

# 도심지 터널 굴착에 따른 인접구조물의 손상평가에 관한 연구 (I)

- 지상 건물의 기하학적 및 위치적 특성을 중심으로 -

## A Study on the Safety Assessment of Adjacent Structures Caused by Tunnel Excavation in Urban Area

- Focused on the Characteristics of Geometries and Locations for Nearby Building -

김 창 용<sup>\*1</sup>

Kim, Chang - Yong

문 현 구<sup>\*2</sup>

Moon, Hyun - Koo

배 규 진<sup>\*3</sup>

Bae, Gyu - Jin

---

### Abstract

In urban area, there are several major factors to be considered in tunnel design and construction. The first is to predict the magnitude and distribution of ground movements for particular ground conditions and construction procedures. The second is to assess the potential damage to nearby structures in response to the predicted ground movements. The third is to select the measures to be taken if a potential damage is foreseen.

This study is concerned primarily with the first and second stages of the problem. Particularly, this paper is focused on the second stage to assess the potential damage to the nearby building with any type of geometries and locations above ground surface. In order to solve this problem, we introduced damage parameters(angular distortion, deflection ratio, maximum building settlements, maximum differential settlements, horizontal strain, etc.), and extended these parameters into 3-dimensional safety assessment. Also, to assess the safety of any walls existing in the building, we developed a 3-dimensional analysis program, and various parametric studies for the nearby building with any type of geometries and locations were presented. In addition to these parametric studies, we compared the results of the proposed techniques with some abroad case records for particular tunnels and adjacent buildings.

\*1 정희원, 한국건설기술연구원 토목연구부 지하구조물그룹 선임연구원

\*2 정희원, 한양대학교 공과대학 지구환경건설공학부 부교수

\*3 정희원, 한국건설기술연구원 기획조정실 실장

## 요 지

도심지에 터널을 건설할 때는 설계·시공에 있어서 중요한 몇몇 고려 사항이 있다. 첫째는 특정한 지반 조건과 시공조건에 대해서 지반변위의 크기와 분포를 예측하는 것이다. 두 번째는 예측된 지반거동에 상응하는 인접구조물들의 잠재적 손상을 평가하는 것이고, 셋째는 잠재적 손상이 예견되는 구조물에 대한 적절한 보강대책을 선정하는 것이다. 본 연구는 주로 첫 번째와 두 번째 단계의 문제를 해결하는데 주안점을 두고 있고, 특히, 지상에 존재하는 건물의 기하학적 특성과 위치적 특성을 고려한 손상평가 방법에 연구의 초점을 두고 있다. 이를 위해서 도심지 터널 굴착 시 발생할 수 있는 지표침하 거동 예측 결과를 기반으로 예측할 수 있는 지상 건물의 손상평가 인자들(뒤뜸각(angular distortion), 처짐비(deflection ratio), 건물의 최대침하량, 부등침하량, 수평변형률)을 도입하였고, 기존의 보수적인 해석 방법을 좀 더 발전시키기 위해서 지상에 존재하는 건물 벽체 각각에 대해서 분석할 수 있도록 이러한 인자들을 3차원적으로 표현할 수 있는 프로그램을 개발하였다. 또한, 건물의 기하학적, 위치적 특성 등의 변화에 대한 손상평가 인자들의 변화를 관찰하고, 실무에서 이러한 평가 결과를 활용할 수 있도록 가이드를 제시하고자 하였다. 한편, 국외의 몇몇 인접 건물에 대한 손상평가 사례와 본 연구에서 제안하고 있는 방법에 대한 비교 연구를 수행하여 현장에서 이를 활용할 수 있는 방법을 모색하였다.

**Keywords :** Surface settlements, Angular distortion, Deflection ratio, Maximum building settlement, Maximum differential settlement, Horizontal strain

## 1. 서 론

최근 들어 도심지에는 심각한 교통체증과 인과밀 문제를 해결하기 위해서 각종 지하철도, 지하철 등 대규모 지하 교통시설과 함께 전력구 및 통신구와 같은 다용도 터널(utility tunnel) 등이 지하에 건설되고 있다. 통계에 의하면, 서울시 제 2기 지하철의 경우 지표로부터 심도가 20m 이내인 터널이 전체 구간의 약 62%로 대부분이 천층 터널에 해당되며, 풍화암이나 풍화토층과 같이 비교적 연약지반에 시공되는 터널의 연장은 전체 구간의 55%나 차지하고 있는 것으로 보고되고 있다(서울특별시 지하철건설본부, 1994).

이와 같은 도심지 터널은 비교적 얇은 심도(shallow depth) 및 연약지반(soft ground)에 건설되는 경우가 많기 때문에 일반 산악터널이나 대심도 암반층에 건설되는 지하공동과는 달리 지반변위가 터널 설계를 지배하는 주요 인자로 대

두되고 있다. 또한, 도심지 터널 건설에 필수적인 요건중의 하나가 지중 및 지상에 존재하는 각종 인접구조물에 대한 안전성을 확보하는 것이다. 특히, 도심지에서 터널 굴착을 수행할 경우는 터널 자체의 안정성 외에도 주변 기설 구조물들의 안전이 매우 중요하기 때문에 터널 설계 단계나 시공 단계에서 이를 충분히 고려해야 함에도 불구하고 이를 만족시키지 못하는 설계 및 시공의 결과로 최근 터널 굴착에 따른 인접구조물들의 피해 사례는 계속 늘고 있는 실정이다(한국건설기술연구원, 1997).

Peck(1969)은 이러한 도심지 천층 연약지반에 건설되는 터널 설계를 충족시킬 수 있는 3가지의 기본적인 필요 충분조건을 제안한 바 있다. 첫째는 터널 시공법이 지반 및 지하수 특성을 충분히 고려한 공법이 되어야 하며, 둘째는 터널 공사가 시공 현장 주변에 위치한 인접구조물들에 과도한 손상을 주지 말아야 하며, 셋째는 터널이 완

공된 후 운용 중에 어떠한 외부적인 영향에 의해서도 터널이 견딜 수 있도록 건설되어야 한다고 제안하였다. Hong(1984)과 배규진(1989)은 이러한 필요 충분 조건 중 두 번째 조건을 충족시키기 위해서 터널 설계자는 다음과 같이 3단계에 걸쳐 문제를 해결해야 한다고 주장하였다.

- 1) 어떠한 지반조건과 시공상황 하에서도 지반 거동의 크기나 분포를 정확히 예측해야 하고,
- 2) 예측된 지반거동에 기인해서 인접한 구조물들에 대한 잠재적 손상(potential damage)을 평가해야 하며,
- 3) 인접구조물에 대한 잠재적 손상이 예견된다면 이에 대처할 수 있는 적절한 대책 공법을 선정해야 한다.

본 연구에서는 상기의 문제점 해결에 주요 열쇠가 되는 첫 번째와 두 번째 단계의 문제를 해결하는데 그 목적을 두고 있다. 첫 번째 단계의 문제를 해결하기 위해서 배규진(1997, 1998)등은 이미 인공신경회로망을 이용하여 합리적인 지표침하 특성을 예측할 수 있는 방법을 제안한 바 있다. 따라서, 본 연구에서는 주로 두 번째 단계의 문제를 해결하는데 연구의 초점을 두고자 한다.

한편, 예측된 지반거동에 의해서 인접한 건물들에 대한 잠재적 손상을 평가하는 방법에 있어서도 많은 연구가 수행되어서 지상구조물에 대한 손상기준을 정립하고, 건물의 손상평가 인자들(뒤뜸각, 처짐비, 건물의 최대침하량, 부등침하량, 수평변형률 등)의 적용에 대한 적정성을 모형실험, 수치해석 및 계측을 통해서 입증하는 등 많은 연구를 수행하여 왔다(Skempton과 MacDonald, 1956; Polshin과 Tokar, 1957; Bjerrum, 1963; Burland와 Wroth, 1974; Cording과 Hansmire, 1975 등). 그러나 이들 구조물 손상 평가 방법들을 실제 적용하는데 있어서는 학자들마다 제시하고 있는 기준들이 매우 주관적이고, 몇몇

인자들에 의한 평가만을 수행하고 있기 때문에 현실적으로 적용 가능한 모든 평가 인자들을 고려하지 못하고 있는 실정이다. 특히, 터널이 완전히 굴착된 상태의 최종 최대침하량을 이용한 보수적인 해석이 주류를 이루기 때문에 터널 굴착 단계별로 발생할 수 있는 건물의 3차원적인 손상 평가가 이루어지지 못하고 있다.

따라서 본 연구에서는 이러한 손상평가 인자들을 종합적으로 고려할 수 있도록 하고, 터널 굴착 단계별 분석을 할 수 있도록 하기 위해서 지표침하 및 건물의 손상평가 인자들을 3차원으로 표현할 수 있는 기법을 개발하였다. 또한, 건물에 존재하는 여러 벽체들을 동시에 고려할 수 있는 분석방법을 제안하였고, 이 방법에 의한 예측 결과와 3차원 탄소성 유한요소 해석 결과를 상호 비교하였다.

한편, 건물의 기하학적 특성과 위치적 특성을 고려할 수 있도록 하기 위해 다양한 매개변수 변환연구를 수행하여 이를 실무에 활용할 수 있도록 가이드를 제시하였다. 그리고, 이러한 방법의 적합성을 분석하기 위해서 인접 건물의 손상평가를 수행한 국외의 몇몇 사례를 대상으로 건물의 손상평가 결과를 상호 비교·분석하였다.

## 2. 구조물 손상 평가법 및 인자

### 2.1 인접구조물 손상평가

터널 굴착에 의한 인접구조물의 잠재적 손상 평가에 관한 연구는 이론적 연구, 실험적 연구, 현장 계측에 의한 방법 등 다양한 형태로 연구되어 왔다. 초창기의 연구는 주로 건물의 자중에 의한 침하로 인해서 발생하는 건물의 손상 허용 한계에 관한 연구가 주류를 이루었다.

Skempton과 MacDonald(1957), Bjerrum(1963) 등은 현장 계측결과를 토대로 건물의 자중에 의

해 침하가 발생하는 내력벽(load-bearing walls)에 첫 균열이 발생하는 임계값을 뒤뜸각으로 정의하였다. 그리고 건물에 심각한 균열과 손상을 일으키는 임계 뒤뜸각을 1/150 정도로 제안하였다. 물론 이때까지는 지표면의 수평변형률은 고려하지 않았다.

비슷한 시기에 Polshin과 Tokar(1957)는 석조 건물벽에 있어서 대부분의 손상은 인장한계를 넘어서는 단계에서 발생하는 균열에 의해 생기며, 가시 균열(visible cracking)의 시작은 임계 인장변형률(critical tensile strain)과 밀접한 관계가 있음을 증명하였다.

Burland와 Wroth(1974)는 이러한 임계 인장변형률의 개념을 단순보(simple beam model)의 초기 가시 균열에 적용시켜 그 개념을 발전시켰으며, 분석결과 석조 건물벽의 임계 인장변형률의 값이 0.0005~0.00075 정도임을 밝힌 바 있다. 물론 이때 건물은 단순보와 같이 거동을 하며 인장변형률 값이 한계치에 도달하거나 균열이 발생되기 전까지는 선형 탄성거동을 보이는 것으로 가정하였다. 이밖에도 Meyerhof(1956), Wahl(1981) 등이 각종 실험 및 계측을 통해서 건물의 임계 인장변형률을 제안하였다.

이러한 초창기 연구를 기반으로 후에 각종 광산 굴착, 터널 굴착, 개착식 굴착 등에 의한 지표 침하로 인해 구조물의 잠재적 손상평가에 대한 연구는 주로 유럽 및 미국 등지에서 수행되었다. 대표적으로 광산 굴착에 의한 인접구조물의 잠재적 손상평가는 Priest와 Orchard(1958), 영국 National Coal Board(1975)에 의해 제안되었으며, 18개의 현장 사례를 토대로 분석한 연구 결과에 의하면 구조물의 손상은 구조물의 길이와 측방변형률의 곱으로 표현될 수 있음을 제안하였다. 여기서는 주로 구조물의 길이와 측방변형률의 관계로 손상정도를 표현하고 있으며, 간편한 도표를 제시하여 손상평가를 할 수 있도록 하

였다. 또한 Littlejohn(1975)은 광산 굴착 중 함몰(sinkhole)에 기인한 측방변형률의 임계값으로 0.0025(=1/400)를 제안하였으며, 이 값을 초과할 때 건물벽에 육안관찰이 가능한 균열이 발생하는 것으로 보고하고 있다.

일반 터널 굴착에 의한 인접구조물의 잠재적 손상평가는 Cording과 Hansmire(1975)에 의해 제안되었으며, 그 결과에 의하면 지표침하 트래프의 평균경사  $\delta_{\max}/W_i$ (여기서,  $\delta_{\max}$ : 최대침하량,  $W_i$ : 침하트래프 폭)이 터널 상부에 위치한 구조물의 손상기준으로 사용할 것을 제안하였다. 비슷한 시기에 Breth와 Chambosse(1974)는 독일 프랑크푸르트에 위치한 터널 굴착 공사 시에 3개의 5층 건물 침하에 관해서 연구한 결과를 토대로 건물 기초의 경사는 트래프 내에 존재하는 건물의 위치에 따라 달라지지만 트래프의 평균경사보다 적거나 비슷한 수치가 된다고 밝혔다.

O'Rourke(1976) 등은 터널 굴착에 의한 인접 건물의 내력벽이 심한 손상을 받기 시작하는 임계 뒤뜸각을 약 1/100로 제안한 바 있다. Boscardin, Cording과 O'Rourke(1978), Boscardin과 Cording(1989) 등은 Washington D.C. 지하철 공사 중에 직접 계측을 수행하여 구조물에 심각한 손상을 줄 수 있는 뒤뜸각의 한계치로서 1/60~1/200 정도를 제안하였고, 이 수치는 실제 육안관찰을 통해서 발견된 균열이 발생된 상황에서의 임계치임을 보고하였다. 한편, Geddes(1990)는 물리적 모형실험을 통해서 지표면의 수평변위, 수평변형률과 구조물의 변위 및 변형률과의 상관관계를 제안하였다. 또한, Attewell과 Woodman(1982), Attewell과 Taylor(1984) 등은 인접구조물의 손상평가를 위한 3가지의 인자들 즉, 뒤뜸각, 처짐비, 수평변형률 등에 대해서 굴착에 의한 인접구조물의 평가에 있어서는 이들 인자를 동시에 고려할 필요가 있다고 제안하였다. 그 결과, 앞서 많은 학자들에 의해 제안된 손상평가 기준

들을 인자별로 종합 정리하였다.

한편, Dulacska(1992)는 각종 모형실험, 이론 분석 및 현장계측결과를 토대로 터널 굴착에 의해서 건물에 발생할 수 있는 4가지 형태의 균열 양상을 구체적으로 계산할 수 있는 이론식들을 제시하여 구조물 손상평가에 중요한 전환점을 가져왔다. 이 이론에서는 지반침하에 의해서 발생될 수 있는 건물의 침하양상을 배사형조건(trough condition)과 등사형조건(saddle condition)으로 구분하여 각 조건마다 인장응력에 의한 수직 균열, 전단응력에 의한 경사 균열, 벽체내 공간 모서리의 수직 균열, 벽체내 공간 모서리의 경사 균열 등 총 4 종류의 발생 가능한 균열 양상을 구분하여 예측할 수 있도록 하였다.

## 2.2 인접구조물 손상평가 인자

일반적으로 인접구조물의 손상평가방법은 터널이 완전히 굴착된 상태의 최종침하량을 이용한 보수적인 해석방법이 주류를 이루고 있다. 터널 굴착단계별 손상평가를 위해서는 3차원적인 지표침하거동을 이용하여 손상평가 인자인 뒤뜸각, 처짐비, 부등침하, 건물의 최대침하량, 수평 변형을 및 지표 구조물에 발생 가능한 균열양상 등의 터널 굴착 진행에 따른 터널 종방향에서의 굴착 단계별 수치를 구하고 이를 이용하여 3차원적인 손상평가를 수행할 필요가 있다. 물론 터널이 완전히 굴착된 상태에서의 보수적인 인접구조물 손상평가는 이와같은 3차원적 인접구조물의 손상평가의 한 예가 될 수 있다.

### 2.2.1 뒤뜸각

뒤뜸각은 구조물의 전단비틀림 수준을 나타내며 지표침하에 의해 구조물에 발생하게 되는 강체 기울어짐(rigid body tilt)을 고려하지 않는다고 가정할 때, 구조물상의 두개의 관심지점을 연

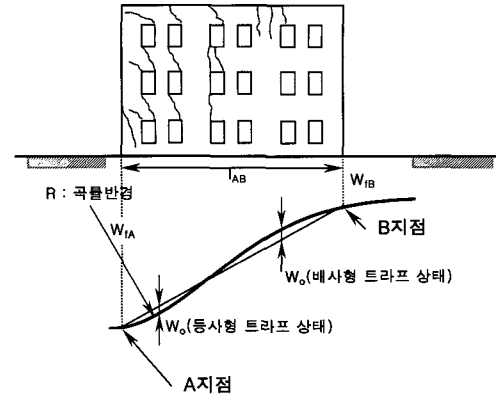


그림 1. 뒤뜸각의 정의

결하는 직선의 회전각으로 표현된다. 일반적으로 계산된 뒤뜸각  $\phi$ 는 두 지점간의 평균값이며, 이의 정의는 그림 1과 같고, 과거, 석조건물이나 벽돌구조물과 같이 구조물 자체의 강성이 작은 경우에는 보(beam)의 거동과는 다르게 비교적 유연한 구조물이기 때문에 이러한 구조물들은 터널 굴착에 의해 초래되는 지반거동과 유사한 거동형태를 취하는 것으로 문헌에 보고되고 있다 (Cording과 Hansmire, 1975; Geddes, 1990; Atwell과 Taylor, 1984).

$$\text{뒤뜸각, } \phi = \frac{(w_{fA} - w_{fB})}{l_{AB}} \quad (1)$$

여기서,  $w_{fA}$ ,  $w_{fB}$  : A, B 지점의 지표침하량,

$l_{AB}$  : A지점과 B지점의 수평거리.

상기의 식 (1)은 단지 터널이 완전히 굴착된 상태에서 뒤뜸각에 대한 보수적인 해석결과를 줄 수 있는 수식이고, 3차원적인 손상평가를 위해서는 3차원적인 지표침하 발생경향에 이러한 개념을 도입하여 구조물 벽체 양끝 지점의 침하량 차이와 벽체 양끝점의 거리로 표현할 수 있다. 그림 2는 지표면상에서 발생하는 지표침하트래프의 등고선을 보여주고 있다. 그림에서와 같이 4개의 벽체를 갖는 구조물의 경우 각 벽체(A, B, C, D)에서 발생되는 뒤뜸각은 아래와 같이 표

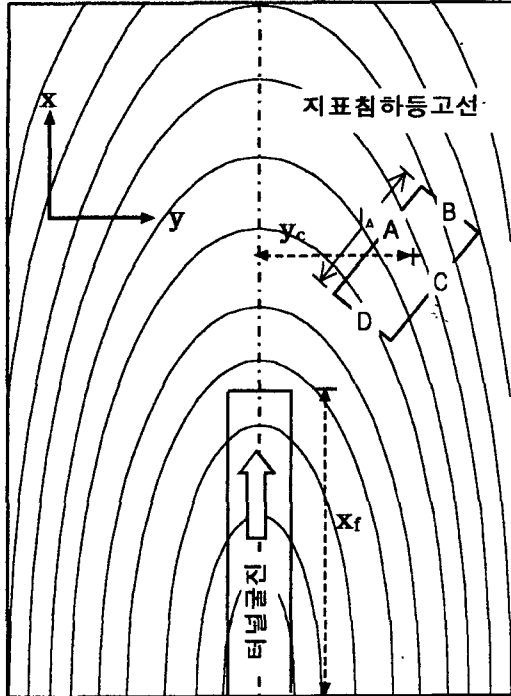


그림 2. 지표침하 등고선 및 건물의 위치

현할 수 있다.

$$\text{뒤뜸각, } \psi_A = \frac{(w_{x_1y_1} - w_{x_4y_4})}{l_A} \quad (2)$$

여기서,  $\psi_A$ : A벽체의 뒤뜸각 ( $\psi_A \geq 0$ : 반시계방향의 뒤뜸각,  $\psi_A \leq 0$ : 시계방향의 뒤뜸각),  $w_{x_4y_4}$ ,  $w_{x_1y_1}$ : A벽체 양끝점의 지표침하량,  $l_A$ : A벽체의 수평길이.

상기의 식 (2)는 지표상의 건물에 존재하는 여러 벽체 각각에 대해서 뒤뜸각을 구할 수 있는 보다 실질적이고, 일반적인 수식이다.

### 2.2.2 처짐비

처짐비는 구조물 내에 관심 있는 두 지점을 연결한 직선과 그 구간에서 발생한 침하곡선간의 최대 수직 간격인  $\omega_0$ 를 구조물 내 관심 있는 두 지점간의 거리  $l_{AB}$ 로 나누어준 값이다. 여기서 처짐비는 휨에 기인한 뒤뜸림(distortion)과 관련되

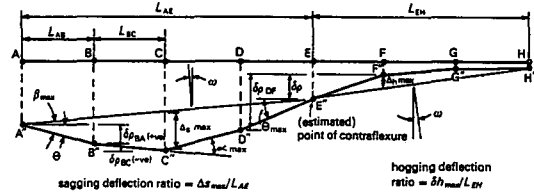


그림 3. 처짐비의 정의(Dulacska, 1992)

어 있다. 또한 처짐비는 그림 3에서와 같이 배사형의 처짐과 등사형의 처짐으로 분류된다. 이러한 처짐비의 표현식은 다음과 같다(Cording과 Hansmire, 1975; Geddes, 1990; Attewell과 Taylor, 1984).

$$\text{처짐비} = \frac{\omega_0}{l_{AB}} \quad (3)$$

여기서,  $\omega_0$ : 관심 있는 두 지점 사이의 직선과 두점 사이의 최대침하량 발생점과의 수직거리,  $l_{AB}$ : 관심 있는 두 지점의 수평거리.

처짐비도 뒤뜸각과 마찬가지로 식 (3)을 3차원 지표침하 형태로 확대하여 구조물 벽체 내에 관심 있는 두 지점간을 연결한 직선과 그 구간에서 발생한 침하곡선과의 최대 이격간격인  $\omega_0(x_1y_1, x_4y_4)$ 를 A벽체의 길이  $l_A$ 로 나누어준 값으로 정의할 수 있다.

$$\text{처짐비} = \frac{\omega_0(x_1y_1, x_4y_4)}{l_A} \quad (4)$$

여기서,  $\omega_0(x_1y_1, x_4y_4)$ : 벽체 양끝 ( $x_1y_1, x_4y_4$ ) 사이의 직선과 침하곡선과의 최대 수직 이격거리,  $l_A$ : A벽체 양끝점의 수평거리.

상기의 식 (4)를 이용하여 지표면상의 임의의 지점에 위치하는 건물의 각 벽체에 대한 처짐비를 구할 수 있다.

### 2.2.3 건물의 부등침하량 및 최대침하량

건물의 부등침하량은 구조물 내의 벽체 양끝점의 지표침하량 차이를 나타내는 값으로 아래

식과 같이 표현할 수 있다.

$$\text{부등침하량 } A = \|w_{x_1y_1} - w_{x_4y_4}\| \quad (5)$$

여기서, 부등침하량  $A$  : A벽체의 부등침하량,  
 $w_{x_4y_4}, w_{x_1y_1}$  : A벽체 양끝점의 지표침하량.

건물의 최대침하량은 구조물 내의 각 벽체의 최대침하량으로 세분화시킬 수 있으며, 그 정의는 각 벽체내 임의의 지점에서 발생하는 최대침하량을 의미하고 아래식에 의해 표현할 수 있다.

$$\text{구조물 최대침하량 } A = \text{Max}[w_{x_4y_4}, w_{x_1y_1}] \quad (6)$$

여기서, 구조물 최대침하량  $A$  : A벽체의 최대침하량,  
 $\text{Max}[w_{x_4y_4}, w_{x_1y_1}]$  : A벽체내 임의의 지점의 최대지표침하량.

상기식 (5), (6)을 이용하여 건물의 각 벽체에서 발생하는 부등침하량과 최대침하량을 산정할 수 있다.

## 2.2.4 수평변형률

수평변형률( $\epsilon_n$ )은 뒤튼각과 처짐비와 함께 구조물의 손상정도를 평가하는데 중요한 인자이다. 구조물 내의 벽체 자체에 발생하는 압축, 인장력에 의한 압축, 인장 수평변형률을 의미하며, 아래 식으로 표현될 수 있다.

$$\epsilon_n = \frac{(v_{x_4y_4} - v_{x_1y_1})}{l_A} \quad (7)$$

여기서,  $\epsilon_n$  : A벽체의 수평변형률,  $v_{x_4y_4}, v_{x_1y_1}$  : A벽체내 양끝점 각각의 절대수평변위차.

그림 4는 Boscardin과 Cording(1989)이 제안한 벽돌내력벽에 대한 균열 손상정도와 뒤튼각, 수평변형률 사이의 관계를 보여주고 있다. 화살표는 수집된 데이터들 중 건물자체의 하중에 의한 침하, 개착식 굴착 및 터널 굴착에 의한 침하, 광산굴착에 의한 침하 등 침하의 원인으로 구분한 것이다.

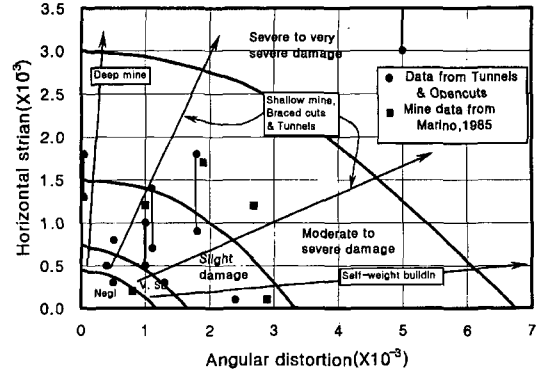


그림 4. 벽돌내력벽에 대한 뒤튼각과 수평변형률과의 관계표(Boscardin 등, 1989)

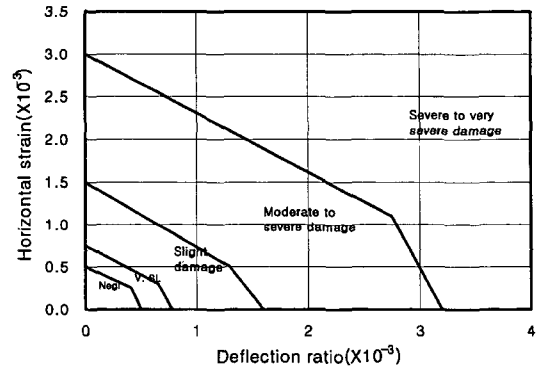


그림 5. 벽돌내력벽에 대한 처짐비와 수평변형률과의 관계표(Mair, 1998)

또한, 그림 5는 Mair(1998)에 의해서 제안된 벽돌내력벽에 대한 수평변형률과 처짐비와의 관계를 보여주는 도표로서 그림 5와 함께 인접구조물의 손상평가에 중요하게 활용되고 있는 도표이다.

## 3. 수치해석에 의한 비교평가

수치해석에 의한 인접구조물 손상평가 인자의 비교 평가는 비교대상 인자들에 대한 현장계측 사례에 대한 자료가 부족하고, 이에 대한 체계적인 연구결과가 부족하기 때문에 객관적인 비교를 위해서는 일반적으로 많이 사용되고 있는 수치해석 결과와의 비교가 반드시 필요하다.

특히, 기존의 문헌(Rowe 등, 1983; Robert 등, 1986; Lee와 Rowe, 1989)에 보고된 수치해석 사례들은 주로 지표침하를 예측하기 위한 연구의 일환으로 수행되었고, Potts과 Addenbrooke(1996, 1997)와 Boscardin과 Cording(1989)의 연구는 건물의 손상평가 인자들에 대한 연구를 수행하였으나, 지반거동에 있어서 2차원적인 지표침하 예측과 건물 전체에 대해서 대표치 개념의 손상평가인자 예측에 연구 초점을 맞추고 있다. 하지만 본 연구에서는 건물에 존재하는 각 벽체별로 손상평가인자들을 예측하고자 하였다.

우선적으로 건물 각 벽체에 대한 손상평가인자들을 구하기 위해서는 터널 굴착 단계별로 지표침하등고선을 예측할 수 있어야 한다. 본 논문에서는 참고문헌[3]에 동저자가 제시한 바와 같이 인공신경회로망을 이용해서 지표침하특성치(최대침하량, 변곡위치  $i$ )를 예측하고 이 특성치를 이용해서 터널 굴착 단계별로 지표상에 임의의 지점에서의 침하량을 계산할 수 있도록 하였다. 지표의 횡방향 침하는 가우스 정규분포함수를 사용하고 있고, 종방향으로의 침하는 아래와 같이 수정된 누적 가우스 정규분포함수를 사용하고 있다.

$$\delta_s = \delta_{max} \exp\left[\frac{-y^2}{2i^2}\right] \left\{ G\left(\frac{x-x_i}{i_x}\right) - G\left(\frac{x-x_f}{i_x}\right) \right\} \quad (8)$$

여기서,  $G(a) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-a}^a \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du$ ,  $x$ 는 굴착면으로부터 터널 굴진방향으로의 거리,  $x_i$ 는 터널 굴착 시작점,  $x_f$ 는 터널 굴착 막장의 위치,  $y$ 는 터널 중심선으로부터 관심 있는 지점까지의 횡방향 거리,  $i_x$ 는 터널 굴진방향( $x$ 방향)으로의 변곡위치( $i_x \cong i$ )를 나타낸다. 특히, 상기의 G함수의 단점으로 대두되는 계측점 통과시의 막장침하비가 50%로 고정되는 단점을 해결하기

위해서 G함수의 평균(mean)과 표준편차(standard deviation)를 이동(translation)시키는 방법을 이용해서 막장침하비를 현실적으로 구할 수 있는 방법을 제안하였다(배규진 등, 1998).

식 (8)을 이용하기 위해서는 최대침하량과 변곡위치  $i$ 가 식을 구성하는 가장 중요한 인자로서 기지의 값이어야 하고, 상기의 식을 이용하면 지표상의 임의의 지점에서 임의의 굴착 진행 상황 단계별로 지표침하량을 계산할 수 있다.

여기서 계산된 각벽체 모서리의 지표침하량을 이용해서 논문의 2장에서 제시하고 있는 손상평가인자들의 수식에서 건물 벽체모서리 각 지점의 침하량( $w$ )을 구하고, 건물의 벽체 길이를 알 경우에 각변위를 구할 수 있으며, deflection  $\omega$ 는 건물 벽체 양끝점에서 발생하는 침하량을 연결한 직선과 침하트라프사이의 최대 이격거리를 프로그램 내부에서 자동으로 찾아서 치짐비를 구합니다. 한편, 부등침하량과 최대침하량은 벽체 모서리 각 지점의 침하량을 알 경우에 식 (5), (6)과 같이 구할 수 있다. 이와 같은 방식으로 건물에 존재하는 각 벽체의 손상평가인자들을 구하게 된다.

본 연구에서는 특정한 터널 기하학적 조건과 지반조건을 갖는 사례를 가정하고, 이를 기반으로 3차원 탄소성 유한요소 해석을 실시하여 해석결과와 본 연구에서 제안하고 있는 방법에 의한 결과를 상호 비교하고자 하였다. 본 연구에서는 건물의 특성에 의한 지표침하 억제 효과나 손상평가 인자의 감소효과를 고려하지 않기 때문에 단순히 건물이 위치하는 지점의 지표침하 특성을 이용하여 건물에 대한 손상평가를 수행하고, 이를 상기의 이론해와 비교하였다.

### 3.1 해석 조건

앞서 2장에서 제안한 바와 같이 터널 굴착으



표 1. 지반물성치

지층구조	E(t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\phi$ (°)	C(t/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	K <sub>o</sub>
풍화토	8,000	0.35	35	0	2.0	0.5
풍화암	51,000	0.33	40	30	2.2	0.5

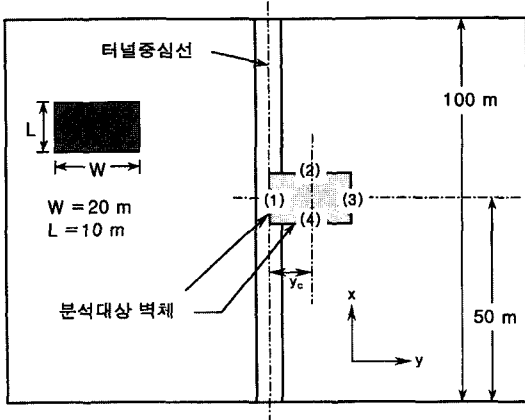


그림 6. 수치해석과의 비교를 위한 모델

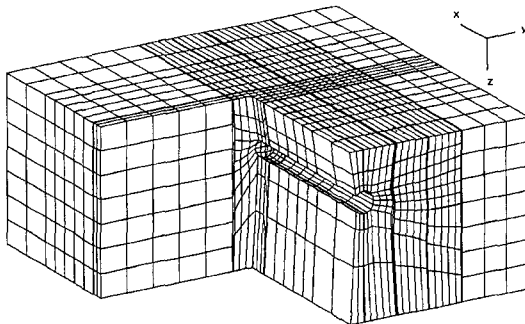


그림 7. 3차원 유한요소망

로 지상에 위치하는 건물은 3차원적인 지표침하에 의해 영향을 받게되므로 건물에 존재하는 각 벽체별로 분석을 할 수 있어야 한다. 따라서 3차원 유한요소해석이 필수적이며, 본 비교를 위해서 사용된 지층구조는 터널 상부는 풍화토이며, 터널 하부는 풍화암으로 구성되어있다고 가정하고 있으며, 지반의 탄성계수(E), 포아송비( $\nu$ ), 내부마찰각( $\phi$ ), 점착강도(C), 단위중량( $\gamma$ )는 표 1과 같다.

그림 6은 건물의 위치 및 터널 굴착 조건 등을 보여주고 있고, 그림 7은 3차원 해석을 위한 유

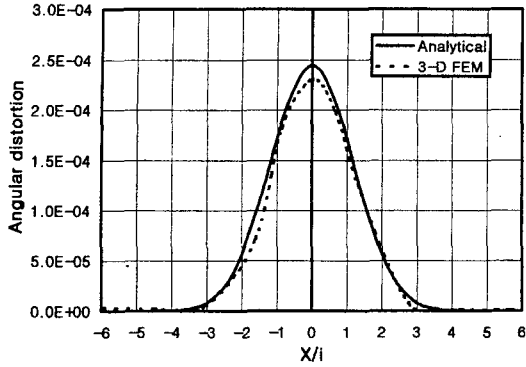
한요소망을 보여주고 있다. 3차원 유한요소망은 터널 굴착에 의한 경계효과를 최소화하기 위해 터널 중심으로부터 측면으로 약 6D(D: 터널 직경) 정도를 해석영역으로 설정하였고, 터널 굴진 방향으로는 100m 정도를 굴착하는 것으로 가정하였다. 그림 6에 나타난 바와 같이 건물 중심위치는 터널 굴진 방향으로부터 50m 전방에 위치하는 것으로 하였고, 건물은 한쪽 벽체가 터널 중심선과 일치하도록 하였다. 또한 건물의 횡방향 폭(W)은 20m이고, 종방향 길이(L)가 10m인 높이 20m의 정방형 건물로 가정하였다. 그리고, 터널은 원형으로 가정하였고, 터널 굴착에 의한 지반손실을 최대를 하기 위해 지보재(복볼트 및 슛크리트)는 설치하지 않는 것으로 가정하였다. 이러한 가정은 본 연구의 주요 관심 대상이 지표침하에 의한 인접구조물 손상평가임으로 실제 시공조건에서와 같이 지보재를 설치함으로 인해 침하가 억제되는 경향과 이로 인해 손상평가 인자값이 달라지는 것을 근본적으로 배제하기 위함이다. 터널 굴착 단계는 총 13단계로 설정하였고, 지반의 거동모델은 Mohr-Coulomb 탄소성 모델을 사용하였다.

### 3.2 결과 분석

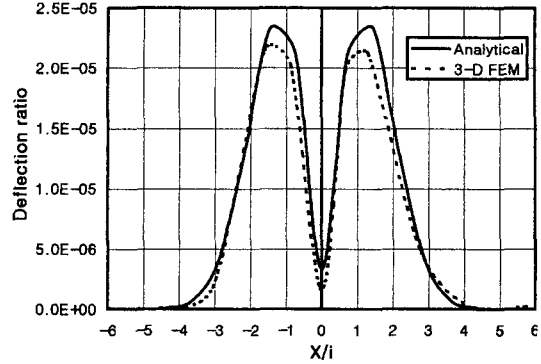
해석 결과는 굴착 단계별로 건물의 각 벽체에 발생하는 뒤틀림, 처짐비, 건물의 최대침하량 및 부등침하량, 수평변형을 등을 비교하였고, 본 논문에서는 건물의 최대침하량과 부등침하량에 대한 비교 결과는 생략하였다.

그림 8(a), (b)는 건물에 존재하는 1번 및 4번 벽체(그림 6)에 발생하는 뒤틀림에 대해서 본 연구에서 제안하고 있는 예측 방법과 상호 비교한 그림이다.

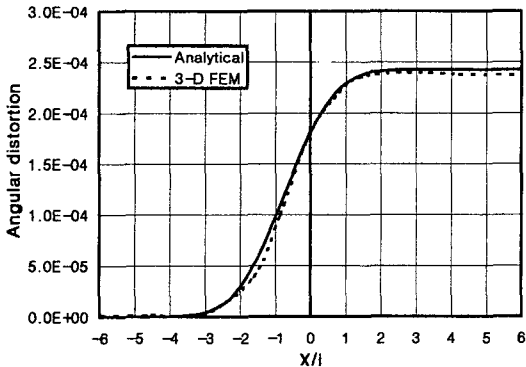
1번 벽체의 경우 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하고 있어서 터널막장이 건물 하부를 통과



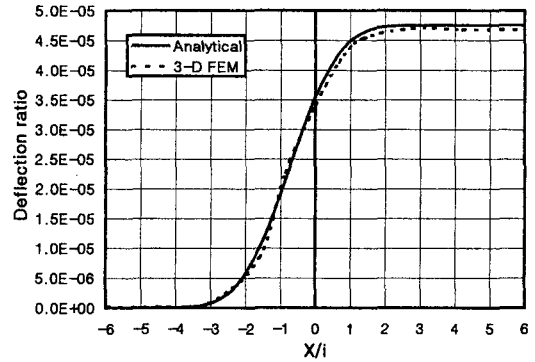
(a) 터널 굴진방향과 평행한 1번벽체



(a) 터널 굴진방향과 평행한 1번벽체



(b) 터널 굴진방향과 수직인 4번벽체



(b) 터널 굴진방향과 수직인 4번벽체

그림 8. 뒤뜸각의 비교결과

그림 9. 처짐비의 비교결과

할 때, 뒤뜸각이 가장 커지는 경향성을 보였다. 수치해석 결과와 예측 결과의 오차가 평균 약 13.1%, 뒤뜸각이 최대가 되는 터널 막장이 건물 직하부 지점에 위치할 경우는 약 5.8%로 나타나서 비교적 근소한 차이를 보이고 있다.

4번 벽체의 경우(그림 8(b))는 터널 굴진방향과 수직하게 위치하고 있으며, 터널이 완전히 굴착된 후에 최대치를 보이고 있다. 수치해석 결과와 예측 결과의 오차가 평균 약 7.2%, 뒤뜸각이 최대가 되는 완전 굴착 상태에서는 약 2.5%로 나타나서 매우 근소한 차이를 보이고 있다. 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하는 1번 벽체에 비해 그 차이가 줄어드는 경향성을 볼 수 있다. 전체적으로 터널 굴착단계별로 보면 1, 4번 벽체의 뒤뜸각 결과치가 서로 다르지만 최대치는 서로

비슷한 값을 보이고 있다. 이는 지상에 위치하는 건물의 각 벽체별로 손상평가를 해야할 필요가 있고, 굴착 단계별로 그 수치가 달라지기 때문에 손상평가인자에 대해서는 3차원적인 분석이 필요하다.

그림 9(a), (b)는 건물에 존재하는 1번 및 4번 벽체(그림 6)에 발생하는 처짐비에 대해서 수치해석 결과와 본 연구에서 제안하고 있는 예측 방법과 상호 비교한 그림이다.

1번 벽체의 경우(그림 9(a)) 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하고 있어서 터널막장이 종방향 지표침하트래프의 곡률( $1/R$ )이 최대가 되는 지점 ( $x/i = \pm 1.25$ )에 위치할 때, 처짐비가 가장 커지는 경향성을 보였다. 수치해석 결과와 예측 결과의 오차가 평균 약 16.1%, 처짐비가 최대가 되는 지

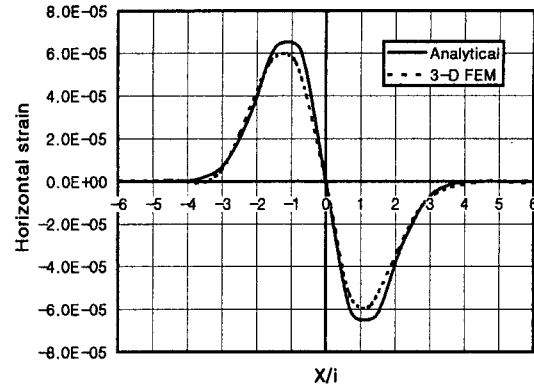
점( $x/i = \pm 1.25$ )에 위치할 경우는 약 8.5%로 나타나서 비교적 근소한 차이를 보이고 있다. 처짐비의 경우도 마찬가지로 본 연구에서 제안하고 있는 예측 방법의 결과가 비교적 안전측(conservative)의 결과를 주고 있음을 알 수 있었다.

4번 벽체의 경우(그림 9(b))는 뒤틈각과 마찬가지로 터널이 완전히 굴착된 후에 최대치를 보이고 있다. 수치해석 결과와 예측 결과의 오차가 평균 약 7.03%, 처짐비가 최대가 되는 완전 굴착 상태에서는 약 1.5%로 나타나서 매우 근소한 차이를 보이고 있다. 뒤틈각의 경향성과 같게 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하는 1번 벽체에 비해 그 차이가 줄어들었다. 전체적으로 1번 벽체에 비해, 4번 벽체의 처짐비 최대치가 약 2배 이상 큰 것으로 나타나서 터널굴진 방향과 평행한 벽체 보다는 수직하게 위치한 벽체의 처짐비가 더 크게 발생되었다.

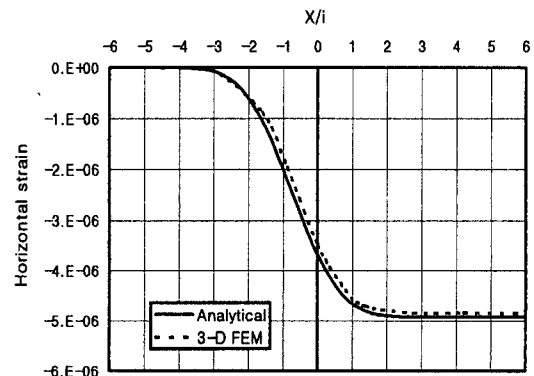
그림 10(a), (b)는 건물에 존재하는 1번 및 4번 벽체(그림 6)에 발생하는 건물의 수평변형률에 대해서 수치해석 결과와 본 연구에서 제안하고 있는 예측 방법과 상호 비교한 그림이다.

1번 벽체의 경우(그림 10(a)) 터널 막장이 지표침하 트라프의 경사(slope)가 최대가 되는 지점( $x/i = \pm 1$ )에서 최대 압축 및 인장 변형률이 발생하는 것으로 분석되었다. 통상 압축 변형률보다는 인장변형률에 의해 건물의 손상이 크게 발생하는 경향성(Boscardin과 Cording, 1989)을 감안한다면, 터널 막장이 건물을 통과하기 직전의 지표침하 트라프의 경사(slope)가 최대가 되는 지점( $x/i = 1$ )에서 최대 수평변형률이 발생하기 때문에 건물의 손상평가 시 터널 굴착 단계를 고려하는 것이 매우 중요하다 할 수 있다. 수치해석 결과와 예측 결과의 오차가 평균 약 8.4%, 수평 변형률이 최대가 되는 지점에서는 약 8.0%로 나타나서 비교적 근소한 차이를 보이고 있다.

4번 벽체의 경우(그림 10(b))는 전체적으로 압



(a) 터널 굴진방향과 평행한 1번벽체



(b) 터널 굴진방향과 수직인 4번벽체

그림 10. 수평변형률의 비교결과

축 변형률이 우세하게 나타났고, 터널이 완전히 굴착된 후에 최대치를 보이고 있다. 수치해석 결과와 예측 결과의 오차가 평균 약 7.7%, 수평 변형률이 최대가 되는 완전 굴착 상태에서는 약 1.9%로 나타나서 매우 근소한 차이를 보이고 있다.

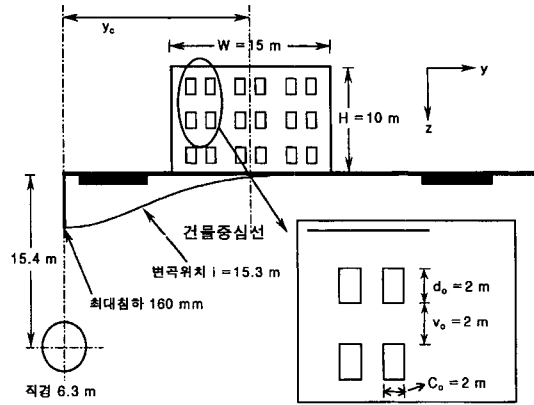
이와 같이 3차원적인 지표침하 특성으로 인해 지표상의 건물의 손상평가 인자들이 기존의 보수적인 해석(즉, 터널이 완전히 굴착된 상태)와 비교해 볼 때 상당한 차이를 보이고 있기 때문에 3차원적인 손상평가가 반드시 필요하고, 이론해와의 비교 결과도 매우 잘 일치하고 있어서, 본 이론에 의한 손상평가 인자의 예측이 매우 신뢰도 높다는 것을 확인할 수 있었다.

#### 4. 건물의 위치적, 기하학적 특성 변화에 의한 매개변수 변환 연구

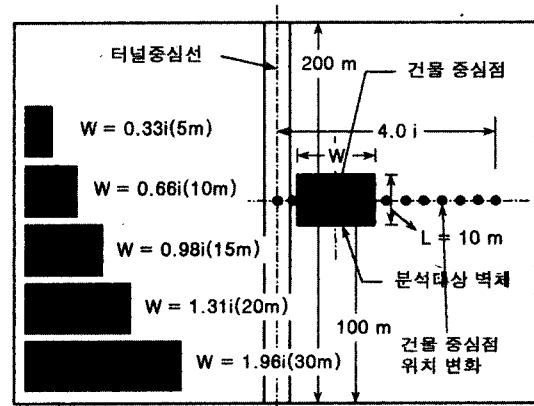
본 연구에서는 터널 굴착에 의한 건물의 손상 정도를 평가하기 위해서 상기의 이론적인 고찰에서 밝힌 바와 같이 기존의 안전측(conservative) 평가를 탈피해서 지표면 임의의 지점에서 발생할 수 있는 건물의 손상평가 인자들의 변화를 관찰하고자 하였다. 이를 위해서 서울 지하철 3-0 공구지표침하 계측 자료를 대상으로 각종 매개변수 변환 연구를 수행하였다. 본 매개변수 변환 연구에서는 먼저, 터널 굴진방향과 횡방향으로 위치해 있는 건물에 존재하는 횡방향 벽체의 손상평가 매개변수들에 대한 분석을 하였다. 그리고 터널 굴진 방향과 동일한 방향에 위치하는 건물에 대한 분석을 수행하였다. 또한 터널 중심선과 건물의 중심선과의 교차각 변화에 의해서 손상평가 인자들이 변화되는 양상을 비교·분석하였고, 여기에는 각 경우별로 건물이 터널 횡방향 수직단면에 어떻게 위치하느냐에 따른 분석도 포함시켰다.

##### 4.1 터널 굴진 방향 수직 단면상의 건물

본 절에서는 지표 침하특성이 달라질 경우에 건물에 발생하는 손상평가 인자들의 변화를 관찰하고, 터널 굴진 방향과 수직인 횡방향 단면에 위치하는 건물의 중심 위치와 건물 횡방향 폭(W)이 변할 경우 벽체에 발생하는 손상평가 매개변수들의 변화를 관찰하고자 하였다. 그림 11은 이러한 사항을 분석하기 위해서 설정된 모델들을 보여주고 있다. 지표침하 특성은 서울지하철 3-0공구의 계측자료를 이용하였고, 최대 지표침하량은 160 mm, 변곡위치(i)는 15.3m를 기준하였다. 그리고, 건물의 특성은 횡방향 폭이 15m이고, 건물의 종방향 길이가 10m인 경우를 가정하였다.



(a) 터널 굴진방향과 평행한 1번벽체



(b) 터널 굴진방향과 수직인 4번벽체  
그림 11. 터널 굴진 방향 수직 단면상의 건물 모델

건물의 폭과 건물의 중심위치 변화에 대한 분석에서는 건물의 횡방향 폭이 각각 0.33i(= 5m), 0.66i(= 10m), 0.98i(= 15m), 1.31i(= 20m), 1.96i(= 30m) 등 5가지의 경우를 비교 대상으로 하였고, 건물의 중심위치는 건물의 횡방향 폭과 함께 변하며, 0~4i까지 0.5i씩 변화를 시키면서 분석하였다. 그리고 분석 결과는 터널을 완전히 굴착한 최종 상태의 횡방향 벽체에 대해서 분석하였다.

그림 12는 뒤통각의 변화를 그림으로 표현한 것이다. 대체적으로 건물의 기하학적 특성변화에 관계없이 건물 중심의 위치가 변곡위치와 동일한 지점, 즉  $y/i = 1$ 인 지점에서 건물에 발생하는

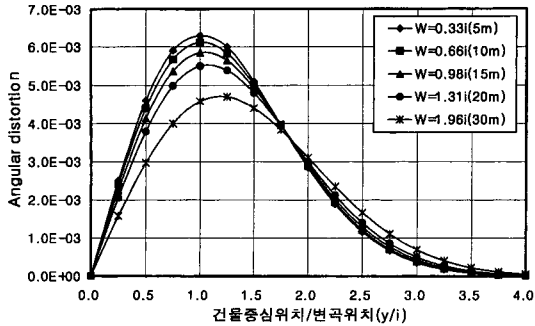


그림 12. 터널 굴진 방향 수직 단면상 벽체의 뒤뜸각의 변화

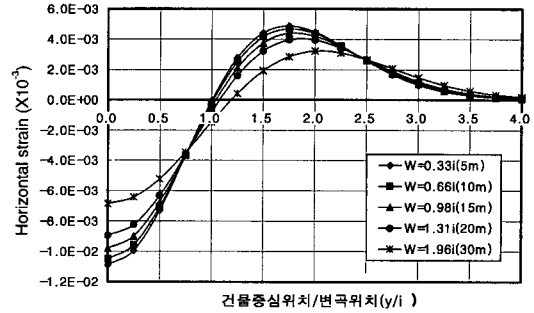


그림 14. 터널 굴진 방향 수직 단면상 벽체의 수평변형률의 변화

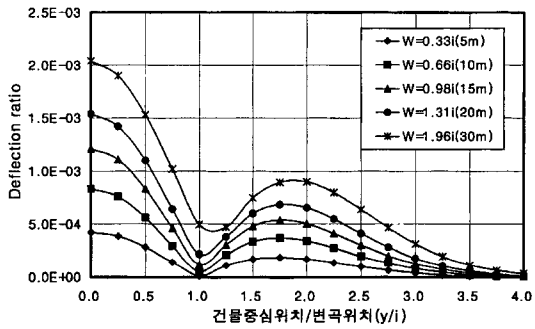


그림 13. 터널 굴진 방향 수직 단면상 벽체의 처짐비의 변화

뒤뜸각이 최대치를 보임을 알 수 있고, 터널의 직상부( $y/i = 0$ )나 터널로부터 상당한 거리에 위치한 건물( $y/i = 4$ )에서는 뒤뜸각의 영향이 매우 적음을 알 수 있다. 또한 지표침하량이 크고, 변곡위치가 작을수록, 그리고 건물의 폭이 작을수록 뒤뜸각이 커지는 경향성을 얻을 수 있다.

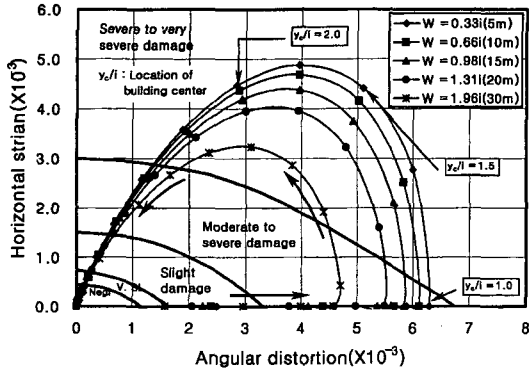
그림 13은 처짐비의 변화를 그림으로 표현한 것이다. 뒤뜸각과 마찬가지로 건물 특성변화에 관계없이 건물 중심의 위치가 지표침하트라프의 곡률( $1/R$ , 여기서  $R$ 은 지표침하트라프의 곡률반경)이 최대로 발생하는 지점 즉, 터널직상부( $y/i = 0$ )와  $y/i = 1.75$ 인 지점에서 건물에 발생하는 처짐비가 최대치를 보임을 알 수 있다. 특히, 곡률이 최소로 발생하는  $y/i = 1$ 인 지점과 터널로부터 충분히 멀리 떨어져 있는  $y/i = 4$  이상의 지점에서는 처짐비가 매우 적은 값을 보임을 알 수 있

다. 또한, 지표침하량이 크고, 최대 경사 위치가 작을수록 처짐비값이 커지는 경향성을 관찰할 수 있었다. 한편, 뒤뜸각과는 반대로 건물의 폭이 커질수록 처짐비값이 커지는 경향성을 파악할 수 있다.

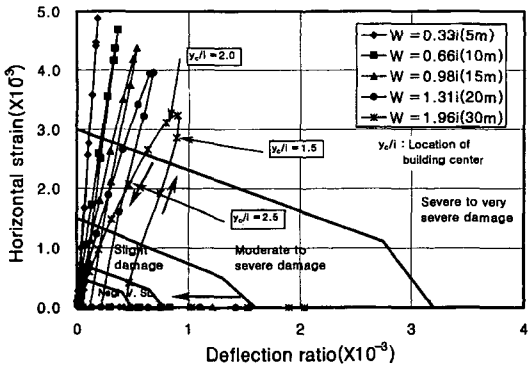
이러한 결과는 건물의 손상평가에는 뒤뜸각과 처짐비가 건물의 위치에 따라서, 지표침하특성에 따라서 서로 상이한 결과를 줄 수 있기 때문에 어느 특정한 한 인자에 의한 분석보다는 여러 인자들을 동시에 고려한 분석이 이루어져야 할 것으로 판단된다.

그림 14는 건물에 발생하는 수평변형률 결과를 보여주고 있다. 앞서와 마찬가지로 건물의 특성 변화에 관계없이 지표침하곡선에서 최대곡률이 발생하는  $y/i = 0$ ,  $y/i = 1.75$ 인 지점에서 수평인장, 압축변형률이 최대로 발생되고,  $y/i = 0 \sim 1.0$ 까지는 수평 압축변형률이 발생되고,  $y/i = 1.0$  이상부터는 수평 인장변형률이 발생하는 경향성을 보였다. 여러 연구결과에 의하면 수평 압축변형률보다는 수평 인장변형률에 의해서 주로 건물의 손상이 야기된다고 보고하고 있기 때문에 수평변형률에 의한 건물의 손상평가에서는 건물 중심의 위치가  $y/i = 1.0$  보다 멀리 위치하는 건물을 대상으로 평가를 해야 할 필요가 있다.

그림 15(a), (b)는 각각 뒤뜸각과 수평변형률과의 관계, 처짐비와 수평변형률과의 관계를 Bos-



(a) 뒤튐각



(b) 처짐비

그림 15. 뒤튐각, 처짐비와 수평변형률과의 관계  
 cadin과 Cording(1989), Mair(1998)의 손상평가 도표에 나타난 그림들이다.

그림에서 동일한 건물의 위치에 대해서 건물의 폭이 작을수록 손상 가능성이 커지는 것으로 나타났다. 이러한 경향성은 뒤튐각과 수평변형률과의 관계(a), 처짐비와 수평변형률과의 관계(b) 모두에서 확인되었으며, 대체로 건물의 중심 위치( $y_i/l$ )가 약 1.75인 지점에서 가장 손상 가능성이 커지는 것으로 분석되었다.

#### 4.2 터널 굴진 방향 평행 단면상의 건물

본 절에서는 터널 굴진 방향과 평행한 종방향 단면에 위치하는 건물 종방향 길이가 변할 경우 터널 종방향 단면에 위치한 벽체에 발생하는 손

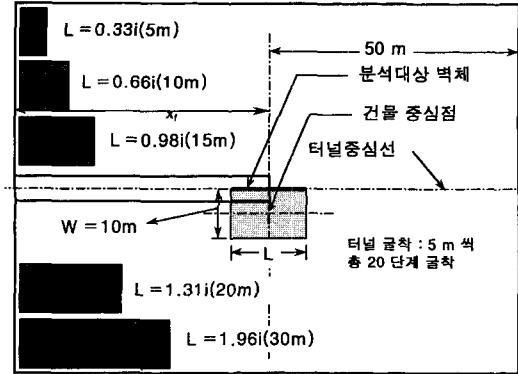


그림 16. 터널 굴진 방향 평행 단면상의 건물 모델

상평가 매개변수들의 변화를 관찰하고자 하였고, 건물의 횡방향 중심위치가 변할 때 벽체에 발생하는 손상평가 매개변수들의 변화를 관찰하였다. 그림 16은 이러한 사항을 분석하기 위해서 설정된 모델들을 보여주고 있다. 건물의 종방향 폭은 횡방향에서와 마찬가지로 각각 0.33i(= 5m), 0.66i(= 10m), 0.98i(= 15m), 1.31i(= 20m), 1.96i(= 30m) 등 총 5가지의 경우를 비교 대상으로 하였고, 건물의 횡방향 중심위치는  $0i(= 0m)$ ,  $1.0i(= 15.3m)$ ,  $2.0i(= 30.6m)$ ,  $3.0i(= 45.9m)$ ,  $4.0i(= 61.2m)$  등 총 5가지의 경우에 대해서 분석하였고, 이때의 건물은 횡방향 폭과 종방향 길이는 30m로 설정하였다. 또한 터널은 약 5m씩 굴착하는 것으로 가정하였고, 건물의 종방향 중심 위치는 50m지점으로 고정하였다. 이 때 발생하는 최대 침하량 및 변곡위치는 3.1절에서 고려하였던 서울지하철 3-0공구의 계측 결과를 토대로 하였다.

그림 17은 뒤튐각의 변화를 그림으로 표현한 것이다. 대체적으로 터널이 건물이 위치하는 지점( $x_i/l = 0$ )을 통과할 때 건물에 발생하는 뒤튐각이 최대치를 보임을 알 수 있다. 건물의 종방향 길이가 커질수록 뒤튐각값이 작아지는 경향성을 관찰할 수 있었고, 건물의 횡방향 중심 위치가 터널에 가까울수록 그 값이 커지는 경향성을 보였다. 지표침하트래프가 최대 경사를 발생하는

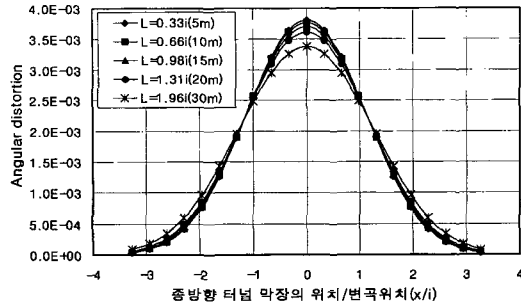


그림 17. 터널 굴진 방향 평행 단면상의 벽체의 뒤뜸각 변화

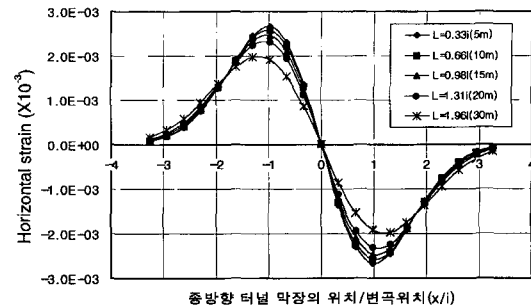


그림 19. 터널 굴진 방향 평행 단면상의 벽체의 수평변형률 변화

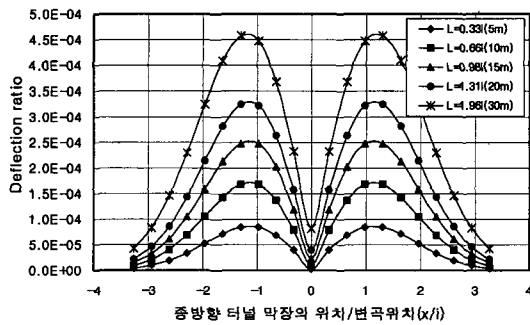


그림 18. 터널 굴진 방향 평행 단면상의 벽체의 처짐비 변화

지점, 즉  $x/i = 0$ 인 지점에서 뒤뜸각이 최대가 되는 것으로 분석되었다.

그림 18은 처짐비의 변화를 그림으로 표현한 것이다. 뒤뜸각과 마찬가지로 터널 막장이 종방향 지표침하트래프의 곡률이 최대로 발생하는 지점( $x/i = \pm 1.25$ )에 도달할 때, 건물에 발생하는 처짐비가 최대치를 보임을 알 수 있다. 특히, 곡률이 최소로 발생하는 건물 직하부( $x/i = 0$ )와 건물로부터 종방향으로 충분히 떨어져 있는 지점( $x/i = \pm 3$ )에 막장이 위치할 때는 처짐비가 매우 적은 값을 보임을 알 수 있다. 역시 건물의 종방향 길이가 길어질수록, 건물의 횡방향 중심 위치가 터널에 가까울수록 처짐비가 커지는 경향성을 관찰할 수 있었다.

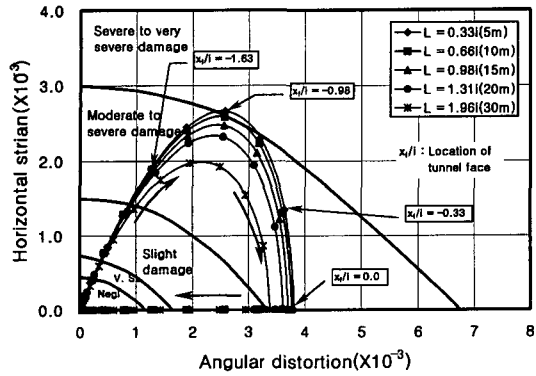
그림 19는 건물에 발생하는 수평변형률 결과를 보여주고 있다. 터널 막장이 건물직하부를 통과하기 전까지는 인장변형률이 발생하고, 건물

직하부를 통과한 후에는 압축변형률이 발생되었다. 건물의 손상에 중요한 영향을 미치는 수평 인장변형률이 건물직하부를 관통하기 전에 발생되기 때문에 건물의 안전성 분석 시 터널 굴착 단계별 분석이 매우 중요한 의미를 지니고 있다 하겠다. 최대 수평 인장 및 압축변형률은 지표 침하트래프 곡률이 최소가 되는 변곡위치( $x/i = 1$ ) 지점에서 발생하는 것으로 분석되었다. 또한 건물의 종방향 길이가 짧을수록, 건물의 횡방향 중심이 터널에 가까울수록 수평변형률이 커지는 것으로 분석되었다.

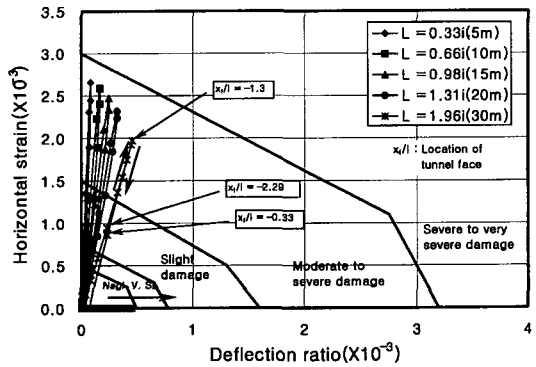
그림 20(a), (b)는 각각 뒤뜸각과 수평변형률과의 관계, 처짐비와 수평변형률과의 관계를 나타낸 그림들이다. 그림 20(a), (b)에서와 같이 건물의 종방향 길이가 짧을수록 건물이 불안정한 것으로 분석되었고, 터널막장 위치( $x/i$ )가 건물 전방 0.98 지점에 위치할 때, 가장 불안정한 것으로 나타났다. 건물 중심위치가 터널 중심선에 가까울수록 손상 가능성이 커지는 것으로 나타났고, 앞서와 마찬가지로 터널막장 위치( $x/i$ )가 건물 전방 0.98 지점에 위치할 때, 가장 손상 가능성이 커지는 것으로 분석되었다.

### 4.3 터널 중심선과 건물중심과의 교차각 변화

터널이 굴착되는 노선 주변에는 다양한 형태



(a) 뒤틈각



(b) 처짐비

그림 20. 뒤틈각, 처짐비와 수평변형률과의 관계의 건물들이 위치할 수 있다. 본 연구에서는 먼저, 건물이 터널 굴진방향과 임의의 각도로 위치해 있을 경우, 이에 대한 세부적인 손상평가를 위해서는 터널 중심선과 건물 중심선과의 교차각 및 건물 중심의 위치가 우선적으로 고려되어야 한다. 그림 21은 이러한 사항을 분석하기 위해서 설정된 모델들을 보여주고 있다.

터널 중심선과 건물의 중심선과의 교차각( $\alpha$ )가  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$ ,  $75^\circ$ ,  $90^\circ$  등 총 7개의 모델과 건물 중심선의 위치가 변곡점 밖에 위치한 경우( $y = 20\text{m}$ )를 상호 조합하여 매개변수 변환연구를 수행하였다. 각 경우에 대해서는 터널이 완전히 굴착된 상태의 경우를 비교·분석하였고, 앞서 건물의 벽체마다 발생할 수 있는 손상평가 매개변수들의 변화를 관찰하기 위해 건

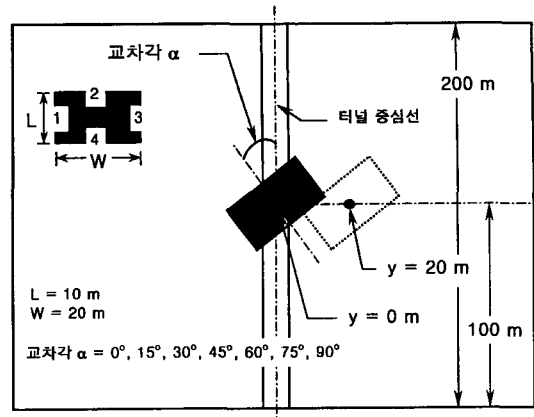


그림 21. 터널 중심선과 건물 중심선과의 교차각 변화 모델

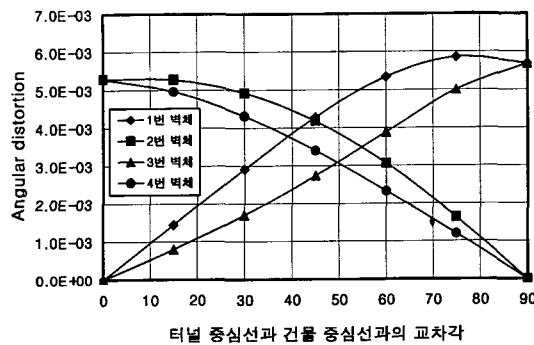


그림 22. 교차각 변화에 의한 뒤틈각의 변화

물에는 4개의 벽체가 존재한다고 가정하고, 각 벽체별로 분석하였다.

그림 22는 터널 종방향 중심선과 건물의 단축 횡방향 중심선과의 교차각 변화에 의한 건물내의 4개 벽체에 발생하는 뒤틈각의 변화를 그림으로 표현한 것이다. 건물의 횡방향 중심이 변곡위치 밖에 위치한 경우에는 1, 3번 벽체의 뒤틈각은  $\alpha = 0^\circ$ 에서 최소,  $\alpha = 90^\circ$ 인 경우에 최대치를 보였고, 반대로 2, 4번 벽체에서는  $\alpha = 0^\circ$ 에서 최대,  $\alpha = 90^\circ$ 인 경우에 최소치를 보여서, 약  $45^\circ$  주변에서 벽체 모두에 영향을 받는 것으로 분석되었다.

이러한 결과는 건물의 횡방향 중심위치에 관계없이 터널 종방향 중심선과 건물의 단축 횡방



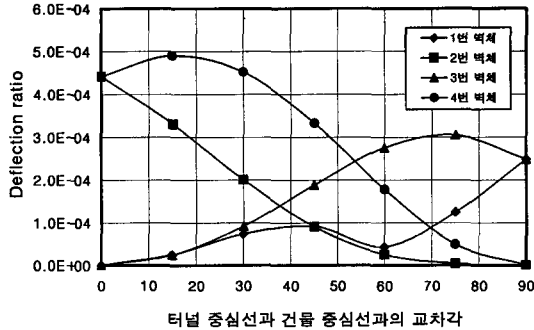


그림 23. 교차각 변화에 의한 처짐비의 변화

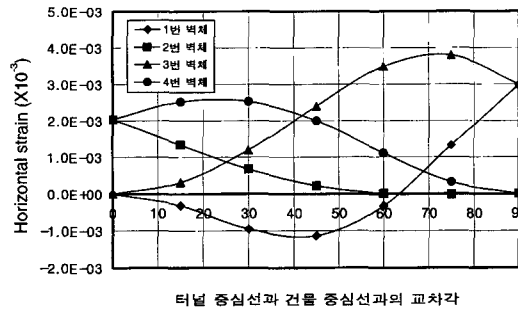
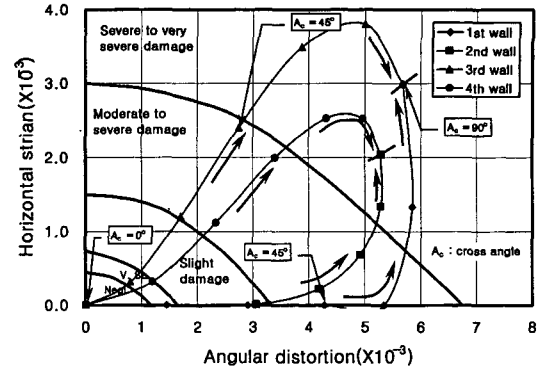


그림 24. 교차각 변화에 의한 수평변형률의 변화

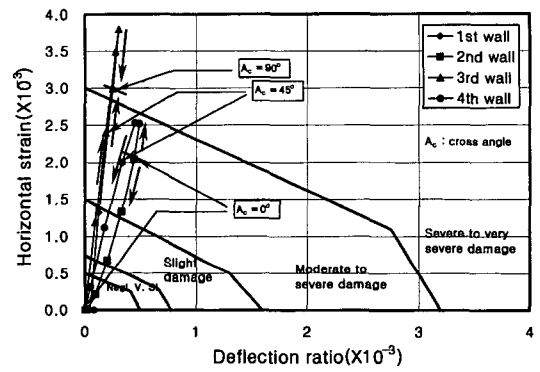
향 중심선의 교차각이 45°가 되는 경우에는 건물의 안전성에 미치는 뒤뜸각의 영향이 벽체 전체에 걸쳐 발생되므로 이러한 사항을 터널 사전 선형 설계시 충분히 고려해야할 것으로 사료된다.

그림 23은 처짐비의 변화를 그림으로 표현한 것이다. 건물의 횡방향 중심이 변곡위치 밖에 위치한 경우에는 2, 4번 벽체가 교차각이 0°에서 최대가 되고, 90°에서 최소치를 보였고, 반대로 1, 3번 벽체는 교차각이 0°에서 최소가 되고, 90°에서 최대치를 보였지만, 각 벽체별로 교차각에 따라 그 값은 다소 차이를 보이는 것으로 나타났다. 전체적으로 건물의 중심위치가 터널 중심에 가까울수록 처짐비값은 커지는 경향성을 보였다.

그림 24는 건물에 발생하는 수평변형률 결과를 보여주고 있다. 대부분의 벽체에 수평 인장변형률이 발생되어 건물의 안전성에 지대한 영향을 미칠 것으로 예상되었다. 교차각이 커지면서 1, 3번 벽체는 수평 인장 변형률이 커지는 경향



(a) 뒤뜸각



(b) 처짐비

그림 25. 뒤뜸각 및 처짐비와 수평변형률과의 관계

성을 보였고, 2, 4번 벽체는 수평 인장변형률이 감소하는 경향성을 보였다. 즉, 교차각이 0°에 가까울수록 2, 4번 벽체에 대한 손상 가능성이 커지고, 교차각이 90°에 가까울수록 1, 3번 벽체에 대한 손상 가능성이 커지는 것으로 분석되었다.

그림 25(a), (b)는 각각 뒤뜸각과 수평변형률과의 관계, 처짐비와 수평변형률과의 관계를 손상 평가 도표에 그려본 것이다. 그림 25(a)에서 뒤뜸각과 수평변형률과의 관계에서는 건물의 벽체 중 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하고 있는 1, 3번 벽체에서는 교차각이 커질수록 불안전해지는 경향성이 두드러졌고, 터널 굴진 방향과 수직하게 위치하고 있는 2, 4번 벽체에서는 1, 3번 벽체와는 반대로 교차각이 작아질수록 불안전성이

표 2. Washington, D.C. Metro 지하철 현장의 사례 I, II

구분	현장	현장사례 I	현장사례 II
터널	터널 폭 (m) / 굴착높이 (m)	6.4/6.4	6.4/6.4
	터널깊이 ( $Z_0$ , m)	13.6	14.6
	터널형상/형태	원형/복선	원형/복선
	지반특성	조밀한 실트질 사질토와 자갈층	보통의 사질토와 자갈층
	굴착기법	실드공법	실드공법
건물	터널축선과의 이격거리 ( $W_D$ , m)	1.5	6.7
	건물의 폭 ( $W_B$ , m)	13.5	18
	건물의 높이 (H, m)	9.2	12.4
	건물의 창폭 ( $C_0$ , m)	1.31	0.7
	건물의 창높이 ( $d_0$ , m)	2.12	1.4
	건물의 창간 수직거리 ( $V_{0,m}$ )	1.31	1.4
	벽체의 종류	벽돌벽체	벽돌벽체

커지는 경향성을 보였다. 이러한 결과는 처짐비와 수평변형을 관계에서도 나타냈다.

## 5. 현장 계측 자료를 이용한 건물의 손상평가 인자 비교

### 5.1 현장자료 수집 및 분석

본 연구에서는 Washington, D. C. Metro의 지하철 터널 굴착 중 2층의 지상 건물에 대한 구조적 안정성과 지반거동 및 건물 손상에 대한 계측 결과를 제시한 보고서(Boscardin과 Cording, 1989)에서 그 사례를 인용하였다. 표 2는 수집된 건물 및 건물에 인접한 터널관련 정보를 나타내고 있다.

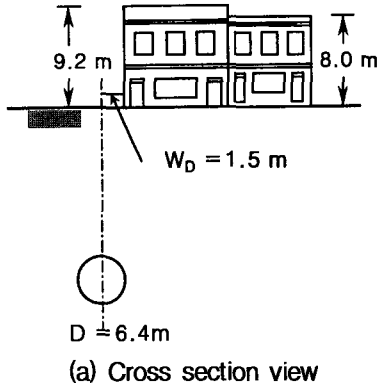
표 2에서 현장사례 I은 직경이 약 6.4m이고 쌍터널로서 시공되며, 필라(pillar)폭은 약 12.8m 정도이다. 그림 26(a)는 터널과 지반, 건물에 대한 개략적인 단면도를 보여주고 있다. 그림 26(b)는 기존 터널과 건물에 대한 평면도를 보여주고 있다. 2개의 건물이 인접해 있고, 터널 진행축과 약 22°정도 기울어진 형태를 띄고 있다.

터널 중심선을 따라서 발생하는 최종, 최대 침하량은 계측결과 약 38.1 mm로 나타났고, 변곡

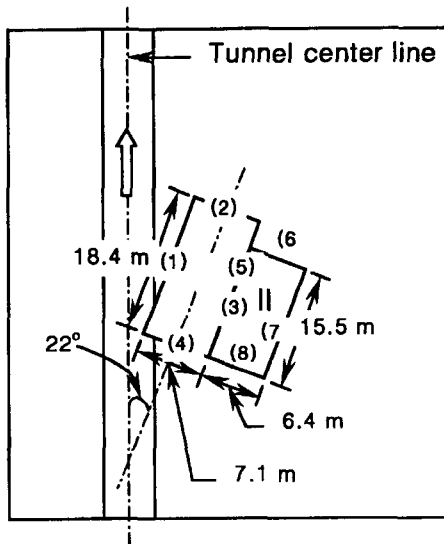
위치는 약 4.46m로 나타났다.

이 두 건물은 형태가 비슷하고, 내력벽은 석회 몰탈 벽돌로 구성되어 있다. 그리고, 내력벽과 기둥은 약 1.2~2.4m 깊이로 박혀 있는 spread기초로 지지되어 있다. 건물 I은 침하트래프 중앙에 가깝게 위치하고 있고, 측면 압축이 우세하게 작용하고 있다. 이 지역에서는 수직침하가 두드러지게 나타나고, 수평변위는 매우 적다. 반면, 건물 II는 침하트래프의 가장자리에 위치하며 측면 인장이 우세한 지역에 위치한다. 따라서, 지표침하량은 침하트래프 중앙에서 나타나는 침하량에 비해 적게 나타나는 반면 수평변위 및 변형률은 상당히 우세하게 나타날 것으로 예측된다.

현장사례 II는 현장사례 I과 마찬가지로 Washington, D.C. Metro 지하철 굴착시 4층 벽돌내력벽 구조물의 거동을 관찰한 결과이다. 직경이 6.3m인 쌍굴터널로서 실드로 굴착되며, 필라의 폭은 약 11.2m 정도된다. 그림 27은 터널과 지반, 건물에 대한 개략적인 단면도를 보여주고 있다. 지반 특성은 토사 및 자갈층으로 구성되어 있으며, 간혹 점토 및 실트 영역을 포함하고 있는 지반이다. 건물은 약 50~80년 정도 전에 축조된 것으로 보이며, 건물 폭이 약 18m, 높이가 약 12.4m이며, 터널 굴착 중심으로부터 약 6.7m



(a) Cross section view



(b) Plan view

그림 26. 현장사례 I에 대한 터널 및 건물 모식도

정도 떨어져 있다. 건물 기초는 쇄석기초(rubble strip)로 구성되어 있다.

터널 중심선을 따라서 발생하는 최종, 최대 침하량은 계측결과 약 254 mm로 나타났고, 변곡위치  $i$ 는 약 4.2m로 나타났다.

## 5.2 분석 결과 및 평가

표 2의 현장자료를 이용하여 수행된 본 연구에서의 지상구조물 손상평가 결과와 현장 실측치를 표 3, 표 4, 표 5에서 비교하였다. 현장 측정

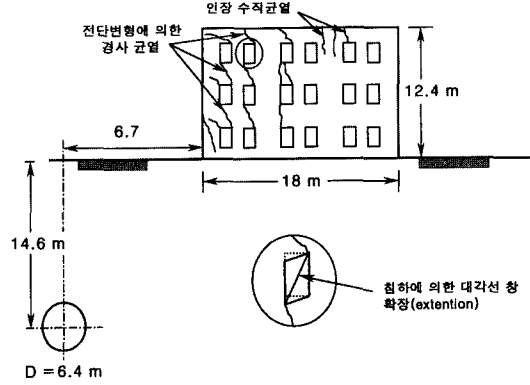


그림 27. 현장사례 II에 대한 터널 및 건물 모식도

이 불가능한 항목에 대해서는 공란으로 표시하였고, 가능한 현장 계측 자료를 충실히 반영하여 손상평가 인자들의 값을 도출하였다.

현장사례 I의 건물 I, II 두 경우 모두 초기단계에서는 아주 불안한 상태였다. 심한 균열이 구조물 내·외측에 발달된 것을 관찰할 수 있었다. 계측 자료에 의하면 건물 I(표 3)에서 새로운 균열군과 기존 균열 폭의 증가가 터널 굴착 전·후에 관찰되었다. 균열이 발달된 영역은 건물의 1, 2, 4번 벽체에서 나타났고, 1번 벽체에서는 벽체 내 기존 수직균열폭(a-mode 균열폭)이 약 0.4 mm 정도 증가하였고, 경사균열폭(b-mode 균열폭)은 약 6 mm 정도로 나타났다. 2번 벽체에서는 창틀 사이에 수직 균열이 0.4 mm 정도 발생하였고, 4번 벽체에서는 벽체 내 경사균열과 창틀 사이에 수직균열폭이 각각 약 3 mm, 0.4 mm 정도 발생하는 것으로 나타났다. 예측결과에 의하면 이러한 균열발생 경향성은 유사하게 나타났고, 균열폭의 절대치에 있어서는 다소 차이를 보이는 것으로 나타났다. 예측치와 실측 사이의 오차는 평균 약 33% 정도로 나타났다.

대체적으로 4번 벽체와 1번 벽체의 뒤틈각이 크게 발생하였고, 수평변형률은 인장보다는 압축이 우세한 것으로 분석되었다. 균열폭 이외의 손상평가 인자들의 평균 오차는 약 12%로 나타

표 3. 현장사례 I(건물 I)에 대한 예측치와 실측치와의 비교표

평가항목	현장사례 I(건물 I)							
	1번벽체		2번벽체		3번벽체		4번벽체	
	예측치	실측치	예측치	실측치	예측치	실측치	예측치	실측치
뒤뜸각 ( $\times 10^{-3}$ )	1.6	1.41	0.91	0.98	0.4	0.38	4.03	3.66
처짐비 ( $\times 10^{-3}$ )	0.074	0.071	0.31	0.36	0.14	0.11	0.15	0.12
최대침하량 (mm)	36.1	36	6.59	10	7.49	10	36.1	36
부등침하량 (mm)	29.5	26	6.45	7	7.35	7	28.6	26
수평변형율 ( $\times 10^{-3}$ )	-0.03	-	0.41	-	0.07	-	-0.06	-
a-mode 균열폭 (mm)	0.41	0.4	0	-	0	-	0	-
b-mode 균열폭 (mm)	9.64	6	0	-	0	-	9.05	3
c-mode 균열폭 (mm)	0	-	0.8	0.4	0	-	0.45	0.4
d-mode 균열폭 (mm)	0	-	0	-	0	-	0	-

표 4. 현장사례 I(건물 II)에 대한 예측치와 실측치와의 비교표

평가항목	현장사례 I(건물 II)							
	5번벽체		6번벽체		7번벽체		8번벽체	
	예측치	실측치	예측치	실측치	예측치	실측치	예측치	실측치
뒤뜸각 ( $\times 10^{-3}$ )	0.46	0.42	0.048	0.11	0.018	0.14	1.13	0.78
처짐비 ( $\times 10^{-3}$ )	0.13	0.107	0.021	0.01	0.079	0.005	0.33	0.26
최대침하량 (mm)	7.49	10	0.31	3.5	0.28	5	7.49	10
부등침하량 (mm)	7.18	6.5	0.31	0.7	0.28	2.2	7.21	5
수평변형율 ( $\times 10^{-3}$ )	0.08	-	0.04	-	0.06	-	0.48	-
a-mode 균열폭 (mm)	0	0	0	-	0	-	1.3	1.6
b-mode 균열폭 (mm)	0	-	0	-	0	-	0	-
c-mode 균열폭 (mm)	0	-	0	-	0	-	0	-
d-mode 균열폭 (mm)	0	-	0	-	0	-	0	-

표 5. 현장사례 II에 대한 예측치와 실측치와의 비교표

평가항목	현장사례 II							
	1번벽체		2번벽체		3번벽체		4번벽체	
	예측치	실측치	예측치	실측치	예측치	실측치	예측치	실측치
뒤뜸각 ( $\times 10^{-3}$ )	5.17	5.0	3.94	-	0	-	3.94	3.78
처짐비 ( $\times 10^{-3}$ )	0	-	2.56	-	0	-	2.56	-
최대침하량 (mm)	70.9	71	70.9	-	0.0076	-	70.9	71
부등침하량 (mm)	51.7	50	70.9	-	0.0055	-	70.9	68
수평변형율 ( $\times 10^{-3}$ )	0	-	1.45	-	0	-	1.45	-
a-mode 균열폭 (mm)	1.64	1.3	7.57	-	0	-	7.57	6.8
b-mode 균열폭 (mm)	4.41	2.7	7.07	-	0	-	7.07	4.3
c-mode 균열폭 (mm)	0.8	0.54	5.16	-	0	-	5.16	3.1
d-mode 균열폭 (mm)	0	-	1.76	-	0	-	1.76	-

났고, 균열폭 예측 결과보다는 상대적으로 높은 예측 신뢰도를 보였다. 이러한 결과는 건물 I의 경우, 수평변형률보다는 뒤틈각에 의한 구조물의 비틀림이 손상의 주요 원인으로 분석되어진다.

건물 II의 경우(표 4)는 균열이 8번 벽체에 나타나는 것으로 분석되었고, 그 값은 건물 벽체내의 수직균열이 약 1.6 mm 정도 발생하는 것으로 나타났다. 특히, 수평변형률의 경우 압축보다는 인장이 우세한 것으로 나타나서 건물 II의 경우는 수평변형률에 의한 구조물의 손상이 직접적인 원인임을 알 수 있었다.

예측치와 실측치가 평균 약 18% 정도의 오차를 보였으며, 그 외의 손상평가 인자들은 평균 약 46% 정도의 오차를 보여서 건물 I에 비해 비교적 예측결과와 실측치 사이의 오차율이 커지는 경향성을 보였다. 이는 건물 II에서는 발생한 침하량의 수치가 비교적 작게 나타나기 때문에 상대적으로 손상평가 인자들의 예측치가 왜곡되게 나타날 수 있기 때문인 것으로 사료된다.

상기의 결과를 종합적으로 분석해 볼 때, 터널 굴착 시에는 뒤틈각 혹은 측면인장변형이 구조물의 비틀림에 각각 중요한 영향을 미치는 영역이 존재한다는 결과를 얻을 수 있었다. 즉 건물 I은 뒤틈각이 변형의 주요 형태이고, 측면인장변형이 적게 나타나는 반면, 건물 II는 측면인장변형이 비틀림의 주요한 영향을 미치는 영역에 위치하고 있음을 알 수 있다.

현장사례 II(표 5)는 휨 균열(bending crack)과 대각선 균열(diagonal crack)이 1, 4번 벽체에 나타나는 것을 확인할 수 있었다. 대각선 균열(b-mode 균열)은 구조물의 전방(4번 벽체)에서 나타났고, 이는 굴착선으로부터 건물 높이 H까지 거리내에 있는 영역에서 주로 발생되었다. 휨 균열(a, c-mode 균열)은 대략 건물 전반에서부터 거리가 H인 지점과 내력벽 상부 지점에서 다수 발생하는 것이 관찰되었다. 내력벽상 4층에서는

전방벽(4번 벽체)이 천장과 바닥으로부터 약 6.8 mm 혹은 그 이상 이격되어 있는 상태를 보였다.

본 현장사례는 터널축과 평행한 선을 따라 발달되는 구조물의 대규모 뒤틈각에 의해 1번 벽체에 건물의 손상이 발생되었고, 터널축과 수직인 선을 따라서 발달되는 뒤틈각에 의해 4번 벽체에 구조물 손상이 발생되었다. 여기서 구조물의 뒤틈각은 약 1/200을 초과하는 것으로 나타나서 구조물에 있어서 심각한 손상을 줄 수 있는 수치로 나타났다. 예측치의 결과에서도 이러한 경향성을 파악할 수 있었으며, 손상평가 인자들의 평균 오차율은 약 2.5%로 매우 신뢰도가 높은 예측 결과를 보였고, 균열폭의 예측 결과는 약 30% 정도로 나타났다.

그림 28은 현장사례 I, II에서 발생한 수평변형률과 뒤틈각 결과를 Boscardin과 Cording(1989)이 제안한 구조물 손상한계 도표를 이용해서 그려본 그림이다. 현장사례 I에서 손상이 두드러졌던 건물 I은 1번 벽체와 건물 II의 8번 벽체는 'slight damage'의 결과를 보였고, 건물 I의 4번 벽체는 'moderate to severe damage'의 범주에 드는 것으로 분석되어서 균열 측정 결과와 예측 결과가 비교적 우수한 예측을 할 수 있는 것으로 분석되었다. 한편, 현장사례 II에서 손상이 두드러졌던 1번 벽체와 4번 벽체 모두 'moderate to

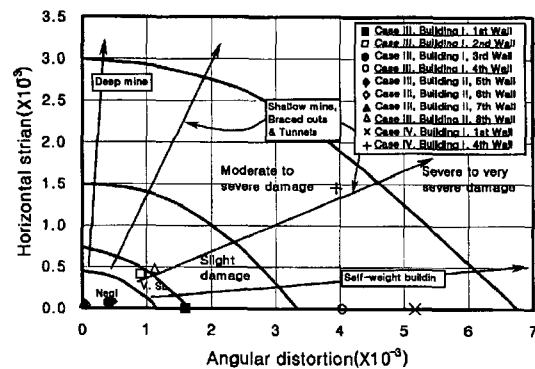


그림 28. 현장사례 I, II에 대한 뒤틈각과 수평 변형률과의 관계

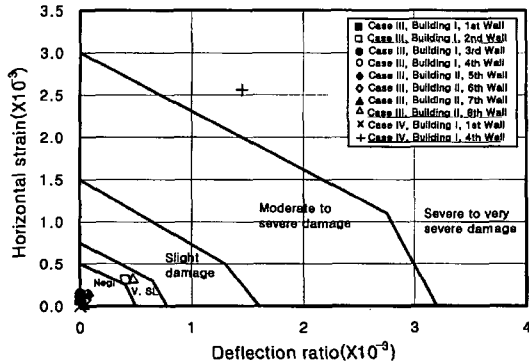


그림 29. 현장사례 I, II에 대한 처짐비와 수평 변형률과의 관계

severe damage' 범주에 속하고 있어서 예측 결과와 실측 결과가 매우 잘 일치하는 것으로 분석되었다.

또한 그림 29에서와 같이 Mair(1998)에 의해 제안된 deflection ratio와 수평변형률과의 관계에서도 현장사례 I의 건물 I에서 2번 벽체와 건물 II에서 8번 벽체가 'moderate to severe damage'에 포함되었고, 현장사례 IV의 4번 벽체는 'severe to very severe damage' 범주 내에 속해 있어서 구조물이 매우 위험한 상태인 것으로 분석되었다.

## 6. 결 론

본 연구를 통해 얻은 세부 결론은 다음과 같다.

- 1) 현재까지 제안되고 있는 인접구조물 손상 평가인자에 대한 문헌 연구를 통해 특정한 하나의 손상평가 인자에 의한 평가보다는 다양한 인자들에 의한 평가가 이루어져야 함을 확인하였다.

특히, 인접구조물의 손상평가는 기존의 보수적인 해석방법을 주로 이용하고 있으나, 필요시 3차원적인 손상평가가 이루어져야 함을 확인하였고, 각 손상평가 인자들에 대해서 3차원적으로 평가할 수 있도록 이론식을 확장

하였고, 이를 프로그램화하였다.

- 2) 3차원 탄소성 유한요소 해석을 수행한 결과와 본 연구에서 제안한 이론식을 상호 비교한 결과, 각 손상평가 인자들이 기존의 보수적인 해석에서는 얻기 어려운 터널굴착에 따른 3차원적인 분포 특성을 보임을 확인하였고, 뒤틀각, 처짐비, 수평변형률 등 손상평가 인자들이 이론치와 약 10% 이내에서 일치함을 확인하였다. 특히, 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하는 벽체보다는 수직하게 위치하는 벽체에서 그 오차가 크게 줄어드는 경향성을 보였다. 따라서 본 연구에서 제안하고 있는 방법과 수치해석 결과가 잘 일치하고, 그 적용성을 입증하였다.

- 3) 건물의 위치적, 기하학적 특성 변화에 대한 매개변수 변환 연구결과, 기존의 보수적인 손상평가방법으로는 규명하기 어려운 건물의 폭과 길이 변화, 건물의 위치, 교차각 등의 변화에 따른 구조물의 손상평가 인자의 변화를 3차원적인 손상평가방법에 의해 규명할 수 있었다. 특히, 터널 굴진 방향 수직 단면상에 존재하는 건물 벽체의 경우, 건물 중심의 위치가 변곡위치와 동일한 지점( $y/i = 1$ )에서 뒤틀각이 최대치를 보였고, 터널 직상부( $y/i = 0$ )와  $y/i = 1.75$ 인 지점에서 처짐비가 최대치를 보였다. 또한 수평변형률의 경우 건물 중심위치가 터널 직상부( $y/i = 0$ )에서 변곡위치 지점( $y/i = 1$ )까지는 압축변형률이 발생하고,  $y/i = 1$ 이상의 지점에서는 인장변형률이 발생되어  $y/i = 1.75$  지점에서 최대 인장변형률이 발생함을 관찰할 수 있었다.

터널 굴진 방향 평행 단면상에 존재하는 건물 벽체의 경우, 터널 막장이 건물 직하부( $x/i = 0$ )에 위치할 때, 뒤틀각이 최대치를 보였고, 종방향 지표침하 트라프의 곡률( $1/R$ )이 최대가 되는 지점( $x/i = \pm 1.25$ )에서 deflection ratio

가 최대가 됨을 알 수 있었다. 또한 수평변형률의 경우 터널 막장이 건물 직하부를 통과하기 전 변곡위치와 동일한 지점( $x/i = -1$ )에서 최대 인장변형률이 발생하는 것으로 분석되었다.

터널 중심선과 건물 중심선과의 교차각 변화의 경우, 건물의 횡방향 중심위치에 관계없이 교차각이 약 45°가 되는 경우에는 뒤틈각의 영향이 벽체 전체에 걸쳐 작용하는 것으로 분석되었고, 터널 굴진 방향과 수직인 벽체에서 평행한 벽체로 갈수록 손상평가 인자들이 커지는 경향성을 보였다. 이러한 결과들은 건물의 위치적, 기하학적 특성을 고려한 터널 설계가 매우 중요함을 의미하는 결과로 정량적으로 이를 뒷받침할 수 있는 지속적인 연구가 필요함을 인식할 수 있었다.

- 5) 본 연구에서 제안하고 있는 손상평가 인자 도출 방법을 이용하여 국외 건물의 손상 사례에 대한 분석결과와 계측결과를 상호 비교한 결과, 손상평가 인자에 대한 예측 오차율은 평균 약 18% 정도 이내에서 일치하였고, 균열 양상의 비교 결과는 평균 약 30% 내외에서 일치함을 알 수 있었다. 현장 상황의 다양성을 고려해 볼 때, 이 정도의 오차율은 매우 신뢰도가 높은 것으로 분석되어 향후, 본 연구에서 개발한 손상평가 기법을 실무에 활용할 수 있도록 앞으로 지속적인 연구가 필요할 것으로 사료된다.

### 감사의 글

본 연구는 삼성물산(주) 건설부문의 연구비 지원으로 수행되었으며, 기술지원을 아끼지 않은 토목기술팀 오명렬 차장님 이하 관련 직원들께 깊은 감사를 드립니다.

### 참고 문헌

1. 배규진 (1989), “토사터널 굴착에 따른 주변지반의 변위 예측에 관한 연구”, 박사학위논문, 연세대학교 대학원, p. 160.
2. 배규진, 김창용, 신휴성, 홍성완 (1997), “인공지능을 이용한 터널 인접구조물의 안전진단 시스템의 개발”, ‘97 추계 한국지반공학회 학술발표회 논문집, pp. 141~149.
3. 배규진, 김창용, 신휴성, 문현구 (1998), “터널 굴착 현장에 인접한 지상구조물의 안전성 평가용 전문가 시스템의 개발 (I)”, 한국지반공학회지, 제14권, 제12호, pp. 107~123.
4. 서울특별시 지하철건설본부 (1994), 제2기 서울지하철 터널 및 시공감리 종합보고서, p. 530.
5. 지오디벨로퍼 (1997), 3D-Sigma User Manual.
6. 한국건설기술연구원 (1997), 지하생활공간 개발요소가기술연구, 지반굴착기술분야 (V), 건기연 97-107, p. 274.
7. Attewell, P. B. & Woodman, J. P. (1982), “Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunnelling in soil”. *Ground Engineering*, Vol. 15, No. 8, pp. 13~22 and 36.
8. Attewell, P. B. & Taylor, R. K. (1984), *Ground Movements and Their Effects on structures*, Surrey University press, USA.
9. Bjerrum, L. (1963), “Discussion Session IV”, *Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Engr.*, Wiesbaden, Germany, Vol. II, pp. 135~137.
10. Boscardin, M. D. & Cording, E. J. (1989), “Building Response to Excavation-Induced Settlement”, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 1, pp. 1~21.
11. Boscardin, M. D., Cording, E. J. & O'Rourke, T. D. (1978), *Case studies of Building Behavior in Response to adjacent Excavation*, U.S. Department of Transportation, pp. 1-3~3-32.
12. Breth, H. & Chambosse, G. (1974), “Settlement Behavior of Buildings above Subway Tunnels in Frankfurt Clay”, *Proc. Conf. on Settlement of Structures*, Pentech Press, London, England, pp. 329~336.
13. 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. Conf. on Earthquake Geotechnical Engi-*

- neering, pp. 23~55.
14. Burland, J. B. & Wroth, C. P. (1974), "Settlement of Buildings associated Damage", *Proc. Conf. on Settlement of Structures*, Pentech Press, London, England, pp. 611~654.
  15. Cording, E. J. & Hansmire, W. H. (1975), "Displacements around soft ground tunnels-General Report", *5th Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, Session IV, pp. 571~632.
  16. Dulacska, E. (1992), *Soil settlement effects on building*, Development in Geotechnical Engineering 69, Elsevier Science, Amsterdam, p. 447.
  17. Durand, J. P., Deffayet, M., Jassionnesse, C. & Reith, J. L. (1994), "Surface settlements in urban tunnelling works : Design approach for Toulon underground motorway crossing", *Tunnelling and Ground Conditions*, Abdel Salam (ed.), Balkema, Rotterdam, pp. 97~103.
  18. Geddes, J. D. (1990). "Discussion on Boscardin and Cording (1989)", *Journal of Geotech. Engng. ASCE*, pp. 1276~1278.
  19. Hong, S. W. (1984), Ground Movements Around Model Tunnels in Sand, Ph.D Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, pp. 419.
  20. Lee, K. M. & Rowe, R. K. (1989), "Effects of undrained strength anisotropy on surface subsidence induced by the construction of shallow tunnels", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 26, pp. 279~291.
  21. Littlejohn, G. S. (1974), "Observations of Brick Walls subjected to Mining Subsidence", *Proc. Conf. on Settlement of Structures*, Pentech Press, London, England, pp. 384~393.
  22. Mair, R. J. (1998), "Geotechnical Aspects of Design Criteria for Bored Tunnelling in Soft Ground", *Tunnels and Metropolises*, Negro, Jr & Ferreira (eds.), pp. 182~199.
  23. Meyerhof, G. G. (1956), "Discussion of the Allowable Settlement of Buildings, by Skepton, A. W. and MacDonald, D. H.", *Proc. Int. Civil Engineering*, Part III, Vol. 5, pp. 774.
  24. National Coal Board (1975), *Subsidence Engineering Handbook*, National Coal Board Production Dept., London, England.
  25. O'Rourke, T. D., Cording, E. J. and Boscardin, M. (1976), *The Ground Movement related to Braced Excavation and Their Influence on Adjacent Structures*, Univ. of Illinois Report for U.S. Dept. of Transportation, Report No. DOT-TST-76T-22.
  26. Peck, R. B. (1969), "Deep Excavations and Tunnelling in soft Ground, State of the Art Report", *7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engng.*, Mexico City, pp. 225~290.
  27. Polshin, D. E. & Tokar, R. A. (1957), "Maximum Allowable Non-uniform Settlements of Structures", *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 402~405.
  28. Potts, D. M. & Addenbrooke, T. I. (1996), "The Influence of an Existing Surface Structures on the Ground Movements due to Tunnelling", *Proc. Int. Symposium on Geotechnical Aspects of underground Construction in Soft ground, London*, (eds. Mair, R. J. and Taylor, R. N.), Balkema, pp. 593~598.
  29. Potts, D. M. & Addenbrooke, T. I. (1997), "A Structures's Influence on Tunnelling-Induced Ground Movements", *Proc. Int. J. Civil Engrs. Geotech. Engng.*, Vol. 125, pp. 109~125.
  30. Rowe, R. K., Lo, K. Y. & Kack, G. J. (1983), "A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 11~22.
  31. Robert, M. C., Lo, K. Y. and Rowe, R. K. (1986), "Analysis of field performance-the Thunder Bay tunnel", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 23, pp. 30~50.
  32. Schmidt, B. (1969), Settlements and Ground Movement associated with Tunnelling in Soils, Ph.D Thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign, pp. 224.
  33. Skempton, A. W. & MacDonald, D. H. (1956), "The Allowable Settlement of Buildings", *Proc. Inst. of Civil Engrs.*, Part III, Vol. 5, pp. 727~784.
  34. Wahls, H. E. (1981), "Tolerable Settlement of Buildings", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 107, No. 11, pp. 1489~1504.

(접수일자 1998. 11. 6)