

도심지 터널 굴착에 따른 인접구조물의 손상평가에 관한 연구 (II)

- 지상 건물의 강성비 변화를 중심으로 -

Damage Assessment of Adjacent Structures due to Tunnel Excavation in
Urban Areas (II) - Focused on the Variations of Building Stiffness Ratio -

김 창 용*¹ 배 규 진*²
Kim, Chang - Yong Bae, Gyu - Jin

문 현 구*³ 박 치 현*⁴
Moon, Hyun - Koo Park, Chi - Hyun

오 명 렬*⁵
Oh, Myung - Ryul

Abstract

The influence of tunnelling on buildings has become an important issue in urban areas. The problem is an interactive one: not only do tunnelling settlements affect existing structures, but existing structures affect tunnel-induced soil movements.

In order to examine the constraint of surface settlement and the degradation of building damage parameters, 3-dimensional elasto-plastic finite element analyses are performed. Also, in this paper, the results of the parametric studies for the variations of the damage parameters due to the ground movements are presented by utilizing 2-dimensional elasto-plastic finite element models, totally 162 models. The width of a structure, its bending and axial stiffness, its position relative to the tunnel and the depth of tunnel are considered.

The interaction is shown by reference to commonly-used building damage parameters, namely angular distortion, deflection ratio, maximum building settlements, maximum differential settlements and horizontal strain. By introducing relative stiffness parameters

*1 정회원, 한국건설기술연구원 토목연구부 지하구조물그룹 선임연구원

*2 정회원, 한국건설기술연구원 기획조정실 실장

*3 정회원, 한양대학교 공과대학 시스템응용공학부 교수

*4 정회원, 한국건설기술연구원 토목연구부 지하구조물그룹 연구원

*5 정회원, 삼성물산(주) 건설부문 토목공사팀 팀장

which combine the bending and axial stiffness of the structure with its width and stiffness of soil, design curves are established. These give a guide as to the likely modification of the greenfield settlement trough caused by a surface structure. They can be used to give initial estimates of likely building damage.

요 지

도심지 터널 건설에 있어서 중요한 고려 사항 중 하나가 지상 건물에 대한 터널 굴착의 영향을 평가하는 문제이다. 일반적으로 터널 굴착에 의한 지표침하로 인접구조물이 영향을 받기도 하지만 기존 인접구조물이 터널 굴착에 따른 지표침하에 영향을 미치기도 한다.

이러한 터널 굴착에 의한 기존 인접구조물의 침하억제 효과와 구조물 손상 평가인자의 감소효과를 규명하기 위해서 3차원 탄소성 유한요소해석을 수행하였다. 또한, 본 연구에서는 터널 굴착에 기인한 지반침하가 인접구조물에 미치는 영향과 인접구조물이 지표침하에 미치는 영향을 규명하기 위해서 총 162개의 2차원 탄소성 유한요소 모델을 설정하고, 매개변수 변환연구를 수행하였다. 본 연구에서는 구조물의 폭과 구조물의 축강성 및 휨강성, 구조물의 위치, 터널 심도 등을 고려하였다.

그리고, 구조물과 지반침하의 상호작용을 표현하기 위해서 구조물의 손상평가 인자인 뒤툼각(angular distortion), 처짐비(deflection ratio), 건물의 최대침하량, 부등침하량 및 수평변형률 등의 변화를 관찰하였다. 한편, 지반의 강성과 구조물의 축, 휨강성을 대표할 수 있는 상대 강성비를 도입함으로써 터널 설계자가 활용할 수 있는 도표를 제시하였고, 구조물을 고려하지 않은 상태에서의 greenfield 지표침하 트라프를 수정할 수 있는 보정계수(modification factor) 개념을 도입하였다.

본 연구에서는 구조물과 지표침하와의 상호 간섭효과에 의한 지표침하의 억제와 인접구조물 손상평가 인자들의 감소효과를 고려할 수 있도록 하기 위해서 설계 단계에서 보정계수를 활용한 인접구조물의 합리적인 손상평가방법을 제안하였다.

Keyword : Surface settlements, Angular distortion, Deflection ratio, Horizontal strain, Stiffness rature, Modification factors

1. 서 론

최근 도심지에 많은 터널이 굴착되면서 인접한 지상 구조물에 대한 손상평가에 많은 관심이 집중되고 있다. 특히, 제 2기 서울지하철의 경우, 심도 20 m 이하인 천층 터널이 전체구간의 약 62%를 차지하고 있고, 풍화토나 풍화암층과 같은 연약지반에 시공되는 터널 연장은 전체 구간의 약 55%를 점유하고 있는 것으로 보고되고 있어서 지중 및 지상에 존재하는 각종 인접구조물에 대한 안전

성을 확보하는 것이 매우 중요하게 인식되고 있다.

터널 설계 단계에서 이를 고려하기 위해서는 어떠한 지반조건에서도 지표침하를 합리적으로 예측할 수 있는 방법이 우선적으로 고려되어야 한다. 터널 굴착에 따른 지반거동을 예측하기 위해서 이미 많은 학자들에 의해서 각종 현장계측, 수치해석, 모형실험 등의 연구가 수행되어져 왔고, 그 결과 지표침하를 예측할 수 있는 다양한 방법들이 개발되었고, 지반거동에 영향을 미치는 여러

인자들에 대한 상관 관계식이 제안되고 있다 (Peck, 1969, Schmidt, 1969, Attewell과 Woodman, 1982, 등). 그러나 터널 현장 조건의 다양성에 비해서 해석 모형들은 매우 단순화되어 있고, 많은 가정사항을 내포하고 있기 때문에 기존의 해석 방법들로부터 만족할 만한 결과를 얻지 못하고 있다. 또한 지반 거동 지배 인자들간의 상관 관계를 제시하고 있는 식들의 경우도 구성하고 있는 계수의 적용 범위가 매우 넓어서 현장 적용에 어려움이 있기 때문에 최근에는 수집 가능한 터널과 관련된 다양한 정보(지반조건, 터널의 기하학적 특성, 굴착 및 보강조건, 지하수위 등)들을 고려하고, 터널 주변 지반의 변위를 보다 간편하고 정확하게 예측할 수 있는 이론 및 기법 개발에 대한 관심이 증대되고 있다(Hong, 1984, 배규진, 1989, 배규진과 김창용, 1997 등).

또한, 예측된 지반거동에 의해서 인접한 건물들에 대한 잠재적 손상을 평가하는 방법에 있어서도 많은 연구가 수행되어서 지상구조물에 대한 손상 기준을 정립하고, 건물의 손상평가 인자들의 적용에 대한 적정성을 모형실험, 수치해석 및 계측을 통해서 입증하여 왔다(Skempton과 MacDonald, 1956, Polshin과 Tokar, 1957, Bjerrum, 1963, Burland와 Wroth, 1974, Cording과 Hansmire, 1975 등). 그러나 이들 건물 손상평가 방법들을 실제 적용하는데 있어서는 학자들마다 제시하고 있는 기준들이 주관적이고, 몇몇 인자들에 의한 평가만을 수행하고 있기 때문에 현실적으로 고려해야 할 모든 손상 평가인자들을 적용하지 못하고 있다. 최근 들어서는 이러한 인접구조물의 손상평가에 인공신경회로망이나 전문가 시스템 등 첨단기법을 접목시켜 비교적 합리적인 손상평가를 수행하고자 하는 시도를 종종 찾아 볼 수 있다(Zhang과 Jieliang, 1989, 배규진과 김창용, 1998 등).

이와 같은 기존의 지표침하 예측 기법이나 인접

구조물의 손상평가 기법은 단순히 터널 굴착에 의한 지표침하를 예측하고, 예측된 지표침하를 기반으로 인접구조물의 손상평가 인자들을 구하는 방식을 취하고 있기 때문에, 건물의 규모나 강성 등에 의한 지표침하 억제 효과와 손상평가 인자의 감소효과 등을 고려하지 못하는 단점을 안고 있다. 특히, 최근 도심지에 건설되는 건물들은 그 규모나 구조면에서 과거 석조 건축물이나 벽돌 구조물 등과는 매우 다른 초고층 철골 구조물들이 대다수를 차지하고 있어서, 과거에 개발된 지표침하 예측 경험식이나 손상평가 인자들에 의한 해석 결과가 항상 보수적인 결과(conservative results)를 줄 수밖에 없다.

따라서, 본 연구에서는 이러한 터널 굴착에 의한 기존 인접구조물의 침하억제 효과와 건물 손상평가 인자의 감소효과를 규명하기 위해서 3차원 탄소성 유한요소해석을 수행하였고, 터널 굴착에 기인한 지반침하가 인접구조물에 미치는 영향과 인접구조물이 지표침하에 미치는 영향을 규명하기 위해서 총 162개의 2차원 탄소성 유한요소 모델을 설정하고, 매개변수연구를 수행하였다. 그리고, 건물과 지반침하의 상호작용을 표현하기 위해서 건물의 손상평가 인자인 뒤트각, 처짐비, 건물의 최대침하량, 부등침하량 및 수평변형률 등의 변화를 관찰하였다. 한편, 지반의 강성과 구조물의 축, 휨강성을 대표할 수 있는 상대 강성비를 도입함으로써 터널 설계자가 활용할 수 있는 도표를 제시하였고, 건물을 고려하지 않은 상태에서의 greenfield 지표침하트라프를 수정할 수 있는 보정계수(modification factor) 개념을 도입하였다.

본 연구에서는 건물과 지표침하와의 상호 간섭 효과에 의한 지표침하의 억제와 인접구조물 손상평가 인자들의 감소효과를 고려할 수 있도록 하기 위해서 설계 단계에서 보정계수를 활용한 인접구조물의 합리적인 손상평가방법을 제안하였다.

2. 지표침하 및 손상평가 인자의 억제 효과

건물의 강성에 의한 지표침하 및 손상평가 인자의 억제효과를 규명하기 위해서 본 논문에서는 3차원 탄소성 유한요소해석을 수행하였다.

우선, 기존의 문헌(Ro와 Kack 등, 1983, Robert와 Rowe 등, 1986, Lee와 Rowe, 1989, 김창용, 1998 등)에 보고된 수치해석 사례들과 같이 터널 굴착 단계별 지표침하를 예측하고, 건물이 존재하지 않는 greenfield의 경우에 발생할 수 있는 지표침하결과와 유한요소 해석결과에서 발생한 최대침하량 δ_{\max} 와 변곡위치 i 를 이용하여 해석적인 방법으로 지표침하를 예측한 결과(김창용, 1998)를 비교하고, 건물이 존재할 경우의 지표침하 결과를 상호 비교·분석하였다.

그리고, 손상평가 인자들(뒤뜸각, 처짐비, 수평변형률 등)에 대해서도 각 방법에 의해서 구해진 결과를 상호 비교하여 건물이 존재할 경우 지표침하 및 손상평가 인자 억제효과를 규명하였다.

2.1 해석 조건

참고문헌 1에서 제안한 바와 같이 터널 굴착으로 인해 지상에 위치하는 건물은 3차원적인 지표침하에 의해 영향을 받게되므로 건물에 존재하는 각 벽체별로 분석을 할 수 있어야 한다. 따라서 3차원 유한요소해석이 필수적이며, 가급적 건물의 특성을 수치해석 상에서 충분히 반영할 수 있도록 하였다. 본 비교를 위해서 사용된 지층구조는 터널 상부까지 풍화토이며, 터널 하부는 풍화암으로 구성되었다고 가정하고 있으며, 지반물성 및 건물의 특성치는 Table 1과 같다. 특히, 본 해석에 사용된 물성치는 참고문헌 2의 현장에서 측정된 물성치를 사용한 것임을 밝혀둔다.

본 연구에 사용된 σ -3D 프로그램은 토사, 암

Table 1. 지반물성 및 건물의 특성치(김창용, 1998)

지층구조 및 건물특성	E(t/m ²)	ν	ϕ (°)	C(t/m ²)	γ (t/m ³)	K_n
풍화토	8,000	0.35	35	0	2.0	0.5
풍화암	51,000	0.33	40	30	2.2	
건물벽체 (콘크리트)	234,700	0.18	45	150	2.3	-

석, 콘크리트 등의 비선형적인 거동을 모델링할 수 있는 유한요소해석(Finite Element Method) 프로그램으로써 virtual work의 원리를 이용해서, 연속체 요소(continuum element), 보요소(beam element), 트러스 요소(truss element) 등에 대한 구조적 평형 방정식을 유도할 수 있는 알고리즘으로 이루어져 있다. 비선형 탄성모델(nonlinear elastic model) 등도 고려할 수 있으며, 탄소성 재료특성을 모델화하기 위해서 본 프로그램은 Duncan-Chang, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager 모델을 고려할 수 있도록 구성되어 있다(지오디벨로퍼, 1997).

Fig. 1은 비교 대상 터널 및 건물의 평면위치를 보여주고 있고, Fig. 2(a), (b)는 3차원 유한요소해석을 위한 요소망을 보여주고 있다. 3차원 유한요소망은 터널 굴착에 의한 경계효과를 최소화하기 위해 터널 중심으로부터 측면으로 약 6D(D: 터널 직경) 정도를 해석영역으로 설정하였고, 터널 굴진 방향으로는 100 m 정도를 굴착하는 것으로 가정하였다. Fig. 1에 나타난 바와 같이 건물 중심위치는 터널 굴진 방향으로부터 50 m 전방에 위치하는 것으로 하였고, 건물은 한쪽 벽체가 터널 중심선과 일치하도록 하였다. 또한 건물의 횡방향 폭(W)은 20 m이고, 종방향 길이(L)가 10 m인 높이 20 m의 정방형 건물로 가정하였으며, Table 1과 같이 슬라브 및 벽체의 두께는 30 cm로 가정하였고, 4층의 콘크리트 벽체로 구성되었다고 가정하

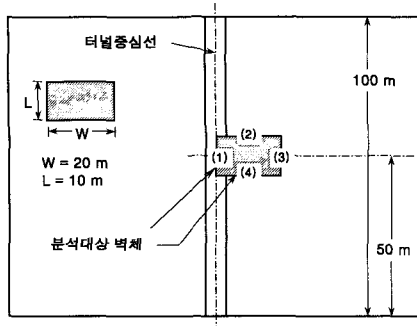
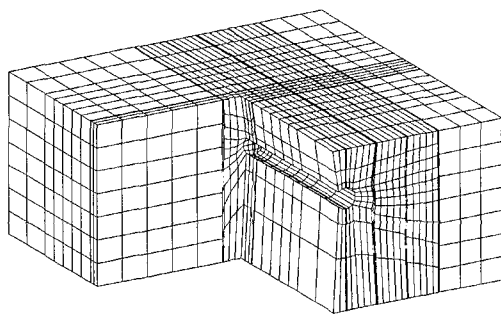
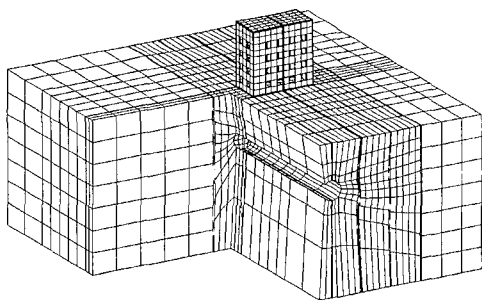


Fig. 1 터널 및 건물의 평면위치



(a) 건물을 고려하지 않은 경우



(b) 건물을 고려한 경우

Fig. 2 분석을 위한 3차원 유한요소망

였다. 그리고, 터널은 원형으로 가정하였고, 터널 굴착에 의한 지반손실을 최대한으로 하기 위해 지보재(록볼트 및 슛크리트)는 설치하지 않는 것으로 가

정하였다. 이러한 가정은 본 논문의 주요 관심대상이 지표침하에 의한 인접건물의 손상평가임으로 실제 시공조건에서와 같이 지보재를 설치함으로써 침하가 억제되는 경향과 이로 인해 손상평가 인자값이 달라지는 것을 근본적으로 배제하기 위함이다.

터널 굴착 단계는 총 13단계로 설정하였고, 지반 및 건물의 모델로는 Mohr-Coulomb 탄소성 모델을 사용하였다.

해석 모델은 Fig. 2와 같이 건물을 고려하지 않은 경우(greenfield)와 건물을 고려한 경우 등 두 가지 모델을 설정하였다. 이는 건물 자체의 강성과 지반과의 강성 차이로 인해 발생할 수 있는 지표침하와 손상평가 인자의 차이를 비교하기 위한 것으로 두 경우 모두 동일한 조건에서 해석을 수행하였고, 해석 결과도 동일한 지점에서 비교·분석하였다. 건물을 고려하지 않은 경우는 건물이 위치한 경우와 동일한 지점의 침하결과를 이용하여 대표적으로 건물의 손상평가 인자인 뒤뜸각, 처짐비, 건물 최대침하량, 부등침하량 및 수평변형률 등을 비교하였다.

2.2 결과 분석

해석 결과는 굴착 단계별로 건물의 각 벽체에 발생하는 뒤뜸각, 처짐비, 건물 최대침하량 및 부등침하량, 수평변형률 등을 비교하였다. Table 2는 굴착이 완료된 후 수치해석 결과 건물하부 지점에서 발생하는 최대침하량과 변곡위치를 각 경우별로 제시한 표이다.

Table 2의 지표침하결과와 건물의 특성 및 터널 굴착조건 등을 참고문헌 1에서 제안하고 있는 손상평가 인자 예측 방법의 입력치로 사용하였고, 이 때 해석적인 방법(analytical solution)에 의해 예측된 결과와 3차원 유한요소해석 결과를 상호 비교하였다.

Table 2. 3차원 유한요소해석결과

	최대침하량(mm)	변곡위치(m)
건물을 고려하지 않은 경우(greenfield)	4.73	6.87
건물을 고려한 경우	3.72	7.73

여기서, 해석적인 방법은 터널 굴착단계별로 지표침하 및 수평변위 등고선을 예측하는 방법(김창용, 1998)으로서 인공신경회로망을 이용해서 지표침하특성치(최대침하량, 변곡위치)를 예측하고, 이 특성치를 이용해서 터널 굴착단계별로 지표상에 임의 지점에서의 침하량을 계산할 있다.

지표의 횡방향 침하는 가우스 정규분포함수로 대표하였고, 종방향으로의 굴착단계별 침하는 아래와 같이 누적 가우스 정규분포함수를 사용하였다.

$$\delta_s = \delta_{smax} \exp\left[\frac{-y^2}{2i_x^2}\right] \left\{ G\left(\frac{x-x_i}{i_x}\right) - G\left(\frac{x-x_f}{i_x}\right) \right\} \quad (1)$$

여기서, $G(\alpha) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\alpha}^{\alpha} \exp\left(-\frac{u^2}{2}\right) du$, 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.

식 (1)에서 최대침하량(δ_{smax})과 변곡위치(i)를 알게 되면 지표의 임의 지점(x, y)에서 지표침하량을 터널 굴착단계별로 계산할 수 있다. 이 외에도 수평변위 등에 대해서도 같은 방법으로 구할 수 있다(김창용, 1998).

Fig. 3, Fig. 4는 횡방향 지표침하트래프와 수평변위트래프를 이와 같은 해석적 방법과 3차원 유한요소해석에 의해 구하고, 그 결과를 상호 비교

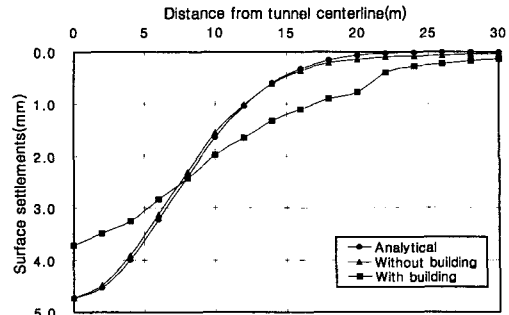


Fig. 3 횡방향 지표침하트래프의 비교

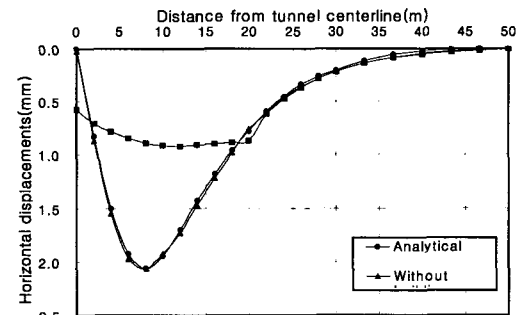


Fig. 4 횡방향 수평변위트래프의 비교

한 그림이다. 건물을 고려하지 않는 유한요소 해석결과와 해석적인 방법(analytical solution)에 의한 결과가 거의 같은 분포특성을 보이지만 건물을 고려한 해석결과는 건물의 자중과 강성으로 인해 지표침하 및 수평변위가 억제되는 경향성을 보여주었다. 터널 중심선에서 발생된 최대침하량의 경우, 건물을 고려하지 않은 경우(greenfield)에 비해서 건물을 고려한 경우가 약 21% 정도 침하억제 효과를 보였으며, 변곡위치는 약 11% 정도 커지는 경향성을 보여서 전반적으로 지표침하가 건물의 자중과 강성에 의해 억제되는 경향성을 보였다. 이러한 경향성은 수평변위결과(Fig. 4)에서도 극명히 나타났다. 수평변위가 최대로 발생하는 지점(변곡위치 지점)에서의 수평변위는 건물을 고려하지 않은 경우에 비해서 건물을 고려한 경우가

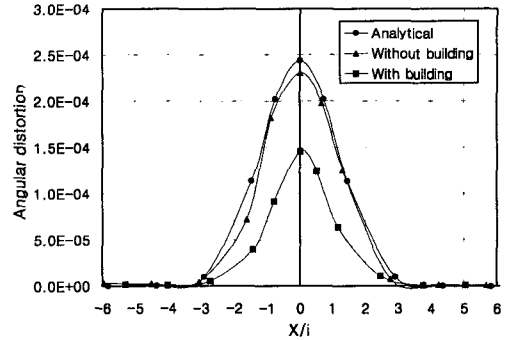
약 55% 정도로 억제되는 경향성을 보여서, 지표 수직침하에 비해서 수평변위가 더 크게 억제됨을 확인하였다.

따라서, 이러한 결과는 건물의 손상평가 인자에도 영향을 미치며, 건물을 고려하지 않는 greenfield 결과치와 건물을 고려한 경우의 결과가 매우 차이를 보일 가능성이 있음을 보여준다.

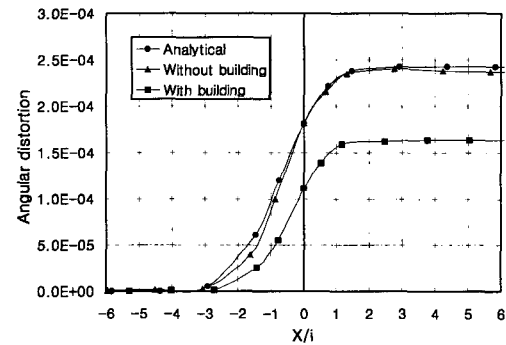
Fig. 5(a),(b)는 건물에 존재하는 1번 및 4번 벽체(Fig. 1)에 발생하는 뒤뜸각에 대해서 해석적인 방법에 의한 결과와 건물을 고려하지 않은 유한요소 해석결과(greenfield) 및 건물을 고려한 유한요소 해석결과를 상호 비교·분석한 그림이다.

1번 벽체의 경우(Fig. 5(a)) 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하고 있어서 터널막장이 건물 직하부를 통과할 때, 뒤뜸각이 가장 커지는 경향성을 보였다. 건물 직하부를 통과할 때, 건물을 고려하지 않은 경우와 해석적인 방법에 의한 예측 결과의 차이가 약 5.89% 정도로 나타나서 유한요소 해석결과와 이론해가 비교적 큰 차이를 보이지 않음을 확인할 수 있었다. 반면, 건물을 고려한 경우와 고려하지 않은 경우(greenfield)의 결과에 대한 차이는 약 40% 정도를 보여서 건물자체의 휨강성과 축강성의 영향으로 건물의 강성이 강한 경우 지표침하에 대한 저항력을 크게 하고, 결과적으로 지표침하 억제효과와 함께 손상평가 인자값을 감소시키는 결과를 초래하게 된다. 이러한 결과는 건물을 고려하지 않는 greenfield 결과가 건물을 고려한 경우에 비해 비교적 안전측(conservative)의 결과를 주고 있음을 나타낸다.

4번 벽체의 경우(Fig. 5(b))는 터널 굴진방향과 수직하게 위치하고 있으며, 터널이 완전히 굴착된 후에 최대치를 보이고 있다. 건물을 고려하지 않은 경우(greenfield)와 건물을 고려한 경우의 차이는 약 31% 정도를 보여서, 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하는 1번 벽체에 비해 그 차이가 다소 줄어드는 경향성을 볼 수 있다.



(a) 터널 굴진방향과 평행하게 위치한 1번 벽체

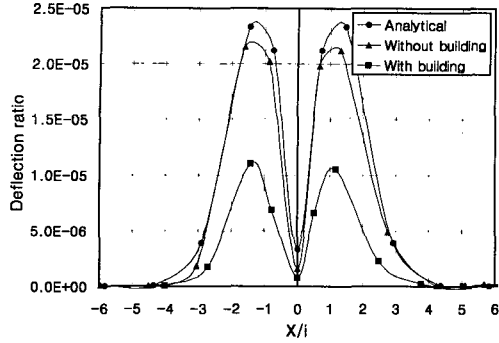


(b) 터널 굴진방향과 수직하게 위치한 4번 벽체

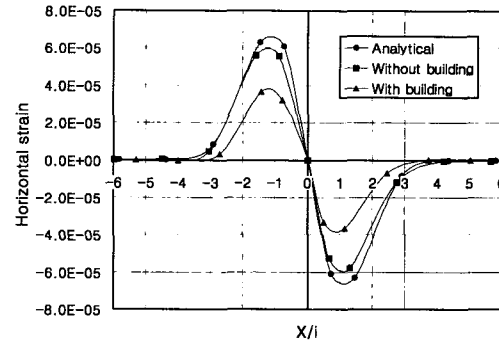
Fig. 5 터널 굴착단계별 뒤뜸각의 비교

Fig. 6(a),(b)는 건물에 존재하는 1번 및 4번 벽체(Fig. 1)에 발생하는 처짐비에 대해서 해석적인 방법에 의한 결과와 건물을 고려하지 않은 유한요소 해석결과 및 건물을 고려한 유한요소 해석결과를 상호 비교한 그림이다.

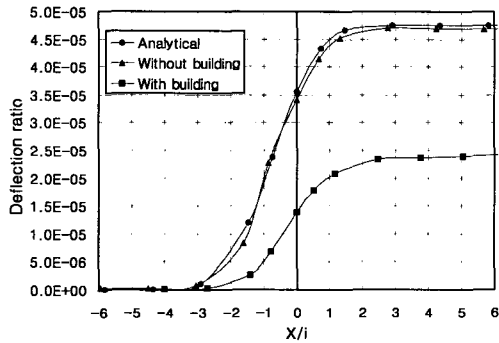
1번 벽체의 경우(Fig. 6(a)) 터널 굴진 방향과 평행하게 위치하고 있어서 터널막장이 종방향 지표침하트래프의 곡률($1/R$)이 최대가 되는 지점($x/i = \pm 1.25$)에 위치할 때, 처짐비가 가장 커지는 경향성을 보였다. 처짐비가 최대가 되는 지점($x/i = \pm 1.25$)에 위치할 때, 건물을 고려하지 않은 경우와 건물을 고려한 경우의 결과에 대한



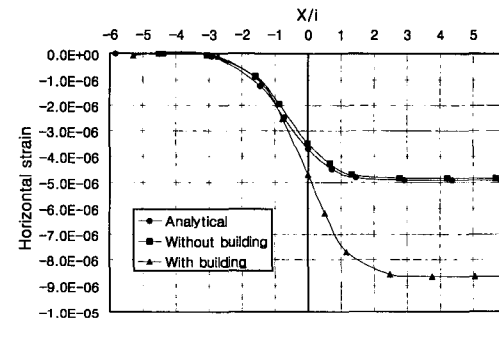
(a) 터널 굴진방향과 평행하게 위치한 1번 벽체



(a) 터널 굴진방향과 평행하게 위치한 1번 벽체



(b) 터널 굴진방향과 수직하게 위치한 4번 벽체



(b) 터널 굴진방향과 수직하게 위치한 4번 벽체

Fig. 6 터널 굴착단계별 처짐비의 비교

Fig. 7 터널 굴착단계별 수평변형률의 비교

차이는 약 49% 정도로 차이가 나고 있다.

4번 벽체의 경우(Fig. 6(b))는 뒤튐각과 마찬가지로 터널이 완전히 굴착된 후에 최대치를 보이고 있다. 건물을 고려하지 않은 경우와 건물을 고려한 경우의 차이는 약 49% 정도를 보여서, 건물을 고려하지 않는 greenfield의 결과치가 건물을 고려한 경우에 비해서 약 1.5배이상으로 과대평가됨을 확인할 수 있었다.

Fig. 7(a),(b)는 건물에 존재하는 1번 및 4번 벽체(Fig. 1)에 발생하는 건물의 수평변형률에 대해서 해석적인 방법에 의한 결과와 건물을 고려하지 않은 유한요소 해석결과와 건물을 고려한 유한요소 해석결과를 상호 비교한 그림이다.

1번 벽체의 경우(Fig. 7(a)), 터널 막장이 지표침하트래프의 경사(slope)가 최대가 되는 지점($x/i = \pm 1$)에서 최대 압축 및 인장 변형률이 발생하는 것으로 분석되었다. 통상 압축 변형률보다는 인장 변형률에 의해 건물의 손상이 크게 발생하는 경향성(Boscardin과 Cording, 1989)을 감안한다면, 터널 막장이 건물을 통과하기 직전의 지표침하트래프의 경사(slope)가 최대가 되는 지점($x/i = 1$)에서 최대 인장변형률이 발생하기 때문에 건물의 손상평가 시 터널 굴착 단계를 고려하는 것이 매우 중요하다 할 수 있다. 이때 건물을 고려하지 않은 경우와 건물을 고려한 경우에 대한 결과의 차이는 약 42.3% 정도로 차이가 나고 있다.

4번 벽체의 경우(Fig. 7(b))는 전체적으로 압축 변형률의 우세하게 나타났고, 터널이 완전히 굴착된 후에 최대치를 보이고 있다. 건물을 고려하지 않은 경우와 건물을 고려한 경우의 차이는 약 44% 정도를 보였다.

상기의 결과를 종합해 볼 때, 건물의 자중과 강성에 의한 침하 억제 효과가 건물의 안전성을 증진시키는 역할을 하는 것으로 분석되었고, 이는 지표침하 및 수평변위 뿐만 아니라, 손상평가 인자들에 있어서 더욱더 크게 나타나고 있음을 확인하였기 때문에 본 논문에서는 건물을 고려하지 않는 greenfield 결과를 현실성 있게 보정할 수 있는 설계 도표를 제안하고자 한다.

3. 건물의 강성 고려방법

Boscardin과 Cording(1989), Potts와 Addenbrooke(1996, 1997) 등은 건물을 하나의 보(beam)로 가정하고, 보의 특성 중 탄성계수, 단면적 및 단면 2차모멘트 등에 건물의 특성을 고려할 수 있도록 건물의 강성비를 고려한 무차원의 2개 매개변수(ρ^* , α^*)를 도입하였다. 이를 이용하여 일반적으로 침하 해석시 고려하지 못했던 건물 강성에 의한 지표침하 억제 효과를 규명하였다. 그러나 이들의 연구에서는 처짐비와 수평변형률 등 두 가지의 손상평가 인자에 대해서만 그 영향을 규명하였으나, 본 논문에서는 건물의 손상평가에 필요한 다양한 인자들에 대해서 그 영향을 규명하고자 하였다.

한편, 본 연구에서는 건물의 자중에 의한 침하가중 영향은 고려하지 않았고, 단지 건물의 강성과 지반의 강성과의 차이에 의해서 발생하는 상호 간섭효과만을 고려하였기 때문에 실제로 건물의 자중을 고려한 해석결과에서 도출될 수 있는 침하 경향성이나 침하량과는 다소 차이가 있을 수 있음을 밝혀둔다.

3.1 강성비

Potts과 Addenbrooke(1996, 1997)의 연구에 의하면, 건물의 강성(stiffness)을 고려하지 않고, 뒤 틈각이나 처짐비, 수평변형률 등 손상평가 인자들을 구하면, 건물의 강성 때문에 실제보다는 그 값들이 과대 평가될 수 있음을 제안한 바 있다. 물론 손상평가 인자값이 과대 평가될 경우는 안전측(conservative) 결과를 주지만, 좀 더 정확한 결과를 얻기 위해서는 건물의 강성비를 고려할 수 있는 방법을 모색하는 것이 필요하다고 판단된다. 따라서 본 논문에서는 이러한 문제점을 해결하기 위해서 건물과 지반의 강성비 차이에 고려할 수 있는 다음과 같은 무차원의 상대 휨강성비(relative bending stiffness ratio, ρ^*)와 상대 축강성비(relative axial stiffness ratio, α^*) 등의 두 매개변수를 도입하였다(김창용, 1998).

$$\rho^* = \frac{(EI)_{struct}}{E_s H^3} \quad (2)$$

$$\alpha^* = \frac{(EA)_{struct}}{E_s H} \quad (3)$$

여기서, H : 건물폭의 1/2

$(EI)_{struct}$: 건물의 등가 휨강성

$(EA)_{struct}$: 건물의 등가 축강성

E_s : 지반의 탄성계수

상대 휨강성비(ρ^*)는 지반 지반침하에 대한 건물의 휨저항력을 나타낼 수 있는 변수로서 이 값이 커질수록 건물은 휨저항력이 커짐을 의미하고, 상대 축강성비(α^*)는 건물의 전단 저항력을 나타내고 있으므로 역시, 이 값이 커질수록 건물의 전단 저항력은 커지게 된다.

한편, 건물의 바닥 슬라브를 기준으로 건물의 축강성(axial stiffness)은 건물 높이 전체에 걸쳐

작용하는 것으로 하였고, 건물의 휨강성(bending stiffness)은 평행축 이론(parallel axis theorem)을 이용하여 건물의 중심축에 작용하는 것으로 하였고, 이에 관련된 수식은 다음과 같다(Potts과 Addenbrooke, 1996, 1997, 김창용, 1998).

$$(EA)_{struct} = (n+1)(E_c A)_{slab} \quad (4)$$

$$(EI)_{struct} = E_c \sum_{i=1}^{n+1} (I_{slab} + A_{slab} h^2) \quad (5)$$

여기서,

n : 건물의 층수

E_c : 건물 구성 콘크리트의 탄성계수(t/m^2)

A_{slab} : 단위 길이당 건물의 바닥 슬라부 단면적 (m^2/m)

I_{slab} : 단위 길이당 건물의 바닥 슬라부 단면 2차모멘트(m^4/m)

h : 건물 중심축과 각층 슬라브와의 수직거리(m)

식 (4), (5)를 이용하여 임의의 층수를 갖는 건물의 등가 축강성 및 휨강성을 구하고 이를 식 (2), (3)에 대입하여 건물의 등가 축강성비와 휨강성비를 구하게 된다.

또한, 수치해석상에서 필요한 건물의 특성치로는 보(beam)의 등가 탄성계수(E_{eq}), 등가 단면적(A_{eq}), 등가 단면 2차모멘트(I_{eq}) 등은 상기의 식 (4), (5)를 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다(Potts과 Addenbrooke, 1996, 1997, 김창용, 1998).

$$E_{eq} = \frac{(E_c A)_{struct}}{d_{eq}} \quad (6)$$

$$A_{eq} = d_{eq} \quad (7)$$

$$I_{eq} = \frac{d_{eq}^3}{12} \quad (8)$$

$$d_{eq} = \sqrt{\frac{12(EI)_{struct}}{(EA)_{struct}}} \quad (9)$$

여기서, d_{eq} : 건물의 등가 높이(m)

상기의 식 (6) ~ (9)를 이용하여 수치해석에 필요한 입력치를 결정하게 된다.

3.2 보정계수

보정계수는 건물 강성의 영향을 고려하지 않는 greenfield 결과를 기준으로 건물의 강성비에 의한 영향을 보정해 줄 수 있는 계수로서 인접구조물의 손상평가 인자들에 적용하게 된다. 보정계수의 정의는 아래와 같이 표현된다(Potts과 Addenbrooke, 1996, 1997, 김창용, 1998).

$$M^{ad} = \frac{\text{angular distortion}}{\text{angular distortion}^g} \quad (10)$$

$$M^{dr} = \frac{\text{deflection ratio}}{\text{deflection ratio}^g} \quad (11)$$

$$M^{ms} = \frac{\text{maximum settlement}}{\text{maximum settlement}^g} \quad (12)$$

$$M^{ds} = \frac{\text{differential settlement}}{\text{differential settlement}^g} \quad (13)$$

$$M^{hs} = \frac{\text{horizontal strain}}{\text{horizontal strain}^g} \quad (14)$$

여기서, M^{ad} : 뒤뜸각의 보정계수

M^{dr} : 처짐비의 보정계수

M^{ms} : 건물 최대침하량의 보정계수

M^{ds} : 부등침하량의 보정계수

M^{hs} : 수평변형률의 보정계수

윗첨자 g : 건물을 고려하지 않는 greenfield의 결과치

상기의 식 (10)~식 (14)는 각각 인접구조물 손상평가 인자에 대한 보정계수 수식으로서 이 값이 1에 가까울수록 지표침하는 greenfield 결과치에 가까워지고, 건물의 강성에 의한 영향이 작아지는 경향성을 갖는다.

4. 건물의 강성비를 고려한 매개변수 변환연구

4.1 해석 모델

본 논문에서는 크게 4분야로 구분지어 해석을 수행하였다. 첫째는 상기의 축강성비 및 휨강성비를 변화시킨 경우, 둘째는 건물의 층수를 변화시킨 경우, 셋째는 건물의 폭을 변화시킨 경우, 넷째는 터널심도를 변화시킨 경우 등, 총 162개 모델에 대한 결과를 상호 비교하고자 하였다. 각 경우는 모두 2차원 탄소성 유한요소 해석을 수행하였고, 대표적인 유한요소망은 Fig. 8과 같다. 그림에서 터널 직상부 지표면 15 m 지점이 건물을 고려한 보의 영역이다. 그리고 앞서 2장에서 제시하고 있는 건물 모델과는 건물의 폭에 있어서 차이를 밝혀둔다. 터널 직경(D)은 6.5 m인 원형터널을 대상으로 하였고, 터널 굴착에 의한 지반손실을 최대한 발생시키기 위해서 2장에서와 마찬가지로 지보재는 설치하지 않는 것으로 가정하였다. 또한 터널 심도(Z)는 약 20 m로 가정하였고, 터널 중심을 기준으로 상부에는 풍화토, 하부에는 풍화암이

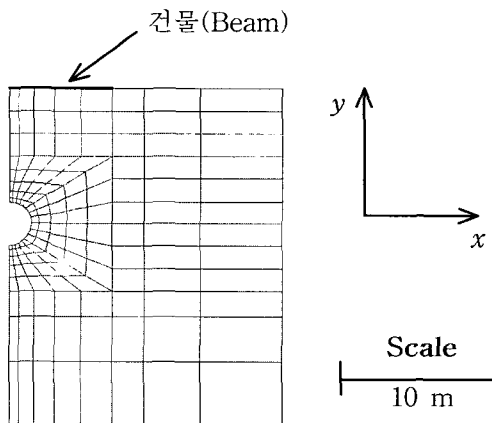


Fig. 8 매개변수를 위한 2차원 유한요소망

위치하는 것으로 하였고, 지반물성은 Table 1과 같고, 건물의 특성은 3장에서와 같이 보(beam)와 같이 거동하는 것으로 가정하였다. 해석영역은 터널 중심으로부터 6D(약 40 m) 이상이 되도록 하였다.

4.2 해석 결과

총 162개의 해석 모델의 지표침하 결과를 이용하여 건물의 손상평가 인자인 뒤틈각, 처짐비, 건물 최대침하량, 부등침하량, 수평변형률 등을 계산하고, 이 결과를 건물의 영향이 고려되지 않는 greenfield 모델 결과와 비교하여 그 결과를 보정 계수로 표현하였다.

4.2.1 축강성비 및 휨강성비 변화

축강성비(axial stiffness ratio, α^*)와 휨강성비(bending stiffness ratio, ρ^*)를 변화시켰을 때, 지표침하와 손상평가 인자의 변화를 관찰해 보았다. 축강성비 α^* 는 1.0E-04 ~ 1.0E+03 까지 총 8개 경우와 휨강성비 ρ^* 는 1.0E-07, 1.0E-05, 1.0E-03, 1.0E-01, 1.0E+00, 1.0E+01 등 총 6개 경우를 상호 조합하여 총 48개의 모델에 대해서 해석을 수행하였고, 이때의 건물의 폭과 터널심도는 각각 30 m, 20 m로 설정하였다. 건물의 영향을 고려하지 않은 greenfield의 경우는 1개의 모델에 대해서 해석을 수행하였고, 건물을 고려한 경우와 상호 비교하였다.

Fig. 9와 Fig. 10은 횡방향 지표침하트라프 변화에 대해서 각각 축강성비와 휨강성비를 변화시켰을 때의 결과를 나타내는 그림이다. Fig. 9와 같이 축강성비가 커질수록 지표침하가 건물의 영향으로 억제되는 경향성을 관찰할 수 있다. 휨강성비 ρ^* 가 가장 작은 값을 갖는 1.0E-07일때는 축강성비 α^* 가 커질수록 침하량이 점점 더 적어지는 경향성을 볼 수 있다. 휨강성비 ρ^* 가 가장 큰 값을 갖는 1.0E+01일때도 마찬가지로는 축강성비 α^*

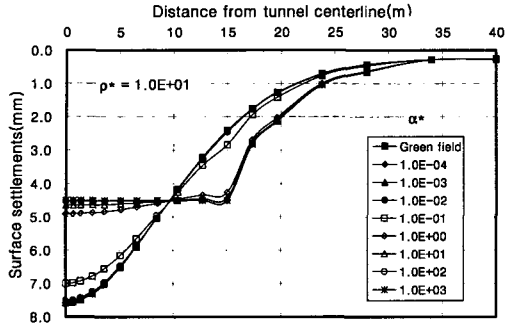


Fig. 9 축강성비 변화에 의한 횡방향 지표침하 트라프

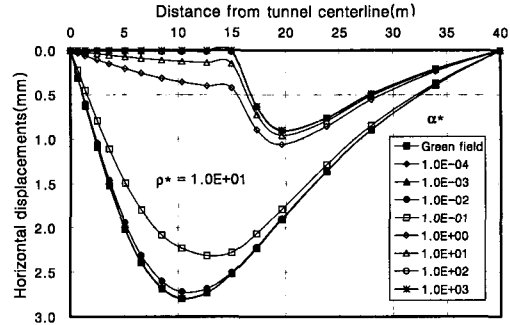


Fig. 11 축강성비 변화에 의한 횡방향 수평변위 트라프

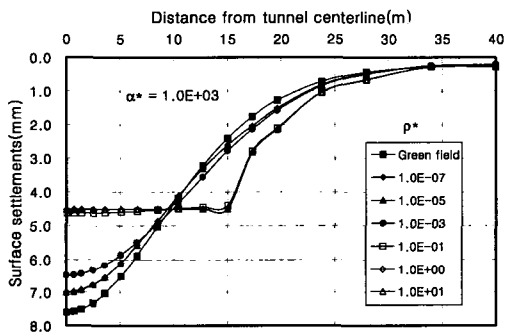


Fig. 10 휨강성비 변화에 의한 횡방향 지표침하 트라프

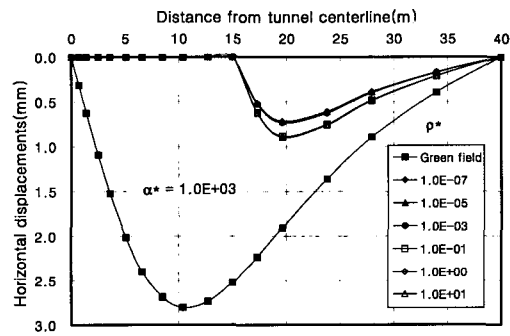


Fig. 12 휨강성비 변화에 의한 횡방향 수평변위 트라프

가 커질수록 침하량이 점점 더 작아져 축강성비가 1.0E+00일 때부터는 건물이 위치하는 지점의 지표침하가 완전히 억제되어 편평(flat)한 형상을 띄게 된다. Fig. 10은 휨강성비를 변화시킨 경우로서 축강성비가 가장 작은 값을 갖는 1.0E-04일 때는 휨강성비 변화에 의한 차이가 보이지 않았다. 이러한 경향성은 축강성비가 점점 커지면서 휨강성비 변화에 의한 지표침하 억제 효과가 점점 커져서, 축강성비가 가장 큰 값을 갖는 1.0E+03일 때는 가장 큰 차이를 보였고, 휨강성비가 1.0E-01부터는 건물의 영향으로 침하가 급격히 억제되는 경향성을 보였다. 이러한 경향성은 Fig. 11, Fig. 12의

수평변위 결과에서도 찾아 볼 수 있다.

따라서, 이러한 지표침하 및 수평변위의 억제 효과는 결과적으로는 건물의 손상평가 인자값을 감소시키는 역할을 하게 되며, 건물강성의 영향을 고려하지 않는 greenfield 해석 결과에 대한 보정의 필요성을 보여주게 된다.

Fig. 13 ~ Fig. 15는 건물의 강성비를 변화시켰을 때, 건물의 손상평가 인자에 대한 보정계수의 변화를 보여주고 있는 그림들이다.

Fig. 13은 뒤틈각에 대해서 축강성비 변화에 따른 보정계수의 변화 경향성을 보여주고 있다. 앞서 지표침하트라프에서도 볼 수 있었듯이 축강성

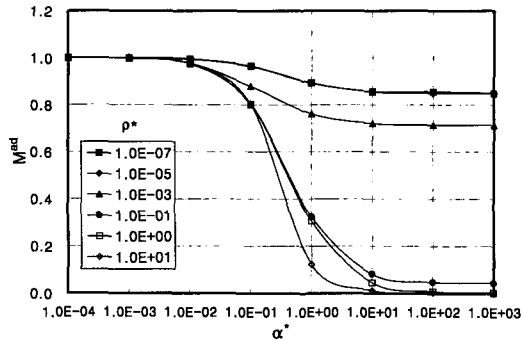


Fig. 13 건물의 강성비를 변화시켰을 때, 뒤튐 각에 대한 보정계수의 변화

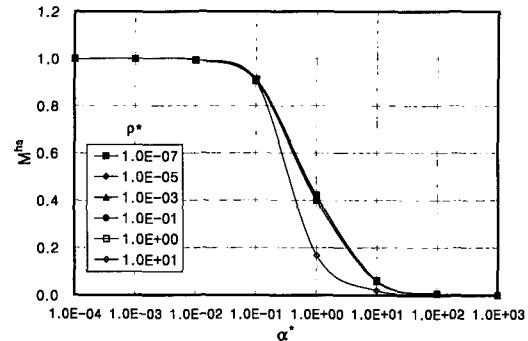


Fig. 15 건물의 강성비를 변화시켰을 때, 수평변형률에 대한 보정계수의 변화

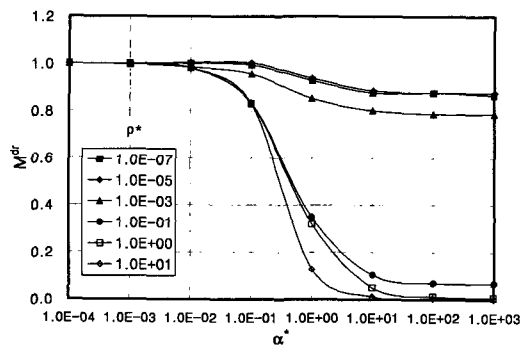


Fig. 14 건물의 강성비를 변화시켰을 때, 처짐비에 대한 보정계수의 변화

비 1.0E+00, 휨강성비 1.0E-01일 때부터 급격한 변화를 보이는 것으로 분석되었다. 이러한 경향성은 처짐비에 대한 보정계수 변화를 보여주고 있는 Fig. 14에서도 관찰할 수 있다. 건물의 최대 침하량에 대한 보정계수 변화도 마찬가지로의 경향성을 보였지만 침하량에 있어서는 강성비가 커져도 일정한 값으로 수렴되는 경향성을 보였다. 즉, greenfield 결과를 기준으로 최대 약 60% 정도에서 수렴하는 경향성을 나타냈다. 부등침하량에 대한 보정계수 변화는 뒤튐각에 대한 보정계수 변화와 같은 경향성을 보였다.

수평변형률에 대한 보정계수의 변화를 보여주

는 그림은 Fig. 15로서 축강성비 변화에 의한 변화 경향성은 앞서 다른 손상평가 인자들과 유사한 경향성을 보였다.

4.2.2 건물의 층수 변화

축강성비(axial stiffness ratio, α^*)와 휨강성비(bending stiffness ratio, ρ^*)를 변화시켰을 때의 결과에서처럼, 실제 건물의 특성을 강성비로 변화시켰을 때의 지표침하와 손상평가 인자의 보정계수에 대한 변화를 관찰하고자 하였다. 건물은 1개의 바닥 슬라브에서부터 15층까지를 고려 대상으로 하였고, 이 때의 축강성비와 휨강성비의 범위는 각각 1.6E-07~3.4E+01, 2.9E-01~4.7E+00 정도로 나타나서 앞서 강성비 변화 모델에 대체적으로 포함되는 범위이다. 건물의 폭과 터널심도는 앞서와 같이 각각 30 m, 20 m로 가정하였다.

Fig. 16, Fig. 17은 각각 지표침하 트라프와 수평변위트라프 결과를 각 모델별로 함께 그려본 것이다. 건물의 층수가 높아질수록 축강성비와 휨강성비가 커져서 약 3층 이상이 되는 건물에서부터는 지표침하와 수평변위가 급격하게 억제되는 경향성을 볼 수 있다. 단 이러한 결과는 앞서 가정 사항에서도 언급한 바와 같이 건물의 자중을 고려하지 않고 단지 건물과 지반과의 강성비 차이를 비교한

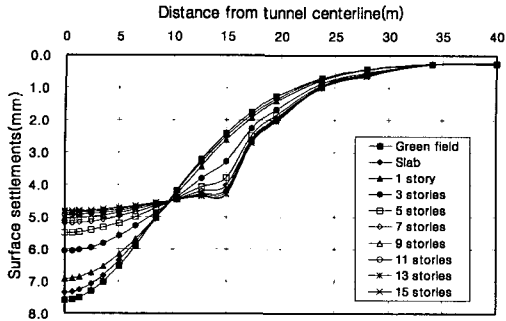


Fig. 16 건물 층수를 변화시켰을 때, 횡방향 지표침하트라프

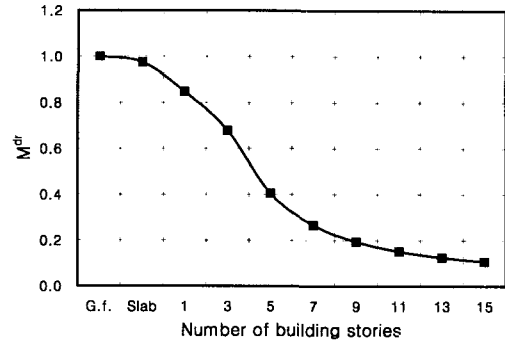


Fig. 19 건물 층수를 변화시켰을 때, 처짐비에 대한 보정계수의 변화

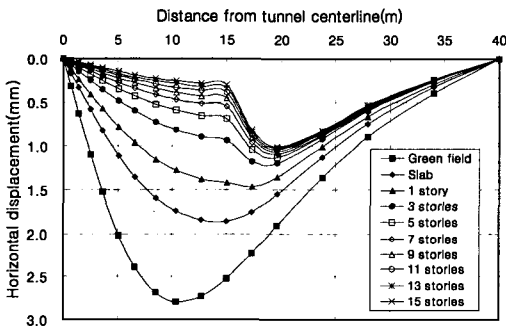


Fig. 17 건물 층수를 변화시켰을 때, 횡방향 수평변위트라프

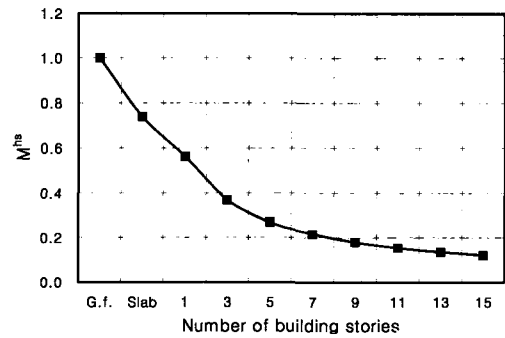


Fig. 20 건물 층수를 변화시켰을 때, 수평변형률에 대한 보정계수의 변화

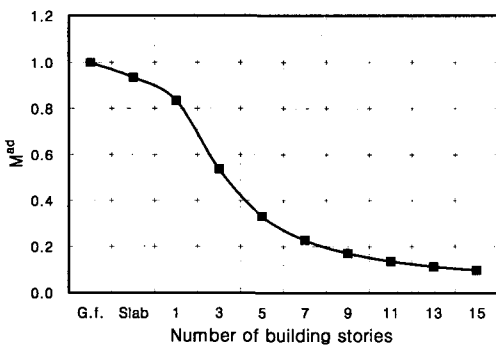


Fig. 18 건물 층수를 변화시켰을 때, 뒤틈각에 대한 보정계수의 변화

것이므로 향후 자중을 포함시킨 해석이 필요할 것으로 사료된다.

Fig. 18 ~ Fig. 20은 손상평가 인자에 대한 보정계수의 변화를 보여주는 그림들이다. 그림에서 G.f.는 건물을 고려하지 않는 greenfield의 결과를 보여주고 있고, 슬라브는 바닥층에 1개의 슬라브만 존재하는 경우를 의미한다. 대체적으로 건물의 층수가 높아질수록 보정계수가 작아지는 경향성을 볼 수 있었고, 건물의 층수가 3층 이상부터 급격히 감소하는 경향성을 볼 수 있다. 층수가 커질수록 일정한 값에 수렴하는 경향성을 관찰할 수 있었다. 건물의 층수가 최대가 되는 15층의 경우 최대

침하량의 보정계수를 제외한 모든 손상평가 인자의 보정계수가 약 0.1 정도임을 보여주고 있다.

4.2.3 건물의 폭 변화

축강성비(axial stiffness ratio, α^*)와 휨강성비(bending stiffness ratio, ρ^*)를 변화시켰을 때의 결과 중 급격한 변화 경향성을 보였던 $\alpha^* = 1.0E+00$, $\rho^* = 1.0E-01$ 을 대상으로 총 43개 모델에 대해서 각각 축강성비와 휨강성비를 변화시키고, 건물의 폭(B)를 10m, 20m, 30m로 변화시켰을 때 손상평가 인자들의 보정계수들이 변화되는 경향성을 관찰해 보았다. 터널심도는 앞서와 같이 20m로 가정하였다.

Fig. 21 ~ Fig. 23은 건물의 폭을 변화시켰을 때, 손상평가 인자에 대한 보정계수의 변화를 보여주는 그림들이다. Fig. 21은 뒤틈각에 대한 보정계수의 변화를 축강성비와 함께 도시한 그림이다. 축강성비가 1.0E+00을 기준으로 그 이하의 값에서는 건물의 폭변화에 큰 차이를 보이지 않았지만, 그 이상의 값에서는 건물의 폭이 커질수록 보정계수가 다소 작은 값을 보였으나 그 경향성은 유사하였다. Fig. 22, Fig. 23은 처짐비와 수평변형률에 대한 보정계수의 변화를 보여주는 그림으로서 축강성비가 1.0E-02 ~ 1.0E+01까지의 범위에서는

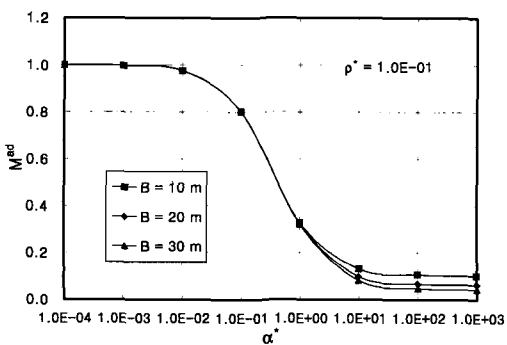


Fig. 21 건물의 폭을 변화시켰을 때, 뒤틈각에 대한 보정계수의 변화

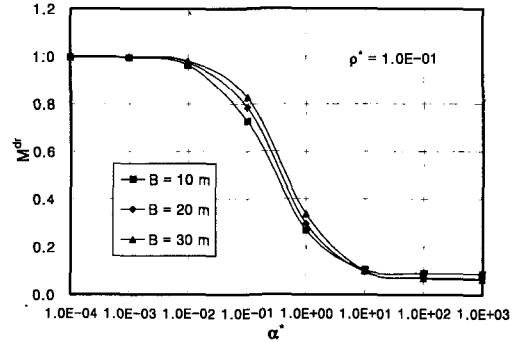


Fig. 22 건물의 폭을 변화시켰을 때, 처짐비에 대한 보정계수의 변화

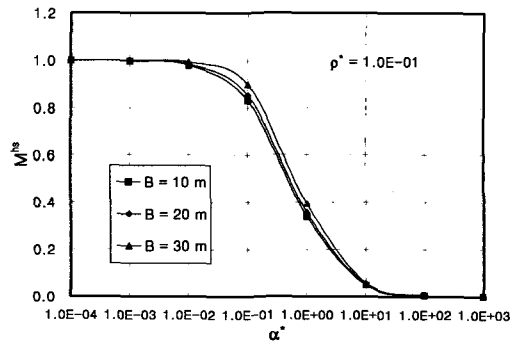


Fig. 23 건물의 폭을 변화시켰을 때, 수평변형률에 대한 보정계수의 변화

건물 폭이 커질수록 보정계수의 값이 감소하는 경향성을 보였다. 이러한 결과는 뒤틈각에 대한 보정계수의 결과와 다소 차이가 있었다.

결과적으로 볼 때 건물의 폭 변화에 의해서는 손상평가 인자에 대한 보정계수가 많은 차이를 보이는 것으로 분석되지는 않았고, 단지 일정한 강성비 영역에서만 약간의 차이를 보이는 것으로 분석되었다.

4.2.4 터널 심도 변화

축강성비(axial stiffness ratio, α^*)와 휨강성비(bending stiffness ratio, ρ^*)를 변화시켰을 때의

결과 중 급격한 변화 경향성을 보였던 $\alpha^* = 1.0E+00$, $\rho^* = 1.0E-01$ 을 대상으로 총 60개 모델에 대해서 각각 축강성비와 휨강성비를 변화시키고, 건물의 폭(B)은 30m로 고정시키고, 터널 심도를 각각 13m($Z_0/D = 2.0$), 20m($Z_0/D = 3.0$), 26m($Z_0/D = 4.0$), 33m($Z_0/D = 5.0$) 등으로 변화시켰을 때 손상평가 인자들의 보정계수들이 변화되는 경향성을 관찰해 보았다.

Fig. 24 ~ Fig. 26은 손상평가 인자에 대한 보정계수의 변화를 보여주는 그림들이다. Fig. 24는 뒤틈각에 대한 보정계수의 변화를 축강성비와 휨

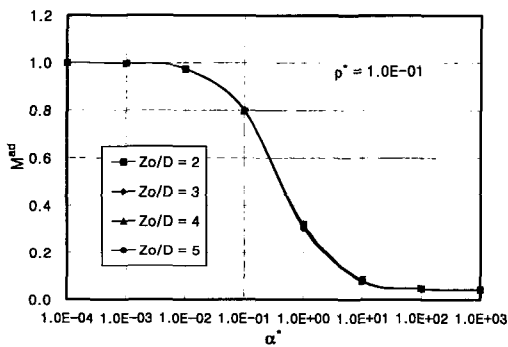


Fig. 24 터널 심도를 변화시켰을 때, 뒤틈각에 대한 보정계수의 변화

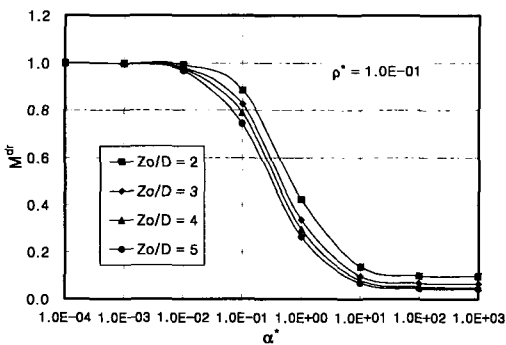


Fig. 25 터널 심도를 변화시켰을 때, 축강성비에 대한 보정계수의 변화

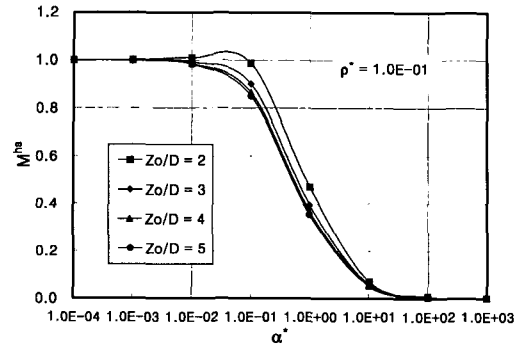


Fig. 26 터널 심도를 변화시켰을 때, 수평변형률에 대한 보정계수의 변화

께 도시한 그림이다. 터널 심도 변화에 의한 보정계수의 변화가 거의 관찰되지 않고 일정한 경향성을 보였다. 반면, Fig. 25, Fig. 26은 처짐비와 수평변형률에 대한 보정계수의 변화를 보여주는 그림으로서 축강성비가 $1.0E-02$ 부터는 동일한 강성비에도 터널심도가 커질수록 보정계수의 값이 적어지는 경향성을 보였다. 이러한 결과는 역시 터널 심도 변화에 무관한 뒤틈각에 대한 보정계수의 결과와 다소 차이가 있었다.

결과적으로 볼 때 터널심도 변화에 의해서는 손상평가 인자에 대한 보정계수가 다소 차이를 보였고, 뒤틈각에 대해서는 터널심도 변화가 전혀 영향을 미치지 못함을 확인하였다.

5. 결론

본 연구를 통해 얻은 세부 결론은 다음과 같다.

- 1) 도심지 터널을 굴착할 때, 일정한 건물의 강성에 의해서 지표침하가 억제되고, 이에 따라서 건물의 손상평가 인자값이 감소되는 경향성을 3차원 탄소성 유한요소 해석결과를 통해서 확인할 수 있었으며, 비교적 보수적인 결과 (conservative results)를 주는 greenfield 결과

값을 건물의 특성에 따라 보정해야 할 필요성을 인식하였다.

- 2) 이러한 건물의 강성을 표현할 수 있는 두 개의 무차원 변수(상대 휨강성비와 상대 축강성비)를 도입하였고, 총 162개의 2차원 탄소성 모델을 분석한 결과, greenfield 결과치에 비해 건물의 손상평가 인자가 건물의 강성에 의해 감소되는 정도를 보정할 수 있는 보정계수(modification factor, M) 도표를 제안하였다.
- 3) 건물의 축강성 및 휨강성을 표현하는 축강성비, 휨강성비와 건물의 층수를 변화시켰을 때, 뒤통스각이나 처짐비, 수평변형률 등과 같은 손상평가 인자들이 일정한 강성비(상대 축강성비 : $1.0E-2$, 상대 휨강성비 : $1.0E-01$) 이상부터는 매우 급격한 감소 경향을 보여서 건물 자체의 강성변화에 따라서 손상평가 인자가 매우 민감한 변화 경향성을 갖기 때문에 필요에 따라, 인접구조물을 고려한 터널 설계시 이를 고려한 해석이 필요함을 증명하였다.
- 4) 건물의 폭과 터널 심도를 변화시켰을 때도 역시, 강성비 변화에 의한 손상평가 인자 감소효과는 확인할 수 있었지만, 건물의 폭과 터널 심도 자체가 손상평가 인자의 급격한 감소에는 직접적인 영향을 미치지 못하는 것으로 분석되었다.
- 5) 이와 같은 결과를 종합해 볼 때, 기존 해석방법으로 많이 활용되고 있는 greenfield 분석방법에 의해서는 다소 보수적인 결과(conservative results)를 얻을 수 있고, 좀 더 정확한 손상평가를 수행하기 위해서는 건물의 강성을 고려한 분석이 필요함을 확인하였다.
- 6) 또한 본 논문에서는 건물과 지반의 강성 차이에 의한 간섭효과를 검토한 것으로서 건물의 자중을 고려한 해석이 향후 뒤따라 주어야 할 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 삼성물산(주) 건설부문의 연구비 지원으로 수행되었으며, 기술지원과 재정지원을 아끼지 않은 토목공사팀 관계 직원들께 깊은 감사를 드립니다.

참고 문헌

1. 김창용(1998), "도심지 터널 굴착에 따른 지반거동 특성 예측과 인접구조물 손상평가에 관한 연구", 박사학위논문, 한양대학교 대학원, p. 266.
2. 김창용, 배규진, 문현구, 최용기(1998), "Umbrella Arch 공법이 적용된 터널의 3차원 유한요소 해석에 관한 연구", 한국암반공학회지, 터널과 지하공간, Vol. 8, No. 3, pp. 209~225.
3. 배규진(1989), "토사터널 굴착에 따른 주변지반의 변위 예측에 관한 연구", 박사학위논문, 연세대학교 대학원, p. 160.
4. 배규진, 김창용, 신휴성, 홍성완(1997), "인공지능을 이용한 터널 인접구조물의 안전진단 시스템의 개발", '97 추계 한국지반공학회 학술발표회 논문집, pp. 141~149.
5. 배규진, 김창용, 신휴성, 문현구(1998), "터널 굴착 현장에 인접한 지상구조물의 안전성 평가용 전문가 시스템의 개발(1)", 한국지반공학회지, 제14권, 제12호, pp. 107~123.
6. 서울특별시 지하철건설본부(1994), 제2기 서울지하철 터널 및 시공감리 종합보고서, p. 530.
7. 지오디벨로퍼(1997), σ -2D & σ -3D User Manual.
8. 한국건설기술연구원(1997), 지하생활공간 개발요소기술연구, 지반굴착기술분야(V), 진기연 97-107, p. 274.
9. 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.
10. Bjerrum, L.(1963), "Discussion Session IV", Proc. European Conf. on Soil Mech. and Found. Engr., Wiesbaden, Germany, Vol. II, pp. 135~137.
11. Boscardin, M. D. & Cording, E. J.(1989),

- "Building Response to Excavation-Induced Settlement", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 115, No. 1, pp. 1~21.
12. 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.
 13. 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.
 14. Hong, S. W.(1984), *Ground Movements Around Model Tunnels in Sand*, Ph.D Thesis, Univ. of Illinois at Urbana- Champaign, pp. 419.
 15. 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.
 16. Peck, R. B.(1969), "Deep Excavations and Tunnelling in soft Ground, State of the Art Report", 7th Int. Cont. on Soil Mech. and Found. Engng., Mexico City, pp. 225~290.
 17. 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.
 18. 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.
 19. 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.
 20. Rowe, R. K., Lo, K. Y., and Kack, G. J.(1983), "A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 20, pp. 11~22.
 21. 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.
 22. Schmidt, B.(1969), *Settlements and Ground Movement associated with Tunnelling in Soils*, Ph.D Thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign, pp. 224.
 23. Skempton, A. W., MacDonald, D. H.(1956), "The Allowable Settlement of Buildings", *Proc. Inst. of Civil Engrs.*, Part III, Vol. 5, pp. 727~784.
 24. Zhang, M. I. and Jieling, P.(1989), " An Expert System of Predictng and Preventing Surface Settlement casued by Shield-driven Tunneling in City", *Proc. Int. Conf. on Expert Systems in Engineering Applications*, China: Huazhong University of Science and Technology Press, pp. 466 ~ 472.

(접수일자 1999. 3. 13.)