

## 보강토 옹벽의 설계 현황에 대한 고찰

### Review of Current Design Practice for Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls

유충식<sup>1)</sup>, Chungsik Yoo

<sup>1)</sup> 성균관대학교 토목공학과 부교수, Assoc. Prof. Sungkyunkwan Univ. Dept. of Civil Engineering

**SYNOPSIS** : Segmental retaining wall market in Korea has been growing dramatically since late 1990s in both engineered and non-engineered applications. Despite the inherent conservatism in the current design approaches, numerous major and minor structural problems have been reported during and after construction, covering a range of minor structural damage to total collapse. Much still needs to be investigated to fill the gap between the theory and the practice. This paper reviews several design issues with regard to the segmental retaining walls such as the selection of shear strength parameters for backfill soil, local stability, and tiered wall construction. In addition, the effects of shear strength parameters and the fundamental behavior of tiered SRWs are examined based on the results of finite element analysis. Implications of the findings from this study to current design practices were discussed in detail.

## 1. 서론

고대 중국 및 바빌론에서부터 시작된 보강토 옹벽 개념은 1960년대 초 프랑스 공학자인 Herry Vidal 에 의해 근대식 보강토 옹벽의 형태로 구체화된 이래 다양한 형태로 발전되어왔다. 보강토 옹벽은 근본적으로 벽체 배면 토압을 보강재가 부담하도록 설계되며, 기존의 중력식 혹은 역T형 옹벽과 비교할 때 시공성 및 경제성이 우수하여 바탕으로 그 적용성이 증가하고 있는 추세에 있다.

블럭식 보강토 옹벽의 설계에서는 한계평형해석법에 근거하여 대상 옹벽의 내적안정성(internal stability), 외적안정성(external stability), 그리고 국부적 안정성(local stability)에 대한 검토를 통해 보강조건을 결정한다. 현재 우리 나라에서 수행되는 대부분의 설계에서는 국부적 안정성에 대한 검토가 간과되고 있는 실정이며 이에 따른 많은 문제점이 도출되고 있다. 한편, 보강토 옹벽이 장대화 됨에 따라 보다 안정된 구조물의 시공을 위해 다단식 옹벽의 시공사례가 늘어가고 있다. 현재 NCMA 혹은 FHWA 설계기준에서 제시하고 있는 다단식 옹벽의 설계지침에서는 옹벽의 내·외적 안정성 검토에 주안점을 두고 상·하단 옹벽의 보강조건을 설정하도록 제안하고 있으나 많은 현장에서 상단옹벽 기초부분에서의 문제점을 보고하고 있으며 이로 인한 사고사례 또한 발생한 바 있어 이에 대한 구체적인 검토가 요구되고 있다.

본 논문에서는 보강토 옹벽의 설계/시공법 개선에 관한 연구의 일환으로 현재 우리 나라의 보강토 옹벽 적용에 있어서 대두되는 각종 이슈들에 대한 고찰과 아울러서 가상의 옹벽에 대한 유한요소해석을 통해 이러한 문제에 대한 정성·정량적 평가를 시도하였으며 그 결과를 토대로 현재 적용되고 있는 설계기준의 타당성을 검토하였다.

## 2. 지반강도정수의 설정

NCMA 및 FHWA 설계기준에서는 뒤채움 흙 선정시 구조물의 장기적 안정성, 시공단계별 안정성, 보강재의 부식 유발 가능성을 고려하여 표 1과 같은 입도분포특성을 만족하고 소성지수가  $PI \leq 20$ 인 흙을 뒤채움흙으로 사용할 것을 제안하고 있다. 또한 뒤채움흙의 최대 입경은 보강재의 파손을 고려하여 20 mm이하인 것을 원칙으로 하며 유기물 또는 유해물은 보강재의 부식 및 보강토체의 침하를 야기 시키므로 이러한 물질을 포함하는 흙의 사용은 가급적 피할 것을 권고하고 있다.

표 1. 뒤채움재의 입도 분포(NCMA)

입 경	통과율 (%)
100 mm	100 ~ 75
No. 4	100 ~ 20
No. 40	0 ~ 60
No. 200	0 ~ 35

일반적으로 대부분의 설계기준에서 AASHTO 분류법상 조립토로 분류되는 흙(No. 200체 통과율 < 35%)을 사용하도록 권고하는 이유는 조립토를 사용할 경우 포설 및 다짐이 용이하고 배수성이 양호할 뿐만 아니라 세립분이 포함됨에 따른 크리프 특성이 배제될 수 있는데 그 근본적인 이유가 있다. 일반적으로 북미와 유럽 등지에서도 세립분이 포함된 흙(marginal soil)을 뒤채움 흙으로 사용하기는 하나 이 경우에도 흙의 소성지수가  $PI < 20$ 이어야 하며 다음과 같은 조건을 만족하여야 한다.

- 보강토체 내부의 침투수 조절을 위한 배수시설이 잘 갖추어져 있다.
- 동결·융해 발생 가능성이 작다.
- 설계시 점착력(cohesion,  $c$ ) 항을 무시한다.
- 크리프 변형이 매우 작다.

한편, 뒤채움 흙의 전단강도 선정시 No. 200 체 통과율이 15%이하인 사질토에는 배수전단강도 정수를 적용하여야 하며, 이러한 강도 정수는 직접전단 혹은 압밀-배수(Consolidated-Drained) 삼축압축시험을 수행하여 결정하도록 규정하고 있다 또한 세립분이 15%이상 포함된 흙에 대해서는 배수 및 비배수 전단강도 정수를 결정하고 시공 직후 및 장기 안정 검토시 적용하도록 규정하고 있다 (FHWA 1996).

우리 나라에서는 대부분 현장토를 뒤채움흙으로 사용하고 있는 실정인데 대부분의 현장토는 세립분의 함유량이 높아 직접전단시험을 이용하여 전단강도를 평가할 경우 무시할 수 없을 정도의 점착력( $c$ )이 평가되며 현장기술자 사이에서는 설계시 점착력의 적용여부가 논란의 대상이 되고 있다. 보강토 옹벽의 내·외적 안정성 검토시 이러한 점착력을 반영할 경우 뒤채움흙의 전단특성이 상향 평가되어 궁극적으로는 보강재의 포설간격, 길이 및 소요강성 등의 보강조건이 하향 평가되는 결과를 초래된다. 앞서 언급한 바와 같이 세립분이 다량 함유된 흙을 사용할 경우에는 장·단기 배수조건을 고려하여 전단강도 시험을 수행하여 결정된 전단강도 정수를 토대로 장·단기 안정성 검토를 수행하는 매우 복잡한 과정을 거쳐야 한다. 특히, 세립분이 포함된 흙의 비배수 조건에서의 전단강도는  $\phi_u=0$ 의 개념으로 평가되므로 이에 따른 인발저항 평가 등 설계 검토상의 많은 문제가 발생하게 된다. 이는 선진국에서 세립분이 다량 함유된 흙을 뒤채움흙으로 사용할 경우 안전측 설계개념에서 점착력을 무시할 것을 제안하는 것과 같은 맥락으로 이해할 수 있으며, 이에 대한 보다 많은 연구결과가 축적되기 전까지는 점착력을 반영하지 않는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

본 연구에서는 뒤채움흙의 점착력과 내부마찰각이 벽체의 변위에 미치는 영향을 고찰하기 위해 여기서는 그림 1과 같은 높이 8 m의 옹벽에 길이  $L/H=0.7$ 의 지오그리드가 등간격  $S_v=0.8$ 으로 포설되는 경우에 대해 유한요소해석을 이용하여 뒤채움흙의 점착력  $c$ 와 내부마찰각  $\phi$ 이 벽체의 거동에 미치는 영

향에 대한 매개변수 연구를 수행하였다.

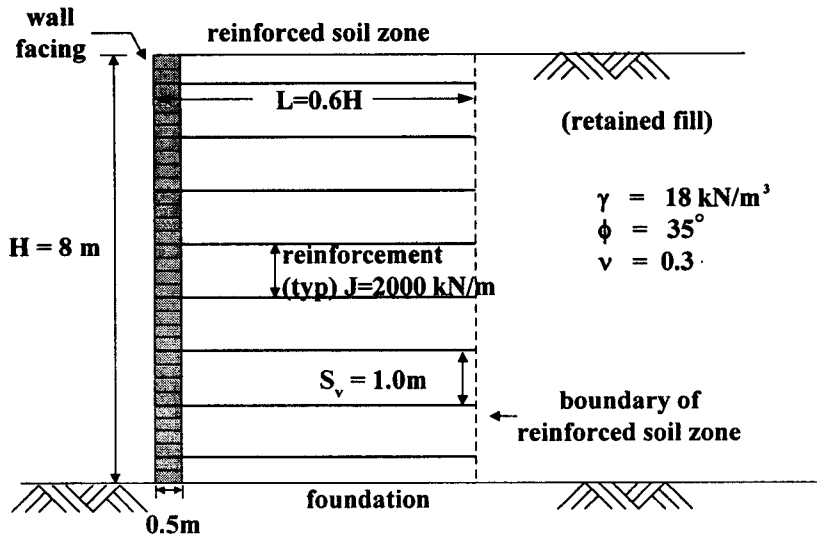


그림 1. 매개변수 연구에서 적용한 옹벽의 개요도

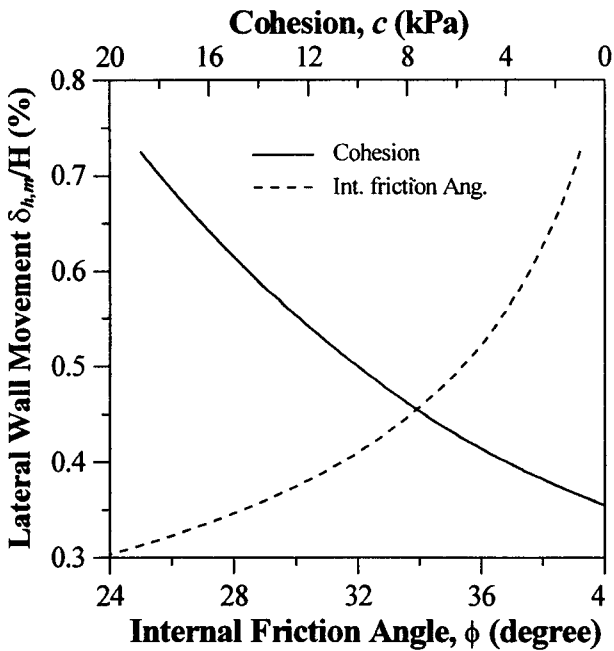


그림 2. 뒤채움흙의 전단강도에 따른 벽체 변위

### 3. 벽체의 국부적 안정성

블록식 보강토 옹벽의 설계에서는 내·외적 안정성과 아울러서 블록 벽체의 국부적 안정성을 확보하도록 요구하고 있다. 국부적 안정성은 블럭과 보강재간의 상호작용 및 연결부, 그리고 블럭 접촉면의 전단특성에 좌우되므로 블럭/블럭, 블럭/보강재 전단특성은 설계결과에 많은 영향을 미치나 이에 대한 인식부족으로 필요시 일반적인 수치를 가정하여 적용하는 등 설계시 국부적 안정성은 내·외적 안정성

에 비해 간과되고 있는 실정이다.

NCMA (1996) 설계기준에서는 국부적 안정성 검토에서는 그림 3과 같은 역학적 모형을 토대로 블록/보강재 연결부 파단 및 배부름(bulging)에 대한 검토를 수행하도록 제안하고 있다. 블럭과 보강재 연결부에서의 파단이 발생하지 않도록 블럭과 보강재 연결부가 충분한 강성 및 강도를 보유하여야 하며, 블럭에 유발되는 토압이 블럭 접촉면의 전단저항력을 초과할 경우 국부적 배부름 현상이 발생하므로 보강재의 포설간격을 조절하여 작용 토압이 블럭 접촉면의 전단저항력을 초과하지 않도록 한다. 배부름 현상에 대한 해석에서는 블럭식 옹벽이 토압에 의한 분포하중을 부담하는 연속보로 모델링하는 방법이 적용되는데 배부름 현상에 대한 저항 정도는 작용토압의 크기, 보강재의 연직간격, 그리고 블럭간의 전단저항력에 의해 좌우되며, 포설된 보강재 상·하부 블럭에 작용하는 토압이 블럭 사이의 전단저항력을 초과할 경우 배부름 현상이 발생한다. 이와 같이 설계시 최대포설간격은 국부적 안정성을 확보하는데 매우 중요한 설계변수임에도 불구하고 이에 대한 인식부족으로 최대포설간격을 무시함에 따른 국부적 배부름 현상 및 이에 따른 피해사례가 보고되고 있다.

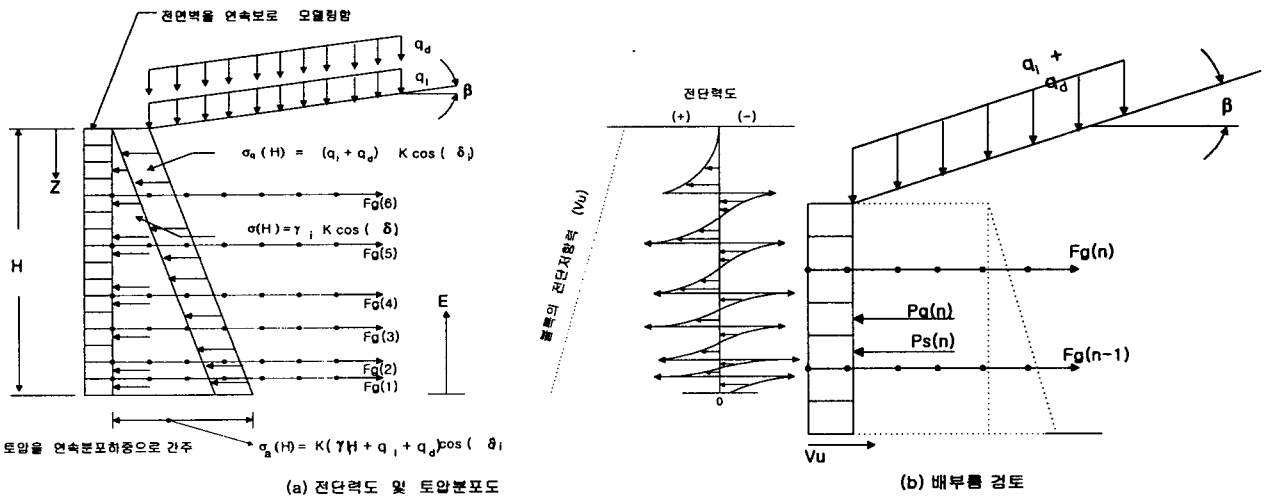


그림 3. 국부적 배부름 현상에 대한 검토 모형

블럭의 배부름에 대한 검토는 각 보강재 위치에서 수행하여야 하며 안전율은 식 (1)과 같이 블럭접촉면의 전단저항력, 작용토압, 그리고 보강재의 유발인장력의 함수로 표현된다.

$$FS_{sc(n)} = \frac{V_{u(n)}}{[P_{a(H,n)} - (F_{g(n+1)} + F_{g(n+2)} + \dots)]} \geq 1.5 \quad (1)$$

식 (1)을 토대로 계산된 안전율이 1.5보다 작을 경우에는 보강재의 연직간격을 감소시키거나 포설 보강재의 수를 늘이는 방법으로 안전율을 증가 시켜야 한다.

한편, 아울러서 상대적으로 구조적 안정성이 취약한 최상단 보강재 위에 위치한 블럭에 대해서는 일반적인 중력식 옹벽 검토 방법에 입각하여 수평 활동 및 전도에 대한 검토가 수반되어야 하며 따라서 상단부에서의 작용토압이 그다지 크지 않다는 판단에 근거하여 비보강 영역을 높게 설정함에 따른 많은 피해사례가 보고되고 있다. 이에 대한 검토에서는 최상단 보강재위에 위치한 블럭에 대해서는 보강되지 않은 부분을 높이 H의 중력식 옹벽으로 간주하고 이에 대한 활동 및 전도에 대한 검토가 필요하며 그림 4의 조건에 대해 다음과 같은 방법으로 수행한다.

- 저부활동 안전율:  $FS_{sl} = \frac{R_{s(w)}}{P_a} \quad (2)$

여기서:  $R_{s(\omega)} = \mu_b [W_w \tan \phi + c W_u]$

$W_w = H_t \gamma_u W_u$  ( $H_t = H_h$  만일  $H_h \leq H$ ;  $H_t = H$  만일  $H_h > H$ )

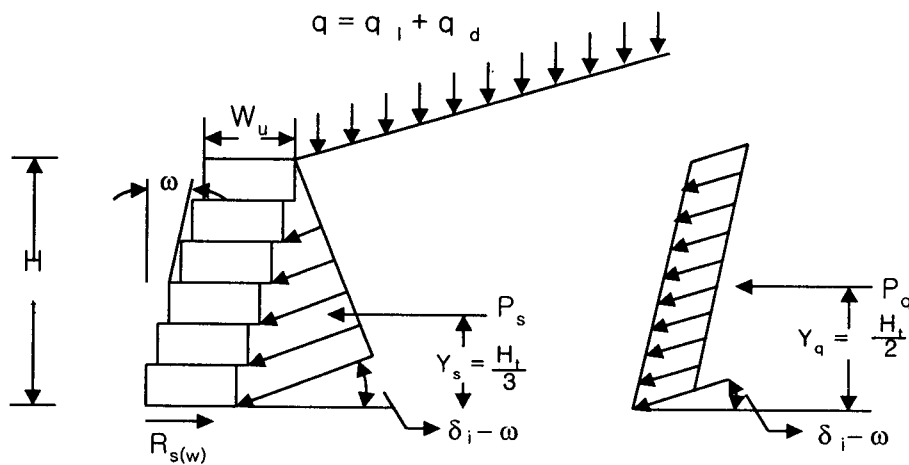
• 전도 안전율:  $FS_{ot} = \frac{M_r}{M_o}$  (3)

여기서:  $M_r = W_w X_w$

$X_w = G_u + 0.5[(H_h - H_u) \tan \omega]$

$M_o = P_s Y_s + P_q Y_q$

한편, 계산된 안전율이 최소안전율 이하일 경우에는 보강재를 추가하거나 포설 보강재의 연직간격을 조절하여 비보강 블록의 높이를 감소시켜야 한다.



$P_a = P_s + P_q$   
 $P_s = 0.5K \gamma_i H^2 \cos(\delta_i - \omega)$   
 $P_q = K H \cos(\delta_i - \omega)$

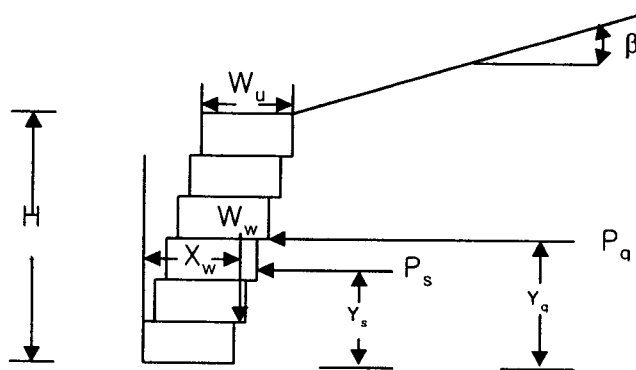


그림 4. 상부 비보강 높이 해석

## 4. 다단식 옹벽의 설계

### 4.1 설계개념

많은 경우에 있어서 보강토 옹벽이 다단식(tiered multi-level)으로 시공된다. 일반적으로 이러한 경우에 상·하단 옹벽의 수평 이격 거리가 하단부 옹벽 높이의 2배 이상일 경우에는 각각의 옹벽을 독립 구조체로 간주하여도 무방하나 2배 이하일 경우에는 하단부의 옹벽 설계시 상단부의 옹벽을 등분포하중으로 간주하여 하단부 옹벽의 작용 토압을 계산하며, 전체 사면 안정성에 대한 검토가 필수적이다. 그림 5는 이에 대한 구체적 계산방법을 제시하고 있다

#### 하단옹벽의 근사상재하중 결정방법

단계 1. 저면길이  $L_1$  가정, 가상 파괴면각 결정

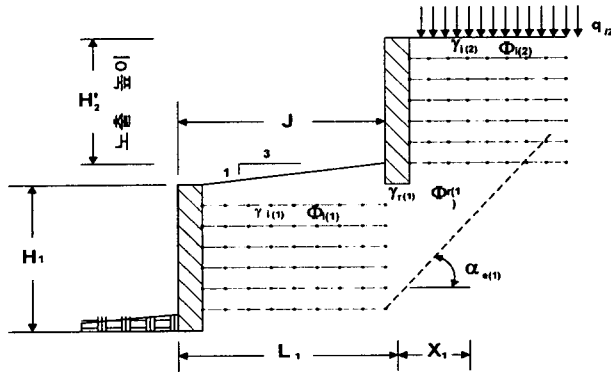
단계 2. 하단옹벽( $L_1$ )의 상재하중(활하중( $q_{n1}$ )+사하중( $q_{d1}$ ))결정

단계 3. 단계 2로부터 결정된 상재하중을 토대로 외적안정성검토를 위한 저면길이( $L_1$ ) 계산

단계 4. 단계3에서 계산된  $L_1$ 이 단계 1에서 가정된  $L_1$ 보다 작으면 OK: If Not) 단계 1 ~ 단계 4까지 반복계산

단계 5. 보강토 옹벽 설계에 대한 전반적인 안정성 검토

$J$  = 상하단 옹벽 전면벽간의 수평이격거리,  $L$  = 보강재의 길이 + 블록폭



주:  $H_1 > H_2'$

$$X_1 = (H + J/S) / \tan \alpha_{d(1)}$$

$S = 500$  (상하단 옹벽 사이의 배면이 수평한 경우)

#### 1단 옹벽의 내적안정성:

$J > L_1$ : 영향없음,  $q_{d1} = 0$ ,  $q_{n1} = 0$

$.3L_1 < J < L_1$ : 부분적 상재하중 적용

$$q_{d1} = \frac{(L_1 - J)}{L_1} (\gamma_{i(2)} H_2') \quad q_{n1} = \frac{(L_1 - J)}{L_1} (q_{n2}')$$

$J < .3L_1$ : 전체 상재하중 적용:  $q_n = \gamma_{i(2)} H_2'$   $q_{n1} = q_{n2}$

#### 1단 옹벽의 외적안정성:

$J > (L_1 + X_1)$ : 영향없음,  $q_{d1} = 0$ ,  $q_{n1} = 0$

$(L_1 + .5X_1) < J < (L_1 + X_1)$ : 부분적 상재하중 적용

$$q_{d1} = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1} (\gamma_{i(2)} H_2') \quad q_{n1} = \frac{(L_1 + X_1 - J)}{X_1} (q_{n2}')$$

$J < (L_1 + .5X_1)$ : 전체 상재하중 적용:  $q_n = \gamma_{i(2)} H_2'$   $q_{n1} = q_{n2}$

주)  $.3L_1$  과  $.5X_1$ 은 보수적인 설계를 위해 선정된 경험적 수치이다.

그림 5. 다단식 옹벽의 내·외적 안정성 검토

## 4.2 다단식옹벽의 거동 메카니즘

다단식 옹벽의 거동 메카니즘은 상·하단 옹벽의 상호작용으로 인해 상단부 옹벽의 위치에 따라 단일 옹벽과는 달리 매우 복잡한 양상을 나타내며 따라서 설계시에는 이에 대한 충분한 반영이 이루어져야 한다. 본 연구에서는 그림 6에서 보이는 바와 같이 상·하단 옹벽의 높이가 각각 8 및 5.5 m 인 2단 옹벽에 대한 유한요소해석을 수행하였으며, 옹벽의 구체적인 기하조건 및 보강조건은 그림 6에 나타나 있다. 그림 7은 해석에 적용된 유한요소망을 보여주고 있다. 그림 8은 유한요소해석 결과로부터 작성된 변위벡터 및 최대전단변형율( $\epsilon_1 - \epsilon_2$ ) 분포 경향을 보여주고 있는데 보이는 바와 같이 하단부 옹벽의 저부 및 상단부 옹벽 보강토체 외부를 관통하는 파괴면이 형성되는 거동 메카니즘을 보여주고 있다. 이러한 경향은 다단식 옹벽의 설계에 있어서 사면안정개념의 전반 활동에 대한 안정성 검토의 중요성을 보여주고 있다.

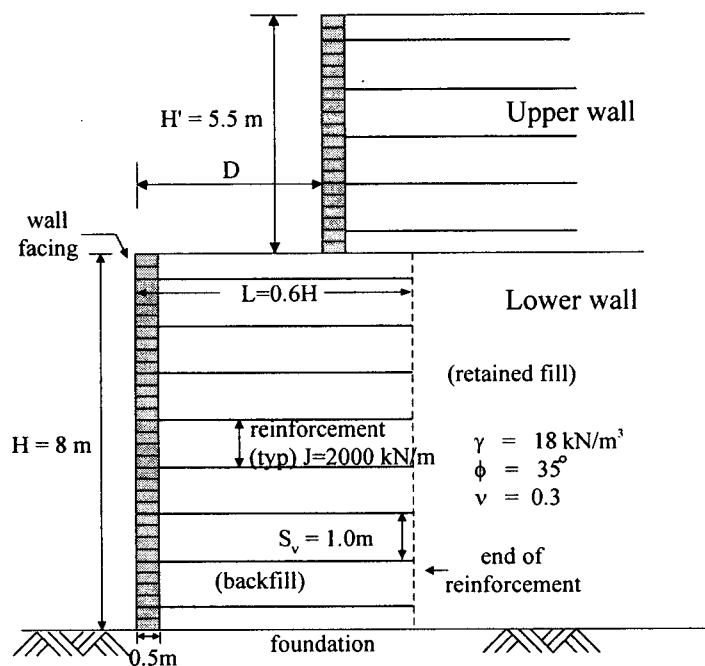


그림 6. 검토에 적용된 다단식 옹벽 개요도

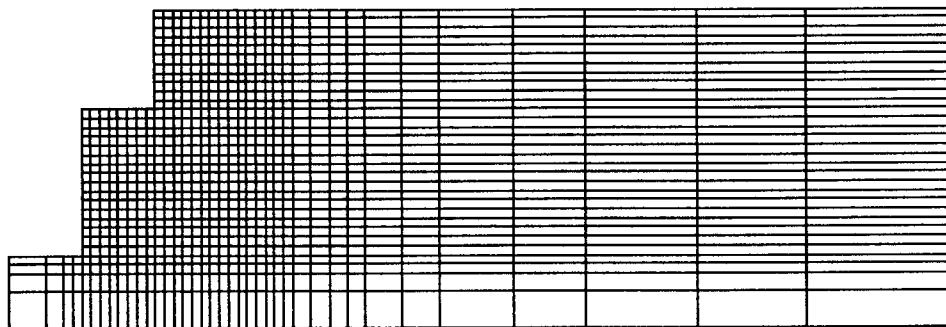
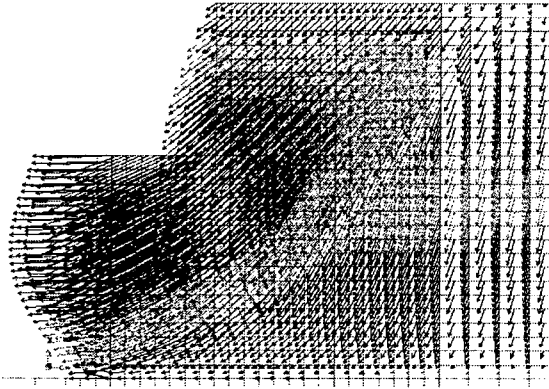
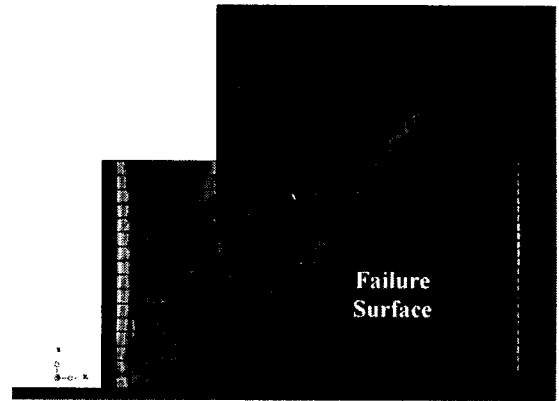


그림 7. 해석에 적용된 유한요소망



(a) 변위벡터



(b) 최대전단변형을

그림 8. 거동 메카니즘 : (a) 변위벡터; (b) 최대전단변형을

그림 9는 상·하단 옹벽의 변위 분포 경향을 보여주고 있다. 그림 9(a)에서 보이는 바와 같이 하단 옹벽의 변위는 상단 옹벽과 하단 옹벽의 거리가 감소하면서 현저히 증가하는 경향을 관찰할 수 있는데 벽체 전면의 변위 증가는 보강토체 후면 및 내부에서의 변위 증가에 기인하는 것으로 나타나 상단 옹벽은 하단 옹벽의 내·외적 안정성에 영향을 미치는 것으로 판단된다. 한편, 상단부 옹벽의 변위 양상을 보여주는 그림 9(b)에서는 상단부 옹벽의 변위 또한 1단 옹벽의 경우에 비해 현저히 크게 나타나는 경향이 나타나며 특히 하단부 옹벽과의 이격거리(D/H)가 감소하면서 상단 옹벽의 변위 또한 현저히 증가하는 경향을 관찰할 수 있다. 이러한 경향은 상단 옹벽이 축조되는 하단부 옹벽 뒤채움 구간의 강성이 그다지 크지 않기 때문이며 따라서 상단 옹벽 기초지반 처리를 통해 충분한 강성을 보유하도록 하여야 함을 보여주고 있다. 상·하단 옹벽의 보강재 축력 분포 경향을 보여주고 있는 그림 10에서도 상·하단 옹벽의 이격거리가 감소함에 따라 하단 옹벽 뿐만 아니라 상단 옹벽의 보강재 축력 또한 현저히 증가하는 경향을 보이고 있으며, 이러한 경향은 변위 양상과 잘 일치하고 있다. 따라서 다단식 옹벽의 설계 및 시공에서는 상단 옹벽이 하단 옹벽의 안정성에 미치는 영향뿐만 아니라 상·하단 옹벽의 상호작용이 상단 옹벽에 미치는 영향을 종합적으로 검토하여야 할 것으로 판단된다.

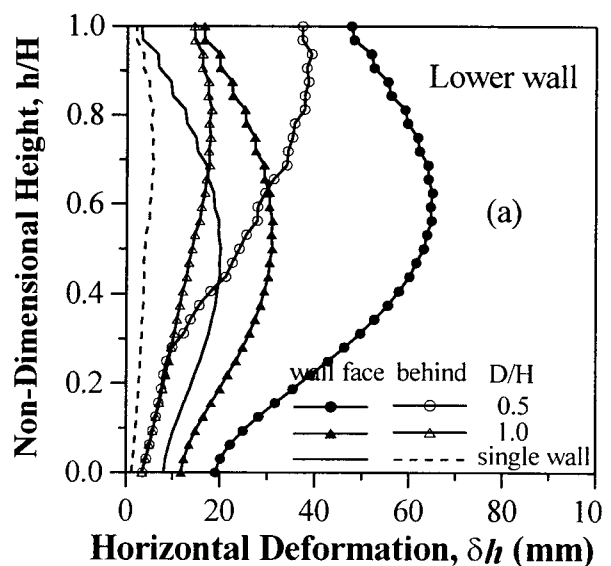
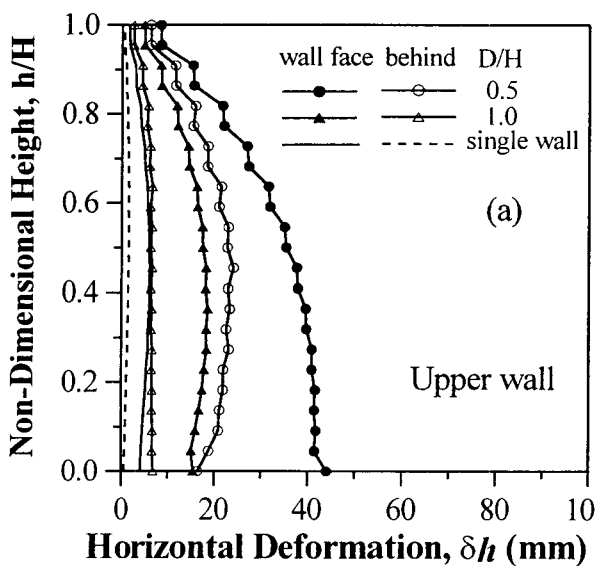


그림 9. 다단식 옹벽의 벽체 변위 발생 경향 : (a) 하단 옹벽; (b) 상단 옹벽



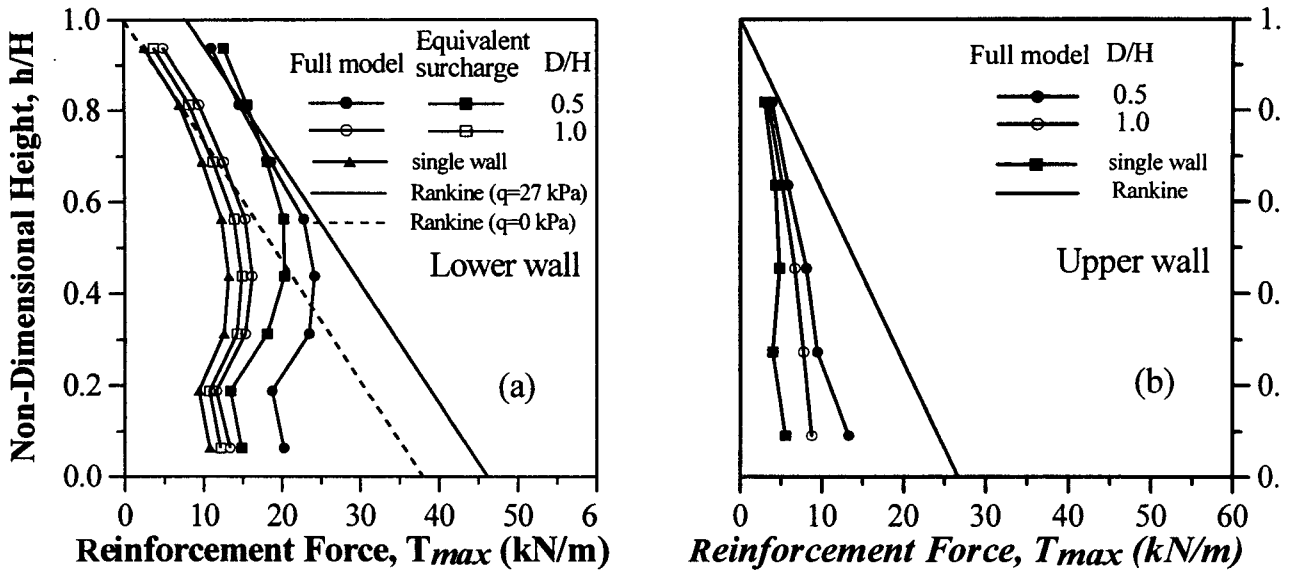


그림 10. 다단식 옹벽의 보강재 인장력 분포 경향 : (a) 하단옹벽; (b) 상단옹벽

## 5. 결론

본 고에서는 보강토 옹벽의 설계/시공법 개선에 관한 연구의 일환으로 현재 우리나라의 보강토 옹벽 적용에 있어서 대두되는 각종 이슈들에 대한 고찰과 아울러서 가상의 옹벽에 대한 유한요소해석을 통해 이러한 문제에 대한 정성·정량적 평가를 시도하였으며 그 결과를 토대로 현재 적용되고 있는 설계기준의 타당성을 검토하였다.

뒤채움흙의 전단강도는 보강토 옹벽의 전반적인 거동 특성을 결정하는 중요한 설계인자로서 전단강도 정수 평가 및 적용에 있어서 세심한 주의가 요구되며 세립분이 포함된 흙을 뒤채움흙으로 사용할 경우 발생할 수 있는 지반공학적인 문제점을 고려하여 안전측의 설계개념으로 점착력을 무시하는 것이 바람직할 것으로 판단된다. 한편, 보강토 옹벽의 국부적 안정성은 옹벽의 사용성을 결정하는 매우 중요한 검토항목으로서 보강재 최대포설간격을 엄격히 적용함으로써 배부름 혹은 옹벽 상단부의 불안정을 피할 수 있다.

다단식 옹벽의 거동은 상하단 옹벽의 상호작용으로 인해 매우 복잡한 양상을 보이며 현재 설계기준에서 주안점을 두고 있는 하단부 옹벽 안정성 뿐만 아니라 상단부 옹벽에 대한 안정성 또한 중요하게 검토되어야 한다. 특히 하단부 옹벽의 변위는 상단부 옹벽으로 이어지므로 이러한 점이 시공시 적절히 반영되어야 할 것으로 사료된다.

## 참고문헌

- (1) Bathurst, R. J.(1992), Case study of a monitored propped panel wall, Proc. 5th Int. Symp. on Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls, Balkema, Rotterdam, Brookfield, 159~166.
- (2) Bathurst, R. J. and Simac, M. R.(1994), Geosynthetic reinforced segmental retaining wall structures in North America Proc. 5th Int. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, 24p.

- (3) Chou, N. N. S., and Wu, J. T. H.(1993), Investigating performance of geosynthetic-reinforced soil walls, Rep. No. CDOT-UCD-R-93-21, Colorado Dept. of Transportation.
- (4) Christopher, B. R.(1993), Deformation response and wall stiffness in relation to reinforced soil wall design, PhD thesis, Purdue University, West Lafayette, Indiana.
- (5) Collin, J. G.(1986), Earth wall design, PhD Thesis, University of California, Berkeley, California.
- (6) DIANA Users Manual, Release 6.1, TNO Building and Construction Research, Netherlands, 1996.
- (7) Goodman, R. E., Taylor R. L., and Brekke, T. L.(1968), A model for the mechanics of jointed rock, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 94, No. SM3, 637~657.
- (8) Ho, S. K. and Rowe, R. K.(1997), Effect of Wall Geometry on the Behavior of Reinforced Soil Walls, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 14, No. 10. 521~542.
- (9) Kapurapu, R., and Bathurst, R. J.(1995), Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls Using the Finite Element Analysis, Computers and Geotechnics, Vol. 17, 179~299.
- (10) Rowe, R. K. and Ho, S. K.(1997), Continuous Panel Reinforced Soil Walls on Rigid Foundations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 10, 912~920.
- (11) Schertmann, G. R., Chew, S. H., and Mitchell, J. K.(1989), Finite element modeling of reinforced soil wall behavior, Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/89-01, University of California, Berkeley, California.
- (12) NCMA, 1997. Design Manual for Segmental Retaining Walls, 2nd Ed., NCMA, Virginia.
- (13) 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