

지반설계 흙막이 구조물

조 성 하 (토질 및 기초 기술사)
(shacho88@gmail.com / 010-5351-1751)

강의 순서

- 제1장 일반사항
- 제2장 흙막이 구조물 붕괴사례
- 제3장 흙막이 구조물 형식
- 제4장 설계 외력
- 제5장 흙막이 구조물의 설계, 해석
- 제6장 흙막이 구조물의 안정성 검토
- 제7장 부재단면 설계
- 제8장 근접시공과 계측

주교재 : 국토교통부 <구조물 기초 설계기준 해설(2018)>

제4장 설계외력

4.1 개요

토압을 받는 구조물

(a) Gravity wall

(b) Semigravity wall

(c) Cantilever wall

(d) Counterfort wall

3D diagram labels: Skin, Tie, S_H , S_V

Cross-section diagram labels: 20kN/m², CIP, SCW, 지형외측면 (surcharge wall), 흙 (soil), 20kN/m², 중간압력 (intermediate pressure), 주바탕대 (main support), 양지압력 (lateral pressure), 기초 (foundation)

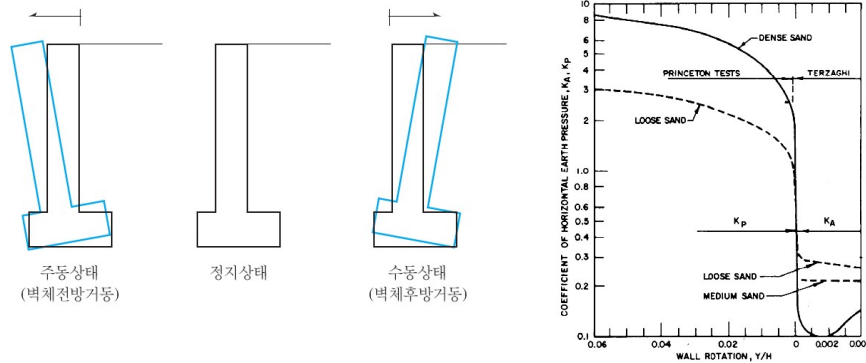
- ❖ 옹벽 (retaining wall)
- ❖ 보강토 옹벽 (reinforced earth wall)
- ❖ 흙막이 구조물

4.1 개 요

토압(Earth Pressure)

지중이나 흙막이 구조물에 작용하는 수평 및 수직압력을 총칭

변위발생 상태에 따라 **주동(Active)**, **수동(Passive)**, **정지(at rest)** 토압으로 구분



5

4.1 개 요

● 토압계수

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

대체로 **주동토압계수는 0.17~1.0**, **수동토압계수는 1.0~10 범위의 값을 보임**

● 정지토압계수

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \text{ (사질토 : Jaky, 1944)}$$

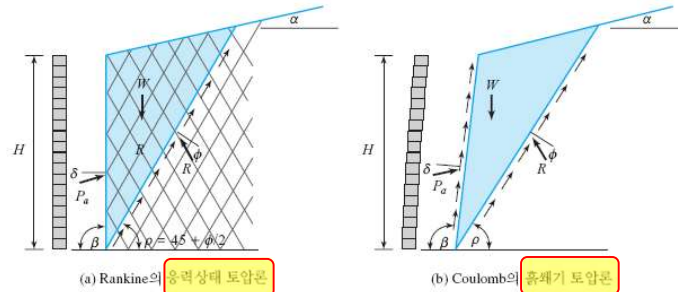
$$K_0 = (1 - \sin\phi)(\sqrt{OCR}) \text{ (과압밀 점성토 : Schmit, 1966)}$$

$$K_0 = (1 - \sin\phi')(1 + \sin\alpha) \text{ (지표면이 } \alpha \text{만큼 경사진 경우 : Danish Geotechnical Institute, 1985)}$$

대체로 **정지토압계수는 0.4~0.6 범위의 값을 보임**

6

4.2 Rankine 및 Coulomb 토압론

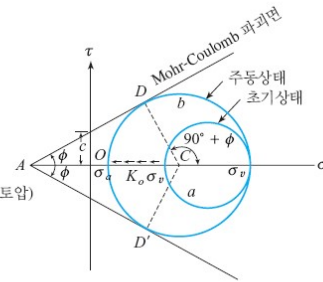
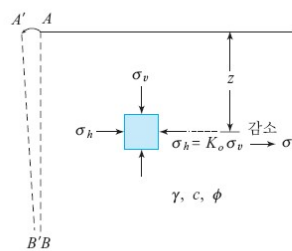


- ① 흙요소가 소성상태에 도달하였을 때 평형조건
- ② 파괴면은 직선으로 가정
- ③ 옹벽과 흙 사이의 벽면 마찰력 고려하지 않음

- ① 흙재기(wedge) 전체에 대한 평형조건
- ② 파괴면은 직선으로 가정
- ③ 옹벽과 흙 사이의 벽면 마찰력 고려

7

1) Rankine 토압론



$$\sin \phi = \frac{CD}{AC} = \frac{CD}{AO + OC} = \frac{\frac{\sigma_v - \sigma_a}{2}}{c \cot \phi + \frac{\sigma_v + \sigma_a}{2}}$$

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) - 2c \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1}{K_a}$$

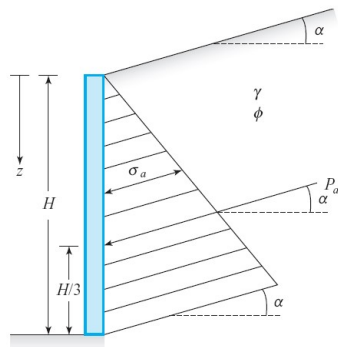
8

1) Rankine 토압론

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \frac{1}{K_a}$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2, \quad P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2$$

● 경사진 지반에 대한 토압계수



$$K_a = \cos \alpha \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = \cos \alpha \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

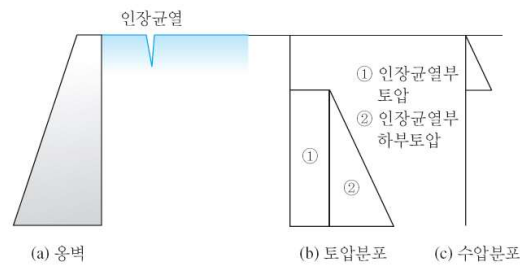
9

1) Rankine 토압론

● 점성토지반의 토압

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2cH \sqrt{K_a}, \quad P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p + 2cH \sqrt{K_p}$$

● 인장균열이 발생할 경우

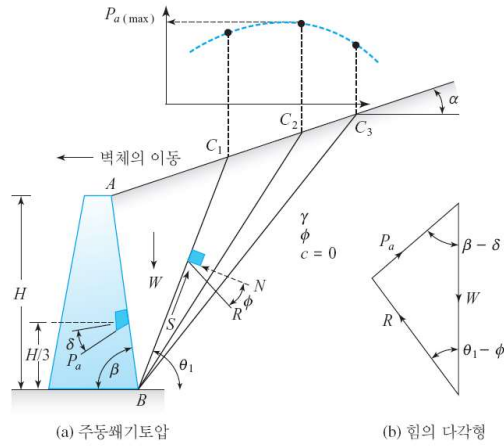


인장균열이 발생한 경우의 토압 및 수압분포

$$P_a = K_a \gamma z - 2c \sqrt{K_a}, \quad P_a = 0 \rightarrow z_o = \frac{1}{\gamma} \left(\frac{2c}{\sqrt{K_a}} \right)$$

10

2) Coulomb 토압론

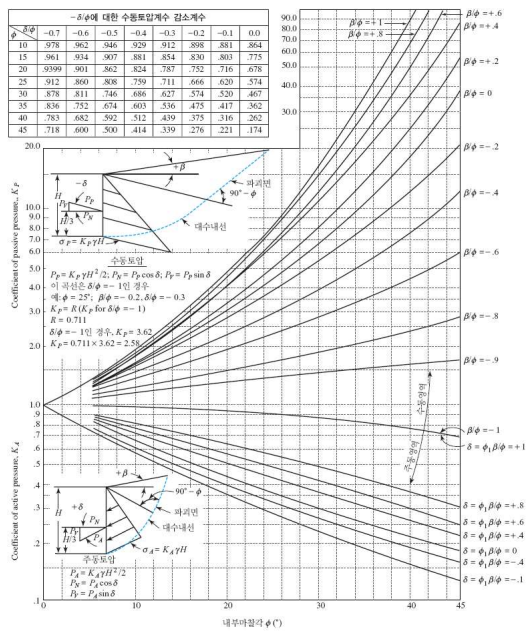


Coulomb의 주동토압

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_p = \frac{\sigma_p}{\sigma_v} = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

11

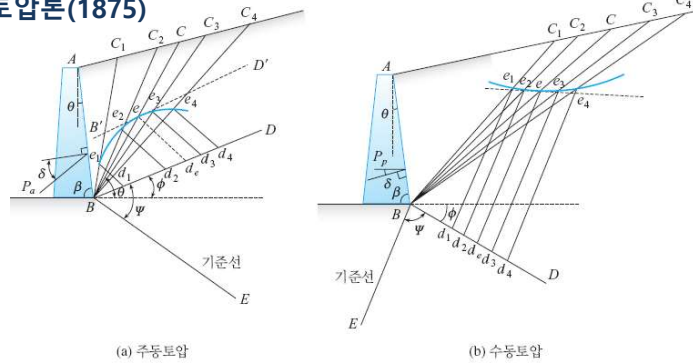


대수나선 활동면에 대한 토압계수 (Caquot와 Kerisel, 1949)

12

4.3 기타 토압론

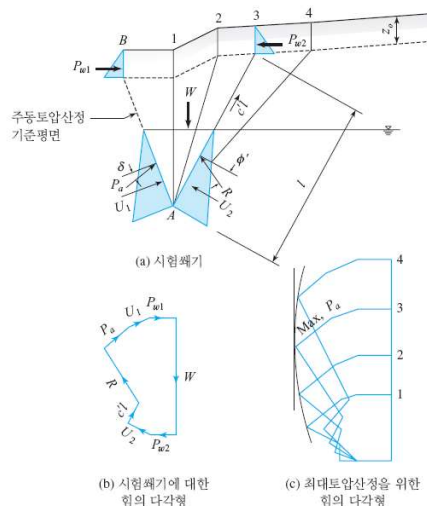
1) Culmann의 토압론(1875)



- ① B점을 중심으로 수평면과 ϕ 각도로 선분BD를 작도
- ② B점을 중심으로 $\psi = \beta - \delta$ 각도로 선분 BE를 작도
- ③ 최초 흙쌓기 AC_1B 의 자중을 적절한 축척으로 BD상 Bd_1 을 표시
- ④ D1에서 BE와 평행하게 선을 그었을 때 BC_1 과 만나는 점을 e_1 이라고하면 d_1e_1 이 해당 쌓기에 작용하는 주동 토압임
- ⑤ 반복하여 쌓기 e_i 를 구하여 연결하면 Culmann선을 구하게 되고 BD를 평행이동시켰을 때 접선의 접점을 주동토압으로 결정
- ⑥ 벽면마찰을 고려하게 되므로 Coulomb토압과 동일하며, Rankine토압보다 작은 값을 보임

13

2) 반복 쌓기법



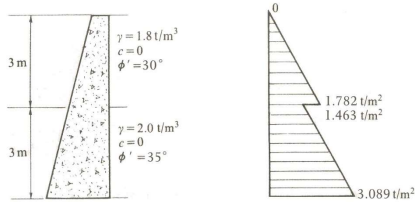
- ① 임의의 지표면 형상, 다수의 지층, 침투 수압이 작용, 상부에 집중하중이 작용되는 경우 불규칙성을 고려할 수 있는 방법
- ② 토체 BA321에 대한 작용힘
 - 흙쌓기 자중 W
 - 경계면에서 작용하는 마찰저항 R
 - 주동토압 P_a
 - 지하수면 아래에서 작용하는 수압 U_1, U_2
 - 점성토에 작용하는 $c'l$
 - 인장균열면에서 작용하는 수압 Pw_1, Pw_2
- ③ 토체 BA321에 대한 힘의 다각형(b)
- ④ 다수의 토체에 대한 힘의 다각형(c)중에서 최대 P_a 를 보이는 토압 산정

14

예제) 다층지반 토압산정

2개층으로 구성된 지반에 높이 6m 옹벽을 설치하려고 한다. 옹벽에 작용하는 Rankine 주동 토압 분포도를 구하라.

HW) 주동토압 합력과 작용점



풀이)

$$\text{상층 : } K_{a1} = \frac{1 - \sin 30^\circ}{1 + \sin 30^\circ} = 0.333 \quad \text{하층 : } K_{a2} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.271$$

$$\text{GL(-)3m 상층 : } \sigma_{ha} = \gamma_1 z_1 K_{a1} = (1.8)(3.0)(0.333) = 1.782 \text{ t/m}^2$$

$$\text{GL(-)3m 하층 : } \sigma_{ha} = \gamma_1 z_1 K_{a2} = (1.8)(3.0)(0.271) = 1.463 \text{ t/m}^2$$

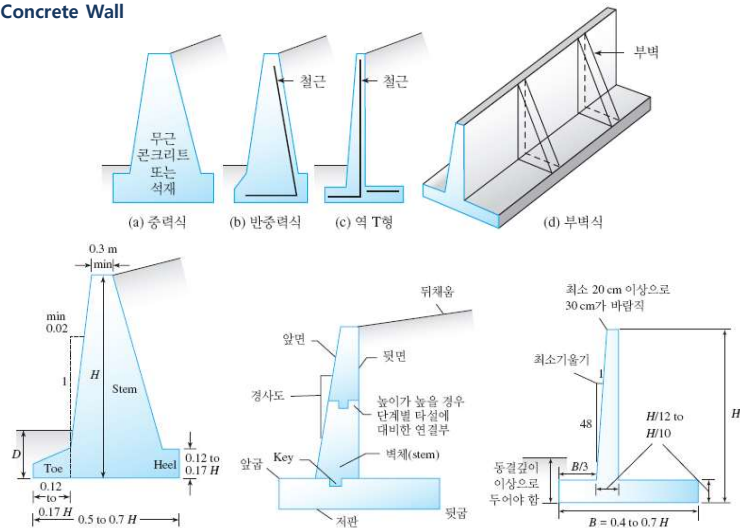
$$\begin{aligned} \text{GL(-)6m : } \sigma_{ha} &= (\gamma_1 z_1 + \gamma_2 z_2) K_{a2} \\ &= [(1.8)(3.0) + (2.0)(3)](0.271) = 3.089 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

15

4.4 옹벽에 작용하는 토압

1) 옹벽 종류

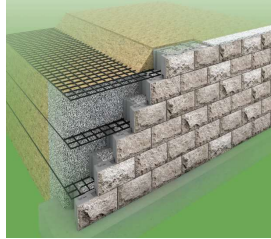
Concrete Wall



16

4.4 옹벽에 작용하는 토압

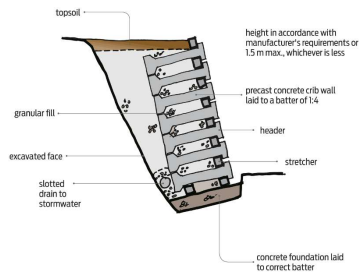
1) 옹벽 종류



보강토 옹벽(Reinforced earth wall)



Gabion Wall



Crib Wall

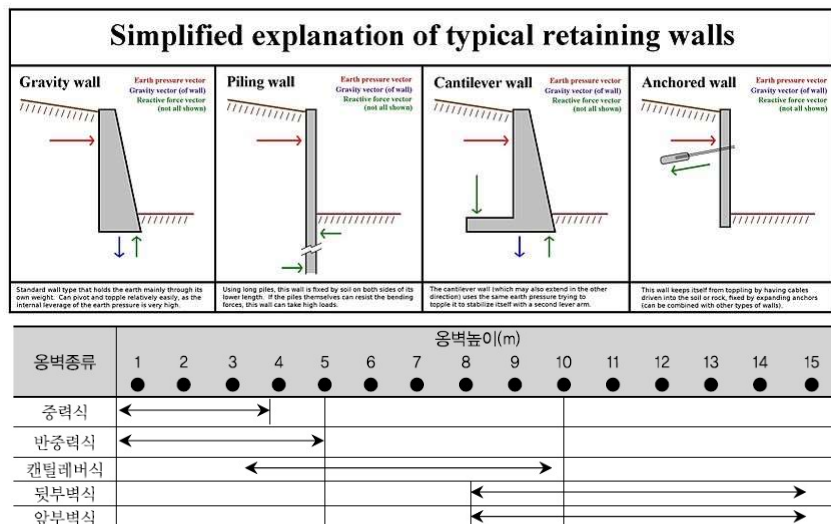


Geocell wall

17

4.4 옹벽에 작용하는 토압

1) 옹벽 종류



18

4.4 옹벽에 작용하는 토압

3) 옹벽의 안정 ★

① 활동에 대한 안정

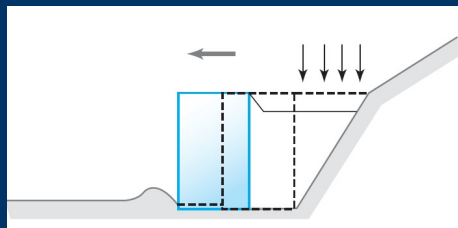
- 옹벽에 작용하는 하중의 수평성분에 대한 **바닥면에서의 저항정도**

$$F_S = \frac{R_v \tan \delta + C_a B}{R_h} \geq 1.5$$

여기서, R_h : 수평력, R_v : 수직력, B : 옹벽저판폭

δ : 저판과 기초지반사이의 마찰각(0.35 ~ 0.55)

C_a : 저판과 기초지반사이의 부착력



21

4.4 옹벽에 작용하는 토압

3) 옹벽의 안정

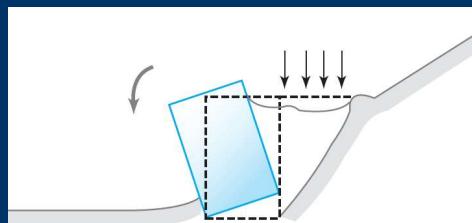
② 전도에 대한 안정

- 옹벽에 작용하는 횡방향 하중에 대해 저판 앞굽을 중심으로 하는 **회전 저항정도**

$$F_S = \frac{M_r}{M_o} \geq 2.0$$

여기서, M_o : 전도 모멘트의 합, M_r : 저항모멘트의 합

지진시 안전율은 1.5를 적용



22

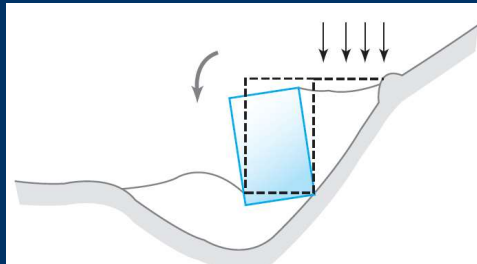
4.4 옹벽에 작용하는 토압

3) 옹벽의 안정

③ 지지력에 대한 안정

- 옹벽의 기초지반에 작용하는 최대압축응력(σ_{max})이 허용 지지력(σ_a)을 초과하지 않도록 검토. 허용지지력은 극한 지지력의 1/3로 적용

$$\sigma(\max, \min) = \frac{R_v}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) : \text{합력 작용점이 중앙 } \frac{1}{3} \text{이내에 있을때}$$



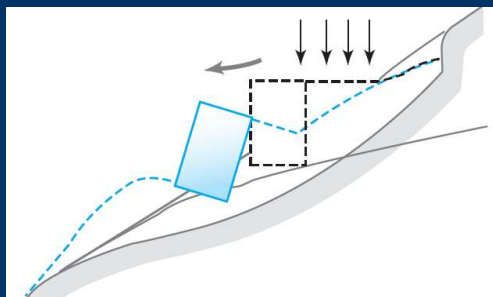
23

4.4 옹벽에 작용하는 토압

3) 옹벽의 안정

④ 전체안정

- 옹벽 구조체 전체를 포함한 토체의 파괴에 대한 비탈면 안정검토를 수행
- 일반적으로 파괴면은 원호로 가정하고, Bishop의 간편법, Janbu 간편법, Spenser 방법을 이용한 한계평형해석을 실시하여 안정해석 수행
- 최소안전율은 1.5이상 적용

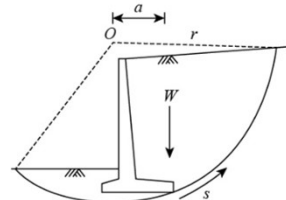


24

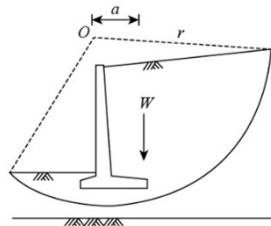
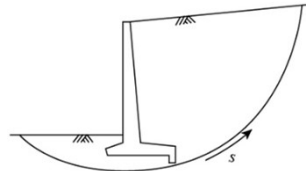
4.4 옹벽에 작용하는 토압

3) 옹벽의 안정

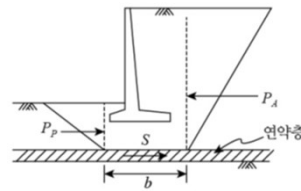
④ 전체안정



기초지반과 배면 흙이 균질하고 지표면에서 하부로 갈 수록 전단강도가 증가하는 경우



기초지반 저면보다 깊은 위치에 강도가 큰 지층이 분포하는 경우

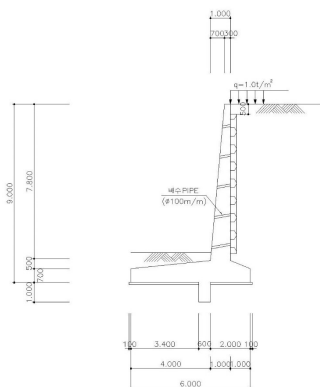


기초지반 하부에 연약층이 존재하는 경우

25

예제) 역T형 옹벽 안정성 검토 (1/7)

높이 9m, 저판길이 6m인 역T형 옹벽의 안정성을 검토하라.



풀이)

콘크리트의 단위중량(γ_c) = $2.5t/m^3$ 뒤채움 흙의 단위중량(γ_t) = $1.9t/m^3$

뒤채움 흙의 내부마찰각 : 35° , 지지지반의 내부마찰각 : 35°

지지지반의 점착력(c) : 1.0 tf/m^2 , 옹벽 전면의 토피고(D_f) : 1.2m

상재하중 q : $1.0t/m^2$

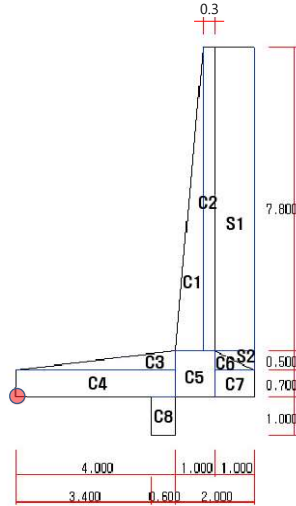
옹벽의 안정검토는 Rankine 토압, 단면검토는 Coulomb 토압 적용

1. 안정 검토용 하중계산
2. 전도에 대한 안정검토
3. 지지력에 대한 안정검토
4. 활동에 대한 안정검토

26

예제) 역T형 옹벽 안정성 검토 (2/7)

1. 안정 검토용 하중계산



1) 옹벽자중 및 옹벽 내 토사하중 계산

구분	A	γ	W (A× γ)	x	y	Mr (W×x)	Mo (W×y)
C1	2.730	2.5	6.825	4.467	3.800	30.485	25.935
C2	2.340	2.5	5.850	4.850	5.100	28.373	29.835
C3	1.000	2.5	2.500	2.667	0.867	6.667	2.678
C4	2.800	2.5	7.000	2.000	0.350	14.000	2.450
C5	1.200	2.5	3.000	4.500	0.600	13.500	1.800
C6	0.250	2.5	0.625	5.333	0.867	3.333	0.542
C7	0.700	2.5	1.750	5.500	0.350	9.625	0.613
C8	0.600	2.5	1.500	3.700	-0.500	5.550	0.750
소 계	11.620		29.050			111.533	64.603
S1	7.800	1.9	14.820	5.500	5.100	81.510	5.820
S2	0.250	1.9	0.475	5.667	1.033	2.692	0.491
소 계	8.050	1.9	15.295			84.202	6.311
총 계			44.345			195.735	70.914

27

예제) 역T형 옹벽 안정성 검토 (3/7)

1. 안정 검토용 하중계산

2) 토압계산

뒤채움 흙의 내부마찰각 : 35°, 뒤채움 흙의 경사각 : 0°

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \cos \alpha = (0.5)(0.271)(1.9)(9.0^2) \cos(0) = 28.853 \text{ tf/m}$$

$$y = \frac{H}{3} = \frac{9}{3} = 3 \text{ m}, \quad M_o = P_a \times y = 20.853 \times 3 = 62.558 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

3) 상재하중 $q=1.0 \text{ t/m}^2$

$$P_h = K_a \times q \times H = (0.271)(1.0)(9.0) = 2.439 \text{ tf/m}, \quad P_v = 1.0 \text{ tf/m}$$

$$y = \frac{H}{2} = 4.5 \text{ m} \quad x = 5.5 \text{ m}$$

$$M_o = P_h \times y = (2.439)(4.5) = 10.975 \text{ tf} \cdot \text{m}, \quad M_r = P_v \times x = (1.0)(5.5) = 5.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

28

예제) 역T형 옹벽 안정성 검토 (4/7)

1. 안정 검토용 하중계산

3) 안정검토용 하중집계

구 분	연직력, V(tf)	수평력, H(tf)	M _r (tf·m)	M _o (tf·m)
콘크리트 자중	29.050	0.000	111.533	0.000
재하토사 자중	15.295	0.000	84.202	0.000
토 압	0.000	20.853	0.000	62.558
과 재 하 중	1.000	2.439	5.500	10.975
Σ	45.345	23.292	201.234	73.533

29

예제) 역T형 옹벽 안정성 검토 (5/7)

2. 전도에 대한 안정 검토

$$\sum V = 45.345 \text{ tf} \quad \sum M_r = 201.234 \text{ tf·m} \quad \sum M_o = 73.533 \text{ tf·m}$$

$$e = B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V = 6.000 / 2 - (201.234 - 73.533) / 45.345 = 0.184 \text{ m} \leq B/6 = 1.000 \text{ m}$$

∴ 사다리꼴 반력분포

▷ 편심 검토

$$e = 0.184 \text{ m} \leq B/6 = 1.000 \text{ m} \therefore \text{O.K}$$

▷ 안전율 검토

$$S.F = \sum M_r / \sum M_o = 201.234 / 73.533 = 2.737 \geq 2.0 \therefore \text{O.K}$$

$$e = B/2 - (\sum M_r - \sum M_o) / \sum V = 6.0 / 2 - (195.734 - 119.342) / 44.345 = 1.277 \text{ m} > B/6 = 1.0 \text{ m} \therefore \text{삼각형 반력분포}$$

▷ 편심 검토

$$e = 1.277 \text{ m} \leq B/3 = 2.0 \text{ m} \therefore \text{O.K}$$

30

예제) 역T형 옹벽 안정성 검토 (6/7)

3. 지지력에 대한 안정 검토

지지지반의 내부마찰각 : 35.0° , 지지지반의 단위 중량 : 1.9 tf/m^3 , 지지지반의 점착력 : 1.0 tf/m^2
 성토지반의 단위 중량 : 1.9 tf/m^3 , 기초의 유효 근입깊이 : 1.2 m

① 지지지반의 허용지지력 : Terzaghi식

$$q_{ult} = \alpha C N_c + \gamma_2 D_f N_q + \beta \gamma_1 B_e N_\gamma$$

여기서, $\alpha = 1.0, \beta = 0.5, B_e = B - 2e = 6.0 - 2 \times 0.184 = 5.632 \text{ m}, N_c = 57.8, N_q = 41.4, N_\gamma = 42.4$

$$q_{ult} = \alpha C N_c + \gamma_2 D_f N_q + \beta \gamma_1 B_e N_\gamma = (1.0)(1.0)(57.8) + (1.9)(1.2)(41.4) + (0.5)(1.9)(5.632)(42.4) = 379 \text{ t/m}^2$$

$$q_a = q_{ult} / SF = 379 / 3 = 126 \text{ t/m}^2$$

② 지반 반력 검토

지반반력이 사다리꼴 분포

$$Q_1 = \Sigma V / (B-L) \times (1 + 6e / B) = (45.345) / (6-1) \times [1 + 6(0.184) / (6)] = 8.948 \text{ tf/m}^2$$

$$Q_2 = \Sigma V / (B-L) \times (1 - 6e / B) = (45.345) / (6-1) \times [1 - 6(0.184) / (6)] = 6.167 \text{ tf/m}^2$$

$$q_{\max} = 8.948 \leq q_a \quad \therefore \text{O.K.}$$

31

예제) 역T형 옹벽 안정성 검토 (7/7)

4. 활동에 대한 안정 검토

흙과 콘크리트 마찰각 $\phi_B = (2/3)\phi$, 마찰계수 $\mu = \tan(\phi_B) = 0.431$

$$\Sigma V = 45.342 \text{ tf}, \Sigma H = 23.292 \text{ tf}$$

$$A_e = 6 \times 1 - (0.184)(1) = 5.632 \text{ m}^2 \quad A_1 = 3.4 \text{ m}^2 \quad A_2 = 0.6 \text{ m}^2 \quad A_3 = 1.632 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \Sigma V \times \frac{A_1}{A_e} = (45.342) \times \frac{3.4}{5.632} = 27.372 \quad V_2 = \Sigma V \times \frac{A_2}{A_e} = (45.342) \times \frac{0.6}{5.632} = 4.83$$

$$V_3 = \Sigma V \times \frac{A_3}{A_e} = (45.342) \times \frac{1.632}{5.632} = 13.139$$

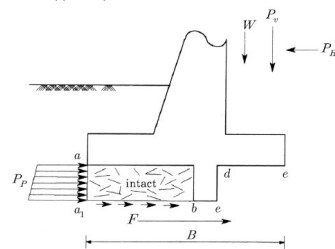
$$H_r = (c \times A_1 + V_1 \tan \phi) + (V_2 + V_3) \tan \phi_B = (1 \times 3.4 + 27.372 \times 0.7) + (4.83 + 13.139)(0.431) = 30.3 \text{ tf}$$

$$SF = \frac{\Sigma H_r}{\Sigma H} = \frac{30.3}{23.292} = 1.3 \leq 1.5 \quad \text{NG} \rightarrow \text{대책 필요}$$

옹벽 전면의 수동토압 고려할 경우

$$\Sigma H_r = H_r + \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D_f^2 = 30.3 + (0.5)(3.690)(1.9)(1.2^2) = 35.3 \text{ tf}$$

$$SF = \frac{\Sigma H_r}{\Sigma H} = \frac{35.3}{23.292} = 1.518 \leq 2.0 \quad \text{NG}$$

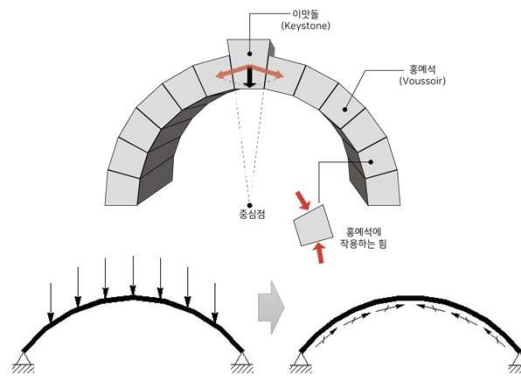
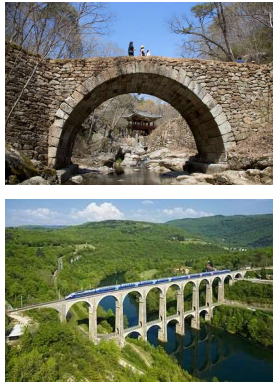


32

4.5 가설 흙막이 토압

* Arching Effect

- 아치교(홍예교 虹蜺橋) : 개구부를 확보하며 상당한 하중을 압축 응력으로 지지할 수 있도록 만든 곡선 형태의 구조물

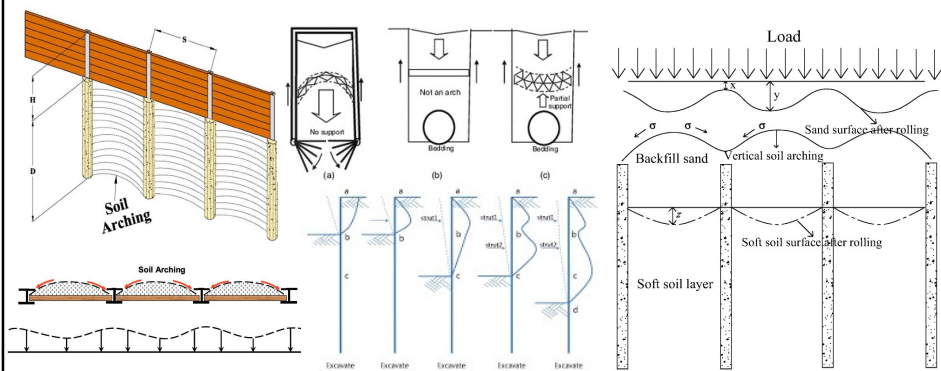


33

4.5 가설 흙막이 토압



- Soil Arching** : a phenomenon describing pressure redistribution due to relative movement between adjoining portions. It commonly exists when soil interacts with structure elements, for example, tunnels, retaining walls, buried structures, and piles in pile-supported embankments.

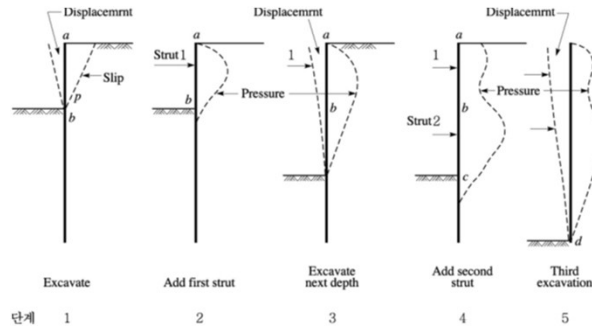


34

4.5 가설 흙막이 토압



• 단계별 굴착시 토압 변화

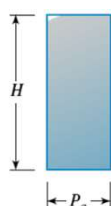


- 1단계 : 굴착이 시작되어 주동토압이 작용될 때 흙막이 벽체는 캔틸레버 거동. 횡방향 변위는 흙과 벽체의 상호작용에 의해 지배
- 2단계 : 1단 지지구조물이 설치되면 지지점으로 아칭현상이 발휘되며 강성에 따라 변위 발생
- 3단계 : 2차 굴착후 bc간 수평변위 발생
- 4단계 : 2단 지지구조물이 설치되면 지지점에 토압 증가
- 5단계 : 하부 굴착시 토압이 발생하여 변위 유도

➡ 변위 양상이 변화하는 가설 흙막이의 토압 분포는 삼각형이 아닌 형태로 관찰

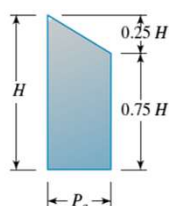
35

1) Peck(1969)의 수정토압



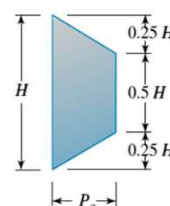
$$P_a = 0.65 K_a \gamma H$$

(a) 사질토 지반



$$P_a = \gamma H \left[1 - \left(\frac{4}{\gamma H} \right) \right], \frac{\gamma H}{c} > 4$$

(b) 연약~중간 점성지반



$$P_a = (0.2 \sim 0.4) \gamma H, \frac{\gamma H}{c} \leq 4$$

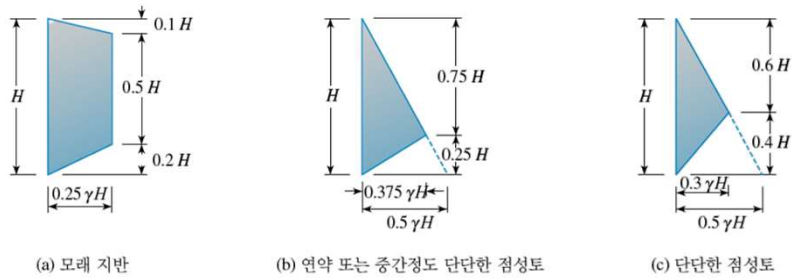
(c) 단단한 점성지반

- ① 제안된 토압분포는 겉보기 상한값이라고 함. 그러나 실제 토압분포는 시공과정 및 흙막이 벽체의 상대적인 유연성에 따라 변함
- ② 제안된 토압분포도는 굴착심도가 6m이상일 때 적용
- ③ 사질토 지반은 간극수압이 0인 배수상태로 가정
- ④ 지하수위는 굴착면 하부에 있다는 가정하에 사용
- ⑤ 점성토 지반은 비배수 상태로 간극수압은 고려하지 않음
- ⑥ 토압증가를 직사각형 분포로 고려

36

2) Tschebotarioff(1973)의 토압

시공 후 시간경과에 따라 함수비 변화와 인장균열 등에 의하여 횡토압이 증가하는 것을 고려하여 버팀대에 작용하는 하중을 산정

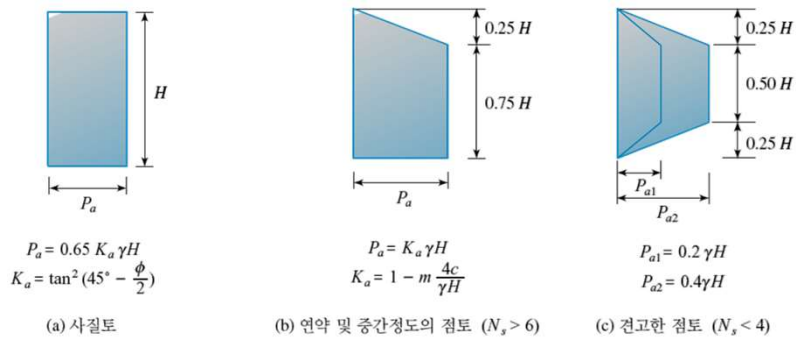


37

3) NAVFAC DN(1982)의 토압

• 버팀보 지지벽

점성토 지반의 안정수, N_s 가 4~6 사이인 경우는 (b)와 (c)중에서 더 큰 값을 사용하며, (c)에서 변위가 작고 공사기간이 짧은 경우에는 둘 중, 작은 값을 사용

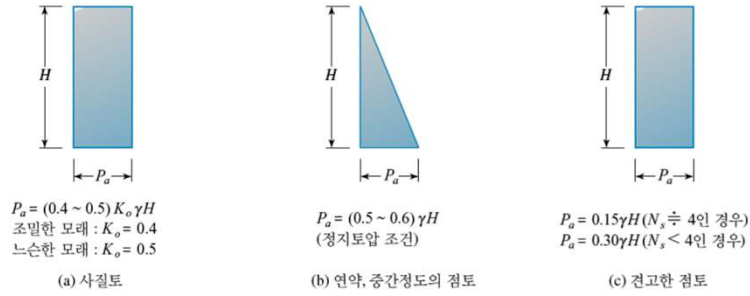


$$\text{안정수(Stability Number)} : N_s = \frac{c_u}{\gamma H}$$

38

3) NAVFAC DN(1982)의 토압

• 앵커 지지벽



39

4.5 가설 흙막이 토압

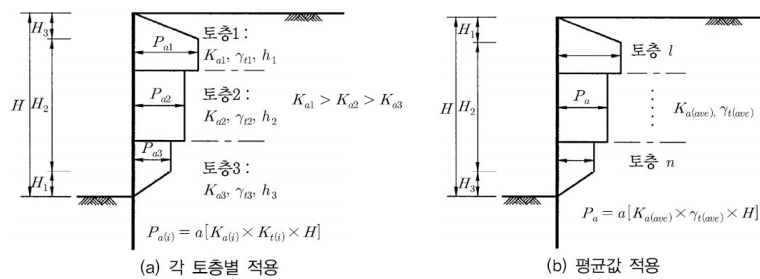
• 다층토 지반 굴착시 토압

a) 각 토층별 토압계수 및 단위중량 사용

$$P_{a1} = a(K_{a1} \times \gamma_{t1} \times H), \quad P_{a2} = a(K_{a2} \times \gamma_{t2} \times H), \quad P_{a3} = a(K_{a3} \times \gamma_{t3} \times H)$$

b) 토압작용 깊이까지의 평균값 사용

$$K_{a(avg)} = \frac{K_{a1}h_1 + K_{a2}h_2 + \dots + K_{an}h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}, \quad \gamma_{t(avg)} = \frac{\gamma_{t1}h_1 + \gamma_{t2}h_2 + \dots + \gamma_{tn}h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}$$

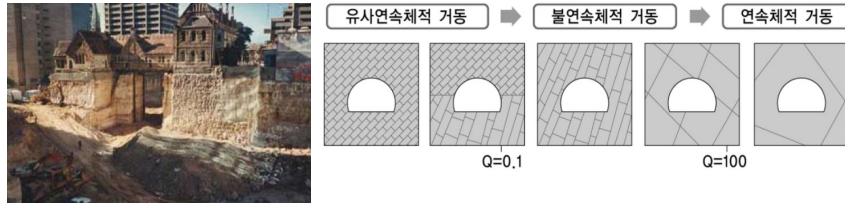


40

4.5 가설 흙막이 토압

• 암반층 굴착시 토압 고려 방법

- 풍화 상태, 불연속면 발달 조건, 불연속면 내 협재 물질, 지하수 유출 조건 등에 따라 결정
- 불연속면 간격에 따른 변형 조건 차이 고려



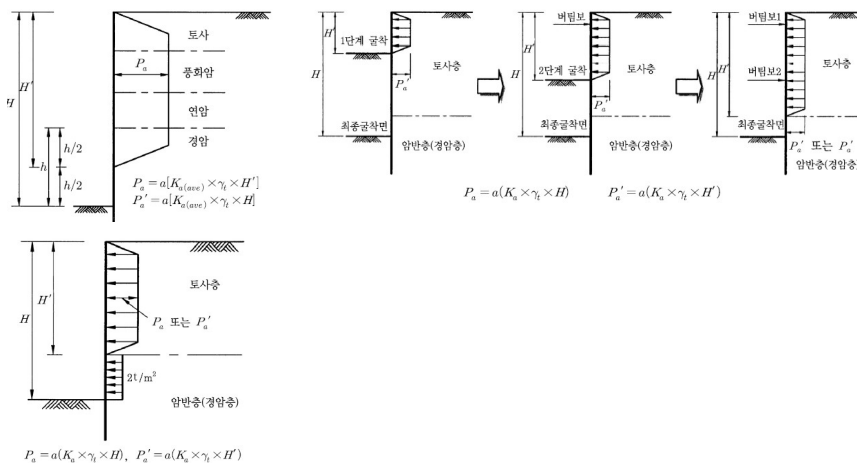
풍 화 암(절리심한 연암)	연 암(보 통 암)	경 암	단층대(연장성이 긴 절리)
토사지반의 토압 적용	암반의 점착력을 고려한 토압 적용	암반의 횡토압을 무시하고 록볼트 등으로 보강	불연속면의 전단저항을 고려한 쉐기암과 토압적용
불연속면이 많고 방향성이 없는 경우	불연속면이 작고 특정 방향성이 없는 경우	불연속면이 거의 없고 신선한 암반인 경우	뚜렷한 방향성의 불연속면이 있는 경우

41

4.5 가설 흙막이 토압

• 암반층 굴착시 토압 고려 방법

- 1) 토압작용 깊이를 경암층의 약 1/2 깊이까지 적용 : TCR>90%, RQD=60~80%
- 2) 암반층의 토압을 고려하지 않는 경우
- 3) 일정크기의 하중을 균등하게 작용시키는 경우 : 이완 암반부 고려



42

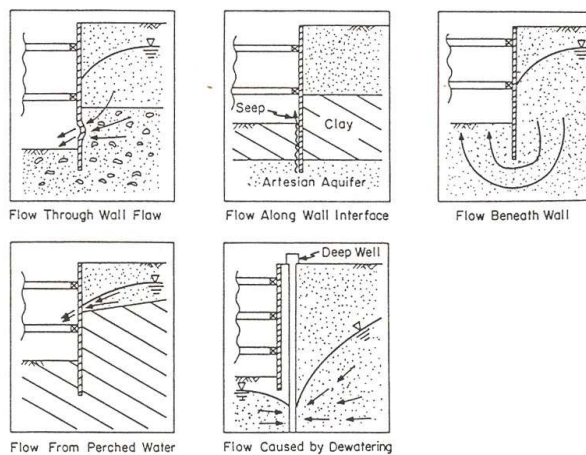
4.6 가설 흙막이에 작용하는 수압



43

4.6 가설 흙막이에 작용하는 수압

• 지하굴착과 지하수 흐름



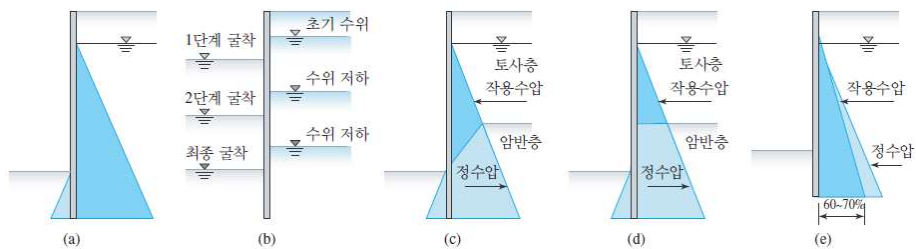
Potential water flow which could lead to ground settlement (by Clough & O'Rourke, 1990)

44

4.6 가설 흙막이에 작용하는 수압

지하굴착 설계에서 수압을 고려할 때 지반조건, 지하수 유입 환경, 흙막이 벽체 형식, 차수공법 유무와 성능 등을 감안하여 결정

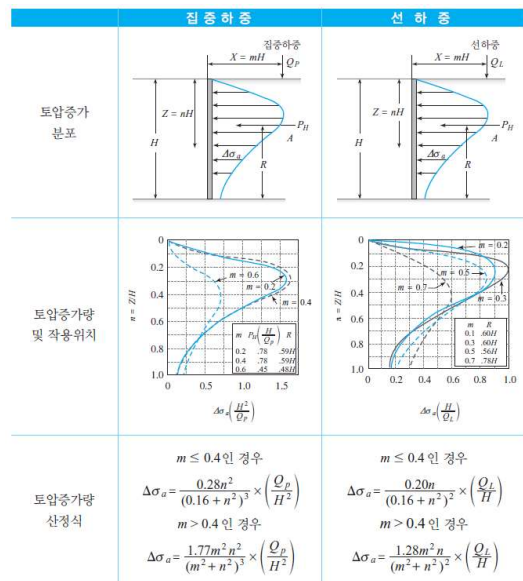
- ① 정수압 전체를 고려하는 방법(그림 (a))
- ② 개수식과 같이 굴착 진행에 따라 저하시키는 방법(그림 (b))
- ③ 토사층은 정수압을 적용하고 암반층부터 굴착바닥까지 직선으로 감소시키는 방법(그림 (c))
- ④ 토사층만 정수압을 고려하는 방법(그림 (d))
- ⑤ 전체 정수압의 60~70%를 고려하는 방법(그림 (e))
- ⑥ 침윤(seepage)해석 결과로부터 수압을 고려하는 방법



45

4.7 가설 흙막이에 작용하는 상재하중

- 탄성론적인 방법을 적용하여 지반 탄성계수가 깊이에 따라 선형적으로 증가하는 개념으로 접근
- 집중하중과 선하중이 작용할 때 강성벽체에 미치는 횡방향 압력을 탄성이론을 기초로 하여 Boussinesq(1883)가 시험에 의해서 도표로 작성
- 연성벽체 설계시 이를 수정도표를 이용하여 토압증가량을 산정할 수 있음

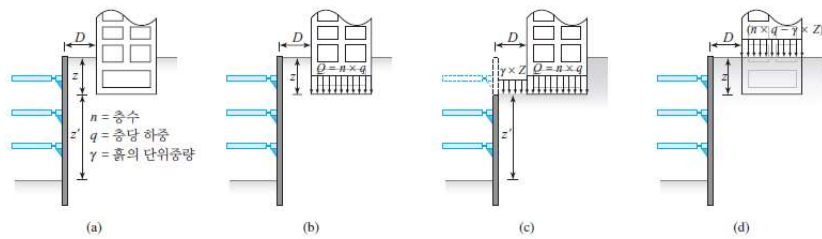


집중하중 및 선하중에 의한 토압증가량 산정(Terzaghi, 1954)

46

4.7 가설 흙막이에 작용하는 상재하중

- 인접 구조물로 인한 추가 영향을 고려하기 위해 건물하중을 상재하중으로 적용
- 기초 심도, 이격거리를 고려하여 상부 흙하중과 건물하중을 상재하중으로 작용시킴
- 일반적으로 지상층은 층당 1.2tonf/m², 지하층은 층당 1.5tonf/m²으로 고려하고 최하부층은 기초를 포함하여 2.1tonf/m²으로 고려하여 전체 하중을 합산
- 인접구조물이 없어도 재하하중은 1.5tonf/m²재하



47

4.7 가설 흙막이에 작용하는 상재하중

- 인접 구조물로 인한 추가 영향을 고려하기 위해 건물하중을 상재하중으로 적용
- 기초 심도, 이격거리를 고려하여 상부 흙하중과 건물하중을 상재하중으로 작용시킴

구 분	도로 설계요령 (도로공사 : 2001. 12.)	지하철 설계기준 (서울시 : 2004. 8.)	구조물기초 설계기준 (건교부 : 2003. 2.)
지표면 상재하중	<ul style="list-style-type: none"> - 재하하중은 1.0tonf/m²재하 - 가설용 중기는 시공계획의 시점 에서 충분히 검토 	<ul style="list-style-type: none"> - 가설구조물 범위 밖의 지표면에 1.0tonf/m²재하 - 자동차, 중기 및 건축물 별도고려 - 기타 크레인 작업하중 별도 고려 	<ul style="list-style-type: none"> - 지표면 하중에는 1.0tonf/m²사용 (용벽편) 단, 배면에 대하여는 관련 기관의 설계기준 준용
흙막이벽체 설계시 적용토압	<ul style="list-style-type: none"> - 흙막이 벽체의 근입깊이와 자립식 널말뚝의 단면을 결정할 경우에는 Rankine-Riesal 토압 사용 - 흙막이 말뚝 버팀보, 락의 단면 계산에는 Peck의 경험 토압 적용 	<ul style="list-style-type: none"> - 단계별 굴착시 토압의 산정은 실측 자료 및 제약조건 등을 고려하여 Peck 경험 토압을 기본적으로 사용. - 다층지반, 암반이 포함된 지반의 경우 이에 대한 영향을 고려 	<ul style="list-style-type: none"> - 굴착단계별 토압, 근입 깊이 결정 및 자립식 널말뚝의 단면계산은 삼각형 토압 적용 - 굴착 및 버팀구조 설치 완료된 후의 장기적 안정해석에는 경험 토압 적용

48

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념



49

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념



그림 2.2 보강토를 이용한 지구라트 사탑(장범수, 2011)



그림 2.3 지구라트 사탑의 밀집 보강재(Sack, 2009)

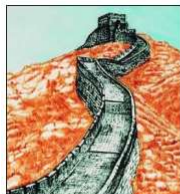


그림 2.4 중국의 만리장성

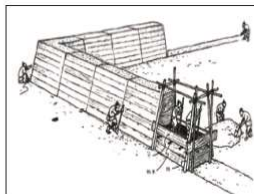


그림 2.5. 판축법 개요도(신화권, 2014)



그림 2.6. 풍납토성에 사용된 판축부재
(신화권, 2014)

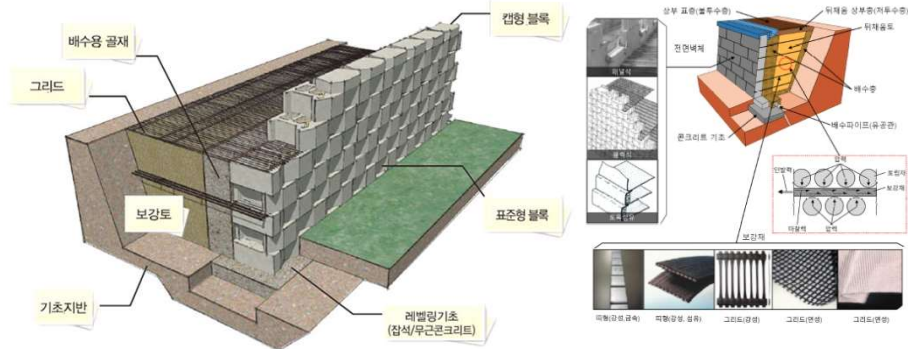
이수양 외(2018), '고속도로 보강토옹벽의 유지관리', 지반

48

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념

- 금속, 토목섬유 등의 보강재를 토체에 삽입하여 보강재의 인장저항력과 흙과 마찰저항력을 이용하여 중력식 구조물을 형성하여 토압에 저항하는 옹벽
- 보강재는 띠형, 그리드형, 시트형 셀형이 있으며, 전면벽체는 패널, 블록, 토목섬유, 식생 등이 있음



49

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념



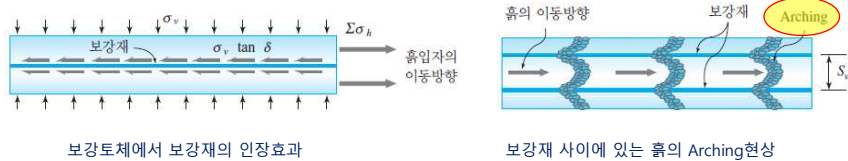
48

4.8 보강토 옹벽



4.8.1 보강토의 기본개념

- ① 흙은 불연속 재료로 볼 수 있으며, 외력과 자중에 의해 쉽게 흩어짐
- ② 흙 속에 인장력을 가진 재료를 포설하거나 삽입, 흙의 성질을 개량
- ③ 보강재와 흙의 마찰력이 인장강도로 보강재에 작용
- ④ 지오토크와 같은 형태는 마찰 이외에 가로방향 RIB에 의한 수동저항 발현



53

53

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념

뒤채움 흙의 성질

- 흙-보강재 사이의 마찰효과가 큰 사질토
- 배수성이 양호하고 함수비 변화에 따른 강도 변화가 적은 흙
- 입도분포가 양호한 흙

해설 표 6.6.4 보강토 뒤채움 흙의 입도 분포

체번호	체눈금 크기(mm)	통과 중량 백분율(%)	비고
—	100	100%	
No. 40	0.425	0~60%	
No. 200	0.075	0~15%	
예외규정*	0.015	10% 이하	
(No.200 통과량 15% 이상인 경우)	0.015	10~20%	내부마찰각 25° 이상, 소성지수(PI) 6 이하

1층 다짐두께는 20cm, 다짐밀도는 최대건조밀도의 95%이상으로 하는 것을 원칙

54

54

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념

보강재 요구조건

- ① 보강목적 인장강도 보유
- ② 최대 인장강도 발생시 변형률은 5% 이내
- ③ 흙과 보강재 사이 마찰저항력이 수평토압에 저항
- ④ 시공 중 손상에 대한 저항
- ⑤ 화학, 물리, 생화학적 작용에 대한 내구성 보유

$$T_a = \frac{T_l}{FS}$$

$$T_l = \frac{T_{ult}}{RF} \quad RF = RF_d \times RF_{id} \times RF_{cr}$$

여기서, T_l : 장기인장강도(kN/m) T_{ult} : 보강재 극한인장강도(kN/m) (KS F 2124)
 RF_d : 생화학적 내구성에 대한 감소계수(>1.1) RF_{id} : 시공손상에 대한 감소계수(>1.1)
 RF_{cr} : creep 파괴에 대한 감소계수

55

55

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념

보강토 옹벽의 종류

보강재 종류	전면판 종류	보강토옹벽
토목섬유	콘크리트 블록	블록형 보강토 옹벽 (주로 지오그리드 보강재 사용)
	콘크리트 패널	패널형 보강토 옹벽 (주로 합성섬유 띠 보강재 사용)
	현장타설 콘크리트 벽체	강성벽면 보강토 옹벽 (주로 지오그리드 보강재 사용)
	돌망태	돌망태형 보강토 옹벽 (주로 지오그리드 보강재 사용)
	전면판 없음	포장형 보강토 옹벽 (주로 지오텍스타일 보강재 사용)
강재	콘크리트 패널	패널형 보강토옹벽 (주로 아연도강판 보강재 사용)
		앵커식 보강토옹벽 (주로 앵커 형태의 보강재 사용)
	기타	강재를 보강토옹벽 (주로 아연도강판 보강재 사용)

전면판 설치기준

- 패널식 보강토 옹벽의 전면판은 28일 압축강도 최소 30MPa
- 블록식 보강토 옹벽의 전면판은 28일 압축강도 최소 24MPa

56

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념

전면판 종류



블록식 전면판



판넬식 전면판

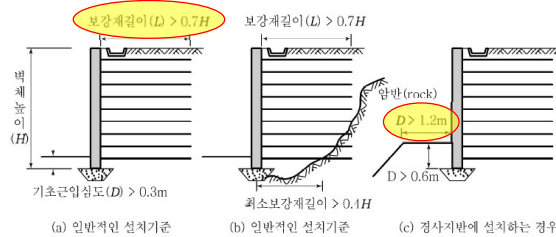


57

4.8 보강토 옹벽

4.8.1 보강토의 기본개념

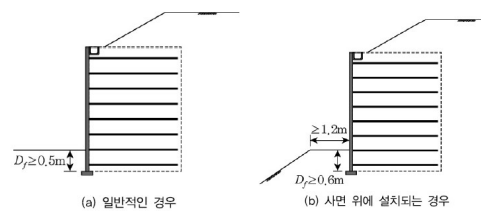
보강토 옹벽의 설치기준



보강재 설치기준

- 수직 설치간격은 1.0m 이내
- 저항영역 내 최소 1.0m 확보

보강토 옹벽의 물침 깊이

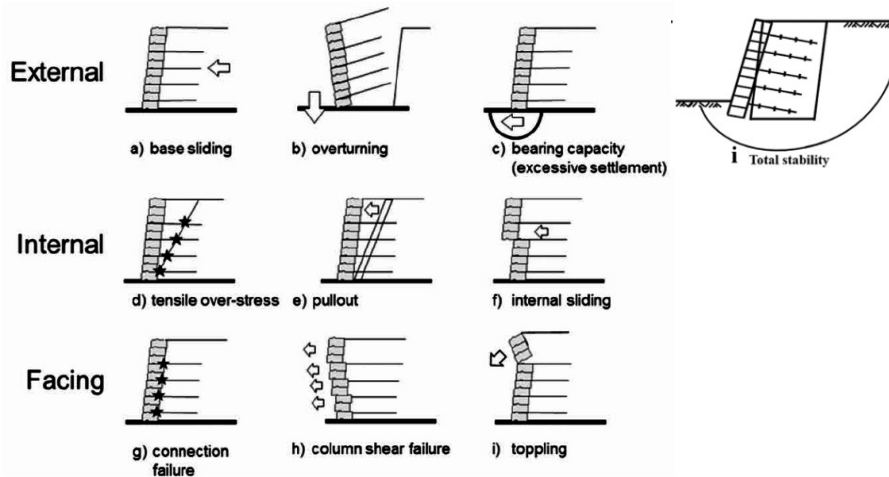


58

4.8 보강토 옹벽



4.8.2 보강토옹벽의 안정성

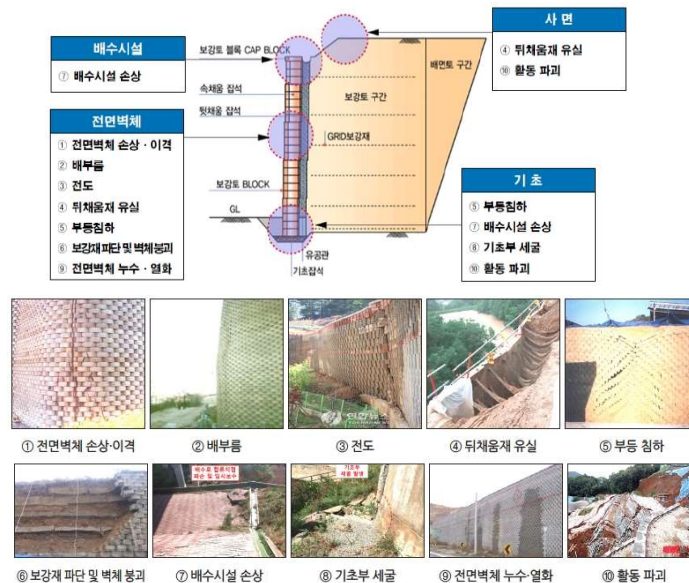


보강토 옹벽의 불안정 유형

59

4.8 보강토 옹벽

4.8.2 보강토옹벽의 안정성



59

4.8 보강토 옹벽

4.8.2 보강토옹벽의 안정성

구분	검토항목	평상시	지진시	비고
외적 안정	활 동	1.5	1.1	
	전 도	1.5	1.1	
	지지력	2.5	2.0	
	전체 안정성	1.5	1.1	
내적 안정	인발파괴	2.0	1.5	
	보강재 파단	금속보강재	1.0	1.0
		지오그리드	1.5	1.0
		섬유보강재	1.5	1.0

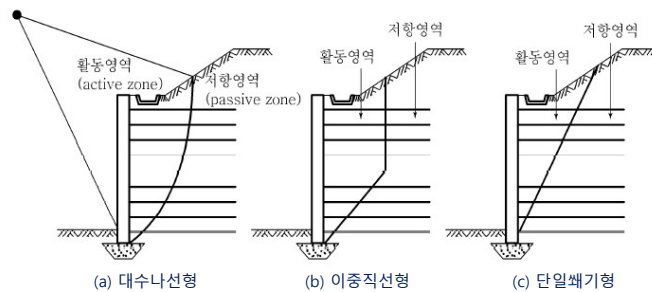
- 1) 활동 안정성 $FS = \frac{S_R}{S_D}$ 여기서, S_R : 활동저항력 S_D : 활동력
- 2) 전도 안정성 $FS = \frac{M_R}{M_D}$ 여기서, M_R : 보강토 옹벽 앞굽 저항모멘트 M_D : 보강토 옹벽 앞굽 활동모멘트
- 3) 지지력 검토 $FS = \frac{q_a}{q_{max}}$ 여기서, q_a : 기초지반의 허용지지력 q_{max} : 지반반력
- 4) 침하 안정성 : 주요 구조물 잔류침하량 10~20cm, 패널식 1/100, 블록식 1/200

61

4.8 보강토 옹벽

4.8.2 보강토옹벽의 안정성

보강토체 내부의 파괴 형태 : 각 보강재에서 발생하는 최대 인장력을 연결한 선
일반적으로 대수나선(log-spiral)형태로 발생
금속재료나 지오그리드와 같이 변형률이 작은(1% 미만) 경우 이중직선형
토목섬유와 같이 연신율이 큰 경우 1개의 직선형태로 파괴 발생



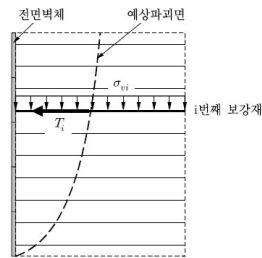
62

4.8 보강토 옹벽

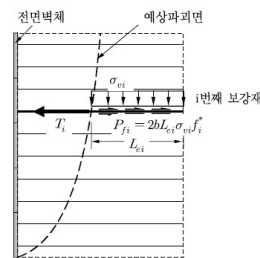
4.8.2 보강토옹벽의 안정성

5) 파단파괴 안정성 $FS = \frac{T_a}{T_i}$ 여기서, T_i : 각 단의 보강재 1개가 받는 수평 인장력
 T_a : 인장재의 장기설계인장강도
 $T_i = \sigma_{hi} S_{vi} S_{hi}$

6) 인발파괴 안정성 $FS = \frac{P_{fi}}{T_i}$ 여기서, P_{fi} : i번째 보강재에서 발휘되는 마찰력
 $P_{fi} = 2bL_{ci}\sigma_{vi}f_i^*$



해설 그림 6.6.12 파단파괴에 대한 힘의 평형 개념도

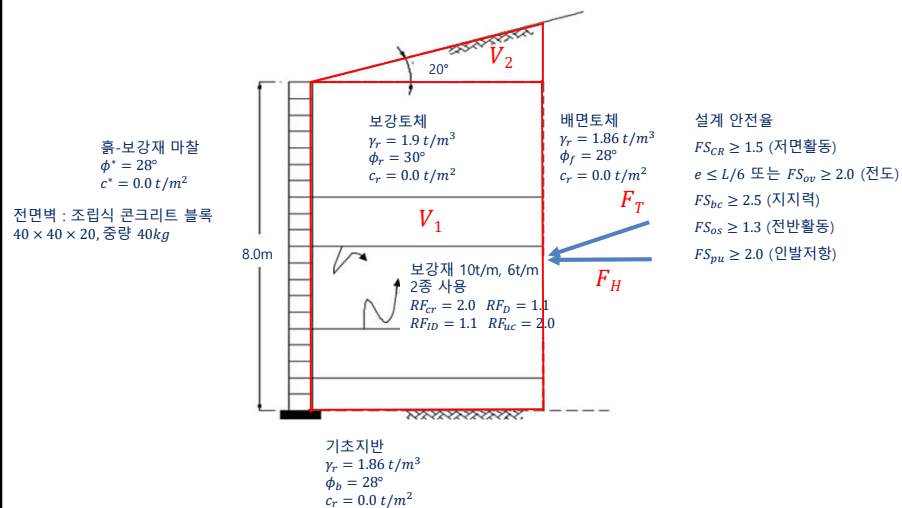


해설 그림 6.6.13 인발파괴에 대한 힘의 평형 개념도

63

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예



64

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

(1) 보강재의 예비 설계길이 가정

일반적으로 보강재의 예비 설계길이는 0.5H~0.7H 또는 2.5m 보다 큰 값을 선정

본 예제에서는 보강토체 상부에 성토사면이 존재하므로 보강재의 예비 설계길이를 0.7H로 가정

$$L = 0.7H = 0.7 \times 8.0 = 5.6m$$

(2) 외적안정 평가

① 배면토체의 주동토압계수 산정(Coulomb 토압)

$$K_{af} = \cos\beta \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi_f}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi_f}} \right] = \cos 20^\circ \left[\frac{\cos 20^\circ - \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 28^\circ}}{\cos 20^\circ + \sqrt{\cos^2 20^\circ - \cos^2 28^\circ}} \right] = 0.461$$

② 저면 활동 평가

- 배면토압, F_T 산정 : $F_T = \frac{1}{2} \times K_{af} \times \gamma_f \times h^2 = (0.5)(0.461)(1.85)(8 + 5.6 \tan 20^\circ)^2 = 42.97 \text{ t/m}$
- 수평활동력, P_T 산정 : $P_T = F_T \cos \alpha = (42.97) \cos 20^\circ = 40.38 \text{ t/m}$

65

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

② 저면 활동 평가

- 수평저항력, P_R 산정 : $P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin \alpha) \cdot \mu$
 $= [\gamma_r HL + L(h - H)\gamma_f / 2 + F_T \sin \alpha] \cdot \tan \phi_b$
 $= (85.12 + 10.56 + 14.7)(0.532) = 58.72 \text{ t/m}$
- 저면활동에 대한 안전율, F_{sl} 산정 : $F_{sl} = \frac{P_R}{P_d} = \frac{58.72}{40.38} = 1.45 < 1.5$ **N.G**
- 보강재 길이를 0.7H→0.75H로 증가($L = 0.75H = 6.0m$) $F_{sl} = 1.52 > 1.5$ **O.K**

③ 전도평가

- 보강토체 저면에 작용하는 수직합력의 편심거리, e 산정

$$e = \frac{F_T (\cos \alpha) \left(\frac{h}{3} \right) - F_T (\sin \alpha) \left(\frac{L}{2} \right) - V_2 \left(\frac{L}{6} \right)}{V_1 + V_2 + F_T (\sin \alpha)}$$

$$= \frac{(44.22)(\cos 20^\circ) \left(\frac{10.18}{3} \right) - (44.22)(\sin 20^\circ) \left(\frac{6}{2} \right) - (12.12) \left(\frac{6}{6} \right)}{91.2 + 12.12 + (44.22) \sin 20^\circ} = 0.71m < \frac{L}{6} = 1.0m$$
 O.K

66

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

④ 지지력 평가

- 보강토체 저면에 작용하는 수직응력, σ_v 산정

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin \alpha}{L - 2e} = \frac{91.2 + 12.12 + (44.12) \sin 20}{6.0 - 2 \times 0.71} = 25.86 \text{ t/m}^2$$

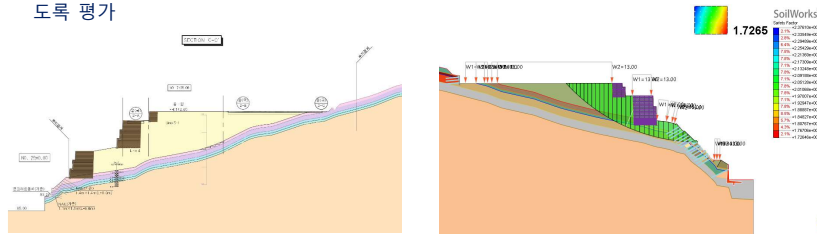
- 기초지반 극한 지지력, q_{ult} 산정

$$q_{ult} = c_b N_c + (0.5)(L - 2e) \gamma_b N_\gamma = (0.8)(25.78) + 0.5(6 - 2 \times 0.71)(1.85)(11.18) = 67.99 \text{ t/m}^2$$

- 기초지반의 허용지지력, $q_a = \frac{q_{ult}}{2.5} = 27.2 > \sigma_b = 25.86 \text{ t/m}^2$ O.K

⑤ 전반활동 평가

- 보강토체를 하나의 강성체로 고려하고, 사면안정해석을 사용하여 최소안전율이 1.3 이상이 되도록 평가

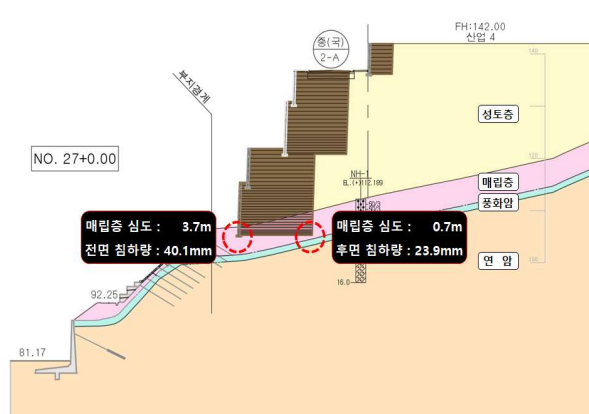


67

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

⑥ 보강토 옹벽 공용시 부등침하량이 보강토 옹벽 길이의 1% 이내가 되는 지 평가



68

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

(3) 내적안정 평가

① 보강재 파단에 대한 평가

- 보강토체 내 주동토압계수, K_a 산정

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_r}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

- 지오그리드 보강재의 설계 인장강도, T_d 산정

$$T_d = \frac{T_a}{FS_{uc}} = T_{ult} / (FS_{uc} \cdot RF)$$

$$\text{- 10 t/m 지오그리드의 경우 : } T_d = \frac{10}{1.0 \times 2.0 \times 1.1 \times 1.1} = 4.13 \text{ t/m}$$

$$\text{- 6 t/m 지오그리드의 경우 : } T_d = \frac{6}{1.0 \times 2.0 \times 1.1 \times 1.1} = 2.48 \text{ t/m}$$

- 보강토체내 깊이별 수평응력, σ_H 산정

$$\begin{aligned} \sigma_H &= K_a (\sigma_v + \Delta\sigma_H) = K_a (\gamma_r Z + L \cdot \tan\beta \cdot \gamma_f / 2) = 0.333 \times (1.9 \times Z + 6 \times \tan 20^\circ \times 1.85 \times 0.5) \\ &= 0.633Z + 0.673 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

69

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

- 보강재층의 수직간격, S_v 결정 : $S_v < T_d / \sigma_H$

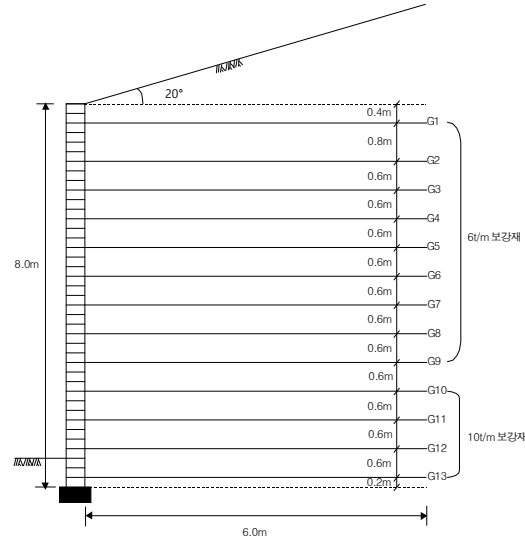
S_v \ 보강재	10 t/m	6 t/m
0.2m	31.6m	18.5m
0.4m	15.3m	8.7m
0.6m	9.8m	5.5m
0.8m	7.1m	3.8m
1.0m	5.5m	2.9m

따라서, 상기 결과로부터 경제성과 시공성 등을 고려하여, 사용할 보강재의 종류와 수직간격을 결정한다. 여기서는 보강재의 수직간격을 0.6m로 하여 보강토체 상면에서 5.5m 깊이까지는 6 t/m 보강재, 그 이상의 깊이에서는 10 t/m 보강재를 사용하기로 한다. 또한, 최상단 보강재의 수직간격은 그 아래에 있는 보강재의 수직간격의 1/2 정도가 되도록 한다.

70

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예



71

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

② 인발파괴에 대한 평가

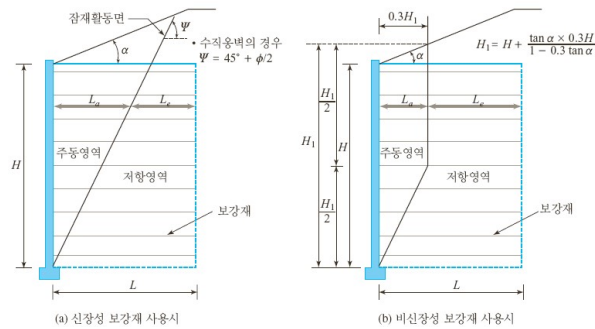
- 각 보강재의 유효저항 길이, L_e 산정

$$T_{max} \leq \frac{2L_e(c^* + \sigma'_v \tan \phi^*)R_c}{FS_{pu}} \Rightarrow L_e \geq \frac{T_{max}}{(c^* + \sigma'_v \tan \phi^*)R_c} \geq 1.0m$$

여기서, T_{max} = 보강재의 최대 유발인장력, L_e = 보강토체 내 저항영역에 묻힌 보강재 길이

c^* = 흙과 보강재 사이의 점착력, ϕ^* = 흙과 보강재 사이 내부마찰각

σ'_v = 보강재에 작용하는 유효 수직응력



72

4.8 보강토 옹벽

4.8.3 설계 예

② 인발파괴에 대한 평가

- 각 보강재층의 소요길이, L_t 산정 : $L_t = L_a + L_e$

각 보강재층의 소요길이가 다르게 나타나, 일반적으로 시공의 편의를 위하여 보강재층의 길이는 설계자의 판단 아래 일정한 소요길이 L (L_t 의 최대값)로 동일하게 설계함

	$L_a(m)$	$T_{max}(t/m)$	$\sigma_{e'}(t/m^2)$	$L_e(m)$	$L_t(m)$
G1	4.39	0.63	2.78	0.28→1.0	5.4
G2	3.93	1.00	4.30	0.33→1.0	5.0
G3	3.58	1.09	5.44	0.30→1.0	4.6
G4	3.23	1.32	6.58	0.31→1.0	4.3
G5	2.89	1.54	7.72	0.31→1.0	3.9
G6	2.54	1.77	8.86	0.32→1.0	3.6
G7	2.19	2.00	10.00	0.33→1.0	3.2
G8	1.85	2.23	11.14	0.33→1.0	2.9
G9	1.50	2.46	12.28	0.34→1.0	2.5
G10	1.16	2.68	13.42	0.34→1.0	2.2
G11	0.81	2.91	14.56	0.34→1.0	1.9
G12	0.46	3.14	15.70	0.34→1.0	1.5
G13	0.12	3.37	16.84	0.35→1.0	1.2