

彈·塑性構成式에 의한 粘土地盤의 舉動解釋 (II)

—2차원 모형지반의 수치해석을 중심으로—

A Behaviour of Clayey Foundation Using Elasto-plastic Constitutive Model

—With an Emphasis on the Numerical Analysis
of 2-dimensional Model Foundation—

李 汶 樹* · 李 光 東** · 吳 在 和***
Lee, Moon Soo · Lee, Kwang Dong · Oh, Jae Hwa

Summary

The first part of this study dealt with the determination of soil parameters for Lade's double work-hardening model using the raw data obtained from cubical and cylindrical triaxial tests. At present, it should be investigated which test can simulated satisfactorily the behavior of soft clayey foundation. In this regard, plate bearing test on the 2-dimentional model foundation(218cm long, 40cm wide, 196cm high) was performed, and finite element analysis carried out to obtain the behavior of the foundation. Settlement, lateral displacement, displacement vector and mode of failure were measured and these values were compared with numerical values in order to validate the numerical program developed by authors. The FEM technique was based on Christain-Boehmer's method, in which the displacement is obtained at each nodal point while stress and pore water pressure at each element.

In this research, Biot's equation, which explains was elaborately the phisical meaning of consolidation, was selected, as a governing equation, coupled with Lade's double surface work-hardening constitutive model.

* 全南大學校 農科大學

** 全南大學校 大學院

*** 朝鮮大學校 工科大學

키워드 : Lateral displacement, Settlement, Pore water pressure, Governing equation, FEM, Displacement, Vector, Stress increment, Model foundation.

I. 緒 論

연약지반에 성토구조물을 하게 되면 시간 경과에 따라 간극수가 소산되면서 압밀이 일어난다. 이와 같은 현상의 수학적 해석은 압밀방정식으로는 각각수압과 시간, 거리와의 관계로 규정되어진 Terzaghi계^{1,2,3)}와 여기에 변위까지도 미지수로 취급하여 연립편미분방정식으로 표현되는 Biot계^{4,5,6)}가 있다. 본문에서는 연약 점토지반이 거동에 있어서 보다 정확한 해를 얻기 위하여 구성식으로서 Lade의 복합일경화 모델과 Biot의 압밀식을 지배방정식으로 선택하여 이들을 결합하여 유한요소해석을 하였다. 또 해석의 기법으로서는 Christan-Boehmer^{7,8)} 기법을 따른다.

Lade의 구성식에 관한 제안은 복합항복면으로부터 단일항복면으로 발전시킨 수종의 연구^{9, 10,11)}가 있으며 국내에서는^{12,13,14,15)} 등에 의한 연구가 사질토에 대해 활발히 진행되고 있다. 그러나 점성토에 관하여는 아직 연구가 충분히 이루어지지 못한 실정에서 본문의 무안점토의 연구는 Lade의 구성식을 사용한 그 최초의 연구라고 할 수 있다.¹⁶⁾ 연구방법으로서는 2차원 모형지반에 대하여 입방체¹⁷⁾와 원통삼축시험에서 구한 시험자료를 이용하여 결정한 토질매개변수를 입력하여 두가지 시험법 가운데서 우월성을 규명하고 이들 결과를 모형토조에 재해시험한 결과와 비교하여 수치해석기법의 타당성을 검증하고자 하였다. 또한 설계 당시부터 측방 변위, 침하, 간극수압 등을 정확하게 예측하므로써 소요의 안전율을 유지하면서 성토속도를 조절하여 최소의 비용으로 성토를 완공할 수 있는 정보화시공에 입각한 시공의 최적화를 기할 수 있다.

II. 解析에 使用될 構成方程式^{9,10,11)}

1. 概 說

이 연구에서는 사질토에 매우 실용성이 높다

고 평가되고 있는 Lade의 복합항복면구성모델을 점토에의 적용성을 알아보기 위하여 채택하였다. Fig. 1에는 이들 각각의 성분을 나타낸다.

2. 彈性變形率

탄성계수(Eur)를 에너지 보존법칙으로 유도되며 응력함수와 무차원 상수로 다음과 같이 나타낸다.

$$E_{ur} = k_{ur} \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n \dots\dots\dots (1)$$

여기서 Pa는 대기압(atmospic pressure)이고 n은 토질매개변수이다.

또 $\nu = 1/2(1 - \Delta\epsilon_v / \Delta\epsilon_1)$ 로 계산한다.

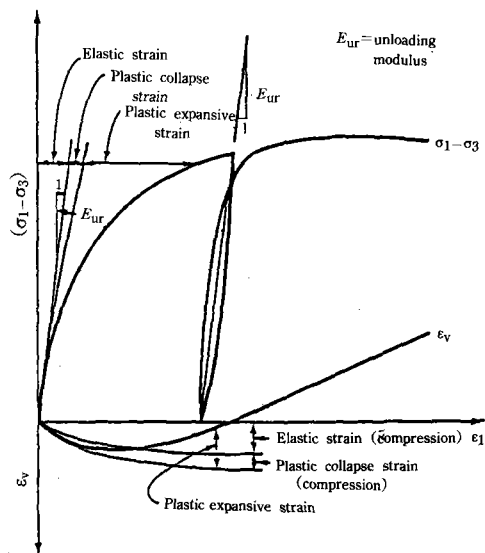


Fig. 1. Elastic, plastic collapse and plastic expansive strain components

3. 塑性破碎變形率

소성파쇄항복면을 나타내는 식은 다음과 같다.

$$f_c = I_1^2 + 2I_2$$

소성파쇄 포텐셜함수는 소성파쇄 항복함수와

같으며 계속하여 경화만 하고, 결코 파괴상태에 도달하지 아니한다.

$$g_c = I_1^2 + 2I_2$$

그러므로 관련유동칙이 성립되며 일 경화를 표현하는 식은 소성파쇄일의 함수로 다음과 같이 나타낸다.

$$f_c = Pa^2 \cdot (1/c)^{1/p} \cdot (W_c/Pa)^{1/p} \dots\dots\dots (2)$$

여기서 C 및 p는 토질매개변수이다.

4. 塑性膨脹變形率

소성팽창 항복면을 나타내는 식은 다음과 같다.

$$f_p = (I_1^3/I_3 - 27)(I_1/Pa)^M$$

$$f_p = \eta_1 (\text{파괴때에})$$

소성팽창변형율을 구하는데 비관련유동칙이 사용되며 이때의 소성팽창 포텐셜 함수는 다음과 같다.

$$g_p = I_1^3 - (27 + \eta_2 \cdot (Pa/I_1)^m \cdot I_3) \dots\dots\dots (3)$$

또 일경화 혹은 연화를 표현하는 식은 소성 팽창일의 함수로 다음과 같이 나타낸다.

$$f_p = a \cdot e^{-bwp} (W_p/Pa)^{1/q} \quad q > 0 \dots\dots\dots (4)$$

III. 壓密方程式

현재까지 제안된 압밀이론을 고찰하여 보면 Terzaghi 이론과 Biot 이론으로 크게 구분 지을 수 있다. Terzaghi¹⁾ 1차원 압밀 이론은 비교적 얇은 점토층에 재하 면적이 넓은 경우와 같이 1차원 압밀에 의한 침하를 이론적으로 정리하여 다음과 같은 1차원 압밀 방정식으로 표현된다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots (5)$$

여기서, $C_v = k/\gamma_w m_v$

그러나 실제 압밀상황은 재하면적에 비해 점 토층의 두께가 훨씬 큰 경우가 대부분이므로

압밀현상은 2차원, 또는 3차원으로 발생하여 Terzaghi 이론은 실제와는 이론적으로 모순이 있다. 그러므로 압밀해석은 다차원 압밀해석이 적합하며 오래전 부터 이러한 연구가 계속되어 왔다. Terzaghi-Rendulic^{1,2)}의 3차원 압밀이론의 기본식은 1차원의 기본가정이 그대로 3차원에 확장된 것으로서 다음과 같다.

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) = C_v \Delta^2 U \dots (6)$$

그러나 이 식도 재하면적이 점토층의 두께보다 작은 응력 조건에서는 C_v 가 변화하여 3차원 압밀을 정확히 나타내지 못한다. 한편 Biot는 Terzaghi가 1차원 스프링으로 생각했던 토립자의 구조를 3차원 탄성체로 고려하여 탄성론을 입각한 3차원 압밀방정식을 유도하였다. 본 연구에서 지반변형의 유한요소해석에 사용되는 지배방정식으로 이 Biot의 응력-변형 방정식이 이용되며 그 개요는 다음과 같다.

Biot⁴⁾는 압밀요소 표면에 작용하는 응력이 평형방정식을 만족시키는 3차원 탄성기본식으로 다음과 같이 표현했다.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (7)$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0$$

여기서, x, y, z방향의 변형율을 $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ 라 하고 변형율 U_x, U_y, U_z 라 하고 전단변형율을 $\gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{xy}$ 라 하면 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\epsilon_x = \frac{\partial U_x}{\partial x} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial U_z}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial z}$$

$$\epsilon_y = \frac{\partial U_y}{\partial y} \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial U_x}{\partial z} + \frac{\partial U_z}{\partial x} \dots (8)$$

$$\epsilon_z = \frac{\partial U_z}{\partial z} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial U_y}{\partial x} + \frac{\partial U_x}{\partial y}$$

이 식은 흙의 변형을 조건을 만족하는 3차원 압밀의 평형방정식이다.

응력과 변위 사이는 Hooke의 법칙이 성립하고 과잉간극수압의 영향을 고려해서 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) + \frac{u}{3E_w} \\ \epsilon_y &= \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) + \frac{u}{3E_w} \end{aligned} \quad \dots\dots (9)$$

$$\gamma_{yz} = \tau_{yz}/G \quad \gamma_{zx} = \tau_{zx}/G \quad \gamma_{xy} = \tau_{xy}/G$$

여기서, E_w : 간극수압에 관계되는 탄성 상수
 u : 간극수압

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad \mu : \text{Poisson비}$$

윗 식에서 마지막 항 $u/3E_w$ 를 제외하면 탄성이론의 기본식이다. 간극수압은 방향성이 없으므로 x, y, z 에 균등히 분포되고 이 항을 기여하여 보완한 것에 지나지 않는다.

또 윗식을 응력에 관하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= 2G(\epsilon_x + \frac{\mu\epsilon}{1-2\mu}) - \alpha u \quad \tau_{yz} = G\gamma_{yz} \\ \sigma_y &= 2G(\epsilon_y + \frac{\mu\epsilon}{1-2\mu}) - \alpha u \quad \tau_{zx} = G\gamma_{zx} \end{aligned} \quad (10)$$

$$\sigma_z = 2G(\epsilon_z + \frac{\mu\epsilon}{1-2\mu}) - \alpha u \quad \tau_{xy} = G\gamma_{xy}$$

$$\epsilon = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z, \quad \alpha = \frac{2}{3} \frac{1+\mu}{1-2\mu} \frac{G}{E_w} \text{이다.}$$

그러나 이와 같은 비선형방정식의 해는 얻기 힘들므로 Darcy법칙인 물체력의 연속조건을 보완하여 식(10)과 식(8)을 식(7)에 대입하면 포화점성토인 경우 다음과 같다.

$$k \langle^2 u = \partial \epsilon / \partial t \quad \dots\dots\dots (11)$$

식(11)을 각각 x, y, z 에 관하여 미분하고 더하면 다음 식을 얻는다.

$$\langle^2 \epsilon = a \langle^2 u \quad \dots\dots\dots (12)$$

$a = \frac{(1-2\mu)}{2G(1-\mu)}$ 이 되므로 식(11), 식(12)로부터 다음을 얻는다.

$$\langle^2 \epsilon = \frac{a}{k} \frac{\partial \epsilon}{\partial t} = \frac{1}{c} \frac{\partial \epsilon}{\partial t} \quad (c = \frac{k}{a}) \quad \dots\dots\dots (13)$$

$$\text{즉, } G \langle^2 u_x + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \epsilon}{\partial x} - \alpha \frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

$$G \langle^2 u_y + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \epsilon}{\partial y} - \alpha \frac{\partial u}{\partial y} = 0$$

$$G \langle^2 u_z + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \epsilon}{\partial z} - \alpha \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

$$\langle^2 \epsilon = \frac{1}{c} \frac{\partial \epsilon}{\partial t}$$

이 식이 3차원 압밀의 기본방정식이다.

IV. 有限要素式

1. 有限要素式¹²⁾

평면변형율조건과 축대칭조건에 동시에 이용할 수 있는 조건에서 탄소성모델을 사용한 유한요소식은 다음에 기술하기로 한다.

전응력증분벡터 $\{\Delta\sigma\}$ 는 다음과 같이 나타낸다.

$$\{\Delta\sigma\}^T = \{\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy}, \Delta\sigma_z\} \quad \dots\dots (14)$$

유효응력증분벡터 $\{\Delta\sigma\}$ 는 다음과 같이 나타낸다.

$$\{\Delta\bar{\sigma}\}^T = \{\Delta\bar{\sigma}_x, \Delta\bar{\sigma}_y, \Delta\tau_{xy}, \Delta\bar{\sigma}_z\} \quad \dots\dots\dots (15)$$

그리고 간극수압증분벡터 $\{\Delta U\}$ 는 다음과 같이 나타낸다.

$$\{\Delta U\}^T = \{\Delta U, \Delta U, 0, \Delta U\} \quad \dots\dots\dots (16)$$

유효응력원리에 의하면 전응력증분벡터 $\{\Delta\sigma\}$ 는 다음과 같다.

$$\{\Delta\sigma\} = \{\Delta\bar{\sigma}\} + \{\Delta U\} \quad \dots\dots\dots (17)$$

변형률증분벡터 $\{\Delta\epsilon\}$ 는 다음과 같이 나타낸다.

$$\{\Delta\epsilon\}^T = \{\Delta\epsilon_x, \Delta\epsilon_y, \Delta\gamma_{xy}, \Delta\epsilon_z\} \dots\dots\dots (18)$$

유효응력증분과 변형률증분과의 관계식은 다음과 같다.

$$\{\Delta\sigma\} = [C^{ep}] \cdot \{\Delta\epsilon\} \dots\dots\dots (19)$$

표면작용하중 증분벡터를 $\{\Delta P\}$, 체적력 증분 벡터를 $\{\Delta b\}$, $\{\Delta V\}$ 를 변위증분벡터라 하고 δ 를 임의의 미소가상증분이라 하면 가상일의 원리에 의하여 다음과 같이 표현된다.¹³⁾

$$\int_s \{\Delta P\}^T \delta\{\Delta V\} ds + \int_v \{\Delta b\}^T \delta\{\Delta V\} dv = \int_v \{\Delta\sigma\}^T \delta\{\Delta\epsilon\} dV$$

$$= \int_v \{\Delta\sigma\}^T \delta\{\Delta\epsilon\} dV + \int_v \{\Delta U\}^T \delta\{\Delta\epsilon\} dV$$

..... (20)

요소내부의 임의의 지점에서의 변위증분은 절점좌표 x, y 의 선형함수로 가정하였으며 다음 식으로 표시된다.

$$\{\Delta V\} = [M] \cdot [A]^{-1} \cdot \{\Delta V_N\} \dots\dots\dots (21)$$

이 식에서 $[M]$ 은 x 와 y 의 1차항을 포함하고 $[A]^{-1}$ 은 절점변위증분벡터 $\{\Delta V_N\}$ 을 선형전개를 위한 적절한 계수로 변환시키는 행렬 표기이다. 식(21)을 미분하여 변형률증분을 다음 식으로 표현한다.

$$\{\Delta\epsilon\} = [B] \cdot \{\Delta V_N\} \dots\dots\dots (22)$$

식(19), (21), (22)를 식(20)에 대입하고 계속적으로 대수연산을 하면 다음과 같이 행렬이 구해진다.

$$\delta\{\Delta V_N\}^T \{\Delta P_N\} = \delta\{\Delta V_N\}^T ([K_N] \{\Delta V_N\} + \int_v [B]^T \{\Delta U\} dv) \dots\dots\dots (23)$$

여기서 $\delta\{\Delta V_N\}$ 의 크기는 임의로 정할 수 있으므로 단위벡터를 취하면 다음과 같은 식이 된다.

$$\{\Delta P_N\} = [K_N] \{\Delta V_N\} + \int_v [B]^T \{\Delta U\} dv \dots (24)$$

여기서, $\{\Delta P_N\}$ 및 $[K_N]$ 은 각각 다음과 같다.

$$\{\Delta P_N\} = [A]^{-1} (\int_s [M]^T \{\Delta P\} ds + \int_v [M]^T \{b\} dv) \dots\dots\dots (25)$$

$$[K_N] = \int_v [B]^T [C^{ep}] [B] dv \dots\dots\dots (26)$$

식(24)는 절점변위증분벡터 $\{\Delta V_N\}$ 을 절점력 증분벡터 $\{\Delta P_N\}$ 에 강성행렬로 관련시키고 있다. 일반적인 유한요소식에는 간극수압이 해석에 고려되지 않기 때문에 식(24)의 마지막 항이 없으나 비배수조건에서는 간극수압이 평형에 관련되기 때문에 간극수압 항이 포함된 것이다. 이제 더 상세하게 마지막 항을 검토하고자 한다. 우선 다음과 같이 놓을 수 있다.

$$\{\Delta U\}^T = [1, 1, 0, 1] \Delta U \dots\dots\dots (27)$$

따라서 다음 식과 같이 정의하면 편리하다.

$$\{G\}^T = [1, 1, 0, 1] \dots\dots\dots (28)$$

식(24)의 마지막 항은 $\{G\} \cdot [B] \cdot \Delta V \cdot Vol.$ 로 되며, Vol 은 요소의 체적이다. 2개의 미지수를 크기가 같도록 하기 위하여 간극수압을 체적계수 ($K_B = E/3(1-2\nu)$)로 나누어서 새로운 미지수 ΔH_N 을 다음과 같이 나타낸다.

$$\Delta H_N = \frac{\Delta U}{K_B} \dots\dots\dots (29)$$

따라서 다음을 얻는다.

$$\{\Delta P_N\} = [K_N] \cdot \{\Delta V_N\} + [K'_N] \cdot \Delta H_N \dots (30)$$

여기서 $[K'_N]$ 은 다음과 같이 나타낸다.

$$[K'_N] = \{G\} \cdot [B] \cdot Vol \cdot K_B \dots\dots\dots (31)$$

식(30)은 일반적인 유한요소식에는 없는 간극수압인 미지수가 포함되어 있다. 그리하여 두개의 미지수가 하나의 식이 되므로 이 문제를 풀려면 하나의 식이 더 필요하다. 여기서 필요한 또 하나의 식은 체적변화제어에 관한 식이며 다음과 같이 유도된다. 한편 축대침조건에서

체적변형률증분 $\Delta\epsilon_v$ 는 다음과 같이 표현한다.

$$\Delta\epsilon_v = \Delta\epsilon_x + \Delta\epsilon_y + \Delta\epsilon_z = [1 \ 1 \ 0 \ 1] [B] \{\Delta V_N\} = \{G\}^T [B] \cdot \{\Delta V_N\} \dots\dots\dots (32)$$

식(32)의 양변에 $K_B \cdot Vol.$ 을 곱하면 다음과 같다.

$$K_B \cdot Vol. \cdot \Delta\epsilon_v = \{G\}^T \cdot [B] \cdot \{\Delta V_N\} \cdot Vol. \cdot K_B = [K'_N]^T \cdot \{\Delta V_N\} \dots\dots (33)$$

식(30)과 식(33)을 결합하면 요소에 대한 일반화된 다음과 같은 행렬방정식을 얻을 수 있다.

$$\begin{bmatrix} K_N & K'_N \\ K'_N{}^T & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Delta V_N \\ \Delta H_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Delta P_N \\ K_B \cdot Vol. \cdot \Delta\epsilon_v \end{bmatrix} \quad (34)$$

여기서 $Vol. \cdot \Delta\epsilon_v$ 는 요소내의 체적변화증분 량이며, 비압축성인 경우는 0이다. 그리하여 비배수해석을 할 경우 $K_B \cdot Vol. \cdot \Delta\epsilon_v = 0$ 으로 하여 미지수 ΔH_N 을 구하여 요소의 과잉간극 수압을 계산하고 배수조건일 때는 $\Delta H_N = 0$ 으로 하여 요소의 체적변형률증분을 구한다.⁷⁾

2. 흐름도

본 프로그램에서 사용된 주 알고리즘의 흐름도는 Fig. 2에 나타내었으며 강성매트릭스([G])를 만드는 알고리즘은 Fig. 3에서 보여주고 있다.

V. 模型地盤 및 載荷試驗^{15,16)}

1. 實驗裝置의 特性

본 실험에 사용한 토조실험장치는 시료의 압밀부터 시작하여 지지력, 지반의 2차원적인 변형 및 응력 그리고 간극수압의 거동 등 다목적으로 모형실험을 할 수 있도록 제작된 장치로서 점토를 반죽(slurry) 상태에서 부터 임의의 압밀응력에 의해 시료를 압밀 재생성할 수 있고

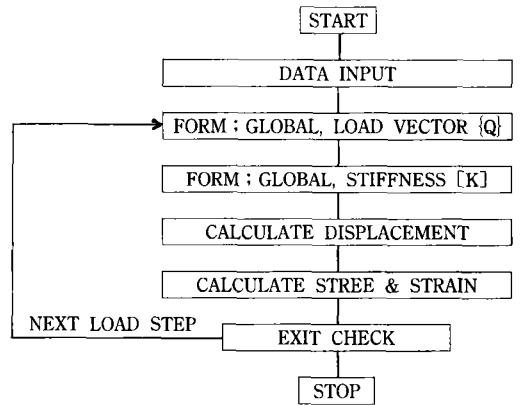
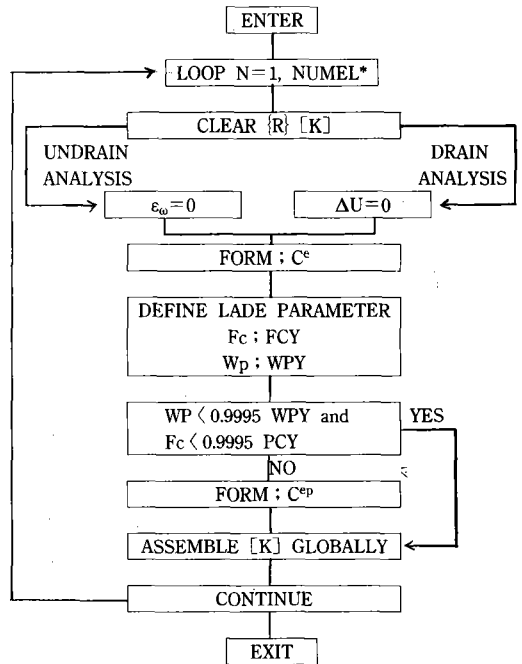


Fig. 2. Flow chart of finite element main program



* NUMEL : NUMBER OF ELEMENT

Fig. 3. Flow chart of global stiffness assembly

압밀된 시료를 그대로 2차원 모형 재하실험을 할 수 있는 특성을 갖고 있다. 실험방법은 응력제어, 변형률제어가 가능하며 재하속도를 임의로 조정하여 배수조건 또는 비배수조건을 재

현할 수 있는 기능을 갖고 있다.

2. 實驗裝置의 諸員

가. 재하틀 및 載荷裝置

재하틀은 높이 : 196cm, 길이 : 218cm, 폭 : 40cm인 강재틀로 구성되어 있는데 중앙상단에 재하장치를 장착하고 바닥은 폭 40cm, 두께 15cm의 강판을 고정시켜 토조를 올려 놓는다. 재하장치는 웜기어(worm gear)에 달린 피스톤이 전기 구동식 장치에 가압된다.

나. 模型土槽

각각 높이 : 100cm, 길이 : 140cm, 폭 : 25cm, 두께 : 15mm 강재판으로 구성되어 있고 전면은 관측창으로 20mm 두께의 투명한 아크릴판과 횡방향의 변형을 막기 위한 보강재로 되어 있다. 전면의 투명판 및 보강재는 분해할 수 있으며 또한 관측창은 아크릴 전면에 5cm×5cm 정방형망 mesh가 음각되어 하중 증가에 따른 지반의 변위 측정시에 기준선이 되며 토조는 수밀성을 유지할 수 있도록 5mm의 고무판을 넣어 조립되고 필요시에 분해된다. 뒷면에는 토압, 간극수압 측정공이 설치되어 있다.

다. 壓密裝置

이 장치는 4면에 배수를 위한 대형 여과지를 붙이고 그 안에 반죽상태의 점토를 투입하여 3~4일 동안의 침전을 기다려 주위를 여과지로 두른 다음 상면에 배수용 모래를 깔고 압밀용 물주머니를 설치한다. 토조를 밀폐한 다음 압밀압력에 대응하는 일정 수두를 갖는 물탱크에 호스로 연결되어 이 수두를 이용하여 물주머니에 물을 채우고 수압을 가한다. 압밀용력은 수두제어방식을 이용하며, 본 실험에서는 점차로 수압을 높여 압밀 용력 0.5kg/cm²을 발생시켰다. 물주머니는 지반이 압밀침하 함에 따라 퍼지도록 설치되어 있다.

라. 計測裝置

이는 재하실험중에 지반의 하중 및 변형, 지반내 발생하는 응력 및 간극수압을 측정할 수 있도록 장치의 뒷면에 관측공이 설치되어

있다.

3. 載荷實驗

지층의 준비가 완료된 상태에서 재하판(두께 2cm, 폭 15cm)을 설치하고 피스톤을 통해 하중을 적용시킨다. 재하 방법은 변형을 제어방식을 택하여 0.2mm/min의 일정 속도로 재하하며 그 때의 하중 및 침하량은 컴퓨터로 10초마다 측정된다. 모형 지반의 상태변위는 재하 시작 전에 기준 격자망과 지반격자망의 간격을 측정해 놓고 재하와 동시에 25분 간격으로 연직 및 수평변위를 측정한다. 위와 같은 방법으로 지반이 완전히 파괴될 때까지 실험을 실시하고 파괴양상을 그린다(사진 1 및 2 참조).

VI. 解析結果 및 考察

1. 入力資料

이 解釋에서의 경제조건과 입력자료는 다음과

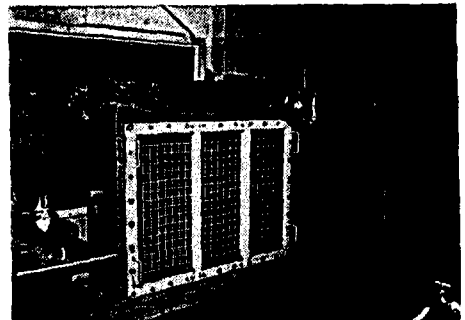


Photo 1. Soil tank

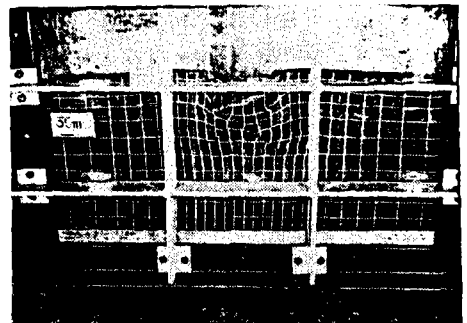


Photo 2. Process of testing

같다.

첫째, 모형토조내의 지반에 대한 유한요소 해석 모델(FEM grid)은 Fig. 4와 같으며 요소 및 절점수는 각각 90 및 110개이다.

둘째, 지반의 경계조건은 하단과 양측면은 고정, 상단은 자유로 하며, 배수조건으로서 상단과 하단은 배수, 양측면은 비배수 조건으로 해석한다. 재하조건으로는 평면변형을 조건으로 해석한다.

셋째, 수치해석에 사용된 구성식은 전지반에 대해 Lade의 탄·소성모델을 적용한다.

넷째, 토질상수는 Table-1 및 문헌 20과 같이 사용하여 해석을 수행한다.

다섯째, 기초지반은 K_0 압밀층으로 간주한다.

이 장에서는 입방체삼축압축시험 및 원통삼축압축시험의 결과로부터 얻은 토질 매개변수를 이용한 수치해석결과와 재하시험에 의한 모형토조실험결과와 비교하고 비배수 거동예측으로서 연직응력, 수평응력, 최대전단응력, 간극수압의 특성을 고찰하고자 한다.

Table-1. Material parameters employed in analysis

λ	μ	σ'_{vo}	K_{oc}	σ'_{vc}
0.146	0.35	0.5	0.538	0.5
K_0	e_0	γ_t	k_x	k_y
0.538	1.55	1.8	0.324×10^{-3}	0.324×10^{-3}

표 1에 나타난 재료상수에 대한 설명은 다음과 같다.

- λ : e-ln P곡선의 정규압밀 부분의 기울기
- μ : Poisson비
- σ'_{vo} : 현재의 유효연직응력
- K_{oc} : 선행시의 정지토압계수
- σ'_{vc} : 선행시의 유효연직응력
- K_0 : 정지토압계수
- e_0 : 초기간극비
- γ_t : 흙의 단위중량
- k_x : 초기 수평방향의 투수계수
- k_y : 초기 연직방향의 투수계수

2. 數値解析의 結果 및 考察¹⁴⁾

가. 側方變位

Fig. 5는 하중 $q=0.77\text{kg/cm}^2$ 이고 지반이 파괴에 이를 때, 중앙에서 재하판연단(중앙에서 9cm만큼 떨어진 거리)에서의 측방변위를 나타낸 것으로 관측치와 해석치와의 비교를 나타낸 것이며 여기에 시간 t 는 재하후 경과시간을 나타낸다.

그림에 나타난 바와 같이 변위양상이 모형실험의 관측치, 입방체시험 그리고 원통삼축시험의 수치해석치사이의 약간의 차이가 나타나고 있지만 경향은 유사하며 어느 경우나 지표로부터 8cm(약 B/2) 아래서 최대의 측방변위를 일으키고 있다. 재하판 바로 아래에서는 부(-) 방향을 나타내고 있는데 이는 재하시험할 때 압밀이 충분히 진행되지 않는 단기간에 실시된 결과인 반면에 해석이 사용된 탄·소성모델은

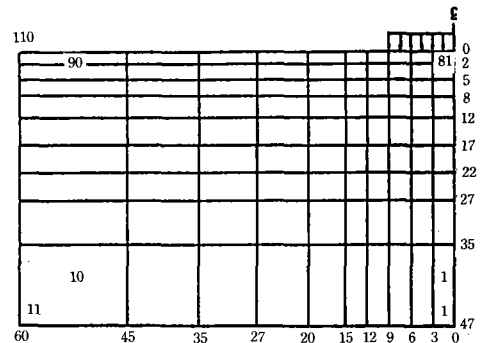


Fig. 4. FEM Grid

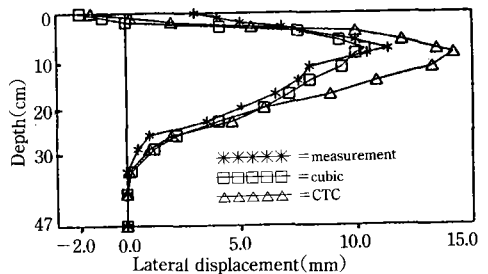


Fig. 5. Lateral displacement at $q=0.77\text{kg/cm}^2$ ($t=150\text{min}$)

압밀까지 고려하였기 때문이라고 판단된다. 즉 재하판 바로 아래서 중앙부로 향하는 변위가 일어나기 때문일 것이다.

나. 荷重과 沈下關係

Fig. 6은 실측한 재하판 아래의 침하 및 기초 외부에서의 응기현상과 해석결과를 나타내고 있다. 재하판 아래의 관측 침하는 전 재하판폭에 걸쳐 동일하게 연직변위가 일어나지만 해석치는 완전한 곡선을 이루다가 재하판 중앙에서 관측치와 접근하고 있다. 이것은 해석하는데 변위의 경계조건을 강성기초에서는 등변형율(equal strain)을, 성토와 같은 가요성(韌性) 기초가 축조되었을 때는 자유변형율(free strain)을 별개로 구별하여 해석함이 타당함을 예시하고 있다. 또한 이와 같이 경계면에서는 접합요소(joint element)를 도입하여 해석함으로써 실제 거동을 잘 설명할 수 있을 것이다. 본 해석에서는 휨성만을 고려하여 해석하였기 때문에 침하양상에 차이가 발생한 것으로 여겨지며 원통삼축시험에 의한 해석치보다 입방체시험 해석치가 측정치에 더욱 가깝게 나타나고 있으며 침하가 더 큰 이유는 체적변형율을 나타내는 토질매개변수의 차이때문인 것으로 판단된다. 반면에 응기현상은 관측치와 해석치사이에 경향은 비슷하지만 해석치가 관측치보다 매우 작다. 이는 이 프로그램으로는 극복할 수 없는 한계이며 앞으로 밝혀야 할 과제이다.

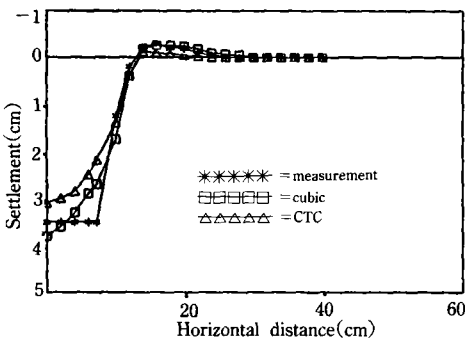


Fig. 6. Settlement of surface (t=150min)

다. 支持力

Fig. 7은 하중-침하관계를 보여 준다. 그림에 나타난 바와 같이 실측치와 입방체 삼축시험의 경우가 잘 일치하고 있으나 원통형 삼축압축시험은 이들보다 작게 나타나고 있다. 그 이유는 파괴기준과 소성팽창변형율성분에 관련된 토질매개변수의 차이인 것으로 판단된다.

한편 그림에서 알 수 있듯이 본 실험지반의 파괴하중은 어느 경우에서나 0.77kg/cm²으로 나타나고 있다.

라. 變位 벡터

Fig. 8은 0.77kg/cm²의 하중재하 단계에서의 지반내 소성파괴 영역을 나타낸 것으로 균열의 진행도 함께 보여주고 있다. 그림에 나타난 바와 같이 재하판아래에서 균열의 방향이 아래로 향한 반면에 재하판 외부에서는 부(-) 및 수평

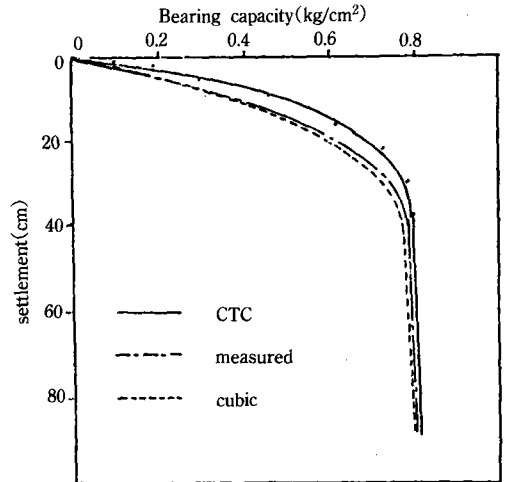


Fig. 7. Load-settlement relation

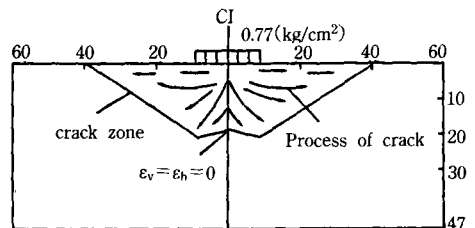


Fig. 8. The schematic diagram of crack zone at shear failure

방향으로 진행되어 용기를 일으키게 하는 원인이 규명된다.

그리고 Fig. 9는 탄·소성 모델에 의한 변위 벡터로서 Fig. 8의 균열 진행방향과 비교해 볼 때 방향이 일치함을 알 수 있다.

또한 모형토조에 토압계와 간극수압계를 설치가 불가능하여 다음은 실제 관측치를 확보할 수가 없으므로 다만 입방체 및 원통삼축압축시험 결과만을 비교하기로 한다.

마. 全鉛直應力増分

Fig. 10은 탄소성지반으로 가정하고 응력-변형을 관계식을 Lade모델을 사용하여 구한 전연직응력증분값을 작용하중(0.77kg/cm²)으로 규격화(normalization)한 후 입방체시험 해석치와 원통삼축시험 해석치를 비교하여 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 탄·소성지반에서는 전연직응력증분값이 양자가 약간의 차이를 나타내고 있다. 두 시험결과에서 나타나듯이 축차응력의 차로 인한 파괴기준에 관련된 토질매개변수의 차이 때문인 것으로 판단된다.

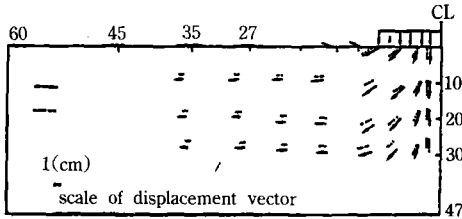


Fig. 9. Displacement pattern

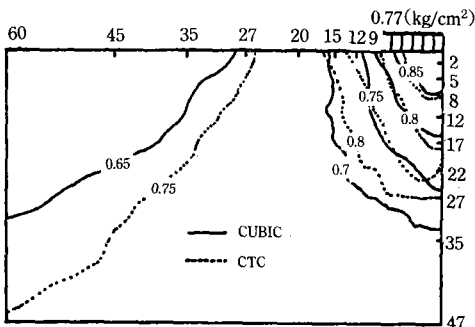


Fig. 10. Isobars of total vertical stress increments normalized with failure stress(=0.77kg/cm²)

바. 全水平應力増分

Fig. 11은 탄·소성 Lade모델을 사용하여 구한 전수평응력 증분값을 작용하중(0.77kg/cm²)으로 나누어 규격화 한 경과를 비교하여 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 전수평응력 증분값은 입방체시험에 대한 해석치가 원통삼축시험 해석치보다 크게 나타난다. 이것은 흙의 횡방향토압계수와 관련이 있으며, 간극수압의 횡방향 전달압력은 연직응력과 같다는 것을 고려하면 당연한 결과라고 생각된다. 따라서 수평응력에 좌우되는 응력 등의 토압계산에 있어서 매우 중요한 문제이다.

사. 最大剪斷應力

Fig. 12는 탄·소성 Lade모델을 사용하여 구한 최대전단응력을 파괴하중(=0.77kg/cm²)으로

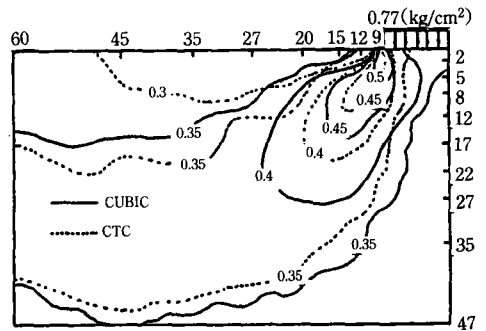


Fig. 11. Isobars of total horizontal stress increments normalized with failure stress(=0.77kg/cm²)

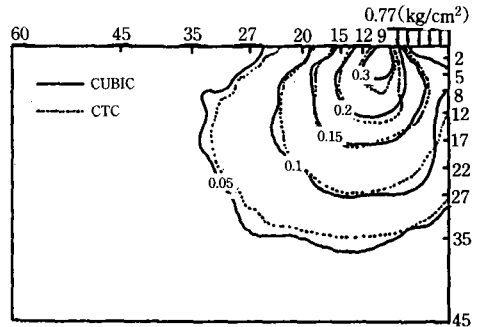


Fig. 12. Isobars of maximum shear stress increments normalized with failure stress(=0.77kg/cm²)

로 나누어 규격화한 값을 서로 비교하여 나타내고 있다. 이 그림에는 재하판 끝부분의 중심에서 등고선이 깊이 방향으로 이동하여 나타나고 있다. 입방체시험의 해석치가 원통삼축시험 해석치보다 크게 나타나고 있는 것은 탄성변형율성분, 소성팽창변형율성분과 관련된 토질매개변수의 차이 때문인 것으로 판단된다. 그러나 전연직응력성분과 전수평응력성분보다 작은 차이를 나타내는 것은 파괴기준이 비슷하다는 것을 보여준다.

아. 間隙水壓

Fig. 13은 탄·소성 Lade모델을 사용하여 구한 과잉간극수압을 작용하중으로 나누어 규격화하고 입방체시험결과와 원통삼축압축시험결과를 비교하여 나타낸 것이다. 등고선이 재하판 중앙에서 연직방향으로 이동해 가고 있음을 보여주고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 입방체시험의 해석치가 원통삼축시험의 해석치보다 약간 크게 나타나고 있는 것은 시험에서 체적변형률이 크게 나타난 것과 관련이 있으며 따라서 침하가 많이 일어날수록 간극수압이 크게 나타난 것으로 생각된다.

VII. 結 論

2차원 모형재하시험과 구속압력이 다른 입방체삼축압축시험 및 원통삼축압축시험을 하고 탄·소성 Lade모델을 이용하여 기초지반거동을 해석할 수 있는 유한요소 프로그램을 개발하여 2차원 점토지반을 해석하였다. 프로그램의 정도를 확인하기 위해 무안 점토(Moan clay)를 사용하여 모델에 필요한 토질매개변수를 결정하고 이 매개변수를 입력하여 해석한 결과와 모형재하시험에 의한 관측치를 비교하여 프로그램의 정도가 높다는 것을 확인하였다. 이 연구에서는 입방체삼축압축시험에서 중간주응력을 고려하지 않았으나 앞으로는 중간주응력을 고려한 평면변형율조건하에 시험을 하여 보다 실제에 가까운 지반거동해석을 할 수 있을 것

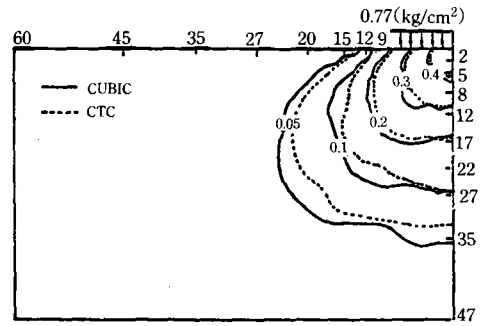


Fig. 13. Isobars of pore water pressure normalized with failure stress(=0.77 kg/cm²)

이다.

이 연구를 통하여 다음과 같은 주요 결과를 얻었다.

첫째, 측방변위는 관측치와 해석치 사이에 다소 차이가 있으나 비슷한 경향을 나타낸다. 관측치와 해석치 모두 지표로부터 약 8cm(B/2) 깊이에서 최대측방변위가 발생하였다.

둘째, 침하에 있어서는 관측치와 해석치간에 상당한 차이를 보인다. 특히 재하판에서 떨어진 지표에서의 용기는 더욱 큰 차이가 나타난다. 기초판과 흙과의 경계면에서는 접합요소를 도입하여 실제와 같은 해석결과를 얻을 수 있을 것이다.

셋째, 재하시험 결과 기초지반의 파괴는 재하판 아래 약 20cm 깊이까지 나타나고 있으나 그 이하에서는 변형이 일어나지 않는 상태이므로 지반의 소성영역은 재하판 중앙아래 약 20cm 지점까지 한정된 것으로 생각된다. 해석 결과, 약간 아래인 25cm 깊이까지 변위가 나타남을 알 수 있다.

넷째, 전연직응력증분은 입방체 및 원통삼축 압축시험간에 꽤 큰 차이를 보인다.

다섯째, 전수평응력증분은 토질매개변수의 차이에 의한 영향을 받는다.

여섯째, 최대전단응력은 양시험 방법에 크게 영향을 받지 않는다.

일곱째, 과잉간극수압은 체적변형율과 관련

이 있으며 침하가 클수록 크게 나타나며 양시험의 해석치의 분포는 거의 같은 경향을 나타내지만 크기는 입방체의 경우가 약간 크다.

이상의 사실로부터 이 연구에서 2차원 연약지반의 거동해석을 위하여 개발, 사용된 프로그램은 그 타당성이 인정된다.

이 논문은 1992년도 교육부 지원 한국학술진흥재단의 자유공모(지방대 육성)과제, 학술연구 조성비에 의하여 연구되었음.

參 考 文 獻

1. Terzaghi, K., 1948. "Theoretical soil mechanics", John Wiley, New York.
2. Rendulic, L. 1937, "A fundamental principle of soil mechanics and its experimental verification", Bauingerieur 18. pp. 459~467.
3. Davis, E. H. & Poulos, H. G., 1972, "Rate of Settlement under two and three-dimensional conditions". Geotechnique, Vol. 22, No. 1, pp. 95~114.
4. Biot, M. A., 1941, "General theory of three-dimensional consolidation." Journal of Applied Physics. Vol. 12, pp. 155~164.
5. Biot, M. A., 1956, "Theory of deformation of a porous visco elastic anistropic soild." Journal of Applied Physics. Vol. 27, pp. 240~253.
6. Biot, M. A., 1956, "General solutions of the equations of elasticity and consolidation for a porous material." Journal of Applied Mech. pp. 78~91.
7. Christian, J. T., 1968. "Undrained stress distributions by numerical method", Journal of the soil mechanics and foundations, Division, ASCE, Vol. 94, No. SM6, pp. 1333~1345.
8. Christian, J. T. & J. W. Boehmer, 1970, "Plane strain consolidation by finite elements." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, No. 96, July, pp. 1435~1457.
9. Kim, M. K., and Lade, P. V., 1988, "Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials, I, Plastic Potential Function." computers and Geotechnics, 5(4), pp. 307~324.
10. Lade, P. V., and Kim, M. K., 1988a, "Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials, II, Yield Criterion and Plastic Work Coutours." Computers and Geotechnics, 5(4), pp. 307~324.
11. Lade, P. V., and Kim, M. K., 1988b, "Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials, III, Comparesons with Experimental Data" Computers and Geotechnics, 6 (1), pp. 13~29.
12. 정진섭, 김찬기, 이문수. 1992, "단일항복면 구성모델에 의한 입상토의 비배수 거동해석" 대한토목학회 논문집, 제12권 2호, pp. 77~189.
13. 홍원표. 1988, "중간주응력이 과압밀점토의 거동에 미치는 영향" 대한토목학회논문집. 제8권 2호, pp. 99~107.
14. 정진섭, 김찬기, 이문수. 1992, "Lade의 Double Work-Hardening 구성모델의 토질매개 변수 예민도 분석" 대한토목학회 논문집, 제12권 제2호. pp. 191~203.
15. 이문순. 1991, "탄·소성 Single Work-Hardening 모델을 이용한 기초지반의 응용해석" 원광대학교 대학원 석사학위 논문.
16. 이문수, 이광동. 1993, "탄소성구성식을 이용한 점토지반의 수치해석", 한국농공학회 학술발표강연집, pp. 214~218.
17. 강권수. 1988, "2차원 모형지반의 변형해석" 전남대학교 대학원 석사학위논문.