

지보굴착에 따르는 인접건물의 손상위험도 평가사례: 설계단계

A Case Study of Building Damage Risk Assessment Due to the Strutted Excavation: Design Aspects

이 선 재¹ Lee, Sun-Jae

송 태 원² Song, Tae-Won

이 윤 상³ Lee, Youn-Sang

송 영 한⁴ Song, Young-Han

김 재 권⁵ Kim, Jae-Kwon

Abstract

The ground excavation in the urban area induces in general ground movement and subsequent damage on the adjacent building structures. So the essentials in the designing stage are the prediction of ground movement induced by the ground excavation and the damage risk assessment of buildings adjacent to the excavation. A proposed prediction method of the ground movement induced by the strutted excavation has been studied with due consideration of the existing ground movement prediction methods. A building damage risk assessment method based on the angular distortion and the horizontal strain derived from the green-field ground movement is also proposed. These methods have been applied successfully in the on-going deep excavation project in Singapore.

요 지

도심지에서의 지반굴착은 배면지반의 변위와 그에 따르는 건물의 손상을 유발시킨다. 굴착에 의한 지반변위의 예측과 굴착면 주변에 위치한 건물의 손상 위험도 평가는 설계단계에서 필수적인 요소이다. 본 논문에서는 기존의 굴착에 의한 지반변위 예측기법인 Peck의 방법과 Bowles의 방법을 조합하여 지보굴착에 따르는 배면지반 변위예측방법을 제안하였다. 또한, 배면지반의 Green-field 뒤통각과 수평변형률을 이용한 인접건물 손상위험도 평가기법을 제안하였다. 이 기법은 싱가포르에서 시공중인 대규모 지반굴착공사의 설계에 성공적으로 적용되었다.

Keywords : Angular distortion, Building damage risk assessment, Ground excavation, Ground movement, Horizontal strain

1. 서 론

흙막이 굴착에 의한 응력이완으로 발생된 굴착면(흙막이 벽체)에서의 변위량 합(체적손실)이 굴착면 주변 지표에서의 체적손실과 같다는 가정에서 출발한 Caspe

(1966)의 이론에서부터 주변지반거동 예측기법이 출발하였다. 이후 Bowles(1988)에 의해 이 이론은 보다 체계적으로 정리되었다. 터널굴착시 발생하는 지표침하의 거동의 경우도 Peck(1969)의 연구를 기점으로 하여 O'Reilly and New(1982), Attewell and Woodman(1982), Attewell

1 정회원, 삼성물산건설부문 토목기술팀 과장 (Member, Samsung Corp., Civil Eng. Team, Manager, sj007.lee@samsung.com)
2 정회원, 삼성물산건설부문 KPE C423 설계팀 차장 (Member, Samsung Corp., KPE C423 Design Team, Deputy General Manager)
3 삼성물산건설부문 KPE C423 설계팀장 (Samsung Corp., KPE C423 Design Manager, General Manager)
4 삼성물산건설부문 KPE C423 현장소장 (Samsung Corp., KPE C423 Project Manager, General Manager)
5 정회원, 삼성물산건설부문 상무, 토목기술팀장 (Member, Samsung Corp., Civil Eng. Team, Executive Director)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

et al.(1986)등이 이론해를 제시하였다.

지반 침하가 구조물에 미치는 영향이 Skempton and Macdonald(1956), Polshin and Tokar(1957), Bjerrum (1963)에 의해 연구되기 시작하였고, Burland and Wroth (1974)는 단순보 해석(simple beam analysis)을 통해 체계적인 이론해를 제시하였다. 이들의 대부분이 지반의 연직 침하와 관련된 구조물에의 영향을 다룬 것에 반해, Boscardin and Cording(1989)과 Burland(1995) 등은 지반의 침하는 물론 수평변형이 구조물의 손상에 중요한 역할을 한다는 점에 착안하여 수평변형과 침하로 유발되는 건물의 손상에 대한 이론해를 제시하였다.

본 논문에서는 앞에서 언급한 흠막이 및 터널굴착에 의한 지반 거동 예측기법들을 조합하여 흠막이 배면지반의 변위를 예측하는 기법을 설명하였다. 또한, 이에 수반되는 주변 구조물에의 영향 평가 기법에 대해 소개하고, 싱가포르에서의 지하고속도로 건설을 위한 흠막이 굴착공사 설계(Kallang Paya Lebar Expressway Contract 423)에서 적용한 건물 손상 위험도 평가기법에 대해 소개하였다. 한가지 강조하고 싶은 것은, 건물의 손상위험도 평가와 관련되어 본 논문에서 다루는 내용은 인접건물의 붕괴가능성에 대한 평가가 아니고 붕괴 훨씬 이전의 상태인 균열의 발생 가능성 및 균열의 발생 정도를 평가하는 것이라는 점이다.

2. 대상현장 소개(HDB Block122)

본 현장은 싱가포르내에서 점차적으로 심해지고 있는 교통체증을 효과적으로 해소하고자 싱가포르 동부의 남북을 연결하는 왕복 6차선의 지하고속도로를 건설을 위한 Kallang Paya Lebar Expressway 공사의 일부구간(2.96km)인 423공구로서, 본선 도로터널 및 진출입도로가 개착공법으로 시공되며 전체노선의 2/3에 해당하는 부분이 주변에 크고 작은 건물들이 인접하여 밀집해있는 전형적인 도심지 굴착공사이다.

본 대상지역의 평면도와 단면도는 각각 그림 1과 그림 2에 나와있는데, 기존의 하천하부에 개착식터널을 건설하기위해 하천을 단면 좌우로 이설하면서 반반씩 터널을 건설하는 방법으로 설계되었고, 현재 첫번째 반 단면이 시공중에 있다. 본 논문에서 소개하고자하는 손상 위험도 평가대상인 건물(Block122)은 굴착면으로부터 5~7m정도의 이격거리에 굴착면과 평행하게 위치한 높이 12층의 아파트건물로서 1977년에 완공되었다. 이 아

파트 건물의 보호를 위해 적용된 흠막이 공법은 1m 두께의 지중연속벽을 지지층인 Old Alluvium층에 5m근입 되도록 하고 지중연속벽 및 수평지보재만으로는 건물의 안정성이 확보되지 않는 것으로 평가되어 그림 2에

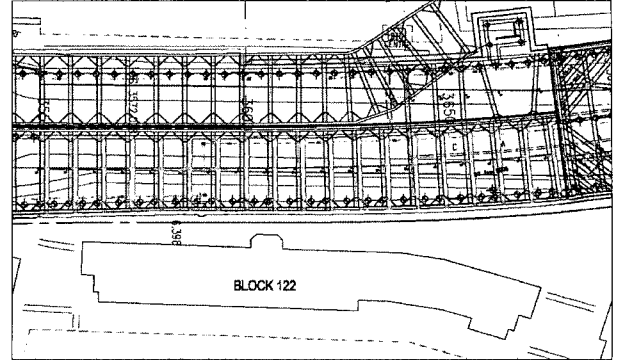


그림 1. 대상현장 평면도

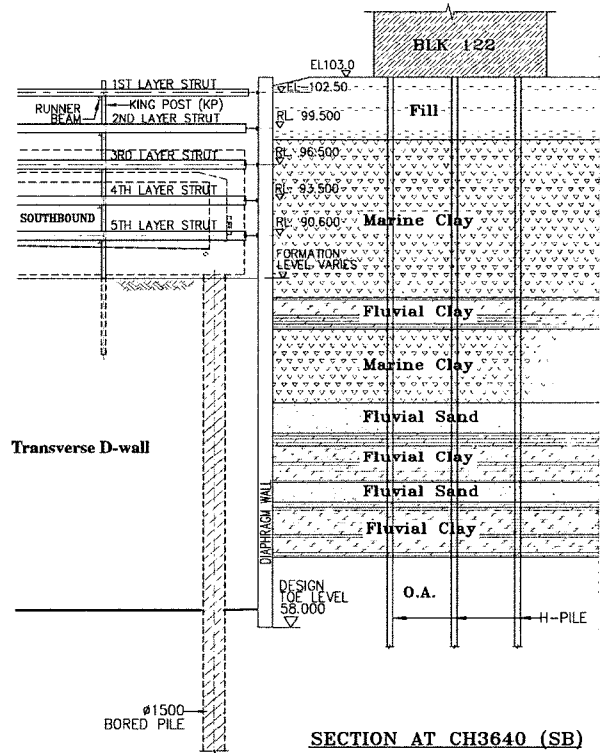
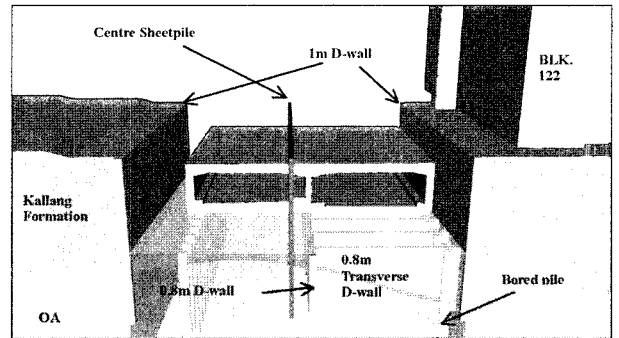


그림 2. 흠막이 조감도 및 단면도

보인바와 같이 흙막이 지중연속벽 전면에 맞대기 지중연속벽(transverse disphragm wall)을 설치하여 지중지보 역할을 하도록 설계되었다.

이 지역의 지반조건은 Kallang River의 지류 주변에 위치하고 있어서 지하수위가 지표하 1m정도로 매우 높으며, Kallang Formation이라 불리는 전형적인 연약층이 지표로부터 약 40~50m심도까지 분포하고 그 하부는 싱가포르 중부와 동부지역에 분포하는 충적층인 Old Alluvium(OA)으로 이루어져 있다.

Kallang Formation은 대개 Marine Clay(해성점토), Fluvial Deposit(Fluvial Clay, Fluvial Sand) 및 Estuarine Deposit(이토층) 등으로 구성되어 있으며 가장 큰 부분을 차지하는 토질은 N치 0~5의 정규압밀된 Marine Clay이다. 특히 Marine Clay층은 Fluvial Clay층에 의해서 Upper와 Lower Marine Clay로 분류되는 경우가 있는데, 본 검토대상지역의 일부에서 이러한 특성이 나타나고 있다. Fluvial Clay는 약간의 과압밀(Lightly Overconsolidated) 상태에 있고, 토질분류상 Sandy Clay, Silty Clay 혹은 Clayey Silt로 분류되며, N치가 10내외 범위에 있어 약간 굳은상태를 보인다. Fluvial Sand는 토질 분류상 Sandy Silt, Silty Sand 혹은 Clayey Sand로 분류되며, N치가 10내외로서 느슨함에서 중간정도의 조밀도를 가지고 있는 투수성이 큰 사질토지층이다. Estuarine Deposit은 Kallang Formation내부에서 간헐적으로 나타나고 있으며, 토질특성상 상당한 비율의 유기물을 함유하고 있어, 주로 Peaty Clay나 Clayey Peat의 형태로 존재한다. 유기물의 함량에 따라서 함수비가 20%에서 700%까지로 큰 폭의 변화분포를 가지고 있다. 대부분의 Kallang Formation은 상기에 언급한 토질들이 매우 불규칙하게 층상으로 교호하며 분포하고 있고 연약한 Marine Clay가 Kallang

Formation의 가장 많은 부분을 차지하고 있다. 본 대상 지역의 경우 Marine Clay가 지표로부터 약25m 심도까지 분포하고 있는 것으로 파악되었다.

Old Alluvium(OA)은 Kallang Formation하부에 분포하는 지층으로 대개는 중간조밀 내지는 매우조밀한 실트질 모래로 이루어져 있으며, 모래의 함유율은 60~90% 정도, 그리고 실트와 점토함유율은 10~20%정도의 분포를 보이고 있다. 대개는 하부로 내려갈수록 모래질의 입경이 커지며 자갈이 섞여있는 경우가 많고 그 함유비율 또한 증가하는 경향을 보이고 있다. OA층은 입자의 분포상태와 고화(Cementation)정도 및 풍화도에 따라 N치가 12~100이상의 분포를 보이는데, 일반적으로 싱가포르 내에서는 OAw(Weathered OA, N=12~25), OAsw(Slightly Weathered OA, N=25~99), OAcz(Cemented OA, N>100)로 분류된다. 지역에 따라서 지층의 변화가 심하고 지층의 중간에 국부적으로 함수비가 높고 느슨한 대수층이 존재하는 경우도 있어서 매우 불규칙한 양상을 보이기는 하지만, 대개의 경우 50이상의 N치를 보이고 투수성이 매우 낮은 것이 일반적이어서 싱가포르 지역에서는 구조물 기초나 흙막이 벽체의 선단지층으로 적합한 것으로 알려져 있다.

3. 굴착에 의한 주변지반 거동 예측

3.1 지반변위 예측

흙막이 굴착에 의한 지표침하 예측기법은 Caspe(1966), Peck(1969), O'Rourke(1975), Clough and O'Rourke(1990), 그리고 Bowles(1988) 등에 의해 제안되어 왔으며, 너무도 잘 알려진 Caspe(1966)의 이론은 흙막이 벽체의 횡방향 변위 체적이 지표침하의 체적과 동일하다는 개념에서 출발하였다. Bowles(1988)는 Caspe(1966)의 이론을 실무에 쉽게 활용할 수 있도록 실용적으로 정립하여 아래의 식 (1)과 같이 2차 포물선 형태의 지표침하 예측기법을 제안하였다.

$$s(x) = s_{i,wall} \left(\frac{W-x}{W} \right)^2 \quad (1)$$

여기서, $s_{i,wall}$ =흙막이 벽체에서의 침하량(= $2V_s/D$, V_s =흙막이 벽체의 횡방향 변위 체적, D =굴착깊이), W =침하의 폭(trough width), x =흙막이 벽체로부터 횡방향 이격거리이다. 침하의 폭 W 는 굴착깊이와 지반의 마찰각(ϕ)에

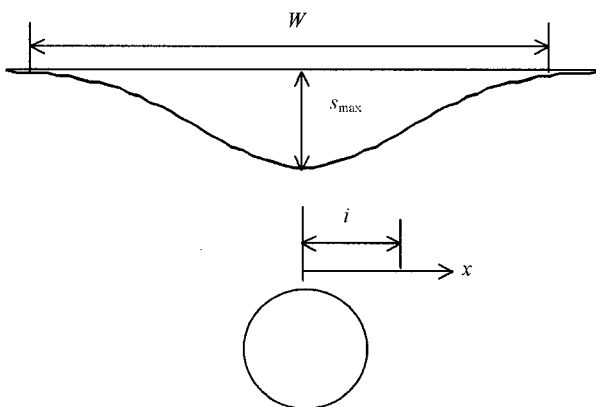


그림 3. 터널굴착에 따른 터널 횡방향 지표침하 형태

의존하여 $W=(D+H)\tan(45^\circ-\frac{\phi}{2})$ 으로 계산된다(D =굴착 깊이, H =굴착면 하부로의 침하영향 깊이로서, $\phi=0$ 일 때 $H=B$ (굴착폭)이고 $\phi>0$ 일 때 $H=0.5B\tan(45^\circ-\frac{\phi}{2})$ 이다).

한편, 쉘드터널 등의 터널굴착에 따른 지표침하의 거동 역시 터널굴착시 터널단면내에서 발생한 막장변위, 천단변위, 측벽변위, 인버트 변위 등에 직접적으로 관련되어 있다. 지표침하의 형태는, 터널굴진 횡방향으로는 Gauss정규분포곡선의 형태를 보이며 터널굴진 종방향으로는 누적 정규분포곡선의 형태를 보이는 것이 일반적이다(Peck, 1969; Attewell and Woodman, 1982). 그림 3은 터널굴진의 횡방향에 대하여 지표침하 곡선의 전형적인 예를 도시한 것으로, 터널중심점으로부터 변곡점까지의 거리 i 가 중요한 변수로서 활용된다. 터널굴진에 따른 횡방향 지표침하곡선을 식으로 표현하면 다음의 식 (2)와 같이 정의된다(Peck, 1969).

$$s(x) = s_{\max} \cdot \exp(-x^2 / 2i^2) \quad (2)$$

여기서, x =터널 중심선으로부터 횡방향 이격거리, s_{\max} =터널 중심선 상부 지표에서의 최대 침하량, i =터널중심선으로부터 침하곡선의 변곡점까지 거리이다.

지반굴착중 발생하는 지반의 횡변위는 주변 건물에 직접적인 인장균열을 초래시킬 수 있고, 이로 인하여 지반의 수평변위 예측이 무엇보다 중요하다. 터널 굴착에 의해 발생하는 임의의 점에서의 변위벡터가 터널 중심점을 가리킨다는 가정하에 O'Reilly and New(1982)는 다음의 식 (3)과 같은 터널굴진 횡방향으로의 수직변위와 수평변위의 관계식을 제안하였다.

$$h(x) = \frac{-n}{z_0 - z} x \cdot s(x) \quad (3)$$

여기서, $h(x)$ =횡방향 이격거리 x 에서의 수평변위, $s(x)$ =횡방향 이격거리 x 에서의 수직변위(침하량), z_0 =지표로부터 터널 중심까지의 깊이, z =수평변위를 구하려는 임의의 깊이이다. n 값은 변곡점까지의 거리 i 와 비례관계에 있는 누승값으로 터널상부 지반이 사질토인 경우 $n=0.9$ 이고 점성토인 경우 $n=1.0$ 이다(Attewell et al, 1986). 이 기법을 활용하면 터널중심선에서 임의의 거리에 위치해 있는 지점의 수직변위 및 수평변위를 예측할 수 있다.

식 (2)의 침하 예측식에서 그림 4와 같이 최대 회전변위(rotation)를 보이는 변곡점 $x=i$ 에 흙막이 벽체가 위치해 있다고 가정하고, 흙막이 위치에서의 침하량을 s_{\max} 로 하여 벽체로부터의 거리 x 에 대하여 식 (2)를 풀면 식

(4)와 같은 침하예측식을 얻을 수 있다. 또한, 식 (3)에서 $n=1$ 로 하고 흙막이 위치에서의 침하에 대한 수평변위비를 $\beta(=dh/ds)$ 로 하여 풀면 식 (5)와 같은 수평변위 예측식을 얻을 수 있다(Mott Macdonald Co. Ltd., 1993).

$$s(x) = s_{\max} \cdot \exp\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2x}{W}\right]^2\right) \quad (4)$$

$$h(x) = \beta \left(1 + \frac{2x}{W}\right) \cdot s(x) \quad (5)$$

여기서, 터널굴착에 의한 침하폭이 터널 중심점으로부터 근사적으로 $W=3i$ 이므로(Attewell and Woodman, 1982) 흙막이로부터의 침하폭은 $W=2i$ 가 되며, β 는 연직침하에 대한 수평변위의 비($=dh/ds$)로서 토질의 응력상태, 흙막이 벽체의 형태, 굴착방법, 그리고 지보시스템 등에 따라 좌우된다. β 값은 벽체 강성에 따라 대략 0.33~3.0의 값을 보이는데, 슈트파일이나 H-파일형태의 연성 흙막이에 대해서는 $\beta=1.0$, 지중 연속벽등의 강성 흙막이에 대해서는 $\beta=0.5$ 의 값이 설계에 성공적으로 적용된 사례(Jubilee Line Extension Project, Heathrow Express Project, Mott Macdonald Co. Ltd.)가 있다. 흙막이 위치에서 침하에 대한 수평변위비 $\beta=0.5$, 최대침하량 $s_{\max}=50\text{mm}$, 침하의 폭(trough width) $W=30\text{m}$ 인 경우, 식 (4)와 식 (5)를 그래프로 나타내면 그림 5와 같다. 그림에서 보인 바

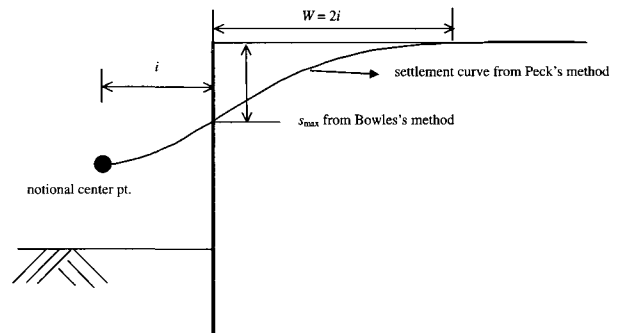


그림 4. 침하 예측식의 기본 개념(Mott Macdonald Co. Ltd., 1993)

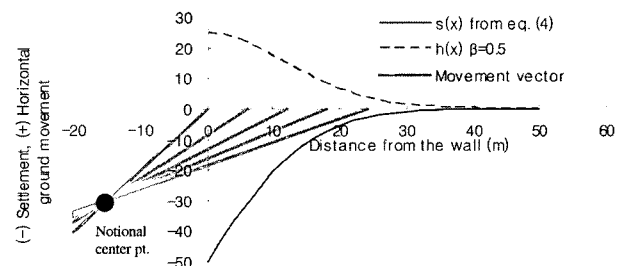


그림 5. 흙막이 매면 지반변위 예측 예

와 같이 배면의 임의의 점에서 연직침하와 수평변위의 합 벡터는 동일한 한 지점을 가리키며(O'Reilly and New, 1982), 이 지점이 가상의 터널 중심점(notional tunnel center)이다.

3.2 침하폭(trough width) 결정

앞서 제시한 지반변위 예측식에서 침하폭(trough width, W)이 매우 중요한 변수임을 알 수 있다. 침하폭의 결정은 기본적으로 Bowles(1988)의 방법을 활용하였으나, 지층이 20~30m두께의 연약점토층과 그 하부에 조밀한 사질토와 거동이 유사한 Old Alluvium(OA)의 구조로 이루어진 점을 감안하여, 그림 6에 보인 바와 같이 이중선형을 가지는 침하췌기를 적용하였다. 즉, 침하 영향깊이 $(D+H)$ 지점부터 OA의 상부까지는 $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ 의 각도를 가지며 그 상부의 연약층에서는 45° 의 각도를 가지는 췌기를 침하폭의 결정에 가정하였다. 그림 6에서 지표에서의 침하폭은 식 (6)과 같이 계산되며, 식 (6)에서 침하영향깊이 H 는 식 (7)과 같이 계산(Bowles, 1988)된다.

$$W = (D + H - D_{OA})\tan(45 - \phi/2) + D_{OA} \quad (6)$$

$$H = B \text{ for } \phi' = 0; H = 0.5B \cdot \tan(45 - \phi'/2) \text{ for } \phi' > 0 \quad (7)$$

4. 인접건물의 손상 위험도 평가

지반거동에 따르는 구조물의 거동에 대한 연구는 과

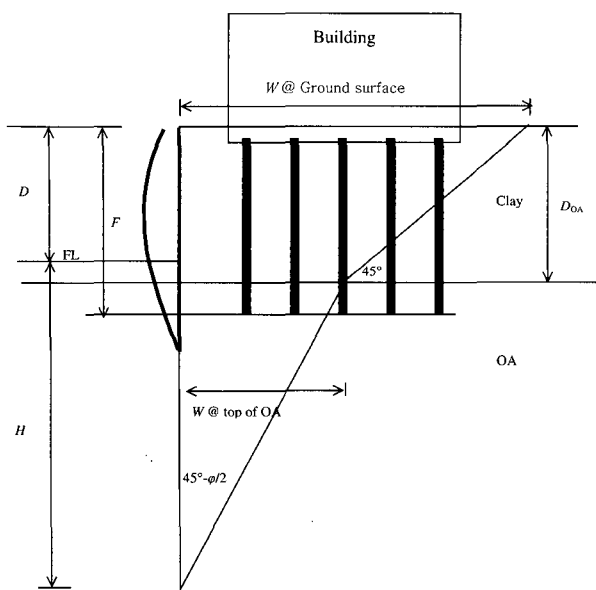


그림 6. 이중선형 침하췌기에 대한 침하폭(trough width)의 정의

거부터 여러 학자들에 의해 연구되어 왔다. 이 연구들은 대부분 건물 자중에 의한 연직 침하로 발생한 건물의 손상을 주로 다루었으며, 지반의 수평변위가 중요한 변수로 작용하지 않는 경우에 대하여 뒤틀각(Angular Distortion)과 처짐비(Deflection Ratio)에 의한 건물의 손상에 대하여 연구하였다.

유럽과 미국 등지에서 지반변위에 따르는 구조물 거동에 대한 많은 연구들이 지속되었고, 이로 부터 지반의 수평변위가 건물의 손상에 많은 영향을 준다는 결과들이 도출되었다. Boscardin and Cording(1989)은 Simple Beam Analysis(Burland and Wroth, 1974)등 기존의 연구 결과들과 모델시험 및 수치해석 등을 통해 도출된 결과를 이용하여 순수전단 및 인장에 의해 발생하는 뒤틀각과 수평변형률을 이용한 건물의 손상 위험도 평가기법을 제안하였다. Burland(1995)는 Boscardin and Cording(1989)의 연구성과에 힘에 의한 손상을 고려하여 처짐비와 수평변형률을 활용한 건물의 손상 위험도 평가기법을 제안하였다.

4.1 건물의 손상 기준

건물의 손상은 지반의 침하 또는 횡방향 변위에 의해 건물에 균열이나 뒤틀림 등의 변형이 발생하는 것을 의미한다. 대부분의 손상은 인장응력에 의한 균열 발생으로 시작되며, 가시적인 균열이 시작될 때의 인장변형률이 한계 인장변형률(critical tensile strain, ϵ_{cr})로 정의되었다(Polshin and Tokar, 1957). 여기서 중요하게 고려해야 할 사항은 우리의 관심사는 건물의 가시적 균열 발생이며 건물의 붕괴가 아니라는 점이다.

Skempton and Macdonald(1956)는 건물의 손상을 미관적 손상(architectural damage), 기능적 손상(functional damage), 그리고 구조적 손상(structural damage)의 세 가지로 분류하였으나, 각각의 한계치에 대한 정량적인 평가가 이루어지지 못하였다. Burland et al.(1977)은 Jennings and Kerrich(1962), National Coal Board(1975), Macleod and Littlejohn(1974)의 연구 결과를 토대로 건물의 미관, 사용성, 안정성 등을 균열폭 및 균열빈도와 연계시켜 손상의 수준을 6단계(Negligible, Very slight, Slight, Moderate, Severe, Very severe)로 분류하였으며, Boscardin and Cording(1989)은 뒤틀각과 수평변형률을 한계 인장변형률에 연관하여 정량화시킴으로써 손상위험도의 기준을 제시하였다.

Polshin and Tokar(1957)와 Burland and Wroth(1974)는 건물에 균열이 처음으로 발생되기 시작하는 Very slight 수준(Burland et al., 1977)을 한계 인장변형률 $\epsilon_{cr} = 0.0005 \sim 0.00075$ 로 제시하였다. Boscardin and Cording(1989)은 Slight 영역의 한계 인장변형률 상한치를 $\epsilon_{cr} = 0.0015$ 로 제시하였는데, 이 값은 자중에 의해 침하되는 건물의 내력벽에 균열이 촉발되는 뒤틈각 $\beta=1/300$ 에 상응하는 값이다. 또한, 이들은 Moderate 수준의 한계 인장변형률 상한치로서 $\epsilon_{cr}=0.003$ 을 제시하였는데, 이 값은 수평변형률이 영(zero)일 때 뒤틈각 $\beta=1/150$ 에 상응하는 값이다. Skempton and Macdonald(1956)와 Bjerrum(1963)의 연구에 의하면, 뒤틈각 $\beta=1/150$ 은 자중에 의해 침하되는 건물에 Severe수준의 구조적 손상이 발생하는 한계치이다. 본 프로젝트에서는 발주처의 시방규정과 Burland et al.(1977) 및 Boscardin and Cording(1989)의 기준을 토대로하여 표 1과 같이 손상의 수준을 분류하였으며, 모든 흙막이 공법은 인접건물의 손상이 Slight수준 이하가 되도록 설계되었다.

4.2 건물 손상위험도 평가

4.2.1 매개변수의 정의

건물 손상위험도 평가기법의 설명에 앞서 평가에 활용되는 매개변수들의 정의가 학자들간에 다소 혼선이 있을수

있으므로, 이 매개변수들을 그림 7과 같이 재정리 하였다.

4.2.2 건물 손상위험도 평가방법

Burland and Wroth(1974)는 건물을 무게가 없는 길이 L , 높이 H 를 가진 단순보로 가정하고 휨과 전단에 의해 각각 보의 중앙에 Δ 의 침하가 발생하였을 때 보에 발생하는 최대 변형률을 계산함으로써, L/H 와 한계 인장변형률의 관계를 제시하였다(Simple Beam Analysis, Burland

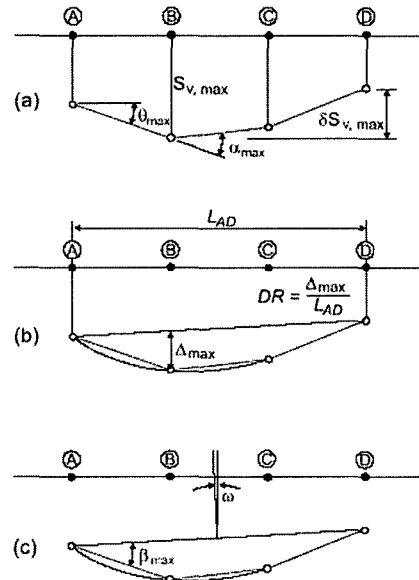


그림 7. 평가 매개변수의 정의(after Burland, 1995; Franzius, 2003)

표 1. 건물의 손상 수준 분류(after Burland et al, 1977 and Boscardin and Cording, 1989)

Building Damage Classification				
Damage Category	Degree of Damage	Description of Typical Damage and Likely Form of Repair for Typical Masonry Buildings	Crack Width (mm)	Max. Tensile Strain (%)
0	Negligible	Hairline cracks	< 0.1	0 to 0.05
1	Very Slight	Fine cracks easily treated during normal redecorations. Perhaps isolated slight fracture in building. Cracks in exterior brickwork visible upon close inspection	0.1 to 1	0.05 to 0.075
2	Slight	Cracks easily filled. Redecoration probably required. Several slight fractures inside building. Exterior cracks visible: some repointing may be required for weather tightness. Doors and windows may stick slightly.	1 to 5	0.075 to 0.15
3	Moderate	Cracks may require cutting out and patching. Recurrent cracks can be masked by suitable linings. Tack-pointing and possibly replacement of a small amount of exterior brickwork may be required. Doors and windows sticking. Utility services may be interrupted. Water tightness often impaired	5 to 15 or a number of cracks greater than 3	0.15 to 0.3
4	Severe	Extensive repair involving removal and replacement of sections of walls, especially over doors and windows required. Windows and door frames distorted. Floor slopes noticeably. Walls lean or bulge noticeably, some loss of bearing in beams. Utility services disrupted.	15 to 25 but also depends on number of cracks	Greater than 0.3
5	Very Severe	Major repair required involving partial or complete reconstruction. Beams lose bearing, walls lean badly and require shoring. Windows broken by distortion. Danger of instability.	Usually greater than 25 but depends on number of cracks	-

and Wroth, 1974). 이 연구에 따르면, 전단에 의한 사인장 변형률의 경우 $\Delta/L \varepsilon_{cr}$ 의 최소 한계치는 1.0이고 이 값은 L/H 가 증가함에 따라 급격한 증가를 보인다는 사실을 알 수 있다. 또한, 휨에 의한 직접 인장의 경우, $\Delta/L \varepsilon_{cr}$ 가 $L/H=2.0$ 까지 급격히 감소하다가 그 이후부터 점차로 증가되는 양상을 보인다는 것을 알 수 있다. 휨과 전단을 동시에 받는 등방성의 균일 단순보의 경우 $L/H < 0.6$ 이면 전단에 의한 사인장 변형률이 한계상태를 보이며, $L/H > 0.6$ 의 경우에는 휨에 의한 직접인장 변형률이 한계상태를 보인다는 중요한 사실을 알 수 있다. 표 1에 보인 각 손상수준별 한계 인장변형률을 $\varepsilon_{cr}=0.0005, 0.00075, 0.0015, 0.003$ 로 정하고, 전단과 휨에 의해 발생하는 인장변형률중 한계값을 취하여 도시하면 그림 8과 같이 처짐비($DR=\Delta/L$, deflection ratio)와 L/H 에 따른 건물의 손상위험도 평가도표를 얻을 수 있다. 이 평가도표에서는 건물의 손상에 중요한 역할을 하는 수평변형률이 고려되지 않았기 때문에, 기초지반의 지지력 부족이나 건물 자중에 의한 연직침하로 발생하는 경우에는 적합하지만 수평변위가 크게 발생하는 터널 및 흠막이 굴착에 의한 손상위험도 평가에는 한계성이 있다.

건물 손상에 영향을 주는 주요 인자로서 제시된 처짐비(deflection ratio, Δ/L)와 뒤뜸각(angular distortion, β) 이외에도 수평변형률이 매우 중요한 역할을 한다는 사실들이 여러 연구들을 통해 입증되었다. Boscardin and Cording(1989)은 굴착면에 직각방향으로 놓인 내력벽의 거동을 모사하기 위해 Deep Beam Model을 도입하였고, 굴착면 주위에 놓여있는 프레임 구조물에 대한 수치해석적 접근방법을 통해 수평변형률과 뒤뜸각을 이용한 구조물 손상 위험도 평가 기법을 제시하였다. 건물이 자

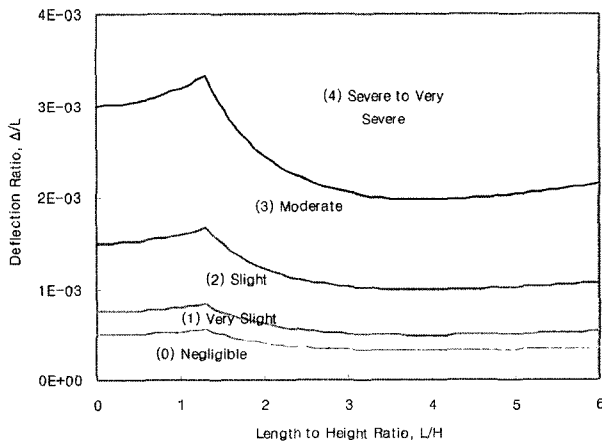


그림 8. L/H 와 처짐비(deflection ratio, $DR=\Delta/L$)를 이용한 건물의 손상 위험도 평가도표($E/G=2.6$, Burland and Wroth, 1974)

중에 의해 침하하는 경우와는 달리 터널굴착이나 흠막이 굴착에 의해 발생하는 지반변형에는 수직성분 이외에도 상당한 크기의 수평성분이 포함되어 있고, 이러한 수평변형률이 발생하게 되면 상대적으로 작은 크기의 부등침하와 뒤뜸각이 발생해도 균열이 발생되기 쉽다. Burland and Wroth(1974)의 연구에서 제시된 한계 인장 변형률과 처짐비의 관계식에 대해 수평변형률을 고려하게 되면, 휨과 인장 그리고 전단과 인장으로 발생하는 처짐비와 한계변형률의 관계식은 각각 식 (8) 및 식 (9)와 같이 표현된다(Boscardin and Cording, 1989).

$$\frac{\Delta}{L} = \left(0.083 \frac{L}{H} + 1.3 \frac{H}{L} \right) (\varepsilon_{cr} - \varepsilon_h) \quad (8)$$

$$\frac{\Delta}{L} = \left(0.064 \frac{L^2}{H^2} + 1 \right) \left(\frac{\varepsilon_{cr} - \varepsilon_h \cos^2 \theta_{max}}{2 \cos \theta_{max} \sin \theta_{max}} \right) \quad (9)$$

여기서, θ 는 Mohr Circle상에서 임의의 변형률 상태에 대한 수평축으로부터의 각도로서 앞서 언급한 회전변위 θ 와는 구별되어야 한다.

$$\beta = \frac{3\Delta}{L} \left[\frac{1 + 4 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)}{1 + 6 \left(\frac{E}{G} \right) \left(\frac{H^2}{L^2} \right)} \right] \quad (10)$$

한편, 보의 중앙에 집중하중이 작용하며 중립축이 보 하부에 있는 경우 뒤뜸각 β 와 처짐비 Δ/L 은 위의 식 (10)과 같은 관계를 가진다. 식 (9)와 식 (10)에 대하여 표 1의 각 손상수준별 한계 인장변형률 $\varepsilon_{cr}=0.0005, 0.00075, 0.0015, 0.003$ 을 적용하여 풀고 도시하면 그림 9와 같이 뒤뜸각과 수평변형률을 이용한 손상수준 평가도표를 얻을 수 있다. 이 평가도표에 따르면 연직방향 침하가

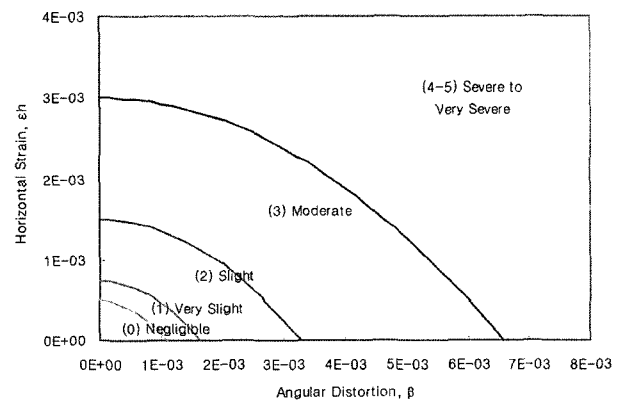


그림 9. 뒤뜸각과 수평방향 변형률을 이용한 건물의 손상위험도 평가도표($L/H=1$, $E/G=2.6$, Boscardin and Cording, 1989)

주로 발생하는 건물 자중에 의한 침하의 경우 수평변형률보다는 뒤튐각에 의한 건물의 손상이 많이 발생하고 대심도 터널과 같은 경우에는 뒤튐각보다는 수평변형률에 의해 건물의 손상이 많이 발생된다. 이 도표는 건물의 손상이 전적으로 전단변형 및 인장에 의해 발생한다는 가정을 토대로 식 (9) 및 식 (10)으로부터 만들어졌기 때문에 전단보다는 휨변형이 상대적으로 많이 발생하는, 즉 전단탄성계수에 대한 영계수의 비 E/G 가 작고 길이에 비해 높이가 얇은 건물(저층 조적식 건물)에 대해서 적용하는데는 다소 문제점이 있다.

Boscardin and Cording(1989)의 손상 위험도 평가기준은 건물이 수평변형과 전단변형만을 받는 상태에 대하여 제시된 것이다. 그러나, 건물의 높이가 얇을수록 그리고 길이가 길수록 전단 및 수평변형외에 휨에 의한 변형이 한계변형이 될 수 있다. 특히, Burland and Wroth(1974)의 연구 결과에 나타나 있듯이, L/H 값이 어느 정도 이상일 경우(E/G 에 의해 좌우됨)에는 전단보다는 휨에 의한 인장 변형률이 한계 인장 변형률로 나타나게 된다. Burland(1995)는 Boscardin and Cording(1989)에 의해 제시된 식 (8)과 식 (9)로부터 각각 휨에 의해 발생하는 Δ/L 과 전단에 의해 발생하는 Δ/L 중 한계값을 취하고, 이를 수평변형률과의 관계로 나타냄으로써 그림 10과 같이 휨과 전단 및 수평변형이 모두 고려된 손상위험도 평가도표를 제시하였다. 처짐비가 없을 때($\Delta/L=0$) 한계 인장변형률은 수평변형률과 같으며, 각 손상수준별 한계 인장변형률은 Burland and Wroth(1974)의 값과 동일($\epsilon_{cr}=0.0005, 0.00075, 0.0015, 0.003$)하다.

설계단계에서 얻은 배면지반의 변위곡선은 지수함수의 형태(식 (4) 참조)로서, 임의의 위치에서 처짐비를 계산하는 것은 수학적으로 복잡하며 번거로울 수 있다. 따라서, 본 프로젝트에서는 Burland(1995)의 손상위험도 평

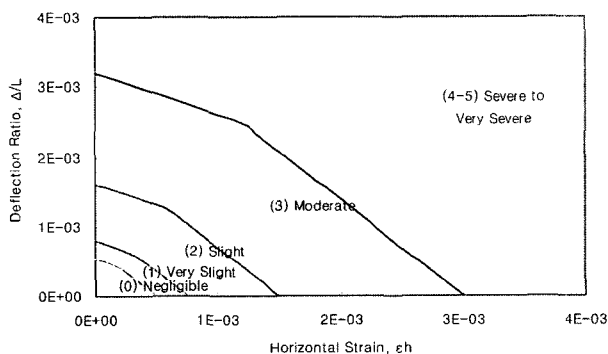


그림 10. 처짐비와 수평변형률을 이용한 건물의 손상위험도 평가도표 ($L/H=1, E/G=2.6$, Burland, 1995)

가 기법을 그대로 적용하되 식 (10)을 활용하여 처짐비 대신에 뒤튐각을 활용하였다. 그림 11과 그림 12는 본 현장의 굴착부 주변에 위치하고 있는 전형적인 고층 아파트 건물과 조적식 저층 주택에 대하여 각각 도시한 손상 위험도 평가도표의 예를 보여주고 있다. 철근 콘크리트 뼈대구조로 이루어진 고층 아파트의 경우에는 $L/H=0.5, E/G=12.5$ 를 적용하였고, 조적식 저층빌라의 경우에는 $L/H=2.0, E/G=2.6$ 의 값을 적용한 평가 기준이다. 그림 11과 그림 12에서 알 수 있듯이, 고층아파트의 경우는 전단과 인장에 의한 변형이 한계값을 가져 Boscardin and Cording(1989)의 평가도표와 상당히 유사하게 나타나지만, 저층 조적식 빌라의 경우는 휨과 인장에 의한 변형이 한계값으로 나타나 많은 차이를 보임을 알 수 있다.

4.2.3 건물 손상위험도 평가 과정

Franzius(2003)와 Son and Cording(2005)은 굴착에 따르는 인접 건물의 손상위험도 평가 과정을 제시하였으며, 본 과업에서는 이와 같은 흐름도에 근거하여 다음의 그림 13과 같은 손상위험도 평가 과정을 적용하였다.

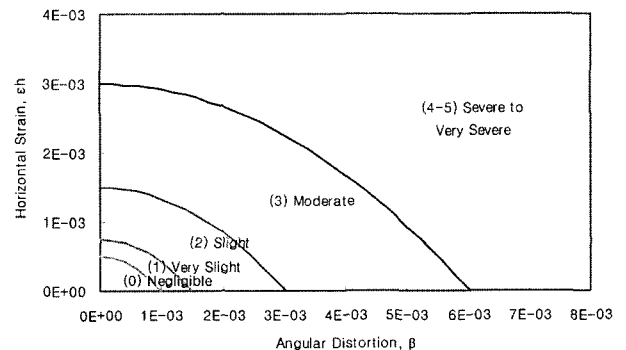


그림 11. 설계에 활용된 고층건물의 손상위험도 평가도표($L/H=0.5, E/G=12.5$)

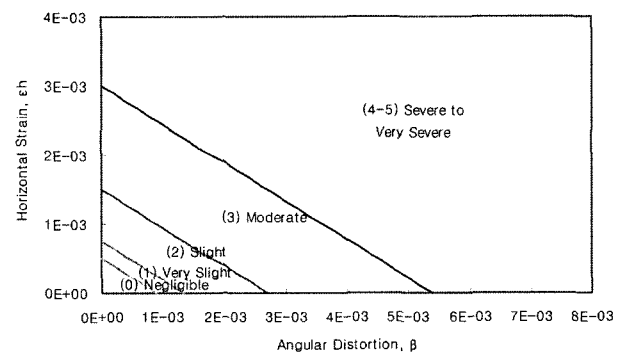


그림 12. 설계에 활용된 저층 조적식 건물의 손상위험도 평가도표 ($L/H=2, E/G=2.6$)

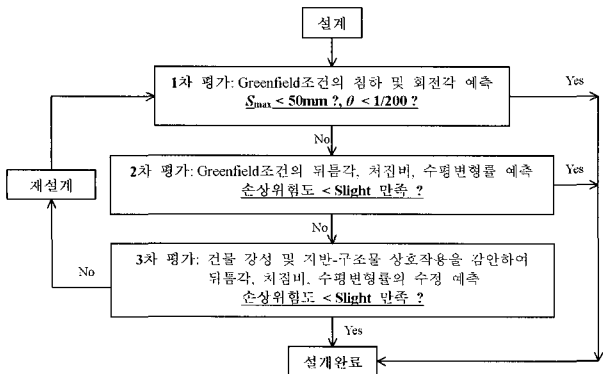


그림 13. 굴착에 의한 인접 건물 손상위험도 평가 흐름도(after Franzius (2003), Son and Cording(2005))

즉, Greenfield 조건에 대하여 평가를 먼저 실시하고, 이 결과가 설계기준 또는 허용치를 초과하는 경우 실제 구조물의 강성을 고려하거나 지반-구조물 상호작용을 분석함으로써 보다 정밀하게 구조물에 발생하는 수평변형률과 뒤통각 또는 처짐비를 계산하여 평가를 실시하는 것이다.

4.3 건물 손상위험도 평가의 설계단계 사례

4.3.1 1차 평가

Rankine(1988)은 터널 굴착에 의한 침하데이터 분석을 통해 점토와 모래지반에 대한 침하폭(trough width)을 각각 굴착깊이의 3배와 2배로 제안하였다. Burland(1979)는 개착식 터널에서 최대침하량은 굳은 점토의 경우 굴착깊이의 0.15%이며, 느슨한 모래의 경우 0.5%정도임을 제안하였다. Tomlinson(1986)은 지보굴착시 최대 침하 및 수평변위는 연약 점토지반에서 굴착깊이의 0.25%이며 조밀한 사질토나 굳은 점토에서는 0.05% 정도라고 제안하였다. 보다 보수적인 접근을 위해 본 프로젝트에서는 평균 굴착깊이 15m에 대해 침하폭을 굴착깊이의 2배, 최대침하량을 굴착깊이의 0.5%로 설정하고 이를 직선으로 연결한 침하선에 건물의 이격거리를 고려하여 건물위치에서의 최대 침하량과 회전변위를 계산하였다. 이와 같이 결정된 최대침하량과 최대회전변위에 다음의 표 2와 같은 기준을 적용하여 1차적인 건물의 손상위험도를 평가하였다.

그림 1과 그림 2에 보인 대상건물의 굴착면으로부터의 이격거리는 6.5m이므로 그림 14와 같이 건물위치에서의 최대침하량과 회전변위를 각각 58.8mm와 1/400으로 추정할 수 있다. 여기서, 흙막이 위치에서의 침하량

표 2. 건물 손상위험도 1차 평가 기준(CIRIA Report RP30, 1996)

손상등급	최대 회전변위	최대침하량(mm)
1	Negligible	$\leq 1/500$
2	Slight	$1/501 \sim 1/200$
3	Moderate	$1/201 \sim 1/50$
4	High	$> 1/50$

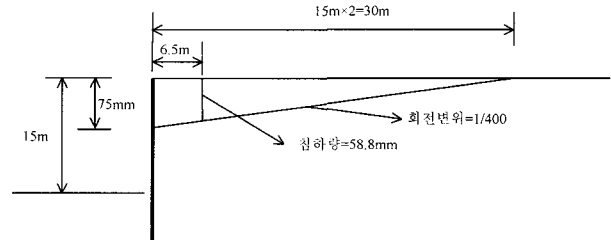


그림 14. 건물 손상위험도 1차 평가 결과

은 굴착깊이의 0.5%(15m×0.5%=75mm)를 적용하여 도출(Burland, 1979)하였고, 침하폭(trough width)은 굴착깊이의 2배(15m×2=30m)를 적용(Rankine, 1988)하였다. 표 2의 기준에 의해 본 건물의 손상위험도는 Moderate 수준으로 설계기준인 Slight수준을 초과하여 2차 평가가 필요한 것으로 나타났으며, 이에 Greenfield 조건에 대한 2차 평가를 실시하였다.

4.3.2 2차 평가

1차 평가결과, 건물의 손상위험도가 Moderate수준을 보여 설계기준인 Slight수준을 상회하므로 보다 세밀한 방법인 2차 평가를 실시하였다. 그림 15는 평가 대상건물의 2차평가를 위한 기하학적 매개변수를 보여주고 있다. 설계시 실시된 수치해석(PLAXIS v7.2)으로부터 얻은 벽체위치에서의 최대수평변위를 통해 최대 횡방향 체적손실(V_s from Bowles, 1988)을 계산하고, 이로부터 배면 지반의 침하 및 수평변위 프로파일(Profile)을 먼저 예측한다. 표 3은 그림 6에서 설명한 이중선형 침하뺨기

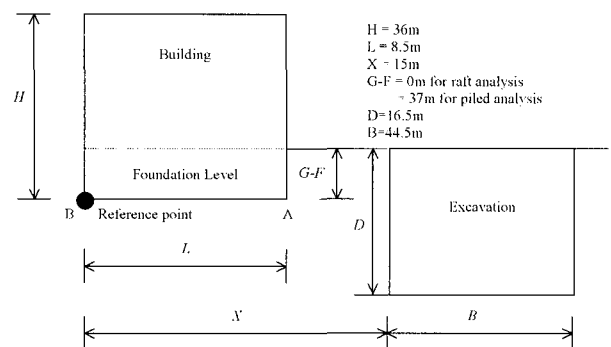
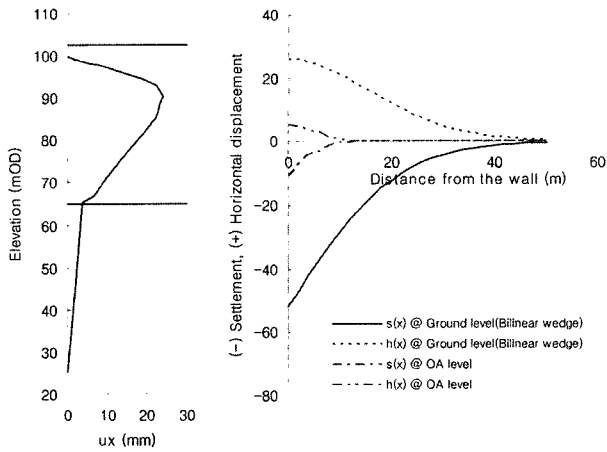


그림 15. 2차 평가를 위한 매개변수 정의

표 3. 배면지반 변위곡선 예측을 위한 매개변수 계산 결과

구분	Raft 해석		Piled 해석	
	굴착깊이	$D = 16.5\text{m}$	굴착깊이	$D = 16.5\text{m}$
굴착폭	$B = 44.5\text{m}$	굴착폭	$B = 44.5\text{m}$	
흙막이 깊이	$L = 36.0\text{m}$	흙막이 깊이	$L = 36.0\text{m}$	
하부지지층 마찰각	$\phi = 35^\circ$	하부지지층 마찰각	$\phi = 35^\circ$	
수평변위/침하 비	$\beta = 0.5$	수평변위/침하 비	$\beta = 0.5$	
손상위험도 평가 레벨	$F = 0.0\text{m}$	손상위험도 평가 레벨	$F = 37.0\text{m}$	
지지층 깊이	$D_{OA} = 21.0\text{m}$	지지층 깊이	$D_{OA} = 21.0\text{m}$	
침하영향 깊이	$H = 42.7\text{m}$	침하영향 깊이	$H = 42.7\text{m}$	
침하썰기 깊이	$D+H = 59.2\text{m}$	침하썰기 깊이	$D+H=59.2\text{m}$	
침하폭	$W = 40.9\text{m}$	침하폭	$W = 11.6\text{m}$	
지반손실체적	$V_s = 0.58\text{m}^3$	지반손실체적	$V_s = 0.06\text{m}^3$	
흙막이설치에 의한 침하*	$s_1 = 23\text{mm}$	흙막이설치에 따르는 침하	$s_1 = 0.0\text{mm}$	
굴착에 의한 침하	$s_b = 28\text{mm}$	굴착에 의한 침하	$s_b = 11\text{mm}$	
최대침하	$s_{\text{max}} = 51\text{mm}$	최대침하	$s_{\text{max}} = 11\text{mm}$	

*흙막이 설치에 의한 침하는 지중연속벽의 경우 흙막이 깊이의 0.065%를 적용함



(a) 지중연속벽 위치의 수평변위 프로파일 (b) 배면지반의 침하곡선 및 수평변위

그림 16. 배면지반 침하곡선 및 수평변위 예측결과

에 대하여 배면지반 변위곡선 예측을 위한 매개변수를 계산한 결과이다.

그림 16(a)는 수치해석으로부터 얻은 흙막이 위치에서의 횡방향 변위곡선이며, 표 3의 계산결과를 이용하여 배면지반의 지표 및 파일선단 레벨에서의 지반변위 곡선을 도시하면 그림 16(b)와 같다.

그림 16(b)의 침하곡선 및 수평변위 곡선으로부터 건물 양쪽 선단(그림 15의 A와 B점)에서의 침하량(s_A 와 s_B)과 수평변위(h_A 와 h_B)를 각각 지표레벨과 파일선단레벨에 대하여 구하고, 이 값들을 활용하여 수평변형률과 뒤틀림각을 계산하였다. 본 단면의 경우 굴착면으로부터 A점까지의 거리는 6.5m이며 B점까지의 거리는 15.0m이므로 그림

표 4. 건물의 A점과 B점에서의 Greenfield 침하량 및 수평변위 계산 결과

평가레벨	s_A	s_B	h_A	h_B
지표	35.9 mm	19.0 mm	23.6 mm	16.5 mm
파일선단	0.9 mm	0.0 mm	23.6 mm*	16.5 mm*

* 수평변위의 경우, 구조물에 손상을 주는 수평변위는 지표에서의 값이기 때문에, 파일선단에서의 수평변위를 사용하지 않고 지표에서의 수평변위를 사용하였다.

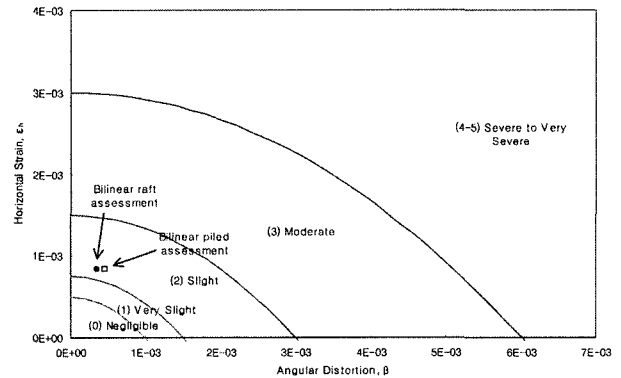


그림 17. Greenfield조건에서의 건물 손상위험도 평가 결과($L/H=0.236$, $E/G=12.5$)

16(b)에서 두 점의 침하량과 수평변위를 지표 및 파일선단레벨에서 구하면 다음의 표 4와 같다. 표 4에 각각 주어진 침하량 및 수평변위와 그림 15에 보인 건물과 굴착면의 기하학적 변수를 활용하여 지표레벨 및 파일선단레벨에 대해 건물 손상 위험도변수를 계산하면 다음의 표 5와 같다. 여기서, 휨변형률(ϵ_b)과 전단변형률(ϵ_a)은 각각 순수한 휨 및 전단에 의해 유발된 변형률이며, 한계휨변형

표 5. 건물 손상위험도 계산 결과(L/H=0.236, E/G=12.5)

평가레벨	계산결과
지표	강체회전각 $\omega=(s_A-s_B)/L=-0.001988$
	수평변형률 $\epsilon_h=(h_A-h_B)/L=-0.000835$
	A점에서 기울기 $\beta_s=-[2(1+2X_A/W)s_A]/W=-0.002342$
	뒤뜸각 $\beta=\beta_s-\omega=-0.000354$
	처짐비 $\Delta/L=\beta[1+6(E/G)(H/L)^2]/[3\{1+4(E/G)(H/L)^2\}]=-0.000177$
	휨변형률 $\epsilon_b=(\Delta/L)/[0.083(L/H)+0.5(E/G)(H/L)]=-0.000067$
	한계휨변형률 $\epsilon_{bmax}=\epsilon_h+\epsilon_b=-0.000842$
	전단변형률 $\epsilon_d=(\Delta/L)/[(1/6)(G/E)(L/H)^2+1]=-0.000177$
	한계전단변형률 $\epsilon_{dmax}=\epsilon_h/2+\sqrt{(\epsilon_h/2)^2+\epsilon_d^2}=0.000872$
파일선단	강체회전각 $\omega=(s_A-s_B)/L=-0.000106$
	수평변형률 $\epsilon_h=(h_A-h_B)/L=-0.000835$
	A점에서 기울기 $\beta_s=-[2(1+2X_A/W)s_A]/W=-0.000568$
	뒤뜸각 $\beta=\beta_s-\omega=-0.000462$
	처짐비 $\Delta/L=\beta[1+6(E/G)(H/L)^2]/[3\{1+4(E/G)(H/L)^2\}]=-0.000231$
	휨변형률 $\epsilon_b=(\Delta/L)/[0.083(L/H)+0.5(E/G)(H/L)]=-0.000087$
	한계휨변형률 $\epsilon_{bmax}=\epsilon_h+\epsilon_b=-0.000844$
	전단변형률 $\epsilon_d=(\Delta/L)/[(1/6)(G/E)(L/H)^2+1]=-0.000231$
	한계전단변형률 $\epsilon_{dmax}=\epsilon_h/2+\sqrt{(\epsilon_h/2)^2+\epsilon_d^2}=0.000895$

률(ϵ_{bmax})과 한계전단변형률(ϵ_{dmax})은 각각 휨변형률(ϵ_b)과 전단변형률(ϵ_d)에 수평변형률(ϵ_h) 성분이 복합된 한계변형률이다. 표 5의 결과를 손상위험도 평가도표에 나타내면 그림 17과 같으며, 건물의 손상위험도는 지표레벨과 파일 선단레벨에서 모두 설계기준인 Slight으로 나타나 더 이상의 평가나 설계변경없이 설계가 마무리 되었다.

4.2.5 지반-구조물 상호작용의 고려

Greenfield 조건에서의 평가결과가 Slight 수준을 상회하여 Moderate 또는 Severe수준으로 평가되었다면 지반-구조물 상호작용을 감안하여 뒤뜸각 및 수평변형률을 재평가함으로써 최종적으로 건물의 손상위험도를 결정하였을 것이다. 지반 강성에 비해 구조물의 강성이 클수록 구조물에 발생하는 뒤뜸각 및 수평변형률은 그림 18에 보인 바와 같이 Greenfield조건에 그것에 비해 급격히 감소하게 된다(Boscardin and Cording, 1989). 그림 15에서 β_g =Greenfield조건에서 지반의 뒤뜸각, ϵ_{hg} =Greenfield조건에서 지반의 수평 변형률, β/β_g =정규화된 뒤뜸각, ϵ_d/β_g =정규화된 사인장 변형률, ϵ_h/ϵ_{hg} =정규화된 수평방향 변형률, E_s =지반의 탄성계수, H =굴착깊이, S =굴착면에 연직으로 놓여있는 기초보(grade beam)의 간격, E_g =기초보(grade beam)의 Young계수, A =기초보(grade beam)의 단면적이다. 그림 18에서와 같이 Greenfield조건

으로 평가한 결과에 대해 지반-구조물 상호작용을 감안한다면 실제 건물에 발생하게 될 변형상태는 Greenfield 조건에 비해 훨씬 작을 것으로 예상할 수 있다.

본 프로젝트에서는 구조물 강성에 의한 평가변수 감소 효과를 규명하기 위해 배면지반의 건물을 일정한 크기의 강성을 지닌 1m×1m 단면의 보(beam)로 가정(Boscardin and Cording, 1989; Potts and Addenbrooke, 1997; Franzius, 2003)하고 흙막이 단면을 모델링하여 수치해석을 실시하였다. 수치해석에는 유한요소 지반전용 프로그램인 PLAXIS v7.21을 활용하였으며, 해석에 사용된 모델의 기하적 형태 및 지층별 물성은 그림 19와 같다.

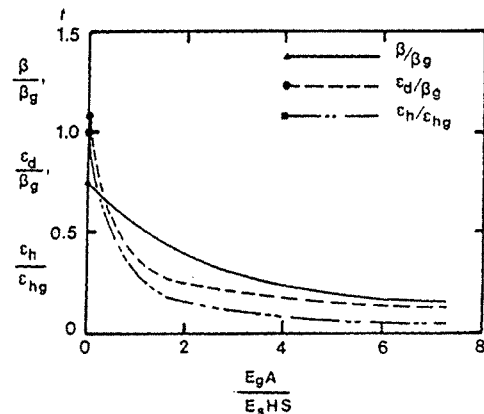


그림 18. 구조물 강성의 증가에 따르는 변형의 감소 양상(Boscardin and Cording, 1989)

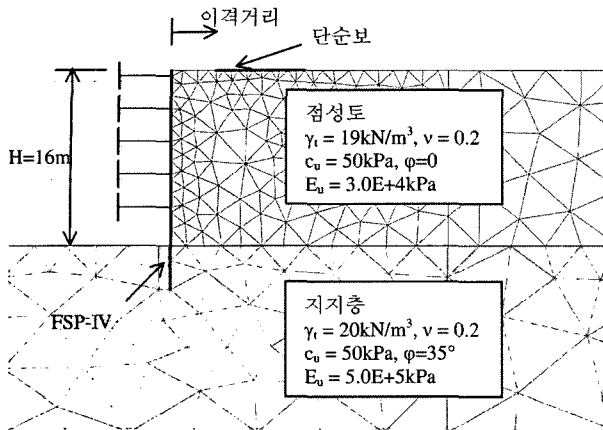


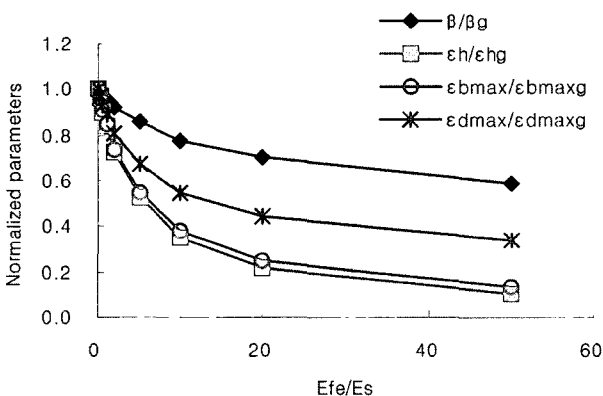
그림 19. 평가변수 감소효과 규명을 위한 유한요소해석 모델

지반강성(탄성계수, E_s)에 대한 건물(단순보)의 강성비($=E_t/E_s$)를 변화시키고, 굴착면으로부터의 이격거리(x)를 변화시키면서 수치해석을 실시하였고, 이로부터 도출한 배면지반의 연직변위(침하) 및 수평변위 곡선을 활용하여 평가변수의 변화양상을 도시하면 그림 20과 같다. 그림 20에서 $\beta/\beta_g = \text{Greenfield}$ 조건에 대하여 정규화한 건물(단순보)의 뒤틀림, $\epsilon_h/\epsilon_{hg} = \text{Greenfield}$ 조건에 대하여 정규화한 건물(단순보)의 한계 휨인장 변형률, $\epsilon_{bmax}/\epsilon_{bmaxg} = \text{Greenfield}$ 조건에 대하여 정규화한 건물(단순보)의 한계 휨인장 변형률이다.

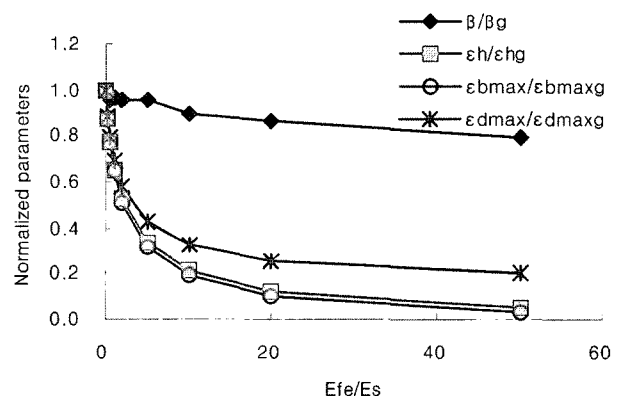
그림 20에 보인바와 같이 단순보로 가정한 건물의 손상위험도 평가변수는 건물강성이 커질수록 Greenfield 조건에 비해 크게 감소되며, 이격거리에 따르는 변화는 크지 않은 것으로 나타났다. 건물의 탄성계수가 지반탄성계수에 비해 약 20배 정도로 커질때까지 평가변수의 감소효과는 두드러지고 그 이상에서는 변화 정도가 완화된 것을 알 수 있다. 강성비(E_t/E_s)가 20일 때 뒤틀림 각은 80~90%, 수평변형률은 20~30%, 한계 휨인장 변형률과 한계 사인장 변형률은 각각 20~30%와 30~50% 정도로 Greenfield조건에 비해 작게 평가된다.

그림 17에 보인 Greenfield 조건에서의 건물의 손상위험도는 지반-구조물 상호작용을 감안할 경우 뒤틀림 각은 최소한 90%정도, 수평변형률은 30% 정도로 Greenfield 조건에 비해 손상위험도가 감소한다고 평가할 수 있다. 따라서, 실제 굴착중 발생하게 될 건물의 손상위험도는

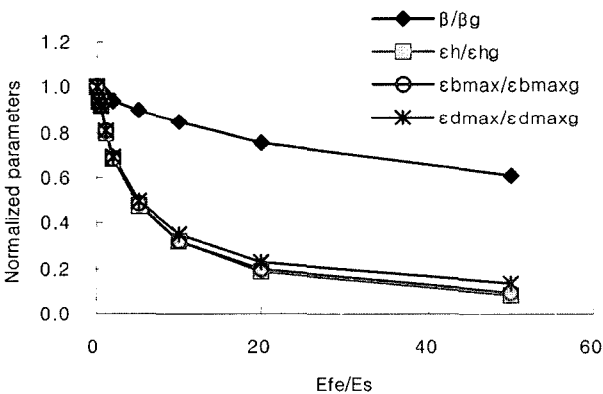
여 정규화한 건물의 수평 변형률, $\epsilon_{bmax}/\epsilon_{bmaxg} = \text{Greenfield}$ 조건에 대하여 정규화한 건물(단순보)의 한계 휨인장 변형률, $\epsilon_{dmax}/\epsilon_{dmaxg} = \text{Greenfield}$ 조건에 대하여 정규화한 건물(단순보)의 한계 휨인장 변형률이다.



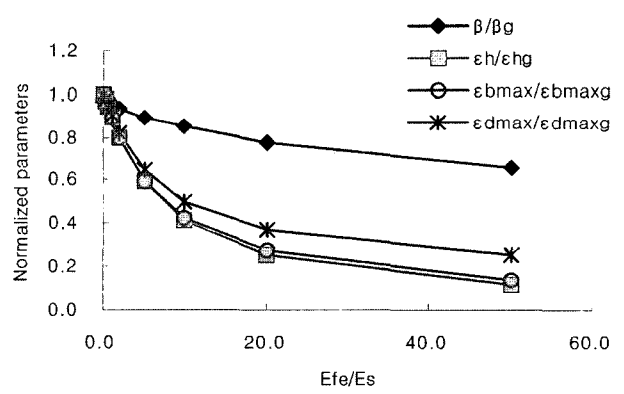
(a) 이격거리 $x = H/4$



(b) 이격거리 $x = H/2$



(c) 이격거리 $x = 3H/4$



(d) 이격거리 $x = H$

그림 20. 이격거리별 건물강성 증가에 따른 평가변수의 감소

지반-구조물 상호작용으로 인하여 Negligible 수준으로 발생하게 될 것으로 예측할 수 있다.

5. 결론

- (1) 터널 및 흙막이 굴착에 따르는 기존의 주변지반 변위예측기법을 조합하여 흙막이 굴착 배면지반의 침하 및 수평변위를 예측하는 방법을 제시하였고, 이로부터 도출된 Greenfield변위를 토대로 굴착부 주변 건물의 손상위험도를 건물의 L/H 및 E/G 에 따라 손쉽게 평가할 수 있는 방법을 소개하였다.
- (2) 도심 지하철이나 지하고속도로와 같이 장대노선을 따라 다양한 형식 및 종류의 건물이 산재해 있는 경우, Greenfield조건으로 구조물의 손상위험도를 먼저 평가함으로써 정밀 검토를 요하는 건물을 선별할 수 있으며, 이로부터 위험도가 큰 것으로 나타난 건물에 대해서만 지반-구조물 상호작용을 고려한 정밀검토를 실시하는 것이 시간적 및 비용적 측면에서 바람직하다.
- (3) 점성토 지반의 흙막이 굴착 주변에 위치한 건물의 경우 지반-구조물 상호작용으로 인하여 건물에 발생하게 될 손상위험도는 Greenfield조건에 비해 뒤틈각의 경우 80~90%, 수평변형률의 경우 20~30%, 한계 휨인장 변형률의 경우 20~30%, 그리고 한계 사인장 변형률 30~50%로 감소되며, 굴착깊이 이 내에 건물이 존재할 때 이격거리에 의한 영향은 별로 중요치 않은 것으로 나타났다.
- (4) 굴착시공중 실제로 계측된 건물의 변형상태(기울기, 침하 등)의 분석을 통해 설계단계에서 이루어진 손상위험도 평가결과를 Feedback하는 것이 필요하며, 보다 다양한 지반조건(사질토 등) 및 굴착조건에 대하여 지반-구조물 상호작용으로 인한 평가변수의 감소효과를 규명하는 것이 또한 숙제로 남아 있다.

감사의 글

본 논문의 작성에 물심양면으로 힘써 주신 삼성건설 싱가포르 KPE C423현장 전직원 여러분께 진심으로 감사의 마음을 전합니다.

참고 문헌

1. Attewell, P.B. and Woodman, J.P. (1982), "Predicting the dynamics of ground settlement and its derivatives caused by tunneling in soil", *Ground Engineering*, Vol.15(8), pp13-22.
2. Attewell, P.B., Yeates, J., and Selby A.R. (1986), "Soil movements induced by tunneling and their effects on pipelines and structures", Blackie and Sons Ltd., p.325.
3. Bjerrum, L. (1963), "Discussion Session IV", *Proc. European Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng.*, Wiesbaden, Germany, Vol.II, pp.135-137.
4. Boscardin, M.D. and Cording, E.J. (1989), "Building response to excavation-induced settlement", *Journal of Geotech. Engineering, ASCE*, Vol.115(1), pp.1-21.
5. Bowles (1988), *Foundation Design and Analysis*, 4th Ed., McGraw-hill, pp.658-661.
6. Burland, J.B. (1995), "Assessment of risk of damage to buildings due to tunnelling and excavation", Invited Special Lecture, *1st Int. Conf. on Earthquake Geotech. Engineering, IS Tokyo '95*.
7. Burland, J.B., Broms, B.B., and de Mello, V.F.B. (1977), "Behavior of foundations and structures. State-of-the-Art report", *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng.*, Vol.II, Tokyo, Japan, pp.495-546.
8. Burland, J. B., Simpson B., and St. John, H. D. (1979), "Movements around Excavation in London Clay", *Design Parameters in Geotechnical Eng. BGS*, London, Vol.1.
9. Burland, J.B. and Wroth, C.P. (1974), "Settlement of buildings and associated damage", *Proc. Conf. 'Settlement of structures'*. Pentech Press, London., pp.611-654.
10. Caspe, M.S. (1966), "Surface settlement adjacent to braced open cuts", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE*, Vol.92, pp.51-59.
11. Clough, G.W. and ORourke, T.D. (1990), "Construction Induced Movements of Insitu Walls, Design and Performance of Earth Retaining Structures", Edited by Lambe, P.C. and Hansen, L.A., *Geotechnical Special Publication No.25, ASCE*, pp.869-884.
12. Franzius, J.N. (2003), "Behaviour of buildings due to tunnel induced subsidence", Ph.D. Thesis, Dept of Civil Eng., Imperial College of Science, University of London, p.358.
13. Jennings, J.E. and Kerrich, J.E. (1962), "The heaving of buildings and the associated economic consequence, with particular reference to the Orange Free State goldfields", *The Civil Eng.in South Africa*, Vol. 5(5), pp.122.
14. Macleod, I.A. and Littlejohn, G.S. (1974), "Discussion of session 5", *Proc. Cof. on Settlement of Structure*, Pentech Press, London, England, pp.384-393.
15. Mott Macdonald Co. Ltd. (1993), BREXIS-Building Response to EXcavation Induced Settlement, *Manual*.
16. National Coal Board (1975), *Subsidence engineers handbook*, National Coal Board Production Dept., London, England.
17. O'Reilly, M.P. and New, B.M. (1982), "Settlements above tunnels in the United Kingdom-their magnitude and prediction", *Proc. Tunnelling '82* ed. M.P. Jones, IMM, London, pp.137-181.
18. O'Rourke, T.D. (1975), "A Study of Two Braced Excavations in Sands and Interbedded Stiff Clays", Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
19. Peck, R.B. (1969), "Deep excavations and tunneling in soft ground",

- Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng.*, State of the art volume. Sociedad Mexicana de Mecanica de Suelos, A.C., pp.225-290.
20. Polshin, D.E. and Tokar, R.A. (1957), "Maximum allowable non-uniform settlement of structures", *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng.*, London, Vol.1, pp.402-405.
 21. Potts, D. M. and Addenbrooke, T. I. (1997), "A structure's influence on tunnelling-induced ground movements", *Proc. Instn. Civ. Engrs. Geotech. Engineering*, Vol.125, pp.109-125.
 22. Rankin, W. J. (1988), "Ground movements resulting from urban tunnelling: predictions and effects", *Engineering Geology of Underground Movements*, Geology Society Engineering Geology Special Publication No.5, pp.79-92.
 23. Skempton, A.W. and Macdonald, D.H. (1956), "Allowable settlement of buildings", *Proc. Inst. Civ. Eng.*, Vol.5, pp.727-768.
 24. Son, M.R. and Cording, E.J. (2005), "Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements", *Journal of Geotech. And Geoenv. Engineering, ASCE*, Vol.131(2), pp.162-177.
 25. Tomlinson, M.J. (1986), *Foundation Design and Construction*, 5th Ed., Longman Scientific & Technical, pp.294-296.

(접수일자 2005. 8. 29, 심사완료일 2005. 12. 15)