

제방축조에 의한 연약점토지반의 변형해석에 관한 연구

A Study on Deformation of Soft Clay Foundation by Embankment Construction

정 형 식*¹

Chung, Hyung-Sik

이 승 호*²

Lee, Seung-Ho

황 영 철*³

Hwang, Young-Cheol

Abstract

When earth structures such as dykes or embankments are constructed on very soft clay foundation, unexpectedly large deformations of earth structures as well as clay foundation are encountered during and after construction. The final constructed section is composed of a portion of embankment above the existing ground level and that which penetrated into the soft foundation soil.

This study is aimed to correctly estimate the shape of earth structures which penetrate some depth into the soft clay foundation. In this study the methods to predict penetration depth and deformation shape of embankment section after dumping of construction material.

Model tests were carried out to prove the developed theory and FEM analysis. And when the mat is added, reinforcement effect was markedly noticed.

요 지

연약지반상에 댐이나 제방과 같은 토질구조물을 성토할 경우에는 구조물 뿐만 아니라 기초지반에도 상당히 큰 변형이 일어나게 된다. 그러므로 성토에 의하여 최종적으로 형성된 토공단면은 연약기초지반에 놓여있는 형태가 아니라 제체의 일부가 연약점토지반 내로 치환된 형태가 된다.

본 연구에서는 축조재의 Dumping에 의하여 발생하는 치환깊이와 축조후 토공단면의 변형형태를 추정하고자 하였으며 제시된 이론과 수치해석 결과를 검증하고자 모형실험을 수행하였다. 또한 보강재 부설에 따른 보강효과도 관찰하였다.

*¹ 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수

*² 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 강사

*³ 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 박사과정

1. 서 론

우리나라 서남해안의 지형적인 특성은 이를 덮고 있는 해성퇴적층이 연약하고 지지력이 작은 해성실트질점토로 이루어진 경우가 대부분이다.¹⁾

이러한 연약지반위에 축조될 토공구조물의 설계 및 해석은 토압과 사면안정에 관련된 기본적 공학개념을 바탕으로 비교적 단순한 발전만을 보여왔으며 간결성의 측면에서 관심을 끌어 왔다. 그러나 이러한 개념은 토질 정수가 다양하거나 지반상에 보강재를 사용하였을 경우의 적합성과 평형성을 충족시키지 못하고 있으며 토질체계의 큰 변형에 예측되는 Soft Foundation에서는 그 한계가 더욱 명백해진다 하겠다. 또한 연약지반상에 축조되는 제방에 대한 지금까지의 안정해석은 축조재료의 치환정도를 전혀 고려하지 않은 채 이루어졌으므로 현실에 부합하는 해석을 위해서는 축조후 구조물 및 기초지반의 변형이 결정된 실제 단면에 대하여 안정분석을 실시해야 한다.^{2), 3)} 그러므로 연약지반에 축조되는 토공구조물의 치환깊이와 단면형상 추정 및 보강재의 부설 효과가 중요한 문제로 대두된다.

본 연구는 토공구조물의 건설에 따른 축조재료의 관입깊이를 산정하고 관입량과 단면형태를 추정하는데 그 목적이 있다.

2. 이론식 산정

본 연구에서는 성토하중과 기초지반의 지지력 관계를 이용하여 성토재의 치환깊이에 대한 이론식을 산정하였다.²⁾

2.1 비보강시 치환깊이 산정 이론식

지반의 강도는 깊이가 증가함에 따라 유효응력의 증가로 비례적으로 커지게 되므로^{5), 6), 9)} 깊이에 따른 연약점토지반의 극한지지력은 식

2.1과 같이 나타낼 수 있다.(그림 2.1 참조)

$$q_{ult} = N_c \cdot (c_0 + \alpha \cdot Dz) + \gamma'_2 \cdot D_f \quad (2.1)$$

여기서, N_c : 지지력 계수

c_0 : 연약지반 표면에서의 비배수 점착력

α : 깊이에 따른 전단강도 증가계수

γ'_2 : 연약지반의 단위중량

D_f : 융기된 연약지반 상부에서 치환하부까지거리

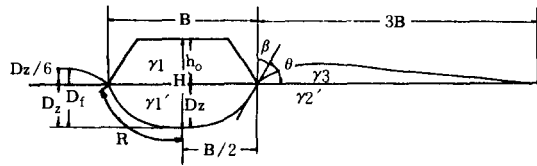


그림 2.1 축조재의 성토에 따른 하부지반의 변형단면도

연약지반의 성토에 따른 기초지반의 융기 범위는 상재하중과 연약지반의 특성에 따라 약간의 차이는 있으나 일반적으로 제방폭(B)의 3배 정도로 나타나므로¹⁰⁾ 융기면의 평균높이(H_h)는,

$$H_h = \frac{B}{2} \times Dz \div 3B = \frac{Dz}{6} \quad (2.2)$$

가 된다. 여기서 Dz 는 하부지반의 치환깊이이다.

또한, 그림 2.1에서 나타난 바와 같이 D_f 는,

$$D_f = Dz + H_h = Dz + \frac{Dz}{6} \quad (2.3)$$

이므로

$$q_{ult} = N_c \cdot (c_0 + \alpha \cdot Dz) + \gamma'_2 \cdot Dz + \gamma_3 \cdot \frac{Dz}{6} \quad (2.4)$$

성토재의 재하하중은,

$$\text{하중}(p) = \gamma_1 \cdot h_0 + \gamma_1' \cdot Dz \quad (2.5)$$

이고, 하중(P)=극한지지력(q_{ult})관계로부터

$$\gamma_1 \cdot h_0 + \gamma_1' \cdot Dz = 5.14 (c_0 + \alpha \cdot Dz) + \gamma'_2 \cdot Dz + \gamma_3 \cdot \frac{Dz}{6} \quad (2.6)$$

가 된다. 따라서, 식(2.6)으로부터 치환심도 (Dz)는,

$$\therefore Dz = \frac{\gamma_1 \cdot h_0 - 5.14 \cdot c_0}{(\gamma_2' + \frac{\gamma_3}{6} + 5.14 \cdot \alpha - \gamma_1)} \quad (2.7)$$

여기서, $\gamma_2' = \gamma_3$ 일 경우는

$$\therefore Dz = \frac{\gamma_1 \cdot h_0 - 5.14 \cdot c_0}{(\frac{7}{6}\gamma_2' + 5.14 \cdot \alpha - \gamma_1)} \quad (2.8)$$

가 된다.

따라서 식(2.7) 또는 식(2.8)로 부터 연약점 토지반상에 축조되는 성토재료의 치환심도를 추정할 수 있다.

2.2 보강시 깊이 산정에 관한 이론식

Geotextile에 의한 연약점토지반의 보강효과를 기초지반의 지지력 증가(Δq)로 볼 수 있다.

즉,

$$P = q_{ult} + \Delta q \quad (2.9)$$

와 같으며 축조재 하부지반의 변형형상을 포물선으로 가정하였을 경우 Geotextile의 변형율 ε 은

$$\begin{aligned} \varepsilon &= \frac{2R}{B} - 1 = T/E \\ &= \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \left[\frac{4Dz}{B} \right]^2} + \frac{B}{4Dz} \ell_n \left\{ \frac{4Dz}{B} + \sqrt{1 + \left[\frac{4Dz}{B} \right]^2} \right\} - 2 \right] \end{aligned} \quad (2.10)$$

여기서 R : 호의 길이(그림 2.1참조)

T : 보강재의 인장력

E : 탄성계수

와 같다. 또한 포물선 방정식에서

$$\tan \beta = \frac{1/2 B}{2 \cdot Dz} \quad (2.11)$$

여기서, β : $(90 - \theta)$

θ : 원지반과 윗기면 사이의 각도

이고 B/2거리에서 Geotextile의 인장력은 제체 끝부분(Toe)의 Geotextile 인장력의 수직성분과 같다.

$$B/2 \cdot \Delta q = T \cdot \cos \beta \quad (2.12)$$

$$\Delta q = \frac{2 \cdot T \cdot \cos \beta}{B} \quad (2.13)$$

보강재의 변형형태를 포물선으로 가정하였으므로

$$\begin{aligned} \cos \beta &= \frac{2 \cdot Dz}{\sqrt{(B/2)^2 + 4Dz^2}} \\ &= \frac{1}{\sqrt{1 + (B/4Dz)^2}} \end{aligned} \quad (2.14)$$

과 같이 되고 $T = E \cdot \varepsilon$ 이므로 식(2.14)를 식(2.13)에 대입하면 보강재에 의한 지지력증가량(Δq)은 다음식(2.15)와 같이 된다.

$$\therefore \Delta q = \frac{E \cdot \varepsilon}{(B/2) \cdot \sqrt{1 + (B/4Dz)^2}} \quad (2.15)$$

따라서 식(2.9)와 식(2.15)로 부터 보강재 부설에 따른 치환깊이는 다음 식으로 부터 추정할 수 있다.

$$\begin{aligned} \gamma_1 \cdot h_0 + \gamma_1' \cdot Dz \\ = 5.14(c_0 + \alpha Dz) + \gamma_2' \cdot Dz + \gamma_3 \cdot \frac{Dz}{6} \\ + \frac{T}{(B/2) \cdot \sqrt{1 + (B/4Dz)^2}} \end{aligned} \quad (2.16)$$

3. 수치해석

3.1 수치해석 방법

본 연구의 수치해석에는 Hyperbolic 모델⁷⁾,⁸⁾이 사용되었으며 일정한 흙의 값의 포아슨비 대신 응력단계별로 변화하는 체적변형계수⁷⁾,⁸⁾를 이용하여 해석하였다.

유한요소망은 모형실험에서 사용할 모형시험기의 규격 및 성토형태를 고려하여 Mesh를 구성하였으며 해석에 사용된 Mesh는 그림 3.1, 그림 3.2와 같다.

성토단계는 5단계로 하였으며 경계조건은 대칭축을 이루고 있는 제체의 중앙부수평변위가 고정되도록 롤러로 하였으며 기초 하단부를 한지점으로 하여 수평 및 수직변위를 구속하였다. 해석에 사용된 Parameter는 경기도 안산 지역 연약점토지반의 실내시험 값을 사용하였

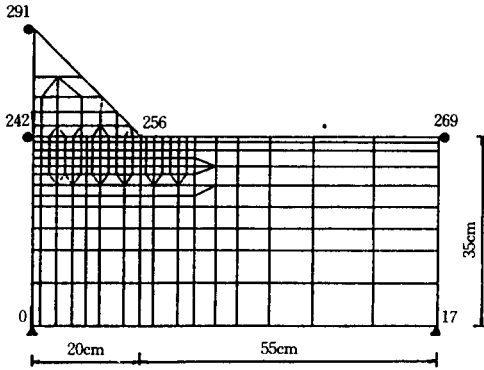


그림 3.2 삼각형 축조시의 FEM Mesh

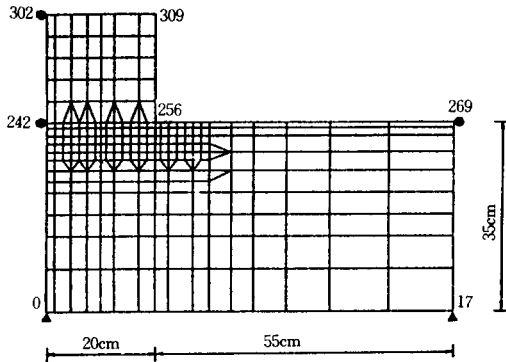


그림 3.2 사각형 축조시의 FEM Mesh

으며 전라남도 해남 방조제 축조시 기초지반 측정자료를 참고하였다.

각각의 재료를 위해 입력된 Parameter는 다음 표 3.1과 같다.

표 3.1 해석에 적용된 물성치

구분	γ	K	n	R_f	K_B	m	c	ϕ	$\Delta\phi$	K_o	K_{ur}
연약지반	1.507	15.	0.6	0.99	8.	0.3	0.0034	0	0	0.8	35
성토재	0.980	50.	0.8	0.90	100	0.8	0.0	35	0	0.5	100

여기서, γ : 단위중량(t/m^3)

K, n : Young's modulus number, exponent

K_B, m : Bulk modulus number, exponent

R_f : Failure Ratio

c : 점착력(t/m^2)

ϕ : 내부마찰각($^\circ$)

$\Delta\phi$: 내부마찰각 감소치($^\circ$)

K_o : 정지토압계수

K_{ur} : Un/Reloading modulus number

또한, 보강재의 탄성계수는 $104.57kg/cm^2$, 단면적은 $9.0E-3 cm^2$ 이다.

4. 모형실험

모형실험은 이론식과 수치해석에 의하여 추정된 축조재료의 치환깊이 및 그에 따른 단면변형형태 결과를 검증하기 위하여 실시하였다.⁴⁾

4.1 시료 및 실험장치

모형실험에서 기초지반에 사용된 시료는 초연약점토로서 경기도 안산지역에서 채취하였다. 채취당시의 연약점토의 현장함수비는 60~75%정도이었으나 실제 실험에 사용된 시료는 현장에서 채취한 연약점토에 수분을 첨가하여 함수비를 80~100%정도로 재성형하여 사용하였다. 재성형하여 사용한 시료의 토질정수는 표 4.1과 같다.

표 4.1 하부점토시료의 토질정수

구분 \ 종류	모형실험용 시료	현장시료
액성한계(WL)	44~53	44~53
소성한계(WP)	23~29	23~29
축조시 함수비(%)	80~100%	60~75%
공극비(e)	1.60~1.95	1.72~1.91
포화도(%)	98.9~99.6	98.3~99.4
비중(G_s)	2.53~2.59	2.53~2.59
비배수전단강도(c_u)	0.0035~0.011kg/cm ²	0.01~0.15kg/cm ²
습윤단위중량(kg/cm ³)	0.001507	0.001690
통일분류	CL - CH	CL - CH

하부점토시료의 최대입경은 0.15mm이며 균등계수는 6정도이고 성토재(표준사)의 습윤단위중량(γ_t)은 0.0098kg/cm³, 균등계수는 2정도로 나타났다.

제체의 성토는 현장에서 차량에 의해 Dumping되는 효과를 고려하기 위하여 얇은 비닐봉지에 표준사를 약 50g씩 넣어 직경약 4~5cm 정도의 모래주머니를 만들어 사각형 및 삼각형형태로 성토하였으며 5단계로 나누어 각 단계별로 3kg씩 나누어 재하하였다. 이때의 제방폭은 40cm로 하였다.

모형시험기는 150cm×50cm×20cm크기이며 변형상태를 관찰할 수 있도록 투명한 합성수지(두께 12mm)로 제작하였다.(그림 4.1 참조)

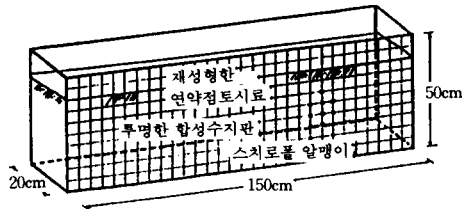


그림 4.1 실내시험을 위한 모형시험기

합성수지판에 가로세로 5cm×5cm 크기의 바둑판 형태의 사각망을 표시하여 연약점토 지반거동 및 축조에 따른 관입형태 관찰을 용이하게 하였다. 5cm×5cm 크기의 사각망 교차점에 스티로폴 알맹이를 삽입하여 시험중 하부연약점토지반의 거동을 상세히 관찰하였으며 성토하중에 따른 Heaving의 영향거리도 측정하였다. 또한 합성수지 전면판에 투명한 비닐을 부착하여 성토단계별 하부연약점토지반의 거동형태, 관입깊이 및 변형형태를 실제 Scale로 기록하였다. 보강재의 효과를 관찰하기 위하여 잘 찢어지지 않는 얇은 비닐랩을 연약점토 지반의 표면에 부설하여 실험하였다.

모형시험용 시료의 전단강도(c_u)는 초정밀한 Torque meter가 부착된 Vane Test실험기를 제작하여 측정하였다.

4.2 성토재료의 재하시간결정

10kg/(20×20cm²)의 하중을 재하하여 시간-침하 관계를 구하여 본 결과 침하량이 30초까지는 직선으로 변화하다가 그후 1분까지 약간의 곡선형태를 이루며 이후로는 완만한 곡선형태를 이루고 있다.(그림 4.2 참조)

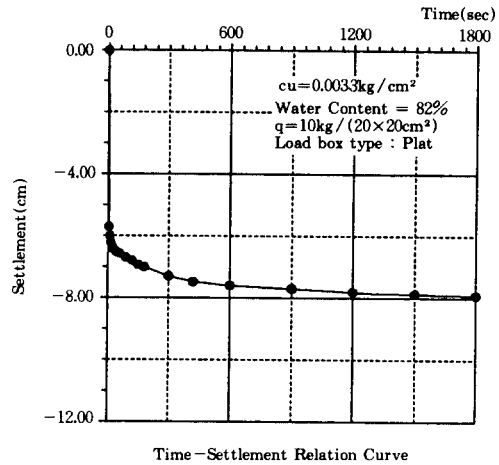


그림 4.2 하중재하에 따른 시간-침하 관계곡선

따라서 본 실험에서는 시간-침하 관계곡선을 고려하여 하중재하시간을 최소한 1분이내로 하였다.

5. 분석 및 고찰

5.1 치환깊이

실험에 사용된 하부점토시료의 전단강도는 0.00165~0.0043kg/cm²정도이며 성토 형태는 삼각형과 사각형일 경우로 나누어 실험하였고 또 각각에 대하여 비보강 및 보강시에 대하여 실험을 실시하였다.

본 연구결과 성토고와 치환깊이의 관계는 재하형태에 관계없이 선형으로 증가하였으며 사각형 축조형태가 삼각형으로 축조한 경우보다

치환깊이가 더 크게 나타났다. 그러나 이론식에서는 형태의 구분은 없으나 증가형태는 비슷하게 나타났다. 이론식과 유한요소해석결과 및 모형실험결과는 다음 그림 5.1, 5.2와 같다.

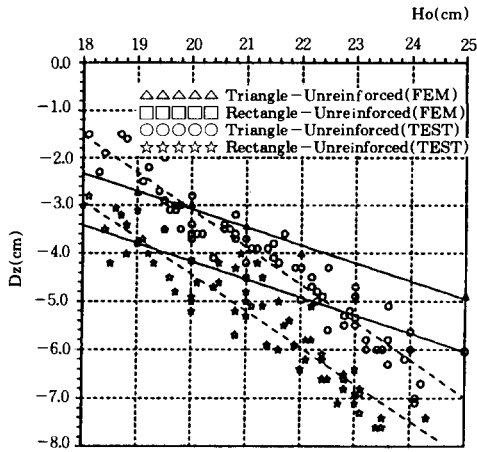


그림 5.1 비보강시 성토고-치환깊이 관계 (이론식, FEM해석, 모형실험)

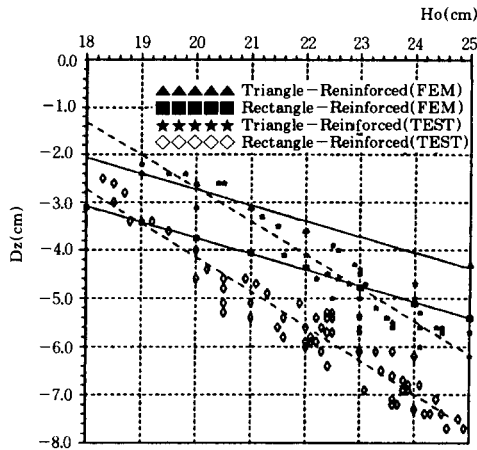


그림 5.2 보강시 성토고-치환깊이 관계 (이론식, FEM해석, 모형실험)

위의 그림으로 부터 보강재 부설로 인한 치환심도 감소효과가 있음을 알 수 있었으며 보강재에 의한 보강효과는 보강재의 물성치, 부

설방법 등에 따라 달라질 수 있으나 본 연구에서는 평균적으로 $(1/10) \cdot Dz$ 정도의 보강효과를 나타내었다.

따라서 이론식과 유한요소해석 결과가 비교적 일치하는 것으로 분석된다.

5.2 하부지반의 변형형태

제체 형태에 따른 최종성토단계에서의 이론식, 유한요소해석 및 모형실험의 하부지반 변형형태는 그림 5.3 및 5.4와 같이 나타났다. 삼각형제체의 재하시에는 하부지반이 포물선형태와 유사하게 변형하고 사각형 형태에 재하할 경우는 전반적으로 평평하게 변형함을 알 수 있었다.

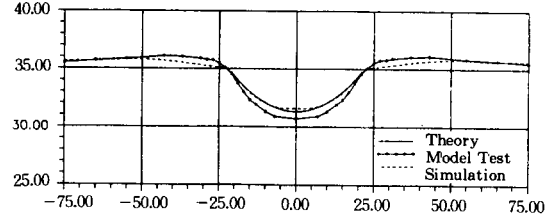


그림 5.3 삼각형태에 재하시 지반변형 (이론식, FEM해석, 모형실험)

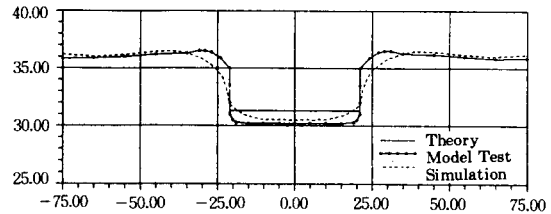


그림 5.4 사각형태 재하시 지반변형 (이론식, FEM해석, 모형실험)

5.3 사다리꼴에 대한 변형형태 추정

제체의 형상은 대부분 삼각형과 사각형이 조합된 사다리꼴 형태이므로 이 형태에 대한 하부점토지반의 변형형태를 추정해 보았다. 성토

재료와 하부점토지반의 물성치에 따라 약간의 변형형태가 다를 수는 있으나 삼각형형태로 축조할 경우의 포물선 형태와 사각형으로 축조시의 바닥면의 평평한 형태를 조합해 보면 제체상부의 평평한 부분에 대해서는 하부점토지반도 평평하게 변형하고 경사면으로 이루어진 부분은 포물선으로 변형될 것으로 추정된다.

따라서 축조형태에 따른 하부지반의 변형형태는 제체상부가 평평한 부분은 하부지반도 평평하게 변형하는 것으로 가정하고 사면부분은 포물선형태와 호와 현의 관계식으로 부터 추정할 수 있다.(식 5.1참조)

$$\frac{b}{a} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \left[\frac{2S}{a} \right]^2} + \frac{a}{2S} \right] \cdot \ln \left\{ \frac{2S}{a} + \sqrt{1 + \left[\frac{2S}{a} \right]^2} \right\} \quad (5.1)$$

위의 공식을 이용하여 S의 거리를 구한 후 사면부분에 대한 포물선형태를 구할 수 있다(그림 5.5 참조)

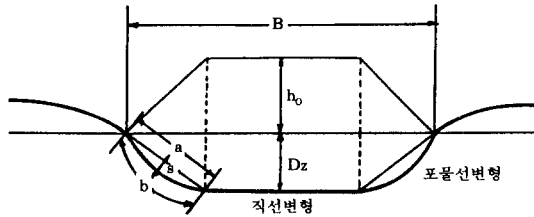


그림 5.5 사다리꼴형태의 하부점토지반의 변형형태

5.4 지반응기

하부점토지반은 수직방향 뿐만 아니라 수평방향으로도 상당히 변형함이 관찰되었다. 삼각형 형태에서는 융기높이가 치환심도의 0.1~0.2배 범위내에서 최대융기가 발생되며 발생지점은 $1/4 \cdot B \sim 1 \cdot B$ 사이로 분석되었다(그림 6 참조). 사각형 형태에서는 융기높이가 치환심도의 0.23~0.4배 범위내에서 최대융기가 발생되며 발생지점의 범위는 제체 끝에서 부터 $3/4 \cdot B$ 사이로 분석되었다(그림 5.6참조).

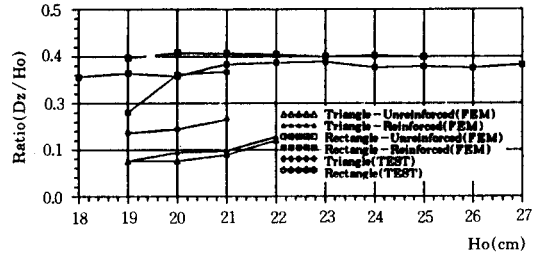


그림 5.6 성토고(H_o)와 $\frac{\text{치환깊이}(D_z)}{\text{Heaving}}$ 의 관계

6. 결 론

제방축조에 의한 연약점토지반의 변형에 관한 연구결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

1. 축조재료의 치환깊이와 하부점토지반의 변형형태에 대한 이론식을 제시하였다.
2. 하부점토지반의 변형형태는 축조형태가 삼각형일 경우 제체 끝에서 부터 제체 중심부까지 완만한 포물선 형태로 변형하였고 사각형일 경우 하부단면은 평평한 형태로 변형하였다.
3. 축조형태에 따라 약간씩 달라질 수는 있으나 일반적으로 최대융기는 최대 치환심도의 0.1~0.4배 범위에서 발생하는 것으로 추정된다.
4. 보강재의 부설에 따른 보강효과는 보강재의 물성치, 부설방법, 축조재료및 하부 지반의 물성치등에 영향을 받으며 본 연구에서는 치환깊이의 $(1/10) \cdot D_z$ 정도의 치환심도 감소효과를 얻을 수 있었다.

참 고 문 헌

1. 김상규, (1987. 12), "우리나라 연약지반의 실태" 대한토목학회지, 제35권 제6호 pp.14~20.
2. 정형식, (1986), "방조제 단면연구", 농어촌진흥공사, pp.143~158.
3. 정형식, 이승호, 안상로, (1991), "해성점토의

- Creep특성에 관한 연구”, 한국지반공학회지, 제7권 제4호, pp.65~73.
4. 정형식, 이승호, (1992), “모델실험을 이용한 연약 점토지반의 변형특성”, 대한토목학회 학술발표개요집(I), pp.393~396.
 5. Braja, M. Das,(1990) “Principles of Foundation Engineering, 2nd”, The Maple-Vail Book Manufacturing Group, pp.101~114
 6. Brand, E.W., and Brenner, R.P.,(1981), “Soft Clay Engineering”, Elsevier pp.367~416.
 7. Duncan, J.M., Byrne, P., Wang K.S. and Marbry, P.,(1980), “Strength, Stress-strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movement in Soil Masses”, Report NO.UCB/GT180-01, University of California, Berkeley.
 8. Duncan, J.M., and Chang, C.Y,(1970), “Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol, 96, No. SM5, pp. 1629~1654.
 9. Terzaghi, K., & Peck, R.B,(1967), “Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd”, John Wiley & Sons, pp.217~225
 10. Yasuhara & Tsukamoto,(1982. 8), “A Rapid Banking Method Using the Resinous Mesh on a Soft Reclaimed Land”, Second International Conference on Geotextiles, Vol. III, pp.635~640.
(접수일자 1993. 3. 25)