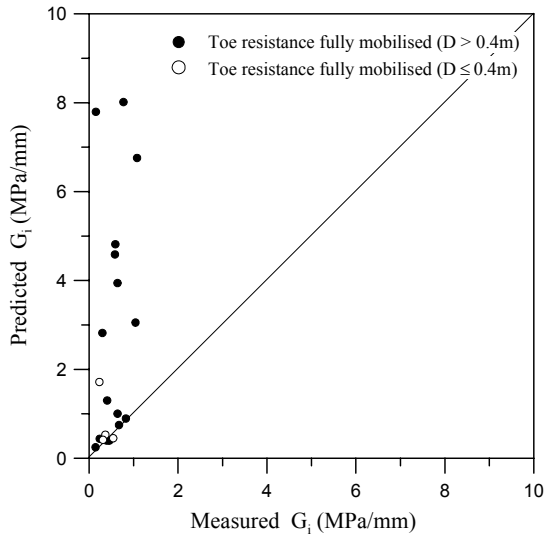
3.1 초기기울기 분석 및 산정

사용하중 하에서의 일반적인 암반 근입 현장타설말뚝의 경우, 대부분의 거동은 극한상태까지 도달하지 못하므로, 초기 기울기가 말뚝의 선단거동에 큰 영향을 끼친다.

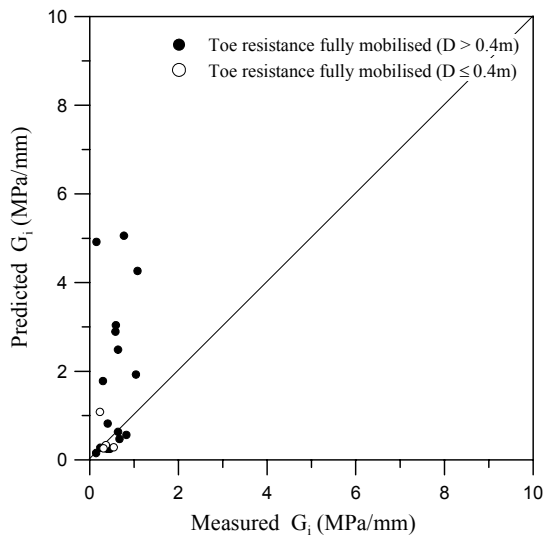
기존 연구 중에서 Baquelin(1982), Gwizdala(1984)는 선단지반의 탄성계수(E_s) 및 포아송비(ν), 말뚝직경(D)의 함수로 초기기울기를 제안하였으며, Randolph와 Wroth(1978)는 초기기울기를 선단지반의 초기 전단탄성계수(G_s)와 말뚝반경(r)의 함수로 제안하였다. 이때, 전단탄성계수는 탄성계수와 포아송비의 함수로 표현이 가능하므로, Randolph와 Wroth(1978)가 제안한 초기기울기 산정식도 선단지반의 탄성계수 및 포아송비, 말뚝직경의 함수라 할 수 있다.

본 연구의 수치해석결과, 암반근입 현장타설말뚝의 선단하중전이곡선 초기기울기의 크기는 기존의 연구와 동일하게 암반의 탄성계수에 비례함을 알 수 있으며 말뚝직경에 선형적으로 반비례함을 확인할 수 있었다. 기존 초기기울기 산정식(Randolph와 Wroth, 1978; Baquelin, 1982; Gwizdala, 1984)의 적용성을 검토하기 위하여, 표 5에 나타난 국내 재하시험결과와 비교분석을 수행하여 그 결과를 그림 17에 나타내었다. 이때 현장재하시험의 초기기울기 측정값은 선단변위/말뚝직경의 비(w_b/D)가 1%일 때를 기준으로 하였으며, 이는 기 선행 연구(김태형, 2008)에서 수행한 암반 근입 현장타설말뚝의 선단거동을 모사한 실내모형시험결과 중 선단거동의 탄성영역의 범위(말뚝직경의 1%)를 토대로 선정하였다. 또한, Baquelin(1982)과 Gwizdala(1984)의 초기기울기 식은 동일하므로 Baquelin(1982)만을 비교 분석하였다.

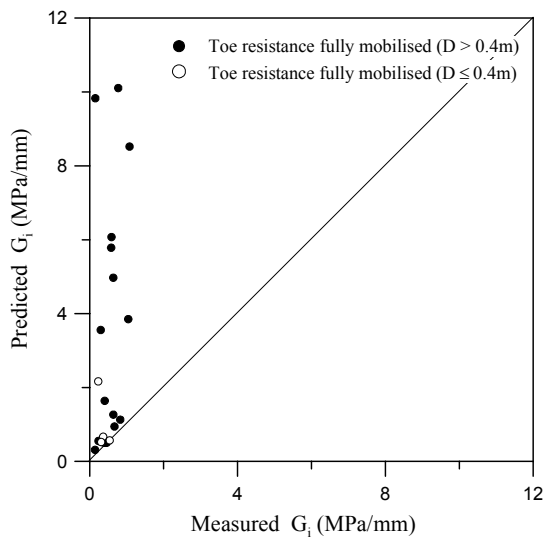
그림 17에서 볼 수 있듯이, 기존 초기기울기 산정식에 의해 예측된 값은 측정된 하중전이곡선의 초기기울기 값보다 매우 큼을 알 수 있으며, 이는 국내 암반의 경우 암석의 강도는 높으나 풍화, 절리 등이 발달하여 재료특성이 국외 암반의 성질과 상이하기 때문이다. 이에 본 연구에서는 초기기울기의 대표 영향인자로 암반의 탄성계수와 말뚝의 직경을 선정하여, 국내 암반 근입 현장타설말뚝의 초기기울기 산정식을 다음과 같이 제



(a) Randolph와 Wroth(1978): $R'=1.0D$ 일때



(b) Randolph와 Wroth(1978): $R'=1.5D$ 일때



(c) Baquelin(1982)

그림 17. G_i 의 예측값과 측정값의 비교

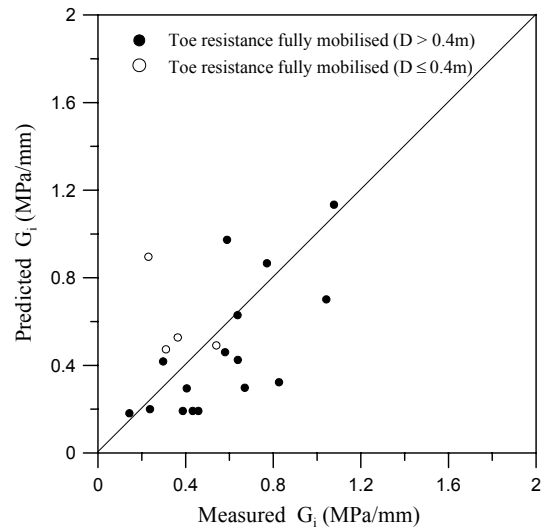


그림 18. 제안된 G_i 의 예측값과 측정값의 비교

안하였다.

$$G_i = \alpha \left(\frac{E_m}{P_a} \right)^\beta \frac{P_a}{D} \quad (5)$$

여기서 p_a 는 대기압(=101.3kPa), α 와 β 는 상수이다. α 와 β 는 회귀분석을 통해 산정될 수 있으며, 본 연구의 국내 재하시험 데이터베이스로부터 $\alpha=70$, $\beta=0.45$ 이 도출되었다. 그림 18은 본 연구에서 제안한 초기기울기 (식 (5) 참조) 예측 값과 국내 재하시험 데이터베이스의 측정값을 비교하여 나타낸다. 그림 18에서 알 수 있듯이, 말뚝직경 400mm이하 자료를 제외한다면 본 연구의 제안식은 다소 보수적인 결과를 나타내나, 암반 근입 현장타설말뚝 선단거동의 많은 불확실성을 고려할 때 이는 실무적용에 적합한 것으로 판단된다.

3.2 단위 극한선단지지력 분석 및 산정

단위 극한지지력(q_{max})에 대한 기존 연구는 자료 부족, 지반의 불확실성, 선단 슬라임 문제 등 때문에 주로 암반의 일축압축강도를 중심으로 이루어져 왔으나(Teng, 1962; Coates, 1967; Rowe와 Armitage, 1987; ARGEMA, 1992; Zhang과 Einstein, 1998), 최근에는 풍화, 절리 등의 암반의 특성을 RQD, RMR, Q-Value 등을 이용하여 고려한 지지력식이 제안되어 여러 기준에 적용되고 있다(Carter와 Kulhawy, 1988; FHWA, 1999; AASHTO, 1996; CGS, 1985; Geotechnical Engineering Office, 1996). 국내 암반 근입 현장타설말뚝의 주변 거동에 대한 연구

는 최근까지 활발히 이루어져 왔으나, 극한상태에서의 선단거동을 확인할 수 있는 현장재하시험 자료의 부족

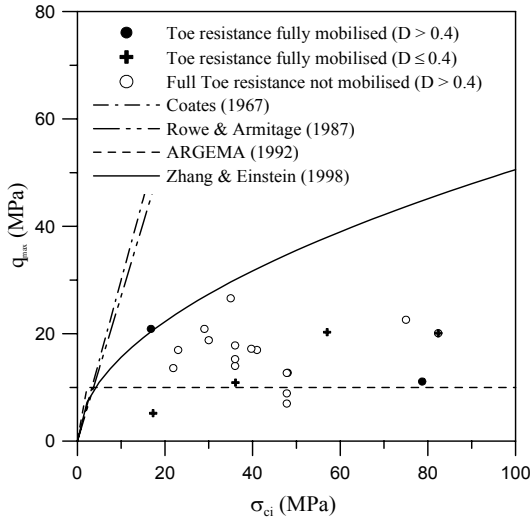
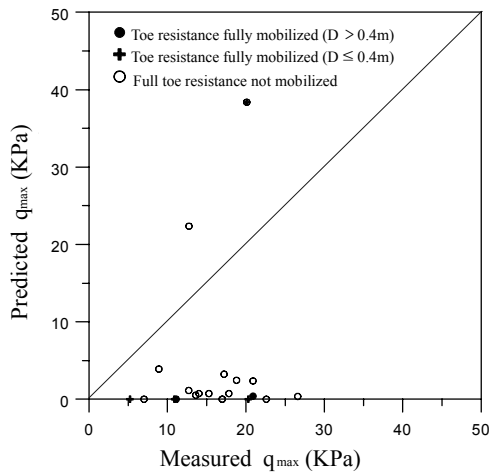


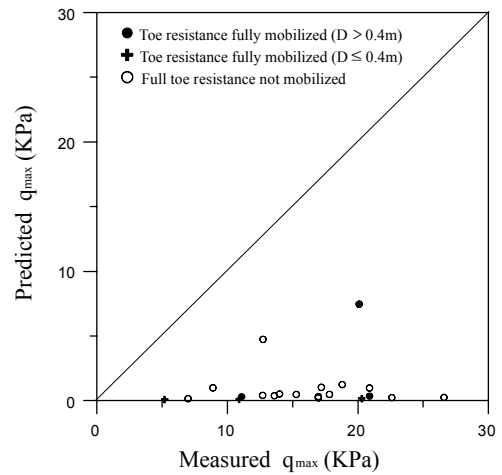
그림 19. 암석의 일축압축강도를 이용한 q_{max} 의 예측값과 측정값의 비교

등의 이유로 선단거동에 대한 국내연구는 미비한 상태이며 기준들은 국외기준을 준용하고 있다. 이에 국내에서 널리 이용되고 있는 기존 q_{max} 산정식들의 적용성을 검토하기 위하여, 표 5에 나타난 국내 재하시험결과와의 비교분석을 수행하였으며, 그 결과를 그림 19, 20과 같이 도시하였다.

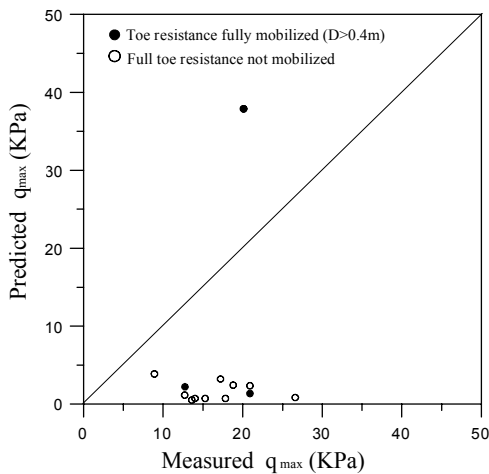
그림 19는 암석의 일축압축강도만을 이용하여 제안된 대표적인 제안식(Coates, 1967; Rowe와 Armitage, 1987; ARGEMA, 1992; Zhang과 Einstein, 1998)의 예측값과 측정값을 비교하여 나타낸다. 재하시험 데이터베이스에서 극한 선단지지력을 명확히 보이는 직경 400mm 이상 시험말뚝은 2본(부산 P1, 상암 P)뿐이라 정확한 정량적 비교분석이 어렵지만, 그림 19에서 나타났듯이 기존 예측식들은 일축압축강도가 증가할수록 q_{max} 가 크게 산정되나 국내 재하시험자료는 일축압축강도와 q_{max} 의 상관성이 높지 않은 것을 알 수 있다. 이는 일축압축강



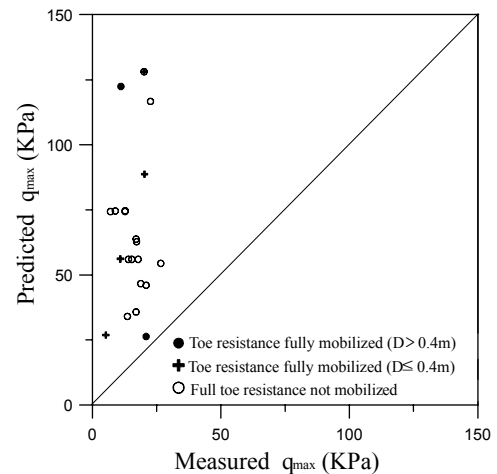
(a) Carter와 Kulhawy(1988)



(b) Zhang과 Einstein(1998)



(c) AASHTO(1996)



(d) CGS(1985)

그림 20. 암반 특성을 고려한 q_{max} 의 예측값과 측정값의 비교

도를 이용한 q_{max} 의 예측식들이 국내의 암반종류와 상이한 사암, 석회암, 이암 등 국외 암반지역의 시험자료를 토대로 제안되어, 암석의 강도는 크나 풍화나 절리가 크게 발달한 국내의 암반특성을 제대로 반영하지 못하기 때문이라 사료된다. Williams 등(1980), 권오성(2004), Seol 등(2008)의 암반근입 현장타설말뚝의 주변 거동에 대한 연구들에 따르면 암반의 풍화가 심할수록 극한상태에 도달까지 많은 변위가 필요하다 필요하며 파괴가 점진적으로 이루어진다고 보고하고 있다.

그림 20은 풍화, 절리 등의 암반의 특성을 RQD, RMR, Q-Value 등을 이용하여 고려한 대표적인 지지력식의 예측값(Carter와 Kulhawy, 1988; Zhang과 Einstein, 1998; AASHTO, 1996; CGS, 1985)과 측정값을 비교하여 도시한 것이다. Carter와 Kulhawy(1988), Zhang과 Einstein(1998), AASHTO(1996)에 의한 예측값들은 재하시험사례의 측정값이 대부분 극한 상태에 도달하지 못한 최대 재하하중에서의 값임에도 불구하고 매우 낮아, 말뚝의 지지력을 크게 과소평가하는 것으로 나타났다. 특히, AASHTO(1996) 기준에서는 RQD 50이하에서 지지력을 낮게 평가하고, 25이하에서는 사질토의 극한지지력식을 사용하도록 하고 있는데, 이는 국내 현장타설말뚝이 근입된 암반이 대부분 RMR과 RQD과 50이하인 실정을 감안할 때 적용성에 큰 무리가 있다고 판단된다. 반면 CGS(1985)에 의한 지지력식은 측정값보다 지지력을 크게 평가하는 것으로 나타났으며 대부분의 측정값이 극한상태에 도달하지 못한 값이라는 점을 감안하더라도 최고 15배, 평균 5배정도 크게 평가하는 것은 과다 설계의 소지가 있다고 판단된다. 따라서, 국내 암반에 적합한 현장타설말뚝의 단위 극한선단지지력 산정식이 필요한 실정이다.

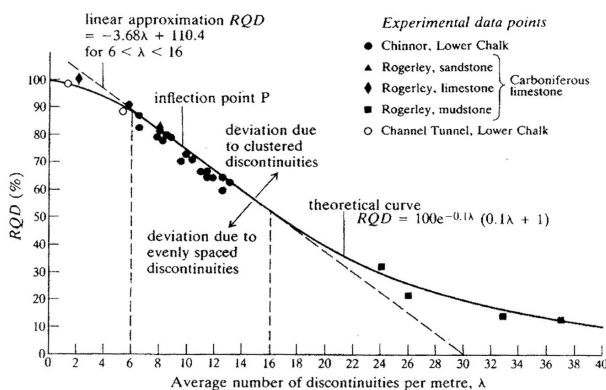


그림 21. RQD와 불연속면 평균빈도수와의 관계(After Priest & Hudson, 1976)

기존 연구 및 본 수치해석의 분석결과, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 q_{max} 의 영향인자는 암석의 강도, 불연속면의 간격, 불연속면의 기울기, 구속응력, 암석의 종류로 요약할 수 있으며, 본 연구에서는 현 재하시험 데이터베이스의 지반조사 결과 및 실무 적용성을 고려하여 암석의 강도, 불연속면 간격 및 말뚝직경을 주요 영향인자로 선정하고 다음과 같이 q_{max} 의 산정식을 제안하였다.

$$q_{max} = \kappa \left(\frac{q_u}{P_a} \right)^\lambda \left(\frac{S_j}{D} \right)^\mu P_a \quad (6)$$

여기서, q_u 는 선단부 암석의 일축압축강도, S_j 는 불연속면 간격, D 는 말뚝직경, P_a 는 대기압(=101.3kPa), κ , λ , μ 는 상수로 국내 재하시험자료를 토대로 $\kappa=12.5$, $\lambda=0.8$, $\mu=0.5$ 을 최적 값으로 제안하였다. 이 때, 불연속면 간격(S_j)은 불연속면의 빈도수의 역수($=1/\lambda_j$)로 가정할 수 있으므로, Priest와 Hudson(1976)이 제안한 RQD와 불연속면 빈도(discontinuity frequency, λ_j)와의 관계로부터 구할 수 있다. Priest와 Hudson(1976)은 그림 21과 같이 영국 Lower Chalk, Chinnor 등지에서 측정한 현장 데이터를 토대로 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$RQD = 100e^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \quad (7)$$

그림 22는 본 연구에서 제안한 q_{max} (식 (6) 참조)의 예측값과 국내 재하시험 데이터베이스의 측정값을 비교하여 나타낸 것이다. 그림 22에서 알 수 있듯이, 본 연구의 제안식에 의한 예측값은 측정값보다 다소 크게 나타

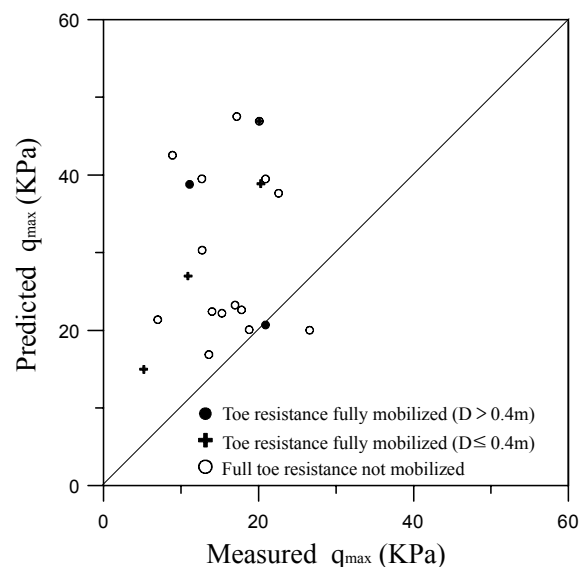


그림 22. 제안된 q_{max} 의 예측값과 측정값의 비교

나고 있으나, 측정값의 대부분이 극한상태에 도달하지 못한 최대 재하하중 시의 값을 감안할 때 실제 극한값은 더욱 큰 값을 가질 것이다. 따라서, 본 제안식들이 실제거동을 예측함에 있어 기존 산정식보다 더욱 부합한다고 판단되며 이는 현장 재하시험결과의 비교에서도 확인할 수 있다. 또한, 본 절에서 산정된 계수들은 제한된 국내 현장자료를 토대로 제안되었으므로 적용에 있어 국내 대표적인 암반(편마암, 화강암, 안산암)에 국한한다.

4. 현장재하시험사례와의 비교를 통한 선단거동 분석

본 절에서는 국내에서 실시된 2개 지역의 현장타설말뚝 현장재하시험 결과와 하중전이해석 결과와의 비교 분석을 통하여, 본 연구에서 제안된 선단 하중전이함수의 타당성을 검증하였다. 또한, 기존의 제안식도 함께 비교·분석하여 제안된 선단하중전이함수의 정확성 및 신뢰성을 검토하였다. 비교에 적용된 기존 방법들 즉 선단전이함수 모델, 초기기울기 및 단위 극한선단지지력 산정식은 표 6과 같다.

4.1 목동 현장재하시험 사례

목동 현장에서 수행된 1본의 시험말뚝은 직경 800mm, 말뚝길이 28.7m로서 모암인 편마암에 약 7.4m 근입되어 있다. 시험말뚝의 지층현황을 요약하면 그림 23과 같다.

본 시험말뚝의 선단하중전이 거동의 비교분석 시 적용한 암석의 일축압축강도(q_u), 암반탄성계수(E_m), RQD, 불연속면 간격(S_j) 등의 입력 값과 측정된 단위 극한선단지지력(q_{max}) 및 말뚝직경으로 정규화된 q_{max} 일 때의 변위(w_{bmax}/Dia)를 표 7에 요약하여 나타내었다. 여기서, 해석 시 적용한 하중전이함수 및 입력 값들은 지반조사 결과 및 현장재하시험 결과 측정된 하중전이곡선($q-w$ curve)을 기초로 선정하였다.

그림 24는 편마암에 근입된 시험말뚝의 선단 하중전이곡선(선단지지력-변위 관계) 측정결과와 본 연구에서 제안한 선단 하중전이함수 및 기존 제안식들(표 6 참조)을 비교하여 도시한 것이다. 시험말뚝 M의 경우 현장재하시험 시 하중이 선단부의 극한상태까지 재하되지 못

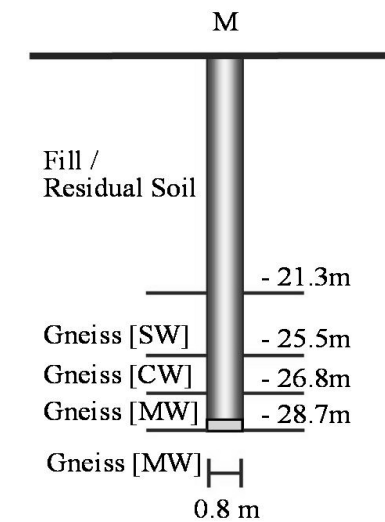


그림 23. 목동 현장의 지층구성 및 시험말뚝

표 6. 비교분석에 적용된 선단하중전이함수 모델, G_i 및 q_{max} 산정식

No.	q-w model	G_i	q_{max}
본 연구	Hyperbolic	Proposed	Proposed
기존방법 1 (Existing 1)	Baquin(1982)	—	Zhang과 Einstein(1998)
기존방법 2 (Existing 2)	Baquin(1982)	—	AASHTO(1996)
기존방법 3 (Existing 3)	Castelli(1992)	Randolph와 Wroth(1978) ¹⁾	Zhang과 Einstein(1998)
기존방법 4 (Existing 4)	Castelli(1992)	Randolph와 Wroth(1978) ¹⁾	AASHTO(1996)

1) $R'=1.5D$

표 7. 지반조건 및 선단하중전이함수 입력 값(목동 현장사례)

시험말뚝 No.	q_u (MPa)	E_m (MPa)	RQD	S_j (mm)	q_{max} (MPa)	w_{bmax}/Dia (%)
목동 M	29.0	4,871.7	70	91	20.9	3.2

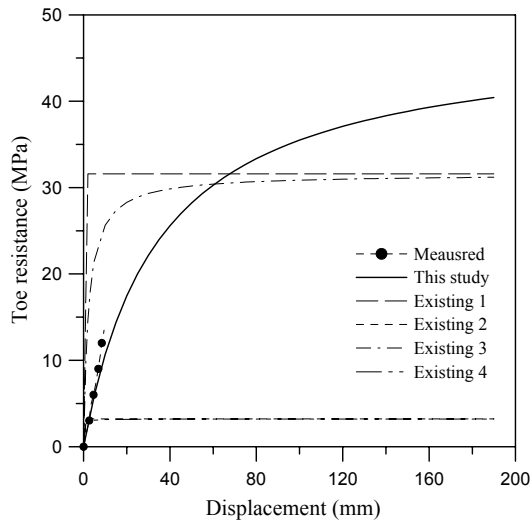


그림 24. 제안된 하중전이합수와 재하시험 결과와의 비교(목동 사례)

하였으나, 초기거동과 전체적인 거동양상의 비교분석 시 본 제안식들의 예측값과 측정값이 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. 기존의 방법들 중에 AASHTO(1996)의 q_{max} 산정식을 적용한 선단하중전이합수 방법들(기존방법(Existing) 2, 4)은 시험말뚝의 선단지지력을 크게 과소평가하는 것으로 나타났으며, Zhang과 Einstein(1998)의 q_{max} 산정식을 적용한 선단하중전이합수 방법들(기존방법(Existing) 1, 3)은 극한 선단지지력을 과대평가하는 것으로 나타났다.

4.2 김해 현장시험 사례

김해현장에서 수행된 1본의 시험말뚝은 직경 1,500mm, 말뚝길이 30.6m로서 모암인 안산암에 약 13.6m 근입되어 있다. 시험지역의 지층은 매립층, 점토 및 모래층, 풍화암층 및 연암층으로 구성되어 있으며 연암의 일축압축강도는 약 57MPa 정도로 나타났고 암질지수(RQD)는 21%, 코아회수율(TCR)은 54%로서 단단한 연암층으로 분류되었다. 지층현황을 요약하면 그림 25와 같다.

본 시험말뚝의 선단하중전이 거동의 비교분석 시 적용한 암석의 일축압축강도(q_u), 암반탄성계수(E_m), RQD, 불연속면 간격(S_j) 등의 입력 값과 측정된 단위 극한선

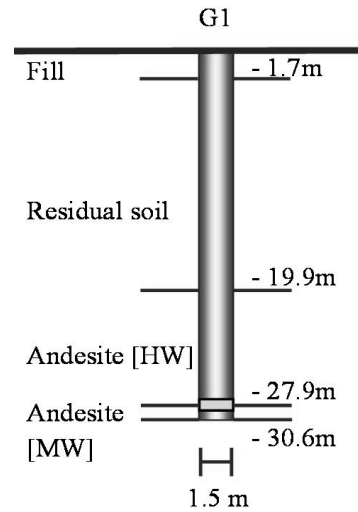


그림 25. 김해 현장의 지층구성 및 시험말뚝

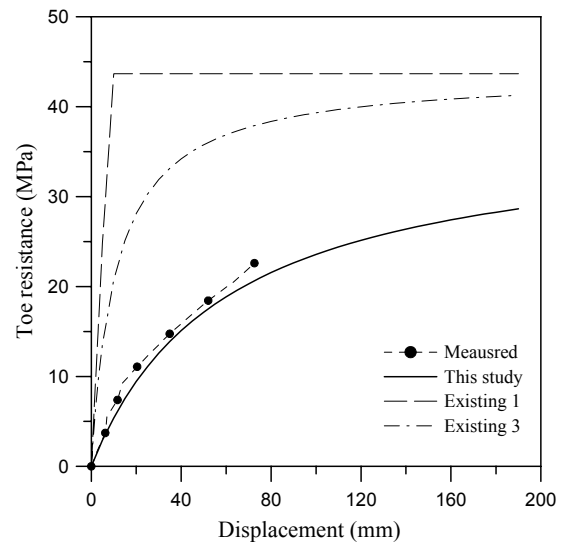


그림 26. 제안된 하중전이합수와 재하시험 결과와의 비교(김해 사례)

단지지력(q_{max}) 및 말뚝직경으로 정규화된 q_{max} 일 때의 변위(w_{bmax}/Dia)를 표 8에 수록하였다. 여기서, 해석 시 적용한 하중전이합수 및 입력 값들은 지반조사 결과 및 현장재하시험 결과 측정된 하중전이곡선($q-w$ curve)을 기초로 선정하였다.

그림 26은 안산암에 근입된 시험말뚝의 선단 하중전이곡선(선단지지력-변위 관계) 측정결과와 본 연구에서 제안한 선단 하중전이합수 및 기존 제안식들(표 6 참조)을 비교하여 도시한 것이다. 본 현장사례의 경우 선단부

표 8. 지반조건 및 선단하중전이합수 입력 값(김해 현장사례)

시험말뚝 No.	q_u (MPa)	E_m (MPa)	RQD	S_j (mm)	q_{max} (MPa)	w_{bmax}/Dia (%)
김해 G1	75.0	5,330.0	21	34	22.6	4.8

암반의 RQD가 평균 21%정도이기 때문에 비교분석 시 AASHTO(1996)의 q_{max} 산정식이 적용된 방법(기존방법(Existing) 2, 4)은 제외하였다. 시험말뚝 G1의 경우 선단변위가 말뚝직경의 5%정도 발생하고 항복거동이 다소 발생하는 것을 확인할 수 있었으며, 본 연구에서 제안한 선단하중전이함수의 예측 값들과 비교적 잘 일치함을 알 수 있었다. 반면, Zhang과 Einstein(1998)의 q_{max} 산정식을 적용한 Baquelin(1982) 모델(기존방법(Existing) 1) 및 Castelli(1992) 모델(기존방법(Existing) 3)의 경우, 시험말뚝의 선단지지력을 과대평가할 가능성이 있는 것으로 나타났다.

5. 결 론

- (1) 본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단거동의 영향인자를 말뚝직경, 암반의 탄성계수, 불연속면 간격, 불연속면 기울기 등으로 선정하고 이들의 영향을 수치해석을 통해 분석하였다. 분석 결과, 말뚝직경과 암반의 탄성계수가 증가함에 따라 선단지지력과 초기기울기가 증가함을 확인할 수 있었으며, 그 증가정도는 점점 감소하는 것을 확인할 수 있었다. 또한, 불연속면이 존재하게 되면 무결암(intact)일 때 보다 선단지지력과 초기기울기가 현저히 감소하는 것으로 나타났으며, 불연속면 간격이 증가하면서 선단지지력은 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 불연속면의 기울기는 극한선단 지지력과 q - w 곡선의 초기기울기에 큰 영향을 미치지 않았다.
- (2) 수치해석 결과 및 국내 현장재하시험 데이터베이스를 토대로, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단 하중전이함수를 쌍곡선(Hyperbolic) 형태의 비선형곡선으로 제안하였다. 이를 통해 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단 지지력 산정 시 국내 암반 특성, 불연속면 특성, 말뚝직경 등의 주요 영향요소들을 고려하고, 지지력 산정 시 실제 현장조건을 반영할 수 있도록 하였다. 제안된 선단하중전이곡선의 검증을 위하여, 국내 2개 현장에서 수행된 실물 크기의 시험말뚝의 재하시험결과와 비교분석을 수행하였다. 그 결과, 국내 암반조건에서 본 제안식 들은 적합하게 선단 거동을 예측할 수 있음을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 권오성 (2004), *암반의 풍화도가 암반근입말뚝의 지지거동에 미치는 영향*, 박사학위논문, 서울대학교.
2. 김태형 (2008), *Hoek-cell 압축시험을 통한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단 하중전이함수 제안*, 석사학위논문, 연세대학교.
3. 전경수 (2000), *풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석*, 박사학위논문, 서울대학교.
4. 조천환, 이명환, 김성희 (2003), “국내 현장타설말뚝의 주변 접촉부에 대한 일정강성도 전단시험”, *한국지반공학회 정기학술대회*, pp.147-152.
5. AASHTO (1996), *Standard Specifications for Highway Bridges*, 16th Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
6. 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.
7. ARGEMA (1992), *Design guides for offshore structures : Offshore pile design*, ED: P. L. Tirant, Editions Technip, Paris, France.
8. Armalesh, S. and Desai, C. S. (1987), “Load-Deformation Response of Axially Loaded Piles”, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.113, No.GT12, pp.1483-1500.
9. Baquelin, F. (1982), “Rules for the structural design of foundations based on the selfboring pressuremeter test”, *Symp. on the Pressuremeter and Its Marine Application*, IFP, Paris, pp.347-362.
10. 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.
11. 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.
12. Canadian Geotechnical Society (1985), *Foundation Engineering Manual, Part 2(2nd ed)*, Canadian Geotechnical Society, Vancouver, Canada.
13. 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.
14. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. (1992), “Analisi non lineare del cedimento di un Palo Singolo”, *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol.26(2), pp.115-135.
15. Coates, D. F. (1967), *Rock mechanics principles*, Energy, Mines and Resources, Ottawa, Canada, Monograph 874.
16. De Beer, E. (1986), “Different behavior of bored and driven piles”, *Proc. of 6th Danubian Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, pp.307-318.
17. FHWA (1999), *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, FHWA Publication No. FHWA-IF-99-025, Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Implementation, McLean, VA.
18. Fioravante, V., Jamiolkowski, M. and Pedroni, S. (1994), “Modelling the behaviour of Piles in sand subjected to axial load”, *Int. Conf. Centrifuge*, pp.455-460, Balkema, Rotterdam.
19. Geotechnical Engineering Office (1996), *Pile design and construction (GEO Publication No. 1/96)*, Geotechnical Engineering Office, Hong Kong, 348p.
20. Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Pedroni, S. (1993), “Base capacity of bored piles in sands from in situ tests”,

- Proc., 2nd Int. Geotech. Seminar on Deep Found. on Bored and Augered Piles*, Balkema, Rotterdam, Brookfield, pp.67-75.
21. 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, Linköping, pp.1-129.
 22. Itasca Consulting Group, Inc. (1997), *FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 3.3, Vol. I : User's Manual*. Itasca Consulting Group, INC.
 23. Kerisel, J. (1958), "La mecanique des sols: recherches et investigation recentes", *Rev. Trav., Paries*, pp.874-878.
 24. 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.
 25. 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.
 26. Priest, S. D., and Hudson, J. A. (1976), "Discontinuity spacings in rock", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, Vol.13, pp.135-148.
 27. Randolph, M.F., and Wroth, C. P. (1978), "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.104, No.GT12, pp.1465-1488.
 28. Reese, L. C., and O'Neill, M. W. (1988), *Drilled shafts : Construction procedures and design methods*, Publ. No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D. C.
 29. 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.
 30. 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.
 31. Teng, W. C. (1962), *Foundation Design*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, N. J.
 32. Timoshenko, S. P., and Goodier, J. N. (1970), *Theory of Elasticity*, 3ed Ed., McGraw-Hill Book Co., pp.403-409.
 33. 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.
 34. 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.
 35. 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 2009. 5. 20, 심사완료일 2009. 8. 5)