

지하철 개착구 굴착시 주변지반과 구조물에 대한 거동예측과 실측의 비교 평가

김용태¹⁾ · 안대영¹⁾ · 김득기²⁾ · 한창현²⁾

The Study on the Prediction and Measurement for the Behaviour of Structures and Weathered Soil & Rock in Excavating the Ventilation Shaft

Yung Tae Kim, Dae Young Ahn, Deuk Ki Kim and Chang Heon Han

ABSTRACT

This paper discusses contents of the existing design, the behaviours prediction on the strut and retaining wall around subsurfaces, and also evaluates the measured results in comparison with the management criterion during excavation period of ventilation shaft at Pusan-Subway 220.

Field measurements showed that maximum displacement is 23.74 mm at boundary site of multi-stratification and the weathered rock to be formed at 0.2~0.6 H of total excavating depth(H), 68 ton of maximum axial force and 4.4×10^2 kg/cm² of stress on strut.

The measured axial force exceeds prediction levels by up to 50 percent at the weathered soil & rock, and the others come under the category of their levels.

The great gap of both field measurements and prediction on behaviour makes a difference of the site situation at the design stage and the practical working.

This measured value is greatly safety in comparison with that of the safety criterion, but axial force at 4~5 strut of ventilation shaft I is higher than the prediction.

1. 서 언

도심지의 지하철 굴착공사는 시공상 굴착심도에 따라 관통하게 되는 다양한 지층구조, 연약층에 부수되는 높은 지하수위와 지하굴착으로 인한 지하수 유출, 주위의 기존이용시설에 대한 피해, 작업공간과 발파작업의 제한성, 침하등 많은 문제점이 대두되고 있다.

정차장 등 개착구간의 굴착공법으로 채택되고 있는 토류구조물의 설계는 단순화된 역학적 모델을 이용하고 있으며, 계측기 설치와 관측결과에 의하여 벽체배면의 토압과 지체구조물의 거동변형을 파악하여

원설계를 수정보완하는 과정을 거치고 있다.

지하굴착으로 인하여 벽체에 작용하는 토압분포는 버팀구조와 선형 긴장력과 관련하여 복잡한 거동을 나타내므로 이의 추정과 아울러 지체구조물의 거동 예측은 현장 상황변경에 따른 수치해석이나 계측결과에 의하여 확인하여야 한다.

최근 현장계측이 일정규모 이상의 굴착공사에서 법적으로 의무화되어 있고 각종 공사에서 계측기설치가 점차 확대 사용되고 있으며, 그동안 계측결과 분석에 대한 논문이 국내외 많이 발표되었으나 시공의 안정성, 경제성 및 신뢰성향상을 위한 계측결과와 안정한계기준의 비교평가 등에 대한 논문은 조

* 1994년 4월 15일 접수

1) 정회원, (주) 벽산엔지니어링 플랜트사업본부 이사
2) 정회원, (주) 벽산엔지니어링 특수사업부 계장.

사되지 않고 있다.

따라서 본 연구에서는 지하철 개착구의 굴착 주변 지반의 거동 및 지체 구조물의 안정성을 평가하고 거동변형에 대한 대책을 수립코자 설계 후 달라진 현장 상황에 따라 수치해석에 의하여 벽체 배면의 지반과 지체 가설구조물의 거동변형을 예측하고 분석을 위한 평가기준을 제시하여 실측치와 예측치간의 관계를 평가 분석하였다.

2. 거동변형의 예측과 안정한계기준

2.1 거동 변형 예측의 기본개념

개착구에서 지반을 수직으로 절취한 측면에 파괴 위험이 있을때 절취면 부근에 인장균열이 발생하는 것을 방지하기 위하여 버팀대(strut)와 띠장(wale)을 설치하는데 이의 설계는 지반의 특성과 크기에 따른 토압분포와 지보부재의 물성치 등을 충분히 고려하여 경험식 및 수치해석에 의하여 행해지며 예측결과에서 얻어진 정보에 의하여 보완하는 과정을 거치고 있다.

2.1.1 경험식에 의한 설계 기본원리

토류벽의 수평 버팀대공법에서 설계용 측압은 랭킹, 테자르의 주동측압 산정식 및 건축기초 구조설계기준 및 동 해설의 측압분포식에 의하여 결정하고 토류벽의 계산은 가상지점법에 의하여 H-pile의 단면, 근입장, 응력 그리고 처짐을 계산한다.

기타 띠장, 버팀대, 버팀대지주 등의 지보재 계산은 하방분담법에 의하는데 각 부재별 하중, 힘모멘트, 축력, 전단, 처짐을 계산하고 단면결손율을 고려하는 바 각각 다음의 계산식 및 판정식에 의한다.

측압분포 (랭킹, 테자르식)

$$P = \{Rt(H - Hw) + R'Hw + Q\} \tan^2(45 - \phi/2) - 2C \tan(45 - \phi/2) + Rw \cdot Hw \dots \dots \text{랭킹 etc식}$$

$$P = K (Rt H + Q) \dots \dots \text{건설기초 구조 설계 기준}$$

여기서, K: 측압계수, H: 지표면에서 임의점의 깊이 (m), Hw: 지하수면의 깊이(m), Rt: 흙의 단위체적중량 (t/m^3), R': 흙의 수중단위 체적중량(t/m^3), ϕ : 내부마찰각($^\circ$), C: 흙의 점착력(t/m^2), Q: 상재하중(t/m^2), Rw: 물의 단위체적 중량(t/m^3).

토류벽의 응력과 처짐계산에서 흙막이벽은 제 1, 2차 굴착시로 구분하여 각각 Y.L CHANG의 방법¹⁾과 가상지점법에 의하여 산정하며, 띠장은 등분포하중을

받는 보로 산정하는데 측압(W), span(L), 탄성계수(E) 및 단면 2차모멘트(I)에 의하여 휨모멘트(M_{max}), 전단 (Q_{max}) 처짐(δ_{max})을 다음식으로 계산한다.

$$M_{max} = 1/10 WL^2, Q_{max} = 1/2 WL, \delta_{max} = 5 WL^4 (384EI)$$

판정식은 각 부재의 힘모멘트(Fb), 전단력(Fs), 압축력 (Fc)에 대한 허용응력과 최대응력도(σ_{max} , τ_{max} , σ_c)를 비교하여 $\sigma_{max}/Fb < 1.0$, $\tau_{max}/Fs < 1.0$, $\sigma_c/Fc < 1.0$ 일 때 적정한 것으로 보고 있다.

토류벽의 근입장은 최하단 버팀대 위치를 지점으로 하는 주동측압 모멘트(Ma)와 수동토압(Mp)의 비가 $Fb = Mp/Ma > 1.2$ 인 것으로 하고 있다.

버팀대지주의 압입력(P1)과 인발력(P2)은 각기 압입력에 대한 허용지지력 $Ra = 1/2(Rp + Rf)$ 의 비(P1/Ra)와 인발력(P2)에 대한 지주주변의 마찰저항력(Rf)의 비(P2/Rf)가 각기 1.0 보다 작은 것으로 한다.

굴착시 하중상태와 지점반력계산은 합력(W)의 위치 (X)에 따라서 반력 (R1, R2)은 $R1 = W(L-X)/L$, $R2 = WX/L$ 로서 하고 있다.

2.1.2 수치해석용 프로그램 개요 (WALLAP)

본 구역의 가설구조물에 대한 당초 설계시는 조사 시험에 의한 지반의 특성치를 이용 토압분포의 계산과 수치해석으로 FRAME 프로그램이 사용되었다. 그 후 굴착작업 및 가설구조물 공사를 시작하면서 동 구조물에 대한 거동변형을 예측하고자 수치해석에 사용된 컴퓨터 프로그램은 WALLAP(Ver. 3.4 L)이었던 바 본 프로그램의 개요는 다음과 같다. WALLAP은 탄소성 soil-structure interaction 모델로서 벽체는 유한요소의 beam element로 연결되어 있고 지지체와 벽체양 측 흙의 탄성 spring으로 가정하여 각 절점에서의 모멘트, 전단응력, 변형 등이 계산되어지는 지반반력모델(subgrade reaction model)을 기본으로 하고 있다. 벽체에 작용하는 하중인 토압은 벽체와 버팀대의 강성 및 시공방법에 따라 변화도록 되어 있고, 시공단계별 벽체의 변형이 연결 축적됨으로 주변침하 계산에 적합하며 최대, 최소의 토압이론을 ($\int (Ka\sigma' - 2C\sqrt{Ka})dz \leq \int pdz \leq \int (Ka\sigma' + 2C + \sqrt{Kp})dz$) 초과하지 않도록 되어있으며, 만약 실제 토압이 이들 한계상태를 초과시는 초과변형의 응력이 벽체강성을 이용하여 하부로 전달하도록 되어있는 바 실제 상황에 부합되는 것으로 사료된다.

여기서 지반 반력계수는 cohesiveless 및 cohesive로 구분하여 벽체의 변형에 따른 벽체 어느 지점에서 토압을 각기 계산하고 있다.

- cohesiveless soil인 경우: $p/\delta = lh \cdot z/D$,
 $Kh = lh \cdot z/D = p/\delta$

- cohesive soil인 경우: $Kh = Kh1/D$

여기서 p, δ는 심도 z지점에서 토압 및 벽체변형이고 lh는 수평반력정수, D는 deflected shape(Terzaghi는 D대신 z를 사용), Kh는 수평지반 반력계수, Kh1은 unit 폭의 strip 하중에서 수평지반의 반력정수이다.

시공단계별 계산은 정지토압으로 가정 (굴착초 벽체의 토압)→MATRIX 구성(흙과 버팀대의 강성)→벽체의 변위의 산정 (하중증가분은 MATRIX에 대입)→토압 계산($P1, P0$) ($P1 = K \cdot d, P = P0 + K \cdot d(P1)$)→현 시공 토압 보정 (LIMIT STAGE 여부, $Pp < P - Pa, Pa > P - Pa$)→토압보정 및 변위산정(반복보정)→모멘트 전단력, 반력, 토압산정 (변위량 이용 $P = Kd$ 대입)의 순으로 하고 있다.

2.2 계측치의 안정한계기준

굴착공사시의 계측항목으로 수직, 수평변위, 토압 혹은 지보재의 응력, 지하수위 등이 있다.

Table 1. Safety criterion of retaining wall

구 분	보통지반	연약지반
수직변위(mm)	굴착깊이의 0.5%	굴착깊이의 2%
수평변위(mm)	굴착깊이의 0.1~0.5%	굴착깊이의 1%

Table 2. Magnitude of wall rotation to reach failure

soil type & condition		rotation(y/h)		remark
		active	passive	
cohesiveless	dense	0.0005	0.002	y: horizontal displacement h: height of the wall
	loose	0.002	0.006	
cohesive	stiff	0.01	0.02	
	soft	0.02	0.04	

Table 3. Management criterion for the continuing increment of displacement

구 분	안 전	주 의	특별관리	대책시급	비 고
최대변위량(mm)	<2	2~4	4~10	10<	7~10일간
이상변위량(mm)	1	1~2	2~4	4<	

현장계측에서 얻어진 수직 및 수평변위값에 대한 평가, 분석은 굴착대상, 굴착깊이에 따라 기준을 달리하고 있으며, 굴착공사시 벽체유지를 위한 가설물의 허용변위량은 부재의 허용 관리기준과 설계시 추정치에 따라 다르다. 따라서 굴착공사와 가설구조물의 안정유지를 위하여 제안된 경험식과 허용한계 기준을 검토 종합하면 다음과 같다.

2.2.1 수직, 수평변위의 안정한계기준

굴착공사시 안정성을 신속히 파악할 수 있는 안정한계는 일반적으로 굴착대상이 보통지반인 경우 굴착깊이의 0.1~0.5%이며, 연약지반인 경우 1~2%하고 있는 바 Table 1과 같다.

또한 Retaining wall인 경우 미 공병단이 제시한 수평변위기준은 토류벽체의 높이와 수평변위량의 비로 나타내어 비 점토인 경우 주동토압측과 수동토압측을 구분하여 각기 0.05~0.2%, 0.2~0.6% 하고 있으며 변위의 연속증가량에 대한 관리기준을 정하고 있는 바 Table 2 및 3과 같다.

수직, 수평변위 판단기준으로 제안된 식은 수직변위의 경우 Terzaghi & Peck의 침하량, Fry & Rumsey의 연직변위량 등 8가지가 발표되었고, 수평변위의 경우 Schultz, Wang & Brown 및 Fry & Rumsey 제안식 등 6가지가 제시되고 있으나 대표적인 것을 보면 다음과 같다.

(1) 수직변위량 관련 제안식

영국에서의 굴착 계측자료와 유한요소 해석결과를 통하여 다음 식이 제시되고 있다.

$$Vv = (r \times H^2/E) \times (C3 \times Ko + C4)$$

Table 4. Management criterion for safety maintenance of retaining wall

구 분	판정기준치	관리기준	평가기준		
			위험	주의	안전
strut 축력	부재허용응력	Fs= 부재허용축력/실출력	<0.8	0.8~1.2	>1.2
벽체 변형	실제 추정치	Fs= 설계추정치/실변형량	<0.8	0.8~1.2	>1.2

Table 5. Permissible management criterion for axial force increase

구 분	안 전	주 의	특별관리	위험 및 보강	비 고
축력(톤)	<10	10~20	20~30	30<	

.....Fry & Rumsey's
 $V_v = V_{max}[(D-X)/D]$ Bowles'
 $V_{max} = 4 \times V_s / D, D = Ht / (45^\circ - \phi / 2)$

여기서, V_v =연직변위량, r =흙의 단위중량, H =굴토깊이, E =탄성계수, K_0 =정지토압계수, C_3, C_4 =상수, V_s =흙막이벽의 총수평변위량, D =흙막이벽에서 침하영향권까지의 수평거리, ϕ =흙의 내부마찰각, B =굴착폭, H =굴착깊이, $H_p = 0.5 \times B \times \tan(45 + \phi/2)$, $H_t = H + H_p$

(2) 수평변위량 제한식

$\Delta H_v / H = r / E_s (B/2) \times 0.35$ Wang & Brown's
 $\Delta H_x = (r \times H^2 / E_s) \times (C_1 \times K_0 + C_x)$
Fry & Rumsey's

여기서, ΔH_v =수평변위량, H =굴착깊이, r =흙의 단위중량, B =굴착폭, E_s =지반의 탄성계수, ΔH_x =연직 변형량, K_0 =정지 토압계수, C_1, C_2 =상수

2.2.2 가설구조물의 변형량과 축력의 안정 한계기준
 가설구조물의 기동변형에 대한 측정결과는 응력과 축력, 힘모멘트 및 전단력을 기준으로 하는 경우 시방서에 규정된 강재의 허용응력치와 비교하거나 버팀보(strut)의 상하 및 엽지말뚝의 flange에 설치하여 휨응력이 추가 되는 구조체의 안정성을 평가한다.

배면토압에 의하여 휨모멘트가 크게 발생되고 전단력이 추가되는 구조체인 경우 시방서상의 허용기준치와 비교하여 평가 관리하고 있다.

버팀보의 축력과 벽체변형의 측정결과 평가기준을 설계시 이용한 토압 및 강재의 고유강도와 스트레인 게이지(응력계)로부터 측정된 응력값에 대한 실측값의 비로서 안전도 (F)를 구하고 그 안전도 값에 따라 위험

(0.8>F), 주의(1.2>F>0.8), 안전(1.2<F)으로 구분 시행하고 있다.

또한 축력의 증감상황을 1주일 단위로 하여 안전 기준을 정하고 있는 바 Table 4 및 5와 같다.

3. 시험방법과 측정장치

3.1 시험장소 및 개착방법

3.1.1 시험장소

본 역은 부산지하철 2-220 공구로서 총 굴착연장 980 m에 1개소의 정차장과 3개소의 수직환기구 설치하게 되어 있다. 시험장소는 Fig. 1에서 보듯이 수직 환기구 (no. 1~2)에 설치한 가설구조물과 주변지반이며, 주변환경은 도로주변에 주택가, 공장, 시장, 각종 건물 등이 밀집되어 있고 도로변 하부에는 상하수도관 및 통신망 등이 매설되어 있다.

본 역의 지질은 중생대 백악기 불국사 관입암류인 흑운모화강암을 기반으로 하고 있으며 본암을 인접하는 안산암질 화산각력암을 관입하고 있다. 시추조사 결과(7개공) 수직적인 지층 분포상태는 대체적으로 지표면에서 지하로 매립층 점토 자갈층 기반암의 풍화대인 풍화토 및 풍화암층 그리고 기반암인 연암층과 경암층으로 구성되어 있는 바 Fig. 2와 같다.

개착구 굴착공사는 개착식인 경우 굴착대상 암층에 따라 지지 방식을 자립흙막이공법, 수평 버팀대공법, Earth anchor 공법 등으로 구분하여 시행하고 있다.

본 역에서는 수평 버팀대 공법을 택하여 H-pile과 토류관으로 구성된 토류구조물을 버팀보(strut)로 지지하면서 굴착하였다.

grouting 작업은 배면측 토사의 유실과 침하를 효

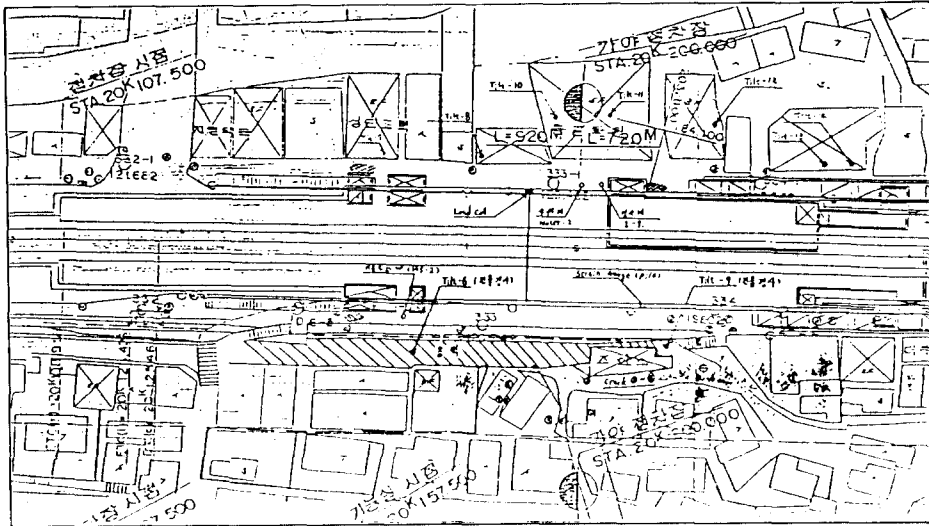


Fig. 1. Field measurement site in Pusan subway 220.

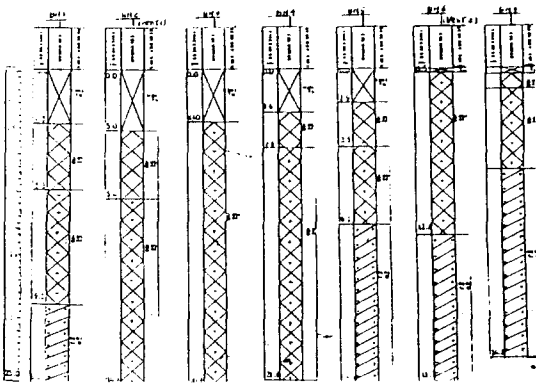


Fig. 2. Subsoil & rock profile.

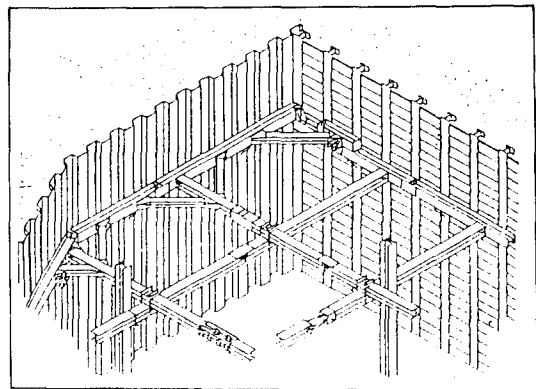


Fig. 3. H-pile & struts.

과적으로 방지하기 위하여 H-pile 배면측 1.0m지점에서 지면 하부 7.0m까지 L.W 공법 (Labiles wasser glass) 즉 시멘트에 시멘트 중량의 10% 이하의 물유리 ($\text{Na}_2 \text{SiO}_3$)를 혼합하여 수직환기구를 굴착하기 전에 시행하였다.

수직환기구 (no. 1~2)의 굴착크기는 27×21 m 정도에 굴착심도는 지면하부 22~24 m 정도였으며, 가설구조물은 Fig.3과 같이 각종 크기의 H-pile, center-pile, strut, wale-beam 및 토류판 등으로 조합 설치되었다.

3.1.2 지반 및 재료의 물성과 전산해석 입력치

(1) 지반 및 재료의 물리적 성질

수직환기구 no. 1, 2 주변 지반과 지보재 공학적

성질에 대한 시험결과는 다음과 같다.

표준관입 시험결과에 대한 각 지층의 N치는 매립토에서 15~35회/30 cm, 풍화토 및 풍화암에서 38~50회/4~30 cm이었고 지하수위는 -3.40~-3.90 m이었으며 Q값은 심도별로 0.09~2.10로 평가되고 있어 매우 불량~보통인 상태로 나타났다.

또한 회수된 코아 시편의 실내 시험결과는 기반암인 화강암을 연암 및 경암으로 구분하여 제성질을 요약되고 있는 바 단위중량은 연암 및 경암에서 2.53~2.66 g/cm^3 이고, 점재하지수는 연암과 경암에서 각기 19.1~44.1 kg/cm^2 , 15.3~67.0 kg/cm^2 이었으며, 일축압축강도는 연암에서 249~932 kg/cm^2 , 경암 212~1761 kg/cm^2 으로 나타났다.

경암에서 내부마찰각, 전단강도, 탄성계수 및 포아송비는 각기 40~50°, 170~332 kg/cm², 0.46~3.17×10 kg/cm² 그리고 0.18~0.33 등으로 시험되었다고 한다.

사용강재 (SWS41)의 물성은 축방향과 휨에 대한 허용인장 및 압축응력 등으로 구분하여 인장응력의 경우 2100 kg/cm², 압축응력의 경우 부재의 유효좌굴장(I)에 대한 부재의 총 단면 2차반경(r)의 비(I/r)와 허용 휨압축응력에서 flange 고정점간의 거리(I)에 대한 flange폭(cm)의 비(I/b)에 따라서 그 값을 각기 다르게 계산하고 있다.

(2) 전산 해석용 입력치

환기구 굴착작업이 진행되면서 설계 적용된 부존지층이 상이하였고 굴착작업과 strut 설치간격 및 시기 등이 설계 내역과 다른 점이 많아서 실제 상황에 부합되는 거동예측을 하여야 한다.

따라서 "WALLAP" 프로그램을 이용하여 수치해석을 하였던 바 입력된 물성치는 시험결과치를 기초로 하여 공학적인 판단에 의거 각 지층별로 비중 (1.8~2.3), N치 (15~50회), 마찰각 (21~49°), 점착력 (0.5~5), 반력계수 (1759~4482), 초기토압계수 (0.293~0.53) 그리고 주, 수동토압계수(0.172~0.36, 2.77~5.83) 등을 결정하였다.

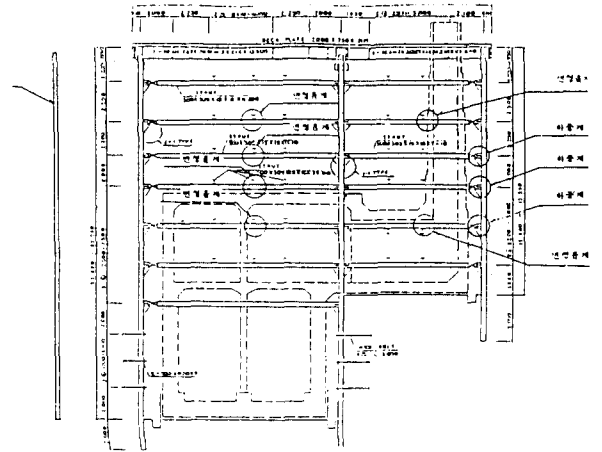
이의 산출기초는 마찰각(ϕ)= $\sqrt{(12N)}+15$, 점착력(C)= $0.6 \times N$ (t/m²), 초기토압계수(K_0)= $1 - \sin\phi$, 주, 수동토압계수(K_a , K_p)는 각기 $K_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$, $K_p = (1 + \sin\phi)/(1 - \sin\phi)$ 식에 의거 계산하였다.

3.2 측정기기 설치와 측정방법

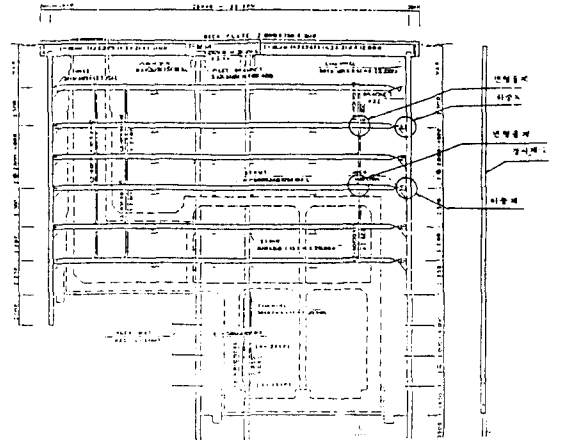
3.2.1. 측정기기 설치

개착구 굴착공사에 있어서 토류벽 설계는 토압이론 및 시험결과에 의한 특성치를 입력자료로 하여 수치해석을 이용하지만 지하심부 굴착공사는 동일노선에서도 위치마다 지반조건이 다르며, 또한 굴착작업이 진행됨에 따라 지층의 변화로 가설구조물과 지반의 거동은 설계당시의 예측대로 되지 않는다. 따라서 굴착작업의 합리적인 시공과 안전관리를 위한 정보를 사전에 신속, 정확히 파악하고 설계치와 비교하여 필요한 조치를 취하고자 가설구조물과 주변지반에 각종 계측기를 총 7개 항목을 설치하였다.

본 연구는 Fig. 4에서 보듯이 총 7개 항목의 측정장치중 굴착주변 지반의 수평변위 측정을 위한 incli-



제 1 환기구



제 2 환기구

Fig. 4. The location of instrument.

nometer, 가설구조물의 축력과 변형율을 측정함으로 load cell과 strain gauge에 한하여 그 장치의 구성, 작동원리 및 설치방법 등을 검토기로 한다.

(1) Inclinator

본 장치는 굴착부 주변부의 수평변위량의 위치, 방향, 크기 및 속도를 계측하여 수평방향의 지반이 완영역 및 가설구조물의 안전도를 판단하기 위함인데, 구성요소로서는 감지 probe, indicator, cable drum 등으로 이루어져 있고 설치를 위하여 casing, coupling 및 상하 protective tube로 구성되었는 바 Fig. 5와 같다.

감지 probe의 원리는 진자를 이용하여 가속도계 설치위치가 시간에 따라 이동하는가를 측정하는 것

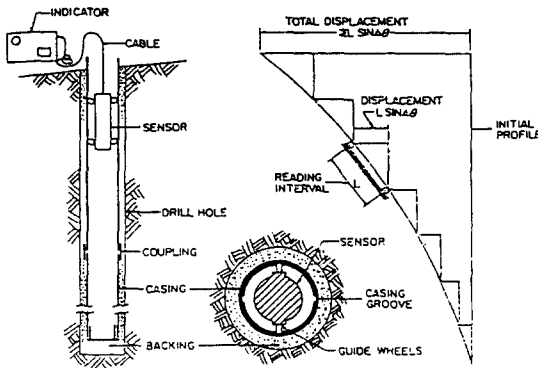


Fig. 5. Inclinator components.

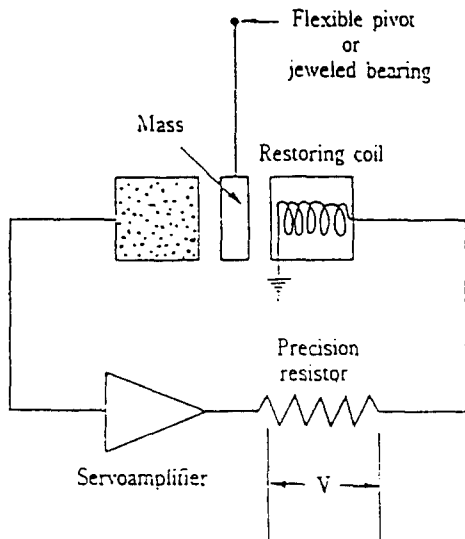


Fig. 6. Accelerometer of Inclinator.

인데, 그 구성은 진자, condenser pickoff, 진자작동기, 증폭기 및 역류기 등으로 되어있으며 가속도계의 회로와 내부 구성도는 Fig.6과 같다. inclinometer 설치방법은 근입심도에 1~2 m를 더하여 보링 (φ80~150 mm)한 후 조립된 casing을 hole 내에 측정방향과 keyway방향을 맞추어 설치하고 steel casing을 철거 하면서 grouting재를 주입한다.

이 공정에서 각 casing의 연결은 coupling을 이용하여 rivet로 조합시키고 sealing을 하게 되며 casing 삽입시 casing의 한 끝을 end cap으로 씌우고 측정 방향을 굴토면과 수직되게 하는데 casing 상부끝은 protective cover로 덮여 보호되도록 한다. 측정방법은 4방향으로 홈이 파인 특수 casing을 소정길이 만큼

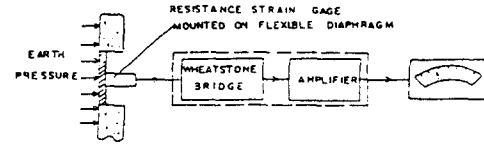


Fig. 7. Load cell components.

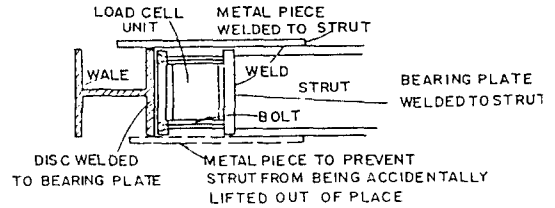


Fig. 8. Interface loadcell instrument.

연결 설치하고 accelerometer 및 gauge block이 내장된 측정소자를 삽입하여 일정간격으로 casing의 경사를 읽으면 casing을 따라 연속적인 힘방향의 변위를 알 수 있다.

3.2.2 Load cell과 Strain gauge

(1) Load cell

본 장치는 각 구조물과 지반의 작용하중을 측정하기 위한인데 하중계를 이용하거나 strain gauge를 부착시켜 응력-변형을 관계로부터 구한다.

본시험에서 사용한 load cell은 전기식 변환기의 일종인 진동철선식으로서 그 구성은 center hole load cell, indicator 및 cable로 이루어져 있으며 cell 내 부에서는 진동현식의 stainlesssteel wire, electro magnetic coils, protective outer casing 등으로 구성되어 있는데 Fig.7과 같다. 진동철선식 하중계의 원리는 부재에 하중이 작용하여 변형이 발생되면 부재에 연결된 인장철선 (통상 3개 이상)의 인장력이 변화하므로 철선의 공진주파수가 변화되는 바, 그 달라진 주파수를 cable을 통해 측정장치에서 하중으로 출력시키는 것이다.²⁾ Load cell의 가압판을 strut와 wale의 disc에 용접하고 strut가 올라오지 못하도록 금속판을 대면서 설치하는 바 Fig.8과 같다.

측정결과 하중계산은 하중 $P(A, B, C) = K[(10^7/\text{초기치}^2) - (10^7/\text{계측치}^2)]$, 하중 $P(\text{ton}) = [P(A) + P(B) + P(C)]/3$ 식에 의한다.

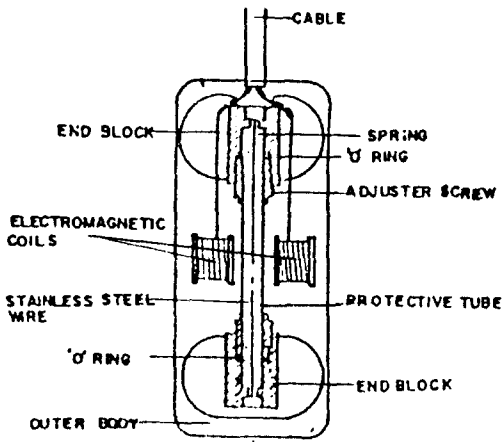


Fig. 9. Strain gauge components.

(2) 응력계 (Strain gauge)

본 시험에서 사용한 응력계는 진동철선식으로서 strut 표면의 2개소에 설치하였다. 이 장치는 진동현식 strain gauge sensor, 보호덮개, straps cable 및 지시계로 이루어졌는데 Fig. 9와 같다. 본 장치의 원리는 외부압이 막에 작용하여 암(arm)을 가볍게 회전시킬 때 gauge 내의 인장력 증가에 따른 진동 주파수의 변화를 측정, 격판위에 작용하는 평균압력의 변화를 구하는 기기로서 cell의 압력 크기는 격판에 작용하는 평균압력의 변화가 진동주기의 제곱에 비례하므로 이 관계식에서 산출할 수 있다. 측정범위는 2500~3000 micro strain이며 감도는 0.2~0.5 micro strain 정도이다. 변형율에 의한 응력 및 하중계산은 $\text{stress (kg/cm}^2\text{)} = \text{strain} \times 2.1 \times 10$ (부재탄성계수) $\text{force (ton)} = 134.8(\text{strut 단면적}) \times \text{stress}$ 로 하고 있다.

4. 시험결과 분석평가

4.1 측정결과 종합

동 구역의 주변지반과 가설구조물의 거동변형을 파악하고자 기설계 내역에 의거 inclinometer 장치는 환기구 (no. 1~2)에 각 1~2개소 매설하였다.

가설구조물로서의 strut는 설계당시 지면하 2.5 m 지점부터 2.5 m 간격으로 설치하는 것으로 되어 있으나, 작업여전 및 설계시 조사된 지층구조의 상이로 조정되었다. 그 결과 strut는 제1 환기구의 경우 지면하 4.0 m 지점부터 1.5~2.5 m 간격으로 7개단에 설치되었는데, 그중 7.7 m 지점부터 3~5 단 strut와

wale 사이에 load cell을 설치하였고, 제2 환기구의 경우 지면하 3.5 m 지점부터 2.5 m 간격으로 strut를 설치하였는데 load cell은 6.0 m, 11.0 m 지점의 2개 strut와 wale 사이에 설치하였다. strain gauge는 load cell 측정치와의 상관관계를 분석하기 위한 대표단면을 제외한 각단의 strut 중에서 load cell을 설치하지 않은 strut 부재상에 시점측 및 종점측으로 구분하여 2개를 설치하였다.

4.1.1 지반의 수평 변위 측정 결과

굴착작업전에 inclinometer를 매설하여 수직구 굴착이 완료한(170~280일 경과) 현 시점에서 지반의 수평변위량을 보면 no. 1 환기구의 경우 굴토깊이 4~12 m 지점에서 15.49~21.43 mm의 수평변위량을, 제2 환기구측은 굴착깊이 2~10 m 지점에서 2.91~5.96 mm의 수평변위량을 각각 나타내고 있고 기타 심도에서의 수평변위량은 크지 않은 것으로 나타났다. 이는 해당 strut 및 굴착심도별 벽체의 구성암, strut 설치시기와 수직간격, 지체와 벽체간의 층진여부 그리고 토피하중에 의하는 바 환기구별 심도별, 변위량은 Fig. 10과 같다.

4.1.2 strut 부재의 응력과 축력 측정 결과

굴착작업 이후 strain gauge를 strut에 설치하여 현재까지 70~240여일간 strut 부재의 응력을 측정함 바 그 결과는 다음과 같다.

no.1 환기구의 경우 2~5단 strut에 설치한 strain gauge의 응력치는 Fig. 11에서 보듯이 3~5 strut에서 $3.3 \sim 4.4 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ 의 가장 큰 값을 나타내고 있으며, 그 변화양상은 설치후 초기 1~2주간에 $1.3 \sim 2.3 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ 의 큰 변화를 보인후 상단 strut와 굴착심도간 이격거리의 대소, 하단 strut 설치시기, 지하수위 하강폭 등에 의하여 그 응력값의 큰 차이를 거듭하다가 점차 안정되는 추세로 변화되고 있었다.

no. 2 환기구의 경우 2, 4단의 strut에 strain gauge를 설치하였는 바 Fig. 12에서 보듯이 응력값은 현재 $1.8 \sim 3.0 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ 나타내고 있으며, 그 변화량은 초기(7~15일)에서 $0.5 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ 정도이었으며 그후 점증 내지 수렴 등의 현상이 반복되고 있었다 (Fig. 12).

load cell에 의한 strut 축력은 Fig. 13에서 보듯이 환기구 no. 1의 경우 굴착심도 8~12 m(3~5단 strut)에서 55~68톤의 가장 큰 값을 보이고 있으며, 축력의 변화추이는 설치초기 이후 30일까지 1주간별로 약

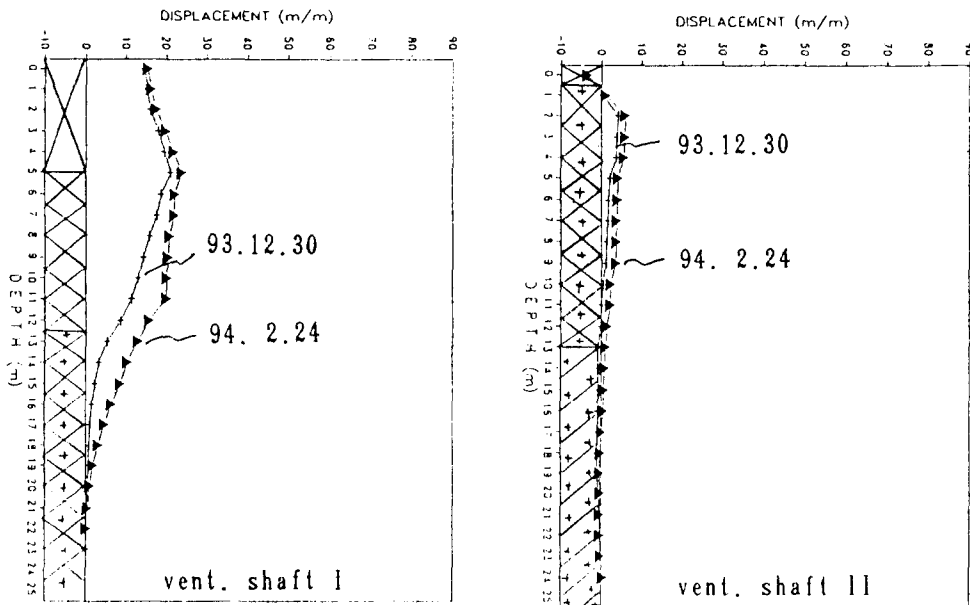


Fig. 10. Displacement measured by inclinometer.

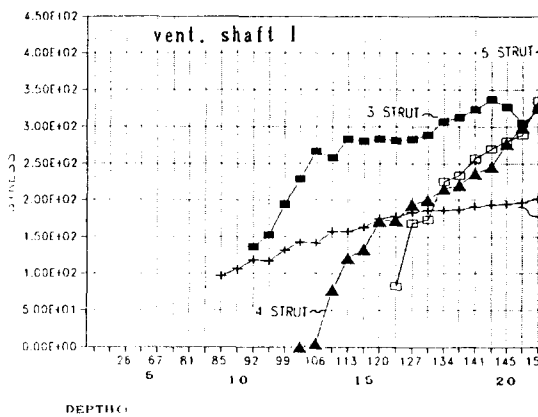


Fig. 11. Stress & strain on strut at vent. shaft I.

10~20톤이 증가하다가 굴착심도에 따라 하단 strut를 설치한 후 그 변화폭이 감소되는 현상을 보이고 있었다.

환기구 no. 2에서는 굴착심도가 6.0 m (2단)에서는 25톤인데 반하여 그 보다 낮은 4단의 strut에서 약 2.3톤의 축력값을 보이고 있는데 이는 벽체의 구성 지층이 경질의 기반암인 것에 기인되고 있다. 축력의 변화추이는 load cell 정착 이후 15일에서 약 7.0톤의 증감현상을 보이다가 그 후 완만한 점증현상을 보이면서 안정추세에 있다(Fig. 13).

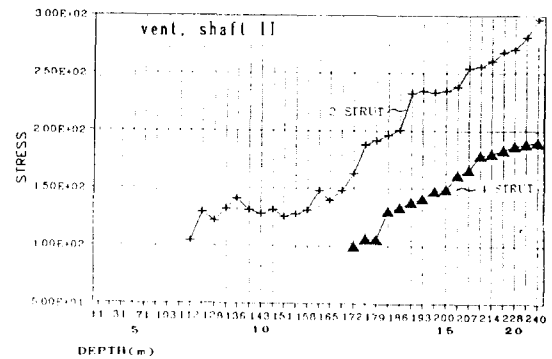


Fig. 12. Stress & strain on strut at vent. shaft II.

4.2 거동변형의 예측과 실측값 비교분석

본 지역에서 시추조사에 의한 토질조사, 토압계산 및 "FRAME" 프로그램에 의한 수치해석에 의하여 가설구조물이 설계되었으나 개착구 작업이 진행되면서 조사설계된 지층구조가 상이하였고 strut의 설치간격 및 시기도 당초 설계내역과는 다른점이 많았다.

따라서 가설구조물과 주변지반의 거동변형은 실제 상황에 부합되게 예측할 필요성이 대두되었고 공사중 체계적인 계측관리에 의거 필요한 조치를 취하고자 설계와 실제의 거동차이를 비교분석하였다.

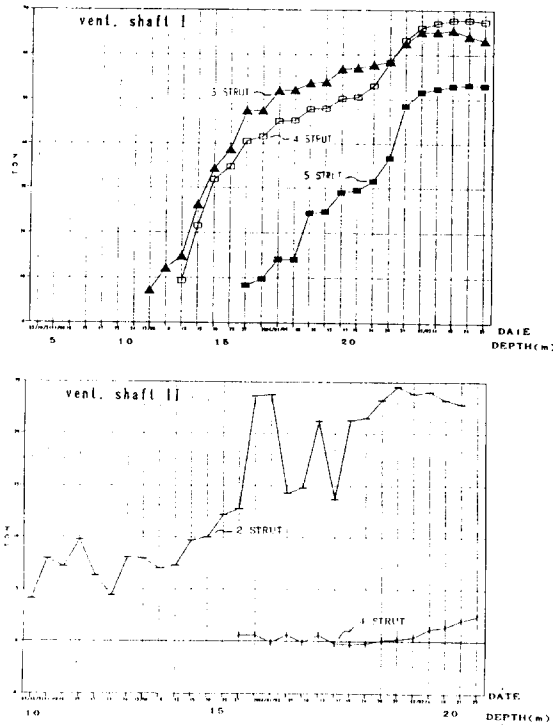


Fig. 13. Axial force by load cell instrument

4.2.1 수평 변위 예측과 실측값 비교 검토

수평변위에 대한 실측값과 예측값은 Fig. 14와 같이 도시되었다.

예측의 경우 설계 당시는 2개의 환기구(no. 1~2)를 구분하지 않고 굴착심도 총 26.4m에 구성지층은 지표면부터 자갈전석층, 풍화토, 풍화암 및 연암으로 보아서 풍화암까지는(16.4m) 수평변위를 해석하였고 연암층 구간은 Earth anchor를 시공하는 것으로 하여 해석에서 제외되었다.

설계당시의 수평변위 예측은 굴착심도 11.5 m 지점의 풍화토 및 풍화암 경계부에서 27.9 mm의 최대변위를, 지표면하 1.0 m 지점의 자갈전석층에서 16.1 mm의 수평변위를 예상하였다. 그러나 굴착공사가 진행되면서 표출된 구성지층이 설계당시 예상한 지층구성과 크게 상이하여 환기구별로 WALLAP 프로그램에 의하여 수평변위를 심도별로 예측하게 되었다. 그 결과 제 1 환기구의 경우 굴착심도 9~12 m 지점인 풍화토 내지 풍화암 구간에서 최대의 변위(31~37 mm)를 나타낼 것으로 예상하였고, 제 2 환기구는 지표면하 3~5 m 지점의 풍화암 내지 연암구간과 10~

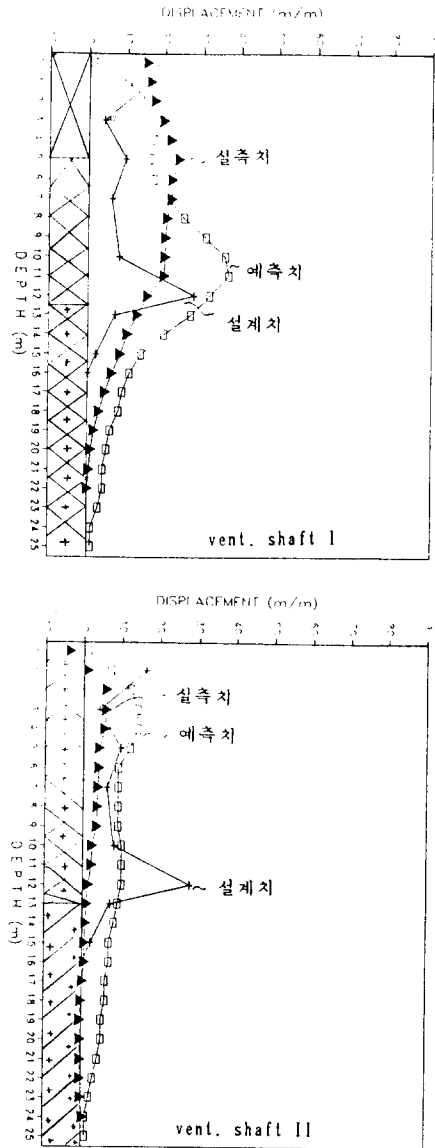


Fig. 14. Prediction & field measurement of displacement.

12 m 지점의 연암구간에서 최대 변위(10~14 mm)를 일으킬 것으로 예측되었다.

실측결과 수평변위는 제 1 환기구의 경우 굴착심도 3~10 m 구간의 풍화토층에서 19.73~23.74 mm의 변위를 나타내고 있었으며, 제 2 환기구의 경우 매립층 및 굴착심도 2~10 m 구간의 풍화암 내지 연암층에서 3.06~5.91 mm의 변위를 일으킨 것으로 되어 있다. 예측과 실측치의 차이는 설계시의 경우 구성지층과

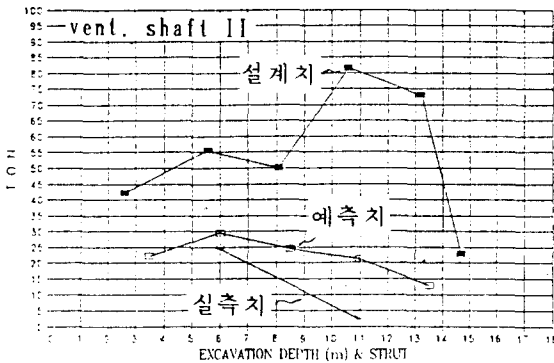
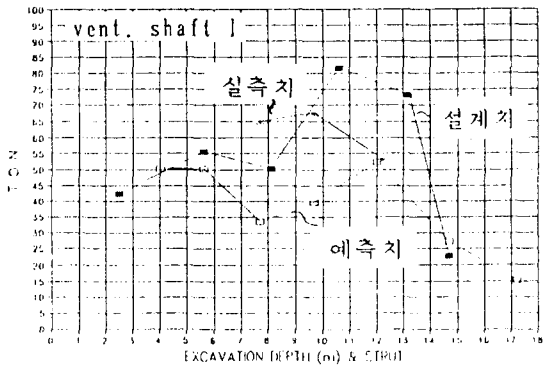


Fig. 15. Prediction and field measurement of axial force.

해석영역의 상이로 인하여 변위량과 폭이 심도별로 크게 다르게 나타난 것으로 판단되었으며, 굴착시공중 WALLAP 프로그램에 의거 예측한 경우 역시 실측치와의 차이를 나타내고 있는데 이는 strut 시공지연, H-pile간의 토류관 시공지연, 토류관과 벽체간의 충전미흡 그리고 rock bolt 시공에 기인된다고 생각된다.

4.2.2 strut 축력의 예측과 실측 비교

축력분포는 당초 설계시 제 1, 2 환기구의 경우 굴착심도 10.5 m(4단)과 13.0 m(5단)에서 최대축력은 83 톤, 73톤으로 예상되었다. 그 후 WALLAP 프로그램에 의거 모델링 결과 제 1 환기구는 굴착심도 5.5 m (2단), 12.2 m(5단)에서 각각 50.2톤과 52.5톤으로 최대축력을 나타내었고 기타 7.7 m 및 9.7 m 지점에서 33.5~39.7 톤으로 도시되었으나, 제 2 환기구의 경우 축력은 지표면하 6.0 m(2단) 지점에서 25.4톤으로 최대치를 기록하였고 8.5 m(3단) 지점에서 24.6톤으로 예상되었다. 따라서 이들 축력 예상치를 실측치와 비교하면 Fig. 15 와 같이 큰 차이를 보이고 있으나 최대 축력분포 추

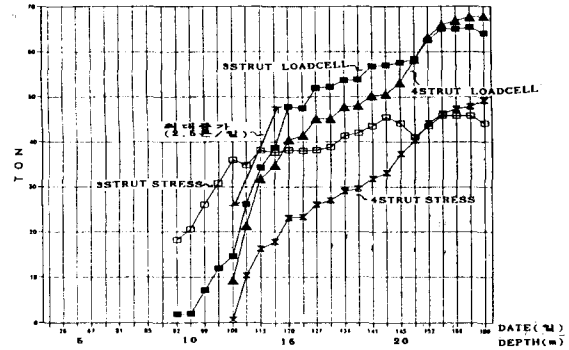


Fig. 16. Characteristics curve of stress & load cell on strut at vent. shaft I.

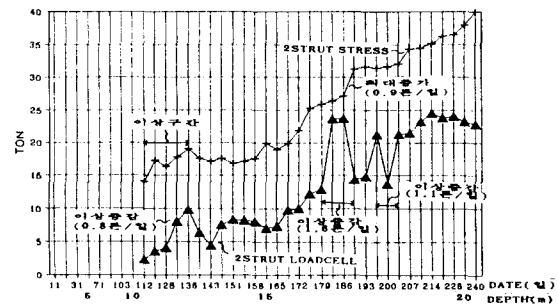


Fig. 17. Characteristics curve of stress & load cell on strut at vent. shaft II.

세와 지점은 당초 설계와 WALLAP 프로그램에 의한 축력예상과 유사한 경향을 보였고, 제 1 환기구에서 실측한 축력중 12.2 m (5단) 지점과 제 2 환기구에서 6 m(2단) 지점에서는 5.0~15.0톤의 차이를 보이고 있다.

이러한 차이는 굴착 및 strut의 시공순서와 방법의 차이, strut 대신 earth anchor 사용, 지하수위 유지간의 차이, strut 설치의 수직간격과 시공지연 등의 이유로 판단된다.

또한 당초 설계시의 경우 최종굴착심도를 16.4 m로 하였고 그 하부는 strut 대신에 earth anchor를 사용하는 것으로 하였고 지하수위는 지표면하 4.0 m에 유지하고 있는 것으로 보았으며 벽체의 구성치중 및 특성치도 제 1, 2 환기구 모두 동일시한 것에 기인된다고 사료된다.

WALLAP 프로그램에 의한 예측은 실제 시공한 순서 및 방법에 따라 strut 심도별로 하였고 지하수위는 수위계에 의한 계측치로 하였으며 벽체의 구성

Table 6. Field measurement vs management criterion

구 분	미 공병단 기준			안전 한계 기준(mm)		
	기준치	실측치	증 감	기준치	실측치	증 감
제 1 환기구	0.006	0.001	0.005	55	23.74	△31.26
제 2 환기구	0.002	0.0003	0.0017	22	5.91	△16.09

Table 7. Stability evaluation of field measurements with criterion

기준	구분	관리기준		비 교			평 가
		안 전	주 의	설계 및 예측값(A)	실측값(B)	A/B	
STRUT 축력(톤)	평가기준	$F_s > 1.2$	0.4~1.2	198	68	2.91	안 전
	허용기준	<10톤	10~20톤		10~		주 의
벽체의 변형(mm)		>1.2	0.4~1.2	37	23.74	1.56	안 전

지반 역시 실제지반이 갖는 대표적 물성치를 선택하였으나, strut 시공지연 등은 감안될 수 없었고 벽체와 지체 구조물간의 충전여부도 고려되지 않았기에 실측치와 큰 차이를 보이고 있다고 판단된다.

따라서 현실에 근접한 예측 및 설계를 위하여는 지반의 특성과 현장여건을 충분히 다각적인 검토가 있어야겠다.

4.3 거동변형의 안정성 평가

4.3.1 수평 변위량

경사계에 의한 배면토의 수평변위는 토류벽의 강성, 굴착지반의 특성 굴착심도 및 지하수등에 따라 많은 차이를 나타내고 있다.

일반적인 기준은 토류벽체의 높이와 수평 변위량의 비, 토류벽의 특성에 따른 최대 허용 변위량과 굴착심도의 관계 등을 고려하여 시행되고 있으며 아울러 변위량의 연속증가에 대한 관리기준에 따르고 있는 바 실측치를 이들의 안전기준과 비교 검토한다.

굴착작업과 가설구조물 설치 초기부터 완료시까지의 굴착심도별 지중수평 변위는 제 1 환기구에서 0.18 mm~23.74mm를 나타내고 있으며 제 2 환기구에서 -3.68 mm~5.91 mm으로 측정되었다.

이들 수평변위량은 벽체배면의 구성암종에 따라서 심도별로 큰 차이를 보이는데 이는 토류벽에 작용하고 있는 토압분포, 굴착작업방법, 버팀대 시공지연 및 지하수의 유출 등의 영향에 기인되는 것으로 판단되었다. 이들 수평변위량을 안정기준과 비교하면 Table 6에서 보듯이 환기구 모두가 0.2~0.6% (기준치)>

0.03~0.1% (실측치)로서 안전하였다.

또한 각 환기구별 최대변위의 연속증가량(7~10일간)은 0.68~0.8 mm로서 최대 변위량 및 이상변위량인 경우의 관리기준치 1~2 mm와 비교할 때 안전한 것으로 평가된다.

4.3.2 가설구조물의 축력 및 응력

버팀보의 축력과 응력은 load cell과 strain gauge에 의하여 배면토압의 변화를 예측함과 아울러 strut 구조물의 안정성을 평가한다.

strut의 축응력은 load cell에 의거 측정하거나 strain gauge에 의거 측정된 변형율을 strut 단면의 축력으로 환산하며, 응력-변형량은 strain gauge로 측정한다. 측정값의 평가기준은 축력에 있어서 축력의 변화를 초기치와 비교하여 정하며, 응력-변형률에 있어서는 설계시 토압 및 강재의 고유강도와 실측값의 비로서 안전도를 계산하여 관리하고 있다.

strut상에 실측된 축응력과 변형~응력값은 기준치와 비교하여 보면 축응력에서 안전도(F_s)= 2.91>1.2으로서 공사시 안전시공기준의 범주에 속하며, 축응력의 연속증감량은 1주일 단위로 하여 볼 때 굴착심도 9.7~12.2 m (제 1 환기구 strut 4~5단)에서 10톤 이상으로 증가되어 하단 strut 설치와 아울러 토류판과 벽체간에 이면충진, 락볼트 시공 등 보완조치를 하였다.

또한 벽체의 변형에서 $F_s=1.56>1.2$ 으로서 평가기준상 안전범주내에 있는 바 Table 7과 같다.

4.3.3 거동변형 특성

strut 상에 strain gauge를 부착하여 동 구조물내에

작용되고 있는 힘의 상태와 이로 인해 생기는 변형을 측정하고 strut와 wale 사이에 부착된 load cell에 의거 축력을 측정한다. 그 특성은 Fig. 16~17과 같다.

이들 거동변형의 특징은 동일지층에서 굴착 진행 속도, strut 설치시기 및 간격, 굴착심도 등 제영향 요인으로 큰 차이를 보이고 있어 대표적인 양상을 찾기 곤란하나 지층이 연질 및 경질암에 설치한 구조물의 축력 및 변형은 풍화도 및 풍화암에 비하여 크게 적은 것으로 나타났다.

strain gauge의 응력값에 의한 축력 환산값과 load cell 축력값의 차이는 작용 응력에 대한 측정방향의 1축과 3축의 차이, strain gauge의 V/W의 supports 간의 지지점 이완 등 설치상 미흡 등에 기인되는 것으로 판단되었다.

load cell 측정값의 이상증가량은 부재에 대한 낙하물 및 발파영향, 지층경계부, 설치위치 부적정 등의 영향에 의하여 국부적으로 1.5~3.5톤/일 으로 나타났으며 최대증가량은 load cell 설치후 초기에 직하부의 발파영향에 의하여 2.5톤/일 정도로 보이다가 하단 strut를 설치한 후 그 증가량이 점감되면서 수렴하여 예상치 범위내에 있는 것으로 나타났다.

5. 결 론

부산지하철 220공구의 개착구간에서 지표면하 굴착작업이 진행되면서 strut의 축력 및 변형 지하수위 그리고 인접구조물의 영향 등을 파악하고자 총 7개 항목의 계측기기를 설치하였다.

그 중 환기구 주변의 지반과 지체구조물에 설치한 계측장치를 중심으로 하여 계측결과에 의거 지반 및 구조물의 거동변형을 검토한 바 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 벽체 주변 지반과 구조물에 대한 거동변형의 계측결과 수평변위는 제 1, 2 환기구의 굴착심도(H) 중 0.2~0.6 H 구간의 풍화도, 풍화암 및 각 지층의 경계부에서 각기 최대 변위량 23.74 mm, 5.91 mm를 나타내고 있으며, 동 환기구의 strut에 작용하는 축력 및 응력은 상기 심도에 근접한 지점에서 각기 68톤 및 25톤, $1.8 \sim 4.4 \times 10^2 \text{ kg/cm}^2$ 을 보이고 있었다.

2) 거동변형에 대한 예측은 설계시의 경우 풍화토 구간 (0.5~0.6 H)에서 27.9 mm의 최대 수평 변위와 82톤의 최대축력을 보이고 있었으며 실제 시공순서

및 방법에 따라 WALLAP 프로그램에 의거 해석한 결과는 동 환기구에서 각기 수평변위 37 mm, 14 mm와 축력 52.5톤, 25톤을 나타내었다.

3) 현장계측치를 예측치와 비교하여 보면 많은 차이를 나타내고 있는데 이는 실제굴착과 strut 시공순서 및 방법의 차이, 지하수 유지수위의 차이, strut 설치의 수직간격 및 시공지연 그리고 지체와 벽체 간의 이면 충전여부등 현장상황의 변화에 따른 영향에 기인되는 것으로 판단되었다.

4) 현장계측치를 거동변형의 안정한계기준과 비교한 바 지반의 수평변위 및 strut 축응력값은 모두 안정권에 있다고 판단되나 축응력의 연속 증감량으로 볼 때 제 1 환기구의 9.7~12.2 m지점 4~5단 strut에서 안전범위를 초과하고 있었다.

5) 각 strut에 설치한 load cell과 strain gauge간의 관계설정, 수평변위에 의한 토압계산 등은 다층구조의 지반과 계측기 설치수량의 제한 등으로 대표성이 결여된다고 판단되어 차후 연구검토키로 하였다.

참 고 문 헌

- 1) 김상근 외, 토목 가설구조물의 해설 건설문화사 '93. p. 129-195.
- 2) 한응교 "스트레인 게이지" 보성문화사 1983.
- 3) 이종규 외 "다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포", 한국지반공학회지 제9 권 제 1 호 1993. 3 p. 59-68.
- 4) 박광준 "지반거동 파악을 위한 체계적인 계측", 지반계측 93년도 학술발표집 1993, p. 55-69.
- 5) Ieen-Shang Lim "Prediction of the behavior of a deep braced excavation", Geotechnical Engineering, June 1~4, '93 NO. 5.40 p. 831-836.
- 6) Z.C. Moh "Earth pressures on walls of a deep excavation", Geotechnical Engineering St. Louis Missouri, June 1~4, '93 NO. 5.44 P, 837-842.
- 7) R. Komatsu "Analysis of behaviour of ground & piles during excavation, eleventh southeast asian geotechnical conference, 1993 Singapore p. 733-738.
- 8) Wanchai reparaksa, "Behaviour of deep excavation using sheet pile behavior system in soft bankok clay" Geotechnical engineering. St. Louis, Missouri June 1~4, '93 NO. 5.21 p. 745-750.
- 9) P.A. Ferguson etc. "Geotechnical instrumentation in practice" Thomas telforce, London 1989.

- 10) L.W. Tunbridge & K. Qien, "The advantage of vibrating-wire instruments in geomechanics" 2nd international symposium of field measurements in geomechanics, 1988. p. 3-16, p. 43-58.
- 11) John Dunnycliff, "Geotechnical instrumentation for monitoring field performance", A wiley-interscience publication, 1988, p. 250-267, p. 297-325.
- 12) John B. Mcrae & Tony Simmonds, "Long-term stability of vibrating wire instruments: one manufacture's perspective A. A Bulkema, Rotterdam, Brookfield, 1991, p. 283-293.
- 13) Zhu. Weishen etc, "Prediction deformation & stability of a large power plant under construction by monitoring in openings" A. A Bulkema, Rotterdam, Brookfield, 1991, p. 377-386.