

지반-구조물간 상호작용을 고려한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 거동

최진오¹⁾ · 권오성²⁾ · 김명모³⁾

The Behavior of the Cast-in-place Pile Socketed in Rock Considering Soil-Structure Interaction

Jin-O Choi, Oh-Sung Kwon and Myoung-Mo Kim

ABSTRACT The design values of rock socketed pile related with properties of rock mass are not clearly established. However, the drilled shafts socketed in rock are widely used as the foundation of large scaled structure. In this study, the characteristics of behavior of rock socketed pile is researched, and the properties of interface between pile and rock considering soil-structure interaction are evaluated for numerical modeling of rock socketed pile based on the previous researches. Based on the properties of interface and rock mass, the behaviors of rock socketed piles are numerically modeled and compared with field measurement. To verify the numerical analysis, a micro pile socketed in rock is modeled and the results of numerical analysis are compared with field measurement. The numerical results show a good agreement with field measured data, especially in terms of load transfer characteristics.

Key words : cast-in-place pile, rock-socketed pile, soil-structure interaction, interface element, load transfer

초 록 대형 구조물 기초로 암반에 근입된 현장타설말뚝의 사용이 현저히 증가하고 있음에도 암반의 공학적 물성과 설계정수와의 관련이 명확히 정립되지 못한 실정이다. 이에 본 연구에서는 암반근입말뚝의 거동 특성을 이론적으로 연구하고, 이를 수치적으로 모델링하기 위하여 지반-구조물 상호작용에 관련된 경계면 물성을 기존 연구 결과에 기초하여 합리적으로 산정하였다. 암반의 물성과 경계면 물성간의 관계를 이용하여 암반근입말뚝의 거동을 수치적으로 모사할 수 있으며, 또한 현장 계측을 통해 얻은 말뚝의 하중전이 양상이 수치적으로 모사된 결과와 잘 일치함을 확인하였다.

핵심어 : 현장타설말뚝, 암반근입말뚝, 지반-구조물 상호작용, 경계면 요소, 하중전이

1. 서 론

근래에 들어 구조물이 점차 대형화됨에 따라 큰 지지력이 요구되며 초고층 건물이나 초대 교량과 같은 중요 구조물의 경우 사용성을 만족시키기 위하여 별도의 침하관리규준을 두게 되었다. 따라서 기초에 대한 안정적인 지지거동을 필요로 하게 되었고 이에 부응하여 암반근입말뚝의 사용이 현저히 증가하고 있다.

암반에 근입된 말뚝의 하중-변위 곡선은 최대 곡률점 이후에도 지지력이 계속 증대되는 경향을 보이므로, 주변 또는 선단에 대한 개별적인 극한지지력의 산정보다는 주변과 선단의 지지력이 동시에 발휘되면서 나타나는 하중과 변위와의 관계를 이해하는 것이 매우 중요하다. 이를 위해 말뚝 주변의 하중-전이 특성에 대한 파악이 선행되

어야 한다. 따라서 본 연구에서는 먼저 이론적 연구를 통하여 암반근입말뚝의 거동에 영향을 미치는 변수들을 고찰하고, 연암 지반에 시공된 시험말뚝의 하중-변위 곡선을 수치해석 기법을 이용하여 역해석하고, 이를 통해 최적의 수치해석 물성치를 결정하였다. 다음으로 지반조사(q_u , RQD, PMT 등)결과와 수치해석 물성치간의 상관성을 분석하여 이를 수식으로 제안하였다. 마지막으로 이 해석 방법의 유효성을 검증하고자 타 현장 암반근입말뚝에 대해 수치해석을 수행하여 얻은 하중-변위 관계 및

1)정회원, 서울대학교 토목공학과 박사수료

2)정회원, 서울대학교 토목공학과 박사과정

3)정회원, 서울대학교 토목공학과 교수

접수일 : 2000년 8월 5일

심사 완료일 : 2000년 8월 28일

하중전이 특성을 계측값과 비교하였다.

2. 이론적 연구

2.1. 암반근입말뚝의 지지 메카니즘

암반근입말뚝은 일반적으로 주면과 선단의 저항력으로 상재하중을 지지한다. Winterkorn & Fang(1975)는 각 부분에서 발생하는 저항력을 '강성계수×침하량'으로 계산하는 간단한 지지메카니즘을 제안하였다. 이에 의하면 암반주면의 강성, k_s , 암반 선단의 강성 k_b 에 각 부분에서 발생하는 변위를 곱하여 저항력의 크기를 구할 수 있다. Carter와 Kulhawy(1988)는 재하시험과 수치해석 결과로부터 암반근입말뚝의 하중-변위 관계를 Fig. 1과 같이 두 개의 직선으로 근사하였다. 초기 하중단계에서 말뚝과 암반은 상대변위를 일으키지 않으며 선형적으로 거동하다가 하중 증가에 따라 탄성영역을 지나 주면이 항복하며 이후 선단으로 하중이 전이된다.

Fig. 2는 축하중을 받는 암반근입말뚝의 거동을 모식적으로 나타낸 것이다. 두부 하중이 작용하면 초기 탄성적인 기울기를 따라가다가 slip이 발생한 후 부착력이 소멸되기 시작하며, 다이러턴시 효과에 의해 접촉면의 마찰력은 증가한다. 만일 부착력의 소산속도가 빠를 경우에는 O-ABC의 형상을 따르며, 거친 소켓이나 시공성이 좋은 말뚝의 경우 O-AF의 형상을 보일 것이다. 그러나 변위가 증가함에 따라 결국 아래쪽의 순수 마찰저항선에 수렴하게 된다.

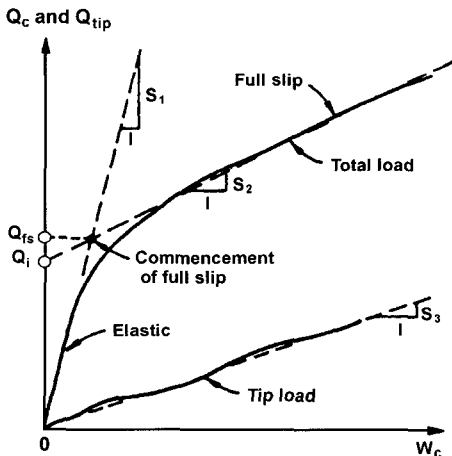


Fig. 1. Interpretation of a field test in complete rock socket (Carter & Kulhawy, 1988).

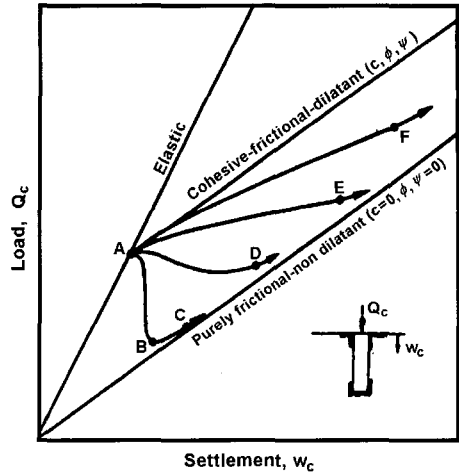


Fig. 2. Schematic representation of the behavior of socketed shaft in compression.

2.2. 암반근입말뚝의 지지력 추정방법

암반근입말뚝의 지지력을 산정하는 방법에는 여러 가지가 있다. 주면지지력의 경우 일축압축강도와 단위주면 마찰력의 경험적 상관관계를 이용하여 지지력을 추정하는 것이 일반적인 방법이다(Williams et al.(1980), Rowe & Armitage(1987), Horvath & Kenny(1979), Carter & Kulhawy(1988) 등). 그러나 이러한 경험적인 관계식들은 일축압축강도가 큰 압의 경우 지지력을 실제보다 크게 산정한다는 단점이 있다. 또한 암반근입말뚝의 주면지지력은 암반의 풍화도나 절리발달빈도 등 암반 특성에 의해 영향을 받으므로 위 식들에 암석특성이 아닌 암반특성을 고려한 감소계수를 적용하기도 한다(Williams et al.(1980)). 선단지지력의 경우 일축압축강도(Ladanyi & Roy(1971) 등), RQD(Peck, 1974), RMR 및 Q(Hoek & Brown, 1980)등을 이용하여 추정할 수 있다. 말뚝 지지력을 공내재하시험으로부터 구한, 암석의 특성이 아닌 암반의 물성치를 이용하여 직접적으로 추정하는 방법도 있다(Baquelin(1982), Clarke(1995) 등).

2.3. 말뚝의 하중-변위거동 해석방법

축하중을 받는 말뚝의 하중-변위 거동을 해석하는 방법에는 크게 탄성고체법(Poulos & Davis, 1980), 수치해석적 방법(Ottaviani(1975), Desai(1974) 등), 하중전이법(Coyle & Reese(1966), O'Neill & Mahar(1982) 등)이 있다. 탄성고체법에서는 말뚝을 등분포 하중을 받

는 여러 개의 요소로 분할한 후 말뚝과 지반의 변위 적합조건을 이용하여 해를 구하게 된다. 이때 지반 변위는 Mindlin의 해를 적분하여 얻게 된다. 이 방법을 통해 얻은 값은 일종의 탄성해이며, 변위 적합조건을 만족시켜야 하므로 지반과 말뚝의 미끄러짐을 모사하기 어렵다는 단점을 가진다. 하중전이법은 먼저 현장이나 모형 말뚝 시험을 통해 말뚝의 각 깊이에서의 하중-전이 곡선을 구한 후 말뚝의 각 분절에서의 변위를 더해 두부에서의 변위를 구하게 된다. 이 방법의 단점은 말뚝의 임의의 한 점에서의 응력이 다른 점에서의 응력에 독립적이므로 지반의 연속성이 무시된다는 것이다. Ooi와 Carter(1989)는 말뚝에 축하중 작용시 반지름방향의 응력변화를 고려한 분석적 방법을 제안하였다. 탄성고체법과 하중전이법은 각기 장단점이 있으며, 두가지 방법 이상이 결합하여 서로의 단점이 보완되기도 한다. 수치해석적 방법은 FEM, BEM, FDM 등을 이용하여 말뚝의 거동을 해석하게 되는데 일반적으로 지반은 연속체 요소로, 말뚝과 지반의 경계면은 인터페이스 요소를 이용하여 해석하게 된다. 이 방법은 이론적으로 앞의 두 방법의 단점을 극복할 수 있지만, 해석시의 물성치나 해석모델 자체의 유효성을 말뚝 재하시험을 통해 검증하는 절차가 필요하다.

3. 말뚝 재하시험

먼저 우리나라의 대표적 암반인 화강편마암 부지를 선정하여 직경 40 cm의 현장타설 콘크리트 말뚝 8본을 시공한 후 재하시험을 수행하였다. 말뚝의 배치와 지반조사 위치는 Fig. 3과 같다. 지반조사 결과 상부에 토사가 7~9m 깊이로 존재하며 그 이후에 암반이 분포한다(Fig. 4). 대상 암반의 특성을 파악하기 위해 NX 및 BX 크기의 보링을 실시하였다. 현장조사를 통한 암반의 RQD, 프레

서미터시험 및 실내시험 결과를 Fig. 5에 나타내었다.

시험말뚝 중 8번 말뚝은 토사부의 지지거동만을 얻기 위하여 토사부에만 근입시키고 선단의 영향을 배제하고자 말뚝 선단에 10 cm 두께의 스티이로폼을 설치하였다. 1번 말뚝은 암반 주변만의 지지거동을 보기 위하여 암반에 1D(40 cm) 근입시키고 선단에 스티이로폼을 설치하였다. 2~7번 말뚝은 근입깊이가 0.5~2.7D로 다르게 시

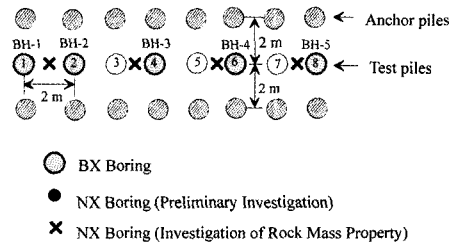


Fig. 3. Plan view of test piles.

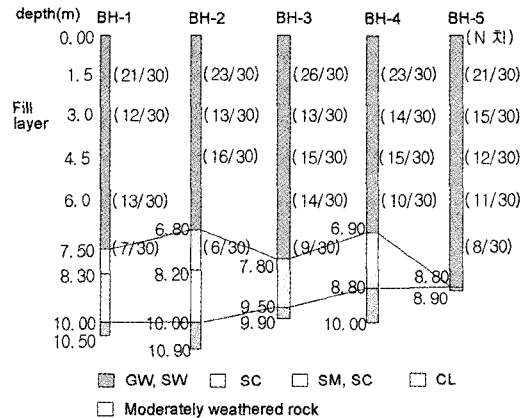


Fig. 4. Soil profile.

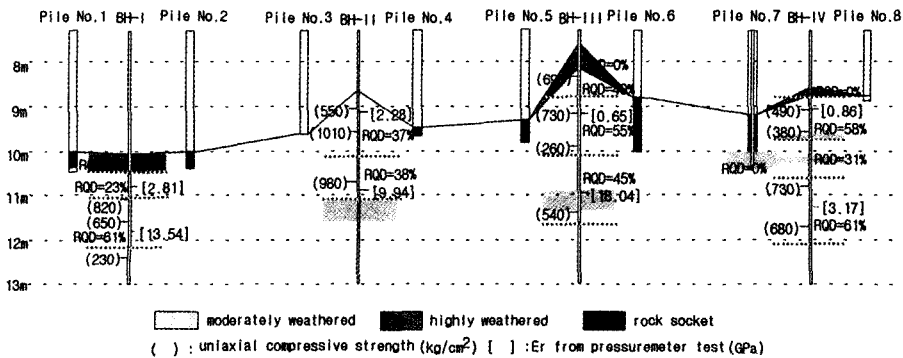


Fig. 5. Results of NX boring, pressurimeter test, and uniaxial compression tests.

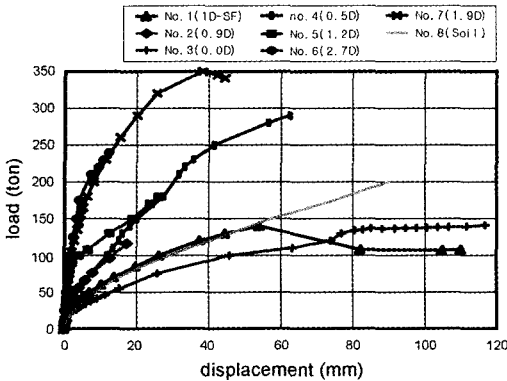


Fig. 6. Pile load test results.

공되었다. ASTM D 1143-81에 따라 말뚝재하시험을 수행하였으며, Fig. 6에 재하시험 결과를 도시하였다.

4. 수치해석

4.1. 수치 모델링

본 연구에서는 유한차분 수치해석 프로그램인 FLAC2D을 이용하여 암반근입말뚝에 대한 수치해석을 수행하였다. 해석시 말뚝은 탄성 모델을, 지반은 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 따르는 탄소성 구성모델을 사용하였다. 대상 말뚝이 원형 말뚝이므로 말뚝의 중심으로 축대칭하여 모델링하였으며, 말뚝과 지반의 상대변위를 허용하기 위해 경계면(interface) 요소를 적용하였다. Fig. 7은 수치해석시 사용된 요소망을 도시한 것이다.

4.2. 경계면 요소

말뚝과 지반의 경계에 미끄러짐(slip)을 모사하기 위해 Mohr-Coulomb 파괴규준을 따르는 비선형 스프링 요소를 사용하였다. 이 스프링 요소의 접촉면에 수직방향의 하중 F_n 및 접선방향 하중 F_s 는 식(1) 및 식(2)와 같이 결정된다(Cundall, 1976).

$$F_n = k_n u_n \tag{1}$$

$$F_s = k_s u_s \tag{2}$$

여기서,

k_n, k_s : 접촉면에 수직 및 접선방향 스프링 강성
 u_n, u_s : 접촉면에 수직 및 접선방향 상대변위
 접합면 요소의 전단 저항력 F_s 는 접합면의 전단강도에 의해 제한된다. 일반적으로 주면이 거친 암반근입말뚝에

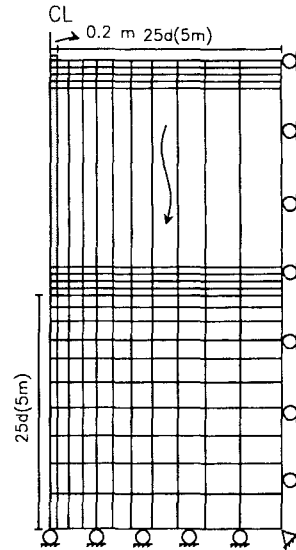


Fig. 7. Finite difference grid.

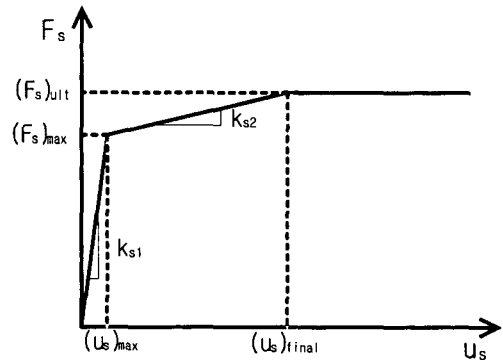


Fig. 8. Shear force versus displacement.

서는 말뚝과 암반 사이에 미끄러짐이 일어난 이후에도 다이러턴시의 영향에 의해 주면 저항력이 상당히 증가하는 경향을 보이므로(Kulhawy와 Goodman, 1987), 이를 모사하기 위하여 전단강도를 Fig. 8에 보이는 바와 같이 최대값과 극한값으로 나누어 해석하였다. 주면의 최대전단저항력 $(F_s)_{max}$ 와 극한전단저항력 $(F_s)_{ult}$ 는 본 논문에서 식(3) 및 식(4)로 정의된다. 식(3)은 Mohr-Coulomb 파괴규준에 의한 $c-\phi$ 재료의 전단강도이며, 식(4)는 다이러턴시를 고려한 경험적 제안식(Patton, 1966)이다.

$$(F_s)_{max} = A \cdot \{ (c_a)_{peak} + \bar{\sigma}_n \tan \delta \} \tag{3}$$

$$(F_s)_{ult} = A \cdot \{ (c_a)_{residual} + \bar{\sigma}_n \tan(\delta + \psi) \} \tag{4}$$

여기서, c_a peak는 주면의 부착력, δ 는 주면 마찰각이며, ϕ

는 다이러턴 시각이다. 또한 $(c_a)_{residual}$ 은 미끄러짐 발생 후 부착력의 소산을 묘사하기 위한 잔류 부착력이며, 본문에서는 $(c_a)_{peak}$ 의 1/2로 가정하였다. 식(2)-식(4)에 의해 전단 저항력의 증분은,

• $F_s \leq (F_s)_{max}$ 일 경우,

$$\Delta F_s = k_{s1} \Delta u_s \quad (5)$$

• $(F_s)_{max} \leq F_s \leq (F_s)_{ult}$ 일 경우,

$$\Delta F_s = F_s - (F_s)_{max} = k_{s2} \Delta u_s = k_{s2} (u_s - (u_s)_{max}) \quad (6)$$

• $F_s > (F_s)_{ult}$ 일 경우,

$$\Delta F_s = 0 \quad (7)$$

이다. 이 때, $(u_s)_{max}$ 및 $(u_s)_{ult}$ 는 각각 최대 및 극한 강도가 발현되기 위한 접합면의 절점간 상대변위이며, k_{s1} 및 k_{s2} 는 슬립 이전 및 이후의 전단 스프링 강성이다.

수치해석 입력 물성치 산정시 접합면의 스프링 강성계수 k_n 과 k_s 값은 암반 근입 말뚝의 실제 거동에 가깝도록 미끄러짐 이전과 이후의 두 개의 값으로 나누어 산정하였다. 즉, 전단 스프링강성 k_s 의 경우 초기 탄성영역에서는 말뚝과 암반 사이에 미끄러짐이 일어나지 않고 말뚝의 탄성압축량 곡선을 따라가도록 $(u_s)_{max}$ 를 매우 작게 하여 초기 전단 스프링 강성계수(k_{s1})가 커지게 하였으며 미끄러짐이 일어난 이후에는 다이러턴시가 발현되기 위한 $(u_s)_{final}$ 를 3mm로 가정하여 k_{s2} 를 구하였다. 여기서 $(u_s)_{max}$ 와 $(u_s)_{final}$ 의 크기는 시행착오범으로 결정하였는데, 일반적으로 암반근입말뚝에서 주변지지력이 발휘되기 위한 말뚝과 암반의 상대변위 값은 수 mm 정도이다(Pells 등., 1980, Horvath & Kenny, 1979, Ooi & Carter, 1987). 또한 말뚝 주변에 연직인 방향의 스프링 강성 k_n 은 미끄러짐 이전에는 프레스미터 시험에 의한 횡방향 지반반력계수를 채용하였으며, 미끄러짐 이후에는 k_s 의 10배를 입력하였다. Belytschco 등(1984)은 k_n 을 k_s 의 2~100배로 제안한 바 있다.

4.3. 재하시험 곡선의 수치모사

토사부 주변지지력의 영향을 파악하기 위하여, 먼저 토사부에만 근입된 8번 말뚝에 대한 수치모사를 수행하였다. 수치해석시 말뚝의 변형계수는 말뚝 몸체에 대한 실내시험을 통하여, 지반의 변형계수는 현장시험(SPT, Pressuremeter test) 및 실내시험으로부터 추정하였다.

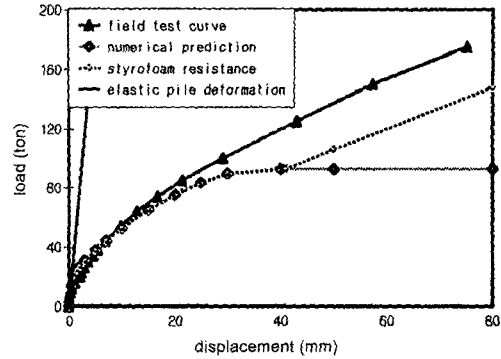


Fig. 9. Pile No. 8.

Table 1. 지반 입력 물성치

| 토질분류 | E (MPa) | v | γ_{t3} (t/m ³) | ϕ (°) | ψ (°) |
|--------|---------|-----|-----------------------------------|------------|------------|
| GW, SW | 40 | 0.3 | 1.9 | 34 | 20 |
| SC, SM | 20 | 0.3 | 1.8 | 32 | 5 |
| CL | 10 | 0.3 | 1.8 | 28 | 0 |

Fig. 9에 8번 말뚝에 대한 재하시험 곡선을 수치해석 곡선과 함께 도시하였다. 초기 부분은 두 곡선의 차이가 미미하지만 침하량이 증가함에 따라 그 차이가 커지는 것을 볼 수 있다. 이는 두부 하중이 증가함에 따라 스타이로폼의 변형이 한계치에 도달하여 어느 정도의 하중이 선단으로 전이되었기 때문으로 생각되며 스타이로폼에 대한 삼축압축시험과 모형시험으로부터 이를 확인하였다. Fig. 9에서 접선은 스타이로폼이 말뚝의 자중과 추가하중에 의해 변형 한계치에 도달했다고 판단되는 시점에서 스타이로폼의 물성치를 암반의 물성치로 바꾼 후 해석을 수행한 결과이며, 이는 실제 재하시험의 결과와 비슷한 경향을 가진다. 8번 말뚝의 수치해석시 입력 물성치를 Table 1에 정리하였으며, 이후 다른 암반근입말뚝의 토사부 입력치 산정시에도 토사부의 지반조건의 변화가 크지 않으므로(Fig. 4) 8번 말뚝의 지반 입력치와 동일한 값을 사용하였다.

일반적으로 암반근입말뚝의 초기 탄성 부분의 기울기는 말뚝과 주변부 암반의 변형계수에, 탄성한계는 말뚝과 암반의 부착력 c_a 값에 의존하며, 소성영역으로 들어서면 주변 부착력의 소산과 함께 다이러턴시가 발현되며, 그 이후 그 거동은 주로 선단절지압에 의존한다고 알려져 있다(Carter & Kulhawy(1988), Kulhawy & Goodman(1987)). 따라서 완전 소켓의 경우, 초기 탄성영역은 말뚝과 암반의 부착력 $(c_a)_{peak}$ 를 변화시켜 가면서, 주변의

미끄러짐 이후는 선단의 변형계수를 바꾸어 가면서 수치 모사 작업을 수행하였다. 또한 미끄러짐 이후 주변 부착력의 감소를 모사하기 위해 미끄러짐 이후의 부착력(c_a)_{residual}은 (c_a)_{peak}의 1/2로 가정하였다. 재하시험을 수행한

1~7번 말뚝(3번 말뚝 제외)에 대해 수치해석을 수행하였으며, 그 결과 하중-변위 그래프를 재하 시험 결과와 함께 Fig. 10~15에 도시하였다. 다만 인장시험을 수행한 3번 말뚝은 수치해석에서 제외하였다. 수치해석 곡선을

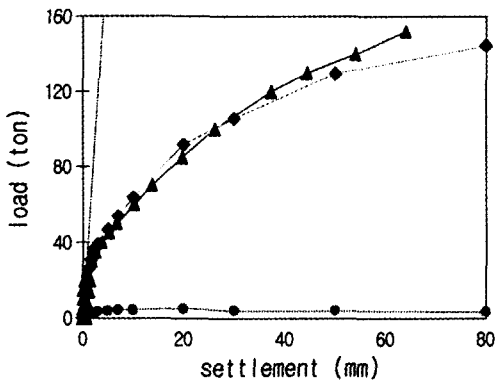
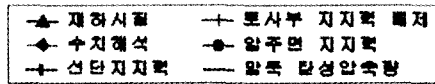


Fig. 10. Pile No. 1.

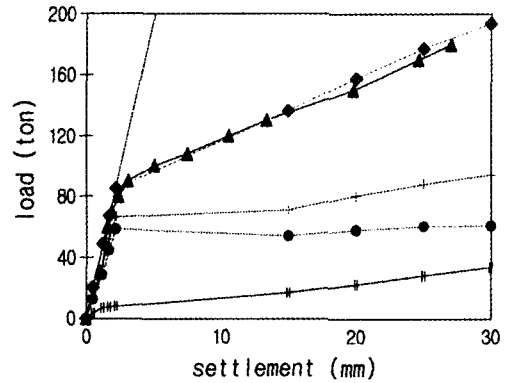


Fig. 13. Pile No. 5.

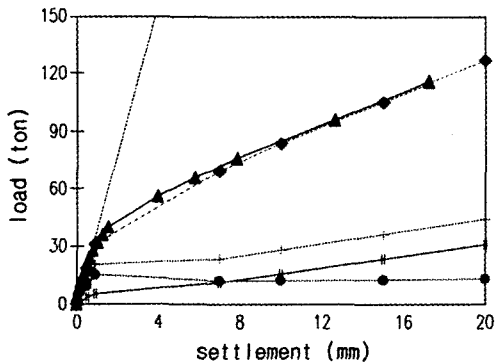


Fig. 11. Pile No. 2.

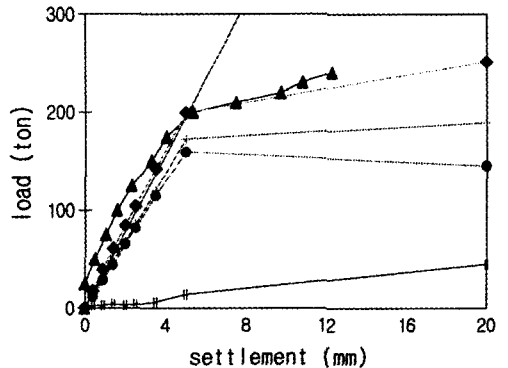


Fig. 14. Pile No. 6.

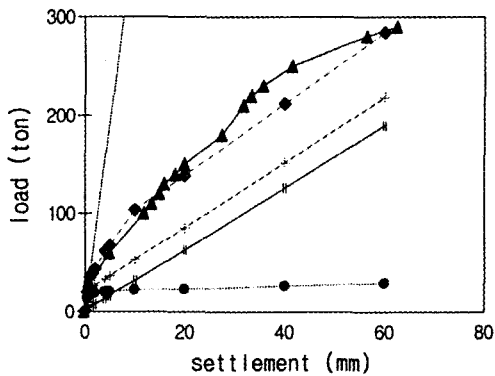


Fig. 12. Pile No. 4.

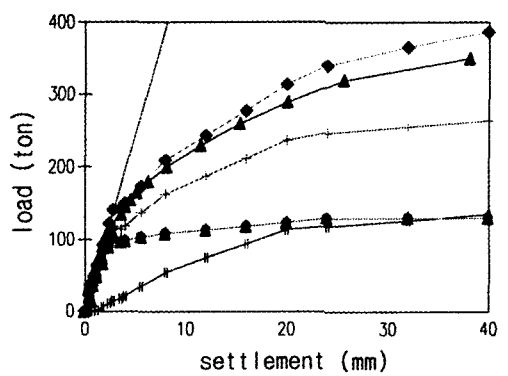


Fig. 15. Pile No. 7.

Table 2. 대상 암반의 물성치 및 수치모사 입력치

| 실험 및 수치해석결과 | | 말뚝번호(근입깊이) | | | | | | |
|------------------|----------------------------|----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|--|
| | | 1 (1.0D) | 2 (0.9D) | 4 (0.5D) | 5 (1.2D) | 6 (2.7D) | 7 (1.9D) | |
| 현장 및 실내 시험 결과 | 공내재하시험 변형계수, GPa(주면/선단) | 2.81/2.81 | 2.81/2.81 | 6.11/9.94 | 9.35/18.04 | 9.35/18.04 | 2.02/3.17 | |
| | 암반근입부 암석시료의 일축압축강도, MPa | 23.0 | 23.0 | 78.0 | 49.5 | 49.5 | 43.5 | |
| | 암반근입부 RQD(주면, 선단) | 0/42 | 0/42 | 37/38 | 37/38 | 55/45 | 49/46 | |
| | 암반근입부 RMR | 28/33 | 28/33 | 35/35 | 40/40 | 40/40 | 40/40 | |
| 수치모사 입력치 | 부착력 c(kPa) | 150 | 600 | 800 | 1200 | 1200 | 1200 | |
| | 선단접지압(kPa/inch) | - | 1400 | 3000 | 1000 | 4000 | 6000 | |
| | 마찰각 및 팽창각(°) | 각 40°와 10°로 일정 | | | | | | |

재하시험곡선에 근사시킨 후 토사부의 부담하중을 제하여 암반근입부의 주면과 선단을 분리한 결과를 같은 그림에 도시하였는데, 대체로 주면이 부담하는 하중은 일정한 값에 수렴하며, 선단하중은 침하량이 증가함에 따라 계속해서 증가하는 경향을 나타낸다.

Table 2에 하중-변위 곡선을 재하 시험 곡선에 근사시켰을 때의 수치해석 입력 물성치를 현장 및 실내시험 물성치와 함께 나타내었다. Table 2의 현장시험 결과 중 주면에서의 값은 주면 깊이의 값이며, 선단에서의 값은 말뚝 선단 아래 2 m 이내의 값의 평균치를 사용하였고, 선단 아래의 시험값이 없을 경우는 선단에서의 값을 사용하였다. 수치해석시 내부 마찰각과 다이러턴시각의 변화가 전체 재하 시험 곡선에 미치는 영향은 부착력의 영향에 비해 무시할만 하므로(Kulhawya와 Goodman, 1987), 각각 40°와 10°로 가정하여 일정하게 적용하였다. 또한 암 주면에 수직인 방향의 암반변형계수는 프레스미터 시험에서의 E 값을 그대로 입력하였다.

4.4. 현장시험 데이터와 수치해석 물성치의 상관관계 분석

현장시험 자료를 이용하여 말뚝의 하중-변위 거동을 예측하기 위하여, 전절에서 수행한 수치모사시 사용한 입력 물성치와 현장시험 데이터와의 관계를 분석하였다. Fig. 16~Fig. 18은 암 주면지저력에 가장 영향을 미친다고 생각되는 암반과 말뚝과의 부착력 (c_a)_{peak}와 현장시험 데이터와의 관계 그래프이다.

말뚝 주면부의 부착력과 현장시험 데이터간에는 약간의 양의 상관성을 보인다. 그러나 이는 5~6개의 한정된 데이터 내에서의 분석이므로 합리적인 판단을 내리기 위해서는 많은 수의 데이터 축적이 필요하다. 부착력과 현

장시험 데이터의 상관식은 식(8)~(10)과 같다.

$$c(\text{kPa}) = 10.44 \times q_u(\text{MPa}) + 394.54 \quad (8)$$

$$c(\text{kPa}) = 70.65 \times E_{\text{pressuremeter}}(\text{GPa}) + 475.15 \quad (9)$$

$$c(\text{kPa}) = 62.26 \times \text{RQD}(\%) + 863.57 \quad (10)$$

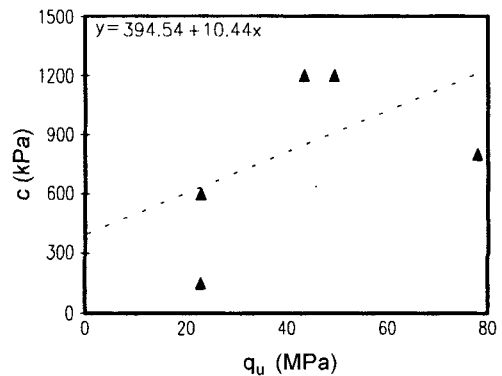


Fig. 16. cpeak vs. qu.

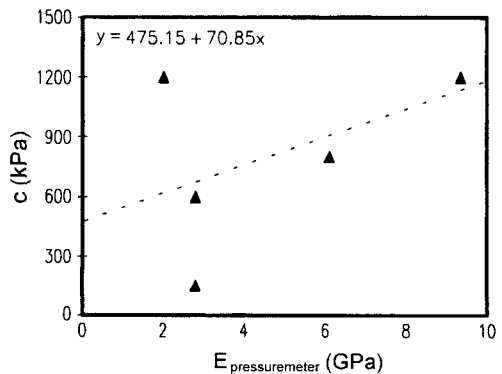


Fig. 17. cpeak vs. Er

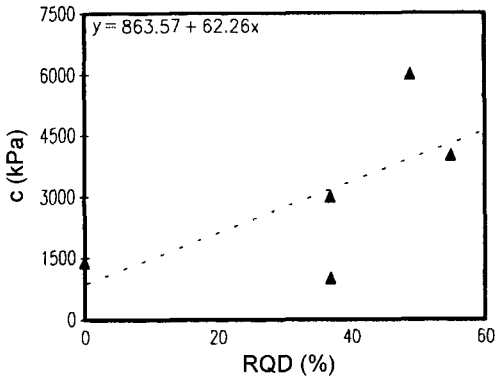


Fig. 18. cpeak vs. RQD (a) Cross-section of geometry of rock slope piled raft foundation (b) Plan view of instrumented piles and pressure cells.

5. 하중-변위 예측방법의 타 현장 적용

5.1. 현장 개요 및 계측결과 분석

전절의 수치해석을 이용한 말뚝의 하중-변위 거동 예측방법에 대한 유효성 검증을 위하여 타 현장에 이 방법을 적용하였다. 해석 대상은 신단양대교 pier1의 기초로 사용된 암반에 근입된 소구경 현장타설 말뚝이다. 그림 19(a)의 현장 단면도에서 보는 바와 같이 피어는 절취된 암사면 중턱에 위치해 있으며, 암반은 보통에서 높음 사이의 절리 발달을 보여주는 세립질 사암이다.

기초의 위치와 지질주상도는 Fig. 20과 같다. 대상 암반의 지반공학적 물성을 평가하기 위하여 현장시험과 실

내시험을 실시한 결과를 Table 3에, 특히 공내재하시험을 통한 암반의 깊이별 변형계수 관계는 Fig. 21에 도시하였다. 깊이별 암반의 변형 계수는 footing 저면을 기준으로 측정된 값이며 암반의 변형계수는 하중 재재하-침하 곡선을 통하여 결정하였다. 실내시험에 사용한 시료는 footing 저면 12.5 m 아래쪽에서 채취하였다.

소구경 현장타설말뚝의 시공 현황을 살펴보면, 먼저 말뚝간 간격 1.8 m 인 말뚝의 설치를 위하여 암반을 건조 상태에서 지름 20.32 cm, 길이 18.5 m로 천공한 후, 3개의 D50 강봉을 결합하여 공내 거치하고 고강도 모르타르를 타설함으로써 말뚝을 시공하였다. 이후 지면에서 60 cm 돌출된 말뚝머리에 철근을 조립한 후 3.0 m 두께로 콘크리트를 타설하여 footing 시공을 완료하였다. Footing 위로 14개월간 총 12 시공 단계에 걸쳐 피어

현장 지질주상도

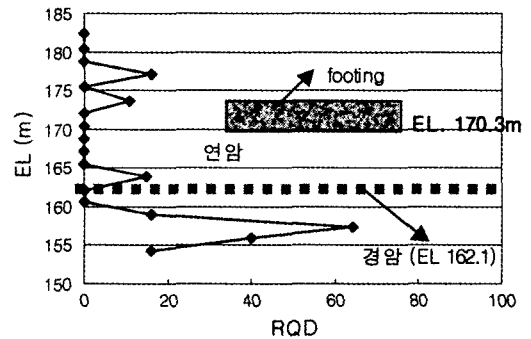
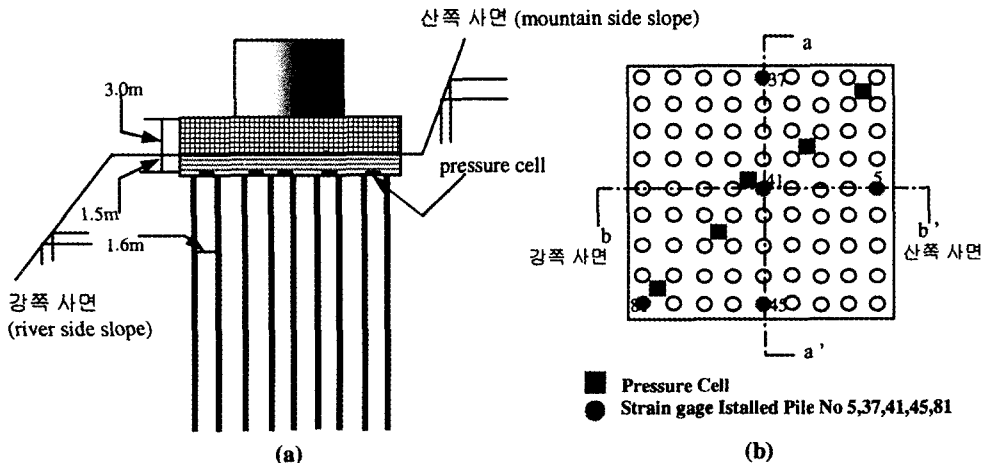


Fig. 20. RQD with depth and Elevation of Raft.



(a) Cross-section of geometry of rock slope piled raft foundation (b) Plan view of instrumented piles and pressure cells Fig. 19 Cross-section and plan view of piled raft.

Table 3. 현장 및 실내 시험 결과.

| Specific Gravity | $\sigma_{uniaxial}$ (t/m^2) | Poisson's Ratio | 50% Secant Modulus (t/m^2) | Strength parameters | | PMT | | RMR |
|------------------|---------------------------------|-----------------|--------------------------------|---------------------|-----------------------|-------------------|-------|-----|
| | | | | c (t/m^2) | ϕ ($^{\circ}$) | E (t/m^2) | K_0 | |
| 2.67 | 20,690 | 0.27 | 5.83E6 | 4000 | 50 | 120,000~1,150,000 | 4.35 | 51 |

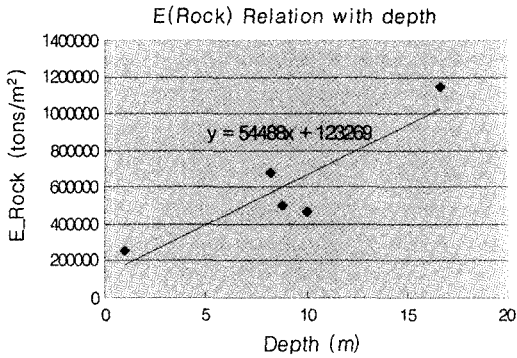


Fig. 21. Emass with depth (a) No 5 (edge pile at Mt side slope) (b) No 37 (edge pile at middle of raft) (c) No 41 (center pile) (d) No 45 (edge pile at middle of raft) (e) No 81 (corner pile at river side slope).

컬럼이 시공되며 raft의 자중을 포함하여 기초에 작용하는 총 연직하중은 6080.0 tons이다. 현장에서 말뚝의 설계하중 163.0 tons을 확인하기 위하여 사용 말뚝에 대하여 ML 시험을 실시하였다. 또한 Fig. 19(b)에 표시된 말뚝에 대해 깊이별로 스트레인게이지를 설치하여 말뚝의 하중 전이를 계측하였다. Fig. 22는 계측 장치가 설치된 각 말뚝들의 하중전이 곡선을 시공 단계별로 나타낸 것이다.

현장에서 계측된 하중전이 곡선으로부터 얻어진 말뚝의 마찰저항(f)과 침하량(w)의 관계를 Johnston(1994)이 제안한 관계식(11)과 비교하였다.

$$f = \frac{w}{\frac{2.5D}{E_{mass}} + \frac{w}{f_{max}}} \tag{11}$$

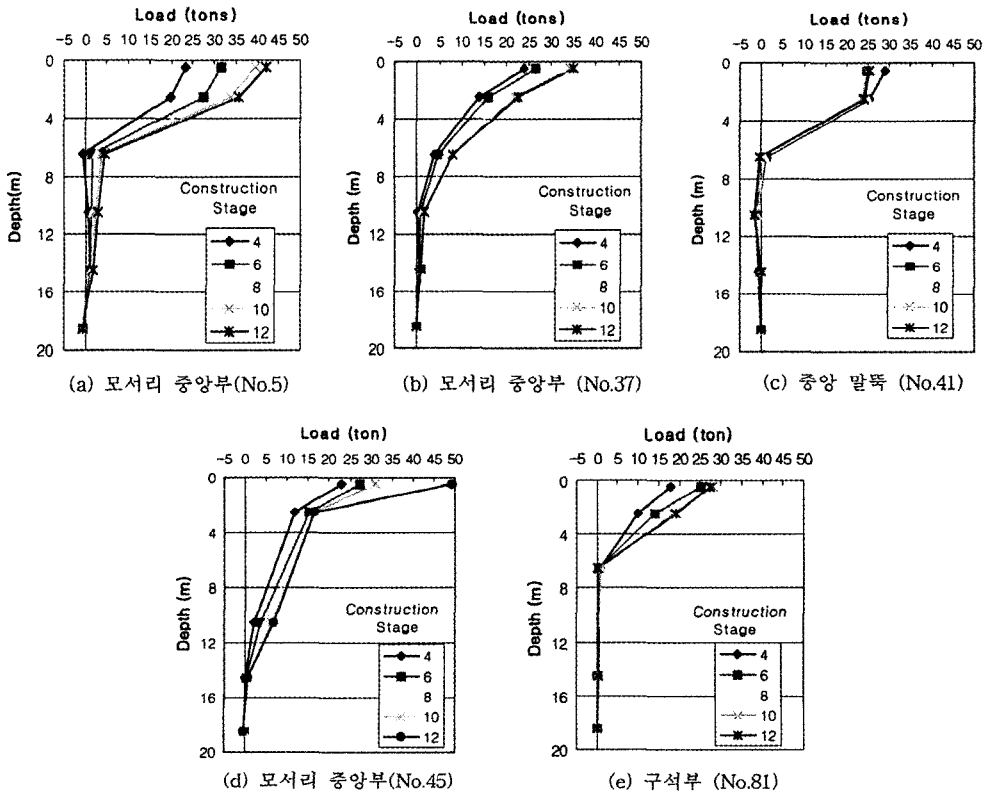


Fig. 22. Load transfer curves of instrumented piles.

여기서, D : 말뚝의 지름, E_{mass} : 암반의 변형계수

식 (11)에서 암반의 최대 마찰 저항값(f_{max})은 일축압 축강도와 같은 간단한 암의 물성을 이용하여 제시되어 있으나 절리나 풍화가 발달한 복잡한 말뚝-암반간의 마찰 저항을 모사하는 경우에는 한계가 있다(Amir, 1986). 따라서 본 연구에서는 Williams와 Pells(1981), Horvath와 Kenney(1979), Vogan(1977), Pell 등(1980)이 사암에서 수행한 현장 재하시험 결과를 이용하였다. 본 현장 암반의 경우 절리가 매우 발달하였으므로 이들이 제시한 단위 주면 마찰력의 하한값 평균 37.4 t/m^2 을 최대 마찰 저항값으로 결정하여 식(11)에 적용하였다. 식(11)을 이용하여 얻은 곡선과 계측 자료를 근거로 근입 깊이 4.0m에서 말뚝별로 구한 f-w 관계를 도시하면 Fig. 23과 같다.

Fig. 23에서 보는 바와 같이 피어 완성시 계측된 말뚝의 단위 마찰 저항값은 식(11)을 이용하여 추정한 값에 비하여 평균 5배 이상 작게 산정되었다. 따라서 현재 제시된 하중 전이 함수를 이용하여 암반근입말뚝의 주면 마찰을 통한 지지거동을 예측하는 것은 적절하지 못하다.

5.2. 수치적 예측

전절에서 얻은 공내 재하시험 결과 암반의 변형계수와 말뚝-암반간 부착력 관계식(9)를 이용하여 수치해석을 수행하였다. Micro pile의 평균 근입깊이의 암반의 변형계수 $0.6 \times 10^7 \text{ kPa}$ 을 식(9)에 대입하여 결정한 현장의 암반-말뚝간 부착강도는 900 kPa 이다. 신단양대교 말뚝의 경우 L/d 값이 매우 큰 소구경 말뚝이므로 선단의 지지력은 수치해석시 무시할 수 있다. 사용말뚝에 대한 재하시험 결과와 수치적 예측결과를 Fig. 24에 함께 도시하였다.

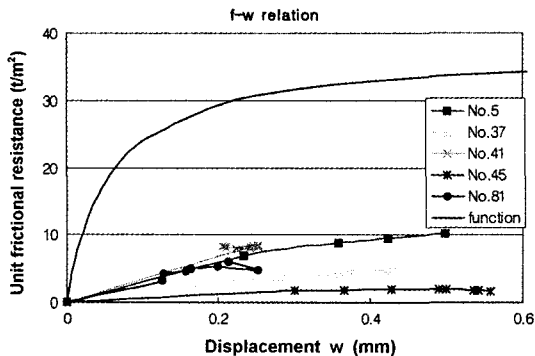


Fig. 23. Comparison of f-w relation obtained from transfer function and field measurement.

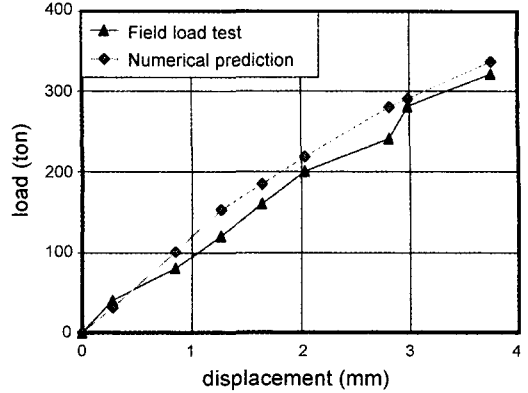


Fig. 24. Comparison of load-settlement curves obtained by field measurement and numerical analysis.

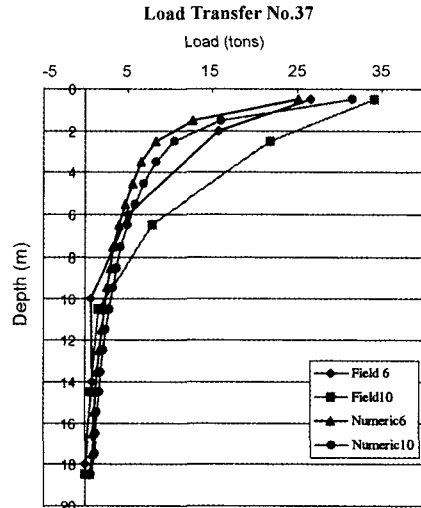


Fig. 25. Comparison of load transfer curves obtained from field measurement and numerical analysis.

Fig. 24에 보는 바와 같이 예측 곡선이 재하시험 곡선과 잘 일치함을 볼 수 있다. 결론적으로, 전절의 암반의 변형계수 E 값을 이용한 수치해석적 예측방법은 풍화된 화강암이 아닌 다른 종류의 연약한 암반에서, 그리고 직경 20 cm 내외인 소구경 말뚝의 경우에도 적용이 가능함을 알 수 있다. 시공 6, 10 단계일 때 수치해석과 계측을 통하여 얻게 된 37번 말뚝의 하중전이 곡선을 Fig. 25에 함께 도시하였다. Fig에서 보는 바와 같이 수치해석을 통해 얻은 말뚝의 하중전이 곡선 역시 계측된 값과 잘 일치한다.

이를 통해 말뚝과 지반간의 상호작용을 잘 고려할 수 있는 경계면 및 지반 물성치를 합리적으로 결정한다면

말뚝의 하중전이 관계도 정량적으로 평가할 수 있다는 것을 알 수 있다.

6. 결 론

암반의 물성과 관련하여 경계면의 물성을 결정하여 암반에 근입된 말뚝에 대한 수치모사를 수행하고 이를 계측결과와 비교하여 얻은 결론은 아래와 같다.

1) 재하곡선의 초기 탄성영역의 기울기는 암반 주면의 변형계수 E 값을, 탄성영역의 극한하중은 부착력 c 값을, 주면 미끄러짐 이후 소성영역의 기울기는 선단의 지반반력계수 k_b 를 변화시켜 가면서 역해석을 수행한 결과 풍화한 화강편마암에 근입된 암반근입말뚝의 하중-변위 거동을 근사적으로 모사할 수 있었다.

2) 수치모사에 사용된 말뚝과 지반의 부착력 c 는 프레서미터 시험으로 얻은 암반의 변형계수, 일축압축강도, RQD 등과 양의 상관성을 보였으며 이를 식으로 제안하였다.

3) 공내재하시험으로 결정한 변형계수를 매개변수로 한 경험적 상관식을 이용하여 직경이 20 cm 인 사암에 근입된 현장 말뚝의 하중-변위관계를 예측한 결과, 실제 계측치와 유사한 결과를 얻었다.

4) 기존의 하중-전이 관계식을 이용한 하중-전이곡선은 실제 계측값에 비해 평균 5배 큰 값을 보인다. 이를 통해 기존의 제안식이 절리가 매우 발달한 암반의 경우 적용하기에 적절하지 않음을 알 수 있다.

5) 말뚝과 지반간의 상호작용을 잘 고려할 수 있는 경계면 및 지반 물성치를 본문에서 제시된 방법 등을 이용하여 합리적으로 결정한다면 말뚝의 하중전이 관계도 정량적으로 평가할 수 있다.

6) 본 연구에서 제안한 암반의 근입된 말뚝의 단위 주면마찰력에 대한 상관식은 제한된 자료에 근거하여 얻었으므로 추후 보다 많은 자료의 축적이 필요하다.

참 고 문 헌

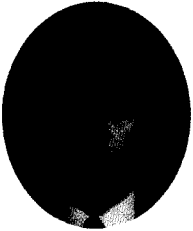
1. Baquelin, F., 1982, Rules for the structural design of foundations based on the self-boring pressuremeter test, Symp. on the Pressuremeter and Its Marine Application, IFP, Paris, 347-362.
2. Belytschko, T., Plesha, M. and Dowding, C. H., 1984, A computer method for stability analysis of caverns in jointed rock, International Journal for Numerical Method in Geomechanics, Vol. 8, 473-492.
3. Bieniowski, Z. T., 1976, Rock mass classifications in rock engineering, Proc. Symp. Exploration for Rock Engineering, Bieniowski, Z. T. (ed.), Vol. 1, A. A. Balkema, Rotterdam, 97-106.
4. Carter, J. P. and Kulhawy, F. H., 1988, Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock, Report EL-5918, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 188.
5. Coyle, H. M. and Reese, L. C., 1966, Load transfer for axially loaded piles in clay, J. of Soil Mech. and Found. Div., ASCE, 92(2), 1-26.
6. Cundall, P. A., 1976, Explicit finite difference methods in geomechanics, In Numerical Methods in Engineering, Proceedings of the EF Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, VA, Desai, C. S. (ed.) Vol. 1, 132-150.
7. Hoek, E. and Brown, E. T., 1980, Underground Excavation in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, 131-182.
8. Horvath, R. G. and Kenny, T. C., 1979, Shaft resistance of rock socketed drilled piers, Proc. Int. Symp. on Deep Foundations, ASCE National Convention, Atlanta, 182-214.
9. Johnston, I. W., 1994, Movement of foundations on rock, Vertical and Horizontal deformations of foundations and embankments. Geotech. Spec. Pub. No. 40 Vol. 2, 1703-1717.
10. Kulhawy, F. H. and Goodman, R. E., 1987, Foundations in Rock, Chapter 55 in Ground Engineers Reference Book, Bell, F. G. (ed.), Butterworths, London.
11. Kwon, Oh Sung, Kim, Jung Hwan, Jeon, Kyong Soo and Kim, Myoung Mo, 1999, Numerical predictions of the load-displacement curves of rock socketed concrete piles, Journal of the Korean Geotechnical Society., 15. 3.
12. Ladanyi, B. and Roy, A., 1971, Some aspect of bearing capacity of rock mass, Proceedings of the Seventh Canadian Symposium on Rock Mechanics, Edmonton, 161-190.
13. Leach, B. A. and Thompson, R. P., 1979, The design and performance of large diameter bored piles in weak mudstone rocks, Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Vol. 3, 101-108.
14. Ooi, L. H. and Carter, J. P., 1987, Direct shear behavior of concrete-sandstone interfaces, Proc. 6th Int. Conference on Rock Mechanics, Montreal, ISRM, 235-262.
15. Peck, R. B., Hanson, W. E. and Thornburn, T. H., 1974, Foundation Engineering, John Wiley and Sons, 361-374.
16. Pells, P. J. N. and Rowe, R. K. and Turner, R. M., 1980, An experimental investigation into side shear for socketed piles in sandstone, In proceedings, Conference on Structural Foundations on Rock, Pells, P. J. N. (ed.), Sydney, Australia, Vol. 1, 291-302.
17. Rowe, R. K. and Armitage, H. H., 1987, A design method for drilled piers in soft rock, Canadian

Geotechnical Journal, Vol. 24, 126-142.

18. Willam, A. F., Johnston, I. W. and Donald, K. B.,
1980, The design of socketed piles in weak rock, Proc.

Int. Conf. on Struc. Foundations on Rock, Sydney,
327-347.

최 진 오



1992년 서울대학교 공과대학 토목
공학과 공학사
1996년 서울대학교 공과대학 토목
공학과 공학석사

Tel : 011-268-2755

e-mail : cjo730@hanmail.net

현재 서울대학교 공과대학 토목공학과 박사과정

권 오 성



1997년 서울대학교 공과대학 토목
공학과 공학사
1999년 서울대학교 공과대학 토목
공학과 공학석사

Tel : 018-259-9249

e-mail : kwonos1@snu.ac.kr

현재 서울대학교 공과대학 토목공학과 지반공학연구실
박사과정

김 명 모



1974년 서울대학교 공과대학 공
학사
1980년 콜로라도 주립대학 공학
박사
1980년 일리노이 공과대학 토목
공학과 조교수

Tel : 011-9717-1604

e-mail : geotech@gong.snu.ac.kr

현재 서울대학교 공과대학 토목공학과 교수
