

## **삼축압축시험을 통한 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단 하중전이곡선 산정 Evaluation of the q-w Curve on Rock-Socketed Drilled Shafts by Triaxial Compression Tests**

김태형<sup>1)</sup>, Tae-Hyung Kim, 김용민<sup>2)</sup>, Yong-Min Kim, 정상섭<sup>3)</sup>, Sang-seom Jeong

<sup>1)</sup> 연세대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

<sup>2)</sup> 연세대학교 토목공학과 석사과정, Graduate Student, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

<sup>3)</sup> 연세대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei University

**SYNOPSIS** : In this study, the load distribution and deformation of rock-socketed drilled shafts subjected to axial load are investigated based on small scale model tests. In order to analyze the effects of major influencing factors of end bearing capacity, Hoek-cell triaxial tests were performed. From the test results, it was found that the initial slope of end bearing load transfer (q-w) curve was highly dependent on rock mass modulus and pile diameter, while the ultimate unit toe resistance ( $q_{max}$ ) was influenced by rock mass modulus and the spacing of discontinuities. End bearing load transfer function of drilled shafts socketed in rock was proposed based on the Hoek-cell triaxial test results and the field loading tests which were performed on granite and gneiss in South Korea. Through the comparison with pile load 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 of drilled shaft.

**Key words** : q-w curve, Rock-socketed drilled shafts, Hoek-cell triaxial test, Initial slope, Ultimate unit toe resistance

### **1. 서 론**

장대교량, 초고층건물 등에 널리 사용되는 대구경 현장타설말뚝은 지지하는 상부 구조물의 중요성이 높을 뿐만 아니라 말뚝에 작용하게 되는 상부 하중 또한 매우 크므로 대부분 풍화암을 관통하여 연암 내지 경암 등의 양호한 암반층에 근입되는 형태가 기초 설계의 주류를 이루고 있다. 하지만 현재 국내 뿐만 아니라 국외에서도 암반에 근입된 대구경 현장타설말뚝의 선단지지력 설계에 있어서 그 기준이 명확하게 정립되어있지 못한 실정이며, 현장재하시험을 수행하거나 혹은 암의 일축압축강도만을 이용하는 경험적인 방법이 주로 적용되고 있다.

이에 본 연구에서는 암반의 일축압축강도뿐 아니라 암반 내에 존재하는 불연속면 조건이 현장타설말뚝의 선단부 거동에 미치는 영향을 분석하기 위하여, Hoek-cell을 이용한 삼축압축시험을 실시하였다. Hoek-cell 시험을 위해 석고를 이용한 유사암반시편을 제작하였으며, 선단부 거동의 영향인자로 선정된 일축압축강도와 불연속면의 조건을 변화시켜가며 시험을 실시하여 그 결과를 분석하였다.

## 2. Hoek-cell 삼축압축시험

### 2.1 시험 장치

본 연구에서는 구속압의 재하가 가능하며 대형 블록시편의 적용이 가능한 Hoek-cell 시험을 실시하였다. Hoek-cell 시험 장치의 구성은 그림 1과 같이 크게 유사암반시편이 거치되는 내부공간과 유압을 통해 구속압을 재하하기 위한 기름(oil)이 위치하는 공간, 기름과 유사암반시편을 분리하기 위한 고무멤브레인, 그리고 내부를 감싸고 있는 외부 steel body로 이루어져 있다. 유사암반시편이 거치되는 내부 공간은 지름 20cm, 높이 24cm의 원통형을 이루고 있으며, 모든 방향에서 동일한 구속압의 재하가 가능한 고무 멤브레인의 크기는 유사암반시편의 거치와 제거가 편리하도록 여유 공간을 두어 유사암반시편의 지름보다 약 2mm가 더 큰 지름 20cm, 높이 24cm로 제작되었다.

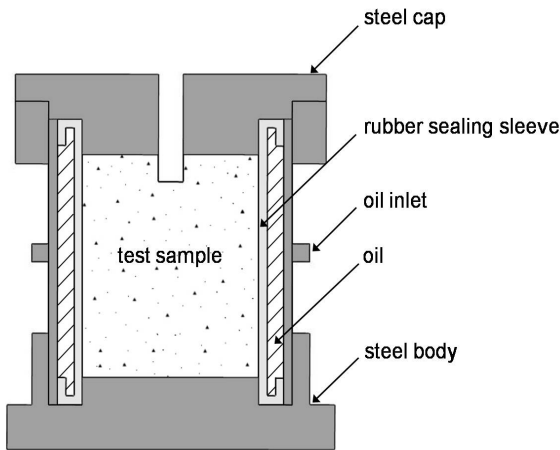


그림 1. Hoek-cell 삼축압축시험 장치

### 2.2 시험 조건

본 시험 시 적용된 암반 근입 현장타설말뚝의 선단 영향인자는 대표적 암반 분류법인 RMR 분류법을 토대로 하여 선정하였다. RMR 분류법에 따르면 암반은 크게 일축압축강도, RQD, 불연속면의 간격, 불연속면의 상태, 지하수의 상태 등 다섯 가지 요소에 의하여 결정된다. 하지만 본 연구에서는 실내시험의 여건을 고려하여, 적용하고자 하는 영향 인자를 일축압축강도( $q_u$ ), 불연속면의 간격( $S_j$ ), 불연속면의 기울기( $i$ )의 세 가지로 압축하여 총 20여 회의 Hoek-cell 시험을 실시하였다. 단, 구속압은 말뚝장 30m, 축압계수( $K_o$ )는 약 1.7로 가정하여 1.05MPa로 일정하게 유지하였다. (표 1 참조)

표 1. 실내시험 조건

| 변 수          | 변수 값                            |
|--------------|---------------------------------|
| $q_u$ (MPa)  | 14, 28                          |
| $S_j$        | 1D(0.03m), 2D(0.06m), 3D(0.09m) |
| $i$ (degree) | 0, 30, 60                       |

본 시험에서는 말뚝에 의한 영향을 배제하고, 순수하게 암반 조건에 따른 영향만을 고려하고자 말뚝을 강제로 제작하였다. 또한 주변마찰력에 의한 영향을 최소화하기 위하여 그림 2(a)와 같이 근입 깊이를 1D(D=말뚝직경)로 설계하였으며, 영향거리를 고려하여 말뚝으로부터 유사암반시편의 벽면까지의 거

리를 그림 2(b)와 같이 2.8D로 설계하였다. 또한 원형등분포하중 하에서의 연직응력은 깊이에 따라 급격하게 감소하게 됨을 고려하여 말뚝선단으로부터 바닥면까지의 깊이를 7D로 설계하였다.

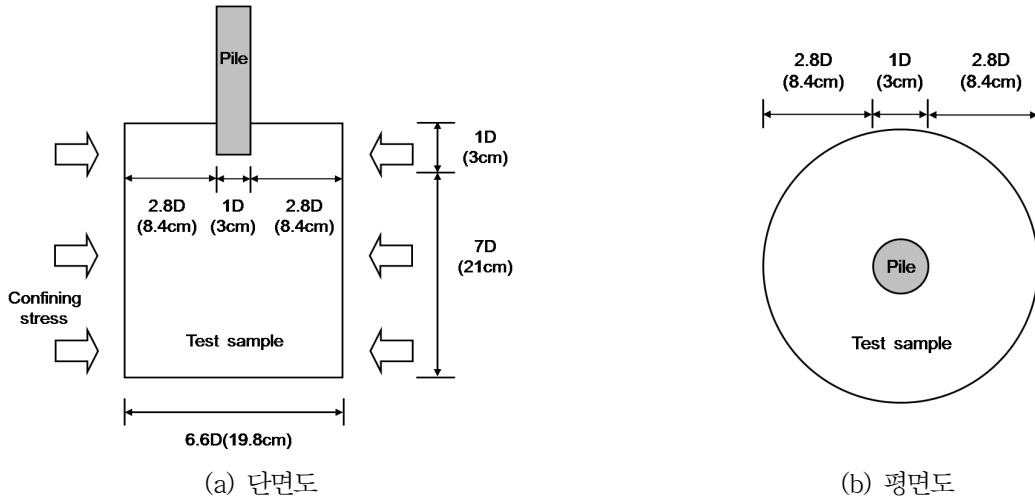


그림 2. 유사암반시편 형상도

## 2.3 시편 제작

Hoek-cell 시험을 위해서는 실제 암반 시편을 채취하여 시험을 실시하여야 하지만, 원하는 불연속면 상태와 암반강도 등의 확보가 어려워 다수의 시험을 실시하기에 부적합하다. 따라서 본 연구에서는 물과 혼합하여 각종 불연속면 상태와 원하는 강도의 모사가 용이하며, 수화 작용 후 장기강도가 시간에 따라 변하지 않기 때문에 암을 모사하기에 유용한(Indraratna, 1998; Seol, 2008) 공업용 석고를 이용하여 유사암반시편을 제작하여 Hoek-cell 시험에 적용하였다. 본 연구에서 사용한 두 종류의 유사암반시편의 물성은 표 2와 같다.

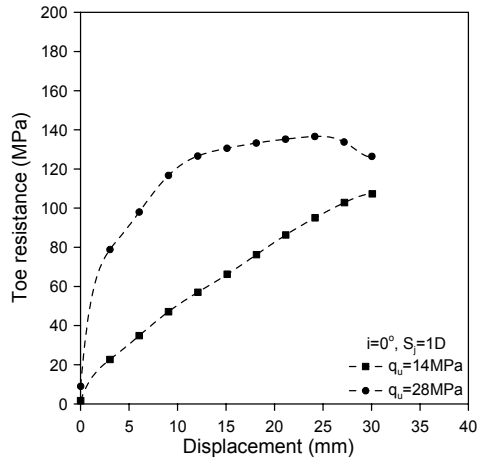
표 2. 유사암반시편의 물성

| 유사암반시편 | 재료     | 물-석고 비 | $q_u$ (MPa) | E (MPa) |
|--------|--------|--------|-------------|---------|
| Type A | 공업용 석고 | 47%    | 14          | 1595    |
| Type B |        | 35%    | 28          | 2590    |

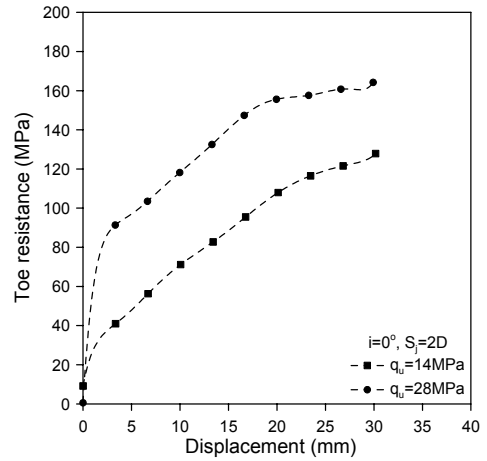
## 2.4 시험 결과 및 분석

### 2.4.1 일축압축강도( $q_u$ )에 따른 비교

그림 3(a)는 불연속면 기울기( $i$ ) 0도, 불연속면 간격( $S_j$ ) 1D의 동일한 조건 하에 일축압축강도( $q_u$ )에 따른 선단 하중-침하 거동을 비교한 결과이며, 그림 3(b)는 불연속면 기울기 0도, 불연속면 간격 2D의 조건 하에 일축압축강도에 따른 비교 결과를 도시한 것이다. 실내시험 결과,  $q_u=14\text{MPa}$ 의 낮은 강도 조건에서는  $q_u=28\text{MPa}$ 의 상대적으로 높은 일축압축강도의 시험조건에 비해 선단지지력이 작게 발현되는 것을 확인할 수 있다. 이는 암반의 일축압축강도를 통해 극한선단지지력을 추정하는 기존의 제안식들과 유사한 경향을 나타낸다. 또한 극한선단지지력과 마찬가지로  $q-w$  곡선의 초기기울기 또한 강도가 증가함에 따라 그 값이 커지고 있음을 확인할 수 있었다.



(a) 하중-변위 곡선 ( $i=0^\circ$ ,  $S_j=1D$ )

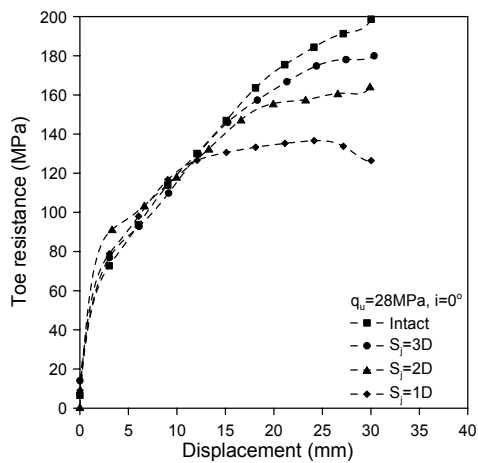


(b) 하중-변위 곡선 ( $i=0^\circ$ ,  $S_j=2D$ )

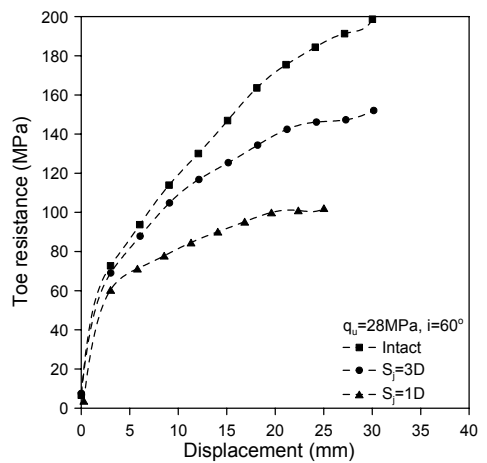
그림 3. 일축압축강도( $q_u$ )에 따른  $q-w$  곡선

### 2.4.2 불연속면 간격( $S_j$ )에 따른 비교

그림 4(a)는 강도 28MPa, 불연속면 기울기 0도의 동일한 조건 하에서, 그림 4(b)는 강도 28MPa, 불연속면 기울기 60도의 동일한 조건 하에서 불연속면 간격에 따른 선단 하중-침하 거동을 각각 나타내고 있다. 그림 4에 나타나듯이  $q-w$  곡선은 불연속면 간격이 변화해도 초기기울기가 큰 차이를 보이지 않는 것으로 나타났다. 그러나 불연속면 간격이 큰 시험 조건일수록 단위 극한선단지지력 또한 크게 발현됨을 확인할 수 있는데, 이는 단위 극한선단지지력은 불연속면 간격이 커짐에 따라 무결암(intact rock)의 특성에 가까워지기 때문이다.



(a) 하중-변위 곡선 ( $q_u=28MPa$ ,  $i=0^\circ$ )

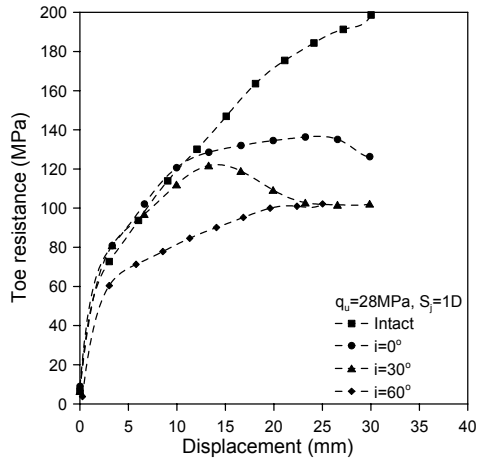


(b) 하중-변위 곡선 ( $q_u=28MPa$ ,  $i=60^\circ$ )

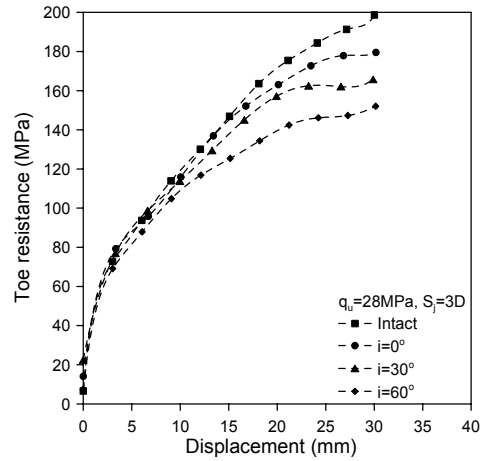
그림 4. 불연속면 간격( $S_j$ )에 따른  $q-w$  곡선

### 2.4.3 불연속면 기울기( $i$ )에 따른 비교

그림 5(a)는 일축압축강도( $q_u$ ) 28MPa, 불연속면 간격( $S_j$ ) 1D의 동일한 조건 하에서, 그림 5(b)는 일축압축강도 28MPa, 불연속면 간격 3D의 동일한 조건 하에서 불연속면 기울기에 따른 선단 하중-침하 거동을 각각 나타내고 있다. 대부분의 시험 조건에서 동일한 초기기울기를 보이고 있는 것으로 나타났으나, 단위 극한선단지지력( $q_{max}$ )은 불연속면 기울기가 증가함에 따라 감소하는 것으로 나타났다.



(a) 하중-변위 곡선 ( $q_u=28\text{MPa}$ ,  $S_j=1D$ )



(b) 하중-변위 곡선 ( $q_u=28\text{MPa}$ ,  $S_j=3D$ )

그림 5. 불연속면 기울기( $i$ )에 따른  $q$ - $w$  곡선

#### 2.4.4 선단 하중전이곡선( $q$ - $w$ curve)과 영향인자

전술한 바와 같이 본 시험에서의  $q$ - $w$  곡선의 초기기울기는 암반 일축압축강도의 영향을 받는 것으로 나타났다. 이는  $q$ - $w$  곡선의 초기기울기를 결정짓는 초기 탄성구간의 거동에 의해 좌우 되는 것으로서, 곧 지반의 탄성계수와 밀접한 관계가 있음을 알 수 있다. 이는 기존 연구결과(Gwizdala, 1984; Desai, 1987; Castelli, 1992)를 통해서도 확인할 수 있다.

그림 6은 실내시험 결과로부터, 변위가 각각 3mm, 5mm, 10mm 발생하였을 때의 기울기를 측정하였다. 그림 6에서와 같이 탄성계수가 2590MPa인 경우(시편 A)와 1595MPa인 경우(시편 B), 초기기울기가 명확한 차이를 보였다. 그러나 탄성계수가 같고 불연속면 조건만이 다른 경우에는 초기기울기의 차이가 작았으며 일정한 변화 경향 역시 보이지 않는 것으로 보아 불연속면 조건의 영향이 크지 않음을 확인할 수 있었다.

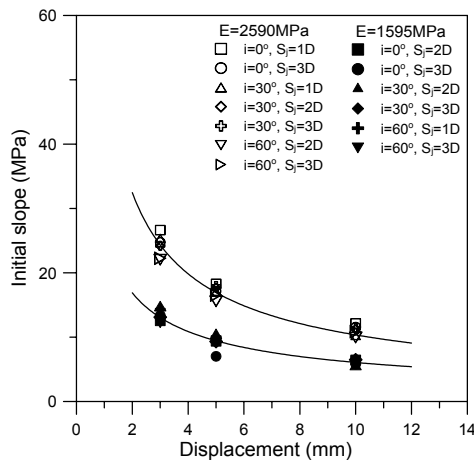


그림 6. 영향인자에 따른 초기기울기

영향인자에 따른 단위 극한선단지지력의 종합적 분석을 위해 그림 7과 같이 암반 일축압축강도( $q_u$ )와 불연속면의 간격( $S_j$ ), 기울기( $i$ ) 조건에 따른  $q_{max}$  값을 모두 도시하였다. 그림 7에 나타난 바와 같이  $q_{max}$ 는 암반의 일축압축강도와 불연속면의 간격이 커짐에 따라 증가하였으며, 불연속면의 기울기가 커짐에 따라서는 반대로 감소하는 경향을 보였다.

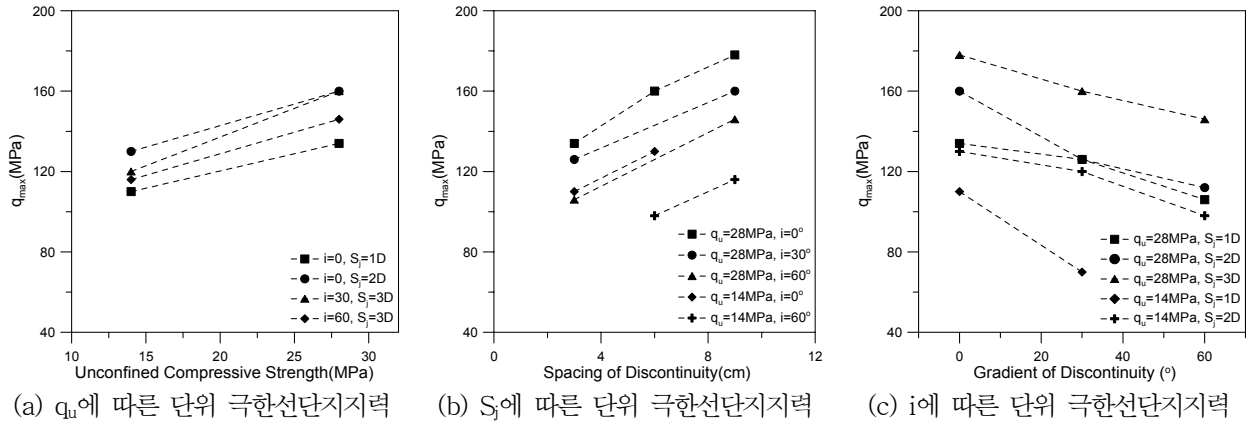


그림 7. 영향인자에 따른 단위 극한선단지지력

### 3. 선단 하중전이곡선( $q$ - $w$ curve) 제안

#### 3.1 일반화된 쌍곡선 함수식

본 연구에서 수행한 Hoek-cell 시험을 통해서 암반의 일축압축강도와 불연속면 조건이 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단부 하중전이 거동에 미치는 영향을 확인할 수 있었으며 초기기울기는 암반의 탄성계수에 의해 결정되고,  $q_{max}$ 는 탄성계수 및 불연속면의 조건에 의해 지배됨을 알 수 있었다.

이에 본 연구에서는 암반의 일축압축강도만을 이용하여 말뚝의 지지력을 산정하는 기존의 보수적 방법에서 탈피하여, 보다 합리적인 암반 근입 현장타설말뚝의 선단 거동을 예측하기 위하여 실내시험 결과로부터 도출된 불연속면 조건 등의 영향 요소를 반영한 쌍곡선 형태의 하중전이 식을 제안하고자 한다.

쌍곡선 형태의 하중전이곡선은 곡선의 초기기울기와 극한값에 의해 결정되게 되며 식 1과 같은 형태로 나타낼 수 있다.

$$q = \frac{w}{\frac{1}{G_{ini}} + \frac{w}{q_{max}}} \quad (1)$$

여기서,  $G_{ini}$ 은 쌍곡선의 초기기울기를 나타내며,  $q_{max}$ 는 쌍곡선에 점근해가는 극한값이다.

Castelli(1992)는 Randolph와 Wroth(1978)의 연구결과로부터 선단 하중전이 함수의 초기기울기는 말뚝의 직경에 반비례한다고 평가하였으며, Gwizdala(1984)와 Kraft 등(1981)은 Timoshenko와 Goodier(1970)의 탄성해를 기초로 한 연구를 통해 초기기울기가 선단지반의 탄성계수에 비례하고 말뚝의 직경에 반비례한다고 보고하였다. 이러한 경향은 본 연구를 통해 수행된 실내시험 결과에서도 확인할 수 있었다. 한편 Ladanyi와 Roy(1971)는 연구를 통해 말뚝의  $q_{max}$ 는 암반의 일축압축강도와 불연속면의 간격에 비례하고, 말뚝 직경에 반비례한다고 보고하였다. 또한 Peck 등(1974)은 암반 분류 기준인 RQD와 기초의 허용지지력과의 관계를 비례 관계로 규정하였는데, RQD는 바로 불연속면의 간격과 밀접한 관계를 갖는 요소임을 고려하였을 때, 본 연구에서 실시된 실내시험과 유사한 결과를 보여준다고 할 수 있다.

따라서  $G_{ini}$ 와  $q_{max}$ 는 식 2~식 3과 같이 암반의 탄성계수와 불연속면 간격, 말뚝 선단 직경의 요소로 표현할 수 있다.

$$G_{ini} = \alpha \frac{(E_{mass}/P_a)^\beta}{\sqrt{D}} P_a \quad (2)$$

$$q_{max} = \kappa \left( \frac{E_{mass} S_j}{P_a \sqrt{D}} \right)^\mu P_a \quad (3)$$

여기서,  $E_{mass}$ =암반계수;  $D$ =말뚝 선단 직경(m);  $S_j$ =불연속면의 간격(m);  $\alpha, \beta, \kappa, \mu$ =경험상수;  $P_a$ =대기압(101.3kPa) 이다.

본 연구에서 경험상수  $\alpha, \beta, \kappa, \mu$ 는 실제 현장타설말뚝의 재하시험 자료를 통하여 정량적인 회귀분석을 수행하여 산정하였다.

표 3. 현장재하시험 Cases

| Site   | Pile No. | Pile Properties |                       | Material Properties at Toe |                  |         |                  |
|--------|----------|-----------------|-----------------------|----------------------------|------------------|---------|------------------|
|        |          | Diameter (m)    | Tip of Pile Depth (m) | $q_u$ (MPa)                | $E_{mass}$ (MPa) | RQD (%) | mean spacing (m) |
| A site | 1        | 2.4             | 51.2                  | 35.0                       | 2,300            | 8       | 0.0241           |
|        | 2        | 2.4             | 52.3                  | 30.0                       | 1,480            | 18      | 0.0319           |
|        | 3        | 3.0             | 54.1                  | 54.0                       | 1,630            | 25      | 0.0372           |
| B site | 1        | 1.5             | 33.0                  | 78.7                       | 336              | 20      | 0.0334           |
| C site | 1        | 0.4             | 10.2                  | 36.1                       | 619              | 0       | 0.015            |
|        | 2        | 0.4             | 10.2                  | 17.3                       | 191              | 0       | 0.015            |
|        | 3        | 0.4             | 10.2                  | 15.7                       | 163              | 0       | 0.015            |
|        | 4        | 0.4             | 13.3                  | 57.0                       | 150              | 0       | 0.015            |
| D site | 1        | 1.0             | 13.8                  | 47.8                       | 905              | 0       | 0.015            |
|        | 2        | 1.0             | 13.8                  | 47.8                       | 2,752            | 40      | 0.0513           |
|        | 3        | 1.0             | 13.8                  | 47.8                       | 2,748            | 52      | 0.0595           |
| E site | 1        | 1.5             | 56.0                  | 41.0                       | 1,012            | 21      | 0.0341           |

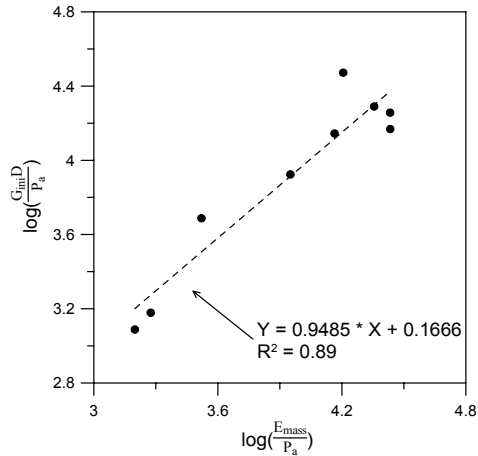
경험상수 산정에 적용된 총 12본의 암반 근입 현장타설말뚝의 현장 재하시험 결과는 표 3에 요약하여 나타내었다. 시험말뚝은 일반적인 말뚝 두부 재하시험 및 Osterberg-cell 재하시험 방식으로 수행되었다. 본 연구에서는 그 중 선단부의 하중-변위 거동이 비교적 많이 진행되어 그 극한값을 예측할 수 있는 결과만을 이용하여 회귀분석을 실시하였다.

### 3.2 초기기울기( $G_{ini}$ )

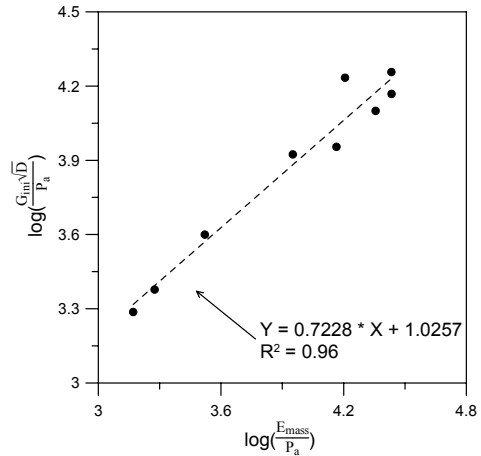
현장재하시험 결과를 이용한 회귀분석을 실시하여 경험상수  $\alpha, \beta$ 를 산정하였다. 분석 결과, q-w 곡선의 초기기울기는 그림 8과 같이 말뚝 직경이  $D$ 보다는  $\sqrt{D}$ 로 적용될 때 더 높은 자료의 상관관계를 보였다. 이 때의 경험상수  $\alpha, \beta$ 는 표 4에 나타내었다.

표 4. 경험상수  $\alpha, \beta$

|                                                    | $\alpha$ | $\beta$ | $R^2$ |
|----------------------------------------------------|----------|---------|-------|
| $\alpha \frac{(E_{mass}/P_a)^\beta}{D} P_a$        | 1.47     | 0.95    | 0.89  |
| $\alpha \frac{(E_{mass}/P_a)^\beta}{\sqrt{D}} P_a$ | 10.61    | 0.72    | 0.96  |



(a) D 로 적용된 경우



(b)  $\sqrt{D}$  로 적용된 경우

그림 8. 초기기울기 회귀분석 결과 비교

### 3.3 단위 극한선단지지력( $q_{max}$ )

현장재하시험 결과를 통한 정량적 회귀분석에 앞서, 실내시험 결과의 회귀분석을 통하여 본 연구에서 제안하고자 하는 단위 극한선단지지력 공식(식 3)의 적용성을 검증하였다. 회귀분석 결과, 높은 상관관계를 보였으며 이는 실내시험 데이터가 암반의 탄성계수와 불연속면 간격이 단위 극한선단지지력에 미치는 영향을 충분히 반영하고 있는 것이라 판단하고 현장재하시험 결과를 통한 회귀분석을 실시하였다.

표 5. 경험상수  $\kappa, \mu$

|                                                                   | $\kappa$ | $\mu$ | $R^2$ |
|-------------------------------------------------------------------|----------|-------|-------|
| $\kappa \left( \frac{E_{mass} S_j}{P_a \sqrt{D}} \right)^\mu P_a$ | 101.11   | 0.30  | 0.97  |

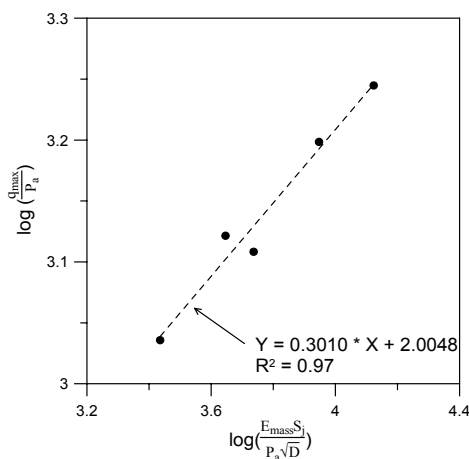


그림 9. 실내시험 결과의 단위 극한선단지지력 회귀분석 결과

Priest와 Hudson(1976)의 연구에 따르면 RQD는 불연속면 빈도(discontinuity frequency)의 함수로서 식 4와 같이 나타낼 수 있다.



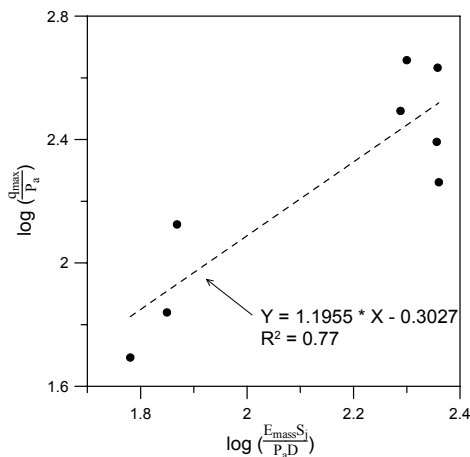
$$RQD = 100e^{-0.1\lambda}(1 + 0.1\lambda) \quad (4)$$

여기서,  $\lambda$ =단위 미터당 불연속면 빈도(discontinuity frequency)( $\lambda=1/S_j$ );  $S_j$ =불연속면 간격(mean spacing)이다.

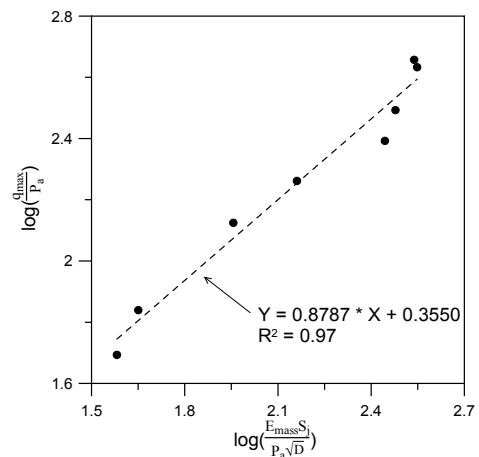
현장지반의 RQD를 식 4를 통해 불연속면의 간격으로 환산하여 본 식에 적용하였다. 단, RQD가 0%인 경우, 회귀분석을 위하여 RQD가 1%인 경우와 같다고 보고 불연속면 간격을 15mm로 적용하여 회귀분석을 실시하였다. 회귀분석 결과, 분모인 말뚝의 직경(D)이  $\sqrt{D}$ 로 적용될 때 더 높은 상관관계를 보였으며, 이를 통해 산정된 경험상수는 표 6 및 그림 10에 나타내었다.

표 6. 경험상수  $\kappa, \mu$

|                                                                   | $\kappa$ | $\mu$ | $R^2$ |
|-------------------------------------------------------------------|----------|-------|-------|
| $\kappa \left( \frac{E_{mass} S_j}{P_a D} \right)^\mu P_a$        | 0.50     | 1.20  | 0.77  |
| $\kappa \left( \frac{E_{mass} S_j}{P_a \sqrt{D}} \right)^\mu P_a$ | 2.26     | 0.88  | 0.97  |



(a) D 로 적용된 경우



(b)  $\sqrt{D}$  로 적용된 경우

그림 10. 현장재하시험 결과의 단위 극한선단지지력 회귀분석 결과 비교

#### 4. 제안된 함수식의 검증

국내 암반에 근입된 현장 타설말뚝의 재하시험 결과를 이용한 회귀분석을 실시하여 초기기울기( $G_{ini}$ )와 단위 극한선단지지력( $q_{max}$ )을 산정하였다. 이를 토대로 본 연구에서 제안된 q-w 곡선의 검증을 위해 재하시험 결과와 비교·분석을 실시하였으며, 그림 11과 같이 현장재하시험 결과로부터 도출된 q-w 곡선과 제안된 함수식으로 산정한 q-w 곡선을 도시하였다. 단, 하중-변위 단계가 충분히 진행되어 어느 정도 하중전이의 양상을 파악할 수 있는 데이터인 A, B, C site의 현장재하시험 결과를 비교대상으로 선정하여 검증을 실시하였다. 또한, Zhang과 Einstein(1998)의 극한선단지지력 공식을 식 1에 대입하여 도출된 q-w 곡선도 함께 도시하여 본 연구에서 제안된  $q_{max}$ 식의 검증도 함께 수행하였다. 그 결과, 본 연구에서 제안한  $q_{max}$  및 q-w 곡선은 국내 지반을 대상으로 한 현장재하시험 결과를 비교적 적절히 예측하고 있음을 확인할 수 있었다. 하지만 일축압축강도만을 이용하여 극한선단지지력을 예측하는 방법은 일부 재하시험 결과를 과도하게 예측하고 있음을 알 수 있는데, 이는 시험 말뚝이 근입된 암반의 불

연속면 특성을 제대로 고려하지 못하고 있기 때문으로 판단된다.

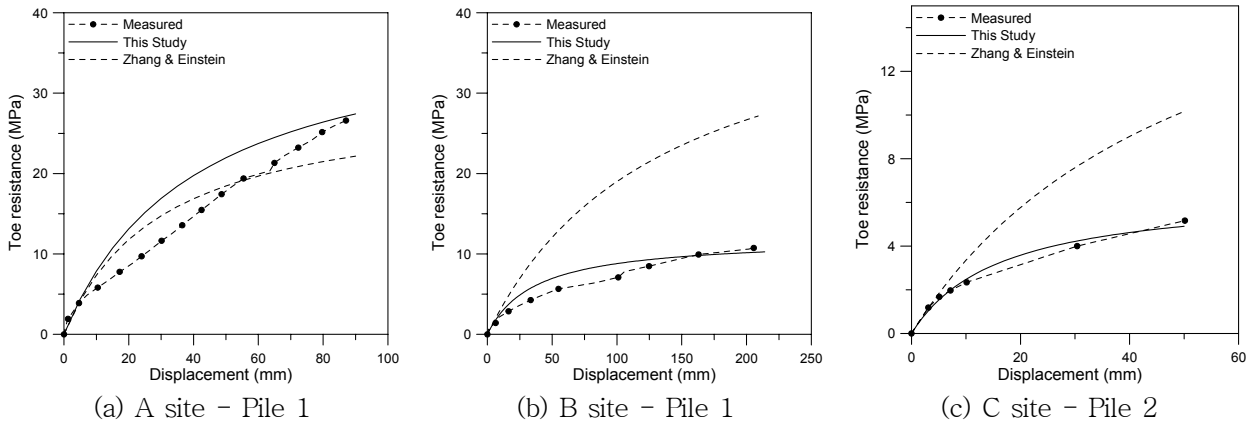


그림 11. 제안된 함수식과 현장재하시험 결과의 비교

## 5. 결론

본 연구에서는 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단지지력에 영향을 미치는 요소들의 영향 정도를 분석하기 위하여 Hoek-cell을 이용한 압축시험을 실시하였다. 실내시험으로부터 도출된 결과를 이용하여 정성적 분석을 실시한 후, 현장재하시험 결과를 이용한 정량적 회귀분석을 통해 현장 적용성을 확보할 수 있었다. 전술한 과정을 통하여 다양한 선단거동 영향요소를 반영할 수 있는 선단 하중전이함수를 제안하였으며, 이를 현장재하시험 결과와 비교하여 그 타당성을 분석하였다. 본 연구를 통하여 얻어진 결론은 다음과 같다.

1. Hoek-cell을 이용한 삼축압축시험 결과, 선단 하중전이함수의 초기기울기는 불연속면 조건의 영향은 크게 받지 않는 것으로 나타났으며 오직 암반 탄성계수가 증가할수록 초기기울기가 증가하는 결과를 보였다. 그러나  $q_{max}$ 는 암반의 탄성계수가 커짐에 따라 증가하였을 뿐 아니라 불연속면의 간격이 커질수록, 불연속면 기울기가 작아질수록 증가하는 것으로 나타났다.
2. 현장재하시험 데이터와의 회귀분석 결과, 암반에 근입된 현장타설말뚝의 선단 하중전이함수를 쌍곡선 형태(hyperbolic)로 가정하여 회귀분석을 실시하였다. 분석 결과, 초기기울기는 탄성계수에 대체적으로 비례하는 결과를 보였고, 단위 극한선단지지력은 탄성계수와 불연속면 간격이 커짐에 따라 함께 증가하는 결과를 나타내었으며 이는 본 연구에서 실시한 실내시험과 전반적으로 유사한 결과를 보여주는 것이었다.
3. 본 연구를 통하여 제안된 선단 하중전이함수와 현장재하시험 결과를 비교·분석하여 타당성을 검증하였다. 또한 국외의 극한선단지지력 설계 기준을 통한 예측치도 함께 검토하였다. 그 결과, 본 연구에서 제안된 선단 하중전이함수가 현장재하시험 결과를 비교적 적절히 예측하고 있었다.

## 참고문헌

1. 권오성(2004), "Effect of Rock mass Weathering on Resistant Behavior of Drilled Shaft Socketed into Weathered Rock". 서울대학교 박사학위논문.
2. 설훈일(2008), "Load Transfer Analysis of Rock-socketed Drilled Shafts by considering Coupled Soil Resistance", 연세대학교 박사학위논문.
3. 전경수(2000), "풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석" 서울대학교 박사학위논문.

4. Armaleh, 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.
5. 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.
6. Carter, J. P., Kulhawy, F. H.(1988), "Analysis and design of drilled shaft foundations socketed into rock", *Research Report 308-1F, Center for Transportation Research* Austin, Tex., The University of Texas.
7. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E.(1992), "Analisi Non Lineare del Cedimento di un Palo Singolo.", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol. 26, No. 2, pp. 115~135.
8. CGS(1985), "Canadian Foundation Engineering Manual. Part 2 (2nd ed.)." *Canadian Geotechnical Society*, Vancouver, Canada.
9. 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.
10. Indraratna, B., Haque, A. and Aziz, N., "Laboratory modeling of shear behaviour of soft joints under constant normal stiffness conditions.", *Geotechnical and geological engineering*, Vol. 16, pp. 17~44, 1998
11. 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, pp. 999~1010.
12. Kraft, L. M., Ray, R. P., and Kagawa, T.(1981), "Theoretical t-z curves", *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No. GT11, pp. 1543~1561.
13. Ladanyi, B. and Roy, A.(1971), "Some aspects of bearing capacity of rock mass", *Proc. 7th Canadian Symposium on Rock Mechanics*, Edmonton, pp.161~190.
14. Lianyang Zhang and Herbert H. Einstein(1998), "End bearing capacity of drilled shafts in rock", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, No. 7, pp. 574~584.
15. O'Neill, M. W., & Hassan, K. M.(1994), "Drilled shafts: effects of construction on performance and design criteria.", *Proc. Int. Conf. on Design and Construction of Deep Found.*, FHWA, Washington, DC, 1, 137~187.
16. Peck, R. B., Hanson, W. E.(1974), & Thornburn, T. H., "*Foundation Engineering*" (2nd ed). John Wiley and Sons. New York.
17. Priest, S. D., Hudson, J. A.(1976), "Discontinuity spacings in rock", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, Vol. 13, pp. 135~148.
18. Randolph, M. F. and Wroth, C. P.(1978), "Analysis of deformation of vertically loaded piles", *Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 11, pp. 1010~1017.
19. Seol, H. I., Jeong, S. S., Cho, C. H., 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 & Mining Sciences*, Vol. 45, pp. 848~861.
20. Timoshenko, S. P., and Goodier, J. N.(1970), "*Theory of Elasticity*", 3rd Ed., McGraw-Hill Book Co., pp. 403~409.
21. Vijayvergiya, V. N.(1977), "Load-Movement Characteristics of Piles", *4th Annual Symposium of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division of ASCE*, Long Beach.