

계단식 보강토 옹벽의 설계 사례 고찰

Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls in Tiered Arrangement - Case Study

유충식¹⁾, Chungsik Yoo

¹⁾ 성균관대학교 토목환경공학과 부교수, Assoc. Prof., Dept. of Civil and Envir. Engrg. Sungkyunkwan University

개요(SYNOPSIS) : This paper presents the results of stability analyses on soil-reinforced segmental retaining walls in a tiered arrangement. As-built design sections of four different walls were analyzed within the context of the limit equilibrium-based current design guidelines. The appropriateness of the original designs were then evaluated. Slope stability analyses against the compound failure mode, which is frequently ignored during design, were additionally performed based on the method recommended by FHWA design guideline. The results indicate that the as-built designs of most of the walls examined do not meet the minimum factors of safety for the external and internal stabilities, and for the compound failure mode. The implications of the findings from this study are discussed.

Key words : soil-reinforced segmental retaining walls, tiered wall, geogrid, compound failure

1. 서론

Henry Vidal에 의해 역학적 개념이 소개된 이래로 급속히 확산된 보강토 공법은 국내에서도 1990년대에 들어 그 적용성이 급속히 증가하고 있다. 현재 적용되고 있는 보강토 옹벽에 관한 설계법이 극히 보수적임에도 불구하고 시공중 혹은 시공후 많은 구조적인 문제점들이 발생하고 있으며, 여전히 이론과 실제 시공과의 격차를 줄이기 위해 많은 연구가 필요한 실정이다. 현재 통용되고 있는 보강토 옹벽의 설계기준(FHWA 1997, NCMA 1997)에서는 한계평형해석법에 근거하여 대상 옹벽의 내적안정성(internal stability) 및 외적안정성(external stability), 그리고 국부적 안정성(local stability)에 대한 검토를 통해 포설 조건을 결정하며 경우에 따라서는 사면안정해석을 수행할 것을 요구하고 있다.

보강토 옹벽이 장대화 됨에 따라 계단식 옹벽의 시공사례가 늘어가고 있다. 현재 NCMA 혹은 FHWA 설계기준에서 제시하고 있는 계단식 옹벽의 설계기준에서는 옹벽의 내·외적 안정성 검토에 주안점을 두고 상·하단 옹벽의 포설 조건을 설정하도록 제안하고 있으나 우리나라의 경우 설계기준에 부합되지 않는 설계가 많은 것으로 보고 되고 있다. 이와 아울러서 계단식 보강토 옹벽의 역학적인 거동에 대한 이해가 부족하여 부적절한 설계가 이루어지는 실정이며 이에 따른 사고사례 빈번히 보고 되고 있어 계단식 옹벽의 역학적 거동을 이해하고 이를 설계 및 시공에 반영하는 노력이 필요하다고 하겠다.

본 논문에서는 우리나라 보강토 옹벽의 설계에서 그 이해가 부족한 부분이라고 할 수 있는 계단식 보강토 옹벽의 설계개념을 알아보았으며 NCMA 및 FHWA 설계기준에 근거하여 네 개의 현장옹벽에 대한 내·외적 안정성 및 복합파괴에 대한 안정성을 검토하였다. 아울러서 그 결과를 토대로 현재 우리나라에서 적용되고 있는 계단식 보강토 옹벽 설계의 문제점 및 이에 대한 대책 등을 언급하였다.

2. 계단식 보강토 옹벽의 설계개념

2.1 NCMA 설계기준

NCMA 설계기준에서는 하단부 옹벽에 적용되는 보강재의 길이를 설정한 후 상·하단 옹벽의 이격거리를 토대로 상단부 옹벽의 영향을 등가의 상재하중으로 환산하여 내·외적안정성을 검토하는 개념을 적용하고 있으며 상단부 옹벽은 단일옹벽으로 가정하고 설계하도록 제안하고 있다. 즉 하단옹벽의 보강재 길이(L_1)를 가정하여 가상 파괴면을 설정한 후 제시된 기준에 근거하여 상단옹벽으로 인한 등가의 상재하중을 결정하고 이를 토대로 하단옹벽에 대한 외적안정성 검토를 수행하여 하단옹벽의 보강재 길이의 적정성을 검토한 후 부적절할 시에는 L_1 을 다시 가정하여 위 과정을 반복하는 시행착오법에 근거하고 있다. 내적안정성 검토에서도 상단옹벽을 등가의 상재하중으로 환산하여 유발인장력을 계산한다. 자세한 내용은 유충식 (2001)의 논문에 나타나 있다.

2.2 FHWA 설계기준

FHWA 설계기준에서는 먼저 상·하단 옹벽의 높이 (H_1, H_2)와 이격거리 (D)를 토대로 외적안정성을 만족하는 보강재의 길이를 아래와 같이 설정한 후 내·외적 안정성을 검토할 것을 제안하고 있다.

- Case 1: $D > H_1 \tan(90 - \phi)$

상하단 옹벽은 상호 영향을 주지 않는 것으로 간주하고 개별적으로 보강재 길이 설정(여기서 ϕ 는 뒤채움흙의 내부마찰각)

- Case 2: $D \leq \frac{1}{20} (H_1 + H_2)$

상하단 옹벽을 높이 $H=H_1+H_2$ 의 옹벽으로 간주하고 단일옹벽에 대한 보강재 길이 설정

- Case 3: $D > \frac{1}{20} (H_1 + H_2)$

하단옹벽 보강재의 길이: $L_1 \geq 0.6H$

상단옹벽 보강재의 길이: $L_2 \geq 0.7H_2$

외적안정성 검토시에는 상단부 옹벽을 상재하중으로 환산하여 지지력 및 전도에 대한 검토를 수행하고 저면활동 검토 대신에 사면안정개념의 복합파괴 혹은 전반파괴 해석을 수행할 것을 제안하고 있다. 한편, 내적안정성 검토에서는 상단부 옹벽의 위치를 고려하여 상단부 옹벽으로 인한 연직응력의 증가량을 계산하여 유발인장력을 계산하며 인발파괴 검토시에는 가상파괴면을 설정한 후 정착길이를 산정하여야 한다. 자세한 내용은 유충식 (2001)의 논문을 참조하기 바란다.

3. 계단식 옹벽 거동 특성

계단식 옹벽의 설계개념의 이해를 위해서는 상·하단 옹벽이 어떠한 상호작용 메카니즘을 보이는 지에 대한 이해가 필요하다. 이를 위해 본 연구에서는 그림 1과 같은 재원을 가진 옹벽에 대한 유한요소 해석을 수행하였다. 해석에서는 상용프로그램인 ABAQUS를 이용하였으며 해석에 적용된 입력정수는 그림 1에 나타나 있다.

그림 2는 이격거리 $D=0.4H_1$ 및 $1.0H_1$ 에 대한 해석 결과를 변위벡터 및 최대 전단변형률도를 이용하여 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 $D=0.4H_1$ 의 경우 전반적으로 하단옹벽에서 형성된 파괴면이 상단옹벽

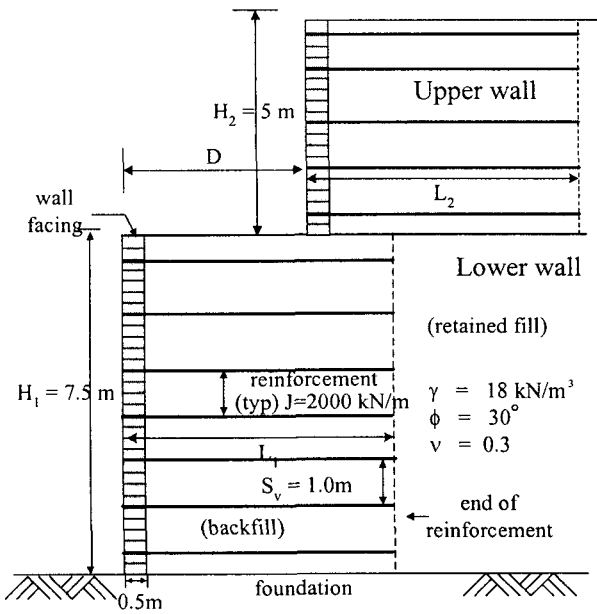
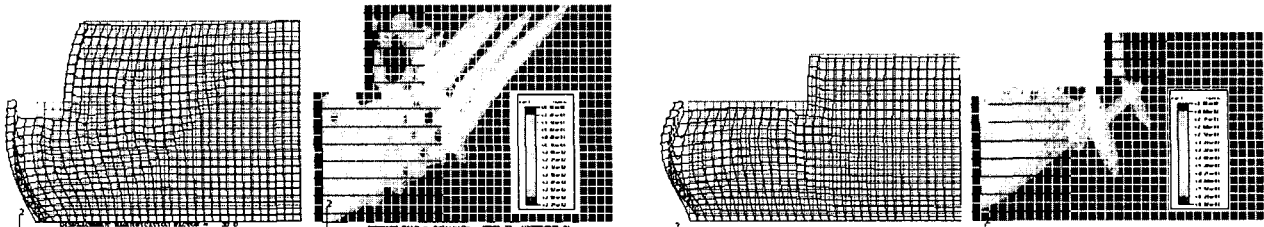


그림 1. 검토대상 옹벽 개요도

배면을 통과하는 쌍일차 형태의 파괴면 유형을 보여주고 있다. 이러한 결과는 보강재 길이의 설정에 있어서 하단옹벽의 보강재 길이뿐만이 아니라 상단옹벽의 보강재 길이 또한 증가시킬 필요성을 나타내고 있다. 한편, 상단옹벽 기초하부에서는 상당한 크기의 연직변위가 발생하는 경향을 보여주고 있는데 이러한 경향은 계단식 옹벽의 시공 후 발생하는 상단옹벽 하단부의 과다변위 사례와 좋은 일치를 이루고 있어 계단식 옹벽의 설계/시공시에는 상단부 옹벽 기초하부에 대한 보강이 필요한 것으로 판단된다.

한편, 이격거리가 비교적 큰 $D=1.0H_1$ 의 경우에 있어서는 상단부 옹벽 성토과정에서 수렴하지 못하여 불안정한 것으로 나타났으며 상단부 옹벽 하단부에서 지지력 파괴가 발생하는 경향을 보여 주고 있다. 이러한 경향은 상단부 옹벽이 하단부 옹벽의 보강영역에서 다소 떨어져 있는 경우에도 상하단 옹벽이 서로 영향을 미치는 것을 의미하며 이에 대한 고려가 필요한 것으로 판단된다.



(a) $D=0.4H_1, L_1=1.0H$

(b) $D=1.0H_1, L_1=0.75H$

그림 2. 유한요소해석 결과

표 1. 검토대상 옹벽 개요

CASE	옹벽높이 (m)			이격거리		보강재 길이			
	하단(H_1)	상단(H_2)	총(H)	(m)	H 대비	하단		상단	
						(m)	H 대비	(m)	H_2 대비
A	3.8	5.0	8.8	2.5	0.34H	4.9	0.56H	3.5	0.7 H_2
B	5.4	5.0	10.5	2.5	0.23H	5.3	0.50H	3.8	0.8 H_2
C	8.4	4	12.4	5	0.4H	7.0	0.56H	5.0	1.25 H_2
D	2.2	2	4.2	2	0.45H	1.6	0.38H	1.6	0.8 H_2

4. 현장 옹벽 설계 사례 검토

4.1 개요

본 연구에서는 기 시공된 네 개 현장에 대한 계단식 옹벽의 설계단면을 수집하여 2장에서 언급된 NCMA 및 FHWA 설계기준에 부합되는지 여부를 검토하였다. 설계내용을 검토하는데 있어서 요구되는 각종 설계정수중 수집이 불가능한 부분에 대해서는 일반적으로 통용되는 수치를 가정하여 적용하였다.

4.2 검토대상 옹벽

본 연구에서 수집한 네 개의 현장에 대한 설계단면이 그림 3에 나타나 있으며 표 1에는 구체적인 설계내용이 정리되어 있다. 보이는 바와 같이 상단부 옹벽의 이격거리는 총높이($H=H_1+H_2$) 대비 0.23~1.0H 정도를 나타내고 있으며 계단식 옹벽의 설계에서 중요한 설계정수인 하단부 옹벽의 보강재 길이는 0.38~0.56H 정도로 설계되어 있다.

한편, 상단부 옹벽의 경우에 있어서는 일반적으로 상단부 옹벽 높이 (H_2) 대비 0.7 H_2 이상의 보강재를 포설한 것으로 나타나고 있어 상단부 옹벽의 설계에 있어서도 보강재의 길이를 증가시킴으로써 추가적인 안정성 확보를 시도한 것으로 판단된다. 모든 옹벽은 설계자료에 근거할 때 계단식 옹벽의 설계에서 가장 중요한 사면안정개념의 전반 파괴에 대한 검토를 수행하지 않은 점이 다소의 문제점으로 파악되었다.

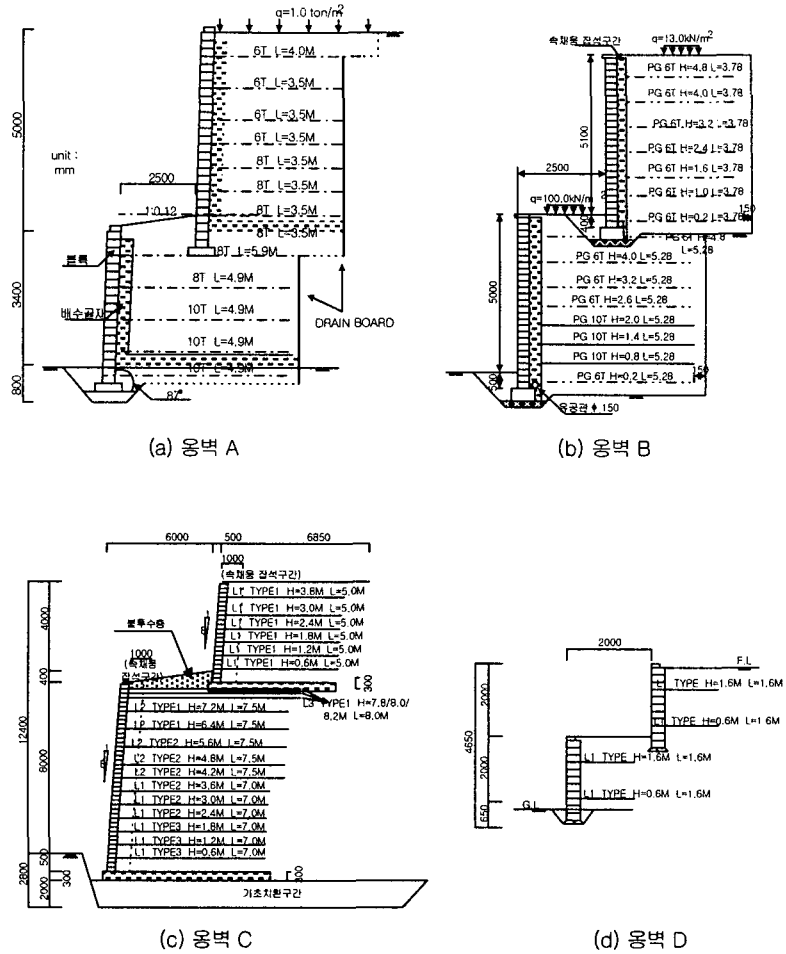


그림 3. 검토대상 옹벽 단면도

4.3 설계정수

앞서 언급한 네 현장의 설계단면에 대해 NCMA 및 FHWA 설계기준을 토대로 안정성 검토를 수행하는데 필요한 뒤채움흙의 전단정수 및 보강재의 허용인장강도를 설정하는데 필요한 감소계수는 설계에 적용된 구체적 수치에 대한 수집이 불가능하여 일반적으로 적용되는 수치를 적용하였다. 안정성 검토 결과가 이러한 설계정수를 어떻게 선정하느냐에 따라 상당한 차이를 보일 수 있으나 본 검토에서는 일반 설계회사에서 적용하는 수치를 토대로 적용하였기 때문에 그 영향이 그다지 크지 않을 것으로 사료되며, 특히 보강재의 허용인장강도 설정시 필요한 감소계수는 NCMA 및 FHWA 설계기준에서 제안하는 범위에서 비교적 작은 값을 선택하여 적용하였으므로 계산된 보강재의 허용인장강도는 그다지 보수적이지는 않은 것으로 판단된다. 한편, 옹벽 D의 경우 보강재의 종류에 대한 자료 수집이 불가능하여 내적안정성 검토는 수행하지 못하였다. 표 2는 검토 각 옹벽에 대한 검토에 적용한 뒤채움흙의 전단정수와 보강재 강도 감소계수 그리고 허용인장강도를 정리하여 나타내고 있다.

표 2. 뒤채움흙 설계정수 및 보강재 허용인장강도

옹벽	뒤채움흙 전단정수 (ϕ) 및 단위중량 (γ)	보강재				
		감소계수				허용인장강도 (kN/m)
A	$\phi=30^\circ, \gamma=kN/m^3$	RF _D	RF _{ID}	RF _{CR}	FS	6T=16, 8T=21.5, 10T=27
B						6T=16, 10T=27
C		1.05	1.1	2.15	1.5	TYPE=15, TYPE2=22 TYPE3=30
D						N/A

5 내·외적 안정성 검토

5.1 검토결과 비교

표 3에서는 NCMA 및 FHWA 설계기준을 토대 수행한 내·외적 안정성 검토결과를 보여주고 있다. 먼저 NCMA 설계기준에 의한 안정성 검토결과를 살펴보면 저면활동에 대한 최소안전율을 1.5로 간주할 때 모든 옹벽이 저면활동에 대한 안정성을 확보하지 못하는 것으로 나타났다. 한편, 내적안정성 검토결과를 살펴보면 모든 옹벽이 인장파단 및 인발파괴에 대한 최소안전율을 만족하고 있는 것으로 나타났으나 타 옹벽보다 비교적 높은 옹벽 B 및 C의 경우 인장파단에 대한 안전율이 1.0 이하로 나타나고 있어 인장파단에 대한 안전성에 있어서는 그다지 많은 여유가 없는 것으로 나타났다.

표 3. 안정성 검토 결과

옹벽	NCMA				FHWA			
	External		Internal		External		Internal	
	FS _{sl}	FS _{st}	Max. T _i (kN/m)	Min. FS _{to}	FS _{sl}	FS _{st}	Max. T _i (kN/m)	Min. FS _{to}
A	1.06	2.49	21	1.30	1.27	2.01	34	1.17
B	1.07	2.14	24	0.86	1.24	1.80	38	0.73
C	1.42	2.59	35	0.84	1.59	2.05	56	0.79
D	0.87	1.29	13	N/A	1.67	2.71	20	N/A

주) 1) 외적안정성 검토에서 지지력에 대한 안전율과 내적안정성 검토에서 인발파괴에 대한 안전율은 큰 모든 경우에 있어서 큰 값을 나타내 생략함.

2) Max. T_i는 계산된 유발인장력 중 최대값을 의미하며 Min. FS_{to}은 계산된 인장파단 안전율중 가장 작은 값을 의미함.

한편, FHWA의 설계기준에 의한 결과를 살펴보면 전반적으로 외적안정성에 있어서는 NCMA 설계기준 보다 높은 안전율을 주는 것으로 나타났으며 내적 안정성 결과는 그 반대의 결과를 보여주고 있다. 즉 외적안정성 검토 결과에 있어서 옹벽 C와 D를 제외하고는 저면활동에 대한 안정성을 확보하지 못한 것으로 나타났으며 내적안정성에 있어서 모든 옹벽이 인발파괴에 대한 안정성은 만족하고 있으나 인장파단에 있어서는 옹벽 A를 제외하고는 최소 안전율 1.0에 크게 못 미치고 있는 것으로 나타났다.

5.2 검토결과 고찰

먼저 NCMA 와 FHWA 설계기준을 비교하면 살펴본 바와 같이 네 개의 현장 옹벽에 대한 검토결과가 설계기준에 따라 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 특히 내적안정성 검토 결과를 좌우하는 유발인장력은 최대 60% 정도의 차이가 나는 것으로 나타나 어떤 설계기준을 채택하느냐에 따라 포설조건이 상당한 차이를 보일 수 있음을 알 수 있다. 이러한 측면에서 따라서 보다 단일화된 설계기준 정립을 위한 연구가 필요한 것으로 판단된다.

한편, 대부분의 옹벽이 외적안정성 검토에서 저부활동을 만족시키지 못하는 것으로 나타났으며 만족

시키더라도 여유가 그다지 많지 않은 것으로 나타나 하단옹벽의 보강재 길이 설정시 이에 대한 세심한 검토가 필요한 것으로 사료된다. 표 4는 NCMA 및 FHWA 설계기준에 입각하여 계산된 저부활동에 대한 안정성을 만족시키는 보강재 소요길이를 정리하고 있다. 보이는 바와 같이 옹벽 A 및 B는 하단부 옹벽의 보강재 길이를 다소 증가시킬 필요가 있는 것으로 나타났으며 FHWA 설계기준에 의한 소요 보강재 길이가 NCMA에 근거한 결과에 비해 현저히 긴 것으로 나타났다. 여기서 FHWA 설계기준에 의한 보강재 길이는 다음절에서 언급할 복합파괴 안정성을 고려하지 않은 길이로서 이에 대한 내용은 6절에서 다루도록 한다.

표 4. 저면활동 안정성 확보를 위한 하단부 옹벽 보강재 길이

옹벽 설계기준	A		B		C		D	
	길이(m)	H 대비	길이(m)	H 대비	길이(m)	H 대비	길이(m)	H 대비
NCMA	6.9	0.75	7.5	0.71	7.4	0.60	2.8	0.67
FHWA	6.0	0.68	6.5	0.62	7.0	0.56	1.6	0.38

6. 복합파괴 사면안정해석

NCMA 와 FHWA 설계기준에서는 계단식 옹벽의 형태로 시공되는 옹벽에 대해서 반드시 사면안정해석을 수행하여 복합 혹은 전반파괴에 대한 검토를 수행하도록 제안하고 있다. 이는 많은 계단식 옹벽의 파괴가 복합 또는 전반활동의 메카니즘을 보이는 것과 그 맥락을 같이 하고 있다. 본 연구에서는 모든 옹벽이 지지력이 확보되는 견고한 지반이나 개량된 지반 위에 시공된 관계로 전반파괴보다는 복합파괴(compound failure) 유형이 옹벽의 안정성을 좌우한다고 간주하고 FHWA 설계기준에 근거하여 네현장옹벽에 대한 복합파괴 안정성 여부를 검토하였다.

표 5는 복합파괴에 대한 사면안정해석 결과를 정리·요약하고 있으며 그림 4는 각 옹벽에 대한 가상파괴면 형상을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 대부분의 옹벽이 0.902~1.054 정도의 안전율을 보여주는 것으로 나타났으며 뒤채움흙의 내부마찰각을 33°으로 증가시켜 적용할 경우에도 1.014~1.120 정도의 안전율을 보여 설계기준에서 요구하는 안전율 1.2에는 크게 못 미치는 것으로 나타났다. 이러한 검토결과는 앞서 옹벽의 외적안정성 검토에서 대부분의 옹벽이 저부활동에 대한 안전율을 확보하지 못하고 있는 것과 같은 맥락에서 이해할 수 있다.

표 5. 복합파괴 안전율

(단위: m)

	A	B	C	D
$\phi=30^\circ$	0.98	1.052	1.12	1.014
$\phi=33^\circ$	1.054	0.964	1.01	0.91

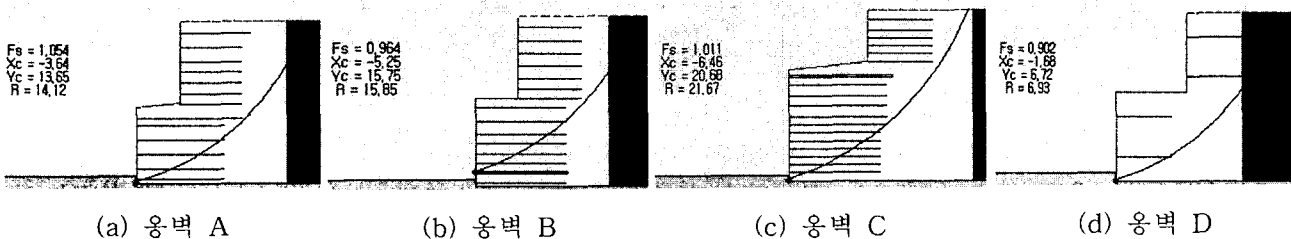
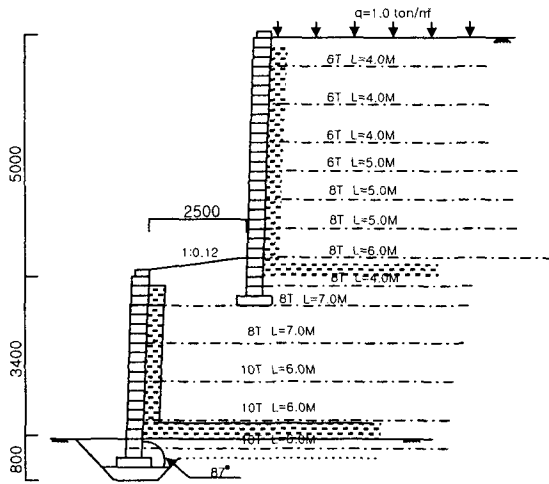
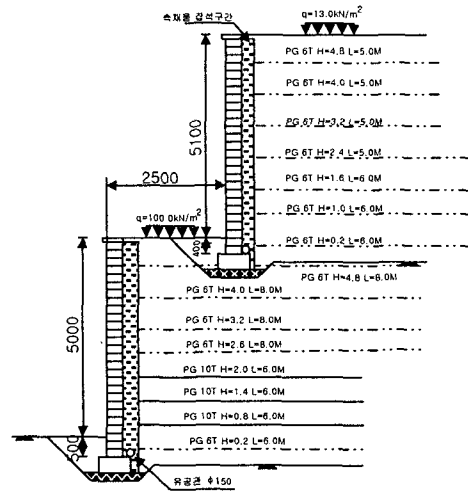


그림 4. 복합파괴 검토결과

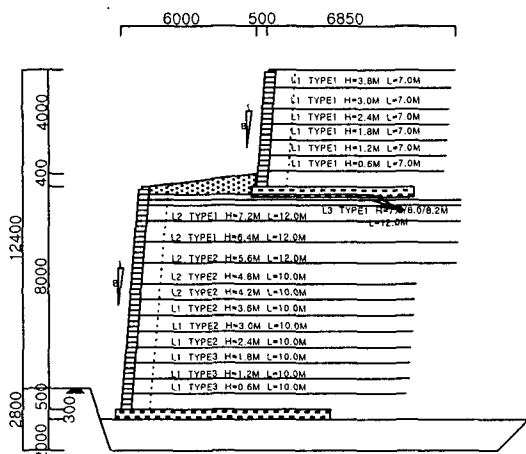
그림 4에서 보이는 바와 같이 가상과피면은 하단부 보강재의 일부를 관통하는 양상을 보이므로 부족한 안전율을 확보하기 위한 대책으로는 결국 옹벽의 보강재 길이를 증가시키는 방법을 고려할 수 있다. 본 연구에서는 MSEW를 이용하여 각 옹벽에 대해 최소안전율 1.2를 확보하는데 요구되는 보강재 포설 조건을 검토하였다. 그림 5는 해석으로부터 얻어진 보강패턴을 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 복합과피에 대한 안정성을 확보하기 위해서는 하단부 옹벽에 포설된 중상단 보강재와 상단부 옹벽의 중하단 보강재의 길이를 증가시킴으로서 최소 안전율 1.2를 확보할 수 있는 것으로 나타났다. FHWA에서 채택하고 있는 복합과피 검토시에는 옹벽의 전면블록 혹은 패널로 확보되는 저항력은 고려하지 않으므로 그림 5에 제시된 포설조건은 다소 보수적면 측면을 다소 내포한다고 할 수 있다.



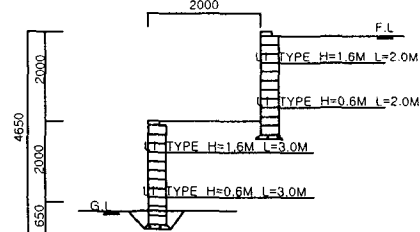
(a) 옹벽 A (FScompound=1.200)



(b) 옹벽 B (FScompound=1.204)



(c) 옹벽 C (FScompound=1.200)



(d) 옹벽 D (FScompound=1.200)

그림 5. 복합과피 안정성이 확보되는 보강재 포설조건

7. 결론

본 연구에서는 보강토 옹벽이 장대화 됨에 따라 빈번히 시공되고 있는 계단식 형태의 보강토 옹벽의 설계에 대한 내용을 다루었다. 이를 위해 네 개 현장의 계단식 보강토 옹벽에 대해 NCMA 및 FHWA 설계기준에 입각하여 내·외적 안정성 검토를 수행하였으며 계단식 보강토 옹벽의 설계에 있어서 매우

중요한 부분을 차지하는 복합파괴에 대한 사면안정검토를 수행하여 안정성 확보 여부를 검토하였다.

먼저 유한요소해석 결과 상·하단옹벽의 이격거리가 하단옹벽의 높이와 유사한 경우에도 상하단옹벽의 상호작용 정도는 우려할 만한 것으로 나타나 설계시 이에 대한 고려가 필요한 것으로 나타났다. 한편, 현장 옹벽에 대한 검토 결과를 살펴보면 대부분의 옹벽의 경우 외적안정성 검토시 저부활동에 대한 안전율을 확보하지 못하는 것으로 나타났으며 FHWA의 설계기준은 전반적으로 외적안정성에 있어서는 NCMA 설계기준 보다 높은 안전율을 주는 것으로 나타났으나 내적 안정성 결과는 그 반대의 결과를 보여주고 있어 두 설계기준이 상당한 차이를 보이는 것으로 나타났다. 따라서 두 설계기준의 타당성 여부를 검토하고 그 결과를 토대로 보다 일반화된 설계기준을 정립하는 것이 시급한 것으로 판단된다. 아울러서 네 옹벽에 대한 복합파괴에 대한 안정성을 검토한 결과 모든 옹벽이 최소안전율 1.2에 크게 못 미치는 것으로 나타나 향후 계단식 옹벽의 설계에 있어서 이에 대한 충분한 검토가 요구된다. 한편, 전반적으로 FHWA 설계기준에서 제안하고 있는 복합파괴에 대한 안전성을 확보하기 위해서는 하단부 옹벽의 중·상단부 보강재 및 상단부 옹벽의 중·하단부 보강재의 길이를 증가시켜야 하는 것으로 나타났다.

알아본 바와 같이 우리나라에서 수행되고 있는 계단식 보강토 옹벽의 설계는 현 설계기준에 다소 부합되지 않는 점이 있는 것으로 나타났으며 앞으로 향후 계단식 옹벽의 거동에 관한 추가적인 연구를 통해 옹벽의 거동에 미치는 영향인자를 파악하고 이를 현설계법에 반영하는 체계적이고 지속적인 연구가 필요한 것으로 판단된다.

감사의 글

현장 옹벽 자료를 수집하는데 도움을 주신 여러 설계사의 협조에 감사드리며, 본 연구에서 활용한 MSEW (ver 1)을 제공한 지오택 소프트 닷 컴에 감사드립니다.

참고문헌

1. 유충식. (2001). 다단식옹벽의 설계사례 연구, 2001 한국토목섬유학회 학술발표회 논문집, 한국토목섬유학회, pp. 141-152.
2. Bathurst, R.J. (1990). Instrumentation of Geogrid-Reinforced Soil Walls, *Transportation Research Record, No. 1277, Soils, Geology, and Foundations, Modern Geotechnical Methods: Instrumentation and Vibratory Hammers*, pp. 109-116.
3. Rowe, R.K. & Ho, S.K. (1997). Continuous Panel Reinforced Soil Walls on Rigid Foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 10, pp. 912-920.
4. Simac, M.R., Christopher, B. R. & Bonczkiewicz, C. (1990). Instrumented field performance of a 6 m geogrid soil wall, *Proc. 5th Int. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Den Hoedt (ed.), pp. 53-59.
5. NCMA, (1997). Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed., NCMA, Virginia.
6. FHWA, (1997). Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Design and Construction Guidelines, *FHWA Demonstration Project 82*, FHWA, Washington, DC, FHWA-SA-96-071
7. Yoo. C. S., & Lee, K. M. (1999). Investigation on Behavior of Reinforced Segmental Retaining Walls, *Journal of Korean Geotechnical Society*, KGS, Vol. 15, NO. 1, pp. 53~62.
8. Yoo. C. S., & Kim, J. S. (2001). Finite element analysis of soil reinforced segmental retaining walls in a tiered arrangement., *Proc. IACMAG, Balkema, Rotterdam, Brookfield*, pp. 1269-1274.