

# 상재하중 이격거리를 고려한 GRS-RW 공법의 토압해석 및 설계

Horizontal Active Thrusts and Design of GRS-RW System for Distanced Surcharge

방 윤 경\*

Bang, Yoon-Kyung

---

---

## Abstract

This study presents an analytical method of estimating the developed horizontal active thrusts against GRS-RW(Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall) system adapted to the case of distanced surcharge. In addition, the design charts that could be used for preliminary design of GRS-RW system are presented. The proposed method of analysis uses two body translation mechanism as well as force polygon concept, taking into account the effect of facing's rigidity. Besides, the effect of tension cracks in  $c-\phi$  soils, seismic effects and horizontal distance from the back face of wall to uniformly distributed surcharge loadings are also included. The results of horizontal active thrusts obtained from the developed method of analysis are compared with those from Jarquio's modified Boussinesq equation.

## 요 지

본 연구에서는 GRS-RW 공법의 전면부벽체 배면으로부터 다양한 거리만큼 이격되어 등분포상재하중이 작용하는 경우, 이러한 인접상재하중의 영향을 고려한 횡토압 예측방법을 한계평형해석에 의해 제시하였으며, GRS-RW 공법의 설계시 참고할 수 있는 예비설계(preliminary design)용 설계도표를 제시하였다. 제시된 토압 합력의 예측방법은, 전면부벽체 배면으로부터 상재하중이 작용하는 지점까지의 수평거리를 고려할 수 있도록 하였으며, 지진하중 작용시 전면부벽체 및 뒷채움 자중에 의한 수평·연직관성력의 영향을 고려하였다. 아울러, 본 연구제시 해석법은, 점성토뒷채움의 경우에 흔히 적용되는 복합지오텍스타일 보강토공법의 해석시에 추후 적용 가능하도록 접착력이 있는 뒷채움( $c-\phi$  soil)에서 발생 가능한 인장균열의 영향을 고려할 수 있도록 하였다. 본 연구제시 해석방법의 효율성 및 적합성 등을 확인하기 위한 다양한 분석결과, 상재하중 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상인 경우에는, 특히 상재하중의 크기 및 설계수평진도가 증가할수록, 또는 보강재의 연직간격이 0.3, 0.4m로 비교적 작은 경우에는, Jarquio의 수정 Boussinesq방정식을 이용한 토압 계산방식의 적용시 불안전측의 설계가 될 수 있는 것으로 나타났다. 본 연구에서 제시된 해석방법은, 전면부벽체의 경사가 연직인 경우로 한정하였다.

Key words : GRS-RW system, Two-wedge, Distanced surcharge, Limit equilibrium, Horizontal active thrust

---

---

\* 정회원, 대원공과대학 토목과 조교수

## 1. 서론

최근들어 일반적인 토목섬유 보강토옹벽의 전면을 두께 약 30cm의 현장타설 철근콘크리트로 처리하고 보강재의 길이를 혁신적으로 감소시킨, 이른바 GRS-RW 공법(Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Wall System)이 개발된 바 있다(Tatsuoka 등, 1989). 본 공법은 비교적 짧은 길이(1.5~3.0m 정도)의 토목섬유 보강재(주로 지오그리드)를 연직간격 약 30~40cm로 설치하고 전면부벽체를 약 30cm 폭의 강성이 큰 일체식 철근콘크리트로 타설하여 형성하는 공법으로서, 기존의 보강토벽체공법(Reinforced Earth Wall)과는 달리, 뒷채움에서 유발되는 토압의 일부를 전면부벽체가 분담하도록 하는 새로운 개념의 공법으로 평가되고 있다(Murata 등, 1989). 최근들어서는 뒷채움으로서 점성이 있는 현장토를 직접이용하고, 보강재로서는 배수기능을 하는 부직포 토목섬유와 지오그리드를 복합적으로 이용하는, 이른바 복합지오텍스타일을 이용하는 사례가 늘고 있다(棚橋由彦, 1996). 한편, 옹벽구조물의 토압해석시 상재하중이 전면부벽체 배면으로부터 일정한 거리만큼 이격되어 작용하는 경우(distanced surcharge condition), 이러한 인접상재하중에 의한 추가토압의 크기를 적절히 고려하는 것이 필요시된다. 인접상재하중에 의해 옹벽에 작용하는 횡토압의 크기는 Boussinesq 방정식을 일부 변형한 이른바, 수정 Boussinesq 방정식(Jarquio, 1981; Misra, 1981)에 의해 산정하는 것이 일반적이며(Motta, 1994). 이러한 경우, 탄성해석에 의한 추가토압의 계산방식은 뒷채움의 강도를 적절히 반영하지 못하고, 뒷채움을 완전탄성체로 가정하는 근사적방법(tentative approximate method)이라는 한계점을 지니고 있다(Clayton, Milititsky and Woods, 1993). 인접상재하중에 의해 옹벽에 작용하는 횡토압 예측과 관련한 그간의 연구로, Motta(1994)는 옹벽구조물의 사질토 뒷채움에 인접상재하중이 작용하는 경우, 이러한

상재하중에 의한 추가토압을 고려할 수 있는 토압계산식을 제시한 바 있으며, Haza 등(1998)은 연성전면판을 갖는 기존 보강토벽체 공법에 있어서, 인접상재하중이 작용하는 경우의 보강토벽체 설계방식을 제안한 바 있다.

본 연구에서는 GRS-RW 공법의 전면부벽체 배면으로부터 다양한 거리만큼 이격되어 등분포상재하중이 작용하는 경우, 이러한 인접상재하중의 영향을 고려한 횡토압 예측방법을 한계평형해석에 의해 제시하였다. 제시된 토압합력의 예측방법은, 전면부벽체 배면으로부터 상재하중이 작용하는 지점까지의 수평거리를 고려할 수 있도록 하였으며, 지진하중 작용시 전면부벽체 및 뒷채움 자중에 의한 수평·연직관성력의 영향을 고려하였다. 아울러, 본 연구제시 해석법은, 점성토뒷채움의 경우에 흔히 적용되는 복합지오텍스타일 보강토공법의 해석시에 추후 적용 가능하도록 점착력이 있는 뒷채움( $c-\phi$  soil)에서 발생 가능한 인장균열의 영향을 고려할 수 있도록 하였다.

본 연구제시 해석방법의 효율성 및 적합성 등을 확인하기 위하여, 수정 Boussinesq 방정식(Jarquio, 1981)에 의한 토압 예측결과 및 벽체안정성 등과의 비교·분석이 이루어졌으며, 전면부벽체 배면으로부터 상재하중이 작용하는 지점까지의 수평거리(상재하중 이격거리), 상재하중의 크기, 지진시 수평진도, 보강재의 연직설치간격, 보강재의 길이 및 전면부벽체의 폭 등이 발생토압 합력 및 전면부벽체의 안정성에 미치는 영향 등에 대한 분석이 이루어졌다. 또한, GRS-RW 공법의 설계시 참고할 수 있는 예비설계용 설계도표(preliminary design chart)를 제시하였다.

## 2. 발생토압 합력의 예측

### 2.1 Jarquio의 수정 Boussinesq 방정식

Jarquio(1981)는 인접상재하중에 의해 옹벽 배면에서 유발되는 횡토압의 증가량을 예측하

기 위하여, Boussinesq의 방정식을 일부 수정한 수정 Boussinesq 방정식을 제시한 바 있다. 제시된 수정 Boussinesq 방정식에 의한 토압 합력은 다음의 식(2.1)과 같다.

$$P = \frac{2 \cdot q}{\pi} [h(\theta_2 - \theta_1)] \quad (2.1)$$

여기서,  $\theta_1$  및  $\theta_2$ 의 단위는 radian이고, 각각

$$\theta_1 = \tan^{-1} \frac{b}{h}, \theta_2 = \tan^{-1} \frac{(a+b)}{h} \text{ 을 의미하며, } a, b \text{의 값은 반드시 예상파괴면 내에 위치한다}$$

(그림 2.1 참조).

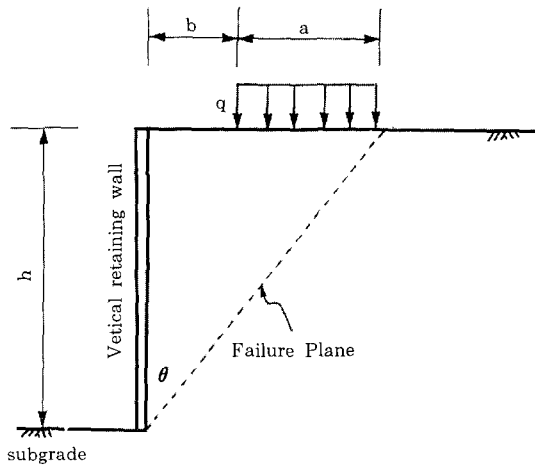


그림 2.1 상재하중에 의한 횡토압(Jarquio, 1981)

## 2.2 본 연구의 해석방법

GRS-RW 공법의 뒷채움에서 예상되는 파괴흙층의 형상은 Romstad 등(1978)이 제시한 이른바 '이중 흙층이론'을 토대로, 두개의 토체로 분할하였으며, 토목섬유 보강재 등에 의해 보강된 보강 토체는 요소(1)로, 보강되지 않은 비보강 토체는 요소(2)로 각각 정의하였다(그림 2.2 참조). 즉, 예상파괴면의 형상은 두개의 직선형태로 가정하여 보강된 토체와

비보강 토체의 예상파괴면 각도를 각각  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$ 로 정의하였고,  $\alpha_2$ 의 크기는  $\alpha_1$ 보다는 크고  $90^\circ$ 보다는 작은 각도를 유지하는 것으로 가정하였다. 등분포상재하중의 영향 고려시, 전면 부벽체 배면으로부터 상재하중이 작용하는 지점까지의 수평거리(d)를 고려하였고, 지표면에 작용하는 등분포상재하중의 폭(그림 2.2, B')은 예상파괴면(그림 2.2, 점 c)에 의해 절단되도록 충분히 큰 것으로 가정하였다.

또한, 뒷채움은 균질하고 등방성인 것으로 가정하였으며, 점착력이 있는 뒷채움(c- $\phi$  soil)에서 발생 가능한 인장균열의 영향 및 지진시 전면부벽체 및 뒷채움 자중에 의한 수평·연직관성력의 영향을 고려하였다.

### 2.2.1 비보강 토체와 보강 토체의 경계면에 작용하는 법선력 $P_{a2}$ 의 결정

그림 2.2를 토대로, 비보강 토체의 자중  $W_2$  및 비보강 토체의 예상파괴면 내 (bc)에 위치하는 등분포상재하중(이하 유효상재하중)의 길이  $l_e$ 의 계산식을 정리하면 각각 식(2.2), 식(2.3)과 같다.

$$W_2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H_a^2 - H_c^2) \cdot \left[ \frac{1}{\tan \alpha_2 - \tan i} \right] \quad (2.2)$$

$$t_2 = H_a \cdot \left[ \frac{1-n}{\tan \alpha_2 - \tan i} - \frac{d_2}{H_a} \right] \quad (2.3)$$

여기서,  $\gamma$ 는 뒷채움의 단위중량,  $H_c$ 는 뒷채움의 인장균열깊이,  $n = H_c/H_a$ 는 지표면으로부터 첫번째 포설되는 보강재까지의 연직거리 보다 작은 것으로 가정하였다. 또한,  $d_2$ 는 상재하중이 작용하는 지점(그림 2.2에서, 점 f)이 비보강 토체 내(그림 2.2에서, (bc))에 위치하는 경우에, 비보강 토체와 보강 토체의 경계가 되는 지점(그림 2.2, 점 b)으로부터 상재하중이 작용하는 지점까지의 수평거리를 의미한다. 만약 상재하중이 작용하는 지점이 보강 토체 내(그림 2.2에서, (ab))에 위치하는 경우에는

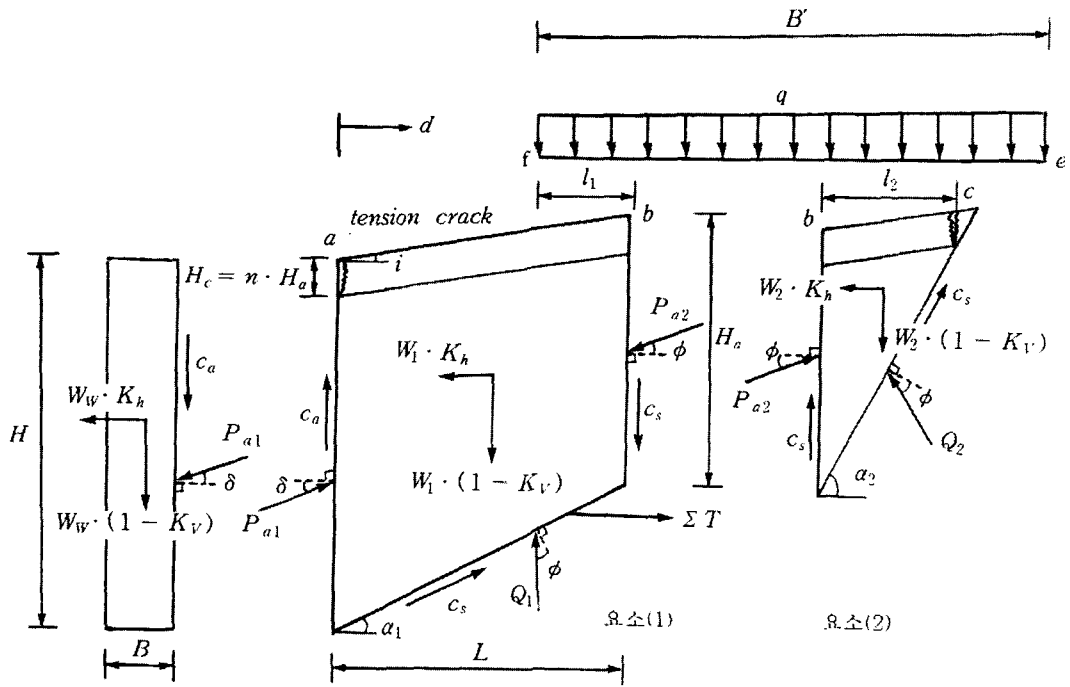
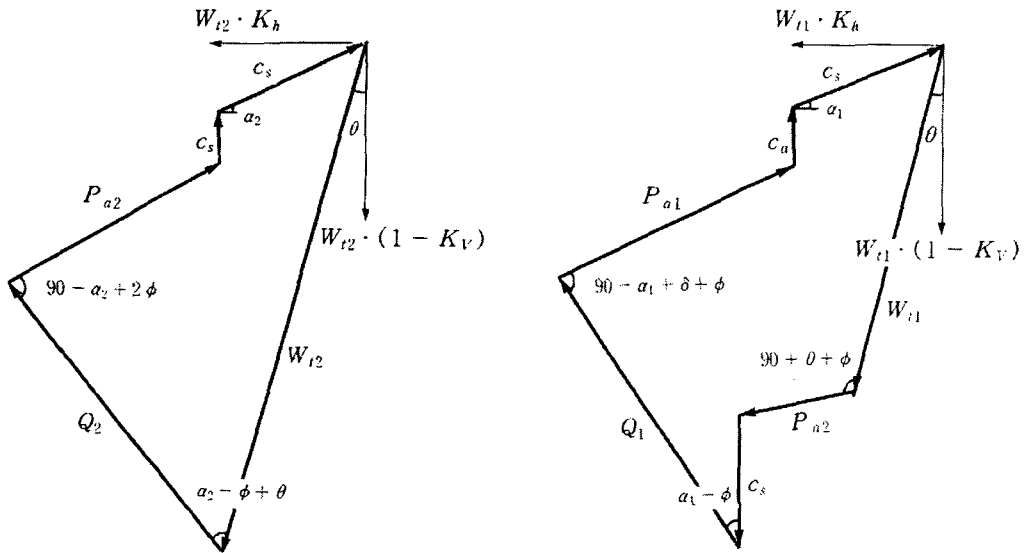


그림 2.2 뒷채움 토체 및 전면부벽체에 작용하는 힘



(a) 비보강 토체에 작용하는 힘의 다각형

(b) 보강 토체에 작용하는 힘의 다각형

그림 2.3 토체에 작용하는 힘의 다각형

$d_2=0$ 이 된다. 식 (2.2), (2.3) 및「그림 2.3 (a) 비보강 토체에 작용하는 힘의 다각형」을 토대로한 수평, 연직방향 힘의 평형조건식에 의해, 비보강 토체와 보강 토체의 경계면에 작용하는 법선력  $P_{a2}$ 의 계산식을 정리하면 식(2.4)와 같다.

$$P_{a2} = \frac{\sin(a_2 - \phi + \theta)}{\cos(2\phi - a_2)} \cdot W_{12} - \left[ \frac{\cos\phi}{\cos(2\phi - a_2)} + \frac{\sin(a_2 - \phi)}{\cos(2\phi - a_2)} \right] \cdot c_s \quad (2.4)$$

여기서,  $W_{12} = W_2 + q \cdot l_2$ ,  $\theta = \tan^{-1}[K_h/(1 - K_v)]$ ,  $K_h, K_v$  = 수평 및 연직진도,  $\phi, c_s$ 는 각각 뒷채움의 내부마찰각 및 점착력.

### 2.2.2 전면부벽체에 작용하는 토압 $P_{a1}$ 의 결정

그림 2.2를 토대로, 보강 토체의 자중  $W_1$  및 예상과피면 내(ab)에 위치하는 유효상재하중의 길이  $l_1$ 의 계산식을 정리하면 각각 식(2.5), 식(2.6)과 같다.

$$W_1 = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - H_a^2) \cdot \left[ \frac{1}{\tan a_1 - \tan i} \right] \quad (2.5)$$

$$l_1 = H \cdot \left[ \frac{(1 - \frac{H_a}{H})}{\tan a_1 - \tan i} - \frac{d_1}{H} \right] \quad (2.6)$$

여기서,  $d_1$ 은 전면부벽체의 배면으로부터 상재하중이 작용하는 지점까지의 수평거리. 식 (2.5) 및 식 (2.6)에서 전면부벽체의 연직경사 ( $\beta$ )는, 대다수 옹벽구조물의 벽체형태가 연직벽체(vertical wall)인 점을 감안하여,  $\beta=0$ 으로 가정하였다(Motta, 1994). 식 (2.5), (2.6) 및「그림 2.3 (b) 보강 토체에 작용하는 힘의 다각형」을 토대로 한 수평, 연직방향 힘의 평형조건식에 의해, 전면부벽체에 작용하는 토압  $P_{a1}$ 의 계산식을 정리하면 다음과 같다.

$$P_{a1} = \frac{\sin(a_1 - \phi + \theta)}{\cos(\delta - a_1 + \phi)} \cdot W_{11} - \frac{\cos\phi}{\cos(\delta - a_1 + \phi)} \cdot c_s \quad (2.7)$$

$$\frac{\sin(a_1 - \phi)}{\cos(\delta - a_1 + \phi)} \cdot (c_a - c_s) - \frac{\cos(a_1 - 2\phi)}{\cos(\delta - a_1 + \phi)} \cdot P_{a2} - \Sigma T$$

여기서,  $W_{11} = W_1 + q \cdot l_1$ ,  $\Sigma T$  = 각 보강재의 축방향을 따라 발휘가 예상되는 인장력의 합,  $\delta, c_a$ 는 각각 전면부벽체와 뒷채움 사에서 유발되는 벽마찰각 및 부착력.

전면부벽체에 작용하는 토압 합력  $P_{a1}$ 은 식 (2.4) 및 (2.7)을 토대로 반복계산에 의해 결정되어진다. 즉, 가상활동면의 경사각  $\alpha_1$  및  $\alpha_2$ 를 먼저 가정하여 보강 토체와 비보강 토체의 경계면에 작용하는 법선력  $P_{a2}$ 를 식 (2.4)로부터 계산하고,  $\alpha_2$ 를 다양하게 변화시켜 가장 큰 크기의 법선력  $P_{a2max}$ 를 계속해서 경사각  $\alpha_1$ 을 변화시켜 위의 과정을 반복하고 각각 계산된  $P_{a1}$  중에서 최대값  $P_{a1max}$ 을 한계평형상태의 토압 합력으로 최종 결정한다. 이러한 계산과정 이전에는 보강재에서 발휘되는 전체인발저항력  $\Sigma T$ 의 크기가 미리 결정되어야 한다.

### 2.2.3 보강재에서 발휘되는 전체인발저항력 $\Sigma T$ 의 결정

(1) 각 보강재에서 발휘되는 인발저항력  $T_{(i)}$  및 유효길이  $l_{(i)}$ 의 결정

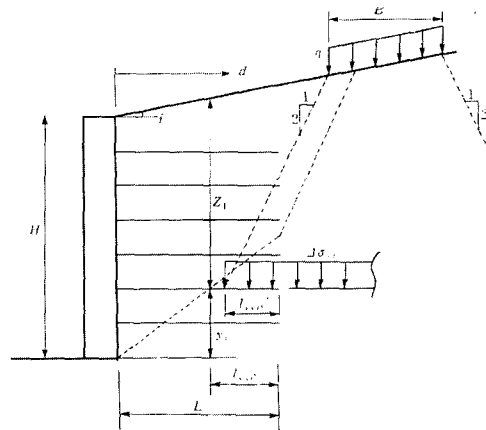


그림 2.4 보강재의 유효길이 및 지중응력 분포

식 (2.7)에 포함된 보강재에서 발휘되는 전체인발저항력  $\Sigma T$ 의 크기는 각 보강재에서 발휘되는 인발저항력  $T_{r(i)}$ 의 합을 의미하며,  $T_{r(i)}$ 의 크기는 파괴면 바깥쪽에 위치한 각 보강재의 유효길이  $l'_{e(i)}$ (그림 2.4 참조)를 따라 보강재와 뒷채움 사이에서 발휘되는 인발저항력을 토대로 결정된다. 본 연구에서는 현재 보강토옹벽의 설계시 가장 보편적으로 이용되고 있는 Jewell(1984)의 방법에 의해 각 보강재에서 발휘되는 인발저항력의 크기를 계산하였다. 각 보강재에서 발휘되는 인발저항력  $T_{r(i)}$ 의 계산식은 식 (2.8)과 같다.

$$T_{r(i)} = b' \cdot [l'_{e(i)} \cdot \gamma \cdot Z_i + l'_{e(i)} \cdot \Delta \sigma_{vi}] \quad (2.8)$$

$$\cdot (2\alpha_s \cdot \tan \delta' + \frac{\sigma_b}{\sigma_{vi}} \cdot \frac{t}{S_s} \cdot \alpha_b) \leq T_{yield}$$

여기서,  $\delta'$  = 보강재와 흙 사이의 마찰각,  $\alpha_s$  = 표면적에 대한 계수,  $\alpha_b$  = 수동저항면적에 대한 계수,  $\sigma_b$  = 보강재의 세로방향부재에 작용하는 수평방향 응력,  $\sigma_{vi}$  = 보강재에 작용하는 연직응력,  $Z_i$  = 지표면으로부터 각 보강재까지의 깊이,  $b'$  = 보강재의 폭,  $S_s$  = 보강재의 세로방향부재 간격,  $t$  = 보강재의 세로방향부재 두께, 또한  $\Delta \sigma_{vi}$  및  $l'_{e(i)}$ 은 각각 상재하중에 의한 연직응력 증분과, 보강재의 유효길이중 상재하중에 의해 연직응력이 증가하는 부분만의 길이를 의미한다.

(2) 인접상재하중에 의한 지중응력증분  $\Delta \sigma_{vi}$ 의 결정

인접상재하중에 의해 GRS-RW 공법의 뒷채움 내부에서 유발되는 지중응력의 분포는, 상재하중의 영향이 2:1(수직:수평)의 분포로 지중으로 분산하는 것으로 가정하는, 이른바 2:1 분포법을 적용하였다(Harr, 1966:건설교통부 구조물기초설계기준, 1997). 인접상재하중에 의해 보강재에 작용하는 연직응력의 분포형태는 그림 2.4에 명시되어 있으며, 연직응력 증분  $\Delta \sigma_{vi}$ 의 계산식을 정리하면 식 (2.9)와 같이 된다.

$$\Delta \sigma_{vi} = \frac{q \cdot B'}{[B' + H - y_i + (d + \frac{B'}{2}) \cdot \tan i]} \quad (2.9)$$

### 3. 분석

본 연구제시 해석방법의 효율성 및 적합성을 확인하기 위하여, 수정 Boussinesq방정식(Jarquio, 1981)에 의한 토압 예측결과 및 전면부벽체 안정성 등과의 비교·분석이 이루어졌으며, 상재하중 이격거리, 상재하중의 크기, 지진시 수평진도, 보강재의 연직간격, 보강재의 길이 및 전면부벽체의 폭 등이 발생토압 합력 및 전면부벽체의 안정성에 미치는 영향 등에 대한 분석이 이루어졌다. 또한, GRS-RW 공법의 설계시 참고할 수 있는 예비설계용 설계도표를 제시하였다. 옹벽구조물이나 교대의 설계시, 통상 지진하중 작용시의 연직진도  $K_v$ 는 무시한다는 시방기준(AASHTO, 1996)에 따라, 본 분석에서는 연직진도  $K_v$ 의 영향을 고려하지 않았다. 아울러, 본 분석에서는, 뒷채움 지반이 점성토인 경우에 배수효과를 목적으로 주로 이용하는 복합지오텍스타일 보강재의 경우에는, 보강재와 흙 사이의 마찰특성과 관련한 연구가 현재 활발히 진행되고 있고(棚橋由彦, 1996), 아직까지는 세계적으로 통용되는 일반적인 제안식이 보고되지 않은 이유로, 지오텍스타일을 이용하는 일반적인 GRS-RW 공법만을 대상으로 하였다. 따라서, 분석에 적용한 뒷채움지반의 강도정수는, 그간 보강토옹벽체 공법에 주로 적용되고 있는 뒷채움의 종류가 깨끗한 모래자갈 또는 실트질모래 및 자갈 등(건설교통부, 1997)임을 감안하여, 느슨한 상태의 균등모래지반을 대상으로 하였다. 전면부벽체의 안정성은, GRS-RW 공법의 전면부벽체가 강성이 비교적 큰 현장타설 콘크리트벽체임을 감안하여, 외적안정 검토시 일반 중력식옹벽과 같은 방식(건설교통부, 1997)으로 검토하였으며, GRS-RW 공법과 같이 보강재의 길이가 비교적 짧은 경우, 전도에 대한 안전율이 전면

표 3.1 분석조건

뒷채움	$\gamma = 1.75t/m^3$ , $\phi = 33.0^\circ$ , $\delta = 15.0^\circ$ , $c = 0.0t/m^2$ , $i = 0.0$	
보강재	종류	Tensar SR-2 지오그리드 (설계인장강도 = $1.75t/m$ , $\sigma_v/\sigma_h = 16$ , $t = 0.41cm$ , $S_x = 11.1cm$ )
	연직간격	$S_v = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6m$
	길이	$L = 1.2, 1.4, 1.6, 1.8, 2.0m$
전면판	재질 및 높이	콘크리트( $\gamma_{con} c = 2.4t/m^3$ ), $H = 60m$
	폭	$B = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6m$
상재하중	하중강도	$Q = 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0t/m^2$
	폭	$B' = 10.0m$
수평진도	$K_h = 0.00, 0.05, 0.10, 0.15, 0.20$	

부벽체의 안정성에 가장 중요하다는 기존의 연구결과(Tatsuoka 등, 1994)에 따라, 전면부벽체의 안정성 검토시 전도에 대한 안정성을 중심으로 분석하였다.

본 분석에 적용된 각종 설계변수는 아래의 표 3.1과 같다. 표 3.1 에서, 벽체의 높이, 벽체의 폭 및 보강재의 연직간격 등은 그간의 GRS-RW 공법의 적용실적, 주요 적용대상(Tatsuoka 등, 1994) 등을 감안하여 적용하였으며, 보강재의 종류는 현재 세계적으로 많이 사용되고 있는 지오그리드를 대상으로 하였고, 그 재료특성은 Collin(1986)의 연구결과를 참고로 하였다.

### 3.1 상재하중의 영향

그림 3.1에는 보강재의 연직간격 0.4m, 길이 2.0m, 전면부벽체의 폭 0.3m, 수평진도  $K_h = 0.00$ 인 경우, 상재하중의 크기에 따른 수평토압 합력(Phaq)-상재하중 이격거리비( $d/H$ ) 사이의 관계를 나타내었다.

그림 3.1로부터 상재하중의 크기가 수평토압 합력에 미치는 영향을 살펴보면, 본 연구제시 해석법 및 Jarquio의 방법 모두, 상재하중의 크기가 감소할수록 수평토압 합력의 크기도 점차 감소하며, 본 연구제시 해석법에 비하여 Jarquio의 방법의 경우에 상재하중 크기 감소

에 따른 수평토압 합력의 감소율이 크게 나타났다. 이러한 감소율은, 상재하중 이격거리비가 증가할수록 점차 감소하여, 상재하중 이격거리비가 일정치에 도달하면 상재하중 크기에 따라 수평토압 합력의 크기가 변화하지 않는 것으로 나타났다(이 때의 이격거리비를 편의상 '한계이격거리비'라 하자). 한계이격거리비의 크기를 분석하면, Jarquio의 방법의 경우에는 상재하중의 크기에 관계없이 한계이격거리비가 일정한 값을 나타낸 반면, 본 연구제시 해석법의 경우에는 상재하중의 크기가 증가함에 따라 한계이격거리비도 점차 증가하는 현상을 보이며, 이러한 원인은, Jarquio 방법의 경우에는 상재하중의 크기에 관계 없이 예상파괴면의 크기가 동일하므로(그림 2.1 참조), 한계이격거리비가 상재하중의 크기에 관계없이 일정한데 반해, 본 연구제시 해석방법의 경우에는, 상재하중이 증가함에 따라 예상파괴면의 형상도 변화하여, 한계이격거리가 상재하중이 증가함에 따라 점차 증가하는 현상 때문으로 판단된다.

한편, 본 연구제시 해석법 및 Jarquio의 방법에 의한 수평토압 합력 예측치 모두, 상재하중 이격거리비가 증가할수록 수평토압 합력의 크기는 점차 감소하며, 그 감소율은 본 연구제시 해석법에 비하여 Jarquio의 방법이 큰 감소

울을 나타내고 있고, 상재하중 크기가 증가할수록 그 감소율이 증가하고 있다. 구체적인 수평토압 합력의 감소율은, 본 연구제시 해석방법의 경우 약 69.3%( $Q=1.0\text{t/m}^2$ 인 경우)~92.2%( $Q=5.0\text{t/m}^2$ 인 경우)의 범위로, 또한 Jarquio의 방법의 경우에는 약 82.4%( $Q=1.0\text{t/m}^2$ 인 경우)~95.9%( $Q=5.0\text{t/m}^2$ 인 경우)의 범위로 각각 나타났다. 상재하중 이격거리비에 따른 수평토압 합력의 감소율이 Jarquio의 방법에 비하여 본 연구제시 해석방법의 경우에 큰 값을 나타내는 이유는, Jarquio 방법의 경우에는 상재하중 이격거리비에 관계 없이 뒷채움에서 발생하는 예상파괴면의 크기가 동일한 반면(그림 2.1 참조), 본 연구제시 해석방법의 경우에는 상재하중 이격거리비가 증가함에 따라서 예상파괴면도 변화하는데 그 원인이 있는 것으로 판단되며, 이와 관련한 보다 자세한 분석은 그림 3.2에서 수행되었다.

결과적으로 수평토압 합력의 크기는, 모든 상재하중 조건에서, 상재하중 이격거리비가 비교적 작은 경우에는 Jarquio의 수평토압 합력 예측치가 본 연구결과에 비하여 매우 크게 나타났지만, 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상으

로 증가하면, 특히, 상재하중이 증가할수록, 본 연구제시 해석법에 의한 수평토압 합력 예측치가 오히려 크게 나타나는 결과를 보이고 있으며, 이러한 원인은 전술하였듯이 상재하중 이격거리비에 따른 수평토압 합력의 감소율이 본 연구제시 해석법 및 Jarquio의 방법이 차이를 나타내는 현상과 함께, 본 연구제시 해석법의 경우에는 상재하중의 크기가 증가함에 따라 한계이격거리비도 점차 증가하는데 그 원인이 있는 것으로 분석된다.

특히 상재하중 이격거리비가 비교적 작은 경우에, Jarquio의 수평토압 합력 예측치가 본 연구결과에 비하여 매우 크게 나타나는 결과는, 「2.2 본 연구의 해석방법」에서 기술하였듯이, 본 연구제시 해석방법의 경우에는 상재하중의 폭이 예상파괴면에 의해 절단되도록 충분히 큰 것으로 가정한 반면, Jarquio의 해석방법의 경우에는 상재하중의 종류를 비교적 기초폭이 작은 띠하중(strip load)을 대상으로 하여, 기초폭이 증가할수록 수평토압 합력의 크기가 크게 증가하는데 그 원인이 있는 것으로 판단된다(2.1 Jarquio의 수정 Boussinesq 방정식」참조).

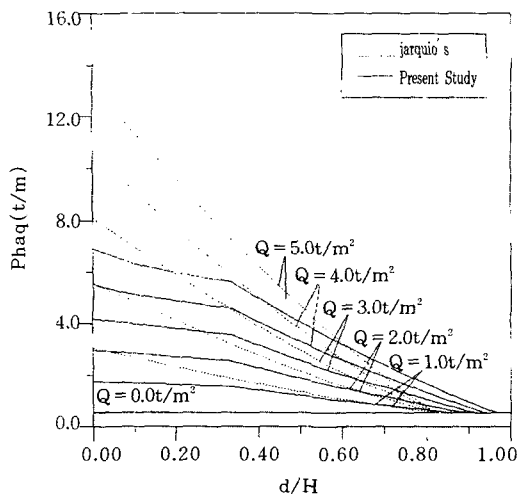


그림 3.1 상재하중 크기에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 관계  
( $S_v=0.4\text{m}$ ,  $L=2.0\text{m}$ ,  $B=0.3\text{m}$ ,  $K_n=0.0$ 인 경우)

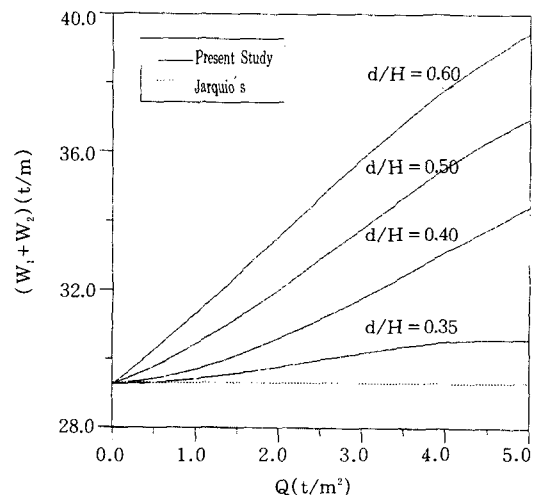


그림 3.2 상재하중 이격거리비에 따른 흙쌓기 중량-상재하중 크기 관계  
( $S_v=0.4\text{m}$ ,  $L=2.0\text{m}$ ,  $B=0.3\text{m}$ ,  $K_n=0.0$ 인 경우)



그림 3.2에는 상재하중 및 상재하중 이격거리비가 파괴흙쇄기의 크기에 미치는 영향을 분석하기 위하여 보강재의 연직간격이 0.4m, 길이는 2.0m이고, 전면부벽체의 폭이 0.3m, 수평진도  $K_h = 0.00$ 인 경우, 상재하중 이격거리비에 따른 흙쇄기 중량( $W_1 + W_2$ ) - 상재하중 크기 관계를 명시하였다. 여기서, 흙쇄기 중량은, 예상 파괴면의 변화에 따라서 유발되는 토체 자체만의 중량을 의미한다. 그림 3.2를 살펴보면, Jarquio 방법에 의한 흙쇄기 중량은 상재하중 크기나 상재하중 이격거리비에 관계 없이 일정한데 반해, 본 연구제시 해석방법의 경우에는 상재하중의 크기가 증가할수록, 또한, 상재하중 이격거리가 증가할수록 흙쇄기 중량도 증가하는 현상을 나타내고 있어, 「그림 3.1 상재하중 크기에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 관계」의 분석결과를 뒷받침하고 있다.

### 3.2 수평진도의 영향

그림 3.3에는 보강재의 연직간격 0.4m, 길이 2.0m이고, 전면부벽체의 폭 0.3m, 상재하중

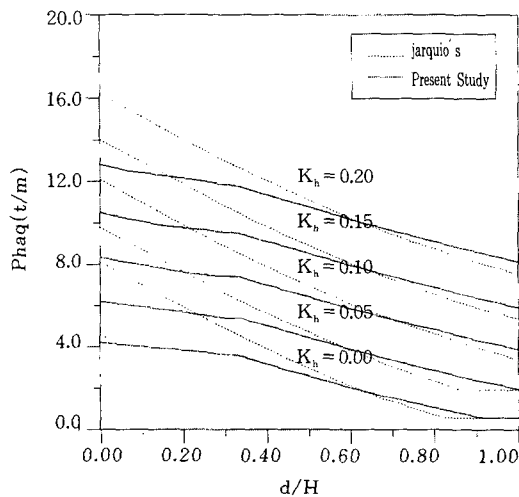


그림 3.3 수평진도에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 관계( $S_s = 0.4m$ ,  $L = 2.0m$ ,  $B = 0.3m$ ,  $Q = 3.0t/m^2$ 인 경우)

$3.0t/m^2$ 인 경우, 지진시 수평진도에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 사이의 관계가 명시되어 있다. 또한 그림 3.4에는, 동일한 분석조건에서 전면부벽체의 안정에 필요한 보강재의 길이비(req.(L/H), 이하 보강재의 설계길이비)-상재하중 이격거리비 사이의 관계가 명시되어 있다.

그림 3.3으로부터, 본 연구제시 해석방법 및 Jarquio의 방법 모두, 수평진도가 증가할수록 수평토압 합력의 크기는 증가하고 있으며, 상재하중 이격거리비에 따른 수평토압 합력의 크기는 모든 수평진도 조건에서 「3.1 상재하중의 영향」에서와 유사한 경향을 나타내어, 상재하중 이격거리비가 비교적 작은 경우에는 Jarquio의 수평토압 합력 예측치가, 또한 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상으로 증가하면, 본 연구제시 해석법에 의한 수평토압 합력 예측치가 오히려 크게 나타나는 결과를 보이고 있다. 아울러, 본 연구제시 해석법 및 Jarquio의 방법에 의한 수평토압 합력 예측치 모두 수평진도가 증가할수록 상재하중 이격거리비 증가에 따른 토압합력의 감소율은 점차 감소하는 현상

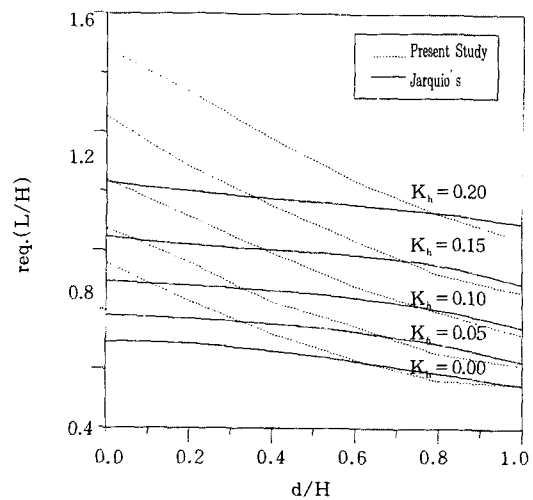


그림 3.4 상재하중 이격거리비에 따른 흙쇄기 중량-상재하중 크기 관계( $S_s = 0.4m$ ,  $L = 2.0m$ ,  $B = 0.3m$ ,  $Q = 3.0t/m^2$ 인 경우)

을 나타내고 있다. 구체적인 상재하중 이격거리비에 따른 수평토압 합력의 감소율은, 본 연구제시 해석방법의 경우 약 36.8%( $K_h=0.20$ 인 경우)~87.2%( $K_h=0.00$ 인 경우)의 범위로, Jarquio의 방법의 경우에는 약 53.7% ( $K_h=0.20$ 인 경우)~93.4%( $K_h=0.00$ 인 경우)의 범위로 각각 나타났다.

그림 3.4를 살펴보면, 전면부벽체의 안정에 필요한 보강재의 설계길이비는,「그림 3.3 수평진도에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 관계」와 대체로 유사한 경향을 보이며, 특히 상재하중 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상인 경우에 본 연구제시 해석법과 Jarquio의 방법에 의한 수평토압 합력 예측치의 차이는 수평진도가 증가할수록 미소하나마 증가하는 경향을 보여, 본 연구의 분석조건에 국한된 결과이긴 하나, 상재하중 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상인 경우에는, 특히 설계수평진도가 증가할수록 Jarquio의 방법의 적용시 불안전축의 설계가 될 수 있을 것으로 판단된다.

### 3.3 보강재 연직간격의 영향

그림 3.5에는 보강재의 길이 2.0m, 전면부벽체의 폭 0.3m, 상재하중  $3.0t/m^2$ , 지진시 수평진도  $K_h=0.00$ 인 경우, 보강재의 연직간격( $S_v$ )에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 사이의 관계가 명시되어 있다. 또한 그림 3.6에는, 동일한 분석조건에서 보강재의 설계길이비-상재하중 이격거리비 사이의 관계가 명시되어 있다. 참고적으로, 그림 3.5에서 보강재의 연직간격  $S_v=0.3m$ 인 경우는, 전면부벽체에 작용하는 토압이 거의 발생하지 않는 경우에 해당되어, 본 분석에서는 제외하였다.

그림 3.5에서, 보강재의 연직간격이 수평토압 합력의 크기에 미치는 영향을 분석하면, 수평토압 합력의 크기는 보강재의 연직간격이 감소할수록 점차 감소하며, 그 감소율은, 본 연구제시 해석방법 및 Jarquio의 방법 모두, 상재하중 이격거리비가 증가할수록 증가하고, 모든

상재하중 이격거리비 조건에서, 미소하나마 Jarquio의 방법에 비하여 본 연구제시 해석법의 경우에 크게 나타났다. 구체적인 수평토압 합력의 감소율은, 본 연구제시 해석방법의 경우 약 39.9%( $d/H=0.00$ 인 경우)~81.6%( $d/H=1.00$ 인 경우)의 범위로, 또한 Jarquio의 방법의 경우에는 약 22.3%( $d/H=0.00$ 인 경우)~81.6%( $d/H=1.00$ 인 경우)의 범위로 나타났다. 상재하중 이격거리비에 따른 수평토압 합력의 변화를 살펴보면, 본 연구제시 해석방법 및 Jarquio의 방법 모두, 상재하중 이격거리비에 따른 수평토압 합력의 감소율은 점차 감소하는 현상을 나타내고 있다. 구체적인 수평토압 합력의 감소율은, 본 연구제시 해석방법의 경우 약 58.1%( $S_v=0.6m$ 인 경우)~87.2%( $S_v=0.4m$ 인 경우)의 범위로, Jarquio의 방법의 경우에는 약 72.0% ( $S_v=0.6m$ 인 경우)~93.4%( $S_v=0.4m$ 인 경우)의 범위로 각각 나타났다. 수평토압 합력의 크기는, 모든 보강재의 연직간격에 관계없이「3.1 상재하중의 영향」및「3.2 수평진도의 영향」에서와 유사한 경향을 나타내어, 상재하중 이격거리비가 비교적 작은 경우에는 Jarquio의 수평토압 합력 예측치가, 또한 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상으로 증가하면, 본 연구제시 해석법에 의한 수평토압 합력 예측치가 오히려 크게 나타나는 결과를 보이고 있다. 한편 상재하중의 한계이격거리비는, 본 연구제시 해석방법의 경우에는 보강재 연직간격에 따라 큰 변화 없이 약 0.90으로, 또한, Jarquio의 방법의 경우에는 보강재 연직간격에 따라 큰 변화 없이 상재하중 이격거리비가 약 0.80으로 각각 나타나, 결과적으로 모든 보강재 연직간격 조건에서, 상재하중 이격거리비가 약 0.90 이상인 경우에는 본 연구제시 해석방법 및 Jarquio의 방법에 의한 수평토압 합력 예측치가 동일한 결과를 나타내었다.

그림 3.6을 살펴보면,「그림 3.5 보강재의 연직간격에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 관계」와 대체로 유사한 경향을 보이며, 상재하중 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상인

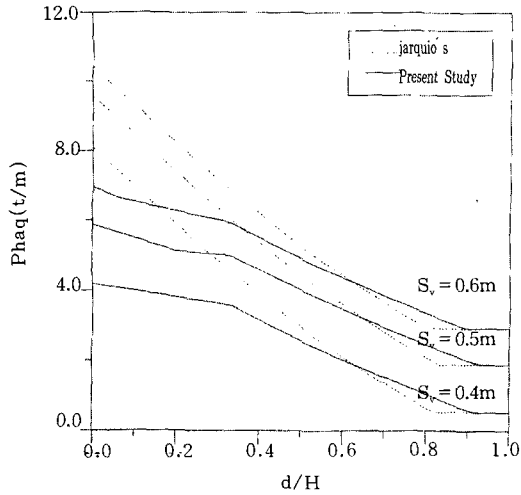


그림 3.5 보강재의 연직간격에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 관계( $S_v=0.4m$ ,  $L=2.0m$ ,  $B=0.3t/m^2$ ,  $K_b=0.00$ 인 경우)

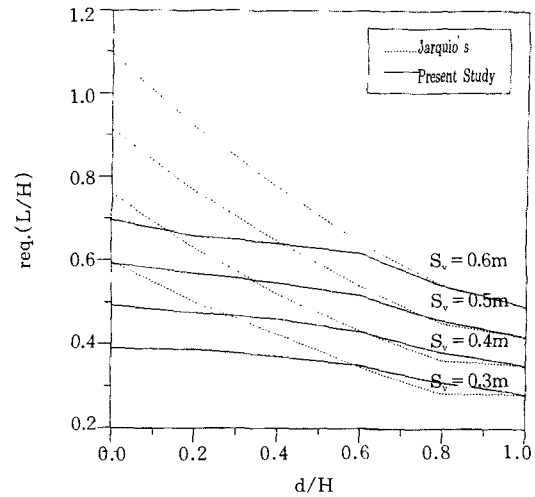


그림 3.6 보강재의 연직간격에 따른 보강재의 설계길이비-상재하중 이격거리비 관계( $L=2.0m$ ,  $B=0.3m$ ,  $Q=3.0t/m^2$ ,  $K_b=0.00$ 인 경우)

경우 보강재의 설계길이비는, 보강재 연직간격이 비교적 작은 경우( $S_v=0.3, 0.4m$ )에는 본 연구제시 해석방법의 경우가 Jarquio의 방법에 비하여 최대 약 9.2%( $S_v=0.3m$ ,  $d/H=0.80$ 인 경우) 큰 값을 나타내었으나, 보강재 연직간격이 비교적 큰 경우( $S_v=0.5, 0.6m$ )나 상재하중 이격거리비가 증가하여  $d/H=0.90\sim 1.00$  정도에 이르는 경우에는 동일하거나 거의 비슷한 값을 나타내었다. 따라서, 상재하중 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상인 경우에, 특히 보강재의 연직간격이 0.3, 0.4m로 비교적 작은 경우에는 Jarquio의 방법의 적용시 불안전측의 설계가 될 수 있는 것으로 판단된다. 한편, 상재하중 이격거리비 증가에 따른 보강재 설계길이비의 감소율은, 보강재 연직간격에 관계없이 Jarquio의 방법에 비하여 본 연구제시 해석방법의 경우에 작은 값을 나타내었다.

### 3.4 보강재 길이 및 전면부벽체폭의 영향

그림 3.7에는 보강재의 연직간격 0.4m, 전면부벽체의 폭 0.3m, 상재하중  $3.0t/m^2$ , 지진시

수평 진도  $K_b=0.00$ 인 경우, 보강재의 길이에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 사이의 관계가 명시되어 있다. 그림 3.7에서, 본 연구제시 해석법 및 Jarquio의 방법 모두, 상재하중 이격거리비에 관계없이 보강재의 길이가 증가할수록 수평토압 합력의 크기는 감소하며, 그 감소율은 Jarquio의 방법에 비하여 본 연구제시 해석방법의 경우에, 미소하나 큰 감소율을 나타내었다. 구체적인 감소율은, 본 연구제시 해석방법의 경우에 약 47.3%( $d/H=0.00$ 인 경우)~85.6%( $d/H=1.00$ 인 경우)의 범위로, 또한 Jarquio의 방법의 경우에는 약 24.5%( $d/H=0.00$ 인 경우)~85.6%( $d/H=1.00$ 인 경우)의 범위로 나타나, 상재하중 이격거리비가 증가할수록 대체로 증가하는 경향을 보였다.

한편, 상재하중 이격거리비에 따른 수평토압 합력의 감소율을 살펴보면, 보강재의 길이에 관계 없이, 본 연구제시 해석방법에 비하여 Jarquio의 방법의 경우에 큰 감소율을 보였으며, 본 연구제시 해석방법 및 Jarquio의 방법 모두, 보강재 길이가 증가할수록 수평토압 합력 감소율은 점차 증가하는 경향을 나타내었

다. 상재하중의 한계이격거리비는, 본 연구제시 해석방법의 경우에는 보강재 길이에 따라 큰 변화 없이 약 0.90으로, 또한, Jarquio의 방법의 경우에는 보강재 길이에 따라 약 0.73 ( $L=1.2\text{m}$ 인 경우)~0.83( $L=2.0\text{m}$ 인 경우)의 범위로 나타나, 본 연구제시 해석방법의 경우가 Jarquio의 방법에 비하여 큰 값을 나타내고 있으며, 결과적으로 모든 보강재 길이 조건에서, 상재하중 이격거리비가 약 0.90 이상인 경우에는 본 연구제시 해석방법 및 Jarquio의 방법에 의한 수평토압 합력 예측치가 동일한 결과를 나타내었다.

그림 3.8에는 보강재의 연직간격이 0.4m, 상재하중  $3.0\text{t/m}^2$ , 지진시 수평진도  $K_h=0.00$ 인 경우 보강재의 설계길이비-상재하중 이격거리비 사이의 관계가 전면부벽체의 폭을 각각 달리한 경우에 대하여 명시되어 있다. 그림 3.8에서, 보강재의 설계길이비는, 본 연구제시 해석법 및 Jarquio의 방법 모두 상재하중 이격거리비에 관계없이 전면부벽체폭이 증가할수록 약 4.1%( $d/H=0.00$ 인 경우)~5.7%( $d/H=1.00$ 인 경우)의 미소한 범위로 감소하는 것으로 나타

났다. 상재하중 이격거리비에 따른 보강재 설계길이비의 감소율을 살펴보면, 전면부벽체의 폭에 관계 없이, 본 연구제시 해석방법에 비하여 Jarquio의 방법의 경우에 큰 감소율을 보였으며, 구체적인 감소율은 본 연구제시 해석방법의 경우 약 29.2%( $B=0.3\text{m}$ 인 경우)~30.4%( $B=0.6\text{m}$ 인 경우)의 범위로, Jarquio의 방법의 경우에는 약 54.0%( $B=0.3\text{m}$ 인 경우)~54.7%( $B=0.6\text{m}$ 인 경우)의 범위로 각각 나타났다.

### 3.5 예비설계용 설계도표의 제시

본 연구에서는, GRS-RW 공법의 설계시 참고할 수 있는 예비설계(preliminary design)용 설계도표를 그림 3.9 및 그림 3.10에 제시하였다. 제시된 설계도표는 「3. 분석」에서 전술하였듯이, 전면부벽체의 전도에 대한 안전율 2.0 이상을 만족하는 보강재의 길이를 보강재의 설계길이(req.(L))로 표시하였다. 설계도표에 적용된 GRS-RW 공법의 제원은, 아래의 표 3.2와 같으며, 표 3.2에서, 전면부벽체의 높이, 폭 및 보강재의 연직간격 등은 그간의 GRS-RW 공법의 적용실적, 주요 적용대상(Tatsuoka 등,

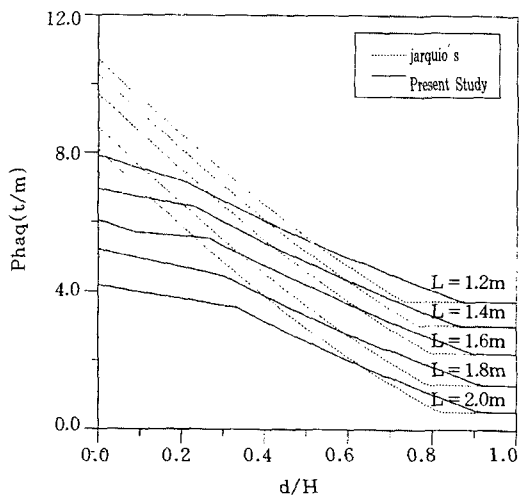


그림 3.7 보강재의 길이에 따른 수평토압 합력-상재하중 이격거리비 관계( $S_v=0.4\text{m}$ ,  $B=0.3\text{t/m}^2$ ,  $Q=3.0\text{t/m}^2$ ,  $K_h=0.00$ 인 경우)

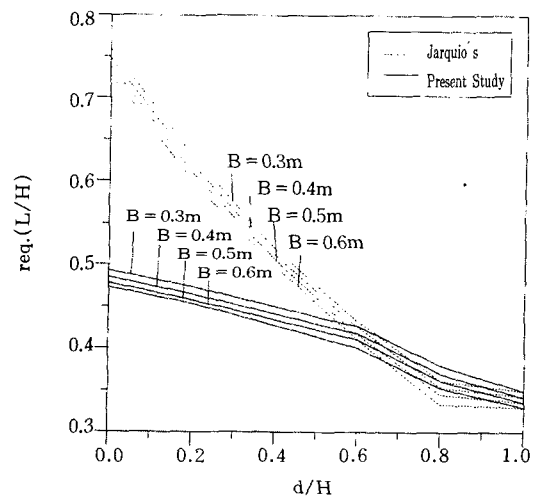


그림 3.8 전면부벽체폭에 따른 보강재의 설계길이비-상재하중 이격거리비 관계( $S_v=0.4\text{m}$ ,  $Q=3.0\text{t/m}^2$ ,  $K_h=0.00$ 인 경우)

표 3.2 적용된 설계조건

뒷채움	$\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$ , $\phi = 33.0^\circ$ , $\delta = 15.0^\circ$ , $c = 0.0 \text{ t/m}^2$ , $i = 0.0^\circ$	
보강재	종류	Tensar SR-2 지오그리드
	연직간격	$S_v = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6 \text{ m}$
전면판	재질 및 높이	콘크리트( $\gamma_{\text{con}}' c = 2.4 \text{ t/m}^3$ ), $H = 6.0 \text{ m}$
상재하중	폭	$B = 0.3 \text{ m}$
	하중강도	$Q = 0.0 \sim 6.0 \text{ t/m}^2$
	이격거리	$d = 0.0 \sim 6.0 \text{ m}$
수평진도	$K_h = 0.00, 0.10$	

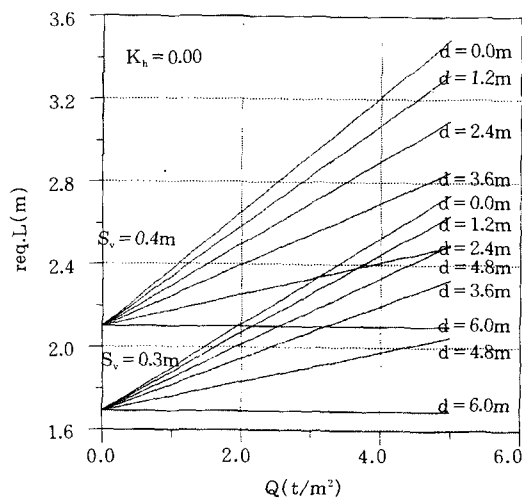
1994) 등을 감안하여 적용하였다. 아울러, 적용된 보강재의 종류는 현재 세계적으로 많이 사용되고 있는 지오그리드를 대상으로 하였으며, 뒷채움에 적용된 흙의 내부마찰각 등은 느슨한 상태의 균등모래지반을 대상으로 하였다.

#### 4. 결론

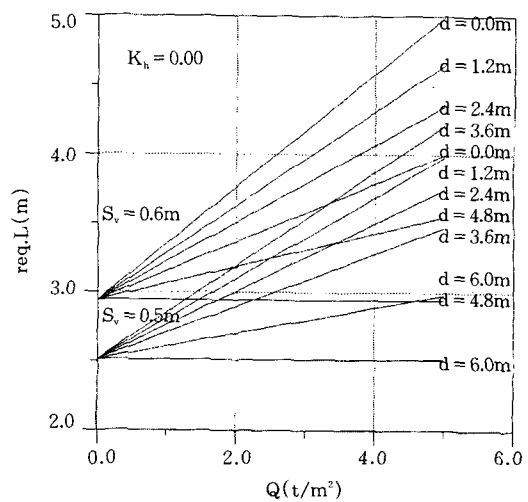
본 연구에서는, GRS-RW 공법의 전면부벽

체 배면으로부터 다양한 거리만큼 이격되어 등분포상재하중이 작용하는 경우, 이러한 인접상재하중의 영향을 고려한 횡토압 예측방법을 한계평형해석에 의해 제시하였으며, GRS-RW 공법의 설계시 참고할 수 있는 예비설계용 설계도표를 제시하였다. 제시된 토압 합력의 예측방법은, 전면부벽체 배면으로부터 상재하중이 작용하는 지점까지의 수평거리를 고려할 수 있도록 하였으며, 지진하중 작용시 전면부벽체 및 뒷채움 자중에 의한 수평·연직관성력의 영향을 고려하였다. 아울러, 본 연구제시 해석법은, 점성토뒷채움의 경우에 흔히 적용되는 복합지오택스타일 보강토공법의 해석시에 추후 적용 가능하도록 접착력이 있는 뒷채움( $c-\phi$  soil)에서 발생 가능한 인장균열의 영향을 고려할 수 있도록 하였다. 분석을 통해 얻어진 주요 결론을 요약하면 다음과 같다.

(1) 본 연구제시 해석법과 Jarquio의 방법 모두, 상재하중 이격거리비가 증가할수록 전면부벽체에 작용하는 수평토압 합력의 크기는 감소하였으며, 그 감소율은, 본 연구제시 해석법에 비하여 Jarquio의 방법이 크게 나타났고,

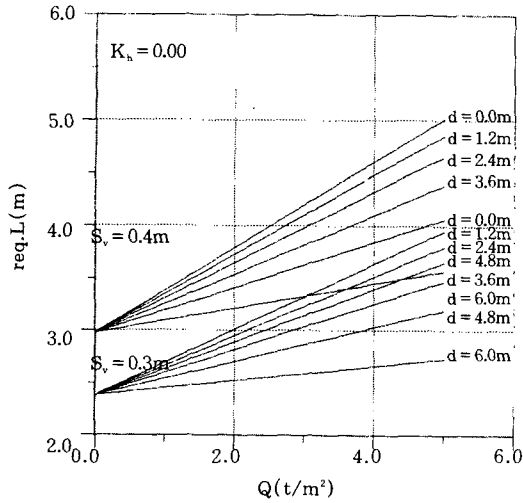


(a)  $S_v = 0.3, 0.4 \text{ m}$

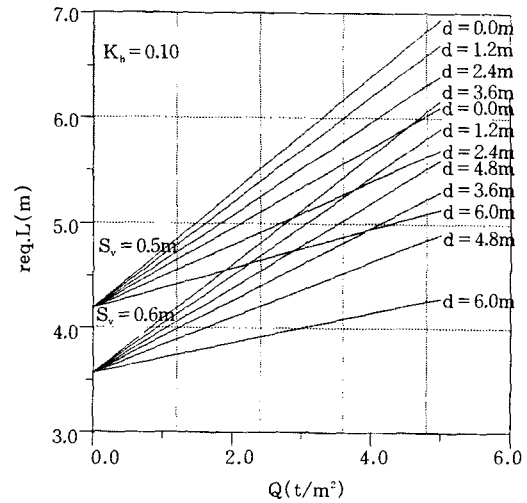


(b)  $S_v = 0.5, 0.6 \text{ m}$

그림 39 설계도표 1



(a)  $S_v = 0.3, 0.4m$



(b)  $S_v = 0.5, 0.6m$

그림 3.10 설계도표 2

상재하중, 수평진도, 보강재 연직간격 및 길이가 증가할수록 증가하였다.

(2) 수평토압 합력의 크기는, 상재하중 이격거리비가 비교적 작은 경우에는 Jarquio의 수평토압 합력 예측치가 본 연구결과에 비하여 매우 크게 나타났지만, 이격거리비가 약 0.60~0.70 이상으로 증가하면, 본 연구제시 해석법에 의한 수평토압 합력 예측치가 오히려 크게 나타났다. 이러한 현상은 특히, 상재하중의 크기 및 수평진도가 증가할수록, 보강재의 연직간격이 비교적 작은 경우에 현격하게 나타났다.

(3) 상재하중 한계이격거리비는, Jarquio의 방법의 경우에는 각종 설계변수에 관계 없이 일정한 값을 나타낸 반면, 본 연구제시 해석법의 경우에는 약 0.87~1.00이상의 범위로, 상재하중의 크기 및 수평진도가 증가할수록 큰 값을 나타내었고, 보강재 연직간격에는 거의 영향을 받지 않는 것으로 나타났다.

(4) 본 연구제시 해석법 및 Jarquio의 방법 모두, 보강재의 설계길이비는 전면부벽체폭의

영향을 매우 작게 받으며, 상재하중 이격거리비가 증가할수록 그 영향이 미소하게 증가하는 것으로 나타났다.

(5) 본 연구제시 해석방법에 의한 수평토압 합력 예측치와 모형실험결과와의 비교·분석 및 띠하중(strip load), 불균등한 하중분포 등 다양한 상재하중 조건에 대한 해석방법은 추후의 연구과제이다. 아울러, 점성토뒷채움의 경우에 복합지오텍스타일 보강재와 뒷채움 사이의 마찰특성에 관련한 연구가 추후 활발히 진행된다면, 복합지오텍스타일과 점성토뒷채움에 의한 GRS-RW 공법의 해석시에도 본 연구의 제안식의 적용이 가능할 것으로 판단된다.

### 참고 문헌

1. 김홍택, 방윤경 외(1998), "GRS-RW 보강토벽체 공법의 준3차원 안정해석," 한국지반공학회지, 제14권 제4호, pp.177~201.
2. 건설교통부(1997), 구조물기초설계기준.
3. 방윤경(1997), "GRS-RW 보강토옹벽의 3차원 안정해석 및 보강재의 마찰특성에 관한 연구."

박사학위논문, 홍익대학교대학원.

4. 棚橋由彦, (1996), "複合ジオテキスタイルの引拔摩擦特性と部材内應力分布の把握", 日本土木學會 第51回 年次學術講演會, pp.604~605.
5. AASHTO(1996), *Standard Specifications for Highway Bridges*. 6th Edition, AASHTO, Washington. pp.411.
6. Clayton, C.R.I. Milititsky, J. and Woods, R.I.(1993), *Earth Pressure and Earth Retaining Structures*. Blackie Academic & Professional, pp.60~62.
7. Collin, J. G.(1986), *Earth Wall Design*. Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley.
8. Harr, M.E.(1966), *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*. McGRAW-HILL pub., pp.59~63.
9. Haza, E., Gotteland, P., Gourc, J.P.(1998), "Locally Loaded Geosynthetic Reinforced Soil Structure : Calculation Method," *Sixth International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, pp.511~516.
10. Jarquio, R.(1981), "Total Lateral Surcharge Pressure Due to Strip Load," *Jour. of Geotechnical Engrg. Div., ASCE*. Vol.107, No.10, pp.1424~1428.
11. Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W. and Dubois, D.(1984), "Interaction between Soil and Geogrids," *Proc. of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*. London, England, pp.18~30.
12. Misra, B.(1981), "Lateral Pressures on Retaining Walls Due to Loads on Surface of Granular Backfill," *Soils and Foundations*, Vol.20, No.2, pp.31~44.
13. Motta, E.(1994), "Generalized Coulomb Active-Earth Pressure for Distanced Surcharge," *Jour. of Geotechnical Engrg. Div., ASCE*, Vol.120, No.6, pp.1072~1079.
14. Murata, O., Tateyama, M. and Tatsuoka, F.(1989), "Behavior of Two Embankments with Short Plane Reinforcements and Rigid Facing," *Soils and Foundations*. Vol.37, No.11, pp.37~42.
15. Romstad, K. M., Al-Yassin, Z., Hermann, L. R. and Shen, C. K.(1978), "Stability Analysis of Reinforced Earth Retaining Structures," *Proc. ASCE Symposium on Earth Reinforcement*, Pittsburgh, pp.685~713.
16. Tatsuoka, F., Tateyama, M., Horii, K. and Kishida, H.(1994), "Computerized Design Method for Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls for Railway Embankments," *Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*. Balkema, pp.205~218, pp.323~342.
17. Tatsuoka, F., Tateyama, M. & Murata, O.(1989), "Earth Retaining Wall with a Short Geotextile and a Rigid Facing," *Proc. ICSMFE*, Rio de Janeiro, Vol.1, pp.1311~1314.

(접수일자 1998. 8. 28)