

다단식 보강토 옹벽 설계사례에 관한 고찰

A Case Study on Design of Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls

박시삼¹⁾, Sisam Park, 조삼덕²⁾, Sam-Deok Cho, 박두희³⁾, Duhee Park, 장기수⁴⁾, Ki-Soo Chang

¹⁾ GS건설(주) 기술본부 기반연구팀 선임연구원, Senior Researcher, Infra Structure Research Team, GS E&C Corp.

²⁾ 한국건설기술연구원 지반연구부 수석연구원, Research Fellow, Geotechnical Engrg. Research Dept., KICT

³⁾ 한양대학교 토목공학과 전임강사, Full-time Lecture, Dept. of Civil Engrg., Hanyang University

⁴⁾ (주)보강테크 대표이사, President, Bogang Tech Co. Ltd.

SYNOPSIS : The method of reinforced earth walls has grown remarkably and the frequency of utilization has been increased on a national scale thereafter introduced in the middle 1980s in Korea. Furthermore the construction case of the extensive Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls had been increased. Currently, the design criterion of FHWA and NCMA mainly used in Korea suggest determining the horizontal distance of the upper/lower retaining wall based on the study results of the internal stability and the external stability of Segmental Retaining Walls but in many cases are not suitable for the actual situation in Korea.

Therefore, in this study reviewed the design criterion of Geosynthetic-Reinforced Segmental Retaining Walls, performed the internal and external stability in Paju, Gyeonggi-do based on the design criterion of FHWA and NCMA, suggested the modified design criterion of FHWA with analyzing the results, and performed the stability analysis for the internal and external stability and the compound failure. Moreover for the confirmation of the modified FHWA design standard, the suggestion and the analysis of the numerical analysis approaching method using shear strength reduction technique were performed and the design cases utilized the modified FHWA design standard based on the study analysis were introduced.

Key words : geosynthetic-reinforced segmental retaining walls, design criterion, numerical analysis

1. 서론

국내에 보강토 공법이 1980년대 중반에 소개된 이래 괄목할 만한 발전을 거듭하여 전국적으로 사용빈도가 증가하고 있으며, 아울러 장대화된 다단식 보강토 옹벽의 시공사례가 증가하고 있는 실정이다. 현재 국내에서 주로 사용되고 있는 FHWA 및 NCMA 설계기준의 경우, 다단식 옹벽의 내, 외적 안정성 검토결과를 토대로 상, 하단 옹벽의 수평이격거리를 결정하도록 제안하고 있으나, 국내실정에 부합되지 않는 경우가 많다.

따라서, 본 논문에서는 다단식 보강토 옹벽의 설계개념에 대해 살펴보았으며, FHWA 및 NCMA 설계기준에 근거하여 경기도 파주현장에 대한 내적 안정성(internal stability) 및 외적 안정성(external stability) 검토를 수행하였으며, 검토결과를 분석하여 수정 FHWA 설계기준을 제시하고 이에대한 내, 외적 안정성 및 복합파괴(compound failure)에 대한 안정성 검토를 수행하였다. 또한 수정 FHWA 설계기준의 적합성을 판단하기 위해, 전단강도 감소기법(shear strength reduction technique)을 이용한 수치해석적 접근방법 제시 및 분석이 이루어 졌으며, 이를 토대로 결정된 수정 FHWA 설계기준을 적용한 설계 및 시공사례를 소개하고자 한다.

2. 다단식 보강토 옹벽의 설계

다단식 보강토 옹벽 설계의 경우, NCMA 기준에서는 상, 하단 옹벽의 이격거리를 반복계산하면서 보강재의 길이 및 강도를 결정하며, FHWA 기준에서는 상, 하단 이격거리에 따른 파괴면을 3가지로 분류하여 보강재의 길이 및 강도 등을 결정하도록 제안하고 있다.

2.1 NCMA 설계기준

NCMA 설계기준에서는 상단옹벽의 안정을 고려한 하단부 보강재의 길이를 먼저 설정한 후 상단 및 하단부의 이격거리를 토대로 상단부 옹벽의 영향을 등가의 상재하중으로 환산하여 유발인장력을 계산하고, 이를 토대로 내, 외적 안정성 검토를 수행하게 되는데, 보강토 옹벽에 작용하는 상재하중을 선정하는 방법 등을 요약, 정리하면 표 1과 같다.

표 1. 다단식 보강토 옹벽의 상재하중 선정 (NCMA, 1996)

상재하중 선정 Diagram	상재하중 선정 방법
	<ol style="list-style-type: none"> 하단옹벽 내적 안정성 검토시 적용하는 등가 상재하중 <ul style="list-style-type: none"> - $J > L_1$: 영향없음, $q_{d(1)}=0, q_{1(1)}=0$ - $3L_1 < J < L_1$: 부분적 상재하중 적용 $q_{d(1)} = \frac{(L_1 - J)}{L_1}(\gamma_{i(2)}H_2'), \quad q_{1(1)} = \frac{(L_1 - J)}{L_1}(q_{1(2)}')$ - $J < 3L_1$: 전체 상재하중 적용 $q_n = \gamma_{i(2)}H_2', \quad q_{1(1)} = q_{1(2)}$ 하단옹벽 외적 안정성 검토시 적용하는 등가 상재하중 <ul style="list-style-type: none"> - $J > (L_1 + X)$: 영향없음, $q_{d(1)}=0, q_{1(1)}=0$ - $(L_1 + 5X) < J < (L_1 + X)$: 부분적 상재하중 적용 $q_{d(1)} = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1}(\gamma_{i(2)}H_2'), \quad q_{1(1)} = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1}(q_{1(2)}')$ - $J < (L_1 + 5X)$: 전체 상재하중 적용 $q_n = \gamma_{i(2)}H_2', \quad q_{1(1)} = q_{1(2)}$
<p>* 비고 : $X_1 = \frac{(H+J/S)}{\tan \alpha_e}$, $H_1 > H_2$, J : 수평이격거리, L : 보강재의 길이+블록 폭, S=500(상하 옹벽사이 배면이 수평인 경우)</p>	

2.3 FHWA 설계기준

FHWA 설계기준에서는 상, 하단 옹벽의 이격거리(D)를 토대로 외적안정성을 만족하는 보강재의 길이를 표 2 및 그림 1과 같은 기준으로 보강재 길이 및 파괴면을 결정한 후, 보강재의 정착길이를 산정하는 것으로 제안하였다.

표 2. 보강재 길이 결정

구 분	보강재 길이 결정 방법
$D > H_2 \tan(90 - \phi)$	상, 하단 옹벽은 상호 영향을 주지 않는 것으로 간주
$D \leq \frac{H_1 + H_2}{20}$	상, 하단 옹벽의 높이(H)는 상단(H1) 및 하단(H2) 높이의 합으로 간주하고 단일옹벽에 대한 보강재 길이설정
$D > \frac{H_1 + H_2}{20}$	<ul style="list-style-type: none"> - 상단옹벽 보강재 길이 : $L_1 \geq 0.7H_1$ - 하단옹벽 보강재 길이 : $L_2 \geq 0.6H$, 여기서 $H = total\ height$

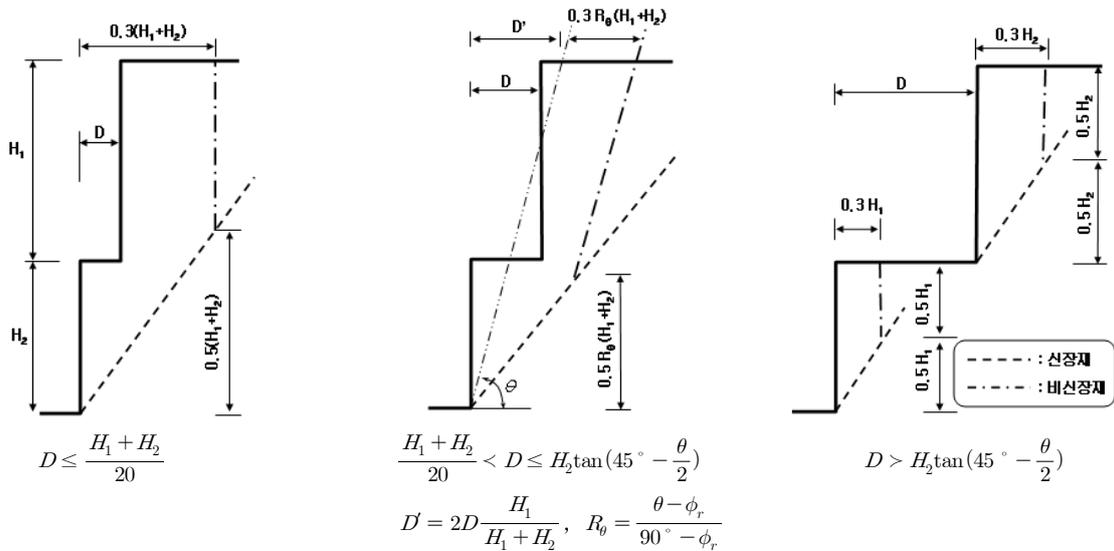


그림 1. 가상파괴면 설정 (FHWA, 2001)

또한 외적 안정성 검토시에는 상단부 옹벽을 상재하중으로 환산하여 지지력 및 전도에 대한 검토를 수행하고, 저면활동 검토 대신에 사면안정개념의 복합파괴 혹은 전반파괴 해석을 수행할 것을 제안하고 있다. 아울러, 내적 안정성 검토시에는 표 3과 같이 상단부 옹벽의 위치를 고려하여 상단부 옹벽으로 인해 유발되는 연직응력의 증가량을 계산하여 유발인장력을 계산한다.

표 3. 상단옹벽으로 인한 연직응력 증가

연직응력 증가 Diagram	연직응력 산정 방법
	<p>Case 1 : $D \leq H_2 \tan(45^\circ - \frac{\phi_r}{2}), \sigma_i = \gamma H_2$</p> <p>Case 2 : $H_2 \tan(45^\circ - \frac{\phi_r}{2}) < D \leq H_2 \tan(90^\circ - \phi_r)$</p> <p>Case 3 : $D > H_2 \tan(90^\circ - \phi_r), \sigma_i = 0$</p> <p>where, $\xi_1 = D \tan \phi_r, \xi_2 = D \tan(45^\circ + \frac{\phi_r}{2})$,</p> <p>$\sigma_f = \frac{\xi_j - \xi_i}{\xi_2 - \xi_1} \gamma H_1, \phi_r$; 뒤체 옹벽의 내부마찰각</p>

2.4 전단강도 감소기법

유한요소법에 의한 사면안정해석시 안전율의 평가방법은 여러가지 제안된 방법이 있으며, 이 중에서 파괴시까지 지반의 전단강도를 감소시켜가면서 계산하는 방법을 전단강도감소기법(shear strength reduction technique)이라 부른다(그림 2). 전단강도감소기법의 경우, 안정해석에 있어서 일반적으로 사용하고 있는 절편법에 비해 많은 이점이 있는데, 그 중에서도 가장 중요한 것은 파괴면과 파괴메커니즘을 자동적으로 찾아 준다는 점을 들 수 있다(Dawson 등 2000). 전단강도감소기법은 수치해석적인 방법을 이용하여 식 (1)과 같이 지반의 전단강도를 좌우하는 지반의 내부마찰각 및 점착력에 대해 안전율을 고려하여 감소시켜가면서 파괴시까지 반복 계산함으로써 파괴시 최종적으로 적용된 안전율과 가상파괴면을 평가하여 한계평형해석기법과 유사한 안정성 평가를 할 수 있는 해석기법이다.

$$\tan\phi_m = \frac{\tan\phi}{F_s\phi}, \quad c_m = \frac{c}{F_s c} \quad (1)$$

여기서, ϕ, c : 원지반의 내부마찰각 및 점착력
 ϕ_m, c_m : 안전율을 고려하여 수정된 내부마찰각 및 점착력
 $F_s\phi, F_s c$: 내부마찰각 및 점착력에 대한 안전율

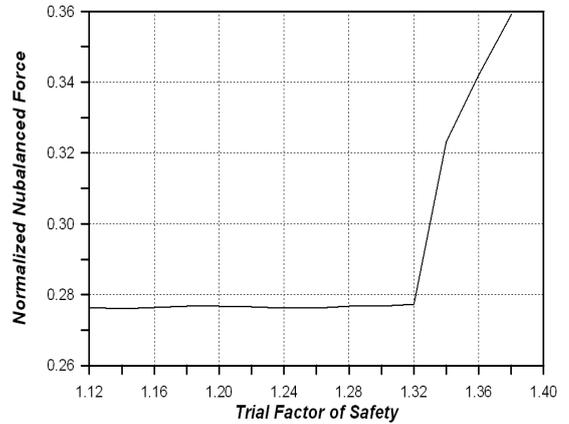
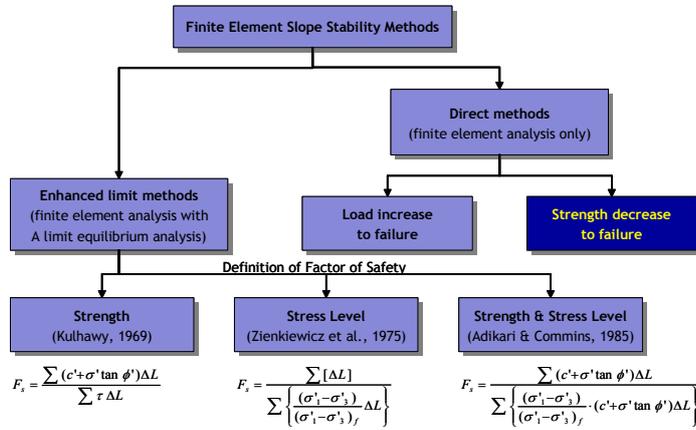


그림 2. FEM에 의한 안전율의 평가방법 (Fredlund 등, 1999)

그림 3. 보강토 옹벽의 불평형력 변화

그림 3은 *FLAC^{2D} ver 3.30*을 이용하여 산정한 지오그리드 보강토 옹벽의 단계별 전단강도 감소(안전율 증가)에 따른 정규화된 불평형력(unbalanced force)의 변화를 보여준다. 그림 3에서 나타나듯이 단계별 전단강도 감소에 따라서 불평형력이 일정한 수준으로 산정되다가 임의의 안전율($F_s=1.32$)에서 갑자기 불평형력이 크게 증가하게 되는데 이때의 안전율, 즉 변형이 크게 증가되는 단계의 안전율을 보강토 옹벽 구조체의 전체안전율로 나타내게 된다.

3. 다단식 보강토 옹벽의 설계 및 시공 사례

3.1 현장 개요

경기도 파주에 위치한 성토부지에 총 연장 1,450m 보강토 옹벽이 시공되었으며, 유효 활용부지 확보를 위해 최대 29.4m에 이르는 고성토 다단식 보강토 옹벽이 계획, 시공되었다(그림 4 및 그림 5).

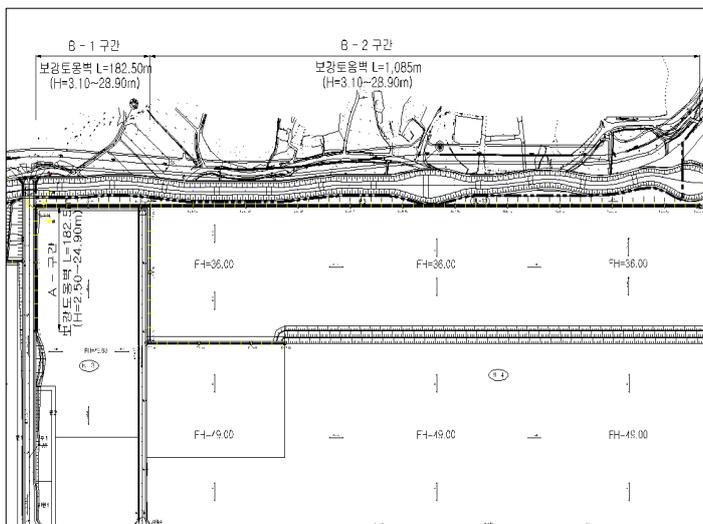


그림 4. 보강토 옹벽 평면도

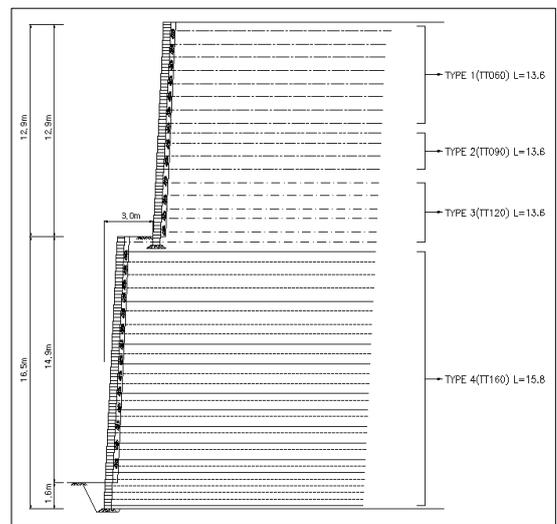


그림 5. 다단식 보강토 옹벽 (H= 29.4m)

3.2 설계 및 시공

본 현장의 보강토 옹벽의 연장은 1,405m 정도로서, 이중 성토고가 가장높은 단면(그림 5 참조)에 대한 안정해석을 FHWA 및 NCMA 설계기준을 토대로 수행하였으며, 아울러 *FLAC^{2D} ver 3.30* 프로그램을 이용한 복합 구조물 안정성 검토도 추가로 수행하였다. 본 해석시 적용한 지반강도정수는 지반조사 및 실내실험 결과를 토대로 표 4와 같이 결정하였으며, 보강재의 강도특성치는 표 5와 같다.

표 4. 안정해석에 적용된 지반강도정수

구분	γ_t , kN/m ³	c , kPa	ϕ , °	E, kPa	ν
귀체움재	17.0	0	33	142,166	0.35
원지반	매립토	14.2	0	10,898	0.35
	층적층	18.6	0	122,625	0.30
	풍화토	18.6	0	196,000	0.30
	풍화암	18.6	50	326,996	0.25

표 5. 지오그리드 강도특성치

Geogrid	최대인장강도, T_{ult} , kN/m	허용인장강도, T_a , kN/m
Type 1	60.0	27.0
Type 2	90.0	40.4
Type 3	120.0	53.9
Type 4	160.0	71.9

* 성분 : HDPE, High Density Polyethylene

보강토 옹벽 전면벽체에 적용되는 블록은 23.5MPa의 일축압축강도를 가지는 키(key)형 블록을 사용하였으며, 벽체배면에 30~50cm 폭의 자갈층을 설치하였다. 또한 뒤체움 흙으로는 화강풍화토를 사용하였으며, 다짐은 10ton의 진동롤러를 이용하여 95% 다짐도를 확보하는 것으로 계획하였고, 벽체 배면의 자갈배수층을 포함한 1m 정도의 폭에 대해서는 시공 중 다짐작업에 의한 벽체 전면변위를 억제하기 위해 1ton 롤러를 이용하여 다짐을 수행하였다. 층별 다짐두께는 25cm 이하로 관리하였으며, 최대건조밀도는 19kN/m³, 최적함수비는 8.2% 정도인 것으로 나타났다. 계속해서 보강토 옹벽의 우각부의 경우 응력집중에 의한 변위증가 등의 위험요인을 차단하기 위해, 보강토 중량 5~8% 정도의 Soil Cement를 혼합하여 혼합재의 일축압축강도를 250kPa 이상 확보할 수 있도록 하였다.

4. 다단식 보강토 옹벽의 내, 외적 안정성 검토

4.1 안정성 검토결과 및 최적설계단면 비교

그림 5에 도시된 다단식 보강토 옹벽의 내, 외적 안정성 검토결과를 요약, 정리하면 표 6과 같다.

표 6. 안정성 검토 결과 및 최적설계단면 비교

보강토 옹벽, H=29.4m	FHWA					NCMA				
	외적 검토			내적 검토		외적 검토			내적 검토	
	활동 (FS≥1.5)	전도 (FS≥2.0)	지지력 (FS≥2.0)	인발파괴 (FS≥1.5)	파단 (FS≥1.5)	활동 (FS≥1.5)	전도 (FS≥2.0)	지지력 (FS≥2.0)	인발파괴 (FS≥1.5)	파단 (FS≥1.0)
상단	2.057	2.67	3.93	1.639	1.502	3.78	6.37	9.41	2.01	1.01
하단	2.057	2.67	3.93	1.639	1.502	2.77	3.83	4.78	12.95	1.04

최적 설계 단면	FHWA					NCMA				
	활동	전도	지지력	인발파괴	파단	활동	전도	지지력	인발파괴	파단
	2.057	2.67	3.93	1.639	1.502	2.77	3.83	4.78	12.95	1.04

FHWA 최적 설계 단면

NCMA 최적 설계 단면

표 6에 도시된, FHWA 및 NCMA 설계기준 안전율을 상회하는 최적설계단면에 설치된 지오그리드의 설치 단수를 비교해보면, FHWA 설계기준을 토대로 결정된 설계단면의 경우, Type 4 지오그리드 44단(L=15.8m), Type 3 지오그리드 7단(L=13.6m), Type 2 지오그리드 8단(L=13.6m), Type 1 지오그리드 8단(L=13.6m)이며, NCMA 설계기준을 토대로 결정된 설계단면의 경우, Type 4 지오그리드 20단(L=11.6m), Type 3 지오그리드 10단(L=11.6m), Type 2 지오그리드 7단(L=9.4m), Type 1 지오그리드 9단(L=9.4m)인 것으로 평가되었다. 따라서 이 두가지 설계기준을 토대로 선정된 최적설계단면은 상당부분 상이한 것으로 나타났으며, NCMA 설계기준에 의해 선정된 최적설계단면이 FHWA 설계기준에 의해 평가된 최적설계단면에 비해 40% 정도의 공사비 감소효과가 있는 것으로 평가되었다.

따라서 NCMA 설계기준에 의해 결정된 최적설계단면에 비해, FHWA 설계기준에 의해 선정된 최적설계단면의 경우 다소 보수적인 측면을 내포 하고 있는 것으로 판단되나, NCMA 설계기준에 의한 안정성 검토시 하단옹벽과 상단옹벽을 하나의 구조체로 간주하고 검토하는 것이 아니라, 별개의 독립된 구조물로 보고 검토가 이루어지기 때문에, 복합구조물의 영향을 정확하게 고려할 수 없는 등의 이유로 인해 정량적인 비교가 어려운 실정이다.

4.2 수정 FHWA 설계기준 제안

FHWA 설계기준을 토대로 선정된 최적설계단면이 다소 보수적인 이유는, 안정성 검토시 다양한 인자의 강도감소계수(RF_{CR} , RF_D , RF_{ID})와 불확실성에 대한 안전율($FS=1.0\sim 1.5$)을 고려하여 허용인장강도(T_a) 값을 산출한 후, 이를 토대로 평가된 내적 안정성 검토결과가 기준안전율($F_s=1.5$)을 상회하도록 제안하는 등 이중으로 안전율을 적용하기 때문인 것으로 판단된다.

$$T_a = \frac{T_{ULT}}{RF_{CR} \cdot RF_D \cdot RF_{ID} \cdot FS} \quad (2)$$

여기서, RF_{CR} : Creep 변형 강도감소계수, RF_D : 내구성 강도감소계수, RF_{ID} : 시공손상 강도감소계수

따라서, 본 연구에서는 FHWA의 설계기준중 내적안정성 검토시 적용되는 파단기준안전율, 1.5를 1.0으로 낮춰서 안정성 검토를 재수행해 보았으며, 이에대한 검토결과를 요약, 정리하면 표 7과 같다.

표 7. 수정 FHWA 설계기준을 적용한 안정성 검토결과 및 최적설계단면

수정 FHWA 기준		FS	최적설계단면
외적 검토	활동 (FS≥1.5)	2.06	
	전도 (FS≥2.0)	2.67	
	지지력 (FS≥2.0)	3.93	
내적 검토	인발과괴 (FS≥1.5)	1.50	
	파단 (FS≥1.0)	1.04	

표 7에 도시한 수정 FHWA 설계기준을 토대로 선정된 최적설계단면에 포설된 지오그리드를 살펴보면, Type 4 지오그리드 29단(L=15.8m), Type 3 지오그리드 6단(L=13.6m), Type 2 지오그리드 4단(L=13.6m), Type 1 지오그리드 8단(L=13.6m)으로, 표 6에서 제시한 FHWA 설계기준을 토대로 선정된 최적설계단면에 비해 22% 정도의 공사비 감소효과가 있는 것으로 나타났다.

5. 전단강도 감소기법을 이용한 복합파괴 안정성 검토

5.1 수치해석 개요

표 7에서 소개된 최적설계단면의 복합 파괴 안정성 검토를 수행하기 위해, 유한차분 해석프로그램인 *FLAC^{2D} ver 3.30* 프로그램을 이용하여 안정성 검토를 수행해 보았으며, 해석시 적용한 격자요소망은 그림 6과 같다. 수치해석을 위한 지반 모델링의 경우 탄, 소성 모델인 Mohr-Coulomb Failure Criterion을 적용하였으며, 보강토 옹벽에 적용되는 지오그리드는 케이블요소(cable element)로, 전면블록은 탄성모델(elastic model)로 모사하였으며, 지반강도 정수 및 지오그리드 특성치 등은 표 4 및 5를 참조하였다.

다단식 보강토 옹벽의 안전율은

Dawson 등(2000)의 연구결과에 따라 지반의 전단강도를 식(2)에 의해 단계별로 저하시켜가면서 해석하여 1000 step 계산 후의 최대 불평형력(maximum unbalanced force)과 안전율과의 관계로부터 최대 불평형력이 급격히 증가하는 시점으로 결정하였다.

5.2 안정성 검토 결과

전단강도 감소기법을 도입하여 평가된 최소안전율은 1.90으로서, 기준안전율($F_s=1.3$)을 상회하는 안정한 상태인 것으로 평가되었다(그림 7).

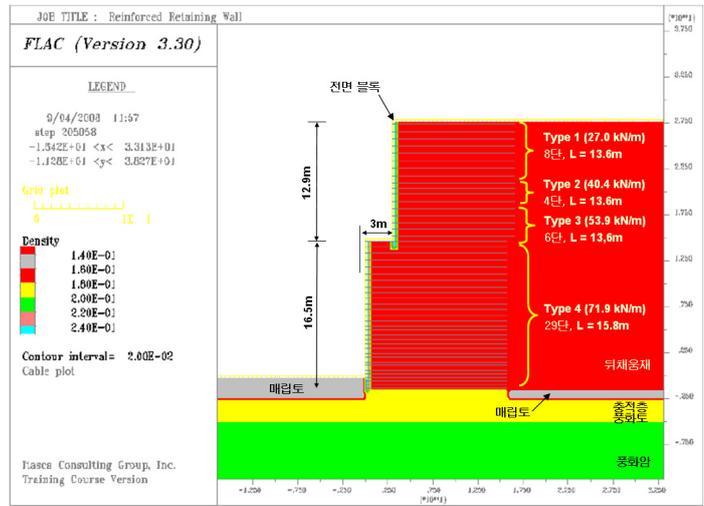
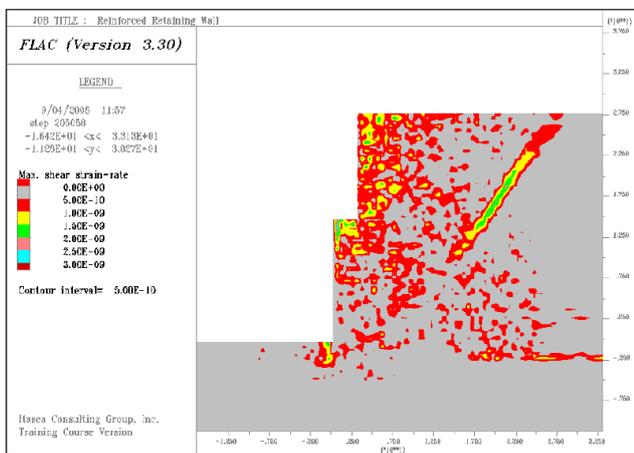
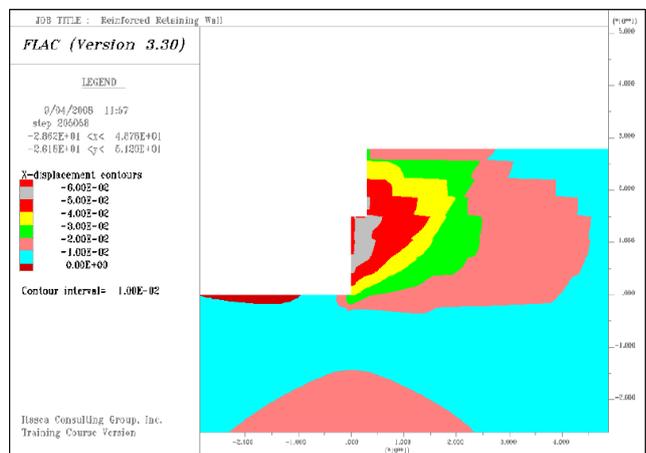


그림 6. 격자요소망



(a) 전단 변형율



(b) X 방향 수평변위

그림 7. 예상활동파괴면($F_s=1.90$)

그림 7(a)에 나타난 전단 변형율 증가 경향을 살펴보면, 예상활동 파괴면이 하단 옹벽 선단부에서부터 상단 옹벽 배면지반으로 비선형 거동을 하고 있는 것으로 나타났다. 아울러 그림 7(b)에 나타난 수평변위 경향을 살펴보면, 하단부 옹벽 선단부에서부터 16m 상부위치에서 최대수평변위(6.78cm)가 유발된 것으로 나타났으며, 이를 요약 정리하면 그림 8과 같다. 또한 각 보강재에 작용하는 최대축력은 50.3kN/m인 것으로 평가되어, 포설된 보강재의 허용인장강도($T_a = 71.9kN/m$)를 초과하지 않는 안정한 상태인 것으로 나타났다(그림 9).

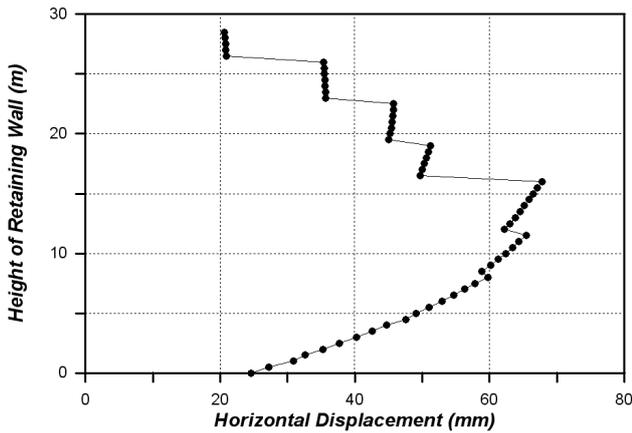


그림 8. 수평변위 양상

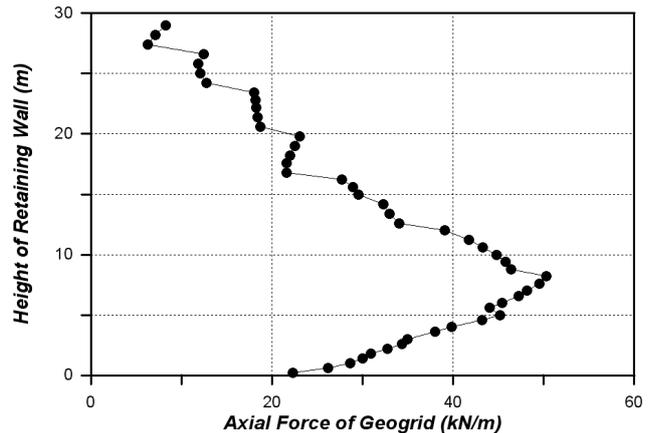


그림 9. 지오그리드 인장강도 양상

따라서 수정 FHWA 설계기준을 토대로 결정된 최적설계단면의 설계 적합성을 수치해석 프로그램을 통해 확인해 본 결과, 내, 외적 안정성 및 복합과괴에 대한 안정성 확보가 가능한 것으로 사료된다.

6. 요약 및 제언

본 연구에서는 다단식 보강토 옹벽의 NCMA 및 FHWA 설계기준에 대해서 비교, 검토해 보았으며, 본 연구에서 제시한 수정 FHWA 설계기준을 토대로 설계 및 시공된 현장사례를 전단강도 감소기법을 도입한 수치해석적 접근으로 비교, 분석하였다. 본 연구를 통해 얻어진 결과를 요약, 정리하면 다음과 같다.

- (1) NCMA 및 FHWA 설계기준을 토대로 선정된 최적설계단면은 상당부분 상이한 것으로 나타났으며, NCMA 설계기준에 의해 선정된 최적설계단면이 FHWA 설계기준에 의해 평가된 최적설계단면에 비해 40% 정도의 공사비 감소효과가 있는 것으로 평가되었다.
- (2) 수정 FHWA 설계기준에 의해 선정된 최적설계단면이 FHWA 설계기준에 의해 평가된 최적설계단면에 비해 22% 정도의 공사비 감소효과가 있는 것으로 평가되었다.
- (3) 수정 FHWA 설계기준을 토대로 결정된 최적설계단면의 설계 적합성을 수치해석 프로그램을 통해 확인해 본 결과, 내, 외적 안정성 및 복합과괴에 대한 안정성 확보가 가능한 것으로 판단된다.
- (4) 본 연구에서 제시한 FHWA 설계기준을 일부 수정한, 수정 FHWA 설계기준의 경우, 다단식 보강토 옹벽을 설계할 경우 유용하게 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 유충식 (2002), “다단식 보강토옹벽의 설계사례-사례연구”, 한국토목섬유학회논문집, 제 1권, 제 1호, pp. 31~41.
2. 조삼덕, 이광우, 이훈연, 장기수 (2005), “2단 고성토 보강토옹벽의 거동평가-사례연구”, 한국토목섬유학회, 2005 토목섬유 학술발표회 논문집, pp. 95~102.
3. Dawson, E., Motamed, F., Nesarajah, S., and Roth, W. (2000), "Geotechnical Stability Analysis by Strength Reduction", Geotechnical Special Publication No. 101, *Slope Stability 2000*, ASCE, Denver, Colorado, pp. 99~113.
4. FHWA, 2001. *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes*, Design and Construction Guidelines, FHWA Demonstration Project 82, FHWA, Washington, DC, FHWA-NHI-00-043.
5. NCMA, 1997. *Design Manual for Segmental Retaining Walls*, 2nd Ed., NCMA, Virginia.