

풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이기구

Load Transfer Mechanism of Drilled Shafts in Weathered Rock

권 오 성¹ Kwon, Oh-Sung

조 성 민² Cho, Sung-Min

정 성 준³ Jung, Sung-Jun

김 명 모⁴ Kim, Myoung-Mo

Abstract

Since the allowable bearing capacities of piles in weathered/fractured rock are mainly governed by settlement, the load-displacement behavior of pile should be known accurately. To predict pile head settlement at the design stage, the exact understanding of the load-transfer mechanisms is essential. Therefore, in this research, the load-transfer mechanism of drilled shaft socketed into weathered rock was investigated. For the investigation, five cast-in-place concrete piles with diameters of 1,000 mm were socketed into weathered gneiss. The static axial load tests and the load-transfer measurements were performed to examine the axial resistant behavior of the piles. A comprehensive field/laboratory testing program on weathered rock at the field test sites was also performed to describe the in situ rock mass conditions quantitatively. And then, the effect of rock mass condition on the load transfer mechanism was investigated. The f-w (side shear resistance-displacement) curve of the pile in moderately weathered rock reached to yielding point at a few millimeter displacements, and after yielding point, the rate of resistance increment dramatically decreased. However, the f-w curve in the highly/completely weathered rock did not show the obvious yielding point, and the resistance gradually increased showing the hyperbolic pattern until relatively high displacement (>15 mm). The q-w (end bearing resistance-displacement) curves showed linear response at least until the base displacement of approximately 10 mm, regardless of rock mass conditions.

요 지

풍화 및 절리가 발달한 암반에 근입된 말뚝의 허용지력 결정에는 침하량이 매우 중요한 인자가 되며, 설계단계에서 말뚝두부의 침하량을 예측하기 위해서는 말뚝의 하중전이기구에 대한 이해가 필수적이다. 따라서 본 연구에서는 풍화된 암반에 근입된 현장타설말뚝의 하중전이기구에 대한 연구를 수행하였다. 이를 위해 직경 1m의 총 5본의 현장타설말뚝을 풍화된 편마암 부지에 시공하고, 재하시험 및 하중전이 계측을 수행하여 말뚝의 축방향 지지거동을 분석하였다. 암반상태를 정량적으로 파악하기 위하여 재하시험 부지의 암반에 대한 엄밀한 현장/실내시험을 수행하고, 이를 토대로 암반상태가 말뚝의 하중전이기구에 미치는 영향을 분석하였다. 하중전이 계측을 통해 얻은 주면하중전이(f-w) 곡선은 풍화상태가 상대적으로 양호한(MW) 연암의 경우, 수 mm의 변위에서 항복에 도달하며, 이후 변위에 따른 지지하중의 증가율이 급격히 둔화되는 경향을 보였다. 반면 풍화암/풍화토에 근입된 말뚝의 f-w 곡선은 뚜렷한 항복점을 보이지 않으며, 상대적으로 큰(>15mm) 변위까지 주면하중이 쌍곡선 형태로 증가하였다. 선단하중전이(q-w) 곡선은 암반상태에 관계없이 선단변위 10mm까지는 선형적인 거동을 보였다.

Keywords : Drilled shaft, Load transfer mechanism, Pile load test, f-w curve, q-w curve, Weathered rock

1 정회원, 대림산업(주) 기술연구소 대리 (Member, Assistant Section Chief, Technology Research Institute, Daelim Industrial Co., Ltd., kwonos1@daelim.co.kr)

2 정회원, 한국도로공사 인천대교건설사업소 부장 (Member, Director, Incheon Bridge Construction Office, Korea Highway Corporation, Highway & Transportation Technology Institute)

3 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 박사과정 (Member, Graduate student, Dept. of Civil, Urban and Geosystem Engr., Seoul National Univ.)

4 정회원, 서울대학교 지구환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil, Urban and Geosystem Engr., Seoul National Univ.)

1. 서론

암반근입말뚝, 특히 암석강도는 크지만 절리 등의 발달로 인해 풍화암 또는 연암으로 분류되는 암반에 근입된 말뚝의 허용지지력 추정에는 극한주면 및 극한 선단지지력과 더불어 말뚝 두부에서의 침하량이 중요한 인자가 된다. 또한 재하하중에 따른 말뚝의 침하량을 예측하기 위해서는 말뚝 주면 및 선단에서의 하중전이기구를 명확히 이해하는 것이 필수적이다. 한편, 풍화된 암반에 근입된 말뚝의 축방향 하중전이기구는 암석 시편의 강도 보다는 암반에 존재하는 절리 상태, 그리고 절리를 따라 발달하는 풍화의 정도에 크게 영향을 받는다. 그러나 암반의 풍화정도가 말뚝의 축방향 하중전이기구에 미치는 영향에 대한 체계적인 연구는 거의 없으며, 풍화가 상당히 진행되어 풍화암 또는 연암으로 분류되는 암반에 대한 하중전이 예측자료도 많이 부족한 상황이다.

따라서 본 연구에서는 먼저 풍화된 편마암 지역에 직경 1m의 현장타설말뚝 5본을 시공하고 정재하시험, 그리고 선단침하봉과 변형률계를 이용한 하중전이 계측을 수행하여 암반근입부의 주면 및 선단에서의 하중전이기구를 분석하였다. 또한 재하시험 부지의 암반에 대한 엄밀한 현장조사와 실내시험을 수행하여 현장 암반의 상태를 정량적으로 표현하였으며, 마지막으로 암반의 풍화상태가 말뚝의 하중전이기구에 미치는 영향을 분석하였다.

2. 말뚝재하시험

2.1 지반조사

재하시험을 위한 시험말뚝은 직경 1m, 길이 13m 내외로, 완전풍화~중간정도 풍화된 편마암에 근입하여 시공하였다. 재하시험을 위한 반력장치로 말뚝 1본당 총 24본의 반력앵커를 이용하였는데, 말뚝과 반력앵커의 최소간격은 그림 1에 보는 바와 같이 2.5D(D=말뚝직경)를 유지하도록 설계하였다.

말뚝이 설치될 부지의 지반조건을 알아보기 위하여 그림 1에 표시한 위치에 총 6공의 NX 보링을 실시하였으며, 말뚝의 강성 및 강도 확인을 위한 말뚝체 보링(2공)을 추가로 수행하였다. 시추 심도는 말뚝 선단 하부로 최소 5m(5D) 이상 수행하는 것으로 계획하였다. 시추조사 결과 현장의 지층은 10-12m 두께의 상부 매립층(GM 또는 SM: 실트질 모래 또는 자갈), 0~1m 두께의 풍화토층, 그리고 기반암층으로 이루어져 있으며, 암반의 풍화상태는 깊이가 깊어짐에 따라 완전풍화, 심한풍화, 보통풍화의 순으로 좋아지는 것으로 나타났다. 지하수위는 지표면 하부 약 9m에 위치하였다. 보링중 표준관입시험을 병행하였으며, 그 결과 상부매립층의 N 값은 5~10 정도이고 시험 위치나 심도에 따라 큰 편차는 보이지 않았다.

그림 2에서 보는 바와 같이, 암반근입 깊이는 말뚝직경의 2-2.5배가 되도록 시공하였다. 근입부 암반의 상태를 정량적으로 파악하기 위하여 공내재하시험(24회), 일축압축시험(10회)을 수행하였으며, 채취된 암석시료에 대한 회수율(TCR)과 RQD를 깊이별로 측정하였다. 또

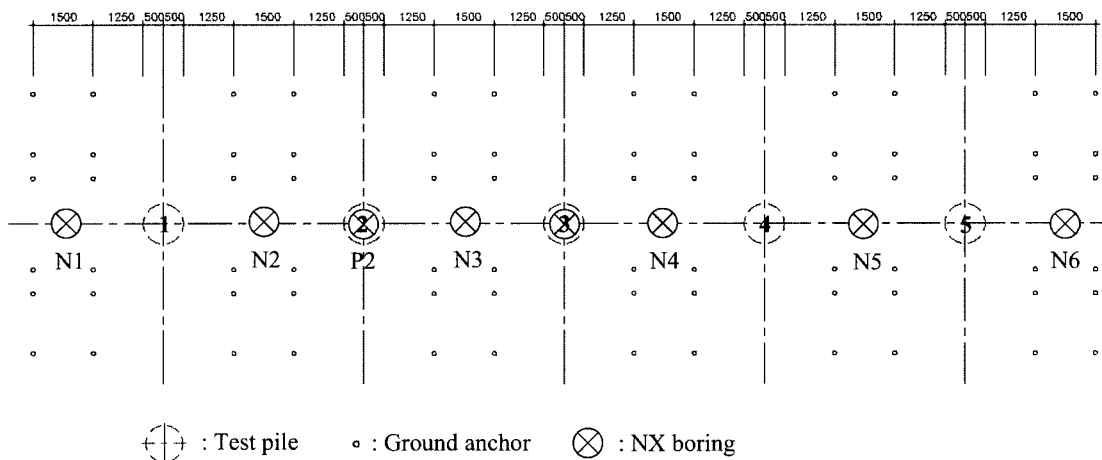


그림 1. 시험말뚝, 반력앵커, 보링위치 평면도

한 일축시험을 위한 시편을 얻기가 곤란한 심하게 풍화한 암반의 경우, 추가로 점하중 시험(10회)을 수행하여 강도특성을 추정하였다. 그림 2에 재하시험부지에서 수행한 각종 시험결과를 함께 도시하였다.

강도시험 결과 암반근입부의 일축압축강도는 21~43MPa 정도이며, 표 1의 Hoek과 Bray(1981)의 분류기준을 이용하면 보통-연약한 암으로 분류된다. 암석시편의 강도와는 별도로, Duncan(1992)은 풍화도에 따른 암반분류 등급을 표 2와 같이 제안한 바 있으며, 이 기준에 따라 현장 암반의 풍화등급을 분류하여 그림 2에 실선으로 표시하였다.

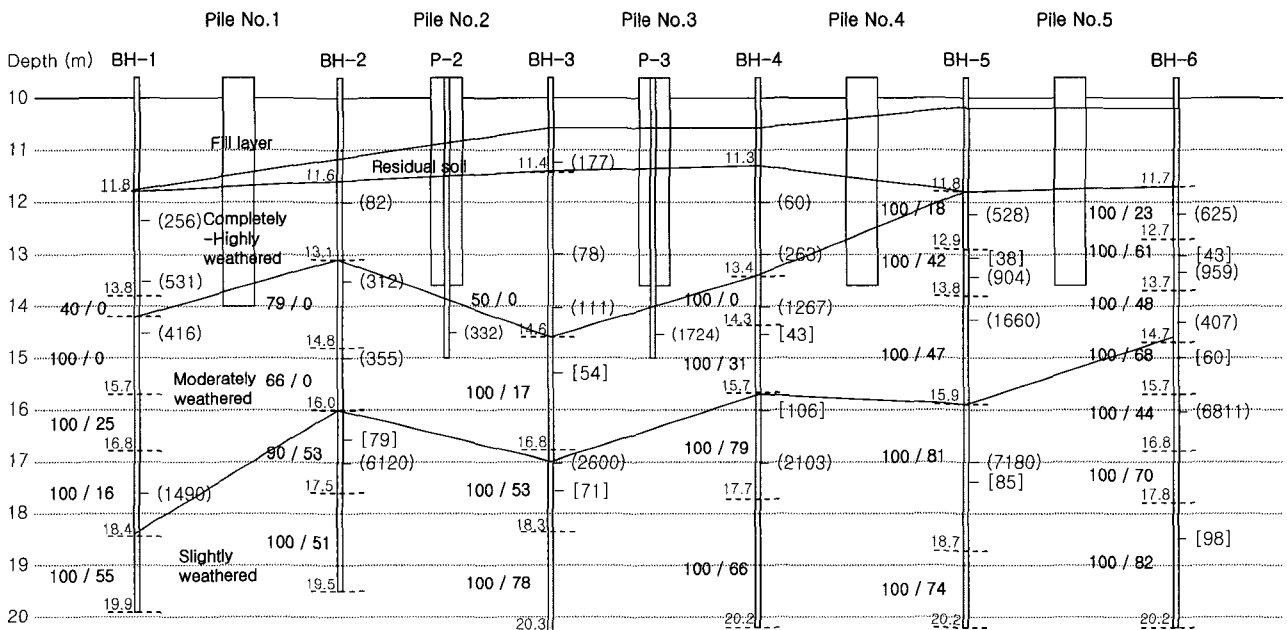
표 1. 암석의 강도에 따른 분류(Hoek과 Bray, 1981)

Term	Unconfined compressive strength (MPa)
Very strong rock	> 200
Strong rock	100 - 200
Moderately strong rock	50 - 100
Moderately weak rock	25 - 50
Very weak rock	1 - 25
Very stiff soil	0.6 - 1

암석시험과는 별도로, 2번과 3번 말뚝 보링을 통해 얻은 콘크리트 시료에 대해 일축압축시험(10회)을 수행하였다. 콘크리트 시험 결과 평균 일축압축강도는 32.8MPa, 초기 접선탄성계수는 평균 28.8GPa이었다. British Standard BS 8100에서는 콘크리트의 초기 탄

표 2. 암반의 풍화정도에 따른 분류(Duncan, 1992)

Term	Description	Grade
Fresh	No visible sign of rock material weathering	IA
Faintly weathered	Discoloration on major discontinuity surfaces	IB
Slightly weathered	Discoloration indicates weathering of rock material and discontinuity surface. All the rock material may be discolored by weathering and may be somewhat weaker than in its fresh condition	II
Moderately weathered	Less than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discolored rock is present either as a continuous framework or as corestones	III
Highly weathered	More than half of the rock material is decomposed and/or disintegrated to a soil. Fresh or discolored rock is present either as a discontinuous framework or as corestones	IV
Completely weathered	All rock material is decomposed and/or disintegrated to soil. The original mass structure is still largely intact	V
Residual soil	All rock material is converted to soil. The mass structure and material fabric are destroyed. There is a large change in volume, but the soil has not been significantly transported.	VI



(/) : TCR / RQD, () : Deformation modulus obtained from pressuremeter test (MPa), [] : Uniaxial compressive strength (MPa)

그림 2. 재하시험 부지의 보링조사, 공내재하시험, 암석강도시험 결과(그림에서 생략된 상부 10m는 SPT N값 5~10의 매립토사층)

성계수를 식 (1)과 같이 제안하였다.

$$E_i = 9.1 \times q_{cu}^{0.33} \quad (1)$$

여기서, E_i 는 GPa 단위, q_{cu} 는 MPa 단위이다. 식 (1)을 이용할 경우 E_i 는 28.7GPa 로 계산되어 실험값과 거의 동일한 값을 보였다. 그러나 콘크리트의 변형계수는 그림 3에서 보는 바와 같이 응력 수준에 따라 선형적으로 감소하는 경향을 나타내었다. 이와 유사한 결과가 Chan(1975), Balakrishnan(1999) 등에 의해 보고된 바 있다. 총 10회의 실험결과를 이용하여, 말뚝의 할선탄성계수와 축방

향 재하응력의 상관관계를 식 (2)와 같이 제안하였으며, 이후 변형률계 분석을 통한 말뚝의 깊이별 축하중 분포 산정에 이 식을 적용하였다.

$$\begin{aligned} E_p &= E_i - 0.402q_c \\ &= 9.1q_{cu}^{0.33} - 0.402q_c \end{aligned} \quad (2)$$

여기서, E_p 는 응력 수준에 따른 말뚝의 할선탄성계수 (GPa)이며, q_c 는 축방향 작용응력(MPa)이다.

2.2 말뚝시공 및 계측기 설치

시험말뚝 시공을 위한 굴착 방법은 토사부는 Allcasing 후 Hammer Grab로, 암반근입부는 Benoto method를 적용하여 2.5ton의 chisel 해머를 자유낙하함으로써 굴착하였다. 선단부 슬라임은 굴착공 속으로 직접 인부가 들어가 제거하였다. 시험말뚝은 암반에 2.0m~2.5m 근입시켜 시공하였으며, 콘크리트 타설 후 토사부의 케이싱을 인발하였다. 또한 콘크리트 양생 후 초음파 탐상법과 충격반향 시험을 통해 말뚝의 건전도를 확인하였다. 그림 4는 하중전이 계측을 위해 말뚝에 설치한 진동현식 철근변형률계 및 콘크리트 변형률계의 위치를 나타낸 것이다.

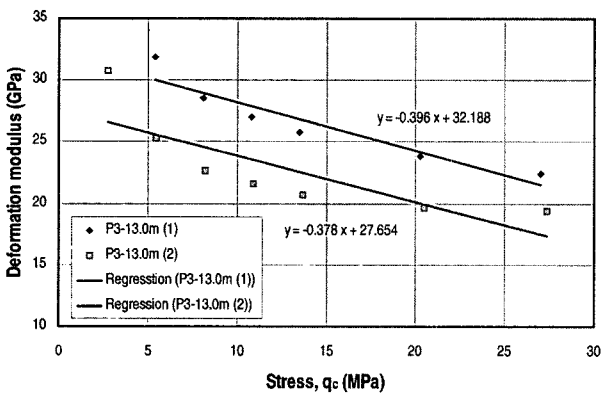


그림 3. 응력수준에 따른 말뚝 변형계수의 변화의 예시(3번말뚝 13.0m 위치의 보링시료 2개에 대한 일축시험 결과)

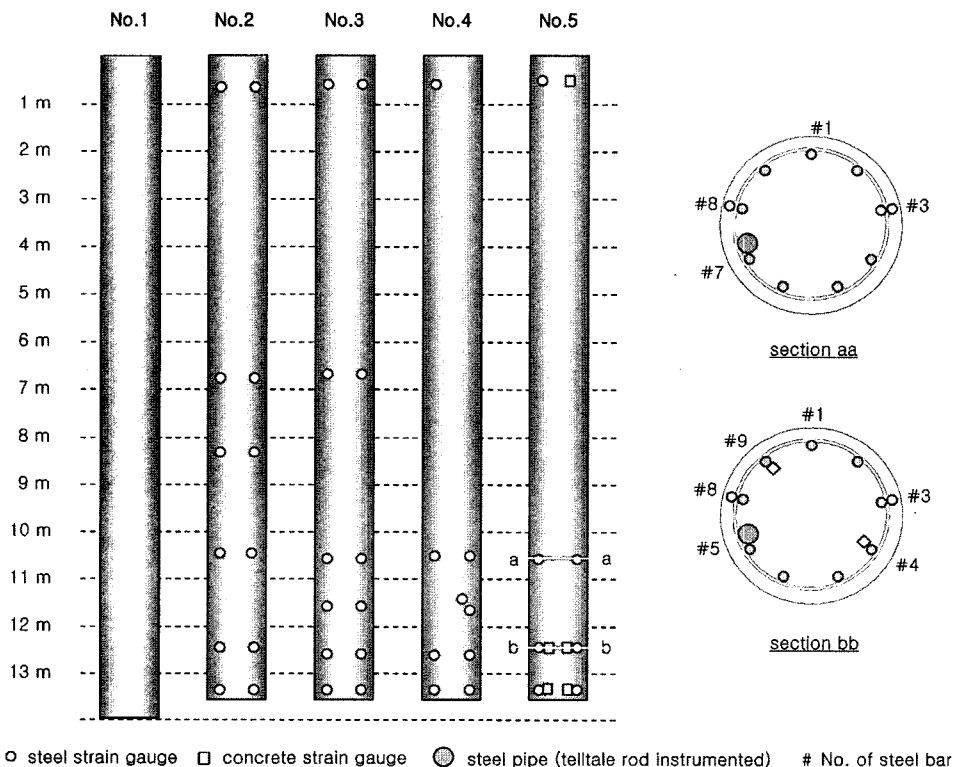


그림 4. 계측기 설치위치

그림 4에서 보는 바와 같이 깊이별로 진동현식 철근 변형률계(SM-3 type, Roctest 사) 각 한쌍씩을 설치하여 재하하중에 따른 말뚝의 깊이별 변형율을 측정하였다. 또한 철근의 변형률 계측값이 말뚝 전체의 변형률을 대표할 수 있는지의 확인을 위해 콘크리트 변형률계(SM-2 type, Roctest 사)를 5번말뚝에 함께 설치하였다. 또한 말뚝의 선단침하를 측정하기 위하여 콘크리트 타설 전 철근망에 부착한 강관에 선단침하봉을 삽입하였다.

2.3 재하시험 결과

재하시험은 ASTM D1143-81에서 규정하는 완속재하시험법에 따라 실시하였으며, 재하 단계는 총 3 cycle로 18,000kN까지 재하한 후, 말뚝의 파괴가 일어날 때까지 추가로 하중을 증가시키는 것으로 계획하였다. 그러나 재하시험을 먼저 수행한 1번과 2번 말뚝의 경우

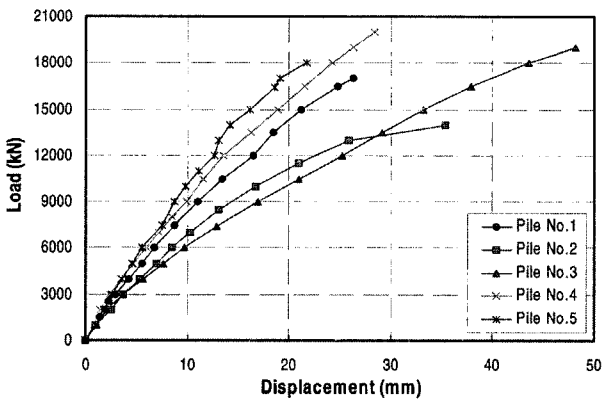


그림 5. 재하시험 결과 하중-변위 곡선

하중이 18,000kN에 이르기 전에 말뚝 두부가 파손되어, 나머지 말뚝은 강제 링과 무수축 모르타르를 이용하여 말뚝의 두부를 보강후 시험하였으며 그 결과 계획 최대 하중 이상으로 재하할 수 있었다. 그림 5에 재하시험 결과 하중-변위 곡선을 도시하였다. 그래프상의 복잡함을 피하기 위해 재하-재재하 곡선은 그림에 나타내지 않았다.

그림 6에 변형률계 계측결과 말뚝 깊이별 축하중 분포를 나타내었다. 계측 변형률값을 이용하여 말뚝의 깊이별 축하중을 산정할 때, 하중증가에 따른 말뚝강성의 변화를 고려하였다. 임의의 깊이에서 말뚝에 작용하는 축방향 응력은 계측 변형률에 말뚝의 할선변형계수를 곱하여 구할 수 있으며,

$$q_c = E_p \cdot \epsilon \quad (3)$$

식 (3)을 식 (2)에 대입하면,

$$\begin{aligned} \frac{q_c}{\epsilon} &= E_i - 0.402q_c \\ &= 9.1q_{cu}^{0.33} - 0.402q_c \end{aligned} \quad (4)$$

식 (4)를 q_c 에 대해 정리하면,

$$\begin{aligned} q_c &= E_i \cdot \epsilon / (1 + 0.4\epsilon) \\ &= 9.1q_{cu}^{0.33} \cdot \epsilon / (1 + 0.4\epsilon) \end{aligned} \quad (5)$$

따라서 식 (5)를 이용하면 깊이별 변형률 계측값을 이용하여 말뚝의 축하중 분포를 구할 수 있다.

각 말뚝의 축하중분포 곡선 중 3번말뚝(그림 6(b))의

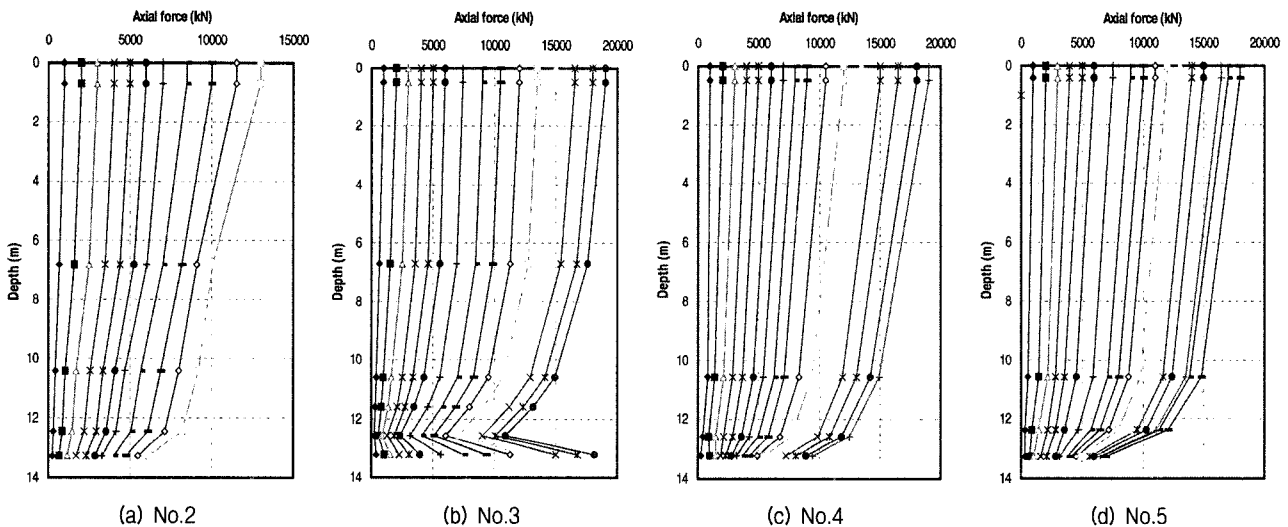


그림 6. 말뚝 축하중 분포 곡선

경우 선단부에 180° 방향으로 설치된 한 쌍의 계측기로 계측한 변형률값이 다른 말뚝에 비해 상당히 크게 나타났는데, 이는 측정기의 오차라기 보다는 3번 말뚝의 선단부 콘크리트가 토사혼입 등으로 인해 상대적으로 연약했기 때문으로 생각되었으며, 3번 말뚝체에 대한 보링으로 얻은 콘크리트시료에 대한 육안조사 결과 선단부 콘크리트가 부실하게 타설된 것을 확인할 수 있었다.

5번말뚝의 동일 깊이에 설치된 철근 변형률계와 콘크리트 변형률계의 변형률 측정값을 비교하여 그림 7에 도시하였다. 그림 7에서 알 수 있듯이, 동일 깊이에서 측정된 철근과 콘크리트의 변형률이 일치하는 것을 알 수 있다. 따라서 철근의 변형률 측정값은 콘크리트와 철근 복합단면의 변형률을 대표할 수 있다고 판단된다.

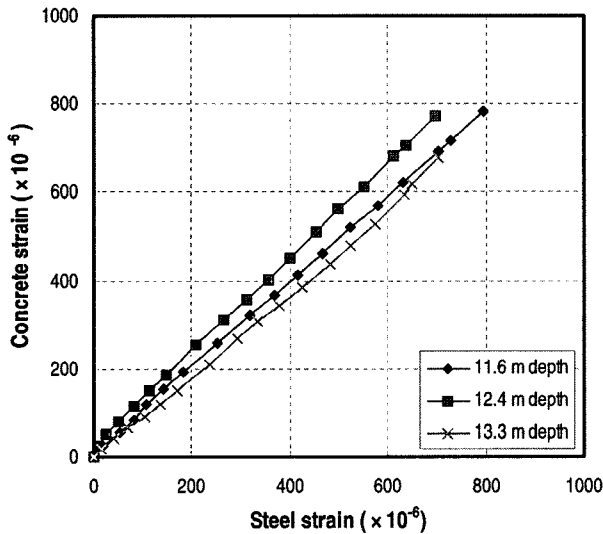


그림 7. 철근 변형률과 콘크리트 변형률의 비교(5번 말뚝)

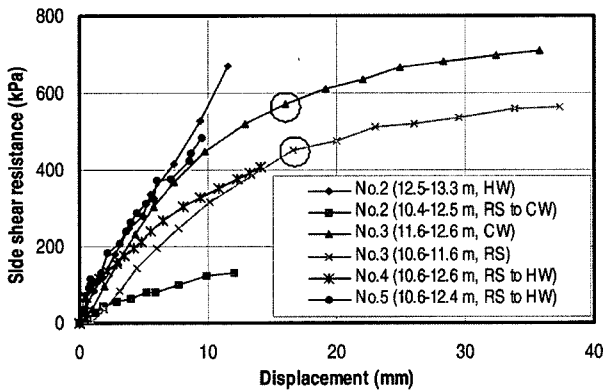


그림 8. 풍화토/암의 f-w 곡선(O-항복점)

3. 재하시험 결과 분석

3.1 하중전이기구

말뚝의 깊이별 변형률 측정값과 말뚝 두부 및 선단 변위 측정값을 이용하여 깊이별 주면 하중전이곡선 (f-w curve)과, 선단 하중전이 곡선(q-w curve)을 도출하였다. 그림 8은 풍화암/풍화토에 근입된 말뚝의 f-w 곡선, 그림 9는 연암에 근입된 말뚝의 f-w 곡선을 나타낸다. 그림 내의 기호 RS, CW, HW, MW는 각각 Residual soil, Completely weathered rock, Highly weathered rock, Moderately weathered rock 의 약자이다. 그림 8~그림 9의 f-w 곡선 중 주면이 항복에 도달했다고 판단되는 곡선상에는 항복점을 표시하였는데, 본 연구에서는 곡선의 곡률반경이 최소가 되는 위치를 항복점으로 정의하였다.

그림 8의 풍화토/암의 f-w 곡선중 2, 5번말뚝의 계측 f-w 곡선은 최대하중 재하시의 주면변위인 10mm 내의 까지 선형적인 거동을 보여 항복점을 추정할 수 없었다. 반면 주면변위 30mm 이상까지 시험을 수행한 3번말뚝의 f-w 곡선은 항복점을 지나 극한주면지지력에 거의 도달한 것으로 판단되었으며, 주면의 항복과 극한에 도달하기 위한 변위는 각각 15~20mm 및 35mm 정도였다. 추정 극한주면마찰력은 항복시의 주면하중의 약 1.3배 정도이며, 항복점 이후의 곡선의 기울기는 주면 변위가 증가함에 따라 쌍곡선 형태로 감소하는 것으로 나타났다.

반면 그림 9에서 알 수 있는 바와 같이 암반상태가 상대적으로 양호한 연암에 근입된 4번말뚝과 5번말뚝의 f-w 곡선은 풍화토/암의 f-w 곡선과는 다소 상이한 거동을 보인다. 즉, 주면변위 5~7mm에서 뚜렷한 항복

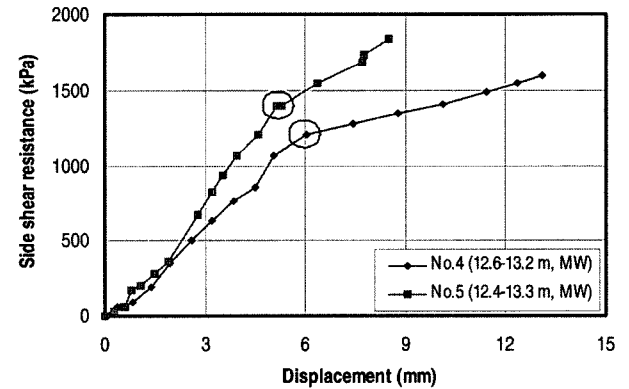


그림 9. 연암의 f-w 곡선(O-항복점)

점이 관찰되며, 이후 곡선의 기울기는 상대적으로 급격히 감소하는 것으로 나타났다. 그러나 풍화암의 경우와 마찬가지로 항복점 이후에도 주변하중이 주변변위에 따라 지속적으로 증가하는 경향을 나타내었다.

그림 8과 그림 9의 주변하중전이 곡선의 비교를 통해 암반의 풍화 상태가 f-w 곡선의 모양, 그리고 주변지지력의 크기에 큰 영향을 미침을 알 수 있었다. 이와 유사한 결과가 Williams 등(1980)에 의해 보고된 바 있다(그림 10).

선단하중전이곡선의 경우(그림 11), 모든 말뚝에 대해 재하시험 최대 하중까지 선단지지력과 선단변위가 선형적인 관계를 가지는 것으로 나타났다. 이는 말뚝의 지지력이 재하시험 계획 수립당시에 예상했던 것보다 커 선단의 파괴까지 시험을 수행하지 못했기 때문이다. 따라서 선단지지저동에 대한 보다 정량적인 분석은 불가능하였다(예를 들어, 극한선단지지력, 선단부 암반이 항복에 도달하기 위한 선단변위 등). 그러나 제한적이나

마 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다: ① 말뚝 선단하중전이 곡선은 암반의 풍화상태에 관계없이 최소한 선단변위 10mm(>말뚝 직경의 1%)까지는 선형적인 거동을 보이며, ② 단위침하당 선단지지력으로 정의되는 선단부 지반반력계수는 선단부 암반상태가 좋을수록 크다(그림 2의 선단부 암반상태 참조).

기존에 제안된, 암반근입말뚝에 적용 가능한 주변하중전이 함수(표 3)와 본 연구에서 계측된 하중전이함수의 비교를 통해 기존 하중전이함수의 국내 풍화암/연암에 대한 적용성을 분석하였다. 비교 대상으로 주변의 항복 이후까지 재하시험을 수행하였으며, 각각 풍화암(CW)과 연암(MW)에 근입된 3번 말뚝과 4번 말뚝의 계측 f-w 곡선을 선정하였으며, 그림 12(a)와 그림 12(b)에 기존 제안식으로 구한 f-w 곡선과 계측 f-w 곡선을 합쳐 도시하였다. 표 3에서 알 수 있듯이, 기존의 방법을 이용하여 주변하중전이 곡선을 도시하기 위해서는 극한주변지지력 f_{max} 를 알고 있어야 한다. 그러나 4번 말뚝의

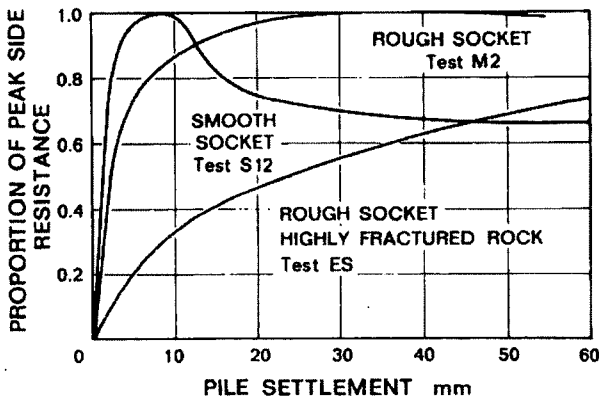


그림 10. Typical f-w curves(Williams 등, 1980)

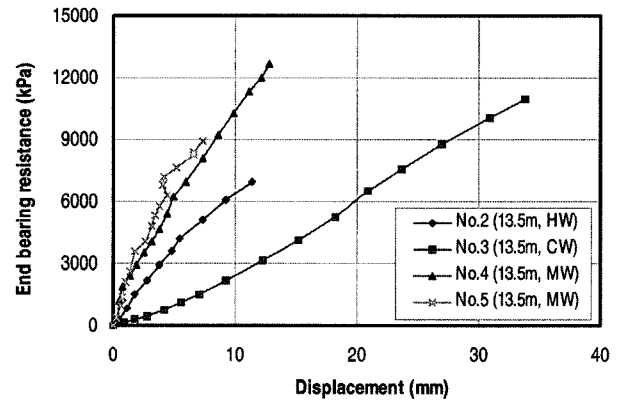
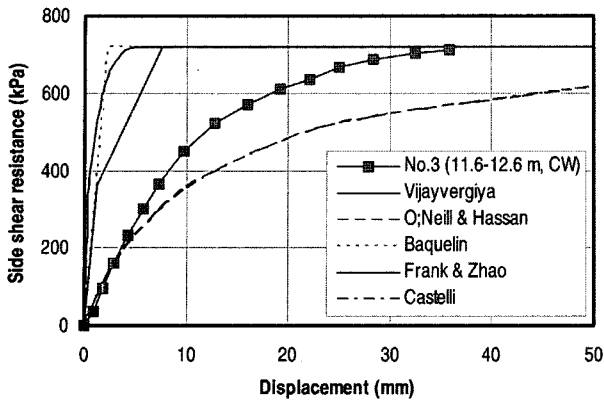


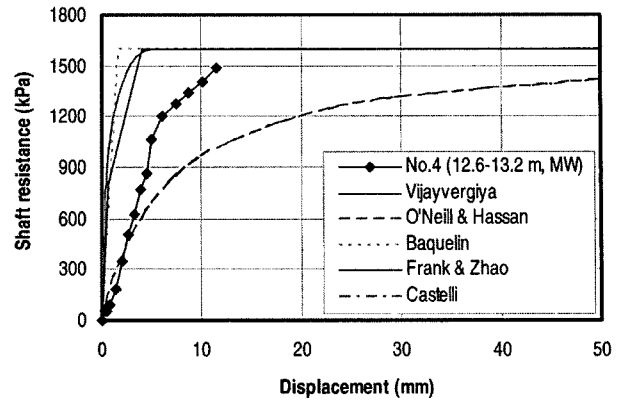
그림 11. 계측 q-w 곡선

표 3. 기존에 제안된 주변하중전이함수

Researchers	f-w functions	Remarks
O'Neill and Hassan (1994)	$f_z = \frac{w_z}{\frac{2.5D}{E_m} + \frac{w_z}{f_{max}}} \quad (3)$	
Vijayvergiya (1977)	$f_z = f_{max} \left[2.0 \sqrt{\frac{w_z}{w_{max}}} - \frac{w_z}{w_{max}} \right] \quad (4)$	$w_{max} = 5 \text{ mm}$
Frank and Zhao (1982)	$\begin{aligned} f_z \leq 0.5 f_{max} : S_1 = 2 E_m / D, \\ 0.5 f_{max} \leq f_z \leq f_{max} : S_2 = 5 S_1 \end{aligned} \quad (5)$	S : 기울기 E_m : PMT E
Baquelin et al. (1982)	$f_z = \frac{E_{SB}}{D(1 + \nu_s) \left[1 + \ln\left(\frac{L}{D}\right) \right]} w_z \quad (6)$	E_{SB} : SBP E
Castelli et al. (1992)	$f_z = \frac{w}{\frac{1}{K L_L} + \frac{w}{f_{max}}}, \quad K L_L = \frac{G_s}{r_0 \ln(R/r_0)} \quad (7)$	R : $2.5L(1 - \nu_s)$



(a) 3번말뚝(풍화암, CW)



(b) 4번말뚝(연암, MW)

그림 12. 기존의 주면하중전이함수와 계측 f-w 곡선의 비교

경우 극한주면지지력에 도달할 때까지 재하시험을 수행하지 못하였으므로 극한주면지지력에 도달한 3번말뚝의 계측결과($f_{max} = 1.3 \times f_{yielding}$)를 토대로, 항복점에 도달하였을 때의 주면지지력의 1.3배를 극한주면지지력으로 간주하여 하중전이곡선을 도시하였다.

그림 12에서 알 수 있는 바와 같이, 계측 f-w 곡선의 초기 기울기는 풍화암, 연암 모두 Castelli(1992)와 O'Neill(1994) 등이 제안한 쌍곡선형태의 함수와 유사한 값을 보이나, 항복 이후의 거동은 문헌에 소개된 함수 중 어느 것보다도 일치하지 않았다. 다만, 전체적인 계측 f-w 곡선의 형태는 문헌에 제시된 하중전이함수의 상-하한 범위 내에 있는 것으로 생각된다. 그러나 보다 신뢰성 있는, 국내 풍화암/연암에 적용가능한 하중전이함수를 도출하기 위해서는 보다 많은 자료의 축적과 심도있는 분석이 필요할 것으로 판단된다.

3.2 암반상태가 주면지지력에 미치는 영향

전절에서 언급한 바와 같이, 암반의 f-w 곡선을 도출하기 위해서는 주면지지력을 알아야 한다. 그러나 현재

까지 암반의 풍화상태를 고려한 극한주면지지력의 추정방법에 대한 명확한 시방이나 연구결과가 많이 부족하기 때문에, 재하시험을 실시하지 않고서는 신뢰성 있는 값을 얻기가 어려운 실정이다. 따라서 본 절에서는 국내 풍화암 및 연암의 풍화상태에 따른 주면지지력을 합리적으로 산정하기 위한 기초 단계로, 재하시험 결과 암반근입부의 주면지지력과 암반상태를 나타내는 물성치의 상관관계를 분석해 보고자 하였다. 표 4는 본 연구의 현장조사 및 시험을 통해 구한 암반근입부의 물성치와, 재하시험 및 하중전이 계측을 통해 얻은 각 말뚝의 주면지지력을 정리한 것이다. 표 4의 암반상태를 나타내는 물성치들은 각 말뚝에 인접한 두 시추공의 말뚝 암반근입 깊이에서 수행한 시험결과를 평균한 값이다.

표 4의 자료를 이용하여 암반근입부의 주면지지력과 암반물성치(일축압축강도, 공내재하시험 변형/탄성계수, RQD, RMR 등)의 상관관계를 분석하고 그림 13~16에 도시하였다. 그림 14~16의 상관성 분석시 주면지지력의 극한값이 아닌 항복값(f-w 곡선의 곡률반경이 최소일 때의 주면지지력)을 이용하였다. 그 이유는 첫째로, 대부분의 대상말뚝에 대해 주면의 항복까지는 시험

표 4. 각 시험말뚝의 계측 주면지지력 및 암반근입부 물성치

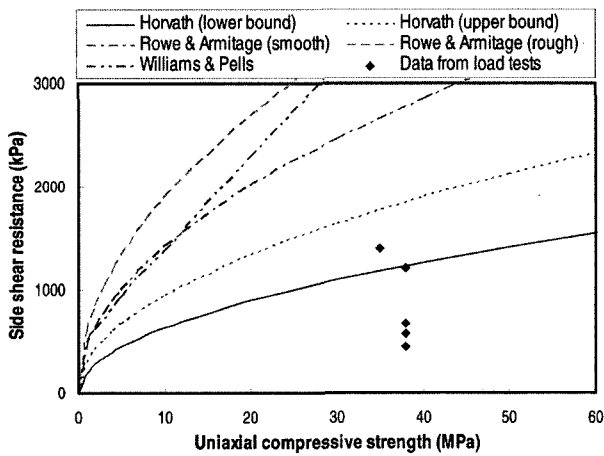
Pile No.	$f_{yielding}$ (kPa)	$f_{max}^{(1)}$ (kPa)	$\alpha_u^{(2)}$ (MPa)	E_m/E_{ur} (MPa)	RQD (%)	RMR ⁽³⁾
2 (HW)	> 670	> 670	38	196/905	0	22
3 (RS-CW)	450	562	38	119/676	0	15
3 (CW)	572	711	38	170/974	0	22
4 (MW)	1,207	> 1,590	38	584/1,932	40	42
5 (MW)	1,399	> 1,838	35	932/2,748	52	45

- (1) 극한주면지지력 또는 재하시험 최대하중 하에서의 단위주면지지력
- (2) 일축압축강도 시험을 수행하지 않은 경우 점하중시험 결과를 이용하여 추정.
- (3) Bieniawski (1989)에 의해 제안된 방법으로 추정, 절리 보정 후의 값.

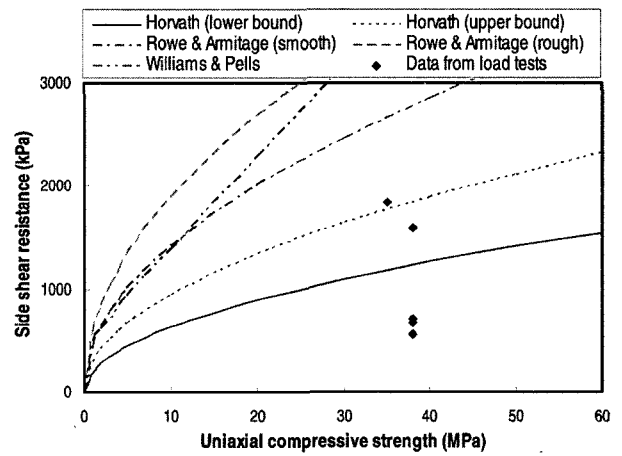
을 수행하였으나 극한에 도달한 말뚝은 3번말뚝 한 본에 불과하므로 극한값을 이용한 상관성분석이 어려웠기 때문이며, 둘째로, 3번말뚝의 경우 극한값이 발생되기 위한 주변변위가 35mm 이상, 이 때의 두부변위는 50mm 이상으로 각종 교량기초 설계 시방서에서 규정하고 있는 허용침하량 기준(대체적으로 1 inch 또는 말뚝 직경의 1% 내외)를 2~5배 이상 초과하기 때문이다. 각 그래프에는 최적회귀곡선 및 회귀식, 그리고 상관계수(r^2)를 함께 나타내었다.

그림 13에서 알 수 있듯이, 암반근입부의 극한주면지저력과 암편의 일축압축강도 사이에는 뚜렷한 상관성을 찾을 수 없어 최적 회귀곡선을 도출할 수 없었다. 이는 암석시편의 강도가 풍화된 암반의 상태를 대변할 수 없기 때문으로 생각되나, 보다 신뢰성 있는 결론을 도출하기 위해서는 보다 많은 자료의 축적과 분석이 필요할 것으로 생각된다. 동일한 그래프에 기존의 일축압축강도와 주면지저력의 경험적 상관관계를 함께 도시하였다. Kulhawy와 Phoon(1993) 은 문헌에 소개된 모든 데이

터베이스를 이용한 분석을 통해 기존의 방법 중 Horvath의 하한치($b=0.2$)는 슬러리를 사용하여 시공된 부드러운 소켓에 대한 보수적인 설계에 적합하며, Rowe 등(1984)의 부드러운 소켓에 대한 제안식이 암반근입말뚝의 평균적인 주면지저력을 나타낸다고 하였다. 그러나 그림 13에서 알 수 있듯이 풍화가 심한(RS-HW) 암반에서의 주면지저력은 Horvath의 하한치 기준보다도 작은 값을 보인다. 즉 기존의 일축강도를 이용한 주면지저력 추정식은 암반의 풍화 및 절리상태에 대한 별도의 고려 없이 사용할 경우 풍화암 또는 연암의 주면지저력을 과대평가할 수 있다고 판단된다. 반면, 현장의 암반상태를 대변하는 물성치인 공내재하시험의 변형계수 E_m , 탄성계수 E_{ur} , RQD, RMR 등과 주면지저력간의 최적회귀곡선식의 상관계수(r^2)는 모든 경우 0.95 이상으로 상관성이 매우 뛰어난 것으로 나타났다. 암반근입말뚝의 주면지저력과 현장암반의 물성치와의 상관관계를 맺는 본 연구의 접근방법은 향후 보다 많은 자료의 축적 및 분석이 수행된다면 암반근입말뚝의 침하를 고려한 설계에



(a) $f_{yielding}$ 값 적용



(b) f_{max} 또는 시험최대하중에서의 값 적용

그림 13. 일축압축강도와 주면지저력

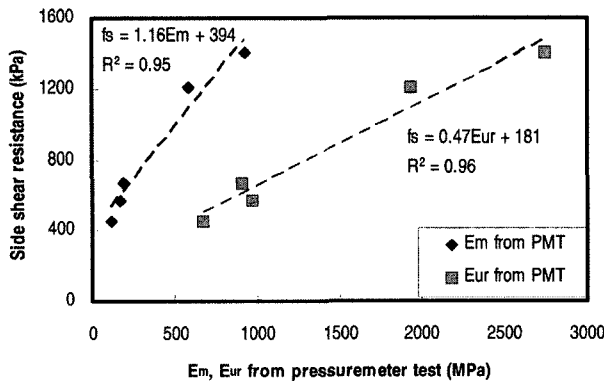


그림 14. 공내재하시험결과와 주면지저력

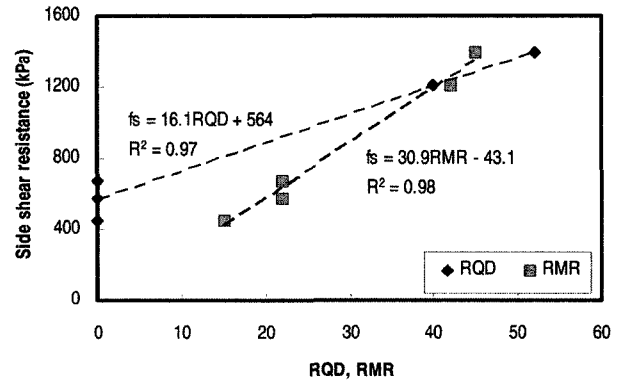


그림 15. RQD, RMR 과 주면지저력

유용하게 사용할 수 있을 것으로 판단된다.

5. 결론

본 연구에서는 암반상태가 현장타설 콘크리트 말뚝의 하중전이기구에 미치는 영향을 알아보기 위해 총 5본의 시험말뚝을 시공하고 재하시험과 하중전이 계측을 수행하였다. 시험결과와 분석으로 얻은 결론은 다음과 같다.

- (1) 하중전이 계측을 통해 얻은 주변하중전이(f-w) 곡선은 암반의 풍화가 심할 수록 점진적인 파괴 양상을 보인다. 즉, 풍화상태가 상대적으로 양호한(MW) 연암의 f-w 곡선은 수 mm의 변위에서 항복에 도달하며, 이후 변위에 따른 지지하중의 증가율이 급격히 둔화된다. 반면 풍화암/풍화토에 근입된 말뚝의 f-w 곡선은 뚜렷한 항복점을 보이지 않으며, 상대적으로 큰(>15mm) 변위까지 주변하중이 쌍곡선 형태로 증가한다.
- (2) 선단하중전이(q-w) 곡선은 모든 시험말뚝에 대해 선단부 암반의 상태에 관계없이 최소 10mm까지는 선형적으로 증가하는 거동을 보인다. 또한 곡선의 초기 기울기는 암반의 상태가 양호할수록 큰 값을 나타내었다.
- (3) 계측 f-w 곡선을 기존에 제안된 하중전이함수와 비교한 결과, 곡선의 초기 기울기는 Castelli(1992), O'Neill(1994) 등이 제안한 함수와 거의 일치하지만, 주변항복 이후의 형상은 문헌에 소개된 어떤 곡선과도 일치하지 않았다. 국내 풍화암/연암에 적용 가능한 일반화된 하중전이함수의 도출을 위해서는 보다 많은 데이터의 축적과 추가적인 분석이 필요할 것으로 판단된다.
- (4) 본 연구의 재하시험 및 하중전이 계측 결과로 추정된 주변지력_지와 일축압축강도와의 상관관계 분석 결과 일관된 상관성을 찾을 수 없었다. 그러나 현장 암반상태를 나타내는 물성치(공내재하시험 변형계수 및 탄성계수, RMR, RQD 등)는 암반근입부의 주

면지력_지은 회귀분석 결과 상관계수 0.95 이상으로 상관성이 양호한 것으로 나타났다. 암반의 주변지력_지와 암반상태를 나타내는 물성치의 상관관계를 맺는 본 연구의 접근방법은 향후 보다 많은 재하시험자료가 축적된다면, 풍화된 암반에 근입된 말뚝의 설계에 매우 유용할 것으로 판단된다.

참고 문헌

1. Balakrishnan, E.G., Balasubramaniam, A.S., and Noppadol Phien-wej. (1999), "Load deformation analysis of bored piles in residual weathered formation", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.125, No.2, pp.122-131.
2. 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.
3. Bieniawski, Z. T. (1989), *Engineering in Rock Mass Classifications*, Wiley-Interscience, New York.
4. Castelli, F., Maugeri, M., and Motta, E. (1992), "Anlisi non lineare del cedimento di un Palo Singlo", *Rivista Italiana di Geotecnica*, Vol.26, No.2, pp.115-135.
5. Chan, S.F. (1975), "An experimental study of behavior of end bearing cast-in-situ piles", *Proc. 4th Southeast Asia Conf. on Soil Engrg.*, Kuala Lumpur, Malaysia.
6. Duncan, C, W. (1992), *Foundations on Rock*, E & FN spon, London.
7. Frank, R.A., and Zhao, S.R. (1982), "Estimation par les parametres pressiometriques de l'enfoncement souscharge axiale de pieux fores dans les sols fins", *Bull. de Liaison de LCPC, Paris*, No.119, pp.17-24.
8. Hoek, E., and Bray, J. W. (1981), *Rock Slope Engineering*, The institution of Mining and Metallurgy, London.
9. Kulhawy, F.H., and Phoon, K.K. (1993), "Drilled shaft side resistance in clay soil to rock", *Design and performance of deep foundations. Geotech. Spec. Pub.* No.38, pp.172-183.
10. O'Neill, M. W., and Hassan, K. M. (1994), "Drilled Shafts: Effects of Construction on Performance and Design Criteria", *Proceedings of International Conference on Design and Construction of Deep Foundations*, Vol.1, FHWA, Orlando, pp.137-187.
11. Vijayvergiya, V.N. (1977), "Load-movement characteristics of piles", *Proc. 4th Annual Symposium of the Wtrwy., Port, Coast. and Oc. Division of ASCE*, ASCE, Long Beach, Calif., Vol.2, pp.269-284.
12. Williams, A.F., Johnston, I.W., and Donald, I.B. (1980), "The design of socketed piles in weak rock", *Proceedings, International Conference on Structural Foundations on Rock*, Balkema, Sydney, pp.327-347.

(접수일자 2005. 5. 31, 심사완료일 2005. 7. 5)