

土木纖維로 補強한 軟弱地盤의 安定度 解析 : 模型實驗과 有限要素解析

Stability Analysis of Very Soft Soils Using Geotextiles : The Role of Model Test and Finite Element Analysis

高 弘 錫* · 高 楠 咏**
Goh, Hong Seok · Goh, Nam Young

Summary

To investigate the behaviour of the embankment on very soft foundation reinforced geotextiles, the laboratory model test in order to analyze the elementary effects of geotextile reinforcement and the finite element program analyzing the stresses and deformations characteristics was carried out.

A two-dimensional nonlinear finite element program called GEOTEXT(a modification of ISBILD) for the static analysis of embankment on very soft foundation reinforced geotextiles has been developed. Both linear and nonlinear hyperbolic stress-strain soil models are included, and incremental and stage construction can be simulated. However, the program GEOTEXT is not developed herein as an adaptable design tool for practicing engineer.

It was found that the geotextile reinforcement significantly reduced the shear stresses in the foundation and decreased the vertical differential settlements at the top of the embankment. This influence was more pronounced as the tensile strength of the geotextile was increased.

* 全北大學校 農科大學

** 全北大學校 大學院

키워드 : 土木纖維, 有限要素法, 斜面安定度, 軟弱地盤, 模型實驗, 限界平衡法, 變位, 應力, 基礎地盤, 補強材, 非線形 解析, 引張強度

I. 緒 論

土木纖維에 관한 연구는 1966년 Vidal이 補強土에 대한 기초개념을 제시한 이후 실내실험, 模型實驗, 현장시험시공, 수치적 해석법 등 여러가지 연구접근방법으로 연구가 진전되면서 프랑스, 미국, 일본 등에서는 1970년대 이후 그 이용도가 급증하여 土木纖維 사용은 이미 일반화되고 있고, 그 효과 역시 점차 입증되어 가고 있다. 우리나라에서도 각종 건설공사에서 土木纖維를 사용하여 그 효과의 우수성이 증명되고 있다.

軟弱地盤 위에 盛土를 하거나 구조물을 築造할 때에 발생하는 가장 큰 문제는 基礎地盤의 지지력 부족에 의한 滑動破壞와 基礎地盤의 沈下와 側方流動이다. 따라서 軟弱地盤 위에 부득이 구조물을 築造하고자 할 때는 적절한 방법으로 지반의 지지력을 증대시키고, 침하의 원인이 되는 변형을 억제하며 수압 및 침투성을 감소시키거나 제거하고, 또 내구성을 유지하도록 해야 함은 물론, 시공상의 어려움이나 위험성을 덜어 경제적인 공사를 할 수 있도록 해야 한다.

土木纖維를 軟弱地盤 위에 布設하고 盛土를 하면 盛土의 집중하중은 土木纖維의 높은 인장력 때문에 균등 분산되어 침하량이 감소될 뿐만 아니라 均等沈下가 되며, 토목섬유의 排水機能에 의해 지반의 壓密을 촉진하여 지지력을 증대시켜 구조물의 安定度가 높아진다. 그리고 盛土材料를 일체화시켜 지반에 작용케 하므로 지반의 局部的인 破壞, 流動, 陷沒, 隆起 등의 현상을 방지하고 盛土의 流失과 沈下를 방지한다. 또한 지반을 개선, 안정시켜 중장비의 走行性이 개선됨으로 공사기간과 공사비를 줄이는 효과도 있다.

이처럼 土木纖維를 연약한 흙의 補強材로 효과적으로 사용하기 위해서는, 土木纖維로 補強된 흙의 力學的 관계 뿐만 아니라, 알맞은 土木纖維의 선택, 충격 및 動的荷重 조건에서의

補強 토공구조물의 파괴에 대한 안정성, 흙속에서의 土木纖維의 腐蝕 여부, 공사비 등이 究明되어야 하므로 이에 대한 보다 깊은 연구가 요구된다.

본 연구는 이러한 문제점을 해결하기 위하여, 軟弱地盤에서의 土木纖維의 기초적인 補強역할을 분석하기 위하여 실내 模型實驗을 하고, 연약한 基礎地盤 도로 및 제방 축조시 土木纖維 補強에 따른 흙과 土木纖維 내에 발생하는 응력 및 변형을 해석하는 有限要素 프로그램을 개발하는 것을 주요 목적으로 하고 있다.

軟弱地盤 위에 布設된 土木纖維의 補強효과를 究明하기 위하여 模型實驗을 실시하고 모형내의 변위상태, 성토면의 연직변위 등을 분석 및 고찰하였다. 模型實驗에서는 軟弱地盤 補強用 土木纖維의 효과에 영향을 끼치는 여러가지 因子들, 예를 들면 土木纖維의 종류, 土木纖維의 인장강도, 土木纖維의 사용량, 盛土 傾斜面의 기울기 등에 따른 변화를 분석하였으며, 연약한 基礎地盤에 土木纖維를 布設하였을 때 직접 설계에 이용할 수 있는 有限要素 프로그램 GEO-TEXT를 개발하였다. 이 프로그램에서는 흙은 4-절점 등계수 요소, 흙-土木纖維 접촉면은 스프링 요소, 土木纖維는 단지 인장력만 받는 2-절점 요소로 하였고, 非線形 해석으로 하중점 증법과 흙-土木纖維 접촉면 거동을 분석에 포함시켰다.

II. 模型實驗

1. 흙의 物理性 및 力學的 試驗

基礎地盤과 盛土材에 대한 흙의 물리성 및 역학적 성질을 나타내는 시험은 KS규정에 의하여 실시하였으며, 基礎地盤 및 盛土材로 사용한 흙의 시험 결과는 Table 1, 2와 같다.

2. 土木纖維 試驗

土木纖維는 폴리에스터(polyester)인 織布와 폴리프로필렌(polypropylene)인 不織布 두 종

Table-1. Physical properties of soil tested

Sample	Grain size percent(%)			Atterberg limit(%)			Specific Gravity	Dry Density (gf/cm ³)
	Sand	Silt	Clay	LL	PL	PI		
Foundation	2.20	57.55	40.25	48.28	18.45	29.83	2.623	1.423
Embankment	53.78	34.90	11.32	45.11	19.29	25.82	2.657	1.681

Table-2. Mechanical properties of soil tested

Sample	Triaxial compression Test		Permeability(cm/s)	Classification
	Angle of internal friction	Cohesion (kgf/cm ²)		
Foundation	2	0.098	2.1×10^{-8}	CL
Embankment	26	0.340	1.9×10^{-3}	SC

Table-3. Properties of geotextiles

Structure	Material	Weight(gf/m ²)	Tensile strength(kgf/in)	Permeability(cm/s)	Trade name
Woven	Polyester	700	635	$10^{-2 \sim 4}$	KM 80001
		600	508		KM 70001
		500	458		KM 60001
		400	381		KM 50001
		330	331		KM 30001
		170	178		KM 7001
Nonwovert	Polypropylene	300	90	$\alpha \times 10^{-1} (\alpha = 1 \sim 9)$	P 530
		200	51		P 520
		150	39		P 515
Test method		KS K 0514	KS K 0520	KS K 2322	

류를 사용하고 그 인장강도는 64kgf/in~381 kgf/in 범위의 7종류로 구분하였다. 土木纖維의 시험결과를 Table 3과 같다.

3. 模型實驗

가. 模型

모형은 Fig. 1에서 보는 바와 같이 가로 120 cm, 세로 30cm, 높이 90cm 크기이며, 平面變形 (2-dimensional plane strain) 상태의 모형을 제작하였다. 전면은 寫眞撮影으로 변위를 측정할 수 있도록 두께 12.5mm의 특수강화 유리를 설치하였다.

나. 變位 測定 및 分析

모형 내의 변위를 측정하는 방법은 다양하다.

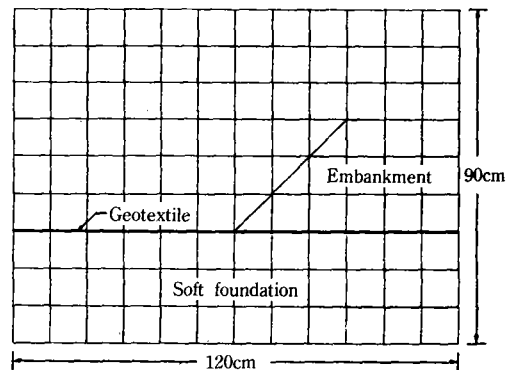


Fig. 1. Structure of model

Binquet 등(1977), Guido 등(1985), Holtz 등 (1977), Lee 등(1973), Petrik 등(1982)은 스

트레인 게이지 및 空隙水壓計 등 埋設計器를 모형내의 흙 속에 매설하여 응력과 변위를 측정하는 방법을 사용하였다. Schwab 등(1979), Smith 등(1976)은 모형내의 흙 속에 납조각을 매설하고 X-ray로 撮影하는 방법을 사용하였다. 본 연구에서는 Bell 등(1977), McGown 등(1981), Schlosser 등(1982)의 寫眞撮影 방법을 이용하였다.

4. 結果 및 考察

가. 土木纖維의 引張強度 特性에 따른 變化

Fig. 2는 織布의 경우, Fig. 3은 不織布의 경우에서의 연직변위량을 그린 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 非補強이나 土木纖維로 補強한 경우이거나 基礎地盤 상면의 연직변위는 盛土의 중앙부 아래에서 가장 큰 값을 보이고, 斜面의 先端 부분에서는 隆起 현상이 발생하며 이 隆起현상은 斜面에서 멀리 떨어진 점으로 가면서 점차 감소하는 경향을 보였다. 이처럼 土木纖維로 補強, 非補強의 경우 모두가 비록 변형의 경향은 비슷한 곡선의 형태를 보이지만, 변형량에서는 補強의 경우가 非補強에 비하여 연직 변위량과 隆起현상이 감소하였다. 이것은 土木

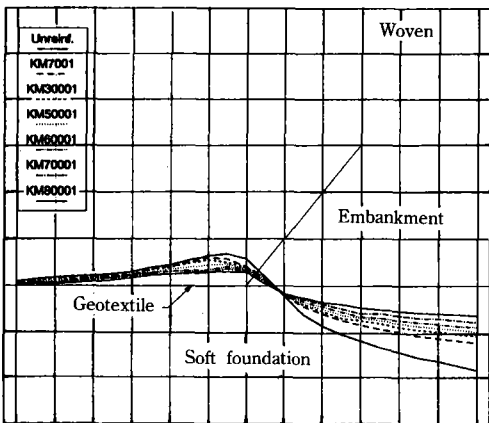


Fig. 2. Vertical displacement of ground surface : Woven

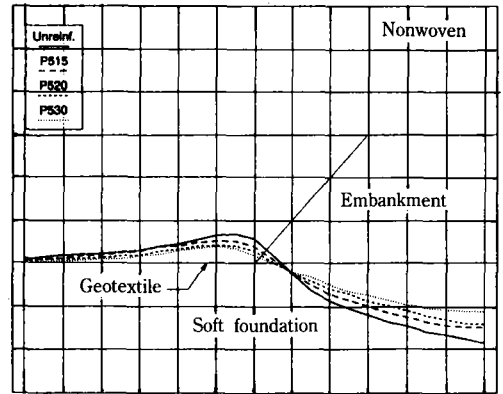


Fig. 3. Vertical displacement of ground surface : Nonwoven

纖維의 補強 효과를 뚜렷이 보여주는 결과이었다.

이 결과는 土木纖維의 剛性의 변화에 따른 변형특성의 거동에 대한 연구에서 土木纖維의 剛性이 클수록 그 효과가 크다는 Jarret 등(1977)의 결론과 일치하였다. 뿐만 아니라 대부분의 연구결과[Jessberger, 1977; Schwab 등, 1977; Petrik, 1982; Yasuhara 등, 1982; Guido, 1985]에서와 같이 土木纖維의 補強이 軟弱地盤의 지지력의 변화와 변형 거동에서 횡방향의 변위 억제 및 침하량 감소 효과가 있다는 주장과 그 定量的인 차이는 있지만 전체 분석의 경향에서는 일치하였다.

또한 연직변위는 土木纖維의 인장강도의 크기에 따라서 그 크기가 변화하는 양상을 보였으며 土木纖維의 종류에 따라서도 다른 결과를 보였다. 이러한 결과는 기존의 연구결과와 거의 일치하였다[Kinney, 1979; Yamanouchi, 1982; Yasuhara, 1982]. 그림에서 보는 바와 같이 土木纖維의 인장강도는 연직면의 침하량과 밀접한 관계를 보였으며, 土木纖維의 인장 강도가 크면 클수록 연직변위량은 감소하는 경향이 뚜렷하였다. 土木纖維의 인장강도에 대한 基礎地盤 상면의 최대 연직변위량 Fig. 4에서 보는 바와 같이 동일한 종류의 土木纖維에서는 거의 直線의 相關性을 보였다.

그러나 織布의 인장강도(178kgf/in~635kgf/in)가 不織布의 인장강도(39kgf/in~90kgf/in)에 비하여 훨씬 큼에도 불구하고 연직면의 침하량은 크게 감소하는 경향을 보이고 있지 않았다. 이러한 결과로 미루어 볼 때, 土木纖維의 사용원료(폴리에스터와 폴리프로필렌)와 제조방법(織布와 不織布)의 차이에 따른 섬유 종류의 변화를 고려하지 않고 단순히 인장강도의 크기만으로 연직면의 침하량 감소 정도를 비교하는 것은 타당하지 않을 것으로 판단되었다.

나. 土木纖維의 種類에 따른 變化

본 연구에서 사용한 土木纖維의 종류는 織布

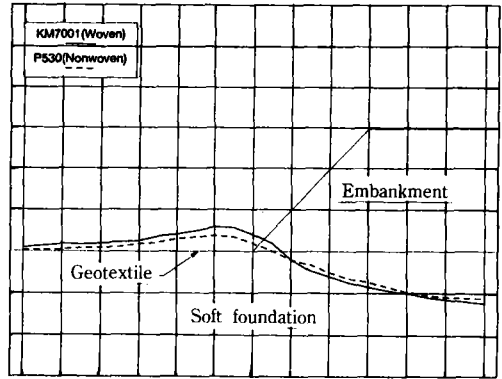


Fig. 5. Comparison between woven(KM7001) and nonwoven(P530) geotextiles

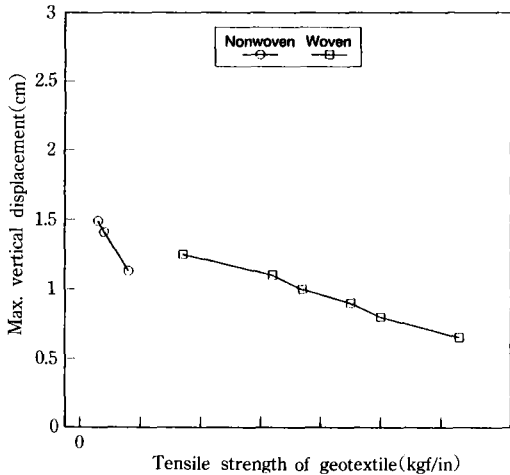


Fig. 4. Relationship between the tensile strength of geotextile and the maximum vertical displacement of ground surface

와 不織布 두 종류이었다. 織布 중에서 인장강도가 가장 작은 KM7001(인장강도: 178kgf/in)과 不織布 중에서 인장강도가 가장 큰 P530(인장강도: 90kgf/in)에 대한 盛土하중에 의한 基礎地盤 상면의 연직변위량을 비교한 것은 Fig. 5와 같다. 그림에서 보는 바와 같이 비록 織布의 경우가 不織布에 비하여 거의 두 배에 가까운 인장강도의 크기임에도 불구하고 오히려

연직변위량이 크게 나타난 것은 섬유의 재질과 제조 방법에 따른 차이가 크기 때문인 것으로 판단되었다. 일반적으로 不織布는 織布에 비하여 두꺼운 형태를 가지고 있어서, 연약지반에서 배수기능이 우수하기 때문에 上載荷重에 의한 변위가 상대적으로 작은 것으로 생각되었다. 이 결과는 지금까지의 연구결과, 土木纖維로 補強한 盛土에 대하여 土木纖維의 종류에 따른 변형 거동을 분석한 Boutrup 등(1983)이 침하량 감소에 영향을 끼치는 중요한 인자는 土木纖維의 재질 및 두께, 그리고 인장강도라고 하였던 결과와 일치하였다.

앞에서 고찰한 결과로 미루어 볼 때 인장강도가 크면 클수록 연직변위량은 작은 값으로 나타난 점을 고려하여 보면, 이에 대한 비교는 같은 종류의 土木纖維에서만 가능할 것으로 판단되었다. 그리고 동일한 인장강도에서는 不織布가 織布보다는 변형량 감소에 그 효과가 클 것으로 판단되었다.

다. 土木纖維의 使用量에 따른 變化

織布인 KM80001(인장강도: 635kgf/in)은 같은 織布인 KM30001(인장강도: 331kgf/in)에 비하여 인장강도가 약 1.92배이다. Fig. 6에서 보는 바와 같이 KM30001을 두 겹으로 布設하

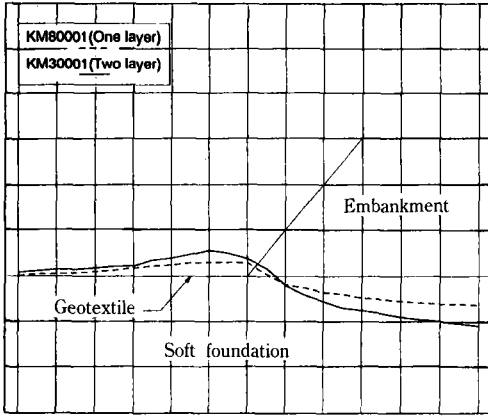


Fig. 6. Vertical displacement of ground surface ; one and two layer of geotextiles

였을 때의 연직변위량과 KM80001을 한 겹으로 布設하였을 때의 연직변위량을 비교하여 보면 두 겹의 KM30001의 경우가 연직변위량이 약간 큰 것으로 나타났다. 일반적으로 섬유사이의 전단강도는 섬유와 흙 사이의 전단강도에 비하여 작은 값이라는 연구 결과[Saxena, 1985]로 미루어 볼 때 당연한 귀결이었다.

이는 연직변위량을 감소시키기 위해서는 높은 인장강도의 土木纖維를 布設하는 것이 여러 겹의 土木纖維를 布設하는 것 보다는 유리하며 실제 시공에 있어서도 여러 겹으로 布設하는 것에 비하여 시공상의 이점이 있을 것으로 판단되었다.

라. 盛土 傾斜面의 기울기에 따른 變化

盛土 傾斜面의 기울기가 土木纖維로 補強한 연직변위량에 끼치는 영향을 분석하기 위하여 盛土의 기울기를 1:1과 1:1.5로 하여 模型實驗을 하고 그 연직변위량을 Fig. 7과 같이 표시하였다. 그림에서 보는 바와 같이 盛土 경사면의 기울기가 변화하더라도 연직변위의 경향은 큰 차이를 보이지 않고 일반적인 경향인 盛土 중앙부에서 큰 값을 보이며 盛土의 斜面 끝에서 隆起 현상을 보였다.

그러나 基礎地盤의 좌측에서 연직변위량은 斜面의 기울기가 1:1.5에서 적은 값을 보이고

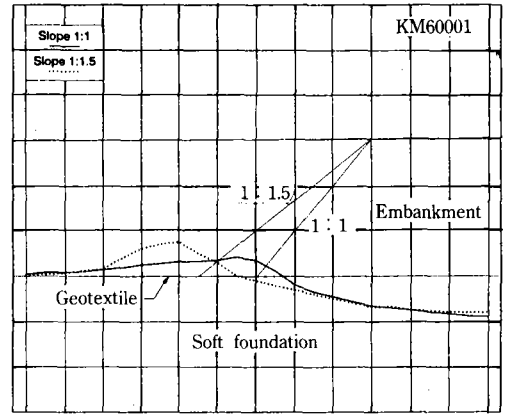


Fig. 7. Vertical displacement of ground surface ; embankment slope 1:1 and 1:1.5

있었다. 이것은 모형 자체가 120cm로 기울기가 1:1.5에서는 斜面 끝에서 모형의 좌측 끝까지 겨우 45cm에 불과하기 때문에 隆起하려는 변형이 억제된 결과로 보여졌다. 따라서 모형에서와 같이 제한된 치수인 경우와는 다르게 실제 시공에서는 충분히 거리를 확보하게 되므로 아마 거의 1:1의 斜面 기울기에서 보여주는 바와 같이 값이 될 가능성이 충분히 있을 것이다.

III. 有限要素法

1. 要素의 數值化(Formulation of element)

가. 흙 要素

흙 요소는 4-절점 사변형(4-node quadrilateral) 및 3-절점 삼각형(3-node triangular) 등 係數 要素(Isoparametric element)로 하였다. 이 요소의 剛性行列(stiffness matrix)은 다음과 같다.

$$[K_e] \{\delta_e\} = \{P_e\} \dots\dots\dots (1)$$

- 여기서, $[K_e]$: 요소의 剛性行列
- $\{P_e\}$: 절점 변위 벡터
- $\{\delta_e\}$: 절점력 벡터

나. 土木纖維 要素

土木纖維는 휨 剛性이 없는 線型의 線要素로 가정하며 이 요소는 단지 軸방향으로만 변형이 생기고 그 변위함수는 線型이다. 여기서 사용된 剛性行列을 増分形態[Huebner, 1975]로 표시하면 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} dF_x^1 \\ dF_y^1 \\ dF_x^2 \\ dF_y^2 \end{bmatrix} = \frac{AE_t}{L} \begin{bmatrix} S^2 & SC & -S^2 & -SC \\ SC & C^2 & -SC & -C^2 \\ -S^2 & -SC & S^2 & SC \\ -SC & -C^2 & SC & C^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} du_1 \\ dv_1 \\ du_2 \\ dv_2 \end{bmatrix} \dots (2)$$

식(2)를 간단히 기술하면 식(3)과 같다.

$$\{dF\} = [K_e] \{d\delta_e\} \dots (3)$$

여기서,

- {dF}: 절점력 증분 벡터
- [K_e]: 강성행렬
- {dδ_e}: 절점변위 증분 벡터
- E_t: 요소의 탄성계수
- A: 요소의 단면적
- L: 요소의 길이
- S: sina
- C: cosa
- α: 요소와 x축 사이의 경사각

다. 흙-土木纖維 接觸面(interface) 要素

흙-土木纖維 접촉면은 흙-土木纖維 요소 사이에 연결된 절점거리가 영(zero)인 스프링요소 [Ngo and Scordelis, 1967]로 하고 剛性行列을 증분 형태로 표시하면 식(4)와 같다.

$$\begin{bmatrix} dF_x^1 \\ dF_y^1 \\ dF_x^2 \\ dF_y^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_n C^2 + K_v S^2 & K_n SC - K_v SC \\ & K_n S^2 + K_v C^2 \\ \text{Symm.} & \end{bmatrix} \begin{bmatrix} du_1 \\ dv_1 \\ du_2 \\ dv_2 \end{bmatrix} \dots (4)$$

여기서,

- {dF}: 절점력 증분 벡터
- [K_e]: 강성행렬
- {dδ_e}: 절점변위 증분 벡터
- K_n: 토목섬유 평면내의 스프링강성
- K_v: 토목섬유에 직각방향의 스프링강성
- A: 요소의 단면적
- S: sina
- C: cosa
- α: 요소와 x축 사이의 경사각

2. 應力-變形率 관계

가. 흙

본 분석에서는 여러가지 應力-變形率 모델 중에서 非線形 雙曲線 모델[Duncan and Chang, 1970]을 선택하여 사용하였다. 이 쌍곡선 모델은 彈塑性(Elasto-plastic)모델과 비교할 때 三縮壓縮試驗에서 측정된 흙의 강도정수를 사용할 수 있다는 이점이 있으며, 특히 흙의 응력-변형률 거동에 적합한 모델로 인정되고 있다.

Duncan 등(1969)은 拘束應力 상태에서의 응력-변형률 곡선의 기울기 接線彈性係數(E_t)는 식(5)와 같이 拘束應力(σ₃)과 관계가 있다고 하였다.

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2C \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right]^2 K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \dots (5)$$

여기서, R_f: 극한주응력차에 대한 파괴시의 주응력의 비(파괴비)

- C: 흙의 점착력
- φ: 흙의 내부마찰각
- K: 변형계수정수
- n: 변형계수지수
- P_a: 대기압

또한 포아손비도 같은 방법으로 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$v_t = \frac{G \text{Flog}\left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)}{\left\{ 1 - \frac{d(\sigma_1-\sigma_3)}{K P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \left[1 - \frac{R_f(1-\sin\phi)(\sigma_1-\sigma_3)}{2C \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right]} \right\}^2} \dots (6)$$

흙의 응력-변형을 관계를 증분 형태로 표현하면 다음과 같다.

$$\begin{bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\tau_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} M_B+M_D & M_B-M_D & 0 \\ M_B-M_D & M_B+M_D & 0 \\ 0 & 0 & M_D \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\gamma_{xy} \end{bmatrix} \dots (7)$$

- 여기서, $d\sigma_x$: x방향의 증분 응력
- $d\sigma_y$: y방향의 증분 응력
- $d\tau_{xy}$: 증분 전단응력
- $d\epsilon_x$: x방향의 증분 변형을
- $d\epsilon_y$: y방향의 증분 변형을
- $d\gamma_{xy}$: 증분 전단변형을

또한 전단변형계수 M_D 는

$$M_D = \frac{E_t}{2(1+\nu_t)} \dots (8)$$

이고, 체적압축계수 M_B 는

$$M_B = \frac{E_t}{2(1+\nu_t)(1-2\nu_t)} \dots (9)$$

가 된다.

나. 土木纖維

土木纖維의 인장시험에 의하면 非線形 거동을 하므로 다음과 같은 多項式으로 표현할 수 있다 [McGown, 1981].

$$T = A\sigma = a_1\epsilon^1 + a_2\epsilon^2 + a_3\epsilon^3 + \dots + a_n\epsilon^n \dots (10)$$

- 여기서, T: 土木纖維에 작용하는 횡방향 하중
- A: 土木纖維의 초기 단면적
- σ : 土木纖維의 응력
- ϵ : 土木纖維의 횡방향 변형을
- $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$: 多項式的 상수

식(10)을 변형을 ϵ 에 대하여 미분하면 接線 彈性係數(E_t)와 초기 단면적(A)의 식(11)과 같은 관계가 성립한다.

$$\begin{aligned} \frac{dT}{d\epsilon} &= \frac{d(A\sigma)}{d\epsilon} = \frac{Ad\epsilon}{d\epsilon} = AE_t \\ &= a_1 + 2a_2\epsilon + 3a_3\epsilon^2 + \dots + na_n\epsilon^{n-1} \dots (11) \end{aligned}$$

다. 흙-土木纖維 接觸面

흙-土木纖維의 접촉면에서의 거동은 쌍곡선 모델을 채택하였다. 이 모델은 본래 Clough등 (1971)이 옹벽해석을 위하여 개발하였던 것이다. 接線剛性(k_t)는 法線應力(δ_n)과 관계가 있으며 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$k_t = k_1 P_a \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)^{n_1} \dots (12)$$

여기서, k_1 과 n_1 은 상수이다. 같은 방법으로 접촉면에서의 接線剛性은

$$k_t = \left[1 - \frac{R_{fl} \tau}{\sigma_n \tan \delta} \right]^2 k_1 P_a \left(\frac{\sigma_n}{P_a} \right)^{n_1} \dots (13)$$

으로 나타낼 수 있다. 여기서 R_{fl} 은 접촉면에서 극한전단응력에 대한 파괴전단응력비이며, δ 는 흙과 土木纖維 사이의 마찰각이다.

3. 土木纖維로 補強한 軟弱地盤 有限要素 解析 프로그램: GEOTEXT

土木纖維로 補強한 軟弱地盤 有限要素 해석용 프로그램인 GEOTEXT는 Ozawa(1973)의 盛土 응력과 변형을 해석하기 위한 프로그램인 IS-BILD를, 土木纖維 補強 부분에 해당하는 土木纖維 요소와 土木纖維 접촉면 요소를 보완, 수정한 것이다. 이 프로그램의 흐름도는 Fig. 8과 같다.

4. 解析 方法

원래 흙은 상당히 복잡한 응력-변형 거동을 나타낸다. 하중이 재하되었을 때 거동을 豫測하기 위하여 定量的인 형태로 응력-변형을 거동을 표현해야 하며, 이것이 有限要素 프로그램내에서 사용된다. 三縮壓縮試驗에서의 상태와 프로그램에서의 평면변형을 상태와는 차별성이 있지만, 평면변형을 상태에서 시험을 하기 위해서는 특별한 시험장치가 요구되기 때문에 대체적으로 三縮壓縮試驗值로서 계산하는 것이 통례이다. 본 연구에서도 有限要素에 사용한 흙의 매개변수는 三縮壓縮試驗 결과에서 계산

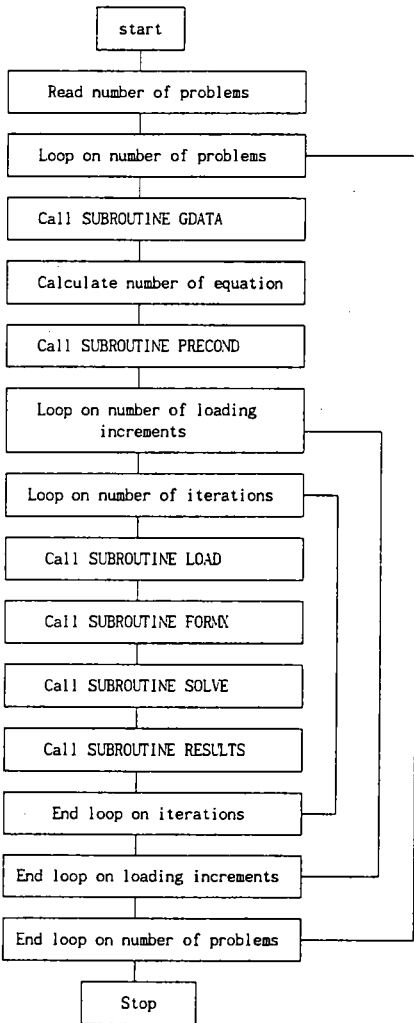


Fig. 8. Flow charts of FEM program(GEO-TEXT)

하였고, 土木纖維는 인장시험치를 사용하였으며, 흙과 토목섬유의 접촉면은 高 등(1991)의 연구결과를 토대로 하여 土木纖維의 종류에 구분없이 가정치를 사용하였다. 본 연구에서 사용한 각 재료의 값은 다음과 같다.

5. 結果 및 考察

가. 有限要素 프로그램의 檢證

프로그램 검증을 위한 盛土-土木纖維-基礎地盤 시스템은 模型實驗에서와 같은 형태로 하여

Table-6. Hyperbolic parameters for interface friction

Contact with geotextile	K_I	n_I	R_{fI}	δ
Foundation	20	0.2	0.8	1.7
Embankment	85	0.5	0.5	22.1

Fig. 9와 같이 요소를 분할하였다. 그림에서 보는 바와 같이 基礎地盤 아래 경계면의 절점은 고정단으로, 좌·우측 경계면은 롤러(Roller) 단으로 하여 수평 滑動은 억제되고 단지 연직으로 滑動하는 것으로 하였다. 여기서 흙은 盛土材 15개, 基礎地盤 36개의 요소로 하였고, 土木纖維는 6개의 선요소(Line element), 흙-土木纖維의 접촉면(Interface)은 14개의 스프링 요소로 구성하였다.

Table-4. Hyperbolic parameters for soils

Sample	$C(\text{kgf/cm}^2)$	ϕ°	K	n	R_f	d	G	F
Foundation	0.098	2	35	0.3	0.95	8	0.30	0.15
Embankment	0.340	26	100	0.6	0.70	5	0.15	0.15

Table-5. Polynomial coefficients for geotextiles

Trade name	a_1	a_2	a_3	a_4	a_5	a_6	a_7
KM60001	1130.0	-1517.0	956.0	3686.0	-11160.0	12280.0	-5045.0
KM50001	832.7	-799.5	369.3	1023.0	-1936.0	905.8	
P530	161.2	860.4	-5123.0	11210.0	-10910.0	3843.0	
P520	148.5	-110.3	18.5				

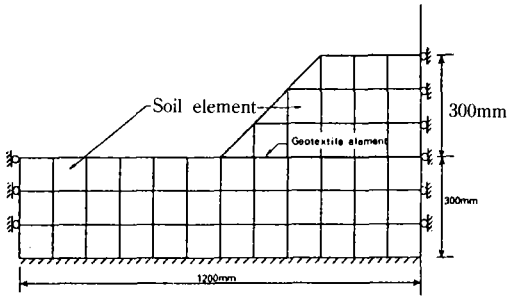


Fig. 9. Finite element configuration

프로그램을 실행하여 계산된 豫測値와 模型實驗에서 측정한 實測値를 비교한 결과는 Fig. 10과 같다. 그림에서 보는 바와 같이 模型實驗에서 실측한 연직변위량과 有限要素法에 의한 예측치는 거의 일치하였다. 단지 基礎地盤의 좌측에서는 有限要素法에 의한 예측치가 模型實驗에 의한 실측치 보다는 큰 값을 보이고 있는데, 이는 模型實驗과는 달리 경계조건을 롤러로 하였기 때문에 충분한 연직변위량이 있는 것으로 가정되었고, 模型實驗에서는 좌측 유리면과 흙 사이에 점착력과 마찰저항이 있기 때문에 변위가 상당 부분 억제되었기 때문에

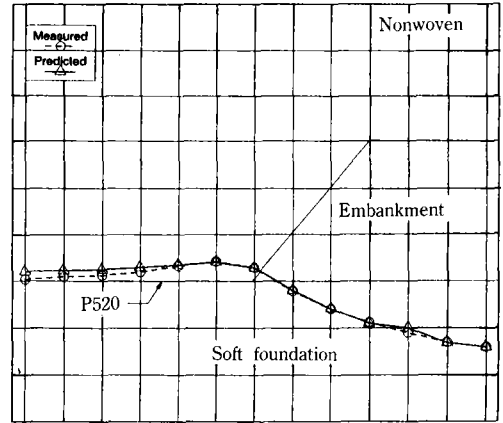


Fig. 10(b). Comparison between the measured value of model test and the predicted value of Finite Element Method : Nonwoven

발생한 誤差인 것으로 판단되었다.

나. 有限要素 解析

일반적으로 土木纖維는 補强材로 사용될 때 두 가지 기능을 발휘한다. 한 가지는 分離材로서의 기능이고, 또 한 가지는 인장력과 멤브레인(membrane) 補强 기능이다. 대체로 分離의 기능은 盛土材와 基礎地盤 사이에 土木纖維가 布設됨으로써 두 재료가 서로 혼합되는 것을 방지하여 각각의 재료가 제 기능을 발휘하도록 하는 것을 지칭하는 것으로서 실제 有限要素法 등을 포함한 수치적 해석법으로 그 기능을 定量的으로 분석하는 것은 거의 불가능하다. 따라서 有限要素法에 의한 土木纖維의 효과를 분석하는 데는 대체로 인장재로서의 기능만을 대상으로 하는 경우가 대부분이다. 본 분석에서도 分離材로서의 土木纖維의 기능은 제외하고 흙이 인장강도에 대하여 취약한 구조적 특성을 보완하는 기능만을 주로 분석의 대상으로 하였다.

일반적인 盛土-土木纖維-基礎地盤 시스템을 해석하기 위하여 模型實驗에서와 같은 형태로 하되 Fig. 11과 같이 치수는 10배로 크게 하였

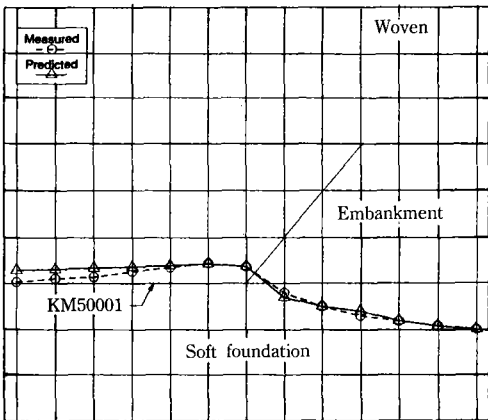


Fig. 10(a). Comparison between the measured value of model test and the predicted value of Finite Element Method : Woven

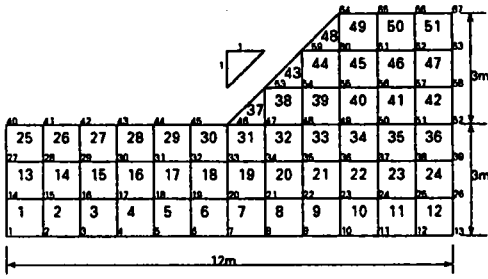


Fig. 11. Embankment geometry and finite element mesh for analysis of geotextile reinforced embankments. Both elements and nodes are numbered as shown

다. 模型實驗에서는 사진촬영에 의해서 모형내의 각 격자점에서의 변위만을 측정할 수 있으나 有限要素解析에서는 각 요소에서의 제반 응력, 변형을, 변위 등을 계산할 수 있다.

다. 非補強 盛土의 解析

Fig. 12는 非補強 盛土의 해석결과이다. 그림은 主應力의 방향과 상대크기, 최대전단응력, 그리고 최대연직침하를 도시한 것이다. Table 7에서 요약한 바와 같이 최대연직침하는 0.35m로 盛土의 중심선 아래 절점 52에서 발생하고, 최대수평변위는 0.24m로 원지반면에서 아래로 1m, 절점 34인 盛土 斜面的 끝부분 가까이에서 발생하고 있다. 또한 盛土 마루에서 최대 수평과 수직 변위의 비는 0.69이며, 盛土마루에서의 不等沈下는 0.04m를 보였다.

Fig. 12에서 각 요소의 중앙점에서의 主應力의 방향과 상대크기는 중심선 아래 요소번호 36(Fig. 11)에서의 연직응력을 기준으로 하였다. 최대전단응력의 값은 $\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 로 계산하여 각 요소내에 표시하였다. 임의의 요소내에서 최대전단응력이 전단강도 C를 초과할 때 그 요소는 소성(plastic) 상태가 되어 항복한다. 이때 요소의 응력은 4개 절점의 평균 값이다.

라. 土木纖維 補強 盛土

Fig. 13은 織布, Fig. 14는 不織布를 盛土와

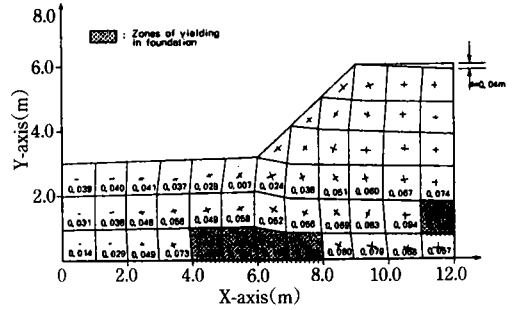


Fig. 12. Response of the unreinforced embankment on the foundation after the embankment dead load is activated. Orientation and relative magnitude of the principal stresses are shown. Numerical values within each element indicate the maximum shear stress in kgf/cm²

基礎地盤 사이에 補強材로 布設하였을 때의 해석 결과이다. 그림과 Table 7에서 보는 바와 같이 최대침하량은 織布의 경우 11.4%, 不織布의 경우 8.6% 정도 土木纖維로 補強함에 의해서 감소되었고, 盛土마루에서 織布의 경우 17.5%, 不織布의 경우 12.5% 정도 부등침하가

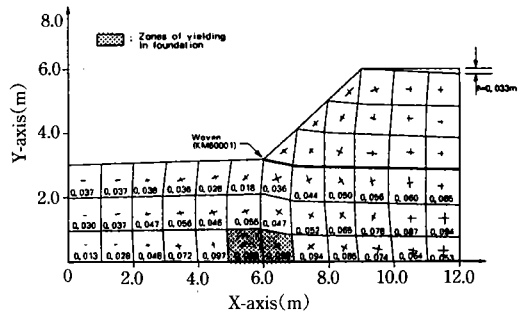


Fig. 13. Response of the embankment on the foundation reinforced with the woven geotextile after the embankment dead load is activated. Orientation and relative magnitude of the principal stresses are shown. Numerical values within each element indicate the maximum shear stress in kgf/cm²

Table-7. Summary of settlement and deflection response for various reinforcement configuration

Case	Figure	Maximum Vertical Settlement		Maximum Horizontal Deflection		Ratio of Max. H to V	Max. Differential Settlement(m)
		(m)	Node	(m)	Node		
Unreinforced	12	0.35	52	0.24	34	0.69	0.040
Woven geotextile	13	0.31	52	0.22	34	0.71	0.033
Nowoven geotextile	14	0.32	52	0.23	34	0.72	0.035

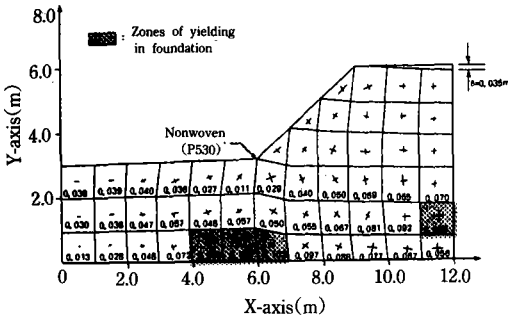


Fig. 14. Response of the embankment on the foundation reinforced with the nonwoven geotextile after the embankment dead load is activated. Orientation and relative magnitude of the principal stresses are shown. Numerical values within each element indicate the maximum shear stress in kgf/cm²

감소하는 경향을 보였다. 이 결과는 Boutrup 등(1983)의 최대 침하감소량 3%, 盛土마루에서의 부동침하 감소량 12%에 비하면 다소 큰 값을 보였다.

또한 Fig. 15, 16은 土木纖維 補強에 의한 基礎地盤 내의 각 요소의 최대전단응력 감소율은 非補強의 경우인 Fig. 12와 비교하여 도시한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 補強材의 영향은 섬유층에 가까운 곳, 盛土의 중심부에 가까운 곳에서 가장 큰 값을 보였고, 이 값은 깊이와 함께 盛土材의 斜面 경사부에서 감소되었으며, 盛土의 先端에서는 오히려 최대전단응력이 증가하는 경향을 보였다. 뿐만 아니라

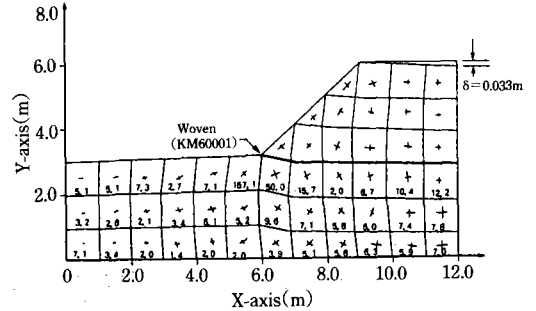


Fig. 15. Percent reduction in maximum shear stresses due to the woven geotextile reinforcement(Compare Fig. 12 and 13). Minus sign indicates an increase

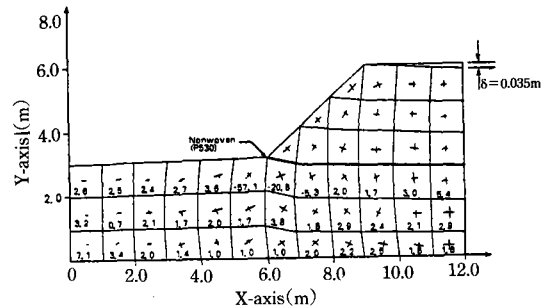


Fig. 16. Percent reduction in maximum shear stresses due to the nonwoven geotextile reinforcement(Compare Fig. 12 and 14). Minus sign indicates an increase

降伏領域도 土木纖維의 補強에 의해서 감소하는 것을 알 수 있었다.

이상의 결과로 미루어 볼 때 土木纖維 補強

효과는, 첫째 멤브레인으로서 盛土 중앙부 아래에서 연직응력을 감소시키고, 오히려 斜面 쪽으로는 증가시키며, 둘째 횡방향 滑動의 억제재로서 盛土材 아래에서는 수평응력이 증가되나 盛土의 斜面 쪽에서는 감소시키는 효과가 있다고 판단되었다. 즉 대부분의 경우에서 이 두 작용의 혼합된 결과로 기초에서는 최대전단응력이 감소하지만, 그러나 盛土 先端 아래에서는 연직응력이 증가하고 수평응력이 감소하기 때문에 최대전단응력이 증가하는 경향을 보였다.

不織布는 織布에 비하여 비록 인장강도가 상대적으로 적은 값이었으나 실제에 있어서는 수평 및 연직 응력, 최대전단응력 및 연직침하량 감소율에서 크게 적은 값으로 나타나지는 않았다. 이 결과는 模型實驗에서도 입증되었던 것이다.

IV. 結 論

軟弱地盤 위에 布設된 土木纖維의 補強 효과를 究明하기 위하여 模型實驗을 실시하고 土木纖維의 종류, 土木纖維의 인장강도, 土木纖維의 사용량, 盛土 경사면의 기울기의 변화에 따른 모형 내의 변위상태, 성토면의 연직변위량 등을 분석 및 고찰하였다. 또한 혹은 2차원 등계수 요소, 土木纖維는 선 요소로 하고, 흙과 土木纖維 사이는 접촉면 요소를 사용한 非線形 해석용 有限要素 프로그램 GEOTEXT를 개발하여 盛土-土木纖維-基礎地盤 시스템을 해석한 결과는 다음과 같다.

1. 模型實驗

가. 土木纖維로 補強한 경우나 補強하지 않은 경우나 盛土하중에 의한 원지반인 基礎地盤 상면의 연직변위는 盛土의 중앙부 아래에서 가장 큰 값을 보이고, 斜面 끝 부분에서는 隆起 현상이 발생하였다.

나. 재질과 제조방법이 같은 土木纖維에서는 인장강도가 크면 클수록 연직변위량은 감소하는 경향이 뚜렷하였고, 그 감소율은 직선적으로 감소하였다.

다. 織布와 不織布는 인장강도가 크게 차이가 있음에도 불구하고 연직변위량에서는 큰 차이를 보이지 않았다.

라. 土木纖維를 여러 겹으로 布設하는 것은 시공면에서도 불리할 뿐만 아니라 두 겹으로 布設하였을 경우에 두 배의 인장강도의 효과를 보이지는 않았다.

마. 盛土 경사면의 기울기는 土木纖維로 補強한 경우 연직변위량에 크게 영향을 미치지 않았다.

2. 有限要素法

가. 土木纖維를 盛土와 基礎地盤 사이에 수평으로 布設하였을 때, 주요한 효과는 기초내에서 전단응력과 盛土상부의 연직 부등침하를 감소시킨다.

나. 土木纖維 補強에 의한 基礎地盤내의 각 요소의 최대전단응력 감소율을 분석한 결과, 補強材의 영향은 土木纖維층에 가까운 곳, 盛土의 중심부에 가까운 곳에서 가장 큰 값을 보였으며, 盛土의 先端에서는 오히려 최대전단응력이 증가하는 경향을 보였다. 뿐만 아니라 降伏領域도 土木纖維의 補強에 의해서 감소하는 것을 알 수 있었다.

다. 有限要素解析은 土木纖維로 補強한 盛土의 거동을 분석하는 가장 강력한 수단이지만, 본 GEOTEXT는 대변위 해석과 彈塑性모델과 같은 非線形 재료모델 선택에 있어서 한계성을 가지고 있다. 따라서 有限要素解析의 사용은 정확한 수치 결과보다는 거동의 경향을 제공하는 것으로 제한되어야 할 것이다. 뿐만 아니라 현장기술자들이 쉽게 사용할 수 있는 限界平衡法에 대한 검토도 이루어져야 할 것이다.

본 논문은 '91~'93년도 한국과학재단의 연구지원(과제번호 911-1501-029-2)에 의하여 수행된 것임.

參 考 文 獻

1. Bell, J. R., D. R. Greenway and W. Vischer, 1977, Construction and analysis of a fabric reinforced low embankment, Cr. Coll. Int. Sols., Textiles, Paris, pp. 71-76.
2. Binquet, J. and K. L. Lee, 1975a, Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs (I), J. of the Geot. Engg. Div., ASCE, Vol. 101, No. GT12, pp. 1241-1255.
3. Binquet, J. and K. L. Lee, 1975b, Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs (II), J. of the Geot. Engg. Div., ASCE, Vol. 101, No. GT12, pp. 1257-1276.
4. Boutrup, E. and R. D. Holtz, 1983, Analysis of embankments on soft ground reinforced with geotextiles, Proc. 8th European Conf. SM and FE, Helsinki, Vol. 2, pp. 469-472.
5. Duncan, J. M. and C. K. Chang, 1970, Nonlinear analysis of stress and strain in soils, J. of the SM and Found. Div., ASCE, Vol. 96, No. SM5, pp. 1629-1653.
6. Guido, V. A., G. L. Biesiadecki and M. J. Sullivan, 1985, Bearing capacity of a geotextile-reinforced foundation, Proc. of the 11th Int'l. Conf. on SM and FE, San Francisco, Vol. 3, pp. 1777-1780.
7. Hird, C. C., 1986, Stability charts for reinforced embankments on soft ground, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 4, pp. 107-127.
8. Hird, C. C., J. C. Pyrah and D. Russell, 1990, Finite element analysis of the collapse of reinforced embankments on the soft ground, Geotechnique, Vol. 40, No. 4, pp. 633-640.
9. Holtz, R. D., 1977, Laboratory studies of reinforced earth using a woven polyester fabric, Cr. Coll. Int. Sols., Textiles, Paris, pp. 149-154.
10. Hutchins, R. D., 1982, Behavior of geotextiles in embankment reinforcement, Proc. of the 2nd Int'l. Conf. on Geotextile, Vol. 3, pp. 617-619.
11. Jarret, P. M., R. A. Lee and D. V. B. Ridell, 1977, The use of fabrics in road pavements constructed on peat, Cr. Coll. Int. Sols., Textiles, Paris, Vol. 1, pp. 19-22.
12. Jessberger, H. L., 1977, Load-bearing behavior gravel subbase nonwoven fabric-soft subgrade system, Cr. Coll. Int. Sols., Textiles, Paris, Vol.1, pp. 9-13.
13. Kinney, T. C., 1979, Fabric induced changes in high deformation soil-fabric-aggregate system, Ph. D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign.
14. Lee, K. L., B. D. Adams and J. J. Vagneron, 1973, Reinforced earth retaining walls, J. of the Soil and Mech. and Found. Div., ASCE, Vol. 99, No. SM 10, pp. 721-726.
15. McGown, A., K. Z. Andrawes, M. M. Mashhour and B. Myles, 1981, Strain behaviour of soil-fabric model embankments, proc. of the 10th Int'l. Conf. on SM and FE, Stockholm, pp. 739-744.
16. Ozawa, Y. and J. M. Duncan, 1973, IUS-BILD : A computer program for analysis of static stresses and movements in embankment, Report No. TE73-4, Dept. of Civil Eng., Univ., of California, Berkeley.
17. Petrik, P. M., R. Baslik and Leitner, 1982, The behavior or reinforced embankment,

- Proc. of the 2nd Int'l. Conf. on Geotextile, pp. 631-634.
18. Rowe, R. K., 1982, The analysis of an embankment constructed on a geotextile, proc. of the 2nd Int'l. Conf. on Geotextile, Vol. 3, pp. 677-682.
 19. Rowe, R. K., 1984, Reinforced embankments : Analysis and Design, J. of the Geot. Engg. Div., ASCE, Vol. 110, No. 2, pp. 231-246.
 20. Rowe, R. K. and K. L. Soderman, 1986, Reinforced Embankments on very poor foundation, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 4, pp. 65-81.
 21. Saxena, S. K. and D. Chin, 1982, Evaluation of fabric performance in a railroad system, Proc. of the 2nd Int'l. Conf. on Geotextile, Vol. 3, pp. 485-490.
 22. Schlosser, F., 1982, Reinforced earth mechanism, behaviour and design methods, Symp. on Soil & Rock Improvement Tech. Including Geotextiles reinforced earth and modern piling methods, C-2.
 23. Schwab, E. F., O. Pregl and B. B. Broms, 1977, Deformation behaviour of reinforced sand act model tests measured by the X-ray technique, Cr. Coll. Int, Soils, Textiles, Paris, pp. 105-112.
 24. Smith, A. K. C. and P. L. Bransby, 1976, The failure of reinforced earth walls by overturning, Geotechnique, pp. 376-381.
 25. Woods, R. I. and R. A. Jewell, 1990, A computer design method for reinforced soil structures, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, pp. 233-259.
 26. Yamanouchi, T., 1982, Recent development of the use of synthetic geotextile fabrics, Sym. on Soil and Rock Improvement Tech. including Geotextiles, Reinforced Earth and Modern Piling Methods, C-1.
 27. Yasuhara, K. and Y. Tsukamoto, 1982, A rapid banking method using the resinuous mesh on a soft reclaimed land, Proc. of the 2nd Int'l. Conf. on Geotextile, Vol. 3, pp. 635-640.
 28. 高弘錫, 1988, 有限要素法에 의한 土木纖維 補強 構造物の 解析, 全北大學校 農大 論文 集, 第19輯, pp. 135-149.
 29. 高弘錫, 1988, 土木纖維 補強이 粘土의 力學的 舉動에 미치는 影響, 서울大學校 博士學位 論文.
 30. 高弘錫, 1988, 土木纖維 補強 構造物の 應力 및 舉動 解析, 韓國農工學會誌, 第30卷, 第4輯, pp. 94-108.
 31. 高弘錫, 高楠咏, 洪淳迎, 1991, 흙-土木纖維 Interface 特性에 관한 研究, 韓國農工學會誌, 第33卷, 第2號, pp. 82-93.