

원형수직구에 설치된 강성벽체에 작용하는 토압산정방법

Earth Pressure Equation Acting on the Cylindrical Diaphragm Wall in a Shaft

공진영¹ Kong, Jin-Young

신영완² Shin, Young-Wan

황의성³ Hwang, Yi-Sung

천병식⁴ Chun, Byung-Sik

Abstract

On plane strain condition, many researchers have investigated the earth pressure according to the shape of wall, and standardized method has been applied to the design of the retaining wall. But on cylindrical diaphragm wall, at-rest earth pressure has been generally used. Even though this method is on conservative side, it may lead to over-design. In this paper, the application of convergence confinement method to the calculation of the earth pressure acting on the cylindrical diaphragm wall of a shaft was suggested. In addition, a model test was carried out to investigate the distributions of earth pressure. Model test results show that the earth pressures of diaphragm wall are about 1.4 times larger than active earth pressure and about 0.8 times less than at-rest earth pressure.

요 지

평면변형조건의 벽체에 작용하는 토압은 벽체의 형태에 따라 많은 연구가 수행되어 거의 통일된 방법이 설계에 사용되고 있다. 그러나, 일반적으로 지중연속벽(diaphragm wall)공법에 의해 시공되는 원형수직구 벽체에 작용하는 토압은 정지토압을 적용하여 설계하고 있어 안전측이지만 과다한 단면설계를 수행하고 있다. 본 연구에서는 사질토지반에 설치된 원형수직구의 지반-구조물 상호작용에 의해 강성벽체에 작용하는 평형토압을 산정하기 위해 변형구속법의 적용을 제안하였다. 또한, 원통형벽체 모형실험을 통하여 벽체에 작용하는 토압분포를 확인하였다. 실험결과 토압은 주동토압보다 약 1.4배 크고 정지토압보다 0.8배 작았으며, 변형구속법에 의한 예측값과 전반적으로 잘 일치하였다.

Keywords : Convergence confinement method, Earth pressure equations, Diaphragm wall, Stress relief

1. 서 론

하저 또는 해저에 장대터널 건설시 환기용 또는 공사용 수직구의 건설이 필요하다. 또한, 지하철이나 전력구 터널 등 도심지에 터널을 건설하기 위해 수평터널에 접근하기 위한 수직구, 지하 양수발전소나 유류비축지의 수직터널, 또는 도로나 철도터널 등 교통터널의 환기용 수직구 등 수직구 시공의 필요성은 매우 많다.

이러한 수직구는 공간이용의 비효율성에도 불구하고 직사각형 모양보다는 원형단면으로 설계 및 시공되고 있다. 이는 원형단면에서 발생하는 아칭효과로 인하여 벽체에 작용하는 토압이 훨씬 감소하는 장점이 있기 때문이다(Szechy, 1966).

국외에서는 1900년대 중반부터 Auld(1979)와 Bell(1982)이 수직구 콘크리트라이닝 설계를 위한 탄성 및 소성설계법을 제안하였고, 정수압이 작용하는 것으로 가정하여 콘크

1 정회원, 한양대학교 대학원 토목공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Hanyang Univ.)

2 정회원, (주)하경엔지니어링 터널지반부 상무 (Member, Managing Director, Hakyong Engrg. Co., Ltd.)

3 한양대학교 대학원 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Engrg., Hanyang Univ.)

4 정회원, 한양대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Hanyang Univ., hengdang@unitel.co.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2009년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

리트 라이닝 두께 결정방법을 제안하였다. Roesner(1983)는 암반분류에 의한 하중결정 후 라이닝 두께 결정방법을 제시하였으며 Bruneau(2003) 등은 암반 수직구 벽체에 대한 단층의 영향을 계측 및 수치해석을 통해 연구하였다.

그 밖에 Talobre(1957), Savin(1961), Ostrowsk(1972), Wilson(1972), Ladanyi(1974), Abel(1979), Coates(1981) 등은 암반내 수직구 라이닝에 작용하는 하중에 대한 연구를 수행하였다. Britto와 Kusakabe(1982, 1983)는 연약 점토지반에서 축대칭 무지보 굴착시의 안정에 대하여 파괴면 형상을 네가지로 구분하고 안정수 개념을 도입하여 각각에 대한 굴착한계깊이 결정방법에 대해 연구하였다. 사질토지반에서 설치된 원통형 벽체에 작용하는 토압에 관한 연구는 Terzaghi(1943), Karafiath(1953), Steinfeld(1958), Prater(1977), Müller-Kirchenbauer(1980) 등, Wong(1986, 1988) 등에 의해 수행되었다.

그러나, 기존의 원형수직구 흙막이벽에 대한 대부분의 연구는 엄지말뚝과 토류벽콘크리트와 같은 벽체의 주동 변위 발생을 허용하는 연성벽체에 대한 것으로 지반과 구조물의 상호작용에 의한 거동이 예상되는 diaphragm wall과 같은 강성벽체에 대한 작용하중에 대한 연구는 미흡한 실정이다. 또한, 현재 대부분의 경우 설계단계에서는 강성벽체로 시공되는 원형벽체의 경우는 정지토압이 작용하는 것으로 간주하여 단면설계를 수행하는 것이 일반적이다. 이는 안전측일 수는 있으나 최적설계를 위한 합리적인 방법은 되지 못한다. 따라서, 본 연구에서는 지반에 대하여 상대적으로 강성이 큰 원형벽체에 작용하는 지반-구조물 상호작용에 의한 평형토압산정방법을 제안하고 모형실험을 통하여 그 적용성을 검증하고자 한다.

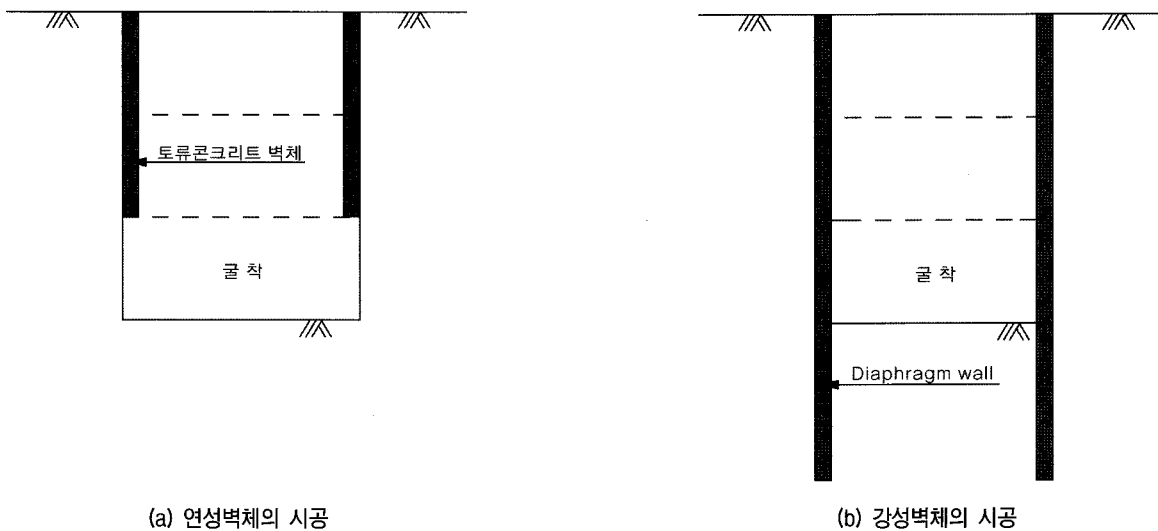


그림 1. 시공방법 및 강성에 따른 벽체의 분류

표 1. 강성에 따른 대표적인 벽체의 분류

항목	공법	엄지말뚝 + 토류판(토류벽 콘크리트)	지중연속벽 (diaphragm wall)
개요도			
장단점		<ul style="list-style-type: none"> ① 벽체 강성이 작음 ② 별도의 차수공법이 필요 ③ 토사 및 풍화암층 적용가능 	<ul style="list-style-type: none"> ① 벽체강성이 커 구조적으로 안정함 ② 단면이 크고 품질관리가 확실하며 확실한 차수가 가능 ③ 모든 지층에 적용가능
굴착순서		<ul style="list-style-type: none"> ① 엄지말뚝 시공 ② 한계 굴진장까지 굴착 ③ 토류판 및 토류콘크리트 시공 ④ 계획심도까지 ②에서 ③과정 반복 	<ul style="list-style-type: none"> ① 일정심도까지 벽체시공을 위한 굴착 ② 슬러리 주입 하에서 굴착완료 ③ 철근콘크리트 벽체 시공 ④ 계획단면까지 ①에서 ③과정 반복 ⑤ 수직구 내부 굴착

2. 시공방법 및 강성에 따른 원형수직구 벽체의 분류

일반적으로 원형수직구에 설치되는 벽체를 시공방법에 따른 지반이완 정도와 벽체 강성에 따라 분류하면 그림 1 및 표 1과 같다.

수직구 주변에 지표침하에 의한 근접구조물이 없는 경우 가장 일반적으로 사용되는 벽체구조물은 엄지말뚝+토류벽 콘크리트이다. 이 공법은 그림 1의 (a)에서 보는 바와 같이 약 1.5~2m의 일정 깊이로 굴착을 하고난 후 토류콘크리트를 타설하여 양생되기까지 지반은 벽체안 쪽으로 밀리게 되므로 주동변위가 발생하게 된다. 반면 그림 1의 (b)와 같이 diaphragm wall의 경우 지반을 굴착하기 전에 지중에 강성이 상대적으로 큰 콘크리트 벽체를 시공한 후 굴착을 수행하게 되므로 지반이완은 미소하게 발생할 것이다. 즉, 엄지말뚝과 토류판 또는 토류벽 콘크리트를 사용하는 벽체의 경우는 굴착과 벽체설치를 반복함으로써 주변지반 변위가 상당히 크게 발생하므로 주동토압조건이 될 것이며, diaphragm wall과 같은 지중연속벽은 지중에 벽체 시공 후 굴착을 함으로써 주변지반의 변위를 거의 허용하지 않을 것이고 벽체 강성도 상대적으로 크므로 벽체강성과 지반강성에 따른 지반-구조물 상호작용에 의한 평형토압 조건이 될 것이다.

표 1은 원형수직구 벽체의 시공에 대표적으로 많이 사용되는 공법인 엄지말뚝+토류벽 콘크리트와 지중연속벽 공법의 특징을 비교한 내용이다.

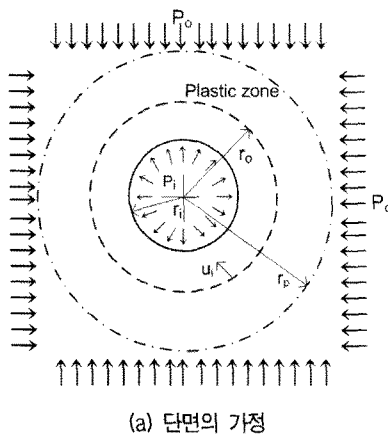
3. 지반-구조물 상호작용을 고려한 평형토압 산정 방법

지반-구조물 상호작용 개념을 고려한 변형구속법(CCM,

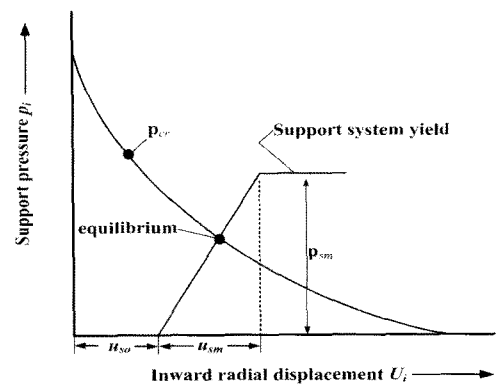
convergence confinement method)은 균질하고 등방성인 정수압 상태의 암반에 원형터널 굴착시 주변암반은 탄성소성체로 거동한다고 가정하여 터널 지보재에 작용하는 하중과 변위를 산정하는 해석적 방법이다(Hoek 등, 1980). 변형구속법은 굴착에 따른 지반변위를 나타내는 지반반응곡선과 지보재에 작용하는 하중과 변위를 나타내는 지보재특성곡선, 종단변위를 나타내는 종단변형 곡선으로 구성된다(이인모, 2004). 지반반응곡선은 지반과 지보재 간에 작용하는 압력비인 강성비, 지보재 설치전에 발생된 벽체변위인 초기벽체변위, 지보재의 항복응력인 최대지보압, 터널 붕괴시 벽체변위인 최대벽체변위라는 4개의 변수로 구성된다(Oreste, 2003). Carranza-Torres 등(2000)은 변형구속법은 주로 수평터널에 이용하지만 연직의 수직구나 원형공동에도 적용할 수 있다고 언급하였다.

그림 2는 변형구속법의 개념도를 나타내고 있다. 터널굴착 후 지보재가 설치된 즉시 그 단면에서는 영구적인 토압이 작용하지는 않는다. 굴진면 주변에서 재분배된 응력은 굴진면 전방의 미굴착지반에서 지지하고 나머지가 지보재에 전달된다. 설치된 지보재로부터 굴진면이 멀어짐에 따라 이러한 ‘굴진면 효과(face effect)’는 감소하여 지보재는 점차 영구적인 하중에 접근하는 토압을 받게 된다. 즉, 지보재에 작용하는 하중은 지반과 지보재의 상호작용에 의해 결정된다. 최종적으로 굴진면이 충분히 진행되면 지보재는 영구적인 하중을 지지하게 된다(Carranza-Torres 등, 2000).

변형구속법에 따르면 정수압을 받는 원형터널에서 Mohr-Coulomb 항복기준에 근거하는 지반의 변위는 탄성변위 u_{ie} 와 소성변위 u_{ip} 로 구분하여 다음과 같이 나타낸다.



(a) 단면의 가정



(b) 지반반응곡선 및 지보재 특성곡선

그림 2. 변형구속법 개념도(Duncan Fama, 1993)

$$u_{ie} = \frac{r_o(1+\nu)}{E_g} (P_o - P_i) \quad (1)$$

$$u_{ip} = \frac{r_o(1+\nu)}{E_g} 2(1-\nu)(P_o - P_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_o}\right)^2 - (1-2\nu)(P_o - P_i) \quad (2)$$

여기서, $\frac{r_p}{r_o} = \left[\frac{2P_o(K-1) + \sigma_{cm}}{(K+1)(K-1)P_i + \sigma_{cm}} \right]^{\frac{1}{K-1}}$

P_i : 터널내압

P_{cr} : 한계지보압($= \frac{2P_o - \sigma_{cm}}{1+K}$)

ν : 포아송비

$$K = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

E_g : 지반탄성계수

σ_{cm} : 지반일축압축강도($= \frac{2c \times \cos\phi}{1 - \sin\phi}$)

r_o : 터널반경

P_o : 초기지중응력

r_p : 터널소성반경

지보재에 작용하는 최대 지보압력은 외력을 받는 두꺼운 원형관의 이론을 적용하여 다음 식과 같이 나타낼 수 있다(Hoek 등, 1980).

$$P_{smax} = \frac{1}{2} \sigma_{c,con} \left[1 - \frac{r_i^2}{(r_i + t_c)^2} \right] \quad (3)$$

여기서, $\sigma_{c,con}$ 은 지보재의 일축압축강도로서 $E_s \cdot (u_i/r_i)$ 로 표현할 수 있고, 최대 지보압력 P_{smax} 를 P_i 로 바꿔 표현할 수 있다. 또한 t_c 는 지보재의 두께로 $r_i + t_c = r_o$ 이므로 식 (3)은 식 (4)로 표현된다.

$$P_i = \frac{1}{2} E_s \frac{u_i}{r_i} \frac{[r_o^2 - r_i^2]}{r_o^2} = \frac{E_s u_i}{2r_i} \left[1 - \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^2 \right] \quad (4)$$

식 (4)를 지보재변위 u_i 에 대해 정리하면 식 (5)와 같다.

$$u_i = 2 \frac{r_i}{E_s} \frac{r_o^2}{[r_o^2 - r_i^2]} P_i = \frac{P_i}{E_s} \frac{2r_i}{\left[1 - \left(\frac{r_i}{r_o}\right)^2 \right]} \quad (5)$$

터널의 전체변위는 초기변위 u_{i0} 와 지보재변위 u_i 의 합으로 표현할 수 있다. Diaphragm wall의 경우 벽체가 이미 시공된 상태에서 굴착이 이루어므로 초기변위는 거의 0으로 볼 수 있다. 만약 슬러리를 주입한 후 콘크

리트벽체가 양생되는 과정에서 발생할 수 있는 미소한 지반이완을 고려하고자 한다면 초기변위를 설정하면 될 것이나 그 크기는 예측하기 곤란하므로 무시하는 것이 설계측면에서는 안전측으로 간주할 수 있다.

지반과 지보재가 평형을 이룰 때 지보재에 작용하는 지보압 P_i 는 식 (1) 또는 (2)와 식 (5)를 동시에 만족한다. 즉, 식 (1) 또는 (2)와 식 (5)를 동시에 만족하는 지보압 P_i 가 벽체에 작용하는 토압이 된다. 지반과 구조물이 상호 평형을 이룬다는 의미에서 이 지보압 P_i 를 평형토압 P_{eq} 이라고 할 수 있으며 이 평형토압이 벽체에 작용하는 토압이 된다.

지반과 지보재가 탄성영역에서 혹은 소성영역에서 평형을 이루는지는 지반반응곡선과 지보재곡선을 그려 보면 알 수 있다. 탄성영역에서 평형을 이룬다면, 식 (1)과 식 (5)를 동시에 만족하므로 다시 정리하면 식 (6)과 같이 평형토압 P_{eq} 를 평형토압계수 K_{eq} 와 초기지중응력 P_o 의 곱으로 표현할 수 있다.

$$P_{eq} = \frac{(1+\nu)(r_o^2 - r_i^2)E_s}{2r_i r_o E_g + (1+\nu)(r_o^2 - r_i^2)E_s} P_o = \frac{(1+\nu)\left(1 - \frac{r_i^2}{r_o^2}\right)E_s}{2\frac{r_i}{r_o}E_g + (1+\nu)\left(1 - \frac{r_i^2}{r_o^2}\right)E_s} P_o = K_{eq} P_o \quad (6)$$

여기서,

$$K_{eq} = \frac{(1+\nu)(r_o^2 - r_i^2)E_s}{2r_i r_o E_g + (1+\nu)(r_o^2 - r_i^2)E_s} = \frac{(1+\nu)\left(1 - \frac{r_i^2}{r_o^2}\right)}{2\frac{r_i}{r_o} \frac{E_g}{E_s} + (1+\nu)\left(1 - \frac{r_i^2}{r_o^2}\right)}$$

K_{eq} 의 분모를 보면 지보재의 변형계수가 지반보다 월등히 크거나, 외경 r_o 가 내경 r_i 보다 월등히 크다면 K_{eq} 는 약 1임을 알 수 있다. 즉, K_{eq} 는 지반과 지보재의 변형계수비, 수직구의 내경과 외경의 비에 의해 결정된다.

만약 초기변위 u_{i0} 를 고려한다면 식 (6)은 다음 식 (7)과 같이 표현할 수 있다.

$$P_{eq} = \frac{(1+\nu)(r_o^2 - r_i^2)E_s}{2r_i r_o E_g + (1+\nu)(r_o^2 - r_i^2)E_s} P_o - \frac{(r_o^2 - r_i^2)E_g E_s}{2r_i r_o^2 E_g + r_o(1+\nu)(r_o^2 - r_i^2)E_s} u_{i0} = K_{eq} \left(P_o - \frac{E_g}{r_o(1+\nu)} u_{i0} \right) \quad (7)$$

지반과 지보재가 소성영역에서 평형을 이루는 경우 변위는 식 (2)와 식 (5)를 동시에 만족해야 한다. 지반이 소성상태에 도달한 경우 소성영역에서의 평형토압은 시행오차법에 의한 계산이 필요하다. 수압을 고려할 경우 별도로 고려하면 된다.

4. 모형실험

본 절에서는 원형수직구의 강성흙막이 벽체에 작용하는 평형토압을 예측하는 변형구속법의 적정성을 확인하기 위해 모형실험을 실시하였다. 원통형벽체 표면에 변형률게이지를 접선방향으로 부착하여 굴착에 따른 접선방향 변형률을 측정하였고, 이를 토압으로 환산하는 과정을 거쳤다.

4.1 모형실험장치 및 모형지반

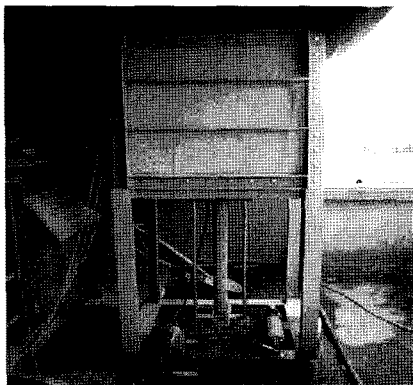
본 연구에서 실험에 사용된 토조는 가로 85cm, 세로 85cm, 높이 75cm의 크기로 제작되었다. 실험 중 발생할 수 있는 토조의 변형을 방지하기 위하여 두께 10mm의

강판을 두 겹으로 설치하여 외형을 제작하였고 측면을 철판으로 보강하였다(그림 3).

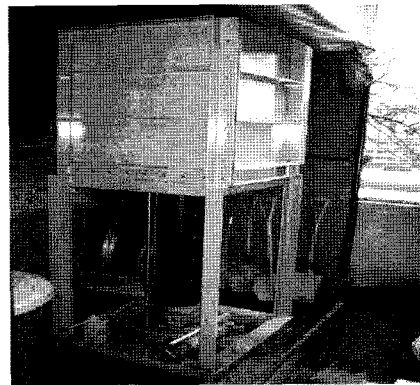
수직구 굴착단계를 모사하기 위하여 토조 하부에 피스톤을 설치하였다(그림 3(b) 참조). 토조에 모래를 강사한 후 피스톤을 천천히 하강시키면서 벽체 변형률을 측정하여 굴착단계에 따른 변형률 변화 및 토압 분포를 측정할 수 있도록 하였다. 피스톤은 토조 하부에 설치된 유압잭으로 상승, 하강이 가능하도록 제작하였다. 피스톤의 하강속도는 토조하부에 설치된 유압잭을 이용하여 3cm/min으로 조정하여 매 15cm 굴착 후 변형의 수렴을 위하여 5분 동안 유지하였다(그림 4 참조).

모형벽체는 그림 3(c), (d)와 같이 수직구 형상을 모사하였으며 외경 23cm, 내경 22.4cm, 두께 3mm, 높이 75cm의 아크릴로 제작하였다. 일반적으로 토사지반에 시공되는 원형수직구는 반경 5m내외, 깊이 20~40m이고 이를 벽체형상비로 환산하면 $H/R=4.0\sim 8.0$ 이다. 따라서 원통형벽체의 형상비를 고려하여 아크릴 파이프의 직경과 높이가 $H/R=4.0\sim 8.0$ 인 범위에 포함되게 벽체를 제작하였다.

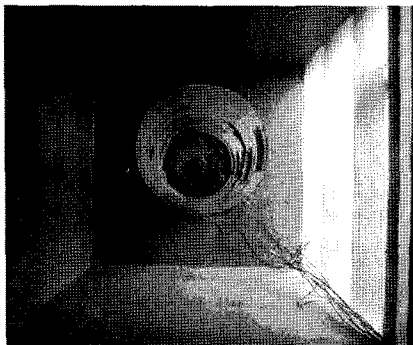
모형지반 조성시 토조내부의 육안관찰을 위하여 전



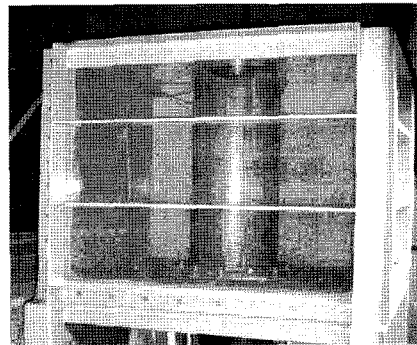
(a) 모래를 채운 토조



(b) 토조 전경

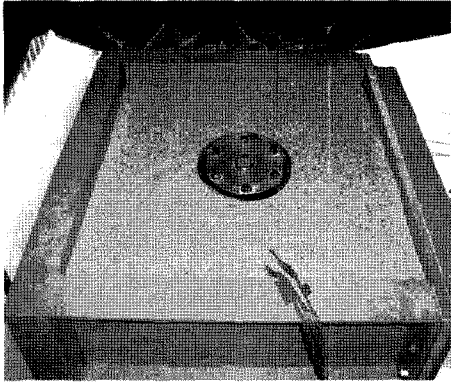


(c) 토조 내부

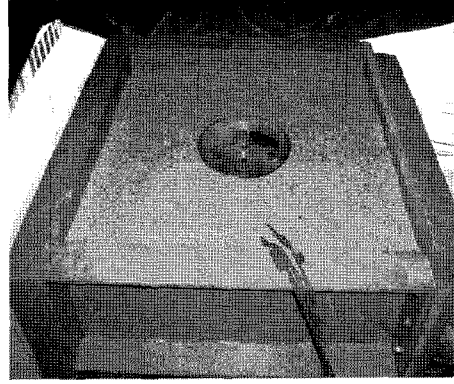


(d) 벽체가 거치된 전경

그림 3. 모형토조



(a) 피스톤 정지



(b) 피스톤 하강

그림 4. 피스톤 작동

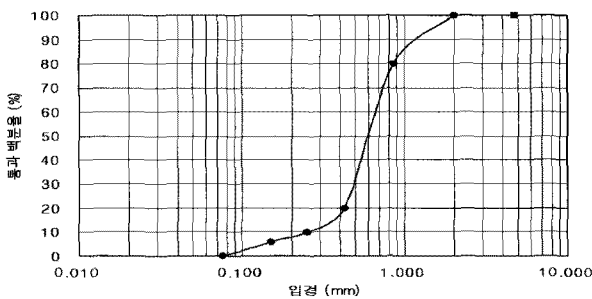


그림 5. 모형지반의 입도분포 곡선

면판은 투명한 아크릴 판으로 제작하였으며 강재를 보강하여 변형을 억제하도록 하였다. 특정 깊이에서 발생하는 변형률과 토압분포를 측정하기 위해 벽체는 15cm 씩 5등분하여 각 요소에 변형률 게이지를 부착하였다. 변형률게이지는 15cm 높이마다 3개씩 부착하고 각각 120° 각도를 이루도록 하였다. 측정 및 데이터 수집장치는 이동식 TDS-303(TML portable data logger) 데이터로거를 사용하였다. 모형지반 조성을 위해 사용된 모래는 한강 하류에서 채취하여 공기 중에서 햇빛에 건조시킨 모래를 사용하였으며 사용된 모래의 입도분포 및 물리적 특성은 그림 5 및 표 2와 같다.

사용된 모래는 입경 1.0mm이하이고 중량 백분율이 85%이상인 비교적 가는 모래이며, 세립분이 거의 없는 깨끗하고 비교적 둥근 입자와 모난 입자가 적당히 섞인 모래로서 통일분류법상 SP로 분류되었다. 모형지반은 모래커튼 방법을 이용한 모래포설법으로 조성하였으며 낙하고는 1.0m로 일정하게 유지하였다. 깊이별로 모래포설 전에 알루미늄 캔을 층당 2개씩 총 5층에 매설한 후 단위중량을 측정하여 상대밀도의 균질성을 확인하였다. 지반의 탄성계수는 3개 시료의 CU실험결과에서 평균값을 취했으며 할선탄성계수이다. 표 2의 물성을

표 2. 모형지반 사용모래와 모형벽체의 특성

모형지반 사용모래의 특성	
비중(G_s)	2.64
균등계수(C_u)	2.52
곡률계수(C_c)	1.46
최대건조단위중량(γ_{dmax})	17.0kN/m ³
최소건조단위중량(γ_{dmin})	14.3kN/m ³
실험건조단위중량(γ_d)	16.1kN/m ³
상대밀도(D_r)	70%
통일분류법	SP
내부마찰각(ϕ)	41.6°
점착력(c)	0.0kPa
지반의 탄성계수(E_g)	20MPa
모형벽체의 특성	
내경(m)	0.112
외경(m)	0.115
탄성계수(MPa)	3,400
일축압축강도(MPa)	55.8
포아송비	0.2

이용해 식 (6)을 산정하였다.

4.2 모형실험에서 측정된 접선방향 변형률을 이용한 토압산정방법

직접적으로 토압을 측정하는 계측기로는 토압계가 있지만 계측의 신뢰도가 낮은 것으로 알려져 있다(한국지반공학회, 2001). 대신에 변형률값이 미소한 경우 응력과 변형률간 관계식이 성립된다. 따라서 본 연구에서는 모형실험을 통하여 측정된 변형률을 Obert 등(1967)이 제안한 thick-walled cylindrical theory의 응력-변형률 관계식을 사용하여 토압으로 환산하였다.

Obert 등(1967)은 균등한 압력을 내측과 외측에서 받

는 원형실린더(uniform pressure on inside and outside of a thick wall cylinder)에 작용하는 반경방향응력 σ_r , 접선방향응력 σ_θ 을 수식으로 나타내었다.

$$\sigma_r = \frac{a^2 P_a - b^2 P_b}{b^2 - a^2} + \frac{1}{r} \frac{a^2 b^2 (P_b - P_a)}{b^2 - a^2} \quad (8)$$

$$\sigma_\theta = \frac{a^2 P_a - b^2 P_b}{b^2 - a^2} - \frac{1}{r} \frac{a^2 b^2 (P_b - P_a)}{b^2 - a^2} \quad (9)$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad (10)$$

$$u = \frac{1}{E(b^2 - a^2)} [(a^2 P_a - b^2 P_b)(1 - \nu)r - \frac{a^2 b^2 (P_b - P_a)}{r} (1 + \nu)] \quad (11)$$

- 여기서, σ_r : 반경방향응력
- ν : 포아송비
- σ_θ : 접선방향응력
- u : 반경방향변위
- a : 실린더 내경(=r_i)
- P_a : 실린더 내벽에 작용하는 압력
- b : 실린더 외경(=r_o)
- P_b : 실린더 외벽에 작용하는 압력(=P_{eq})

만약 실린더 내부에 작용하는 압력이 0인 경우, 실린더 외벽에 작용하는 압력 P_b를 P_{eq}로 바꿔서 표현하면 접선방향 변형률 ϵ_θ 를 이용해 P_{eq}를 식 (12) 및 (13)에 의해 산정할 수 있다.

$$\epsilon_\theta = \frac{\sigma_\theta - \nu\sigma_r}{E} = \frac{P_{eq} r_o^2}{E_s (r_o^2 - r_i^2)} [(1 - \nu) + \frac{r_i^2}{r_o^2} (1 + \nu)] \quad (12)$$

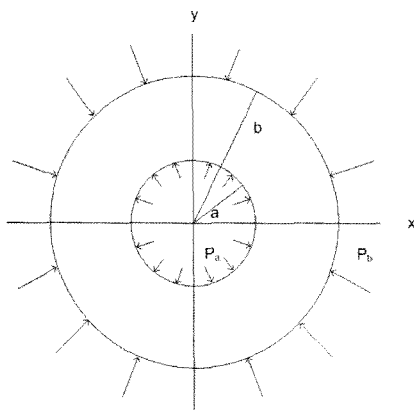


그림 6. 균등한 압력을 안과 밖에서 받는 원형실린더(Obert 등, 1967)

$$P_{eq} = \frac{E_s (r_o^2 - r_i^2)}{[r_o^2(1 - \nu) + r_i^2(1 + \nu)]} \epsilon_\theta \quad (13)$$

5. 실험결과 분석 및 고찰

그림 7 및 표 3은 굴착에 따른 깊이별 토압분포의 변화를 보여주고 있다. 모형실험에서 측정된 토압은 변형구속법으로 예측한 토압보다 다소 작으나 전반적으로 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 상부로부터 굴착이 진행됨에 따라 하부벽체에 작용하는 토압이 점차 증가함을 알 수 있다. 이는 서론에서 언급한 ‘굴진면 효과’에 기인한 것으로 굴진면이 하부로 진행됨에 따라 지반응력의 재분배로 최종적인 토압에 근접하는 하중이 작용한다는 변형구속법의 개념과 잘 일치하는 모습을 보여주고 있다.

한편, 가장 하부의 토압이 직 상부의 토압보다 작게 측정되었는데 이는 지반과 모형토조 바닥면과의 마찰에 기인한 것으로 판단된다. 이러한 거동은 실제지반의 ‘굴진면 효과’를 나타내는 것으로 굴진면이 모형토조 바닥부에 위치함으로써 토압을 굴착되지 않은 굴진면 부분이 지지함으로써 최하단부 벽체에 작용하는 하중이 그 상부보다 작은 것으로 판단할 수 있다. 따라서, 바닥의 굴진면 근처에서는 변형구속법에 의한 예측토압이 오히려 보수적인 값을 나타내는 것으로 판단할 수 있다.

변형구속법에 의한 평형토압은 예측토압과 전반적으로 잘 일치하였으며 52.5cm 깊이를 기준으로 정지토압의 약 82%, 주동토압의 약 140%이었다. 결과적으로 제안된 평형토압을 적용함으로써 원형수직구에 설치되는 강성벽체(diaphragm wall) 설계시 주로 사용되는 정지토압보다는 경제적인 설계가 될 수 있으며, 주동토압을 적

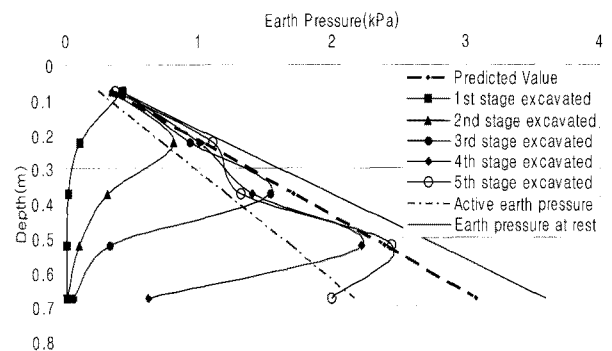


그림 7. 굴착에 따른 토압변화

표 3. 측정값, 평형토압, 주동 및 정지토압의 비교

깊이 (cm)	계측토압, (kPa)	평형토압, P_{eq} (kPa)	정지토압, P_o (kPa)	주동토압, P_a (kPa)
7.5	0.424	0.340	0.402	0.241
22.5	0.803	1.020	1.208	0.725
37.5	1.533	1.707	2.013	1.208
52.5	2.209	2.383	2.819	1.691
67.5	1.984	3.061	3.624	2.153

용하는 것은 불안정한 설계를 초래할 수 있음을 예상할 수 있다.

6. 결론

본 연구에서는 사질토 지반의 원형수직구에 설치된 강성흙막이벽에 작용하는 평형토압을 산정하는 방법으로서 변형구속법의 적용을 제안하였고, 이를 검증하기 위해 원통형벽체 모형실험을 실시하였다. 이상의 연구 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 지반의 탄소성 거동을 모사하는 변형구속법을 이용하여 강성흙막이벽에 작용하는 평형토압분포를 깊이별로 산정하는 방법을 제안하였다. 원형수직구 주변지반이 탄성범위 내에 있을 경우에는 직접 작용토압을 계산할 수 있으나 소성범위 내에 있을 경우에는 시행오차법에 의한 계산이 필요하다.
- (2) 변형구속법에 의한 예측토압과 모형실험에 의한 측정토압은 약간의 차이를 보이고 있으나 전반적으로 잘 일치하였다.
- (3) 가장 하부의 토압이 상부의 토압보다 작게 측정되었는데 이는 지반과 모형토조 바닥면과의 마찰에 기인한 것으로 판단된다. 그러나, 이러한 거동은 실제지반의 ‘굴진면 효과’를 나타내는 것으로 굴진면이 모형토조 바닥부에 위치함으로써 토압을 굴착되지 않은 굴진면 부분이 지지함으로써 벽체에 작용하는 하중이 작은 것으로 판단할 수 있다. 따라서, 굴진면 부분에서는 변형구속법에 의한 예측토압이 오히려 보수적인 값을 나타내는 것으로 판단할 수 있다.
- (4) 변형구속법에 의한 평형토압은 52.5cm 깊이(0.7H)를 기준으로 정지토압의 약 82%, 주동토압의 약 140%이었다. 결과적으로 제안된 평형토압을 적용함으로써 원형수직구에 설치되는 강성벽체(diaphragm

wall) 설계시 주로 사용되는 정지토압보다는 경제적인 설계가 될 수 있으며, 주동토압을 적용하는 것은 불안정한 설계를 초래할 수 있음을 확인할 수 있다.

연구결과 강성이 큰 원형수직구 벽체에 작용하는 토압산정을 위한 방법으로서 변형구속법의 적용은 적절한 것으로 판단된다. 다만, 벽체 하단부에서 ‘굴진면 효과’에 의해 감소되는 토압을 예측하기 위한 방법에 대한 추가적인 연구가 필요하다. 또한, 모형실험의 한계 등으로 인하여 실무적용을 위해서는 현장계측에 의한 추가적인 비교 연구가 필요하다.

감사의 글

본 연구는 국토해양부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2005년도 건설핵심기술연구개발사업(과제번호: 05-건설핵심 D10, 과제명: 해저시설물 차폐기술연구)에 의하여 연구비가 지원되었습니다.

참고 문헌

1. 신영완, 박상찬, 문경선, 한유찬, 김성수 (2006), 국내의 수직구 설계기술에 관한 연구, *한국지반공학회 가을학술발표회논문집*, pp.2103-2115.
2. 이인모 (2004), 터널의 지반공학적 원리, 도서출판 새론, pp.11-77.
3. 한국지반공학회 (2001), 지반공학시리즈 12-정보화시공, 한국지반공학회, pp.146-149.
4. Auld, F. A. (1979), "Design of concrete shaft linings", *Proceeding of Institute Civil Engineers, Part 2*, pp.817-832.
5. Bell, M. J. (1982), "The design of shaft linings in coal measure rocks", *Proceeding of a Symposium on Strata Mechanics, Newcastle upon Tyne*, April, pp.160-166.
6. Britto, A. M. and Kusakabe, O. (1982), "Stability of axisymmetric excavations", *Geotechnique*, Vol.32, No.3, pp.261-270
7. Britto, A. M. and Kusakabe, O. (1983), "Stability of axisymmetric excavations in clays", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.109, No.5, pp.666-681
8. Britto, A. M. and Kusakabe, O. (1983), "On the stability of supported excavations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.2, No.1, pp.1-15.

9. Bruneau, G., Tyler, D. B., Hadjigeorgiou, J. and Potvin, Y. (2003), "Influence of faulting on a mine shaft - a case study: part I - Background and instrumentation", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, Vol.40, Issue 1, pp.95-111.
10. Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (2000), "Application of the Convergence-Confinement Method of Tunnel Design to Rock Masses That Satisfy the Hoek-Brown Failure Criterion", *Tunneling and Underground Space Technology*, Volume 15, Number 2, April 2000, pp.187-213(27).
11. Coates, D. F. (1981), "Rock mechanics principles : energy, mines and resources", Ottawa, Mines Branch, Government of Canada, Chapter 2 and 3.
12. Duncan Fama, M. E. (1993), "Numerical modelling of yield zones in weak rocks", *Comprehensive rock engineering*, Vol.2, Chapter 3, pp.49-75.
13. Karafiath, L. (1953), "On some problems of earth pressure", *Acta Tech. Acad. Sci. Hung.*, pp. 328-357.
14. Hoek, E. and Brown, E.T. (1980), "Underground Excavations in Rock", pp.249-253.
15. Hoek, E. (2000), "Rock Engineering", Balkema, pp.204-221.
16. Ladanyi, B. (1974), "Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings", *Advances in Rock Mechanics*, Third Congress of the International Society for Rock Mechanics, Vol.2B, pp.1150-1156.
17. Müller-Kirchenbauer, H., B. Walz, U. H. Klapperich (1980), "Experimentelle und Theoretische Untersuchungen zum Erddruckproblem auf radial symmetrische Senkkästen und Schächte", *Veröff. des Grundbauinstitutes der TU Berlin*, H.7, p.113.
18. Obert, L. and Duvall, W. I. (1967), "Rock mechanics and the design of structures in rock", John Wiley and Sons, New York, pp.89-94.
19. Oreste, P.P. (2003), "Analysis of structural interaction in tunnels using the convergence confinement approach", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.18, No.4, pp.347-363.
20. Ostrowski, W. J. S. (1972), "Design considerations for modern shaft linings", *The Canadian Mining and Metallurgical*, pp.58-72.
21. Prater, E. G. (1977), "An examination of some theories of earth pressure on shaft linings", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.14, pp.91-106.
22. Roesner, E. K., Poppen, S. A. G. and Konopka, J. C. (1983), "Stability during shaft sinking", 1st Int. Conf. on Stability in Underground Mining, August 16-18, Canada, pp.182-199.
23. Savin, G. (1961), "Stress concentration around holes", Pergamon Press, pp.120-185.
24. Steinfeld, K. (1958), "Über den erddruck auf schacht und brunnenwandungen", *Contribution to the Foundation Engineering Meeting*, Hamburg, German Soc. of Soil Mech. Found. Eng., pp.111-126.
25. Szechy, K. (1966), "The art of tunnelling", *Akademiai kiado*, Budapest, pp.909-924.
26. Talobre, J. (1957), *La mécanique des roches*, Dunod, Paris, p.444.
27. Terzaghi, K. (1943), "Theoretical soil mechanics", John Wiley and Sons, New York, pp.202-215.
28. Wilson, A. H. (1972), "Research into the determination of pillar size", Part I, An Hypothesis Concerning Pillar Stability; *The Mining Engineer*, Vol.131, No.141, pp.409-417.
29. Wong, R. C. K. (1986), "Design and performance evaluation of tunnels and shafts", Ph. D. Thesis, The University of Alberta, Department of Civil Engineering.
30. Wong, R. C. K. and Kaiser, P. K. (1988), "Design and performance evaluation of vertical shafts: rational shaft design method and verification of design method", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.25, No.1-2, pp.320-327.

(접수일자 2008. 6. 13, 심사완료일 2008. 12. 22)