

V. 토목섬유 보강토옹벽

1. 토목섬유 보강토옹벽

1.1 개요

토목섬유 보강토옹벽은 성토흙 사이에 지오그리드나 지오텍스타일 및 띠형 보강재 등의 토목섬유 보강재를 설치하여 성토체의 안정성을 증가시킴으로써 수직벽체를 형성한 구조물로 정의된다. 이러한 보강토옹벽의 개념은 1960년대 중반 프랑스의 Vidal에 의해 강판 (steel strips) 보강재를 사용하는 형태로 개발되었으며, 1970년대 중반이후 강판 보강재 대신 토목섬유 보강재를 사용하는 형태로 발전하여 왔다.

그동안 토목섬유 보강토옹벽의 합리적인 설계를 위해 다양한 해석 및 설계방법들이 제안되어 왔으며, 이러한 설계방법들은 대부분 옹벽파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해석 (limit equilibrium analysis)을 사용하고 있다. 한계평형해석에 의한 설계방법들은 크게 2가지 유형으로 구분된다. 첫번째 유형은 보강토체의 수평방향 활동력이 보강재에 의해서 유발되는 수평방향 저항력과 평형을 이루는다고 가정하여 해석하는 방법이고, 두번째 유형은 전통적인 사면안정해석과 같이 가정된 파괴활동면에서의 힘이나 모멘트 평형 해석시 보강재 효과를 고려하는 방법이다. 전자는 보강재가 썩기형태의 파괴토체에 대하여 인장저항 타이백(tie-back)과 같은 역할을

한다고 해서 타이백 해석방법으로, 후자는 사면안정 해석방법으로 구분한다.

본고에서는 현재 가장 폭넓게 사용되고 있는 타이백 해석방법에 의한 토목섬유 보강토옹벽의 설계시에 고려하여야 할 설계조건, 설계안전율, 내적 안정성 검토, 외적 안정성 검토 등의 설계방법에 대한 기술적 사항을 제시한다.

1.2 재료

(1) 뒤채움흙

일반적으로 보강토옹벽의 뒤채움을 위하여 사용하는 성토재료로는 보강토체의 내구성과 시공성 등을 고려하여 실트와 점토 함유량이 적은 사질토가 적합한 것으로 평가되고 있다. 따라서 실트, 점토, 유기질토 등은 뒤채움재로 사용하지 않는 것이 바람직하다. 또한, 입경이 큰 암석재료 등을 많이 함유한 흙도 다짐이 곤란하고 다짐시 보강재를 손상시킬 수 있기 때문에 뒤채움재로는 적합하지 않다. 일반적으로 토목섬유 보강토옹벽의 뒤채움흙으로의 적합성 여부는 다음의 조건으로부터 평가할 수 있다.

• 입 경	통과백분율 (%)
19mm	100
0.425mm(No.40)	0~60
0.075mm(No.200)	0~15
• 소성지수 (PI) < 6	

*정회원, 한국건설기술연구원 토목연구부 수석연구원

(2) 토목섬유 보강재

토목섬유 보강토옹벽에 사용되는 토목섬유 보강재의 형태는 크게 2가지로 구분할 수 있다.

띠형(strip) 보강재 : 보강토체 내에서 이러한 보강재의 층은 보강재의 폭과 보강재 사이의 수평간격에 의해 특성화된다. 보강재의 강도는 단위폭당 인장력의 형태로 표현되기 때문에 보강재의 단면적은 고려하지 않는다.

지오텍스타일, 지오그리드 : 일반적으로 지오텍스타일 및 지오그리드 보강재층은 보강토체 내에서 평면적으로 전체 면적을 덮기 때문에 보강재의 폭에 의해 특성화된다. 보강재의 강도는 단위폭당 인장력의 형태로 표현되기 때문에 보강재의 단면적은 고려하지 않는다.

띠형 보강재 설계시에는 보강재 층이 전체 면적을 덮지 못하기 때문에 적용면적비 (coverage ratio), R_c 를 고려한다. 지오텍스타일 및 지오그리드의 경우는 $R_c=1$ 이다.

$$R_c = b/S_h \quad (1.1)$$

여기서, b = 하나의 보강재 층에 사용된 보강재의 총 폭

S_h = 보강재 중심축 사이의 수평간격

토목섬유의 인장특성은 크리프(creep), 시공시 손상, 노화(aging), 온도, 구속압 등과 같은 환경적인 요인에 의해 영향을 받는다. 따라서, 토목섬유 보강재의 장기간 허용인장강도는 토목섬유의 허용인장변형과 크리프 특성 및 가능한 모든 강도저하 요인 등을 고려하여 결정되어야 한다. 이러한 사항들을 고려하여 토목섬유 보강토옹벽에서 토목섬유 보강재의 장기간 허용인장강도, T_a 는 다음식과 같이 표현할 수 있다.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (1.2)$$

여기서, T_{ult} = 토목섬유 보강재의 극한인장강도

RF = 토목섬유 보강재의 장기간 강도손실을 고려한 총 감소계수
($RF_{CR} \times RF_D \times RF_{ID}$)

RF_{CR} = 크리프 감소계수. 실내 크리프시험에서 얻은 토목섬유의 크리프 한계강도에 대한 극한강도의 비로서, 폴리머 종류에 따른 전형적인 크리프 감소계수는 다음과 같다. (Holtz et al, 1995)

폴리머 종류	크리프 감소계수
폴리에스테르(PET)	2.5 ~ 2.0
폴리프로필렌(PP)	5.0 ~ 4.0
폴리에틸렌 (PE)	5.0 ~ 2.5

RF_D = 내구성 감소계수. 미생물, 화학약품, 산화, 가수분해 등에 의한 토목섬유의 강도손실 정도를 나타내며, 일반적으로 1.0 ~ 2.0의 값이 사용된다.

RF_{ID} = 시공성 감소계수. 시공중 토목섬유의 손상에 따른 강도손실 정도를 나타내며, 일반적으로 1.0 ~ 3.0의 값이 사용된다.

또한, 구조물의 형상과 뒤채움재의 특성, 보강재 특성, 외부 작용하중 등의 불확실성 및 구조물의 중요도를 고려한 안전율, FS_{uc} 를 사용하여, 토목섬유 보강재의 장기간 설계인장강도, T_a 는 다음식으로 표현할 수 있다. 안전율 FS_{uc} 는 설계자의 판단에 의해 1.0 ~ 1.5의 범위에서 사용하는 것을 추천한다.

$$T_a = \frac{T_a}{FS_{uc}} \quad (1.3)$$

한편, 흙 속에 묻혀진 토목섬유 보강재의 마찰저항은 토목섬유의 종류에 따라서 2가지 형태로 발현된다. 지오텍스타일이나 띠형 보강재의 경우는 표면 마찰력의 형태로, 지오그리드의 경우는 표면마찰력과

수동저항력의 합력의 형태로 나타난다. 이러한 토목섬유 보강재의 마찰저항은 인발시험(pull-out test)이나 일면전단시험을 통하여 구할 수 있다.

1.3 설계안전율

토목섬유 보강토옹벽의 각종 파괴형태에 대해 추천된 안전율은 다음과 같다.

- 외적 안정
 - 저면 활동(sliding) : $FS \geq 1.5$
 - 전도 (overturning) : $e \leq L/6$ (흙), $e \leq L/4$ (암반)
 - 지지력 (bearing capacity) : $FS \geq 2.5$
 - 전반활동 (overall sliding) : $FS \geq 1.3$
- 내적 안정
 - 인발저항 (pullout resistance) : $FS \geq 2.0$
 - 보강재의 인장강도 : 1.2절 참조
- 벽체 묻힘깊이

보강토옹벽의 안정성을 증진시키기 위해, 기초지반의 지지력과 침하정도, 동상성, 침식성 등을 고려하여 최소 0.4m~0.5m 정도의 벽체 묻힘깊이를 고려하는 것이 좋다.

1.4 외적 안정해석

토목섬유 보강토옹벽의 외적 안정해석에서는 보강토체를 균질한 복합토체로 고려하여 중력식 콘크리트 옹벽에서와 같이 전통적인 파괴유형(저면활동, 전도, 지지력, 전반활동 등)에 따라 안정성을 평가한다.

(1) 예비 설계단면 가정

보강토옹벽의 설계높이는 벽체의 묻힘깊이를 고려하여 평가되어야 한다. 일반적으로 토목섬유 보강재의 예비 설계길이는 0.5H~0.7H (H는 옹벽의 설계 높이) 또는 2.5m 보다 큰 값을 선정하여 사용하며, 보강토체 상부에 성토사면이 존재하거나 상당한 집중하중 등이 존재하는 경우에는 보다 긴 보강재의 예비 설계길이(예로서 0.7H 이상)를 사용하는 것이 바람직하다.

(2) 외적안정을 위한 토압

토목섬유 보강토옹벽의 외적 안정해석에서는 보강토체를 하나의 강성체로 가정하여 보강토체 배면으로부터 작용하는 토압을 산정한다. 그림 1.1과 그림 1.2에서는 각각 보강토체 및 배면토체의 상부가 수평한 경우와 그 상부에 무한 성토사면이 있는 경우 대한 토압평가 방법을 보여준다.

보강토체에 작용하는 배면토압 산정시 사용하는 주동토압계수, K_a 는 보강토체와 배면토체 사이의 마찰력을 무시하면 다음과 같이 표현할 수 있다.

- 보강토체 상부가 수평한 경우 (그림 1.1)

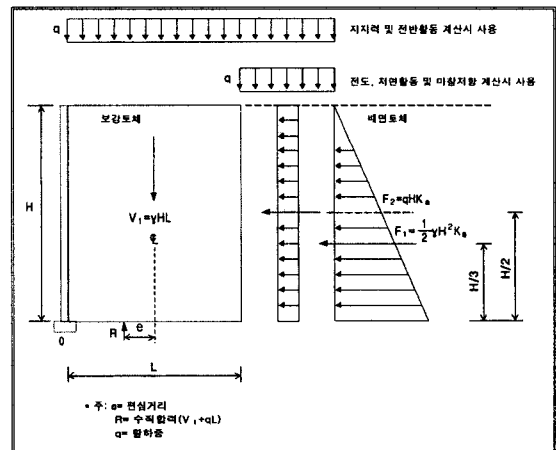


그림 1.1 외적 안정해석시 토압산정(보강토체 상부가 수평하고 차량하중이 작용하는 경우)

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (1.4)$$

- 보강토체 상부에 무한 성토사면이 있는 경우 (그림 1.2)

$$K_a = \cos\beta \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \quad (1.5)$$

여기서, β = 성토사면의 경사각
또한, 보강토체 상부의 성토사면이 무한하지 않고

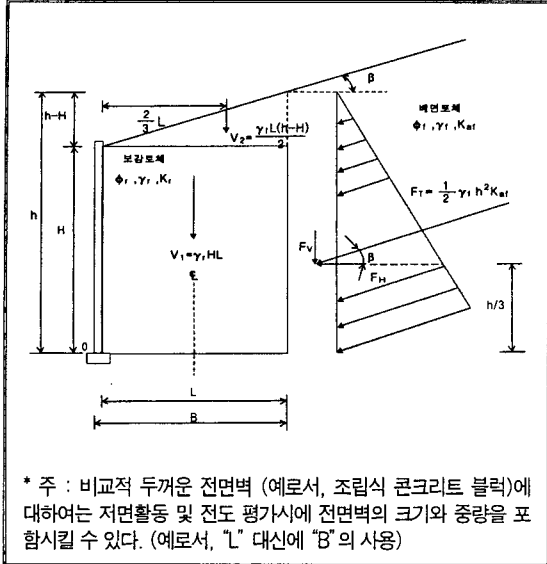


그림 1.2 외적 안정해석시 토압산정(보강토체 상부에 무한 성토 사면이 있는 경우)

공간에서 수평으로 변화하는 경우에는 그림 1.5에서 보는 바와 같이 무한 성토사면화하여 수정된 사면각, i 를 β 대신 식 (1.5)에 대입하므로써 주동토압계수를 구할 수 있다.

한편, 전면벽의 경사도가 10° 보다 클 경우의 주동 토압계수는 Coulomb 토압론에 의거해 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2\theta \cdot \sin(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (1.6)$$

여기서, θ 는 전면벽의 경사도이고, β 는 보강토체 상부의 성토사면각이다. 보강토체와 배면토체 사이의 마찰각, δ 는 "0"으로 가정한다.

그림 1.4에서는 보강토체의 저면에 작용하는 수직응력의 계산방법을 보여준다. 일반적으로 수직응력 계산 시에는 전면벽의 중량은 무시한다. 보강토체의 수직 지지응력의 산정을 위한 계산 과정은 다음과 같다.

(i) 배면토압, F_T 의 산정

$$F_T = K_{af} \cdot \gamma_f \cdot h^2 / 2 \quad (1.7)$$

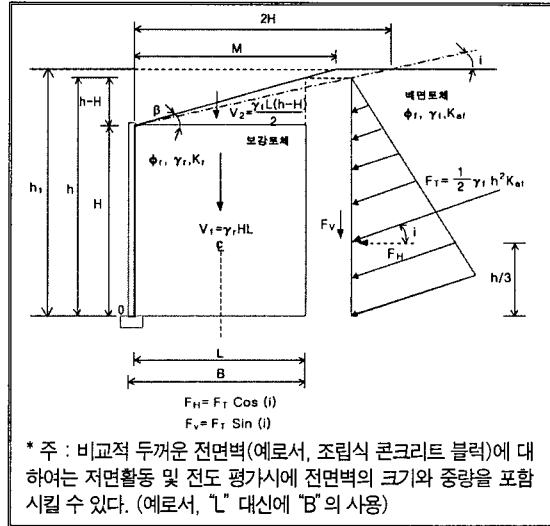


그림 1.3 외적 안정해석시 토압산정(보강토체 상부의 성토사면이 무한하지 않고 공간에서 수평으로 변화하는 경우)

(ii) 모멘트 평형($\sum M_c = 0$)을 고려하여 보강토체 저면에 작용하는 수직합력의 편심거리, e 의 산정

$$e = \frac{F_T(\cos \beta) h/3 - F_T(\sin \beta)L/2 - V_2(L/6)}{V_1 + V_2 + F_T(\sin \beta)} \quad (1.8)$$

이때 편심거리, e 는 흙의 경우 $L/6$, 암반의 경우 $L/4$ 보다 작아야 하며, 이 조건을 만족하지 않을 경우에는 보다 긴 보강재의 길이가 요구된다.

(iii) 보강토체 저면에 작용하는 균등한 등가 수직 응력, σ_v 의 산정

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T(\sin \beta)}{L - 2e} \quad (1.9)$$

(iv) 그림 1.4에서와 같은 성토사면하중 이외의 상

재하중이나 특별한 집중하중이 보강토체 상부에 작용하는 경우에는 이러한 하중조건을 고려하여 상기 (i)~(iii)의 과정으로 보강토체 저면에 작용하는 등가 수직응력을 산정한다.

(3) 저면활동 평가

보강토체 저면부를 따른 활동에 대한 안전율은 다음과 같다.

$$FS_{sl} = \frac{\Sigma \text{수평저항력}}{\Sigma \text{수평활동력}} = \frac{\Sigma P_R}{\Sigma P_d} \geq 1.5 \quad (1.10)$$

여기서, 수평저항력은 보강토체의 저면이나 그 주위의 연약층을 따른 전단저항이며, 수평활동력은 배면토체로부터 보강토체에 작용하는 토압의 수평분력이다.

보강토옹벽의 전면벽 문힘깊이에 의한 수동저항력은 전면벽을 덮은 흙이 침식이나 기타 구조물 설치 등에 의해 제거될 수 있으므로 무시한다. 그림 1.4와 같이 보강토체 상부에 성토사면하중이 작용하는 경우에 대한 안전율은 다음과 같다.

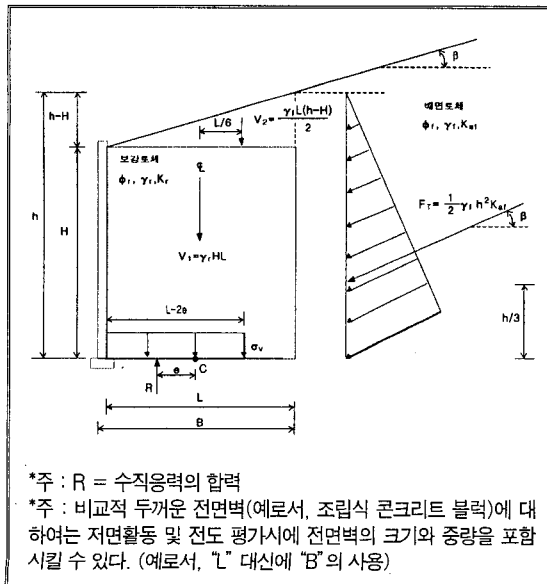


그림 1.4 보강토체 저면에서의 수직응력 계산

$$FS_{sl} = \frac{(V_1 + V_2 + F_T \cdot \sin\beta) \cdot \mu}{(F_T \cdot \cos\beta)} \quad (1.11)$$

$$F_T = K_{a1} \cdot \gamma_t \cdot h^2 / 2 \quad (1.12)$$

$$h = H + L \tan\beta \quad (1.13)$$

(4) 전도 평가

토목섬유 보강토옹벽의 전도에 대한 안정여부는 식 (1.8)과 같은 방법으로 구한 수직합력의 편심거리, e에 대한 다음식으로 평가한다.

$$\begin{aligned} e < L/6 & : \text{흙의 경우} \\ e < L/4 & : \text{암반의 경우} \end{aligned} \quad (1.14)$$

이 조건을 만족하지 못하는 경우에는 보강재의 길이를 증가시켜야 한다.

(5) 지지력 평가

전반전단파괴에 대한 지지력 평가에서는 지지력 파괴를 방지하기 위해 기초지반에 작용하는 상부 수직응력이 설계안전율(추천값 : 2.5)을 고려한 기초지반의 허용지지력을 초과하지 않도록 하여야 한다. 경우에 따라서는 지반기술자의 판단에 의해 설계안전율로 2.0을 사용할 수 있다. 이 조건을 만족하지 못하는 경우에는 보강재의 길이를 증가시키거나 기초지반의 개량을 하여야 한다. 그림 1.4와 같이 보강토체 상부에 성토사면하중이 작용하는 경우에 대한 지지력 해석은 다음과 같다.

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad (1.15)$$

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \cdot \sin\beta}{L - 2e} \quad (1.16)$$

$$Q_{ult} = c_b \cdot N_c + 0.5(L - 2e) \cdot \gamma_b \cdot N_\gamma \quad (1.17)$$

여기서, c_b 와 γ_b 는 기초지반의 점착력과 단위중량이고, N_c 와 N_γ 는 Meyerhof의 지지력계수이다.

(6) 전반활동(Overall Sliding) 평가

토목섬유 보강토옹벽의 전반활동은 전통적인 사면 안정해석 방법을 사용하여 수행할 수 있다. 이 해석을 위해서는 기 사용되고 있는 사면안정해석용 컴퓨터 프로그램을 이용할 수 있다. 이 경우, 보강토옹벽은 하나의 강성체로 보고 활동파괴면은 보강토체를 통과하지 않는 것으로 고려한다. 일반적으로, 비교적 균등한 보강재 간격을 갖는 수직 보강토옹벽에서는 활동파괴면이 보강영역과 비보강영역을 동시에 통과하는 복합활동파괴가 발생하지 않으나, 보강재의 종류나 길이의 변화가 있거나 큰 상재하중이 작용하거나 경사옹벽의 경우에는 복합활동파괴도 고려하여야 한다.

전반활동에 대한 최소 안전율이 추천된 설계안전을, 1.3보다 작다면 보강재 길이를 증가시키거나 기초지반을 개량하여야 한다.

(7) 기초지반의 침하 평가

토목섬유 보강토옹벽의 침하량은 전통적인 침하해석을 통하여 기초지반의 즉시침하, 압밀침하 등을 계산하므로써 산정할 수 있다. 일반적으로 보강토옹벽이 전체적으로 균등하게 침하가 발생한다면 보강토옹벽의 구조적인 안정에 영향을 미치지 않으나, 총 침하량이 크면 여러가지 요인에 의해 부등침하가 발생할 수 있으므로 이에 대한 고려가 필요하다.

보강토옹벽은 유연성이 큰 구조로 되어 있어 부등침하에 대한 저항이 크다고 평가되고 있으나, 구조적인 허용침하량을 초과하는 변위가 발생하는 경우에는 전면벽에 국부적인 변형(예로서, 전면벽의 균열 등)이 발생할 수 있다. 이러한 전면벽의 변형은 외관상으로 불안감을 증대시키므로 설계시 충분한 검토가 필요하다.

일반적으로 보강토옹벽의 길이에 대한 부등침하량의 비율이 1%(예로서, 30m 길이 옹벽에서의 부등침하량이 30cm인 경우) 이내가 되도록 하여야 하며, 이 범위를 초과하는 부등침하가 우려되는 경우에는 지반개량을 하여야 한다.

1.5 내적 안정해석

토목섬유 보강토옹벽의 내적 파괴는 다음의 2가지 형태로 발생할 수 있다.

- 보강재에 유발된 인장력이 너무 커서 보강재의 과도한 인장변형에 의해 보강재의 파단이나 구조물의 심각한 변형 및 파괴가 발생하는 형태
- 보강재에 유발된 인장력이 인발저항력보다 커서 보강재의 인발과 보강재 주위에 있는 흙의 전단응력 증가에 의해 구조물의 심각한 변형 및 파괴가 발생하는 형태

따라서, 토목섬유 보강토옹벽의 내적 안정해석에서는 보강재의 인장강도 및 인발저항력과 함께 보강토옹벽 내에 설치된 보강재에서 유발되는 최대 인장력이 고려되어야 한다.

(1) 한계 활동파괴면

단순한 토목섬유 보강토옹벽에서의 한계 활동파괴면은 보강토체 내의 최대 유발인장력선(각 보강재에서의 최대 유발인장력이 발생하는 위치를 연결한 선)과 일치하는 것으로 가정된다. 그 동안의 많은 실험과 이론연구를 통하여 토목섬유 보강토체 내의 최대 유발인장력선은 개략적으로 보강토옹벽의 하부 선단을 통과하는 직선으로 가정할 수 있다. (그림 1.5 참조)

수직으로부터 10°이내의 경사를 갖는 수직 및 수직에 가까운 보강토옹벽에서의 한계 활동파괴면이 수평과 이루는 활동파괴각, ψ 는 다음식과 같이 고려한다.

$$\psi = 45^\circ + \phi / 2 \quad (1.18)$$

(2) 보강재의 파단에 대한 내적 안정평가

보강토옹벽에 관한 최근의 연구에서는 보강재에 유발된 최대인장력이 보강재의 종류, 즉 보강재의 탄성계수, 밀도, 인장특성에 따라 다르게 나타난다고 보고되었다. 그림 1.6에서는 이러한 연구결과로부터 추출한 보강재 종류별 보강토체 높이에 따른 수평토

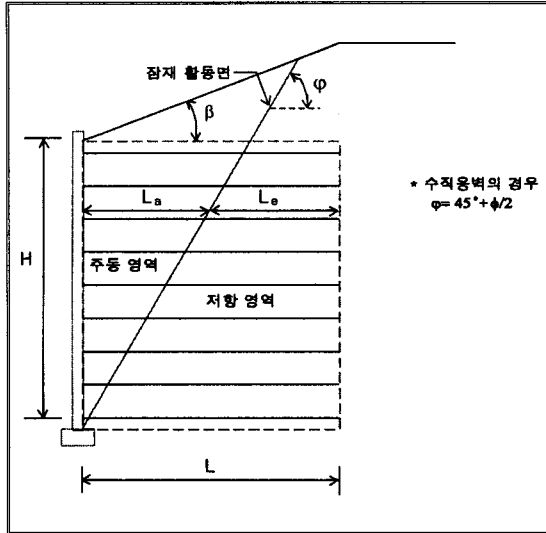


그림 1.5 내적 안정해석을 위한 한계 활동파괴면

압계수비를 보여준다. 그림 1.6으로 부터 토목섬유와 같은 인장보강재의 경우는 강판과 같은 비인장보강재와는 달리 보강토체 높이에 관계없이 주동토압계수, K_a 를 사용하여 수평토압을 산정할 수 있음을 알 수 있다. 주동토압계수, K_a 는 벽면마찰을 무시하고 상부성토사면각, β 를 "0"으로 가정하면 다음과 같이 표현된다.

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad (1.19)$$

보강토옹벽의 경사도, θ 가 10° 를 넘는 경우의 주동토압계수는 다음과 같이 간단한 Coulomb식으로 표현할 수 있다.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^3\theta \left[1 + \frac{\sin\phi}{\sin\theta} \right]^2} \quad (1.20)$$

보강재의 최대 유발인장력의 계산 및 보강재 파단에 관한 내적안정 평가과정은 다음과 같다. (그림 1.7 참조)

(i) 각 보강재층에서의 수평응력, σ_H 산정

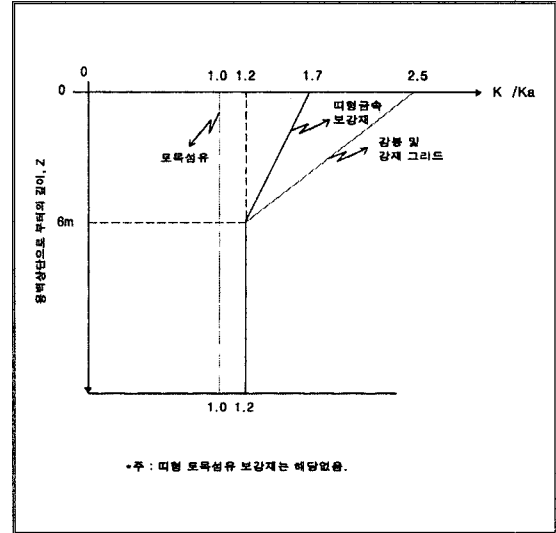


그림 1.6 보강토체내 깊이에 따른 보강재 종류별 수평토압계수비 변화

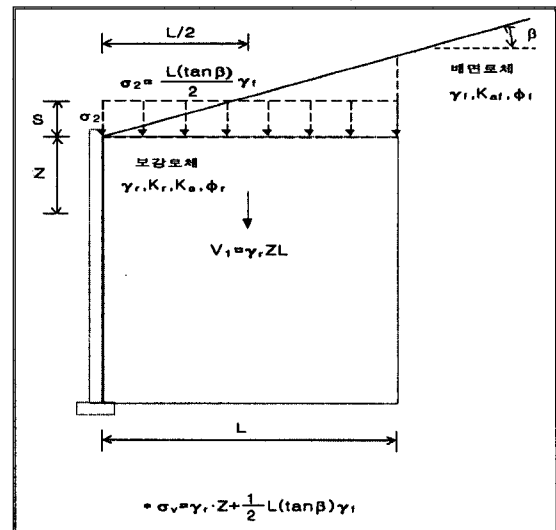


그림 1.7 보강토체 내의 수직응력 계산 (보강토체 상부에 성토사면이 있는 경우)

$$\sigma_H = K_a (\sigma_v + \Delta\sigma_v) + \Delta\sigma_H \quad (1.21)$$

여기서, σ_v 는 보강토체 하중과 그 상부의 성토하중을 포함하며, $\Delta\sigma_v$ 는 교통하중 등의 활하중과 상부구조물 하중 등이 포함된다. 보강토체 상부의 집중하중에 의한 수직응력의 증분, $\Delta\sigma_v$ 는 그림 1.8과 같이 2:1 하중분포법을 사용하여 산정할 수 있다. 또한,

$\Delta\sigma_h$ 는 상부구조물에 의한 수평응력의 증분으로 그림 1.9에서는 한가지 예를 보여준다.

(ii) 각 보강재층의 단위폭당 최대 유발인장력, T_{max} 의 산정

$$T_{max} = \sigma_H \cdot S_o \quad (1.22)$$

(iii) 보강재의 파단에 대한 내적 안정평가

$$T_d \geq \frac{T_{max}}{R_c} \quad (1.23)$$

여기서 적용면적비, R_c 는 식 (1.1)을 이용하여 계산할 수 있으며, 지오텍스타일 및 지오그리드와 같이 보강재층이 평면적으로 전체면적을 덮는 경우에는 $R_c = 1$ 이다.

이와 함께, 전면벽과의 연결부에서 보강재의 인장력, T_0 (그림 1.10 참조)가 연결부강도보다 크지 않도록 하여야 한다.

(3) 인발파괴에 대한 내적 안정평가

토목섬유 보강토옹벽에서 흙 속에 묻혀져 있는 토목섬유 보강재의 인발에 대한 안정을 위해서는 다음 식을 만족해야 한다.

$$T_{max} \leq \frac{2L_e \cdot (c' + \sigma'_v \cdot \tan \phi') \cdot R_c}{FS_{pu}} \quad (1.24)$$

여기서,

FS_{pu} = 인발에 대한 안전율 ≥ 2.0

T_{max} = 보강재의 최대 유발인장력

(T_{max} 계산시 활하중은 무시)

L_e = 보강토체 내의 저항영역에 묻혀진 보강재의 유효저항길이

R_c = 적용면적비

c' = 흙과 보강재 사이의 점착력 (세립분 함유량이 적은 사질토에서는 고려하지 않음)

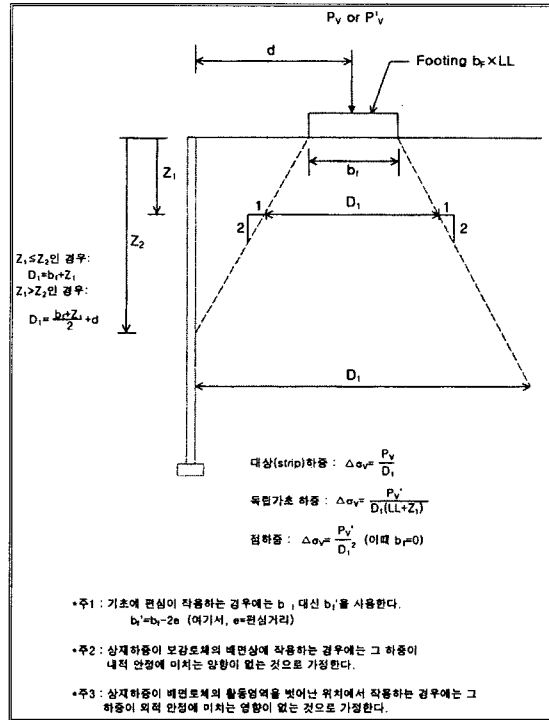


그림 1.8 내적 및 외적 안정해석을 위한 수직 집중하중의 토체내 분포

ϕ^* = 흙과 보강재 사이의 내부마찰각

σ'_v = 보강재에 작용하는 유효 수직응력 (활하중의 영향은 무시)

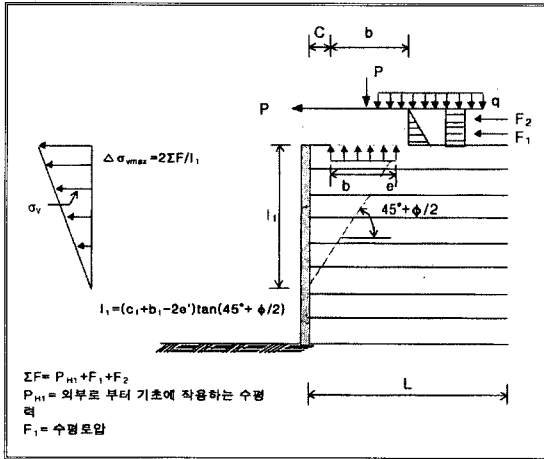
식 (1.24)로 부터 보강재의 유효저항길이, L_e 는 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$L_e \geq \frac{T_{max}}{(c' + \sigma'_v \cdot \tan \phi') \cdot R_c} \geq 1m \quad (1.25)$$

이 조건을 만족하지 못하는 경우에는 보강재의 길이를 증가시키거나 인발저항이 큰 보강재를 사용하여야 한다.

토목섬유 보강토옹벽의 내적 안정을 위해 요구되는 보강재의 총 길이, L_t 는 보강재의 유효저항길이와 활동파괴면 내에 있는 보강재의 길이, L_a 의 합으로 산정할 수 있다.

(a) 내적 안정해석



(b) 외적 안정해석

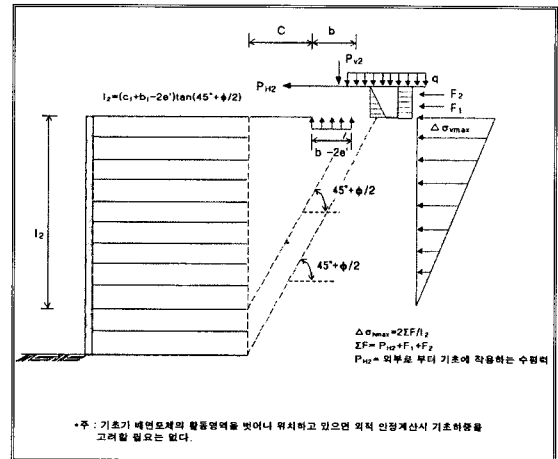


그림 1.9 내적 및 외적 안정해석을 위한 수평 집중하중의 토체내 분포

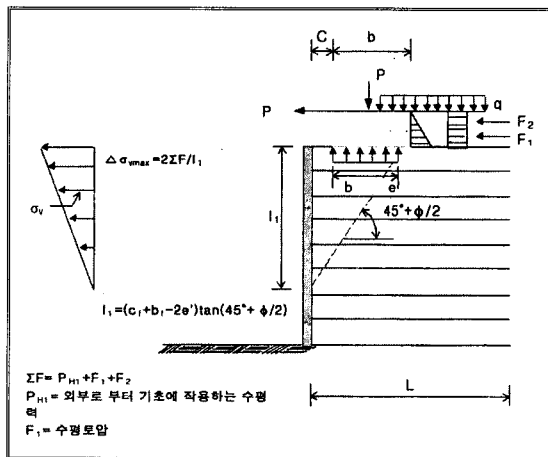


그림 1.10 전면벽과의 연결부에서 보강재의 유발인장력, \$T_0\$의 결정

$$L_t = L_a + L_e \quad (1.26)$$

식 (1.26)을 사용하면 각 보강재층의 소요길이가 다르게 나타나나, 일반적으로 시공의 편의를 위하여 모든 보강재층의 길이를 최대 소요길이를 동일하게 설계한다.

(4) 연결부 강도 평가

토목섬유 보강토옹벽에서 전면벽과 토목섬유 보강

재의 연결은 일반적으로 전면벽에 정착된 강봉과의 구조적 연결방법 (예로서, 띠형 보강재의 경우)과 전면벽과 보강재 사이의 마찰 및 전단저항 (핀, 전단키 사용)에 의한 연결방법 (예로서, 지오그리드 보강재의 경우) 등에 의해 수행되고 있다. 마찰 및 전단저항에 의한 연결부의 강도는 연결부의 기하학적 구조 형태와 옹벽의 경사도, 전면벽의 깊이 및 수직응력 등에 의해 변화된다.

최대 연결부 강도, \$T_{ac}\$는 미국 GRI Test Method GS8 (1991)의 시험방법을 사용하고 최소 안전율 1.5를 고려하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$T_{ac} = P_{ac} / (1.5W) \quad (1.27)$$

여기서, \$P_{ac}\$ = 연결부 파괴시 저항력

\$W\$ = 보강재의 시험폭

상기 기술된 연결부 강도는 전면벽의 중량에 의해 유발되는 수직하중의 함수이다. 따라서, 보강토옹벽의 상단부에서 최소가 되고 하단부에서 최대가 된다. 옹벽이 경사져 있는 경우에는 임의의 연결부에 작용하는 수직하중이 그 상부에 있는 전면벽의 총중량과 다를 수 있으므로, 이러한 경우에는 그림 1.11에서

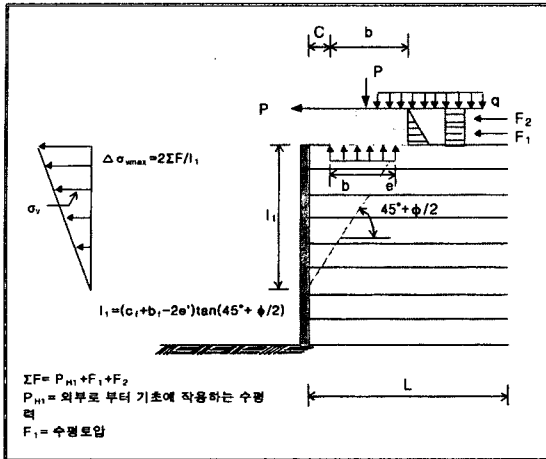


그림 1.11 경사진 보강토옹벽에 대한 힌지높이의 결정
보여 주듯이 힌지높이 (hinge height)를 고려하여 수직하중을 계산한다.

참고문헌

1. 김상규 (1991), 토질역학 -이론과 응용-, 청문각, 서울, pp. 223~307.
2. 이은수 (1996), "보강토체 구성재료로 이용되는 화강토의 적용성 평가", 박사학위논문, 동국대학교, pp. 74~108.
3. 조삼덕, 김진만 (1995), 토목섬유 보강토 구조물의 합리적인 해석과 설계 -흙/토목섬유 마찰특성 평가-, 한국건설기술연구원, 서울, pp. 75~88.
4. 土木研究センター(1990), 補強土(テールアルメ) 壁工法設計 施工マニュアル, (財) 土木研究センター, 東京, pp. 192~224.
5. ジオグリッド 研究會 (1990), ジオグリッド工法 ガイドラインー 材料試験法, 設計法 ガイドラインー, ジオグリ

ッド 研究會, pp. 171~197.

6. ASTM D 4595 (1994), "Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide-Width Strip Method", ASTM Standards on geosynthetics, ASTM, pp. 38~48.
7. BSI (1995), Code of Practice for Strengthened / Reinforced Soils and Other Fills, BS 8006, BSI, pp. 43~79.
8. GRI Test Method GS8 (1991), "Determining the Connection Strength of Mechanically Anchored Geosynthetics", Geosynthetic Research Institute Standard Test Method, Drexel University, pp. GS8-1~GS8-7.
9. Holtz, R. D., Christopher, B. R., and Berg, R. R. (1995), Geosynthetic Design & Construction Guidelines - Participant Notebook, NHI, FHWA, Virginia, pp. 269~324.
10. NHI (1989), Geotextile Design & Construction Guidelines, National Highway Institute, pp. 219~270.
11. Race, R. J. (1994), KEYWALL Design & Operation Manual, KEYSTONE Retaining Walls Systems, Inc.
12. Simac, M. R. (1990), Design Methodology for MIRAGRID Reinforced Soil Retaining Walls, Mirafi Inc., North Carolina, pp. 7~34.
13. Victor Elias, P. E. and Christopher, B. R. (1996), Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines, Working Draft, FHWA, Washington, pp. 87~148.