

# 改良軟弱地盤의 模型實驗과 變形解析(II)

## Model Test and Deformation Analysis of the Improved Soft Foundation(II)

李 鎮 洙\* · 李 汶 樹\*\*  
Lee, Jean Soo · Lee, Moon Soo

### Summary

This paper was aimed to investigate the effect of reinforcement for the deformation characteristics of clayey foundation. Among numerous improvement method of foundation, only geotextile-reinforced foundation and foundation with both geotextile and sand mat which were 2-dimensional model clayey foundations were selected for load test in order to obtain fundamental results in analyzing the behavior of the foundation with geotextile. To scrutinize the behavior characteristics and effect of reinforcement, the model foundations were constructed with various conditions on the location of layout of geotextile, the number of layouts and the depth of sand mat. As for the technique of the numerical analysis elasto-plastic constitutive model for clayey soil, beam element for geotextile and elastic model for sand were respectively employed. Interface element was introduced for the block between materials with different rigidity. Observed values and numerical results were compared with satisfactory correspondence, which proved that the numerical technique developed in this paper was available.

### I. 緒 論

연약한 지반에 하중이 재하되면 지지력 부족이나 과도한 변형의 발생으로 인하여 파괴에 이른다. 따라서 이와 같은 지반파괴를 억제하기 위한 지반의 안정화는 지지력을 증가시키거나 변형을 억제시키므로서 성과를 기대

할 수 있다. 현재 이를 위한 많은 지반개량 공법이 개발되어 여러 목적에 사용되고 있으며, 이와 함께 시공관리 측면에서 지반의 변형과 파괴의 사전예측을 위한 해석방법 등이 연구되고 있다. 그러나 지금까지의 해석적 연구는 연속체 개념에서 지반의 구성재료가 균질한 것을 대상으로 한 것으로 각종 개량지

\* 東新大學校 工科大學

\*\* 全南大學校 農科大學

키워드 : 보강지반, 보강효과, 토목섬유, 모형재하시험, 침하, 측방변위

반, 혹은 복합지반[토목섬유(geotextile) 부설지반, sheet pile 타설지반, sand drain 지반, 보강토 지반 등]에서와 같이 인접 블럭(block) 간에 강성이 크게 다른 재료로 구성되어 있는 지반의 적용에는 한계가 있다. 실제적으로 이러한 인접재료간 접합면의 불연속적 변형거동은 해석방법의 적용에 있어서 뿐만 아니라 해석결과에 큰 영향을 미친다.<sup>1)</sup> 따라서 개량지반에 대한 합리적인 변형해석 방법을 포함하여 이를 검증하는 시험 등에 대해서도 체계적인 연구가 이루어져야 할 필요성이 있다. 이를 위해 본 연구는 연약지반의 표층을 개량하는 여러가지 보강공법중 토목섬유(geo-textile) 부설지반과 sand mat지반을 대표적으로 선정하여 2차원 모형재하시험을 실시하고, 이를 토대로 각종 개량지반에 대한 변형특성 규명과 변형해석법을 확립하고자 하는 기초적 연구 목적을 갖고 있다. 이를 위해 본 연구에서의 시험은 연약지반의 생성에서부터 보강지반의 준비 및 재하시험 전과정에 걸쳐 지반의 변형과 응력을 관측하고 측정할 수 있는 2차원 모형재하장치<sup>2)</sup>를 이용하였으며, 재하시험을 통해 얻은 결과는 본 연구에서 제시한 유한요소해석법에 적용하여 그 정도를 확인하고자 하였다. 다음으로 토목섬유지반에 대한 지금까지의 변형해석 연구는 토목섬유가 응력을 받은 후의 변형모양을 직선 혹은 포물선으로 가정하여 토목섬유에 의한 지지력 보강효과를 막효과(membrane effect)와 용기억제효과로 나누어 해석을 시도한 Bakker<sup>3)</sup>, Giroud<sup>4)</sup>, Nieuwenhuis<sup>5)</sup> 등의 해석방법이 있으며, 흙의 구성식과 beam요소를 적용하여 변형해석을 수행한 이<sup>6)</sup> 등의 연구가 있다. 이러한 해석방법에 의한 실재문제에의 적용성은 양호하다고 판단되지만, 토목섬유의 평형조건식을 고려하지 않았거나 토목섬유와 흙 간의 접합면에서의 강성차이에 따른 상대적 변형거동을 고려하지 않은 점이 있다. 이러한 점

을 고려하여 본 논문에서는 보강지반의 재료 구성과 조건에 따른 응력-변형이론의 선별이 가능하도록 하고, 접합면의 불연속적 변형표현이 가능한 이론을 도입, 유한요소정식화 하여 더욱 합리적으로 해석하고자 하였다. 유한요소해석의 구성은 흙의 변형을 지배하는 Biot<sup>7)</sup>의 압밀이론을 기초로, 여기에 흙의 응력-변형을 관계를 나타내는 이론으로서 지반의 토질에 따라 점토에 대해서는 탄·소성 구성식<sup>8) 9)</sup>을, sand mat에 대해서는 탄성 구성식을, 토목섬유에 대해서는 beam요소 이론<sup>10)</sup>을 적용 결합하여 사용하였다. 또한 토목섬유와 점토, 점토와 sand mat를 경계로 인접재료 간에 강성이 다르게 구성된 이질블럭간 접합면에서의 불연속 변형거동에 대해서는 접합요소의 고려여부에 따른 표현이 가능하도록 하여 해석의 정도를 높이고자 하였다.

## II. 理論解析

다음에 본문의 수치해석에 사용한 이론들에 대한 유한요소해석 정식화<sup>11)</sup>를 간단하게 기술한다.

### 1. 壓密理論

본문의 유한요소해석에 사용한 압밀이론은 Biot<sup>7)</sup>에 의해 제안된 것으로 다음과 같다.

$$\partial v / \partial t + 1 / \gamma_w \cdot [k_x \cdot \partial^2 p_w / \partial x^2 + k_y \cdot \partial^2 p_w / \partial y^2] = 0 \dots\dots\dots (1)$$

식(1)의 유한요소식은 가상일의 원리로부터 변위를 절점에, 간극수압 및 응력을 요소에 대응시키는 Christian-Boehmer<sup>12)</sup> 기법을 이용한다. 유한요소해석 과정에서 4개의 3각형 요소로 이루어진 사변형 요소는 static-condensation(그림 1)이 되어 다음과 같이 나타낼수 있다.<sup>13)</sup>

$$[K_v]^T [\Delta u^*]_j = -[K_v]^T [P_w^*]_{j-1} \dots\dots (2)$$

$$[K][q]=[Q] \dots\dots\dots (3)$$

$$\begin{bmatrix} [K_{pp}] & [K_{ip}] \\ [K_{ip}] & [K_{ii}] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_p \\ q_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [Q_p] \\ [Q_i] \end{bmatrix} \dots\dots (4)$$

여기서, K:강성 행렬

q :절점변위 벡터와 간극수압 벡터

Q:절점의 힘 벡터와 체적변형률 벡터

2. 炭·素性 構成式

흙의 응력-변형률 관계식은 Roscoe 등<sup>8) 9)</sup>

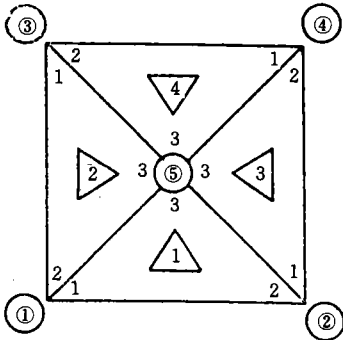


Fig. 1. Static condensation

에 의해 제안된 탄·소성 구성식(수정 Cam-clay 모델)을 사용하며, 그 항복곡적식은 다음과 같다.

$$p_0 = p \frac{(q/p^2) + M^2}{M^2} \dots\dots\dots (5)$$

식(5)는 p, q면에서 중심이 p<sub>0</sub>/2를 갖는 타원을 나타낸다. 또한 이 식은 항복함수라 하며 다음과 같이 바꾸어 쓸 수 있다.

$$F = q^2 - M^2 p_0 p + M^2 p^2 \dots\dots\dots (6)$$

여기서,  $q = 3/\sqrt{2} \cdot \tau_{oct} = \sqrt{3} J_{2D}$ ,  
 $p = J_1/3 = (\sigma_{11}' + \sigma_{22}' + \sigma_{33}')/3$ ,  
 $M = q/p$   
 $J_{2D} = 1/2 \cdot S_{ij} \cdot S_{ij}$   
 $(S_{ij} = \text{축차응력 tensor})$

다음으로 유한요소해석 정식화를 위해 평면 변형률(plane strain)조건에서 유도하면 탄성과 소성변형률 행렬, 그리고 소성문제에서의 항복면식을 나타내면 각각 다음과 같다.<sup>11) 14)</sup>

$$[\epsilon] = [\epsilon]^e + [\epsilon]^p = [D]^{-1}[\sigma] + \alpha[a] \dots\dots (7)$$

$$[\sigma] = [[D] - 1/\beta[d][d]^T][\epsilon]_{i=x, y, z, xy} \dots\dots\dots (8)$$

여기서, α=비례상수,

$$[d] = [D][a], \beta = A + [a]^T [d],$$

$$[D] = \begin{bmatrix} L+2G & L & 0 \\ L & L+2G & 0 \\ 0 & 0 & L \end{bmatrix}$$

L, G=Lame 정수

$$a_i = -[(\lambda - \kappa)/p] [1/3(1 - \eta/M) - (3/\eta^2)$$

$$(\sigma_i = p)]_{i=x, y, z}$$

$$a_j = -[\lambda - \kappa]/p \cdot (6\gamma_j/p(M^2 - \eta^2))_{j=xy, yz, zx}$$

$$A = -(1 + e_0)[(\lambda - \kappa)/p \cdot (M^2 - \eta^2)/(M^2 + \eta^2)]$$

3. 接合要素 理論

강성이 다른 두 블럭간 접합면에서의 불연속적 변형거동 표현은 Goodman 등<sup>1)</sup>이 제안한 Joint 요소 이론을 사용하였으며, Joint 요소의 저장에너지 ϕ는 다음과 같이 쓸수 있다.

$$\phi = 1/2 \cdot L[U]^T [K][U] \dots\dots\dots (9)$$

여기서, L는 접합요소의 길이, [U]는 절점 변위 항, [K]는 단위길이당 요소의 강성 행렬이다.

다음으로 접합요소의 응력-변형률 관계는 아래와 같이 상대변형을 고려하여 해석할 수 있다.<sup>11)</sup>

$$\begin{bmatrix} \tau \\ \sigma_n' \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \gamma \\ \epsilon \end{bmatrix} \dots\dots\dots (10)$$

여기서, τ는 전단응력, σ<sub>n</sub>'는 유효수직응력, γ는 상대전단변형률, ε는 상대수직변형률, K<sub>n</sub>

및  $K_s$ 는 접합요소의 수직 및 접선강성이다.

하중재하로 인한 접합면의 상대적 변형거동은 Mohr-Coulomb의 선형과괴규준( $\tau=C_a' + \sigma_n' \tan \phi_a'$ )에 의존한다고 정의하고, 다음과 같이 접합면의 응력상태에 따라 3가지 상태로 규정한다.<sup>11)</sup>

(1) 고착상태 : 외력에 의한 전단강도가 접합면의 전단강도에 미치지 못하는 경우로 강성계수  $k_s$  및  $k_n$ 은 별도로 결정할 필요가 있다.

(2) 분리상태 : 고착되었던 두 연속체의 분리를 의미하며,  $k_s = k_n = 0$ 으로 한다.

(3) 활동상태 : 외력에 의한 전단강도가 접합면의 전단강도를 초과할 때 접합면을 따라 활동하는 상대적 변형거동을 의미하며, 강성계수  $k_s = 0$ 으로 한다.

#### 4. Beam要素 理論

본문의 토목섬유에 적용한 beam요소의 지배방정식은 다음과 같다.<sup>10)</sup>

$$d^2/dx^2 \cdot (F(x) \cdot d^2w^*/dx^2) = P(x) \dots\dots (11)$$

다음으로 beam요소 하나를 생각하고, 축방향 및 휨에 대하여 고려하면 다음과 같은 관계로 쓸수 있다.

$$\begin{bmatrix} U(x) \\ W(x) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} [N_a] & [0] \\ [0] & [N_b] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} [q_a] \\ [q_b] \end{bmatrix} \dots(12)$$

여기서,  $N_a$ ,  $N_b$ 는 보간함수  $q[w, \theta]$ 이고, 첨자 a는 축방향, b는 휨을 나타낸다.

### III. 試 驗

#### 1. 試料의 調製

시료는 영산강 하류 무안에서 채취한 해성 점토로 실험실에 반입하여 물과 함께 교반시킨후 No.100체를 통과한 현탁(slurry)상태의 점토를 대형토조<sup>6)</sup>에 투입하여, 수두제어 방식에 의한  $0.5\text{kg/cm}^2$ 의 압력으로 4개월 동안

재압밀 재생성한 것이다.

#### 2. 土質媒介變數의 決定試驗

재압밀 재생성한 시료의 물리적성질 및 구성식에 사용할 토질매개변수의 결정은 일반적인 토성시험 및 삼축압축시험에 의해 이루어 졌으며, 그 결과를 나타내면 표 1과 같다.<sup>6) 11) 15)</sup>

Table-1. Physical properties and soil parameters

Physical properties	LL (%)	PI (%)	Passing the No.200 sieve (%)	USCS	$G_s$
	52	21	62	CH	2.68
Soil parameters	*M	* $\lambda$	* $\kappa$	*k (m/day)	* $K_0$
	1.34	0.325	0.049	$6.55 \times 10^{-4}$	0.597

(\*means parameters employed for modified Cam-clay model)

표에서,

M: p-q 평면에서 한계상태선의 기울기,

$\lambda$ : e-ln p 곡선상의 정규압밀 부분의 기울기,

$\kappa$ : e-ln p 곡선상의 팽윤선의 기울기,

k: 투수계수,  $k_0$ : 정지토압계수.

모형보강지반에 사용된 토목섬유(geotextile)의 재료성질은 만능시험기(Instron제)를 사용하여 얻었으며 표 2와 같다.

Table-2. Physical properties of geotextile

Nomenclature	Tensile strength (kg/cm)	Weight (g/cm <sup>2</sup> )	Tensile strain (%)	Modulus of elasticity (kg/cm <sup>2</sup> )
SM PP 300	750	0.022	10-30	$8.0 \times 10^4$

또한 본문의 유한요소해석중 접합요소해석에 필요한 토목섬유와 흙 간의 부착력( $C_a'$ ) 및 마찰각( $\phi_a'$ )을 구하기 위하여 직접전단시험기를 이용하였으며,<sup>16)</sup> 그 메카니즘 및 결과를 그림 2 a), b)에 나타낸다.

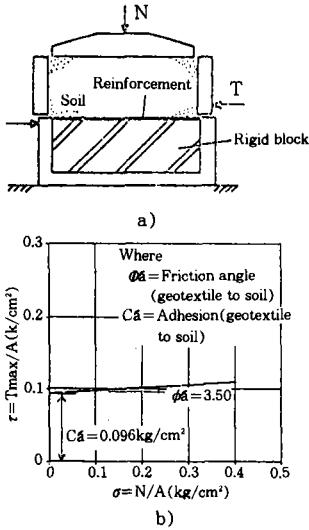


Fig. 2. Soil-to-fabric test and results

### 3. 2次元 재하試驗

#### 가. 試驗 目的 및 範圍

본 시험의 목적은 일종의 개량지반인 토목섬유부설지반과 sand mat지반의 보강효과 및 변형특성을 밝히는데 있다. 본 연구에서의 시험범위는 2차원 재하장치를 이용하여 sand mat의 두께, 토목섬유의 부설위치 및 층수에 따른 연약지반의 변형특성 및 보강효과에 한정하여 시험을 수행하였다. 또한 시험결과는 본 연구에서 제시한 유한요소해석 결과와의 비교를 통해 해석의 정밀도 및 적용성을 확인하고자 하였다.

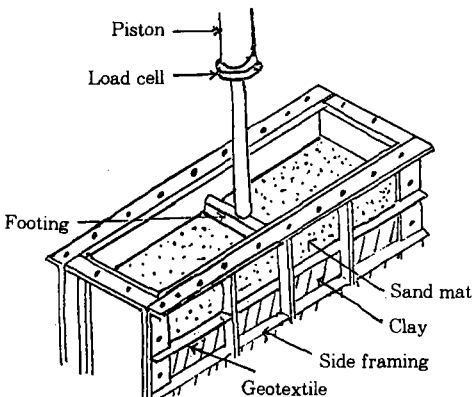


Fig. 3. Apparatus for tests

#### 나. 試驗裝置

본 시험장치는 임의의 압밀압력에 의한 모형지반의 재생성에서 부터 2차원 재하시험까지 일괄적으로 수행할 수 있는 기능을 갖고 있다. 개략적으로 도시한 그림 3에서 보는 바와 같이 시험장치는 크게 재하프레임, 모형토조 및 변위측정을 위한 관측창, 기초지반에 하중을 가하는 구동장치 및 로드-셀(load cell) 등으로 구성된다.

#### 다. 2次元 재하試驗

##### (1) 模型地盤의 條件

압밀장치<sup>6)</sup>에서  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ 의 압력으로 압밀작업이 끝난후 재하시험 직전에 측정된 함수비 및 일축압축강도 분포를 표 3에 기록하였으며, 그림 4는 일축압축 강도 시험 위치를 나타낸다.

Table-3. "Site investigation" results

Depth (cm)	Unconfined compression strength, $q_u$ ( $\text{kg/cm}^2$ )				
	Moisture content, $w$ (%)				
	$T_1$	$T_2$	$T_3$	$T_4$	$T_5$
10	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6
	54.0	52.5	52.6	54.1	53.5
25	0.5	0.6	0.5	0.6	0.6
	53.8	54.1	53.4	52.9	53.4
40	0.5	0.6	0.5	0.6	0.6
	52.9	53.2	52.5	51.8	52.5

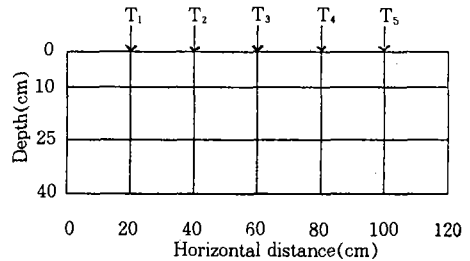


Fig. 4. Location of tests

##### (2) 試驗 準備 및 方法

모형지반에 대한 2차원 재하시험은 6종의 모델에 대하여 실시하였으며, 그 목록은 그림

5와 표 4에 나타내었다.

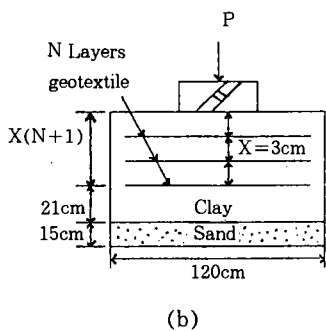
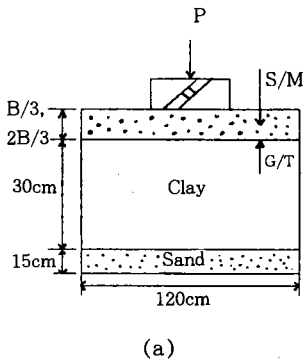


Fig. 5. Model test

Table-4. List of various cases

case	Reinforcement condition	Founda- tion type	Consoli- dation pressure (kg/cm <sup>2</sup> )
1	Without reinforcement	Rigid footing (15× 25× 2cm)	0.5
2	With G/T(one layer)		
3	With G/T(two layers)		
4	With G/T(three layers)		
5	With G/T(one layer) and S/M(B/3)		
6	With G/T(one layer) and S/M(2B/3)		

\*G/T=Geotextile, S/M=Sand Mat

그림 5에 나타낸 바와 같이 기초는 강성기초(15×25×2cm)를 사용하고 지반의 보강조건에 따라 보강하지 않은 지반의 재하시험,

모래포설지반(sand mat지반) 및 지반속에 설치한 토목섬유의 부설층수에 따른 지반에 대하여 2차원 재하시험을 수행한다. 하중재하 방법으로는 변형제어방식을 택하였으며 재하 속도는 0.025mm/min로 지반이 파괴될 때까지 재하하였다.

재하시험의 조건 및 준비작업은 다음과 같다.

첫째로, 모형토조 바닥은 강성에 의한 영향을 줄이고 균질한 지반을 형성하기 위해 재하 실험을 수행하기에 앞서 바닥에 15cm 두께의 모래를 포설한다.

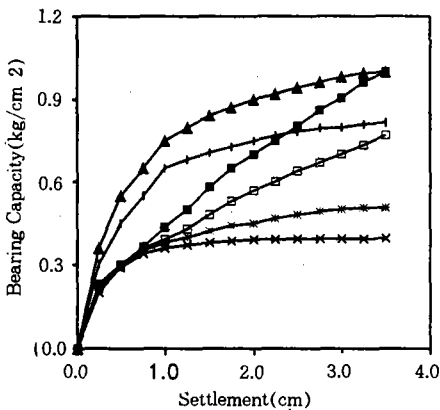
둘째로, 연약지반을 보강지반으로 전환하기 위하여 토목섬유(24×120cm)를 지반속에 전장 부설한 다음, 하중 증가에 따라 지반의 연직 및 수평변위를 관측하기 위하여 지반 앞면에 백색의 가는 곡수가닥을 사용 격자망을 설치한다. 이 격자망은 장차 유한요소해석을 위한 mesh로서 활용하도록 하며, 지반의 변위측정은 곡수가닥의 격자망과 토조 앞면에 설치한 관측창의 음각격자화한 요소와의 상대변위에 의하여 이루어진다. 셋째로, 모형지반의 지지력은 재하관에 연결한 로드-셀(load cell)을 UCAM-5A에 연결하여 연속 측정되도록 한다. 또한 지반의 파괴양상은 지반 상단과 앞면에 발생한 균열을 관찰하여 이루어진다. 나머지 각 경우에 대한 재하시험은 모형지반의 보강조건에 따라 위의 준비와 시험과정을 반복 실시한다.

본 시험에서 토목섬유를 지면으로부터 3cm, 6cm, 9cm의 특정 깊이에 부설하게 되었는데 이는 지반의 지지력에 큰 영향을 미치는 측방 변위의 최대점이 기초폭의 1/3~1/2 깊이 부근이라는 점을 감안한 것이다.<sup>11)</sup> 한편 지표면에 토목섬유와 sand mat를 함께 두어 보강한 지반에 대해서도 시험을 하여 보강형식에 따른 지지력 증가효과 및 변형거동 특성에 대해서도 연구하고자 하였다.

IV. 試驗 結果 및 考察

1. 지지력

그림 6은 연약지반의 보강조건(표 4)에 따른 지지력과 침하관계를 나타낸 것으로 지지력은 토목섬유의 부설여부 및 층수, sand mat의 포설여부에 따라 크게 의존하고 있음을 알 수 있다. 그러나 토목섬유의 부설층수에 무관하게 모든 경우의 지지력이 0.3kg/cm<sup>2</sup>까지는 동일한 경로를 따르다가 그 이후의 지지력은 부설층수가 많을수록 커지는 반면에 침하도 크게 발생하고 있다. 또한 sand mat를 포설한 지반에서는 지지력 변화가 모래층 포설두께에 따라 매우 민감하게 변하고 있음을 알 수 있다. 한편 지지력-침하관계 곡선만을 고려해 볼 때, 토목섬유를 부설하지 않은 지반(Case 1)과 sand mat를 부설한 지반(Case 5, 6)의 파괴모양을 전반전단파괴의 경향을 보이며, 토목섬유만을 부설한 지반의 파괴모양은 부설층수가 증가할수록 국부전단파괴로 전환하는 경향으로서 뚜렷한 항복점은 나타나지 않고, 침하가 계속 진행되면서 지지력도 계속 증가하는 양상이다. 이와 같은 지지력의 증가는 점토지반이 이미 항복한 이후 토목섬유, 그리



Case 1 Case 2 Case 3  
Case 4 Case 5 Case 6

Fig. 6. Load-settlement curve

Table-5. Test results with multiple layers of reinforcement

Settlement (cm)	Case	Bearing capacity $q_R$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Bearing capacity ratio (BCR = $q_R/q_0$ )	Remarks
1	2	0.380	1.056	$q_0 = 0.360$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	3	0.390	1.083	
	4	0.435	1.208	
	5	0.650	1.806	
	6	0.750	2.083	
2	2	0.450	1.154	$q_0 = 0.390$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	3	0.570	1.462	
	4	0.700	1.795	
	5	0.750	1.923	
	6	0.900	2.308	
3	2	0.500	1.269	$q_0 = 0.394$ (kg/cm <sup>2</sup> )
	3	0.700	1.777	
	4	0.905	2.297	
	5	0.800	2.031	
	6	0.980	2.487	

\* $q_0$ : Bearing capacity of the intact foundation  
 $q_R$ : Bearing capacity of the reinforced foundation

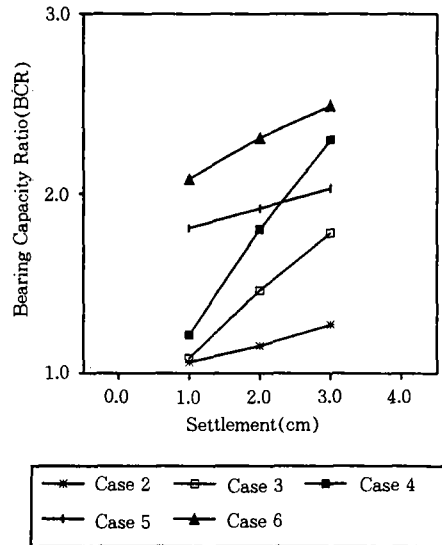


Fig. 7. Effect of reinforcement on bearing capacity

고 토목섬유와 토층간의 전단저항이 비로소 발현된 결과로 판단된다.

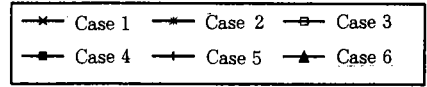
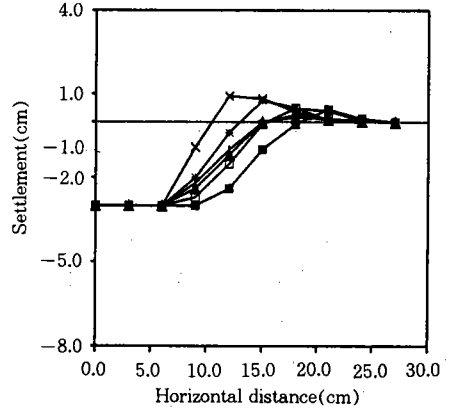
표 5와 그림 7은 토목섬유지반과 sand mat 지반의 보강효과를 알아 보기 위하여 6종의 모형지반에 대한 보강비(BCR(Bearing capacity ratio)= $q_R/q_0$ )를 지표면 침하에 대비하여 나타낸 것이다.

표와 그림에서 보강방법에 따른 보강효과의 양상 및 수치적 크기를 알 수 있다. 특히 토목섬유를 부설한 지반에서는 2층이상으로 부설한 경우에 보강효과의 정도가 크게 증가하는 것을 알 수 있다.

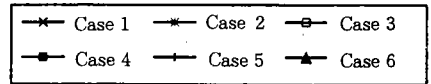
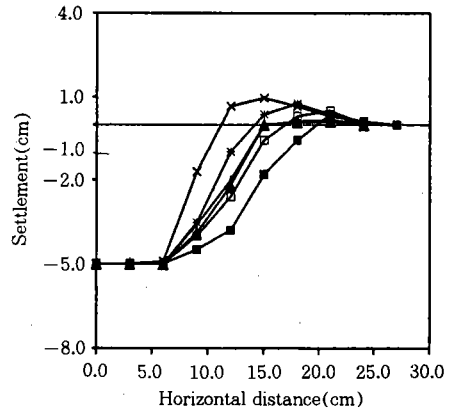
## 2. 변 位

그림 8 a), b)는 하중 재하후 지표면 침하가 각각 3cm, 5cm일 때 모형지반의 중앙으로부터 수평거리에 따른 연직변위를 나타낸 것으로 토목섬유의 부설층수가 많아질수록 용기억제 효과가 있으며, 이 결과 재하판으로부터 더욱 먼 거리에서 최대용기가 발생하고 있다. 이는 토목섬유에 의한 응력의 분산, 혹은 확산에 의한 효과로서 토목섬유부설에 따른 지지력 증가와도 관계되며, 이러한 현상은 침하가 증가함에 따라 지반중에 부설된 토목섬유의 인장저항, 그리고 점토층과 토목섬유의 접촉면에서 발생하는 마찰저항이 발현되어 변형을 억제하고 균일한 변형을 발생시킨 것으로 판단된다. 또한 sand mat지반에서의 침하는 sand mat의 두께에 따라 큰 영향이 없으며, 토목섬유지반과 비교해 볼 때 1층과 2층으로 부설한 지반의 중간정도 크기를 갖는 침하를 보이거나 용기억제 효과는 매우 크다는 것을 알 수 있다.

그림 9) a), b)는 재하후 침하량이 각각 3cm, 5cm일 때의 측방변위를 재하판 끝지점에서의 깊이에 따라 나타낸 것이다. 또한 표 6에 각 경우(Case 1-6)의 최대측방변위가 일어나는 깊이, 보강하지 않는 지반에 대비한 각 경우(Case 2-6)의 측방변위 억제정도 및



a) at 3cm of settlement



b) at 5cm of settlement

Fig. 8. Settlements

최대침하에 대한 최대측방변위의 발생정도를 나타낸다. 표에 보인 수치들은 모든 경우가 3cm의 침하에서 나타낸 것이지만 다른 값의 침하에서도 비슷한 결과를 보였다.

표와 그림에서 토목섬유를 부설하고 부설층수가 증가할 수록 측방변위의 억제효과가 있



음을 알 수 있으며, sand mat지반에서도 동일한 결과를 보여주고 있다. 측방변위의 억제 효과는 수치적으로 볼 때 보강하지 않은 지반(Case 1)에 비해 보강한 지반(Case 2-6)이 50~70% 정도의 분포를 보이며, 토목섬유의 부설층수가 2층이상부터는 효과의 증가정도가 둔화되는 반면에 더 깊은 곳까지 응력을 분산시키는 역할을 하는 것으로 판단된다. 따라서 부설층수가 많아 질수록 지지력이 증가한 것은 부설층수가 적은 지반에 비해 상대적으로 더 넓은 범위까지 재하응력이 분산되는 이유로 판단된다. 이러한 사실은 그림 9와 표 6에서 볼 수 있는 바와 같이 보강하지 않은 지반(Case 1)의 최대측방변위가 지표면 부근(재하 폭/3)에서 일어나지만 토목섬유를 부설한 경우 토목섬유 부설깊이까지는 측방변위가 거의 나타나지 않고, 부설층수중 최하단의 아래 부분에서 발생하는 사실과 토목섬유의 부설층수가 증가할수록 더 넓은 범위까지 소성영역이 발달하는 시험결과(그림 10 참조)로부터 판단 할 수 있다. 한편 보강하지 않은 지반이나 보강한 지반의 어느 경우나 최하단의 보강층을 기준면으로 볼 때, 최대측방변위가 일어나는 깊이( $z$ )는 재하판의 폭( $B$ )에 대하여  $0.3B \sim 0.4B$ 로 비슷하다. 다음으로 sand mat지반 역시 보강하지 않은 지반에 비해 명확한 측방변위 억제효과를 보이며, 최대측방변위가 나타나는 위치는 토목섬유지반의 결과와 유사하고 측방변위의 크기는 토목섬유를 1층으로 부설한 Case 2지반과 비슷하다. 또한 각 모형지반의 최대연직변위에 대한 최대측방변위의 비는 보강하지 않은 지반의 경우(Case 1) 20%이며, 보강지반의 경우(Case 2-6)는 10% 정도로 매우 작다.

이상의 결과로 볼 때 지반의 지지력이 침하 및 측방변위에 관계한다는 Sekiguchi<sup>(18) 19)</sup>의 제안과 일치하는 것으로 판단된다.

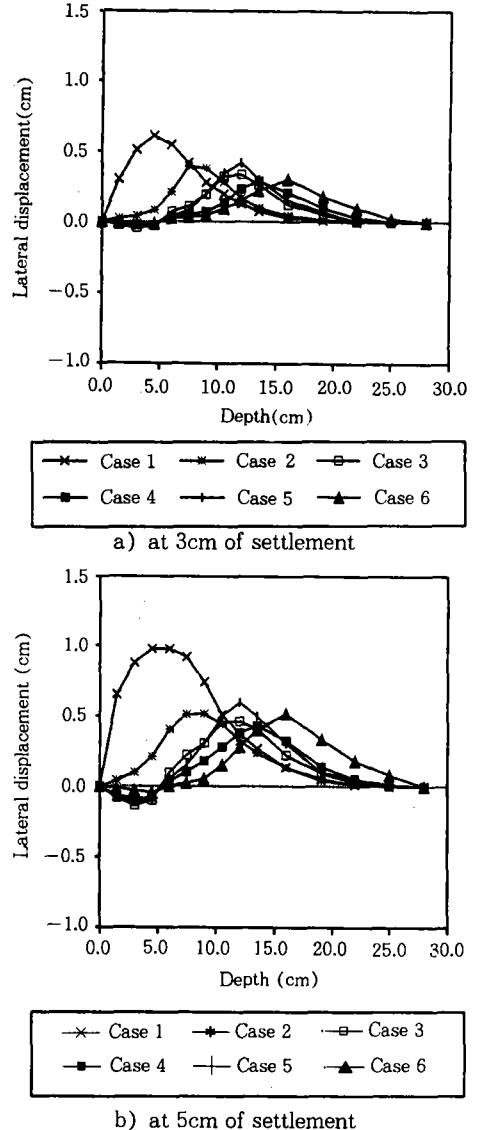


Fig. 9. Lateral displacements

3. 破壞領域

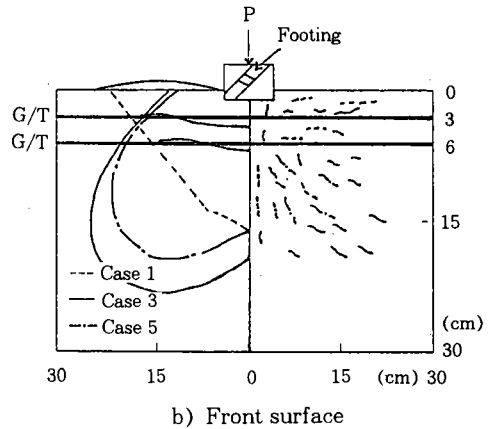
더 이상의 지지력 증가가 없는 재하상태에서 파괴영역, 혹은 균열발생 양상을 알아보기 위하여 지반상단과 지반앞면의 균열을 그림 10 a), b)에 나타낸다. 그림은 여러 모형지반 재하실험중 토목섬유를 부설하지 않은 지반(Case 1), 토목섬유를 2층으로 부설한 지반(Case 3)과 sand mat지반(Case 5)을 대표적

**Table-6. Location of maximum lateral displacement and maximum lateral displacement ratio with reinforcement layers**

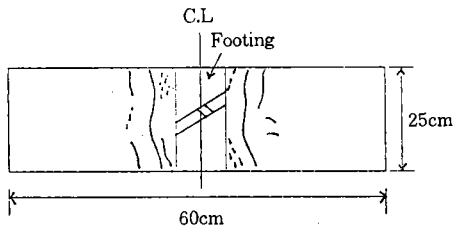
Case	Location of maximum lateral displacement	Maximum lateral displacement ratio( $L_R/L_0$ )	$L_{max}/S_{max}$	Remarks
1	$z=0.30B$ ( $z=0.30B$ )	—		$z$ = depth, $B$ = width of loading plate, $L_0$ = maximum lateral displacement of intact foundation, $L_R$ = maximum lateral displacement of reinforcement foundation, $L_{max}$ = maximum lateral displacement of settlement at 3cm, $S_{max}$ = settlement at 3cm
2	$z=0.50B$ ( $z=0.30B$ )	0.65	0.20	
3	$z=0.75B$ ( $z=0.35B$ )	0.56	0.13	
4	$z=0.90B$ ( $z=0.30B$ )	0.48	0.11	
5	$z=0.73B$ ( $z=0.40B$ )	0.69	0.14	
6	$z=1.07B$ ( $z=0.40B$ )	0.49	0.10	

( ) means the depth from the lowest G/T layer

으로 선정하여 나타낸 것으로 지반의 상단에서는 Case 1의 경우 미세균열이 넓은 범위까지 일어났으며, Case 3의 경우 인장균열과 같은 크고 명확한 균열이 재하관으로부터 5cm 떨어진 부근에서 발생하였다. 물론 sand mat 지반의 경우 균열은 없고, 침하량의 증가와 함께 재하관 부근에서 함몰현상이 있었다. 한편 지반 앞면의 균열진행 방향은 모형지반 모두 재하관 밑에서 아래로 향한 반면 앞은 곳에서는 수평 또는 상향으로 진전되어 지반의 변위 벡터와 일치하였으며, 토목섬유를 부설한 보강지반의 경우 그렇지 않은 경우에 비해 균열의 진전영역으로 보아 더 넓고 깊은 곳까



**Fig. 10. Comparison of crack and vertical displacement at 3cm of settlement**



a) Top surface

지 변형이 발생함을 알 수 있었고, sand mat 지반의 경우에는 두 지반(Case 1과 Case 3)의 중간범위까지 진행함을 알 수 있다. 이러한 현상은 토목섬유의 부설로 재하관 부근에서 발생한 응력이 토목섬유에 의해 구속되어 더 큰 범위까지 확산된 이유로 판단된다. 또한 그림에 나타난 바와 같이 균열 양상은 보강하지 않은 지반(Case 1)과 보강한 지반(Case 2-6)이 서로 매우 다름을 알 수 있다.

### V. 有限要素解析

본장은 6종의 모형지반중 대표적으로 토목섬유를 부설하지 않는 지반(Case 1), 토목섬유를 2층으로 부설한 지반(Case 3)과 sand mat지반(Case 5)을 선정하고, 시험결과와 해석결과를 비교하여 본문에서 제시한 해석방법의 적용성 및 정도를 검증하는데 목적을 두었다.

#### 1. 模型地盤의 條件 및 解析領域

1) 모형지반의 해석영역 및 유한요소 mesh는 그림 11(수평거리는 120cm, 깊이는 45cm)이나 그림에는 수평거리 60cm만을 나타내었음)과 같으며 토목섬유를 부설한 경우는 굵은 선(G/T)으로, sand mat에 대해서는 S/M으로, 접합요소는 두 블럭간의 경계면에 점선으로 나타내었으며, 나머지 부분은 점토층을 나타낸다.

2) 모형지반의 경계조건으로는 바닥이 고정, 양측면은 연직변위만 허용, 상단은 자유면으로 하고 하부는 배수만 허용, 양측면은 비배수로 하며, 재하조건은 평면변형을 상태로 가정하여 해석한다.

3) 유한요소해석에 사용한 구성식은 점토층에 대하여 수정 Cam-clay 모델(탄·소성 구성식)을, 토목섬유에 대하여 beam요소 이론을, sand mat에 대해서는 탄성모델을 적용하였으며, 두 블럭간 상대적 변형거동을 고려한 경우에는 접합요소이론을 도입하였다.

3) 모형지반의 점토층은  $K_0$ 압밀층으로 간주하며, 이에 대응하는 재료상수는 표 1을 사용하였다. 또한 beam요소의 재료상수는 표 2를 적용하였으며, 접합요소를 고려한 경우 접합면의 강도정수는 그림 2의 값을 사용하였다. 접합요소의 수직강성 및 점선강성은 접합요소의 두께를 무시하고 접합요소 자신의 변형은 생기지 않는 것으로 간주하기 위하여 충분히 큰값( $10^6 t/m^2$ )으로 하였다.

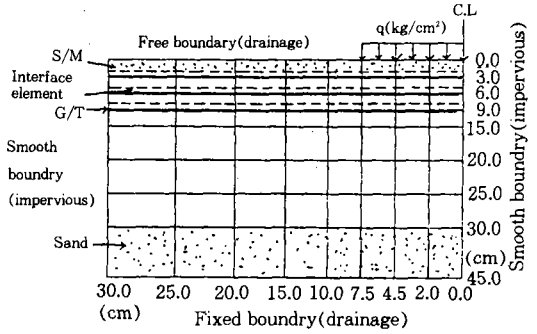
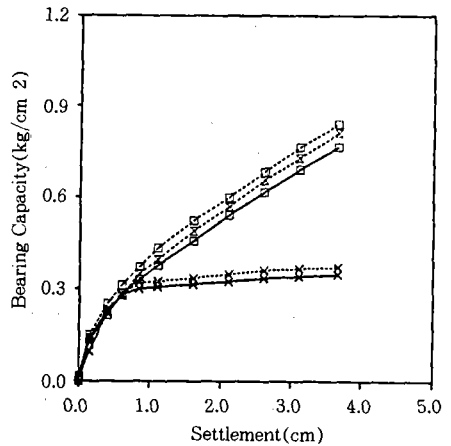


Fig. 11. FEM mesh

#### 2. 解析 結果의 考察

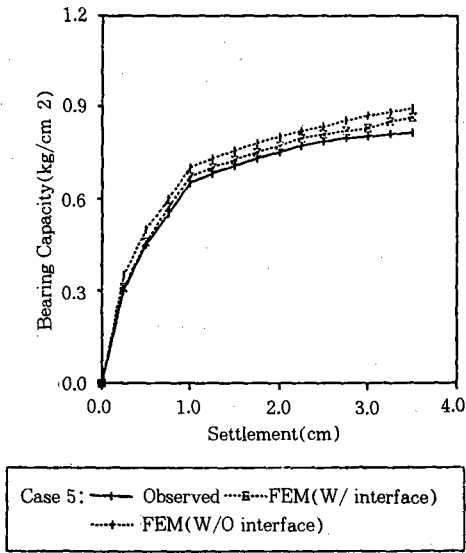
##### 가. 지지력

그림 12 a), b)는 각각 토목섬유를 부설하지 않는 지반(Case 1)과 토목섬유를 2층으로 부설한 지반(Case 3), 그리고 sand mat를 포설한 지반(Case 5)의 침하와 하중 관계를 나타낸 것으로 실측과 해석결과를 함께 나타내었다. 특히 해석결과중 Case 3과 Case 5의 경우에는 이질재료간 경계면에 대하여 접합요소의 적용여부까지 고려한 해석결과를 나타내었다. 그림에 보인 바와 같이 보강하지 않는 지반, 토목섬유지반이나 sand mat지반의 시험결과와 해석결과를 비교한 바 본문에서 제시한 해석방법이 적용가능함을 알 수 있으며, 접합요소를 고려한 경우가 그렇지 않은 경우



Case 1: —x— Observed    ····x···· FEM  
Case 3: —□— Observed    ····□···· FEM(W/ interface)  
         ····x···· FEM(W/O interface)

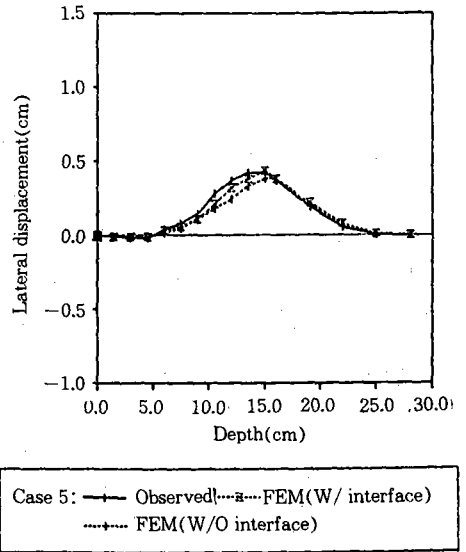
a) Case 1 & 3



b) Case 5

Fig. 12. Comparison of load-settlement curves by FEM solutions

의 해석에 비해 실측치에 더 접근하여 적용성이 더 큰 것으로 판단된다. 따라서 변형해석의 경우 접합요소를 도입하는 것이 더 합리적이라고 평가되며, 이러한 관점에서 연속체 개



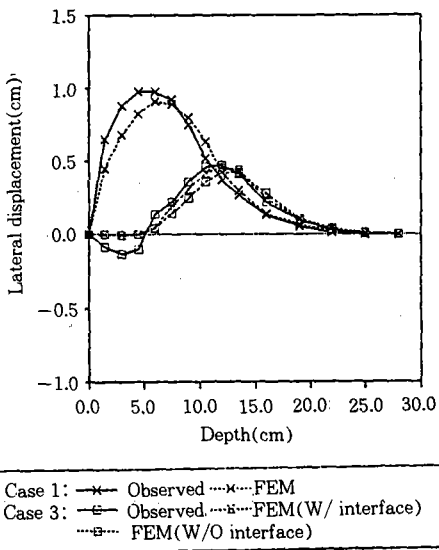
b) Case 5

Fig. 13. Comparison of lateral displacements by FEM solutions

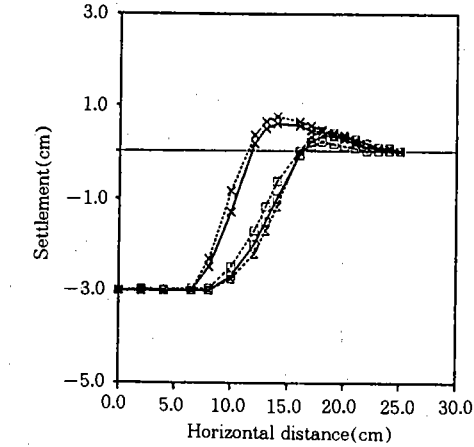
념에 의한 해석은 과대평가라 할 수 있다.

## 2. 變 位

그림 13 a), b)와 그림 14 a), b)는 각각 재하판 끝에서의 깊이와 다른 측방변위와 수평거리에 따른 지표면 침하를 나타낸 것으로 실측치와 해석결과의 변위경향은 매우 유사하고, 토목섬유지반과 sand mat지반 모두 접합요소를 고려한 경우가 그렇지 않은 경우에 비해 더 큰 변위가 일어나고 있음을 알 수 있으며, 실측치에 더 접근한다고 할 수 있다. 이러한 사실은 그림 6과 12, 그리고 Sekiguchi<sup>(17) 18)</sup>에 의한 지지력 평가방법과 실제적인 지지력의 크기에 있어서의 측방변위와 침하가 중요한 요소로 작용하는 결과와도 일치한다고 할 수 있다.

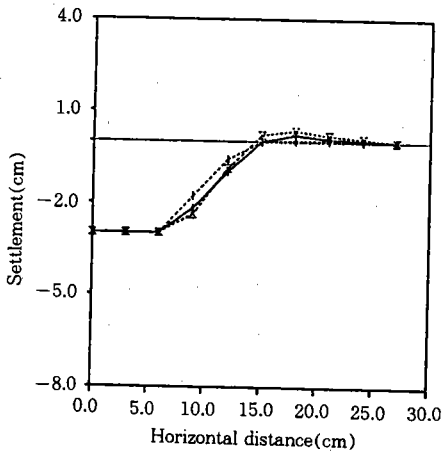


a) Case 1 & 3



Case 1: —●— Observed    - - - - - FEM  
 Case 3: —●— Observed    - - - - - FEM(W/ interface)  
          - - - - - FEM(W/O interface)

a) Case 1 & 3



Case 5: —●— Observed    - - - - - FEM(W/ interface)  
          - - - - - FEM(W/O interface)

b) Case 5

Fig. 14. Comparison of vertical displacements by FEM solutions

## VI. 結 論

일종의 개량연약지반인 6종의 모형지반에 대한 2차원 재하시험과 유한요소법에 의한 변형해석을 수행하여 얻은 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 토목섬유의 부설층수를 증가시키거나 sand mat의 두께에 따라서도 명확한 지지력 보강효과를 알 수 있었다. 그러나 토목섬유지반에서 부설층수에 따른 지지력 증가는 상대적으로 큰 침하를 수반한 반면 sand mat지반에서의 지지력 보강 효과는 상대적으로 작은 침하에서도 기대할 수 있었다.

2) 지지력과 침하관계 곡선만을 고려해 볼 때 보강하지 않은 지반의 파괴모양은 전반전단파괴 양상을 보였으며, 토목섬유의 부설층수가 증가할수록 국부전단파괴 양상으로 전환하는 경향이 있다. 이에 반해 sand mat지반의 파괴모양은 어느 경우나 전반전단파괴가 명확하게 나타남을 알 수 있었다.

3) 보강하지 않은 지반에 비하여 sand mat를 포설한 지반과 토목섬유의 부설층수가 증가할수록 용기억제 효과가 있으며, 이에 따라 보강재료에 의한 변형의 구속으로 인해 더 큰 범위까지 소성영역이 발달하고, 응력의 분산을 관찰할 수 있었다. 또한 동일한 침하에서 용기나 측방변위의 억제효과가 지반의 지지력에 대한 보강효과로 나타남을 알 수 있었으며, 어느 경우나 지반중에 보강재료(토목섬유)가 부설된 깊이까지는 거의 측방변형이 나타나지 않고 최하단 보강재료 아래의 일정깊이(재하폭  $\times$  (0.3-0.4))에서 최대측방변위가 일어남을 알 수 있었다.

4) 유한요소해석법에 의한 결과를 재하시험 결과와 비교한 결과 좋은 적용성을 보였으며, 접합요소를 고려한 경우가 그렇지 않은 경우에 비해 실측치에 더 접근하는 것으로 보아 더 합리적인 해석방법임을 알았다.

이상의 연구 결과를 살펴 볼 때 토목섬유와 sand mat를 포설한 지반의 보강효과와 변형특성 등을 어느 정도 규명할 수 있었으며, 이와 함께 본 연구에서 제시한 변형해석법이 좋은 적용성을 갖고 있음을 알 수 있었다. 그러나 앞으로 실제지반에의 적용을 비롯하여 지반을 구성하는 토질조건, 기초의 종류, 보강형

태 등에 따라서도 더 많은 시험을 수행함으로써 개량지반의 보강, 또는 변형특성을 더욱 명확히 밝힐 수 있고, 이에 따른 변형해석법의 발전도 있을 것으로 생각한다.

본 논문은 1992년도 교육부지원 한국 학술진흥재단의 자유공모(지방대학육성) 과제 학술연구조성비에 의해 연구 되었으며, 본 재단에 감사의 마음을 전합니다.

### 參 考 文 獻

1. Goodman, R.E., Taylor, R. L. and Brekke, T. L., "A Model for the Mechanics of Jointed Rock", ASCE, Vol. 14, SM. 3, May, pp.637-659, 1968.
2. 박병기, 강권수, "2차원 재하시험장치의 시작", 대한토질공학회지, 제4권, 제2호, pp.55~64, 1988.
3. Bakker, J. G., "Mechanical Behaviour of Membrances in Road", Proc. Int. Conf. on the use of Fabrics in Geotechnics, Vol. 3.1, Association Amicale des Ingenieurs Anciens Eeelevs, Paris, pp.3~8, 1977.
4. Giroud, J. P. and Noiray, L., "Geotextile Reinforced Unpaved Road Design" J. of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 107, GT.9, pp.1233~1254, 1981.
5. Nieuwenhuis, J. D., "Membrances and the Bearing Capacity of Road Bases", Proc. Int. Conf. on the Use of Fabrics in Geotechnics, Vol.3.1. Association Amicale des Inqeniurs Anciens Eleves, Paris, pp.3~8, 1977.
6. 이문수, 이진수, 오재화, "개량연약지반의 모형실험과 변형해석(I)", 한국농공학회지, 제36권, 제2호, pp.67~78, 1994.
7. Biot, M. A., "General Theory of Three-Dimensional Consolidation", J. of Applied Physics, Vol.12, pp.155~164, 1941.
8. Roscoe, K. H., Schofield, A. N. and Wroth, C. P., "On the Yielding of Soils", Geotechnique, Vol.8, No.1, March, pp.22~53, 1958.
9. Roscoe, K. H. and Burland, J. B., "On the Generalized Stress-Strain Behavior of 'Wet' Clay", Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, pp.535~609, 1968.
10. Desai, C. S., "Elementary Finite Element Method", Prentice Hall, pp.172~200, 1979.
11. 이진수, "Joint 요소를 이용한 개량연약지반의 변형해석", 전남대학원, 박사학위논문, 1988.
12. Christian, J. T. and Boehmer, J. W., "Plane Strain Consolidation by Finite Elements," ASCE, SM. 4, No.96, pp.1435~1457, 1970.
13. Sandhu, R. S. and Wilson, E. L., "Finite Element Analysis of Seepage in Elastic Media," ASCE, Vol.95, EM.3, pp.641~652, 1969.
14. 이진수, 박병기, 이문수, "유한요소법에 의한 지중응력의 해석", 대한토질공학회지, 창간호, pp.73~83, 1985.
15. 정진섭, "포화점토의 응력-변형률에 관한 연구", 전남대학원, 박사학위논문, 1983.
16. Koerner, R. M., "Designing with Geosynthetics", Prentice Hall, pp.1~269, 1990.
17. Sekiguchi, H. and Shibata, T., "A Method of Predicting failure of Embankment Foundation Based on Elasto-viscoplastic Analysis", JSCE, Vol.301, pp.39~104, 1980.