

수평지반반력계수에 따른 대구경 현장타설말뚝의 수평변위 분석

Analysis of the lateral displacement to the Large Diameter Bored Pile based on the application of the Lateral coefficient of subgrade reaction

채영수¹⁾, Young-Su Chae, 김남호²⁾, Nam-Ho Kim, 방의석³⁾, Ei-Souk Bang, 이경재⁴⁾, Kyoung-Jea, Lee

¹⁾ 수원대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Suwon Univ.

²⁾ 유신 코퍼레이션 상무, Managing Director, Yooshin Cooperation Co., Ltd

³⁾ 유신 코퍼레이션 차장, Duputy General Manager, Yooshin Cooperation Co., Ltd

⁴⁾ 유신 코퍼레이션 대리, Assistant Manager, Yooshin Cooperation Co., Ltd

SYNOPSIS : Using the case of design to the Large diameter Bored Pile, We showed the various method to estimate the Lateral coefficient of subgrade reaction and analyzed the lateral displacement behavior according to the characteristics of sub layer distribution. According to the study, Mutual relation to the N value and the soil modulus of deformation showed 400N to 800N to the fine grained soil and weathered soil. It showed similar tendency with the proposed expression of Schmertmann. But Weathered rock was over estimated as 4,200N. k_h to the sedimentary soil and weathered rock each showed these ordered of Schmertmann-PMT-2,800N and Schmertmann-2,800N-PMT. As the factor(a) 4 was applied to the estimation in weathered rock, k_h to the PMT was calculated as a big value. If the pile is long and the pile is supported to the soil, Lateral displacement was in inverse proportion ratio to the value of k_h . But the case of shallow soil layer(early bedrock) and the short pile, Lateral displacement was affected by the behavior of socketed pile to the bedrock not by the upper soil layer.

Keywords : Coefficient of Subgrade reaction, p-y curve, Large Diameter Bored Pile

1. 서 론

말뚝은 상부구조물의 하중을 하부지반에 안정하게 전달, 지지하기 위하여 가장 널리 쓰이는 기초구조물로서 말뚝에 연직력, 수평력 및 모멘트 등의 하중이 작용하게 되면 말뚝에 과도한 변위나 파괴를 초래하게 되어 상부구조물에 심각한 영향을 미치므로 말뚝의 해석과 설계는 매우 중요하다.

말뚝의 수평거동은 수평재하시험, 극한평형법, 탄성지반반력법, 탄성론적인 해석법등이 있으며, 극한평형법과 탄성지반반력법은 설계에 많이 이용되고 있다. Reese(1986)는 p-y 곡선을 이용하여 다양한 지반에 수평하중을 받는 말뚝주변의 지반응답을 모델링화 하였으며, Lymon C. Reese 및 Shin Tower Wang(1997)등은 Reese의 p-y 분석법을 이용하여 말뚝과 지반 시스템의 거동을 대표하는 비선형 차분방정식을 해석하는 프로그램을 제시하였으며, 이 프로그램은 최근 각종 설계에서 말뚝의 수평변위 해석에 이용되고 있다.

본 논문에서는 p-y 모델을 이용한 유한차분해석을 이용하여 동해남부선 O공구에 설계된 대구경 현장타설 말뚝($\phi 3,000\text{mm}$)의 설계사례를 통해 지반탄성계수와 지반반력계수의 산정 방식을 통해 지층분포특성을 풍화대가 깊은 경우, 기반암이 조기 출현하는 경우, 퇴적층-풍화대-기반암이 분포하는 경우로 다각화하여 수평변위 거동 양상을 분석하고 향후 각종 기성 및 현장타설말뚝 설계에 참조자료로 사용하도록 하였다.

2. 수평지반반력계수 및 지반탄성계수 산정방법

2.1 수평지반반력계수 산정방법 비교

수평지반반력계수의 산정방법은 수평재하시험을 통한 p-y 분석법을 이용한 유한차분해석 기법을 역해석하여 구하는 방법, 평판재하시험을 이용하여 수평지반반력계수를 추정하는 방법, 공내재하시험(프레셔미터)을 이용하여 추정하는 방법, 표준관입시험의 N값으로 산정할 수 있는 간이적인 경험적인 방법 등이 있다.

본 논문에서는 설계자료의 한계성을 고려하여 평판재하시험을 이용한 추정법과 공내재하시험에 의한 추정법, N값을 이용한 경험법등을 이용하여 수평지반반력계수를 산정하였으며 이들의 산정방법은 아래와 같다.

표 1. 수평지반반력계수 산정 방법

구 분		산정 방법
수평재하시험	철도교 설계기준 구조물기초 설계기준	원위치 말뚝수평재하시험에서 구한 하중-변위곡선에서 K_h 산정
공내재하시험	구조물기초 설계기준	$k_h = (1.6E_c)/B \rightarrow$ 점성토 $k_h = (3.3E_c)/B \rightarrow$ 사질토
경험식	철도교 설계기준 도로교 설계기준	$k_h = k_{ho} (B_H/30)^{-3/4}$, $k_{ho} = (1/30)\alpha E_o$ $k_h = 0.34 (\alpha E_o)^{1.1} d^{-0.31} (EI)^{-0.1}$
	Hukuoka공식	$k_h = 0.691N^{0.406} \times 10^4(\text{kN/m}^3)$

2.2 지반탄성계수 산정방법 비교

수평지반반력계수 산정을 위한 지반탄성계수는 지름 0.3m의 강제원판에 의한 평판재하시험, 보링 공내에서 측정된 지반탄성계수, 공시체의 1축 또는 3축압축시험, 표준관입시험의 N값으로부터 추정한다.

표 2. E_o 와 α 값(일본도로공단, 1980)

다음의 시험방법에 의한 변형계수 $E_o(\text{kN/m}^2)$	α	
	평상시	지진시
지름 30cm의 강제원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1	2
보링공내에서 측정된 변형계수	4	8
공시체의 1축 또는 3축압축시험에서 구한 변형계수	4	8
표준관입시험의 N값에서 $E_o=2,800N$ 으로 추정한 변형계수	1	2

국내시방서(이하, 철도설계기준)에서 표준관입시험에 의한 변형계수 추정식($E_o=2,800N$)은 지반조건이 양질의 지반으로서 깊이방향으로 밀도가 증대하는 경우, 표준관입시험에 대한 에너지비가 70% 정도인 지반, 공내재하시험 결과로 구한 변형계수 E_p 와 N값의 관계가 대략 $E_p \approx 7N$ 이고, 평판재하시험에 의한 변형계수의 값 $E_o \approx (3 \sim 4)E_p$ 인 지반에 대해 적용토록 규정하고 있다. 또한, $E_o=2,800N(\text{kN/m}^2)$ 의 추정조건은 모든 것을 대표할 수 있는 방법이 아니므로 표준관입시험 결과를 이용한 지반의 변형계수 추정하는 또 다른 방법을 표 2와 같이 제시하였다.

Schmertmann(1970)은 실트에서 자갈에 이르기까지 흙의 종류별 N값을 이용하여 변형계수를 추정할 수 있도록 표 3과 같은 경험식을 제안하였다.

표 3. 흙의 종류별 $E_o(\text{kN/m}^2)$ (Schmertmann, 1970)

흙의 종류	$E_o/N (\text{kN/m}^2)$
실트, 모래질 실트	400
가는모래, 약간 굵은 모래	700
굵은 모래	1,000
모래질 자갈, 자갈	1,200~1,500

3. 현장 개요 및 지반조건

3.1 현장 개요

본 논문의 고찰구간은 동해남부선(부산~울산) 복선전철 O공구 구간으로 총연장이 7km655이며, 본선고가 교량은 4km855로 총 연장 중 약 63%가 교량으로 구성되었다. 본선고가의 교대 및 교각 구조물은 총 169기로 계획하였으며, 하부기초형식은 도심지내 상·하선의 일체시공을 원활하게 하기 위해 직경 $\phi 3,000\text{mm}$ 의 대구경 단일현장타설말뚝으로 계획되었다.

3.2 지반분석

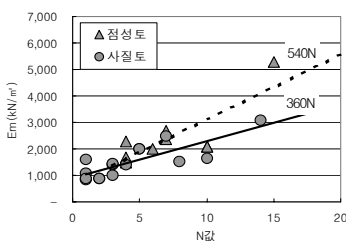
지반조건으로 기반암은 암산암질암과 화강암류가 분포하며 동태단층과 기생단층들이 발달하고 있다. 시점부는 풍화대의 발달로 인해 지층기복이 심하고 기반암이 깊게 분포하고 있으며 종점부는 하천주변에 퇴적층(점성토)은 발달하였으나, 풍화대가 발달하지 않아 기반암이 비교적 낮게 분포하는 특성을 보이고 있다.

3.2.1 공내재하시험

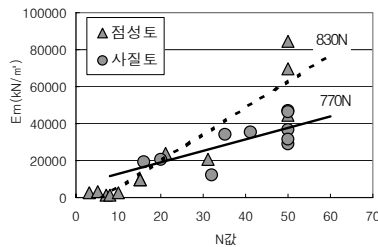
본 고찰에서는 수평지반반력계수 산정시 지반탄성계수의 신뢰성을 높이기 위해 보링공내에서 지층상태에 따라 각각의 공내재하시험[LLT(11회), PMT(33회), GMT(4)]을 총 48회 수행하였다. 또한 지층별로 연경도 및 상대밀도에 따라 공내재하시험을 수행하였다. 지층별 변형계수와 N값과의 상관관계는 그림 1과 같다. 지층별 공내재하시험결과를 살펴보면 퇴적층은 (360~540)N, 풍화토층은 (770~830)N으로 Schmertmann이 제안한 상관관계와 유사하나 풍화암은 일본도로공단의 2,800N보다 크게 상회하는 4,200N으로 분석되었다.

표 4. 연경도 및 상대밀도를 고려한 지층별 공내재하시험

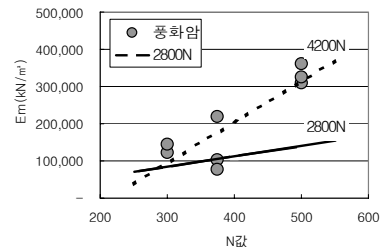
퇴적토				풍화토				풍화암		기반암	
점성토			사질토	점토		모래		풍화암		기반암	
$N < 4$	$4 < N < 10$	$10 < N$	$4 < N < 10$	$N < 50$	$N < 50$	$N < 50$	$50 < N$	화강암류	안산암류	화강암	안산암
5회	2회	1회	3회	2회	2회	3회	4회	5회	3회	5회	5회



(a) 퇴적토



(b) 풍화토



(c) 풍화암

그림 1. 지층별 공내재하시험 결과

4. 수치해석방법

4.1 p-y 곡선

Reese(1986)는 p-y 곡선을 이용하여 다양한 지반에 수평하중을 받는 말뚝주변의 지반응답을 모델화 하였

다. Reese는 그림 2와 같이 초기 평형상태에서 말뚝주변에 균형적인 응력이 분포되지만 말뚝변형이 발생하는 불균형적인 수평하중을 받는다면 말뚝의 후면부는 응력이 감소하고 전면부는 증가하게 되는 p-y곡선 모델을 제시하였다. 그림 3은 Reese의 p-y 곡선을 이용한 말뚝-지반 모델을 보여주고 있다.

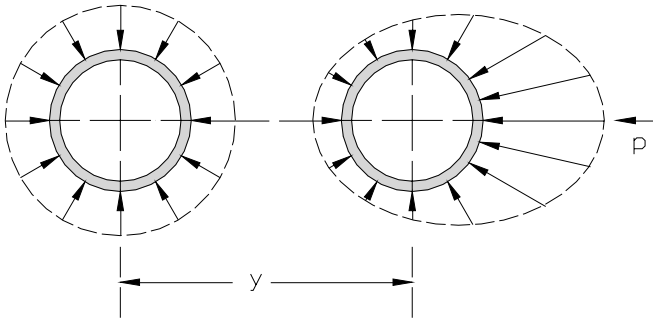


그림 2. p-y 곡선의 정의

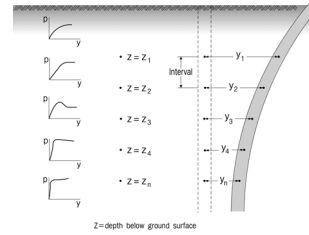


그림 3. 말뚝 - 지반 모델

4.1.2 유한차분해석 프로그램

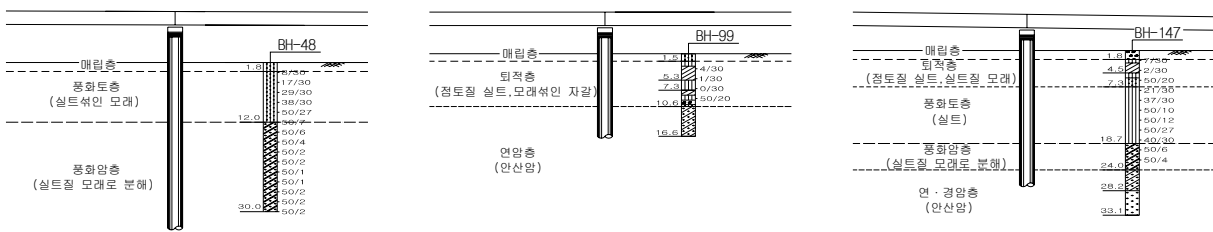
본 고찰에 사용한 유한차분해석 프로그램인 L-pile Ver. 3.0(1997)은 Reese의 p-y 분석법을 이용하여 말뚝과 지반 시스템의 거동을 대표하는 프로그램으로 Lymon C. Reese 및 Shin Tower Wang등에 의해 개발되었다. 특징으로 다층지반 해석, 다양한 말뚝경계조건, cyclic loading 적용이 가능하며 심도에 따른 변위, 모멘트, 전단력 및 지반반력등의 output 생성이 가능하다.

5. 수평방향 변위 검토

본 고찰에서는 수평지반반력계수의 산정방법(공내재하시험, 경험식)에 따라 말뚝의 수평방향 변위도 좌우되며, 또한 지층구성상태에 따라 민감한 거동특성을 보이므로 풍화대가 깊은 지반, 퇴적층이 얇고 기반암이 조기 출현하는 지반, 퇴적층-풍화대-기반암이 분포하는 3가지 지반조건에 대하여 해석을 수행하였다.

5.1 지층 개요

본 연구의 고찰된 3가지 조건에 대한 상세한 지층분포특성은 그림 4와 같다. (a) 단면은 풍화토 및 풍화암이 지표면하 33.4m까지 매우 깊게 분포하고 있으며, (b) 단면은 퇴적층의 두께가 약 10m이며 그 하부에 연암이 출현하고 있다. 또한, (c) 단면은 퇴적층(7.3m)-풍화대(7.3~24m)-기반암 순으로 분포하고 있다.



(a) 풍화대가 깊은 경우

(b) 기반암이 얇은 경우

(c) 지층이 복잡한 경우

그림 4. 수치해석에 적용된 지층단면

5.2 말뚝제원 및 작용 하중

본 연구의 하부기초는 대구경 현장타설말뚝으로 현재까지 국내 설계 및 시공사례가 미비하고, 최근의 강재 비용의 상승과 해상에 하중규모가 큰 대규모 특수교량이 다수 계획되고 있어 향후 하부기초형식으로 적용성이 확대될 것을 판단된다. 본 고찰에 적용된 현장타설말뚝의 제원 및 하중규모는 표 5~6과 같다.

표 5. 대구경 현장타설말뚝 제원

말뚝직경(m)	탄성계수(MPa)	단면2차 모멘트(m ⁴)	단면적(m ²)
3.0	2.5×10 ⁴	4.0×10 ⁻⁴	0.07

표 6. 교각 상부에 작용하는 하중

단면	연직력(kN/분)	수평력(kN/분)	모멘트(kN·m/분)	교각길이(m)
(a)	18,674	469	497	6.9
(b)	22,532	6,032	-32,787	5.1
(c)	22,535	6,032	-32,787	3.9

5.3 수평지반반력계수 산정 결과

본 연구에서 수평지반반력계수는 퇴적토, 풍화토, 풍화암, 기반암(연암)에 대해 산정하였으며, 풍화토와 풍화암은 동일분류법에 따라 조립토와 세립토에 대하여 상대밀도에 따라 산정하였다.

그림 5는 세립토로 구성된 퇴적토의 수평지반반력계수 산정 결과를 살펴보면, 연경도와 관계없이 Hukuoka의 제안식이 가장 과대평가되는 경향을 보이고 있으며, 철도설계기준과 공내재하시험에 의한 결과치는 거의 유사한 경향을 보이고 있다. 또한, 그림 1에서 세립토의 지반탄성계수와 N값의 상관관계가 540N(kN/m²)임을 고려할 때 2800N(kN/m²)으로 추정된 수평지반반력계수는 약 5배 이상 과대평가되는 경향을 보이고 있다.

그림 6의 조립토로 구성된 퇴적토의 수평지반반력계수도 세립토와 유사하게 Hukuoka 제안식과 2800N(kN/m²)으로 추정치가 가장 과대평가되는 경향을 보이고 있다. 조립토로 구성된 퇴적토의 지반변형계수와 상대밀도에 따른 N값과의 상관관계가 400N~700N(kN/m²)으로 Schmertmann 제안치와 거의 유사하기 때문에 수평지반반력계수도 거의 유사하게 산출되는 경향을 띠는 것으로 알 수 있다.

그림 7~8은 지반이 조밀한 잔류토(풍화토 및 풍화암)일 경우, 원위치에서 지반탄성계수가 증가하므로 Schmertmann과 공내재하시험의 변형계수로부터 추정된 수평지반반력계수도 증가하는 경향을 띠고 있다. 특히, Hukuoka에 의한 수평지반반력계수의 제안식은 비교식들보다 감소하는 경향을 띠고 있다. 이와 같은 수평지반반력계수의 감소특성은 풍화토보다 풍화암에서 더욱 뚜렷한 특성을 보이고 있다.

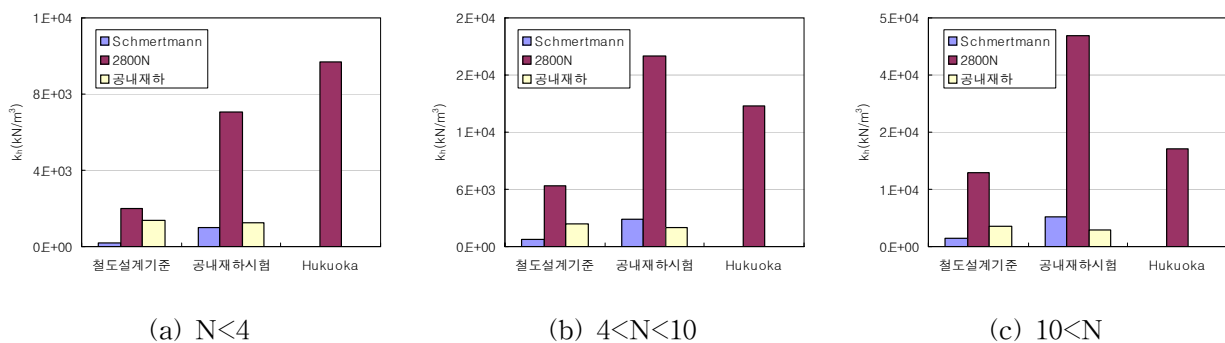
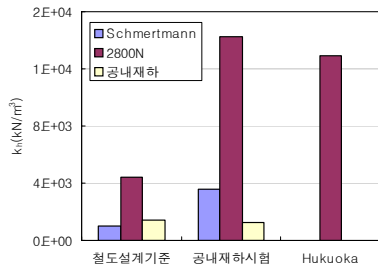
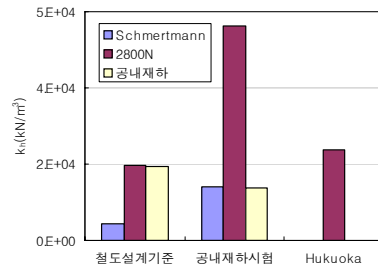


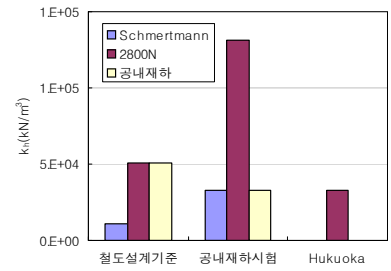
그림 5. 세립토로 구성된 퇴적토



(a) $10 > N$

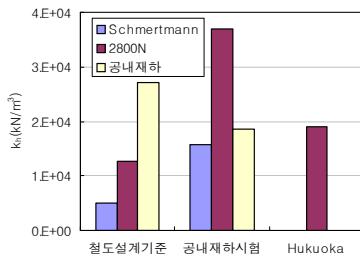


(b) $10 < N < 30$

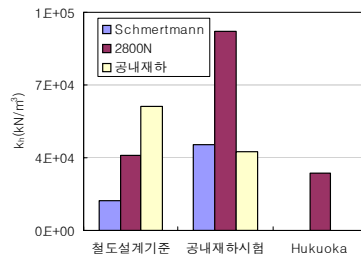


(c) $30 < N < 50$

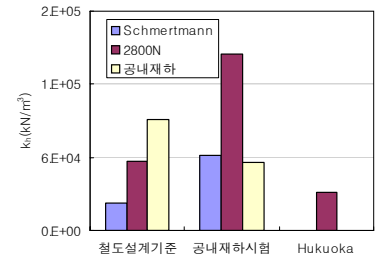
그림 6. 조립토로 구성된 퇴적토



(a) $30 > N$

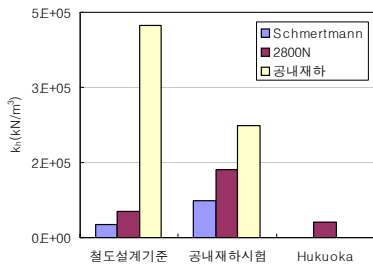


(b) $30 < N < 50$

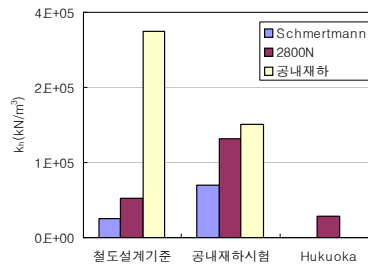


(c) $50 < N$

그림 7. 풍화토



(a) 모암이 화강암



(b) 모암이 안산암

그림 8. 풍화암

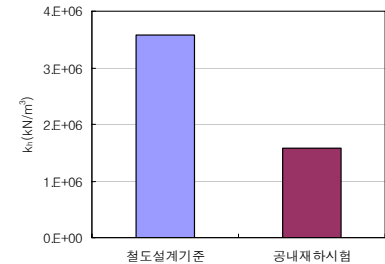


그림 9. 연암

그림 5~8에서 각종 제안식에 의해 세립토와 잔류토의 수평지반반력계수를 살펴보면, Hukuoka의 제안식은 세립토에서 과대평가되나 풍화토에서는 거의 유사하며, 풍화암에서는 과소평가되는 경향을 띠고 있다. 또한, Schmertmann 제안식은 2,800N과 공내재하시험치의 결과보다 과소평가되는 특성을 보이고 있다.

철도설계기준에 제시된 수평지반반력계수를 살펴보면, 퇴적토에서는 Schmertmann < 공내재하시험 < 2,800N의 경향을 보인다. 이는 국내에 분포하는 퇴적토가 전반적으로 느슨한 상태로서 N값과 변형계수의 상관관계가 300N~500N의 범위로 Schmertmann의 제안식과 거의 유사하나 철도설계기준에서는 보링공내에서 측정된 변형계수 산정시 추정계수(a)를 평상시 4를 적용하도록 규정되어 공내재하시험에 의한 추정치가 Schmertmann보다 4배 가량 크게 산출되었다. 풍화토 및 풍화암에서 수평지반반력계수는 퇴적토와 상이하게 Schmertmann < 2,800N < 공내재하시험의 순서를 보이고 있다. 이는 N값과 변형계수의 상관관계가 770N~4,200N으로 시방서에 제시된 변형계수 추정계수(a=4)를 적용할 때 변형계수는 3,080N~16,800N의 값을 보이므로 보링공내에서 측정된 변형계수로 추정한 수평지반반력계수가 가장 큰 특성을 보이고 있다.

따라서, 각종 설계에서 수평지반반력계수 산정시 맹목적인 제안식을 사용하지 말고 흙의 생성기원, 연경도 및 상대밀도, 풍화상태를 고려한 제안식을 적용하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

5.5 유한차분해석에 의한 수평변위 분석

5.5.1 풍화대가 깊은 경우(a단면)

풍화대가 깊은 a단면은 그림 4에서와 같이 현장타설말뚝의 지지층을 풍화암으로 계획하였다. 상부의 풍화토는 12m의 층후로 N값이 8/30~50/27로 느슨~매우 조밀한 특성을 보이고 있으며, 그 아래 풍화암은 모암이 화강암으로 N값이 50/7~50/1로 매우 조밀한 특성을 띠고 있다.

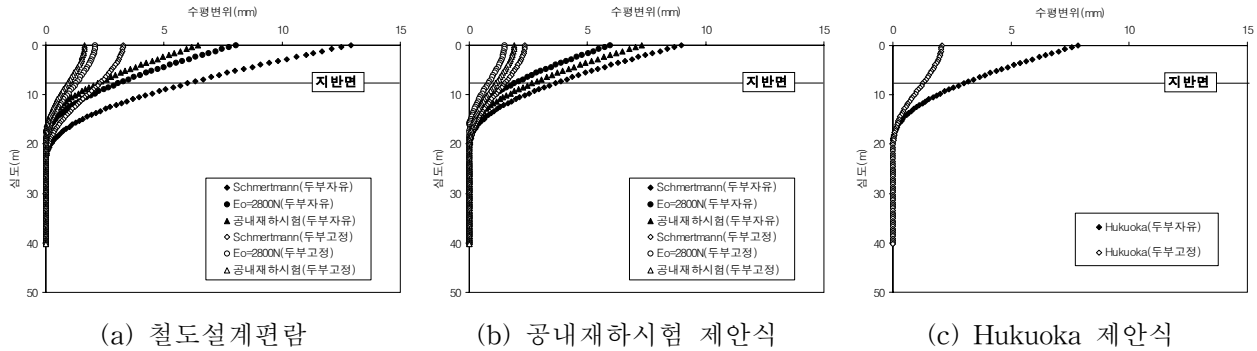


그림 10. 풍화대가 깊은 경우(a단면) 수평변위 해석 결과

유한차분해석에 의한 수평변위는 말뚝두부자유시 2.55~6.65mm이며, 말뚝두부고정시 0.915~2.44mm로 전체적으로 유사한 경향을 띠고 있다. 이는 말뚝변위 발생시 변위에 저항하는 말뚝특성치에 해당하는 지층이 상부 풍화토층으로 그림 7에서 산정한 수평지반반력계수의 크기와 반비례관계를 보이고 있다.

철도설계기준으로 말뚝부두 자유조건에서 수평변위는 공내재하시험(2.55mm)<2,800N(3.51mm)<Schmertmann(6.55mm) 순으로 최소치와 최대값은 2.5배 정도를 보이고 있다.

5.5.2 기반암이 얇은 경우(b단면)

b단면은 상부에 실트로 구성된 퇴적층이 층후가 10.6m로 N값이 0/30~4/30으로 매우 연약한 상태로 분포하며, 그 하부에 연암(안산암)이 TCR/RQD가 87~100/38~50%로 분포하고 있다. 연암의 일축압축강도는 14~33Mpa로 다소 풍화된 상태를 보이고 있다.

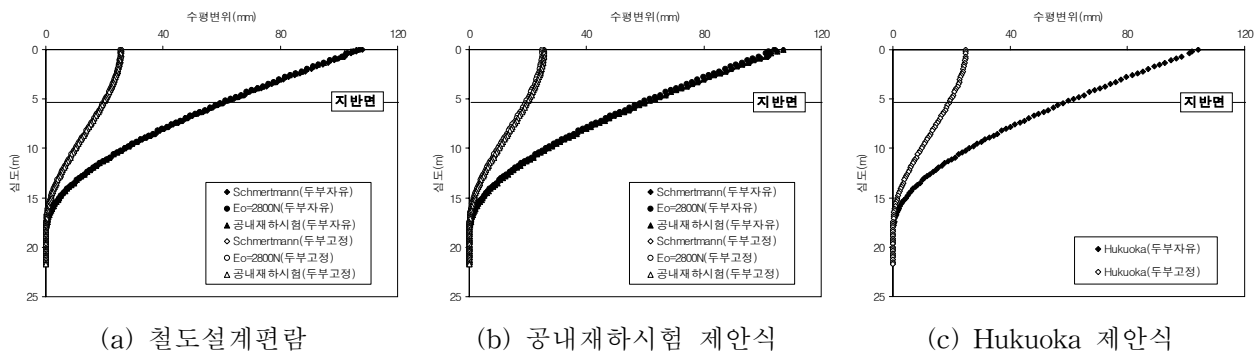


그림 11. 기반암이 얇은 경우(b단면) 수평변위 해석 결과

p-y 모델에 의해 유한차분해석결과, 상부에 연약층이 약 10m로 두껍게 분포함에도 불구하고 각종 제안식에 따른 수평변위는 말뚝두부자유시 59.8~62.4mm, 말뚝두부고정시 19.5~20mm로 거의 유사한 경향을 보이고 있다. 이는 말뚝길이가 짧고(L=18m) 연암에 근입된 경우, 말뚝의 수평변위는 말뚝특성치에 해당하는 상부 지층의 영향은 거의 미비하고 암반에 근입(socket)된 말뚝거동에 크게 지배된다는 사실을 알 수 있다.

5.5.3 복합지층이 분포하는 경우(c단면)

c단면은 말뚝(L=31m)의 근입층이 퇴적층(7.3m) - 풍화토(11.4m) - 풍화암(5.3m) - 연암(3m) 순으로 복합 지층을 이루고 있다. 수평하중이 작용할 때 수평저항을 유발하는 지층이 퇴적층과 풍화토(N<50)로 말뚝부두 자유시 수평변위가 58.2~102mm이며 말뚝부두고정시 19~36.1mm로 약 30% 감소되었다. 특히, 그림 5~7에서 Schmertmann에 의한 수평지반반력계수가 다른 제안식보다 상당히 과소평가되기 때문에 그림 12에서는 가장 큰 수평변위가 발생한 것으로 판단된다. 또한, 기반암이 조기 출현하는 b단면과 달리 말뚝길이가 긴 경우 기반암에 근입(socket)되어도 수평변위에 미치는 영향은 미비하다는 사실을 알 수 있다.

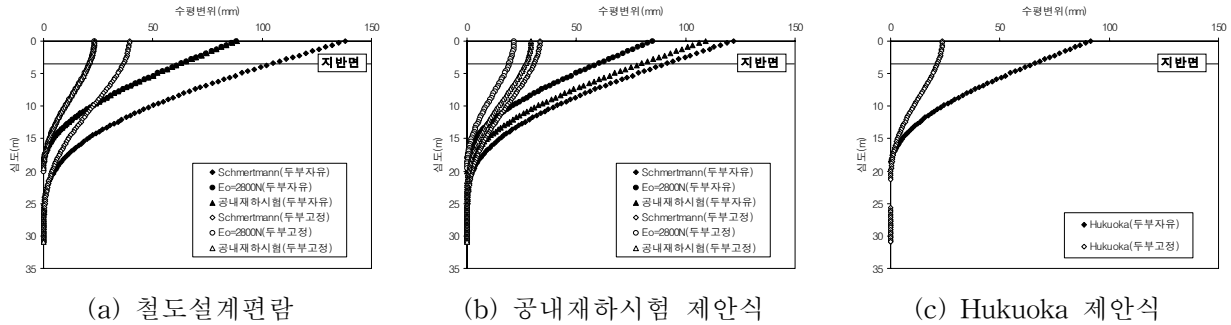


그림 12. 복합지층이 분포하는 경우(c단면) 수평변위 해석 결과

5. 결론

국내 지방서에서 제안한 지반탄성계수와 수평지반반력계수를 추정하고 다양한 지층조건에 대한 말뚝의 수평변위를 해석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 공내재하시험과 지층별 N치와 지반탄성계수의 상관관계는 세립토와 풍화토는 400N~800N으로 Schmertmann 제안식과 유사하였으나, 풍화암은 4,200N으로 상당히 과대평가되는 경향을 보였다.
- (2) 퇴적토에서 수평지반반력계수는 Schmertmann < 공내재하시험 < 2,800N의 순을 보였으나, 풍화토~풍화암에서는 Schmertmann < 2,800N < 공내재하시험의 순서를 보였다. 이는 풍화토~풍화암에서 N값과 변형계수의 상관관계가 770N~4,200N으로 보링공내에서 측정된 변형계수를 이용할 때 추정계수(a) 4를 적용하기 때문에 공내재하시험 결과가 가장 크게 산정되었다.
- (3) 말뚝길이가 길고 지지층이 토사인 경우 수평변위는 수평지반반력계수의 크기에 반비례하는 경향을 보인다. 하지만, 기반암이 조기출현하고 말뚝길이가 짧은 경우는 상부지층의 영향은 미비하고 기반암의 근입(socket)된 말뚝거동에 크게 지배되었다.
- (4) 설계에서 수평지반반력계수를 산정할 때 공내재하시험과 말뚝의 수평재하시험을 이용하면 시간적, 경제적인 손실이 크다. 따라서, 간편하게 N값을 이용할 때는 흙의 종류, 연경도 및 상대밀도, 풍화상태를 고려하여 합리적인 제안식을 선별하여 적용하는 것이 바람직한 것으로 판단되며, 향후 다양한 현장에서 말뚝의 수평재하시험을 통해 이에 대한 연구가 계속 이루어져야 할 것이다.

참고문헌

1. 대한토목학회(2004), “ 건설교통부제정 철도설계기준(철도교편)” pp.527~528.
2. 이송, 이장덕, 김태훈(2001), “수평력을 받는 말뚝의 지반반력계수 평가”, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회지, 제21권, 제4-C호, pp.352-353.
3. Reese, L.C et. al(1997), A Program for the analysis of Piles and Drilled Shafts under Lateral Loads, Ensoft Inc.