
바람산 어린이공원 옹벽 보수/보강 공사 중 미니크레타, 크레타 옹벽 구조계산서

2017. 04

1. 공법 개요

구조물의 설계는 보강토체가 특정한 하중을 지지하는 일종의 보강토 블록으로 가정하여 수행한다. 보강토 블록은 전면판과 보강재, 이와 일체로 결합된 토사로 정의할 수 있다. 이 보강토 블록은 블록식 옹벽과 유사하게 거동하며, 블록의 자중을 고려한 슬라이딩, 전도, 저면에서의 지지력 등에 대한 외적안정성 및 토체에 재하되는 하중/기하학적인 형상등에 의하여 정의되는 주동/저항 영역에 의하여 결정되는 내적안정성을 평가한다.

2. 설계개념 및 방법

적용 시방서		1. 건설공사 비탈면 설계기준(건교부, 2006) 2. 구조물기초설계기준(건교부, 2008) 3. Elias, V., Christopher, B. R.(1996), "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines, FHWA-SA-96-071(Demo. 82), US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC.
참고 문헌		1. Elias, V.(1989), " Corrosion/Durability of Soil Reinforced Structures", FHWA-RD-89-186, FHWA-SA-96-071(Demo. 82), US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC. 2. Elias, V.(1996), "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes", FHWA-SA-96-072, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC. 3. Elias, V.(2000), "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes", FHWA-NHI-00-044, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC. 3. Elias, V., Christopher, B. R. and R. R. Berg(2001), "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines", FHWA-NHI-00-043, US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC. 4. AASHTO(2002), "Standard Specifications for Highway Bridges", AASHTO, Washington, DC, 17th edition.
적용 설계법		허용응력설계법
적용 토압		상 시 : Coulomb 지진시 : Mononobe-Okabe
사용 프로그램	내적/외적안정해석	MSEW Ver. 3.0 (developed by ADAMA Engineering, Inc.) ADAMA Engineering Inc.(1998-2007), "Mechanically Stabilized Earth Walls: Program MSEW, developed under contract with Federal Highway Administration, Newark, Delaware.

3. 설계조건

- (1) 적용구조물 및 설계수명
- 적용구조물 ; 블록식 보강토 옹벽
- 설계 수명 ; 75년

- (2) 사용자재
- 전면블럭 형상 및 특성

[크 기] 높이 : 200mm

[중 량] : 약 50kg

[강 도] : 압축강도 24 MPa 이상

- 보강재 특성

구분	6T	8T	10T	15T	20T
최대인장강도	60 kN/m	80 kN/m	100 kN/m	150 kN/m	200 kN/m
크리프감소계수 (RF _{cr})	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54
시공성감소계수 (RF _{id})	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
화학적감소계수 (RF _{cd})	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03
생물학적감소계수 (RF _{bd})	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03

- 뒷채움재 - 시방서 참조

(3) 토질정수

	단위중량 γ_t (kN/m3)	내부마찰각 ϕ (deg)	점착력 c (kN/m2)	비 고
보강토 구간	19	30	—	95% 다짐
배면 구간	19	30	—	
기초 구간	19	30	—	

- (4) 원지반 지하수위
- 보강토 이하 기초Level 이상 => 필요시, 배수처리 별도 시행

(5) 하중조건

• 상재하중

활하중 ; 10 kN/m²

사하중 ; 3 kN/m²

(6) 설계 안전율(건설공사 비탈면 설계기준(2011.12 -국토해양부)

보강토 옹벽에서의 파괴유형에 따른 내·외적 안정성 안전율 기준은 다음과 같다.

					
저면활동	전도	지지력	파단	인발저항	전반활동
외적안정(External stability)			내적안정(Internal stability)		(Global Stability)

[평상시]

• 외적안정

저면활동(Sliding) : FS ≥ 1.5

편심*(Eccentricity e, at base) : ≤ L/6 ; 흙, L/4 ; 암반

지지력(Bearing capacity) : FS ≥ 2.5

• 내적안정

보강재 파단(Tensile rupture) : FS ≥ 1.5

인발저항(Pullout resistance) : FS ≥ 2.0

• 전반활동안정(Global stability) : FS ≥ 1.5

[지진시]

• 외적안정

저면활동(Sliding) : FS ≥ 1.1

편심*(Eccentricity e, at base) : ≤ L/4 ; 흙, L/3 ; 암반

지지력(Bearing capacity) : FS ≥ 2.0

• 내적안정

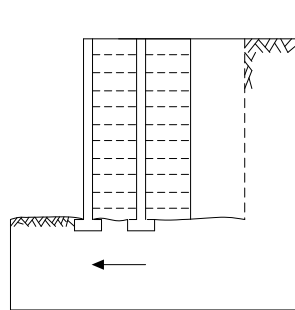
보강재 파단(Tensile rupture) : FS ≥ 1.0

인발저항(Pullout resistance) : FS ≥ 1.5

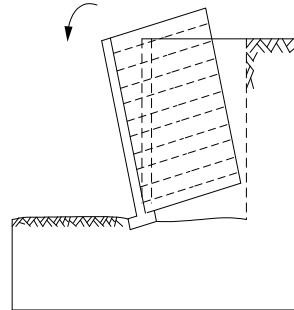
• 전반활동안정(Global stability) : FS ≥ 1.1

4. 외적안정 검토

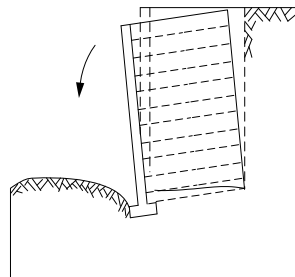
보강토 옹벽의 외적안정해석에서는 보강토체를 복합중력식(coherent gravity)으로 고려하여 Coulomb 토압으로 안정성을 평가한다. 단 여기서 뒤채움과 벽체와의 마찰각(δ)은 0(zero)으로 가정한다. 아래 그림은 보강토 옹벽에서 발생 가능한 외적파괴유형을 보여주고 있다.



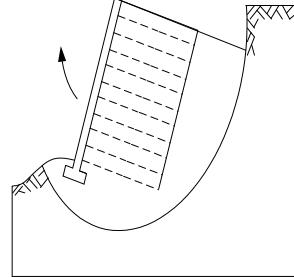
(a) Sliding



(b) Overturning (eccentricity)



(c) Bearing capacity



(d) Deep seated stability (Rotational)

< 보강토 옹벽에서의 가상 외적 파괴 메카니즘 >

(1) 외적안정을 위한 토압계산

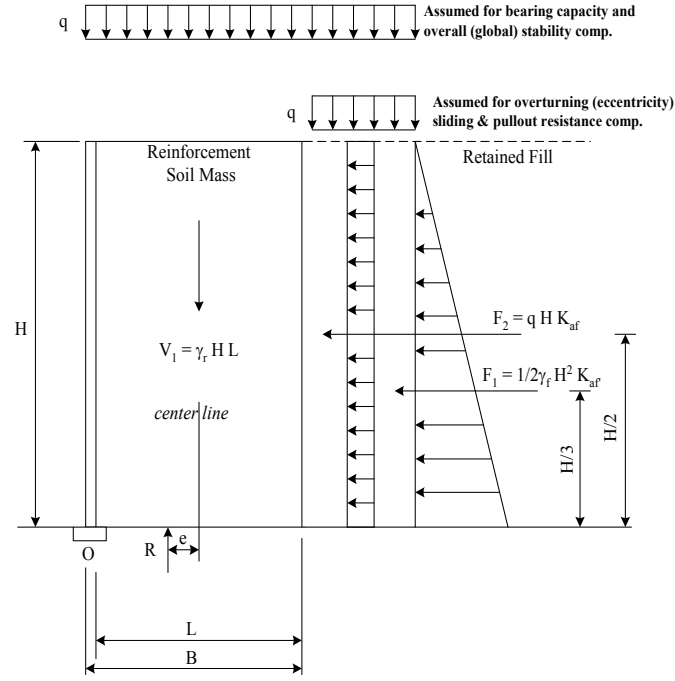
보강토 옹벽의 외적안정해석에서는 보강토체를 하나의 강성체(rigid body)로 가정하고 토압은 보강토체 바로 배면에 작용하는 것으로 가정하여 토압을 산정한다. 보강토체 및 배면토체의 상부가 수평한 경우와 그 상부에 무한 성토사면이 있는 경우에 대한 토압평가 방법을 보여준다. 여기서는 보강토체의 외적안정을 해석하기 위하여 보강토체의 형태를 전면벽이 수직인 경우와 경사진 경우로 구분하여 토압을 산정한다.

1) 전면벽이 수직인 경우

보강토체 상부가 수평한 경우 주동토압계수(K_a)는 다음과 같다.

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

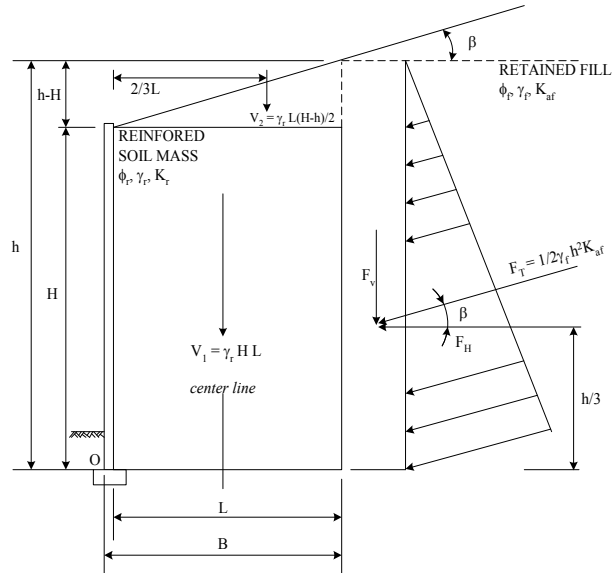
Horizontal Backslope with Traffic Surcharge



where e = Eccentricity R = Resultant of vertical forces ($V_1 + qL$)
 q = Traffic surcharge

< 외적 안정 해석; 성토사면이 없는 경우 >

SLOPING BACKSLOPE CASE



NOTE: For relatively thick facing elements (e.g., segmental concrete facing blocks) it may be desirable to include the facing dimensions and weight in sliding and overturning calculations (i.e. use "B" in lieu of "L").

< 외적 안정 해석; 무한 성토사면이 있는 경우 >

또한 보강토체 상부에 성토사면이 존재할 경우의 주동토압계수(K_a)는 다음과 같다.

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

The diagram illustrates a retaining wall cross-section with the following components and labels:

- Dimensions:**
 - $2H$: Total width of the wall base.
 - h : Total height of the wall.
 - H : Height of the soil mass.
 - $h-H$: Height of the retained fill above the soil mass.
 - L : Length of the soil mass.
 - B : Width of the wall base.
 - $h/3$: Height of the resultant force F_v from the base.
- Soil Mass Properties:**
 - REINFORCED SOIL MASS:** The soil mass behind the wall, characterized by ϕ_r, γ_r, K_r .
 - center line:** The vertical line of symmetry for the soil mass.
 - $V_1 = \gamma_r H L$: Total vertical force on the soil mass.
 - $V_2 = \gamma_r L(H-h)/2$: Vertical force on the retained fill.
- Retained Fill Properties:**
 - RETAINED FILL:** The fill above the soil mass, characterized by ϕ_p, γ_p, K_{af} .
 - $F_r = 1/2 \gamma_r h^2 K_{af}$: Resultant force on the retained fill.
- Forces and Angles:**
 - β : Angle of the failure surface with the horizontal.
 - I : Angle of the failure surface with the vertical.
 - F_v : Vertical force on the wall face.
- Other Labels:**
 - O : Origin of the coordinate system at the base of the wall.
 - γ_r : Unit weight of the soil mass.
 - γ_p : Unit weight of the retained fill.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - I)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + I)}} \right]^2}$$

전면벽이 경사진 경우에는 보강토체 상부가 수평하거나 경사진 경우 공통적으로 Coulomb 토압을 이용하
되 전면벽의 경사가 10° 를 기준으로 10° 보다 작으면 수직 전면벽으로 간주하여 앞에서 설명한 방법을 따
른다. 전면벽의 경사가 10° 보다 클 경우 아래 식과 같이 Coulomb 주동토압계수를 이용한다. 단 여기서
전면벽과 뒤채움사이의 마찰각(δ)은 0(zero)으로 가정한다.

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

여기서, θ = 전면벽의 경사
 β = 성토사면의 경사
 δ = 벽마찰각

또한, 보강토체 상부의 성토사면이 무한하지 않고 수평으로 변화하는 경우에는 전술한 바와 같이 무한 성토사면으로 간주하고 수정된 사면각(δ)을 β 대신 위 식에 대입하여 주동토압계수를 구할 수 있다.

(2) 수직응력

아래 그림은 보강토체에 작용하는 수직응력을 보여준다. 일반적으로 수직응력 계산시 전면벽의 중량은 무시하나 비교적 두꺼운 전면벽은 중량을 포함시킬 수 있으며, L 대신 B를 사용한다. 여기서는 경량의 블록을 사용하므로 전면벽의 중량은 무시하여 L값을 사용한다.

1) 배면토압(F_T)는 다음과 같다.

$$F_T = \frac{1}{2} K_{a(\phi, \beta)} \gamma_f h^2$$

2) 모멘트 평형($\sum M_c = 0$)을 고려하여 보강토체 저면에 작용하는 수직합력의 편심거리(e)는 다음과 같다.

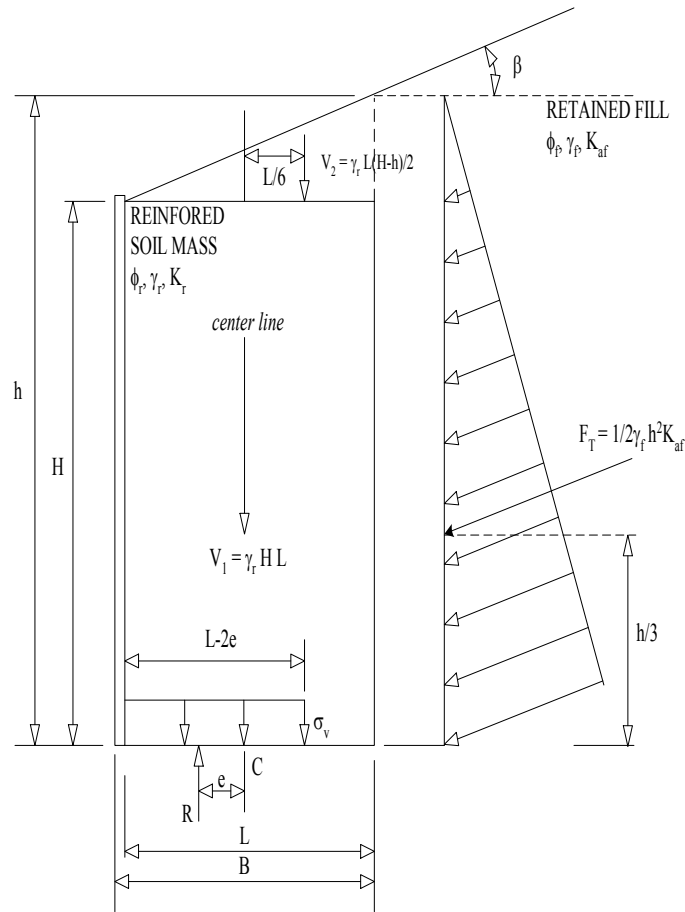
$$e = \frac{F_T(\cos\beta)h/3 - (V_1 \sin\beta)L/2 - V_2(L/6)}{V_1 + V_2 + F_T \sin\beta}$$

3) 편심거리(e)는 흙의 경우 L/6, 암반의 경우 L/4보다 작아야 하며, 이 조건을 만족하지 않을 경우에는 보강재의 길이를 증가시켜야 한다.

4) 보강토체 저면에 작용하는 등가수직응력(equivalent uniform vertical stress, σ_v)은 Meyerhof 분포를 따른다고 가정하면 다음과 같다.

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

5) 성토사면하중 이외의 상재하중이나 특별한 상재하중이 보강토체 상부에 작용하는 경우에는 이러한 하중 조건을 추가하여 등가수직응력을 산정한다.



R = Resultant of vertical forces

NOTE : For relatively thick facing elements (e.g., segmental concrete facing blocks) it may be desirable to include the facing dimensions and weight in sliding and overturning calculations (i.e. use "B" in lieu of "L").

< 보강토 저면에서의 수직응력

(3) 활동(Sliding stability)

보강토체 저면활동에 대한 안전율은 다음과 같다.

$$FS_{sliding} = \frac{\sum P_R}{\sum P_d} \geq 1.5$$

여기서 수평저항력은 보강토체의 저면이나 그 주위의 연약층의 전단저항이며, 수평활동력은 배면토체로부터 보강토체에 작용하는 토압의 수평분력이다. 보강토 옹벽의 근입깊이에 의한 수동저항력은 전면벽을 덮은 흙이 침식이나 기타 구조물 설치 등에 의해 제거될 수 있으므로 무시한다. 성토사면이 존재하는 보강토 옹벽의 활동에 대한 안정성을 검토하기 위하여 다음과 같은 과정을 따른다.

1) 배면토압(F_T)의 산정

$$F_T = \frac{1}{2} K_{af(\phi, \beta)} \gamma_f h^2$$

여기서, $h = H + L \tan \beta$

2) 수평 활동력(P_d)의 산정

$$P_d = F_H = F_T \cos \beta$$

3) 보강토체 저면에서의 마찰계수 결정; 다음의 3가지 중에서 최소의 마찰각을 선택한다.

- i) 기초지반을 따라 활동할 경우(보강토체와 기초지반과의 마찰각, δ)
- ii) 보강토체를 따라 활동할 경우(보강토체내의 흙과 흙 사이의 마찰각, ϕ_r)
- iii) 최하단 보강재와 흙사이를 따라 활동할 경우(보강재와 흙사이의 마찰각, ρ)
 - 흙과 보강재사이의 내부마찰각(ρ)은 직접전단시험(interface direct shear test)을 구하거나 $2/3\tan\phi$ 의 값을 사용할 수 있다.

4) 수평저항력(P_R)의 산정

$$P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin \beta) \mu$$

여기서, μ 는 최소값($\tan\phi_i$, $\tan\phi_r$ 또는 $\tan\rho$ (판형보강재))

또한 수평저항력 산정 시 교통하중(live load surcharge)은 제외시켜 계산한다.

5) 활동에 대한 안전율 산정

산정한 안전율이 1.5보다 작은 경우에는 보강재 길이를 증가시켜야 한다.

(4) 편심거리 산정(전도)

편심거리(e)는 다음 식과 같이 기초지반이 흙인 경우와 암반인 경우 다음의 기준을 만족하여야 하며 이를 만족하지 못할 때는 보강재의 길이를 증가시켜야 한다.

$$e < L / 6 : \text{기초지반이 흙인 경우}$$

$$e < L / 4 : \text{기초지반이 암반인 경우}$$

(5) 지지력 산정

보강토 옹벽의 지지력 파괴 유형으로는 전반전단파괴(general shear failure)와 국부전단파괴(local shear failure)가 있으며, 국부전단파괴는 보강토 옹벽 하부에 연약 또는 느슨한 지반이 존재할 때 기초지반의 압착(squeezing)에 의한 전단파괴이다.

1) 전반전단

지지력 파괴를 방지하기 위하여 Meyerhof 분포로 가정한 기초지반에 작용하는 상부수직응력이 설계안전율(2.5)을 고려한 기초지반의 허용지지력을 초과하지 않도록 하여야 한다. 지반공학적 해석(geotechnical analysis)이 명백하게 이루어 진다면 2.0의 안전율을 사용할 수 있다.

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{FS}$$

보강토 옹벽 상부에 성토사면이 존재하는 경우에 대한 지지력 검토는 다음과 같이 수행할 수 있다.

i) 보강토체의 저면에 작용하는 수직응력의 합력과 저면 중심으로부터 편심거리(e)의 산정

$e > L/6$ 인 경우에는 보강재의 길이를 증가시켜야 한다.

ii) 보강토체 저면에 작용하는 수직응력의 산정

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

iii) 기초지반의 극한지지력(q_{ult})

$$q_{ult} = c_b N_c + 0.5 (L - 2e) \gamma_b N_\gamma$$

여기서, γ_b 와 c_b 는 기초지반의 단위중량과 점착력이고, N_c 와 N_γ 는 무차원 지지력 계수(dimensionless bearing capacity coefficients)이며, 다음 표와 같다.

	N_c	N_q	N_γ		N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.4	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				

iv) 허용지지력(q_a)의 산정 및 검토

$$\sigma_v \leq q_a = \frac{q_{ult}}{FS}$$

이와 같은 조건을 만족시키지 못할 경우 경량성토로 수직응력(σ_v)를 감소시키거나 보강재 길이를 증가시켜 지반의 극한지지력(q_{ult})을 증가시킬 수 있다. 이러한 방법으로도 지지력 파괴에 대하여 만족시킬 수 없다면 기초지반을 개량(동다짐(dynamic compaction), 치환(soil replacement), 스톤칼럼(stone column), 프리로딩(precompression))하여야 한다.

2) 국부전단

연약 점토위의 구조물 수평 대변형(large horizontal movement)을 방지하기 위하여 다음과 같은 조건을 만족하여야 한다.

$$\gamma H \leq 3 c_b$$

* 본 과업구간은 연약지반으로 인한 국부전단이 발생하지 않으므로 이에 대한 대책이 필요 없을 것으로 판단된다.

5. 내적안정 검토

보강토 옹벽의 내적파괴는 다음의 2가지 형태로 발생할 수 있다.

- 보강재의 파단파괴

보강재에 유발된 인장력이 커서 보강재의 과다한 인장변형에 의해 보강재의 파단으로 구조물의 심각한 변형 및 파괴가 발생

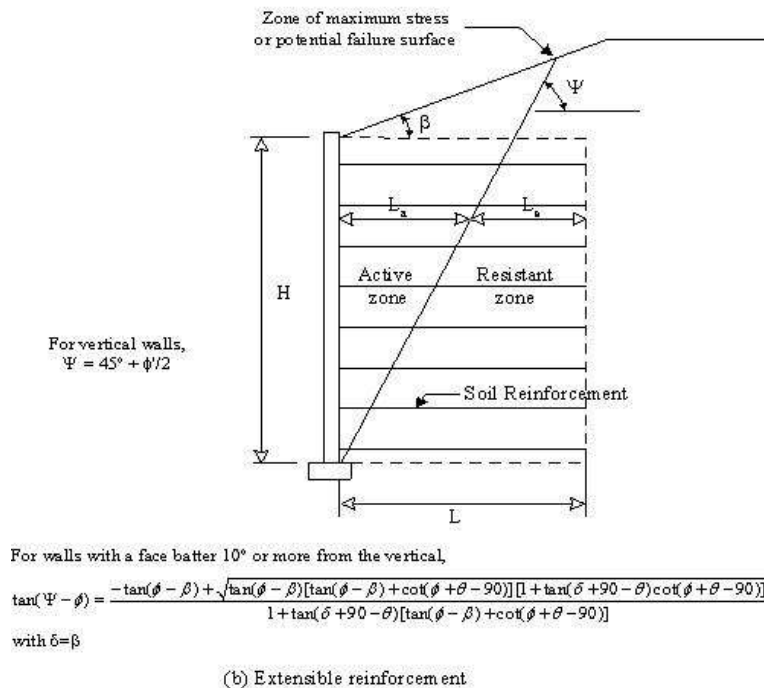
- 보강재의 인발파괴

보강재에 유발된 인장력이 인발저항력보다 커서 보강재의 인발과 보강재 주위에 있는 흙의 전단응력 증가에 의해 구조물의 심각한 변형 및 파괴가 발생

따라서 보강토 옹벽의 내적안정해석에서는 보강재의 인장강도 및 인발저항력, 유발최대인장력을 포함하여야 한다.

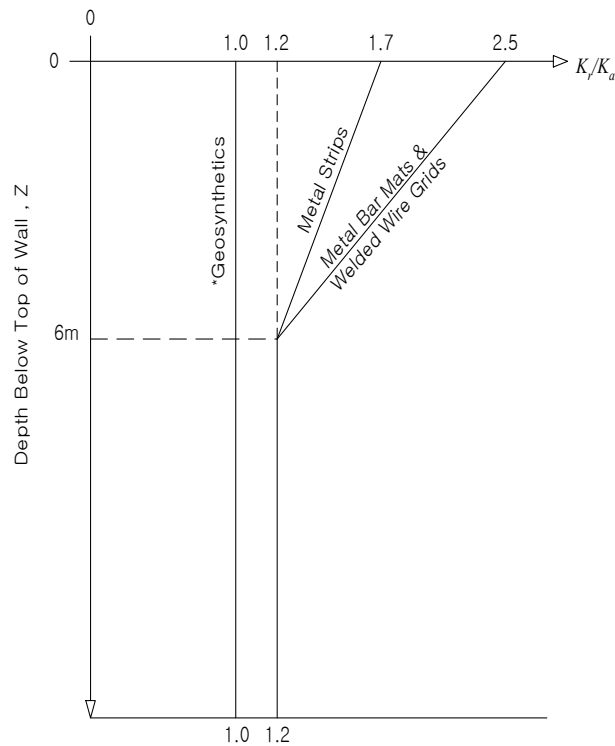
(1) 가상파괴면

보강토 옹벽에서의 파괴면은 보강토체내의 최대유발인장력선(각 보강재에서의 최대유발인장력이 발생한 위치를 연결한 선)과 일치하는 것으로 가정한다. 그 동안의 많은 실험과 연구를 통하여 보강토체내의 최대 유발 인장력선은 개략적으로 보강토 옹벽의 하부선단을 통과하며 아래 그림과 같은 분포를 보인다는 것으로 알려져 있다.



(2) 수평토압계수비(다짐토압 적용)

보강재에 유발된 최대인장력이 보강재의 종류 즉, 보강재의 탄성계수, 밀도, 인장특성에 따라 다르게 나타난다고 보고 되었다. 아래 그림과 같이 이러한 연구결과의 성과로 보강재 종류별 보강토체 높이에 따른 수평토압계수비를 보여준다. 비신장성 보강재의 경우 보강토 옹벽상단으로부터 6m이상은 일정한 값을 보이고 있으나, 신장성 보강재(토목섬유)는 높이에 관계없이 일정한 값을 보이고 있는 특징을 보이고 있다.



* Does not include polymer strip reinforcement

보강토 옹벽에서 깊이별 수평토압계수 비(K_r/K_a)

(3) 수평토압 계수

주동토압계수(K_a)는 벽면마찰을 무시하고 상부에 성토사면이 없고 수직인 옹벽이라면 다음과 같은 식으로 표현된다.

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

또한 옹벽의 전면 기울기가 10° 이상인 경우 토압계수는 Coulomb식으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$K_a = \frac{\sin^2(\Theta + \phi)}{\sin^3[1 + \frac{\sin\phi}{\sin\Theta}]}$$

여기서, θ 는 벽체의 기울기

(4) 보강토의 내적안정성

1) 각 보강재층에서의 수평응력(σ_H) 산정

$$\sigma_H = K\sigma_v + \Delta\sigma_h$$

$$\text{여기서, } \sigma_v = \gamma_r z + \sigma_2 + q + \Delta\sigma_v$$

여기서, K 는 $K(z)$ 로 옹벽 깊이별 토압계수를 나타내며, 보강토체 상부의 집중하중에 의한 수직응력의 증분($\Delta\sigma_v$)은 아래 그림과 같이 2:1 분포법을 사용하여 산정할 수 있으며, $\Delta\sigma_h$ 는 상부구조물에 의한 수평응력의 증분이다.

2) 각 보강재층의 최대 유발인장력(T_{max})의 산정

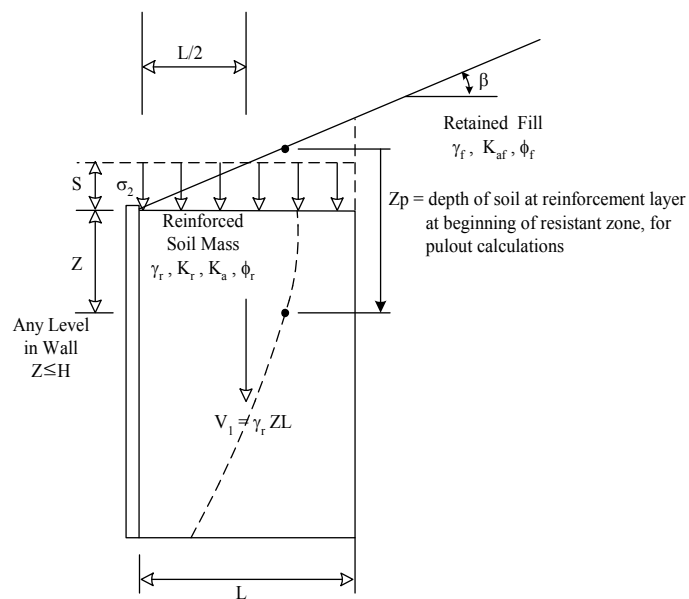
$$T_{\max} = \sigma_H S_v$$

여기서, S_v = 보강재의 수직간격

3) 보강재의 파단에 대한 안정성

$$T_a \geq \frac{T_{\max}}{R_c}$$

여기서, T_a 는 단위폭당 허용인장력, R_c 는 덮음비(coverage ratio, b/S_h)
 b 는 띠 보강재의 폭, S_h 는 수평 포설간격



$$MaxStress : S = \frac{1}{2} L \tan \beta$$

$$\sigma_v = \gamma_r Z + \frac{1}{2} L (\tan \beta) \gamma_r$$

Determine K_a using a slope angle of β .

Determine K_r from figure 29.

$$\text{Pullout} \quad : \quad \sigma_v = \gamma_r Z \text{ and } Z \geq Z_p + s$$

Note : H is the total height of the wall at the wall

<성토사면 조건에 대한 수직 응력 계산>

4) 인발파괴에 대한 내적안정성

보강재의 인발에 대한 안정은 다음과 같은 기준을 만족하여야 한다.

$$T_{\max} \leq F^* \gamma Z_p L_e C R_c \alpha \frac{1}{FS_{po}}$$

여기서, FS_{po} = 인발에 대한 안전율(≥ 2.0)

$T_{\max}$ = 최대유발인장력

$C = 2$

α = 스캐일 수정계수

F^* = 인발저항계수

R_c = 덮음비(coverage ratio)

γZ_p = 교통하중을 제외한 상부하중에 의한 수직응력

L_e = 수동저항영역에서의 보강재의 정착길이

따라서, 파괴면 바깥의 수동영역에서의 보강재의 정착길이(embedment length)은 다음의 기준을 만족하여야 한다.

$$\frac{FS_{po} T_{\max}}{C F^* \gamma Z_p R_c} \geq 1m$$

위의 조건을 만족시키지 못할 경우에는 보강재의 길이를 증가시키거나 인발저항이 큰 보강재를 사용하여야 한다. 보강토 옹벽의 내적안정을 위해 요구되는 보강재의 총길이(L_t)는 보강재의 정착길이(L_e)와 파괴면내의 보강재길이(L_a)의 합으로 나타낼 수 있으며 다음과 같다.

$$L_t = L_a + L_e$$

(5) 보강재 수직간격

보강토 옹벽의 경제적인 설계를 위하여 옹벽 높이에 따른 보강재의 인장강도와 수직간격을 적절히 변화시키는 것이 좋다. 그러나 보강토체(coherent reinforced soil mass)를 형성하기 위하여 보강재의 수직간격을 0.8m를 초과하지 않도록 한다. 본 블록식 보강토 옹벽에서 적용되는 보강재의 최대수직간격은 0.5m으로 설정하였다.

6. 기준안전율 및 해석결과

1) 기준 안전율 및 해석결과

구 분		검 토 항 목	평상시		
			계산 안전율	기 준	판 단
TYPE 1 H=3.3M	외적 안정	활 동	2.333	1.5	O.K
		전 도	4.81	2.0	O.K
		지지력	5.66	2.5	O.K
	내적 안정	보강재 파단	3.59	1.5	O.K
		인발파괴	2.589	2.0	O.K

구 분		검 토 항 목	지진시		
			계산 안전율	기 준	판 단
TYPE 1 H=3.3M	외적 안정	활 동	1.736	1.1	O.K
		전 도	3.27	1.5	O.K
		지지력	4.55	2.0	O.K
	내적 안정	보강재 파단	3.32	1.1	O.K
		인발파괴	1.673	1.0	O.K



Output Data
(MSEW ver 3.0)



AASHTO DESIGN METHOD

바람산어린이공원 옹벽공사중 보강토공사

PROJECT IDENTIFICATION

Title: 바람산어린이공원 옹벽공사중 보강토공사
Project Number:
Client:
Designer: 서호에코탑
Station Number: h=3.3m, (h=근입포함)

Description:

Company's information:

Name:
Street:

Telephone #:
Fax #:
E-Mail:

Original file path and name: D:\서호에코탑(서울)\설계작업\한국구조안전연구원(서대문).....
.....구조계산(h=3.3m).BEN

Original date and time of creating this file: 2017년 05월

PROGRAM MODE:

ANALYSIS
of a SIMPLE STRUCTURE
using GEOGRID as reinforcing material.

SOIL DATA

REINFORCED SOIL

Unit weight, γ 19.0 kN/m³ ?
Design value of internal angle of friction, ϕ 30.0 ?

RETAINED SOIL

Unit weight, γ 19.0 kN/m³ ?
Design value of internal angle of friction, ϕ 30.0 ?

FOUNDATION SOIL (Considered as an equivalent uniform soil)

Equivalent unit weight, γ_{equiv} 19.0 kN/m³ ?
Equivalent internal angle of friction, ϕ_{equiv} 30.0 ?
Equivalent cohesion, c_{equiv} 0.0 kPa

Water table does not affect bearing capacity

LATERAL EARTH PRESSURE COEFFICIENTS

K_a (internal stability) = 0.3333 (if batter is less than 10° K_a is calculated from eq. 15. Otherwise, eq. 38 is utilized)

Inclination of internal slip plane, $\psi = 60.00^\circ$ (see Fig. 28 in DEMO 82).

K_a (external stability) = 0.3333 (if batter is less than 10° K_a is calculated from eq. 16. Otherwise, eq. 17 is utilized)

BEARING CAPACITY

Bearing capacity coefficients (calculated by MSEW): $N_c = 30.14$ $N_\gamma = 22.40$

SEISMICITY

Maximum ground acceleration coefficient, $\alpha_o = 0.090$

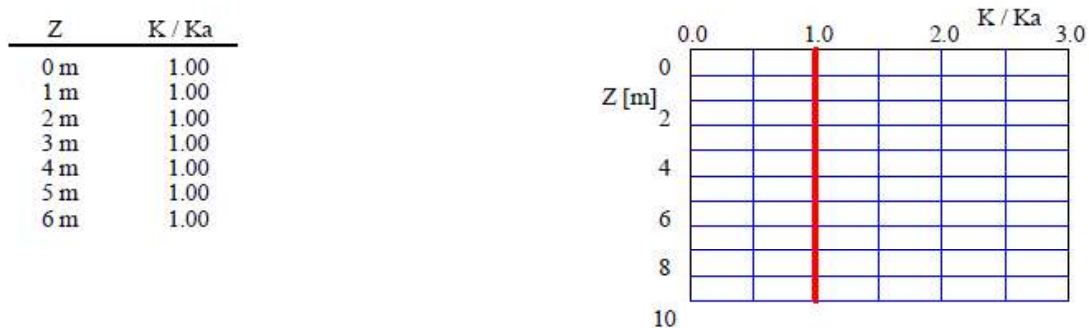
K_{ae} ($\alpha_o > 0$) = 0.4124 K_{ae} ($\alpha_o = 0$) = 0.3333 $\Delta K_{ae} = 0.0791$ (see eq. 37 in DEMO 82)

Seismic soil-geogrid friction coefficient, F^* is 80.0% of its specified static value.

INPUT DATA: Geogrids
 (Analysis)

D A T A	Geogrid type #1	Geogrid type #2	Geogrid type #3	Geogrid type #4	Geogrid type #5
Tult [kN/m]	60.0	80.0	100.0	150.0	200.0
Durability reduction factor, RFd	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
Installation-damage reduction factor, RFid	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Creep reduction factor, RFC	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54
Fs-overall for strength	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Coverage ratio, Rc	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
Friction angle along geogrid-soil interface, ρ	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33
Pullout resistance factor, F*	0.80 탈착	0.80 탈착	0.80 탈착	0.80 탈착	0.80 탈착
Scale-effect correction factor, α	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

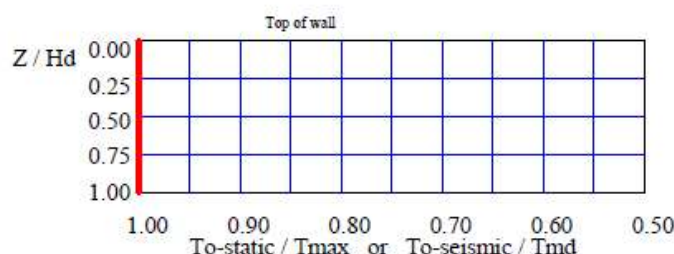
Variation of Lateral Earth Pressure Coefficient With Depth



INPUT DATA: Facia and Connection
(Analysis)

FACIA type: Facing enabling frictional connection of reinforcement (e.g., modular concrete blocks, gabions)
Depth/height of block is 0.25/0.15 m. Horizontal distance to Center of Gravity of block is 0.07 m.
Average unit weight of block is $\gamma_f = 27.00 \text{ kN/m}^3$

Z / Hd	To-static / Tmax or To-seismic / Tmd
0.00	1.00
0.25	1.00
0.50	1.00
0.75	1.00
1.00	1.00



Geogrid Type #1	Geogrid Type #2	Geogrid Type #3	Geogrid Type #4	Geogrid Type #5
σ (1) CRu (2)	σ CRu	σ CRu	σ CRu	σ CRu
50.0 0.90	50.0 0.90	50.0 0.90	50.0 0.90	50.0 0.90
100.0 0.90	100.0 0.90	100.0 0.90	100.0 0.90	100.0 0.90

Geogrid Type #1	Geogrid Type #2	Geogrid Type #3	Geogrid Type #4	Geogrid Type #5
σ (1) CRs (2)	σ CRs	σ CRs	σ CRs	σ CRs
0.0 0.90	0.0 0.90	0.0 0.90	0.0 0.90	0.0 0.90
50.0 0.90	50.0 0.90	50.0 0.90	50.0 0.90	50.0 0.90

(1) σ = Confining stress in between stacked blocks [kPa]

(2) CRu = Tult-c / Tult

(3) CRs = Tpo-c / Tult

In seismic analysis, Tc-pullout is reduced to 80% of its static value.

D A T A (for connection only)	Type #1	Type #2	Type #3	Type #4	Type #5
Product Name	6T	8T	10T	15T	20T
Durability reduction factor, RFd	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
Creep reduction factor, RFc	1.54	1.54	1.54	1.54	1.54
Overall factor of safety: connection break, Fs	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Overall factor of safety: connection pullout, Fs	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

INPUT DATA: Geometry and Surcharge loads (of a SIMPLE STRUCTURE)

Design height, H_d 3.30 [m] { Embedded depth is $E = 0.65$ m, and height above top of finished bottom grade is $H = 2.65$ m }

Batter, ω 0.0 [deg]

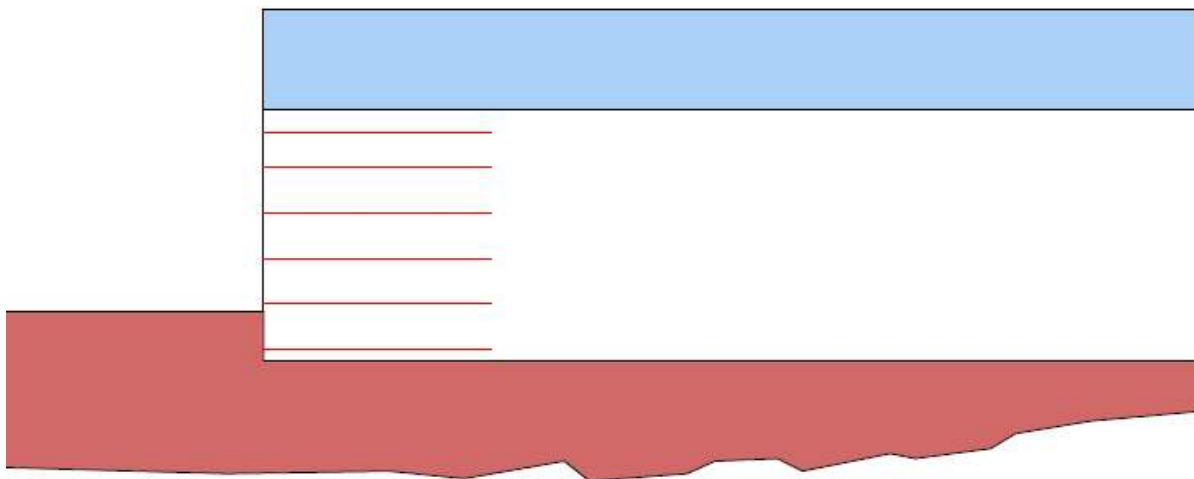
Backslope, β 0.0 [deg]

Backslope rise 0.0 [m] Broken back equivalent angle, $I = 0.00?$ (see Fig. 25 in DEMO 82)

UNIFORM SURCHARGE

Uniformly distributed dead load is 3.0 [kPa], and live load is 10.0 [kPa]

ANALYZED REINFORCEMENT LAYOUT:



SCALE:



ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Static conditions)

Bearing capacity, $F_s = 5.66$, Meyerhof stress = 92.39 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding $F_s = 2.333$, Eccentricity $e/L = 0.1041$, F_s -overturning = 4.81

GEOGRID				CONNECTION			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.15	3.00	2	6.72	4.12	4.16	4.158	12.630	1.634	0.0963	8T
2	0.75	3.00	2	5.86	3.59	3.63	3.625	7.941	1.905	0.0682	8T
3	1.35	3.00	2	7.19	4.41	4.45	4.451	6.565	2.290	0.0446	8T
4	1.95	3.00	2	9.31	5.71	5.76	5.764	5.132	2.888	0.0254	8T
5	2.55	3.00	2	14.71	9.01	9.10	9.105	3.979	4.016	0.0107	8T
6	3.00	3.00	2	22.87	14.01	14.15	14.153	2.589	6.430	0.0029	8T

ANALYSIS: CALCULATED FACTORS (Seismic conditions)

Bearing capacity, $F_s = 4.55$, Meyerhof stress = 103.10 kPa.

Foundation Interface: Direct sliding $F_s = 1.736$, Eccentricity $e/L = 0.1531$, F_s -overturning = 3.27

GEOGRID				CONNECTION			Geogrid strength F_s	Pullout resistance F_s	Direct sliding F_s	Eccentricity e/L	Product name
#	Elevation [m]	Length [m]	Type #	F_s -overall [pullout resistance]	F_s -overall [connection break]	F_s -overall [geogrid strength]					
1	0.15	3.00	2	4.63	3.73	3.77	3.765	8.705	1.220	0.1409	8T
2	0.75	3.00	2	4.17	3.32	3.36	3.356	5.655	1.447	0.0971	8T
3	1.35	3.00	2	5.09	4.06	4.10	4.102	4.643	1.781	0.0612	8T
4	1.95	3.00	2	6.52	5.22	5.27	5.273	3.591	2.327	0.0331	8T
5	2.55	3.00	2	9.94	8.05	8.13	8.130	2.687	3.427	0.0129	8T
6	3.00	3.00	2	14.78	12.14	12.26	12.259	1.673	5.914	0.0031	8T

DIRECT SLIDING for GIVEN LAYOUT
 (for GEOGRID reinforcements)

Along reinforced and foundation soils interface: F_s -static = 2.333 and F_s -seismic = 1.736

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	F_s Static	F_s Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.15	3.00	1.634	1.220	2	8T
2	0.75	3.00	1.905	1.447	2	8T
3	1.35	3.00	2.290	1.781	2	8T
4	1.95	3.00	2.888	2.327	2	8T
5	2.55	3.00	4.016	3.427	2	8T
6	3.00	3.00	6.430	5.914	2	8T

ECCENTRICITY for GIVEN LAYOUT

At interface with foundation: e/L static = 0.1041, e/L seismic = 0.1531; Overturning: F_s -static = 4.81, F_s -seismic = 3.27

#	Geogrid Elevation [m]	Geogrid Length [m]	e/L Static	e/L Seismic	Geogrid Type #	Product name
1	0.15	3.00	0.0963	0.1409	2	8T
2	0.75	3.00	0.0682	0.0971	2	8T
3	1.35	3.00	0.0446	0.0612	2	8T
4	1.95	3.00	0.0254	0.0331	2	8T
5	2.55	3.00	0.0107	0.0129	2	8T
6	3.00	3.00	0.0029	0.0031	2	8T

RESULTS for STRENGTH

#	Geogrid Elevation [m]	Tavailable [kN/m]	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Specified minimum Fs-overall static	Actual calculated Fs-overall static	Specified minimum Fs-overall seismic	Actual calculated Fs-overall seismic	Product name
1	0.15	44.6	10.71	1.72	N/A	4.158	N/A	3.765	8T
2	0.75	44.6	12.29	1.52	N/A	3.625	N/A	3.356	8T
3	1.35	44.6	10.01	1.31	N/A	4.451	N/A	4.102	8T
4	1.95	44.6	7.73	1.11	N/A	5.764	N/A	5.273	8T
5	2.55	44.6	4.89	0.90	N/A	9.105	N/A	8.130	8T
6	3.00	44.6	3.15	0.75	N/A	14.153	N/A	12.259	8T

RESULTS for PULLOUT

NOTE: Uniform live load is not included in calculating the overburden pressure used to assess pullout resistance.

#	Geogrid Elevation [m]	Coverage Ratio	Tmax [kN/m]	Tmd [kN/m]	Le [m] (see NOTE)	La [m]	Avail.Static Pullout, Pr [kN/m]	Specified Static Fs	Actual Static Fs	Avail.Seism. Pullout, Pr [kN/m]	Specified Seismic Fs	Actual Seismic Fs
1	0.15	1.000	10.71	1.72	2.91	0.09	135.3	N/A	12.630	108.2	N/A	8.705
2	0.75	1.000	12.29	1.52	2.57	0.43	97.6	N/A	7.941	78.1	N/A	5.655
3	1.35	1.000	10.01	1.31	2.22	0.78	65.7	N/A	6.565	52.6	N/A	4.643
4	1.95	1.000	7.73	1.11	1.87	1.13	39.7	N/A	5.132	31.7	N/A	3.591
5	2.55	1.000	4.89	0.90	1.53	1.47	19.5	N/A	3.979	15.6	N/A	2.687
6	3.00	1.000	3.15	0.75	1.27	1.73	8.1	N/A	2.589	6.5	N/A	1.673

RESULTS for CONNECTION (static conditions)

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection break, CRu	Reduction factor for connection pullout, CRs	Available connection strength, Tc-break criterion [kN/m]	Available connection strength, Tc-pullout criterion [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection break		Fs-overall connection pullout		Fs-overall Geogrid strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.15	10.7	0.90	0.90	44.1	72.0	44.6	N/A	4.12	N/A	6.72	N/A	4.16	8T
2	0.75	12.3	0.90	0.90	44.1	72.0	44.6	N/A	3.59	N/A	5.86	N/A	3.63	8T
3	1.35	10.0	0.90	0.90	44.1	72.0	44.6	N/A	4.41	N/A	7.19	N/A	4.45	8T
4	1.95	7.7	0.90	0.90	44.1	72.0	44.6	N/A	5.71	N/A	9.31	N/A	5.76	8T
5	2.55	4.9	0.90	0.90	44.1	72.0	44.6	N/A	9.01	N/A	14.71	N/A	9.10	8T
6	3.00	3.1	0.90	0.90	44.1	72.0	44.6	N/A	14.01	N/A	22.87	N/A	14.15	8T

RESULTS for CONNECTION (seismic conditions)

#	Geogrid Elevation [m]	Connection force, To [kN/m]	Reduction factor for connection break, CRu	Reduction factor for connection pullout, CRs	Available connection strength, Tc-break criterion [kN/m]	Available connection strength, Tc-pullout criterion [kN/m]	Available Geogrid strength, Tavailable [kN/m]	Fs-overall connection break		Fs-overall connection pullout		Fs-overall Geogrid strength		Product name
								Specified	Actual	Specified	Actual	Specified	Actual	
1	0.15	12.4	0.90	0.72	44.1	57.6	44.6	N/A	3.73	N/A	4.63	N/A	3.77	8T
2	0.75	13.8	0.90	0.72	44.1	57.6	44.6	N/A	3.32	N/A	4.17	N/A	3.36	8T
3	1.35	11.3	0.90	0.72	44.1	57.6	44.6	N/A	4.06	N/A	5.09	N/A	4.10	8T
4	1.95	8.8	0.90	0.72	44.1	57.6	44.6	N/A	5.22	N/A	6.52	N/A	5.27	8T
5	2.55	5.8	0.90	0.72	44.1	57.6	44.6	N/A	8.05	N/A	9.94	N/A	8.13	8T
6	3.00	3.9	0.90	0.72	44.1	57.6	44.6	N/A	12.14	N/A	14.78	N/A	12.26	8T