

치환공법을 적용한 연약지반에 시공된 보강토옹벽의 거동해석

기완서¹ · 주승완² · 김선학^{3*}

¹조선이공대학 토목건설과, ²서강정보대학 건설토목학부, ³조선대학교 토목공학과

Analysis of the Behavior of Reinforced Earth Retaining Walls Constructed on Soft Ground Using the Replacement Method

Wan-Seo Ki¹, Seung-Wan Joo², and Sun-Hak Kim^{3*}

¹Dept. of Civil construction Engineering, Chosun College of Science&Technology

²Dept. of Civil Engineering, Seokang College, ³Dept. of Civil Engineering, Chosun University

연약지반에 보강토옹벽을 시공 시 거동에 영향을 주는 인자로 기본적인 물성뿐만 아니라 보강토옹벽에 의한 하중증가와 압밀기간, 간극수압 등의 영향을 받는 것으로 보고되고 있다. 본 연구에서는 보강토옹벽과 연약지반의 거동해석에 지반해석 프로그램인 SAGE CRISP를 이용하여 수행하였다. 첫 번째로 보강토옹벽의 과도변위를 개선하기 위한 치환공법의 거동 개선 효과를 검토하였으며, 두 번째로 치환공법을 적용 후 보강토옹벽의 배면에 보강재 수직설치간격이 지반의 거동에 미치는 영향을 비교·분석하였다. 마지막으로 치환공법을 적용 시 적정 치환 폭과 깊이를 제안하고자 하였다. 치환공법이 보강토옹벽의 거동 개선에 상당한 효과가 있음을 알 수 있었으며, 보강재 수직설치간격은 옹벽상단의 수평변위 개선효과가 있는 것으로 나타났으나 하단의 수평변위와 옹벽배면의 수직변위 개선효과는 미소한 것으로 나타났다. 또한 치환폭의 증가에 따른 수평·수직변 개선효과는 크지 않은 것으로 나타나 치환폭의 증가는 불필요함을 알 수 있었으며, 적정 치환깊이는 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에 따라 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)로 제안하였다.

주요어 : 연약지반, 보강토옹벽, 치환공법, 수평변위, 수직변위, 전단변형률

It is reported that factors affecting the behavior of reinforced earth retaining walls built on soft ground are not only basic physical properties but also the increase of load by the reinforced earth retaining walls, consolidation period, pore water pressure, etc. This study analyzed the behavior of reinforced earth retaining walls and soft ground using SAGE CRISP, a ground analysis program. First, we examined the effect of the replacement method, which was to prevent the excessive displacement of reinforced earth retaining walls, in improving the behavior of the walls. Second, we compared and analyzed how the behavior of ground is affected by the vertical interval of stiffeners on the back of reinforced earth retaining walls after the application of the replacement method. Lastly, we proposed the optimal replacement width and depth in the application of the replacement method. The results of this study proved that the replacement method is considerably effective in improving the behavior of reinforced earth retaining walls. In addition, the vertical interval of stiffeners on the back of reinforced earth retaining walls appeared effective in improving the horizontal displacement of the top of retaining walls but not much effective in improving the vertical displacement of the back of retaining walls. In addition, improvement in horizontal-vertical displacement resulting from the increase in replacement width was not significant and this suggests that the increase of replacement width is not necessary. With regard to an adequate replacement depth, we proposed the ratio of replacement depth to the height of retaining walls(D/H) according to the ratio of the thickness of the soft layer to the height of retaining walls(H/T).

Key words : Soft ground, Reinforced earth retaining walls, Replacement method, Horizontal displacement, Vertical displacement, Shear strain

*Corresponding author: sun98k@naver.com

서 론

최근에 공사비의 절감과 국토의 효율적 이용을 위하여 연약지반에 구조물이나 도로의 시공이 더욱더 증가하고 있는 추세이다. 이에 따른 연약지반에 구조물과 성토시공으로 인한 하중증가는 연약지반의 부등침하와 성토사면의 변형, 압밀에 의한 침하문제를 야기 시켜 연약지반의 안정에 대한 우려를 낳고 있다(Indraratna et al., 1992; 김명모 외, 2000). 이러한 문제를 해결하기 위해 시공 전 지반의 표층을 처리하는 Mat공법, 압밀을 촉진시키는 Drain공법, 성토하중을 지지력이 강한 기초지반에 직접 전달하는 Pipe공법 등 많은 대책공법이 적용되고 있다. 이러한 대책공법에도 불구하고 연약지반의 침하와 변형거동이 매우 복잡하고 영향인자도 많기 때문에 시간이 지나면서 발생하는 추가적인 지반침하와 이로 인한 성토사면의 변형이 발생되고 있는 실정이다(유충식과 김주석, 2002). 성토사면의 변형을 막기 위한 보강토옹벽은 보강재를 성토사면에 매설하여 옹벽과 연결하는 구조물로 인장강도가 없는 지반에 인장강도를 부여하여 사면붕괴를 막는데 효율적인 것으로 알려져 있다(Bathurst, 1994; Wetzel, et al, 1995). 이러한 잇점에도 불구하고 보강토옹벽은 연약지반상의 하중증가를 가져와 연약지반의 침하와 변형을 발생시키고 있다. 이를 감소시키기 위한 대책공법으로 연약지반을 양질의 토사로 치환하여 충분한 지지력을 확보하는 치환공법이 이용되기도 한다(김동, 2005). 이 공법은 치환폭 및 깊이를 이론적으로 계산하여 설계에 따라 균일하게 시공함으로써 지반의 부등침하와 구조물의 변형을 막을 수 있다는 개념이다. 하지만 연약지반의 거동은 복잡한 반면 지반의 거동을 고려하지 않는 치환공법을 적용함으로써 예상치 못한 부등침하나 변형이 발생할 수 있다. 또한 연약지반의 압밀과 전단을 고려한 치환공법의 연구가 미비하여 치환공법 적용 시 과잉설계로 인한 공사비의 낭비가 우려되고 있다. 따라서 본 연구에서는 위와 같은 문제점을 개선하고자 연약지반에 성토와 구조물을 시공 시 압밀을 고려한 수치해석을 수행하여 지반의 거동양상을 분석하였다. 첫 번째로 치환공법이 보강토옹벽의 과도한 변위거동에 개선효과가 있는지를 검토해 보았으

며, 두 번째로 일정폭과 깊이로 치환공법을 적용 후 보강토옹벽 배면의 보강재 수직설치간격이 지반의 거동에 미치는 영향(주재우 외, 2003)을 비교·분석해 보았다. 마지막으로 치환폭과 깊이에 대한 보강토옹벽의 변위거동 개선정도를 통해 적정 치환폭과 깊이의 기준치를 연약층의 두께에 대한 옹벽의 높이(H/T)에 따라 옹벽의 높이에 대한 치환폭(B/H)과 치환깊이(D/H)의 값으로 제안하였다.

보강토옹벽의 안정성평가 관리기준

보강토옹벽의 수평변위

보강토옹벽은 인장이 없는 흙에 보강재의 인장력들이 용하여 지반에 인장력을 부여함으로써 사면의 안정에 도움을 주는 공법이다. 지반조건이 양호하지 못한 일본의 경우 허용 수평변위를 옹벽높이(H)의 3.0% 혹은 30 cm를 기준으로 삼고 있으며 블록식 보강토옹벽의 최상부 누적변위가 옹벽높이의 2.0%를 초과하지 않도록 하는 규정이 설계에 적용되고 있다. Bathurst et al.(1994)에 의한 높이 6.1 m의 블록식 보강토옹벽의 경우 시공완료 3개월 후 발생한 수평변위는 17 mm(옹벽높이의 0.25%) 수준을 보였다. 또한 Wetzel et al.(1995)에 의한 3.5 m 높이로 조성된 블록식 보강토옹벽은 시공 후 수평변위는 옹벽높이의 약 0.05% 수준을 보였다.

보강토옹벽의 수직변위

보강토옹벽은 유연성이 큰 구조로 되어 있어 부등침하에 대한 저항성이 크다고 평가되고 있으나 구조적인 허용 침하량을 초과하여 변위가 발생하는 경우에는 전면의 벽에 변형이 발생할 수 있고 이러한 변형은 외관상으로 불안감을 증대시키므로 제한이 따른다. 일반적으로 보강토옹벽의 길이에 대한 부등침하량의 비율이 1.0%이내가 되도록 하여야 하며 이 범위를 초과 예상되는 경우에 지반개량을 하여야 한다. Table 1은 우리나라에서 도로시공 중에 적용되는 한국도로공사의 침하량기준을 기술하였다(한국도로공사 도로설계요령 옹벽, 2002). 연약지반구간에서는 허용잔류침하량을 침하량으로 결정할 것인가 압밀로 결정할 것인가에 대해 논란이

Table 1. A standard of vertical settlement.

Condition	Allowable residual settlement(cm)
After pavement unevenness of the road surface	10.0
Raising of box culvert executing	30.0
Facilities for drainage	15.0~30.0

있지만 외국의 경우 대부분 침하량으로 결정되고 있으며 허용잔류침하량은 10~30 cm로 한다.

보강토옹벽의 안정성평가 관리기준

수평, 수직변위에 대한 기준과 한국시설안전관리공단 (2003)이 제시한 옹벽 유지관리 매뉴얼의 보강토옹벽에 대한 안정성 평가기준을 기술하였다. 본 연구에 적용된 보강토옹벽의 각 높이에 대한 안정성 평가기준을 시공 중과 시공 후로 나누어 정리하면 다음 Table 2와 같다.

사례모델의 해석

사례현장의 상황과 지반물성 및 매개변수

본 연구대상지역은 지반 개량 후 도로와 교량의 구조물이 들어서기 때문에 내적 안정성의 경우 보강재의 인장력에 대한 본 연구대상지역은 지반 개량 후 도로와 교량의 구조물이 들어서기 때문에 내적 안정성의 경우 보강재의 인장력에 대한 안정성 및 보강재의 인발저항에 대한 안정성으로 보강토옹벽만이 가지고 있는 파괴메카니즘은 일반 콘크리트 옹벽보다 더 우수하다고 볼

수 있어 블록식 보강토옹벽으로 시공을 했다. 또한 하부 지반이 연약층으로서 보강토옹벽이 시공되는 기초지반은 치환공법이 사용된다. 하부 연약층의 깊이는 개략 10m이고 함수량은 45%이며 액성한계, 소성한계의 결과치 또한 입도분석시험을 하여 통일분류법(USCS)상 저소성의 점토(CL)로 분류되었다.안정성 및 보강재의 인발저항에 대한 안정성으로 보강토옹벽만이 가지고 있는 파괴메카니즘은 일반 콘크리트 옹벽보다 더 우수하다고 볼 수 있어 블록식 보강토옹벽으로 시공을 했다. 또한 하부지반이 연약층으로서 보강토옹벽이 시공되는 기초 지반은 치환공법이 사용된다. 하부 연약층의 깊이는 개략 10m이고 함수량은 46%이며 액성한계, 소성한계의 결과 또한 입도분석시험을 하여 통일분류법(USCS)상 저소성의 점토(CL)로 분류되었다. Table 3은 본 연구에 적용된 대상 연약지반의 두께 및 물성을 나타낸 것이다. 압밀해석 시 반드시 고려해야 할 인자인 초기항복계적 (p_c)은 SAGE CRISP 프로그램 자체 내의 변환기능을 이용해 값을 산정하여 해석에 적용하였다. Table 4는 실험을 통해 얻은 지반의 물성을 지반해석 프로그램인 SAGE CRISP에 입력하기 위해 산출되어진 입력 매개변

Table 2. A standard of stability valuation as hight of reinforced earth retaining walls.

Item	A standard of valuation	H = 2 m	H = 4 m	H = 6 m	H = 8 m	Condition
Horizontal displacement	Under 2% of Hight	Under 4 cm	Under 8 cm	Under 12 cm	Under 16 cm	Under construction
Settlement	Under 3% of Hight	Under 6 cm	Under 12 cm	Under 18 cm	Under 24 cm	Under construction
Shear strain	Under 5% of Hight	Under 5%	Under 5%	Under 5%	Under 5%	Under construction
Progressive Settlement	Under 3cm	Under 3 cm	Under 3 cm	Under 3 cm	Under 3 cm	After construction
Progressive sliding	Under 2cm	Under 2 cm	Under 2 cm	Under 3 cm	Under 3 cm	After construction
Shear strain	Under 5% of Hight	Under 5%	Under 5%	Under 5%	Under 5%	After construction

Table 3. Physical and mechanical properties of soft ground.

Thickness (m)	Unit weight (kN/m ³)	Cohesion (kPa)	Initial void(e_0)	Coefficient of consolidation(cm ² /sec)	Compression index(C_c)	Swelling index(C_s)	Initial yield load (kPa)
10	17.44	14.70	1.34	0.01	0.43	0.06	102.90

Table 4. Parameters of Mohr-Coulomb model.

Layer	Moduls of elasticity (kPa)	Poisson's ratio (ν)	Cohesion (kPa)	Friction angle ($^\circ$)	Unit weight (kN/m ³)
Banking materials	30,000	0.3	3.00	25	18.13
Back fill	30,000	0.3	3.00	25	18.13
Replacement	300,000	0.3	50.00	30	18.13
Rigid foundation	300,000	0.3	50.00	30	18.13

수 값들을 정리하였다. 보강토 뒷채움토는 연약지반의 성토재료와 동일한 물성을 갖는 것으로 가정하여 해석에 적용하였다. 보강토옹벽의 거동 개선효과를 위한 치환공법 적용 시 사용되는 치환토의 경우 E_0 는 300,000 kPa, C 는 50 kPa, ϕ 가 30°인 양질의 토사로써 비압밀 조건으로 해석을 수행하였다. 또한 Mohr-Coulomb의 모델 모두 연약지반 깊이의 증가에 의한 탄성계수증가와 점착력증가가 없이 동일한 것으로 가정하여 해석을 수행하였다 (Roscoe & Burland, 1968; Schofield & Wroth, 1968).

Table 5는 본 연구에 적용된 수정 Cam-Clay, Bar, Beam모델의 입력 매개변수를 나타낸 것이다. 연약지반의 경우 압밀을 고려한 수정 Cam-Clay모델을 적용하였으며 입력 매개변수 λ , k 는 수정 Cam-Clay모델의 매개변수 산정 식을 이용하여 산출하였다(SAGE Engineering Ltd., 1995). 또한 투수계수는 x , y 방향 모두 8.54×10^{-8} m/sec값을 적용하였다. 보강토옹벽은 탄성계수 2.00×10^7 kPa, 포아슨비 0.15, 단면적 0.2 m^2 , 단면 2차모멘트 $6.67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ 의 Beam모델을 적용하였으며 보강토옹벽의 변위를 억제하기 위한 보강재는 탄성계수 1.5×10^6 kPa, 포아슨비 0.50, 단면적이 $7.00 \times 10^{-4} \text{ m}^2$ 인 Bar모델을 적용하여 해석을 수행하였다.

대표해석단면 및 모델링

Fig. 1은 본 연구에서 해석을 수행한 대표적인 지반구성과 보강토옹벽의 유한요소망을 나타낸 것이다. 기초지반은 연약지반으로 되어 있고 일정영역을 치환한 후 그 위에 보강토옹벽과 성토가 이루어졌다. 해석에 적용된 유한요소는 토질의 경우 삼각형 요소(Triangle element)를 모두 적용하였고, 보강토옹벽과 보강재는 라인요소(Line element)를 적용하였다. 보강재는 수직설치간격에 따른 지반의 거동해석을 수행한 단면 외의 경우 모두 수직간격 1 m, 길이 5 m로 옹벽높이와 무관하게 일정하게 시공을 하는 조건으로 해석을 수행하였다. 해석 시 적용된 지반의 경계조건은 연약지반의 좌·우 x 방향으로는 변위가 제한되었고 저면에서는 y 방향으로의 수직 변위가 제한된 조건을 적용하였다. 그리고 지하수위는 지표와 연약지반 저면에 위치해 있는 것으로 모델링 하였으며 또한, 지하수위의 영향을 고려하기 위해 지표의 간극수압은 0으로 저면의 간극수압은 연약지반의 깊이에 따른 물의 영향을 고려하여 일정한 값 이상이면 배수가 허용되는 양면배수로 모델링하여 해석을 수행하였다(Fig. 2). 보강토옹벽의 총 높이 8 m 중 2 m 시공 후 100일, 4 m 시공 후 100일, 6 m 시공 후 100일, 시공 완료 후 500일의 압밀기간을 두어 압밀을 고려하였으며

Table 5. Parameters of Modified Cam-Clay and Beam and Bar models.

Models	λ	k	e_{cs}	M	G (kPa)	γ (kN/m ³)	k_x (m/sec)	k_y (m/sec)	ν	E_0 (kPa)	A (m ²)	I (m ⁴)
Cam-Clay	0.187	0.025	1.006	1.30	0	17.44	8.54×10^{-8}	8.54×10^{-8}	0.30	-	-	-
Beam	-	-	-	-	-	-	-	-	0.15	2.00×10^7	0.2	6.67×10^{-4}
Bar	-	-	-	-	-	-	-	-	0.50	1.50×10^6	7.0×10^{-4}	-

λ : Gradient of Normally Consolidated Region, k : Gradient of Over Consolidated Region, e_{cs} : Critical State Void Ratio, M: Gradient of Critical State line, γ : Unit Weight, G: Shear Modulus, k_x : Coefficient of Permeability of Horizontality, k_y : Coefficient of Permeability of Verticality, ν : Poisson's Ratio, E_0 : Modulus of Elasticity, A: Area, I: Geometrical Moment of Inertia

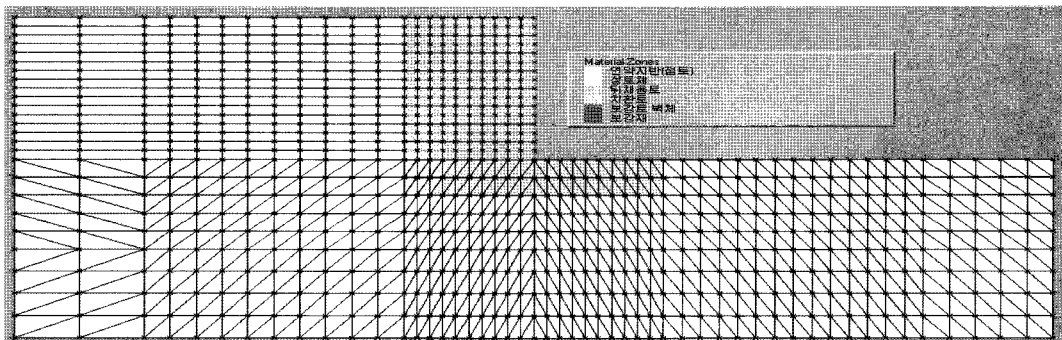


Fig. 1. SAGE CRISP model showing geological section and reinforced earth retaining wall.

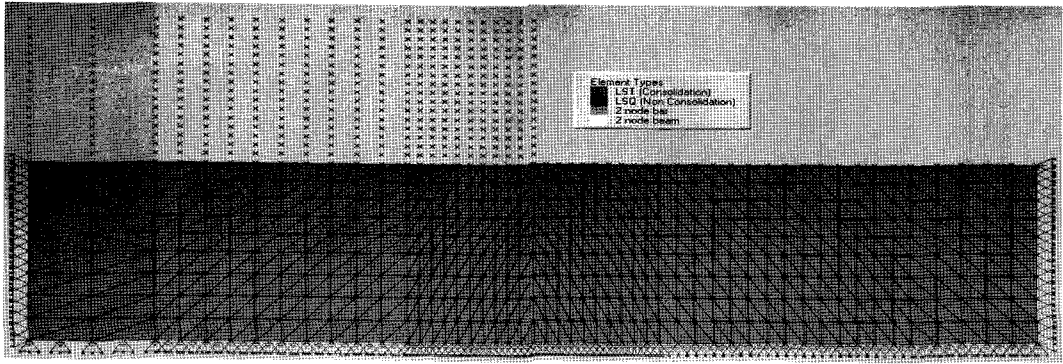


Fig. 2. SAGE CRISP model showing boundary condition and ground water level.

해석단계로는 보강토옹벽의 뒷채움과 성토를 동시에 시공하면서 해석증분을 10단계, 압밀기간에 대해서는 20 단계로 해석을 수행하였다. Fig. 3은 모델링한 과정을 나타낸 것이다. 먼저 연약지반에 벽체를 설치한 후 성토를 하고 다음으로 지반의변위거동을 억제하기 위한 보강재를 5m길기로 시공하는 모델링 과정을 보여주고 있다.

시공에 따른 해석조건

치환공법이 보강토옹벽의 거동 개선효과가 있는지를 검토하기 위해 Table 6과 같이 기초지반이 연약지반, 강성기초인 경우와 치환폭 8m, 치환깊이 4m의 치환공법을 적용 하였을 때 거동해석을 수행하여 비교하였다. 보

강재의 수직간격에 따른 보강토옹벽의 수평·수직변위 비교를 위해 Table 7과 같이 치환폭을 8m로 동일하게 적용하고 보강재의 간격을 0.5m와 1.0m, 무설치 상태로 모델링하여 해석을 수행하였으며 또한 옹벽의 변위 비교를 위해 각각의 옹벽높이에 대해 치환깊이를 0.0~4.0m까지 변화를 주면서 해석을 수행하였다.

Table 8은 치환폭에 따른 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 검토하기 위한 해석단면의 조건을 나타낸 것이다. 치환깊이를 1.5m로 일정하게 적용하고 보강토옹벽의 높이 2m, 4m, 6m, 8m에서 각각 치환폭을 증가시키며 해석을 수행하였다. 해석을 실시한 연약지반은 두께가 10m이고, 양면배수를 허용하는 단면으로 가정

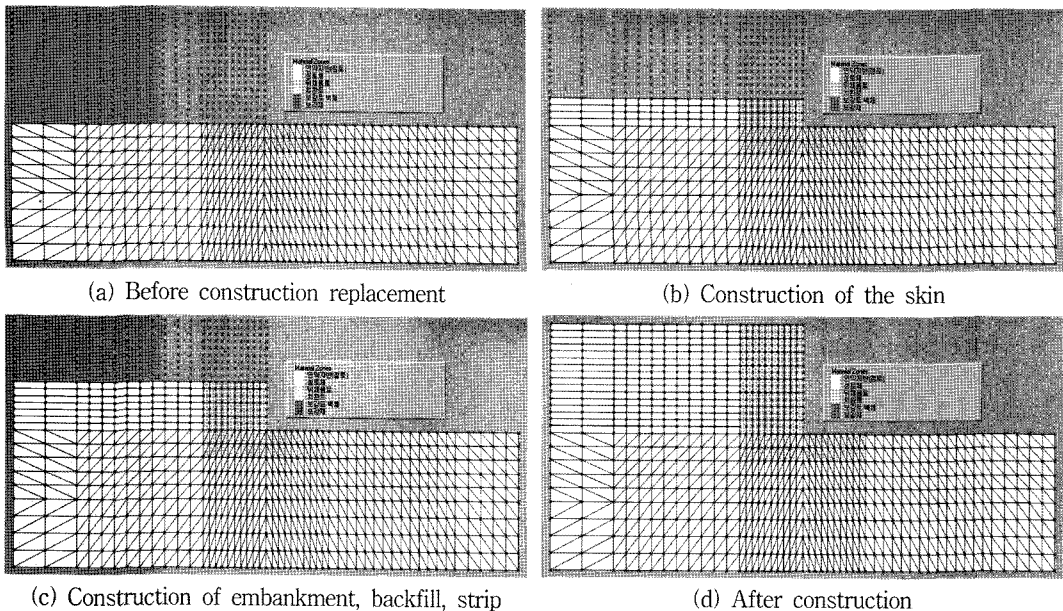


Fig. 3. SAGE CRISP models showing construction process of reinforced earth retaining walls.

Table 6. A condition of the check of replacement method.

Item	Hight(m)	Width of replacement(m)	Depth of replacement(m)	A term of construction(day)	Drain condition
Soft ground	2/4/6/8	-	-	880	Double
Rigid foundation	2/4/6/8	-	-	880	Double
Replacement method	2/4/6/8	8.0	4.0	880	Double

Table 7. A condition of analysis as vertical space of strip

High(m)	Width of replacement(m)	Depth of replacement(m)	Vertical space of strip(m)	A term of construction(day)	Drain condition
2/4/6/8	8	0.0/0.5/1.0/1.5/ 2.0/2.5/3.0/4.0	0.5	880	Double
			1.0	880	
			-	880	

Table 8. A condition of analysis as width of replacement.

Hight(m)	Thickness of soft ground(m)	Depth of replacement(m)	Width of replacement(m)	A term of construction(day)	Drain condition
2	10	2.0	2/3/4/5/6	120	Double
4	10	2.0	4/6/8/10/12	240	
6	10	2.0	6/9/12/15/18	360	
8	10	2.0	8/12/16/20/24	880	

Table 9. A condition of analysis as depth of replacement.

Hight(m)	Thickness of soft ground(m)	Width of replacement(m)	Depth of replacement(m)	A term of construction(day)	Drain condition
2	10	8	0.5/1.0/1.5/2.0	120	Double
4	10	8	1.0/2.0/3.0/4.0	240	
6	10	8	1.5/3.0/4.5/6.0	360	
8	10	8	2.0/4.0/6.0/8.0	880	

하였다. 보강토옹벽의 상·하단에서의 수평변위, 옹벽 뒷채움 저면에서의 수직변위, 보강토옹벽 앞 지표에서의 전단변형률을 비교하여 치환폭의 변화가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 검토하였다. Table 9는 치환공법 적용 시 치환깊이가 보강토옹벽의 거동개선과 적정 치환깊이의 기준치를 제안하고자 해석을 수행한 단면의 조건을 나타낸 것이다. 치환공법 적용 시 치환깊이에 의한 보강토옹벽 거동변화를 보기 위해 보강토옹벽 높이 2m, 4m, 6m, 8m에 대한 치환폭은 8m로 일정하게 유지하면서 치환깊이를 옹벽높이의 0.25~1.00배까지 변화를 주면서 해석을 하였다. 연약층의 두께는 10m이고 보강토옹벽 높이마다 압밀기간을 고려하여 압밀을 고려한 해석을 실시하였다. 그리고 하중증가와 압밀기간에 따른 보강토옹벽의 거동을 비교하기 위해 상단과 하단에서 수평변위와 뒷채움 저면에서 수직변위를 측정하였으며 옹

벽의 전면지표에서 최대전단변형률을 비교·분석하였다.

결과분석 및 고찰

치환공법의 거동개선효과 검토

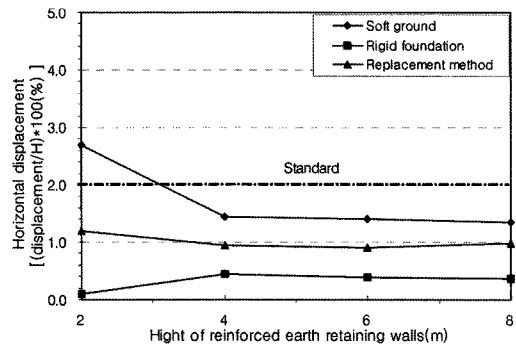
연약지반에 보강토옹벽을 시공할 때 과도변위개선을 위한 치환공법의 변위개선효과를 검토하기 위해 기초지반이 연약지반, 강성기초, 기초지반의 일정영역을 치환한 경우에 대해 SAGE CRISP 프로그램을 통한 유한요소해석을 한 후 비교·분석하였다. 연약지반에 보강토옹벽을 시공할 때 높이(H)에 대해 해석한 절점변위와 전단변형률을 지반이 강성기초인 경우, 치환공법(치환폭: 8m, 치환깊이: 4m)을 적용한 경우와 비교하여 Table 10에 나타내었다. 또한, 연약지반에 시공된 보강토옹벽의 상·하단수평변위(Δh_p)와 배면의 수직변위(Δh_v)를 옹

Table 10. Results obtained from replacement method analysis.

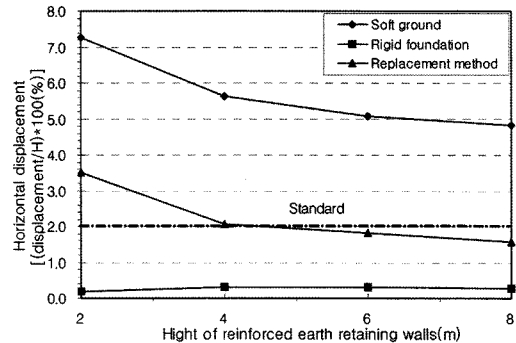
Hight(m)	Item	The upper end horizontal displacement		The lower end horizontal displacement		Vertical displacement		Shear strain (%)
		cm	$(\Delta h_u/H) \times 100$ (%)	cm	$(\Delta h_l/H) \times 100$ (%)	cm	$(\Delta h_v/H) \times 100$ (%)	
Standard	-	-	2.0	-	2.0	-	3.0	5.0
2	Soft	5.40	2.70	14.50	7.25	15.80	7.90	9.80
	Rigid	0.21	0.11	0.39	0.20	0.18	0.09	0.15
	Replacement	2.40	1.20	6.99	3.50	4.21	2.11	2.75
4	Soft	5.80	1.45	22.50	5.63	25.40	6.35	11.10
	Rigid	1.80	0.45	1.20	0.30	1.40	0.35	1.10
	Replacement	3.80	0.95	8.22	2.06	6.59	1.65	3.87
6	Soft	8.40	1.40	30.40	5.07	29.80	4.97	12.30
	Rigid	2.30	0.38	1.80	0.30	1.60	0.27	1.50
	Replacement	5.40	0.90	10.85	1.81	8.35	1.39	4.78
8	Soft	10.80	1.35	38.60	4.83	35.70	4.46	13.60
	Rigid	2.90	0.36	2.10	0.26	2.00	0.25	1.80
	Replacement	7.80	0.98	12.45	1.56	9.31	1.16	5.03

벽높이(H)에 대한 비율로 나타내어 한국시설안전공단의 관리기준치와 비교·분석하였다. 해석결과를 바탕으로 비교·분석한 결과 강성기초인 경우를 제외한 연약지반과 치환공법을 적용한 경우 옹벽높이에 대한 상·하단 수평변위와 배면의 수직변위의 비율이 옹벽높이가 증가할수록 감소하는 경향을 보이는데 이는 압밀기간이 변위에 영향을 주는 것으로 보인다. 보강토옹벽의 상단 수평변위비($\Delta h_u/H$)의 경우 옹벽높이 2m를 제외한 나머지 경우 관리기준치 2.0%보다 작게 나타나 보강토옹벽의 안정에 크게 영향을 미치지 않는 것으로 나타났다. 이와 반면 하단 수평변위비($\Delta h_l/H$)와 수직변위비($\Delta h_v/H$), 전단변형률은 모두 관리기준치를 초과하여 보강토옹벽의 거동개선에 대한 대책이 필요한 것으로 나타났으며 강성기초와 치환공법을 적용한 경우는 대부분 관리기준치보다 작거나 비슷하게 나타나 보강토옹벽의 거동개선에 효과가 있는 것으로 나타났다.

Fig. 4-Fig. 6은 기초지반이 연약지반과 강성기초인 경우와 연약지반의 일부를 치환(치환폭: 8m, 치환깊이: 4m) 후 성토와 보강토옹벽을 시공하였을 때 옹벽의 상·하단 수평변위비($\Delta h_u/H$), 옹벽배면의 수직변위비($\Delta h_v/H$), 옹벽전면의 지표전단변형률을 비교한 값을 나타낸 것이다. Fig. 4(a)에서 나타난 바와 같이 보강토옹벽 상단 수평변위비($\Delta h_u/H$)는 연약지반상의 옹벽높이



(a) The upper end



(b) The lower end

Fig. 4. Horizontal displacement ratio according to height of reinforced earth retaining walls

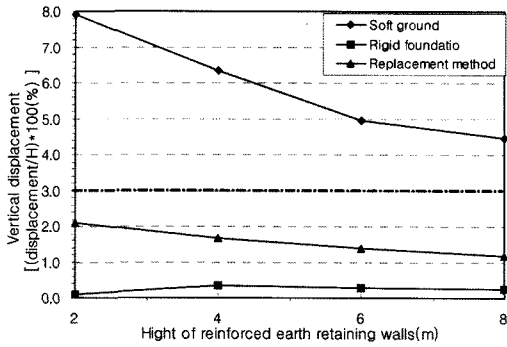


Fig. 5. Vertical displacement ratio according to Hight of reinforced earth retaining walls

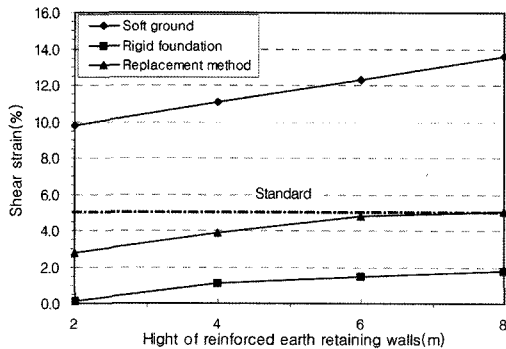


Fig. 6. Shear strain of the front according to hight of reinforced earth retaining walls.

2 m의 경우 2.7%로 관리기준치 2.0%를 초과하였으나 강성기초 설치 시 0.11~0.45%, 치환공법 적용 시 0.90~1.20%로 관리기준치 이하로 나타나 보강토옹벽의 안정성에 크게 영향을 주지 않는 것으로 나타났다. Fig. 4(b)에서는 보강토옹벽의 하단 수평변위비(h_b/H)는 연약지반에 시공된 경우 4.83~7.25%로 관리기준치 2.0%를 크게 상회하는 것으로 나타났으나 강성기초 설치시는 0.20~0.30%로 관리기준치 내의 값을 나타내었다. 치환공법을 적용한 경우 옹벽높이 2~4 m일 때 2.06~3.50%, 6~8 m일 때 1.56~1.81%로 나타나 옹벽높이가 낮은 경우 관리기준치를 약간 상회하였으나 나머지의 경우 관리기준치 2.0%미만의 값으로 나타났다. 이는 전반적으로 연약지반에 시공된 경우와 비교하여 상당한 옹벽하단의 변위개선으로 나타나 치환공법이 보강토옹벽의 하단 수평변위개선에 효과가 있음을 보여 주고 있다. Fig. 5에서 나타난 바와 같이 보강토옹벽의 배면 수직변위비(h_v/H)는 연약지반에 시공된 경우 4.46~7.90%로 관리기준치 3.0%를 크게 상회하는 것으로 나타났으나 강성기

초 설치시는 0.09~0.35%로 관리기준치 내의 값으로 나타났다. 치환공법을 적용한 경우 옹벽높이에 관계없이 1.16~2.11%로 나타나 관리기준치 3.0%미만의 값으로 나타났다. 이는 전반적으로 연약지반에 시공된 경우와 비교하여 상당한 옹벽배면의 수직변위개선으로 나타나 치환공법이 보강토옹벽의 배면 수직변위개선에 효과가 있음을 보여 주고 있다. Fig. 6에서 나타난 바와 같이 보강토옹벽의 전면지표 전단변형률은 연약지반에 시공된 경우 9.80~13.60%로 관리기준치 5.0%를 크게 상회하는 것으로 나타났으나 강성기초 설치시는 0.15~1.80%로 관리기준치 내의 값을 나타내었다. 치환공법을 적용한 경우 옹벽높이 2~6 m일 때 2.75~4.78%, 8 m일 때 5.03%로 나타나 옹벽높이가 높은 8 m의 경우 관리기준치를 약간 상회하였으나 나머지의 경우 관리기준치 5.0%미만의 값으로 나타났다. 이는 전반적으로 연약지반에 시공된 경우와 비교하여 상당한 전면지표 전단변형률 개선을 나타나 치환공법이 보강토옹벽의 전면지표 전단변형률 개선에 효과가 있음을 보여 주고 있다.

보강재의 간격에 따른 변위거동 비교

연약지반의 일정영역에 치환공법(폭 8 m)을 적용한 후 보강재를 설치하지 않았을 경우와 보강재의 수직간격을 0.5 m와 1.0 m로 설치한 경우에 대해서 각각 SAGE CRISP 프로그램을 통한 유한요소해석을 수행하였다. 해석결과를 바탕으로 각각의 시공된 옹벽높이에 따라 수평 및 수직변위거동에 대해 비교·분석하여 보강재가 옹벽의 변위 거동개선에 미치는 영향을 검토하였다. Fig. 7(a)에서 나타난 바와 같이 옹벽높이를 2 m 시공할 때 치환깊이에 따라 보강토옹벽 상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 7.80 cm에서 2.87 cm, 수직설치간격 1 m 시 5.40 cm에서 2.78 cm, 0.5 m 설치 시 5.20 cm에서 2.08 cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하단의 수평변위는 보강재 무설치 시 17.40 cm에서 7.33 cm, 수직설치간격 1 m 시 14.50 cm에서 7.21 cm, 0.5 m 설치 시 13.78 cm에서 7.19 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한, 옹벽배면의 수직변위는 보강재 무설치 시 18.60 cm에서 4.83 cm, 수직설치간격 1 m 시 15.80 cm에서 4.81 cm, 0.5 m 설치 시 16.25 cm에서 4.78 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. Fig. 7(b)에서와 같이 옹벽높이를 4 m 시공할 때 치환깊이에 따라 보강토옹벽 상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 6.55 cm에서 4.32 cm, 수직설치간격 1 m 시 5.80 cm에서 4.24 cm, 0.5 m 설치 시 4.75 cm에서 3.55 cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하

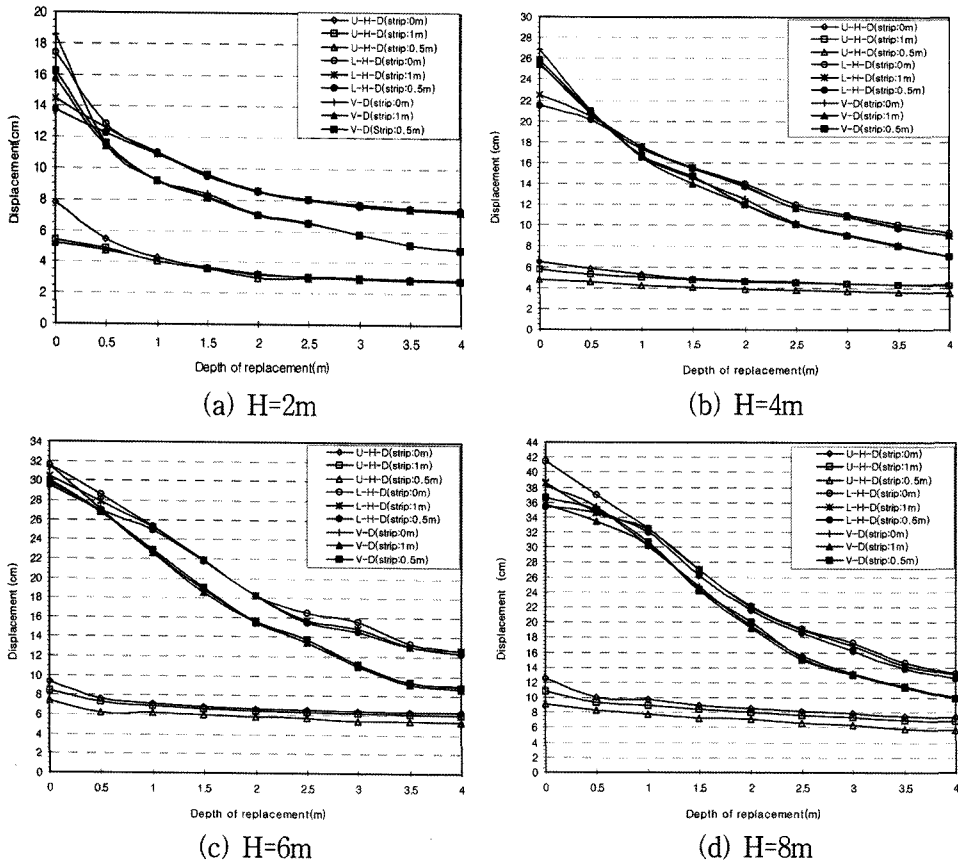


Fig. 7. Displacement according to depth of replacement.

단의 수평변위는 보강재 무설치 시 25.50 cm에서 9.35 cm, 수직설치간격 1 m 시 22.50 cm에서 9.03 cm, 0.5 m 설치 시 21.50 cm에서 9.02 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한, 옹벽배면의 수직변위는 보강재 무설치 시 26.84 cm에서 7.05 cm, 수직설치간격 1 m 시 25.40 cm에서 7.08 cm, 0.5 m 설치 시 25.85 cm에서 7.05 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. Fig. 7(c)에서와 같이 옹벽높이를 6 m 시공할 때 치환깊이에 따라 보강토옹벽 상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 9.40 cm에서 6.28 cm, 수직설치간격 1 m 시 8.40 cm에서 6.01 cm, 0.5 m 설치 시 7.41 cm에서 5.30 cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하단의 수평변위는 보강재 무설치 시 31.56 cm에서 12.61 cm, 수직설치간격 1 m 시 30.40 cm에서 12.58 cm, 0.5 m 설치 시 29.54 cm에서 12.34 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한, 옹벽배면의 수직변위는 보강재 무설치 시 31.51 cm에서 8.99 cm, 수직설치간격 1 m 시 29.80 cm에서 8.65 cm, 0.5 m 설치 시 30.05 cm에서

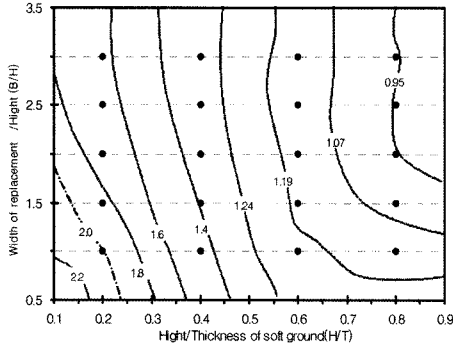
8.88 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. Fig. 7(d)에서와 같이 옹벽높이를 8 m 시공할 때 치환깊이에 따라 보강토옹벽 상단의 수평변위는 보강재 무설치 시 12.54 cm에서 7.35 cm, 수직설치간격 1 m 시 10.80 cm에서 6.85 cm, 0.5 m 설치 시 9.10 cm에서 5.60 cm까지 감소하는 경향으로 나타났으며 옹벽하단의 수평변위는 보강재 무설치 시 41.52 cm에서 13.11 cm, 수직설치간격 1 m 시 38.60 cm에서 13.04 cm, 0.5 m 설치 시 35.45 cm에서 12.56 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다. 또한, 옹벽배면의 수직변위는 보강재 무설치 시 38.24 cm에서 9.92 cm, 수직설치간격 1 m 시 35.70 cm에서 9.95 cm, 0.5 m 설치 시 36.58 cm에서 9.90 cm까지 감소하는 경향으로 나타났다.

Fig. 7의 분석결과에서와 같이 보강토옹벽 상·하단 수평변위 및 수직변위는 치환깊이에 따라 감소하는 경향으로 나타났다. 또한 보강재의 수직설치간격에 따른 옹벽의 변위거동을 보면 옹벽하단의 수평변위와 옹벽배면의 수직변위는 보강재의 수직설치간격이 좁을수록 변

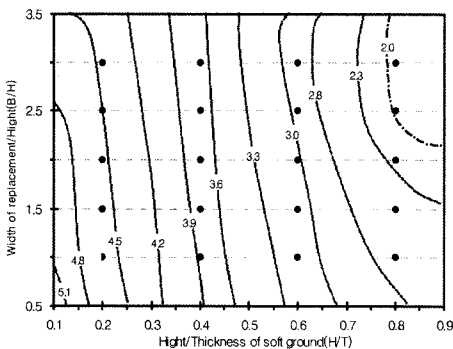
위가 감소하는 경향을 보였지만 감소량은 아주 작으므로 해석되었으며 이와 반면 옹벽상단의 수평변위는 보강재의 수직설치간격이 좁아짐에 따라 변위 개선효과가 크게 나타났으며 옹벽의 시공높이가 증가할수록 개선효과는 더욱 크게 나타남을 알 수 있었다.

치환폭이 보강토옹벽의 거동개선에 미치는 영향

치환공법이 연약지반에 시공된 보강토옹벽의 거동개선에 효과가 있음은 위에서 확인하였다. 여기에서는 치환공법 적용 시 치환깊이를 고정하고 치환 폭을 변화시킴으로써 치환 폭이 보강토옹벽의 거동개선에 어떠한 영향을 미치는지 검토하고 적정 치환 폭의 기준치를 검토하였다. Fig. 8은 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환 폭의 비(B/H)에 따라 해석된 수평변위를 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)로 나타낸 것이다. 여기에서 등고선은 수평변위의 비($\Delta h_v/H$)가 같은 점들을 연결한 선을 나타낸 것이다. 보강토옹벽의 높이에 대한 상·하단 수평변위비($\Delta h_v/H$)를 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환



(a) The upper end



(b) The lower end

Fig. 8. Horizontal displacement ratio according to ratio of replacement width and soft ground thickness.

폭의 비(B/H)에 대한 그래프로 나타내면 대체로 수직형태의 경향을 보인다. 이는 옹벽높이에 대한 상·하단의 수평변위비($\Delta h_v/H$)가 동일 연약층의 두께에 대한 옹벽높이비(H/T)에서 수평변위의 개선을 위해 치환 폭을 증가시켜도 유사한 값을 유지하는 것을 볼 수 있으므로 치환 폭의 증가로 인한 수평변위의 개선은 크지 않음을 알 수 있었다.

Fig. 9-Fig. 10은 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환 폭의 비(B/H)에 따라 해석된 옹벽높이에 대한 수직변위비($\Delta h_v/H$)와 전단변형률을 나타낸 것이다. 여기에서 등고선은 수직변위비($\Delta h_v/H$)와 전단변형률이 같은 점을 연결한 선을 나타낸 것이다. 보강토옹벽 배면의 임의점점의 수직변위를 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)로 나타낸 Fig. 9를 보면 옹벽 상·하단 수평변위를 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_v/H$)로 나타낸

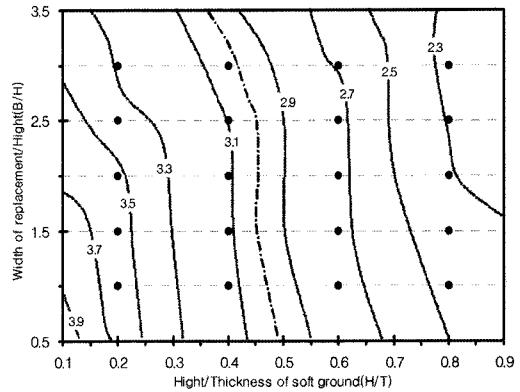


Fig. 9. Vertical displacement ratio according to ratio of replacement width and soft ground thickness.

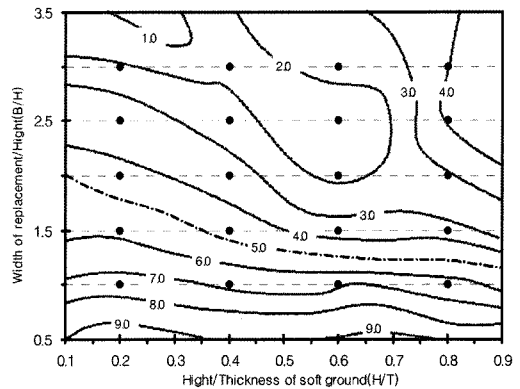


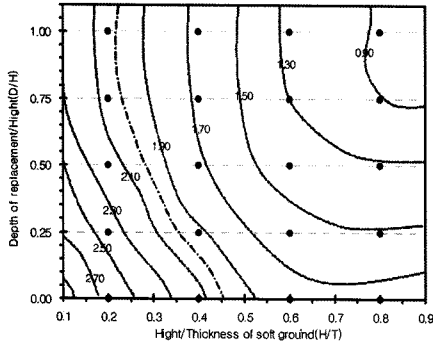
Fig. 10. Shear strain according to ratio of replacement width and soft ground thickness

Fig. 8과 유사하다. 수직변위의 경우도 동일 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에 대해 수직변위를 개선하기 위해 치환폭을 옹벽높이의 3배까지 증가시켜도 수직변위의 비는 유사한 값으로 나타났다. 이는 옹벽 상·하단 수평변위와 마찬가지로 치환폭의 증가로 인한 수직변위의 개선은 크지 않음을 알 수 있다. 전단변형률에 대한 해석결과를 나타낸 Fig. 10을 보면 그래프가 거의 수평에 가까운 경향을 보인다. 여기에서 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.20~0.80의 범위에 대해 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.20~1.80이상 값을 유지하면 전단변형률에 대해 안정한 것으로 해석되었다. 세분하면 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.2~0.4의 경우 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.40~1.80, 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.40~0.80의 경우 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.20~1.40이상 값을 유지하면 안정한 것으로 나타났다. 이 결과에서와 같이 전단변형률에 대한 안정을 증대시키기 위해서는 치환폭을 증가시킬 경우 전단변형률이 크게 개선되는 것으로 나타났으며 옹벽높이에

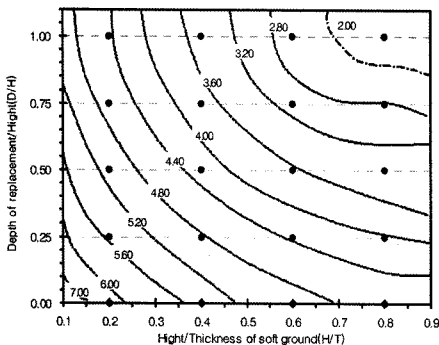
대한 치환폭의 비(B/H)가 1.20~1.80이상을 유지하면 안정하기 때문에 더 이상 치환폭의 증가는 불필요함을 알 수 있었다.

치환깊이가 보강토옹벽의 거동개선에 미치는 영향

치환공법 적용 시 치환폭을 8m로 일정하게 한 후 치환깊이를 변화시킴으로써 치환깊이가 보강토옹벽의 거동개선에 어떠한 영향을 미치는지 검토하고 이를 바탕으로 적정 치환깊이의 기준치를 제안하였다. Fig. 11은 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)에 따라 해석된 수평변위를 옹벽높이에 대한 비($\Delta h_x/H$)로 나타낸 것이다. 여기에서 등고선은 수평변위비($\Delta h_x/H$)가 같은 점을 연결한 선을 나타낸 것이다. 보강토옹벽 상·하단 수평변위의 해석결과를 분석하면 보강토옹벽 높이에 대한 상단의 수평



(a) The upper end



(b) The lower end

Fig. 11. Horizontal displacement ratio according to ratio of replacement depth and soft ground thickness.

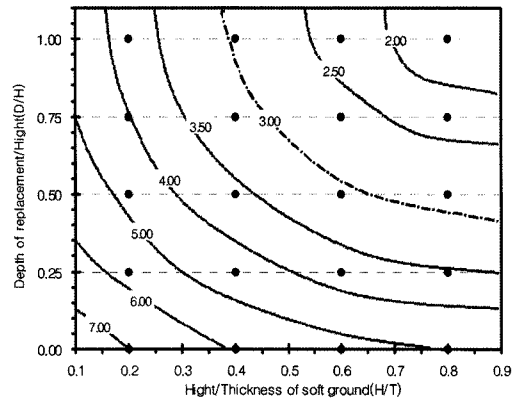


Fig. 12. Vertical displacement ratio according to ratio of replacement depth and soft ground thickness.

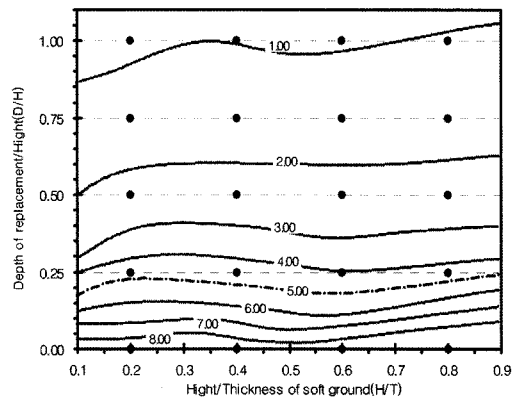


Fig. 13. Shear strain according to ratio of replacement depth and soft ground thickness.

Table 11. A proposal of replacement depth according to ratio of soft ground thickness.

Displacement & Shear strain	Hight/Thickness soft ground(H/T)	Depth of replacement/Hight(D/H)
Horizontal displacement ratio ($\Delta h_h/H$)	upper end	≤ 0.25 Lack of stability
		$\geq 0.0-0.65$ Stability
	lower end	≤ 0.70 Lack of stability
		≥ 0.90 ≥ 0.90
Vertical displacement ratio ($\Delta h_v/H$)	≤ 0.38 Lack of stability	
	$\geq 0.40-1.10$ ≥ 0.40	
	≥ 0.90 ≥ 0.40	
Shear strain	≤ 0.10 ≥ 0.18	
	$\geq 0.20-0.90$ $\geq 0.18-0.25$	
	≥ 0.90 ≥ 0.25	

변위비($\Delta h_v/H$)의 경우 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.25이하일 때는 불안정한 것으로 나타났으며 0.46이상일 때는 기준값 2%보다 작아 안정한 것으로 나타났다. 단, 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.25~0.45일 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)는 0.0~0.65보다 커야 될 것으로 나타났다. 옹벽높이에 대한 하단의 수평변위비($\Delta h_h/H$)의 경우 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.70보다 작을 경우 불안정한 것으로 나타났으며 H/T가 0.70일 때 D/H가 1.1이상, H/T가 0.80일 때 D/H가 0.90이상, H/T가 0.90보다 클 경우 D/H가 0.85이상의 값을 확보해야 안정을 유지할 것으로 나타났다. Fig. 12~Fig. 13은 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)와 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)에 따라 해석된 수직변위비(h_v/H)와 전단변형률을 나타낸 것이다. 여기에서 등고선은 수직변위의 비(h_v/H)와 전단변형률이 같은 점을 연결한 선을 나타낸 것이다. 보강토옹벽 배면의 수직변위의 해석결과를 분석하면 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.38보다 작을 경우 불안정한 것으로 나타났으며 H/T가 0.38일 때 D/H가 1.1이상, H/T가 0.40일 때 D/H가 0.95이상, H/T가 0.60일 때 D/H가 0.55이상, H/T가 0.80일 때 D/H가 0.45이상, H/T가 0.90보다 클 경우 D/H가 0.40이상의 값을 확보해야 보강토옹벽 배면의 수직변위거동이 안정을 유지할 것으로 나타났다(Fig. 12). 전단변형률에 대한 해석결과를 나타낸 Fig. 13을 보면 그래프가 거의 수평에 가까운 경향을 보이며 대부분의 해석결과가 관리기준치 5%보다 작아 안정한 것으로 나타났다. 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.10보다 작을 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 0.18이상 값을 유지하면 전단변형률에 대해 안정한 것으로 해석되었으며 H/T가 0.20~0.90의 경우 D/

H가 0.18~0.25이상, H/T가 0.90이상의 경우 D/H가 0.25이상 값을 유지하면 안정한 것으로 나타났다. 이 결과에서와 같이 전단변형률에 대한 안정을 증대시키기 위해서 치환깊이를 증가시킬 경우 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에 따라 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)의 관리기준치를 적용하면 보강토옹벽의 설계와 시공에 있어서 경제적이고 안정을 확보 할 수 있을 것으로 판단된다. Table 11은 적정 치환깊이의 제안 값을 정리한 것이다.

결 론

연약지반에 보강토옹벽을 시공할 때 치환공법이 보강토옹벽의 거동개선에 미치는 효과와 배면의 보강재 수직설치간격에 따른 변위개선효과를 검토하고, 치환공법 적용 시 적정 치환폭과 깊이를 제안하고자 유한요소해석을 수행한 후 해석결과를 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 연약지반에 보강토옹벽을 시공할 때 수평변위와 수직변위, 전단변형률은 모두 관리기준치를 초과하여 옹벽의 거동개선에 대한 대책이 필요한 것으로 나타났으나 치환공법을 적용한 경우 관리기준치보다 작거나 비슷하게 나타나 치환공법이 보강토옹벽의 거동개선에 효과가 있는 것으로 나타났다.
2. 보강재의 수직설치간격에 따른 옹벽의 변위거동을 보면 옹벽의 하단수평변위와 옹벽배면의 수직변위는 수직설치간격이 좁을수록 미소하게 감소하는 경향으로 나타났다지만, 상단수평변위는 보강재의 수직설치간격이 좁아짐에 따라 변위개선효과가 크게 나타났으며 옹벽의 시공높이가 증가할수록 개선효과는 더욱 크게 나타났다.
3. 옹벽의 상·하단 수평변위의 비($\Delta h_h/H$)와 배면의

수직변위의 비($\Delta h_v/H$)는 동일 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)에서 변위개선을 위하여 치환폭을 증가시켜도 유사한 값을 유지하였으므로 치환폭의 증가로 인한 수평 및 수직변위의 개선효과는 크지 않음을 알 수 있었다. 이와 반면 전단변형률은 치환폭을 증가시킬 경우 개선효과가 크게 나타났으며 옹벽높이에 대한 치환폭의 비(B/H)가 1.20~1.80이상일 유지하면 안정한 것으로 나타났다.

4. 치환깊이 변화에 따른 옹벽의 상단수평변위 비($\Delta h_h/H$)의 경우 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.25~0.45일 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 0.0~0.65보다 커야 될 것으로 나타났으며, 하단 수평변위 비($\Delta h_b/H$)의 경우 H/T 가 0.70일 때 D/H 가 1.10이상, H/T 가 0.80일 때 D/H 가 0.90이상, H/T 가 0.90보다 클 경우 D/H 가 0.85이상의 값을 확보해야 될 것으로 나타났다. 또한, 옹벽배면의 수직변위 비($\Delta h_v/H$)의 경우 연약층의 두께에 대한 옹벽높이의 비(H/T)가 0.38일 경우 옹벽높이에 대한 치환깊이의 비(D/H)가 1.10이상, H/T 가 0.40일 때 D/H 가 0.95이상, H/T 가 0.60일 때 D/H 가 0.55이상, H/T 가 0.80일 때 D/H 가 0.45이상, H/T 가 0.90보다 클 경우 D/H 가 0.40이상의 값을 확보해야 할 것으로 나타났으며, 전단변형률의 경우 H/T 가 0.20~0.90일 때 D/H 가 0.18~0.25이상, H/T 가 0.90이상 일 때 D/H 가 0.25이상 값을 유지하면 안정한 것으로 나타났다.

참 고 문 헌

김동, 1995, 연약지반에 설치된 보강토옹벽의 치환보강 공법 사례연구, 전남대 석사논문, 57.
 김명모, 김학문, 황의식, 이봉렬, 2000, 상재하중의 영향에 따른 보강토옹벽의 거동에 관한 모형실험연구, 한국지반공학학회 학술발표회.
 유충식, 김주석, 2002, 기초지반의 강성이 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향, 한국지반공학학회, 18(4), 9-19.
 주재우, 김성태, 박현수, 장용재, 조삼덕, 2003, 보강재의 길이 및 간격의 변화가 보강토옹벽의 안정에 미치는 영향, 대한토목학회 정기학술대회, 3234-3240.
 한국도로공사, 2002, 도로설계요령, 제3권 옹벽 8-5, 733-762.
 한국시설안전기술공단, 2003, 안전점검 및 정밀안전진단 옹벽 세부지침, 건설교통부.
 Bathurst, R. F., 1994, Case study of a monitored

propped panel wall, Proceedings of the international symposium on Geosynthetic- reinforced soil retaining walls, Dever, Colorado, 159-166.
 Indraratna, B., Balasubramaniam, A. S., Balachandran, S., 1992, Performance of test embankment constructed to failure on soft marine clay, ASCE Journal of Geotechnical Engineering, 118(1), 12-33.
 SAGE Engineering Ltd., 1995, SAGE CRISP : Users guide and technical reference guide
 Roscoe K. H., Burland J. B., 1968, On the generalized stress strain behaviour of wet clay, engineering plasticity, cambridge Univ. press, cambridge, 535-609.
 Schofield, A. N., Wroth, C. P., 1968, Critical State Soil Mechanics, McGraw - Hill.
 Wetzell, R. A., Buttery, K.E., McCullough, E.S., 1995, Preliminary Results from Instrumented Segmental Retaining Wall, Geosynthetics 95 Conference Proceedings, 1, pp.133-146.

2007년 10월 21일 원고접수, 2007년 12월 13일 게재승인

기원서

조선이공대학 토목건설과
 501-744, 광주시 동구 서석동 290
 Tel: 062-230-8662
 Fax: 062-230-8677
 E-mail: wski@mail.chosun-c.ac.kr

주승완

서강정보대학 건설토목학부
 500-742, 광주시 북구 윤암동 789-1
 Tel: 062-520-5198
 Fax: 062-520-5198
 E-mail: swjoo@seokang.ac.kr

김선학

조선대학교 토목공학과
 501-759, 광주시 동구 서석동 375
 Tel: 062-230-7093
 Fax: 062-230-7083
 E-mail: sun93k@naver.com