

# 帶狀荷重下의 補強土擁壁의 파괴 메카니즘에 관한 研究

A Study on Failure Mechanism of Reinforced Earth Retaining  
Wall under Strip Load

俞 南 在\*<sup>1</sup>

Yoo, Nam-Jee

金 榮 吉\*<sup>2</sup>

Kim, Young-Gil

---

## Abstract

Based on centrifuge model tests, the failure mechanism of reinforced earth retaining wall under strip load was investigated in this paper. Tests were performed by changing the materials of reinforcing strips, strip lengths, and strip arrangements. The strips were strain-gauged to measure the tensions in strips. The results were analyzed and compared with various design methods in use to verify their feasibility.

Consequently, a centrifuge model test was an effective method of investigating the behavior of reinforced earth retaining wall. The 2:1 stress diffusion method showed comparable results with tests in estimating the capacity of the reinforced earth wall under strip load. The superposition of tensions due to selfweight of the backfill and strip load was valid to estimate total tensions mobilized in strips. Using the elasticity theory to estimate the maximum tension mobilized in strips due to surcharge, while solutions of Boussinesq and Westergaard underestimated less tensions than the measured values, Fröhlich solution showed the comparable results with tests.

## 요 지

본 논문에서는 원심모형실험 결과를 바탕으로 대상의 상재하중하의 보강토옹벽의 파괴 메카니즘에 관하여 연구를 실시하였다.

모형실험은 보강재의 재질, 길이, 배열을 변화시키면서 실시하였으며 보강재에 유발되는 인장력을 측정하기 위하여 strain gauge를 부착하였다. 실험결과를 분석하여 현재 사용되고 있는 설계 및 해석방법들과 비교함으로써 그들의 타당성에 대한 검증은 실시하였다.

결론적으로 원심모형실험은 보강토옹벽의 거동을 연구하기 위한 매우 효과적인 방법이었다. 상재하중하의 보강토옹벽의 극한 지지력을 산정하기 위한 2:1 응력 분포법은 실험결과와 일치하였다. 뒷채움재의 자중과 상재하중에 의하여 보강재에 유발되는 인장력을 산정하기 위한 중첩법이

---

\*<sup>1</sup> 正會員, 江原大學校 工科大學 土木工學科 助教授

\*<sup>2</sup> 正會員, 江原大學校 工科大學 土木工學科 碩士過程

유효하다는 결론을 얻었다. 탄성이론을 사용하여 상재하중에 의해 보강재에 유발되는 최대 인장력을 산정한 결과 Boussinesq와 Westergaard는 실험결과 보다 작게 산정된 반면에 Fröhlich는 실험결과와 일치하였다.

## 1. 서 론

1963년 프랑스의 H. Vidal에 의하여 보강토 공법의 원리가 제안된 이후, 그간 30년 동안 폭발적으로 보강토 공법을 이용한 토류구조물이 전세계적으로 시공되었다. 많은 시공실적을 통해 보강토 공법의 시공 효율성에 따른 경제성이 입증되었다. 현재 국내외적으로 보강토 공법에 대한 여러가지의 설계 및 해석방법이 사용되고 있으나 보강토 구조물의 복잡한 거동에 기인하여 너무 안전측, 또는 경험적인 방법이 사용되고 있는 실정이다. 따라서 보다 합리적인 설계 방법을 제안 또는 기존의 설계방법의 타당성을 검증하기 위하여 축소된 모형 또는 실물크기의 보강토 구조물을 축조하여 파괴시켜 구조물의 거동에 관한 정확하고 충분한 자료의 획득이 요구되어진다. 흙의 거동이 응력수준에 의존함을 고려할 때, 실내실험실에서 실시하는 종래의 축소모형실험은 현장의 응력수준을 재현시키지 못함으로 그 실험결과의 타당성에 대하여 한계성을 지니고 있다.<sup>22)</sup> 한편 실물크기의 모형실험은 정확한 실험결과를 얻을 수 있는 장점을 지니나 경제적인 한계성을 갖고 있다. 따라서 현장의 응력수준을 실내에서 재현시킬 수 있는 실험이 요구된다.

원심모형실험은 축소된 모형을 사용하여 인위적으로 응력수준을 현장의 응력수준으로 재현시킬 수 있는 방법으로써 종래의 축소된 모형 실험과 실물크기의 실험이 갖는 장점을 동시에 지닐 수 있는 효율적인 실내실험방법이다.<sup>2, 3, 14, 18)</sup>

본 연구에서는 보강토옹벽의 거동에 관한 광범위한 원심모형실험 결과<sup>18, 21)</sup>를 이용하여 기존의 설계 및 해석 방법과 비교·검토함으로써 그의 타당성 및 가정을 검증하고 최적의 방법을 제시하고자 한다. 특히 종래의 보강토옹벽에 관

한 연구가 뒷채움재의 자중에 의한 파괴 메커니즘에 관하여는 많은 연구<sup>1, 2, 7, 12, 13, 15, 17)</sup>가 수행되었으나 상재하중에 의한 보강토옹벽의 파괴 메커니즘에 대하여는 제한적으로 연구<sup>9, 10, 11, 14)</sup>가 실시된 바, 본 연구에서는 보강토 옹벽의 교대, 즉 옹벽지면에 시공한 상부 구조물의 재하에 따른 거동 및 옹벽의 파괴 메커니즘에 대하여 중점적으로 조사를 실시하였다. 보강재의 재질, 배열, 길이 등을 변화시키며 원심모형실험을 실시함으로써 그들 변수가 상재하중하의 보강토옹벽의 극한 지지력에 미치는 영향에 대하여 연구하였다. 한편, 보강재에 strain gauge를 부착하여 보강재에 유발되는 인장력의 분포를 측정함으로써 보강재와 뒷채움재 사이의 응력 전달 메커니즘에 관한 연구를 실시하였다.

## 2. 상재하중하의 보강토옹벽의 설계 및 해석방법

보강토옹벽의 극한 지지력에 관한 연구에 있어서 자중에 대한 연구는 폭넓게 이루어진 반면에 옹벽의 지표면에 설치한 제한된 폭의 상재하중에 관한 연구는 극히 제한적으로 실시되어 왔다.

보강토옹벽의 파괴형태는 외적안정과 내적안정으로 구별되는 바 외적안정에서는 미끄럼 활동에 의한 파괴, 전도에 의한 파괴, 지지력 부족에 의한 파괴 등의 문제가 고려되며 내적안정에는 보강재의 인장강도 부족에 의한 보강재 절단에 기인한 파괴와 유효길이의 부족에 따른 미끄럼에 의한 파괴로 구분된다.<sup>2, 7)</sup>

본 논문에서는 내적안정중 대상의 상재하중에 의한 보강재의 절단에 따른 보강토옹벽의 파괴메커니즘에 관하여 연구를 실시하였다. 따라서 상재하중에 의하여 보강재에 발생하는 인장력이 그의 인장강도보다 클때 옹벽의 전반적인 파괴가 유발됨으로 상재하중에 의한 인장력의

크기를 산정하는 것이 설계의 기본이 된다.

상재하중에 의하여 임의의 깊이에 위치한 보강재에서 유발되는 인장력  $\Delta T_{max}$ 은 상재하중에 의한 연직응력,  $\sigma_z$ 를 구한 다음, 그 값에 횡방향 토압 계수  $K$ 를 곱함으로써 토류판에 작용하는 횡방향 응력을 구하여, 주어진 단위보강토체 ( $S_v \times S_h$ )에 대하여 횡방향 힘의 평형상태를 고려하여 인장력의 크기를 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\Delta T_{max} = K \sigma_z S_v S_h \quad (1)$$

보강토옹벽에서 임의의 깊이에 위치한 보강재에 작용하는 연직응력은 탄성이론에 근거한 Boussinesq, Frölich, Westergaard 등의 해법을 사용하였다.<sup>8, 9, 14)</sup>

Boussinesq의 해에 의하면 대상의 재하면적의 중앙에 위치한 임의의 깊이에 작용하는 연직응력은 다음과 같다(그림 1 참조).

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) \quad (2)$$

Frölich해는 Boussinesq의 해를 변형시킨 반경험적 해<sup>6)</sup>로써 비압축의 탄성 반무한체에서 응력분포는 하중이 작용하는 원점에서 방사상으로 진행된다는 것이다. 집중계수,  $m$ 을 사용하여 주어진 깊이의 단면에 작용하는 연직응력의 분포를 산정하였으며 재하판의 중심 아래 위치한 임의의 지점에서 연직응력은 다음과 같다.

$$\sigma_z = \frac{q}{2} (2\sin\beta + \sin\beta \cos^2\beta) \quad (3-a)$$

for  $m=4$

$$\sigma_z = \frac{q}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta + \frac{4}{3}\sin\beta \cos^3\beta) \quad (3-b)$$

for  $m=5$

한편, Westergaard는 압축성이 큰 층과 얇은 두께의 비인장의 층이 호층을 이루는 경우에 응력분포를 산정하였으며, 이때 재하면적의 중심에 작용하는 연직응력은 다음과 같다.

$$\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \beta \quad (4)$$

$$\text{여기서, } \bar{z} = \eta z, \bar{R} = \sqrt{r^2 + z^2}, \cos\bar{\beta} = \frac{\bar{z}}{\bar{R}},$$

$$\eta = \sqrt{\frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}}, \nu = \text{흙의 포아송비}$$

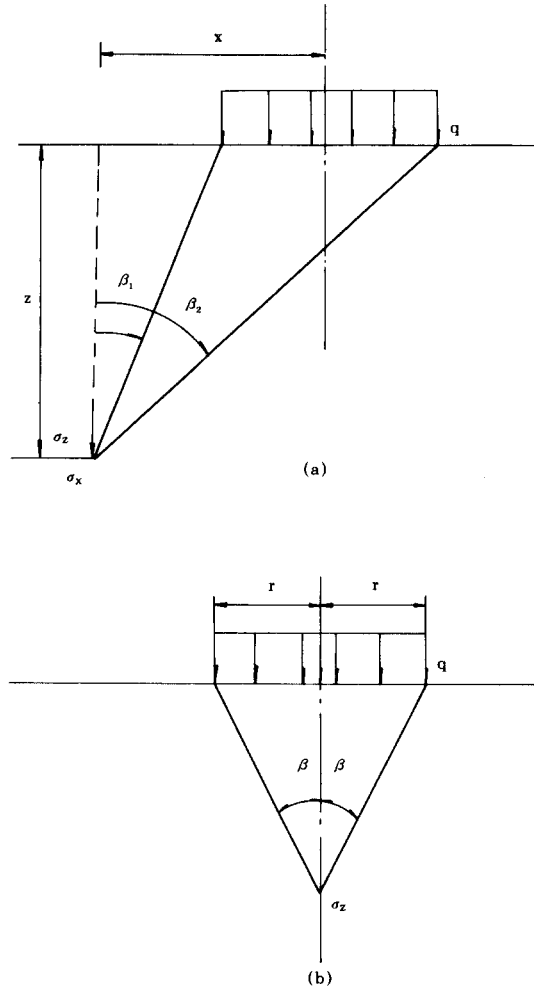


Fig 1. Stress distributions under strip loads.

그러나 상기의 탄성체 이론을 적용하는데 다음과 같은 몇가지 문제점을 갖고 있다. 흙이 파괴상태에 가까워짐에 따라 비선형적 응력-변형률 관계를 지냄으로 상재하중과 뒷채움재의 자중에 의하여 발휘되는 응력을 구분하여 계산하는 것에 대하여 그 합리성이 의심되어진다.<sup>14)</sup> 불연속의 토류판이 위치함에 따라 반무한 탄성체에서의 응력보다 더 큰 횡방향 응력이 유발될 수 있다.<sup>5)</sup> 대상의 강성기초를 사용할 경우 기초저면에서 유발되는 접촉응력의 균일성 유지여부가 문제점으로 제기된다. 한편, 보강재 사이

의 연직방향의 간격과 재하면적의 상대적 크기에 따라 Westergaard해의 적용 타당성이 문제된다. 이와같이 탄성체 이론에 의한 방법은 상기의 여러가지 문제점으로 인하여 보강재에 유발되는 인장력을 산정하는데 개략적인 방법일 수밖에 없다.

상재하중에 의한 연직응력의 산정을 위하여 보다 간편한 방법으로써 2:1 응력 분포법이 사용되어왔다.<sup>16)</sup> 상재하중이 지표면에 작용할 경우 수평 1에 대하여 연직 2의 기울기를 갖는 피라미드 형태를 이루는 한정된 영역에 균등하게 전달된다는 가정하에 임의 깊이, z에 작용하는 연직응력은 다음과 같다.

$$\sigma_z = q \frac{B}{B+z} \quad \text{for } z \leq 2d \quad (5-a)$$

$$\sigma_z = q \frac{B}{B+z+d/2} \quad \text{for } z > 2d \quad (5-b)$$

여기서, q=재하응력 크기, d=토류판과 재하판의 선단부 사이의 거리, B=재하폭.

한편, 상재하중에 의하여 보강재에 유발되는 최대 인장력의 분포 및 그 위치를 구하기 위하여 Culmann방법에 의한 가상파괴면 산정과, 보강재 삽입에 따른 뒷채움재의 강성도의 변화를 고려하여 토류판에 작용하는 횡토압을 산정하였다.<sup>10, 11)</sup> 해석방법을 다음과 같이 약술할 수 있다. 완전 강성체의 옹벽에 미치는 횡토압은 응력의 거울효과를 고려할 때 다음과 같다.

$$\sigma_h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin\beta \cos 2\alpha) \quad (6)$$

여기서,  $\alpha$ 는 토류판과 재하면적의 중심이 이루는 각.

그러나, 보강토옹벽의 토류판은 완전 강성체, 또는 완전 연성체도 아닌 두 극한 상태의 중간 상태로 볼 수 있다. 뒷채움재에 보강재의 삽입에 따른 보강토체의 강성효과를 고려한 감소계수, R을 사용하여 토류판에 작용하는 횡토압을 다음과 같이 구하였다.

$$\sigma_h = \frac{(2-R)q}{\pi} (\beta - \sin\beta \cos 2\alpha) \quad (7-a)$$

$$R = \frac{(AE_c)_{\text{soil}}}{(AE_c)_{\text{soil}} + (AE_c)_{\text{Reinforcement}}} \quad (7-b)$$

여기서, A는 단면적,  $E_c$ 는 접선탄성계수.

뒷채움재의  $E_c$ 의 개략적인 값은 쌍곡선 응력-변형률 구성방정식<sup>3)</sup>을 사용하여 구할 수 있다. 결국, 상재하중에 의해 보강재에 유발되는 인장력은 다음과 같이 구할 수 있다.

$$\Delta T_{\max} = \frac{(2-R)q}{\pi} (\beta - \sin\beta \cos 2\alpha) S_c S_b \quad (8)$$

본 논문에서는 상기의 설계 및 해석방법을 사용하여 원심모형 실험결과와 비교검토함으로써 각각의 방법의 타당성에 관하여 조사하였다.

### 3. 원심모형 실험장치 및 모형제작

현장의 응력수준을 실내에서 재현시키기 위하여 사용한 원심모형실험기는 미국 콜로라도 대학이 소재하고 있는 Genesco Model 1230-5 가속기로써 swing basket, slip ring, hydraulic rotary joint, monitor system 등 4가지 주요 부품으로 구성되어 있다.<sup>18, 20)</sup>

#### 3.1 모형 및 계측장치

보강토옹벽의 실험모형을 그림 2에서 보인 바와 같이 폭 6in., 길이 16 in., 높이 11.5 in.의 토

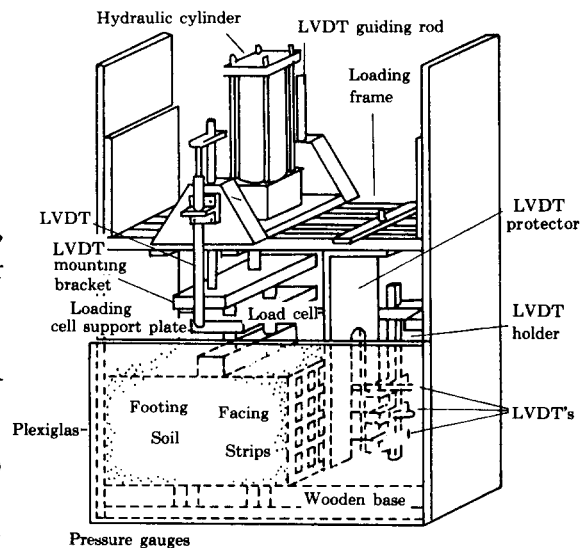


Fig 2. Schematic of centrifuge model wall and instrumentations.

조내에 제작·설치하였다. 토조는 가속상태의 무게를 최소화하기 위하여 0.5 in. 두께의 알루미늄판을 사용하여 제작하였고 토조의 한 측면은 투명한 plexiglass를 사용하여 실험중 모형의 거동을 관찰할 수 있었다.

토류판의 횡방향 변위를 측정하기 위하여 3개의 선형 전압 변위 측정기(linear voltage displacement transducer)를 2 in. 간격으로 설치하고 모형의 저면에 본 실험을 위하여 개발·제작된 강성 토압계<sup>20)</sup>를 설치하여 상재하중이 모형의 저면에 작용하는 연직응력을 측정하였다. 알루미늄으로 제작한 대상의 모형기초(폭 1 in., 길이 6 in., 높이 1 in.)의 재하를 위하여 유압실린더 장치를 사용하고 응력계(load cell)와 선형 전압 변위 측정기(LVDT)를 부착하여 모형기초에 가하여진 연직하중과 연직변위를 각각 측정하였다. 뒷채움재의 제원은 폭 6 in., 길이 9 in., 높이 8 in.이다. 모형기초는 그 중심이 토류판에서 2.5 in. 떨어진 곳의 뒷채움재의 저면에 설치하였다.

### 3.2 모형 구성요소의 물성

모형의 뒷채움재는 Nevada주에서 채취한 현장 시료를 사용하였다. 본 시료의 물리적 성질은 표 1에 표기하였다. 본 실험에서는 진동판(shaking table)을 사용하여 90%의 상대밀도로 조밀하게 다진 시료를 사용하였다.

표 1. Basic Soil Properties

Coyote Concrete Sand	
Grain Size Distribution	D <sub>10</sub> =0.08mm Cu=2.7 Cc=1.11
Maximum dry density	113.3 pcf
Minimum dry density	90.8 pcf
Maximum void ratio	0.89
Minimum void ratio	0.49
specity gravity	2.71
Relative density(%)	Internal friction angle(degrees)
70	41.0
80	41.8
90	45.2

보강재는 0.25 in. 폭의 strip형태로써 알루미늄 토류판(폭 6 in., 높이 8 in.)에 연직 및 수평방향의 일정한 간격으로 slit을 뚫어 그를 통하여 보강재를 굴절·삽입하여 고정시켰다. 보강재를 주어진 토류판의 크기(폭 6 in., 높이 8 in.)에 대하여 일정한 연직 및 수평방향으로 4열 8층, 4열 6층, 3열 6층으로 배열하였다. 표 3에서 보는 바와 같이 실험목적에 따라 다른 종류의 알루미늄 보강재를 사용하였다. 뒷채움재와 보강재 사이의 마찰계수는 직접전단시험과 인발시험을 실시하여 구하였다.<sup>19)</sup>

한편, 모형옹벽의 저면에는 강성의 합판을 설치하여 옹벽기초의 압축성이 모형의 거동에 미치는 영향에 대해서는 고려하지 않았다.

표 2. List of Material Property of Reinforcing Strips and Model Wall Facing.

type	mat'l	width (in.)	thick-ness (in.)	tensile strength(lbs.)		frictional coefficient		remarks
				yield	break	pull-out	direct shear	
AN	alumi.	0.25	0.001		4			reinforcement for break test
AM	alumi.	0.25	0.0022	14	15	0.685	0.520	reinforcement for slip test
AK	alumi.	0.25	0.0037	17	19	0.638	0.510	reinforcement for inst. test
AC	alumi.		0.0155	85	102.5	0.502	0.485	facing

### 3.3 실험방법

원심모형실험을 위한 모형제작 및 실험과정은 다음과 같다. 표 2의 AC 알루미늄판을 폭 6in., 8in.로 절단하여 일정한 간격으로 slit을 뚫어 보강재를 삽입·고정하여 보강재가 부착된 토류판을 제작한 후, 모형토조 저면의 강성합판 사이에 토압계와 함께 모형토조에 설치하였다. 뒷채움재의 성토중에 발생하기 쉬운 토류판의 횡방향의 변위를 억제시키기 위하여 임시로 지지대를 설치함으로써 성토중에 정지토압 상태를 유지하도록 하였다.

첫번째 층의 뒷채움재 성형을 위하여 소정의 흙을 투여한 후, 그 표면을 평평하게 고른 다음, 진동판을 가동시켜 진동에 의하여 다짐을 실시하였다. 소정의 다짐량은 실시여부는 투명한 plexiglass를 통하여 관찰한 높이에 의하여 결정하였다. 다짐을 완료한 후 이미 토류판에 결합된 보강재를 다져진 첫번째 층의 지면에 전개·설치하였다.

두번째 층의 뒷채움재를 투입하여 표면을 고르게 한 다음 전술한 방법과 똑같이 다짐을 실시하였다. 이러한 시료의 성형과정을 전층에 대하여 반복 수행함으로써 모형용벽을 제작·완료하였다. 뒷채움재의 성토 완료 후 지지대를 제거하고 제반의 계측장치 및 가압장치를 설치

하였다. 모형토조를 원심모형실험기에 장착시킨 후 소정의 중력수준에 도달하도록 원심기를 가속시켰다. 소정의 중력수준을 유지한 후, 가압장치를 사용하여 모형기초를 재하하였다. 실험의 종류에 따라 보강토용벽이 파괴에 도달할 때까지 재하를 하거나 일정한 수준까지 재하하고 하중을 제거하였다. 모형을 완전 파괴시킨 실험에서는 실험이 완료된 후 보강재가 절단된 위치를 뒷채움재를 제거하면서 측정하여 파괴면의 궤적을 추적하는데 기본 자료로 이용하였다.

### 4. 실험결과 분석

보강재에 유발되는 인장력의 크기를 측정하기 위하여 strain gauge를 설치한 계측실험과 부착하지 않은 비계측실험으로 구분하여 실시한 실험결과를 분석하였다.

비계측실험에서는 단순히 모형기초에 재하하여 모형의 파괴를 유도시킴으로써 극한 하중까지의 모형기초의 하중-침하곡선을 구하고 용벽 토류판의 횡방향 변위를 측정하였다. 표 3, 4는 사용한 보강재의 종류(AN와 AM 알루미늄)에 따른 비계측 실험내역을 보여준다.

그림 3은 뒷채움재의 중력을 가속시키지 않은 1G 상태에서 보강재의 길이를 5in.로 일정하

표 3. Summary of Non-instrumented Footing Tests for Model Walls with AN type of Aluminum Strips.

Test Nos.	Strip Config.	Strip Length (in.)	Strip Width (in.)	Spacing(in)		G-level at load-ing	Ulti. Loads (lbs.)	Remarks
				S <sub>v</sub>	S <sub>h</sub>			
FAN 4×8-5-1G	4 cols. layers	5	0.25	1	1.5	1G	260	Breakage fail.
FAN 4×6-5-1G	4 cols. layers	5	0.25	1.33	1.5	1G	210	Breakage fail.
FAN 3×6-5-1G	3 cols. layers	5	0.25	1.33	2.0	1G	170	Breakage fail.
FAN 4×8-5-30G	4 cols. layers	5	0.25	1	1.5	30G	200	Breakage fail.
FAN 4×6-5-30G	4 cols. layers	5	0.25	1.33	1.5	30G	120	Breakage fail.
FAN 3×6-5-30G	3 cols. layers	5	0.25	1.33	2.0	30G	95	Breakage fail.

표 4. Summary of Non-instrumented Footing Tests for Model Walls with AM type of Aluminum Strips.

Test Nos.	Strip Config.	Strip Length (in.)	Strip Width (in.)	Spacing(in)		G-level at load -ing	Ulti. Loads (lbs.)	Remarks
				S <sub>v</sub>	S <sub>h</sub>			
FAM 4×8-5-1G	4 cols. 8 layers	5	0.25	1	1.5	1 G	415	Slippage fail.
FAM 4×6-5-1G	4 cols. 6 layers	5	0.25	1.33	1.5	1 G	348	Slippage fail.
FAM 4×6-5-1G	3 cols. 6 layers	5	0.25	1.33	2.0	1 G	320	Slippage fail.
FAM 4×8-6-30G	4 cols. 8 layers	6	0.25	1	1.5	30 G	940	Breakage fail.
FAM 4×6-6-30G	4 cols. 6 layers	6	0.25	1.33	1.5	30 G	700	Breakage fail.
FAM 4×6-5-30G	4 cols. 6 layers	5	0.25	1.33	1.5	30 G	720	Breakage fail.
FAM 4×6-4-30G	4 cols. 6 layers	4	0.25	1.33	1.5	30 G	680	Breakage fail.
FAM 3×6-5-30G	3 cols. 6 layers	5	0.25	1.33	2.0	30 G	430	Breakage fail.

게 유지하고 그 배열을 변화시켰을 때 모형기초에 가한 연직하중과 측정된 연직범위를 나타낸다. 보강재의 배열이 조밀할수록 보강토옹벽의

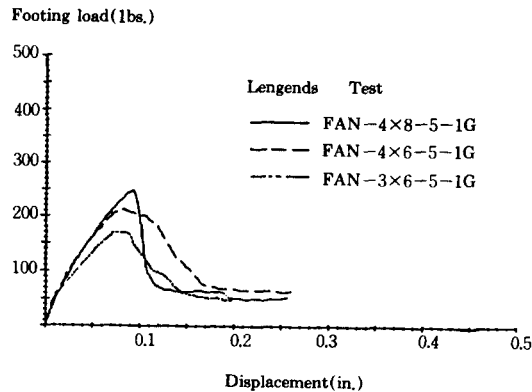


Fig 3. The response of loads versus vertical displacements of model footing: Model walls of FAN 4×8-5-1G, FAN 4×6-5-1G and FAN 3×6-5-1G.

강성도 및 최대강도가 증가함을 알 수 있으며 최대강도를 지나서 급격한 변형을 연화현상이

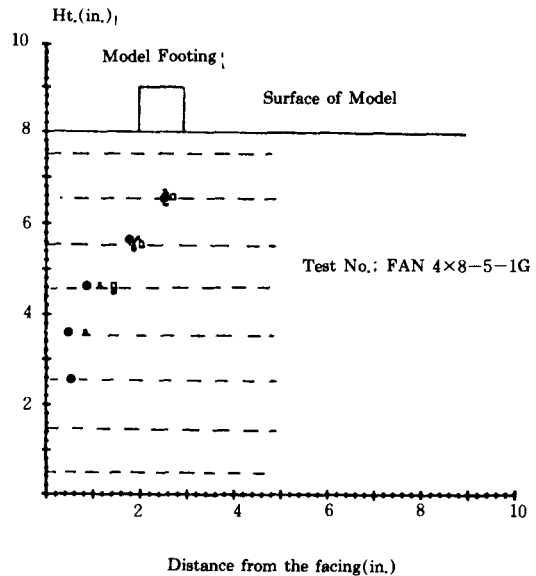


Fig 4. Breaking positions of strips: Model wall of FAN 4×8-5-1G.

나타남과 동시에 약 80lb 가량의 잔류강도가 유지되는 것을 보여준다. 이러한 현상은 그림 4에서 보인 바와 같이 보강재 파괴점의 궤적을 측정함으로써 설명할 수 있다. 옹벽 상부의 보강

재는 대부분 절단된 반면에 하부의 보강재는 건재하였다. 따라서 비록 상부의 보강재가 절단되어도 여분의 저항력을 하부의 보강재가 유지시켜 줌을 알 수 있다.

한편 30G 실험에서는 1G 실험과 다른 결과를 보여주는데, 그림 5에 보인 바와 같이 1G 실험 결과와 비교할 때 30G 실험에서는 최대강도가 저하되고 잔류강도가 없음을 알 수 있다. 이러한 현상은 일단 보강재가 절단되면 췌기상의 파괴토체의 중력이 30G로 증가한 상태이기 때문에 뒷채움재의 자중의 증가에 따른 모형의 전면적인 파괴 유발에 기인한다고 볼 수 있다.

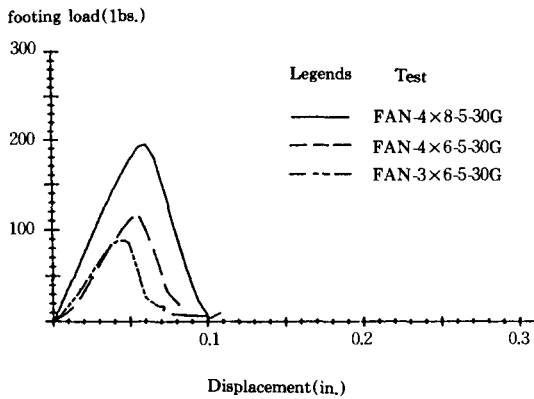


Fig 5. The response of loads versus vertical displacements of model footing: Model walls of FAN 4×8-5-30G, FAN 4×6-5-30G and FAN 3×6-5-30G.

한편, 보강재에 발휘되는 전인장력은 뒷채움재의 자중과 상재하중에 의한 인장력의 합이다. 따라서 소정의 보강재 강도에 대하여 중력수준이 증가함에 따라 뒷채움재의 자중이 증가함으로써 상재하중에 대한 인장 저항력은 그에 반비례하여 감소함을 알 수 있다. 따라서, 뒷채움재의 자중에 의한 균일한 연직응력 분포와 상재하중의 2:1 응력분포법을 사용한 연직응력 분포를 고려할 때, 보강재에 유발되는 전인장력의 크기는 다음과 같이 표기할 수 있다.

$$T_{max} = K_a \left( q \frac{B}{B+Z} + N\gamma Z \right) S_v S_h \quad (9)$$

단,  $T_{max}$ 는 보강재에 유발되는 최대 인장력,  $K_a$ 는 주동토압계수,  $q$ 는 상재하중,  $B$ 는 기초의 폭,  $Z$ 는 보강재의 깊이,  $N$ 은 중력수준,  $\gamma$ 는 1G일 때 뒷채움재의 단위중량,  $S_v$ 와  $S_h$ 는 보강재 사이의 연직·수평간격.

그림 6은 상기의 식을 사용한 해석결과와 그림 3과, 5에서 구한 최대 기초하중의 실험결과가 일치함을 보여준다. 한편 그림 7은 AM 알루

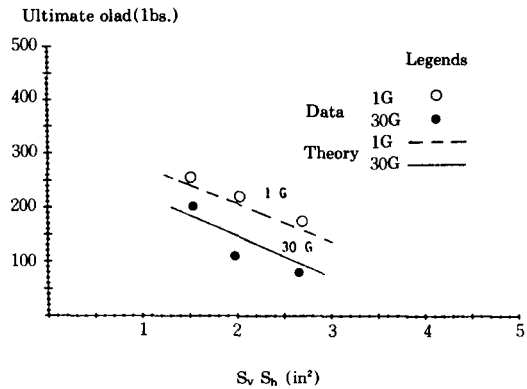


Fig 6. The comparison of measured ultimate loads of footing with the 2:1 stress diffusion theory.

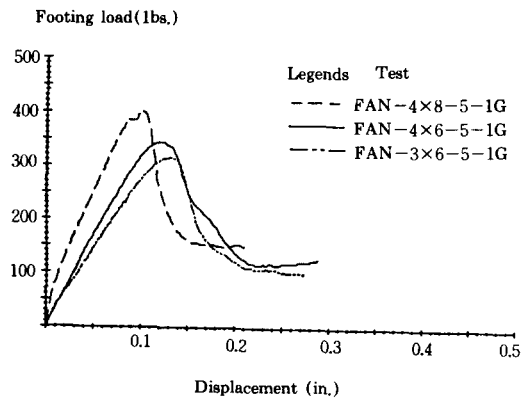


Fig 7. The response of loads versus vertical displacements of model footing: Model walls of FAN 4×8-5-1G, FAN 4×6-5-1G and FAN 3×6-5-1G.



미늄 보강재를 사용한 경우 1G에서 실험하였을 때 모형기초에 가한 상재하중과 연직변위를 나타낸 것으로 보강재의 배열이 조밀할수록 최대하중이 증가하는 것을 보여준다. 그러나 실험 완료 후 보강재의 절단계적을 추적하여 본 결과 모든 보강재가 절단없이 그대로 유지되어 있음을 알았다. 따라서 파괴모드가 보강재의 절단에 의한 파괴가 아니라 보강재와 뒷채움재 사이의 미끄럼에 의한 파괴임을 알 수 있었다.

AM 알루미늄을 사용한 30G 실험에서는 그림 8에서 보인 바와 같이 보강재의 배열이 조밀할수록 최대하중이 증가하는 한편 잔류강도가 없음을 알 수 있다. 실험 완료후 보강재의 절단점의 계적을 추적한 결과 대부분의 보강재가 절단되었음을 관찰하였다. 상기의 1G와 30G 실험결과를 비교하여 볼때 모형의 파괴모드가 중력 수준이 증가할수록 보강재의 미끄러짐에 의한 파괴에서 절단에 의한 파괴모드로 변환됨을 알 수 있다. 실험결과를 상재하중과 자중에 의한 인장력의 중첩법을 사용하여 해석한 결과를 비교하여 그림 9에 도시한 바와 같이 실험결과와 해석결과가 서로 근접함을 알 수 있다.

한편, 그림 10에서 보인 바와 같이 30G 실험에서 보강재의 배열을 일정하게 유지하고 길이

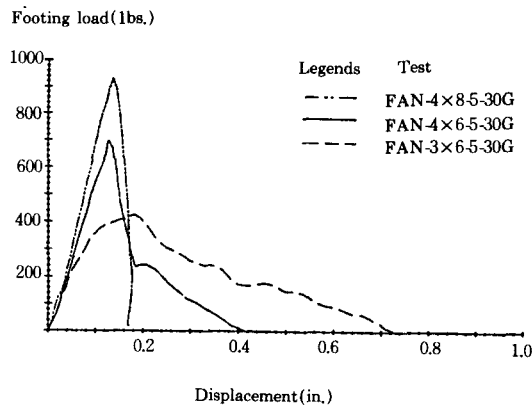


Fig 8. The response of loads versus vertical displacements of model footing: Model walls of FAN 4×8-5-30G, FAM 4×6-5-30G and FAM 3×6-5-30G.

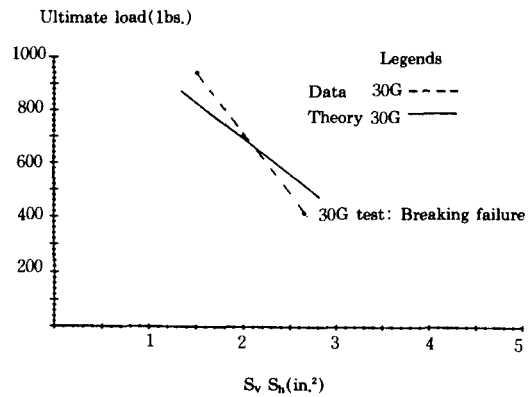


Fig 9. The comparison of measured ultimate loads of footing with the 2: 1 stress diffusion theory.

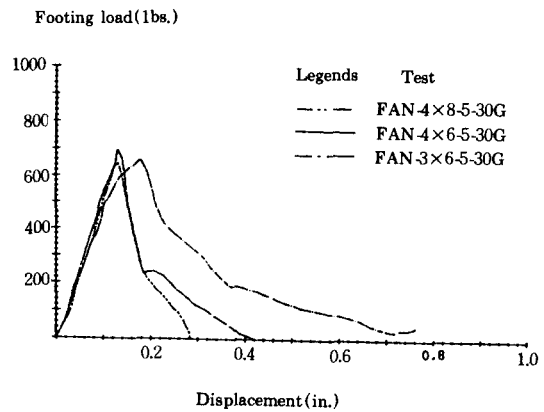


Fig 10. The response of loads versus vertical displacements of model footing: Model walls of FAN 4×6-6-30G, FAM 4×6-5-30G and FAM 4×6-4-30G.

를 4 in., 5 in., 6 in.로 변화시켰을때 강성도 및 최대하중값이 일정함을 알 수 있다. 그러나 그림 11과 12에 보인 바와 같이 하중 증가에 따른 토류판의 횡방향 변위는 보강재의 길이가 길수록 감소함을 알 수 있다. 따라서 보강재의 절단을 유발시키기 위한 상재하중의 크기는 보강재의 길이와는 무관하나, 보강재의 길이가 길수록 마찰저항력이 증가함으로 토류판의 횡방향 변위가 억제됨을 알 수 있다.

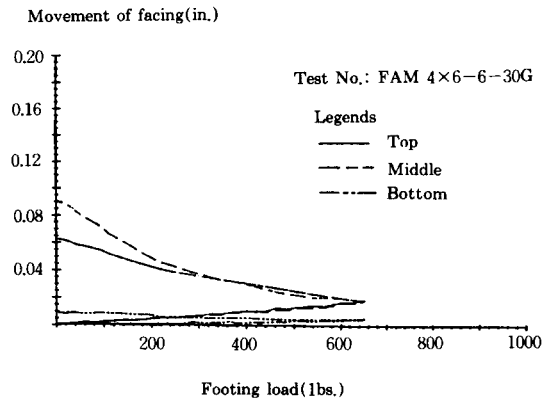


Fig 11. The response of footing loads versus lateral movements of the facing: Model walls of FAN 4×6-6-30G.

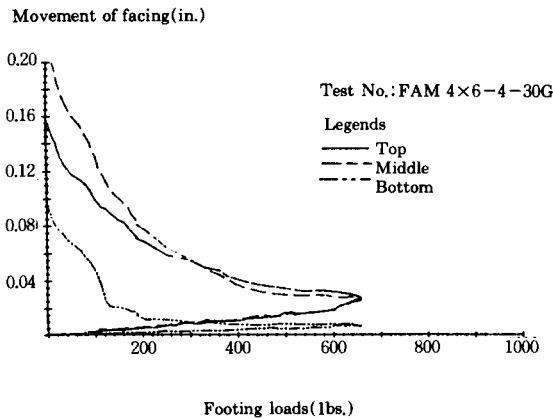


Fig 12. The response of footing loads versus lateral movements of the facing: Model walls of FAN 4×6-4-30G.

한편, 보강재에 strain gauge를 부착하여 상재하중에 의하여 유발되는 인장력을 직접 측정 한 계측실험을 실시하였다. 보강재의 배열은 4 열 6층으로, 길이는 4in을 유지하고 상재하중을 가하기 시작한 중력수준은 각각 1G, 30G, 50G에서 실시하여 뒷채움재 자중의 증가가 상재하중에 의하여 보강재에 유발되는 인장력에 미치는 영향을 조사하였다. 하중은  $Q=150\text{ lbs}$  ( $q=Q/A=150/(1 \times b)=25\text{ psi}$ )까지 가하고 다시 하중을 제거하여 비교적 낮은 중력수준에

서, 흙의 탄성영역내, 상재하중이 보강재의 인장력에 미치는 영향에 관하여 연구를 실시하였다.

그림 13은 상재하중을 가하기 시작한 중력 수준을 각각 1G, 30G, 50G로 변화시키고 상재하중을 50 lbs, 100 lbs., 150 lbs.로 증가하였을 때 각 층 보강재에서 유발되는 최대 인장력의 변화를 보여준다. 최대 인장력이 상부로부터 두번째 보강재에서 발생함을 알 수 있다. 최상단에 위치

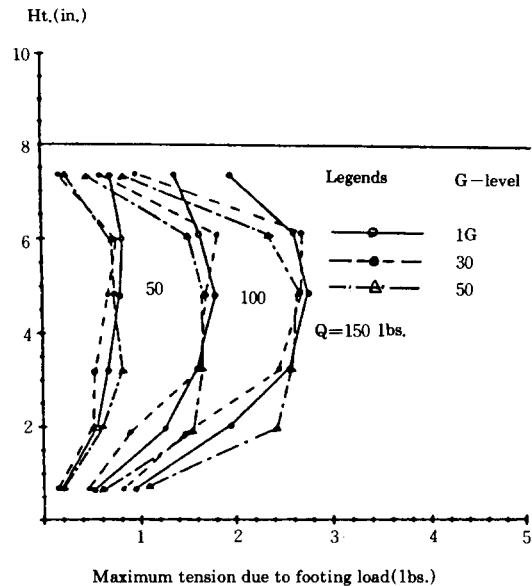


Fig 13. The maximum tension distribution with height of model wall for different levels of footing loads and different G-levels.

한 보강재에서 유발되는 비교적 낮은 인장력은 뒷채움재와 보강재 사이의 미소한 상대변위에 기인한 것으로 판단된다. 비교적 큰 보강재 사이의 연직간격( $S_v=1.33\text{ in}$ )에 비하여 작은 기초 폭( $B=1\text{ in}$ )이 사용될 때 보강토옹벽의 거동은 오히려 보강토옹벽으로써 거동보다 보강토 기초의 관입전단 파괴형태와 유사한 거동을 갖게 된다.<sup>10)</sup> 한편 상재하중에 의한 인장력의 분포는 비록 측정치의 분산이 있지만, 특히 옹벽의 상단부와 저면부, 중력 수준과 무관하게 대체적으

로 비슷한 크기의 인장력의 분포를 보여준다. 따라서 뒷채움재의 자중에 의한 연직토압은 상재하중에 의한 인장력에 영향을 주지 못함을 알 수 있다. 이러한 관측을 바탕으로 뒷채움재의 자중과 상재하중에 의하여 유발되는 보강재에서의 전인장력은 각각에 의하여 유발되는 인장력을 중첩법에 의하여 산정할 수 있음을 암시한다.

그림 14는 30G의 중력수준하에서 상재하중에 의한 최대 인장력의 깊이에 따른 측정치와 Boussinesq해에 의하여 계산한 값을 비교하였다. 인장력의 분포는 낮은 상재하중( $q=50$  lbs/(1×6)=8.3 psi)에서는  $K_a$ 와  $K_0$ 선 사이에 분포하고, 상재하중이 증가함에 따라( $q=150$  lbs(1×6)=25 psi)  $K_0$ 선보다 더 큰 인장력을 유발시킴을 보여준다. 따라서 Boussinesq해는 인장력을 낮게 예측하는 경향이 있음을 알 수 있다.

한편, 그림 15는 Westergaard 방법에 의하여 산정된 결과와 실험치를 비교한 결과를 보여준다. 응력 산정을 위한 포아송비의 값은 정지토압계수 산정을 위한 Jaky의 경험식( $K_0=1-\sin\Phi=1-\sin 45.2^\circ=0.29$ )과 탄성론에 의한 값( $K_0=v/1-v$ )를 결합시킴으로써 구하였다. 따라서  $v=0.22$ 를 사용하였다. 그러나 포아송비의 변화에 따른 응력분포가 심하게 영향을 받는 것을 고려할 때 강한 다일러턴시(dilatancy) 경향을 보이는 조밀한 모래에서는 0.5에 가까운 값을 선택할 필요가 있다. 그림에서 보인 바와 같이 Westergaard에 의한 이론치가 실제값보다 적게 나타남을 알 수 있다.

그림 16은 Fröhlich해에 의하여 산정된 값과 실험치를 비교한 것으로 계산치와 실험치가 서로 근접함을 알 수 있다. Fröhlich해는 포아송비가 0.5인 경우의 Boussinesq해의 특별한 것을 고려할 때 강한 다일러턴시의 경향을 보이는 조밀한 모래인 경우에 적합한 것을 알 수 있다.

그림 17은 2:1 응력 분포법에 의하여 산정한 인장력 분포와 실험치와의 비교를 나타낸다. 측

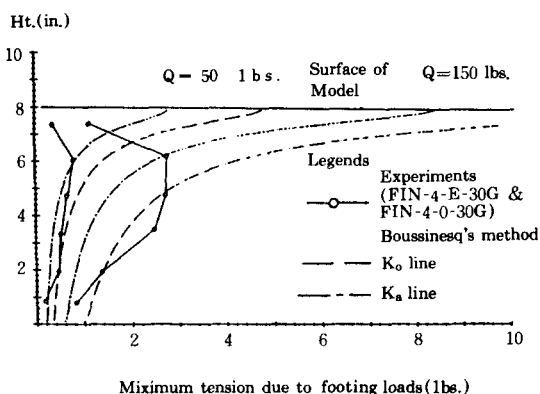


Fig 14. The comparison of the measured maximum tension distribution with the Boussinesq's method.

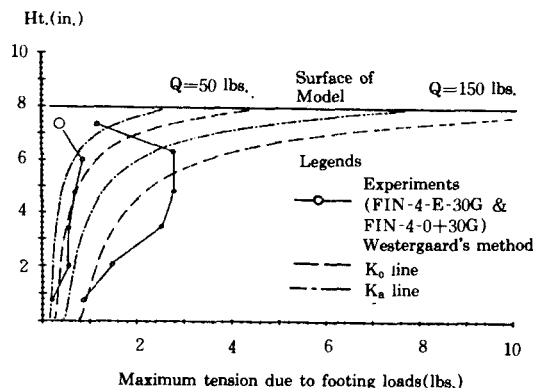


Fig 15. The comparison of the measured maximum tension distribution with the Westergaard's method.

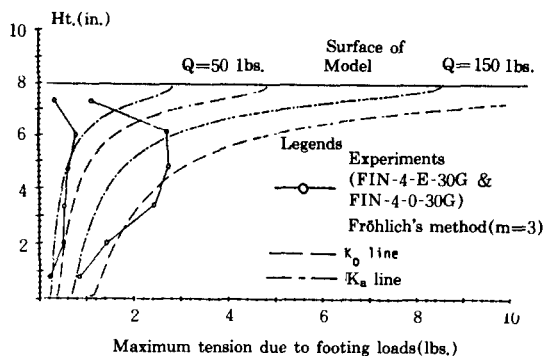


Fig 16. The comparison of the measured maximum tension distribution with the Fröhlich's method.

정치가  $K_0$ 와  $K_0$ 선 사이에 분포되어 있음을 알 수 있다. 전술의 비계측실험에서 서술한 바와 같이 2:1 응력 분포법이 실험결과와 일관성 있게 일치함을 보여준다.

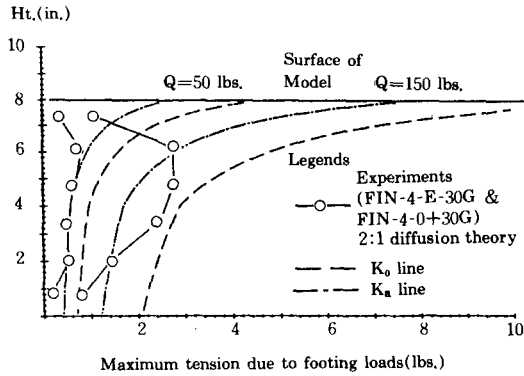


Fig 17. The comparison of the measured maximum tension distribution with the 2:1 stress diffusion theory

## 5. 결 론

대상하중하의 보강토옹벽의 파괴 메카니즘을 연구 조사하기 위하여 보강토옹벽의 원심모형 실험 결과를 분석하고 보강토옹벽에 관한 설계 및 해석방법과 비교한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 보강토옹벽의 원심모형에 가한 중력 수준의 변화에 따라 보강토옹벽의 파괴가 보강재의 미끄럼에 의한 파괴모드에서 절단 파괴모드로 전환됨을 관찰하였다. 따라서 원심모형실험은 현장에서의 보강토옹벽의 파괴 메카니즘을 실내에서 재현시킬 수 있는 효과적인 실내실험방법이다.

2) 주어진 보강재의 배열에서 보강재 절단에 의한 옹벽의 파괴를 유발하는 상재하중의 극한 값은 보강재의 길이와 무관하나, 보강재의 길이가 길수록 토류판의 횡방향 변위를 억제시켜 준다.

3) 상재하중에 의해 보강재에서 유발되는 인장력은 뒷채움재 자중의 크기에 무관하여 상재하중과 뒷채움재의 자중에 의한 전인장력 산정을 위한 중첩법 사용이 가능하다.

4) 상재하중하의 보강토옹벽의 극한 저항력의 산정 및 제한된 상재하중 범위하에서 보강재에 유발되는 인장력 산정을 위한 2:1 응력 분포법 사용은 유효하다.

5) 탄성체 이론을 사용한 보강재에 유발되는 인장력의 산정에 있어서 Boussinesq와 Westergaard는 실험결과보다 과소평가된 반면에 Frölich 방법은 실험결과와 일치하였다.

## 감사의 글

본 연구는 1990년도 교육부 지원 학술진흥재단의 자유공모 학술연구 조성비에 의하여 수행되었으며 동재단에 감사드리는 바이다.

## 참고 문헌

- Banerjee, P.K. (1975) "Principles of Analysis and Design of Reinforced Earth Retaining Walls," J. Instn. Highw. Engrs., 22 No. 1, pp. 13-18.
- Bolton, M.D. & Pang, P.L.R.(1982) "Collapse Limit States of Reinforced Earth Retaining Walls". Geotechnique, Vol.32, No.4, pp. 349-367.
- Choudhury, S.P.(1977). "A Study of Reinforced Earth Retaining Walls with Sand Backfill by Centrifuge Modeling". Ph.D. Thesis, University of Manchester Institute of Science and Technology.
- Duncan, J.M. & Chang, C.Y. (1970). "Nonlinear Analysis of Stress-Strain in Soils". J. Soil Mech. Fdns, Div. ASCE, Vol.96, No.SM5, pp.1629-1653.
- Finlay, T.W. & Sutherland, H.B.(1977) "Field Measurements on a Reinforced Earth Wall at Granton". Proc. 9th Int. Conf. SMFE, Vol.2, pp.511-516.
- Harrison, W.J. & Gerrard, C.M.(1972) "Elas-

- tic Theory Applied to Reinforced Earth". J. Sol Mech. Fdns. Div. ASCE, Vol.98, No. SM12, pp.1325-1345.
7. Ingold, T.S.(1982). "Reinforced Earth", Thomas Telford Ltd., London, 1982.
  8. Juran, I. & Schlosser, F.(1978). "Theoretical Analysis of Failure in Reinforced Earth Structures". Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh, pp.528-555.
  9. Juran, I., Schlosser, F., Long, N.T. & Legeay, G.(1978). "Full Scale Experiment on a Reinforced Earth Bridge Abutment in Lille". Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh.
  10. Kennedy, M.R., Laba, J.T. & Mossaad, M.A. (1980). "Reinforced Earth Retaining Walls Under Strip Load". Can. Geotech. J., 17. pp. 382-394.
  11. Laba, J.T., Kennedy, J.B. & Seymour, P.H. (1984). "Reinforced Earth Retaining Wall Under Vertical and Horizontal Strip Loading". Can. Geotech. J., 21 pp.407-418.
  12. Lee, K.L., Adams, B.D., & Vagneron, J.J. (1973). "Reinforced Earth Retaining Walls". J. SMFE Div. Proc. ASCE, 99, No.SM10, pp. 745-764.
  13. Osman, M.A., Finlay, T.W. & Sutherland, H.B. (1979). "The Internal Stability of Reinforced Earth Walls". Proc. Int. Conf. Soil Reinforcement, Paris, Vol.7, pp.107-112.
  14. Pang, P.L.R.(1979), "Centrifugal Model Tests of Reinforced Earth Walls". Ph.D. Thesis, University of Manchester Institute of Science and Technology.
  15. Romstad, K.M., Al-Yassin, Z., Herrmann, L.B. & Shen, C.K.(1978). "Stability Analysis of Reinforced Earth Retaining Structures". Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh, pp.685-713.
  16. Schlosser, F. & Long, N.T.(1974). "Recent Results in French Research on Reinforced Earth". J. Const. Div. Proc. ASCE, 100, No. CO3, pp.223-237.
  17. Smith, A.K.C. & Bransby, P.L.(1976). "The Failure of Reinforced Earth Wall by Overturning". Geotechnique Vol.26, No.2, pp. 376-381.
  18. Yoo, N.J.(1988). "Centrifugal Model Experiments of Reinforced Earth Retaining Walls". Ph.D. Thesis, University of Colorado, Boulder.
  19. Yoo, N.J.(1989). "An Experimental Study on Frictional Behavior between Soil and Reinforcements". J. of Korean Society of Geotechnical Engineering, Vol.5, No.3, pp. 51-59.
  20. Yoo, N.J.(1990). "Development of Rigid Boundary Pressure Gauge". J. of Korean Society of Civil Engineering. Vol.10, No.1, pp. 135-143.
  21. Yoo, N.J. & Ko, H.Y.(1991). "Centrifuge Modeling of Reinforced Earth Retaining Walls", Int. Conf. Centrifuge 1991, Boulder, Colorado, U.S.A., pp.325-332.
  22. Vidal H.(1978). "The Development and Future of Reinforced Earth". Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement. Pittsburgh, pp.1-61.

부 록

1 in.=0.0254 m      1 lbs.=0.45359 kg

(접수일자 1991. 7.29)