

토목섬유 콘테이너를 적용한 철도사면의 수치해석적 연구

Numerical Analysis for Railway Embankment with Geotextile Container

고태훈* 황선근** 박성현*** 이진욱****
Koh, Tae-Hoon Hwang, Seon-Keun Park, Sung-Hyun Lee, Jin-Wook

ABSTRACT

Annual roadbed failure due to the rainfall has brought out the social and economic damage such as the loss of life and property, the consumption of time and cost for recovery, and the delay of logistics in railway. However, there was not an appropriate way that could be used as a permanent solution. As a suggestion of the answer to this problem, the method using Geotextile Container was considered for the rehabilitation of the failed railway roadbed, and the numerical analysis is applied for the evaluation of the slope stability. This study focused on the most common case among the roadbed failures. In addition, the investigation for the applicability of this method as a permanent use was made.

1. 서론

국내 기존 철도구조물의 경우, 해마다 경험하게 되는 장마와 사용년수의 경과로 인한 궤도하부지반의 지지력 손실에 의해 철도사면의 유실이 발생되고 있으며, 또한 이에 대한 대책으로서 현재, 임시방편적인 대책만이 적용되어오고 있다. 따라서 본 연구에서는 위에서 언급한 문제점을 해결하기 위한 대안으로서 토목섬유 콘테이너 활용을 모색하고자 수치해석 기법을 활용하여 토목섬유 콘테이너 축조사면의 안정성을 평가하였다. 이러한 수치모형화는 국내 유형별 수해발생현황을 고려해 볼 때, 가장 빈번하게 발생하는 노반유실의 경우를 대상으로 하였으며, 이에 대한 영구적인 대책으로서 토목섬유 콘테이너의 적용성을 검토하였다.

2. 전단강도감소기법

2.1 개요

유한요소법(FEM) 또는 유한차분법(FDM)을 이용한 사면안정해석시 안전율의 평가방법은 여러 가지 제안된 방법이 있으며, 이 중에서 파괴시까지 지반의 전단강도를 감소시켜가면서 계산하는 방법을 전단강도 감소기법(Shear Strength Reduction Technique, SSR Technique)이라 부른다. SSR기법은 Zienkiewicz et. al(1976)이 처음으로 사용한 이후, Matsui & San(1992), Ugai & Leshchinsky(1995), Dawson et. al(1999) 등 많은 학자들에 의해 소개된 바 있다. SSR 기법은 사면안정해석에 있어서 일반적으로 사용하고 있는 절편법에 비해 많은 이점이 있으며, 그 중에서 가장 중요한 것은 파괴면과 파괴 메카니즘을 자동적으로 찾아 준다는 것이다(Dawson et. al, 2000).

* 한국철도기술연구원 주임연구원, 정회원

** 한국철도기술연구원 책임연구원, 정회원

*** 한국철도기술연구원 연구원, 비회원

**** 한국철도기술연구원 선임연구원, 정회원

2.2 안전을 평가

본 연구에서는 2차원 유한차분 해석프로그램인 FLAC을 사용하여 철도 성토구조물의 응력-변형거동 해석과 안정성평가를 수행하였다. FLAC 프로그램에서는 안전율을 직접적으로 산정하지 않고, 앞에서 언급한 SSR기법을 이용하여 안전율을 산정하게 된다. 즉, 파괴가 발생하는 입력정수에 대한 실제 조건에서의 입력정수의 비율로 표현된다. 따라서 본 연구에서는 철도 성토구조물의 안전율을 산정하기 위해서, 성토사면의 파괴가 발생할 때까지 지반의 강도정수인 점착력(Cohesion)과 마찰각(Friction Angle)을 동시에 감소시켜 나가게 되는데, 이러한 과정에서 어느 순간, 마찰각과 점착력이 성토사면을 지지할 수 없을 정도로 작게되면, 성토사면의 활동에 의한 불안정한 거동을 보이게 된다. 이렇게 저감된 마찰각과 점착력은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\varphi_r = \arctan(\tan \varphi / f_s), \quad C_r = C / f_s \quad (\text{식 1})$$

여기에서, φ_r :저감된 마찰각, φ :초기 마찰각, C_r :저감된 점착력, C :초기 점착력, f_s :안전율

3. 수치해석

수치모형화 과정은, 강우로 인해 배수성이 불량하고 연약화된 노반의 토사유실에 의한 노반붕괴의 경우를 가정하고 이에 따른 대책으로서 토목섬유 콘테이너 활용을 모사하였으며, 이를 위한 해석단면은 다음과 같다.

① 건기·우기시 철도 성토구조물, ② 건기·우기시 토목섬유 콘테이너 적용 철도 성토구조물

3.1 건기시 철도 성토구조물

3.1.1 해석단면

철도 성토구조물은 2차원 평면변형으로 모사되었으며, 모형지반의 모델링을 위해서 1475개의 요소를 사용하였다. 해석영역은 수평방향으로 8.85m, 기초 3m 깊이까지를 모델링하였으며, 해석단면의 좌·우 경계조건은 평면변형 문제를 해결하기 위해 해석영역의 하부는 수평(x)과 연직(y)방향, 우측과 좌측은 수평방향의 변위를 구속하였다. 전체적인 해석과정은 시공과정에 준하여 단계성토별 해석을 수행하였으며, 단계시공 높이를 0.2m로 하여 총 10단계 성토시공 후, 노반면에 궤광 및 도상자갈에 해당하는 등분포하중을 재하하고 열차하중에 해당하는 노반압력을 재하하였다.

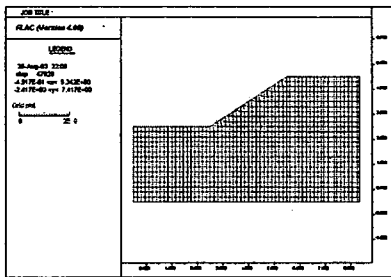


그림 1 해석단면

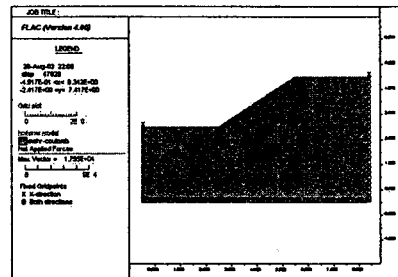


그림 2 모델, 경계 및 하중조건

3.1.2 입력물성치

(1) 지반

기초부와 배면토체는 Mohr-Coulomb 규준을 적용한 탄소성모델을 사용하였으며 해석에 사용된 지반의 물성은 직접전단시험 결과와 Hunt(1984)에 의해 제안된 일반적인 범위의 값을 사용하였다.

표 1 모형지반의 입력물성치 (건기시 철도 성토구조물)

	$\varphi (^{\circ})$	$C(\text{Pa})$	$\gamma (\text{kg}/\text{m}^3)$	ν	Bulk Modulus(Pa)	Shear Modulus(Pa)
기초	38	2.5×10^8	2150	0.3	3.4×10^7	1.54×10^7
배면토체	38	2.5×10^8	2150	0.3	2.5×10^7	1.15×10^7

이상의 입력물성치는 현장조건을 가장 합리적으로 평가할 수 있도록 제한적인 실 현장 계측데이터 (한국철도기술연구원)를 근거로 입력물성을 변화시켜 가면서 산정하였다.

3.2 우기시 철도 성토구조물

강우로 인해 철도 성토구조물 상부노반에 습윤대가 형성되어 포화노반이 유실된다는 가정 하에 구조물의 안정성을 평가하였다

3.2.1 습윤대(Wetting Band)

우리나라 사면의 붕괴는 대부분 우기시에 발생되고 있어 강우에 의한 침투영향이 주된 사면 불안정 요인으로 작용하고 있음을 미루어 짐작할 수 있다. 또한 비교적 투수성이 양호한 토사사면($k_v=10^{-3}$ cm/sec 정도)의 경우, 집중 호우시 사면붕괴 가능성이 높은 것으로 보고된 바 있다(櫻明潔, 1999). 강우가 지속됨에 따라 사면내 토층은 깊이에 따라 포화도 분포양상이 그림 3과 같은 경향을 나타낸다. 강우로 인해 지표부근은 완전히 포화되어 포화도가 1.0에 접근하나 중력의 영향으로 깊이가 깊어짐에 따라 점차 감소하다가 일정깊이 이상에서는 일정한 포화도를 나타내며 습윤대를 형성한다. 또한 Lumb(1975)는 이와 같은 습윤대의 심도를 결정할 수 있는 간편식을 식 2와 같이 제안한 바 있다.

본 연구에서는 강우로 인해 철도 성토구조물 상부노반에 형성되는 습윤대의 심도를 다음과 같은 가정으로 60cm로 산정하였다.

$$h = \frac{k \cdot t}{n \cdot (S_r - S_0)} = 56.5\text{cm} \approx 60\text{cm} \quad (\text{식 2})$$

여기서, h: 습윤대의 심도(cm), n: 간극율 ≈ 0.259 , $S_r - S_0$: 강우후의 포화도-강우전의 포화도 ≈ 0.246 , k: 토층의 투수계수(cm/min) $\approx 6 \times 10^{-3}$ cm/min, t: 강우지속시간(min) ≈ 600 min

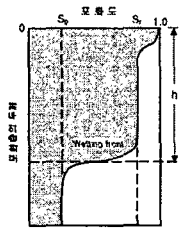


그림 3 강우시 습윤대의 형성(Lumb, 1975)



그림 4 집중호우 침투 모식도

3.2.2 해석단면

강우로 인한 노반의 유실(Sliding)을 모사하기 위해, 앞에서 가정한 습윤대까지의 포화노반과 습윤대 이하 노반의 경계면을 Interface 요소로 처리하였다. 따라서 습윤대 깊이 만큼의 정수압을 습윤대 이하 노반에 작용하는 것으로 고려하였으며, Interface 요소는 전단방향과 연직방향의 강성스프링으로 모사되었으며, 연직·전단응력은 Mohr-Coulomb 파괴규준을 만족한다. 해석영역과 경계조건은 앞 절과 동일하다.

3.2.3 입력물성치

(1) 지반

표 2 모형지반의 입력물성치 (우기시 철도 성토구조물)

	$\phi (^{\circ})$	C(Pa)	$\gamma (\text{kg/m}^3)$	ν	Bulk Modulus(Pa)	Shear Modulus(Pa)
습윤대 포화노반	36	2.5×10^5	1200	0.3	2.5×10^7	1.15×10^7
습윤대 이하 노반	38	2.5×10^4	2150	0.3	2.5×10^7	1.15×10^7
기초	38	2.5×10^4	2150	0.3	3.4×10^7	1.54×10^7

γ_{sub}

습윤대 포화노반의 단위중량은 부력이 작용하는 수중단위중량을 적용하였으며, 전단강도 정수는 포화상태에서 수행한 직접전단시험 결과에 근거한다.

(2) Interface 요소

강우로 인한 습윤대의 포화노반과 습윤대 이하 노반사이의 불연속면에서의 미끄러짐 거동은 Interface 요소를 적용하여 구성요소들간의 상호작용을 모델링하였다. Interface에서의 거동은 Coulomb 규준을 사용함으로써 미소변형이 발생할 수 있는 탄성거동과 영구변형(Sliding)이 발생할 수 있는 소성거동으로 구별된다. 따라서,

탄성거동을 하는 경우(식 3 참조)와 소성거동(식 4 참조)에 대해서 전단응력(τ)은 다음과 같이 정의된다.

$$|\tau| < \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (\text{식 } 3)$$

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi_i + c_i \quad (\text{식 } 4)$$

여기에서, φ_i : Interface의 마찰각, c_i : Interface의 부착력

이상과 같은 Interface의 강도특성은 지반의 강도특성과 긴밀한 관계가 있다. 불연속면에서의 상호 거동을 모사하기 위한 Interface 요소의 물성치는 다음과 같다.

표 3 Interface 요소 입력물성치 (우기시 철도 성토구조물)

	Friction (°)	Normal Stiffness(Pa/m)	Shear Stiffness(Pa/m)
습윤대 포화노반-습윤대 이하노반	15	1×10^9	1×10^9

3.3 전기·우기시 토목섬유 콘테이너 적용 철도 성토구조물

강우로 인해 노반이 유실된 선로를 복구하기 위한 대책으로서 토목섬유 콘테이너를 적용하고 그에 따른 안정성을 전기와 우기시에 대해서 평가하였다. 앞 절에서 모사된 습윤대 포화노반 유실구간을 토목섬유 콘테이너로 대체시공하고 전기와 우기시에 따른 응력-변형거동과 SSR기법에 의한 안정성 평가를 수행하였다.

3.3.1 토목섬유 콘테이너

토목섬유 콘테이너는 축방향력만이 작용하는 케이블 요소로 모델링되었다. 한계평형해석에서는 전단영역에서의 변형을 고려하지 않고 응력-변형을 관계를 무시하나 실제 지반내 토목섬유는 변형을 일으키며 인장력을 발휘하게 된다. 따라서 지반이 파괴하기 전 변형에 대응하는 토목섬유의 인장력이 실제 토목섬유에 작용할 인장력이 된다. 일반적으로 지반은 응력-변형을 관계에서 2 ~ 5%의 축변형을 대역에서 최대축차응력을 발휘하게 된다. 따라서 토목섬유의 허용인장강도는 5% 변형에 대한 인장강도를 취해야 한다.

3.3.2 해석단면

토목섬유 콘테이너는 축방향력만이 작용하는 선형 케이블요소로 모델링되었다. 해석영역과 경계조건은 앞 절과 동일하다.

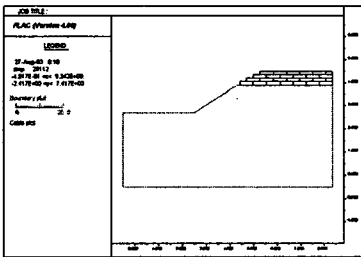


그림 5 전기시 토목섬유 콘테이너 시공 해석단면

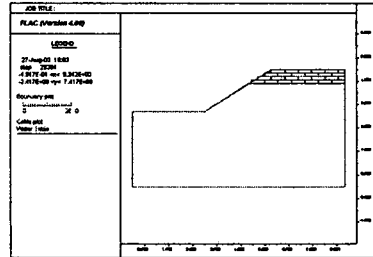


그림 6 우기시 토목섬유 콘테이너 시공 해석단면

그림 5 ~ 6은 강우로 인해 유실된 상부노반을 토목섬유 콘테이너로 대체 시공한 전기와 우기시 해석단면을 보인다. 그림 6의 강우로 인한 우기시 해석단면은 자유수면(Water Table)이 지표면에 형성되는 것으로 가정하였다.

3.3.3 입력물성치

(1) 지반

표 4 모형지반의 입력물성치 (토목섬유 콘테이너 적용 철도 성토구조물)

	φ (°)	C(Pa)	γ (kg/m ³)	ν	Bulk Modulus(Pa)	Shear Modulus(Pa)
토목섬유 콘테이너 채움재	42.3	0	1680	0.3	3.4×10^7	1.15×10^7
배면토체	38	2.5×10^4	2150	0.3	2.5×10^7	1.15×10^7
기초	38	2.5×10^4	2150	0.3	3.4×10^7	1.54×10^7

기초부, 배면토체 및 토목섬유 콘테이너 채움재는 Mohr-Coulomb 규준을 적용한 탄소성모델을 사용하였으며 물리·역학실험을 근거로 하여 입력물성치를 산정하였다.

(2) 토목섬유 콘테이너

지반-토목섬유의 Interface는 무시할 만한 두께의 Grout 재료로 모델링되었으며, Interface 전단거동은 Interface 전단강성(K_{bond})으로 이루어진 Spring-Slider 시스템으로 표현되었으며, 또한 지반-토목섬유 콘테이너의 상호거동과 토목섬유 콘테이너-토목섬유 콘테이너의 상호거동을 모사하기 위해 해석에 사용된 Interface 물성은 대형직접전단시험결과에서 직접 산정할 수 있는데, Interface에서의 최대전단력은 고유의 전단강도 또는 부착강도(S_{bond})와 응력의존 마찰저항($sfriction$)의 함수(Mohr-Coulomb 파괴규준)로서 정의된다.

표 5 토목섬유 콘테이너의 입력물성치

	A(m ²)	E(Pa)	Axial Stiffness(kN/m)	Tensile Yield Strength(N/m)
Machine Direction	5.0×10^{-4}	6.0×10^9	300	4.15×10^4

표 6 Interface 요소 입력물성치 (토목섬유 콘테이너 적용 철도 성토구조물)

	sfriction(°)	K_{bond} (N/m/m)	S_{bond} (N/m)
지반-토목섬유 콘테이너	30.37	1.0×10^7	4200
토목섬유 콘테이너-토목섬유 콘테이너	21	3.2×10^9	2100

3.4 노반압력

철도 성토구조물에 작용하는 열차하중은 노반압력으로 모사되어 노반면에 재하되었다. 본 연구에 있어서, 노반압력은 현행 철도 설계시에 적용되는 LS22하중(축중)을 근거로 궤도조건, 열차속도, 운중 등을 고려하여 식 5 ~ 7을 이용하여 산정하였다. 궤도조건과 열차속도에 대한 가정사항은 다음과 같다.

① 궤도조건 : 직선부 장대레일

② 설계속도(V) : 200km/h,

$$P_d = P_{st} \times i = P_{st} \times (1 + 0.3V/100) = 11 \times (1 + 0.3 \times 200/100) = 17.6\text{tonf} \quad (\text{식 } 5)$$

여기에서, P_d :주행운중, P_{st} :정적운중(=설계축중/2=11tonf), i :충격을

$$P_R = \alpha \times P_d = 0.4 \times 17.6 = 7.04\text{tonf} \quad (\text{식 } 6)$$

여기에서, P_R :차륜 직하 레일 1계절당 침묵에 작용하는 하중, α :하중분담효과를 고려한 계수, 일반적으로 ≈ 0.4

$$P_f = 2 P_R / 2A = 2 \times 7.04\text{tonf} / 2.64\text{m} \times 0.52\text{m} = 10.26\text{tonf/m}^2 \quad (\text{식 } 7)$$

여기에서, P_f :평균노반압력, $2A$:노반압력의 분포면적(= 2.64m×0.52m)

4. 결과 및 고찰

4.1 건기시 철도 성토구조물

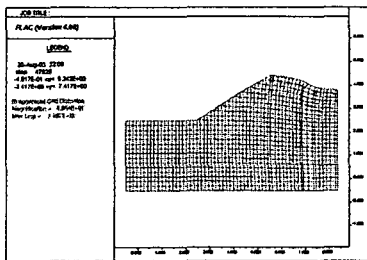


그림 7 Deformed Mesh

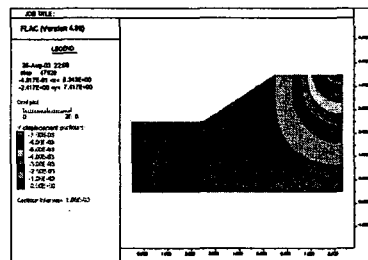


그림 8 연직변위 분포

일반적으로 철도노반 성토재료로 활용되고 있는 재료를 선정하여 성토구배 1:1.5로 단계성토를 모사하여 총 10단계 시공 후 노반압력을 재하하였다. 그림 7 ~ 8은 열차하중 재하 후의 변형된 메쉬상태

와 연직변위 분포를 보인다.

4.1.1 안전율 산정

사면의 안전율은 (식 1)에 의해 각 단계별로 전단강도를 저감시키면서 4000step 연산 후의 최대불평형력(Maximum Unbalanced Force) 또는 사면내 한 지점에서의 변위이력(X, Y-Displacement History)을 고찰하여 급격히 증가하는 시점의 전단강도 정수로부터 산정되었다. 그림 9는 각각의 저감된 강도정수를 이용하여 수치해석을 수행한 결과로서, 사면내 한 지점에서의 연직방향(y) 변위의 변화를 나타낸다. 결과에서 알 수 있듯이, 안전율 2.9에서 연직변위의 급격한 증가를 고찰할 수 있었다. 또한 그림 10 ~ 11은 초기 전단강도 정수상태와 SSR기법에 의해 저감된 전단강도 정수상태에서 성토사면 지중에 발생한 전단변형을 분포를 보인다.

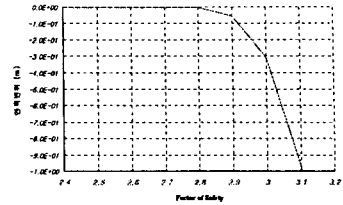


그림 9 안전율 산정

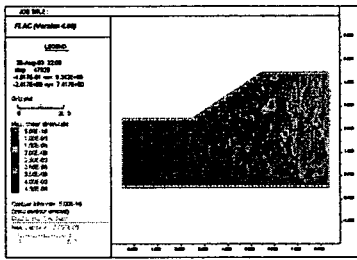


그림 10 초기 전단변형을 분포

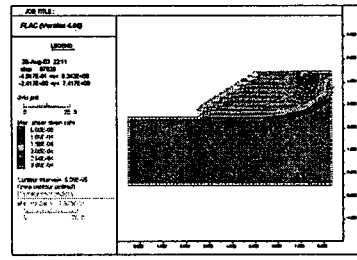


그림 11 $f_s=2.9$ 에서의 전단변형을 분포

초기 전단강도 정수상태에서의 노반압력에 의한 전단변형을 분포(그림 10 참조)에 의해 전단파괴면이 발생하지 않았음을 알 수 있다. 하지만, SSR기법에 의해 저감된 마찰각(15.1°), 점착력(8620.7Pa) 상태에서는 전단파괴면이 발생한 것을 알 수 있다(그림 11 참조).

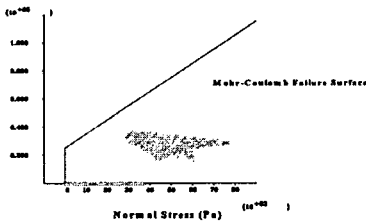


그림 12 초기 전단응력 상태

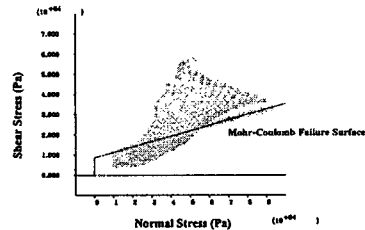


그림 13 $f_s=2.9$ 에서의 전단응력 상태

또한 초기 마찰각, 점착력상태에서의 전단응력은 초기강도한계(Initial Strength Limit)를 초과하지 않는 안정한 상태임을 알 수 있다(그림 12 참조). 하지만 그림 13에서와 같이 SSR기법에 의해 산정된 안전율($f_s=2.9$) 상태에서는 초기강도한계를 초과하는 응력상태가 존재하는 것을 알 수 있다.

4.2 우기시 철도 성토구조물

결과에서와 같이 연직변위의 급격한 증가가 시작되는 2.2를 최소안전율로 산정하였으며(그림 14 참조), 그림 15에 저감된 전단강도 정수상태에서 Interface를 따라 습윤상태 노반이 유실되는 것을 볼 수 있다.

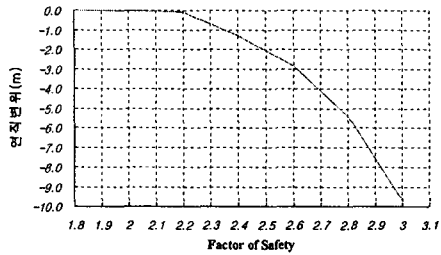


그림 14 안전율 산정

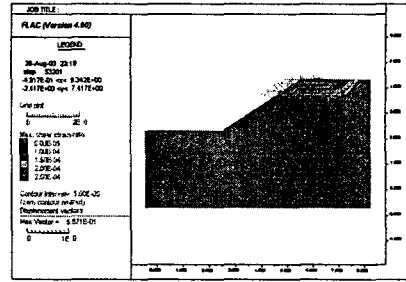


그림 15 $f_s=2.2$ 에서의 전단변형을 및 변위벡터분포

4.3 건기·우기시 토목섬유 콘테이너 적용 철도 성토구조물

4.3.1 토목섬유 콘테이너에 발생한 변위 및 인장거동 평가

그림 16 ~ 17에서 보인 토목섬유 콘테이너에 발생한 변위는 노반압력에 의한 연직변위가 지배적이며, 건기시 수평변위는 대략 최대 0.5mm의 미미한 수준이었으며, 우기시에는 강우에 의한 콘테이너간의 상호 마찰강도가 감소해 1mm 정도의 변위가 발생하는 것을 알 수 있다. 또한 각각의 토목섬유 콘테이너에 발생한 최대인장력을 도시하면 그림 18 ~ 19와 같다. 즉, 노반압력에 의해 발생한 토목섬유 콘테이너의 최대인장력은 대략 $4.2 \sim 5.8 \times 10^2 \text{N}$ 이하의 수준으로서, 허용인장력의 1 ~ 1.5% 범위에 해당하므로 인장 파괴에 대해 안전한 것으로 나타났다. 따라서 이와 같은 토목섬유 콘테이너에 발생한 응력-변형거동을 고려할 때, 토목섬유 콘테이너를 적용한 노반은 노반압력에 대해서 안전한 시스템으로 평가할 수 있다.

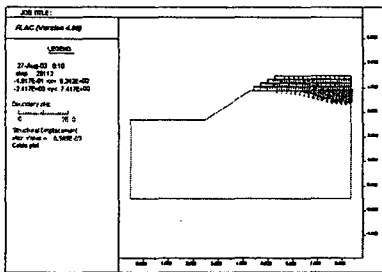


그림 16 건기시 토목섬유 콘테이너에 발생한 변위벡터

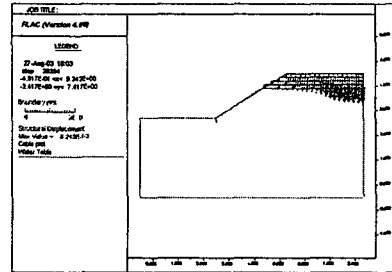


그림 17 우기시 토목섬유 콘테이너에 발생한 변위벡터

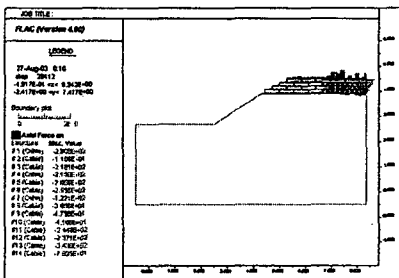


그림 18 건기시 토목섬유 콘테이너에 발생한 최대인장력

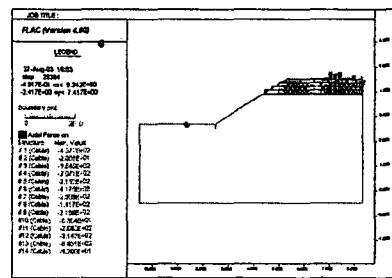


그림 19 우기시 토목섬유 콘테이너에 발생한 최대인장력

4.3.2 안정성 평가

강우에 의해 상부노반이 유실된 철도 성토사면을 토목섬유 콘테이너로 복구한 후 안전성 평가를 수행하였

다. 그림 20은 SSR기법에 의해 수치해석을 수행한 결과로서, 사면내 한 지점에서의 연직방향(y) 변위의 변화를 나타낸다. 결과에서 알 수 있듯이, 건기와 우기시 각각 안전율 3.8, 3.2에서 연직변위의 급격한 증가를 관찰할 수 있었다. 건기시 최소안전율을 3.8에서 발생한 전단파괴면과 변위벡터의 경향은 강우로 인한 우기시 자유수면이 지표면에 형성됨으로써 건기시에 비해 약 16% 감소된 최소안전율을 3.2에서 유사한 거동을 보였다(그림 21 ~ 22 참조).

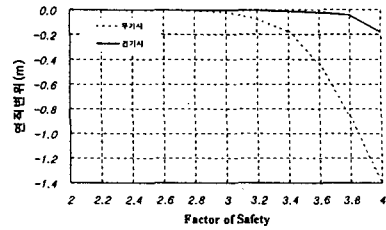


그림 20 건기와 우기시 안전율 산정

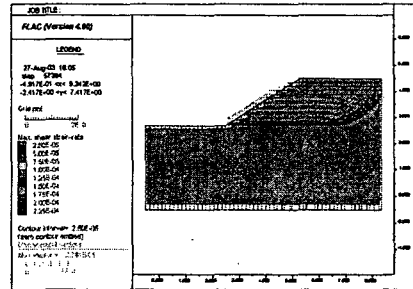
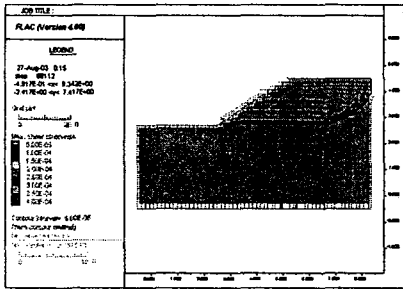


그림 21 건기시 $f_s = 3.8$ 에서의 전단변형을 분포

그림 22 우기시 $f_s = 3.2$ 에서의 전단변형을 분포

4. 결론

본 연구에서는 강우로 인해 유실된 철도노반을 복구하기 위한 영구적인 대책으로서 토목섬유 콘테이너 공법을 제안하고자 수치해석을 수행하였다. 건기시 철도 성토구조물과 강우로 인해 노반이 유실된 성토구조물 그리고 그에 대한 대책으로서 토목섬유 콘테이너를 적용한 성토구조물을 각각 수치모형화하여 거동특성을 평가하였으며, 또한 전단강도감소(SSR)기법에 의해 안정성을 비교평가하였다.

- 강우로 인해 상부노반이 유실된 경우의 안전율은, 건기시에 비해 약 24% 감소하였으나, 대책공법으로서 토목섬유 콘테이너를 적용한 경우에 있어서는 건기시 약 31%, 우기시 약 10%의 안전율 증가를 나타냈다.

해석조건	흙노반		토목섬유 콘테이너 축조노반	
	건기시	우기시	건기시	우기시
최소안전율(f_s)	2.9	2.2	3.8	3.2

- 토목섬유 콘테이너 채움재의 양호한 배수성능은 강우로 인한 노반의 연약화를 방지할 수 있으며, 또한 토목섬유 콘테이너의 인장특성으로 인해 하부노반으로의 하중분산 효과를 기대할 수 있을 것으로 판단된다.
- 토목섬유 콘테이너 상호접촉면(Interface)에서의 전단특성은 열차하중을 지지하여 강우시 노반의 유실을 최소화할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 산·학·연 공동연구개발사업의 일환으로 건교부의 연구지원에 의해 이루어졌으며, 이에 감사사를 드립니다.

참고 문헌

1. 한국철도기술연구원 (2003), "강우로 인해 유실된 선로복구를 위한 토목섬유 콘테이너의 실용화 기술개발", 산·학·연 공동연구개발사업 최종보고서(안).
2. 한국지반공학회 (2002), "사면안정기술의 최근연구동향", 학회지, Vol.18, No.4.
3. 運輸省 鐵道局 (1992), "鐵道構造物等設計標準·同解説 土構造物", 鐵道總合技術研究所.
4. HClasca (2002), "FLAC Ver 4.0, Vol I: User's Manual".
5. Roy E. Hunt (1984), "Geotechnical Engineering Investigation Manual", McGraw-Hill.