

# 대나무매트로 보강된 연약지반의 즉시침하량 추정에 관한 고찰

## The Immediate Settlement Estimation of the Improved Soft Ground Using Bamboo Mats

김 우 진<sup>1</sup> Kim, Woo-Jin

김 윤 하<sup>2</sup> Kim, Yoon-Ha

강 진 태<sup>3</sup> Kang, Jin-Tae

최 용 환<sup>4</sup> Choi, Yong-Hwan

김 종 렬<sup>5</sup> Kim, Jong-Ryeol

### Abstract

When the structure is constructed on the soft ground, the embankment is settled into the soft ground. At this time, the settlement of the structure is needed to predict. We are using bamboo mats construction only as a way of test construction. Under this circumstance, using the equation of Janbu and Perloff, we calculated the settlement, and analyzed the problem, suggesting proper theoretical equations showing the settlement of soft ground using bamboo mat. Using this equations the settlement was calculated and compared with the result of FEM. The result of the application was very close to the numerical value and the trend of theoretical equations. Using the existing equations, the settlement in Janbu's and Perloff's methods were calculated to be 40% of the actual settlement.

### 요 지

연약지반 위에 토공구조물을 축조할 경우, 기초지반이 지지할 수 없는 큰 하중의 성토를 실시하게 되면 지반파괴가 발생하면서 연약층 내로 성토재료가 함몰하게 된다. 이때, 축조재료가 어떤 깊이까지 연약지반에 침하하여 단면이 형성되는가를 예측할 필요가 있다. 기존의 이론식(Janbu, Perloff의 이론식)을 이용하여 즉시침하량을 계산하고, 결과를 검토한 후 문제점을 분석하여 대나무 매트를 부설한 지반에 적합한 이론식을 제시하였고, 이를 현장에 적용하여 즉시 침하량을 계산하고 지반조사에 의한 침하량과 유한요소해석 결과를 고찰하였다. 그 결과, 침하는 제체 중앙부에서 최대 침하가 발생하였으며 이론식과 비슷한 수치와 경향을 나타내었다. 기존 이론식으로 현장의 즉시침하량을 계산한 결과, Janbu의 방법과 Perloff의 방법의 침하량은 실제 침하의 40%정도의 침하량이 계산되었다.

**Keywords :** Bamboo mats, FEM, Settlement, Soft ground

### 1. 서 론

연약지반은 고풍수비이고 지지력이 매우 작기 때문에 연약지반 상에 구조물을 축조하는 경우, 국부적인 함몰이 심하여 단면형상의 추정이 어렵다. 따라서 가능

한 균등하게 침하를 유발시키는 방안이 강구되어야 한다. 이러한 문제점의 해결 방안으로써 대표적인 재료가 자연적으로 강성이 큰 대나무를 엮어 매트(이하 대나무 매트)로 부설하고 그 위에 복토를 실시하는 방법이 있다. 대나무 매트는 재료 특성인 인장강도와 휨

1 정회원, 전남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ.)

2 한국항만기술단 대리 (Assistant Manager, Korea Port Engrg. Corporation)

3 정회원, 전남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ.)

4 정회원, 전남대학교 토목공학과 박사과정 (Member, Ph.D. Candidate, Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ.)

5 정회원, 전남대학교 토목공학과 교수 (Member, Ph.D. Prof., Dept. of Civil Engrg., Chonnam National Univ., jrkim@chonnam.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 11월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

강성에 의해 지반보강기능과 함몰 등의 국부적인 침하를 방지하는 기능을 한다. 또한 상재하중을 분산시켜 균등한 침하를 유도할 수 있어 침하 후의 단면의 형상을 예측할 수 있다. 그 외에 내구성이 뛰어나고 가벼워 다루기 쉬운 장점이 있다.

이러한 이유로 1970년대 이후 일본 등에서 geotextile 이나 geogrid와 병용하여서 많은 시공이 이루어지고 있다. 하지만 현재까지 대나무 매트 포설 지반에 대한 침하량 예측은 시험시공을 거쳐 경험적인 방법으로만 추정할 뿐, 아직까지 이론이 확립되어 있지 않다.

따라서 본 논문에서는 연약지반 호안 축조 시 대나무 매트를 포설한 현장을 연구 대상으로 하여 즉시침하량을 추정하기 위하여 기존의 이론식인 Janbu방법과 Perloff방법을 이용하여 즉시침하량을 계산하여 현장의 침하량과 비교검토 후 문제점을 보완하여 탄성론을 이용하여 이론식을 제시하였다. 실제현장의 침하와 비교하여 제안식의 타당성을 검토하고 나아가 같은 지반조건과 경계조건으로서 유한요소 해석을 통해 하중단계별로 실제 발생하는 변형의 진행과정을 통하여 제안식의 적합성을 판단하는 방법으로 연구를 수행하였다.

## 2. 기존이론식에 의한 즉시침하량

본 논문에서는 Janbu방법과 Perloff방법을 이용하여 실제 현장사례에 적용하여 침하량을 계산하고 지반조

사 결과의 침하량과 비교하였다.

### 2.1 현장개요

본 연구에 적용된 현장은 항로준설공사에서 발생한 준설점토의 투기를 위한 투기장 건설시의 배수로 호안 공사에 대나무 매트를 포설한 현장이다.

#### 2.1.1 지반조건

본 논문의 연구대상지역은 상부는 준설매립층이고 그 아래에 해성퇴적점토층이 분포하고 있다. 시공 당시 (1985년)의 현장 지반조건은 표 1에 나타난 바와 같다.

실내시험에서 점성토의 예민비와 선행압밀하중과의 경험적 관계들을 비교하여 검토한 결과, 압밀 상태는 심도 10m 까지는 정규압밀상태 내지 부분적으로는 압밀 진행중인 상태, 10m 이상 깊이에 존재하는 점성토층은 과압밀상태로 추정되었다. 상부점성토층은 선행압밀 압력이나 이보다 약간 큰 압력상태에서는 압밀계수가  $1.0 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$  내외로 분포하고 있으며 10m 이상의 깊이에 분포하는 굳은 해성퇴적점성토층의 압밀계수는  $1.3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$  이상으로 추정되었다.

#### 2.1.2 현장지반의 재조사 결과

현장지반의 재조사는 2000년 9월에 본 배수로 제방에 대하여 지반조사를 실시하였다. 지반조사에 의한 대

표 1. 시공 당시(1985년)의 지반조건

구분	심도(m)	N치	단위중량( $t/m^3$ )	점착력( $t/m^2$ )	내부마찰각( $^\circ$ )	압축지수	압밀계수( $\text{cm}^2/\text{sec}$ )
해성퇴적토층	0~10	1~3	1.55	Cu/P=0.23z P=0.55	0	0.9	$1.0 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$
	10 이상	4~15	1.80	5~9	0	0.64	$1.3 \times 10^{-3} \text{cm}^2/\text{sec}$
모래, 자갈층	퇴적토층 이하	-	2.0~2.4	0	30	-	-

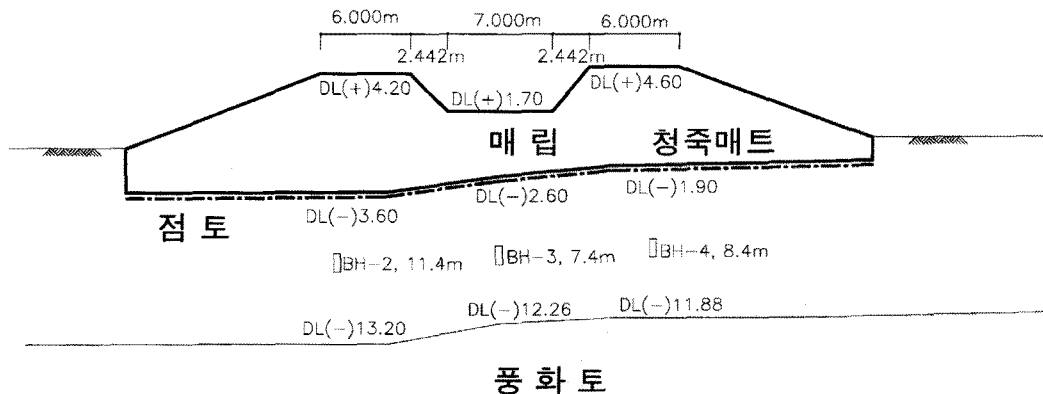


그림 1. 배수호안단면도

표 2. 2000년 9월 지반조사 결과표

BH No.	Depth(m)	Wn(%)	Gs	LL	PI	e <sub>o</sub>	C <sub>c</sub>	E(t/m <sup>2</sup> )	γ(t/m <sup>3</sup> )	q <sub>u</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	USCS
BH-2 좌안	11.4	62.99	2.59	64.39	42	1.516	0.546	70	1.607	0.301	CH
BH-3 수로부	7.4	70.38	2.60	50.25	29	1.803	0.96	85	1.570	0.417	CH
BH-4 우안	8.4	62.23	2.61	52.04	23	1.696	0.267	93	1.576	0.463	CH

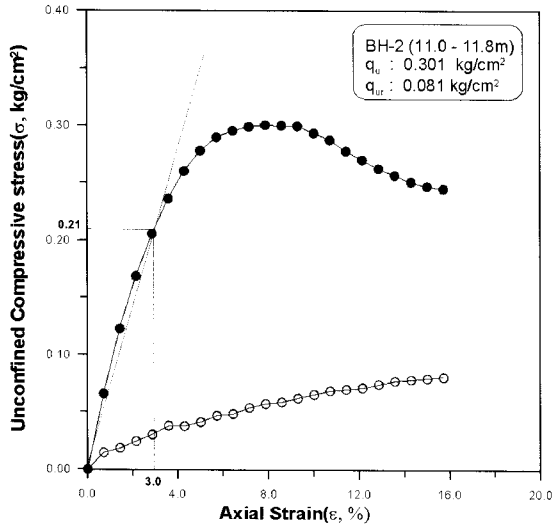


그림 2. 좌안의 young's modulus

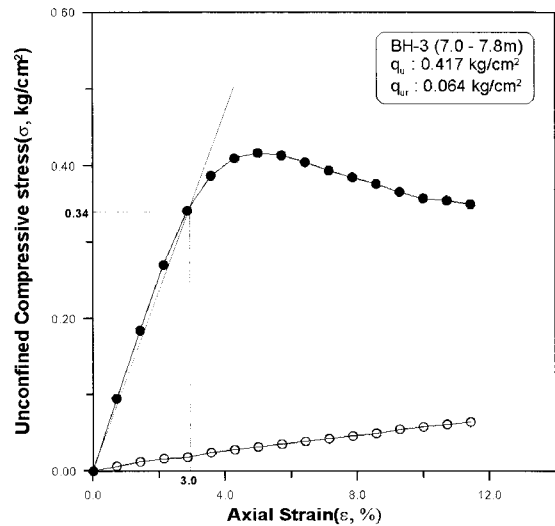


그림 3. 수로부의 young's modulus

나무 매트 위치확인결과 그림 1과 같이 확인되었다. 따라서 본 연구에서는 그림 1을 모델로 하여 침하량 예측을 수행하였다.

호안단면을 시추한 결과 좌안은 -3.6m, 수로부에서는 -2.6m, 우안은 -1.9m에서 각각 대나무 매트가 발견되었다. 거의 같은 깊이로 등침하 될 것이라는 예상과 달리 좌안이 침하가 심하여 전체적으로 경사진 형상으로 추정되었는데 그 이유는 지반조사 결과, 우안에 비하여 좌안의 지반의 강도가 더 작음을 알 수 있었고 이로 인하여 좌안에 침하가 많이 발생하였다고 판단된다.

불교란 시료를 채취하여 각종 물성 및 역학적 실험을 실시하였고 그 결과를 요약정리하면 표 2와 같고 지반 해석시 중요한 지반정수인 young's modulus는 일축압축 실험에 의하여 결정하였다. 실험에 의해 결정된 young's modulus는 좌안, 수로부, 우안에서 각각, 70t/m<sup>2</sup>, 85t/m<sup>2</sup>, 93t/m<sup>2</sup>으로 계산되었으며 그림 2~4에서 나타냈다.

## 2.2 침하량 예측

본 연구에서는 좌안, 중앙부, 우안의 지반이 각기 별개의 것으로 보고 각 부분의 성토고에 대하여 각각의

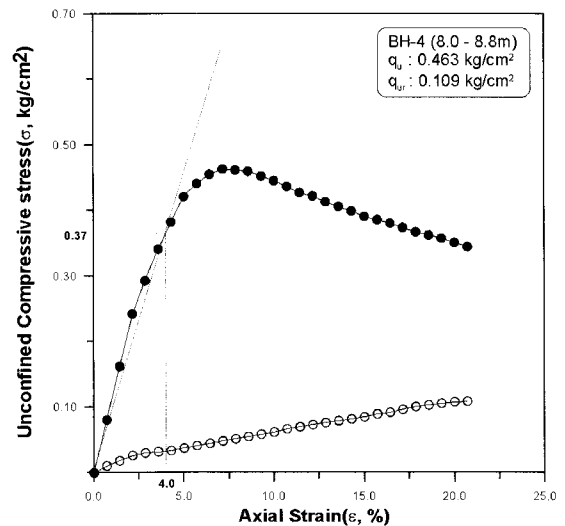


그림 4. 우안의 young's modulus

지반정수를 적용하여 개별적으로 침하량을 계산하였으며, 단면도에서 수로부의 성토높이가 좌안이 우안에 비해 낮으나 시공 당시 양안을 같은 수준으로 성토시공하여 제체 안정후 수로부를 굴착하였으므로 침하량 계산 과정에는 수로부의 성토고를 좌안과 우안의 평균성토고를 적용하였다. 대나무 매트 포설폭은 48m, 대나무 매트 위 성토체 전체의 높이를 성토고로 하였으며 하중

강도(q)는 성토체의 단위중량(1.72t/m<sup>3</sup>)과 성토고에 의해 계산하였다.

### 2.2.1 Janbu 방법

Janbu 방법에 의한 연약지반의 평균즉시침하량은 식 (1)에 의해 계산된다.

$$\rho_i = \mu_o \mu_1 \frac{qB}{E} \quad (1)$$

여기서,  $\mu_o$  : 지표면 아래 깊이 D에서 영향계수

$\mu_1$  : 기초형상에 대한 영향계수

q : 하중강도

B : 기초 폭

E : young's modulus

위 식 (1)에서 young's modulus는 지반조사에 의한 값을 적용하였고  $\mu_o$  및  $\mu_1$ 는 그림 5를 이용하여 산정하였다.

표 3. Janbu방법 계산에 적용된 지반 정수

위 치	$\mu_o$	$\mu_1$	E(t/m <sup>2</sup> )	B(m)	H(m)	q(t/m <sup>2</sup> )
좌 안	1	0.15	70	48	7.8	13.42
수로부	1	0.15	85	48	7.15	12.30
우 안	1	0.15	93	48	6.5	11.18

표 4. Janbu 방법에 의해 계산된 침하량

적용공식		$\rho_i = \mu_o \mu_1 \frac{qB}{E}$
침하량(m)	좌 안	1.38
	수로부	1.04
	우 안	0.87

표 5. 형상과 강성에 대한 계수

Shape	Center Center	Corner Corner	Middle Short Side	Middle Long Side
Circle	1.00	0.64	0.64	0.64
Rigid circle	0.79			
Square	1.12	0.56	0.76	0.76
Rigid square	0.99			
Rectangle	Length/Width			
	1.5	1.36	0.67	0.89
	2	1.52	0.76	0.98
	3	1.78	0.88	1.11
	5	2.10	1.05	1.27
	10	2.53	1.26	1.49
	100	4.00	2.00	2.20
	1000	5.47	2.75	2.94
10000	6.90	3.50	3.70	

다. 표 3은 Janbu방법 계산에 적용된 지반정수들을 나타낸 것이며, 표 4는 식 (1)을 이용하여 각 위치의 침하량을 계산한 것이다.

### 2.2.2 Perloff 방법

식 (2)는 Perloff에 의해 제안된 연약지반의 즉시침하량 계산식이다. 본 연구에서는 영향계수를 표 5와 표 6 그리고 그림 6의 도표로써 제시하여 기초의 가장자리 및 중앙부에 대한 침하량을 산정하였으며, 평균 침하량은 식 (3)을 이용하여 계산하였다.

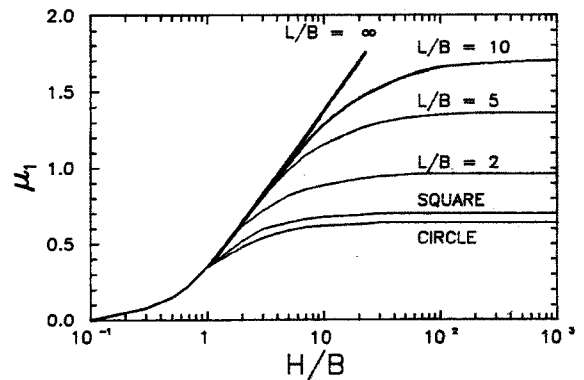
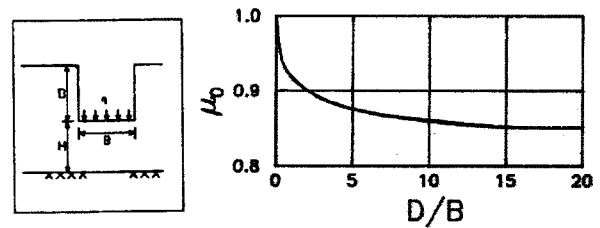


그림 5. 점착성 흙의 즉시침하 추정 도표

표 6. 수정계수

H/B	E <sub>S1</sub> /E <sub>S2</sub>				
	1	2	5	10	100
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.1	1.000	0.972	0.943	0.923	0.760
0.25	1.000	0.885	0.779	0.699	0.431
0.5	1.000	0.747	0.566	0.463	0.228
1.0	1.000	0.627	0.399	0.287	0.121
2.5	1.000	0.550	0.274	0.175	0.058
5	1.000	0.525	0.238	0.136	0.036
∞	1.000	0.500	0.200	0.100	0.010

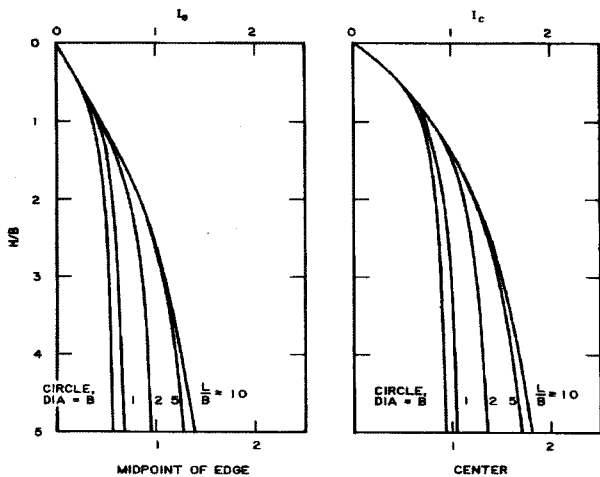


그림 6. 즉시침하량추정을 위한 지반정수

$$\rho_i = IqB \left[ \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \right] \alpha \quad (2)$$

여기서,  $I$  : 영향계수

$q$  : 하중강도

$B$  : 기초 폭

$E_s$  : 흙의 young's modulus 탄성계수

$\nu_s$  : 흙의 poisson's ratio

$\alpha$  : 수정계수

$$\rho_{av} = \rho_e + \frac{(\rho_c - \rho_e)}{2} \quad (3)$$

각 단면별 young's modulus는 지반조사에 의한 값을 적용하였다. 표 7은 Perloff방법 계산에 적용된 지반정수들을 나타낸 것이며, 표 8은 식 (2)와 식 (3)을 이용하여 각 위치의 침하량을 계산한 것이다.

### 2.2.3 기존 이론식에 의한 즉시침하 계산결과

실제 계측에 의해 측정된 침하량과 본 연구에서 사

표 7. Perloff 방법 계산에 적용된 지반 정수

위 치	$\nu_s$	$l_e$	$l_c$	$E_s(t/m^2)$	B(m)	H(m)	$q(t/m^2)$	$\alpha$
좌 안	0.5	1.26	2.53	70	48	7.8	13.42	0.1
수로부	0.5	1.26	2.53	85	48	7.15	12.30	0.1
우 안	0.5	1.26	2.53	93	48	6.5	11.18	0.1

표 8. Perloff 방법에 의해 계산된 침하량

위 치	침 하 량(m)		
	가장자리	중심부	평균
좌 안	0.87	1.75	1.31
수로부	0.65	1.32	0.99
우 안	0.55	1.21	0.88

표 9. 기존 이론식에 의한 즉시침하량 계산 결과

해석 방법	좌안	수로부	우안
실제 침하량(m)	3.6	2.6	1.9
Janbu 방법(m)	1.38	1.04	0.87
Perloff 방법(m)	1.31	0.99	0.88

용된 이론식에 의해 계산된 침하량을 표 9에 나타내었다. 실제 침하량에 대해 Janbu의 방법과 Perloff의 방법 모두 작게 침하량이 계산되었는데 이러한 원인은 연약층의 두께와 기초의 근입깊이, 기초 형상에 대한 영향계수가 상당히 작은 값을 취하고 있기 때문으로 판단된다.

기존의 제안식들은 상재하중과 지반의 young's modulus 그리고 영향계수의 관계에서 침하량 계산식을 유도하였다. 그러나 실제로는 상재하중이 재하될 때 그에 대한 지반반력이 야기되고 상재하중과 지반반력의 차이만큼 구조물이 침하하게 되는데 이 지반반력에 대한 사항이 공통적으로 고려되어 있지 않다. Perloff의 제안식의 경우, 연성 기초에 대하여 중심부, 가장자리에 대한 침하량을 계산할 수 있는 장점은 있으나 영향계수가 기초를 구성하는 재료의 특성을 반영하지 않았다는 문제점이 있다. 또한 제안식의 적용시 실제 흙구조물이 연약지반에 성토될 때는 상재하중에 의해 침하하게 되고 연약지반은 일반적으로 포화되어 있으므로 지하수위와 지표고가 동일하다. 따라서 성토체가 침하하는 동시에 지하수위의 영향으로 상재하중이 침하한 만큼 경감되게 된다. 따라서 기존의 이론식을 사용하여 대나무 매트가 포설된 지반의 즉시침하량을 추정하는 데에는 약간의 무리가 따른다고 판단되어진다.

### 3. 대나무 매트 포설시 침하량 예측

#### 3.1 대나무 매트의 공학적 특성

##### 3.1.1 대나무 매트의 의의

점성토로 구성되고 고함수비상태에 있는 연약지반에는 바로 토사의 투입에 의한 복토나 성토는 불가능하다. 따라서 여러 가지로 표층을 강화하여 지지력을 강화하려는 공법이 제안되고 있다. 그 대표적인 것이 geotextile, geogrid공법 등이다. 이 가운데 P.P 매트 또는 sheet공법이라고 부르기도 하는 geotextile공법은 우리나라 연약지반 표층처리 공법으로 가장 널리 쓰이고 있는 공법이다. 그러나 이 공법은 고가이고 그 위에 복토를 할 경우 직접적으로 장비의 투입이 어렵고 또한 복토가 균일하게 포설되지 않는다. 특히 지반이 고함수비일 경우 sheet와 지반사이의 전단저항이 극도로 저하되어 오로지 sheet의 인장저항에만 의존하는 경우가 많아 연약지반에서는 효과를 보지 못하는 경우가 매우 많다. 그 이유는 재료가 강성이 없는 얇고 유연한 재료이기 때문에 상재하중에 의한 지반변형(침하 또는 함몰)을 스스로가 지탱하지 못하기 때문이다.

이와 같은 문제점을 보완하기 위한 공법으로서 sheet나 geotextile보다 큰 강성을 갖는 재료를 이용하는 것이다. 여기에 적합한 재료는 한국 어느 곳에서나 자생하고 있는 값싸고 강성이 큰 대나무를 이용하는 것이다. 대나무로 대밭을 엮어 사용하면 위에서 언급한 문제점을 해결할 수 있다. 또한 경제성이 좋으며 수상에서도 시공이 가능하고 조립이 용이하고 바로 성토작업과 장비의 투입이 가능하다는 장점이 있다. 이는 강성이 매우 큰 매트이기 때문에 성토에 의한 지반변형을 평균화시키려는 경향이 매우 크고 또한 일정량 침하되면 지반 지지력과 평형을 이루어 뜯기초 역할도 겸하고 있다.

#### 3.2 이론 전개

##### (1) 기본공식

그림 7(a)는 연약지반 위에 대나무 매트를 포설한 후, 성토한 상태를 나타낸 것이다. 매트에 작용하는 힘들은 성토에 의한 재하중, 지반반력이다. 성토중량과 지반반력은 일정하게 분포한다고 가정하고 그림 7(b)와 같은 모델로 단순화할 수 있다. 매트의 침하를 포물선 형태로 가정하며 이에 대한 침하는 다음과 같은 방법으로 구할

수 있다.

포화점토는 재하초기의 지반거동을 탄성체로 가정할 수 있으므로 Hook's 법칙(식 (4))을 기본 가정으로 하여 등분포 하중을 받는 연성기초의 즉시침하량을 유도할 수 있다.

$$\epsilon_z = \frac{q}{E} \quad (4)$$

침하는 이러한 연직변위의 적분이므로 식 5와 같이 나타낼 수가 있다.

$$\rho_z = \int_{z=0}^{\infty} \epsilon_z dz \quad (5)$$

E가 일정하다고 보고 재하폭 B에 대해서 식 (4)와 (5)를 이용하면 아래와 같은 기본식을 도출할 수가 있다.

$$\rho_i = \frac{qB}{E} \quad (6)$$

그런데 연약지반에 작용하는 연직의 힘은 상재하중 q와 지반반력 r이다. 결국 지반에 작용하는 힘은 (q - r)이고, 평면변형문제에 상응하는 평면응력문제에 대한 해를 이용하기 위하여 poisson's ratio와 관계를 갖는 등가계수,  $E_T$ 를 적용하면 식 (7)과 같이 유도된다.

$$\rho_i = \frac{(q-r)B}{E_T} \quad (7)$$

여기서,  $E_T = \frac{E}{(1-\nu^2)}$  이므로  $E_T$ 를 식 (7)에 대입하면 기본 침하량 계산식이 다음과 같게 된다.

$$\rho_i = \frac{(q-r)B(1-\nu^2)}{E} \quad (8)$$

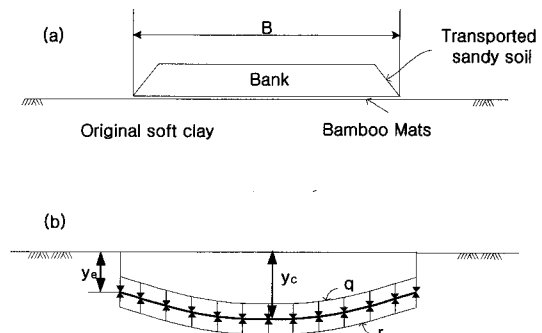


그림 7. 성토형태에 따른 하중 관계

(2) 지반반력, r

본 연구 대상 현장과 같이 연약지반 상에 제방과 같은 대상 하중이 작용하는 경우의 침하량 예측은 일반적으로 Poulos과 Davis(1974년)가 제안한 식을 사용하여 계산하게 된다. 따라서 본 논문에서도 Poulos과 Davis가 제안한 공식을 이용하였으며, 식 (9)에 나타내었다.

$$y_e - y_c = \frac{4r(1-\nu^2)b \ln 1/2}{\pi E} \quad (9)$$

여기서,  $y_e, y_c$  : 각각 가장자리 부분의 침하량과 중앙부의 침하량

$$b = B/2 \text{ (B 재하폭)}$$

그림 5에서 중앙부와 가장자리의 침하관계를 다음과 같이 정의한다.

$$y_e = \alpha y_c \text{ (} 0 < \alpha < 1 \text{)} \quad (10)$$

식 (10)을 식 (9)에 대입하여 지반반력 r에 대하여 정하면 식 (11)과 같다.

$$r = -\frac{\pi E(\alpha - 1)y_c}{4b(1-\nu^2)\ln 1/2} \quad (11)$$

여기서,  $\alpha$ (형상계수)는 모형실험을 통하여 결정된다.

중앙부의 침하량( $y_c$ )은 식 (8)에 의한 침하량과 같은 의미를 가지므로 지반반력 r을 구하는 공식은 식 (12)와 같이 유도할 수 있다.

$$r = q \left( \frac{\alpha - 1}{\frac{2 \ln 1/2}{\pi} + \alpha - 1} \right) \quad (12)$$

(3) 상재하중강도, q

준설점토를 이용한 매립지반의 경우는 지반이 포화되어 있다고 가정할 수 있다. 따라서 본 연구에서는 기초지반이 포화되어 있다는 가정하에 보상기초의 개념을 도입하여 지반에 작용하는 상재하중강도를 계산하였다.

$$q = \gamma h + (\gamma - \gamma_w) D_f \quad (13)$$

(4) 침하량 계산

본 연구에서 사용한 평균침하량은 식 (14)와 같다.

$$y_{av} = \frac{y_e + (y_c - y_e)}{2} \quad (14)$$

최초에 작용하는 하중강도( $q_1$ )는  $q = \gamma H$ 를 이용하여 구하고 이때 식 (14)로 계산된 평균침하( $y_{av1}$ )를  $D_f$ 로 하여 식 (13)으로 두 번째 하중강도( $q_2$ )를 구한다. 다시  $q_2$ 를 이용하여  $\rho_2$ 를 계산하며 같은 방법으로 ( $y_{av2}$ )를 산출한다. 이 방법을 반복수행하면  $q_{n+1} < q_n$ 이므로  $\rho_{n+1} < \rho_n$ 를 얻게 된다. 이는 침하가 일어나면서 지하수위에 의해 상재하중이 감소하고 이로 인해 침하량이 감소함을 의미하는데 반복수행과정에서 상재하중, 지반반력 그리고 침하에 의한 지지력의 증가관계에서 평형상태에 이르게 되어 결국은  $y_{av} = D_f$ 가 되는데 이때의  $y_{av}$ 가 최종평균 침하량이 된다. 그리고 이때의  $\rho_n$ 은  $y_c$ 이므로  $y_e = \alpha y_c$ 의 관계에 의해 가장자리의 침하량이 산출되며 최종적인 침하단면형상을 알 수 있다.

3.3 현장 적용

본 연구에서 논의된 형상계수,  $\alpha$ 를 결정하기 위하여 사례현장을 대상으로 PLAXIS 7.11이라는 프로그램을 이용하여 유한요소해석을 실시하였다. 이때 모든 해석에 대하여 지반정수 및 단면에 대한 자료는 지반조사 및 실내시험에 의한 값을 적용하였다.

(1)  $\alpha$ 의 결정

적용된 모델은 연약지반상에 대나무 매트를 포설하고 사면 기울기 1:2로써 삼각형형태로 성토한 단면이고 연약지반의 넓이가 150m, 두께가 20m, 대나무 매트 포설 폭이 48m, 성토고 12m이다. 해석 결과는 표 10에 나타내었다. modeling에 있어서 원지반 점토에 대해서는 Soft soil(Cam-clay) model을 undrain 형태로 성토체에 대해서는 linear-elastic model, drain의 형태로 적용하였다. 또한 시공 상황을 고려하여 성토고 2m씩, 6단계성토로 해석하였다.

표 10에서 보듯이 유한요소해석을 통해  $\alpha$ 를 조사한 결과 대나무매트 부설시  $\alpha$ 는 0.64~0.67로 산출되었다.

표 10. 성토단계별 침하량 및  $\alpha$

성토 단계	단부침하(m)	중앙부 침하(m)	단부/중앙( $\alpha$ )
1단 성토	0.79	1.22	0.64
2단 성토	1.71	2.65	0.64
3단 성토	2.38	3.61	0.66
4단 성토	2.81	4.17	0.67
5단 성토	2.95	4.36	0.67
6단 성토	3.07	4.58	0.67

시공시의 단면을 고려하여 현장과 비슷한 3단 성토시의  $\alpha$ 를 선택하여 본 연구의 제안식에서는  $\alpha=0.66$ 을 결정하였다.

### (2) 제안식의 적용

제안식을 이용한 침하량 계산에 적용된 모든 지반정수는 본 연구 2장의 기존의 이론식을 통한 침하 계산시의 정수들과 동일하게 적용하였다. 각 단계별 침하량은 본 연구에서 제안한 식을 이용하여 3장에서 언급한 방법으로 계산을 실시하였다.

#### 1) 좌안

표 11은 좌안 해석시 적용된 지반정수이며, 표 12는 제안식에 의한 좌안의 근입깊이별 침하량을 나타낸 것이다.

표 11. 좌안 해석시 적용된 지반정수

$\gamma_t(t/m^3)$	H(m)	B(m)	E(t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\alpha$
1.72	7.8	48	70	0.5	0.66

표 12. 제안식에 의한 좌안의 근입깊이별 침하량

	$D_{10}$ (m)	$D_{11}$ (m)	$D_{12}$ (m)	$D_{13}$ (m)	$D_{14}$ (m)
	0.00	3.21	2.44	2.63	2.58
$q(t/m^2)$	13.42	10.21	10.98	10.73	10.84
$r(t/m^2)$	5.90	4.49	4.83	4.75	4.77
$y_{av}$ (m)	3.21	2.44	2.63	2.58	2.58

여기서 가정된 침하와 산출된 침하가 같게 되면 침하깊이에 대해서 지반이 평형상태라고 볼 수 있으므로, 지반이 2.58m 정도까지 침하한다고 할 수 있을 것이다.

#### 2) 수로부

표 13은 수로부 해석시 적용된 지반정수이며, 표 14

표 13. 수로부 해석시 적용된 지반정수

$\gamma_t(t/m^3)$	H(m)	B(m)	E(t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\alpha$
1.72	7.15	48	85	0.5	0.66

표 14. 제안식에 의한 수로부의 근입깊이별 침하량

	$D_{10}$ (m)	$D_{11}$ (m)	$D_{12}$ (m)	$D_{13}$ (m)	$D_{14}$ (m)
	0.00	2.43	1.94	2.03	2.01
$q(t/m^2)$	12.30	9.87	10.36	10.27	10.29
$r(t/m^2)$	5.41	4.34	4.59	4.52	4.53
$y_{av}$ (m)	2.43	1.94	2.03	2.01	2.01

는 제안식에 의한 수로부의 근입깊이별 침하량을 나타낸 것이다.

수로부의 경우는 지반의 침하가 2.01m정도까지 침하한다고 할 수 있다.

#### 3) 우안

표 15는 우안 해석시 적용된 지반정수이며, 표 16은 제안식에 의한 우안의 근입깊이별 침하량을 나타낸 것이다.

표 15. 우안 해석시 적용된 지반정수

$\gamma_t(t/m^3)$	H(m)	B(m)	E(t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\alpha$
1.72	6.5	48	93	0.5	0.66

표 16. 제안식에 의한 우안의 근입깊이별 침하량

	$D_{10}$ (m)	$D_{11}$ (m)	$D_{12}$ (m)	$D_{13}$ (m)
	0.00	2.01	1.65	1.70
$q(t/m^2)$	11.18	9.17	9.53	9.47
$r(t/m^2)$	4.92	4.03	4.19	4.17
$y_{av}$ (m)	2.01	1.65	1.70	1.70

우안의 경우 예상침하량은 1.70m로 예측되었다.

#### (3) FEM 해석

본 연구에서 적용한 modeling에 있어서 원지반 점토에 대해서는 soft soil(cam-clay) model을 undrain 형태로, 성토체에 대해서는 linear-elastic model, drain의 형태로 적용하였다. 또한 시공 상황을 고려하여 단계성토로 해석하였다.

##### 1) FEM 해석에 필요한 지반정수의 결정

표 17. FEM 해석에 사용된 Parameter

Property	성토체	연약지반 (좌안)	연약지반 (수로부)	연약지반 (우안)
$\gamma_s(t/m^3)$	1.3	1.2	1.2	1.2
$\gamma_{sat}(t/m^3)$	1.72	1.7	1.7	1.7
e	0.4	1.5	1.8	1.7
$k_x, k_y(m/day)$	1	$2.57 \times 10^{-7}$	$2.57 \times 10^{-7}$	$2.57 \times 10^{-7}$
E(t/m <sup>2</sup> )	1,000			
$\nu$	0.3	0.49	0.49	0.49
$\lambda$		0.31	0.42	0.12
$\kappa$		0.05	0.038	0.01
c(t/m <sup>2</sup> )		1.5	2.1	2.3
EA (대나무 매트)	22,212t			



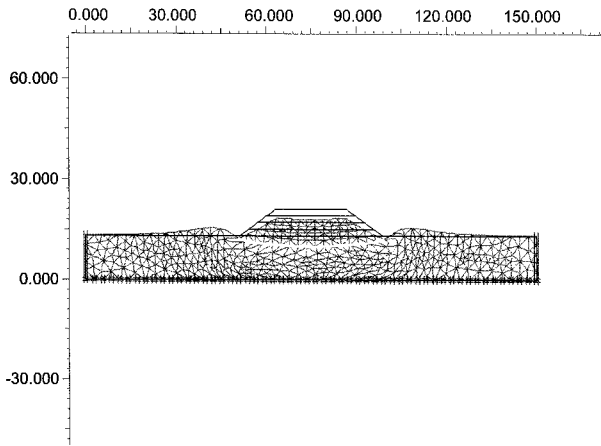


그림 8. 좌안 해석 결과

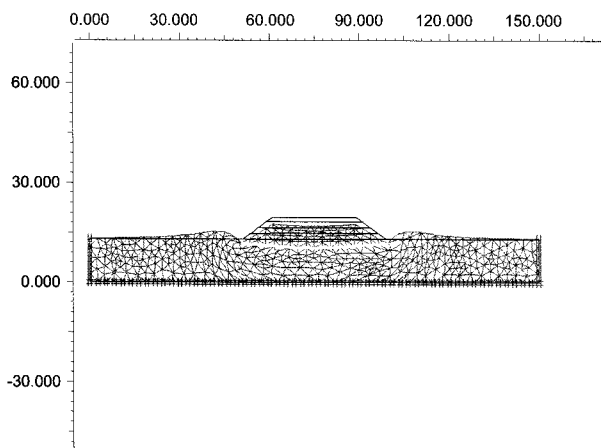


그림 9. 수로부 해석 결과

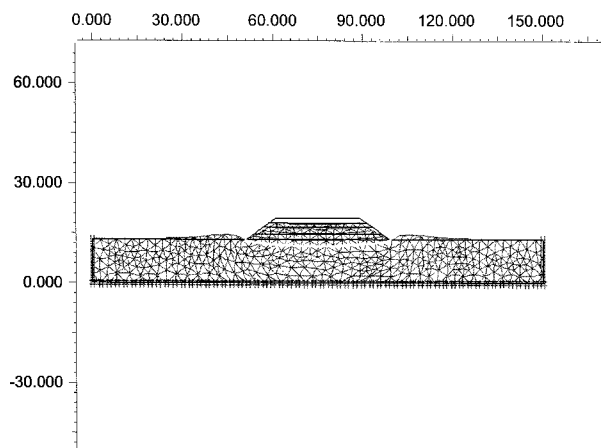


그림 10. 우안 해석결과

## 2) 해석 결과

대나무 매트를 포설한 2차원 연약지반의 유한요소해석을 실시하고 각각의 결과를 다음과 같이 해석하여 고찰하였다.

평균침하량은 식 (14)에 의하여 계산하였으며 해석결과 침하량을 표 18에 나타내었다.

표 18. 해석 단면의 침하량

단면	단부침하(m)	중앙부 침하(m)	평균 침하(m)
좌안	2.49	3.01	2.75
수로부	1.87	2.55	2.21
우안	1.26	1.83	1.55

표 19. 해석방법에 따른 침하량

해석 방법	좌안	수로부	우안
실제 침하량(m)	3.6	2.6	1.9
제안식(m)	2.58	2.01	1.70
FEM(m)	2.75	2.21	1.55

## 3.4 해석방법별 침하량 비교

본 연구에서 이용된 해석방법에 대한 결과를 표 19에 나타내었다. 지반조사에 의한 실제 침하 위치와 각 방법별 결과를 볼 때 본 연구에 의한 제안식의 방법이 실제보다 침하량이 작게 산출되었지만 시공된지 17년의 시간에 대한 압밀침하량을 감안할 경우 근사수치임을 알 수 있다.

## 4. 결 과

대나무 매트가 포설된 연약지반의 즉시침하량예측에 있어서 기존의 즉시침하량예측 이론식(Janbu, Perloff)으로 현장의 즉시침하량을 계산한 결과, 실제 침하량과 상당한 차이를 보였으며 대나무 매트 포설지반의 즉시침하 예측에 부적합한 것으로 나타났다. 따라서 본 연구에서 다음과 같은 식을 제안하여 대나무 매트가 포설된 연약지반의 즉시 침하량을 예측하였다.

$$\rho_i = \frac{(q-r)B(1-\nu^2)}{E}, \quad r = q \left( \frac{\alpha-1}{\frac{2\ln 1/2}{\pi} + \alpha - 1} \right)$$

위의 제안된 식을 이용하여 대나무가 포설된 지반의 침하량을 예측한 값과 현장에서 지반조사를 통하여 직접 계측한 값을 비교한 결과 매우 근접한 것을 볼 수 있었다. 또한 본 연구 대상지반을 유한요소 해석방법을 이용하여 비교한 결과 제안된 이론식과도 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 따라서 대나무가 포설된 연약지반의 즉시침하량을 예측하는데 있어서, 본 논문에서 제안한 공식을 사용하여도 별 무리가 없을 것이라 판단되어 진다.

## 참 고 문 헌

1. 김우진 (2004), *대나무 매트가 포설된 초연약 지반의 거동특성 연구*, 석사학위논문, 전남대학교.
2. 박병기, 이문수 (1994), *연약지반의 변형해석, 개량공법 및 시공 관리에 관한 연구*, 한국과학재단.
3. 한국지반공학회 (1997), *지반공학시리즈 6*, 연약지반, 구미서관
4. Binquet, J. and K. L. Lee (1975), "Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs(I), J. of the Geot. Engg. Div.", *ASCE*, Vol. 101, No GT12, pp.1241-1255.
5. D. T. Bergado, L. R. Anderson, N. Miura and A. S. Balasubramaniam (1996), "Soft Ground Improvement In Lowland and Other Environments", *ASCE*.
6. M. S. S. Almedia, A. M. Britto and R. H. G. Parry (1986), "Numerical modelling of a centrifuged embankment on soft clay", *Can. Geotech. J.* 23., pp.103-144.
7. Poulos, H. G. and Davis, E. H. (1974), *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics*, Hohn Wiley & Sons.
8. Timoshenko. S.P. and Woinowsky-Kriegers, S. (1959), *Theory of Plates and Shells*, 2nd Edn., McGraw-Hill.
9. Toyotoshi Yamanouchi, Keinosuke Gotoh (1979), *A Propose Practical Formula of Bearing Capacity for Earthwork Method on Soft Clay Ground Using a Resinous Mesh*, 九大工學集報.
10. Toyotoshi Yamanouchi, Keinosuke Gotoh and Tokuji Annoura (1979), *Calculation of Settlement of Resinous Mesh in Its Applications to Earth Works by the Use of Slab Theory*, 九大工學集報.

(접수일자 2007. 11. 2, 심사완료일 2008. 5. 14)