

사질토층에 터널굴착시 주변변위 예측에 관한연구

배 규 진

<한국건설기술 연구원>

요 지

1. 서 론
2. 터널천단상부
지반의 침하해석
3. 횡방향 지반침하 해석
4. 지중침하와
수평변위의 해석
5. 비 교 고 찰
6. 결 론

목 차

	요 지	79
1.	서 론	80
2.	터널천단 상부지반의 침하해석	81
	2-1. 무라야마의 지반침하산정방법	
	2-2. 지반의 탄성침하 산정식	
	2-3. 무라야마 침하 산정식의 수정	
3.	횡방향 지반침하 해석	89
	3-1. 침하 트라프의 형태	
	3-2. 침하 트라프의 폭	
4.	지중침하와 수평변위의 해석	95
	4-1. 지 중 침 하	
	4-2. 수평변위와 변형률	
5.	비 교 고 찰	104
	5-1. 계 측 현 장	
	5-2. 제안식에서 사용된 계수의 결정	
	5-3. 결과비교 및 분석	
6.	결 론	112
	참 고 문 헌	113

요 지

도심지에서 얇은 심도의 토사터널을 굴착하는 경우에는 터널주변에 산재해있는 기설 구조물의 안정성을 평가할 수 있도록 지반변위의 크기 및 분포의 정확한 예측이 요구된다. 본 연구에서는 토사터널 주변지반의 변위를 보다 정확하게 예측할 수 있도록 기존의 이론 및 경험식들을 고찰하고 이들의 문제점을 수정, 보완하여 다양한 조건에 따른 변위 해석식들을 제안하였다. 기존식의 수정, 보완시에는 국내의 현장계측자료들의 분석결과가 이용되었다.

계측자료 분석연구로부터 횡방향 침하 트라프의 형태를 추정할 수 있는 도표들을 제시함과 아울러 수평변위를 산정할 수 있는 경험식을 제안 하였다. 또한 소성변형이론에 근거한 Murayama의 침하 산정식에 탄성변형을 반영시켜 터널 천단 상부의 지반침하를 간편하게 예측할 수 있는 식도 제안하였다.

본 연구에서는 제안한 식들과 도표들의 적합성을 검증하기 위하여 제안한 식들과 도표들에 의한 변위 계산결과를 현장실측결과 및 탄소성 유한요소 해석결과와 비교분석하였다. 분석결과 지반침하의 경우는 제안식에 의한 계산치와 탄소성 해석결과 모두가 실측치와 매우 근사한 값을 나타내며, 수평변위의 경우는 제안식에 의한 계측치가 비교적 실측치와 근사한 값을 보임을 알 수 있었다.

1. 서론

일반적으로 터널시공 현장에서는 현장지반의 상태가 터널설계 당시의 조건과는 다른 경향을 보이게 됨으로써 안전 시공관리 차원에서 신속, 정확하게 지반변위를 예측하여야 할 경우가 종종 발생하게 된다. 또한 터널주변에 위치한 시설 구조물의 안정성을 평가하기 위하여 시공 초기단계에서 측정된 작은 양의 지반변위로 부터 굴착단계별 지반변위의 증가량 또는 최종 변위량을 추정해야 하거나 가정한 입력자료가 많아 지반변위에 대한 기존 해석결과의 적합성을 검토해야 할 경우도 있다. 이러한 경우에는 터널 주변지반의 변위를 간편하면서도 정확하게 예측할 수 있는 해석방법이 요구된다.

1954년 Orchard, 1969년 Schmidt, 1975년 영국석탄위원회 등은 탄광지대의 침하자료를 정리하여 지반침하 해석식을 제안하였으며, 1974년 Attewell과 Farmer, 1975년 Hansmire와 Cording은 터널현장계측을, 1958년 King과 Whetton, 1976년 Potts는 물리적 모형 실험을 통해 지반침하 해석식을 제안한 바 있다. 그러나 대부분 식들은 기하학적 요소의 영향을 강조하고 있는 반면, 지반변위의 주된 요인으로 지적되고있는 지반손실(ground loss)의 분포상태와 지반의 성질등을 제대로 반영하지 못하고 있다. 따라서 이 식들의 경우 각 산정식의 근거가 된 특수조건하에서는 유용하겠으나 다변성을 갖는 일반터널 현장에서는 적용상에 문제가 있다.

이밖에도 터널천단의 변위를 인위적으로 조절하여 상부지반의 변위크기 및 형태를 고찰하는 가동널(trapdoor)의 실험연구(1974년 村山등, 1981년 Vardoulakis등)나 지반손실을 직접적으로 고려할 수 있도록 터널 원주면에 특정한 변위를 초기조건으로 주는 수치해석연구(1979년 Ghaboussi와 Karshenas, 1981년 Romo와 Diat)등이 수행되어 왔으나 각 연구방법이 갖는 제약성 때문에 실제 터널현장의 지반변위를 예견하는데 있어서 만족할 만한 결과를 얻지 못하고 있다. 따라서 본 연구에서는 현장계측자료의 분석결과와 기존의 이론해석 및 물리적 모형 실험결과등을 복합적으로 고려하여 터널 주변지반의 거동특성을 분석함으로써 보다 정확하고 간편한 지반변위의 예측방법을 제안하는데 그 목적이 있다.

2. 터널전단 상부지반의 침하해석

2.1 무라야마(村山)의 지반침하 산정방법

무라야마는 알루미늄봉과 건조모래를 사용한 가동널 실험(trpdoor test)을 통하여 매체의 거동 특성을 고찰한 후, 이를 기초로 한 침하해석 방법을 제안하였다. 무라야마는 매체 거동해석의 편의를 위하여 가동널 주변의 매체에서 발생하는 체적변화를 무시하고 모형실험으로부터 관찰된 전단대(shear band)내의 체적변화만을 고려하였다. 일반적으로 전단대는 소성변형상태에서 생성, 확장되는 것이기 때문에 무라야마 방법은 지반의 소성침하를 산정하는 방법이라 할 수 있다.

무라야마는 그림 2.1과 같이 길이가 $1c$ 이고 수평면과 $\theta (=45^\circ + \phi/2 + 16^\circ)$ 각을 이루는 두개의 경사직선과 길이가 $\sqrt{3}b/2$ 인 두개의 연직선으로 매체의 거동영역을 규정하였으며, 가동널 위의 아치형태의 초기영역은 체적변화없이 가동널의 침하와 같은 크기의 연직변위가 일어남을 실험을 통하여 확인하였다. 또한 초기영역과 유사한 형태의 아치가 점차 확장되어 지표면에 도달하면 그림상의 두전단대가 더이상 성장하지 않으며 가동널 하강에 따른 매체의 체적변화는 이러한 전단대에서만 집중적으로 발생하는 것으로 간주하였다.

무라야마는 가동널 침하 δ_c 가 임계 천단침하 δ_{cc} 보다 작은 경우에는 지표 최대침하의 증분과 가동널 침하증분의 비가 가동널 침하에 정비례하며, δ_c 가 δ_{cc} 보다 큰 경우에는 침하 증분비가 일정하다는 가정으로부터 다음 식들과 같은 지표 최대침하 δ_{smax} 의 산정식을 제안하였다. 여기서 임계 천단침하는 이동 아치가 지표면까지 확장되어 전단대가 더이상 성장하지 않을 때의 가동널 침하를 말한다.

한편 무라야마는 매체 거동영역의 폭 b , 임계 천단침하 δ_{cc} 와 계수 α 를 가동널에서 상향으로 취한 수직거리 h 의 함수로 보아 가동널의 중심선을 따라 발생하는 지중침하 $\delta_v(h)$ 의 산정식을 다음과 같이 제안하였다.

$$\delta_v(h) = \alpha(h) \cdot \delta_c' / [2 \delta_{cc}(h)], \quad \delta_c \leq \delta_{cc}(h) \quad (2.5)$$

$$\delta_v(h) = \alpha(h) \cdot [\delta_c - \delta_{cc}(h)/2], \quad \delta_c \geq \delta_{cc}(h) \quad (2.6)$$

여기서 $\alpha(h)$ 와 $\delta_{cc}(h)$ 는 다음과 같이 정의된다.

$$\alpha(h) = 1 \quad ; \quad h \leq h_a, \quad \alpha(h) = B/b \quad ; \quad h \geq h_b \quad (2.7)$$

$$\alpha(h) = B / [(b-B)(h-h_a)/(h_b-h_a) + B] \quad ; \quad h_a \leq h < h_b$$

$$\delta_{cc}(h) = 4t \cdot \sqrt{3} \ln(h/B - \sqrt{3}/2) / (\sin \theta + \sqrt{3} \cos \theta) \quad (2.8)$$

식(2.7)의 h_a 는 그림 2.1에 도시된 초기영역의 높이, $\sqrt{3} B/2$ 를 나타내며, h_b 는 성장이 끝난 전단대의 연직 높이, $C - \sqrt{3}b/2$ 를 나타낸다.

무라야마의 지반침하 산정식은 비교적 간단하면서도 터널의 기하학적 제원과 지반손실, 매체의 전단강도와 체적변화등을 복합적으로 고려하고 있어 다른 해석방법들에 비하여 보다 현실적이라 말할 수 있다. 그러나 무라야마식은 전단대 형성전에 가동널 주변의 매체에서 발생하는 체적변화를 고려하고 있지 않으므로 실제 터널현장에 적용하기 위해서는 식의 보완이 필요하다. 1984년 Hong은 모형실험을 통하여 무라야마 방법이 침하량과 침하범위를 과소평가하고 있으며 전단대 형성전에 발생하는 변위, 즉 탄성변형을 고려하지 않고 있다는 사실을 밝힌 바 있다.

2.2 지반의 탄성침하 산정식

전술한 바와 같이 무라야마식은 전단대 개념으로부터 유추된 지반의 소성침하 산정식이므로 지반의 탄성변형을 포함하고 있지 않아 실제 현장지반의 침하를 과소평가하게 된다. 따라서 사질토 지반의 침하를 보다 정확하게 예측하기 위해서는 무라야마식에 탄성변형을 간편하게 산정할 수 있는 해석식을 추가시킬 필요가 있다. 그러나 최근까지 보고된 탄성침하 해석식들은 완전해를 유도하기 위하여 대부분 자중을 고려하지 않고 있고, 또한 깊은 터널의 해석을 위하여 제안된 것이기 때문에 얇은 심도의 토사터널의 침하산정에는 적합하지가 않다.

본 연구에서는 지반의 탄성침하 산정식을 제안하기 위하여 자중을 고려할 수 있는 유한요소해석 프로그램을 이용, 매개변수 연구(parametric study)를 수행하였다. 해석에 이용된 유한요소 프로그램은 1973년 미국의 내무부 산하 광산국(Bureau of Mines)의 의뢰를 받아 아그바비안 용역회사(Agabian Associates)가 개발한 GEOSYS로서, 암반 구조물 상호작용(rock-structure interaction)해석에 널리 이용되고 있는 프로그램이다. 이 프로그램은 일반적인 요소(element) 뿐만 아니라 beam, shell, truss 등의 요소를 첨가시킬 수 있으며, 재료의 선형성 및 비선형성, 시간의존성, 중력작용, 터널의 3차원 기하학적 형상등을 고려할 수 있다. 특히 perzyna 이론을 이용한 암반의 점소성 해석과 Hill 및 Jaeger 이론에 의한 암반의 비등방성(anisotropy) 해석이 가능하므로 실제 암반터널 해석에 많이 이용되고 있다. 1988년 한국건설기술연구원은 이 프로그램을 간편하게 이용할 수 있도록 PC화하고 프로그램의 적합성에 대한 검증결과를 보고한 바 있다.

토사지반의 탄성변형은 터널 굴착 직후, 즉 지보재를 설치하기 이전에 대부분 발생하게 되므로 매개변수 연구로부터 제안된 침하산정식에 지보재의 영향을 고려하지 않았다. 또한 본 연구는 무라야마식을 이용하는데 필요한 지표면의 최대 탄성침하식을 제안하는 방향으로 수행하였으며 해석편의를 위하여 원형터널 단면과 균질한 단일층지반을 가정하였다.

매개변수 연구에서는 지반 침하량의 크기와 밀접한 관계를 갖는 변수인 탄성 계수 E, 포아손비 ν , 흙의 단위중량 γ , 터널직경 D, 터널깊이 Z_0 등의 영향을 효율적으로 파악하기 위하여 5가지의 해석단계를 지정, 특정조건을 갖는 이전 단계의 침하 관계식을 현 단계에 맞도록 수정하여 나가는 방법을 이용하였다. 즉, 1단계는 ν , γ , D, Z_0/D 등을 고정시키고 단지 E만을 변화시킨 경우이며, 2단계는 E와 Z_0/D 를, 3, 4, 5단계는 여기에 ν , γ , D를 각각 추가하여 변화시킨 경우이다. 식(2.9)는 본 매개변수 연구로부터 제안된 지표 최대 침하의 산정식을 나타내고 있다.

$$\delta_{smax} = (\gamma D^2 / E) (Z_0/D)^{-0.015} (-0.814\nu + 1.221) \quad (2.9)$$

이 식은 터널해석용 프로그램의 매개변수 연구로부터 제안된 것이기 때문에 식을 구성하고 있는 변수들은 본 해석프로그램에서 이용하고 있는 단위, 즉 δ_{smax} , Z_0 , D는 inch, E는 lbs/in², γ 는 L/in³의 단위를 갖는다.

한편 식(2.9)는 curve fitting 방법에 의하여 만들어진 것이므로 다소의 오차를 포함하고 있다. 따라서 본 연구에서는 제안식의 오차를 검토하기 위하여 그림 2.2와 같이 임의의 값을 갖는 매개변수들에 대한 탄성 유한요소 해석치와 제안식에 의한 계산치를 비교 분석하였다. 여기서는 토사터널의 일반 현장조건을 고려하여 $\gamma=0.07\text{lbs/in}^3$ (1.94t/m³), D=120in(3.048m)로 가정하고 Z_0/D , E, ν 의 변화에 따른 침하를 비교하였다. 그림에서와 같이 유한요소 해석치와 제안식에 의한 계산치가 매우 근소한 차이를 나타내고 있으며, 최대 8%의 상대오차를 보이고 있다.

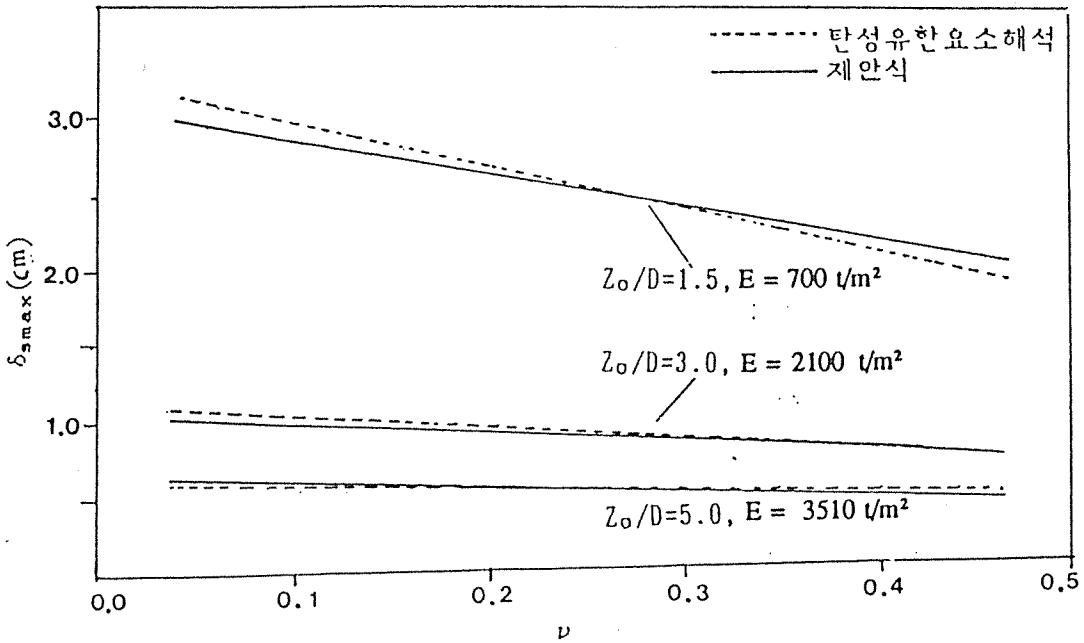


그림 2.2 E, ν 변화에 따른 침하량 비교

2.3 무라야마 침하 산정식의 수정

지반 침하량을 보다 정확히 산정하기 위해서는 전단대 형성전에 발생한 탄성 변형과 전단대 형성시 발생한 소성변형을 함께 고려해야 한다. 따라서 지표의 최대침하는 식(2.10) 및 식(2.11)과 같이 탄성침하, δ_{semax} 와 무라야마식에 의한 소성침하, δ_{spmax} 의 합으로 표시할 수 있다.

$$\delta_{smax} = (\gamma D^2 / E)(Z_o/D)^{-0.015} (-0.814\nu + 1.221) + (\alpha \delta_c^2 / 2 \delta_{cc}), \quad \delta_c \leq \delta_{cc} \quad (2.10)$$

$$\delta_{smax} = (\gamma D^2 / E)(Z_o/D)^{-0.015} (-0.814\nu + 1.221) + \alpha (\delta_c - \delta_{cc} / 2), \quad \delta_c \geq \delta_{cc} \quad (2.11)$$

또한 탄성변형을 고려한 지중침하 산정식을 제안하기 위하여 무라야마의 지중침하 산정식, 즉 식(2.5), 식(2.6)에 따른 침도별 지중침하량의 증감비율을 동일하게 적용하면 식(2.12)와 같은 수정식을 얻을 수 있다.

$$\delta v(h) = \delta v_p(h) + \left(1 - \frac{\delta v_p(h) - \delta s_{pmax}}{\delta c - \delta s_{pmax}}\right) \delta s_{emax} \quad (2.12)$$

여기서 $\delta v_p(h)$ 는 무라야마의 지중침하 산정식에 의한 침하량을 나타낸다.

한편 수정된 무라야마의 침하 산정식을 이용하기 위해서는 전단대의 폭, t 값을 결정하여야 한다. t 의 경우 표 2.1과 같이 무라야마는 매체 평균입도의 8-80배, Roscoe는 평균입도의 10-15배로 보고하고 있다. 또한 Hong의 모형실험에 의한 결과 비교에서는 t 값을 평균입도의 100배로 사용한 바 있다. 그러나 실제 터널 현장에서 t 의 크기를 관측하여 결과를 보고한 사례는 없으며, 또한 실험실에서 관측된 결과도 상당한 차이를 나타내고 있기 때문에 t 값을 어떻게 결정하느냐 하는 것이 주요 문제로 대두된다.

표 2.1 매체 종류별 전단대의 폭 t 의 크기

매 체	t (cm)	입 도	비 고
알루미늄봉 혼합체	3 - 4	3:2 비율로 혼합한 1.6, 3.0mm 봉과 8:7:5로 혼합한 3, 5, 9mm의 봉	$t = (8 - 16)d$ (d : 평균입도)
조밀한 굵은 모래	4 - 4.5	0.3 - 5 mm	$t = 30d$
조밀한 가는 모래	2 - 3	0.1 ~ 1 mm	$t = 80d$

그림 2.3은 제안식의 구성요소인 전단대의 폭, t 의 크기를 지반 조건별로 도시한 것이다. 그림으로부터 역산에 의한 t 값은 무라야마의 모형실험 결과치보다 2~6배 정도의 큰 값으로 나타나고 있으며 산포도도 80-240mm로 비교적 폭넓게 나타나고 있다는 것을 알 수 있다. 이러한 값의 차이는 현장지반의 입도분포는 폭이 넓고 비균질성을 띄는데 비하여 실험실의 경우는 낮은 응력 상태에서 크기가 작고 비교적 균질성을 갖는 매체를 이용하였기 때문인 것으로 판단된다. 또한 지반 조건별로 고려하여 보면, 조밀 또는 중간조밀의 사질토 지반에서는 100-240mm, 느슨한 사질토에서는 80-140mm 정도로서 느슨한 지반일수록 t 값이 감소하는 경향을 볼 수 있으며, 자갈, 호박돌등과 같은 굵은 입자가 많이 포함된 지반일수록 비교적 t 값이 크게 나타난다는 점을 알 수 있다. 이는 무라야마가 t 값을 매체의 평균입도와 관계된다고 제안한 점을 간접적으로 입증하여 주는 결과로 볼 수 있다.

3. 횡방향 지반침하 해석

3.1 침하 트라프의 형태

최근까지의 연구 결과에 의하면 지반침하 트라프의 형태는 가우스 정규 분포 곡선으로 표시할 수 있는 것으로 알려져 있다. 가우스 곡선은 지반종류에 관계없이 일반 토사터널에 적용할 수 있으며, 곡선 표현식이 비교적 간단하기 때문에 현장지반의 침하해석에 편리하게 사용할 수 있다. 그러나 가우스 곡선은 단지 지반침하의 일반적인 형태만을 묘사하고 있으므로 각 터널현장의 특성에 따라서는 가우스 곡선과 실제 트라프 사이에 중대한 편차가 발생하는 경우도 있다. 즉, 매우 얇은 터널의 경우는 침하형태가 지반손실의 분포와 밀접한 관계를 갖고 있기 때문에 가우스 곡선과 편차가 크며, 또한 지반손실이 큰 경우는 침하 트라프와 가우스 곡선과의 편차가 터널 중심선 부근에 집중되어 발생하는 경향을 나타내게 된다. 1976년 Cording 등은 사질토와 강성 점토지반의 경우 가우스 곡선과의 편차가 터널 중심선 부근에 집중되며, 지반손실이 큰 현장일수록 가우스 곡선과의 편차가 매우 크게 나타남을 밝힌 바 있다.

그림3.1은 식(3.1)에 의하여 표시되는 가우스 정규 분포곡선의 형태를 도시하고 있다.

$$\delta s = \delta s_{max} \exp[-X^2 / (2i^2)] \quad (3.1)$$

여기서 δs 는 터널 중심선으로 부터 거리 X 만큼 떨어진곳의 지표침하량을 나타내며, δs_{max} 는 지표 최대침하, 즉 터널 중심선에서의 지표침하를 나타낸다. 터널중심선에서 부터 변곡점(inflection point)까지의 수평거리 i 는 $\delta s / \delta s_{max}$ 비가 0.61에 해당하는 지점까지의 거리를 나타내며, 이는 정규 분포함수의 표준편차(standard deviation)에 해당한다. 또한 그림에서와 같이 i 지점에서는 트라프의 최대 경사가 발생하며 $2.5i$ 와 $3i$ 지점에서는 최대침하의 약 5%와 1% 정도의 침하발생을 나타내고 있기 때문에 침하발생 한계에 대한 다소의 오차를 허용하면 침하발생 영역은 매개변수 i 로 특성화 시킬 수 있다.

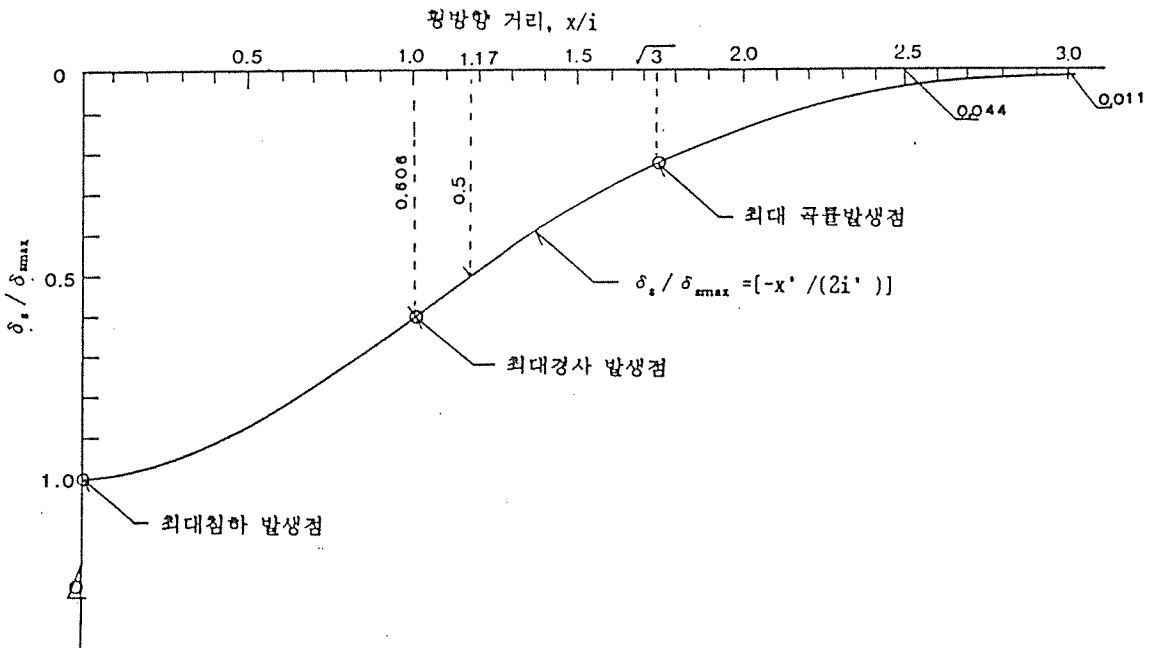


그림 3.1 가우스 정규 분포곡선

3.2 침하 트라프의 폭

횡방향 지표침하를 가우스 정규 분포곡선으로 해석하기 위해서는 2장에서 기술한 터널 중심선 상부의 지표 최대침하와 함께 침하 트라프의 폭을 규정하는 매개 변수 i , 그리고 침하발생 영역 등이 우선적으로 결정되어야 한다. 침하 발생한계는 그림3.1과 같이 침하비가 1% 정도인 $3i$ 지점으로 볼 수 있으나 최대침하에 대한 약 5%의 침하가 발생하는 $2.5i$ 지점을 지나면 실제 발생하는 침하보다는 측정오차가 더 크게 나타나는 경우가 많다. 따라서 현장관측 범위를 고려하여 침하발생 한계를 $2.5i$ 지점으로 보는 것이 현실적이라 하겠다. 최근까지 많은 연구자들은 침하해석시 $2.5i$ 지점을 침하발생 한계로 보고 있다.

침하 트라프의 폭의 변수, i 는 고정된 값을 갖지 않고 터널의 기하학적 제원, 지반성질, 지반손실량 및 시공방법 등, 다양한 요소들에 의하여 영향을 받게 되는 변수이므로 침하해석시 i 값을 추정하기란 용이하지 않다. 일반적으로 현장 계측 자료로부터 i 값을 결정하는 방법으로는 횡방향 거리별로 측정된 침하량을 완곡곡선(smooth curve)으로 표시하고 터널 중심선에서 부터 $0.61 \delta s_{max}$ 가 발생하는 지점까지의 거리를 i 값으로 규정하는 방법, $\log \delta s$ 와 횡방향 거리의 제곱 X^2 의 관계를 직선으로 도시하고 $\delta s / \delta s_{max} = 0.61$ 인 지점을 i 로 보는 방법, 침하 트라프의 체적을 구한 뒤 이를 $2.5 \delta s_{max}$ 로 나누어 i 를 구하는 방법 등이 있다. 첫째 방법은 i 를 가장 손쉽게 구할 수 있는 방법으로써 통상 i_e 로 표시하고 있으며, 둘째 방법은 최적화 방법(best-fit method)으로 불리우며 i_{bf} 로, 셋째 방법은 체적방법(volume method)으로 불리우며 i_v 로 명시하고 있다. 전술한 세가지 방법에 의하여 구한 각각의 i 값은 지표침하 트라프와 가우스 곡선이 이상적으로 완전일치를 이루는 경우에만 같은 값을 나타내게 되며, 완전일치가 어려운 실제 현장조건에서는 값의 차이가 발생하는 것이 일반적이다. 1984년 Hong의 모래 모형실험결과에 따르면 최소자승법에 의하여 결정한 i_{bf} 가 i_v 보다 다소 큰 값을 나타낸다고 밝힌 바 있으며, 1985년 홍성완 등의 부산지하철 현장계측에서는 i_e 와 i_{bf} 가 거의 유사한 값으로 관측된 바 있다.

그림 3.2는 Z_0/D 비가 각각 다른 국외 7개소의 터널현장에 대한 자료들을 이용, 각 침하 트라프의 형태를 최적화 방법으로 비교, 도시한 것이다. 각 침하 트라프의 ibf 와, 즉 $\delta c/\delta s_{max}$ 가 0.61인 지점까지의 수평거리 X 는 Z_0/D 의 증가에 따라 절대적인 증가는 나타내고 있지 않지만 침하 트라프의 형상선을 비교해 볼 때 Z_0/D 의 증가에 따른 ibf 와 증가경향을 예상할 수 있다. 이는 Z_0/D 가 i 값에 영향을 미치는 주된 영향인자들 중의 하나임을 입증해 주는 결과로 볼 수 있다. i 와 Z_0/D 와의 상관관계에 대한 최근까지의 연구결과로서는 1969년 Deere 등이 제안한 지수함수 형태의 식(3.2)과 1976년 Atkinson과 Potts가 모형실험을 통하여 제안한 식(3.3)을 대표적으로 들 수 있다.

$$i/R = K (Z_0/D)^n \quad (3.2)$$

$$i/R = C_1(Z_0/D) + C_2 \quad (3.3)$$

식(3.2)에서 R 은 터널의 반경을 나타내며, K 와 n 은 지반성질계수로서 Schmidt는 일반점토의 경우 $n=0.8$, $K=1.0$ 으로 제안하고 있으며 Attewell과 Farmer, Orr는 강성점토(stiff clay)의 경우 $n=1.0$, $K=1.0$ 으로 보고하고 있다. 식(3.3)의 C_1 과 C_2 는 지반성질을 나타내는 계수로서 Atkinson과 Potts는 적재하중이 없는 모래지반의 경우 $C_1=0.5$, $C_2=0.25$ 로 제안하고 적재하중을 받는 조밀성 모래지반이나 과압밀 카올린(overconsolidated kaolin)의 경우 $C_1=0.75$, $C_2=0.125$ 로 제안하고 있다. 그러나 토피가 얇은 일반 토사터널의 경우와 같이 Z_0/D 비가 낮은 범위에서는 동일조건인 경우 식(3.2)와 식(3.3)에 의한 계산치가 거의 같은 값을 나타내게 되므로 식(3.2)와 식(3.3)은 i 를 구하는 같은 유형의 식으로 볼 수 있다.

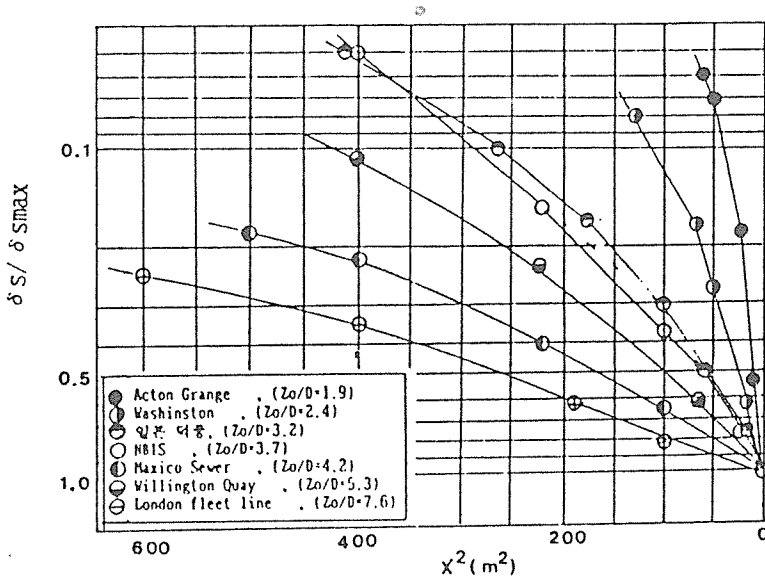


그림 3.2 Z/D 크기별 지표침하 트라프의 형상 .

Hansmire는 광산 침하해석시 침하폭을 규정하는 limit angle과 유사한 draw angle(β 각)과 트라프 폭의 1/2을 나타내는 W을 이용하여 i/R 와 Z_0/D 와의 상관 관계를 다음과 같이 제시하였다.

$$i/R = 0.8 \tan \beta \cdot Z_0/D + 0.4 \tag{3.4}$$

β 각은 흙의 성질과 함께 터널의 기하학적인 제원과 밀접한 관계를 갖고 있기 때문에 현장시험이나 실내실험을 통하여 결정되는 일반적인 재료의 성질계수와는 다르다. 최근 터널현장에서는 침하해석시 터널깊이를 무시하고 단지 흙의 성질만을 고려하여 β 각을 식(3.5)로 가정하는 경우가 많다.

$$\beta = 45^\circ - \phi_m/2 \tag{3.5}$$

여기서 ϕ_m 은 야기된 지반의 내부 마찰각(mobilized angle of internal friction)을 나타낸다. 그러나 이러한 관계식은 터널깊이와 함께 지반의 점착력에

대한 항도 제외되었기 때문에 $c-\phi$ 지반의 경우는 β 각을 정확히 결정할 수 없게 된다. 따라서 침하해석을 위해서는 i 값을 보다 정확히 추정할 수 있는 방법이 요구된다.

그림 3.3은 β 각의 크기를 보다 정확히 규명하기 위하여 98개소의 터널현장에 대한 침하 측정자료들을 이용, i/R 와 Z_0/D 의 상관관계를 도시한 것이다. 그림에서와 같이 지하수위 상부의 사질토 지반 및 혼성지반, 지하수 처리가 양호한 지하수위 하부의 사질토 지반 및 혼성지반의 경우는 $\beta = 13^\circ \sim 45^\circ$ (평균 33°) 이며, 점토지반의 경우는 $\beta = 33^\circ \sim 53^\circ$ (평균 45°), 지하수 처리가 불량한 지하수위 하부의 사질토 지반 및 혼성지반의 경우는 $\beta = 45^\circ \sim 62^\circ$ (평균 53°)로 나타나고 있다. 여기서 혼성지반이란 점토질 모래, 점토질 실트, 실트질 모래 또는 자갈과 같이 점착성을 갖는 지반을 말한다. 그림상의 β 각 해석선은 터널의 기하학적 제원과 지반조건, 그리고 시공성에 대한 요소도 함께 고려하고 있어 기존의 추정방법에 비하여 지반침하의 발생영역을 보다 정확하게 추정할 수 있을 것으로 판단된다.

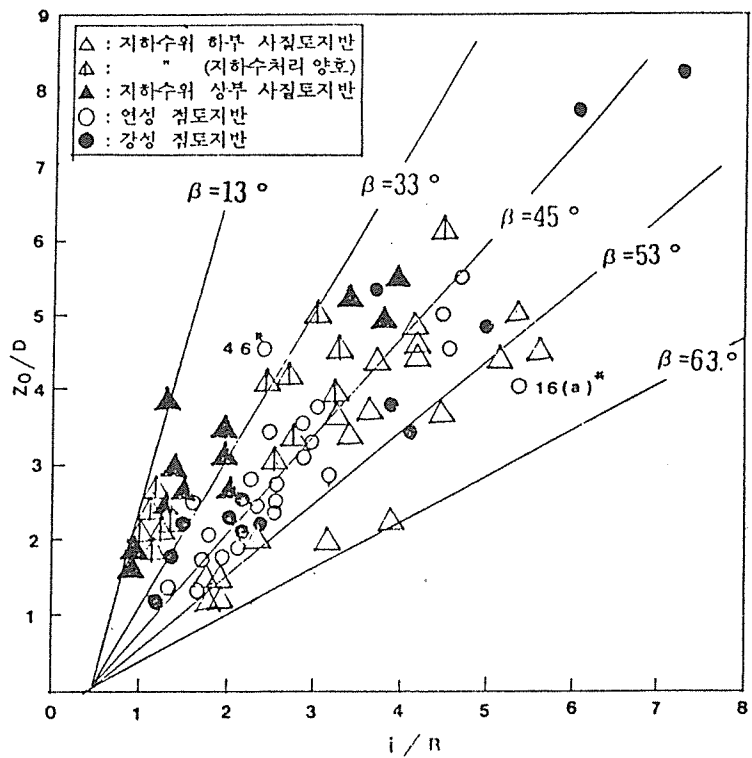


그림 3.3 Z_0/D 와 i/R 의 관계
-94-

4. 지중침하와 수평변위의 해석

지상 구조물의 깊은 기초와 터널 주변에 설치된 지하 구조물의 손상정도를 평가하기 위해서는 지표와 터널사이의 지중침하와 수평변위의 예측이 필요하다. 1970년대 많은 연구자(1977년 Roberts와 Regan, 1979년 Needham과 Howe) 등은 지하 매설관을 손상시키는 주요 원인이 관의 종방향 휨응력을 유발시키는 지중변위와 부식(corrosion)임을 밝힌 바 있으며, 1979년 Morton과 King은 굴착 영향권 내에 들어있는 마찰말뚝의 침하는 말뚝 선단부에서 발생한 지반 침하량에 주된 영향을 받는다고 보고한 바 있다.

한편 지상구조물의 경우도 앞절에서 기술한 지반침하 이외에 부등침하를 유발시키는 것으로 알려진 수평변위에 의해서 큰 손상을 입게 된다. 1975년 Burland와 Worth, 1978년 Attewell 등은 벽돌건물의 손상정도를 평가하는데 비틀림각(angular distortion)과 처짐비(deflection ratio)외에 수평 변형률을 주요 인자로 보고 구조물 형태별로 손상 기준치를 제시한 바 있으며, 1980년 Boscardin도 석조건물의 손상정도를 평가하는데 비틀림각과 함께 수평 변형률을 주요 인자로 채택, 건물의 손상 기준도를 작성한 바 있다. Attewell은 각 비틀림의 경우 건물이 설치되어 있는 지표면에서 두 지점간의 부등침하를 수평거리로 나눈값으로 보았으며, Boscardin은 비틀림각을 침하트래프 폭의 1/2에 대한 지표 최대 침하량의 비로 보았다.

4.1 지중침하

일반적으로 지중침하 트래프는 그림4.1과 같이 표면효과(surface effect)에 의하여 지표에 가까울수록 트래프의 폭이 넓어지게 된다. 또한 심도별 횡방향 침하의 발생 한계점을 연결한 선은 선형이 아닌 3차 또는 4차곡선 형태로 나타나고 있는데 비하여 각 침하 트래프의 형태는 가우스 곡선과 유사하게 도시되고 있다. 여기서 표면효과란 지반구속력(confinement)의 감소 또는 정지토압 계수의 증가로 인하여 발생하는 현상으로 볼 수 있다.

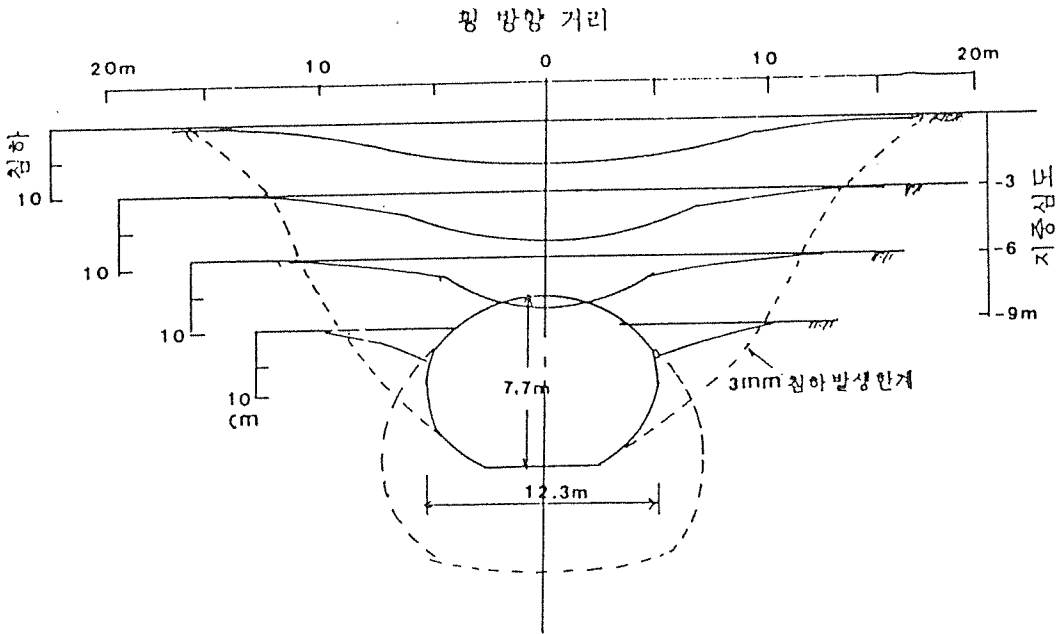


그림 4.1 횡방향 지중침하 형태(일본 성전 9공구)

그림4.2는 지중심도에 따른 침하 트라프의 형태가 가우스 곡선과 일치하는 지를 파악하기 위하여 최적화 방법을 이용, 대표적인 사질토 지반의 지표 및 지중침하 트라프의 형태를 도시한 것이다. 그림에서와 같이 침하선의 형태는 각 터널현장에 따라서 변화하고 있으나 동일현장의 지표 및 지중침하선의 경우는 상호간 유사한 형태로 나타나고 있으며 단지 i 값의 차이만 보이고 있다. 또한 지표면에서 먼 지중의 침하 트라프 일수록 i 값의 감소, 즉 침하 트라프 폭의 감소가 현저하게 나타나고 있다. 이러한 경향은 1984년 Hong의 모형실험에서도 관찰된 바 있다. 따라서 지중 심도별 침하 트라프는 지표면에 가까울수록 상대적으로 큰 i 값을 갖는 가우스 곡선으로 해석이 가능할 것으로 판단된다.

그림4.3은 지중심도에 따라 변화하는 i 값의 크기를 규명하기 위하여 국외 10개소의 터널현장에 대한 지표 및 지중침하 자료들을 이용, h/D 와 i/R 의 상관관계를 도시한 것이다. 그림상의 실선은 $Z=0$, 즉 $h=Z_0$ 로 두고 점토 지반의 횡방향 지표침하의 발생영역을 나타낸 $\beta=45^\circ$ 인 선이며, 점선은 점토지반의 지중침하

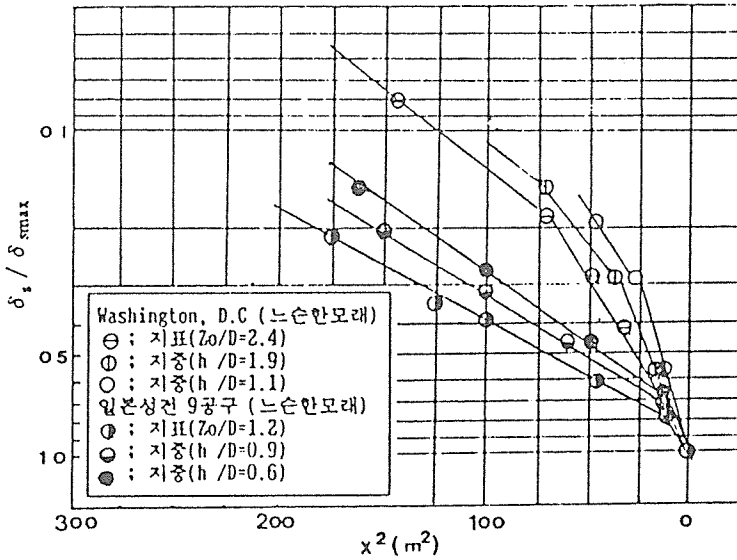


그림 4.2 지표 및 지중침하 트라프의 형태(사질토 지반)

자료들을 회귀분석하여 얻은 h/D 와 i/R 의 상관 관계선 이다. 그림에서와 같이 지반손실의 영향을 직접적으로 받는 터널 천단부를 제외한 $1 \leq h/D \leq 8$ 의 범위에 서는 두 직선이 최대 15%의 오차로 매우 근소한 차이를 보이고 있으며 지하수위 상부의 모래지반의 경우는 실선을 중심으로 할 때 상부에 주로 도시되고 있고 지하수위 하부의 모래지반의 경우는 실선 하부에 도시되고 있음을 볼 수 있다. 결과적으로 p점을 지나는 지중 침하 트라프의 폭의 변수 i 는 그림4.3에서 종축 에 도시된 Z항을 h항으로 치환하여 구한 i 와 거의 유사한 값을 갖는다는 것을 알 수 있다. 이러한 해석방법은 임의의 p점 상부지반의 자중을 무시한 방법, 즉 응력수준을 고려하지 않은 방법이지만 지표침하의 해석식 및 i 값 추정도표 등을 동일하게 이용할 수 있기 때문에 침하해석을 매우 간편하게 수행할 수 있는 잇점을 갖고 있다. 그러나 터널과 인접한 지중에서는 침하형태가 가우스 곡 선보다는 지반손실의 실제적인 분포에 따라 변화하기 때문에 터널 천단부를 포 함한 터널 인접부의 지반침하 해석은 가우스 곡선보다는 지반손실의 크기나 형 태 등을 고려하여 추정하는 것이 바람직하다고 판단된다.

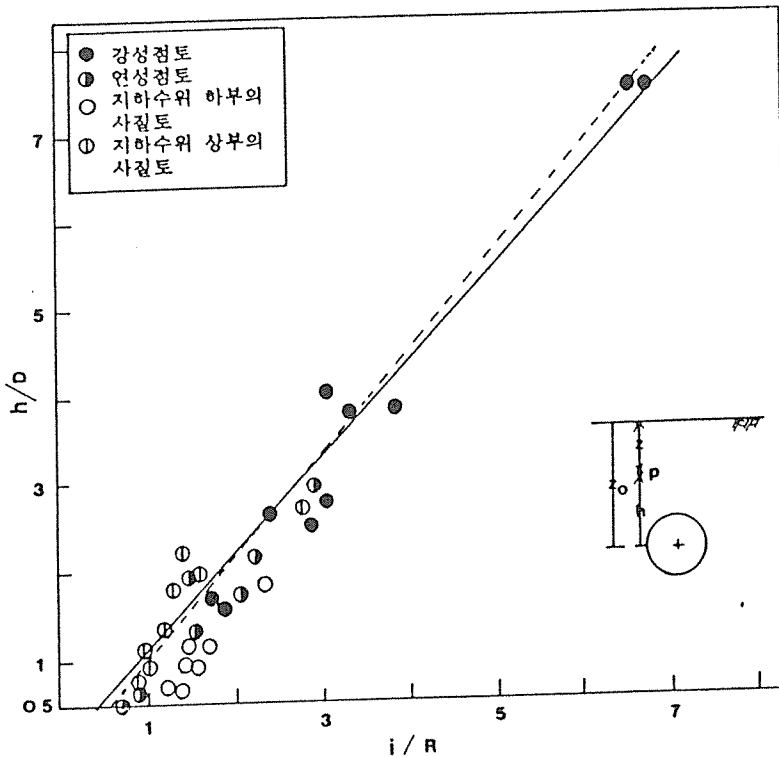


그림 4.3 h/D 와 i/R 의 관계

4.2 수평변위와 변형률

일반적으로 수평변위 또는 수평변형률의 크기는 같은 위치에서의 침하 크기 또는 지반손실의 크기에 비례하며 지반침하보다는 시공기술과 지반성질의 변화에 따라서 매우 민감하게 반응한다. 또한 수평변위의 경우는 지반침하보다 크기가 작고 측정이 용이하지 않기 때문에 수평변위의 형태를 파악할 수 있을 정도로 조밀한 측정이 수행된 사례가 드물다. 그러나 전술한 바와 같이 수평변위는 지상 또는 지중 구조물의 손상 정도를 평가하는데 매우 중요한 요소가 되므로 지반거동 해석시 변위의 크기 및 형태 등을 정확히 추정해야 할 필요가 있다.

최근까지의 연구결과에 의하면 수평변위는 광산터널분야에서 변위해석시 고려하고 있는 가정사항, 즉 한 지점에서의 수평변위는 침하 트라프 혹은 경사에

비례한다는 가정과 지반 거동부의 한 점에서의 수평변위는 굴착단면의 중심을 향한다는 가정 등을 이용하여 해석이 가능한 것으로 알려져 있다. 이러한 가정들은 지표면의 경우 식(4.1), 식(4.2)와 같은 함수식으로 표현할 수 있으며, 각 식에 가우스 곡선식인 식(3.1)을 대입하여 정리하면 식(4.3)과 같이 횡방향 변위곡선식을 얻게 된다.

$$\delta h \propto d \delta s / dX \quad (4.1)$$

$$\delta h \propto X \delta s / Z_0 \quad (4.2)$$

$$\delta h = 1.65 \delta h_{max} \cdot X/i \cdot \exp(-X^2 / 2i^2) \quad (4.3)$$

여기서 δh 와 δs 는 터널 중심선에서부터 수평거리 X 만큼 떨어진 지점에서의 횡방향 변위와 침하를 나타내며, δh_{max} 는 횡방향의 최대변위를 나타낸다. 식(4.3)은 가우스 곡선식에 기초를 두고 있으며, $X=0$ 일때 $\delta h=0$, $X=i$ 일때 $\delta h = \delta h_{max}$ 를 나타낸다. 또한 δh 는 $X=2.5i$ 일때 δh_{max} 의 약 18%, $X=3i$ 일때 δh_{max} 의 5% 정도를 나타내고 있다. 따라서 횡방향 변위곡선식은 $X=2.5i$ 일때 최대침하의 5%가 발생하는 것으로 규정하고 있는 침하해석 곡선인 가우스 정규 분포곡선에 비해서 다소 큰 변위발생영역을 나타내고 있음을 알 수 있다.

그림4.4는 식(4.3)의 적합성을 분석하기 위하여 횡방향 수평변위곡선의 형태가 양호하게 측정된 4개소 터널현장의 지표면 수평변위 자료들을 이용, δh_{max} 를 기지값으로한 식(4.3)의 변위계산결과와 현장계측자료들을 비교 도시한 것이다. 그림에서와 같이 δh_{max} 의 발생위치 X 가 $(0.9-1.0)i$ 로서 식(4.3)의 초기 가정사항인 $X=i$ 보다는 다소 작은 값을 나타내고 있으며 또한 그림상의 $X > 2i$ 영역에서는 해석식이 계측치를 과소평가하고 있다. 그러나 전반적인 변위형태들을 비교, 고찰해 볼 때 변위해석곡선이 계측치들과 근사하게 나타나고 있기 때문에 수평변위는 δh_{max} 의 크기 및 발생위치를 기지값으로 한 식(4.3)으로 부터 해석이 가능할 것으로 판단된다.

판편 1969년 Schmidt는 보의 중립축을 깊이로써 특성화시킨 요소 M에 의한 단순보 유사법과 추계학적 이론을 이용, 다음과 같은 지표면에서의 수평변위 산정식을 제안하였다.

$$\delta h = -MZ_0 \cdot X \delta s/i \quad (4.4)$$

$$\delta h = -N \cdot X \delta z/Z_0 \quad (4.5)$$

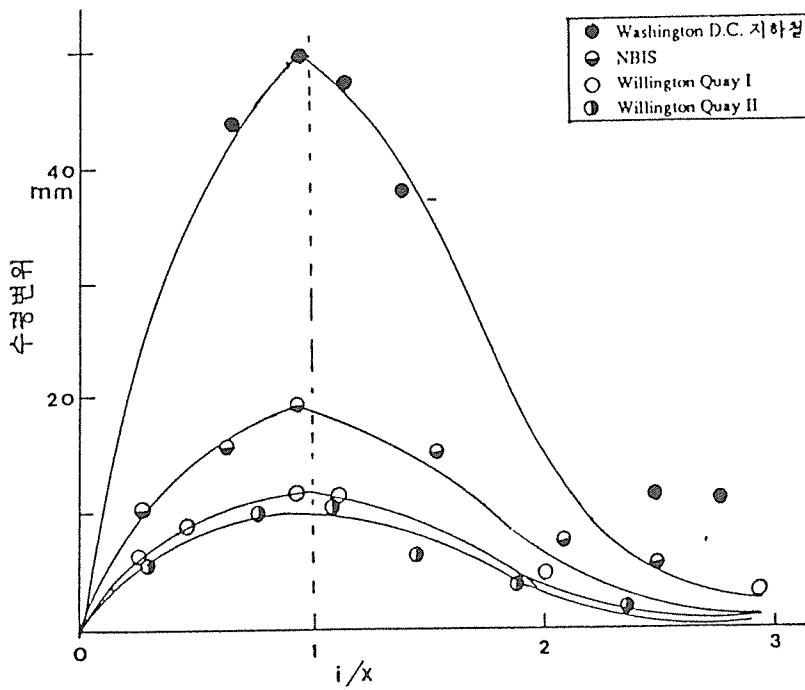


그림 4.4 횡방향 변위해석곡선과 측정치들과의 비교

이 식들의 형태는 식(4.1), 식(4.2)와 동일하므로 최대 수평변위 δh_{max} 는 식(3.1)과 식(4.3)을 이용하여 다음과 같은 식으로 표시할 수 있다.

$$\delta h_{max} = 0.606 MZ_0 \cdot \delta s_{max}/i \quad (4.6)$$

$$\delta h_{max} = 0.606 Ni \cdot \delta s_{max}/Z_0 \quad (4.7)$$

일반적으로 수평 변위는 터널깊이에 반비례하기 때문에 식(4.7)이 (4.6)보다 더 적절한 것으로 보이나 동일조건에서는 계수 M과 N의 수치조정으로부터 같은 δh_{max} 값을 나타내게 되므로 상기 식들은 근본적으로 같은 식임을 알 수 있다. 수평변형률 ϵ_h 는 식(4.4), 식(4.5)를 1차 미분함으로써 식(4.8), 식(4.9)와 같이 쉽게 구할 수 있다.

$$\epsilon_h = N \delta s [(X/i)^2 - 1] / Z_0 \quad (4.8)$$

$$\epsilon_h = M Z_0 \delta s [(X/i)^2 - 1] / i^2 \quad (4.9)$$

상기 식들은 $X = \pm i$ 에서 $\epsilon_h = 0$ 이며, $X = 0$ 에서 최대 압축변형률이, $X = \pm \sqrt{3}i$ 에서 최대 인장변형률이 발생함을 나타내고 있다. 그러나 이러한 Schmidt의 식은 계수 M 또는 N을 포함하고 있기 때문에 단순한 기하학적 제원이나 침하트래프의 형상 계수들만으로 δh , δh_{max} , ϵ_h 등을 결정할 수가 없다.

1958년 King과 Whetton은 M의 값으로서 1/3을, 1969년 Lee와 Shin은 2/3를 제안한 바 있으며, 1969년 Schmidt는 상수값이 아니라 식(4.10)과 같이 터널의 기하학적 제원과 침하트래프 폭의 변수 i와 관계가 있다고 제안한 바 있다.

$$M = 0.3 (i/R) / (Z_0/D)^{0.8} \quad (4.10)$$

또한 1984년 Hong의 모형실험에서는 지반손실의 범위가 1-10% 일때 M값이 0.1-0.3(평균 0.2)으로 관측된 바 있다.

N값의 경우는 1969년 Schmidt가 0.8, 1983년 Attewell과 Woodman이 1.0으로 보고한 바 있으며, 1975년 British National Coal Board의 SEH(Subsidence Engineers Handbook)에서 제안한 최대변형률의 값을 고찰해 보면 $Z_0/D = 1 \sim 5$ 일때의 인장변형률 계산시는 $N = 1.2 \sim 1.8$, 압축변형률 계산시는 0.5-2.2임을 나타내고 있다. 또한 1984년 Hong의 모형실험에서는 N이 0.5-4.5(평균 1.5)로 관측된 바

있다. 한편 본 연구에서 수집된 14개소의 현장 계측자료의 분석결과에서는 $M=0.14-0.35$, $N=0.5-4.3$ 으로 나타나고 있다. 결과적으로 M, N 의 제안수치범위가 상당히 폭넓어 일정상수, 즉 평균값을 이용한 수평변위 해석은 N 의 경우 최대 500% 가까운 오차를 발생시키기 때문에 문제가 있음을 알 수 있다.

그림4.5는 Schmidt가 10개소의 광산 관측자료를 분석하여 제안한 식(4.10)의 적합성을 검토하기 위하여 14개소의 터널현장에 대한 수평변위자료와 Schmidt의 제안식을 비교, 도시한 것이다. 그림에서와 같이 계측치들은 Schmidt의 제안선 하부에 주로 도시되어 있어 Schmidt의 제안식이 M 을 과대 산정하고 있음을 볼 수 있다. 또한 Schmidt의 제안선과 계측자료의 회귀분석선이 상당한 차이를 나타낼 뿐만 아니라 회귀분석선의 경우 결정계수 r^2 가 0.1정도로 매우 낮기 때문에 M 을 Schmidt가 제안한 $(i/R)(Z_0/D)^{0.8}$ 과 상관관계가 있다고 규정하기에는 무리가 있음을 알 수 있다. 결과적으로 Schmidt의 제안식을 도시터널 분야에 적용하기에는 문제가 있으며, M 또는 N 값을 보다 정확히 추정할 수 있는 관련식이 필요하다고 판단된다.

그림4.6은 그림4.5의 14개소 터널현장의 계측치들을 재이용하여 M 보다 수치범위가 폭넓은 N 값을 구하고 이를 δh_{max} 의 크기에 주된 영향을 미치는 요소들 중에 하나인 i/Z_0 의 크기에 따라 도시한 것이다. 그림에서와 같이 N 값은 i/Z_0 의 증가에 따라 감소하는 경향을 뚜렷이 보이고 있고 일정 크기의 i/Z_0 에 대한 계측치들간의 분포폭도 비교적 좁게 나타나고 있기 때문에 본 연구에서는 이 그림으로 부터 N 을 추정할 수 있는 식(4.11)을 제안한다.

$$N = 0.324 (i/Z_0)^{-1.667}, r^2 = 0.87 \quad (4.11)$$

본 제안식은 실제 현장터널의 계측자료를 분석하여 얻은 결과이며, 본 제안식과 계측치 간의 편차가 작기 때문에 Schmidt식보다 수평변위를 산정하는데 보다 유리할 것으로 판단된다. 결과적으로 식(4.11)을 식(4.7)에 대입하면 식(4.12)와 같이 되어 δ_{smax} 를 알면 δ_{hmax} 를 산정할 수 있으므로 지표면의 수평변위는 식(4.3)으로 부터 산정이 가능하다. 또한 수평변위의 크기는 같은 지점에서 침하의 크기에 비례하므로 침하의 경우와 같이 응력 수준을 무시하면 지중에서의 수평변위도 산정할 수 있다.

$$\delta_{hmax} = 0.196 \delta_{smax}(i/Z_0)^{-0.667} \quad (4.12)$$

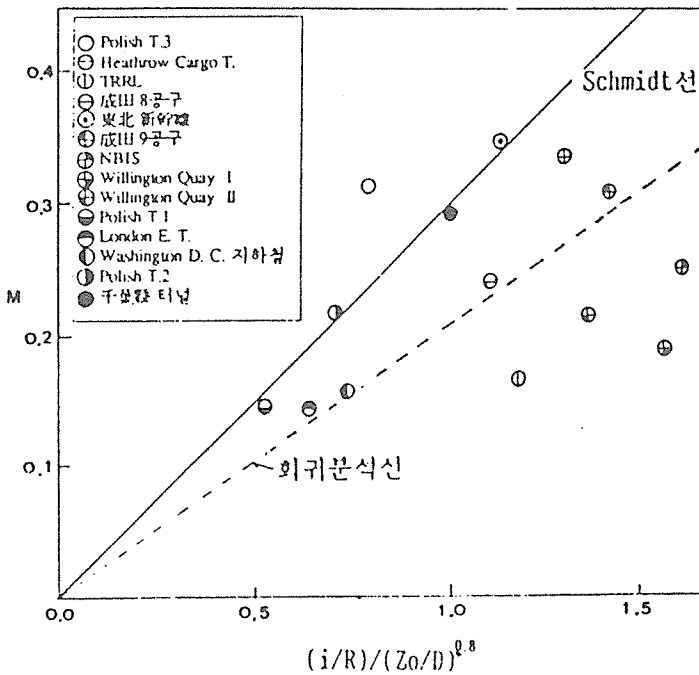


그림 4.5 Schmidt의 M값 산정식과 계측치와의 비교

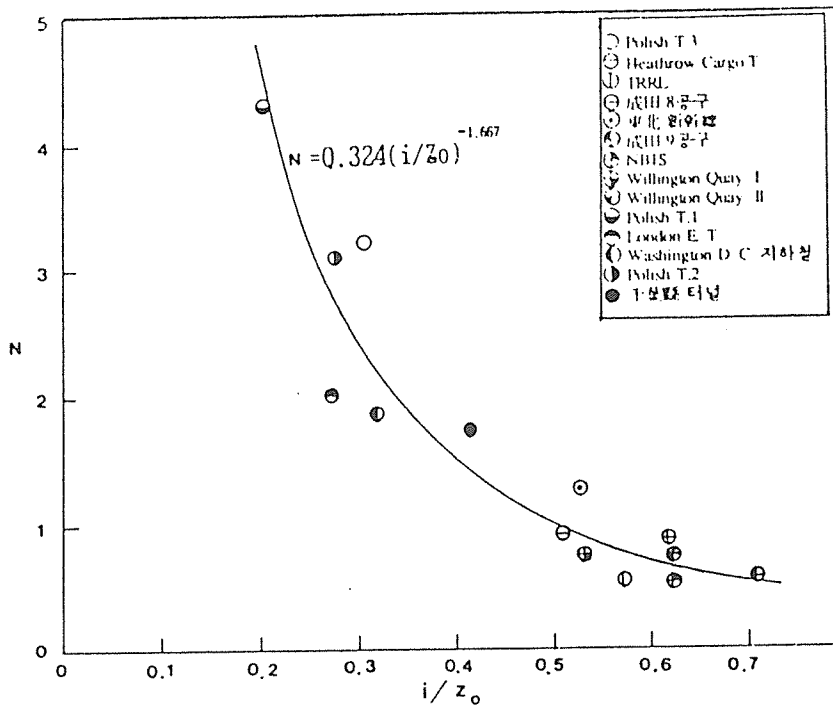


그림 4.6 N과 i/z_0 의 관계

5. 비교고찰

본 연구에서 제안한 지반변위 해석방법의 정확성은 국내 터널 건설현장인 부산 지하철 2-10공구의 계측결과 및 탄소성 유한요소 해석결과와 비교분석함으로써 검증하였다. 현장계측은 해석결과와의 비교를 위하여 지표면 변위, 지중변위, 터널 천단침하 등과 같은 변위계측 위주로 수행하였다. 탄소성 유한요소 해석은 일본의 CRC 회사에 의하여 개발, 보급된 프로그램인 MR.SOIL을 이용하여 수행하였다. 이 프로그램은 Mohr Coulomb의 항복조건을 사용하는 NATM 해석 프로그램으로서 최근 국내에서도 많이 이용되고 있는 프로그램이다.

5.1 계측현장

부산 지하철 2-10공구는 대단면 복선 터널구간으로서 터널단면은 지름이 약 10m인 원형에 가깝고 터널깊이는 약 9m-11m 정도로 비교적 얕은 깊이에서 시공되고 있는 NATM 터널구간이다. 본 구간에서는 차수를 위해 터널 굴착면을 따라

약4.5m두께의 약액 주입이 실시되고 막장부의 안정을 위해서는 포아 폴링(forespoling)이 실시되었다. 또한 지반손실을 최대한 억제시키기 위하여 상반 굴착과 병행하여 가 인버트(temporary invert)가 설치 되었으며, 1일 터널 굴진거리는 평균 2m 정도이었다. 계측 수행전의 터널굴진 상황은 계측점 13m전방에서 상반 굴착후가 인버트의 폐합이 완료되었으며, 터널 막장부는 막장 밀폐처리(face-breasting)와 함께 수평 그라우팅을 실시하여 보강한 상태였다. 현장계측은 그라우팅 후 20일 정도 지난 뒤 지반거동이 없는 상태에서 부터 터널의 상반부 굴진이 1차 완료 (계측점 후방 9m 지점) 될 때까지 실시되었다.

계측구간의 지질상태는 표5.1에서 보여주고 있다. 표5.1에서 보는바와 같이 지질은 지표에서 지하 2.5m까지는 굵은 호박돌을 포함하는 매립토로 구성되어 있으며, 지하 6m까지는 사질 점토층, 지하 11m까지는 사력토층, 지하 15m까지는 극연약 풍화암, 그 이하는 연약 풍화암으로 형성되어 있다. 또한 지하 수위는 지표에서 약1m 깊이에 존재한다.

표 5.1 현장지반의 물성치

(()는 지반 개량전의 물성치)

		단위중량 (t/m ³)	탄성계수 (kg/cm ²)	포아송 비	C (t/m ²)	φ°	지질도
토	매립토	1.8	290	0.4	5	0	지표 매립토 2.5m
	사 질 점 토	1.8 (1.8)	690 (450)	0.35 (0.35)	10 (3)	28 (28)	
사	사력토	1.8 (1.8)	1220 (750)	0.35 (0.35)	10 (0)	38 (38)	6m 사력토
	평균치	1.8	734	0.36	8.8	33	11m
암 질	극연약 풍화암	2.2	3000	0.33	35	37.5	15m 풍화암I 풍화암II
	연 약 풍화암	2.2	6500	0.33	75	37.5	
재료	쇼크리트	2.35	250000	0.2	두께 25cm		

5.2 제안식에서 사용된 계수의 결정

본 연구에서 제안한 식을 이용하여 지반침하량을 계산하기 위해서는 우선적으로 식을 구성하고 있는 계수들의 값을 결정하여야 한다. 제안식의 구성요소인 가동널의 폭 B는 터널단면을 가동널 형태로 가정하여 침하계산을 수행한 사례를 고려, 실제 터널 단면적의 크기와 같은 등가 환산원의 직경($D=7.07m$)으로 보았으며, 가동널의 위치는 등가 환산원의 중심으로 가정하였다. 또한 약액 주입시 지반보강효과는 차수 효과에 비하여 크지 않으므로 본 제안식에서는 약액 주입 후의 현장지반을 중간 조밀성 지반으로 간주, λn 값으로 2.3절에서 t값 역산시 이용한 0.08을 적용하였으며, t값은 그림2.3으로 부터 136mm로 가정하였다. 여기서 t값은 그림 3.19의 조밀, 중간 조밀성을 갖는 자갈, 모래, 점토의 t값 평균치인 150mm를 기준으로 하여 낮은 범위를 중간 조밀성 지반의 경우로 보아 이 범위의 평균을 취한 값이다. 한편 천단침하 δc 는 $V = D \cdot \delta c$ 관계식과 계측자료 분석으로 부터 제안한 그림5.1의 평균 V 수정곡선을 이용하여 산정하였다. 여기서 V 은 지반 손실량, D는 터널직경을 나타낸다. 그 밖에 제안식을 구성하고 있는 탄성 해석항에는 표5.1의 평균 물성치를 이용하였다. 표5.2는 제안식을 구성하고 있는 계수들의 추정치를 나타내고 있다. 여기서 안정비는 $(Pz-Pi)/Su$ 로 부터 계산되나 압력공기를 보조공법으로 이용하지 않는 NATM 터널의 경우에는 내압 Pi 를 무시할 수 있으므로 안정비는 터널 막장중심부에 작용하는 연직토압($Pz = \gamma Z_0$)과 지반의 비배수 전단강도 Su 만을 고려하여 산정하였다. 따라서 표5.2에 제시된 계수 추정치들을 제안식에 대입하여 계산한 터널천단 상부지반의 침하량은 터널 천단부에서 부터 약 2.6m 깊이까지는 27mm, 지중 6m지 점은 24mm, 지표면에서는 21mm가 된다.

표 5.2 변수들의 추정치

터널직경 (D)	7.07m	안정비 ($N = \gamma Z_0 / S_u$)	0.83
터널깊이 (Z_0)	13.54m	지반손실 체적 % V_L (V_L)	0.49(0.1924m ²)
간극률변화량 (Δn)	0.08	천단침하 (δ_c)	27mm
전단대두께 (t)	136mm	가우스 곡선의 변곡점 (i)	5m
막장부연직 응력 (γZ_0)	2.5kg/cm ²	전단강도 (S_u)	3.0kg/cm ²

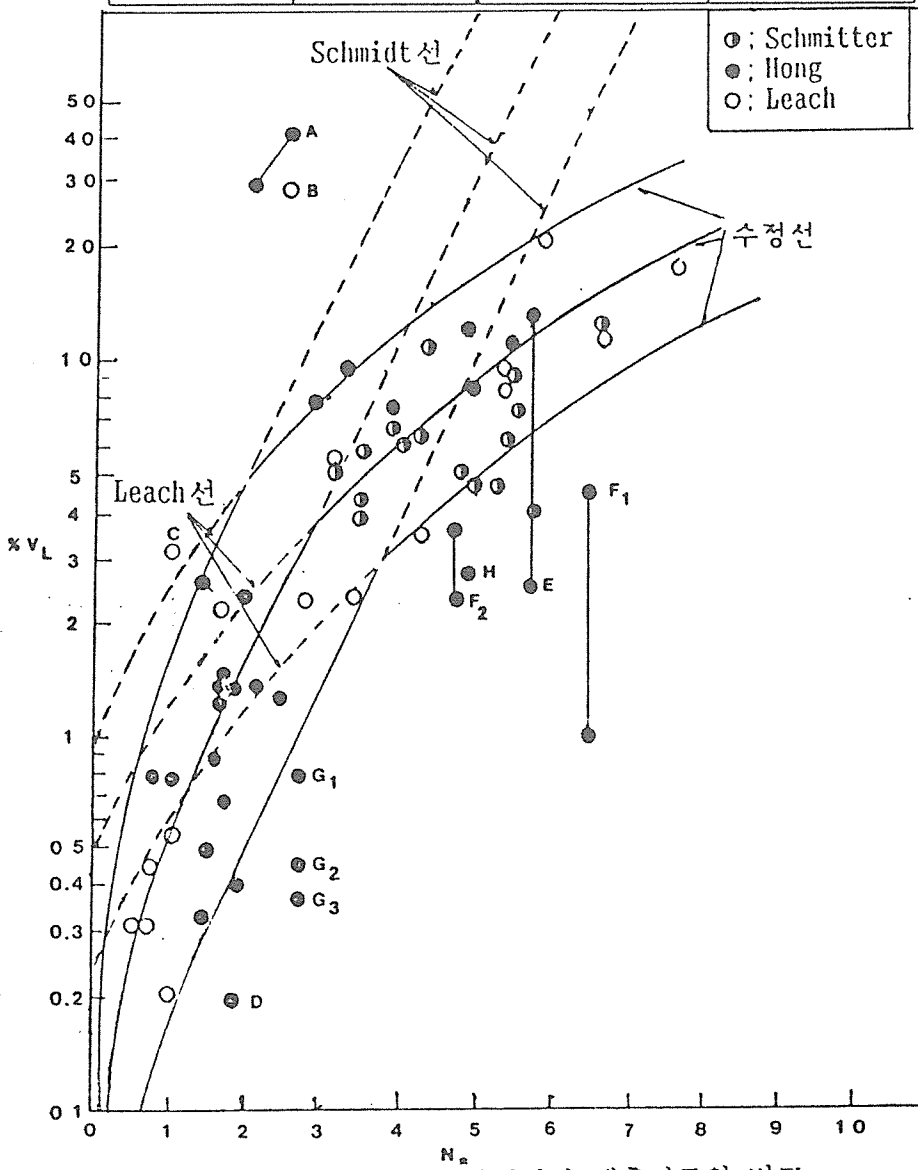


그림 5.1 지반손실량 추정곡선과 계측자료의 비교

5.3 결과 비교 및 분석

(1) 터널천단 상부지반의 침하

그림 5.2는 추정된 계수들의 값을 제안식에 대입하여 구한 터널천단 상부지반의 침하량을 현장계측결과, 탄소성 유한요소 해석결과 및 Murayama의 침하산정식에 의한 계산치와 비교 도시한 것이다. 그림에서와 같이 제안식은 초기영역을 고려하는 Murayama의 방법에 기초를 두고 있기 때문에 초기영역의 높이 $\sqrt{3B/2}$, 즉 등가 환산원의 중심에서부터 $D/2+2.6m$ 떨어진 지점까지는 제안식과 Murayama식에 의하여 계산된 침하량이 같은 값을 나타내고 있다. 제안식은 탄성변형을 포함함과 동시에 Murayama의 심도별 지중침하량의 증감비율을 동일하게 적용하고 있기 때문에 초기영역을 넘어선 지점에서는 지표에 가까울 수록 Murayama식에 의한 침하량보다 더 큰 값을 보이고 있다. 또한 Murayama식에 의한 지표침하 계산치는 80%가까이 실측치를 과소평가하는데 비하여 제안식에 의한 계산치는 실측치와 매우 근소한 차이를 보이고 있으며, 지중침하의 경우도 Murayama식보다 제안식에 의한 계산치가 보다 더 실측치와 근사하게 나타나고 있음을 알 수 있다.

한편 탄소성 해석과 제안식에 의한 계산치를 비교해 보면 터널 천단부와 지표 부근에서는 약 20%정도의 상대오차를 보이고 있으나 나머지 구간에서는 근소한 값의 차이를 나타내고 있어 두 해석방법은 비교적 유사한 계산결과를 나타냄을 알 수 있다. 여기서 지중심도에 따라 다소 값의 차이가 발생하는 것은 제안식이 개략적으로 추정된 Δn 과 t 를 이용하여, 터널의 기하학적인 형상을 가동널 형태로 가정하는데서 나타난 결과로 판단된다.

그러나 본 제안방법은 탄성변위 산정시 지보재의 영향을 고려하지 않고 있고 단일층 지반의 가정으로 인한 동일한 탄성계수를 사용하도록 되어 있어 NATM 터널 외에 slurry shield, earth balanced shield와 같이 지보된 상태에서 지반 굴착이 이루어 지는 경우에는 현장에서 상당히 적은 량의 탄성변위가 예상되고 또한 다층토 지반에서는 탄성계수 결정이 용이하지 않기 때문에 본 제안 방법을 이용하기 위해서는 탄성계수의 종류선정 및 결정방법에 대한 추가연구가 있어야 할 것으로 판단된다.

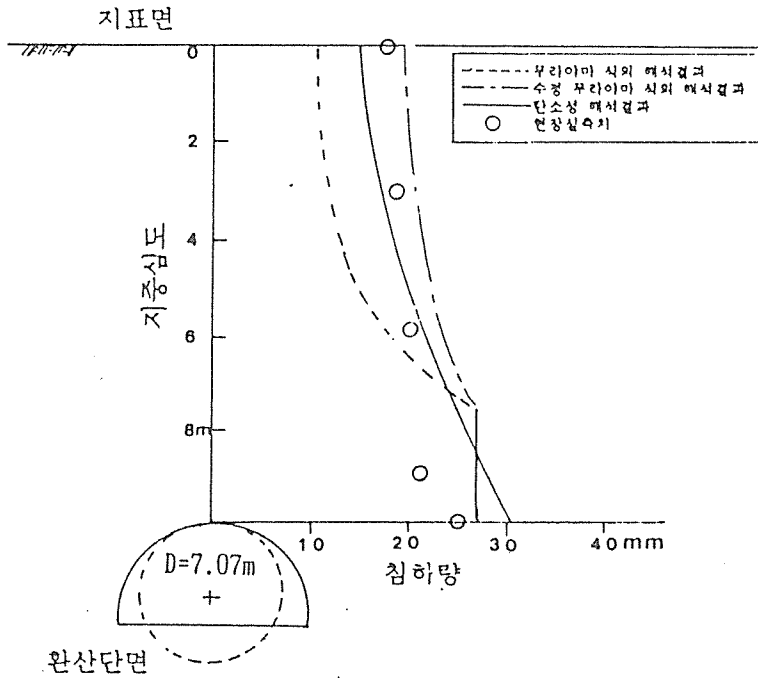


그림 5.2 터널 천단상부의 심도별 침하량 비교

한편 본 연구에서 개발된 제안식을 이용하여 터널 주변 지반의 수평변위를 해석하기 위해서는 전술한 침하의 경우와 같이 우선적으로 식(3.4)와 식(4.3)을 구성하고 있는 계수들의 값을 현장조건에 따라 적절히 결정하여야 한다. 계측이 수행된 현장지반은 지하수위 하부의 사질토 지반으로 형성되어 있으나 차수용 그라우팅과 함께 포아플링, 가 인버트공 등을 보조공법으로 채택하고 있으므로 침하영역을 규정하는 β 각은 그림 3.3의 수정 침하해석도표로부터 지하수 처리가 잘 이루어진 사질토 지반의 각 평균치인 33° 로 규정할 수 있다. 따라서 지표침하곡선의 변곡점 i 는 식(3.4)로부터 5m로 계산되며, 최대 수평변위량 산정시 이용되는 변수 N 은 식(4.11)로부터 1.7로 계산되며, 최대 수평변위량 δh_{max} 는 식(4.12)로부터 약 8mm로 계산된다. 또한 지중침하곡선의 형태를 규정짓는 i 는 얇은 토사터널의 경우 응력수준(stress level)을 고려하지 않고 계산할 수 있으므로 식(3.4)에 $Z_0=7.54$ 를 대입하면 지하 6m지점에서의 i 값(=3.5m)을 구할 수 있다.

(2) 터널 주변지반의 변위

그림 5.3은 그림 5.2로부터 제안식에 의하여 계산된 터널 중심선 상부 지반의 침하량과 횡방향 침하곡선들의 형태를 규정짓는 i 값 또는 최대 수평변위량 등을 식(3.1)과 식(4.3)에 대입하여 얻은 횡방향 변위 해석곡선들이다. 그림에서와 같이 횡방향 지표침하 또는 지중침하의 경우 변위 곡선식에 의한 해석치는 터널 중심선 부근에서 계측치보다 다소 큰 값으로 나타나나 전반적인 침하곡선의 형태 및 침하의 크기를 비교해 볼 때 계측치와 근소한 차이를 나타내고 있음을 알 수 있다. 유한요소 해석의 경우는 그림에서처럼 침하곡선의 형태는 계측치들과 비교적 유사하게 나타나고 있으나 침하발생영역은 계측치 보다 다소 넓게 나타나는 경향을 볼 수 있다.

지표면 수평변위의 경우는 변위 곡선식에 의한 해석치가 최대 수평변위량에서 계측치와 약 20%의 상대오차를 보이고 있으나 최대 수평변위의 발생위치와 전체적인 변위곡선 형태를 볼때는 상호 근사하게 나타남을 알 수 있다. 그러나 유한요소 해석의 경우는 최대 수평변위의 크기 및 형태 뿐만 아니라 변위의 발생영역에 있어서도 계측치와 상당한 차이를 보이고 있다. 그림 5.2와 그림 5.3의 분석결과를 종합해 볼때 탄소성 유한요소 해석은 침하량 산정시는 변위곡선식에 의한 해석치와 비교적 유사한 결과를 나타내나 수평변위량 산정시는 상당한 차이를 보이며, 계측치와도 잘 일치하지 않음을 알 수 있다. 결과적으로 제안한 변위 곡선식들은 이론적, 경험적 요소를 복합적으로 고려하고 있기 때문에 추정해야할 변수들이 많은 단점은 있으나 현장조건 및 사공조건을 정확히 파악하여 이를 고려한 변수치들이 결정되면 양호한 결과를 얻을수 있을 뿐만 아니라 매우 간편하게 적용할 수 있기 때문에 터널현장 지반의 변위 해석에 폭넓게 이용할 수 있을 것으로 판단된다.

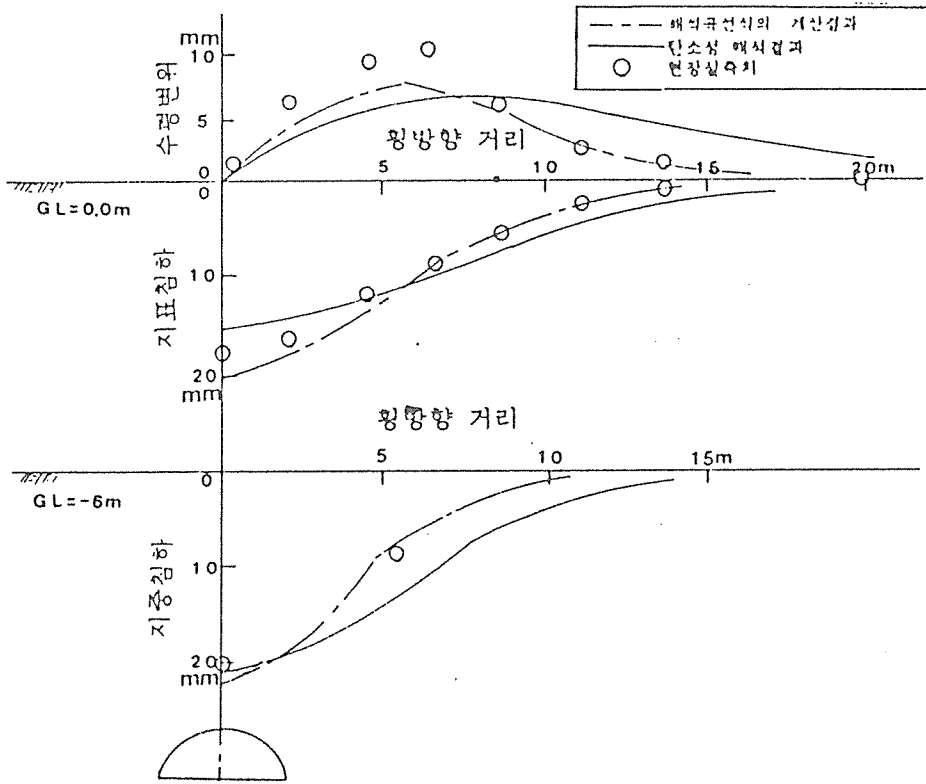


그림 5.3 터널 주변지반의 변위 비교

6. 결론

본 연구에서는 토사터널 굴착시 발생하는 지반변위를 보다 간편하고 정확하게 예측하기 위하여 현장계측결과, 이론해석결과 및 물리적 모형 실험결과등을 복합적으로 고려함으로써 터널상부의 지반 위치별 변위를 추정할 수 있는 식들과 이 추정식들을 구성하고 있는 계수들에 대한 결정방법을 제안하였다. 본 연구에서는 제안식들의 타당성을 검증하기 위하여 제안식들에 의한 변위 계산치를 현장계측결과 및 탄소성 유한요소 해석결과와 비교하였다. 본 연구로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) Murayama의 소성침하 산정식에 탄성 해석결과를 반영시켜 터널 천단 상부가 사질토 지반으로 구성된 경우의 지표 최대침하 및 지중침하의 산정식을 제안하였다.
- 2) 횡방향 지반침하를 해석하는 가우스 정규 분포곡선의 적합성을 밝히고 지반 침하의 발생영역을 나타내는 각의 크기를 제안하였다.
- 3) 수평변위를 산정하는 Schmidt의 단순보 유사법 및 추계학적 이론의 적용성을 밝히고 최대 수평변위를 보다 정확히 산정할 수 있는 식을 제안하였다.

참고문헌

1. Orchard, R. J., "Recent Developments in Predicting Amplitude of Mining Subsidence," J. Roy. Instn. Chart. Surv., Vol. 33, 1954, p. 864.
2. King, H. T. and Whetton, J. T., "Mechanics of Mining Subsidence," Colliery Engineering, Vol. 35, 1958, pp. 247-252.
3. Schmidt, B., Settlements and Ground Movements Associated with Tunneling in Soils, Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 1969.
4. Roscoe, K. H., "The Nature of Stress Strain Behavior for Soils," Geotechnique, Vol. 20, No. 2, 1970, pp. 129-170.
5. Attewell, P. B. and Farmer, I. W., "Ground Disturbance Caused by Shield Tunneling in a Stiff Overconsolidated Clay," Engineering Geology, Vol. 8, 1974, pp.361-381.
6. 村山遡郎, "砂層内 局部沈下部いごかかる垂直土壓", 京都大學 防災 研究所 年報, 第11號 B, 1968, pp.549-565.
7. Hansmire, W. H. and Cording, E. J., Field Measurements of Ground Displacements about a Tunnel in Soil, Final Report, Dept. of Civil Engng., Univ. of Illinois at Urbana-Champaign for the Washington Metropolitan Area Transit Authority, 1975.
8. British National Coal Board, Subsidence engineer's Handbook, 1975, pp.8-15.
9. Potts, D. M., Behavior of Lined and Unlined Cylindrical Cavities in Sand, Ph. D. Thesis, Cambridge Univ., 1976.
10. Kawamoto, T. and Okuzono, K., "Analysis of Ground Surface Settlement due to Shallow Shield Tunnels," Int. J. for Num. and Analy. Methods in Geomech., Vol. 1, 1977, pp.271-281.
11. Hardin, B. O., "The Nature of Stress-Strain Behavior for Soils," Proceedings on the Specialty Conf. on Earthquake Engng. and Soil Dyn., ASCE, Pasandena, 1978, pp. 3-90.
12. Ghaboussi, J. and Karshenas, M., Modelling and Finite Element Analysis of Soil Behavior, Ph. D. Thesis, Univ. of Illinois at Urbana Champaign, 1979.
13. Vardoulakis, I., "Shear Band Inclination and Shear Modulus of Sand in Biaxial Test," Int. J. Num. Analy. Mech. Geomech., Vol. 4, 1980, pp. 103-119.
14. Romo, M. P. and Diaz, M., "Face Stability and Ground Settlement in Shield Tunneling," Proc. 10th Int, Soil Mech. Fond. Engng., Stockholm, Vol. 1981, pp.357-360.

15. Hong, S. W., Ground Movements Around Model Tunnels in Sand, Ph.D. Thesis, Univ. of Illinois at Urbana Champaign, 1984, pp. 189-218.
16. 홍성완, 배규진, 구본효, 정하익, "현장계측에 의한 지반변위의 연구," 대한토질공학회지, 제1권 제2호, 1985, pp. 41-53.
17. 홍성완, 배규진, 구본효, 정하익, "지반침하 방지공법에 관한 연구," 건기연 85-W-2, 1985.
18. 부산지하철 건설본부, "부산지하철 1호선 2-10공구 설계. 시공 감리종합 보고서," 1985.
19. 홍성완, 배규진, 김영진, 조천환, 구본효, "지하 공동구의 설계. 시공에 관한 연구," 건기연 87-GE-112, 1988.
20. 배규진, 김수일, "사질토층의 터널굴착에 따른 지반침하의 예측," 대한토목학회논문집, 제9권 제3호, 1989, pp. 143-151.
21. 배규진, "토사터널 굴착에 따른 주변지반의 변위 예측에 관한 연구," 박사학위논문, 연세 대학교 대학원 토목공학과, 1990.