

기술검토건명	판넬식 보강토옹벽 안정성 검토		
공 구	중부 1 공구	검 토 구 분	토 질
검 토 기 간	2000. 7. 18 ~ 2000. 7.	검 토 자	박 동 운 , 박 병 선
근 거 공 문	구두지시 (2000. 7. 10)	회 신 공 문	용마(경기) 제2000-72호

■ 검토목적

중부고속도로 확장공사 제1공구 RAMP-F, G구간에 설치되는 판넬식 보강토옹벽의 TYPE (A-F)별 구조적 안정성을 검토하고자 함.

■ 검토내용

1. 검토현황

1) 보강토 옹벽 시공개요

검토구간에 시공될 예정인 판넬식 보강토옹벽의 시공계획 현황은 다음 <표 1>과 같다.

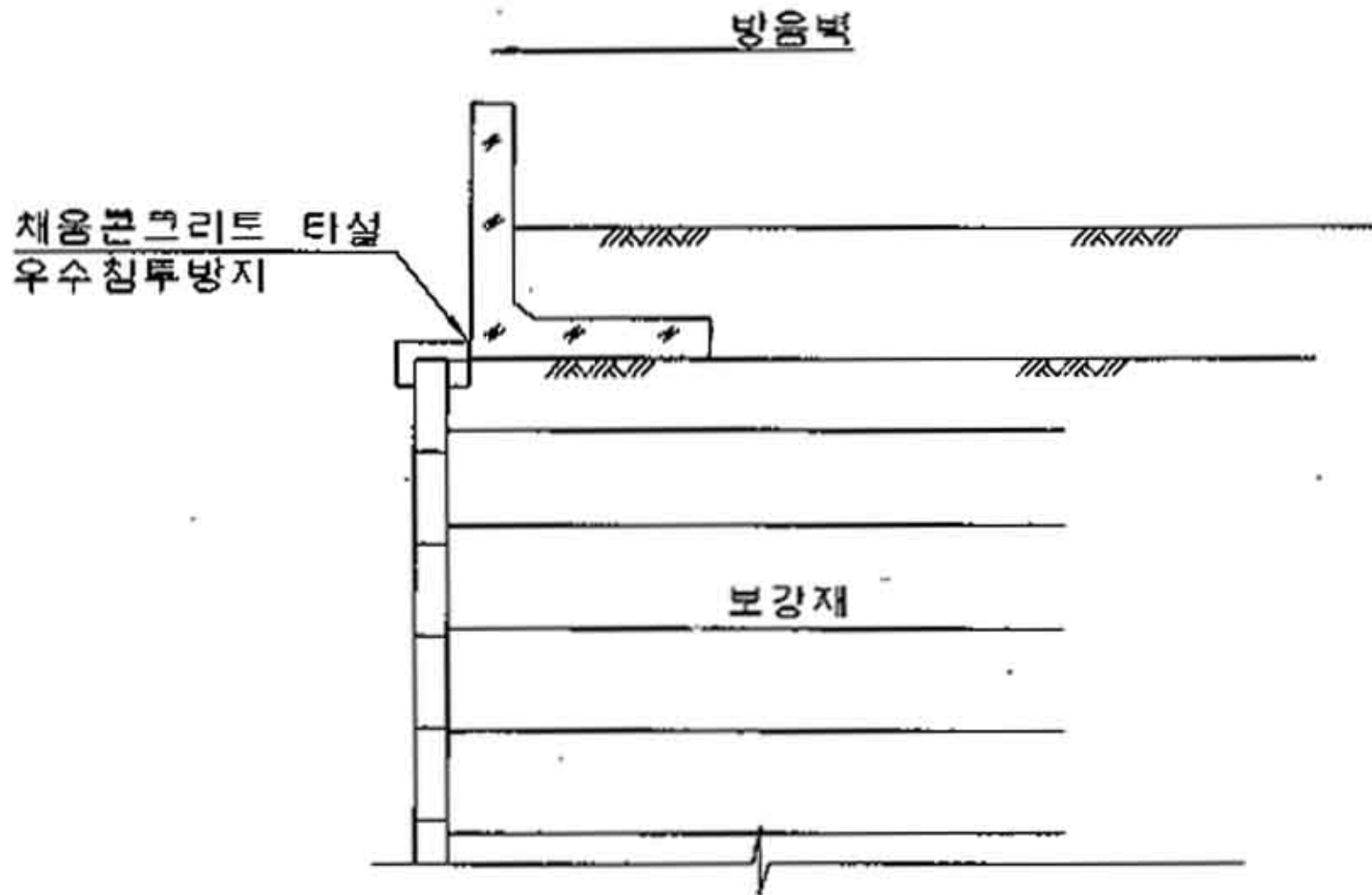
< 표 1 > 판넬식 보강토옹벽 시공계획 현황

검토구분	설치구간 (km+m)	설치높이 (m)	보강재 설치단수	비 고
A	0+463 ~ 0+575	4.50	6단	
B	0+424 ~ 0+463	4.50 ~ 6.0	8단	
C	0+386.3 ~ 0+424	6.0 ~ 7.50	10단	
D	0+322.5 ~ 0+390 0+460 ~ 0+538.1	4.50	6단	
E	0+390 ~ 0+435.5 0+422.7 ~ 0+460	4.5 ~ 6.0	8단	
F	0+389.7 ~ 0+422.7 0+430.5 ~ 0+434.8	6.0 ~ 7.50	10단	

2) 검토방향

- (1) 본 검토구간 판넬식 보강토옹벽 상부에 빙음벽이 시공되는 조건으로 빙음벽 시공에 따른 추가작용 하중은 Surcharge Load로 고려함.
- (2) 본 검토에서의 인정검토 수행은 현장 제철도면에서 시공높이별, 구간별 구분된 A ~ F TYPE중 중복된 설치높이를 고려하여 A-A, B-B, C-C 대표단면에 대해서만 안정검토를 하고자 함.

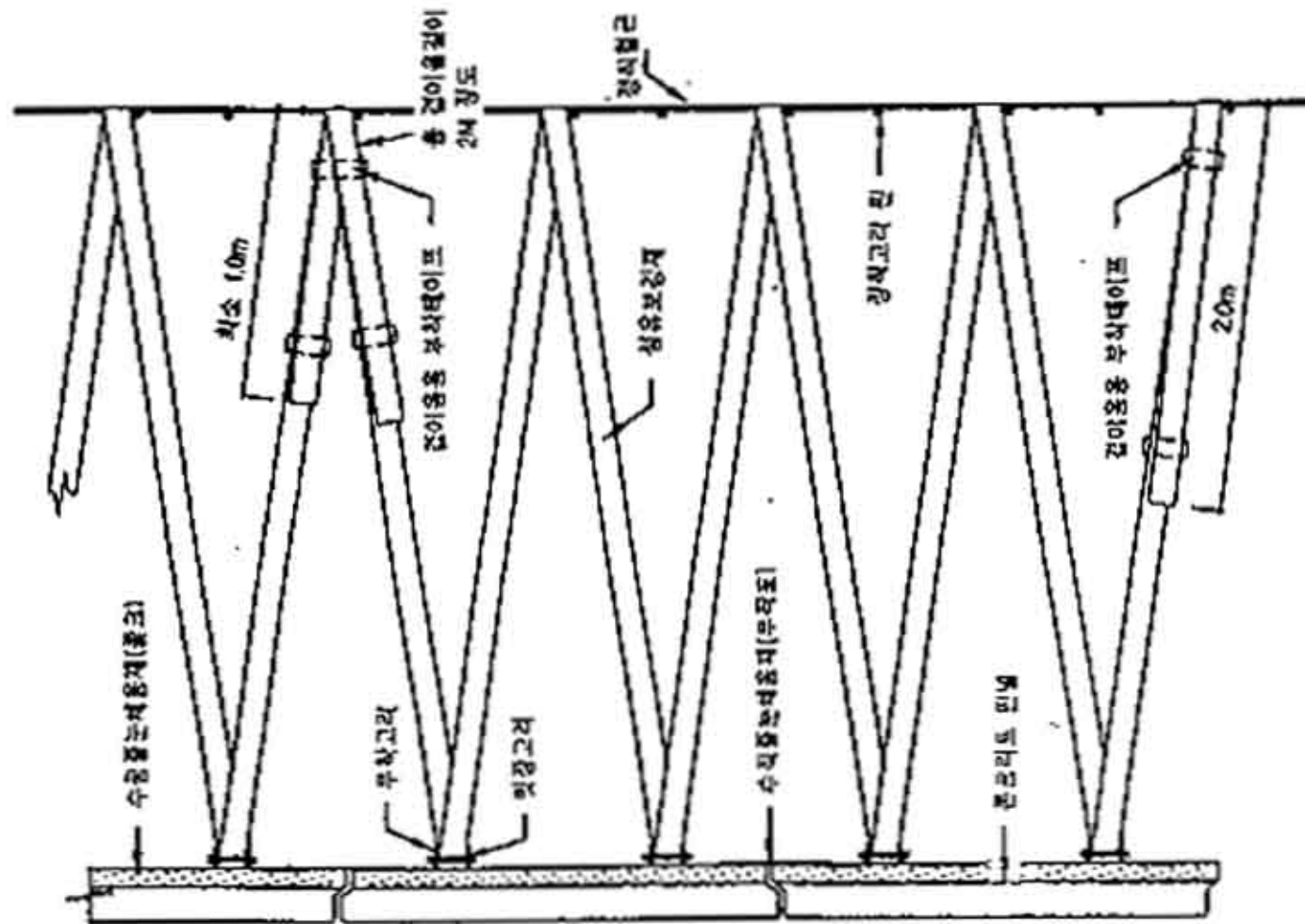
2) 시공단면도 (자문단 제사안)



< 그림 2 > 방음벽 시공단면도(자문단안)

- 주) ① 전면판(Facing)은 하중분담재가 아니며 보강토 옹벽의 성립 기본이론을 고려한 방음벽 기초시공 방안임.
 ② 연직 작용하중은 전면판 배면부에 균등분포된 조건에서의 내, 외적 안정검토임.

3) Friction Tie 설치평면도

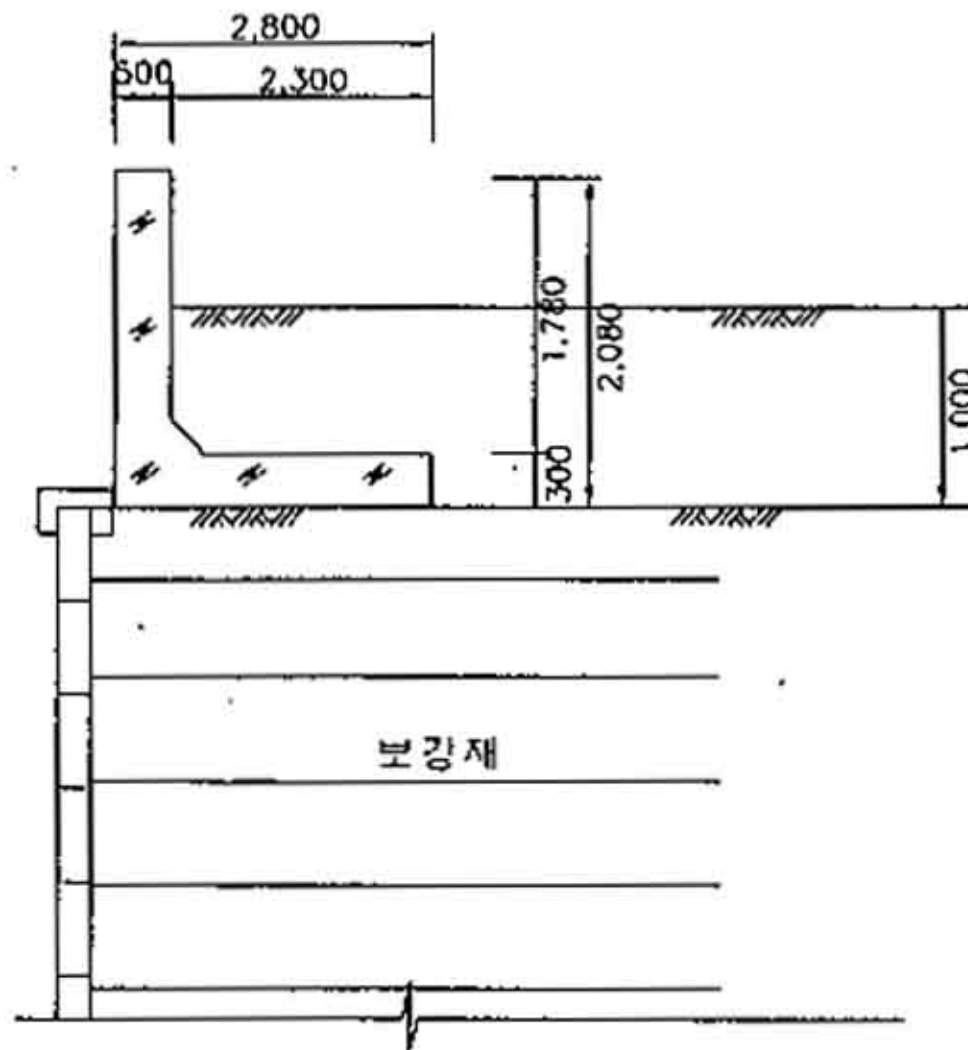


< 그림 3 > Friction Tie 설치평면도

3. 판별식 보강토옹벽 안정성 검토

3.1 상재하중조합

• 보강토옹벽 하중조합 단면도



< 그림 4 > 보강토옹벽 시공 단면도

• 방음벽 기초시공에 따른 상재하중은 가장 불리한 단면을 기준하여 다음과 같이 고려하였다.

- 방음벽 기초하중

$$(0.50 \times 2.08 \times 2.5) + (0.3 \times 2.80 \times 2.5) = 4.70\text{t/m}^2$$

$$4.70\text{t/m} / 5.0\text{m (보강재 평균 설치길이)} = 0.94\text{t/m}^2$$

- 성토하중 $1 \times 1.8 = 1.8\text{t/m}^2$

- 직압하중 + 차량하중 + 방음벽하중 = 1.50t/m^2

$$\therefore \text{총 상재하중 } q = 0.94 + 1.80 + 1.50 = 4.24\text{t/m}^2$$

• 보강토 옹벽 상부에 방음벽이 시공되므로써 상재하중이 4.24t/m^2 추가 재하되는 조건이 되므로 본 검토시는 추가하중을 고려 안정 검토하고자 한다.

• 상재하중은 방음벽 기초 형식에서 안전측 검토를 위해 L형옹벽을 기준하였다.

3.2 내적안정성 검토

방옹벽 하중이 보강토 옹벽에 미치는 영향을 상재하중(q)로 고려하였다.

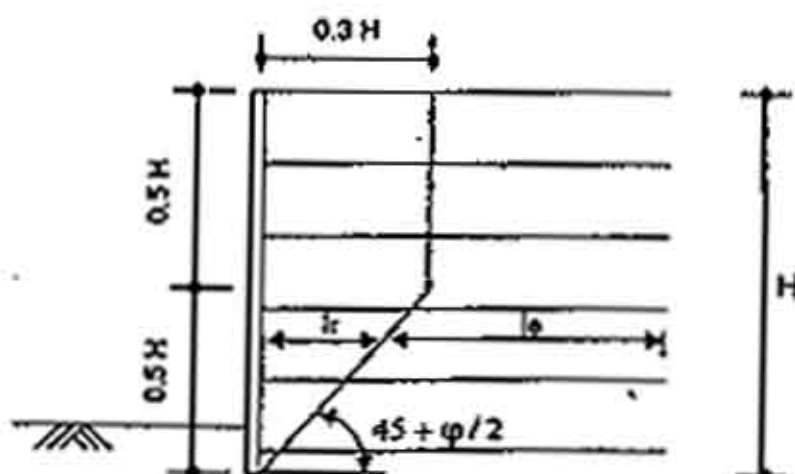
1) Friction Tie 보강재 파괴영역

본 검토에서는 지반의 파괴영역 범위를 H가 0.5H 이상일 때, 0.3H를 0.5H 이하일 때

$\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$ 로 안정검토를 수행하였다.

- $Z \leq \frac{H}{2}$ 에 대해서, $L_e = L - 0.3H$

- $Z > \frac{H}{2}$ 에 대해서, $L_e = L - \frac{(H-Z)}{\tan\left(\frac{45+\phi}{2}\right)}$



2) 내적안정검토식

(1) 파단에 대한 안전율 적용공식

$$FS = \frac{W t f_y (\text{안전설계강도})}{((\gamma H K_a + q K_a) S_v S_H)} > 1.50$$

여기서, W : 보강재의 단위폭

t : 보강재 두께

S_v : 보강재 설치 수직거리

f_y : 재료의 항복강도

S_H : 보강재 설치 수평거리

(2) 인발에 대한 안전율 적용공식

$$FS = \frac{(2 \cdot \ell_e \cdot W \cdot r \cdot H + q) \tan \phi_u}{((\gamma \cdot H \cdot K_a + q K_a) S_v S_H)} > 1.50$$

여기서, H : 중간깊이 (설치깊이)

K_a : 토압계수

ℓ_e : 유효거리

ℓ_i : 무효거리

$\tan \phi_u$: 마찰저항력

3) 내적안정 검토결과

TYPE별 보강재 설치위치 및 간격,깊이등을 현장 제출단면을 기준하여 추가 상재하중을 고려 안정성을 검토한 결과는 다음 <표 2>와 같다.

< 표 2 > 내적안정 검토결과표

검토구분	옹벽높이 (m)	검토 최소안전율 (F.S)		기준안전율 (F.S)	비 고
		인 발	파 단		
A-A	4.50	3.40	2.38	• F.S = 1.50	O.K
B-B	6.0	4.15	2.25		O.K
C-C	7.50	4.55	2.25		O.K

- 현장제출된 보강토 옹벽의 안정성 검토시 방음벽 하중을 'Surcharge Load'로 고려 안정성을 검토한 결과 파단 및 인발이 허용 안전율 $F_s=1.50$ 을 상회하여 내적안정은 TYPE별 모두 안정한 것으로 검토된다. [붙임 #2 내적안정 계산서 참조]
- 보강토옹벽은 내적, 외적 원호저부활동등이 복합안전율 확보하는 조건이 되어야 하므로 외적, 원호활동 결과에 의해 최종 안정여부를 판단하고자 한다.

3.3 외적안정성 검토

보강토옹벽은 중력식 옹벽개념의 보강토체로 가정 안정성 검토를 다음과 같이 실시한다.

1) 외적안정성 검토

(1) 전도에 대한 검토

$$F.S = \frac{\sum M_r \text{ (저항)}}{\sum M_d \text{ (활동)}} \geq 2.0$$

(2) 활동에 대한 검토

$$F.S = \frac{\sum P_v \cdot \tan \phi_B + CB}{\sum P_h} \geq 1.50$$

- 외적 안정성 검토시 가장 중요한 보강토체 크기 결정은 Type별 계획된 보강재 설치 최소깊이와 최대깊이를 기준하여 결정하였다.

2) 외적안정성 검토결과

중력식 옹벽의 이론을 이용하여 보강토체의 외적안정성(활동, 전도)을 검토한 결과는 다음 <표 3>과 같다.

< 표 3 > 외적안정성 검토결과

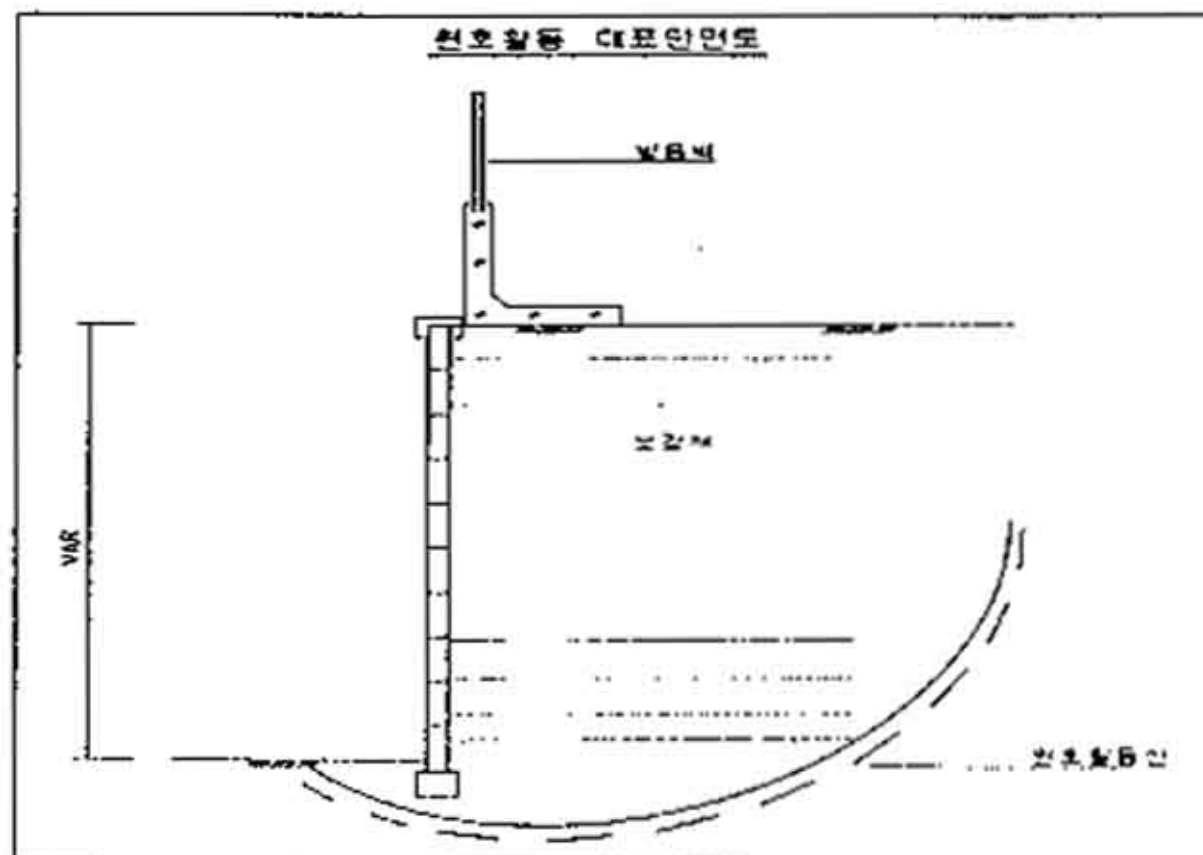
검토구분	검토 최소안전율 (F.S)		기준안전율 (F.S)	비 고
	전 도	활 동		
A-A	4.290	1.651	• 전도 F.S = 2.0 • 활동 F.S = 1.50	O.K
B-B	4.899	1.886		O.K
C-C	4.023	1.786		O.K

- 보강토 옹벽 설치높이별로 방용벽 하중을 고려 안정성을 검토한 결과 기준 허용안전율을 상회하여 안정조건을 만족한 것으로 검토됨. [붙임 #2 외적안정 계산서 참조]

3.4 원호저부활동에 대한 검토

(1) 옹벽저부 활동개념

- 보강토 옹벽의 뒷채움토사 거동은 옹벽 전면판에서 가상파괴면까지의 범위가 중력식 옹벽으로 거동하나, 뒷채움재는 Flexible한 재료이며 별도의 강성기초가 시공되지 않는 조건이므로 강성기초부의 지지력, 소요반력 만족특성과는 별개의 이론적 특성을 갖고 있다.
- 보강토 옹벽 배면부 뒷채움부의 지반 안정은 성토체 저부 원호활동 안정과도 관계가 있으므로 배면부 원호활동에 대해서도 추가 검토가 필요하다.
- 원호활동 개념도



< 그림 5 > 원 호 활 동 개 념 도

(2) 원호활동 검토결과

- 옹벽 설치고에 대해 보강토 옹벽 배면부 저부를 관통할 수 있는 원호활동 가능성에 대해 안정성 검토를 수행하였다.
- 저부활동에 대한 사면안전율 기준적용은 성토사면 안정검토시 적용되고 있는 FS=1.30을 적용하였고 안정검토는 성토사면 안정검토시 널리 이용되고 있는 Program "STABL"을 활용하였다.

< 표 4 > 원호활동 안정검토결과

검토구분	옹벽높이 (m)	최소안전율 (FS)	검토결과	비 고
A-A	4.50	1.959	O.K	• 허용안전율 FS=1.30
B-B	6.0	1.723	O.K	
C-C	7.50	1.551	O.K	

[붙임 #3 원호활동 전산결과 참조]

■ 검토결론

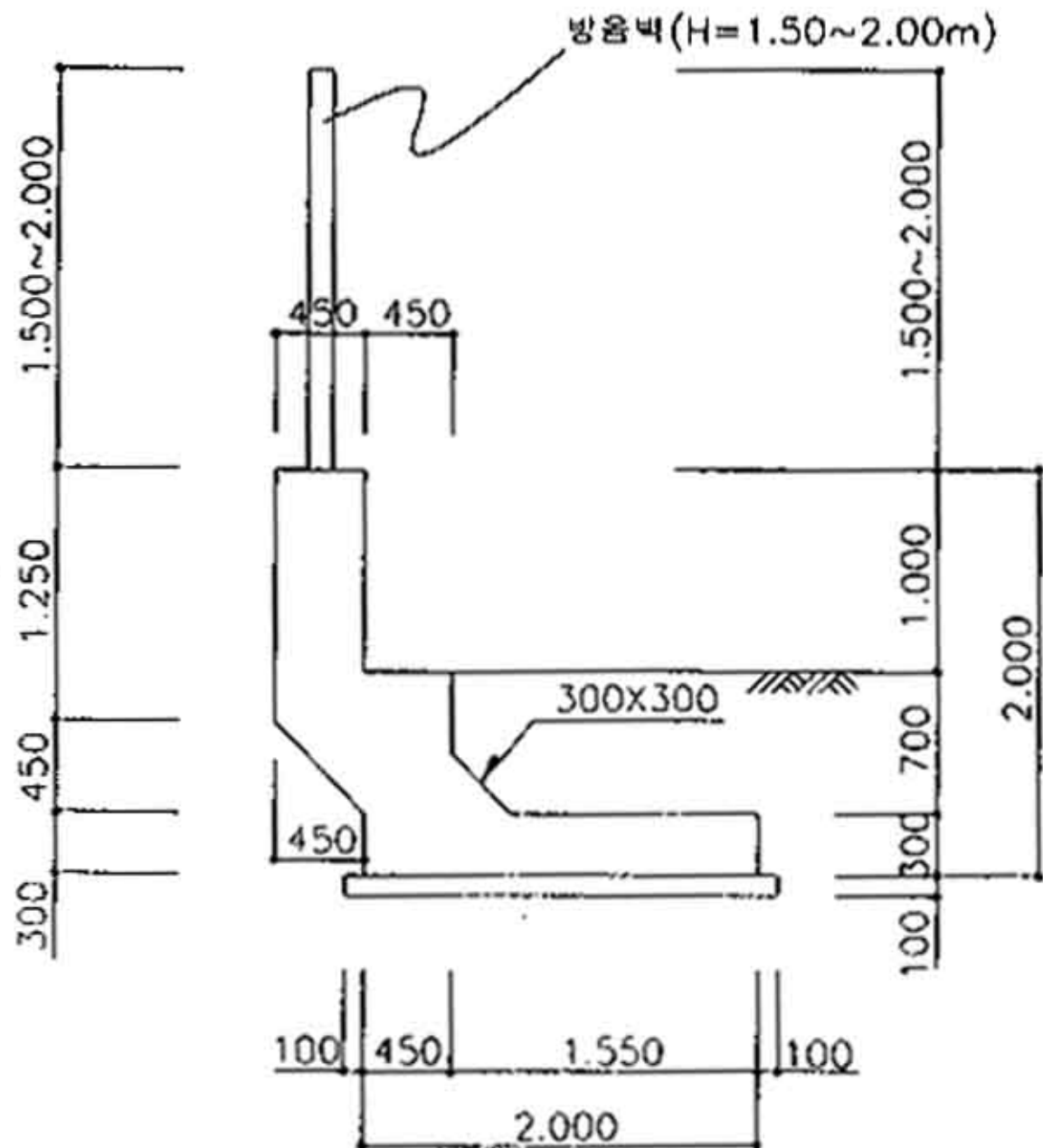
- 1) 보강토옹벽의 성립 기본개념 측면에서는 전면판(Facing)은 하중 부담재가 아니므로 방음벽 기초는 코니스 배면성토 다짐부에 위치하게 하여 균등한 접지가 되도록 하는 것이 안정성 및 시각적 측면에서도 유리할 것으로 사료되므로 방음벽 기초를 코니스 상부가 아닌 코니스 배면에 시공토록 제안함. [참조 : 본 검토서 1. 검토현황의 3) 검토유의사항]
- 2) 본 검토는 보강토 옹벽배면 방음벽 시공에 따른 상재하중이 보강토체에 균등 작용한다는 조건에서 수행됨.
- 3) 현장 제출 보강토옹벽 시공계획안을 기준하여 구조적 안정성을 검토한 결과 인정함.
- 4) 본 검토는 현장에서 제출된 대표단면에 대한 보강재의 설치길이 및 수직, 수평간격등을 이용 구조적 안정성을 검토하였음.
- 5) 방음벽 시공에 따른 보강토 옹벽에 유해요인(우수침투방자 및 다짐철저)이 발생되지 않도록 철저한 사공관리가 필요함.(우수침투방지를 위해 코니스 노출부에 Lean Con'c타설)
- 6) 방음벽 기초 이동에 따른 노면 미확보 구간은 붙임 #1에 제시된 단면을 이용토록 함.

**붙임 #1. 방음벽 기초 구조계산서
(자문단검토)**

1. 검토조건

- (1) 방음벽 높이 : $H=2.5\sim 3.5\text{m}$
- (2) 방음벽 기초형식 : 직접 기초 ($2.30\text{m} \times 2.0\text{m}$)
- (3) 단위중량
 - 철근콘크리트 : $\gamma_1 = 2.50\text{t/m}^3$
 - 뒹채움흙 : $\gamma_2 = 1.90\text{t/m}^3$
- (4) 토질조건
 - 뒹채움 흙 및 자연지반 내부마찰각 : $\phi = 30^\circ$
 - 토압계수 : Rankine 토압적용
 - 지반과 옹벽 저판사이의 마찰계수 : $\mu = \tan \frac{2}{3} \phi = 0.364$
- (5) 상재하중 : $q = 1.0\text{t/m}^2$

2. 방음벽 기초 검토단면



3. 하중산정

(1) 품하중 및 방음벽 자중

- 풍 하중	$Q = 150\text{kg/m}^2 \times 3.00\text{m}$	$= 0.450\text{t/m}$
- 방음판넬 (알루미늄)	$30\text{kg/m} \times 2.00\text{m}$	$= 0.060\text{t/m}$
H형지주(H-150×75×5×7)	$14.0\text{kg/m} \times 2.00\text{m}/4.0\text{m}$	$= 0.045\text{t/m}$
앵글(L-40×40×5)	$2.95\text{kg/m} \times 2.00\text{m} \times 2\text{EA}/4.0\text{m}$	$= 0.003\text{t/m}$
기타(Bolt & Nuts, Base plate등)	$10.0\text{kg}/4.0\text{m}$	$= 0.003\text{t/m}$
		0.111t/m

(2) 토압계수

- Rankine 토압계수 적용

$$K_a = (1 - \sin \phi / 1 + \sin \phi) = (1 - \sin 30^\circ / 1 + \sin 30^\circ) = 0.333$$

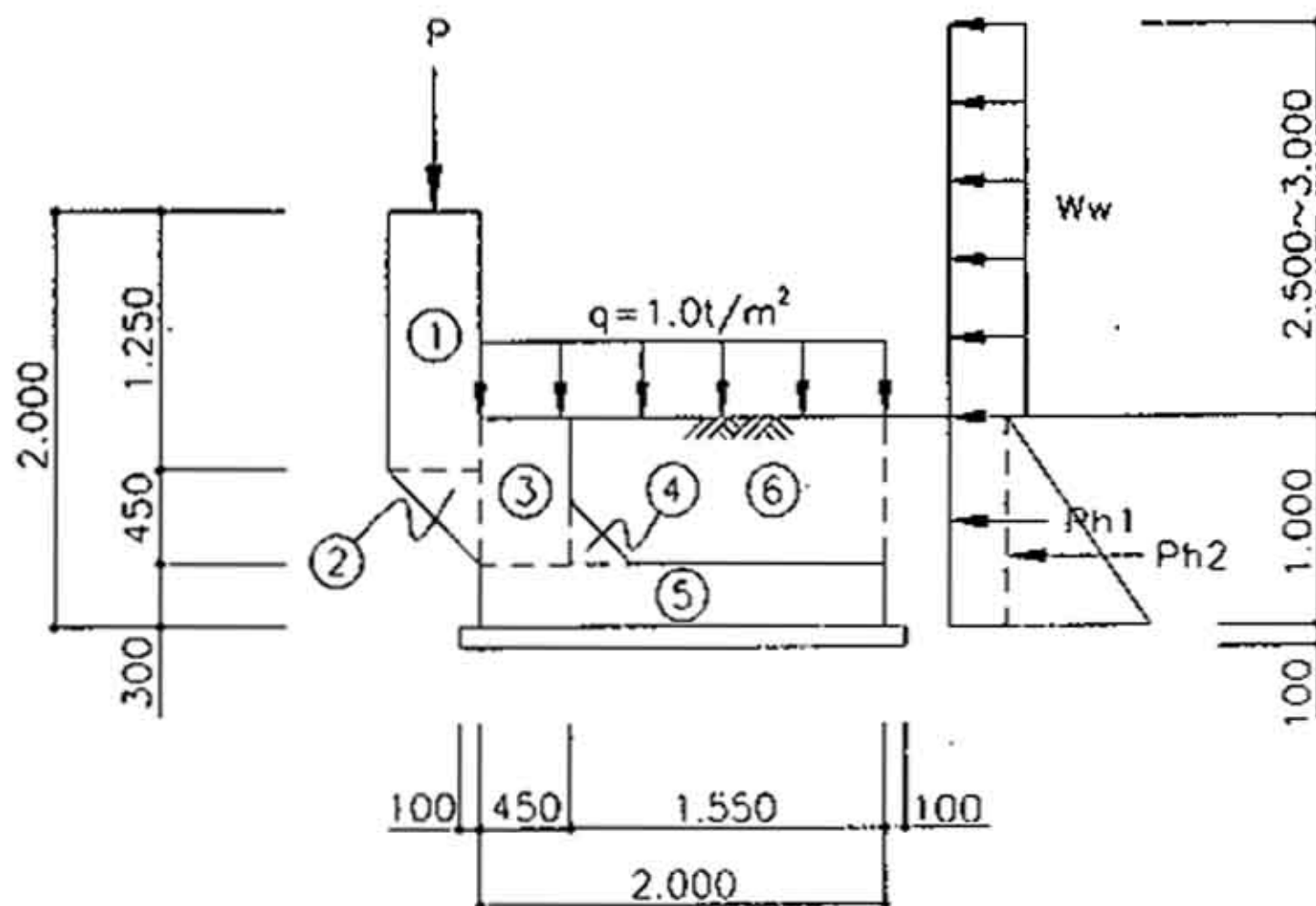
(3) 토압산정

$$-Ph1 = Ka \cdot q \cdot H = 0.333 \times 1.0 \times 1.0 = 0.333t/m$$

$$\text{Ph}_2 = (1/2) \cdot \gamma \cdot K_a \cdot H^2 = (1/2) \times 1.9 \times 0.333 \times 1.0 \times 1.0$$

$$= 0.316 \text{ t/m}$$

4. 기초 안정성 검토



(1) 방음벽 기초 자중 및 상재토 중량

구 분	계 산 식	W (ton)	x (m)	W · x
①	$0.450 \times 1.250 \times 2.5$	-1.406	0.225	-0.316
②	$1/2 \times 0.450 \times 0.450 \times 2.5$	-0.253	0.150	-0.038
③	$0.450 \times 0.700 \times 2.5$	0.788	0.225	0.177
④	$1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 2.5$	0.113	0.550	0.062
⑤	$2.000 \times 0.300 \times 2.5$	1.500	1.000	1.500
⑥	$1.550 \times 0.700 \times 1.9$	2.062	1.225	2.526
⑦	$1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 1.9$	-0.086	0.550	-0.047
합 계		2.718	1.422	3.864

(2) 안정검토를 위한 하중 및 모멘트 집계

하 중	수직력 V(ton)	수평력 H(ton)	원점에서의 거리		원점에 대한 모멘트	
			x (m)	y (m)	V · x (t.m)	H · y (t.m)
자중 및 상재토 중량	2.718		1.422		3.864	
방음벽 자중 및 풍하중	-0.111	0.450	0.225	2.500	-0.025	1.125
토 압		0.316		0.333		0.105
상재하중 및 토압	2.000	0.333	1.000	0.500	2.000	0.167
합 계	4.607	1.099			5.839	1.397

(3) 전도에 대한 안정 검토

$$\begin{aligned} \text{편심위치 } e &= (B/2) - (M_r - M_o)/V = (2.000 / 2) - (5.839 - 1.397) / 4.607 \\ &= 0.036\text{m} < B/6 = 2.000/6 = 0.333\text{m} \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(4) 활동에 대한 안정 검토

$$\begin{aligned} F &= \frac{\sum V \tan \phi + C_u B}{\sum H} = \frac{4.607 \times 0.364 + 0.000 \times 2.000}{1.099} \\ &= 1.53 > F_s = 1.5 \quad \therefore \text{O.K} \end{aligned}$$

(5) 지지력에 대한 검토

$$\text{편심위치 } e = 0.036\text{m} < B/6 = 0.333\text{m} \quad \therefore \text{사다리꼴 분포}$$

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \cdot (1 \pm \frac{6 \cdot e}{B}) = \frac{4.607}{2.000} \cdot (1 \pm \frac{6 \times 0.036}{2.000})$$

$$q_{MAX} = 2.552 \text{ t/m}^2$$

$$q_{MIN} = 2.055 \text{ t/m}^2$$

5. 단 면 검 토

(1) 벽 체

$$M_u = 1.7 \times P_h + 1.3 \times W_w$$

$$= 1.7 \times (0.333 \times 1.0 \times 1.00^2 / 2 + \frac{1}{2} \times 1.90 \times 0.333 \times 1.00^2 \times 1.00 /$$

$$+ 1.3 \times 0.450 \times 2.200$$

$$= 1.660 \text{ t.m}$$

$$S_u = 1.7 \times P_h + 1.3 \times W_w$$

$$= 1.7 \times (0.333 \times 1.0 \times 1.00 + \frac{1}{2} \times 1.90 \times 0.333 \times 1.00^2)$$

$$+ 1.3 \times 0.450$$

$$= 1.689 \text{ ton}$$

(2) 기 초

- 극한하중에 의한 지반반력 산정

하 중	수직력 V(ton)	수평력 H(ton)	원점에 대한 모멘트	
			V · x (t.m)	H · y (t.m)
자중 및 상재토 중량	3.533		5.023	
방음벽 자중 및 풍하중	-0.144	0.585	-0.033	1.463
수 평 토 압		0.537		0.179
상재활하중에 의한 토압		0.566		0.284
상 재 활 하 중	4.300		4.300	
합 계	7.689	1.688	9.290	1.926

$$\text{편심위치 } e = (B/2) - (M_{ur} - M_{vo}) / V_u = (2.000/2) - (9.290 - 1.926) / 7.689$$

$$= 0.042 \text{ m} < B/6 = 0.500 \text{ m} \quad \therefore \text{사다리꼴 분포}$$

단면검토

- 목 차

$\sigma_{ck} =$	240	kg/cm ²	$M_u =$	1.660	t.m	$B =$	100	cm
$\sigma_y =$	3000	kg/cm ²	$S_u =$	1.689	t	$d =$	37	cm
$\phi =$	0.85		$\phi_v =$	0.80		$d' =$	8	cm

USE:	$A_s =$	D 16 @ 5	$E A =$	9.930 cm ²	(C.I.C 20.00)
	$A_s =$	D 16 @ 0	$E A =$	0.000 cm ²	(C.I.C -)
	$\Sigma A_s =$	9.930 cm ²	주철근 1 단 배치		

$$a = A_s \times \sigma_y / (0.85 \times \sigma_{ck} \times B) = 0.147 A_s \text{ cm}$$

$$M_u = 0.85 \times (A_s \times \sigma_y \times (D - a/2))$$

$$= a A_s^2 - b A_s + c = 0$$

$$= 187.425 A_s^2 - 94350 A_s + 166000 = 0$$

$$A_s = (b - \sqrt{b^2 - 4 \times a \times c}) / (2 \times a) = 0$$

$$A_s = 1.766 \text{ cm}^2$$

*** (필요철근량) ***

$$\text{철근비 } (P) = A_s / (B \times D) = 0.0005$$

$$\text{최대철근비 } (P_{max}) = 0.75 \times 0.85 \times (\sigma_{ck} / \sigma_y) \times (6120 / (6120 + \sigma_y)) = 0.0342$$

$$\text{최소철근비 } (P_{min}) = 14 / \sigma_y = 0.0047$$

(As)min :

$$(1) 0.002 \times B \times D = 7.400 \text{ cm}^2$$

$$(2) 4/3 \times A_s = 2.355 \text{ cm}^2$$

$$(3) 14 / \sigma_y \times B \times D = 17.267 \text{ cm}^2$$

$$\text{여기서, (As)min} = 7.400 \text{ cm}^2$$

*** (사용철근량) ***

$$A_s = D 16 @ 5 \quad E A = 9.930 \text{ cm}^2$$

$$A_s = D 16 @ 0 \quad E A = 0.000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.930 \text{ cm}^2$$

*** (설계모멘트강도 검토) ***

$$\phi M_n = 0.85 \times (A_s \times \sigma_y \times (D - A/2)) \quad 918410.8 \text{ kg.cm} = 9.184 \text{ t.m}$$

$$\text{여기서, } A = A_s \times \sigma_y / (0.85 \times \sigma_{ck} \times B) \quad 1.46 \text{ cm}$$

$$\phi M_n > M_u \quad \therefore \text{--- O.K ---}$$

전단 철근 검토

$$\phi V_c = 0.8 \times 0.53 \times \sqrt{\sigma_{ck}} \times B \times D = 24303.745 \text{ kg} = 24.304 \text{ ton}$$

$$\phi V_c > V_u \quad \therefore \text{--- O.K ---}$$

☐ 단면검토

— 기 초 (참 고)

$\sigma_{ck} =$	240	kg/cm ²	$\cdot Mu =$	1.494	t.m	$\cdot B =$	100	cm
$\sigma_y =$	3000	kg/cm ²	$\cdot Su =$	1.489	t	$\cdot d =$	20	cm
$\phi_t =$	0.85		$\cdot \phi_v =$	0.80		$\cdot d' =$	10	cm

USE:	$As =$	D 16	⑤	EA =	9.930	cm ² (C.T.C 20.00)
	$As =$	D 16	⑥	EA =	0.000	cm ² (C.T.C -)
	$\Sigma As =$	9.930	cm ²	주철근	1	단 면 적

$$a = As \times \sigma_y / (0.85 \times \sigma_{ck} \times B) = 0.147 \text{ As cm}$$

$$Mu = 0.85 \times (As \times \sigma_y \times (D - a/2))$$

$$= a \quad As^2 - b \quad As + c = 0$$

$$= 187.425 \quad As^2 - 51000 \quad As + 149400 = 0$$

$$\cdot As = (b - \sqrt{b^2 - 4 \times a \times c}) / (2 \times a) = 0$$

$$\cdot As = 2.962 \text{ cm}^2$$

*** (필요철근량) ***

$$\text{철근비} \quad (P) = As / (B \times D) = 0.0015$$

$$\text{최대철근비} \quad (P_{max}) = 0.75 \times 0.85 \times (\sigma_{ck} / \sigma_y) \times (6120 / (6120 + \sigma_y)) = 0.0342$$

$$\text{최소철근비} \quad (P_{min}) = 14 / \sigma_y = 0.0047$$

(As)min :

$$(1) 0.002 \times B \times D = 4.000 \text{ cm}^2$$

$$(2) 4/3 \times As = 3.949 \text{ cm}^2$$

$$(3) 14 / \sigma_y \times B \times D = 9.333 \text{ cm}^2$$

$$\text{여기서, (As)min} = 4.000 \text{ cm}^2$$

*** (사용철근량) ***

$As =$	D 16	⑤	EA =	9.930	cm ²
$As =$	D 16	⑥	EA =	0.000	cm ²
$As =$	9.930	cm ²			

*** (설계모멘트강도 검토) ***

$$\phi Mn = 0.85 \times (As \times \sigma_y \times (D - A/2)) = 487945.3 \text{ kg cm} = 4.879 \text{ t.m}$$

$$\text{여기서, } A = As \times \sigma_y / (0.85 \times \sigma_{ck} \times B) = 1.46 \text{ cm}$$

$$\phi Mn > Mu \quad \therefore \text{--- O.K ---}$$

전단 철근 검토

$$\phi Sc = 0.8 \times 0.53 \times (\sigma_{ck}) \times B \times D = 13137.16 \text{ kg} = 13.137 \text{ ton}$$

$$\phi Sc > Sc \quad \text{--- O.K ---}$$