

## 수치해석을 이용한 흙막이벽체의 사보강버팀보에 적용하는 축강성에 대한 현장 적용성 연구

### A Study on the Field Application to Axial Stiffness Applying Corner Strut of Retainingwall Using Numerical Analysis

이영진<sup>1</sup>, 이성규<sup>2</sup>, 이강일<sup>3\*</sup>

Yeong-Jin Lee<sup>1</sup>, Soung-Kyu Lee<sup>2</sup>, Kang-Il Lee<sup>3\*</sup>

<sup>1</sup>Member, Graduate Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Daejin University, 1007 Hoguk-ro, Pocheon-si, Gyeonggi-do 11159, Republic of Korea

<sup>2</sup>Member, Graduate Student, Department of Civil and Environmental Engineering, Daejin University, 1007 Hoguk-ro, Pocheon-si, Gyeonggi-do 11159, Republic of Korea

<sup>3</sup>Member, Professor, Department of Construction and Environmental Engineering, Daejin University, 1007 Hoguk-ro, Pocheon-si, Gyeonggi-do 11159, Republic of Korea

#### ABSTRACT

Unlike the horizontal strut, the corner strut causes bending behavior by the installation angle when soil pressure occurs, so there is a limit to its application as a elasto plastic method that requires only the axial stiffness of struts. Therefore, this study attempted to approach a method of modifying axial stiffness data to present an analysis method for corner struts in elasto plastic method, and linear elasticity analysis was used for this. And, through Linear elasticity analysis, axial stiffness data for corner struts installed at the actual site were calculated. The behavior of the retainingwall was confirmed by applying the calculated axial stiffness data of corner struts to elasto plastic method, and its applicability was evaluated by comparing it with the measurement results and the finite element analysis results. As a result of the study, when the axial stiffness data of the corner struts was applied using Linear elasticity analysis(Case 1, Case 3), the axial stiffness data decreased to 9% to 17% compared to the general method of applying the axial stiffness of the struts(Case 2, Case 4), and the displacement of the retainingwall increased to 25.33% to 64.42%. Comparing this result with the measurement results, when Linear elasticity analysis was used(Case 1, Case 3), the behavior of the retainingwall during the elasto plastic method was better shown.

#### 요 지

사보강버팀보는 수평버팀보와 달리 토압이 발생할 경우 설치각에 의한 휨거동이 발생하기 때문에 버팀보의 축강성만이 요구되는 탄소성해석으로는 그 적용에 대한 한계가 존재한다. 따라서, 본 연구에서는 탄소성해석시의 사보강버팀보에 대한 해석방안을 제시하기 위하여 축강성데이터를 수정하는 방안으로의 접근을 시도하였으며, 이를 위하여 선형탄성해석을 이용하였다. 그리고, 선형탄성해석을 통하여 실제현장에 설치된 사보강버팀보에 대한 축강성데이터를 산정하였다. 산정한 사보강버팀보의 축강성데이터는 탄소성해석에 적용하여 흙막이벽체의 거동을 확인하였으며, 이를 계측결과 및 유한요소해석결과와 비교하여 그 적용성을 평가하였다. 연구 결과 선형탄성해석을 이용하여 사보강버팀보의 축강성데이터를 적용한 경우(Case 1, Case 3)는 버팀보의 축강성을 적용하는 일반적인 방법(Case 2, Case 4)에 비하여 축강성데이터는 9~17% 수준으로 감소하였으며, 탄소성해석시의 흙막이벽체의 변위는 25.33%~64.42%로 증가하였다. 이 결과를 계측결과와 비교한바 선형탄성해석을 활용한 경우(Case 1, Case 3)는 탄소성해석시의 흙막이벽체 거동을 더욱 잘 나타내었다.

**Keywords** : Corner strut, Axial stiffness data, Retainingwall, Elasto plastic method, Linear elasticity analysis

Received 4 May. 2022, Revised 16 Jun. 2022, Accepted 20 Jun. 2022

\*Corresponding author

Tel: +82-31-539-2024 ; Fax: +82-31-539-2020

E-mail address: kilee@daejin.ac.kr (K. I. Lee)

# 1. 서론

최근 도심지내 지반굴착이 활발하게 추진됨에 따라 흠막이 굴착공사가 크게 증가하고 있다. 특히 인접지반의 변형을 최소화하기 위하여 지지구조를 활용하는데 그 중에서도 용지경계에 대한 침범문제에서 자유로운 버팀보가 가장 널리 활용되는 추세이다. 버팀보의 종류는 크게 수평버팀보와 사보강버팀보가 있다. 이 두 종류의 버팀보에 대한 차이점은 토압이 버팀보의 축방향으로 작용하는지와 축방향으로 작용하지 않는지로 구분할 수 있다. 굴착공사에 앞서 설계시에는 주로 탄소성해석을 사용하여 안정성을 검토하지만, 탄소성해석은 해석상의 한계로 인하여 버팀보의 휨거동은 고려하지 못한다. 이는 탄소성해석에서 요하는 버팀보에 대한 입력데이터가 축강성에 대한 사항이기 때문이며, 이로 인하여 탄소성해석에 부합하는 버팀보의 종류는 수평버팀보로 한정된다는 문제점을 가진다.

축강성은 재료가 단위길이 만큼 변형하는데 필요한 하중의 크기이다. 큰 축강성을 갖는 재료는 동일한 하중을 가하였을 때 발생하는 변위가 감소한다. 즉, 축강성이 큰 버팀보를 사용하는 경우에는 축강성이 작은 버팀보를 사용하는 경우에 비하여 작은 변위가 발생하며, 흠막이벽체의 수평변위도 감소한다. 이에 관한 연구로 Yang and Oh(2000)는 탄소성해석을 통해 버팀보의 축강성을 달리하는 경우에 대하여 흠막이벽체의 변위를 확인하였다. 이에 버팀보의 축강성이 감소함에 따라 흠막이벽체의 변위는 증가하고, 버팀보의 축강성이 25% 이하로 감소하는 경우에는 흠막이벽체의 변위가 급격하게 증가한다고 하였다. 또한 Lee et al.(2022)은 버팀보의 축강성과 선행하중을 달리하여 흠막이벽체의 거동을 확인하였다. 이에 선행하중을 적용하지 않은 버팀보의 축강성은 흠막이벽체의 변위에 미치는 영향이 컸으며, 선행하중을 적용한 버팀보의 축강성은 흠막이벽체의 변위에 미치는 영향이 감소한다고 하였다. Nakai et al.(1999)의 연구에서는 버팀보의 축강성이 버팀보의 축력에는 거의 영향을 미치지 않는다고 하였으나, 버팀보의 축강성에 따른 흠막이벽체의 거동을 확인한 바는 없다.

탄소성해석은 이와 같은 버팀보의 축강성이 고려되기 때문에 사보강버팀보와 같이 토압의 작용방향이 버팀보의 축방향과 평행하지 않으며 휨거동이 무시되는 경우에는 적용근거가 부족하다고 볼 수 있다. 따라서 탄소성해석을 이용하여 사보강버팀보가 적용된 흠막이벽체의 정확한 거

동을 얻기 위해서는 실제와 부합하도록 사보강버팀보의 축강성을 토압작용방향의 축강성으로 수정할 필요성이 있다. 여기서, 토압작용방향의 축강성은 탄소성해석에서 입력데이터로 적용되는 사항이다. 본 연구에서는 편의상 ‘축강성데이터( $k_{strut}$ )’라 칭하였다. 따라서, 본 연구에서는 탄소성해석시 사보강버팀보의 축강성데이터에 대한 적용방안을 제시하기 위하여 선형탄성해석을 이용하였으며, 이를 통해 실제현장에 설치된 사보강버팀보에 대한 축강성데이터를 산정하였다. 그리고, 산정한 사보강버팀보의 축강성데이터는 탄소성해석에 적용하여 흠막이벽체의 거동을 확인하였으며 이를 계측결과 및 유한요소해석 결과와 비교하여 그 적용성을 평가하였다.

## 2. 현장조사 및 계측결과

### 2.1 현장의 지반특성

본 연구에서는 사보강버팀보 축강성데이터에 대한 적용방안의 검증에 위하여 계측결과를 활용하였으며, 이를 위한 현장조사를 실시하였다. 현장지반은 Fig. 1과 같으며 지층의 상부부터 자갈 섞인 실트질 모래(Gravelly and silty sand), 점토질 실트(Clayey silt), 자갈질 모래(Gravelly sand), 풍화토(Weathered soil), 풍화암(Weathered rock) 순으로 구성되어 있다.

자갈 섞인 실트질 모래의 경우 Table 1과 같이 4/30~12/30의 N치를 보이며 매우 느슨~중간정도의 상대밀도를 보였다. 점토질 실트는 3/30~17/30의 N치를 보이며 연약~매우 견고한 연경도를 보였다. 이는 Terzaghi and Peck(1967)의 N치와 연경도간의 관계를 참고하여 N치가 8인 지점을 기준으로 상부는 중간정도의 연경도, 하부는 견고한 연경도

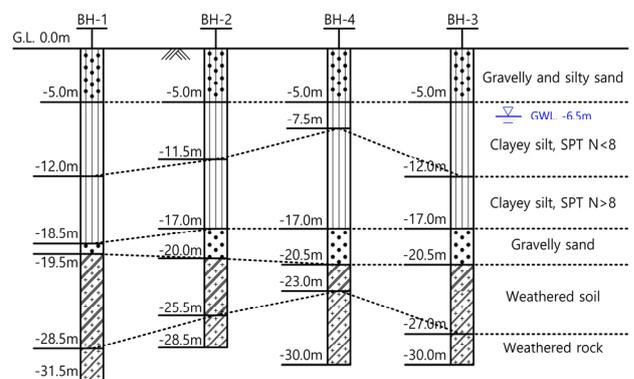


Fig. 1. Geological distribution of field

Table 1. Ground condition of field

Ground composition	Depth(m)	Thickness(m)	SPT, N-value
Gravelly and silty sand	5.0	5.0	4/30~12/30
Clayey silt(SPT N<8)	7.5~12.0	2.5~7.0	3/30~7/30
Clayey silt(SPT N≥8)	17.0~18.5	5.0~9.5	8/30~17/30
Gravelly sand	19.5~20.5	1.0~3.5	14/30~26/30
Weathered soil	23.0~28.5	2.5~9.0	19/30~50/13
Weathered rock	28.5~31.5	3.0 ≤	50/9~50/3

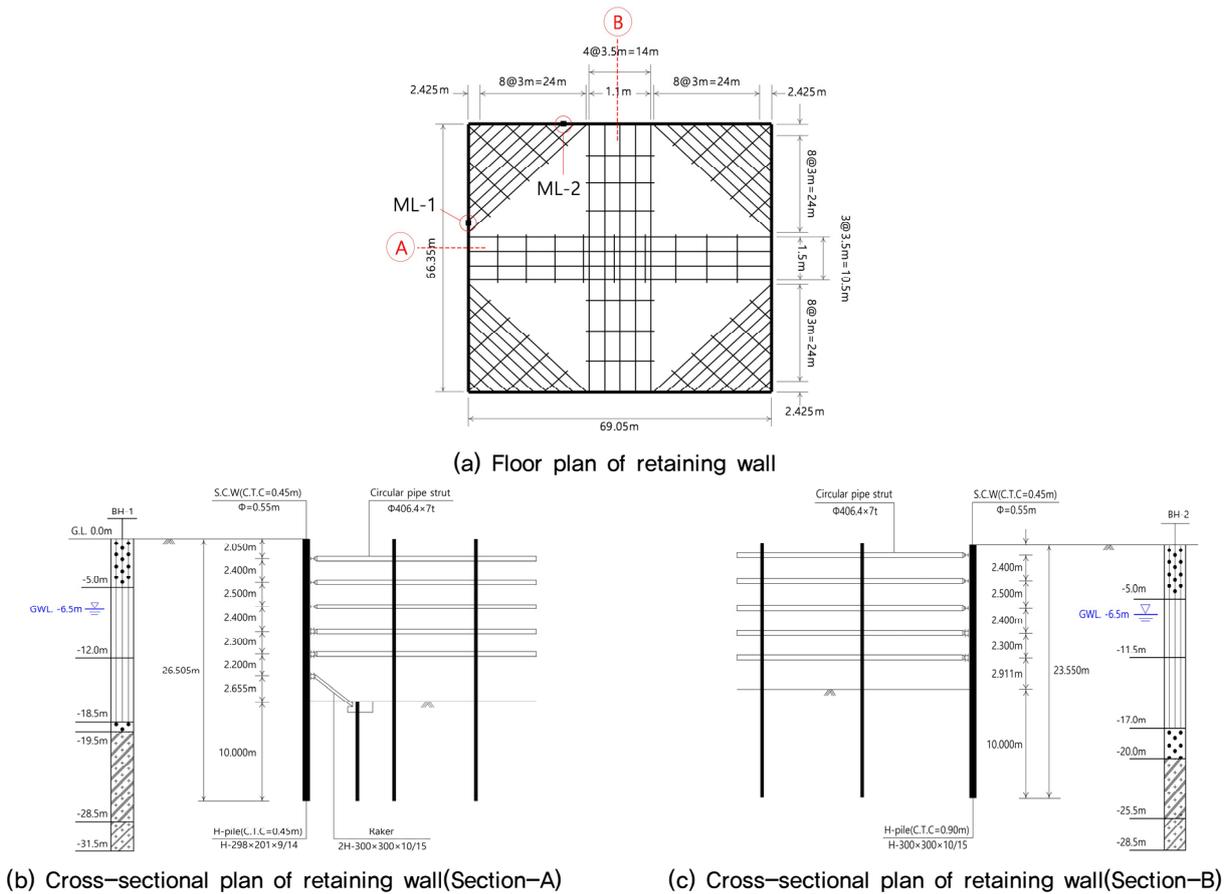


Fig. 2. Floor plan and cross-sectional plan of retaining wall

의 점토질 실트층으로 구분이 가능하다. 자갈질 모래는 14/30~26/30의 N치를 보이며 중간정도의 상대밀도를 보였다. 풍화토는 19/30~50/13의 N치를 보이며 중간~매우 조밀한 상대밀도를 보였다. 마지막으로, 풍화암은 매우 조밀한 상대밀도를 보였으며, 지하수위는 지표면으로부터 6.5m 하부에 균일하게 분포하였다.

## 2.2 현장의 흙막이벽체

Fig. 2와 같이 현장의 굴착부지는 직사각형 형태이다. 또한, 굴착면적은 가로 69.05m, 세로 66.35m이다. 현장에

적용된 S.C.W는 직경 550mm, 수평간격 450mm이며 강관버팀보는 수평버팀보 및 사보강버팀보가 함께 적용되었다. 측위치(Measurement location)는 Fig. 2(a)와 같이 사보강버팀보가 위치한 지점에 대하여 ML-1(Section-A) 및 ML-2(Section-B)에 대하여 측정하였으며, 각 측위치에 대한 횡단면은 Fig. 2(b), (c)와 같다. Section-A의 굴착 깊이는 16.505m이며 H-파일(H-298×201×9/14)의 수평간격은 450mm이다. 또한, 버팀보는 406.4×7t 규격의 강관버팀보가 5단으로 적용되었으며, 최하단에는 레이커(2H-00×300×10/15)가 적용되었다. Section-B의 굴착 깊이는 13.55m이며 H-파일(300×300×10/15)의 수평간격은 900mm

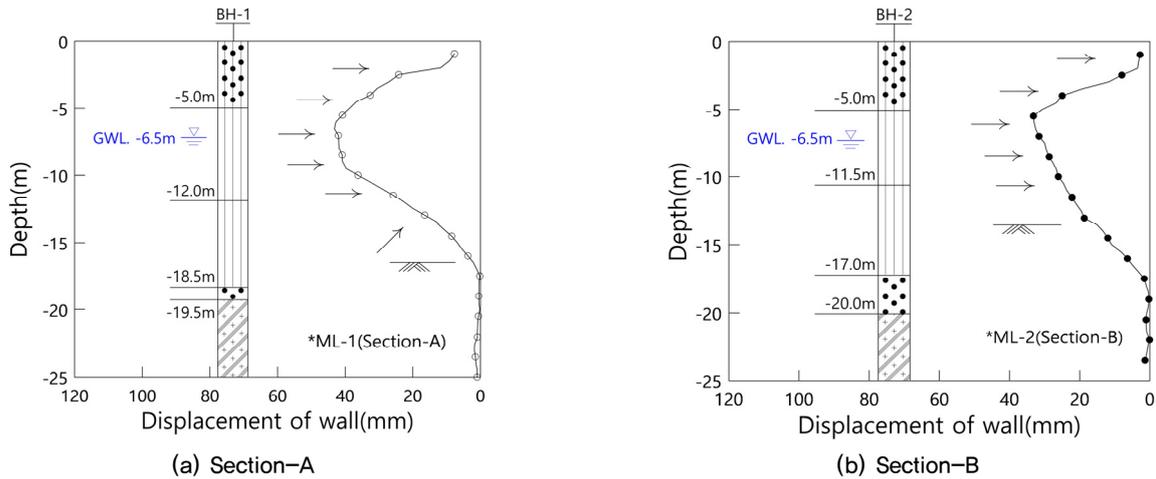


Fig. 3. Displacement measurement result of retaining wall

이다. 또한, 버팀보는 Section-A와 동일하게 5단으로 적용되었다.

### 2.3 흙막이벽체 계측결과

흙막이벽체의 변위 계측결과는 Fig. 3과 같다. ML-1에서 발생한 흙막이벽체의 최대 수평변위는 43.2mm로 굴착 깊이의 0.26% 정도였으며, ML-2에서 발생한 흙막이벽체의 최대수평변위는 33.2mm로 굴착 깊이의 0.25% 정도였다. 흙막이벽체의 변위는 굴착 깊이에 대하여 평균적으로 0.2%에서 최대 0.5%까지 발생한다는 것을 고려할 경우 (Clough and O'Rourke, 1990) 본 현장에서 발생한 흙막이벽체의 변위는 비교적 평균적인 범위에서 발생한 변위라고 볼 수 있다.

ML-1과 ML-2 위치의 계측결과를 살펴본바 두 경우가 공통적으로  $N < 8$ 의 중간정도 연경도를 갖는 점토질 실트층에서 과대한 변위를 보인 것으로 나타났다. 또한, 굴착 저면의 흙막이벽체의 변위는 거의 억제되는 것으로 나타났다. 이를 통해  $N \geq 8$ 의 견고한 연경도를 갖는 점토질 실트층은 비교적 높은 강성을 갖는 것으로 판단된다.

## 3. 현장의 지반정수 평가

### 3.1 유한요소해석을 이용한 역해석

최근 기술의 발달로 탄소성해석 프로그램을 활용하여 지반정수에 대한 역해석이 가능하다. 그러나, 역해석시에 버팀보의 강성에 대한 입력데이터를 요구하기 때문에 본

Table 2. Input data of elasto plastic method and finite element method

Ground composition	Elasto plastic method	Finite element method
Unit weight( $\gamma$ )	○	○
Friction angle( $\phi$ )	○	○
Cohesion( $c$ )	○	○
Elastic modulus( $E_s$ )	×	○
Poisson's ratio( $\mu$ )	×	○
Coefficient of horizontal subgrade reaction( $k_h$ )	○	×

연구목적과 상충된다는 문제가 있다. 따라서, 현장에 대한 지반정수는 유한요소해석을 이용하여 추정하였다. 유한요소해석은 탄소성해석과 달리 버팀보의 강성과 설계용 토압을 요하지 않으며 지반과 구조물간 기하형상에 따른 상호거동이 고려된다. 또한, 탄소성해석과 유한요소해석에 대한 입력데이터는 Table 2와 같이 상이하므로 유한요소해석결과를 통해 얻은 지반정수 중 탄성계수와 포아송비는 수평지반반력계수로 변환하여 적용하여야 한다.

일반적으로 유한요소해석을 이용하여 역해석을 실시하는 것은 두 가지 경우가 있다. 첫 번째는 Jeong and Kim(2009)의 연구에서와 같이 파괴된 현장에 대하여 역해석을 실시하는 경우이다. 이 경우는 강도감도법을 활용하여 파괴시의 점착력과 내부마찰각을 조절한다. 두 번째는 Ryu et al.(2012) 또는 Kang et al.(2016)의 연구에서와 같이 파괴되지 않은 현장에 대하여 역해석을 실시하는 경우이다. 이 경우는 지반의 탄성계수만을 조절하여 역해석을 실시한다. 따라서, 본 연구에서는 흙막이벽체 배면지반(실트질 점토층)에 대한 탄성계수를 조절해가며 해석결과와 계측

Table 3. Input data of initial ground materials

Ground composition	Unit weight ( $\gamma$ , $kN/m^3$ )	Friction angle ( $\phi$ , $^\circ$ )	Cohesion ( $c$ , $kPa$ )	Elastic modulus ( $E_s$ , $MPa$ )	Poisson's ratio ( $\mu$ )
Gravelly and silty sand	17.0	25.0	0.0	10.0	0.32
Clayey silt	16.0	17.0	30.0	8.0	0.35
Gravelly sand	18.0	28.0	0.0	20.0	0.30
Weathered soil	19.0	30.0	15.0	50.0	0.30
Weathered rock	20.0	32.0	30.0	150.0	0.30

Table 4. Modified elastic modulus of clayey silt layer

Division		Initial elastic modulus ( $E_{s(=ial)}$ , $MPa$ )	Modified elastic modulus ( $E_{s(modified)}$ , $MPa$ )
ML-1	Clayey silt(N<8)	8.0	2.0
	Clayey silt(N≥8)	8.0	15.0
ML-2	Clayey silt(N<8)	8.0	2.5
	Clayey silt(N≥8)	8.0	13.0

Table 5. Estimate method of coefficient of horizontal subgrade reaction

Proposer	Equation	Proposer	Equation
Yokoyama(1962)	$k_h = \frac{N}{5} \times 10^4$	Chen(1978)	$k_h = 1.6 \frac{E_s}{D}$
Hukuoka(1966)	$k_h = 0.691N^{0.406} \times 10^4$	Vesic(1961)	$k_h = \frac{0.65E_s}{D(1-\nu^2)} \left[ \frac{E_s D^4}{E_p I_p} \right]^{\frac{1}{12}}$
Bowles(1988)	$k_h = (1.0 \sim 1.3) \times E_s$	-	-

결과가 유사해질 때까지 반복작업을 하였다. 이때, Fig. 3의 흙막이벽체 계측결과를 고려하여 N치가 8인 지점을 기준으로 상부와 하부의 실트질 점토층을 각각 고려하여 역해석을 실시하였다. 이를 위한 초기 지반정수는 Table 3과 같이 현장시험과 문헌조사를 바탕으로 산정한 값을 적용하였다. 본 연구에서 사용한 유한요소해석 프로그램은 국내 지반분야 연구 및 실무에서 널리 활용되고 있는 MIDAS IT사의 GTS NX프로그램이다.

역해석은 ML-1 및 ML-2의 위치에 대하여 각각 실시하였으며, 이를 통해 수정된 점토질 실트층의 탄성계수는 Table 4와 같다. 이 결과는 Bowles(1996)의 문헌 중 실트지반에 대한 범위(2.0MPa~20.0MPa)내에 분포함을 확인하였다.

### 3.2 문헌조사를 통한 수평지반반력계수 추정

수평지반반력계수를 추정하기 위하여 Table 5와 같이 Yokoyama(1962), Hukuoka(1966)는 SPT N치를 활용하는 방법에 대하여 제안하였다. 그리고, Bowles(1988), Chen

(1978), Vesic(1961)은 탄성계수를 활용한 방법에 대하여 제안하였다. 여기서,  $k_h$ 는 수평지반반력계수( $kN/m^3$ ),  $N$ 은 SPT N치,  $E_s$ 는 지반의 탄성계수( $kPa$ ),  $D$ 는 벽체말뚝의 직경( $m$ ),  $\nu$ 는 포아송비,  $E_p$ 는 벽체의 탄성계수( $kPa$ ),  $I_p$ 는 벽체의 단면 2차모멘트( $m^4$ )를 나타낸다. Table 5의 제안식을 활용하여 산정한 현장지반의 수평지반반력계수는 Table 6과 같다.

$N \geq 8$ 인 점토질 실트층의 경우에서 Chen(1978)의 문헌을 제외한 Bowles(1988) 및 Vesic(1961)의 문헌은 SPT N치를 활용한 방법인 Yokoyama(1962) 및 Hukuoka(1966)와 수평지반반력계수의 범위가 매우 유사하였다.  $N < 8$ 인 점토질 실트층의 경우에서 Bowles(1988) 및 Vesic(1961)의 문헌은 SPT N치를 활용한 방법과 다소 차이는 있었다. 그러나, Table 4에서 보인바와 같은 점토질 실트층의 상부 및 하부간 강성차이를 고려할 경우 적용에 문제가 없을 것으로 판단된다. 따라서, Bowles(1988) 및 Vesic(1961)의 문헌값의 평균을 본 현장의 점토질 실트층에 대한 수평지반반력계수로 결정하였으며 이를 고려한 탄소성해석시의 수평지반반력계수의 입력데이터는 Table 7과 같이 결정하

Table 6. Calculation result of coefficient of horizontal subgrade reaction

Division	SPT, N	Modified elastic modulus ( $E_{s(modified)}$ , MPa)	Coefficient of horizontal subgrade reaction( $k_h$ , $kN/m^3$ )					
			Yokoyama (1962)	Hukuoka (1966)	Bowles (1988)	Chen (1978)	Vesic (1961)	
ML-1	Clayey silt (N<8)	6	2.0	12,000	14,302	2,300	5,818	1,707
	Clayey silt (N≥8)	10	15.0	20,000	17,599	17,250	43,636	15,141
ML-2	Clayey silt (N<8)	6	2.5	12,000	14,302	2,875	7,273	2,271
	Clayey silt (N≥8)	10	13.0	20,000	17,599	14,950	37,818	3,545

Table 7. Input data of coefficient of horizontal subgrade reaction

Division	Coefficient of horizontal subgrade reaction( $k_h$ , $kN/m^3$ )	
Gravelly and silty sand	16,000	
Clayey silt(N<8)	ML-1	2,041
	ML-2	2,573
Clayey silt(N≥8)	ML-1	16,533
	ML-2	14,248
Gravelly sand	23,000	
Weathered soil	29,000	
Weathered rock	60,000	

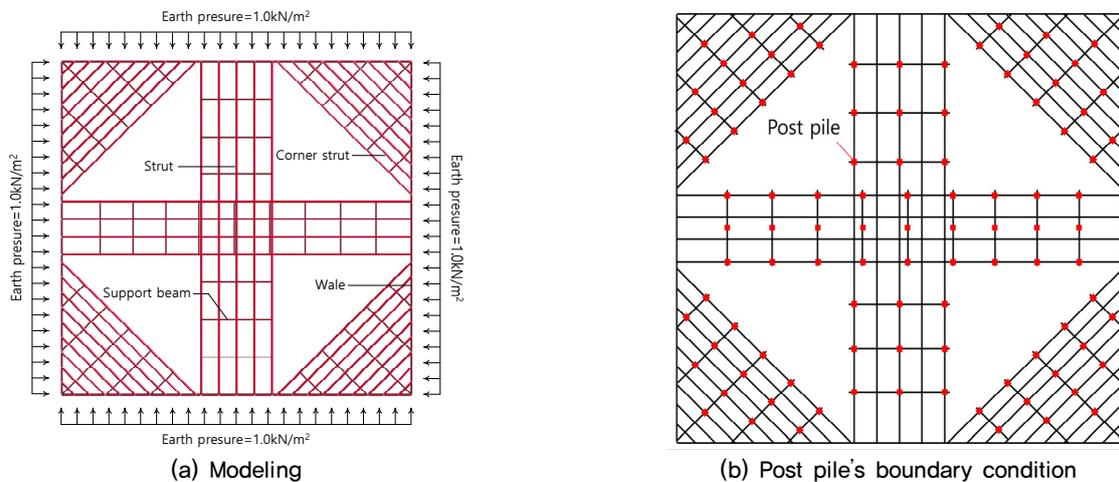


Fig. 4. Linear elasticity analysis modeling

였다. 여기서, 점토질 실트층을 제외한 나머지 지층은 Hukuoka(1966) 및 KGS(2002)의 문헌을 참고하여 적용하였다.

#### 4. 선형탄성해석을 이용한 사보강버팀보의 축강성데이터 산정

#### 4.1 선형탄성해석 조건

탄소성해석시에는 사보강버팀보와 띠장, 중간말뚝에 대한 모델링은 이루어지지 않는다. 따라서 사보강버팀보를 포함한 현장의 지지구조에 대하여 선형탄성해석을 실시하고 이에 대한 결과를 활용하여 탄소성해석시 적용하는 축강성데이터에 대한 값으로 변환하였다. 이에, 해석모델링은 Fig. 4(a)와 같이 띠장, 수평버팀보, 사보강버팀보, 수평

받침보에 대하여 모델링하였으며, 중간말뚝이 위치한 지점은 Fig. 4(b)와 같이 구축하였다. 지지구조의 변형은 발생토압에 의해 선형적으로 증가하므로 토압의 크기와 관계없이 지지구조의 축강성데이터는 동일하다. 따라서, 지반에 의한 토압은  $1.0kN/m^2$ 을 적용하고 지지구조에 발생한 변위를 확인하였다.

## 4.2 선형탄성해석 결과

선형탄성해석의 결과는 Fig. 5와 같다. 각 버팀보에 대하여 동일한 수평간격을 적용하였음에도 불구하고 띠장의 변위를 확인한 결과 위치별로 발생변위가 상이하였다. 띠장의 중앙으로 갈수록 큰 변위가 나타났다. 이는 토압에 의한 하중의 도심이 띠장의 중앙부에 위치함에 따라 평면상 코너부 보다는 중앙부 쪽으로 큰 처침이 발생하기 때문으로 판단된다. 이것은 단면의 위치에 따라서도 탄소성해

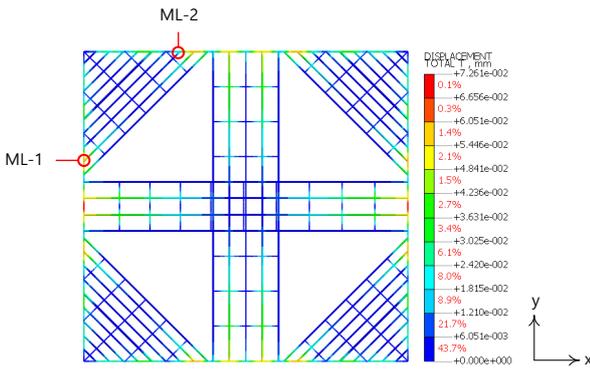


Fig. 5. Linear elasticity analysis modeling

석시 버팀보의 축강성을 달리 적용하여야 함을 보여준다.

사보강버팀보의 축강성데이터를 계산하기 위해서는 계측위치에 대한 사보강버팀보의 변위( $\delta_{strut}$ )와 축력( $P_{strut}$ )을 알아야 한다. 이때 변위와 축력은 모두 토압의 작용방향과 일치하여야 한다. 따라서 변위는 토압과 평행한 방향의 값을 측정하고, 사보강버팀보의 축력은 하중 방향을 토압작용방향으로 변환하여 수정축력값( $P_{strut(modified)}$ )을 계산하였다. 그리고 ML-1 및 ML-2 위치에 대한 사보강버팀보의 축강성데이터( $k_{strut}$ )는 축강성에 대한 식 (1)을 활용하여 Table 8과 같이 계산하였다.

$$k_{strut} = \frac{P_{strut}}{\delta_{strut}} \quad (1)$$

## 5. 사보강버팀보의 흠막이벽체 거동 분석

### 5.1 탄소성해석 조건

탄소성해석시에는 선형탄성해석을 이용하여 구한 사보강버팀보의 축강성데이터를 적용한 경우(Case 1, Case 3)와 버팀보의 축강성을 적용하는 일반적인 방법(Case 2, Case 4)에 대하여 해석결과를 비교하였다. 버팀보의 축강성을 적용하는 일반적인 방법은 흠막이벽체와 첫 번째 중간말뚝까지의 거리를 자유장으로 하여 버팀보의 축강성데이터를 적용하는 방법으로써 대부분의 설계시에 사용하는 방법이다. 이에 각 케이스별 버팀보의 축강성데이터는 Table 9와 같다. 각 케이스에 대한 축강성데이터의 결과를

Table 8. Calculation of axial Stiffness data of corner strut

Measured location	Displacement of corner strut ( $\delta_{strut}$ , mm)	Axial force of corner strut ( $P_{strut}$ , kN)	Modified axial force of corner strut ( $P_{strut(modified)}$ , kN)	Axial stiffness data of corner strut ( $k_{strut}$ , kN/m)
ML-1	0,0553	3,476	2,458	44,448
ML-2	0,0197	4,187	2,961	150,305

Table 9. Case of elasto plastic method analysis

Measurement location	Case	Stiffness data of corner strut ( $k_{strut}$ , kN/m)	Note
ML-1	Case 1	44,448	Using linear elasticity analysis
	Case 2	485,376	Common application method
ML-2	Case 3	150,305	Using linear elasticity analysis
	Case 4	878,300	Common application method

확인한바 Case 1은 Case 2와 비교할 경우 약 9%수준이었으며, Case 3은 Case 4와 비교할 경우 약 17% 수준이었다. Yang and Oh(2000)의 연구에 의하면 버팀보의 축강성이 25% 미만으로 감소할 경우 흙막이벽체의 변위가 과대해진다고 하였다. 따라서, 본 연구의 계측위치별 각 케이스에 대한 버팀보의 축강성데이터가 4배 이상 차이가 나므로 흙막이벽체 거동에 영향을 줄 것으로 판단된다. 탄소성 해석시에 사용한 프로그램은 GeoGroupENG사의 SUNEX 프로그램이다.

## 5.2 탄소성해석 결과

탄소성해석결과는 Fig. 6과 같이 계측결과와 비교하여 나타내었다. ML-1에 대한 계측결과와 최대변위는 43.20mm이며, Case 1의 최대변위는 39.05mm, Case 2의 최대변위는 23.75mm로 나타났다. Case 1은 Case 2와 비교하여 약 64.42%정도 변위가 증가하였다. 여기서, 탄소성해석 결과와 계측결과가 유사한 변위를 보인 것은 Fig. 6(a)와 같이

Case 1이다. 또한, ML-2에 대한 계측결과와 최대변위는 33.20mm이며, Case 3의 최대변위는 26.72mm, Case 4의 최대변위는 21.32mm로 나타났다. Case 3은 Case 4와 비교하여 약 25.33%정도 변위가 증가하였다. 여기서, 탄소성 해석 결과와 계측결과가 유사한 변위를 보인 것은 Fig. 6(b)와 같이 Case3이다. Case 1과 Case 3이 계측결과와 유사한 결과를 보인 이유는 선형탄성해석을 이용한 흙막이벽체의 전체 지지구조가 고려되었고, 이에 따른 사보강 버팀보의 휨거동이 고려되었기 때문으로 보인다. 반면, Case 2와 Case 4가 계측결과와 상이한 거동을 보인 이유는 사보강버팀보의 휨거동이 무시되었고, 수평버팀보의 축강성을 적용하는 방법과 동일한 방법으로 축강성데이터를 적용하였기 때문으로 판단된다.

## 5.3 탄소성해석 결과와 유한요소해석 결과의 비교

Fig. 7은 Case 1 및 Case 3에 대한 탄소성해석의 흙막이벽체 변위결과를 유한요소해석 결과와 비교한 것이다.

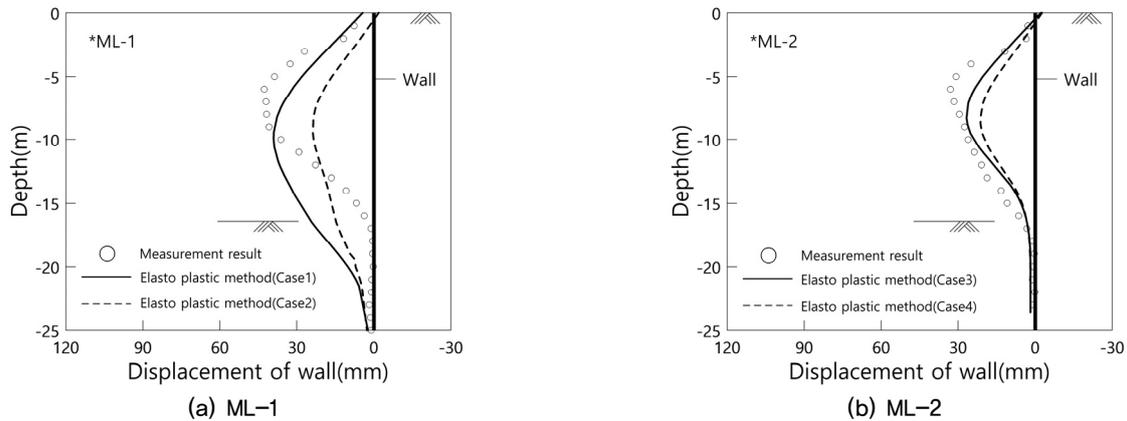


Fig. 6. Displacement result of retaining wall of elasto plastic method according to corner strut stiffness data

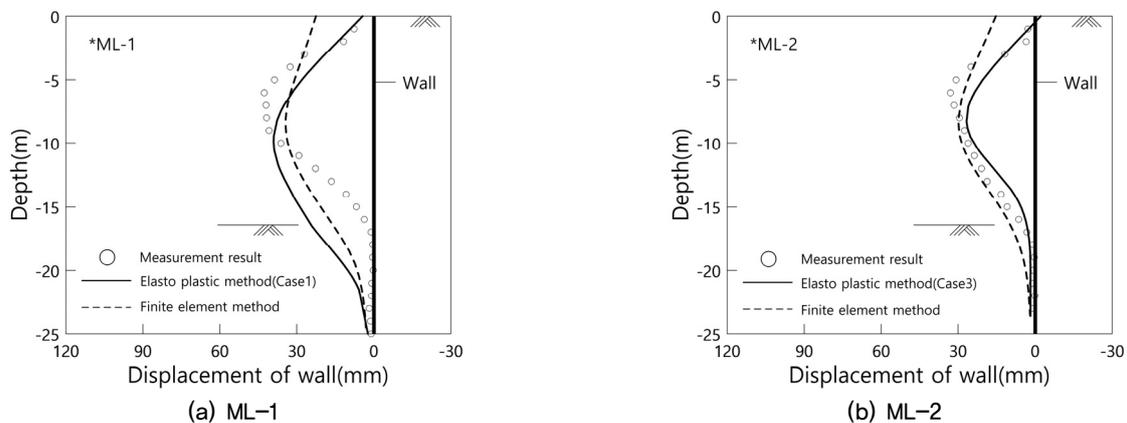


Fig. 7. Displacement of retaining wall of elasto plastic method according to strut stiffness

ML-1은 두 종류의 해석결과와 계측결과를 비교할 경우 다소 차이를 보였다. 다만, 탄소성해석결과와 유한요소해석결과를 비교하는 경우에는 서로 유사한 변형을 보였다. 또한, ML-2는 두 종류의 해석결과와 계측결과가 서로 유사한 변형을 보였다.

따라서, 유한요소해석과 제안식을 활용하여 추정된 수평지반반력계수는 현장 지반의 상태에 비교적 알맞게 적용된 것으로 판단되며 탄소성해석에 적용한 사보강버팀보의 축강성데이터는 현장의 지지구조에 알맞게 반영된 것으로 보인다. 이에, 사보강버팀보의 축강성데이터를 산정하는 경우에 선형탄성해석을 이용하는 방법은 그 적용성이 높은 것으로 판단된다. Jeong et al.(2016)에 의하면 3차원 유한요소해석을 실시하는 경우 실제 흙막이벽체의 거동을 가장 잘 반영할 수 있다고 하였지만, 이와 같이 선형탄성해석방법을 활용하여 사보강버팀보의 축강성데이터를 산정한다면 탄소성해석 역시 흙막이벽체의 거동을 잘 반영할 수 있을 것으로 보인다.

국내의 설계기준에는 버팀보의 축강성을 적용하는 방안에 관한 사항이 없고, 일본의 설계기준에는 버팀보의 축강성에 저감계수(=0.5~1.0)를 적용할 것을 제시하고 있다 (Hwang, 2019). 그러나, 본 연구로부터 산정한 사보강버팀보의 축강성데이터는 Table 9에서와 같이 일반적인 경우에 비해 9%~17% 수준이었다. 따라서, 사보강버팀보 구간에 대한 흙막이벽체 해석시에는 선형탄성해석을 사용하는 방법이 가장 합리적인 것으로 판단된다.

## 6. 결론

본 연구는 탄소성해석시에 적용이 난해한 사보강버팀보의 축강성데이터에 대하여 그 적용방안을 제시하기 위해 선형탄성해석과 탄소성해석, 유한요소해석을 활용하였다. 그리고 제시한 사보강버팀보의 축강성데이터를 평가하기 위하여 해석결과와 계측결과를 비교하였으며 이를 요약하면 다음과 같다.

선형탄성해석을 이용하여 사보강버팀보의 축강성데이터를 산정한 경우(Case 1, Case 3)는 버팀보의 축강성을 적용하는 일반적인 방법(Case 2, Case 4)에 비하여 9%~17% 수준의 축강성데이터를 나타냈다. 이러한 차이를 보이는 이유는 선형탄성해석을 적용한 경우에 사보강버팀보의 휨거동에 대한 고려가 이루어졌기 때문인 것으로 판단된다.

1. 선형탄성해석을 이용하여 산정한 사보강버팀보의 축강성데이터를 적용한 경우(Case 1, Case 3)는 버팀보의 축강성을 적용하는 일반적인 방법(Case 2, Case 4)에 비하여 탄소성해석시에 흙막이벽체의 변위가 약 25.33%~64.42% 정도 증가하였다. 이는, 선형탄성해석을 이용한 경우가 일반적인 경우에 비하여 탄소성해석시에 적용한 축강성의 크기가 감소하였기 때문이다.
2. 선형탄성해석을 활용하여 산정한 사보강버팀보의 축강성데이터( $k_{strut}$ )는 계측결과 및 유한요소해석결과와 비교하였을 때 탄소성해석시의 흙막이벽체 거동을 잘 나타내었다. 따라서, 사보강버팀보를 포함하는 흙막이벽체 현장에 대해서는 설계시에 선형탄성해석을 이용하여 지지구조를 모델링하고, 해석을 통해 산정된 축강성데이터를 탄소성해석에 적용함이 합리적일 것으로 판단된다.

본 연구를 통해 제시한 사보강버팀보의 강성데이터 적용방안은 선형탄성해석시에 토압이 전방향에서 동일하게 작용한다는 가정에 의한 한계가 존재한다. 현장의 지반조사 결과 지층구조가 거의 유사하였기에, 해석결과에 큰 영향을 미치지 않았지만, 모든 굴착현장에서 지층구조가 균일하게 분포하지는 않기 때문에 흙막이벽체의 양측에 발생하는 토압이 상이하다는 조건에 대하여 검토할 필요성이 있으며 이에 대한 후속연구가 필요할 것으로 보인다.

## References

1. Bowles, J. E. (1988), "Foundation Analysis and Design 4th Edition", New York, McGraw-Hill.
2. Bowles, J. E. (1996), "Foundation Analysis and Design 5th Edition", New York, McGraw-Hill.
3. Chen, W. W. (1978), "Discussion: Lateral Load Piles: Program Documentation", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.103, GT1, pp.161-162.
4. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D. (1990), "Construction induced movements of insitu walls", *Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical special publication*, ASCE, No.25, pp.439-470.
5. Hukuoka, M. (1966), "Damage to civil engineering structures", *Soils and Foundations*, Vol.6, No.2, pp.125-145.
6. Hwang, S. H. (2019), "Design of Earth Retaining Structures", Seoul, CIR.
7. Jeong, S. S. and Kim, Y. H., (2009), "Characteristics of Collapsed Retaining Walls Using Elasto-plastic Method and Finite

- Element Method”, *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol.25, No.4, pp.19-29.
8. Jeong, S. S., Sim, J. U. and Lee, S. J. (2016), “A Study on the Rational Application of 3D Numerical Analysis for Anchored Earth Retaining Wall”, *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol.32, No.4, pp.29-39.
  9. Kang, B. Y., Park, M. C., Lee, S. H., Jang, K. S. Koo, J. G. and Park, K. H. (2016), “A Study on Evaluation of Modulus of Horizontal Subgrade Reaction through Field Test and Numerical Analysis”, *Journal of Korean Geo-Environmental Society*, Vol.17, No.4, pp.5-15.
  10. KGS (2002), “Excavation and Earth Retaining Method”, Seoul, Goomibook.
  11. Lee, Y. J., Yoo, J. J., Woo D. H. and Lee, K. I. (2022), “Analysis of the Behavior of Retaining Wall According to Stiffness and Preloading of Strut”, *KGS Spring National Conference*, pp.268-269.
  12. Nakai, T., Kawano, H., Murata, K., Banno, M. and Hashimoto, T. (1999), “Model Test and Numerical Simulation of Braced Excavation in Sandy Ground: Influences of Construction History, Wall Friction, Wall stiffness, Strut Position and Strut Stiffness”, *Journal of Japanese Geotechnical Society*, Vol.39, No.3, pp.1-12.
  13. Ryu, S. Y., Kwak, N. K., Park, M. C., Jeong, S. G. and Lee, S. (2012), “Estimation of Coefficient of Horizontal Subgrade Reaction by the Inverse Analysis on the Lateral Load Test Results”, *Journal of Korean Geo-Environmental Society*, Vol.13, No.8, pp.15-24.
  14. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967), “Soil Mechanics in Engineering Practice 2nd Edition”, New York, John Wiley.
  15. Vesic, A. B. (1961), “Bending of beams resting on isotropic elastic solid”, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol.87, No.2, pp.35-54.
  16. Yang, K. S. and Oh, S. N. (2000), “Correlation between Strut Preloading and Earth Retaining Structures in Deep Excavations”, *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol.16, No.2, pp.23-30.
  17. Yokoyama (1962), “Dolphin of design method, research design report”, *Port and Harbour Research Institute*, No.2, pp.108-152.