

타이백 억지토류벽에서 앵커 자유장 및 앵커하중의 크기와 벽체변위와의 상관성

A Relation between Anchor Unbonded Length, Anchor Loads, and Wall Deflection in Tieback Anchored Wall

임 유 진*
Lim, Yu-Jin

Abstract

An extensive investigation is performed to analyze the behavior of tieback anchored wall. Finite element method is used and several case histories are collected to investigate the relationship of wall deflection, anchor unbonded length, and anchor load. The finite element method can calculate wall deflection with changing the anchor unbonded length and the anchor load. Wall deflection normalized by excavation height can be related to anchor location so that it may produce a zone chart. It is found that a different chart showing the relation of the wall deflection, the anchor load, and anchor unbonded length can be constructed. It is necessary to collect more case histories considering soil conditions and to perform FE analysis extensively with changing bonded length to extend the capability of this relation chart into practice.

요 지

타이백 앵커 억지 토류벽의 거동을 분석하기위해 광범위한 현장계측자료를 조사하고 이중 한 현장에 대한 유한요소해석을 실시하였다. 특히, 임의 굴착깊이에 대한 벽체변위-앵커자유장-앵커긴장하중 사이의 상관성을 조사하였다. 유한요소해석은 앵커하중과 앵커자유장을 변화시키면서 벽체변위의 증감을 조사하기 위해 실시하였다. 굴착깊이로 정규화시킨 횡방향 벽체 변위와 앵커위치의 상관도를 작성하였으며 임의 굴착깊이에 대한 벽체변위-앵커자유장-앵커긴장하중 사이에 고유한 관계가 설정됨을 확인하였다. 차후 실무차원에서 이를 활용하기 위해서는 더 많은 현장계측자료의 집적과 유한요소해석의 추가적인 실시가 필요하다.

Keywords : Tieback anchor, Anchor unbonded length, Anchor load, Finite element analysis, Case histories

* 정회원, 배재대학교 공과대학 토목환경공학과 전임강사

1. 서론

타이백 앵커 토류벽의 설계는 일반적으로 Terzaghi와 Peck(1967) 등의 경험적인 토압 분포도를 이용해 앵커하중과 벽체 또는 엄지말쪽내의 휨모멘트를 계산하는 토압법을 이용해 수행되어 왔다. 최근 국내에서는 탄소성보법 또는 beam-column 방법 등으로 통칭되는 해석 또는 설계법이 보편화되고 있다. 유한차분법 등을 이용하는 이 방법들은 토압 다이어그램법이 산출할 수 없는 벽체변위와 개선된 휨모멘트를 제공하지만, mass movement를 고려할 수 없는 1차원 해석의 한계로 인해 휨모멘트 만큼의 신뢰성있는 벽체변위를 산출하지 못한다 (Briaud and Lim, 1999).

타이백 역지 토류벽의 벽체변위는, 벽체면의 토압으로 인한 벽체의 휨변형에 의해서만 발생하는 것이 아니고 앵커체 자체의 토체내에서의 미끄러짐, 벽체하부 지반지지력 부족에 의한 침하, 그리고 짧은 앵커자유장으로 인한 앵커체와 전면벽체의 굴착부로의 이동(밀립) 등 여러 가지 요인에 의해 발생할 수 있다. 따라서 정밀한 벽체변위의 계산을 위해서는 앵커체와 벽체를 모두 포함한 전체구조물의 해석이 필요하다. 앵커 역지토류벽의 거동에 영향을 미칠 수 있는 여러 가지 영향인자는 다음과 같다(그림 1.): 첫열 앵커깊이, 벽체의 휨강성(EI), 벽체타설깊이(Dp), 앵커자유장(Lu), 앵커정착장(Lb) 및 앵커긴장하중의 크기 등이다.

현재의 국내 설계관행은 대부분 소요의 앵커깊이를 산정하는데 치중해 왔고 앵커하중의 크기는 대부분 굴착완료 후의 최종토압을 기초로 하여 띠장에 걸리는 토압을 이용해 산정해 왔다. 그러나 이 둘 인자 사이의 상관성은 주목대상이 되질 못하였다. 이에 착안하여 앵커자유장-앵커하중-벽체변위의 상관성을 조사하였으며 조사방법으로는 습득 가능한 현장계측자료와 유한요소해석 결과를 이용하였다. 기존의 1차원해석법에서는 앵커정착부의 위치와 앵커하중의 크기를 동시에

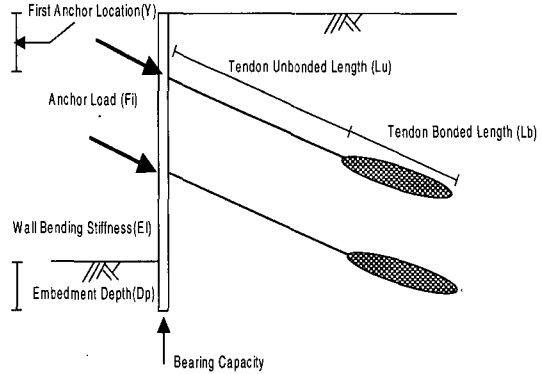


그림 1. 앵커역지 토류벽의 거동에 미치는 영향인자

고려하기에는 여러 난점이 있으므로, 유한요소해석을 실시해 앵커체의 위치에 따라서 토류벽체의 변위가 과연 크게 영향을 받는지를 검토하고 이와 더불어 앵커길이를 증가시키에 따라 앵커하중의 크기를 줄일 수 있는지를 검토하였다.

2. 흙 및 구조체의 모델링

해석에 사용된 유한요소해석 프로그램은 상용의 범용 프로그램인 ABAQUS(H.K.S., 1992, 1999)를 사용하였다. 모든 해석은 사질토 지반에 타설된 타이백 앵커 벽체에 한하여 수행하였으며 Seed와 Duncan (1984)의 수정 Hyperbolic 모델을 사용자 정의 서브루틴(User defined subroutine)으로서 코딩하고 본 프로그램에 삽입, 해석을 수행하였다. 본 절에서는 이미 본 모델에 대한 인식이 보편화되어 있으므로 모델자체에 대한 설명은 생략하고, Hyperbolic 모델의 최종 개선 부분만 간략히 언급한다.

Duncan의 Hyperbolic 모델은 일련의 수많은 선형스텝으로 구성된 준 비선형 모델로서 각 하중스텝은 탄성파라미터 E와 ν 로 Hooke의 법칙을 따르도록 되어있다. 따라서 증분형 Hooke의 법칙을 이용한 Duncan의 모델은 식 (1)과 같이 쓸 수 있다.

$$d\sigma_{ij} = \frac{E_t}{1 + \nu_t} d\varepsilon_{ij} + \frac{\nu_t E_t}{(1 + \nu_t)(1 - 2\nu_t)} d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (1)$$

여기서 $d\sigma_{ij}$ 와 $d\varepsilon_{ij}$ 는 각각 응력 및 변형을 증분이며 E_t 는 접선탄성계수, ν_t 는 접선 포아송 비이다. 각 정수에 관한 정의 및 사용된 값의 자세한 설명은 Seed and Duncan(1984)와 임(1998)을 참조하기 바란다.

Seed와 Duncan(1984)은 접선포아송계수 ν_t 가 하한치 이상을 갖도록하여 구속응력과 응력수준이 작을 때 횡방향응력이 과소평가되는 기존 Hyperbolic모델의 단점을 보완하였다. 이는 체적변형계수 B_t 의 한계값을 정함으로써 가능하다. 이들에 의하면 B_t 값의 하한치는 다음과 같이 제안된다.

$$B_{min} = \frac{E_t}{3} \left(\frac{2 - \sin \phi}{\sin \phi} \right) \quad (2)$$

식(2)는 포아송비가 실제로 $K_0/(K_0+1)$ 이상이 되도록 해주는 효과를 가지며 아울러 유한요소내에서 계산된 구속응력이 작을 경우 발생하는, 횡토폰의 크기를 과소평가되는 것을 방지한다. 또한 기존 모델에서 채택하고 있는 제하-재재하 과정(unloading-reloading)과 재하과정(primary loading)의 구분기준을 응력수준 기준에서 응력상태(stress state)기준으로 수정하였다. 응력상태는 기존의 응력수준에 구속응력을 고려한 식으로서 다음과 같이 표현된다.

$$SS = SL \sqrt[4]{\left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)} \quad (3)$$

여기서 응력수준(SL)은 파괴시의 축차응력($\sigma_1 - \sigma_3$)_f에 대한 현재의 축차응력비로 표시된다.

엄지말뚝과 같은 일반 구조체는 본 프로그램의

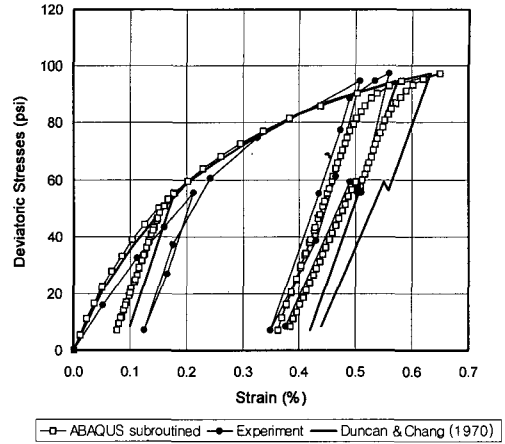


그림 2. 복잡한 하중을 받을 때의 느슨한 실리카질 모래에 대한 응력-변형률 곡선

라이브리에서 탄성모델을 선택해 사용하였다. 다만 앵커 자유장은 벽체와 토체의 변위에 의한 텐던의 길이 변화에 상응하는 앵커하중의 변화를 추적하기 위하여 선형 탄성거동을 하는 스프링 요소를 사용하였다. 또한 본 해석에서는 미소변형률 조건(Small strain condition)으로 가정하여 구조체와 흙요소사이에 접합요소를 도입하지 않았다. 사용된 모델을 검증하기 위하여 Duncan and Chang(1970)에 의한 시험결과와 본 모델을 채용한 유한요소해석 결과를 비교한 결과(그림 2.)는 매우 근접하였으며 본 프로그램과의 연계성 또한 우수한 것으로 판명되었다.

3. 타이백 앵커 벽체의 모델링

3.1 앵커하중 변화의 모델링

본 연구에서 사용된 앵커하중의 모델링 기법은 먼저 앵커 긴장하중에 해당하는 일정크기의 앵커 하중을 벽체의 앵커두부에 가함과 동시에 앵커 정착부의 상단에 같은 크기의 하중을 반대방향으로 가해주는 것이다. 이때 하중은 그림 3.과 같이 수

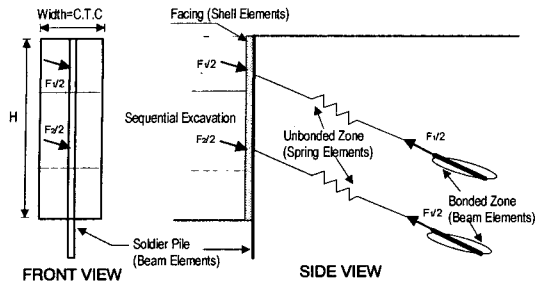


그림 3. 3차원환경에서의 유한요소 해석 모델링

평면에 대한 앵커 타설각을 고려하여 수직 및 수평분력으로 환산, 각각 적용한다. 두 엄지말뚝 사이에 하나의 앵커가 타설되었을 경우, 하나의 엄지말뚝이 각 앵커당 앵커하중의 반을 감당하므로 실 텐던강성계수의 1/2을 사용하여 벽체변위 및 텐던의 길이변화가 같아지도록 하였다

다음 앵커 자유부 즉, 텐던의 길이변화에 따른 앵커하중의 증감을 고려할 수 있도록 스프링 요소를 두 앵커하중 작용점 사이에 적용한다. 이때 텐던내에서의 하중변화는 다음 굴착단계 및 하열 앵커긴장 등에 따라 발생하는, 두 지점사이의 순수한 변위차이에 의해서만 발생된다. 따라서 텐던내에서의 하중변화는 텐던의 강성계수에 의존한다(그림 4.). 이와 같은 방법을 굴착과 앵커긴장이 완료되는 때까지 계속사용하며 이를 이용해 타이백 앵커 벽체의 전 축조순서를 모델링 한다. 스프링 요소는 최대 벽체변위를 예상하여 선형 또는 비선형성으로 선택하여 고려할 수 있다. 본 해석에서는 선형탄성 거동으로만 가정하였으며 이때

는 일정값의 탄성계수를 현장인장시험으로부터 구해 사용하였다. 비선형의 거동을 예측시에는 그림 4.(c)와 같이 변위와 탄성계수사이의 상관식을 설정해 줄 수 있다

3.2 축조순서의 모델링

일반적으로 타이백 앵커 벽체에 대한 유한요소 해석은 2차원의 평면변형을 조건에서 실시된다(Tsui, 1974; Clough et al., 1972). 이 경우 벽체의 길이 방향으로 연속적인 앵커하중이 가해지게 되고 특히, 엄지말뚝과 토류판으로 구성된 가설벽체의 경우 불연속적인 형상으로 인해 평면변형을 조건과 상이한 상태를 초래한다.

그림 5.는 2차원 평면변형을 조건을 이용한 기존의 타이백 앵커 모델링 기법(Tsui, 1974; Clough et al., 1972)을 도시한 것으로서 본 연구에서 제안한 모델링 기법과 상당한 차이가 있음을 알 수 있다. 타이백 앵커벽체의 모델링은 굴착, 앵커타설 및 앵커긴장 등의 순서를 적절히 모사하여야 하고 특히 앵커 자유장 내에서의 축조순서에 따른 하중변화를 적절히 모사하지 않을 경우, 휨모멘트분포를 제외하곤 변위와 축하중 등의 계산값이 실측치와 크게 다르게 된다. 기존의 모델링 기법은 벽체에 대한 앵커긴장은 모사할 수 있으나 앵커정착부를 포함하지 않거나(Tsui, 1974; 그림 5(a)), 앵커긴장시 앵커 정착부에 가해지는 반대방향의 앵커하중을 포함하지 않고 있다(Clough et al., 1972; 그림

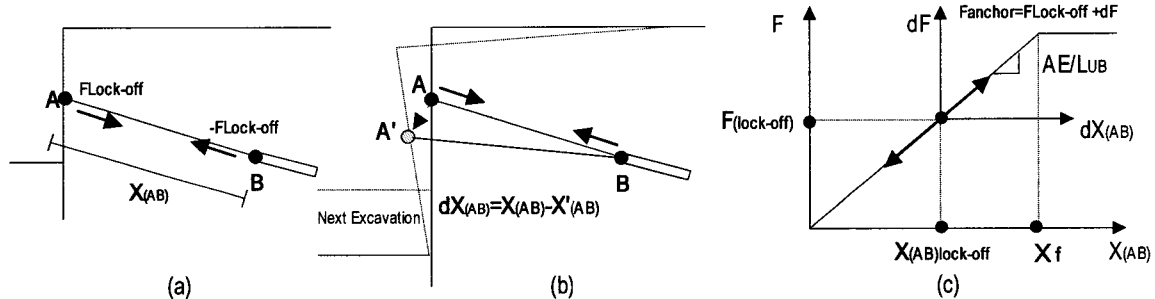


그림 4. 타이백 앵커의 하중변화 모델링

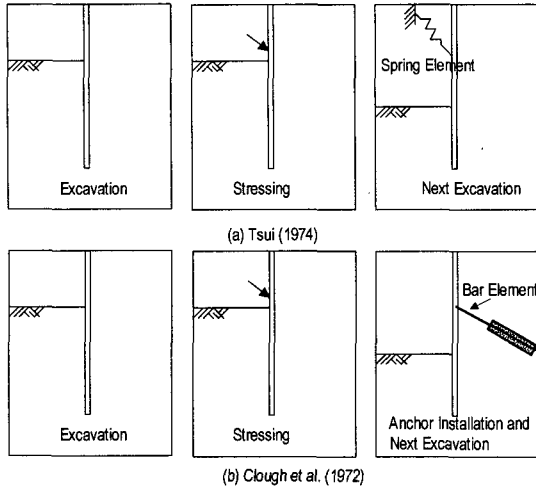


그림 5. 평면 변형을 조건에서의 기존 타이백 앵커 벽체의 축조 모델링 기법 비교

5(b)). 이와 같은 방법들은 앵커정착부가 경암과 같은 unmoving zone에 타설될 경우에만 유효할 뿐이며 Beam-Column등에 의한 1차원 해석법과 모델링 기법 및 해석결과에 있어 그리 큰 차이를 보이지 않는다.

본 모델링기법의 축조순서는 다음과 같이 정리할 수 있다:

- 1) 박스형태의 초기 매쉬에 중력을 외력으로서 적용; 지반의 초기 응력조건을 생성
- 2) 무응력상태가 되도록 엄지말뚝을 관입; 이하의 축조순서에 따라 변형(응력) 발생
- 3) 1단 굴착 및 무응력 상태에서 토류판 및 앵커 정착장 장착
- 4) 앵커두부 및 앵커 정착부의 양방향에서 앵커하중 적용, 무응력 상태의 앵커자유부 뒤틀림 정착
- 5) 하단 굴착
- 6) 3)-5)의 과정을 최종 굴착 저면까지 반복

4. 실계측 타이백 앵커 벽체의 시공 단계별 유한요소 해석

유한요소 해석 대상은 미국 국립 토질시험장 (NGES)으로 지정된 바 있는 Texas A&M University Riverside Campus의 타이백 앵커 벽체를 선정하였다. 벽체는 길이 약 60m, 높이 약

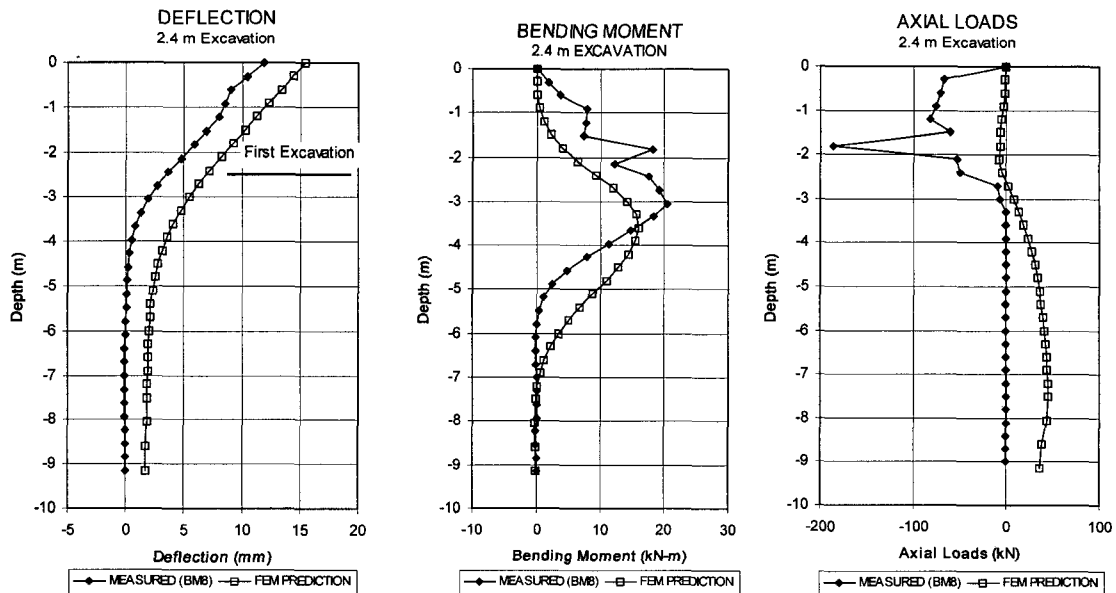


그림 6. 1단(2.4m) 굴착후: 벽체변위(a), 휨모멘트분포(b), 축하중분포(c)

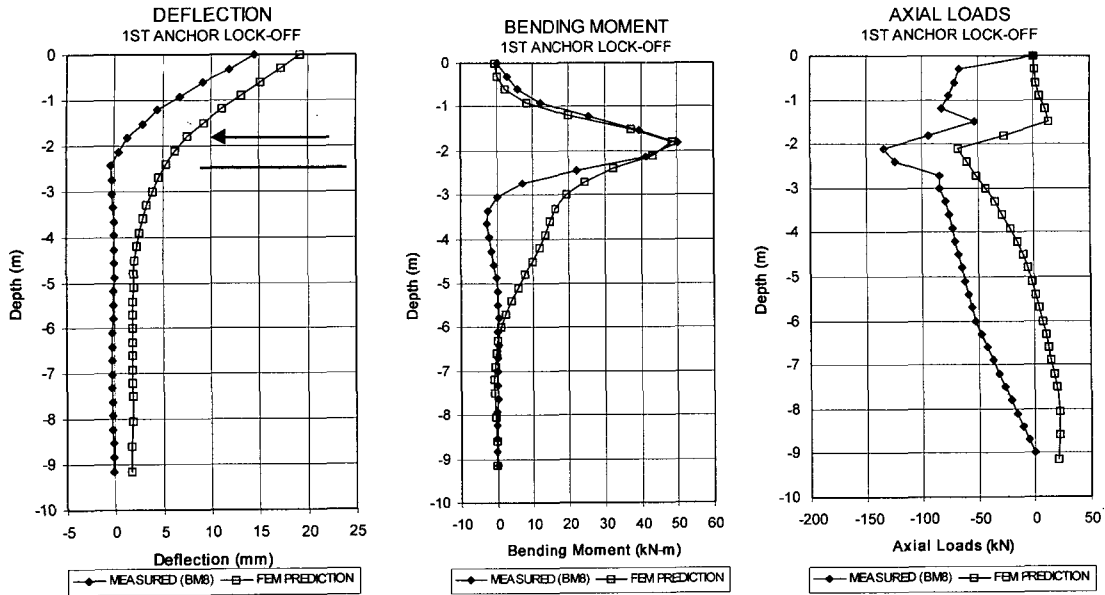


그림 7. 1열 앵커 긴장후 : 벽체변위(a), 휨모멘트분포(b), 축하중분포(c)

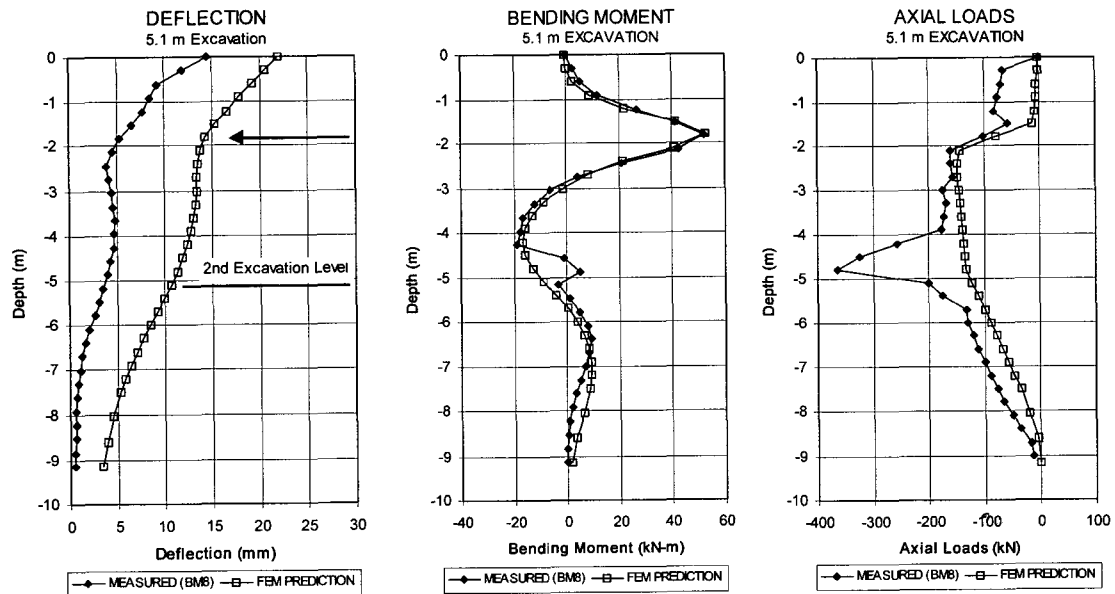


그림 8. 2단(5.1m) 굴착후 : 벽체변위(a), 휨모멘트분포(b), 축하중분포(c)

7.5m의 엄지말뚝과 토류판으로 구성된 가설벽체로서 1열 또는 2열의 앵커로 지지되어 있으며 엄지말뚝은 타입 또는 그라우트 매입형식으로 구별된다. 유한요소해석에 사용된 2열 앵커는 지표면으

로부터 각각 1.8m, 4.8m 깊이에 타설되었다. 벽체 및 토질시험장에 대한 자세한 기록은 Kim and Briaud (1994) 및 Tao and Briaud (1995)를 참조할 수 있다. 사용된 Hyperbolic 모델의 입력

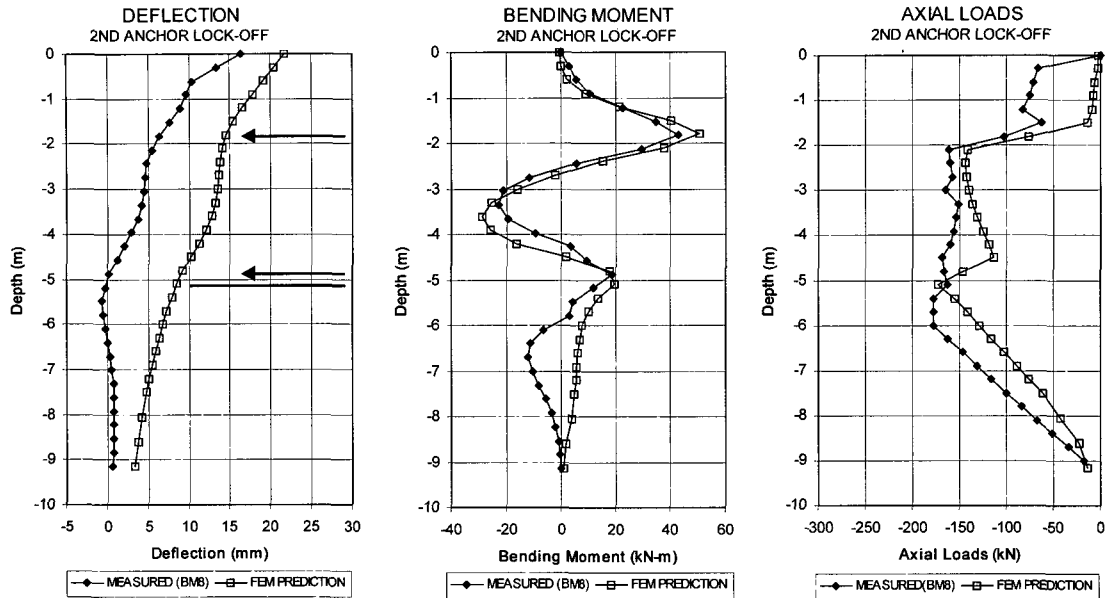


그림 9. 2열 앵커 긴장후 : 벽체변위(a), 휨모멘트분포(b), 축하중분포(c)

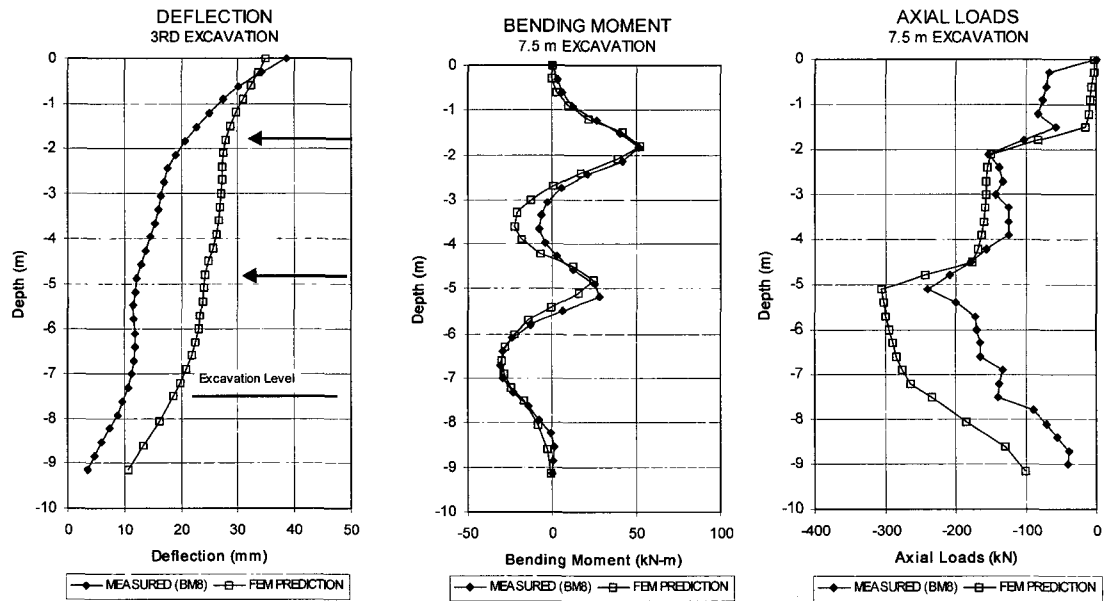


그림 10. 3단(7.5m) 굴착후 : 벽체변위(a), 휨모멘트분포(b), 축하중분포(c)

정수는 현장 및 실내시험결과와 제안값 (Duncan et al., 1980)으로부터 구하였다.

사용된 입력정수는 임(1998)을 참조하기 바란다. 계산값과 실측값을 각 시공단계별로 그림 6.

~그림 10.에 비교하였다. 각 시공단계별로 살펴 보면 횡방향 벽체변위, 휨모멘트, 엄지말뚝의 축하중분포 모두 계산값이 실측값에 상당히 근사한 결과를 얻을 수 있었다. 특히 휨모멘트 분포도는

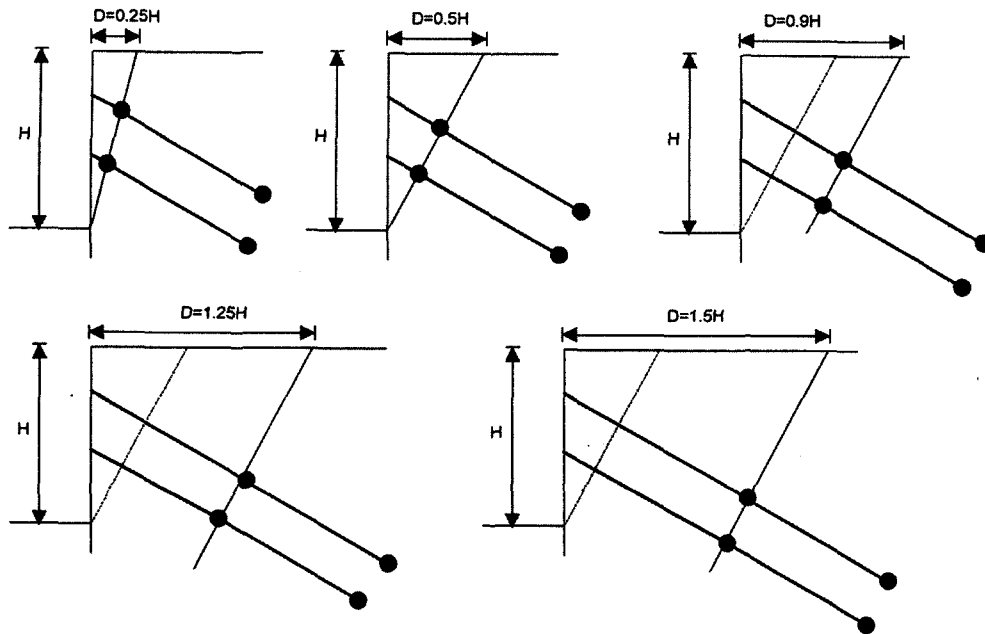


그림 11. 앵커 자유장의 변화와 굴착깊이와의 관계

매우 근접한 결과를 보였으며 벽체의 횡방향변위는 벽체상부에서는 근사하였지만 벽체중심이하에서는 계산값이 약 20%정도 더 큰 값을 보였다. 또한 축하중은 각 시공 중간단계에서는 매우 근사하였으나 최종 굴착시 굴착저면 부근에서 약 25% 정도 더 크게 계산되었으며 이는 최종굴착면 하부지반의 구속응력이 실제보다 과대하게 계산되어 배면지반의 침하에 따른 downdrag이 실제보다 크게되는 효과를 보인 것으로 판단되며 단일결합 대신 적정 마찰효과를 고려할 수 있는 접합요소를 사용할 경우 근사한 계산이 가능할 것으로 판단된다.

5. 벽체거동에 미치는 영향 검토

5.1 앵커 자유장(L_a)의 영향

해석을 실시한 타이백 앵커 역지토류벽을 대상으로 앵커 자유장의 영향을 조사하였다. 앵커정착장

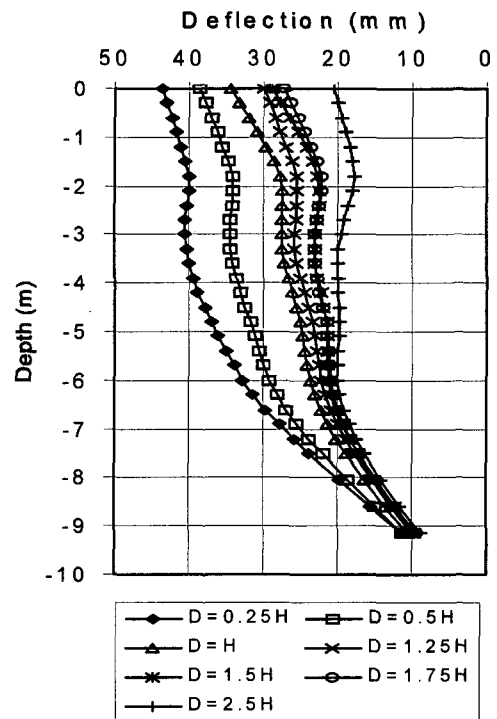


그림 12. 앵커 자유장의 벽체변위에 미치는 영향

(L_B)을 현장시공값과 같은 7.3m로 고정된 채로 앵커 자유장을 1.375m ($D=0.25H$)에서 16.2m ($D=2.5H$)까지 변화시키면서 벽체에 미치는 영향을 평가하였다(그림 11.). 실물 벽체의 앵커 비정착 길이(L_U)는 1, 2열 앵커 공히 약 5.0m이었다. 따라서 일반적으로 제안되는 현 기준(Cheney, 1988; Tsui, 1974)의 적합성을 살펴 볼 수 있었다. 그림 12.는 L_U 의 변화에 따른 벽체변위의 변화

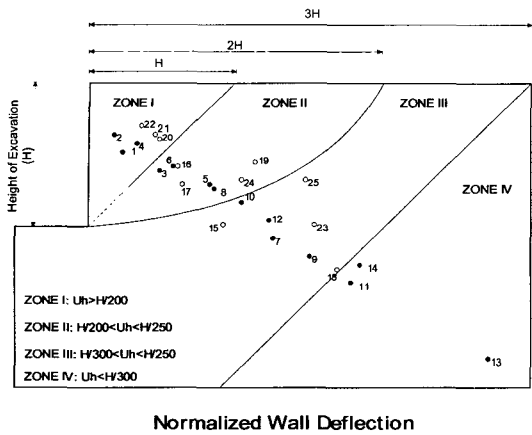
를 도시한 것으로서 L_U 가 실물 벽체의 L_U 보다 3배 이상 늘어날 경우, 벽체 정상에서의 변위는 약 0.57배로 감소하였다. 그러나 벽체 저부에서의 벽체 변위에는 거의 영향이 없음을 알 수 있다.

표 1.은 앵커체의 위치 또는 앵커 자유장(LU)변화에 따른 벽체변위의 크기변화를 조사하기 위해, 유한요소해석에 의한 벽체변위 계산값과 여러 곳의 현장실측값으로부터 각 앵커의 긴장 단계후

표 1. 앵커자유장 변화에 따른 벽체상부에서의 횡방향 변위 변화량

No	Case	D/Ht	Top Wall Deflection U _h (mm)	Excavation Height H _i (m)	U _h /H _i	L _{UB-AV} (m)	L _{UB-AV} /H _i
1	FEM	0.25	24.627	5.1	1/207	1.375	0.27
2	FEM	0.25	43.562	7.5	1/172	1.092	0.146
3	FEM	0.5	21.784	5.1	1/234	2.7	0.53
4	FEM	0.5	38.698	7.5	1/194	2.16	0.288
5	FEM	0.9	21.891	5.1	1/232	5.0	0.98
6	FEM	0.9	34.484	7.5	1/218	4.46	0.595
7	FEM	1.25	17.737	5.1	1/287	7.3	1.431
8	FEM	1.25	30.022	7.5	1/250	6.76	0.901
9	FEM	1.5	17.225	5.1	1/296	8.93	1.751
10	FEM	1.5	28.838	7.5	1/260	8.39	1.119
11	FEM	1.75	15.952	5.1	1/320	10.7	2.1
12	FEM	1.75	27.17	7.5	1/276	10.16	1.354
13	FEM	2.6	11.45	5.1	1/445	16.2	3.176
14	FEM	2.6	20.473	7.5	1/366	15.66	2.088
15	TAMU 2 row	0.9	14.45	5.1	1/353	5.5	1.078
16	TAMU 2 row	0.9	38.49	7.6	1/197	5.5	0.724
17	TAMU 1 row	0.9	19.67	7.6	1/386	5.55	0.73
18	Boston		-3.175	3.7	-1/1165	7.3	1.973
19	Boston		8.128	9.1	1/1119	9.43	9.1
20	Boston		12.45	11.6	1/931.7	8.6	0.74
21	Boston		16.5	13.08	1/793	8.1	0.62
22	Boston	0.5	33.02	16.5	1/500	7.77	0.47
23	Lima		-3.81	5.5	-1/1443	9.1	1.654
24	Lima	1.48	-2.54	8.2	-1/3228	9.1	1.109
25	Bonneville		-3.05	13.0	-1/4262	17.36	1.335

Note: L_{UB-AV} = 평균 비정착길이

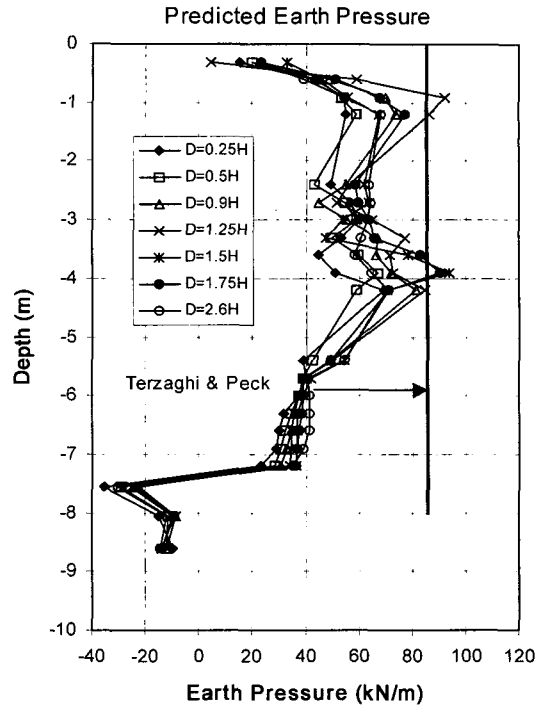


Normalized Wall Deflection

그림 13. 굴착깊이(H)로 정규화시킨 횡방향 벽체변위와 앵커위치 상관도

하단 시공단계마다 구한 벽체 상부에서의 횡방향 변위(ΔU_h)를 굴착 깊이(또는 벽체높이, H_i)로 나누어 정규화 시킨 것이다. 이 계산값($\Delta U_h/H_i$)을 각 케이스별로, 앵커체의 위치를 의미하는 평균 앵커 비정착길이(L_{U-AV})를 구해 이것을 각 굴착단계에서의 벽체높이(H_i)로 나눈값(L_{U-AV}/H_i)과의 상관도를 그리면 그림 13.과 같이 표시할 수 있다. 이때 앵커체의 위치는, 1단 앵커정착부 침투의 수직굴착면으로부터의 떨어진 수평거리와 벽체상부로 부터의 굴착깊이로 표시하였다. 이 그림을 살펴보면 앵커 자유장이 길수록 벽체의 횡방향변위가 감소하는 것을 확인할 수 있다.

그림13.은 정규화된 벽체변위의 크기에 따라서 4개의 영역으로 구분할 수 있다. 비록 영역사이에 크기차이가 크지는 않지만 각 영역별로 살펴보면, 영역 I(ZONE I)은 굴착깊이의 약 1/207~1/172, 영역 II는 굴착깊이의 약 1/250~1/218, 그리고 영역 III은 굴착깊이의 약 1/296~1/296 정도의 크기로 벽체 변위가 발생하는 것을 알 수 있다. 영역 IV에서는 벽체변위가 굴착깊이의 1/300이하로 발생하였다. 이 구분은 주로 FEM에 의한 결과를 구분한 것으로서 현장실측값의 경우에는, TAMU (Texas A&M University) 2열 타이백 앵커토



Average Earth Pressure

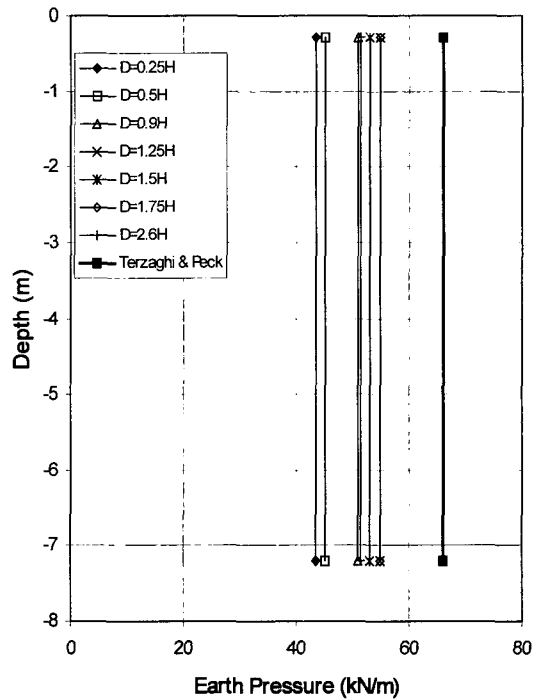


그림 14. 앵커자유장 변화에 따른 토압변화 비교

류벽을 제외하곤 뚜렷한 구분을 하기가 매우 어려웠다.

표 1.과 그림 13.을 분석한 결과, Boston 현장의 경우 앵커체가 굴착면쪽에 상당히 근접하게 시공되었음($D/H_{ei} = 0.5$)에도 불구하고 실제 발생된 벽체변위는 앵커체가 멀리 타설된 타 시공현장에 비해 그리 크게 나타나지 않거나 오히려 작은 변위가 발생하는 것을 발견할 수 있다. 이는 앵커 길이 이외에 앵커긴장하중, 벽체의 강성, 또는 토질특성 등의 영향을 받는 것으로 판단되므로 이들 상호간의 연관성에 대한 연구가 필요함을 뜻한다고 하겠다.

보다 많은 현장데이터 등을 수집해 정도가 높은 데이터베이스를 축적하면, 그림 13.을 이용해 임의 앵커체 위치 또는 앵커 자유장에 대한 벽체변위의 발생크기를 어느 정도 예측할 수 있을 것이다.

그림 14.는 앵커자유장을 변화시킬 때의 토압 분포변화를 보인 것이다. 이 때 토압은 앞서 구한 유효모멘트 분포도를 벽체 단위길이당 깊이에 대한 2차미분을 실시하여 구하였다. 따라서 계산된 토압은 선형하중형태(kN/m)를 띠므로 토압을 구하기 위해서는 앵커간격으로 나누어주어야 한다. 토압은 앵커길이가 짧을 경우 감소하고 길이가 길어짐에 따라 일정량 증가하다가 임의 앵커길이를 넘어서면 다시 감소하는 경향을 보였다. 또한 계산된 토압은 Terzaghi and Peck(1948)의 경험적인 토압 다이어그램 크기에 비해서는 모든 앵커 길이에 대해 더 작은 경향을 보였다.

5.2 앵커하중 크기의 영향

앵커하중은 검토대상인 실제 해석대상 벽체에 가해진 잠금(lock-off)하중을 기준(P)으로 P/8~4P까지 그 크기를 변화시켰다. 이때 앵커 비정착 길이(L_{UB}) 또한 함께 변화시키면서 두 영향인자의 간섭효과와 이들의 벽체의 거동에 미치는 영향을 조사하였다. 대표적인 앵커자유장($L_U = 5.0m$)에

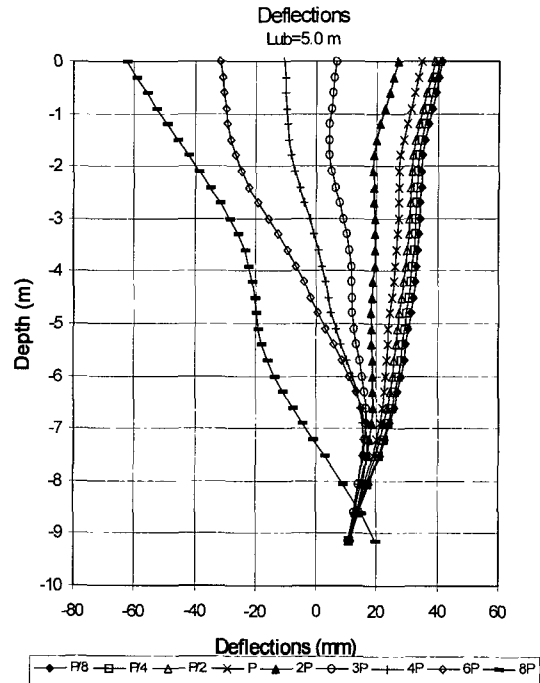


그림 15. 앵커 하중변화에 따른 벽체변위 변화비교(Lub=5.0m)

대해 하중변화를 시켰을 경우의 벽체변위를 그림 15.에 표시하였다.

각 열 앵커하중의 수평분력(F_{Hi})을 합산하여 이를 앵커의 기여면적($S_H \cdot H_{ei}$)으로 나누고 이를 벽체에 가해지는 평균겉보기토압 p 라고 하면 이는 토압 다이어그램의 크기에 해당한다. 평균겉보기 토압 p 를 벽체 배면의 흙의 단위중량(γ_t)과 굴착 깊이(H_{ei})로 나누고 이를 겉보기 토압계수 K 라 한다 (식 4. 및 식 5. 참조).

$$p = \frac{\sum_i F_{Hi}}{S_H \cdot H_{ei}} \quad (4)$$

여기서 S_H = 앵커 수평타설 간격, H_{ei} = 단계별 굴착깊이.

$$K = \frac{p}{\gamma_t H_{ei}} \quad (5)$$

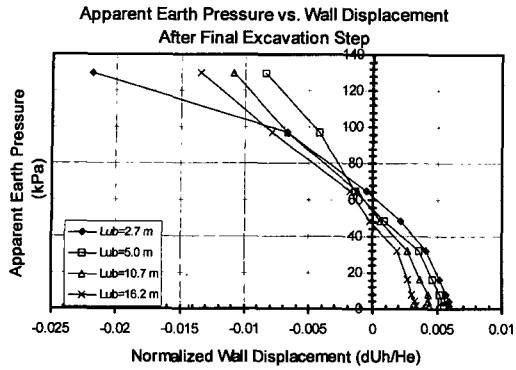


그림 16. 굴착깊이로 정규화 시킨 벽체변위(u/He) - 겹보기토압(p)상관도 (FEM)

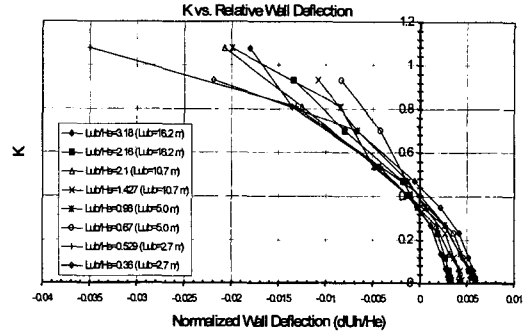


그림 17. 굴착깊이로 정규화 시킨 벽체변위(u/He) - 토압계수(K)상관도 (FEM)

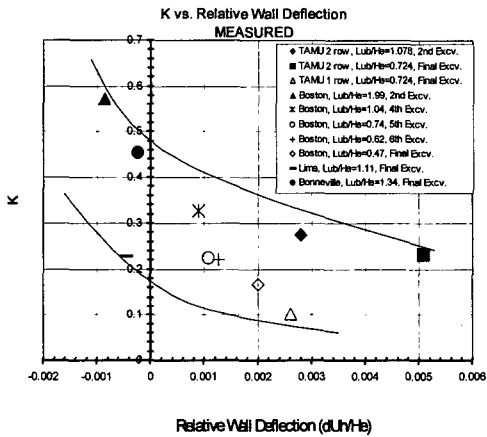


그림 18. 굴착깊이로 정규화 시킨 벽체변위(u/He) - 토압계수(K)상관도 (MEASURED)

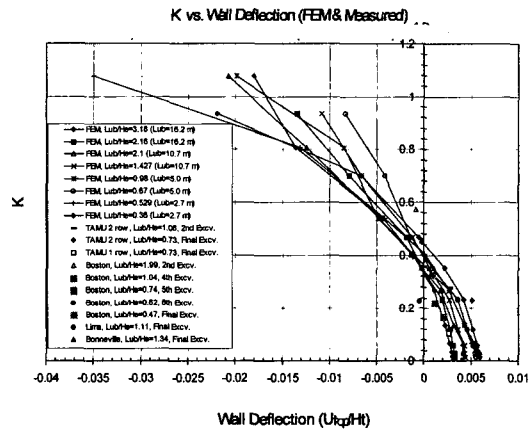


그림 19. 타이백 앵커 벽체상부 변위에 대한 앵커하중의 영향 상관 경향

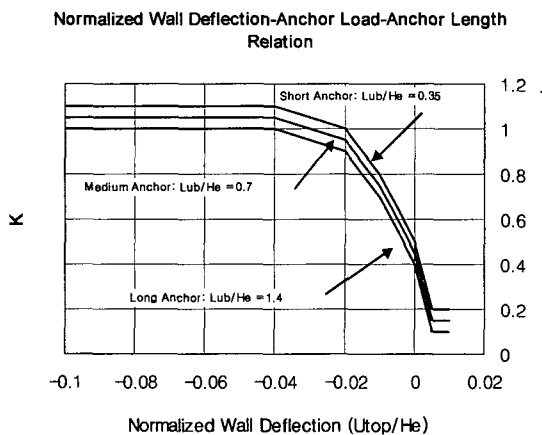


그림 20. 앵커하중-앵커비정착깊이-벽체변위의 상관도

식 (4)를 이용하여 굴착깊이(He)로 정규화 시킨 벽체변위(u/He)-겹보기토압(p)상관도를 구축(그림 16.)할 수 있었으며 식 (5)를 이용하여 굴착깊이로 정규화 시킨 벽체변위(u/He)-겹보기 토압계수(K)의 상관도를 구축할 수 있었다(그림 17. 및 그림 18.). 이를 정리하면 그림 19.와 같은 상관도를 재구축할 수 있게되고 이는 앵커 자유장파 앵커하중 및 벽체변위사이의 일정한 관계가 성립됨을 의미한다.

기존의 실측 데이터로부터 토압계수 K와 벽체 변위와의 상관성을 구한 그림 18.과 앞서의 유한

요소 해석결과를 조합하면 그림 19.를 구축할 수 있다. 이때 사용된 실측데이터는 각각 Texas A&M University(Chung and Briaud, 1993), Boston(Houghton and Dietz, 1990), Bonneville(Munger et al, 1990) 및 Lima(Lockwood, 1988)등에 축조된 앵커 토류벽체 계측값으로부터 구하였다.

먼저 앵커하중의 크기변화에 따라 토압계수 K 와 벽체상부에서의 계산된 변위, u_{top} 와의 관계를 도표로 표시하면, K 는 0.02~1.1정도의 변화를 보였다. 그림 18.로부터 일반적인 설계를 위한 토압계수 K 의 평균값은 약 $0.65K_a$ 에 해당함을 알 수 있으며 K 값이 0.4정도일 때 벽체상부에서의 변위가 거의 발생하지 않고 이 보다 크면 벽체 내부로 변위가 발생함을 알 수 있다.

해석 및 현장결과값의 일부 부정확성을 고려하여 그림 17.-그림19.의 관계를 앵커하중-앵커자유장-벽체변위의 상관성을 분석하여 그림 20.과 같이 최종 정리된 도표를 설정할 수 있었다. 이상관도표를 이용하면, 본설계가 아닌 설계 예비단계에서 벽체변위를 조정하면서 소정의 앵커하중에 대한 앵커자유장 또는 앵커정착장 위치를 가늠할 수 것이며, 역으로 주어진 앵커정착장에서 원하는 앵커자유장에 대한 앵커하중의 크기를, 한계 벽체 변위를 정해놓은 상태에서 사전에 예측해 볼 수 있을 것이다.

6. 결론

타이백 앵커 토류벽체의 거동에 미치는 여러 가지 영향인자를 조사하기 위해 기존의 습득 가능한 정밀현장계측자료와 유한요소해석 결과를 이용해 앵커 자유장-앵커긴장하중-벽체변위의 상관성을 조사한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1) 주어진 앵커긴장하중과 앵커정착장에서 앵커

자유장이 길수록 벽체의 횡방향변위를 훨씬 감소시킬 수 있음을 확인하였다. 이는 앵커자유장-앵커긴장하중-벽체변위 사이에 밀접한 관계가 있음을 뜻한다.

2) 앵커자유장을 변화시킬 때의 토압분포변화를 조사하였다. 토압은 앵커길이가 짧아짐에 따라 감소하며 길이가 길어짐에 따라 일정량 증가하다가 임의 앵커길이를 넘어서면 다시 감소하는 경향을 보였다. 계산된 토압은 Terzaghi and Peck(1948)의 경험적인 토압 다이어그램 크기에 비해서 모든 앵커길이에 대해 더 작은 경향을 보였다.

3) 앵커하중의 크기변화에 따라 겉보기 토압계수 K 와 벽체상부에서의 계산된 변위, u_{top} 와의 관계를 조사하였으며 K 는 0.02~1.1정도의 크기변화를 보였다. 일반적인 설계를 위한 토압계수 K 의 평균값은 약 $0.65K_a$ 에 해당함을 확인하였으며 K 값이 0.4정도일 때 벽체상부에서의 변위가 거의 발생하지 않고 이 보다 크면 벽체 내부로 변위가 발생할 수 있음을 알 수 있었다. 변위가 발생하지 않는 토압 $0.4 \gamma H_e$ 는 Terzaghi와 Peck이 제안한 가설벽체에서의 토압크기($0.65K_a \gamma H_e$)의 약 2배에 해당함을 확인하였다.

4) 앵커 자유장-앵커긴장하중-벽체변위 사이에 유일한 관계설정이 가능함을 확인하였으며 이들 사이의 상관도를 설정할 수 있었다. 즉, 겉보기 토압계수 K 와 상대변위(u_{top}/H_e) 관계를 이용하여 소정의 벽체변위에 해당하는 앵커하중이 선택될 수 있음을 확인하였다. 다만 이상관도를 실무에 적용하기 위해서는 현장 토질 특성을 고려한 보다 많은 현장계측자료의 집적과 정착장-주변지반 정착특성의 광범위한 고려, 그리고 앵커 정착장 길이변화에 대한 유한요소해석이 추가로 수행되어 보완되어야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 임유진(1998) "사질토 지반에서의 타이백 앵커 벽체의 거동 분석", 한국지반공학회 가을학술 발표회 논문집 (I). 한국지반공학회
2. ABAQUS Users and Theory Manuals. 1999, Version 5.8-10
3. Clough, G.W., Weber, P.R., and Lamont, J.(1972)."Design and observation of a tieback wall.", Proc., ASCE Spec. Conf. Performance of Earth and Earth Supported Structures, ASCE, Vol.1., 1367-1389
4. Houghton, R. C., and Dietz, D. L. (1990). Design and Performance of a Deep Excavation Supports in Boston, Massachusetts. Proc. ASCE Spec. Conf. On Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, New York, U.S.A.
5. Kim, N. K., and Briaud, J. L. (1994). A Beam Column Method for Tieback Walls. Report to Schnabel Foundation and the Federal Highway Administration, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas, U.S.A.
6. Lim, Y.-J., and Briaud, J. L. (1996). Three Dimensional Nonlinear Finite Element Analysis of Tieback walls and of Soil Nailed Walls Under Piled Bridge Abutments. Report to the Federal Highway Administration and the Texas Department of Transportation, Department of Civil Engineering, Texas A&M University, College Station, Texas, U.S.A.
7. Lockwood, M. E. (1988). Retention System Monitoring Demonstration Project No.68. Report for the Ohio Department of Transportation, Cincinnati, Ohio, U.S.A.
8. Munger, D. F., Jones, P. T., and Johnson, J. (1990). Temporary Tieback Wall, Bonneville Navigation Lock. Proc. ASCE Spec. Conf. On Design and Performance of Earth Retaining Structures, ASCE, New York, U.S.A., 778-794
9. Seed, R. B. and Duncan, J. M.(1984). "SSCOMP: a finite element analysis program for evaluation of soil-structure interaction and compaction effects." Report No. UCB/GT/84-02, University of California, Berkeley.
10. Tsui, Y. (1974). A Fundamental Study of Tieback Wall Behavior. Ph.D. Dissertation, School of Engineering, Duke University, Durham, North Carolina.

(접수일자 1999. 8. 28)