

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주변부 거동특성 분석

An Analysis on the Behavior Characteristics of the Side of Drilled Shafts in Rocks

이혁진* · 이형규†

Lee, Hyukjin* · Lee, Hyungkyu†

Abstract

In case of drilled shafts installed by drilling through soft overburden onto a strong rock, the piles can be regarded as end-bearing elements and their working load is determined by the safe working stress on the pile shaft at the point of minimum cross-section or by code of practice requirements. Drilled shafts drilled down for some depth into weak or weathered rocks and terminated within these rocks act partly as friction and partly as end-bearing piles. The base resistance component can contribute significantly to the ultimate capacity of the pile. However, the shaft resistance is typically mobilized at considerably smaller pile movements than that of the base. In addition, the base response can be adversely affected by any debris that is left in the bottom of the socket. The reliability of base response therefore depends on the use of a construction and inspection technique which leaves the socket free of debris. This may be difficult and costly to achieve, particularly in deep sockets, which are often drilled under water or drilling slurry. As a consequence of these factors, shaft resistance generally dominates pile performance at working loads. The efforts to improve the prediction of drilled shaft pile performance are therefore primarily concerned with the complex mechanisms of shaft resistance development. In this study, the numerical analyses are carried out to investigate the behavior characteristics of side of rock socketed drilled shafts varying the loading condition at the pile head. The difference of behavior characteristics of side resistance is also evaluated with the effects of modelling of asperity.

Keywords : Drilled shaft, Shaft resistance, Numerical analysis, Behavior characteristics

요 지

현장타설말뚝은 상부의 연약층을 관통하여 하부의 강한 암반층 상부에 거치시키는 경우, 말뚝은 선단지지말뚝으로 간주되며, 최소단면에서 말뚝에 발생하는 응력이나 실제 요구되는 설계기준에 따라서 작용하중은 결정된다. 연약하거나 풍화된 암반의 일정 깊이까지 현장타설말뚝을 설치하는 경우, 선단지지력과 주변저항력에 의해 지지력이 발현된다. 선단지지력 성분은 말뚝의 극한지지력에서 큰 비중을 차지한다. 그러나, 일반적으로 주변저항력은 선단지지력에 비해 훨씬 작은 말뚝 침하시 발현된다. 또한, 선단지지력은 근입부 바닥에 잔존하는 슬라임에 의해 영향을 받는다. 따라서, 근입부에 슬라임을 얼마나 잘 확인하는가와 시공법에 따라 선단지지력의 신뢰도는 결정되게 된다. 이것은 실제로 매우 어렵고 고가이며, 깊은 근입부에서는 더욱 심각하다. 따라서 이들 요소들로 인해서 작용하중하에서 말뚝의 거동은 주변저항력에 의해 지배되게 된다. 따라서 현장타설말뚝의 거동예측을 위한 연구는 주로 주변저항력 발현기구에 관심을 가지게 되는 것이다. 본 연구에서는 말뚝 두부에서의 하중 조건을 변화시켜가며 암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동 차이를 분석하기 위하여 수치해석을 수행하였다. 또한, 거칠기 요소의 모델링 유무에 따른 주변부 거동 특성도 조사하였다.

주요어 : 현장타설말뚝, 주변저항력, 수치해석, 거동 특성

* 정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 박사후과정

† 정회원, 서울대학 공과대학 토목공학과 교수(E-mail : soilgeo@seoil.ac.kr)

1. 서론

최근에 현장타설말뚝 사용이 급증하는 추세에 있으며, 대규모 하중을 지지하기 위한 방안으로 국내에서는 암반층 깊이가 깊지 않다는 장점을 이용하여 암반에 근입되는 현장타설말뚝이 일반화되고 있다. 이렇게 암반에 근입되는 현장타설말뚝의 설계는 전통적으로 실재하의 정적압축재하시험을 통한 현장시험, 암반의 일축압축강도를 이용하는 경험식을 이용하는 방법 등이 있다. 그러나 이렇게 시공된 현장타설말뚝의 설계시 재하시험의 경우는 그 비용이 상당히 소요되며, 암반의 일축압축강도를 이용하는 경험식들에 의해서 산출되는 지지력 및 침하 특성은 일반적으로 보수적인 값이 도출되는 것으로 알려져 있다.

암반에 근입된 현장타설말뚝은 주면저항력 또는 지지력만으로 지지되거나, 혹은 두 지지력 성분이 동시에 발휘되는 것으로 설계할 수 있다. 그러나, 일반적으로 지지력의 예측에 있어서는 근입부 상태에 대한 검사의 곤란함 및 위험성으로 인하여 불확실성을 내포하게 된다. 또한 주면저항력을 발휘시키는 변위량은 선단저항력이 발휘되기 위한 변위량에 비하여 매우 작다. 따라서, 대부분의 사용하중은 안전율을 고려하여 설계되는 현실을 고려했을 때, 실제 말뚝의 거동은 주면저항력만으로 지지되는 경우가 많다. 이 점은 시공 중에 발생하는 슬라임(slime) 처리의 어려움으로 인하여 실제 말뚝 선단부에는 토사 및 굴착수로 인하여 발생하는 슬라임이 많이 잔류하여 있으므로 선단지지력이 실제 발휘되는 침하량은 더욱 커지게 된다. 따라서 암반에 근입된 현장타설말뚝에 대한 주면저항력 산정은 중요한 요소로 인식되고 있다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 예측하는 것은 매우 복잡한 문제이며 현재까지 진행된 연구의 대부분은 극한 주면저항력의 예측을 위해서 재하시험결과와 일축압축강도의 경험적인 관계를 이용하고 있는 실정이다.

암석의 일축압축강도만을 이용하는 방법은 간단한 실내시험을 통하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력을 쉽게 추정할 수 있다는 장점을 가지고 있다. 그러나 암석의 일축압축강도만을 사용하는 것은 실제 암반의 상태를 고려할 수 없기 때문에 RQD를 이

용하여 암반의 강도를 산출한 후 이를 주면저항력 산정에 활용하는 것은 하나의 대안이 될 수 있다. 그러나 이 방법 또한 RQD 자체의 물리적 의미를 확대 해석한다는 지적이 제기되었다. RQD는 암반 절리면의 상태, 지하수위, 절리방향 등 실제 암반의 거동을 지배하는 중요 요소에 대한 고려가 이루어질 수 없으며, 따라서 RQD와 암석의 일축압축강도만을 이용하여 현장 암반의 주면저항력을 산정하는 것은 많은 문제점을 내포하고 있다. 또한 국내의 경우, 외국의 재하시험 결과를 이용하여 제안한 추정식을 국내에 그대로 적용하고 있기 때문에, 추정식을 제안하기 위해서 시공된 현장타설말뚝 근입부의 암반 강도 특성과 국내 암반의 강도 특성이 상이함으로 인해서 발생하는 추정식의 적합성 문제가 제기되고 있다.

본 연구에서는 국내 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면부 거동특성을 알아보기 위하여 수치해석 프로그램(FLAC 2D)의 축대칭 해석을 이용하였다. 재하시험 방법에 따른 두부 하중-침하량 특성, 수치해석상의 거칠기 요소 모델링 유무에 따른 해석 결과의 차이 등을 조사하였다. 그리고 해석법에 대한 검증을 위하여 기존연구에서의 재하시험 결과로 도출된 두부 하중-침하량 관계를 역해석에 의해서 재현하여 근입부 암반의 물성치를 추정하였다.

2. 기존연구검토

2.1 호주 Monash 대학

암반에 근입된 현장타설말뚝 주면저항력의 주요 영향인자 중 거칠기에 대한 중요성은 호주 Monash 대학 연구팀(Pells 등, 1980; Horvath와 Kenny, 1979; Williams 등, 1980; Johnston과 Lam, 1989)에 의해 제시되었다. Pells 등(1980)은 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면저항력에 있어서 소켓벽면의 거칠기를 중요한 인자로 보고 거칠기를 4등급으로 분류하여 주면저항력을 추정할 수 있는 설계도표를 제안하였다.

또한 Kulhawy와 Phoon(1993)은 부착력계수 α 를 구하기 위한 일반식 $(\psi_1 [q_u/2p_a] - 0.5)$ 에서 벽면 거칠기에 따른 계수 ψ_1 값을 제안하였으며, 그 계수값은 소켓 벽면의 거친 정도에 따라 작은 경우(smooth)는

1.0, 거친(rough) 경우는 2.0, 평균적인 경우는 2.0, 흙의 경우는 0.5를 제안하였다. 이후 Seidel 등(1993)은 암석의 일축압축강도와 거칠기의 특성치를 통계적으로 분석하여 주면부의 전단거동에 이를 반영할 수 있는 방법을 제안하였으며, 이러한 일련의 연구들로 인하여 암반에 근입된 현장타설말뚝의 주면마찰력에 대하여 보다 신뢰성 있는 예측이 가능하게 되었다.

암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동을 실내에서 실험하기 위해서는 여러 가지 영향요인을 반영한 현장에서의 전단거동을 모델링해야 한다. 현장에서의 전단거동은 일정수직강성도(constant normal stiffness : CNS) 조건으로 모델링할 수 있다(Seidel과 Coolingwood, 2001).

모델링에서의 주요 관점은 현장타설말뚝의 축방향 전단시 거칠기에 의한 말뚝 직경의 증가(Δr)와 이에 따른 수직응력의 변화($\Delta\sigma$)이며 이러한 조건은 식 (1)과 그림 1에서와 같이 일정수직강성도로 설명하였다. 이러한 전단거동은 암반사면에서 일어나는 전단거동조건 즉, 일정수직응력(constant normal stress) 조건과는 완전히 다른 것이며 얻어지는 결과치는 크게 차이가 있다. 즉, 말뚝주면에 직각인 방향으로 발생하는 수평응력은 수직응력 성분에 해당하며, 이때 발생하는 말뚝직경의 변화량은 연직변위에 해당하는 것이다. 이 두 스칼라량의 관계를 평면좌표상에 표시하면 직선의 형태를 띤다는 것이다.

$$\Delta\sigma_n = \frac{E_m}{(1+\nu_m)} \frac{\Delta r}{r} \quad (1)$$

여기서, $\Delta\sigma_n$: 수직응력의 변화량

E_m : 암반의 탄성계수

ν_m : 암반의 포아슨비

Δr : 말뚝 반경의 변화량(즉, 거칠기면의 높이)

r : 말뚝의 반경

일반적으로 거칠기가 심할수록(거칠기 높이가 클수록) 다이레이션(dilation)은 커지게 되고, 따라서 암반과 말뚝의 일정 축방향변위에 대해서 큰 수직응력이 발생하게 된다. 식 (1)로부터 수직응력의 변화량은 다음 식 (2)로 구할 수 있다.

$$\Delta\sigma_n = K_s \Delta r_s = \frac{E_m \Delta r_s}{(1+\nu_m)r_s} \quad (2)$$

암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동 시험은 말뚝의 축방향 대칭성(axi-symmetry)을 고려하여 암반에 근입된 전단면(또는 암-콘크리트 접촉부)은 2차원으로 실험실에서 모델링함으로써 일정강성도조건의 전단시험을 실시할 수 있다. 적용된 수직응력은 전단시료의 팽창조건과 관련된 것으로 피드백(feed back) 조절장치 등을 통해 일정강성도조건을 유지할 수 있다.

그들의 이론에 있어서 중요한 가정 사항은 말뚝과 암반 사이에 미끄러짐이 발생하기 전에 콘크리트와 암반 사이에 발현되는 부착력 성분은 두 재료 중 연약한 재료에서 파괴가 발생할 만큼 크지 않다는 사실이다.

Seidel(1993)은 상부구조물에 의해 하중이 말뚝에 작용하는 경우 다음과 같은 순서에 의해 파괴가 이루어진다고 밝힌 바 있다.

- ① 접촉부에서 전단파괴가 발생하기 전까지 미끄러짐의 발생으로 인한 다이레이션
- ② 거칠기 면의 전단파괴가 거칠기 요소를 따라 순차적으로 발생하는 단계이다.
- ③ 파괴된 거친 면은 잔류강도로 저하되게 된다.

거칠기 면에 대한 미끄러지는 현상을 모식적으로 그림 1에 제시하였다. 이 과정에 대한 모델링은 Ladanyi와 Archambault(1970)의 식 (3)에 제시된 방법을 이용하고 있다.

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_s + i) \quad (3)$$

여기서, τ 는 미끄러짐 전단응력, σ_n 은 접촉면에 작용하는 평균 수직응력, ϕ_s 는 콘크리트와 암반 접촉면에서의 미끄러짐 마찰각이며, i 는 거칠기면의 각도이다. 이 모델은 깨끗한 비부착성(unbonded) 암반-콘크리트 접촉면에 대한 실험실 시험에 의해서 증명되었다.

또한 파괴가 이루어지는 것은 사면 파괴에서와 같은 회전형이며, 그림 2에서와 같이 파괴가 발생한다고 밝힌 바 있다. 이것은 CNS 전단시험기에서의 관찰에 의해서 제시된 것이다. 이러한 파괴에 대한 한계평형해석식은 연직하중을 지표면에서 받는 사면안정성 검토

식인 Sokolovski(1960)의 이론에 의해 해결할 수 있으며, 실험결과가 훌륭하게 일치하는 것으로 밝혀졌다 (Seidel과 Collingwood, 2001).

Seidel과 Collingwood(2001)는 암반 근입부의 거칠기 기를 그림 3에서 보는 바와 같이 암석의 일축압축강도와 유효 거칠기 높이와의 상관관계로 제시하였다. 그림 3에서의 유효 거칠기 높이는 기존의 현장재하시험 자료를 Rocket 프로그램(Seidel, 1997)을 이용, 역해석을 실시하여 도출한 것이다. 그림 3에서 점선으로 표시된 영역은 Seidel 등(1996)에 의해서 제안된 범위이며, 실선으로 표시된 영역은 Seidel과 Collingwood(2001)가 데이터를 보완하여 제안한 암반근입부 거칠기 높이

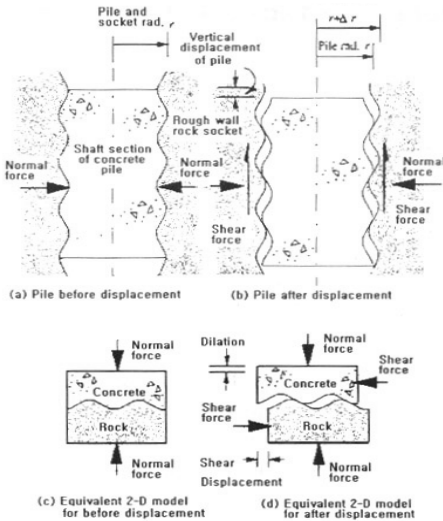


그림 1. 암반 근입부의 이상화된 일정수직강성도 조건(Seidel, 1993)

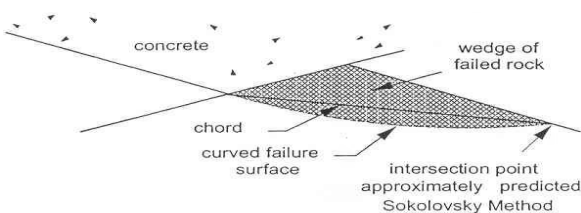


그림 2. 진행성 전단변위에 따른 거칠기 면의 파괴양상

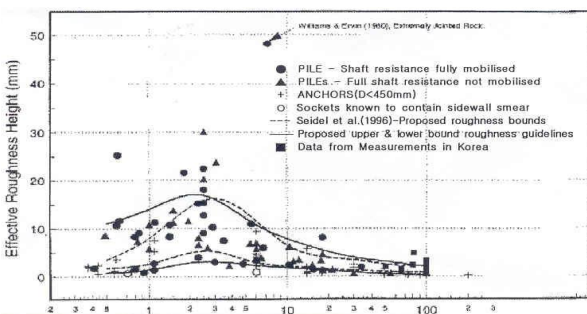


그림 3. 평균 거칠기 높이와 일축압축강도와의 관계

의 상한과 하한의 영역을 나타내고 있다. 최대 거칠기 높이는 약 17mm이며, 최소 거칠기 높이는 1mm 미만인 것을 알 수 있다. 현장에서의 암반굴착시 대부분의 경우 암석의 일축압축강도가 큰 경우를 암반의 강도특성도 크다고 가정했을 때, 암석의 일축압축강도가 클수록 굴착시의 진행속도가 늦어지게 되며, 이것은 거칠기면의 유효높이가 작아지는 것을 의미한다. 그러나 역시 이것은 현장 암반의 강도특성이 암석의 일축압축강도가 커질수록 크다는 가정에서 비롯된 것으로 현장 암중 및 절리 상태, 거칠기면의 상태 등을 고려하여야 한다.

2.2 Hassan과 O'Neill

Hassan과 O'Neill(1997)은 유한요소해석 프로그램 (ABAQUS, 1993)을 이용한 탄소성 해석을 실시하여 IGM(intermediate geomaterial)로 이루어진 근입부의 하중 전이 기구를 조사하였다. 마찰력이 지배적인 IGM-콘크리트 접촉면의 거칠기를 명확하게 모델링하여 초기 geostatic stress의 영향과 유체 상태 콘크리트의 하중 전이 기구에 대한 영향을 검토하였으며, 접촉부에 발생하는 스미어존의 영향도 고려하였다.

축대칭 메쉬를 대칭축으로부터 횡으로 20D까지 작성하였으며, 선단부 하단으로 1.5L까지 작성하였다. 여기서 D는 근입부 직경이고, L은 근입부 길이이다. D=0.61m 이고 L=6.1m의 대표적인 값을 대부분의 해석에서 사용하여 흔히 사용되는 근입부 형상과 일치시켰다. 두 메쉬에서 1차 축대칭 아이소파라메트릭(iso-parametric) 요소를 사용하여 콘크리트와 근입부를 표현하였다. 실제로 2,398개의 요소를 사용하여 거친 근입부 메쉬를 형성하였으며, 540개의 요소를 사용하여 매끈한 메쉬를 형성하였다. IGM 표면에 연직으로 수직압축응력을 작용시켜서 IGM 근입부 깊이의 영향을 묘사하였다. 콘크리트 말뚝은 등방성, 동질성, 탄성 솔리드요소로 모델링하였다. 콘크리트와 철근의 합성 탄성계수 $E_c = 27.6 GPa$ 이고, 포아손비 $\nu_c = 0.15$ 이다. 탄-소성 모델(Drucker와 Prager, 1952)을 사용하여 균질하고 등방성인 IGM을 표현하였다. IGM에서 다이레이션을 모델링하기 위하여 비관련 흐름법칙(non-associate flow rule)을 사용하였다. IGM의 일축압축강도 q_u 와 내부마찰각 ϕ

의 범위는 각각 0.48MPa~4.8MPa, 0°~37°이다. q_u 와 \emptyset 값은 Dracker-Prager 파라미터와 쉽게 연관시킬 수 있다. IGM의 다이레이션각 ψ 는 직교각($\psi=0$)에 의해서 Dracker-Prager 모델에서 발생하는 비현실적으로 큰 다이레이션을 방지하기 위하여 $\emptyset/2$ 로 가정하였다. IGM의 탄성계수 E_n 과 E_c 는 25~200으로 변화시켜가며 해석을 실시하였다. 해석에서 사용된 E_m/q_u 는 58~960 사이이다. IGM의 포아슨비는 0.3으로 일정하게 가정하였다. 정지토압계수 K_0 는 1로 가정하였다. IGM 접촉면을 따라서 발생하는 미끄러짐, 다이레이션 및 분리는 Hughes 등(1976)에 의해서 유한요소 알고리즘에 적용하기 위해서 개발된 'slide line' 기법을 적용하였다. 160개와 40개의 요소가 각각 거친 접촉면 및 매끈한 접촉면을 모델링하기 위해서 사용되었다. 예상 변위의 범위에서 거친 근입부의 접촉면이 좁아져서 발생하는 적합조건식을 만족시키기 위해서 이 방법은 매우 효율적이다. Coulomb의 마찰모델을 사용하여 접촉면에서의 콘크리트-IGM 미끄러짐각을 표현하였다. 콘크리트-IGM의 압밀-배수시 미끄러짐각 \emptyset_{rc} 는 콘크리트와 Eagle ford 점토 셰일과 콘크리트에 대해서 실시한 직접전단시험에 의해 경험적으로 결정된 30°로 가정하였다. \emptyset_{rc} 가 Eagle ford 점토 셰일에 대하여만 측정된 것이지만 Williams 등(1980)이 제시한 바와 같이 이 값은 다른 연약한 암이나 IGM 값을 대표한다고 볼 수 있다. 접촉면에 대한 전단시험 결과, 시멘트 풀은 점토 셰일에 침투하거나 접착력이 없다는 것을 알 수 있었으므로 접촉면에서의 점착력은 0으로 가정하였다.

이러한 연구를 통하여 Hassan과 O'Neill(1997)은 초기 접촉면에서의 연직응력 σ_n 이 거칠거나 매끈한 접촉면의 거동에 큰 영향을 미친다고 보고하였다. 또한, 거친 근입부의 탄성 거동상태는 σ_n 이 증가할수록 증가하며, 매끈한 근입부에서는 f_{max} 값이 σ_n 의 증가에 따라서 급격하게 증가한다고 보고하였다.

거칠고 긴 파형 IGM 근입부의 주변부 하중전이거구는 주로 IGM 거칠기 바닥 하부의 전단과정으로, 작은 미끄러짐 이후에 계곡부로부터 시작되며, 거칠기 배면부에 틈을 형성시키게 된다. 거친 IGM 근입부에서 거칠기 주변의 국부적인 응력 분포는 무한공동확장 부근에서와는 상이하다. 접촉부의 다이레이션은 여기서 조

사한 거칠기 양상과 IGM 물성치를 가진 IGM 근입부의 거동에 거의 영향을 미치지 않았다. 큰 침하량은 거칠고 긴 파형 IGM 근입부에서 주변부 전단파괴와 관련이 있다. 따라서 침하량에 기초해서 파괴를 정의내리는 것이 바람직하다. 매끈한 근입부에서 f_{max} 의 값은 q_u 와 E_m 이 증가함에 따라서 증가하는 데 이것은 콘크리트의 포아슨 효과때문으로 판단된다. 그러나 매끈한 근입부는 \emptyset 에 영향을 미치지 않는다. 따라서, 매끈한 근입부에서 f_{max} 는 IGM의 q_u 의 값을 이용한 전통적인 α 방법을 설계에 이용할 것을 권고하였다.

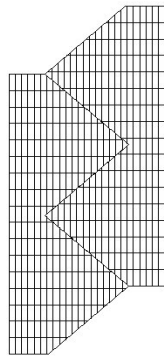
3. 거동특성 분석

3.1 해석방법

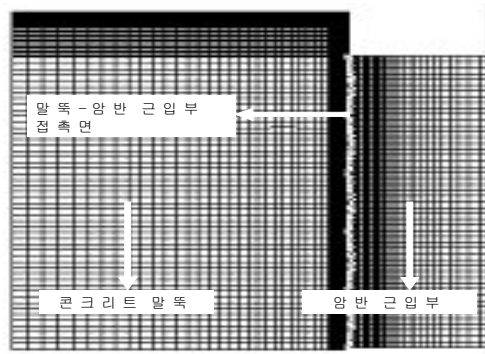
변수분석에 사용된 프로그램은 지반공학분야에서 널리 쓰이고 있는 FLAC 2D(Ver. 3.3)로서, 연속체역학에 기초한 프로그램으로 암반과 말뚝의 접촉면을 제외한 부분은 연속체로 가정하였다. 말뚝과 암반의 접촉면에서는 interface 요소로 설정하고 해석을 실시하여 말뚝과 암반 경계면의 미끄러짐과 분리 현상을 모델링하였다. 암반에 근입되는 현장타설말뚝의 경우는 통상 균효과를 무시함으로 본 연구에서는 단항 형태의 현장타설말뚝에 대해서 축대칭모델(axi-symmetric model)을 이용하여 해석을 실시하였다. 수평방향 모델링은 대칭축으로부터 40D(D : 말뚝의 직경), 연직방향 모델링은 암반 근입부만을 모델링하였다. 또한 선단지지력 효과의 배제를 위하여 선단부 하부 지반은 모델링하지 않았다. 단지, 경계조건은 말뚝 하부는 자유단으로 설정하고, 암반층 하부는 y축 방향의 변위를 억제하는 로울러로, 암반층 측면은 x축 방향의 변위를 억제하는 로울러로 설정하였다.

콘크리트 말뚝은 등방성, 동질성, 탄성 솔리드요소로 모델링하였다. 콘크리트의 탄성계수(E_c)는 25.5 GPa이고, 포아슨비(ν_c)는 0.15이다. 암반 근입부의 적용 물성치는 균질한 등방성 재료로 가정하였다.

암반-말뚝의 접촉면은 그림 4에 제시한 바와 같이 연속된 삼각형 형태의 선형 세그먼트를 이어서 형성하였다. 거칠기 길이는 조천환 등(2003)에 제시된 국내 현장에 대한 거칠기 측정자료로부터, 거칠기 높이



(a) 거칠기 요소의 확대



(b) 암반 근입부, 접촉면 및 말뚝

그림 4. 해석에 사용된 mesh 형상

표 1. 해석에 사용된 입력치

변형 계수 (MPa)	포아 슨비	내부마찰각 (deg)	점착력 (kPa)	인장 강도 (kPa)	말뚝의 직경 (m)	암반층 최상부깊이 (m)	암반층 근입깊이 (m)	거칠기 높이 (mm)	거칠기 경사 (deg)
500	0.25	35	50	5	1.5	10	3	3	3

및 경사가 수렴하는 길이인 50mm로 설정하였다. 거칠기 높이는 Seidel에 제시된 암석의 일축압축강도에 따른 거칠기 높이에서 국내 풍화암 및 연암의 일축압축강도인 20~100MPa에 해당하는 1mm 및 5mm로 설정하였다. 그리고 거칠기 경사의 영향을 없애기 위하여 거칠기 경사는 3°로 일정하게 유지하였다. 이상의 입력치를 정리하면 표 1과 같다.

거칠기 요소 하나를 모델링하는데 약 100개의 요소를 사용하여 형상화하였으며, 말뚝과 주변 암반의 접촉면(interface)을 따라서 발생하는 미끄러짐, 다이레이션 및 분리는 FLAC 프로그램상에서 제시하고 있는 Cundall과 Hart(1992)의 개별요소법을 이용하였다. Cundall과 Hart(1992)의 개별요소법은 Coulomb의 마찰모델을 사용하여 두 물질 사이의 미끄러짐을 표현하며, 접촉면에 사용된 Coulomb의 모델은 배수상태로 가정하여 내부마찰각은 30°, 점착력 및 인장강도 성분은 없는 것으로 설정하였으며, 이것은 다른 연약한 암이나 IGM(Intermediate Geomaterial ; 일축압축강도가 0.5MPa~5.0MPa의 범위이거나 N값이 50~100/30cm 범위에 있는 흙과 암의 중간 성질을 가지는 물질로 국내의 풍화암 및 풍화암에 해당한다) 값을 대표한다고 볼 수 있다(Hassan과 O'Neill, 1997). 해석은 다음의 두 단계로 실시하였다.

- (1) IGM과 현장타설말뚝 콘크리트 및 상부 상재하중에 의한 초기 geostatic stress 적용.
- (2) 말뚝 두부에서 단계적으로 하중을 가하여 해석이 수렴되지 않거나 소성영역이 말뚝을 따라서 암반 근입부 전체에 시점까지 구조하중을 두부에 단계적으로 올려서 적용(암반-말뚝 접촉면전체에서 미끄러짐현상은 발생하지 않았다).

3.2 재하방식에 따른 거동특성

말뚝의 지지력 확인을 위하여 현장에서 실재하시험이 최근 많이 수행되고 있다. 대부분의 경우는 정적압축재하시험에 의해서 설계하중에 대한 지지력의 적절성 여부를 확인하기 위하여 설계하중의 2배 정도를 최대하중으로 하여 시험이 실시된다. 그러나 주변부의 지지력 확인을 위하여 정적인발재하시험이나 최근에 와서는 Osterberg Cell 시험이 많이 시행되고 있다.

본 절에서는 말뚝재하시험에 대해서 시험방법에 따라 산출되는 지지력 및 거동특성을 비교·분석하기 위하여 앞서 진행된 수치해석을 실시하였다. 하중재하방식은 정적압축재하시험의 경우 말뚝 상부에서 압축응력을 가하였으며, 인발인발재하시험의 경우는 말뚝 두부에서 인장응력을 가하여 모델링하였으며, 해석에 사용된 물성치는 표 2와 같다. Osterberg Cell 시험에서는 말

표 2. 본 분석에 사용된 입력치

물성치 No.	변형 계수 (MPa)	포아 슨비	내부마찰각 (deg)	점착력 (kPa)	인장 강도 (kPa)	말뚝의 직경 (m)	암반층 최상부깊이 (m)	암반층 근입깊이 (m)	거칠기 높이 (mm)	거칠기 경사 (deg)
1	500	0.30	35	50	1	1.5	10	3	3	3
2	1,000	0.25	37.5	100	5	1.5	10	3	3	3
3	1,500	0.20	40	150	9	1.5	10	3	3	3

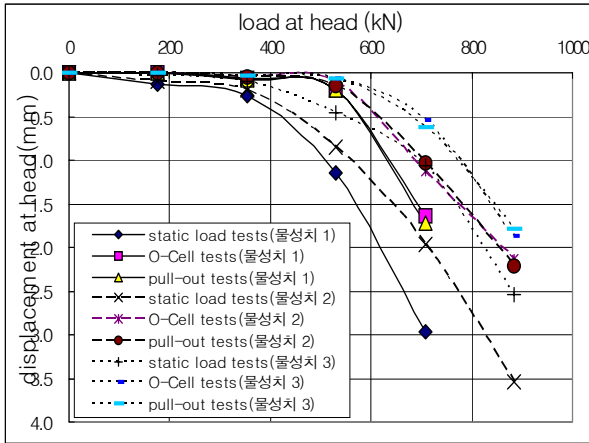


그림 5. 재하시험 방법에 따른 말뚝 두부의 하중-침하량 특성

뚝 하단부에서 압축응력을 가하여 모델링하였다. 해석 결과로 도출된 두부의 하중-침하량 곡선을 제시하면 그림 5와 같다. 그림 5에서 볼 수 있듯이 세 가지 시험방법에서 파괴시의 두부 하중은 일정한 것을 볼 수 있다. 단, 세 가지 방법 중 정적인발재하시험과 Osterberg Cell 시험에서의 두부 하중-침하량 거동은 거의 동일한 것을 볼 수 있다.

그림 6 및 7은 표 2에 제시된 물성치 No. 2의 입력치를 이용하여 정적압축재하시험 및 정적인발재하시험을 모델링했을 때의 거칠기 요소 부근에서의 전단응력을 제시한 것이다. 정적압축재하시험에서의 전단응력 contour는 우측하향으로 동선을 유지하며 정적인발재하시험에서의 전단응력 contour는 우측상향으로 동선을 유지하는 것을 알 수 있다. 그러나 두 가지의 전단응력크기는 거의 유사한 것을 알 수 있다. 이것은 초기 재하시 파괴진행과정에 있어서 정적인발재하시험과 Osterberg Cell 시험에서는 아래쪽에서 위쪽으로 소성영역 발생이 진행되며 정적압축재하시험에서는 위쪽에서 아래쪽으로 파괴양상이 진행되는 것을 확인할 수 있었다.

정적압축재하시험시 두부 하중-침하량 거동특성은 앞서 두 가지 방법에서의 침하량보다 같은 두부하중작용시 크게 침하가 발생함을 알 수 있다. 이것은 재하

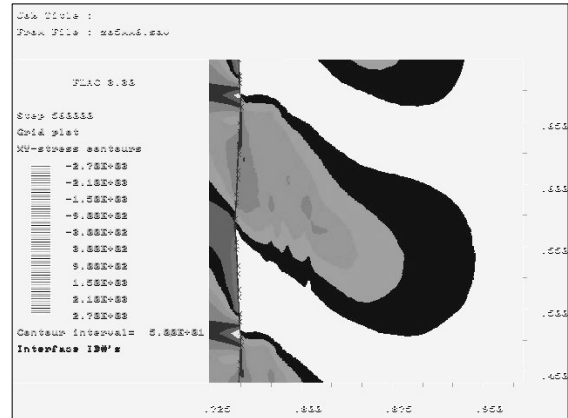


그림 6. 정적압축재하시험시 파괴하중단계에서 접촉면과 인접한 암반 근입부에서의 전단응력 분포도

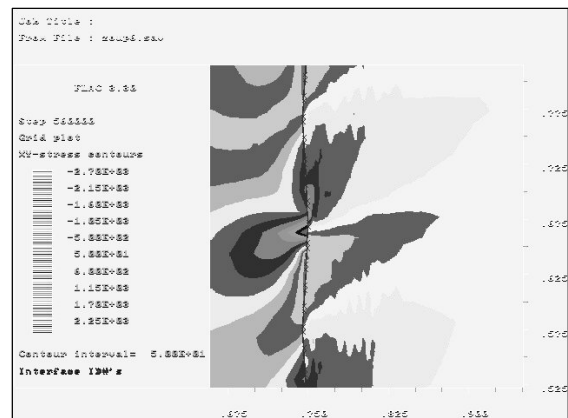


그림 7. 정적인발재하시험시 파괴하중단계에서 접촉면과 인접한 암반 근입부에서의 전단응력 분포도

초기에 근입부 상부에 비해서 하부에서 큰 구속압이 발생함으로 인발재하 초기에는 근입부 하부에서의 작은 변형에 의해서 두부에서도 작은 변형이 발생한 것으로 추정된다. 또한, 정적인발재하시험은 말뚝의 자중 및 주변 지반을 지구중력의 반대방향으로 들어올리기 위한 힘도 인발력에 필요하게 됨으로 결국 주변 지반에 발생하는 전단력은 정적압축재하시험이 더 크게 발생하기 때문인 것으로 판단된다.

이러한 전단력의 방향차이와 정적압축재하시험 암반 근입부에서 연직응력 증가에 의한 포아슨 효과로 주변

부에서 구속압의 증가현상으로 주면저항력 상승효과가 서로 상쇄되어 최종적으로 세 가지 시험에서 파괴시 두부하중이 일정한 것으로 판단된다.

3.3 근입부 거칠기 유무에 따른 거동특성

근입부 암반이 매끈한 거칠기 효과가 전혀 없는 이상적인 근입부에 대해서 거동 특성을 비교·분석하기 위하여 수치해석을 실시하였다. 하중 재하방식은 정적 압축재하시험의 경우와 동일하게 두부에서 단계적으로 압축응력을 가하여 해석을 실시하였다.

그림 8에 거칠기 높이가 1mm일 경우, 5mm일 경우 및 거칠기 요소를 모델링하지 않은 매끈한 접촉면에서의 두부 하중-침하량 특성을 나타낸다. 두부에 초기 하중이 작용할 단계부터 거칠기 요소를 고려하지 않은 말뚝에서 같은 두부 하중에서도 큰 두부 변위가 발생하는 것을 알 수 있다. 이것은 거칠기 요소를 고려한

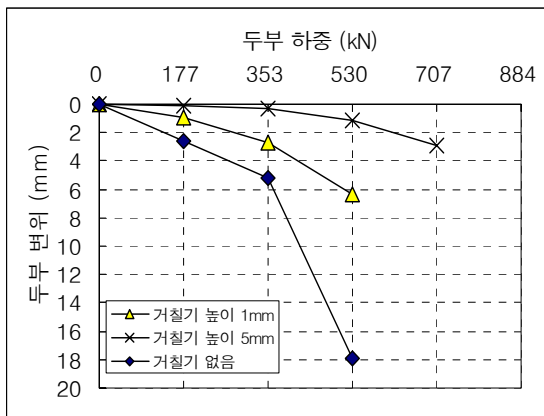


그림 8. 거칠기 유무 및 높이에 따른 두부 하중-침하량 곡선

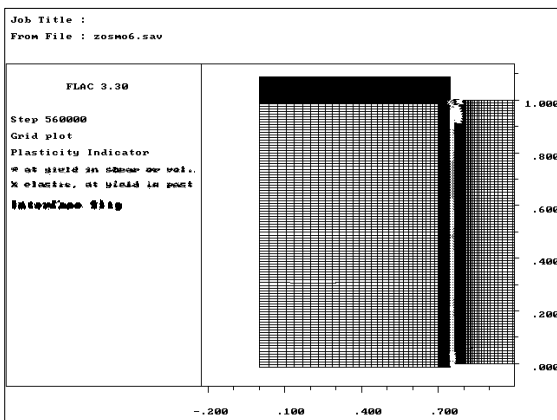


그림 9. 거칠기 요소를 모델링하지 않은 경우의 접촉면 미끄러짐 및 암반층 소성 상태 발생 영역

경우, 하향으로 작용하는 말뚝 두부에서의 하중이 거칠기 요소를 따라서 압축응력과 전단응력으로 나누어 지지만, 거칠기 요소를 고려하지 않은 경우, 하향으로 작용하는 두부에서의 하중이 접촉면을 따라서 전단응력으로만 발생하기 때문에 설명이 가능하다. 또한 그림 9에 제시된 그림은 접촉면에서의 미끄러짐 발생 여부 및 암반 근입부에서의 소성영역 발생 여부를 확인하기 위하여 제시한 그림이다. 앞서 근입부의 거칠기를 모델링한 경우에 있어서는 주면부에서의 극한저항력은 근입부 암반의 파괴에 의한 것이었지만 매끈한 접촉면에서는 근입부 암반의 파괴는 매우 미미하며 접촉면에서의 미끄러짐이 극한저항력의 한계치임을 알 수 있다. 따라서 거동을 지배하는 인자도 접촉면의 물성치들이며 접촉면에서는 Coulomb 마찰모델을 적용하였으므로, 두부 하중-침하량 관계가 접촉면에서 Coulomb 마찰모델에서 파괴로 규정되기 전에는 거의 탄성거동과 유사함을 알 수 있다. 마지막 하중단계에서 선형이 이루어지지 않는 것은 마지막단계에서는 이미 해석이 수렴되지 않으므로 침하량 결과치가 작게 산출된 결과이다. 매끈한 근입면에 대해서는 단순한 수계산에 의해서도 예측이 가능하다. 본 해석에서는 암반 근입부 최상부의 연직응력이 176kPa이고 초기 토압계수(K_{01})는 1이고 접촉면에서의 마찰각은 30°로 가정하면, 두부하중 P는 다음 식 (4)와 같다.

$$P = \left(176 \times 1 \times \tan(30^\circ) \times \frac{1.5^2 \times \pi}{4} \right) - 50kN(\text{말뚝의 자중}) = 429.93kN \quad (4)$$

따라서 암반에 설치된 말뚝이나 앵커 및 네일의 하중-침하 거동을 제대로 예측하기 위해서는 근입부의 거칠기 요소를 반드시 설정하여야 한다.

3.4 하중-침하량 곡선의 비교·검토

3.4.1 Brett과 Chad(2002)의 재하시험결과와 역해석 결과의 비교

벌링턴(Burlington) 석회암에 근입된 현장타설말뚝의 지지력에 관한 연구를 실시한 Brett과 Chad(2002)의 재하시험자료를 이용하였다. 시험말뚝(직경 400mm)은 회전식 오거(auger)를 이용하여 굴착한 후 콘크리

트를 타설하였다. 굴착공에 타설된 콘크리트 시료의 일축압축강도는 47.2MPa로 보고되었다.

원 연구에서는 총 3본이 시공되었지만, 본 논문에서는 3본에 대한 오스터버그셀 시험결과 중 암석의 일축 압축강도가 60.7MPa이고 평균 RQD는 85.75인 근입부에 시공된 말뚝에 대한 시험자료를 이용하였다. 본 연구에서는 파괴하중까지 시험이 진행된 1번 말뚝에 대한 시험결과를 이용하였다. 파괴시 평균주면저항력은 2,343kPa이었다. 말뚝의 직경은 0.4572m, 암반 근입부 길이는 1.05m, 근입부 암반 최상부 깊이는 4.18m로 시공되었다. 표 3에 제시한 입력치를 이용하여 역해석을 실시하여 두부에서의 하중-침하량 관계를 비교한 결과가 그림 10에 제시되어 있다. 역해석 결과 중 거칠기 높이를 3mm로 모델링한 경우의 역해석 결과와 재하시험결과와의 하중-침하량 곡선을 살펴 보면, 역해석 결과로서 항복현상이 발견될 때의 두부 하중이 실제 재하시험결과시 발견되는 항복시의 두부 하중과 거의 유사한 것을 볼 수 있으며 전체적인 양상에 있어서도 매우 유사한 것을 확인할 수 있으며, 거칠기 높이가 3mm는 그림 3에 제시된 일축압축강도 60.7MPa 일 때, 거칠기 높이의 상·하한 범위 내에 해당하는 것을 알 수 있다.

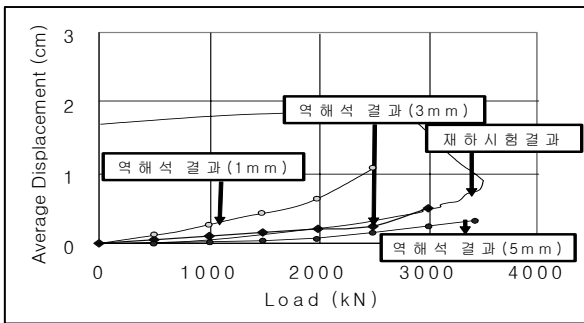


그림 10. Brett과 Chad(2002)의 재하시험자료와 역해석 결과치의 비교

표 3. 암반층에 대한 지반조사결과의 요약(Brett과 Chad, 2002)

구분	시험 결과
내부마찰각*	56.17
점착력(kPa)*	5,305
탄성계수(kPa)	500,000
포아슨비	0.25
인장강도(kPa)*	2,649

* Hoek-Brown 파괴규준을 이용하여 도출된 결과임(UCS=60.7 MPa, GSI=89, $m_i=10$, D=0).

3.4.2 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 재하시험 결과와 역해석 결과의 비교

쇄일에 근입된 현장타설말뚝 지지력에 관한 연구를 실시한 Rosenberg와 Journeaux(1976)의 재하시험자료를 이용하였다. 굴착공에 타설된 콘크리트 시료의 일축 압축강도는 $281,225 \text{ kg/cm}^2$ 로 보고되었다. 원 연구에서는 총 2본에 대한 재하시험이 실시되었는데 본 연구에서는 주면저항력을 측정할 수 있는 정적인발재하시험 자료를 이용하였다. 암석의 일축압축강도가 211 kg/cm^2 이상이고 파괴하중까지 시험이 진행된 2번 말뚝에 대한 시험결과를 이용하였다. 말뚝의 직경은 0.2m, 암반 근입부 길이는 0.91m, 근입부 암반 최상부 깊이는 16.7m로 시공되었다.

표 4에 제시한 입력치를 이용하여 역해석을 실시하여 두부에서의 하중-침하량 관계를 비교한 결과가 그림 11에 제시되어 있다. 역해석 결과 중 거칠기 높이

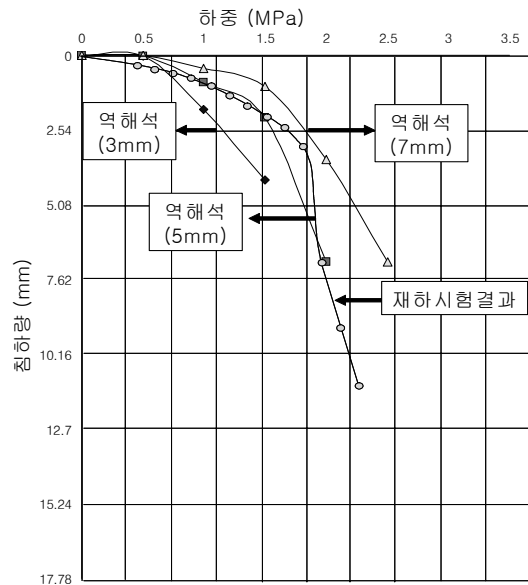


그림 11. Rosenberg와 Journeaux(1976)의 재하시험자료와 역해석 결과치의 비교

표 4. 역해석에 사용된 지반 물성치 (Rosenberg와 Journeaux, 1976)

구분	시험 결과
내부마찰각*	14.75
점착력(kPa)*	22
탄성계수(kPa)	10,000
포아슨비	0.25
인장강도(kPa)*	2

* Hoek-Brown 파괴규준을 이용하여 도출된 결과임(UCS=21.1 MPa, GSI=20, $m_i=6$, D=1)

를 5mm로 모델링한 경우의 역해석 결과와 재하시험 결과의 하중-침하량 곡선을 살펴보면, 역해석 결과로서 항복현상이 발견될 때의 두부하중이 실제 재하시험 결과시 발견되는 항복시의 두부하중에 비해서는 작은 것을 볼 수 있으나 전체적인 양상에 있어서는 유사한 것을 확인할 수 있으며, 거칠기 높이 5mm는 그림 3에 제시된 암석의 일축압축강도가 21.1MPa일 때, 거칠기 높이의 상·하한 범위 내에 해당하는 것을 알 수 있다.

4. 결론

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 재하 방식에 따른 거동특성의 차이 및 수치해석 과정에서 거칠기 요소의 모델링 유무에 따른 해석 결과의 차이에 대해서 알아보았다. 또한, 이러한 해석방법의 타당성 검증을 위하여 기존재하시험 과정에 대한 역해석을 실시하였다. 이러한 과정에서 도출된 본 연구의 결론을 정리하면 다음과 같다.

- (1) 정적압축재하시험, 정적인발재하시험 및 Osterberg Cell을 이용한 재하시험을 모델링하여 발생하는

파괴시의 최대단위주면저항력을 산출한 결과, 세 가지 시험법이 모두 비슷한 최대주면저항력을 발휘하는 것으로 밝혀졌다.

- (2) 거칠기 요소를 모델링하지 않은 수치해석에서는 말뚝의 파괴가 주면부의 미끄러짐에 의해 발생했으며, 따라서 접촉면의 강도 및 변형특성이 말뚝의 거동에 지배적인 요인으로 작용하는 것으로 나타났다.
- (3) 기존 재하시험 결과를 이용하여 거칠기 높이를 바꾸어 역해석을 실시하였으며, 이를 통하여 재하시험 결과와 역해석 결과가 유사한 거동특성을 나타내는 것을 확인하고, 그 때의 거칠기 높이가 기존 연구결과와 유사한 값이 도출되는 것을 확인할 수 있었다.

감사의 글

본 연구는 2005년도 서일대학 학술연구비 지원에 의해 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

(접수일 : 2006. 8. 2 심사일 : 2006. 8. 14 심사완료일 : 2006. 11. 2)

참고 문헌

1. 조천환, 이명환, 유한규, 권형구, 박연상(2003), 암반에 근입된 현장타설말뚝의 벽면거칠기 특성, *한국지반환경공학회 논문집*, 제4권, 제2호, pp. 5~13.
2. Brett, Gunnink, and Chad, Kiehne(2002), Capacity of drilled shafts in Burlington limestone, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 128, No. 7, pp. 539~545.
3. Cundall, P. A., and R. D. Hart.(1992), Numerical modeling of discontinua, *Engr. Comp.*, Vol. 9, pp. 101~113.
4. Drucker, D. C., and Prager, W.(1952), Soil mechanics and plastic analysis for limit design, *Quarterly of Appl. Sci.*, Vol. 10, pp. 157~165.
5. Hassan, K. M., and O'Neill, W.(1997), Side load transfer mechanisms for drilled shafts in soft argillaceous rock, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 123, No. 2, pp. 145~152.
6. Horvath, R. G., and Kenny, T. C.(1979), Shaft resistance of rock socketed drilled piers, *ASCE, Annual Convention, Atlanta*, pp. 183~214.
7. Hughes, T. J. R., Taylor, R. L., Sackman, J. L., Curnier, A., and Kanoknu-kulchai, W.(1976), A finite element method for a class of contact-impact problems, *J. Comp. Methods in Appl. Mech. and Engrg.*, Vol. 8, pp. 249~276.
8. Johnston, I. W., and Lam, T. S. K.(1989), Shear behaviour of regular triangular concrete-rock joints - analysis, *Jnl. Geotech. Engg. ASCE*, Vol. 115, No. 5, pp. 711~727.
9. Kulhawy, F. H., and Phoon, K. K.(1993), Drilled shaft side resistance in clay soil to rock, Proc. Conf. on design and performance of deep foundations - *piles and piers in soil and soft rock*. Geotechnical Special

Publication No. 38. ASCE, pp. 172~183.

10. Ladanyi, B., and Archambault, G.(1970), Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass, *Proc. 11th Symp. on Rock Mechanics : Theory and Practice*, pp. 105~125.
11. Pells, P. J. N., Rowe, R. K., and Turner, R. M.(1980), An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone, *Proceedings of the International Conference on structural foundations on rock*, Sydney, pp. 291~302.
12. Rosenburg, P., and Journeaux, N. L.(1976), Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 13, No. 3, pp. 324~333.
13. Seidel, J. P.(1993), *The analysis and design of piles socketed into weak rock*, Ph. D. Thesis, Monash University.
14. Seidel, J. P.(1997), *Rocket Help File*, Department of Civil Engineering, Monash University.
15. Seidel, J. P & Collingwood, B.(2001), An improved socket roughness factor for prediction of rock socket shaft resistance, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 38, No. 1, pp. 138~153.
16. Seidel, J. P., Gu, X. F., and Haberfield, C. M.(1996), A new factor for improved prediction of the resistance of pile shafts in rock, *7th ANZ Conference on Geomechanics*. IEAust., Adelaide, pp. 693~697.
17. Sokolovsky, V.(1960), *Statics of soil media*. Butterworth Scientific Publications, London.
18. Williams, A. F., Johnston, I. W., and Donald, I. B.(1980), The design of socketed piles in weak rock. *Intl. Conf. structural foundations on rock*, Sydney, pp. 327~347.