



지반굴착 기술의 최근 연구동향 (1)

지반굴착 기술위원회

1. 머리말

대도시 인구증가와 경제성장으로 인하여 제한된 공간을 효율적으로 사용하기 위한 노력이 계속되어 왔다. 도로의 확충, 지하철 건설, 대형구조물 건설 등 산업인프라의 확충과 더불어 지반굴착이 차지하는 비중이 점점 증대되고 있다. 또한 지상공간에 대한 제한으로 지하공간 활용에 대한 관심이 증대되었고 이에 따라 최근 도심도 굴착사례가 증가되고 있는 실정이다.

지반굴착 분야의 최근의 동향은 설계, 해석, 시공, 안전유지관리 분야 등 단독의 문제를 벗어나 상호 연계된 방향으로 연구가 진행되고 있다. 정보통신기술의 발달로 기계화, 정보화 시공이 굴착현장에 적용되면서 역해석을 이용한 굴착현장과의 Feedback 시스템의 적용, 주변건물의 손상평가 기법, 소음, 진동, 등 제반 지반공학적인 문제 해결을 위한 연구가 활발히 진행 중이다.

지반굴착 기술위원회에서는 금번 지반지의 기술 위원회별 특집기사 란을 통하여 표 1.1과 같이 최근 연구동향 및 시공방법에 대한 기사를 서술함으

로써 지반굴착과 관련된 문제해결을 위한 방향을 제시할 뿐만 아니라 지반굴착에 대한 최신 정보를 원하는 지반공학자의 호기심에 조금이라도 보탬이 되고자 하였다.

지반굴착 기술위원회
김낙경(성균관대), 김운태(LG건설)

2. FHWA의 새로운 길보기 도입

2.1 서론

도심지에서 대형 구조물의 건설이 늘어나면서 앵커토류벽의 적용사례가 늘어나고 있으며 그 안정성에 관한 연구가 국내외에서 활발히 진행되고 있다. 미국 연방도로국(Federal Highway Administration)은 1976년부터 1998년까지 토류벽 시스템에 관한 연구를 수행해왔으며(Goldberg et al., 1976, Nicholson et al., 1982 ; Otta et al., 1982 ; Pfister et al., 1982 ; Weatherby, 1982 ; Cheney, 1988 ; Weatherby et al., 1997, Weatherby, 1998) 1999년에 앵커토류벽의 설계에 관한 종합보고서를 내게 되었다(Sabatini et al., 1999). 본 특집란에서는 FHWA의 토류벽 설계법에 관하여 간략히 설명하고 새로이 제안된 FHWA의 길보기 도입을 평가해보기로 한다.

2.2 토류벽의 설계

토류벽의 설계는 크게 토류벽체 및 지보공의 단

표 1.1 최근 연구동향 원고

| | | |
|---|--------------------------|------|
| 1 | 머리말 | 10월호 |
| 2 | FHWA의 새로운 길보기 도입 | |
| 3 | 역해석에 의한 안전관리 | |
| 4 | 지반굴착 시 주변 건물 손상 평가기법 | |
| 5 | 지반굴착 계측분야의 최근경향 | 11월호 |
| 6 | 지하굴착 공법의 최근동향 (신 공법의 소개) | |
| 7 | 가설 그라운드앵커의 최근동향 | |
| 8 | 마감하며 | |

면을 결정하고 토류벽체의 거동을 예측하여 이에 따르는 문제점을 검토하여야한다. 굴착공사에서 이용되는 가설 구조물 설계 시 고려하여야 하는 항목으로는 일반적으로 표 2.1과 같다. 과거에는 토류 구조물의 안전성이 굴착공사에 주 관점사항이었으나 요즘 들어 도심지의 근접공사가 빈번해짐에 따라 굴착공사로 발생하는 지하수위의 변화나 주변지반의 침하 등 토류벽에 관한 문제가 아니라 근접 구조물의 안전성에 더욱 관심이 증대되고 있다. 따라서 설계 시 고려하여야 할 사항은 토류벽 자체의 안전은 물론이고 토류벽의 거동으로 발생하는 지반의 변형에 따르는 여러 가지 문제 또한 항상 염두 하여야 한다. 앵커 토류벽의 설계에 관한 절차로 다음 표 2.2와 같이 일반적인 설계 flow chart를 제시하였다.

표 2.1 토류벽 설계시 검토사항 (Weatherby, 1998)

| | |
|---------------|--------------------------------|
| 흙막이 벽의 안전성 | 응력, 변위, 지지력 |
| 지보공의 안전성 | 응력(축력, 모멘트, 전단력) |
| 굴착바닥의 안전성 | boiling, heaving |
| 주변 구조물의 안전성 | 침하, 수평이동 |
| 지하수 처리에 관한 문제 | 간극수압의 변화, boiling, heaving, 침하 |

표 2.2 앵커 토류벽의 설계시의 일반적인 설계 절차(Weatherby, 1998)

| | |
|----------|---|
| STEP 1. | 건축제한, 토류벽의 거동 기준, 외부 하중조건, 주변 지역의 형상 등을 포함한 project의 요구사항을 검토한다. |
| STEP 2. | Project의 현장의 지반 상태를 평가한다. |
| STEP 3. | 설계 시 고려하여 하는 특성, 설계 안전율 등을 평가하고 부식 방지 기준 선택한다. |
| STEP 4. | 최종 굴착 깊이에서 토류벽에 작용하는 토압을 선택한다. 또한 주변 여건을 고려하여 지하수, 유효 상재하중, 지진하중 등을 고려하여야 한다. |
| STEP 5. | 수평 앵커 하중과 토류벽의 bending moment를 계산한다. |
| STEP 6. | 토지의 소유권에 침범하지 않는 범위의 앵커의 기울기와 위치를 결정한다. |
| STEP 7. | 앵커 하중을 횡방향 하중과 연직 하중으로 분해하여 결정하고 하나의 앵커 하중으로 다시 계산한다. |
| STEP 8. | 토류벽에 따라 앵커 수평 설치 간격을 결정하고 각 앵커의 하중을 계산한다. |
| STEP 9. | 앵커의 종류를 결정한다. |
| STEP 10. | 굴착으로 인한 토류벽의 연직, 수평 지지력을 평가한다. 필요하다면 토류벽을 바꾼다. |
| STEP 11. | 앵커 System의 내적, 외적 안전성을 평가한다. 필요하다면 앵커의 형상을 바꾼다. |
| STEP 12. | 토류벽의 횡방향 변위와 지반 침하를 평가한다. 필요하다면 다시 처음부터 설계한다. |
| STEP 13. | 흙막이 판, 띠장, 연결 기구, 배수 장치 등을 결정한다. |

2.3 새로운 걸보기 토압

최근 FHWA(1999)에서 제안한 걸보기토압은 (그림 2.2) 앵커의 선행하중으로 인하여 직사각형 (그림 2.1)보다는 사다리꼴의 형태를 취하고 있다. 토압분포의 유형은 Terzaghi & Peck의 토압과 다르나 그 크기는 같도록 제안되었다. 새로운 토압분포는 사질토 및 점성토에 관계없이 같은 모양으로 된 것이 특징이며 앵커토류벽에 적합한 걸보기 토압이다. 선행하중 버팀보 공법에서도 새로운 걸보기 토압을 사용할 수 있다.

그림 2.2의 총 하중은 사질토의 경우 식(2.1), 점성토인 경우는 식(2.2)와 같다.

$$\text{Total Load} = 0.65Ka\gamma H^2 \quad (\text{sand}) \quad (2.1)$$

$$\text{Total Load} = 0.15\gamma H^2 \sim 0.3\gamma H^2 \quad (\text{clay}) \quad (2.2)$$

2.4 걸보기토압을 이용한 토류벽설계

경험적 걸보기토압을 이용한 앵커의 설계하중 산정방법은 크게 분할법(Tributary method)과 단순보법 또는 힌지법(Simple beam analogy method)

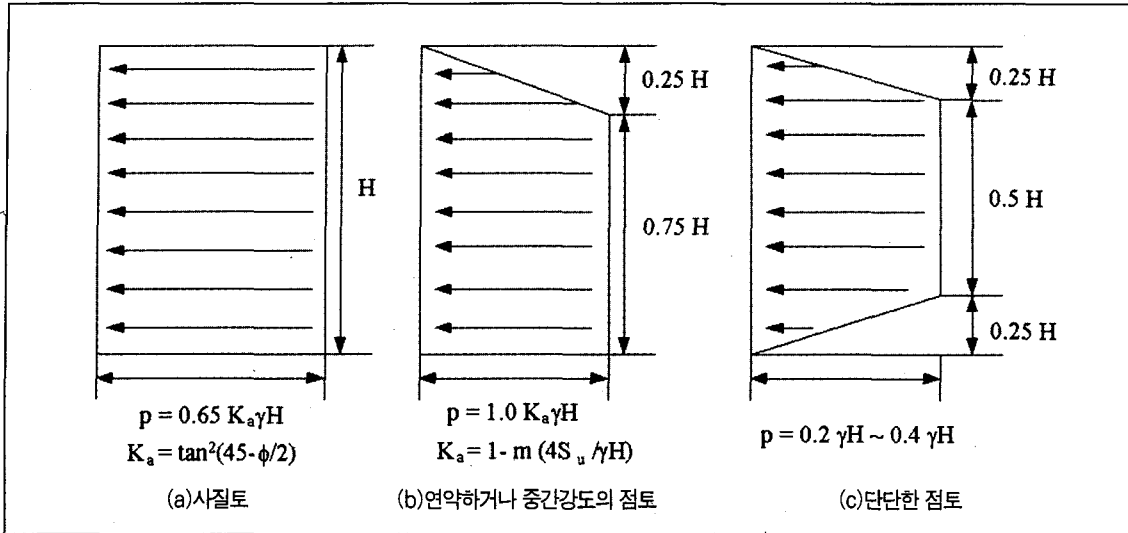


그림 2.1 Terzaghi와 Peck의 겉보기 토압 분포

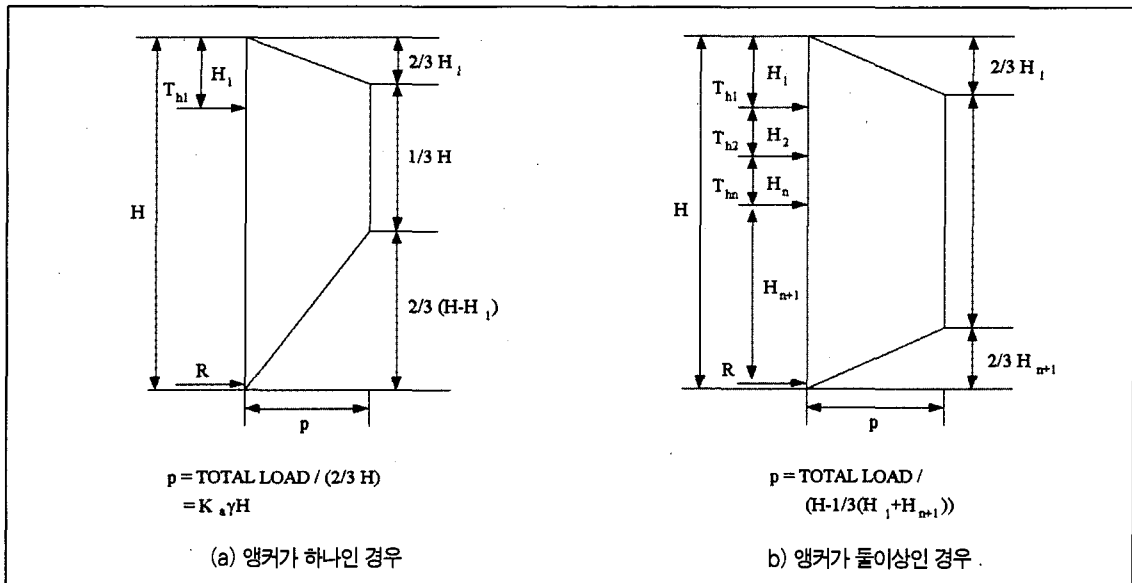
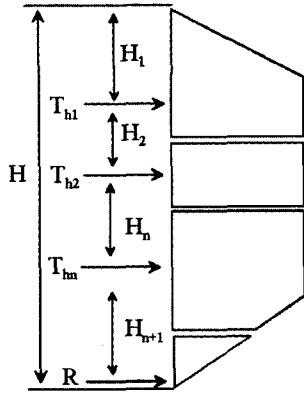


그림 2.2 FHWA에서 제안 겉보기 토압(Weatherby, 1998)

or Hinge method)으로 분류된다. 분할법은 설계 토압이 선정되면 앵커 숫자에 따라 토압을 분할하여 각 앵커에 할당하는 방법이며 Terzaghi와 Peck(1967)이 버틸보 토류벽의 겉보기토압을 계산할 때의 역순으로 되어있다. 단순보법은 그림

2.3에서의 같이 토류벽을 내민보가 있는 단순보로 가정하여 지점 반력을 구하여 앵커의 설계하중을 계산하는 방법이다(Lambe and Wolfskill, 1970). 흩막이 벽체의 단면은 단순보법으로 내민보에 해당하는 첫 단 앵커지점에서의 휨모멘트와 앵커사이에



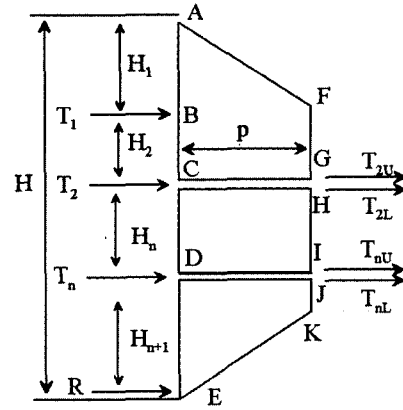
Tributary area method

$$T_1 = \text{Load over length } H_1 + H_2/2$$

$$T_2 = \text{Load over length } H_2/2 + H_n/2$$

$$T_n = \text{Load over length } H_n/2 + H_{n+1}/2$$

$$R = \text{Load over length } H_{n+1}/2$$



Hinge method

$$T_1 \text{ Calculated from } M_C = 0$$

$$T_{2U} = \text{Total earth pressure (ABCGF)} - T_1$$

$$T_{2L} \text{ Calculated from } M_D = 0$$

$$T_{nU} = \text{Total earth pressure (CDIH)} - T_{2L}$$

$$T_{nL} \text{ Calculated from } M_E = 0$$

$$R = \text{Total earth pressure} - T_1 - T_2 - T_n$$

$$T_2 = T_{2U} - T_{2L}$$

$$T_n = T_{nU} - T_{nL}$$

그림 2.3 단순보 힌지법으로 설계하중을 계산하는 방법(Weatherby, 1998)

서의 휨모멘트 중에서 큰값을 최대 휨모멘트로 선정하여 결정한다.

근입장의 계산은 최하단의 앵커지점에서 '모멘트를 취하여 평형을 이루는 최소의 근입깊이를 구한 후 적절한 안전율을 가하여 계산한다. 이때 엄지말뚝과 같이 단일 말뚝이 근입 되어 있는 경우는 수동 토압에 가산치를 부여하여 계산한다.

2.5 시공사례에 적용한 결과 비교

2.5.1 Texas A&M의 시공사례

Texas A&M의 시공사례(Weatherby et al., 1997, 김낙경, 1998)의 계측자료를 이용하여 비교하여 보았다. 설계토압을 Terzaghi-Peck 토압과 FHWA 토압을 이용한 단순보 힌지방법으로 구한

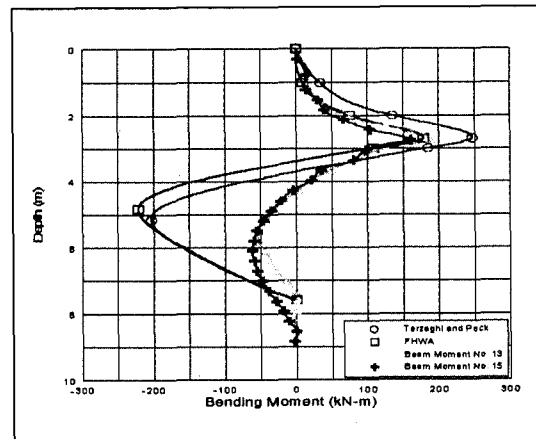


그림 2.4 TAMU 일열 앵커토류벽의 최대 휨모멘트

앵커의 설계하중과 최대 휨모멘트를 실측치와 비교하여 보면 일열 앵커토류벽의 앵커설계하중은

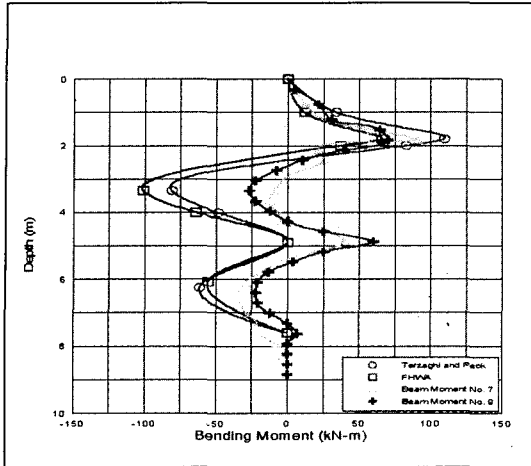


그림 2.5 TAMU 이열 앵커토류벽의 최대 휨모멘트

FHWA의 토압분포를 사용한 단순보 힌지법이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 8% 크게 산정되었다. 반면 이열 앵커토류벽의 경우 상단 앵커에서는 Terzaghi와 Peck의 토압분포를 사용한 단순보 힌지법이 FHWA 토압분포에 비해서 3.6% 크게 산정되었으며 하단앵커는 그와 반대인 28% 작게 산정되었다. 설계 최대 휨모멘트는 FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 값이

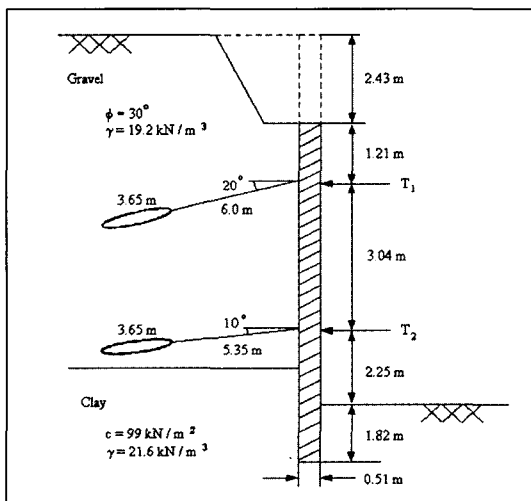


그림 2.6 Guildhall 지하 연속벽 단면도

Terzaghi와 Peck의 토압분포보다 7.6~10.2% 작게 산정되었으며 실측치에 비해서 15.2~44.5% 크게 산정되었다. 그림 2.4, 2.5는 일열 및 이열 앵커토류벽의 최대 휨모멘트를 나타낸 것이다.

2.5.2 Guildhall 지하 연속벽(Guildhall Diaphragm Wall)

London 시청 지구 재개발을 위하여 시공된 지하 연속벽 구조물로서 두 개의 앵커로 지지되었다 (Littlejohn and Macfarlane, 1975). 시공순서는 1)2.25m를 굴착, 2)앵커를 1.21m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 3)5.5m를 굴착, 4)앵커를 4.25m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 5)최종 굴착 깊이인 6.5m를 굴착하였다. 지반조건은 런던 점토(London Clay) 위로 자갈(Gravel)층이 6m 놓여있었다. 그림 2.6은 Guildhall 지하 연속벽 단면도를 나타낸 것이다.

FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 상단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 8.6% 작게 산정되었으며 하단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 9.6% 크게 산정되었다. 최대 휨

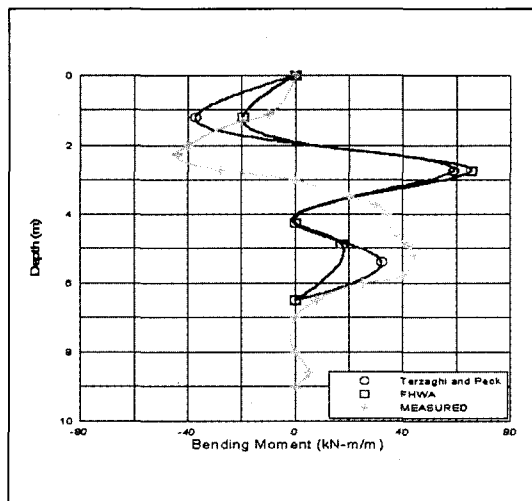


그림 2.7 London 시청 지구 시공 사례에서의 최대 휨모멘트

모멘트의 경우 FHWA의 토압분포를 사용하여 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 의한 값보다 11.5% 크게 산정되었다. 그 이유는 London 시청 지구 시공 사례의 경우 FHWA의 토압분포가 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해 상대적으로 크게 산정되었기 때문인 것으로 사료된다.

2.5.3 Keybridge House 지하 연속벽 (Keybridge House Diaphragm Wall)

London Keybridge House의 시공을 위하여 굴착 후 세 개의 앵커로 지지된 지하 연속벽 구조물이다 (Littlejohn and Macfarlane, 1975). 시공순서는 1)3.0m를 굴착, 2)앵커를 2.43m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 3)7.0m를 굴착, 4)두 번째 앵커를 6.08m에 설치, 5)10.5m를 굴착, 6)세 번째 앵커를 9.73m에 설치, 7)12.78m를 최종 굴착하였다. 지표면으로부터 약 7m 지점까지는 자갈이 두 개의 층으로 구성되어있으며 이후 최종 굴착면까지는 런던 점토(London Clay)가 세 개의 층으로 구성되어있었다. 그림 2.8은 Keybridge House 지하 연속벽의 단면도를 나타낸 것이다.

FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법

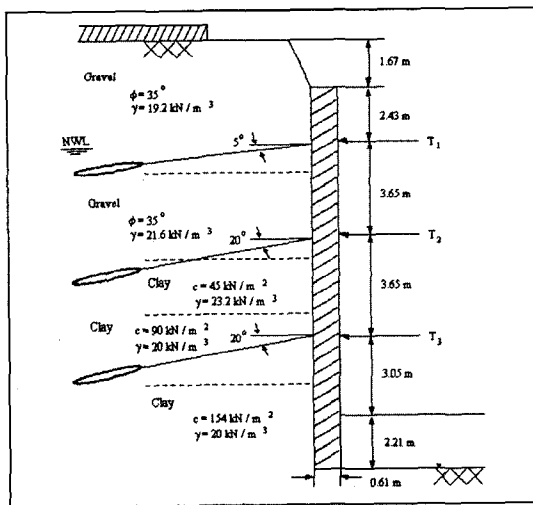


그림 2.8 Keybridge House 지하 연속벽

으로 구한 상단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해 18.3% 작게 산정되었으나 중단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 23.9%, 크게 산정되었다. 그리고 하단의 경우 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 22.7% 작게 산정되었다. 최대 휨모멘트의 경우 FHWA의 토압분포를 사용하여 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 의한 값보다 39.1% 작게 산정되었다.

2.6 결론

앵커트류벽의 걸보기토압을 이용하여 토류벽의 단면을 검토하여 실측된 휨모멘트 자료와 비교하였다. 앵커의 설계하중은 계산방법이나 상재하중 조건 등에 따라 크게 상이하므로 직접적인 비교는 할 수 없었으며 최대 휨모멘트는 각 사례별로 안전율을 구하여 표 2.3에 정리해보았다.

전체적으로 FHWA 토압을 이용하여 구한 휨모멘트의 안전율이 Terzaghi & Peck의 토압을 이용한 경우보다 적었다. Guildhall의 경우에는 내민부의 길이가 짧았던 데에 기인한다. 결론적으로 내민

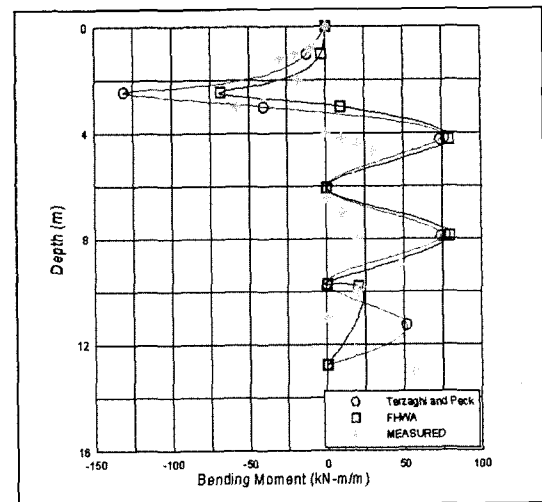


그림 2.9 London Keybridge House 시공 사례에서의 최대 휨모멘트

표 2.3 시공사례로 본 토압분포별 안전율 비교

| | | |
|---------------------------------|-----------|-----------|
| TAMU(One Row) | 1.15~1.38 | 1.28~1.54 |
| TAMU(Two Row) | 1.12~1.44 | 1.22~1.56 |
| Guildhall 지하 연속벽 | 1.5 | 1.33 |
| London Keybridge House 시공 사례 | 1.37 | 2.2 |

보의 길이가 평균지보간격의 반보다 짧은 경우에는 FHWA 토압으로 구한 안전율이 크고 그 반대 경우에는 Terzaghi & Peck의 토압으로 구한 것이 안전율이 크다.

김낙경(성균관대)

3. 역해석에 의한 안전관리

3.1 개요

여러 가지 요인에 의하여 실제 현장에서 발생하는 거동은 설계 시 예측한 거동과 차이가 날 수 있다. 흙막이 벽의 설계 이론 자체가 충분하지 못하고, 불확실한 물성치를 가지고 수행되므로 현장의 지반물성치와 차이가 있을 수 있다는 점, 해석모델이 실제지반의 거동을 완전하게 모사하지 못하는 점, 시공과정에서 단계별 굴착깊이, 지보공 설치순서 등이 설계와 다를 수 있다는 점, 과제하중, 지하수위 등이 설계 시 가정한 것과 다를 수 있다는 점 등이 원인이 될 수 있다. 따라서, 조사, 설계, 시공 시에 부득이하게 발생하는 오차나 설계, 시공상의 오류를 보완하고 부족한 지반조건과 정보에 기초한 설계상의 결함을 시공 기간 중에 제거하기 위해서 시공단계별로 계측을 실시하고, 얻어진 계측자료를 이용하여 지반물성을 재 산정하여 현재 단계에서의 안전성 확인과 잔여공사단계에서의 예측의 신뢰성을 높이는 것이 필요하다.

이렇게 함으로써 불완전한 지반정보에 기초하여 과도하게 안전 측으로 설계되었을 때는 잔여시공구

간에 대하여 지보공을 감소시키는 등의 방법으로 경제성을 얻을 수 있다. 반면에 지반조건이 설계 시 예측한 것보다 더 나빠서 잔여구간에 대한 위험이 예측된다면 지보공의 증가, 지반보강 등으로 안전성을 기할 수 있다.

이러한 현장계측결과에 바탕을 둔 설계, 시공관리 기법을 Terzaghi(1948)는 관측설계방법(Observational Method)이라 명명하였으며, 이 기법을 지하굴착 현장에 맞게 수정하여 나타내면 그림 3.1과 같다.

국내에서도 이 분야에 대한 많은 연구가 있었으며, 역해석 기법을 이용한 컴퓨터 프로그램과 안전관리 프로그램들이 개발되어 이용되고 있다(최준식 1996, 김봉균 1996, 장범수 1997, 문준식 1997, 현대건설연구소 1996, 김학문 1997, 권오순 1999, 오정환 2001, 장찬수 2002).

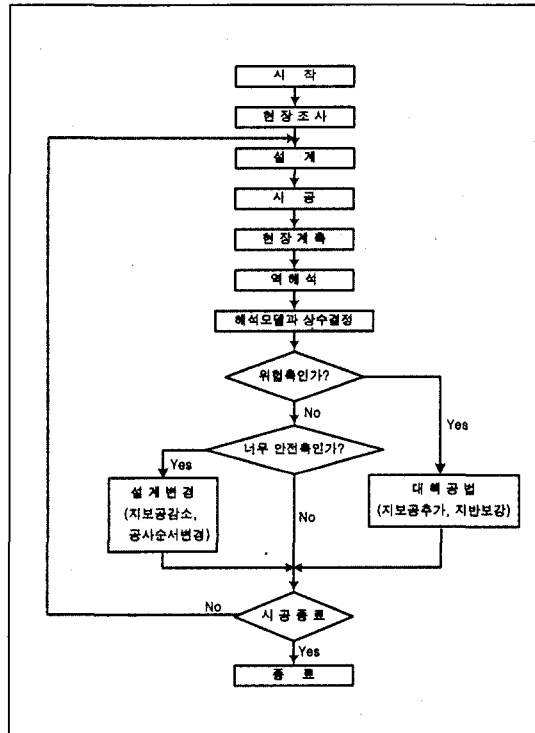


그림 3.1 지하 굴착공에서의 역해석을 이용한 안전관리

3.2 역해석의 정식화

지하 굴착공에서는 변위의 계측치와 계산치의 차이가 최소로 되게 함과 동시에 지보공의 축력에 대한 계측치와 계산치의 차이를 최소로 하는 것이 목표이다.

즉, 그림 3.2에서 변위의 목적함수는 식 (3.1)과 같고

$$F_1(X) = (D^* - D)^2 \quad (3.1)$$

지보공 축력의 목적함수는 식 (3.2)와 같다.

$$F_2(X) = (P^* - P)^2 \quad (3.2)$$

여기서, D : 계산변위
 D* : 계측변위
 P : 계산축력
 P* : 계측축력

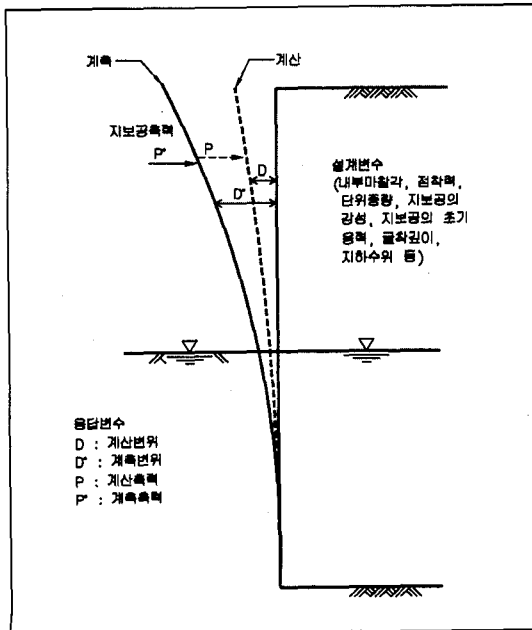


그림 3.2 지하굴착공에서의 계산치와 계측치

이와 같이 목적함수가 2개 이상인 경우를 다중목적함수라 부르며, 식 (3.3)과 같이 합성하여 단일 목적함수로 만들 수 있다.

$$F(X) = \alpha F_1(X) + \beta F_2(X) \quad (3.3)$$

여기서, α, β 는 다중목적함수들의 가중치
 X는 설계변수의 벡터이며, 변위 및 지보공의 축방향력은 이 설계변수의 결과로 얻어지는 응답변수라고 한다.

$$X = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{Bmatrix}$$

3.3 역해석 기법

역해석은 목적함수가 최소로 되는 설계변수의 벡터 X를 구하는 것이며, 역산법, 직접법, 통계적인 방법이 있다(Gioda 1987).

정해석에서는 설계변수를 입력하여 응답변수를 얻는 반면에 역산법은 정해석에 사용되는 방정식을 역으로 하여 응답변수를 입력하여 설계변수를 구하는 방법이다. 대부분의 공학적 문제는 비선형이고 비가역적이기 때문에 역산법으로 풀기가 어렵다.

직접법은 가장 많이 사용되는 방법으로 정해석 방정식을 그대로 사용하여, 설계변수를 입력하고 응답변수를 계산하여, 그 응답변수와 계측치의 차이를 구하고 그 차이가 작아지도록 설계변수를 수정하여 다시 계산하는 반복과정을 거쳐 최적의 설계변수를 구한다. 많은 학자들에 의하여 반복과정을 최소로 하면서 효율적으로 설계변수를 구하는 방법들이 연구되어왔으며, 기본적인 원리는 그림 3.3과 같은 등산법(Hill Climbing Method)이다.

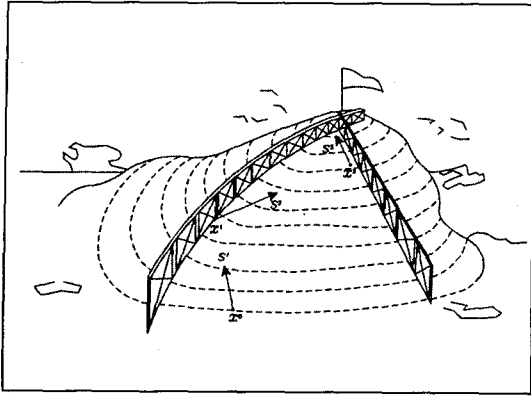


그림 3.3 등산법

등산법은 목적함수가 최대치(또는 최소치)에 도달하는 최대경사를 구하여 그 방향으로 설계변수를 수정해 나가는 과정이다. 최대경사는 목적함수의 미분이 최대가 되는 방향이 된다.

즉 $\nabla F(X) = \frac{\partial F(X)}{\partial X}$ 가 최대가 되는 방향이다.

직접법은 빠르고 효율적이긴 하지만 다수의 국부해가 있을 때 전역적인 최적해를 찾지 못하고 국부해 중의 한 개를 찾을 경우가 있으며, 또 탐색의 시작점에 따라 결과가 달라질 수 있는 등의 문제가 있어 최근에는 유전 알고리즘을 이용하여 전역해를 찾는 기법이 사용되기도 한다(장찬수 2002).

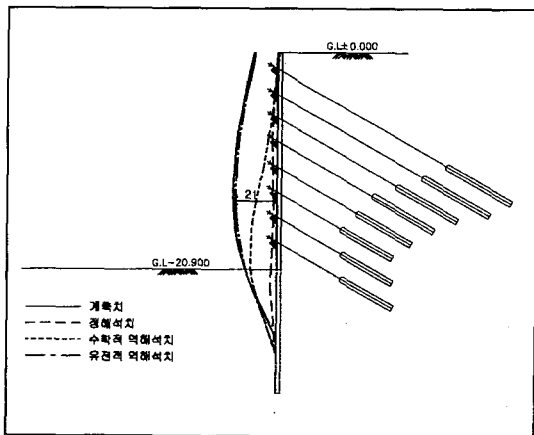


그림 3.4 역해석 사례(1)

3.4 설계변수의 선정

설계변수는 응답변수인 변위와 지보공축력에 영향을 미치는 요소들로서 지반의 점착력, 내부마찰각(토압계수), 지반반력계수, 지보공의 간격, 강성, 초기하중, 지보공의 크리프변형, 지하수위, 과재하중, 단계별 굴착깊이, 지보공의 시공시기 등이다. 이 중에서 역해석에서 구하고자 하는 대상은 계측치에 큰 영향을 미치며 미지의 변수중에서 선택하여야 한다(Arai 1987). 지보공의 특성이나 굴착과정, 지하수위, 하중 등은 계측치에 영향을 미치기는 하지만 기지의 값이며, 지반반력계수, 흙의 단위중량 등은 영향이 적기 때문에 제외하며, 주로 토압계수, 지보공의 크리프 변형 등을 설계변수로 선정할 사례가 많다.

3.5 현장적용사례

그림 3.4는 계측결과를 이용한 역해석사례로써 정해석시의 최대변위가 2.7mm이었으나 실제 굴착시의 최대변위는 21mm인 현장이다. 당초 설계시 토압계수는 0.3 ~ 0.49이었으나 역해석 결과 0.16 ~ 0.63이었다. 역해석결과 변위가 계측변위와 잘 일치하는 것을 보여준다.

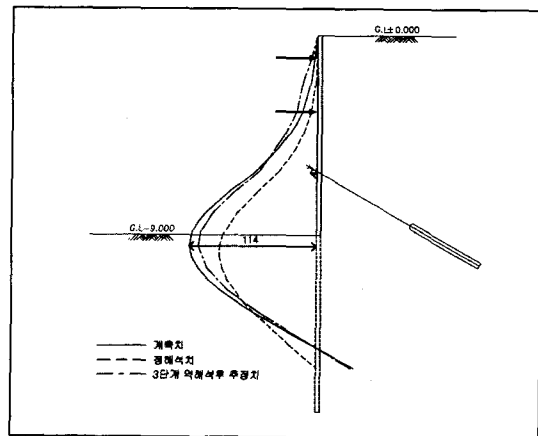


그림 3.5 역해석 사례(2)

그림 3.5는 공사 초기 단계의 계측치를 이용하여 역해석으로 토압계수 등을 수정하여 잔여단계의 변위를 예측한 사례이다. 이는 정해석에 비하여 역해석에 의한 예측변위가 실제 발생한 변위에 더 접근함을 보여주며, 지하굴착공의 안전관리에 역해석 기법이 효율적으로 사용될 수 있음을 보여 준다.

장찬수 (지오그림)

4. 지반 굴착 시 주변 건물 손상 평가기법

4.1 서론

도심지에서의 인구증가는 고층건물 및 지하철 등 각종 사회 기반시설 건설로 이어지며 앞으로는 사용 가능한 지상 공간이 부족해짐에 따라 지하 공간 개발이 더욱 가속화될 전망이다. 이에 반해 지하 공간 건설공사에 있어서 주변 환경적 여건은 국민의 환경의식 강화 및 협소한 국토 공간 등으로 인해 과거 보다 현저히 악화된 실정이다. 특히 도심지에서의 지하 공간 건설공사에서는 지하 굴착 혹은 터널 공사 시 해당 구조물 자체를 안전하게 시공하여야 함은 물론 주변구조물에 대한 영향을 최소화하여야 한다는 전제조건이 전반적인 공사계획 및 설계에 지대한 영향을 미치는 중요한 사항으로서 대두되고 있다.

국내에서도 지반굴착공사의 계획 및 설계 단계에서 지반거동을 예측하고 이를 토대로 주변 구조물에 대한 영향을 평가하는 과정을 거치고는 있으나 많은 경우에 있어서 부적절한 검토가 이루어지고 있다. 특히, 지반 굴착 시 발생하는 지반변위 특성에 대한 고려 없이 건물자중에 의한 침하 발생에 따른 지반경사를 토대로 손상도를 평가하는 방법을 적용하고 있어 경우에 따라서는 부적절한 결과를 초래할 수 있다고 지적된 바 있다(유충식 등 2000). 이러한 맥락에서 본 고에서는 현재 국외에서 적용되고 있는 흠막이 공사에 따른 주변 건물 손상 평가 기법을 소개하고자 한다.

4.2 지반 굴착시 지반거동 특성

굴착으로 인해 발생하는 지반거동에 의한 주변 구조물의 손상 특성은 지반변위로 인해 발생하는 지반의 수평변형률 및 전단변형률과 같은 직접적인 변형률과 뒤틀림 및 휨변형률과 같은 추가적인 변형률에 의해 특징지어지게 된다. 이러한 변형률은 다시 지반거동 특성, 즉 지표 및 지중변위 양상에 좌우 되므로 구조물 손상평가를 위해서는 굴착이 진행되면서 발생하는 지반거동 특성에 대한 이해가 필요하다.

그림 4.1에서 나타난 바와 같이 지반굴착은 벽체의 변형을 유발시키고 벽체변위는 다시 주변 지반 변위 그리고 더 나아가서 지표침하로 이어지게 되며 이러한 지반변위는 지중 매설관 및 건물 등 인접 구조물에 뒤틀림, 인장, 휨 변형을 부과한다. 따라서 깊은 굴착으로 유발되는 주변 지반의 거동 양상은 결국 굴착이 진행되면서 발생하는 흠막이 벽체의 변위 특성과 매우 밀접한 관계가 있다고 하겠다.

단계별 굴착이 이루어지는 굴착공사의 특성상, 각 단계에서의 시공과정은 최종단계에서의 벽체 및 지표침하 양상에 많은 영향을 미친다. 예를 들어 그림 4.2(a)에서 나타난 바와 같이, 굴착이 진행되면서 스트러트 혹은 앵커 등 지보재가 설치되기 이전의 초기 단계에서의 벽체 변위는 캔틸레버 형태로

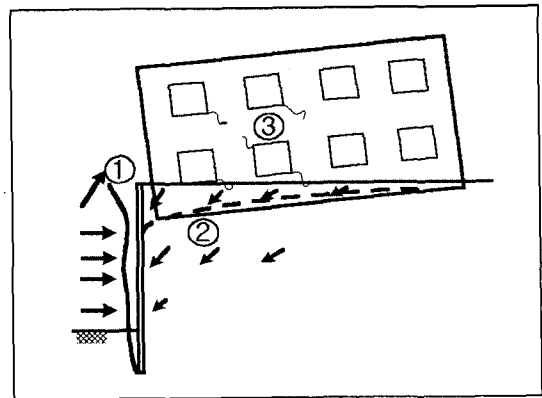


그림 4.1 굴착에 따른 인접 구조물 손상

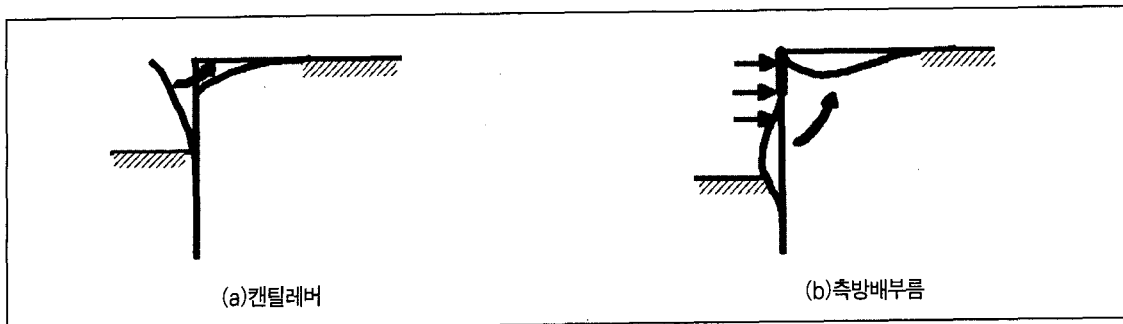


그림 4.2 벽체와 지반 변위

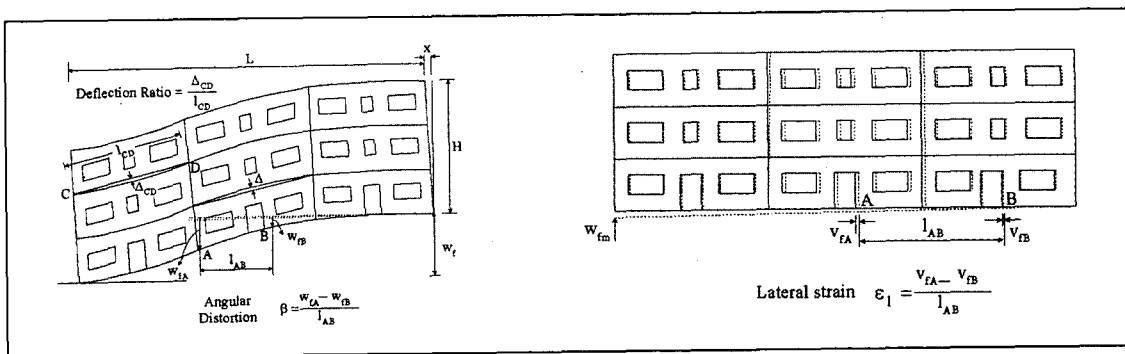


그림 4.3 각변위와 수평변형률의 정의

나타나며 이때 발생하는 지표침하의 형태는 포물선 형태를 띠게 된다. 한편, 그림 4.2(b)와 같이 지지 구조가 설치된 후에 수행되는 굴착에서는 지보재와 굴착저면이 벽체변형에 대한 저항력을 제공하게 되므로 굴착저면과 최 하단 지보재 사이에서 발생하는 측방변위가 벽체 변위의 주된 제공인자가 되며 이로 인한 지표침하는 아래가 볼록한 유형을 따르게 된다. 임의 굴착현장에서 최종단계에서의 벽체 변위 및 지표침하 양상은 위에서 언급한 캔틸레버 변위 및 측방 배부름으로 특징지어지는 벽체변위의 각 성분을 토대로 결정할 수 있다. 이와 같이 벽체 변위 및 침하 유형은 벽체강성 및 시공과정에 따라서 좌우되며 이로 인해 발생하는 주변 구조물 손상 특성은 결국 지반거동 양상(지표침하 및 지중변위) 과 밀접한 관계가 있으므로 설계 단계에서 이에 대한 정확한 평가가 필수적이라 하겠다.

4.3 건물의 각 변위 및 수평 변형률을 고려한 건물 손상평가

깊은 굴착 시 지반에 발생하는 연직 및 수평변위는 주변구조물에 각변위(angular distortion)와 수평변형률(lateral strain)을 유발시키며 따라서 이러한 변형률의 종류와 크기에 따라 구조물의 손상 여부가 좌우된다. 그림 4.3은 지반거동에 따른 주변구조물 손상평가에 있어서 적용되고 있는 각 변위와 수평변형률의 정의를 설명하고 있다. 구조물의 손상정도는 각변위와 수평변형률이 복합적으로 작용할 경우가 각변위만이 작용할 경우보다 더 높은 것으로 보고 되고 있어 수평변형률 또한 매우 중요하게 다루어져야 한다. 이러한 맥락에서 국내에서와 같이 굴착문제에 있어서 건물의 자중에 의한 침하에 대한 기준을 적용하는 것은 부적절한 결과를 초래할 수 있다.

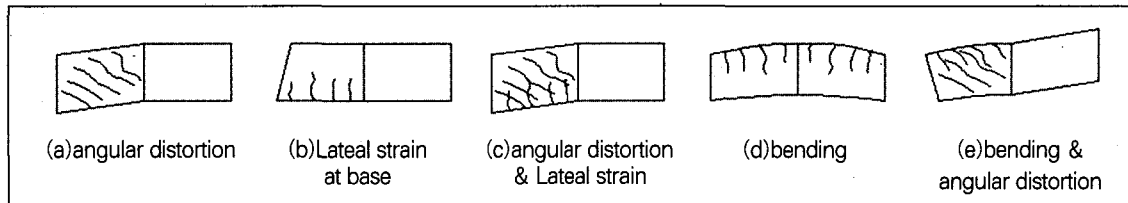


그림 4.4 건물손상유형(after Cording et al. 2001)

그림 4.4는 Cording et al.(2001)이 제시한 건물 벽체에 작용하는 변형률에 따른 건물 손상 유형을 보여주고 있다. 그림 4.4(a)~(e)에서 보이는 바와 같이 벽체에는 각변위와 수평변형률의 복합적인 작용으로 인해 손상이 발생한다. 즉 지반의 수평변위에 의해 발생하는 수평변형률(ϵ_{hp})은 초기단계에는 벽체하부에 국한하여 균열을 발생시키나 벽체 상단부에 휨 균열과 전단균열이 발생하면서 벽체 상부에까지 전파되어 균열폭을 확장시키게 된다. 이와 같이 지반굴착으로 인한 지반변위는 연직 및 수평 성분을 포함하며, 따라서 주변 구조물에는 이로 인한 각변위와 수평변형률이 부과되므로 두 성분의 고려 없이는 효율적인 손상평가를 기대하기 어렵다고 할 수 있다.

한편, 건물 벽체에 발생하는 균열 유형은 벽체의 길이(L)와 높이(H)의 비(L/H)와 밀접한 관계가

있는데 L/H가 큰 경우에는 각변위의 정도가 낮더라도 큰 크기의 휨변형률이 벽체 상단부에 발생하여 균열을 유발시키나 L/H가 작은 경우에 있어서는 벽체가 깊은보로 거동하게 되고 따라서 벽체 상단부에 전단균열이 발생한 후에 큰 크기의 휨변형률이 발생하게 된다. 이와 같이 지반거동에 따른 주변 건물의 손상정도와 유형은 지반변위의 크기 및 특성, 벽체의 기하적 특성, 건물의 구조적 특성 등에 좌우된다고 하겠다.

지반굴착에 따른 주변구조물의 손상평가 기법은 그동안 국외에서의 많은 연구를 통해 그 방법적 측면에서 어느 정도 일반화 되었다고 할 수 있다. 이에 관련된 연구는 대개 미국 및 영국, 그리고 캐나다의 연구자들에 의해 수행되었으며 터널굴착을 대상으로 기법이 개발된 후 깊은 굴착 문제로 확장하여 적용하기에 이르렀다.

표 4.1 손상등급(after Boscadin & Cording, 1989)

| | | | |
|-----|-------------|------------|--|
| 0 | 무시 | 0~0.05 | • 0.1 mm 이하의 헤어 크랙 |
| 1 | 매우 경미 | 0.05~0.075 | • 표면마감으로 쉽게 처리되는 미세균열 • 내벽에 주로 발생 • 조적식 구조물의 경우 외벽에도 발생 • 최대 균열폭은 1 mm |
| 2 | 경미 | 0.075~0.15 | • 균열을 쉽게 찾아낼 수 있으며 재마감이 필요하고 풍화방지를 위한 조치가 필요 • 문짝과 창문을 여는데 어려움이 있음 • 최대 균열폭 5 mm |
| 3 | 우려 | 0.15~0.3 | • 균열보수를 위해 표면을 갈아내고 처리 필요 • 조적식 구조물의 경우 일부를 재시공하는 경우가 발생 • 주변 매설물에 손상이 발생하고 문짝과 창문이 잘 닫기지 않음 • 최대 균열폭 5~15 mm 혹은 3 mm 이상의 균열이 다수 발생 |
| 4~5 | 심함~ 매우심함 | > 0.3 | • 벽체, 문짝 및 창문이 뒤틀려 재시공 필요. 최대 균열폭 15~25 mm • 매우 심각한 경우에는 빌딩의 재시공이 필요함: 최대 균열폭 > 25 mm |

대표적인 방법으로는 Boscardin & Cording (1989)이 제시한 손상평가 기법을 들 수 있는데 이들의 기법은 앞서 언급한 각변위와 수평변형률을 고려한 것으로서 이후에 Burland(1995)는 Boscardin & Cording의 연구결과를 확장하여 처짐비(deflection ratio)와 수평변형률에 근거한 기준을 제시하였다. Boscardin & Cording의 기준은 손상평가 대상 건물의 지주벽(bearing wall) 혹은 외벽(facade wall)에 발생하는 수평 및 전단변형률의 합을 토대로 계산되는 최대 인장변형률을 균열정도를 구분하는 임계 인장변형률(critical strain)과 비교하여 손상정도를 평가하는 방법을 취하고 있다(표 4.1). 다음절에서는 이에 대한 구체적인 방법에 대해서 기술하였다.

Boscardin & Cording(1989) 그리고 Cording et al.(2001)은 지반거동으로 인한 건물손상평가시 건물 벽체에 유발되는 변형률을 평가하는 방법으로 평균변형률 개념을 제시하였다. 여기서 평균변형률은 지반거동으로 인해 영향을 받는 건물의 벽체를 하나의 요소 혹은 개체로 간주하여 계산되는 평균적인 변형률로서 앞서 언급한 수평변형률과 각변위를 토대로 계산할 수 있다. 여기서 중요한 점은 굴착이 진행됨에 따라 지반변위는 파동(traveling wave)의 형태로 주변 구조물로 전파되기 때문에 굴착이 진행됨에 따라 대상 벽체에 발생하는 평균변형률 평가시에는 이점을 감안하여야 한다는 점이다.

임의의 요소에 수평변형률과 각변위가 작용할 경

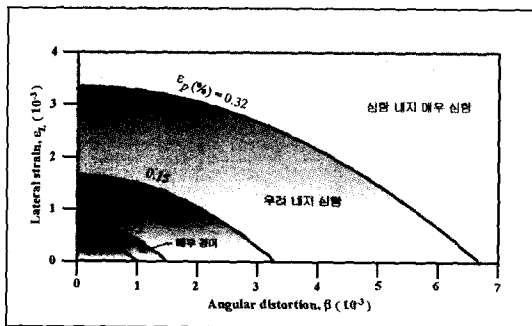


그림 4.5 ϵ_L - β 관계와 손상정도

우 최대 주인장 변형률(ϵ_p)은 식 (4.1)과 같이 계산할 수 있다.

$$\epsilon_p = \beta \sin \theta \cos \theta + \epsilon_L \cos^2 \theta; \tan(2\theta) = \beta / \epsilon_L \quad (4.1)$$

여기서 θ 는 ϵ_p 가 작용하는 평면이 수직면과 이루는 각도를 나타낸다.

그림 4.5는 ϵ_L 과 β 그리고 손상도의 관계를 나타내고 있는데 이 그림은 기존의 Boscardin & Cording(1989)이 제시한 도표에 평균변형률개념을 적용하여 다소 수정한 것으로서 각 손상도의 경계는 임계변형률에 해당하는 일정한 ϵ_p 의 값을 가진다. 각변위 만이 작용할 경우 최대 주인장 변형률은 $\epsilon_p = 1/2\beta$ 의 값을 가지며 $\theta = 45^\circ$ 에 작용하므로 균열의 방향은 작용방향과 90° 를 이루는 $\theta = -45^\circ$ 가 된다. 반면에 수평변형률 ϵ_L 만이 작용할 경우 $\epsilon_p = \epsilon_L$, $\theta = 0^\circ$ 이며 따라서 균열은 연직방향으로 발생하게 된다. 기존의 Boscardin & Cording(1989)의 도표는 $L/H=1$ 인 깊은보에 발생하는 변형률을 토대로 작성되었다는 점에서 그림 4.5와 근본적인 차이가 있다고 하겠다.

지반굴착시 발생하는 지반거동으로 인해 건물벽체에 발생하는 변형률은 그림 4.6에서 보이는 바와 같이 검토대상 벽체를 건물의 구조적 특성을 감안하여 구획(bay)으로 구분하고 각 구획에 대한 기하조건과 지반변위를 토대로 계산할 수 있다. 즉, 그림 4.6에서와 같이 벽체를 두개의 요소로 구분하고

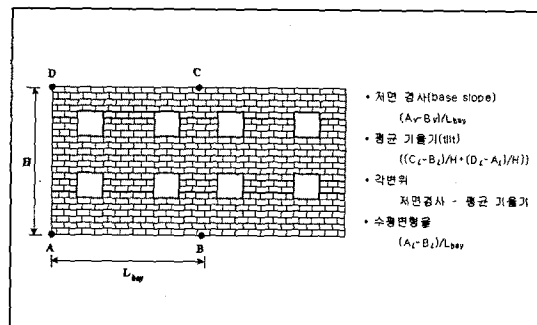


그림 4.6 평균 변형률 계산

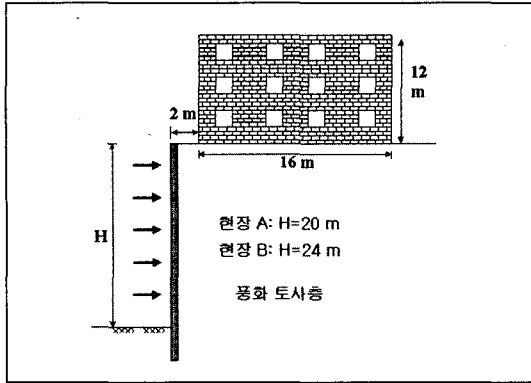


그림 4.7 검토대상 건물 개요도

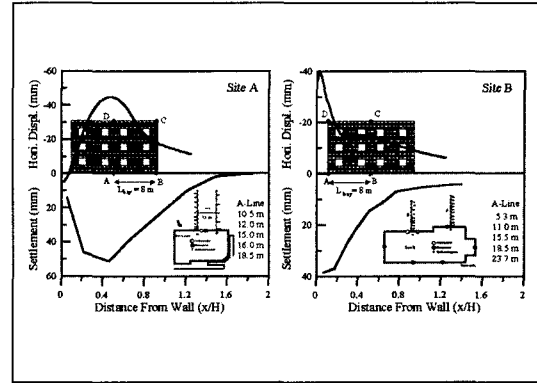


그림 4.8 지표침하/수평변위 곡선

각 요소의 수평 및 연직 변위 그리고 기하조건을 토대로 각변위와 수평변형률을 계산할 수 있다. 구획 1에 대한 각변위와 수평변형률은 그림 4.6에 나타난 바와 같이 계산된다.

벽체 내에 유발되는 변형률 상태는 비균질하다는 점과 균열이 일단 발생한 후에는 벽체의 연속체적인 특성을 상실한다는 점을 감안할 때 위에서 제시한 변형률 계산방법은 다소의 오차가 있을 수 있으나 예비평가의 기준으로 적용하는 데는 큰 무리가 없이 적용할 수 있다.

4.4 적용예

본 절에서는 그림 4.7에서 도시되어진 바와 같이 높이(H) 12m 길이(L) 16m의 제원을 갖는 가상의 3층 조적식 구조물이 실제 현장계측을 통해 지표침하가 측정된 두 현장에 인접하여 위치하는 경우를 고려하였다. 일반적으로 현장 계측 시 지중 수평변위는 측정하지 않으므로 손상평가에 필요한 수평변

위는 각종 자료를 토대로 추정하여 적용하였다. 한편, 평가에서는 건물자중에 의한 침하 발생시 적용하는 기준과 언급한 Cording et al.(2001)의 방법을 적용하여 비교하였다.

그림 4.8은 현장 A와 B의 침하 및 수평변위 곡선에 건물을 덧씌운 그림을 보여 주고 있으며, 표 4.2는 침하 및 수평변위 곡선으로부터 계산한 건물의 최대 가능 각변위와 수평변형률 그리고 이를 토대로 한 손상도 평가 결과를 나타내고 있다. 보이는 바와 같이 건물에 발생할 수 있는 각변위 및 수평변형률에 근거한 Cording et al.의 평가기준이 각변위만을 이용한 경우보다 월등히 높은 손상도를 나타내고 있음을 알 수 있다. 이러한 결과는 결국 수평변형률의 고려 여부가 손상도 평가 결과에 많은 영향을 미칠 수 있음을 단적으로 보여주는 것으로서 이에 대한 충분한 고려가 있어야 할 것으로 판단된다. 한편, Cording et al.의 기법 또한 평균변형률에 근거한 근사적 방법으로서 보수적인 면이 내포되어 있으므로 손상평가 결과 우려할만한 등급으

표 4.2 손상도 평가결과 비교

| | 침하경사(GS) | 기울음(tilt) | 각변위(β) | 수평변형률(ϵ_1) | 손상도 | 각변위(β) | 손상도 |
|------|----------|-----------|----------------|-----------------------|-----|----------------|-------|
| A 현장 | 3.13 | 1.56 | 1.57 | 3.2 | 4등급 | 1.57 | 2~3등급 |
| B 현장 | 3.38 | 1.69 | 1.69 | 1.9 | 4등급 | 1.25 | 2등급 |

주) 건물의 기울음 건물의 기하조건 및 강성에 따라 변할 수 있으나 여기서는 보수적으로 침하경사의 약 50%가 나타나는 것으로 가정하였다.

로 판정된 건물에 대해서는 건물/지반 강성비, 건물의 기하조건, 건물의 구조특성 등을 고려하여 보다 상세한 검토를 추가적으로 수행하는 것이 바람직하다.

4.5 결론

우리나라의 굴착현장은 대단면, 대심도화 되고 있으며 따라서 굴착 공사 시 주변 구조물에 대한 손상평가가 절대적으로 필요하다. 현재 우리나라에서는 주변건물에 대한 손상평가를 수행하고는 있으나 굴착에 따른 지반변위 특성에 대한 고려가 되지 않고 있는 등 부적절한 검토가 수행되고 있다. 앞으로도 시공여건이 열악해 짐에 따라 굴착에 따른 주변 영향의 억제는 굴착공사의 설계 및 시공에서 매우 중요한 부분으로 다루어야 한다. 본 고에서 제시된 기법은 현재 국외에서 적용하고 있는 개략적인 기법으로서 국내 현장에서도 유용하게 적용될 수 있을 것으로 판단된다.

유충식(성균관대)

참고 문헌

2. FHWA의 새로운 걸보기 토압

1. 김낙경(1998), "Measured Performance of Tieback Walls in Sand", 한국지반공학학회지, 제14권, 3호, pp. 5-24
2. Cheney, R.S.(1988), "Permanent Ground Anchors", Report to Federal Highway Administration, FHWA-DP-68-1R, Washington, D.C.
3. Littlejohn, G.S. and Macfarlane, I.M.(1975), "A case history study of multi-tied diaphragm walls", Diaphragm walls and anchorages, Proc. Institution of Civil Engineers, London, pp. 113-221
4. Nicholson, P. J., Jranowski, D.D., and Wycliffe-Jones, P.T.(1982), "Permanent Ground

Anchors: Nicholson design criteria." Rep. FHWA/RD-81-151, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

5. Otta, L., Pantueck, M., and Goughnour, R.R. (1982), "Permanent Ground Anchors: Stump design criteria." Rep. FHWA/RD-81-152, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
 6. 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.
 7. Sabtini, P.J., Pass, D.G., Bachus, R.C.(1999), "Ground Anchors and Anchored Systems", GEC No.4, FHWA, FHWA-IF-99-015
 8. Terzaghi, K. and Peck, R.B.(1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York
 9. Weatherby, D.E.(1982), "Tiebacks", Report to FHWA/RD-82/047, Federal Highway Adm., Washington, D.C.
 10. Weatherby, D.E. (1998), "Design Manual for Permanent Ground Anchor Walls", Report to FHWA/RD-97/130, Federal Highway Adm., Washington, D.C.
 11. Weatherby, D.E., Chung, M., Kim, Nak-Kyung, Briaud, J-L.(1997), Summary Report of Research on Permanent Ground Anchor Walls, Vol.2, Full-Scale Wall Tests and a Soil-Structure Interaction Model, Report FHWA-RD-98-066, FHWA, McLean, VA
- ##### 3. 역해석에 의한 안전관리
12. Arai, K., Ohta, H. and Kojima K.(1987), "Estimation of Nonlinear constitutive Parameters Based on Monitored Movement of Subsoil Under Consolidation", Soils and Foundations, Vol. 27, No.1, pp. 35-49
 13. De Jong. K. A.(1975), "An Analysis of the

Behavior of a Class of Genetic Adaptive Systems", Doctoral Dissertation, The University of Michigan

14. Gioda, G. Pandolfi, A. and Cividini, A.(1988), "A Comparative Evaluation of Some Back Analysis Algorithms and Their Application to In-Situ Load Tests", 2nd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, pp. 1131~1144
15. Goldberg, D. E.(1989), "Genetic Algorithms in Search, Optimization and Machine Learning", Addison-Wesley Publishing Co. Inc., N.Y.
16. Terzaghi, K. and Peck R. B.(1948), "Soil Mechanics in Engineering Practice Introduction", John Wiley & Sons, Inc.
17. 권오순, 정충기, 김재관, 이해성, 김명모(1999), "굴착 관리 정보화 시스템의 개발 및 적용", 한국지반공학회 논문집, 제15권, 제4호, pp. 153-166
18. 김수일, 정삼성, 장범수(1994), "P- γ 특성곡선의 Coupling을 고려한 토류벽의 거동해석", 토목학회 논문집, 제 14권, 제 3호, pp. 553~563
19. 김봉균(1996), "탄소성 지반 스프링 모델에 의한 굴착 해석시 흙의 물설치 평가를 위한 역해석", 서울대학교 석사학위논문
20. 김우식(1999), "탄소성 보법에 의한 굴착지반 토질정수의 재평가", 부경대학교 석사논문
21. 김학문, 이봉열, 김명훈, 엄진석, 안명운(1997), "깊은 굴착 시 토류벽체의 거동에 관한 모형실험연구", 토목학회 학술발표회 논문집, 제 3권, pp. 367~370
22. 김홍택, 황정순, 박성원, 유한규(1999), "유전자 알고리즘 및 인공신경망 이론을 이용한 쏘일네일링 굴착벽체 시스템의 최적 설계", 한국지반공학논문집, 제15권, 제4호
23. 문준식(1997), "굴착단계별 토류벽 역해석의 대상범위 선정에 관한 연구", 연세대학교 석사학위 논문
24. 오정환(2001), "지반굴착 흙막이공의 정보화시공 종합 관리 시스템 연구개발", 경희대학교 박사학위 논문
25. 장범수(1997), "지반의 탄소성 하중-변위관계를 이용한

한 흙막이 벽의 역해석 기법 개발", 연세대학교 박사학위논문

26. 장찬수(2002), "지하굴착 시스템의 역해석에 대한 유전알고리즘의 적용", 중앙대학교 박사학위 논문
27. 최충식(1996), "직접탐색법에 의한 굴착단계별 토류벽의 역해석", 연세대학교 석사학위 논문
28. 현대건설주식회사 기술연구소, 김명모, 정충기, 김재관, 이해성(1996), "도심지굴착 정보화시공관리시스템의 개발-최종보고서", pp. 4~173

4. 지반 굴착 시 주변 건물 손상 평가기법

29. 유충식, 윤효석, 박영진(2000). "터널굴착에 의한 인접 건물의 손상평가", 대한토목학회 학술발표회 논문집, 제2권, pp. 41-44
30. Boone, S. J., Westland, J., and Nusink, R. (1999). "Comparative evaluation of building response to an adjacent braced excavation", Can. Geotech. J. Vol. 36, pp. 210-223
31. Boscardin, M. D. and Cording, E. J.(1989). "Building response to excavation-induced settlement". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE. Vol. 115, No. GT1, pp. 1-21
32. Burland, J. B.(1995). "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavations", Invited Special Lecture to IS-ToKyo '95: 1st Int. Conference on Earthquake Geotechnical Engineering
33. Caspe, M. S(1966). "Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts", ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 92, No. SM4, pp. 51-61
34. Cording, E. J., Long, J. H., Son, M., and Laefer, D. F.(2000). "Modelling and analysis of excavation-induced building distortion and damage using a strain-based damage criterion", Int. Conf. Response of buildings to excavation-induced ground movements, CIRIA