

## 보강토 구조물 파괴 메카니즘에 관한 연구

### Investigation on Failure Mechanism of Geosynthetic Reinforced Slopes

\*1 유충식, Yoo, Chung-Sik

\*2 김기연, Kim, Ki-Yeon

\*3 이성우, Lee Sung-Woo

\*4 이봉원, Lee Bong-Won

#### Abstract

This paper presents a laboratory investigation on the failure mechanism of geosynthetic reinforced slopes using 1/5-scale reduced model. The components of the model were selected with due consideration of the similitude law and the step-by-step actual wall construction procedure was closely simulated. The model tests successfully replicated the failure mechanism with relative density, slope and vertical spacing.

#### 요 지

본 논문은 보강 사면 파괴메카니즘을 알아보기 위하여 실제 보강 사면을 1/5로 축소하여 실내 실험을 수행하였다. 상사 법칙을 적용하여 모형에 대한 제원을 산정하였으며 실제 시공 조건과 유사한 방법으로 모형 사면을 조성하였다. 보강 사면 파괴 메카니즘을 알아보기 위한 축소 모형 실험은 상대 밀도, 경사, 수직 간격에 따라 성공적으로 수행되었다.

**Keywords :** Geosynthetic reinforced slopes, Laboratory model tests, Failure mechanism, Similitude laws, Relative density, Slope, Vertical spacing

#### 1. 서론

붕괴된 제방이나 절토면의 보수시 기존의 흙을 제거하고 양질의 흙을 굴착하여 운반하는 과정이 필요하다. 이것은 많은 비용과 시간을 요구한다. Murray(1982)는 이에 대한 대안으로 지오그리드와 지오텍스타일 같은 보강재를 이용하였다. 그 결과 40%의 경비를 절감할 수 있었으며 Busbridge(1984), Bonaparte & Marguson (1984), Forsyth & Bieber(1984)와 같은 연구자들에 의해 이 방법이 효과적인 방법임이 입증되었고 제방 및 사면에 널리 적용되기 시작하였다.

보강 사면 공법을 적용함으로써 인해 예전보다 더욱 경사진 사면을 축조할 수 있게 되었고 다소 미흡한 성토재를 사용할 수 있게 되었을 뿐만 아니라 벽체가 필요 없는 옹벽의 시공도 가능하게 되었다. 현재는 새로운 도로 제방 건설, 기존의 도로 제방 확장, 교량의 교대 보강, 임시 홍수 조절 구조물 건설, 임시 우회 도로 건설, 옹벽의 대안 등 다양한 목적으로 이용되고 있다.

보강 사면 공법이 개발된 이래로 여러 연구자 및 기관에 의해 보강 사면에 대한 실험 및 모형 토조 실험이 수행되어왔다. Fannin(1990)은 실험형 보강 사면을 시공한 후 보강 사면에 여러 가지 하중을 주어

\*1 성균관대학교 토목공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil Eng., Sungkyunkwan Univ)

\*2 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Sungkyunkwan Univ)

\*3 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Sungkyunkwan Univ)

\*4 성균관대학교 토목공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Sungkyunkwan Univ)

변위 및 사면의 거동을 관측하였다. Zonberg(1996)는 Centrifuge를 이용하여 보강 사면 실험을 수행하였다. 실험 결과 원호 파괴 메커니즘을 적용한 한계 평형법으로 예측한 파괴면과 실험으로 구한 파괴면이 유사한 것으로 나타났다. Leshchinsky(1991)는 실제 흙 대신 철핀을 이용하여 보강 사면의 파괴면을 알아보기 위한 모형 실험을 수행하였으며 대수나선 파괴면으로 가정하여 한계 평형법으로 예측한 파괴면과 실험으로 나타난 파괴면이 일치하는 것을 보였다.

본 논문에서는 선 연구자들의 연구 결과와 성균관대학교 지반공학연구실에서 수행한 모형 보강토 옹벽 실험 결과(2004)를 보강 사면에 실험에 적용하였다. 지금까지 실시된 보강 사면 실험에서는 보강 사면 자체의 파괴 메커니즘을 보여주기에 다소 미흡한 점이 있다. 따라서 본 연구에서는 다른 보강 사면 실험과 달리 상사 법칙을 통하여 자중에 의한 파괴를 유도하였으며 상대밀도, 보강재 간격, 사면 경사에 따른 보강사면의 파괴 메커니즘을 분석하여 파괴유형을 예측하고, 보강토 구조물의 한계평형의 극한상태 연구 및 파괴 메커니즘 분석을 통하여 더욱 안전한 구조물로 거듭나게 하는데 그 목적이 있다고 할 수 있다.

## 2. 모형 실험

### 2.1 상사법칙

대규모의 시험 시공은 시간과 경제적 부담이 크기 때문에 많은 공학적인 문제 해결을 위해서는 원형을 적절히 축소시켜 만든 모형 실험으로 원형의 각종 현상을 관찰하는 모형실험 기법이 많은 분야에서 이용된다. 모형실험은 원형을 기하학적으로 축소하여

수행되는 것이므로 하중이나 응력 등 여러 가지 물리량 사이의 관계가 이론적으로 불분명하다. 그러므로 차원해석법을 이용하여 물리량으로 구성되는 무차원 변량 사이의 관계를 사전에 수립하여 실험을 계획하고 결과가 해석되어야 한다. 공학적인 문제에서는 단위질량에 작용하는 중력[F]을 1차원으로 하는 FLT계를 사용하나 물리변수의 차원을 나타내기 위해서는 표 1에 나타난 것과 같이 질량[M]과 길이 및 시간[T]을 기본 단위로 하는 MLT계를 사용하여 각 물리량 간의 관계를 정의한다.

모형 실험 결과를 원형으로 전이해석하려면 상사성을 가지도록 축소해야 하며 축소된 물리량은 다음과 같다. 기하학적 축소율은 (1)과 같이 원형과 모형의 대응길이 사이의 축소율로 이와 관련되는 물리량은 길이(L), 면적(A), 체적(V)이 있으며, 원형과 모형간의 대응 길이는 모든 방향에 대하여 일정하여야 한다.

$$\text{길이: } \frac{L_m}{L_p} \quad \text{면적: } \left[ \frac{L_m}{L_p} \right]^2 \quad \text{체적: } \left[ \frac{L_m}{L_p} \right]^3 \quad (1)$$

시간에 대한 축소율은 현장의 중력가속도(gp)와 모형실험의 중력가속도(gm)가 동일하므로 이 관계로부터 시간에 대한 축소율을 결정할 수 있다.

$$\frac{L_p}{T_p^2} = \frac{L_m}{T_m^2}, \quad \frac{T_m}{T_p} = \frac{T_m^2}{T_p^2}, \quad \frac{T_p}{T_m} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} \quad (2)$$

밀도와 질량에 대한 축소율에서는 밀도는 단위체적당 질량을 나타내므로 밀도에 대한 축소율(ρm/ρp)로부터 다음과 같이 관계를 정의 할 수 있다.

표 1. 기초문제의 모형실험에 적용되는 물리량의 차원

변량	축소비(모형/원형)	축소율(1/5)	변량	축소비(모형/원형)	축소율(1/5)
기하학적 축소비	( $L_m / L_p$ )	0.2	질량 축소비	( $M_m / M_p$ )	$6.31 \times 10^{-3}$
시간 축소비	( $T_m / T_p$ )	0.45	하중 축소비	( $F_m / F_p$ )	$2.25 \times 10^{-4}$
밀도 축소비	( $D_m / D_p$ )	0.79	응력 축소비	( $\sigma_m / \sigma_p$ )	$6.31 \times 10^{-3}$

표 2. 모형실험을 위한 각종 변량의 축소비

물리변수	FLT계	MLT계	물리변수	FLT계	MLT계
길이	L	L	속도	LT <sup>-1</sup>	LT <sup>-1</sup>
시간	T	T	가속도	LT <sup>-2</sup>	LT <sup>-2</sup>
질량	FL <sup>-1</sup> T <sup>2</sup>	M	중력가속도	LT <sup>-2</sup>	LT <sup>-2</sup>
무게	F	MLT <sup>-2</sup>	압력	FL <sup>-2</sup>	ML <sup>-1</sup> T <sup>2</sup>
힘	F	MLT <sup>-2</sup>	밀도	FL <sup>4</sup> T <sup>2</sup>	FL <sup>4</sup> T <sup>2</sup>

표 3. 현장 및 모형 보강사면 제원

	원형	축소율	모형
높이	5m	1/5	1.0m
폭	20m	1/5	0.48m
배면거리	8m	1/5	1.6m
보강재	60kN/m	2.52 × 10 <sup>-2</sup>	1.51 × 10 <sup>-2</sup> kN/m

$$\frac{P_m}{P_p} = \frac{M_m L_m^{-3}}{M_p L_p^{-3}} = \left[ \frac{M_m}{M_p} \right] \left[ \frac{L_p}{L_m} \right]^3, \quad \left[ \frac{M_m}{M_p} \right] = \left[ \frac{P_m}{P_p} \right] \left[ \frac{L_p}{L_m} \right]^3 \quad (3)$$

비를 적용한 결과 모형 실험에 필요로 하는 보강재 강도는 1.51 × 10<sup>-2</sup>으로 나타났다. 이에 적합한 재료로써 화장지를 선택하였으며 표 3에 현장 보강 사면 및 모형 보강 사면에 대한 제원을 나타내었다.

하중과 응력에 대한 축소율은 다음과 같다.

$$\frac{F_m}{F_p} = \frac{M_m L_m T_m^{-2}}{M_p L_p T_p^{-2}} = \left[ \frac{M_m}{M_p} \right] \left[ \frac{L_m}{L_p} \right] \left[ \frac{T_p}{T_m} \right]^2 \quad (4)$$

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_p} = \frac{M_m L_m^{-1} T_m^{-2}}{M_p L_p^{-1} T_p^{-2}} = \left[ \frac{M_m}{M_p} \right] \left[ \frac{L_m}{L_p} \right] \left[ \frac{T_p}{T_m} \right]^2 \quad (5)$$

식(1)~(5)를 적용하여 모형실험에 대한 각종 변량에 대한 축소비를 구하였으며 그 결과를 표 2에 나타내었다.

본 실험에서는 높이가 5m이고 사면경사 60도~80도로 조성된 보강 사면을 대상으로 하였다. 모형 실험에는 기하학적 축소비 1/5를 적용하여 제원을 정하였다. 그 결과 모형 사면은 높이가 1m, 폭이 0.48m, 배면거리는 1.6m로 나타났다. 보강사면에는 인장강도가 60kN/m인 지오그리드를 보강재로 이용하였으며 여기에 시간 및 하중 축소

## 2.2 모형 토조 및 구성요소



그림 1. 모형 토조 전경

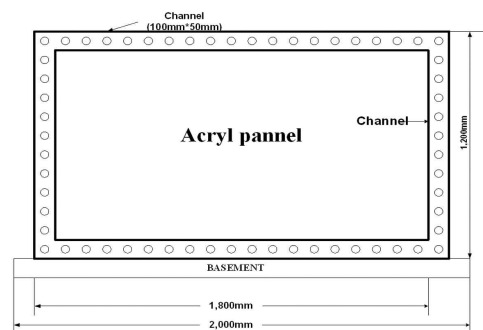


그림 2. 모형 토조 제원

본 실험에서는 그림 1과 2에 보이는 바와 같이 폭 0.48m, 높이 1.20m, 길이 1.80m인 모형 토조를 이용하였다. 지반을 구성하는 흙은 주문진 표준사를 이용하였으며 그 물성치를 표 4에 나타내었다. 모래는 호퍼를 이용하여 일정한 높이에서 강사시켜 균일한 상대 밀도를 유지하도록 하였다. 상대 밀도에 따른 모래의 전단강도 정수는 삼축시험을 통하여 구하였으며 그 값을 표 5에 나타내었다.

실제 보강사면에는 인장강도가 60kN/m인 일방향 지오그리드를 보강재로 사용하였다. 이를 축소 모형 실험에 적용하였을 경우 지오그리드는 사용이 불가능하므로 상사법칙을 적용하여 재료를 선정하였다. 시간 및 하중축소비를 실제 지오그리드에 적용하였으며 그 결과 모형 실험에 필요한 보강재 인장 강도는  $1.51 \times 10^{-2} \text{ kN/m}$ 인 것으로 나타났다. 그러나 이에 적합한 보강재를 적용하기에는 어려움이 있어 강도가 이와 비슷한 인장강도가  $6.0 \times 10^{-2} \text{ kN/m}$ 인 화장지를 선택하였다. 이를 표 6에 나타내었다.

실제 보강 사면은 그림 3에 보이는 것처럼 조성된

기초 지반위에 보강재를 포설하고 뒤채움 흙을 채운 다음 보강재를 휘감아서 포설한다. 그 다음 두 번째

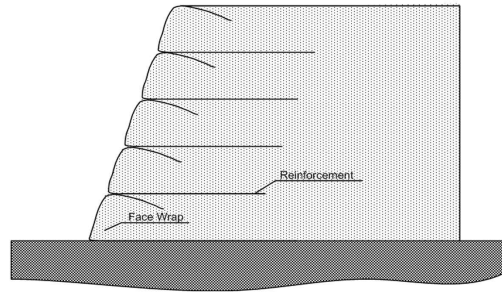


그림 3. 실제 보강 사면 시공 예시

보강재를 포설하고 뒤채움 흙을 채운 후 마찬가지로 보강재를 휘감아서 포설한다. 이와 같은 과정을 되풀이 하여 설계 높이까지 일정한 경사를 유지하면서 시공하게 된다.

모형 실험에서는 실제 시공과정을 재연하기 위하여 기초 지반을 조성한 후 보강재를 포설하고 모래를 강사하여 일정한 높이로 뒤채움을 하였다. 그다음 보강재를 휘감아서 묻고 모래 강사 후 두 번째 보강재를 포설하였다. 이와 같은 과정을 계속해서 반복하여 수행하여 실제 보강 사면 시공과 유사한 방법으로 모형 사면을 조성하였다. 그러나 모형실험에서 사용되는 화장지의 강도가 약하기 때문에 포설 후 휘감아 올리는데 문제가 있었다. 이를 보완하기 위해 폼보드로 전면판을 만들고 전면판에 화장지를 붙여서 모형 실험 시공에 이용하였다. 폼보드로 제작한 전면판은 사면 전면에서 국부적 파괴가 일어나는 것을 방지하였으며 일정한 경사를 유지할 수 있어 모형 보강 사면 실험에 매우 유용하였다. 보강재를 휘감는 효과를 주고자 상하로 보강재를 설치하였으며 상단 보강재는 짧게 하단 보강재는 길게 제작하였다. 또한, 전면판 가장자리에 스폰지를 이용하여 흙이 흘러내리는 것을 방지하였으며 벽과의 마찰이 실험에 큰 영향을 끼치지 않도록 최소한의 스폰지를 이용하였다.

표 4. 주문진 표준사 물성치

입도분포	D10=0.36, Cu=1.61, Cc=1.10
최대건조밀도	1.682 g/cm <sup>3</sup>
최소건조밀도	1.384 g/cm <sup>3</sup>
최대간극비	0.877
최소간극비	0.546
비중	2.6

표 5. 상대 밀도에 따른 모래의 강도 정수

상대 밀도	강도 정수( $\phi$ )
30%	26°
50%	33°
80%	38°

표 6. 원형 및 모형 보강재 체원

	원형	모형
사용 보강재	지오그리드	화장지
보강재 강도	60 kN/m	$6.00 \times 10^{-2} \text{ kN/m}$
보강재 강도 축소비	1	$2.52 \times 10^{-2}$
상사법칙적용강도	-	$1.51 \times 10^{-2} \text{ kN/m}$

## 2.3 모형 사면 조성 및 시험 조건

### 2.3.1 모형사면의 조성

보강 사면 시공시 가장 하단에 약 20cm의 모래를 포설하여 기초지반을 형성하였다. 기초 지반 시공 후 그림 4에 보이는 전면판 및 보강재를 포설하였다. 하단 보강재 길이는 70cm로 하여 보강재가 인발 파괴가 되지 않도록 충분한 길이를 유지 하도록 하였으며 상단 보강재 길이는 25cm로 하여 모형 보강 사면 시공시 문 힘 효과를 줄 수 있도록 하였다. 1단 전면판 및 보강재를 설치하고 전면판 앞쪽에 나무 블록을 설치한 후 모래를 강사 시켰다. 여기에서 나무 블록은 모래 강사시 토압에 의해 사면의 경사가 변하는 것을 방지하는 역할을 하였다. 그 다음 1단 시공 후 나무 블록을 제거하여 파괴 유무를 확인하였다. 같은 방법으로 2단을 시공하고 순차적으로 앞의 과정을 파괴가 될 때까지 반복하였다(그림 5). 또한 파괴 유무를 육안으로 쉽게 관찰하기 위하여 10cm 간

격으로 염색사를 포설하였고 실험 과정에서 발생하는 변위를 측정하기 위하여 타겟을 설치하여 이를 비디오와 디지털 카메라를 이용하여 파괴 형상을 촬영하였다. 타겟은 수수깡으로 만들어서 전면판에 설치된 격자망에 맞춰 높이 10cm, 간격 5cm로 설치하였다. 그림 6에는 시공 과정에서 시공 완료시까지 과정에 대한 사진을 나타내었다.

### 2.3.2 실험 조건

본 실험에서는 보강재 간격 20cm, 사면 경사 70도, 상대 밀도 50%를 기본 조건으로 하여 상대 밀도, 보강재 간격, 사면 경사를 변화시켜 보강 사면의 파괴 거동을 알아보았다. 각각의 보강 사면 시공 조건을 표 7에 나타내었다.

### 2.3.3 실험 결과 분석

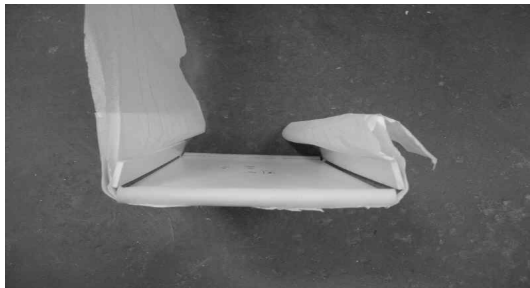


그림 4. 보강재 및 전면판

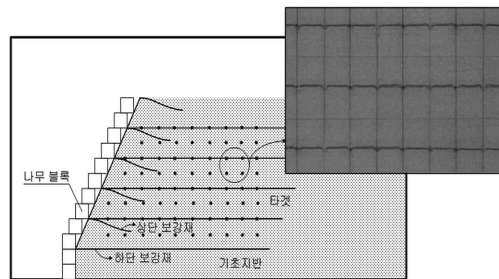
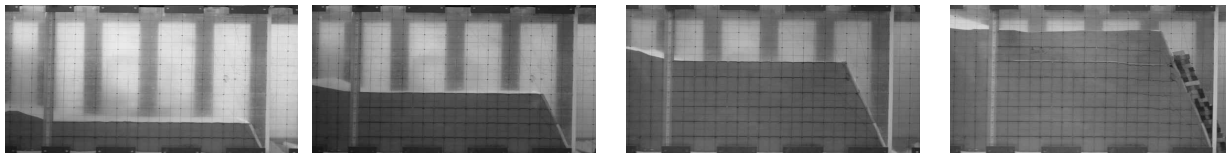


그림 5. 보강 사면 시공도 및 타겟



1단 시공

2단 시공

3단 시공

4단 시공

그림 6. 보강 사면 시공 사진

표 7. 보강 사면 시공 조건

상대 밀도에 대한 영향	Case 1	보강재 간격 20cm, 사면 경사 70도, 상대 밀도 30%
	Case 2	보강재 간격 20cm, 사면 경사 70도, 상대 밀도 50%
	Case 3	보강재 간격 20cm, 사면 경사 70도, 상대 밀도 80%
보강재 간격에 대한 영향	Case 4	사면 경사 70도, 상대 밀도 50%, 보강재 간격 15cm
	Case 5	사면 경사 70도, 상대 밀도 50%, 보강재 간격 20cm
	Case 6	사면 경사 70도, 상대 밀도 50%, 보강재 간격 25cm
사면 경사에 대한 영향	Case 7	보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%, 사면 경사 60도
	Case 8	보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%, 사면 경사 70도
	Case 9	보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%, 사면 경사 80도

표 7에 따라 실제 보강 사면 시공방법과 유사하게 모형 보강 사면 실험을 실시한 결과 상대밀도가 커질수록 한계 높이는 증가하였다. 마찬가지로 경사가 낮아질수록 한계 높이는 증가하였으며 보강재 간격이 좁을수록 한계 높이 또한 증가하였다. 그 결과를 표 8에 보였다.

모형 보강 사면 실험시 한 단계마다 시공 후 사진을 촬영하였으며 보강 사면이 한계 높이에 이르렀을 경우 파괴 조짐이 보이면 이를 비디오로 촬영하였다. 모형 보강 사면 파괴 후 보강재를 회수하여 파단이 일어난 길이를 측정하고 이를 파괴면을 찾는데 이용하였다. 또한, 촬영된 영상을 이용하여 염색사가 끊어진 위치를 산정하였다. 그 결과 회수된 보강재의 파단 길이와 염색사가 끊어진 위치가 유사하게 나타났다. 그림 7에 보강재 파단 형상에 관한 사진을 보였다.

한 단계 시공시마다 촬영을 실시하였고 Autocad 2000 프로그램을 이용하여 촬영된 사진과 축적을 1:1

로 일치시킨 후 그 변위 값을 산출하였다. 이와 같은 과정을 거쳐서 산출된 변위값으로 Surfer7.0이라는 프로그램을 사용하여 XY 변위 등고선을 나타내었다.

### 3. 실험 결과 분석

#### 3.1 파괴 유형

사면 경사 70도, 보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50% 인 보강 사면을 기본 조건으로 하여 실험을 수행하였으며 Autocad 2000 프로그램을 이용하여 산출된 변위값으로 변위 벡터를 나타내었다.

그림 8와 9는 각각 파괴시 사진 및 변위 벡터이다. 그림 8과 9에 나타난 바와 같이 파괴면 안쪽에서는 큰 변위를 나타내었으며 이 변위로 보강재에 파단이 일어

표 8. 보강 사면 제원에 따른 한계 높이

보강 사면 제원		한계 높이(cm)
Case 1	보강재 간격 20cm, 사면 경사 70도, 상대 밀도 30%	75
Case 2	보강재 간격 20cm, 사면 경사 70도, 상대 밀도 50%	80
Case 3	보강재 간격 20cm, 사면 경사 70도, 상대 밀도 80%	80
Case 4	사면 경사 70도, 상대 밀도 50%, 보강재 간격 15cm	105
Case 5	사면 경사 70도, 상대 밀도 50%, 보강재 간격 20cm	80
Case 6	사면 경사 70도, 상대 밀도 50%, 보강재 간격 25cm	70
Case 7	보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%, 사면 경사 60도	130
Case 8	보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%, 사면 경사 70도	80
Case 9	보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%, 사면 경사 80도	60

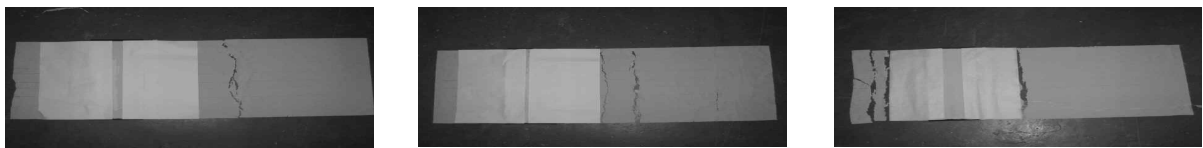


그림 7. 보강재 파단 형상

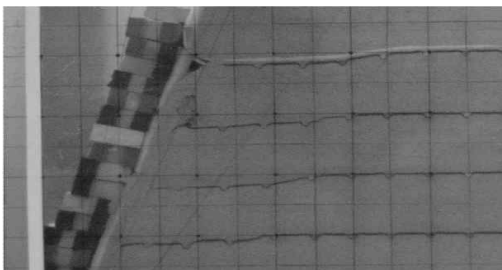


그림 8. 파괴시 사진

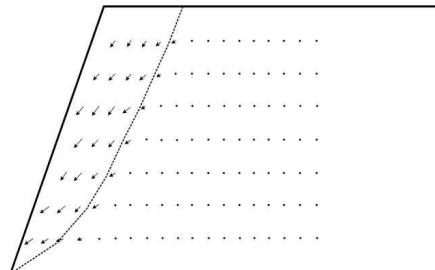


그림 9. 파괴시 XY 변위 벡터

나면서 사면이 붕괴되는 것을 알 수 있다. 또한 보강재 파단 위치 및 염색사가 끊어진 위치로 추정된 파괴면은 대수나선 형상과 가까운 것으로 나타났다. 대수 나선은 아래와 같은 과정을 거쳐서 산정할 수 있다.

$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (6)$$

여기에서

- r은 나선형의 반경,
- r<sub>0</sub>는 (θ=0)에서의 초기반경
- φ는 흙의 내부 마찰각,
- θ는 r과 r<sub>0</sub>의 사이각

식 (6)을 이용하여 대수 나선 반지름을 산정하게 되고 그 결과 그림 10과 같은 대수나선을 얻을 수 있다. 산출된 대수나선을 그림 10에 Autocad 2000을 이용하여 점목하였으며 그 결과를 그림 11에 나타내었다.

그림 12는 그림 11에 나타난 변위 벡터를 Surfer7.0을 이용하여 나타낸 XY변위 등고선이다. X축은 한계 높이에 대한 X좌표의 비이며 Y축은 한계높이에 대한 Y좌표의 비이다. 또한, 변위 등고선은 각 점의 변위(δ)를 최대 변위(δ<sub>max</sub>)로 나누어서 표현하였다. 그림에

보이는 것처럼 변위 벡터와 변위 등고선의 파괴 유형과 파괴면의 위치가 유사한 것으로 나타났다.

### 3.2 시공 조건에 따른 파괴면 양상

보강 사면 실험시 사면 경사 70도, 보강재 간격 20 cm, 상대 밀도 50%를 기준으로 하여 사면 경사, 상대 밀도, 보강재 간격을 달리하여 보강 사면 시공 후 파괴시 변위 벡터를 Autocad 2000을 통해 산출 하였다. 또한 산출된 값을 Surfer7.0을 이용하여 변위 등고선을 나타내었다. 또한, 파괴시 보강재 파단 위치와 촬영한 영상에 나타난 염색사의 끊어진 위치로 파괴면을 산출하였으며 그 값을 한계 파괴 높이로 나누어 사면 경사, 상대 밀도, 보강재 간격에 따라 구분하였다.

#### 3.2.1 사면 경사에 대한 영향

사면 경사 70도, 보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%를 기준으로 하여 보강재 간격과 상대 밀도는 그대로 유지하고 사면 경사를 60도와 80도로 변화시켜 모형 실험을 수행하였다.

그림 13은 Autocad 2000을 이용하여 구한 변위 벡터이며 그림 14는 변위 벡터를 토대로 나타낸 변위

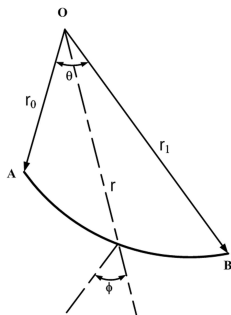


그림 10. 대수 나선

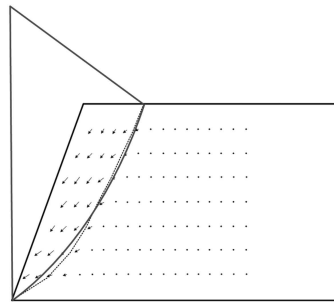


그림 11. 대수나선 파괴면

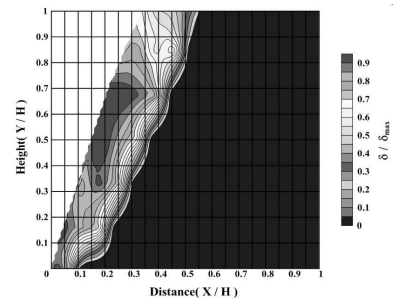
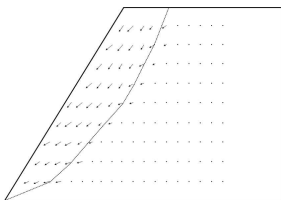
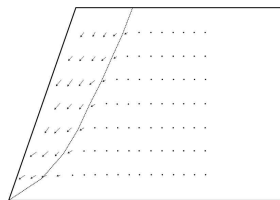


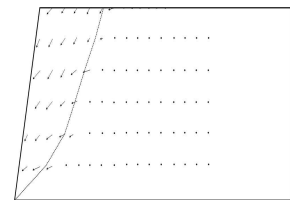
그림 12. 대수나선 파괴면



(a) 사면 경사 60도



(b) 사면 경사 70도



(c) 사면 경사 80도

그림 13. 사면 경사에 따른 XY 변위 벡터

등고선이다. 그림에 보이듯 XY 변위 벡터와 변위 등고선의 파괴 유형과 파괴면의 위치가 유사한 것으로 나타났다. 또한 변위 벡터에 나타난 파괴면은 대수 나선 파괴 형상과 유사하였다.

그림 15는 모형 사면 파괴 후 회수한 보강재와 염색사의 끊어진 위치로 나타낸 파괴면이며 이를 한계 높이

로 나누어 정규화 하였다. 그림 15에 보이는 바와 같이 경사가 높을수록 파괴면이 얇게 나타나는 것으로 보이지만 실제 사면 경사가 다르므로 파괴면의 위치를 비교하는 것에는 무리가 있는 것으로 나타났다.

### 3.2.2 보강재 간격에 대한 영향

앞의 실험과 동일한 방식으로 사면 경사 70도, 보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%를 기준으로 하여 상대 밀도와 사면 경사는 일정하게 하고 보강재 간격을 15cm와 25cm로 변화시켜 모형 실험을 수행하였다. 그림 16과 17은 상대 밀도 변화에 따른 XY 변위 벡터와 변위 등고선이다. 그림에 보이는 바와 같이 변위 벡터와 변위 등고선에 나타난 파괴면의 형상과 파괴면의 위

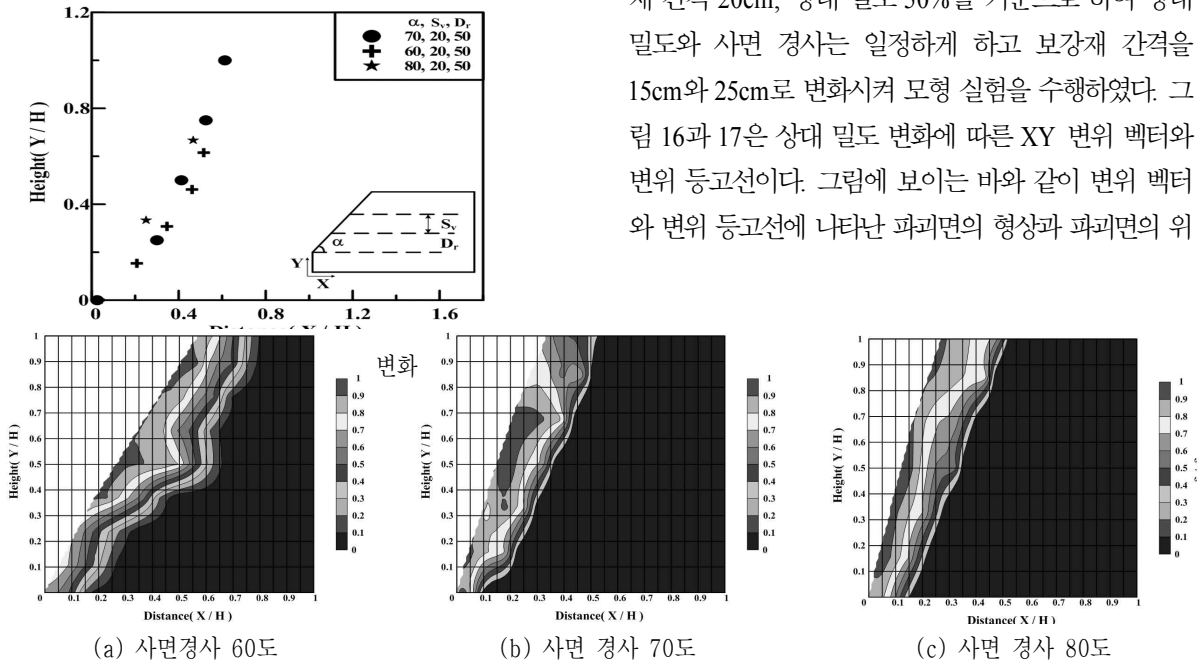


그림 14. 사면 경사에 따른 XY 변위 등고선

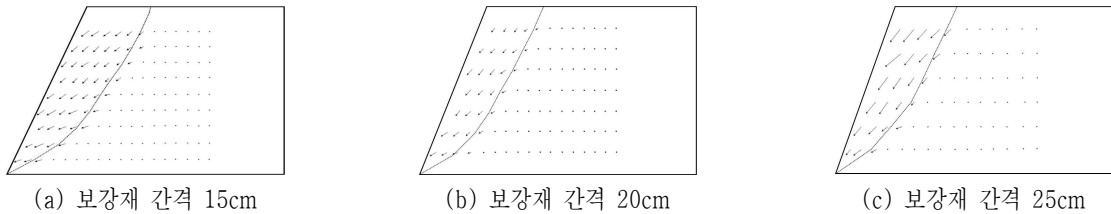


그림 16. 보강재 간격에 따른 XY 변위 등고선

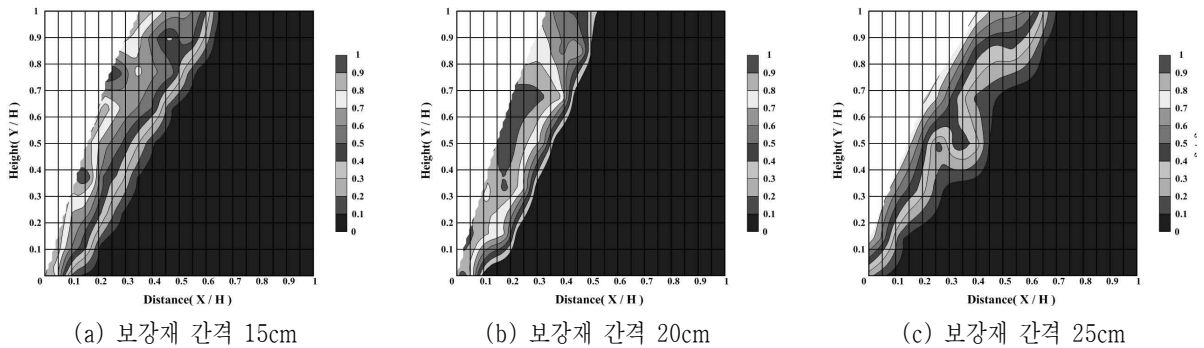


그림 17. 보강재 간격에 따른 XY 변위 등고선



치가 유사하게 나타났다.

그림 18은 보강재 간격에 따라 나타난 파괴면을 마찬가지로 각각의 한계 높이로 나누어 정규화 한 그래프이다. 그림에 나타난 바와 같이 보강재 간격에 따라 파괴면의 위치는 거의 유사하였다.

### 3.2.3 상대 밀도에 대한 영향

사면 경사 70도, 보강재 간격 20cm, 상대 밀도 50%를 기준으로 하여 사면 경사와 보강재 간격은 일정하게 하고 상대밀도를 30%와 80%로 변화시켜 모

형 실험을 수행하였다. 그림 19와 20은 상대 밀도 변화에 따른 XY 변위 벡터와 변위 등고선이다. 그림에 보이는 바와 같이 변위 벡터와 변위 등고선에 나타난 파괴형상과 파괴면의 위치가 유사하게 나타났다.

그림 21은 상대 밀도에 따른 파괴면의 위치를 한계 높이로 나누어 정규화하여 나타낸 그래프이다. 그림에 보이는 바와 같이 파괴면의 위치가 상대 밀도가 커질수록 아래 나타나는 것을 볼 수 있다. 따라서, 파괴면의 위치는 상대 밀도에 대한 영향이 사면 경사와 보강재 간격의 영향보다 더 크다는 알 수 있다.

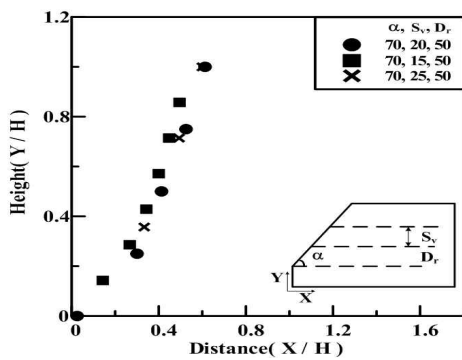


그림 18. 보강재 간격에 따른 변화

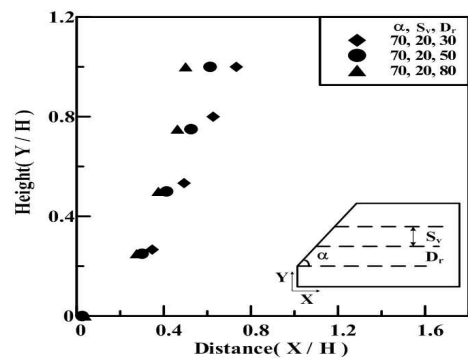
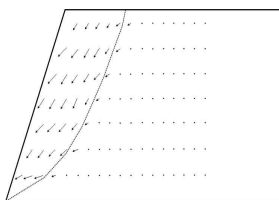
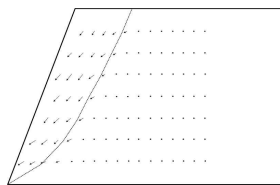


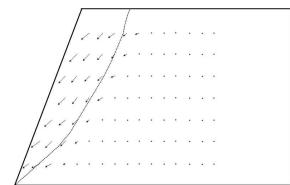
그림 21. 상대 밀도에 따른 변화



(a) 상대 밀도 30%

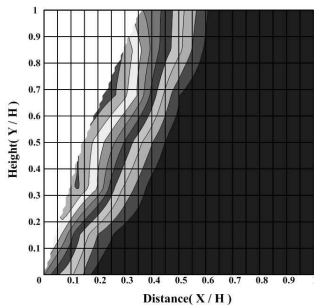


(b) 상대 밀도 50%

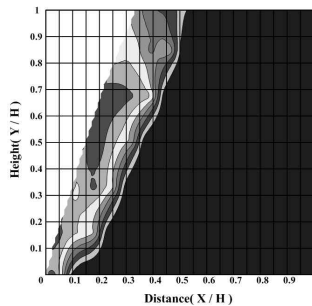


(b) 상대 밀도 80%

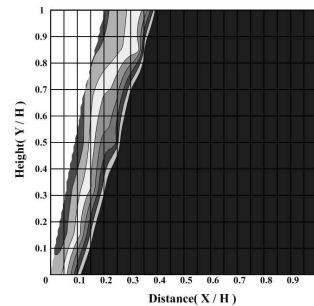
그림 19. 상대 밀도에 따른 XY 변위 벡터



(a) 상대 밀도 30%



(b) 상대 밀도 50%



(b) 상대 밀도 80%

그림 20. 상대 밀도 따른 XY 변위 등고선

## 4. 결론

성균관 대학교 지반공학연구실에서 수행한 보강 토 옹벽 토조 실험을 토대로 보강 사면에 대하여 모형 토조 실험을 실시하였다. 상사법칙으로 선정된 화장지를 보강재로 실험에 이용하였고 실제 시공하는 방법과 유사하게 실험을 실시하였다. 보강 사면 전면을 휘감아 올리는 시공방법을 모사하기 위하여 상하단 모두 보강재를 설치하였다. 파괴면의 형상을 알아 보기 위한 보강 사면 모형 토조 실험의 목적에 맞게 보강 사면 전면에서 파괴가 일어나지 않도록 폼보드를 이용하여 전면을 보강하였다. 또한, 토조의 아크릴관과 박스사이에 모래가 유출되는 것을 방지하기 위하여 스폰지를 이용하였으며 스폰지와 아크릴관 사이의 마찰이 파괴 형상에 영향을 주는 것을 최소화하기 위하여 스폰지의 두께를 조정하였다. 이와 같은 조건을 토대로 파괴가 될 때 까지 보강재를 설치하고 모래를 강사 시키는 과정을 반복하였다.

보강사면 파괴 후 보강재를 회수하여 파단 위치를 산출하고 촬영한 영상으로 염색사가 끊어진 위치를 파악하여 파괴면을 찾아내었다. 또한, 모형 사면 시공시 설치한 타겟을 이용하여 변위 벡터와 변위 등고선을 나타내었다. 그 결과 파괴면의 형상은 대수 나선 파괴면과 유사하게 나타났으며 상대 밀도가 높을수록 얇은 파괴를 보였다. 그러나 보강재 간격에 따라 파괴면의 위치에는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다.

## 감사의 글

본 연구는 한국 과학재단 기초과학연구사업 특정 기초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0) 및 성균관대학교 산학협력단 연구지원팀의 연구비 지원으로 이루어졌으며, 이에 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 유충식, 정혁상, 이봉원(2004), “축소모형실험을 이용한 계단식보강토옹벽의 파괴메카니즘 고찰”, 2004년도 대한토목학회 정기 학술대회, 1284 ~ 1289
2. Bonaparte, R. and Marguson, E.(1984), "Repair of landslides in the San Francisco Bay Area", Proc. Symp. on Polymer Grid Reinforcements in Civil Engineering, London Paper No.2.4.
3. Busbridge, J.R.(1984), "Stabilization of C.P. rail slip at Waterdown, Ontario, using tensar grid", Proc. Symp. on Polymer Grid Reinforcements in Civil Engineering, London Paper No.2.3.
4. Dov Leshchinsky, Greg Lambert(1991), "Failure of Cohesionless Model Slopes Reinforced with Flexible and Extensible Inclusions", Transportation Research Record No.1330, TRB, Washington, D.C., pp.54 ~ 63
5. Fannin R. J., Hermann S.(1990), "Performance data for a sloped reinforced soil wall", Can. Geotech. J. 27, 676 ~ 686.
6. Forsyth, R. A. and Bieber, D. A.(1984), "La Honda slope repair with geogrid reinforcement", Proc. Symp. on Polymer Grid Reinforcements in Civil Engineering, London Paper No.2.2.
7. Murray, R. T.(1982), "Fabric reinforcement of embankments and cuttings", Proceedings, 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, Vol.31, pp.707 ~ 713
8. Zonberg, J. G., Nicolas Sitar, and Mitchell, J. K. (1998), "Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.124, No.8, pp.670 ~ 683