

# 말뚝의 횡방향 지지력 설계방안



전 경 수

한국도로공사  
초장대교량 사업단 사무국장



김 낙 영

한국도로공사 도로교통연구원  
연구개발실 수석연구원  
(ab6317@hanmail.net)

## 1. 서론

내진 설계, 교대 등 횡방향 하중을 많이 받는 경우 말뚝 횡방향 지지력 설계는 말뚝의 수량을 결정하는 중요한 요인이 된다. 기초의 설계는 상부 구조에서 발생하는 작용력에 대하여 말뚝 자체가 구조적으로 안전해야 하며, 지반의 지지력이 상부구조에서 발생하는 하중에 충분히 저항할 수 있어야 한다. 특히 횡방향 거동은 비선형 거동을 보이고 있어 뚜렷한 파괴점을 찾는 것이 매우 어려우나 과거 횡방향 거동을 선형으로 예측하거나 뚜렷한 파괴점에 대하여 안전율을 적용하여 횡방향 지지력을 구하려는 설계법을 아직도 고수하여 국내 설계수준의 발전이 없고 지나치게 보수적인 설계를 수행하고 있는 것이 현실이다. 이를 개선하기 위하여 횡방향 이론에 대한 올바른 이해에 바탕을 두어 말뚝의 횡방향 설계를 수행해야하며, 합리적인 설계를 위하여는 말뚝 자체의 파괴하중은 상부하중을 고려한 말뚝 몸체에 대한 안정성으로 검토되어야 하며, 특히

설계를 좌우하는 핵심인자인 횡방향 변위는 말뚝과 지반의 상호작용을 고려하여 검토해야 한다.

## 2. 말뚝의 횡방향 해석 이론

말뚝의 횡방향 지지력을 구하는 이론은 토압론에 근거하여 말뚝의 극한지지력을 구할 수 있는 Brinch Hansen의 방법(1961) 및 Broms의 방법(1964) 등이 있으며, 작용하중에 대한 말뚝의 변위관계를 구할 수 있는 지반반력법 및 탄성법 등이 있다. Brinch Hansen의 방법(1961)은 단말뚝에 대하여만 적용할 수 있다는 단점이 있으나, 총상의 지반에 대해 내부마찰각과 점착력을 모두 고려할 수 있다는 장점도 있다. Broms의 방법(1964)은 사질토 및 점성토에 대하여만 적용할 수 있으며, 장말뚝 및 단말뚝에 대하여 극한 하중을 구할 수 있다. 대표적인 지반반력법으로는 p-y 해석법을 들 수 있으며, 지반의 각 층에 대한 성질을 고

려할 수 있고 지반의 비선형성도 고려할 수 있다. 탄성법은 지반반력법에서 고려할 수 없는 지반의 연속성을 고려하여 지반을 탄성연속체로 가정하고 말뚝의 거동을 해석하는 방법이다. Brinch Hansen 및 Broms 방법은 말뚝 재료의 항복하중이나 지반의 파괴 하중만을 고려하여 유도한 평형방정식으로 횡방향 지지력을 산출하는 방법으로 하중에 따른 말뚝의 변위를 예측할 수 없으며, 지반의 파괴하중도 기준에 따라 달라질 수 있으나 이를 무시하고 있으며, 상부 구조물에 따라 변위를 고려하여 설계해야하는 경우에 적용할 수 없는 단점이 있다.

### 2.1. Broms(1964) 방법

Prakash(1962)는 말뚝 두부에 작용하는 횡방향 하중에 의해 말뚝 몸체에 작용하는 최대 횡방향 토압은 Rankine 토압이론으로 구한 값의 2~3배에 이른다는 것을 밝혔으며, 이를 근거로 Broms(1964)는 파괴시 발생하는 토압은 그림 1과 같이 Rankine의 수동토압의 3배와 같고 횡방향 토압은 말뚝의 모양과 무관하다고 가정하였다. Broms는 말뚝의 단위길이당 가정한 지반의 지지력 P를 식 (2.1)와 같이 제안하였다.

$$P = 3D \gamma z K_p \quad (2.1)$$

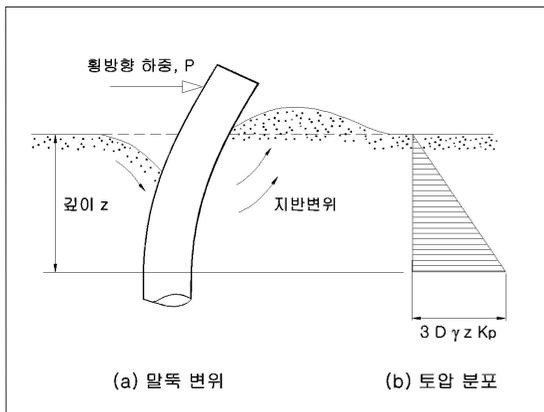


그림 1. 횡방향 하중을 받는 말뚝의 변위 및 토압분포 (Broms, 1964)

여기서, P: 횡방향 극한 지지력

D: 말뚝의 직경

$\gamma$ : 흙의 단위중량

z: 심도

$K_p$ : Rankine의 수동토압계수

### 2.1.1 두부자유 장말뚝

그림 2에서와 같이 최대 모멘트 지점인 f에서 소성힌지가 발생한다고 가정하여 횡방향 하중과 말뚝에서 발생하는 최대모멘트( $M_{max}$ )와의 관계를 식 (2.2)과 같이 제안하였고, 말뚝에 축방향 하중이 작용하지 않는 경우에는 말뚝이 소성변형을 일으키는 항복모멘트( $M_{yield}$ )와 횡방향 하중과의 관계를 식 (2.3), (2.4)와 같이 제시하였다.

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{P}{\gamma D K_p}} \quad (2.2)$$

$$M_{max}^{pos} = P(e + 0.67f) + Qa \quad (2.3)$$

$$P = \frac{M_{yield}}{e + 0.54 \sqrt{\frac{P}{\gamma D K_p}}} \quad (2.4)$$

### 2.1.2 두부고정 장말뚝

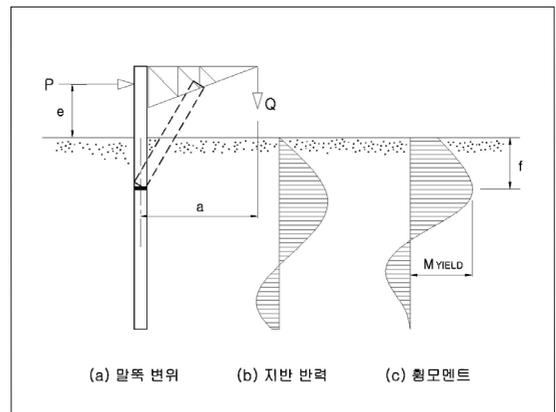


그림 2. 두부 자유 장말뚝 거동 (Broms, 1964)

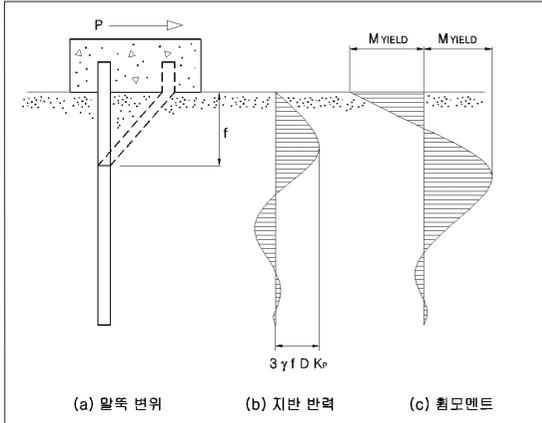


그림 3. 두부 고정 장말뚝 거동 (Broms, 1964)

그림 3은 두부가 고정된 장말뚝의 거동을 도시한 것으로 2개의 소성힌지가 발생하는 것을 알 수 있다. 지표면 아래 f 깊이와 최대 부의 모멘트가 작용하는 말뚝 두부 바닥면에서 말뚝단면의 항복응력에 도달할 때 소성힌지가 발생한다. 최대 모멘트 작용점(f)과 횡방향 하중(P)은 식(2.5)와 (2.6)과 같이 구할 수 있다.

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{P}{\gamma DK_p}} \quad (2.5)$$

$$P = \frac{M_{yield}^{pos} + M_{yield}^{neg}}{e + 0.54 \sqrt{\frac{P}{\gamma} DK_p}} = \frac{2M_{yield}}{e + 0.54 \sqrt{\frac{P}{\gamma} DK_p}} \quad (2.6)$$

## 2.2 Chang의 방법

Chang(1937)은 지반의 탄성계수를 일정한 것으로 가정하여 말뚝의 거동을 예측하는 관계식을 제안하였으며, 이 방법은 도로교설계기준의 방법이기도 하다. Chang(1937)이 제안한 횡방향 거동 예측이론의 가정은 다음과 같다.

1. 말뚝의 상단이 고정될 수 있도록 기초에 충분히 관입되어 있다.

2. 말뚝은 무한히 길다.
  3. 지반의 탄성계수는 깊이에 대하여 일정하다.
  4. 수동토압 p는 변위에 비례한다. ( $p = -E_s y$ )
- 가정 4에서 다음과 같은 미분방정식을 구할 수 있다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = p = -E_s y$$

윗식에서  $\beta = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$  라 하면 일반해는 다음과 같다.

$$y = e^{\beta x} (A \cos \beta x + B \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x)$$

여기서  $x = \infty$  일 때  $y = 0$ 인 조건을 대입하면 A와 B는 0이어야만 하므로 y는 다음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$y = e^{-\beta x} (C \cos \beta x + D \sin \beta x) \quad (2.7)$$

위에서  $\beta$ 는 원전에서  $\sqrt[4]{\frac{E_s}{4EI}}$  이며, 여기서  $E_s$ 는 지반의 탄성계수이다. 도로교 표준 시방서(1996)에서는 Chang의 방법을 이용하여 말뚝의 횡방향 거동에 관한 관계식을 제안하였으며, 다만  $\beta$ 값만을 다음과 같이 가정하였다.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}} \quad (2.8)$$

여기서,  $k_H = a \frac{E_0}{30} \left( \frac{\sqrt{D/\beta}}{30} \right)^{-3/4}$  이고 a값은 표 2.1과 같이 변형계수를 구하는 각 시험법에 따라 달라진다.

두부가 자유단인 경우 말뚝에 작용하는 횡방향 하중과 변위와의 관계는 식 (2.9)와 같다.

$$y = \frac{(1 + \beta e)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} P \quad (2.9)$$

### 2.3 p-y 해석법

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (2.10)$$

일명 p-y해석법은 지반반력법의 일종으로 지반의 거동을 비선형으로 묘사할 수 있는 것이 가장 큰 장점이다. 지배방정식은 식 (2.10)과 같다.

지반반력은 지반의 심도, 재하면적 및 모양, 전단강도 그리고 하중반복횟수 등에 따라 다르다. 그림 4 및 5는 이러한 가정을 토대로 하여 구한 말뚝의 변위 및 각

표 1. 변형계수(E0)와 a값(도로교 표준 시방서, 1996)

각 시험법에 의한 변형계수(E0) (kg/cm <sup>2</sup> )	a(평상시)
지름 30cm의 강체원판에 의한 평판재하시험을 반복시킨 곡선에서 구한 변형계수의 1/2	1
보링공 내에서 측정된 변형계수	4
1축 또는 3축 압축시험에서 구한 변형계수	4
표준관입시험의 N값에서 E0=28N으로 추정된 변형계수	1

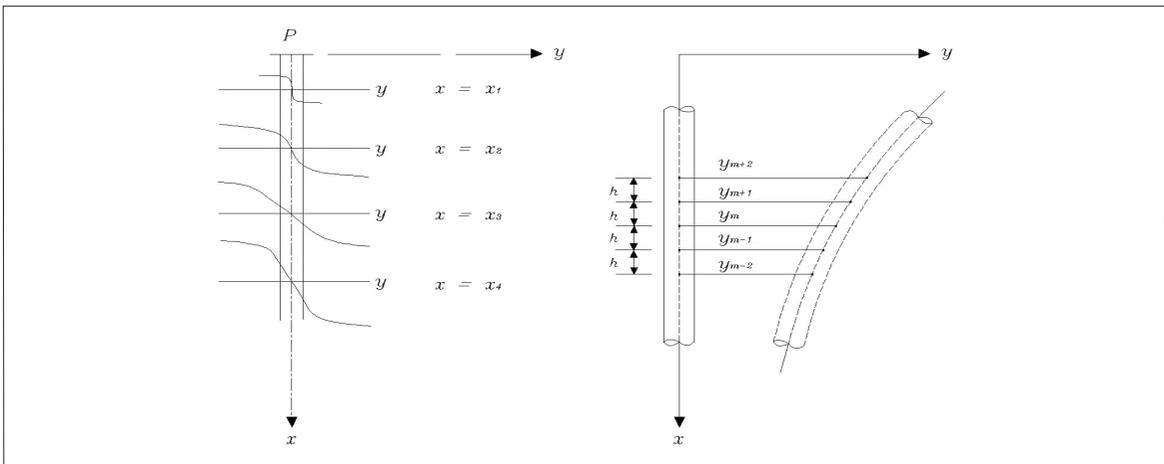


그림 4. 각 깊이별 p-y곡선 및 말뚝변위(Reese, 1977)

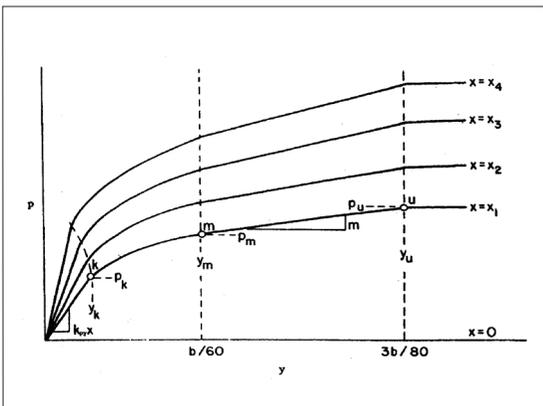


그림 5. 사질토지반의 대표적인 p-y 곡선

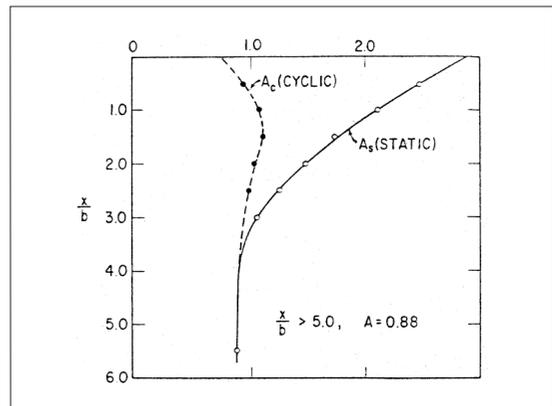


그림 6. 극한 지반지지력과 깊이 관련 계수(Reese, 1977)

깊이별 p-y곡선을 보여주고 있다. 지반의 심도별 지반반력계수의 변화 및 횡방향 변위에 따라 변하는 비선형관계를 모사할 수 있다. 또한 그림 6과 같이 반복 하중으로 인한 지지력변화를 모사할 수 있어 동적하중으로 발생하는 횡방향 지지력 감소현상에 대한 모사가 가능하다.

### 3. 재하시험결과와 비교

#### 3.1 재하시험 곡선을 통한 말뚝의 극한 하중

횡방향 재하시험은 말뚝의 휨강성 및 지반의 지지력에 영향을 받으며, 말뚝의 변위와 지지력은 그림 7 및 8과 같이 말뚝의 재질의 종류에 관계없이 비선형 거동을 한다. 그림 7은 약 40mm 까지 재하시험을 한 경우로 횡방향 하중을 제거하여도 잔류 변형이 약 5~12mm 정도로 말뚝 재질이 파괴되지 않았음을 알 수 있으며, 그림 8은 직경 1m의 단일 현장타설말뚝을 지상 4m에서 극한 하중까지 재하하여 말뚝을 파괴시킨 경우로 약 90mm이후에 말뚝이 파손되었음을 알 수 있으며, 말뚝이 파손되기 위하여는 직경의 약 10%의 변위가 발생한 것을 알 수 있다. 따라서 도로교설계기준의 15mm 또는 말뚝 직경의 1% 기준은 말뚝의 횡방향 변위를 선형으로 예측하는 Chang(1937)의 방법의 한계를 극복하기 위한 매우 보수적인 기준임을 알 수 있다.

#### 3.2 횡방향 허용하중

횡방향 지지력 산정기준은 McNulty(1956)가 제안한 6.4mm 기준과 도로교 설계기준에서 제안한 15mm 또는 직경의 1% 중 작은 값을 선정하는 기준중 국내에서는 도로교 설계기준을 적용하고 있다. 그러나 이러한 기준은 모두 횡방향 말뚝의 비선형 거동을 예측하지 못하고 선형 예측으로 인한 한계를 극복하기 위한 기준으로 보수적인 예측 결과를 보여주고 있다. 또한 AASHTO에서 제안하고 있는 38mm 기준도 적용가능한 기준임을 알 수 있다. 그림 9 및 그림 10은 재하시험과 도로교 설계기준 및 p-y 해석 방법을 비교한 것을 보여주고 있으며, 도로교 설계기준은 지반의 탄성계수를 7N으로 가정하고 구한  $\beta_2$ 를 이용하여 구한 예측치가 재하시험 결과에 비하여 보수적인 결과를 나타내고 있음을 알 수 있고, p-y 해석은 말뚝 두부의 변위에 관계없이 보수적인 결과를 나타내고 있음을 알 수 있다. 이는 신뢰도기반 설계시 p-y 해석을 하는 경우 저항계수를 1로 사용하는 것이 타당하다는 것을 보여주는 것이다. Broms(1964) 방법을 적용하는 경우 금강대교 현장은 11.7t, 서해대교 현장은 13.1t의 극한 하중을 구할 수 있었으며, 여기에 국내에서 통상 적용하는 안전율 3을 적용하는 경우 허용하중이 금강대교 현장은 3.9ton, 서해대교현장은 4.4ton으로 나타나고 있어 기존의 방법중에서 가장 보수적인 결과를 보여주고 있다. 이를 요약하면 표 2와 같다.

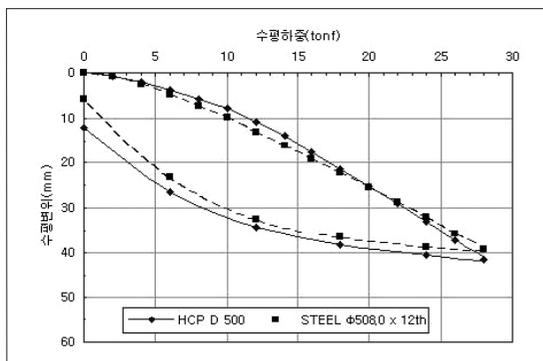


그림 7. 말뚝의 횡방향 시험 결과(이장덕, 2009)

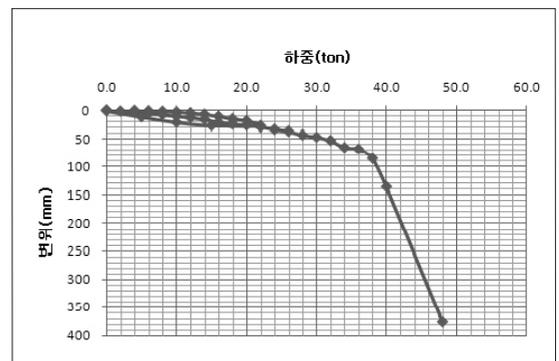


그림 8. 현장타설말뚝 횡방향재하시험 결과(전경수,2009)

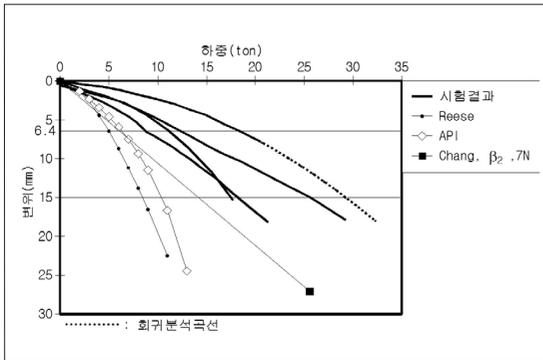


그림 9. 재하시험 및 예측결과 (금강대교)(전경수, 2000)

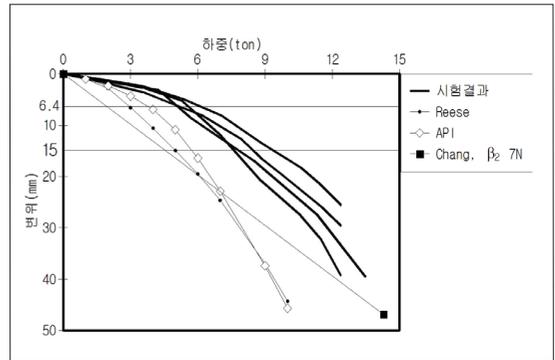


그림 10. 재하시험 및 예측결과 (서해대교)(전경수,2000)

표 2. 재하시험 및 예측결과 비교(15mm 변위기준)

(단위: ton)

구분	시험결과 (평균)	p-y해석		Chang(1937)의 방법 (E=7N적용)	Broms (1964) 방법
		Reese	API		
금강대교	22.6	7.9(35%)	10.1(45%)	14.0(62%)	3.9(17%)
서해대교	8.4	5.0(56%)	5.3(63%)	4.5(54%)	4.4(52%)

## 4. 말뚝 횡방향 설계를 위한 제한

### 4.1 횡방향 지지력 산정

기초의 안정성은 상부구조물에 유해한 피해를 주지 않을 정도의 변위내에서 결정되어야 한다. 지층은 깊이가 깊어질수록 강성이 커지는 것이 일반적이므로 연직지지력의 경우 연약한 지층에 근접되는 경우 이외에는 지지력이 확보되면 대부분 지층의 침하량은 허용치 내에 존재한다. 이러한 이유에서 도로교 설계기준(1996)에서는 연직방향의 침하량이 검토항목에서 제외하고 있다. 말뚝의 횡방향 변위는 상부 토층의 강성에 의해 지지력이 크게 좌우되며 횡방향 변위는 말뚝의 파괴 수준까지 도달하지 않아도 상부구조물에 유해한 영향을 줄 수 있다. 따라서 말뚝의 하중-변위에 대한 정보를 주지않는 Broms(1964) 방법은 구조적으로 분명한 해를 쉽게 제시한다는 장점은 있으나 변위에 대한 정보를 제시하지 않고 매우 보수적인 값을 제시하고 있어 말뚝의 횡방향 설계시에는 피해야할 방법이다. Chang(1937)의 방법은 하중-변위관계를 선형으

로 제시한다는 단점이 있으나 지반의 탄성계수를 합리적으로 예측하고 일정한 변위범위내에서 적용할 수 있다. 시간영역의 내진 설계시 지반의 스프링을 구할 때 유용하게 사용될 수 있으며, 상부에 연약지반이 존재하여 변위가 크게 발생하는 경우에는 스프링 계수 산정시 별도의 검토가 필요하다. p-y 해석 방법은 변위에 관계없이 실제 거동과 유사한 거동을 예측하므로 발생한 변위에 대한 구조적 안정성을 검토하면 합리적인 값을 제시하고 있으므로 국내 설계에서도 이 방법을 적용하는 것이 바람직하다고 판단된다. 이는 일본 이외의 대부분 선진국에서 말뚝의 횡방향 설계시 p-y 해석을 적용하는 이유이기도 하다.

### 4.2 횡방향 변위 기준

상부 구조물의 하중을 지지하는 말뚝은 말뚝의 두부인 연결부에서 최대 모멘트가 발생하므로 말뚝의 재료적 파괴에 대한 안정성은 말뚝 두부에서 검토하고, 횡방향 지지력은 작용하중에 대한 변위를 예측하여 상부구조물의 안정성을 검토해야 한다. 도로교 설계기

준에서는 말뚝의 두부변위를 15mm 또는 말뚝직경의 1% 중 큰 값을 제시하고 있으나, 이는 말뚝의 횡방향 변위를 직선으로 예측하는 문제점을 보완하기 위하여 경험적으로 제시한 기준으로 다양한 형식의 기초 설계를 제한하는 원인이 되고 있다. 특히 푸팅을 시공하지 않고 말뚝과 기둥부위를 연속시공하는 단일 현장타설말뚝의 경우 말뚝부와 기둥부에서 큰 강성차이 없이 연성거동을 하므로 말뚝 및 푸팅을 시공하는 경우를 고려하여 작성된 도로교설계기준을 적용하는 것은 타당하지 않으며,  $p-y$  해석과 같은 방법으로 변위를 예측하고 이 추가 변위를 고려하여 상부의 하중과 함께 구한 최대 모멘트가 부재의 허용치내에 있다면 구조적으로 안정한 것으로 설계할 수 있다. 푸팅을 사용한 경우에도 말뚝의 변위를  $p-y$  해석을 통하여 구하고 상세한 구조해석을 수행하지 않는다면 AASHTO설계기준인 38mm를 적용할 수 있다고 판단된다.

## 5. 결론

선진국은 현재 신뢰도 기반 설계기준에 의해 중요 구조물 설계를 수행하고 있으나, 국내에 말뚝의 횡방향 설계는 구조적인 거동에 대한 이해를 통한 합리적인 설계보다는 모든 규정을 만족해야 제3자에게 지적받지 않는다는 보수적인 자세에서 Broms(1964) 방법과 같은 방법이 아직도 설계시 적용되고 있다. 이러한 설계관행은 기초의 지나친 과다 설계를 유도해 예산낭비는 물론 국외 진출시 경쟁력 상실의 원인이 되기도 한다. 횡방향 설계시에는 다양한 층상의 지반의 공학적 성질을 고려할 수 있으며, 말뚝의 비선형 거동에 대한 예측이 가능한  $p-y$  해석을 수행하는 것이 현재로써는 가장 합리적이라고 판단되며, 새로이 제정된 “도로교 설계기준 한계상태 설계법”에서도 횡방향 해석시  $p-y$  해석법을 제시하고 있으며, Broms(1964) 방법은 기술되어 있지 않다. 합리적인 구조물 기초 설계를 위하여는 지반 및 구조물의 거동 특성을 이해하는 설계가 되도록 노력해야 하며, 문구적 해석에 의한 설

계기준 적용이 아니라 구조물 거동과 예측식의 이론적 배경 이해에 바탕을 두어 설계를 수행하여야 국제적으로 경쟁력있는 설계를 할 수 있을 것이다.

## 참고 문헌

1. 전경수(2000), “풍화암에 근입된 현장타설말뚝의 연직 및 횡방향 지지거동 분석” 서울대학교 박사학위논문, pp129~132
2. 전경수 등(2009), “사각 프리스트레스트 말뚝기둥 일체형 교각 개발” 한국도로공사
3. American Petroleum Institute(1987), “Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms”, API Recommended Practice 2A(RP 2A), seventeenth Edition.
4. Broms, B. B.(1964), “Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.90, No. SM3, pp.123~156.
5. Chang, Y. L.(1937), “Discussion on Lateral Pile Loading Tests by Feagin”, Transaction. ASCE, pp.272~278.
6. Matlock, H. and Reese, L. C.(1960), “Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.86, No.SM 5, Proceeding. Paper 2626, pp.63~91.
7. Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D.(1974), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, Paper No.OTC 2080, Proceedings, fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, pp.474~483
8. Reese, L. C.(1975), “Analysis of Laterally Loaded Piles, Software Documentation”, Geotechnical Engineering Software Activity, Report No. D-75-7, University of Colorado Computing Center, Boulder, Colorado.
9. Reese, L. C. and Welch, R. C.(1975), “Laterally Loading of Deep Foundations in Stiff Clay”, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.101, No.GT.7, pp.633~649.