

앵커토류벽의 탄소성보 해석에 관한 연구

Beam on Elasto-Plastic Foundation Modeling of Tieback Walls

김 낙 경*

Kim, Nak-Kyung

Abstract

A beam on elasto-plastic foundation modeling of soldier pile and woodlagging tieback walls or anchored walls was developed and tested. An instrumented full scale tieback wall in sand was constructed at the National Geotechnical Experimentation Site located on Texas A&M University. The experimental earth pressure deflection relationship (p-y curves) was developed from the measurements. The construction sequence was simulated in the proposed method. The conceptual methodology of an anchored wall design was introduced by using the proposed method.

The proposed method was evaluated with the measurements of case histories in sand and clay. A parametric research was performed to study the most influencing factors for the proposed method. It is concluded that the proposed method represents a significant improvement on the prediction of bending moments and deflections of the properly designed walls.

요 지

앵커로 지지된 토류벽의 거동 해석기법에는 한계평형이론해석 (Limit Equilibrium Analysis), 유한요소해석 (Finite Element Analysis), 그리고 탄소성보 해석법 (Beam on Elasto-Plastic Foundation) 등이 있다. 이 중에서 탄소성보 해석법은 토류벽체의 변위, 휨모멘트, 토압분포 등을 구할 수 있고 유한요소해석에 비해 입력자료가 간편한 장점으로 인하여 널리 사용되어 왔다 (Haliburton, 1968.; Pfister 등., 1982; Briaud와 김 낙경, 1998).

탄소성보 해석법은 토류벽체를 탄성보로 모델링하고 지반을 탄소성 토압-변위 곡선 (Elasto-Plastic p-y Curve)으로 표시되는 스프링으로 모델링 하여 지반-토류벽 상호작용을 해석하는 기법이다. 그러므로 앵커토류벽의 탄소성보 해석법은 실제 거동을 모사할 수 있는 토압-변위 곡선의 구성 여부에 따라 그 해석 결과가 좌우된다.

본 논문에서는 미 국립토질시험장 (U.S. National Geotechnical experimentation Site)에서 시공된 앵커토류벽의 변위, 휨모멘트 측정자료로부터 Cubic Spline 함수를 이용하여 시공단계별로 토류벽에 작용하는 토압을 산정함으로써 토압-변위 곡선을 구성하였다. 구성된 토압-변위 곡선을 이용하여

* 정회원, 성균관대학교 공과대학 토목공학과 전임강사

탄소성 보해석을 실시하여 실측된 변위 및 휨모멘트와 비교함으로써 실험적인 토압-변위 곡선을 평가하고 시공단계를 적절히 고려할 수 있는 탄소성보 해석기법을 제안하였다.

Keywords : Earth pressure, Anchored wall, Tieback wall, Retaining wall, p-y curve, Beam on Elastic Foundation Model

1. 서 론

도심지 공사의 대부분은 건설용지 면적의 감소로 인하여 기존구조물에 근접하여 시공하거나 도심지의 굴착공사로 지하공간을 활용하고 있으며, 굴착면적의 대형화로 앵커로 지지된 토류구조물의 사용빈도가 많아지고 있다. 지반의 굴착으로 인하여 수반되는 주변지반의 변형이 과도할 경우 흙막이 벽체의 붕괴 또는 부분적인 파괴의 원인이 될 수 있다. 따라서 토류벽에 대한 거동예측 기법의 중요성이 대두되었고 많은 연구가 진행되어 왔다.

앵커흙막이 벽체의 거동에 대한 해석기법은 크게 한계평형이론해석, 탄소성 보해석 그리고 유한요소해석으로 분류할 수 있다. 한계평형이론은 흙막이벽체의 사면활동 파괴에 대한 안정성을 확보하기 위한 흙막이 벽체의 해석방법이며, 탄소성 보해석은 벽체와 배면지반과의 상호작용을 고려하고 지반을 탄소성의 지반반력 스프링으로 모델링하여 해석하는 기법이다 (Halliburton, 1968.; Pfister 등, 1982.; Briaud 와 Kim, 1998; 김낙경, 1998). 유한요소해석은 벽체의 거동 뿐만 아니라 지반의 변형 및 응력 상태를 파악할 수 있는 해석기법이다 (Clough 와 Tsui, 1974; Pfister 등, 1982; Finno, 1991; Whittle, 1993). 탄소성 보해석은 입력자료가 다른 해석기법보다 간단하고, 흙막이 벽체의 거동을 효과적으로 해석할 수 있는 장점으로 설계의 검토 및 해석에 널리 사용되고 있다.

2. 탄소성 보해석

탄성 지반위의 보해석 모델링은 Hetenyi (1946)에 의해 이론해가 제안된 바 있으며, 유한 차분법의 기술을 접목시키고, 지반을 탄소성

의 스프링으로 치환하여 탄소성 보해석 방법으로 발전하였다. 탄소성 지반위의 보의 거동에 관한 지배 방정식은 다음 식(1)에서와 같으며,

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} - p(y, z) = 0 \quad (1)$$

여기서, EI는 토류벽의 휨방향 강성, y는 수평변위, p는 수평반력(토압 또는 지지체의 하중)이다.

탄소성지반의 앵커토류벽을 횡방향 강성(EI)이 있는 일차원 요소로 분할한 후 각 절점에 토압-변위 곡선으로 표시되는 지반스프링을 그림 1에서와 같이 정착한다. 연속벽의 경우에는 단위 폭을 고려하여 해석하고, 엄지말뚝과 토류판공법에서는 앵커 간격에 작용하는 토압을 엄지말뚝이 저항하므로 굴착면 위에서는 앵커폭을 굴착면 아래는 엄지말뚝 플랜지 폭만을 고려하여 모델링한다. 대표적인 토압 변위곡선과 앵커의 하중 변위관계 곡선이 그림 2에 나타나있다.

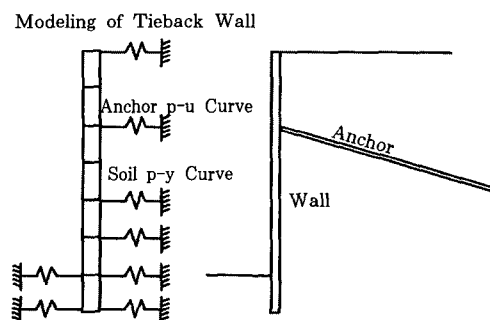


그림 1. 앵커토류벽의 탄소성보 해석 모델링

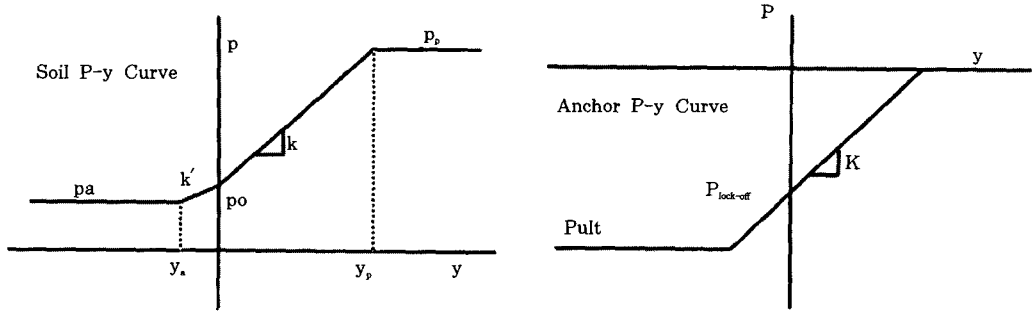


그림 2. 토압-변위곡선(p-y Curve) 및 앵커의 하중-변위곡선

3. 현장시험

사질토 지반에서 앵커로 구속된 토류벽의 거동을 연구하기 위하여 텍사스에이엔엠 대학에 소재한 미국 국립토질시험장에 계측기가 장착된 실험 크기의 앵커토류벽을 시공하였다 (Briaud와 김낙경, 1994). 현장 지반 조건이 그림 3에 나타나 있으며 앵커 토류벽의 단면이 그림 4에 표시되어 있다.

토류벽의 휨모멘트 측정을 위해 진동현식

변형율계(Geokon Model VSM-4000)를 엄지말쪽의 앞뒷면에 장착하였고, 수평변위를 측정하기 위하여 경사계(Geokon Model GK-601)를 엄지말쪽의 플랜지 뒤에 설치하였으며, 앵커의 하중은 진동현식 하중계(Geokon Mode 14900)를 앵커 두부에 설치하였다. 또한, 시공단계에 따른 토류벽체의 변위, 휨모멘트를 측정하여 그림 5에 표시하였다 (자세한 현장시험 결과는 참고문헌1을 참조).

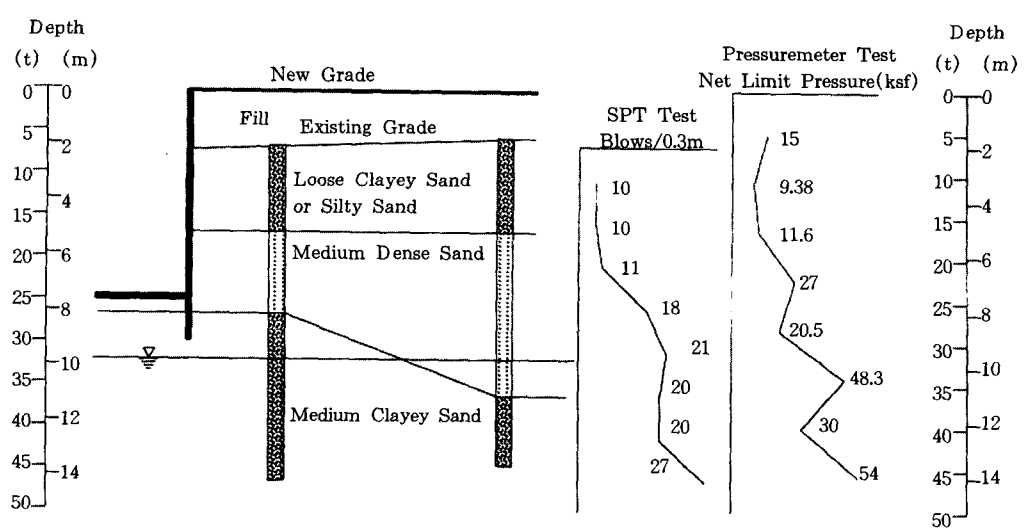


그림 3. 현장 지반조건

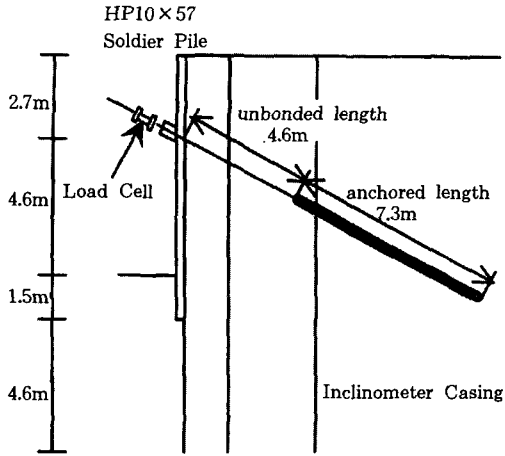


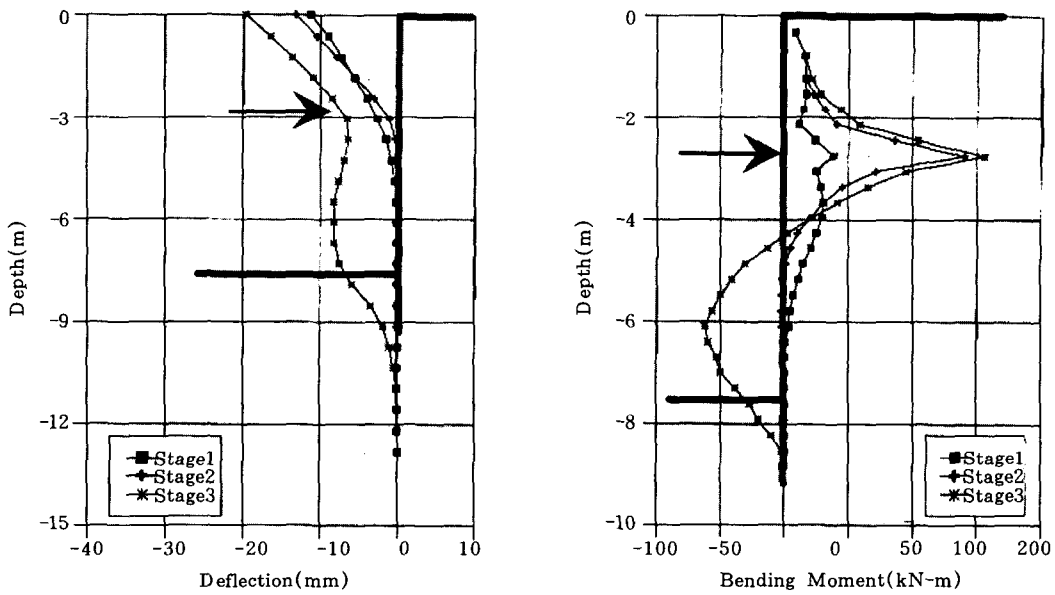
그림 4. 앵커 토류벽의 단면

4. Cubic Spline Interpolation을 이용하여 구한 토압분포

토류벽 배면에 작용하는 토압분포를 산정하기 위한 방법은 토압계를 설치하여 직접 구하거나 토류벽체의 휨모멘트를 측정하여 토압을 계산해내는 방법이 있다. 보 이론에서 휨모멘트와 토압 p 와의 관계는 식(2)와 같이 표시할 수 있다.

$$p = EI \frac{d^4 y}{dz^4} = EI \frac{d^2}{dz^2} \left(\frac{d^2 y}{dz^2} \right) = EI \frac{d^2}{dz^2} \left(\frac{M}{EI} \right) = \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (2)$$

여기서, M 은 휨모멘트, EI 는 토류벽의 횡방향 강성, p 는 토압, z 는 토류벽 상단으로 부터의 깊이, y 는 수평변위이다.



Note : Stage 1-3.1m 굴착
 Stage 2-2.7m에 앵커설치(유효긴장력:305kN)
 Stage 3-7.6m 최종굴착

그림 5. 일열 앵커토류벽의 변위 및 모멘트

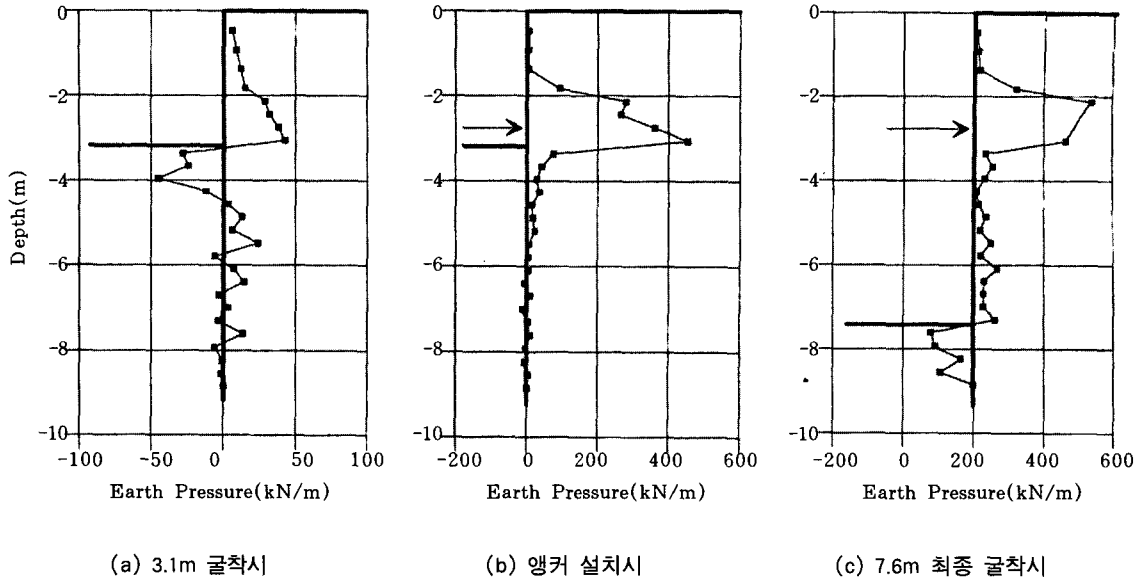


그림 6. 시공 단계별 토압 분포

한편, 실측된 휨모멘트 자료는 계측기의 파손, 온도의 영향, 국부적인 변형 기타 등의 이유로 연속적인 2차 미분 값을 구하기는 사실상 불가능하다. Cubic Spline 함수는 연속적인 1계, 2차 미분 값을 갖는 함수로서 실측된 휨모멘트 값에 적용하고 함수의 내삽값(Interpolant)을 구함으로서 실측 자료의 연속성을 확보하여 2차 미분값, 즉 토압을 계산해 낼 수 있다. 토류벽의 상단에서 부터 앵커까지와 앵커 하단부터 토류벽 근입부 선단까지 두 부분으로 분할하여 해석하였으며 IMSL 패키지의 Cubic Spline 함수 서브루틴을 이용하였다. 시공단계별로 앵커토류벽 배면에 작용하는 토압분포가 그림 6에 나타나있다 (여기서 토압은 앵커의 설치폭에 작용하는 토압의 합이다).

5. 토압 변위곡선의 구성

앵커 토류벽의 탄소성 보해석에 필요한 토

압-변위 곡선은 토류벽에 작용하는 주동토압, 정지토압, 수동토압, 그리고 수평지반반력계수로 구성된다. 토류벽 배면지반의 수평지반반력계수를 측정할 수 있으면 그림 7(a)에서와 같이 토압-변위 곡선을 구성할 수 있다. 그러나, 토류벽의 수평지반반력계수를 직접 측정할 수 있는 방법은 없으므로, 균질한 사질토지반에서 수평지반반력계수는 깊이에 따라 증가한다고 가정하면 배면 지반의 수평지반반력계수는 다음과 같다.

$$k_h = Cz \quad (\text{앵커하중 재하시}) \quad (3)$$

$$k'_h = C'z \quad (\text{굴착시}) \quad (4)$$

여기서, k_h 는 수평지반반력계수, C 는 비례상수, z 는 배면토 상부로부터의 깊이이다.

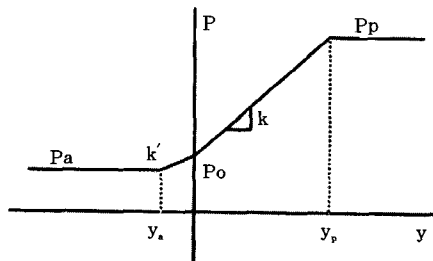
토압-변위 곡선은 주동토압, 정지토압, 그리고 수동토압으로 이루어져 있으므로 지반의 단위중량과 깊이 z 로 나누면, 그림 7(b)에서와 같이 주동토압계수 K_a , 수동토압계수 K_p , 정지토압계수 K_0 , 그리고 주동토압과 수동토압을 발휘하는 한계변위 y_a, y_p 로 구성된 곡선을 구

할 수 있다. 이와 같은 방법으로 계측데이터로부터 구한 토압과 변위를 이용하여 그림 8에서와 같이 정규화된 토압-변위 곡선을 구할 수 있다.

주동토압계수는 0.15가 측정되었으며, 이는 Rankine의 주동토압계수에 비해 작은 값이다. 이는 지반과 벽체사이의 마찰, 시험지반에 미소하게 존재하는 점착력, 그리고 지반의 아칭 효과에 의한 것으로 추정된다. 수동토압은 $K_p = 1/K_a$ 관계에 근거하여 수동토압계수 6.6을 사용하였다. 주동토압과 수동토압을 발휘하는 한계변위 y_a , y_p 는 역해석을 통하여 각각 1.3mm와 13mm를 사용하였다. 이에 따른 수평 지반반력계수는 다음과 같이 구할 수 있다.

$$k = \frac{(K_p - K_o)}{y_p} \gamma z \quad (\text{앵커하중 재하시}) \quad (5)$$

$$k' = \frac{(K_o - K_a)}{y_a} \gamma z \quad (\text{굴착시}) \quad (6)$$



Pa: active earth pressure
 Pp: passive earth pressure
 Po: at rest earth pressure
 k: horizontal subgrade modulus (loading)
 k': horizontal subgrade modulus (unloading)
 y_a: reference deflection for active earth pressure
 y_p: reference deflection for passive earth pressure

(a) 토압-변위 곡선

6. 토압-변위 곡선의 제안

앵커토류벽의 탄소성 보해석 모델링은 앞서 기술한 바와 같이 굴착면까지의 평면변형률 상태의 토압-변위 곡선과 굴착면 아래의 엄지말쪽에 대한 횡방향 p-y 곡선을 구성함으로써 수행한다. 사질토 지반에서의 토압-변위 곡선은 다음과 같다.

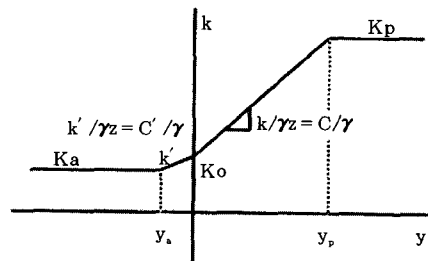
$$P_a = (K_a \sigma'_{ov} \cos \delta + u) b \quad (7)$$

$$P_o = ((1 - \sin \phi) \sqrt{OCR} \sigma'_{ov} + u) b \quad (8)$$

$$P_p = (K_p \sigma'_{ov} \cos \delta + u) b \quad (9)$$

$$y_a = 1.3 \text{ mm}, \quad y_p = 13 \text{ mm} \quad (10)$$

여기서, σ'_{ov} 는 깊이 z에서의 유효상재하중, K_a 는 Coulomb의 주동토압계수, K_p 는 Coulomb의 수동토압계수, OCR은 과압밀비, u는 간극수압, δ 는 벽체와 지반의 마찰각, b는 앵커의 설치간격이다.



Ka: active earth pressure coefficient
 Kp: passive earth pressure coefficient
 Ko: at rest earth pressure coefficient
 z: depth
 γ : unit weight of soil
 y_a: constant from eq.(8.1)
 y_p: constant from eq.(8.2)

(b) 정규화된 토압-변위 곡선

그림 7. 앵커토류벽의 토압-변위 곡선

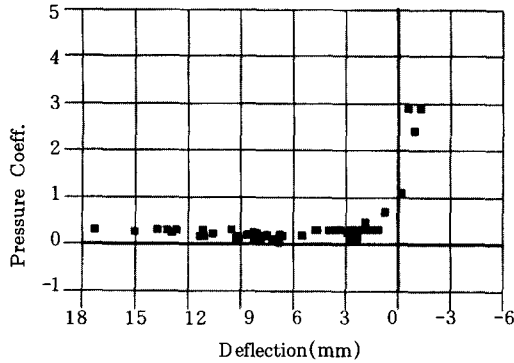


그림 8. 실측자료로부터 구한 정규 토압-변위 곡선

점성토 지반의 경우에는 유효응력법과 전응력법으로 구분하며 다음에서 제안된 식으로 토압-변위 곡선을 구성한다. 또한 주동토압과 수동토압을 발휘하는 한계변위는 시공사례로부터 역해석을 통하여 추정된 연구결과 (Briaud와 Kim, 1998)를 사용하였으며 표 1에서와 같다. (유효응력법 또는 장기거동 해석시)

$$P_a = (K_a \sigma'_{ov} - 2c\sqrt{K_a} + u)b \quad (11)$$

$$P_o = ((1 - \sin \phi)\sqrt{OCR}\sigma'_{ov} + u)b \quad (12)$$

$$P_p = (K_p \sigma'_{ov} + 2c\sqrt{K_p} + u)b \quad (13)$$

(전응력법 또는 단기거동 해석시)

$$P_a = (\sigma_{ov} - 2S_u)b \quad (14)$$

$$P_o = \sigma_{ov}b \quad (15)$$

$$P_p = (\sigma_{ov} + 2S_u)b \quad (16)$$

여기서, σ_{ov} 는 깊이 z 에서의 상재하중, K_a 는 Rankine의 주동토압계수, K_p 는 Rankine의 수동토압계수, S_u 는 비배수전단강도이다.

사질토지반에서 굴착면 아래의 횡방향 말뚝

의 p - y 곡선은 O' Neill과 Murchison (1983)이 제안한 곡선을 굴착을 고려하여 수정, 제안하였다.

$$P_{us} = (C_1 z + C_2 D)\sigma'_{ov} - (-1)^j K_a \sigma'_e b \quad (17)$$

$$P_{ud} = C_3 D \sigma'_{ov} - (-1)^j K_a \sigma'_v b \quad (18)$$

$$P = AP_u \tanh\left(\frac{kz}{AP_u} y\right) \quad (19)$$

$$A = 3 - 0.8 \frac{z}{D} \geq 0.9 \quad (20)$$

여기서, P_{us} 는 한계깊이보다 얇을때의 극한 반력, P_{ud} 는 한계깊이보다 깊을때의 극한 반력, k 는 횡방향지반반력계수, C_1 , C_2 , C_3 는 상수 (O' Neill과 Murchison, 1983), D 는 말뚝직경, σ'_{ov} 는 깊이 z 에서의 유효상재하중, K_a 는 Coulomb의 주동토압계수, σ'_e 는 굴착면에서의 유효상재하중, $j=1$ 굴착방향으로 거동시, $j=2$ 굴착배면 방향으로 거동시, b 는 말뚝직경이다.

앵커토류벽의 단단한 점성토지반에서 굴착면 아래의 횡방향 말뚝의 p - y 곡선은 Reese가 제안한 극한 반력을 이용하여 제안하였다. 한계변형 값은 시공사례로부터 역해석 기법을 이용하여 제안하였다. 극한반력 P_u 와 이때의 한계변형 y_c 는 다음과 같다.

$$P_{us} = A(\sigma_{ov} D + 2S_u D + 2.83S_u z) - (-1)^j P_e b \quad (21)$$

$$P_{ud} = 11AS_u D - (-1)^j P_e b \quad (22)$$

$$P_e = K_a \sigma'_e - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{유효응력 해석시}) \quad (23)$$

$$P_e = \sigma_e - 2S_u \quad (\text{전응력 해석시}) \quad (24)$$

$$y_c = 18\text{mm} \quad (\mathcal{L}_u < 200\text{kN/m}^2) \quad (25)$$

$$y_c = 13\text{mm} \quad (200 < \mathcal{L}_u < 400\text{kN/m}^2) \quad (26)$$

$$y_c = 2.5\text{mm} \quad (\mathcal{L}_u > 400\text{kN/m}^2) \quad (27)$$

표1. 점성토지반의 한계변위(Briaud와 Kim, 1998)

Reference Deflection	$S_u < 200\text{kN/m}^2$	$200 < S_u < 400\text{kN/m}^2$	$S_u > 400\text{kN/m}^2$
y_s (mm)	5	4	3
y_p (mm)	25	20	10

여기서, A는 깊이 $z=0$ 일 때 0.2이며, 0과 2D 사이에서는 0.5, 2D보다 깊은 경우는 1.0이다.

앵커의 하중-변위 곡선은 앵커의 극한 인발력과 자유장의 강성계수를 이용하여 구성한다. 앵커의 강성계수는 앵커체와 그라우트의 탈착 효과를 고려하여 다음 식(28)에서와 같이 제안하였다.

$$P_h = Ky_h = \left(\frac{AE}{L_u + \frac{1}{2}L_b} \right) y_h \quad (28)$$

여기서, P_h 는 앵커의 수평방향력, A는 앵커 강봉의 단면적, E는 앵커 인장재의 탄성계수, L_u 는 자유장, L_b 는 정착장, y_h 는 앵커 두부의 수평변위.

7. 시공단계의 모사기법

앵커토류벽의 시공단계는 굴착에 의한 하중 제거와 앵커의 선행하중에 의한 하중재하 단계로 구성되어 있다. 첫번째 단계에서는 그림 9의 A-B-C 경로를 따라 굴착이전의 정지토압 상태에서부터 주동 토압까지 작용한다. 두 번째 시공단계에서는 앵커의 선행하중이 가해지면 그림 9의 C-D-E 경로를 따라 거동하게 된다. 따라서 지반의 소성변형을 고려하기 위하여 두번째 단계의 토압-변위 곡선은 소성변형이 발생한 만큼 수정되어야 한다. 이때 소성 변형량을 오프셋이라하면, 각 시공단계마다 각 절점에서 오프셋 $y_{\text{off}}(i, j)$ 을 계산하여 다음 시공단계의 토압-변위 곡선에 반영하여야 한다. 다음 시공단계에 적용할 소성변형은 변위의 크기에 따라 아래와 같은 방법으로 구한다.

$$\text{If } y(i, j) > y_p(i, j), y_{\text{off}}(i, j) = y(i, j) - y_p(i, j) \quad (29)$$

$$\text{If } y_s(i, j) < y(i, j) < y_p(i, j), y_{\text{off}}(i, j) = 0 \quad (30)$$

$$\text{If } y(i, j) < y_s(i, j), y_{\text{off}}(i, j) = y(i, j) - y_s(i, j) \quad (31)$$

시공단계 (j+1)에서의 토압-변위 곡선은 시공단계 (j)에서 구한 소성변형량에 따라 한계 변위 y_s , y_o , y_p 를 다음과 같이 수정함으로써 구

할 수 있다.

$$y_s(i, j+1) = y_s(i, j) + y_{\text{off}}(i, j) \quad (32)$$

$$y_o(i, j+1) = y_o(i, j) + y_{\text{off}}(i, j) \quad (33)$$

$$y_p(i, j+1) = y_p(i, j) + y_{\text{off}}(i, j) \quad (34)$$

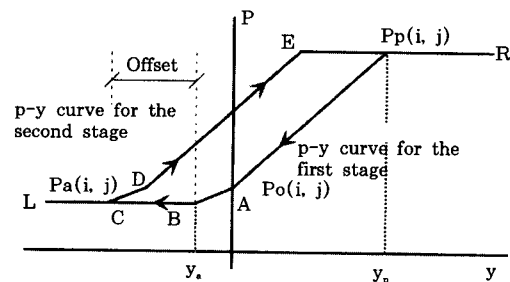


그림 9. 시공단계의 모사기법

시공단계를 적절히 고려하기 위해서는 비선형의 탄소성 보해석의 수렴-발산 조건에 부합하도록 시공단계가 모델링 되어야 한다. 굴착으로 발생하는 토압은 벽체의 강성, 근입부의 수동토압, 앵커의 긴장력에 의하여 평형을 이룬다. 각 반복단계에서의 수렴조건은 계산된 변위에 의한 지점반력과 토압-변위 곡선상의 토압의 크기가 수렴 경계값(0.3mm 정도)보다 작아야 한다.

$$\frac{P(y_n) - K_{n-1}^t y_{n-1} - P_{n-1}}{K_{n-1}^t y_{n-1} - P_{n-1}} < \epsilon \quad (35)$$

여기서, $P(y_n)$ 은 토압-변위 곡선상의 토압, K_{n-1}^t 는 $n-1$ 반복단계의 스프링 접선기울기, y_{n-1} 는 $n-1$ 반복단계의 변위, P_{n-1} 는 $n-1$ 반복단계의 토압이다.

수렴-발산 문제의 발생 원인은 첫째, 부적절한 모델링 기법을 사용할 때, 둘째, 굴착단계가 과도한 토압을 발생하여 과도한 변위로 인한 식(35)의 수렴조건을 만족시키지 못하는 경우이다. 이의 해결방안으로는 굴착단계를 작게 나누거나 접선 기울기가 연속적인 토압-변위

곡선을 사용할 수 있다.

8. 현장시험 계측결과 및 시공사례와의 비교

본 연구에서 제안된 탄소성 보해석기법을 검증하기 위하여 사질토 지반에 시공된 현장시험 계측결과와 비교하였다. 시공단계를 고려하여 해석한 결과와 시공단계를 고려하지 않은 경우에 대해 수평변위 그리고 휨모멘트 계측자료와 비교하여 그림 10에 표시하였다.

점성토 지반에 시공된 앵커토류벽의 경우에는 미국 오하이오주 리마시에 현장타설 말뚝과 토류판 공법으로 시공된 시험 결과를 인용하여 해석결과와 비교하였다 (Lockwood, 1988). 이 앵커토류벽은 높이가 8.2m인 현장타설 말뚝과 목재 토류판공법으로 시공되었고 지반조건은

매우 단단한 점성토로서 비배수 전단강도가 158kN/m^2 , 내부 마찰각이 35° , 점착력이 16.3kN/m^2 , 단위중량이 21.1kN/m^3 , 과압밀비 2.5이다. 현장타설 말뚝의 직경은 0.76m, 길이는 12.8m이며, 보강재로는 이중채널 C-15×33.9가 이용되었다. 굴착고는 8.2m, 앵커의 위치는 2.4m 및 4.9m, 경사각은 20° 로 설치되었다.

유효응력 해석법과 전응력 해석법으로 구한 수평변위를 실측치와 비교하여 그림 11에 표시하였다.

9. 매개분석 연구

앵커토류벽의 거동을 분석하기 위하여 본 연구에서 제안된 탄소성보 해석법을 사용하여 매개분석연구를 실시하였다. 점성토에 설치된 앵커토류벽의 매개분석 연구는 점토의 비배수

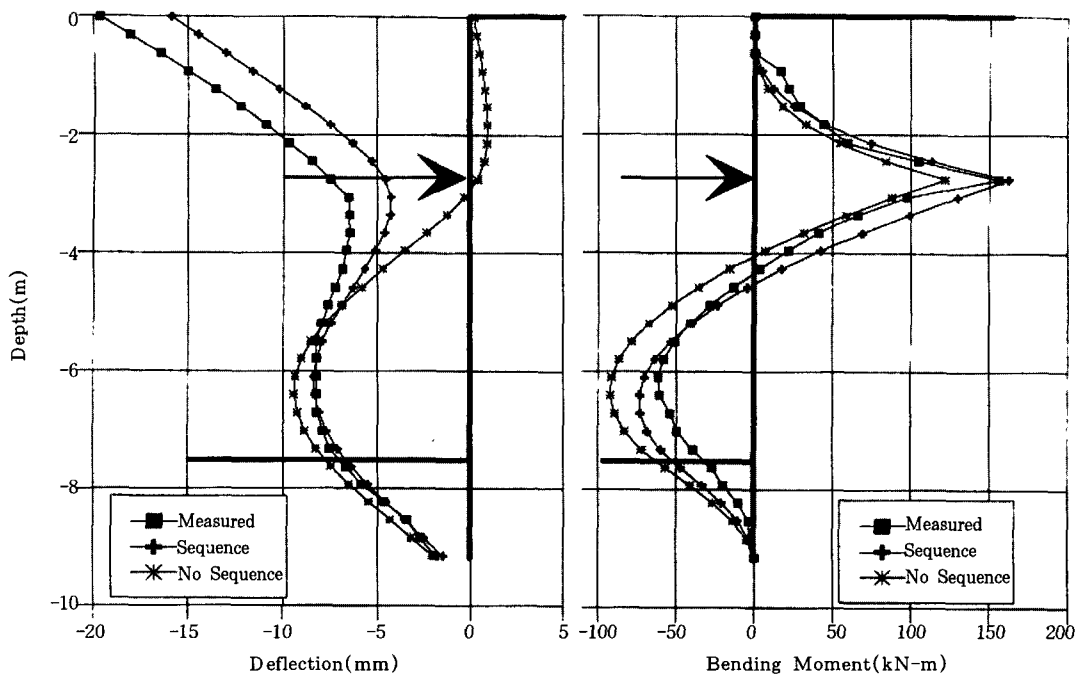


그림 10. 사질토 지반에 시공된 앵커토류벽의 해석결과와 실측치의 비교(굴착고:7.6m)

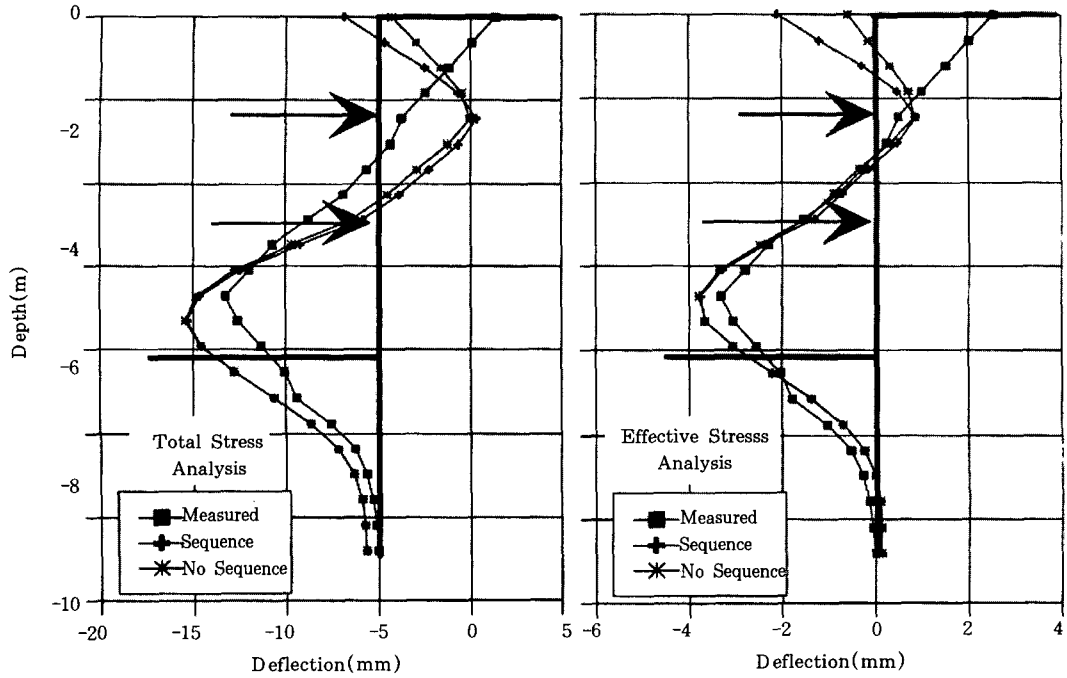


그림 11. 점성토 지반에 시공된 앵커토류벽의 해석결과와 실측치의 비교(굴착고:8.2m)

전단강도, 말뚝의 직경 등에 따라 그 경향이 일정하지 않은 결과를 얻었으며 따라서, 본 매개분석연구에서는 사질토에 얽지말뚝과 토류판 공법으로 시공된 앵커토류벽의 시공단계에 따라 해석을 실시하였다. 첫째, 무지보 굴착단계(그림 12), 둘째, 앵커의 설치(그림 13), 셋째, 앵커정착후 굴착단계(그림 14)로 구분하여 중간조밀 (흙의 내부마찰각 = 30°, 단위중량 = 18.1kN/m³, 흙과 벽체사이의 마찰각 = 15°) 및 조밀한 (흙의 내부마찰각 = 40°, 단위중량 = 20kN/m³, 흙과 벽체사이의 마찰각 = 20°) 상대밀도의 사질토 지반에 대하여 해석하였다. 굴착깊이에 따른 수평변위 발생경향에 대한 매개분석 연구를 수행하여 그 결과를 제시하였다.

본 매개분석 연구의 결론으로는 앵커토류벽의 수평변위는 시공 첫단계인 무지보 굴착깊이에 의하여 영향을 가장 크게 받으며, 앵커를

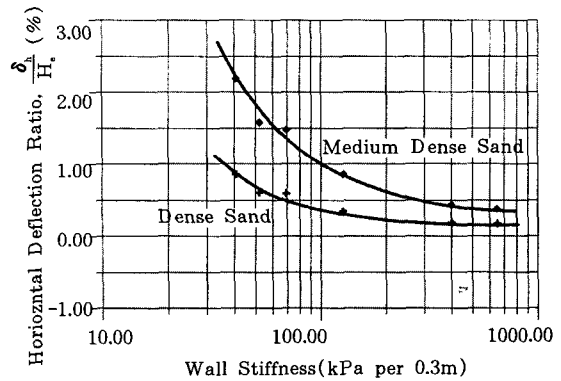


그림 12. 무지보 굴착단계의 벽체의 시스템 강성과 수평변위

설치한 후의 과굴착에 의한 영향은 상대적으로 작은 것으로 나타났다. 또한, 앵커 설치단계에서는 앵커의 선행하중으로 벽체의 변위를 제한하기 위해서는 벽체의 강성이 크거나 무지보

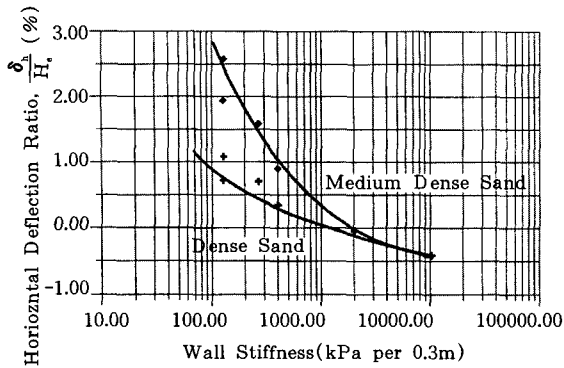


그림 13. 앵커설치 단계의 벽체의 시스템 강성과 수평 변위

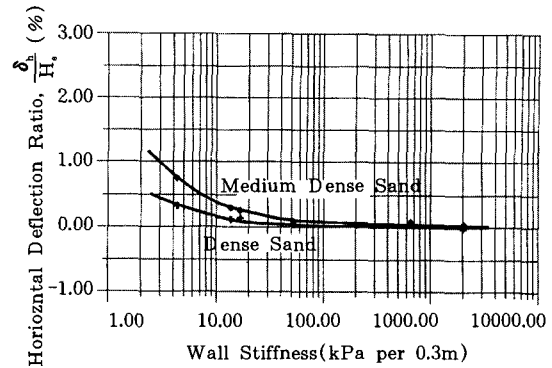


그림 14. 앵커설치후 과굴착단계의 벽체의 시스템 강성과 수평변위

굴착깊이가 적어야 한다는 것을 알 수 있다. 지반조건에 따른 앵커토류벽의 수평변위는 벽체의 시스템강성이 클수록 그 변화가 줄어드는 경향을 보이고 있다.

10. 결 론

본 연구에서는 앵커토류벽의 탄소성보 해석법에 관한 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1). 엄지말뚝과 토류판공법으로 시공된 앵커토류벽의 탄소성 보해석을 위한 토압-변위 곡선을 제안하였다. 굴착면 위에는 평면변형율의 토압-변위 곡선을 그리고 굴착면 아래에는 수평재하말뚝 p-y곡선을 수정, 제안하였다. 현장시험 결과와 시공사례분석을 통하여 해석법을 검증하였다.
- (2). 탄소성 보해석법을 이용한 시공단계 모사법을 제안하여 굴착단계에 따른 시공 단계를 해석할 수 있도록 하였다. 또한, 시공단계 모사를 위하여 토압-변위 곡선을 수정하는 모델링 기법을 제안하였다.
- (3). 탄소성 보법의 수렴-발산에 관한 기준

과 해결방법을 제시하였다. 탄소성 보 해석법은 비선형 반복계산을 하므로 정형적인 기준은 아니지만 탄소성의 토압-변위곡선으로 인하여 발생할 수 있는 발산문제를 제시하고 해결 방법의 방향을 제시하였다.

- (4). 매개분석 연구를 실시하여 앵커토류벽의 수평변위는 시공 첫단계인 무지보 굴착깊이에 의하여 영향을 가장 크게 받으며, 앵커를 설치한 후의 과굴착에 의한 영향은 상대적으로 작은 것을 확인하였으며 또한, 앵커 설치단계에서는 앵커의 선행하중으로 벽체의 변위를 제한하기 위해서는 벽체의 강성이 크거나 무지보 굴착깊이가 적어야 한다는 것을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 김 낙경 (1998), "Measured Performance of Tieback Walls in Sand", 한국지반공학회지, 제14권, 제3호.
2. Briaud, J.L. and Kim, Nak-Kyung (1998), "Beam-column Method for Tieback Walls", Proc. ASCE, J. of Geotechnical Eng., Vol.124, No.1, pp69-79.

3. Cheney, R.S. (1988), "Permanent Ground Anchors", Report to Federal Highway Administration, FHWA-DP-68-1R, Washington, D.C.
4. Clough, W.G. and Tsui, Y. (1974), "Performance of Tieback Walls in Clay", Proc. ASCE, J. of Geotechnical Eng., Vol.100, pp1259-1273.
5. Finno, R.J., Lawrence, S.A., Allawh, N.F., and Harahap, I.S. (1991), "Analysis of Performance of Pile Groups adjacent to Deep Excavation," J. of Geotechnical Eng., ASCE, 117(6), pp934-955.
6. Haliburton, T.A. (1968), "Numerical Analysis of Flexible Retaining Structures", Proc. ASCE, 94(SM3), pp1233-1251.
7. Hetenyi, M. (1946), "Beam on Elastic Foundations," Univ. of Michigan Press, Ann Arbor.
8. Kim, Nak-Kyung, and Briaud, J.L. (1994), "Beam-Column Method for Tieback Walls", Research Report to Schnabel Foundation and the Federal Highway Administration, Dept. of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas.
9. Lockwood, M.E. (1988), "Retention System Monitoring Demonstration Project No.68", Report to Dept. of Transportation, Cincinnati, Ohio.
10. O' Neill, M. W. and Murchison, J.M. (1983), "An Evaluation of p-y Relationship in Sands," Report No. GT-DF02-83, Dept. of Civil Eng., Univ. of Houston, Houston, Texas.
11. Pfister, P., Ever, G., Guillaud, M. and Davidson, R. (1982), "Permanent Ground Anchors, Soletanche Design Criteria", FHWA/RD-81/150, Federal Highway Adm., Washington, D.C.
12. Weatherby, D.E. (1982), "Tiebacks", Report to FHWA/RD-82/047, Federal Highway Adm., Washington, D.C.
13. Whittle, A.J., Hashash, Y.M. and Whitman R.V. (1993), "Analysis of a Deep Excavation in Boston," J. of Geotechnical Eng., ASCE, 119(1), pp69-90.

(접수일자 1998. 8. 5)