

KR C-06030

Rev.1, 11. February 2025

# 보강토 옹벽

2024. 02. 11



국가철도공단

## REVIEW CHART

[illegible]

## 경 과 조 치

이 "철도설계지침 및 편람" 이전에 이미 시행 중에 있는 설계용역이나 건설공사에 대하여는 발주기관의 장이 인정하는 경우 종전에 적용하고 있는 우리공단 "철도설계지침 및 편람"을 그대로 사용할 수 있습니다.

## 일 러 두 기

- 사용자의 이용 편의를 위하여 책 단위로 구성된 "철도설계지침" 및 "편람"을 국제적인 방식에 맞게 체계를 코드별로 변경하였습니다.  
또한, 코드에 대한 해설 및 목차역할을 하는 KR CODE 2012, 각 코드별로 기준 변경사항을 파악할 수 있도록 Review Chart 및 Record History를 제정하였습니다.
- 이번 개정된 “철도설계지침 및 편람”은 개정 소요가 발생할 때마다 각 항목별로 수정되어 공단 EPMS, CPMS에 게시될 것이니 설계적용 시 최신판을 확인 바랍니다.
- “철도설계지침 및 편람”에서 지침에 해당하는 본문은 설계 시 준수해야 하는 부분이고, 해설(이전 편람) 부분은 설계용역 업무수행의 편의를 제공하기 위해 작성한 참고용 기술도서입니다. 여기서, 제목 부분의 편람은 각 코드에서의 해설을 총칭한 것입니다.

# 목 차

<b>1. 일반사항</b>	<b>1</b>
1.1. 목적	1
1.2. 적용 범위	1
1.3. 참고기준	1
1.4. 용어의 정의	1
1.5. 기호의 정의	2
1.6. 시설물의 구성	2
1.7. 해석과 설계원칙	2
<b>2 조사 및 계획</b>	<b>4</b>
2.1 일반사항	4
2.2 조사내용	4
<b>3. 재료</b>	<b>4</b>
3.1 일반사항	4
<b>4. 설계</b>	<b>5</b>
4.1 설계일반사항	5
4.2 내진설계 여부	5
4.3 검토항목	5
4.4 안전율 기준	5
4.5 외적안정해석	5
4.6 내적안정해석	5
4.7 지진 시 안정해석	7
4.8 보강토옹벽의 배수시설	9
해설 1. 일반사항	10
해설 2. 보강토 옹벽 설계	12
해설 3. 보강토 옹벽의 배수	38
<b>RECORD HISTORY</b>	<b>42</b>

## 1. 일반사항

### 1.1 목적

- (1) 이 지침은 비탈면의 안정성을 유지하고 옹벽 전면과 배면에 공간을 확보하기 위해 설치하는 보강토옹벽에 대한 일반적인 설계기준과 설계방법을 제시하는 것을 목적으로 한다.

### 1.2 적용범위

- (1) 이 지침은 금속성 또는 토목섬유 재료의 보강재를 이용하여 시공하는 보강토옹벽의 설계에 적용한다.

### 1.3 참고 기준

#### 1.3.1 관련 법규

내용 없음

#### 1.3.2 관련 기준

- KCS 11 80 10 보강토옹벽
- KDS 11 10 10 지반조사

### 1.4 용어의 정의

- (1) 가상파괴면 : 보강토 옹벽에서 보강재 인장력이 최대인 점을 연결한 선으로 이 선을 경계로 활동영역(Active Zone)과 저항영역(Resistant Zone)을 구분함
- (2) 감소계수(Reduction Factor) : 토목섬유 보강재의 장기허용강도를 계산하기 위하여 사용하는 계수로 내구성(RFd), 시공시 손상(RFid), 크리프 특성(RFcr) 등에 대한 감소계수의 곱으로 표시
- (3) 마찰계수  $f^*$  : 보강재 위에 작용하는 수직응력에 대한 보강재 마찰저항력의 비로서 보통  $f^* = \tan \delta = C_i \tan \phi$ 로 나타내며, 여기서  $\delta$ 는 흙과 보강재 사이의 마찰각이고,  $\phi$ 는 흙의 내부마찰각이며,  $C_i$ 는 인발시 흙과 보강재 사이의 마찰효율
- (4) 마찰췌기법(Tie-Back Wedge Method) : 보강토 옹벽 설계법 중의 하나로, 보강재의 강성이 작아서 보강토체 내의 흙이 모두 주동상태에 도달하는 것으로 가정하여 설계하는 방법으로 토압은 주동토압계수  $K_a$ 를 사용
- (5) 보강재 : 흙 속에 매입되어 주로 흙과의 마찰저항에 의하여 흙의 강도를 증진시키는 인장력이 강한 재료
- (6) 보강토 옹벽 : 토압의 경감을 목적으로 흙과의 마찰력이 큰 보강재를 이용하여 비탈면의 안정을 도모하는 일종의 토류구조물
- (7) 복합중력식법(Coherent Gravity Method) : 보강토 옹벽 설계법 중의 하나로, 보강재의



강성이 커서 토압이 작은 상부에서는 보강재의 구속효과로 인하여 정지상태에 있으며, 하부에서는 주동상태에 도달하는 것으로 가정하여 설계하는 방법으로, 이 방법에서 토압계수는 상단의  $K_0$ 에서 6m 깊이에서의  $K_a$ 까지 선형으로 변화하는 것으로 가정

- (8) 유효보강재 길이  $L_e$  : 전체 보강재의 길이 중 보강재의 인발에 저항하는 길이를 말하며, 보강토 공법에서는 주동영역 배면의 저항영역에 묻힌 길이만 인발에 저항하는 것으로 가정
- (9) 인발파괴 : 흙과 보강재 사이의 마찰저항력 부족으로 보강재가 인발되는 파괴
- (10) 저항영역(Resistant Zone) : 보강토 옹벽에서 가상파괴면 뒤쪽의 영역을 말하며, 이 저항영역 속에 묻힌 보강재만이 유효한 저항력을 발휘
- (11) 파단파괴 : 보강재 인장력 부족으로 발생하는 파괴

## 1.5 기호의 정의

내용 없음

## 1.6 시설물의 구성

### 1.6.1 보강토옹벽의 구성요소

- (1) 구성요소는 KDS 11 80 10 (1.6.1)을 따른다.
- (2) 토목섬유 보강재의 재질별 감소계수는 <표 1>에 제시된 값 보다 크거나 같은 값을 사용해야 한다. 다만, 공인된 시험기관의 시험결과가 있다면 <표 1>에 제시된 값 대신 시험결과 값을 사용할 수 있다.

표 1. 토목섬유 보강재의 재질별 감소계수

재질	$RF_D$	$RF_{ID}$	$RF_{CR}$	$\Sigma RF$
PET 지오토크리드	1.10	1.30	1.60	2.29
HDPE 지오토크리드	1.10	1.20	2.60	3.43
PP 지오토크리드	1.10	1.20	4.00	5.28
띠형섬유보강재	1.10	1.10	1.60	1.94

## 1.7 해석과 설계원칙

### 1.7.1 설계목표

- (1) 설계목표는 KDS 11 80 10(1.7.1)을 따른다.
- (2) 보강토 옹벽의 안정성 검토는 외적안정성과 내적안정성으로 구분하여 수행한다.
  - ① 보강재에 의하여 결속된 보강토체를 중력식 옹벽으로 가정하여 저면활동, 전도, 지반지지력 등과 같은 보강토 옹벽의 외적안정성을 검토하여야 한다.
  - ② 보강토체가 일체로 작용하기 위해서는 보강재가 파단 되거나 인발되지 않아야 하므

로, 내적안정성 검토에서는 보강재의 파단파괴와 인발파괴에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

- ③ 내적안정성 검토 시에는 보강토체 내부의 가상의 파괴면을 기준으로 토체로부터 분리되어 나가려는 활동영역과 그 힘에 저항하려는 저항영역으로 나누어 고려해야 하며 이러한 가상파괴면은 사용하는 보강재의 특성에 따라서 하나 또는 두 개의 직선으로 가정한다.
- ④ 보강토 옹벽의 내적 및 외적 안정성 외에도 보강토 옹벽을 포함한 전체해설 비탈면 활동에 대한 안정성을 검토해야 하며 (가)~(사)항 경우에는 특히 주의하여 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

가. 기초지반이 연약지반인 경우

나. 보강토 옹벽이 높은 해설 비탈면위에 위치하는 경우

다. 보강토 옹벽 상부에 성토고가 높은 성토해설 비탈면이 계획된 경우

라. 2단 이상의 다단식 보강토 옹벽이 설치될 경우

마. 우각부에 보강토 옹벽이 설치될 경우

바. 수변부에 보강토 옹벽이 설치되거나 지하수의 영향을 받는 경우

사. 기타 해설 비탈면활동이 발생할 가능성이 있다고 생각되는 경우

- (3) 지진 시에는 정적하중과 보강토체의 관성력과 동적토압 증가분이 보강토 옹벽에 작용하므로 동적하중을 고려하여 내적 및 외적안정성을 검토하여야 한다.

#### (4) 보강토 옹벽 적용 기준

- ① 보강재의 최소길이는 보강토 옹벽 높이의 0.7배 또는 최소 2.5m 이상으로 해야 하며 보강토 옹벽의 설계기준 안전율을 만족시킬 수 있도록 결정한다. 이 때 보강토 옹벽의 높이는 <그림 1(a)>, <그림 1(b)>에서와 같이 보강토 옹벽의 선단에서 1:0.3의 경사로 그은 선이 옹벽 상부의 해설 비탈면과 만나는 점까지의 높이인 가상의 옹벽 높이( 강 )으로 하여야 한다.
- ② 보강토 옹벽 높이에 따른 각 층별 보강재의 길이는 전체 높이에 걸쳐 동일하게 한다. 특별한 경우에는 각 층별로 보강재의 길이를 짧거나 길게 할 수 있으며 견고한 지층을 굴착하고 보강토 옹벽을 설치하는 경우에는 굴착량을 줄이기 위하여 <그림 1(c)>와 같이 하부의 보강재를 줄일 수 있으나 이 때 하부의 보강재의 길이는 옹벽 높이의 0.4배 이상, 상부의 보강재 길이는 옹벽 높이의 0.7배 이상이라야 한다. 하부의 보강재 길이를 짧게 하는 경우에는 보강토 옹벽의 내적 및 외적안정성은 물론전체해설 비탈면활동에 대한 안정성을 확보할 수 있도록 보강재 길이를 결정하여야 한다.
- ③ 보강재의 수직간격은 0.8m를 초과하지 않도록 배치해야 하며 블록식 보강토 옹벽의 경우 최상단 보강재의 수직간격은 그 아래 보강재 수직간격의 1/2 정도로 배치하여 국부적인 안정성을 보완해 주어야 한다.



- ④ 가상파괴면 뒤쪽의 저항영역 내의 각 층별 보강재 유효길이( ㄹ )는 최소한 1.0m 이상이 되도록 하여야 한다.
- ⑤ 보강토 옹벽은 최소 0.5m 또는 동결심도 이상의 근입깊이를 확보해야 한다. <그림 1(d)>와 같이 보강토 옹벽이 경사지반에 설치되는 경우에는 벽체 전면에 최소 폭 1.2m 이상의 소단을 설치해야 하며, 최소근입깊이는 0.6m 이상 확보되어야 한다.

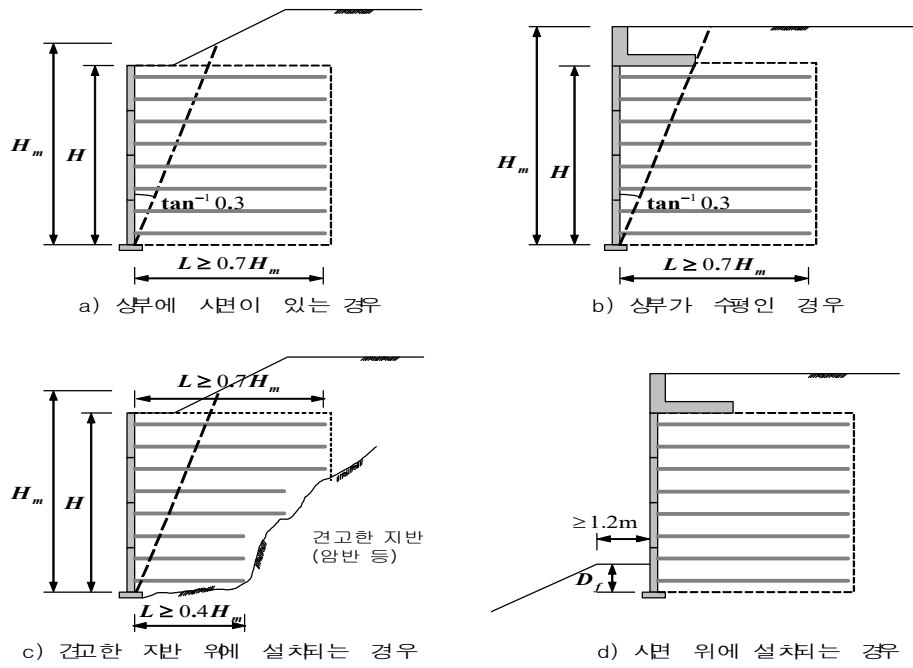


그림 1. 보강토 옹벽 설치기준

- ⑥ 보강토 옹벽을 2단 이상으로 설계할 경우, 최상단 보강토 옹벽의 보강재 길이는 그 높이의 0.7배 이상을 확보해야 하며 하단 옹벽은 상부 보강토 옹벽 높이를 포함한 전체 보강토 옹벽 높이의 0.6배 이상의 보강재 길이를 확보하여야 한다.

## 2. 조사 및 계획

### 2.1 일반사항

- (1) 조사 및 계획의 일반사항은 KDS 11 80 10(2.1)을 따른다.

### 2.2 조사내용

- (1) 조사내용은 KDS 11 80 10(2.2)를 따른다.

## 3. 재료

### 3.1 일반사항

#### 3.1.1 전면벽체

- (1) 전면벽체는 KDS 11 80 10(3.1.1)을 따른다.



### 3.1.2 보강재

(1) 보강재는 KDS 11 80 10(3.1.2)를 따른다.

### 3.1.3 뒤채움재료

(1) 뒤채움재료는 KDS 11 80 10(3.1.3)을 따른다.

## 4. 설계

### 4.1 설계일반사항

#### 4.1.1 보강토옹벽 적용기준

(1) 보강토옹벽 적용기준은 KDS 11 80 10(4.1.1)을 따른다.

### 4.2 내진설계 여부

(1) 내진설계 여부는 KDS 11 80 10(4.2)를 따른다.

### 4.3 검토항목

(1) 검토항목은 KDS 11 80 10(4.3)을 따른다.

### 4.4 안전율 기준

(1) 안전율 기준은 KDS 11 80 10(4.4)를 따른다.

### 4.5 외적안정해석

(1) 외적안정해석은 KDS 11 80 10(4.5)를 따른다.

### 4.6 내적안정해석

(1) 내적안정해석은 KDS 11 80 10(4.6)을 따른다.

(2) 각 층별 보강재의 최대작용하중( $T_{\max}$ )은 각 층별 보강재 위에 작용하는 수직응력( $\sigma_v$ )과 토압계수( $K$ ) 및 보강재의 수직 및 수평간격을 고려하여 결정해야 한다.

$$T_{\max} = \sigma_h S_v S_h \quad (1)$$

여기서,  $\sigma_h$  : 보강재층에서의 수평응력(  $\sigma_h = K\sigma_v + \Delta\sigma_v$  )

$K$  : 토압계수(<그림 2> 참조)

$\sigma_v$  : 보강재 위에 작용하는 수직응력

$\Delta\sigma_h$  : 상재하중에 의해 보강재 층에 유발되는 수평응력 증가분

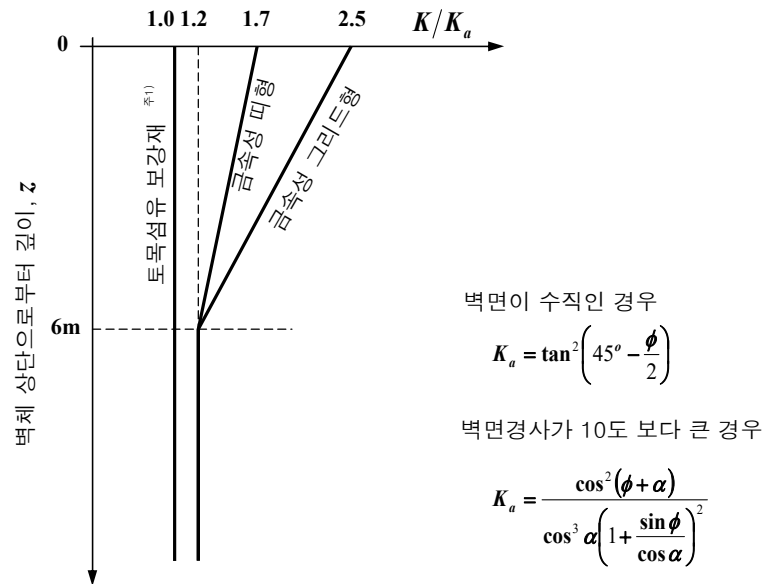
$S_v, S_h$  : 보강재의 수직 및 수평 간격

이 때 보강토체 내부의 토압계수( $K$ )는 주동토압계수( $K_a$ )를 사용하며, 비신장성 보강재(예, 금속성 띠형, 금속성 그리드형 등)를 사용하는 경우에는 <그림 2>와 같이 벽체



상단에서 깊이 6m까지 직선적으로 변화하고 6m 이상의 깊이에서는 일정한 값을 가지는 토압계수의 비( $K/K_a$ )로부터 보강토체 내부의 토압계수를 결정해야 한다.

- (3) 파단파괴에 대한 안정성을 확보하기 위하여 각 층별 보강재의 파단에 대한 안전율 ( $FSto=Td/Tmax$ )은 각 보강재의 종류별 파단에 대한 설계기준 안전율 보다 커야한다.



주1) 띠형 섬유 보강재는 금속성 띠형 보강재와 같이 취급함

그림 2. 보강토체 내부의 토압계수

- (4) 인발파괴에 대한 안정성을 확보하기 위하여 각 층별 보강재의 인발에 대한 안전율 ( $FSpO=Tpull/Tmax$ )은 보강재 인발에 대한 설계기준 안전율 보다 커야한다.

이 때 인발저항력은 가상파괴면 뒤쪽의 저항영역 내의 보강재 유효길이( $L_e$ )에 대해서만 고려해야 하며, 보강재의 특성에 따라서 적정한 인발저항계수를 적용하여야 한다. 시험 결과가 없는 경우에는 <그림 3>을 참고하여 보강재 종류별 인발저항계수를 결정할 수 있다.

$$T_{pull} = 2L_e b \sigma_v f^* \quad (2)$$

여기서,  $L_e$  : 저항영역 내의 보강재 유효길이

$b$  : 보강재의 폭

$\sigma_v$  : 보강재 위에 작용하는 수직응력

$f^*$  : 흙/보강재 인발저항계수

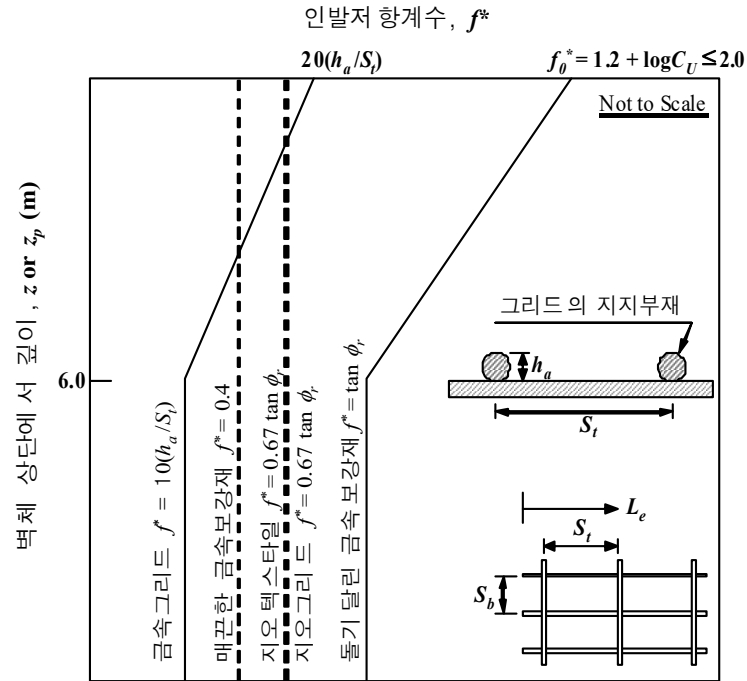


그림 3. 보강재 종류별 인발저항계수( $f^*$ )의 값

- (5) 가상파괴면은 각 층별 보강재의 최대작용하중이 발생하는 위치를 연결한 선이며 <그림 4>와 같이 대수나선(Log-Spiral)의 형태로 나타난다는 것이 일반적인 견해이지만, 계산상의 편의를 위하여 직선(신장성 보강재를 사용하는 경우) 또는 이중직선(비신장성 보강재를 사용하는 경우)으로 가정한다.

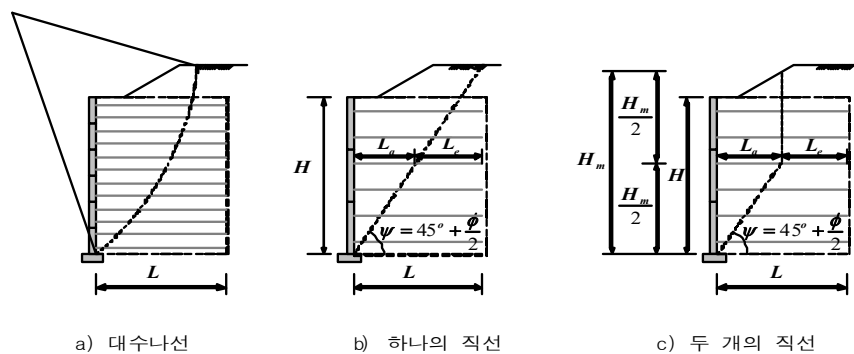


그림 4. 보강토 옹벽의 가상파괴면

#### 4.7 지진 시 안정해석

- (1) 지진 시 안정해석에 관한 사항은 KDS 11 80 10(4.7) 및 KR C-02010에 따른다.

#### (2) 지진 시 외적안정성 검토

- ① 지진시 보강토 옹벽의 외적안정성 검토에서는 <그림 5>과 같이 정적하중에 보강토체의 지진관성력( $P_{IR}$ )과 동적토압 증가분( $\Delta P_{ae}$ )의 50%를 추가로 고려하여 저면활동, 전도, 지반지지력 등의 외적안정성에 대하여 검토하여야 한다

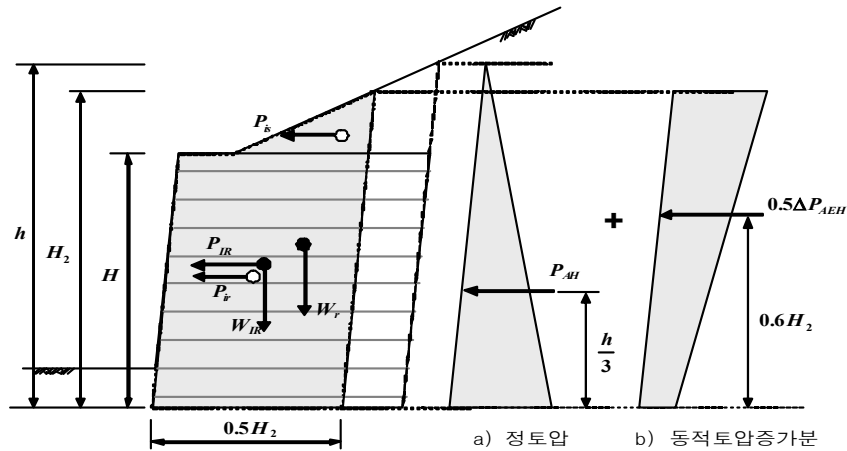


그림 5. 지진시 보강토 옹벽의 외적안정성 검토시 고려하는 하중

- ② 보강토체의 지진관성력( $P_{IR}$ )은 지진관성력을 받는 보강토체의 자중( $W_{IR}$ )과 보강토체의 지진계수( $A_m$ )를 곱하여 산정하고 관성력을 받는 부분의 도심에 수평으로 작용시킨다. 이 때 보강토체의 지진계수는  $A_m = (1.45-A)A$ 와 같이 계산한다.
- ③ 동적토압 증가분( $\Delta P_{ae}$ )은 Mononobe-Okabe의 동적토압공식을 사용하여 산정한 동적토압에서 정적토압을 차감하여 계산하고, 동적토압을 받는 높이의 0.6배 되는 위치에 작용하는 것으로 가정한다. 이 때 Mononobe-Okabe의 식에 적용되는 수평방향지진가속도계수( $K_h$ )는  $0.5A$ 를 적용한다.

### (3) 지진 시 내적안전성 검토

- ① 지진시의 내적안전해석은 활동영역의 지진관성력( $P_{IR}$ )에 의해 각 층별 보강재에 추가되는 하중을 고려하여 보강재 파단파괴와 인발파괴에 대하여 검토하여야 한다.

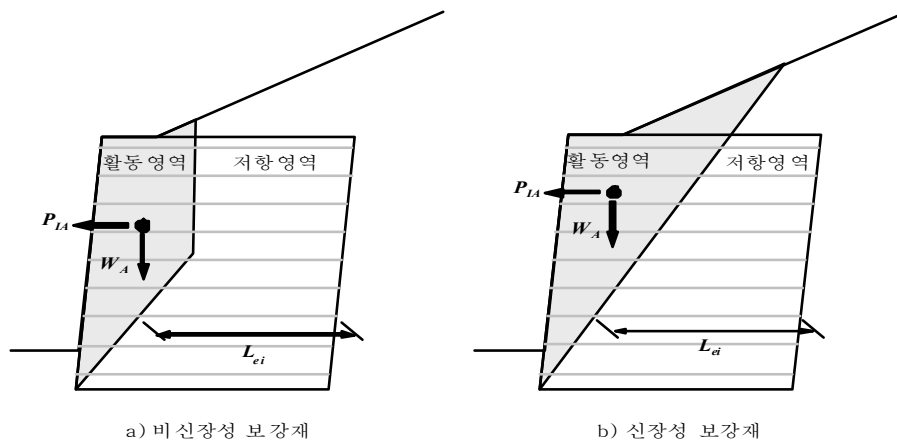


그림 6. 지진시 보강토 옹벽의 내적안정성 검토시의 하중

- ② 내적안전해석에서 지진관성력( $P_{IA}$ )은 활동영역의 자중( $W_A$ )과 보강토체의 지진계수( $A_m = [1.45 - A]A$ )를 곱하여 계산하고, 이를 저항영역 내에서 차지하는 각 층별 보강재의 면적비에 따라 분담시킨다. 즉,  $\Delta T_{md} = P_{IA} (L_{ei} / \Sigma L_{ei})$
- ③ 지진 시 보강토 옹벽의 내적안정성 검토에서 보강재의 허용인장강도 산정에는 크리

프 특성의 영향은 고려하지 않으며, 인발저항력은 정적안정성 검토시의 인발저항력의 80%를 적용한다.

(4) 기타 본 설계지침에 언급되지 않은 사항은 「KDS 11 80 00 옹벽설계기준」을 따른다.

#### **4.8 보강토옹벽의 배수시설**

(1) 보강토옹벽의 배수시설은 KDS 11 80 10(4.8)을 따른다.



## 해설 1. 일반사항

### 1. 보강토 옹벽

- (1) 보강토 옹벽은 성토체 내부에 설치된 보강재(띠형, 그리드형 또는 전면포설형)의 인장저항력 및 주변 흙과의 결속력에 의하여 전단강도가 향상된 성토체(보강토체)를 형성하여 배면토압에 저항하는 흙막이 구조물의 역할을 수행한다.
- (2) 보강토 옹벽은 일반적으로, <그림 7>에서와 같이, 보강재로 보강된 뒤채움과 전면벽체로 구성된다. 전면벽체로는 콘크리트 패널, 몰탈블록, 토목섬유 등이 사용될 수 있으며, 보강재로는 금속 또는 토목섬유 재료의 띠형, 그리드형 및 쉬트형 보강재를 사용할 수 있다.

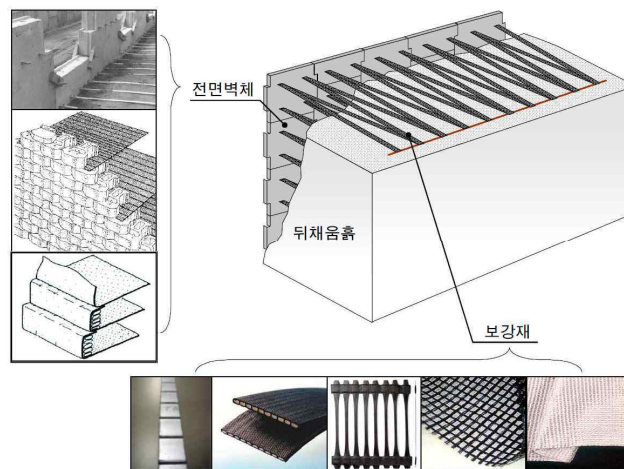


그림 7. 보강토 옹벽의 구성

### 2. 전면벽체

- (1) 전면벽체는 외부에 노출되는 만큼 외부의 환경에 대하여 충분한 내구성을 가져야 한다.
- (2) 보강토 옹벽의 설계수명이 짧은 경우에는 전면벽체의 외부환경에 대한 내구성이 크게 영향을 받지 않으므로 보강토 임시구조물에서는 토목섬유를 사용한 포장형 전면벽체를 적용할 수도 있다.
- (3) 전면벽체의 품질관리 기준은 <표 2>과 같다.

**표 2. 전면벽체의 품질관리 기준**

구분	콘크리트 블록	패널
치수오차	폭 및 뒷길이 $\pm 3\text{mm}$ 높이 $\pm 2\text{mm}$	폭 및 높이 $\pm 13\text{mm}$ 대각선 방향 길이 $\pm 13\text{mm}$
압축강도	24MPa 이상	30MPa 이상
흡수율	평균 7% 이내	-

- (4) 전면벽체의 설치를 위한 레벨링 패드(Leveling Pad)는 압축강도 18MPa 이상의 무근콘크리트를 두께 150mm 이상으로 설치하여야 한다. 다만, 소형블록을 사용하는 블록식 보강토 옹벽의 경우에는 두께 150 ~ 300mm, 폭 750 ~ 800mm의 잡석기초를 레벨링 패드로 사용할 수 있다.



## 해설 2. 보강토 옹벽 설계

### 1. 설계목표

- (1) 보강토 옹벽은 설계수명동안 보강토체의 내적 및 외적안정성 뿐만 아니라 국부적인 안정성도 유지되어야 한다.
- (2) 보강토 옹벽의 사용성을 위해서 과도한 부등침하나 횡방향 변위가 발생하지 않아야 한다. 특히 열차주행 안정성에 영향이 없도록 검토하여야 한다.

### 2. 설계순서

- (1) 보강토 옹벽의 일반적인 설계순서는 <그림 8>와 같다.
- (2) 설계현황의 파악

#### ① 보강토 옹벽의 형식 결정

가. 현재 사용되고 있는 보강토 옹벽의 형식은 패널식과 블록식으로 구분할 수 있으며, 패널식 보강토 옹벽은 콘크리트 패널과 띠형 보강재를 사용하는 것이 특징이고, 블록식 보강토 옹벽은 높이 200 ~ 300mm, 폭 400 ~ 500mm 정도의 소형의 블록과 지오그리드형 보강재를 사용하는 것이 특징이다. 각 보강토 옹벽의 형식별로 장단점이 있으므로 현장여건을 충분히 검토하여 보강토 옹벽의 형식을 결정하여야 한다.

나. 특히, 기초지반이 연약지반인 경우에는 토목섬유를 사용한 보강토체를 먼저 시공한 후 전면벽체를 설치하는 분리시공법을 적용하는 것이 더 좋을 수 있으며, 이때 보강토체를 지반개량을 위한 프리로딩의 하중을 사용하면 경제적으로도 이득이 될 수 있다.



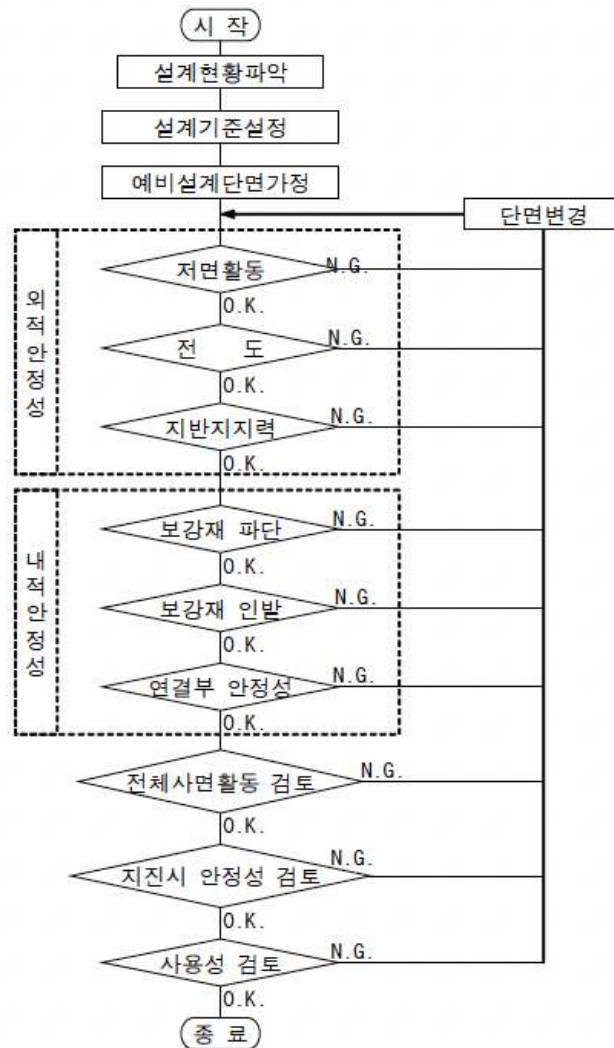


그림 8. 보강토 옹벽의 일반적인 설계순서

## ② 보강토 옹벽의 기하형상 결정

보강토 옹벽이 설치될 위치의 평면도와 횡단면도 등에 근거하여 보강토 옹벽 전개도를 작성하고, 보강토 옹벽의 높이별로 구조계산 할 대표단면을 결정하고 각 대표단면별 보강토 옹벽의 높이  $H$ , 벽면경사  $\alpha$ , 상재성토고  $H_s$ , 상재성토해설 비탈면의 경사각  $\beta$  등을 결정한다.

## ③ 뒤채움재료, 배면토 및 기초지반의 공학적 특성 파악

보강토 옹벽이 설치될 위치에 대한 지반조사결과를 참고하여 기초지반의 공학적 특성을 파악하고, 현장에서 사용할 수 있는 성토재료의 특성을 파악하여 보강토 옹벽 설계를 위한 토질정수 값으로 결정한다.

## ④ 보강재의 공학적 특성 파악

보강토 옹벽의 형식이 결정되면, 사용할 보강재의 종류를 결정하여야 하며, 보강재는 재질에 따라서 금속성 보강재와 토목섬유 보강재로 구분되며, 형상별로는 띠형,



그리드형, 전면포설형 등으로 구분된다. 선정된 보강토 옹벽의 형식에 적용할 수 있는 보강재의 특성을 파악하여 설계에 적용한다.

표 3. 설계시 고려하여야 할 보강재의 특성

구분	금속성 보강재	토목섬유 보강재	비고
물리적 특성	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 보강재의 폭</li> <li>- 보강재의 두께</li> <li>- 재료의 항복강도</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 보강재의 폭</li> <li>- 재료의 극한인장강도</li> </ul>	
내구성	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 방식처리</li> <li>- 부식두께</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 내구성에 대한 감소계수</li> <li>- 시공시손상에 대한 감소계수</li> <li>- 크리프특성에 대한 감소계수</li> </ul>	
흙/보강재 상호작용 특성	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 인발시의 상호작용계수 <math>C_i</math> 또는 인발저항계수 <math>F^*</math></li> <li>- 직접전단시의 상호작용계수 <math>C_{ds}</math></li> </ul>		

#### ⑤ 설계하중 결정

가. 보강토 옹벽의 설계에는 고정하중, 상재하중(열차활하중 포함), 토압, 지진하중, 풍하중 등을 고려하여야 하며, 열차에 의한 진동하중은 특별히 고려하지 않는다.

나. 정하중 : 보강토체의 자중, 상재성토 하중 등

다. 상재하중 : 궤도하중, 열차의 활하중

보강토 옹벽에 작용하는 상재하중은 「KR C-06010 해설의 2.(2)」항에 따른다. 다만, 궤도하중은 등분포사하중(DL)으로, 열차의 활하중은 등분포활하중(CL)으로 재하하여야 한다.

라. 토압

(가) 보강토 옹벽 배면에 작용하는 토압은 <식 (1)>와 같이 계산할 수 있다.

$$F_T = F_1 + F_2 \quad (1)$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \gamma b h^2 K_a \quad (2)$$

$$F_2 = (CL + DL) h K_a \quad (3)$$

여기서,  $F_T$  : 보강토옹벽 배면에 작용하는 주동토압(kN/m)

$\gamma b$  : 배면토(retained soil)의 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 배면토압이 작용하는 가상 높이(m)

$K_a$  : 주동토압계수

(나) 토압계수

- 주동토압계수( $K_a$ )는 <식 (4)>과 같은 Coulomb의 주동토압계수를 사용하지만, 토압의 작용방향은 상부 해설 비탈면경사와 일치하는 것(즉,  $\delta = \beta$ )으로 가정한다. 이 때 <식 (5)>의 벽면경사  $\omega = -\alpha$ 이다.(<그림 9> 참조)
- 보강토 옹벽의 벽면경사( $K_a$ )가 10도 이내이고 보강토 옹벽 상부에 해설 비탈면 경사각이  $K_a$ 인 무한해설 비탈면에 존재하는 경우에는 주동토압계수를 <식(6)>와 같이 계산할 수 있다.

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4)$$

$$K_a = \frac{\cos(\omega + \delta) \cos(\omega - \beta)}{\cos 2\omega \cos(\omega + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\omega + \delta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad (5)$$

$$K_a = \cos \beta \left[ \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_b}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi_b}} \right] \quad (6)$$

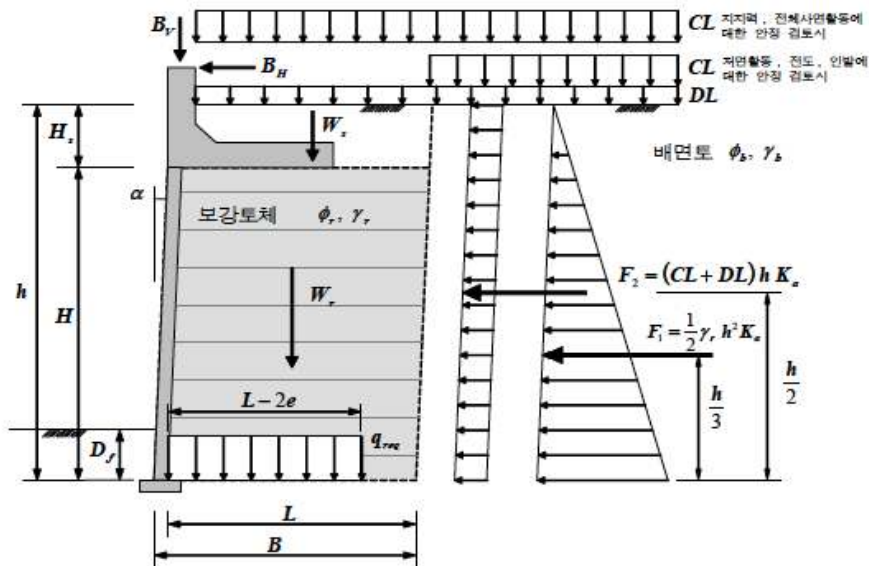
여기서,  $\omega$  : 수직선으로부터 옹벽 배면의 경사도

$\phi$  : 배면흙의 내부마찰각

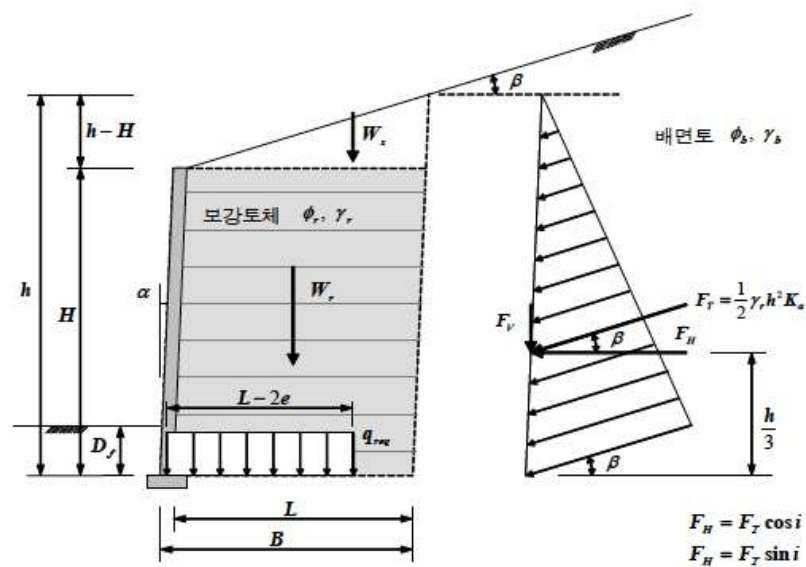
$\delta$  : 외적안정 계산시의 벽면마찰각

$\beta$  : 상재성토해설 비탈면의 경사도

- (다) 또한 보강토 옹벽의 벽면경사( $\alpha$ )가 10도 이내이고, 상부에 해설 비탈면이 없이 수평인 경우에는 <식 (4)>와 같은 Rankine의 주동토압계수를 사용할 수 있다.



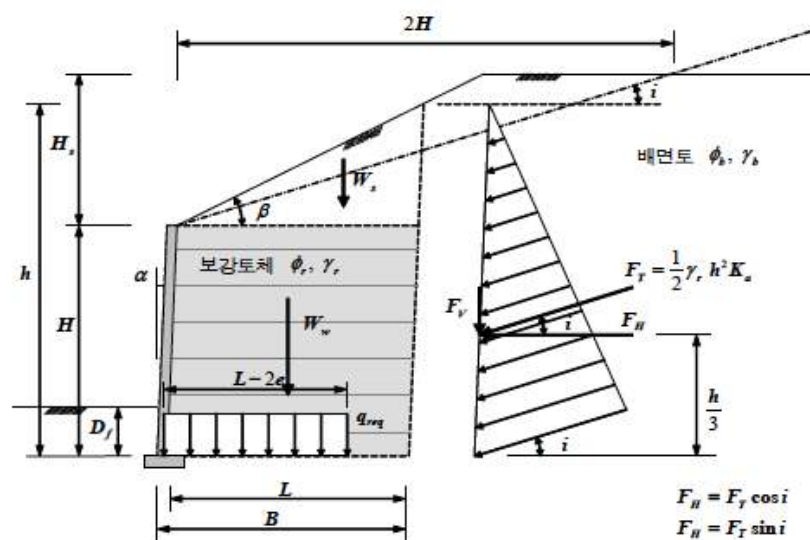
(a) 상부가 수평인 경우



(b) 상부가 해설 비탈면인 경우

그림 9. 보강토 옹벽에 작용하는 하중

(라) 보강토 옹벽 상부의 해설 비탈면이 무한하지 않은 경우에는 앞서와 같은 토압계수를 직접적으로 적용하기는 곤란하다. 따라서 해설 비탈면의 길이가 옹벽 높이의 두 배 이내인 경우, 다음 <그림 10>에서와 같이 가상무한해설 비탈면 경사각  $\beta'$  을 구하여, <식 (5)> 또는 <식 (6)>에서 해설 비탈면경사각  $\beta$  대신에 가상무한해설 비탈면의 경사각  $\beta'$  를 적용하여 토압계수를 계산한다.



**그림 10.** 보강토 옹벽에 작용하는 하중 - 상부해설 비탈면의 높이가 유한한 경우

#### 마. 지진하중

(가) 지진발생시에는 수직 및 수평방향의 가속도가 발생하며, 이로 인해 보강토체에는 수평방향의 관성력이 추가로 작용하고, 보강토 옹벽 배면의 배면토에 대해서도 관성력이 작용하여 배면토압은 정적토압에서 동적토압으로 증가하게 된다.

(나) 따라서 지진발생시 보강토 옹벽에는 보강토체의 관성력  $P_{IR}$ 과 동적토압증가분  $\Delta P_{AE}$ 이 추가로 작용하게 되며, 보강토 옹벽의 안정성 검토를 위해서는 보강토체의 도심에 관성력을, 보강토체 배면 0.6H의 위치에 동적토압 증가분의 1/2을 추가로 작용시킨다.

#### 바. 풍하중 : 방음벽에 작용하는 풍하중

보강토 옹벽 위에 방음벽이 설치될 경우 「KR C-06010 해설 2의 2. (5) 풍하중」에 따라 풍하중을 부가시킨다.

#### (3) 설계기준설정

보강토 옹벽은 KDS 11 80 10(4.4)에 제시된 설계안전율 기준을 따른다.

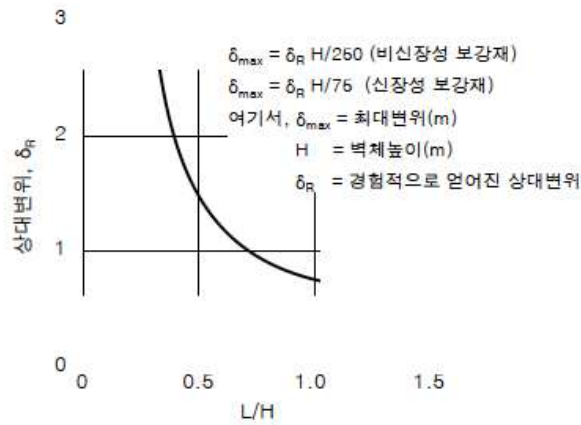
#### (4) 예비설계단면의 가정

##### ① 보강재 최소길이

가. 기초지반이 양호하고 보강토 옹벽 상부에 성토해설 비탈면이 없는 경우, 보강재 길이가 옹벽 높이의 0.3배 정도만 확보되어도 보강토 옹벽의 안정성을 확보할 수 있으나, 보강토 옹벽의 높이에 대한 보강재 길이의 비( $L/H$ )가 작으면 보강토 옹벽의 변형은 커진다.

나. <그림 11>은 보강토 옹벽 시공중에 발생할 수 있는 횡방향 변형을 추정할 수 있는 경험곡선이다. 이 그림에서 보면 보강재 길이의 비가 0.7에서 0.5로 감소하면 상대변위  $\delta_R$ 는 1.0에서 1.5정도로 약 50% 정도 더 커진다는 것을 알 수 있다.

다. 따라서 실제 단면에 대한 안정성 검토결과,  $0.7H_m$ 이하의 보강재 길이만으로 보강토 옹벽의 외적 및 내적안정성을 만족시킬 수 있다고 하더라도, 보강토 옹벽의 과도한 변형을 방지하기 위하여, 보강재 길이는 최소  $0.7H_m$  또는 2.5m 이상 확보하여야 한다. 보강토 옹벽의 외적 및 내적안정성을 만족시키기 위해서 0.7배 이상의 보강재 길이가 필요한 경우도 있다.



주 : 상재하중이 20 kPa 증가할 때 마다 상대변위를 25 % 증가시킨다.  
 주 : 실제 보강토 옹벽에서의 변위는 뒷채움 재료의 특성, 다짐 방법, 시공의 정밀도 등에 따라 달라질 수 있다.

그림 11. 시공시 보강토 옹벽의 횡방향 변위

라. 보강토체 내부의 보강재 길이는 <그림 12>에서와 같이 옹벽 전체 높이에 걸쳐서 동일한 길이로 배치하여야 한다. 그러나, 다음과 같은 경우에는 보강재 길이를 변화시킬 수 있다.<그림 13> 참조)

- (가) 벽체 상부에서 큰 인발하중을 지지하거나 지진(충격)하중을 지지하는 경우
- (나) 전체안정성을 확보하기 위해 하부의 보강재 길이를 증가시켜야하는 경우
- (다) 암반과 같이 견고한 지층을 굴착하고 보강토 옹벽을 설치하는 경우
- (라) 안정된 구조물 전면에 보강토 옹벽이 설치되는 경우

마. 암반과 같이 견고한 지층을 굴착하고 보강토 옹벽을 설치하는 경우에는 굴착량을 감소시키기 위하여 하단부의 보강재 길이를 감소시킬 수 있으나, 최소  $0.4H_m$  또는 2.5m 이상 확보하여야 하며, 상단부의 보강재 길이는 최소  $0.7H_m$  이상 확보하여야 한다.

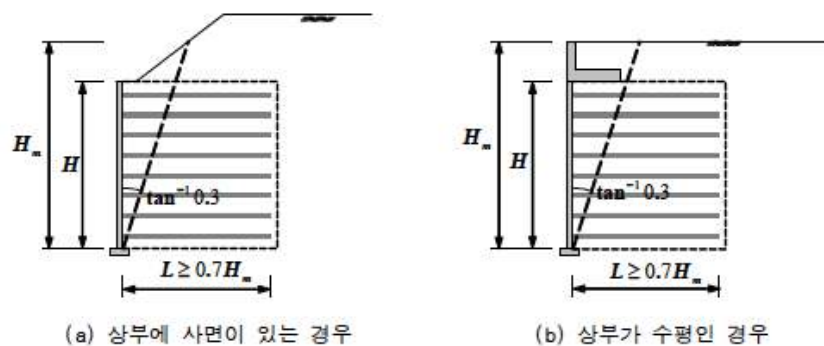


그림 12. 보강재 배치형태 - 동일한 길이로 배치

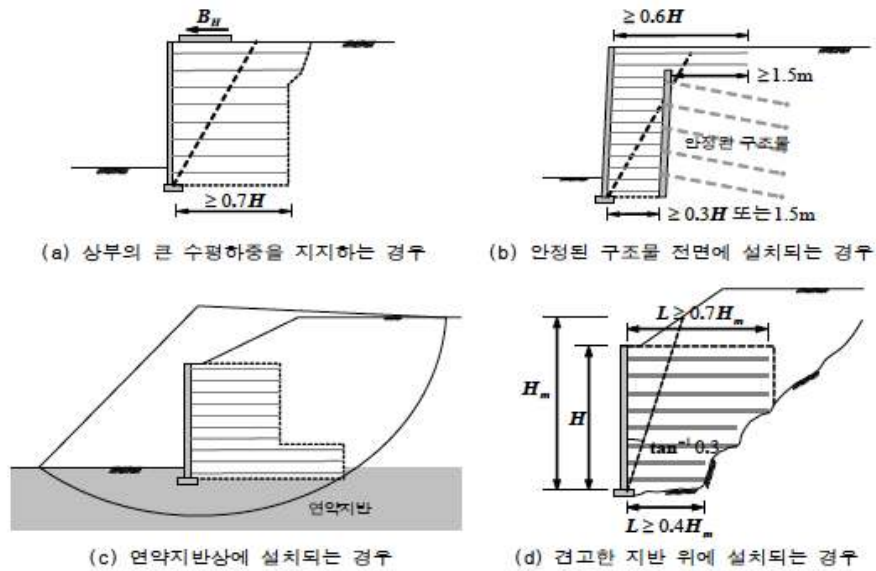


그림 13. 보강재 배치형태 - 보강재 길이가 변화하는 경우

## ② 보강재의 수직간격

가. 보강토체 내부에서 보강재 층과 층 사이의 흙은 아칭효과에 의하여 서로 결속되며, 이러한 아칭효과가 발생할 수 있는 한계는 1 ~ 1.2m 정도인 것으로 알려져 있다. 따라서 보강재의 수직간격이 너무 넓으면 아칭효과와 감소로 인하여 보강토체가 일체로 작용하지 못할 수도 있으므로 보강재의 수직간격은 최대 0.8m 이하로 제한되어야 한다.

나. 블록식 보강토 옹벽의 경우에는 보강토 옹벽 상단부에서는 일시적으로 과도한 수평력이 작용하여 안전성이 저하될 수 있으므로 최상단 보강재는 블록 상단에서 0.5m 이내에 설치하고 그 아래층의 보강재는 보강재 최대 수직간격 1/2 정도로 감소시켜 배치하는 것이 좋다.

## ③ 보강재 유효길이

지오그리드 및 지오텍스타일과 같은 보강재의 경우, 보강재의 최대작용하중에 저항할 수 있는 인발저항력을 얻기 위해서는 0.3 m 정도의 유효길이만으로도 충분하지만, 각 층별 보강재의 유효길이( $L_e$ )는 최소한 1.0 m 이상이 되도록 배치하는 것이 좋다.

## ④ 최소 근입깊이

보강토 옹벽의 안정성을 증가시키기 위해, 기초지반의 지지력과 침하의 정도, 침식성 등을 고려하여 최소 0.5m 이상의 근입깊이를 확보하여야 한다. <그림 14(b)>와 같이 보강토 옹벽이 경사지반에 설치되는 경우에는 벽체 전면에 폭 1.2m 이상의 소단을 설치하여야 하고 0.6m 이상의 근입깊이를 확보하여야 한다. 다만, 그 지역의 동결심도 깊은 경우에는 동결심도 이상의 근입깊이를 확보하여야 한다.



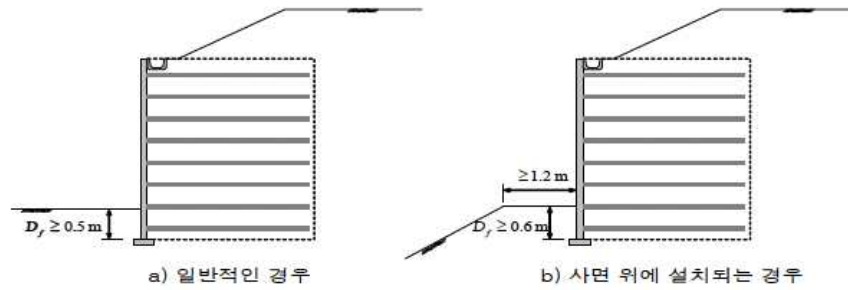


그림 14. 보강토 옹벽의 근입깊이

##### (5) 외적안정성 검토

- ① 보강토 옹벽의 안정성 검토는 외적안정성 검토와 내적안정성 검토로 구분하여 수행하며, 보강토 옹벽의 외적안정성 검토에서는 보강토체가 보강재에 의하여 결속되어 일체로 작용한다는 가정 하에 일반 중력식 옹벽에서와 같이 활동, 전도, 지반지지력 등에 대한 안정성을 검토한다.

- ② 저면활동에 대한 안정성 검토

<식 (7)>와 같이 표현된 저면활동에 대한 안전율( $FS_{slid}$ )은 설계안전율 기준을 만족시켜야 한다.

$$FS_{slid} = \frac{\Sigma R_H}{\Sigma P_H} \quad (7)$$

$$\Sigma P_H = F_h + B_h + \dots \quad (8)$$

$$\Sigma R_H = \Sigma P_v \tan \delta_b + c_a L \quad (9)$$

$$\Sigma P_v = W_r + W_s + F_V + \dots \quad (10)$$

여기서,  $\Sigma P_H$  : 보강토체에 작용하는 수평력의 합(kN/m)

$\Sigma R_H$  : 보강토체의 활동에 대한 저항력(kN/m)

$\Sigma P_v$  : 기초지반에 작용하는 수직력의 합(kN/m)

$\delta_b$  : 보강토체와 기초지반 사이의 마찰각(도)

$c_a$  : 보강토체와 기초지반 사이의 점착력(kPa)

$L$  : 보강재의 길이(m)

$W_r$  : 보강토체의 자중(kN/m)

$W_s$  : 보강토 옹벽 상부 성토체의 자중(kN/m)

$F_H$  : 배면토압의 수평성분(kN/m)

$F_V$  : 배면토압의 수직성분(kN/m)

$B_H$  : 추가로 작용하는 수평력(kN/m)



### ③ 전도에 대한 안정성 검토

가. <식 (11)>와 같이 표현된 전도에 대한 안전율( $FS_{over}$ )은 설계안전율 기준을 만족시켜야 한다.

$$FS_{over} = \frac{\Sigma M_R}{\Sigma M_O} \quad (11)$$

$$\Sigma M_R = M_{W_r} + M_{W_s} + M_{F_v} + \dots \quad (12)$$

$$\Sigma M_O = M_{F_H} + M_{W_s} + M_{F_v} + \dots \quad (13)$$

여기서,  $\Sigma M_R$  : 수직력에 의한 저항모멘트의 합(kN·m/m)

$\Sigma M_O$  : 수평력에 의한 전도모멘트의 합(kN·m/m)

$M_{W_r}$  : 보강토체 자중에 의한 저항모멘트(kN·m/m)

$M_{W_s}$  : 상재 성토에 의한 저항모멘트(kN·m/m)

$M_{F_v}$  : 배면토압의 수직성분에 의한 저항모멘트(kN·m/m)

$M_{F_H}$  : 배면토압의 수평성분에 의한 전도모멘트(kN·m/m)

$M_{B_H}$  : 추가로 작용하는 수평력에 의한 전도모멘트(kN·m/m)

나. 한편, 보강토 옹벽에 작용하는 모든 힘들의 합력이 보강토 옹벽 저면의 중앙 1/3 이내에 있다면 전도에 대한 안정성 검토를 생략할 수 있으며, 기초지반이 암반인 경우에는 합력이 중앙 1/2 이내에 있으면 전도에 대한 안정성 검토를 생략할 수 있다. 이 때 편심거리  $e$ 는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\Sigma M_R - \Sigma M_O}{\Sigma P_v} \quad (14)$$

### ④ 지반지지력에 대한 안정성 검토

가. <식 (15)>과 같이 표현된 지반지지력에 대한 안전율( $FS_{bear}$ )은 설계안전율 기준을 만족시켜야 한다.

$$FS_{bear} = \frac{q_{ult}}{q_{req}} \quad (15)$$

나. 보강토 옹벽에 의하여 기초지반에 부과되는 하중분포는 <그림 4> 및 <그림 5>과 같이 Meyerhof 분포로 가정하며, 보강토 옹벽에 의해 기초지반에 부과되는 하중(소요지지력,  $q_{req}$ )은 다음과 같이 계산한다.

$$q_{req} = \frac{\Sigma P_v}{L - 2e} \quad (16)$$



다. 지반의 극한지지력( $q_{ult}$ )은 <식 (17)>와 같은 얽은기초의 지지력공식을 사용하여 계산하며, 이 때 근입깊이의 영향은 고려하지 않는다.

$$q_{ult} = c_f N_c + \frac{1}{2} \gamma_f L' N_\gamma \quad (17)$$

여기서,  $c_f$  : 기초지반의 점착력(kPa)

$\gamma_f$  : 기초지반의 단위중량(kN/m<sup>3</sup>)

$N_c, N_\gamma$  : 지지력계수(<표 3> 참조)

$L'$  : 유효 기초폭

( $=L-2e$ ,  $e$ 가 0보다 작은 경우에는  $L$ , m)

표 4. 지지력 계수

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.90
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88	-	-	-	-

#### (6) 내적안정성 검토

- ① 보강토체가 일체로 작용하기 위해서는 보강토체 내부의 보강재가 파단 되거나 인발되지 않아야 하므로, 내적안정성 검토에서는 보강재의 파단파괴와 인발파괴에 대한 안정성을 검토하여야 한다.
- ② 보강재가 파단되지 않으려면 각 층별 보강재의 허용인장강도( $T_a = t_d/FS$ )가 최대작용하중( $T_{\max}$ )보다 커야하며, 보강재 파단에 대한 안정성 검토에서는 <식 (18)>과 같이 각 층별 보강재의 장기설계인장강도( $T_d$ )를 각 층별 보강재가 부담하여야 할 최대 작용하중( $T_{\max}$ )로 나눈 보강재 파단에 대한 안전율( $FS_{to}$ )이 설계기준 안전율을 만족시킬 수 있는지 검토한다.

$$FS_{to} = \frac{T_d}{T_{\max}} \quad (18)$$

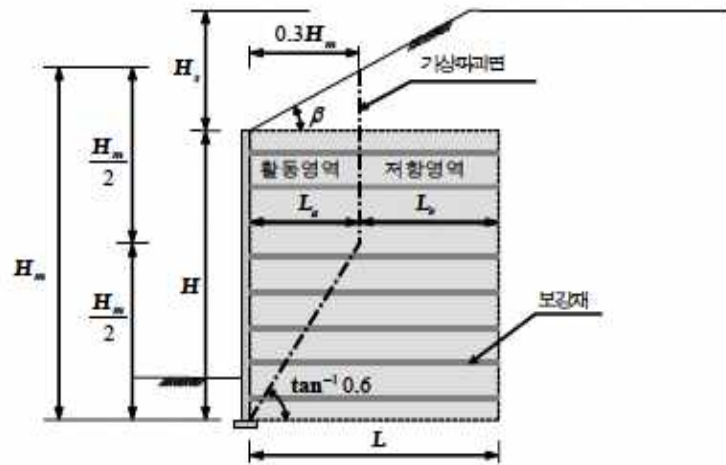
여기서, 보강재의 장기설계인장강도( $T_d$ )는 금속성 보강재의 경우  $T_d = \frac{f_y A_c}{b}$  식을, 토목섬유 보강재의 경우에는  $T_d = \frac{T_{ult}}{RF_D RF_{ld} RF_{Cr}}$  식을 사용하여 결정하며, 보강재 재질에 따라 허용인장강도( $T_a$ )를 결정하는 방법이 서로 상이하기 때문에 보강재 파단에 대한 안전율 기준이 각 재질별로 다르게 적용된다.

- ③ 보강토체가 일체로 작용하기 위해서는 앞에서 말한 보강재 파단에 대한 안정성도 확보되어야 하지만 보강토체 내부에서 보강재가 뽑혀 나오지 않아야 하며, 이러한 보강재의 인발에 대한 안정성을 확보하기 위해서는 각 층별 보강재의 최대작용하중( $T_{\max}$ )에 대한 저항영역 내에 묻힌 보강재 유효길이( $L_e$ )에 작용하는 인발저항력( $T_{pull}$ )의 비율인 인발파괴에 대한 안전율이 설계기준안전율 보다 커야 한다.

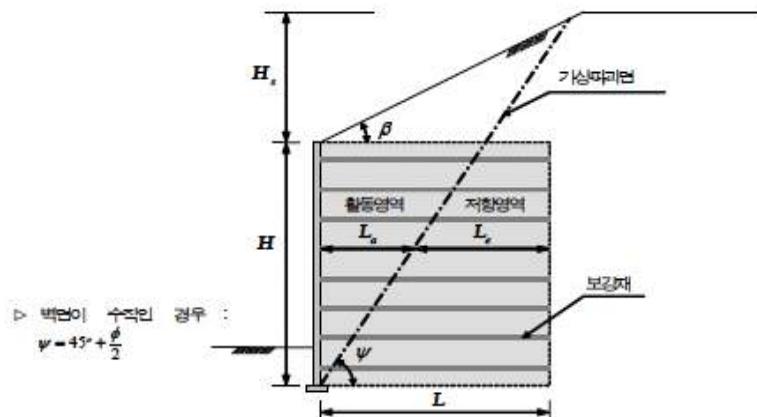
$$FS_{po} = \frac{T_{pull}}{T_{\max}} \quad (19)$$

#### ④ 가상파괴면

가. 보강토 옹벽의 내적안정성 검토는 보강토체 내부의 가상의 파괴면을 기준으로 활동영역과 저항영역으로 나누고, 각 각의 보강재 위치에서 발생하는 최대작용하중( $T_{\max}$ )을 계산한 후 보강재의 파단파괴 및 인발파괴에 대한 안정성을 검토한다.



(a) 두 개의 직선 - 비신장성 보강재



▷ 벽면이 수직인 경우 :  
 $\psi = 45^\circ + \frac{\phi}{2}$

▷ 벽면경사가 10도 이내인 경우  
 (토압의 작용방향은 상부사면경사와 동일한 것으로 가정)  $\delta = \beta$

$$\tan(\psi - \beta) = \frac{-\tan(\phi - \beta) + \sqrt{\tan(\phi - \beta) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \alpha)] [1 + \tan(\delta - \alpha) \cot(\phi + \alpha)]}}{1 + \tan(\delta - \alpha) [\tan(\phi - \beta) + \cot(\phi + \alpha)]}$$

(b) 하나의 직선 - 신장성 보강재

그림 15. 보강토 옹벽 내부의 가상파괴면

나. 보강토체 내부의 가상파괴면은 각 층별 보강재의 최대작용하중( $T_{\max}$ ) 발생위치를 연결한 가상의 선으로 대수나선 형태에 가까운 것으로 알려져 있으나, 실제 설계에서는 계산상의 편의를 위하여 하나 또는 두 개의 직선으로 가정한다. 금속성 보강재와 같이 보강재의 변형성이 작은 비신장성 보강재를 사용하는 경우에는 보강토 옹벽 상부 토체의 변형을 억제하여 활동영역의 범위가 전면벽체 근처로 제한 되는 경향을 나타내며, 이러한 경우에는 가상파괴면을 <그림 9(a)>에서와 같이 두 개의 직선으로 가정한다. 반대로 토목섬유와 같이 변형성이 큰 신장성 보강재를 사용하는 경우에는 옹벽의 주동파괴와 유사한 파괴형태를 나타내며, 이러한 경우에는 가상파괴면을 <그림 9(b)>와 같이 한 개의 직선으로 가정한다.

다. 다만, 띠형 섬유보강재를 사용하는 패널식 보강토 옹벽은 보강재의 재질이 토목섬유이지만 그 거동특성은 강재띠형 보강재를 사용한 보강토 옹벽과 유사하기 때문에 비신장성 보강재와 같이 취급할 수 있다.

⑤ 각 층별 보강재의 최대작용하중(최대인발하중)

가. 각 층별 보강재가 받아야할 최대작용하중( $T_{\max}$ )는 보강재 위치에서의 수평응력과 보강재의 분담면적에 근거하여 다음과 같이 계산한다.

$$T_{\max} = \sigma_h S_v S_h \quad (20)$$

$$\sigma_h = K \sigma_v + \Delta \sigma_h \quad (21)$$

$$\sigma_v = \gamma z + \sigma_2 + q + \Delta \sigma_v \quad (22)$$

여기서,  $T_{\max}$  : 보강재의 최대작용하중(kN/m)

$\sigma_h$  : 보강재 층에서의 수평응력(kPa)

$K$  : 보강재 층에서의 토압계수

$\sigma_v$  : 보강재 층에서의 수직응력(kPa)

$\sigma_2$  : 상재성토하중에 의한 수직응력( $=S_{eq} \gamma_b$ , kPa)

$q$  : 등분포하중(활하중+사하중, kPa)

$\Delta \sigma_v$  : 상재하중에 의해 증가되는 수직응력(kPa)

$\Delta \sigma_h$  : 상재하중에 의해 증가되는 수평응력(kPa)

$S_v$  : 보강재 수직간격(m)

$S_h$  : 보강재 수평간격(보통 1.0m에 대해 계산, m)

나. 보강재 위에 작용하는 수직응력은 보강토체의 자중( $\gamma, z$ ), 상재성토체의 자중( $S_{eq} \gamma_b$ ) 및 상재하중에 의한 수직응력을 모두 포함한다. 보강토 옹벽 상부에 성토해설 비탈면이 있는 경우에는 다음 <그림 16>에서와 같이 등가 성토고( $S_{eq}$ )를 사용하여 상재성토체의 자중을 계산한다.

: 등가 상재성토고

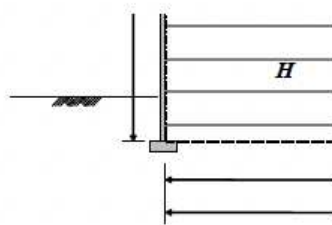


그림 16. 상부에 성토해설 비탈면이 있는 경우 수직응력의 계산



#### 다. 보강토체 내부의 토압분포(토압계수)

(가) 보강토체 내부의 토압분포는 <그림 17>와 같이 깊이에 따라 변화하는 것으로 가정하며, 보강토 옹벽 상부에 방호벽기초나 방음벽기초와 같은 구조물이 있는 경우에는 <그림 17(b)>와 같이 상부 구조물의 상단에서부터 보강재까지의 깊이를 고려하여야 한다

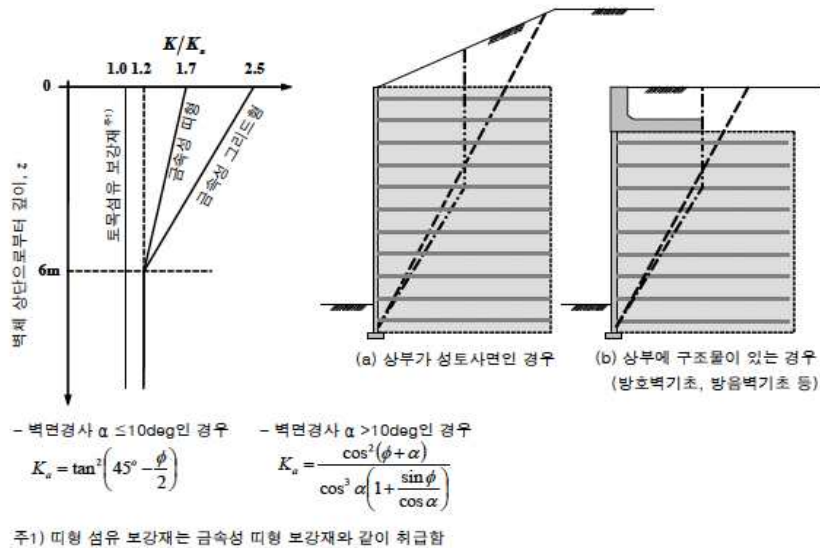


그림 17. 보강토체 내부의 토압분포

(나) 보강토체 내부의 토압은 보강재의 영향으로 인하여 항상 수평방향으로 작용하는 것으로 가정하며, 주동토압계수( $K_a$ )는 <식 (23)>과 같이 벽면마찰각( $\delta$ )과 해설 비탈면경사( $\beta$ )를 무시하고 옹벽의 벽면경사( $\alpha$ )만을 고려한 Coulomb의 주동토압계수를 사용한다.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^3 \alpha \left[1 + \frac{\sin \phi}{\cos \alpha}\right]^2} \quad (23)$$

여기서,  $K_a$  : 주동토압계수

$\phi$  : 흙의 내부마찰각(도)

$\alpha$  : 벽면경사각(수직선에서 시계방향으로, 도)

다만, 벽면경사( $\alpha$ )가  $10^\circ$  이내인 경우에는 <식 (4)>를 사용할 수 있다.

#### 라. 상재하중에 의해 증가되는 수직응력( $\Delta\sigma_v$ )

보강토 옹벽 상부에 줄기초, 직사각형 기초 등이 존재함으로써 보강토 옹벽에 띠하중이나 선하중 등이 작용하는 경우에는 각 층별 보강재에 추가로 수직응력이 작용하게 되며, 이러한 경우에는 <그림 18>에서와 같이 깊이에 따라 2 : 1의 비율로 분포하는 것으로 가정하여 증가되는 수직응력( $\Delta\sigma_v$ )을 계산할 수 있다. 다만,

이러한 상재하중이 보강재가 포설되는 영역 바깥에 위치하는 경우에는 내적안정성 검토에서 고려하지 않는다.

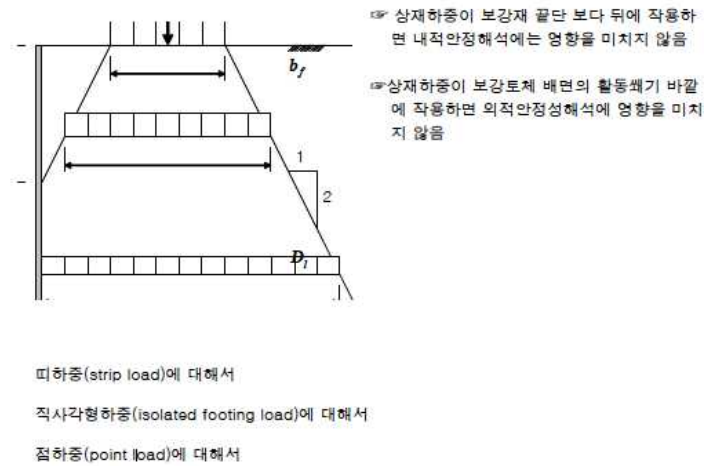


그림 18. 상재하중에 의해 증가되는 수직응력

마. 상재하중에 의해 증가되는 수평응력( $\Delta\sigma_v$ )

보강토 옹벽 상부에 수평하중이 작용한다면, 이로 인해 증가되는 수평응력( $\Delta\sigma_v$ )는 <그림 19>과 같이 계산한다.

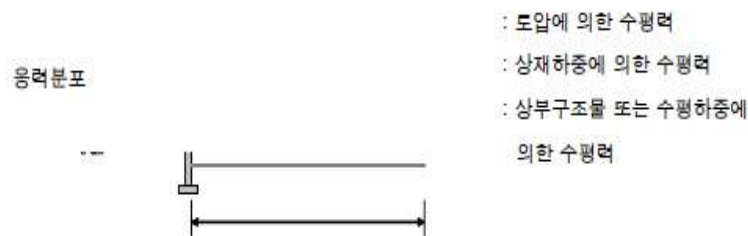


그림 19. 상재하중에 의해 증가되는 수평응력

#### ⑥ 각 층별 보강재의 인발저항력

가. 보강재의 인발저항력( $T_{pull}$ )은 흙과 보강재 표면 사이의 마찰저항력( $T_{fric}$ )과 보강재의 횡방향 지지부재에 작용하는 수동지지저항력( $T_{bear}$ )의 합으로 구성되지만, 이들을 구분하여 적용하기는 그리 쉬운 일이 아니다.

나. 따라서 흙 속에서 보강재의 인발저항력은 보통 인발시험을 통하여 얻은 수 있는 포괄적 의미의 인발저항(결속)계수( $F^*$ )를 적용하여, <식 (24)>와 같이 계산할 수 있다.



$$T_{pull} = 2\alpha_s L_e b \gamma z_q F^* \quad (24)$$

여기서,  $\alpha_s$  : Scale effect 보정계수

(비신장성 보강재 : 1.0, 지오그리드 : 0.8, 지오텍스타일 : 0.6)

$L_e$  : 보강재의 유효길이 (m)

$b$  : 보강재의 폭 (m)

$F^*$  : 흙/보강재 인발저항계수(마찰+지지저항)

다. 위 식에서  $L_e$ 는 저항영역 속에 묻힌 보강재의 길이만 고려하면,  $2L_e b$ 는 흙과 접촉하는 보강재의 면적을 나타내며,  $z_p$ 는 <그림 20>에서 보는 바와 같이 보강재 유효길이의 중심에서의 토피고를 나타낸다.

보강재 인발저항력

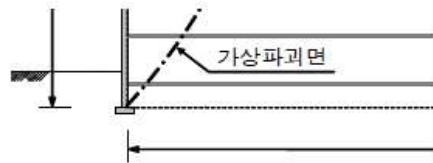


그림 20. 보강재 유효길이  $L_e$  및 유효토피고  $z_p$

라. 인발저항계수( $F^*$ )는 흙의 마찰계수( $\tan\phi_r$ )에 대한 인발시 흙/보강재 마찰계수( $\tan\delta_a$ )의 비를 나타내는 인발시의 상호작용계수( $C_i$ )를 사용하여 <식 (25)>과 같이 나타낸다.

$$F^* = \tan\delta_a = C_i \tan\phi_r \quad (25)$$

여기서,  $\delta_a$  : 인발시 흙/보강재 사이 마찰각(°)

$C_i$  : 인발시의 상호작용계수

$\phi_r$  : 흙의 내부마찰각(°)

마. 위 식에서 인발시의 상호작용계수( $C_i$ )는 흙 속에 묻힌 보강재에 대한 인발시험을 통하여 얻을 수 있다.

바. 보강재 인발저항력의 평가에서 보강재의 형태, 흙과 보강재 사이의 인발저항계수(마찰계수)가 매우 중요하며, 일반적으로 보강재의 종류 및 흙의 종류에 따라 인



발저항계수가 달라지는 것으로 보고되고 있다. 흙과 보강재 사이의 인발저항계수 ( $F^*$ )는 인발시험결과를 사용하는 것이 바람직하지만, 시험결과가 없는 경우에는 지오그리드 또는 지오텍스타일과 같은 토목섬유 보강재의 인발저항계수는  $F^* = 2/3 \tan \phi$ 의 값을 사용할 수 있다(Elias 등, 2001). 또한 돌기가 없는 강재 보강재(Smooth Steel Strip)의 경우에는  $F^* = 0.4$ 를 사용할 수 있으며, 기타 보강재의 종류와 심도에 따른 인발저항계수  $F^*$ 의 값은 <그림 21>을 참고하여 결정할 수 있다.

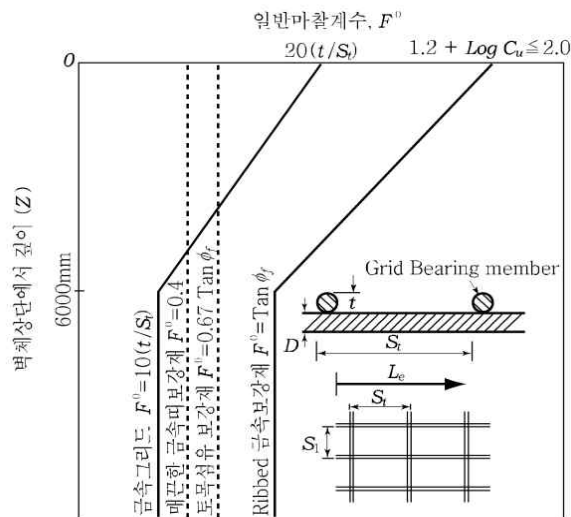


그림 21. 보강재의 형상별 인발저항계수

사. 그런데 비신장성 보강재는 인발시 보강재의 선단과 끝단면의 변위가 거의 동일하므로 흙과 보강재 사이의 인발저항응력이 보강재 전체 길이에 대하여 고르게 분포되지만, 신장성 보강재는 인발시 선단부와 끝단부의 인발변위가 서로 다르게 나타나며, 이로 인해 흙과 보강재 사이의 인발저항응력 보강재 길이에 따라서 비선형으로 분포하게 된다. 보강재 인발저항력의 계산에 이러한 특성을 고려하기 위하여 보정계수  $\alpha_s$ 가 사용되며, 따라서 보정계수  $\alpha$ 는 다짐된 뒤채움 재료의 변형연화(Strain Softening)와 보강재의 길이 및 신장성(Extensibility)에 영향을 받는다. 보정계수  $\alpha$ 는 서로 다른 길이의 보강재에 대한 인발시험 결과를 역해석하여 길이의 변화에 따른 인발저항계수의 변화를 분석함으로써 얻을 수 있으며, 시험결과가 없는 경우에는 다음의 값을 사용할 수 있다.

- (가) 비신장성 보강재 :  $\alpha_s = 1.0$
- (나) 지오그리드형 보강재 :  $\alpha_s = 0.8$
- (다) 지오텍스타일 보강재 :  $\alpha_s = 0.6$



⑦ 전면벽체/보강재 연결부 안정성 검토

가. 전면벽체/보강재 연결강도( $T_{ac}$ )는 연결부하중( $T_o$ ) 보다 커야 한다. 이 때 연결부하중은 각 층별 보강재의 최대작용하중( $T_{max}$ )과 같은 것으로 가정한다.

나. 전면벽체와 보강재의 연결은 전면벽체에 정착된 연결재와 보강재의 구조적인 연결(Structural Connection), 전면벽체와 보강재 사이의 마찰 또는 전단저항(전단키 또는 전단핀 사용)에 의한 방법 등 다양하게 적용되고 있으며, 연결강도는 연결부의 기하학적 구조형태, 벽면경사, 전면벽체의 깊이, 수직응력, 전면벽체 내부 속채움 등의 영향을 받는다. 따라서 전면벽체/보강재 연결강도는 각 각의 연결부의 고유한 특성을 고려하여 결정하여야 한다.

다. 금속성 연결재를 사용하는 경우에는 연결강도 산정시 부식에 의한 단면손실을 고려하여야 한다. 또한 볼트 체결방식인 경우 볼트 구멍에 의한 단면손실도 고려하여야 한다.

(7) 지진시 보강토 옹벽의 안정성 검토

① 지진시 추가되는 하중

가. 지진시 보강토 옹벽의 안정성 검토에서는 정적상태에서 보강토 옹벽에 작용하는 하중에 더해서 보강토체의 지진관성력( $P_{IR}$ )과 동적토압 증가분( $\Delta P_{AE}$ )을 추가로 고려하며, 일시적인 상재하중은 고려하지 않는 것을 원칙으로 한다.

나. 지진관성력( $P_{IR}$ )은 보강토체 및 상재 성토의 자중에 의하여 작용하는 지진하중으로, 보강토체의 관성력이 작용하는 보강토체의 폭은, <그림 22>에서와 같이, 보강토 옹벽 높이의 50 % 범위까지인 것으로 가정하고, <식 (26)>와 같이 관성력을 받는 보강토체 및 상재성토의 자중( $W_{IR}$ )과 수평지진계수( $A_m$ )를 곱하여 산정하고 보강토체 및 상재성토의 도심에 수평방향으로 작용시킨다.

$$P_{IR} = A_m W_{IR} \quad (26)$$

다. 보강토체의 관성력의 계산에 사용되는 보강토체의 지진계수( $A_m$ )는 지반의 가속도 계수( $A$ )를 이용하여 <식 (27)>와 같이 계산된다.

$$A_m = (1.45 - A)A \quad (27)$$

여기서,  $A_m$  : 보강토체의 지진계수

$A$  : 지반가속도계수

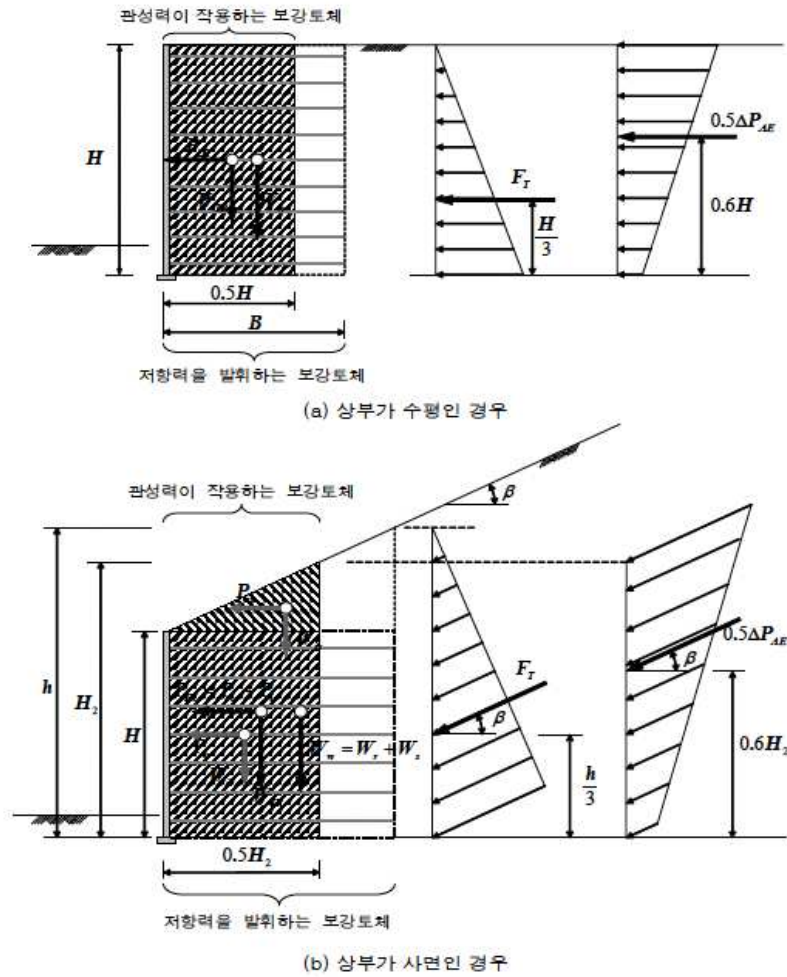


그림 22. 지진시 보강토 옹벽의 외적안정성 검토에서 고려하는 하중

라. 관성력의 영향을 받는 부분의 배면에는 동적토압증가분의 50%를  $0.6H_2$ 인 높이에 작용시키며, 동적토압 증가분( $\Delta P_{AE}$ )은 <식 (28)>과 같이 동적토압( $P_{AE}$ )에서 정적 토압( $P_A$ )을 차감하여 계산한다.

$$\Delta p_{ae} = P_{ae} - P_a = \frac{1}{2} \gamma_b H_2^2 \Delta K_{AE} \quad (28)$$

$$\Delta K_{AE} = K_{ae} - K_A \quad (29)$$

마. 동적토압은 <식 (30)>의 Mononobe-Okabe의 지진시 주동토압계수( $K_{AE}$ )를 사용하여 계산한다.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \omega)}{\cos \theta \cos^2 \omega \cos(\omega + \delta + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\omega + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\omega + \delta + \theta) \cos(\omega - \beta)}} \right]^2} \quad (30)$$



바. 보강토 옹벽은 영구변형을 허용하는 구조물이기 때문에 위 식에서 수평방향 지진 가속도계수는  $K_h = 0.5A$ 를 사용하며, 수직방향 지진가속도계수( $K_v$ )는 일반적으로 0으로 가정한다.

## ② 지진시 외적안정성 검토

지진시 보강토 옹벽의 외적안정성 검토에는 정적상태에서 작용하는 하중에 더해서 보강토체의 관성력( $P_{IR}$ )과 동적토압 증가분( $\Delta P_{AE}$ )의 수평성분 50%가 추가로 작용하는 것으로 가정하여 다음 <식 (31)> 및 <식 (32)>과 같이 저면활동 및 전도에 대한 안정성을 검토한다. 여기서 계산된 지진시 활동 및 전도에 대한 안전율은 설계기준 안전율을 만족시켜야 한다.

$$FS_{slid\_dny} = \frac{\Sigma R_H}{\Sigma P_H + 0.5\Delta P_{AEH} + P_{IR}} \quad (31)$$

$$FS_{over\_dny} = \frac{\Sigma M_R}{-\Sigma M_O + M_{0.5\Delta P_{AEH}} + M_{P_{IR}}} \quad (32)$$

여기서,  $\Sigma R_H$  : 저면활동에 대한 보강토체의 저항력(kN/m)  
 $\Sigma R_H$  : 정적해석에서 계산된 활동력(kN/m)  
 $\Delta P_{AE}$  : 동적토압증가분의 수평 성분(kN/m)  
 $P_{IR}$  : 보강토체의 관성력(kN/m)  
 $\Sigma M_R$  : 보강토체에 의한 저항모멘트(kN·m/m)  
 $\Sigma M_O$  : 정적해석에서 계산된 전도모멘트(kN·m/m)  
 $M_{0.5\Delta P_{AEH}}$  :  $\Delta P_{AE}$ 에 의한 전도모멘트(kN·m/m)  
 $M_{P_{IR}}$  :  $P_{IR}$ 에 의한 전도모멘트(kN·m/m)

## ③ 지진시 내적안정성 검토

가. 지진시 보강토 옹벽의 내적안정성 검토에서는 <그림 23>에서와 같이 활동영역의 자중에 의한 지진관성력( $P_{IA}$ )이 추가로 작용하는 것으로 가정하며, 활동영역의 지진관성력은 다음 <식 (33)>과 같이 계산한다.

$$P_{IA} = A_m W_A \quad (33)$$

여기서,  $P_{IA}$  : 활동영역의 지진관성력(kN/m)  
 $A_m$  : 보강토체의 지진가속도계수  
 $W_A$  : 활동영역의 자중(kN/m)  
 $A$  : 지반의 가속도계수

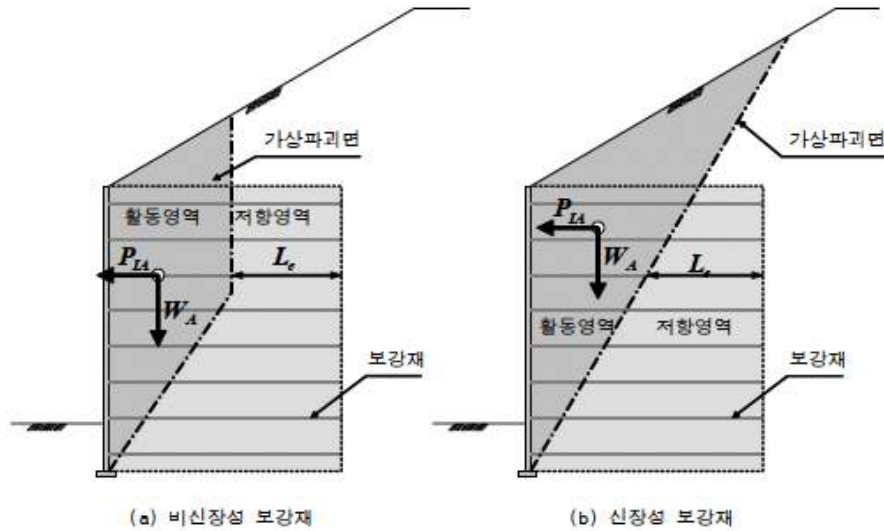


그림 23. 지진시 보강토 옹벽의 내적안정성 검토시의 하중

나. 지진관성력은 각 층별 보강재가 저항영역 내에서 차지하는 면적비율에 따라 분담하는 것으로 가정하며, 각 층별로 추가되는 인장력 증가분은 다음 <식 (34)>와 같이 계산한다.

$$\Delta T_{md} = P_{LA} \frac{L_{ei}}{\sum L_{ei}} \quad (34)$$

여기서,  $\Delta T_{md}$  : 지진시 증가되는 보강재 인장력(kN/m)  
 $P_{LA}$  : 활동영역의 관성력(kN/m)  
 $L_{ei}$  : 각 층별 보강재의 유효길이(m)

다. 지진시 각 층별 보강재에 작용하는 하중은 <식 (20)>에서 구한 정적상태에서 보강재 최대작용하중( $T_{max}$ )과 <식 (34)>에서 구한 지진시 추가되는 하중( $\Delta T_{md}$ )을 더한 값이다. 즉,

$$T_{total} = T_{max} + \Delta T_{md} \quad (35)$$

여기서,  $T_{total}$  : 지진시 보강재에 작용하는 하중(kN/m)  
 $T_{max}$  : 각 층별 보강재의 최대작용하중(kN/m)  
 $\Delta T_{md}$  : 지진시의 추가되는 보강재 하중(kN/m)

라. 다음 <식 (36)>와 같이 표현된 지진시 보강재 파단에 대한 안전율( $FSto_{dyn}$ )은 설계안전율 기준을 만족시켜야 한다.

$$FSto_{dyn} = \frac{T_d}{T_{max} + \Delta T_{md}} \quad (36a)$$



마. 그런데, 지진시 보강재에 추가되는 하중은 일시적으로 작용하는 하중이므로 토목섬유 보강재를 사용하는 경우에는 동적하중( $\Delta T_{md}$ )에 대하여 크리프 특성에 대한 감소계수를 고려하지 않아도 된다. 따라서 토목섬유 보강재를 사용하는 경우 <식 (36a)>는 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$FSto\_dyn = \frac{T_d}{T_{max} + \Delta T_{md} / RF_{CR}} \quad (36b)$$

바. 지진시 보강재의 인발파괴에 대한 안정성 검토에서는 보강재의 인발저항계수( $F^*$ )를 80%로 감소시켜 인발저항력을 계산하며, 따라서 정적안전해석시에 구한 보강재 인발저항력의 80%만을 취하고, 지진시 보강재 인장력 증가분을 더하여 다음 <식 (37)>와 같이 지진시 인발파괴에 대한 안정성을 검토한다.

$$FS_{po\_dyn} = \frac{0.8 T_{pull}}{T_{max} + \Delta T_{md}} \quad (37)$$

#### (8) 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성 검토

- ① 외적안정성을 만족시키는 보강토 옹벽은 대부분의 경우 보강토 옹벽을 포함한 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성 또한 만족시키기 때문에, 보강토 옹벽의 설계에서 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성 검토는 생략할 수 있다.
- ② 다만, 다음과 같은 경우에는 반드시 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성 검토를 수행하여야 한다.

가. 기초지반이 연약지반인 경우

나. 보강토 옹벽이 높은 해설 비탈면위에 위치하는 경우

다. 보강토 옹벽 상부에 성토고가 높은 성토해설 비탈면이 계획된 경우

라. 2단 이상의 다단식 보강토 옹벽이 설치될 경우

마. 우각부에 보강토 옹벽이 설치될 경우

바. 수변부에 보강토 옹벽이 설치되거나 지하수의 영향을 받는 경우

사. 기타 해설 비탈면활동이 발생할 가능성이 있다고 생각되는 경우

- ③ 또한 하부지반이 암반이거나 견고한 토사지반인 경우 하단의 보강재 길이는 0.4l(최소 2.5m 이상)까지 감소시킬 수 있으나, 이러한 경우에도 반드시 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성을 확보할 수 있도록 설계하여야 한다.
- ④ 보강토 옹벽의 포함한 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성 검토는 전통적인 해설 비탈면안전해석방법을 사용하여 수행하며, 이 때 보강토 옹벽을 하나의 강성구조체로 보고 활동파괴면이 보강토체를 통과하지 않는 것으로 고려하는 것이 일반적이나, 보강재의 효과를 고려할 수 있도록 수정된 해설 비탈면활동에 대한 안정성 평가방법을 사용하면 더 정확한 결과를 얻을 수 있다.

- ⑤ 일반적으로 보강토체를 통과하는 복합활동파괴가 발생하지 않으나, 보강재의 종류나 길이, 간격의 변화가 있는 경우 또는 큰 상재하중이 작용하거나 경사옹벽의 경우에는 복합활동파괴에 대해서도 검토할 필요가 있다.

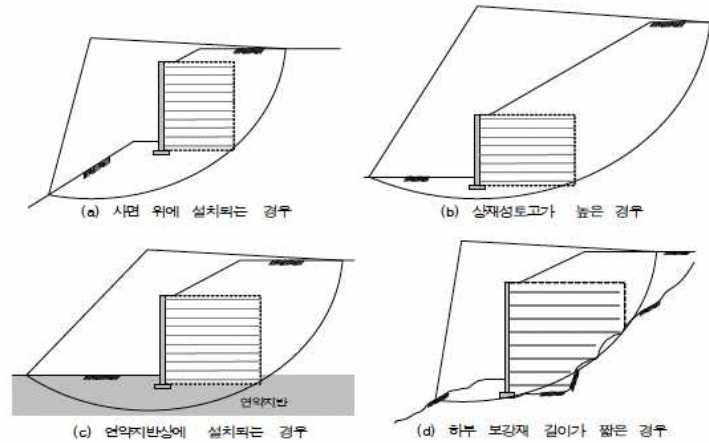


그림 24. 전체해설 비탈면활동에 대한 안정성 검토

#### (9) 사용성 검토

- ① 보강토 옹벽의 사용성 검토에서는 설계된 단면에 대해 보강토체의 침하 또는 부등침하와 벽면의 변위에 대해 검토하며, 보강토 옹벽의 침하량은 전통적인 침하해석 방법을 통하여 기초의 즉시침하, 압밀침하 등을 계산함으로써 산정할 수 있다.
- ② 보강토 옹벽 전체에 균등하게 침하가 발생하는 경우에는 보강토 옹벽의 안정성에 영향을 미치지 않으나, 총 침하량이 큰 경우에는 여러 가지 요인에 의해 부등침하가 발생할 수 있으며, 이러한 부등침하는 전면벽체에 균열이 발생하거나 변위가 발생하는 등의 피해를 줄 수 있으므로 이에 대해 고려할 필요가 있다.
- ③ 보강토 옹벽은 흙으로 구성된 연성구조물로서 부등침하에 대한 저항성이 큰 것으로 평가되고 있으나, 구조적인 허용침하량을 초과하는 변위가 발생하는 경우에는 전면벽체에 국부적인 변형이나 균열이 발생하는 등의 피해를 초래할 수 있다. 일반적으로 전면벽체에 균열이 발생하는 한계부등침하량은 조립식으로 설치되는 패널식의 경우 1/100, 블록식의 경우 1/200 정도이며, 연성벽면을 갖는 보강토 옹벽의 경우 1/50 이상의 부등침하에 대해서도 견딜 수 있다.
- ④ 기초지반의 과도한 부등침하가 예상되는 경우에는 부등침하 경계부에 벽체 전체 높이에 걸쳐 슬립조인트를 두면 피해를 줄일 수 있다.
- ⑤ 침하와 동반하여 보강토 옹벽이 기울어지는 현상이 발생할 수 있으며, 이러한 경우 보강토 옹벽 상단부를 기준으로  $H/200$  이상 전도되지 않아야 한다.





## (10) 구조물 설치에 따른 영향 검토

### ① 방호벽

- 가. 보강토 옹벽 상부에 방호벽이 설치되는 경우에는 차량충돌시의 하중을 고려하여 상부 2개열의 보강재에 29kN/m의 수평력을 부가시킨다.
- 나. 이 때, 추가되는 수평력은 최상단 보강재 층에 2/3, 그 아래 보강재 층에 1/3의 비율로 분배시켜서 작용시켜야 한다.
- 다. 방호벽 기초가 콘크리트 포장과 결속되는 경우에는 차량충돌하중을 고려하지 않는다.

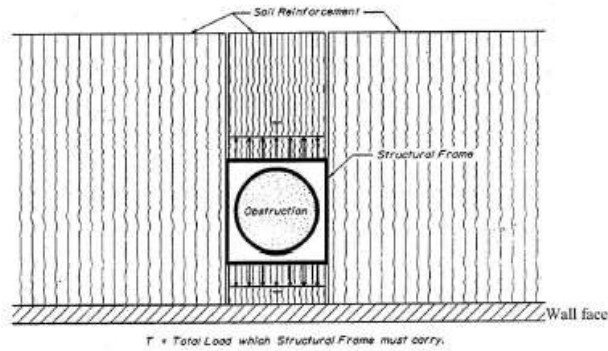
### ② 지주(가드레일, 방음벽 등)의 설치

- 가. 보강토 옹벽 상부에 지주(가드레일, 방음벽 등)를 설치할 필요가 있을 경우, 이 지주는 보강토 옹벽의 전면에서 1m 이상 떨어진 위치에 설치하여야 한다. 이 때 보강재가 손상되지 않도록 설치하여야 하며, 지주의 설치로 인해 보강재에 손상이 있을 경우에는 보강재의 파단안정성 검토시 이를 고려하여야 한다.
- 나. 보강토 옹벽 상부에 지주가 설치되는 경우에는 상부 2개열에 4.4kN/m의 수평력을 부가시키고, 이 때, 추가되는 수평력은 최상단 보강재 층에 2/3, 그 아래 보강재 층에 1/3의 비율로 분배시켜서 작용시켜야 한다.

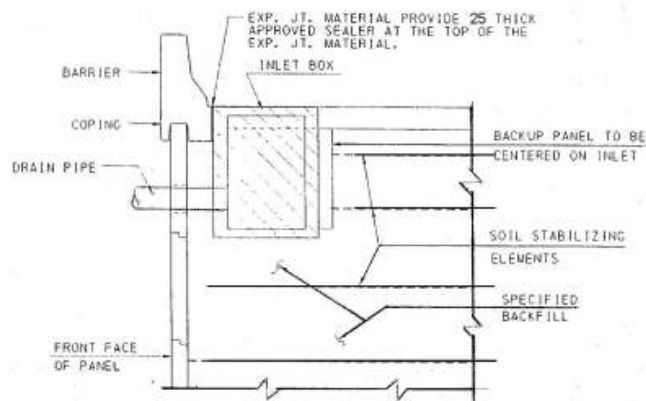
### ③ 매설구조물의 설치

- 가. 보강토체 내부에 집수정, 전철주기초 등의 매설구조물이 설치되는 경우에는 이를 고려하여 보강재를 배치하여야 하며, 다음과 같은 방법을 선택하여 적용할 수 있다.
  - (가) 매설구조물로 인해 보강재를 절단하여야 하는 경우에는 전면벽체의 안정성을 확보할 수 있도록 설계하여야 한다.(<그림 25> 참조)
    - 주변의 보강재가 절단된 보강재의 하중을 분담할 수 있도록 설계한다.
    - 매설구조물과 전면벽체 사이의 보강재를 매설구조물에 결속시킨다.
    - 전면벽체를 인접한 전면벽체에 구조적으로 결속시킨다.
  - (나) 매설구조물 주변에 프레임을 설치하여 매설구조물 전·후의 보강재를 연결시킨다. 이 경우 보강재의 종류 및 매설구조물의 특성에 따라 매설구조물에 직접 보강재를 결속시킬 수도 있다.
  - (다) 전면포설형 보강재가 아닌 띠형 보강재를 사용하는 경우에는 구조물의 크기, 위치 등을 고려하여 보강재를 15도 범위 이내에서 비스듬하게 설치할 수 있으며, 이 때 전면벽체에 모멘트가 발생하지 않아야 한다.
- 나. 매설구조물이 전면벽체를 통과하여야 하는 경우에는, 매설구조물 주변의 전면벽체가 안정성을 유지할 수 있어야 하며, 뒷채움 토사가 흘러나오지 않도록 하여야 한다.

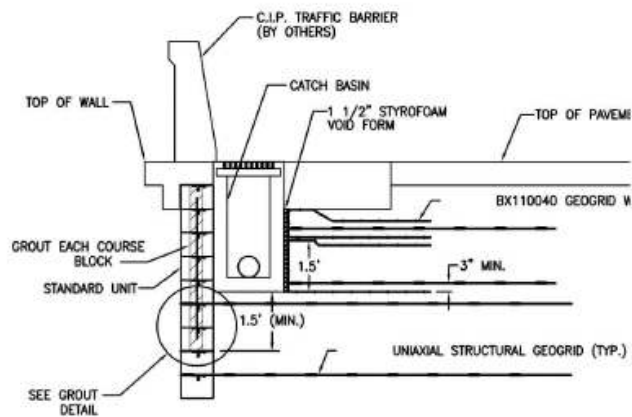




(a) 매설구조물 주변에 프레임을 설치하여 보강재 연결



(b)



(c) 블록식 보강토 옹벽에 매설구조물 설치 예  
그림 25. 매설구조물과 보강재 간섭부 처리예



### 해설 3. 보강토 옹벽의 배수

#### 1. 일반사항

- (1) 보강토 뒤채움 재료로 비교적 배수성이 양호한 양질의 토사를 사용하는 것을 원칙으로 하지만, 다량의 유입수로 인하여 뒤채움 흙이 포화되면 흙의 전단강도가 저하되어 불안정한 상태가 될 수 있으므로 배면용출수의 유무, 수량의 과다 등에 따라 적절한 배수시설을 설치하여야 한다.
- (2) 보강토 옹벽에 적용할 수 있는 배수시설의 종류는 다음과 같다.

표 5. 보강토 옹벽에 적용할 수 있는 배수시설의 종류

보강토체 내부의 배수시설	•전면벽체 배면의 자갈/쇄석 배수층 및 암거
	•전면벽체 배면의 토목섬유 배수재
	•보강토체 내부의 수평배수층
보강토체 외부의 배수시설	•벽체상부 지표수 유입을 방지하기 위한 지표면 배수/차수 시설
	•보강토 옹벽 배면에서 유입되는 용수 처리를 위한 보강토체/배면 토체 경계면 배수층

#### 2. 지표수의 배수

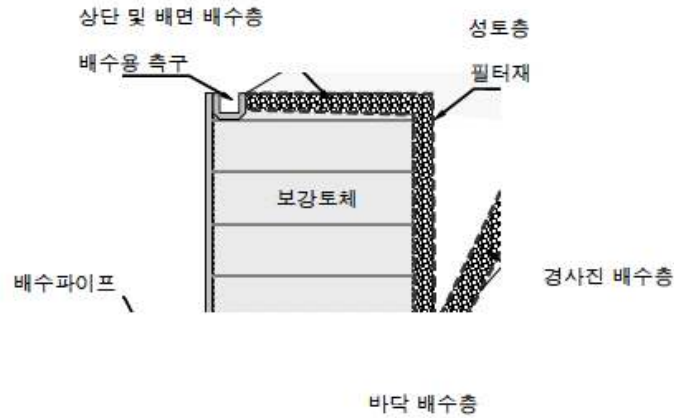
- (1) 보강토 옹벽은 흙과 보강재 사이의 결속력에 의해 보강토체를 일체로 작용하게 하여 배면토압에 저항하는 일종의 흙구조물이다. 그런데 보강토체 내부로 물이 유입되면 보강재 위에 작용하는 유효응력이 감소하여 흙/보강재 상호결속력이 감소될 뿐만 아니라, 수압의 증가로 인해 보강토 옹벽의 안정성은 급격히 저하될 수 있다.
- (2) 따라서 보강토체 내부로 물이 유입되는 것을 적극적으로 차단해 주는 것이 좋으며, 보강토 옹벽 상부에 도로 포장이 이루어지는 경우에는 지표수의 유입을 차단할 수 있으나, 상부에 쌓기 비탈면이 있는 경우에는 비탈면을 따라 흘러내린 우수가 보강토체 내부로 유입될 가능성이 있다. 특히 블록식 보강토 옹벽의 경우 상단부에 차수시설이 설치되지 않으면, 블록배면의 골재층으로 다량의 우수가 유입되어 전면블록이 탈락하는 등의 피해를 입을 수 있다. 이러한 경우에는 <그림 26>에서와 같이 보강토 옹벽 상단에 적절한 차수시설을 설치해주는 것이 좋다.
- (3) 또한 보강토 옹벽이 철도노반을 직접 지지하는 경우에는 우수가 철도노반을 통하여 보강토체 내부로 유입될 가능성이 있으므로, 보강토 옹벽 상부에 차수매트 또는 지오멤브레인 등과 같은 차수층을 설치하여 지표수가 보강토체 내부로 유입되는 것을 차단하여야 한다. <그림 20>에서는 철도노반을 직접 지지하는 보강토 옹벽의 차수 및 배수시설 설치예를 보여준다.



그림 26. 보강토 옹벽 상단에서 지표수 유입의 차단시설 설치 예

### 3. 지하수의 배수

보강토 옹벽 배면에 지하수위가 존재하는 경우 또는 보강토 옹벽 설계수명 동안 지하수위가 상승할 우려가 있는 경우에는, 보강토체 내부로 지하수가 유입되지 않도록 적절한 배수시설을 설치해 주어야 한다. <그림 27>에서는 지하수 배수시설 설치 예를 보여 준다.



\*배수용 잡석은 50mm 이하 세석 또는 자갈로 하며 5mm 체 통과율은 5% 이하라야 한다

그림 27. 보강토 옹벽의 지하수 배수시설 설치 예

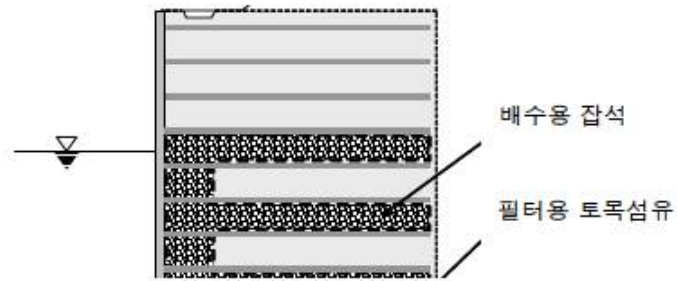
#### 4. 침수시의 대책

- (1) 보강토 옹벽이 침수되는 경우 보강토 옹벽 내부로 물이 유입될 수 있고, 수위 급강하시 보강토 옹벽 내,외부의 수위 차에 의하여 보강토 옹벽의 저항력을 감소하고 수압을 증가하여 보강토 옹벽의 안정성이 저하될 수 있다.
- (2) 따라서 보강토체가 수중에 잠기는 경우, 투수성이 양호한 뒤채움 재료를 사용하여 내외수면이 같아지도록 하여 수압의 발생을 억제해주어야 하며, 이러한 경우 최고홍수위 보다 높은 곳까지 투수성이 좋은 재료를 사용하여 성토하면 수위급강하에 의한 보강토 옹벽의 안정성 저하현상을 방지할 수 있다. <그림 28>에서는 침수시의 보강토 옹벽의 배수시설 설치 예를 보여준다.
- (3) 또한 전면판 또는 전면보호재의 이음부에도 원활한 배수가 가능하고 토립자의 유실을 방지할 수 있는 필터재를 적용하여야 한다. 또한 보강토 옹벽 전면의 침식 및 세굴에 대해서도 저항할 수 있도록 설계하여야 한다.



\*배수용 골재는 50mm 이하 세석 또는 자갈로 하며 5mm 체 통과율은 5% 이하라야 한다.

- a) 침수예상 부분 전체를 배수성 골재로 채움(Berg 등, 2009)



\*배수용 잡석은 50mm 이하 쇄석 또는 자갈로 하며 5mm 체 통과율은 5% 이하라야 한다

b) 부분적으로 배수성 골재 채움 (French MOT, 1980)

그림 28. 침수 가능성이 있는 보강토 옹벽의 배수시설 설치 예



## RECORD HISTORY

- Rev.0('12.12.5) 철도설계기준 철도설계지침, 철도설계편람으로 나누어져 있는 기준 체계를 국제적인 방법인 항목별(코드별)체계로 개정하여 사용자가 손쉽게 이용하는데 목적을 둬.
- Rev.1('24.06.04) 상위기준(KDS 등)과 체계일치, 현행화 등 시행을 위한 건설기준 고도화 용역 검토사항 등을 반영한 KR CODE 체계 개편 및 개정(심사기준처-715호, '24.06.04)
- Rev.2('25.02.11) 직전 개정 시 단순누락·오류 사항 정정(심사기준처-137, '25.01.13, 심사기준처-510, '25.02.11)