

軟弱地盤 變形解析을 위한 多目的 PROGRAM 開發

*1 朴炳基
*2 鄭鎮燮
*3 李汶樹
*4 張龍彩
*5 李康日

Abstract

Background and Necessity of the study : For more than 20 years, the soil engineering reserach group of Chonnam National University has been performing the deformation analysis of soft clayey foundation, since the University is located near the south-western coast of Korean Peninsulla, along which tide reclamation works have been under progressing.

Associsted with the fact mentioned above, the researchers have been developing a computer program in order to carry out deformation analysis of soft foundation since early 1980.

Case-studies : In this research, the Biot's equation was selected as the governing equation coupled with several constitutive models including original and modified Cam-clay models, elasto-viscoplastic model, Lade's model etc. The anisotropy of soil can be considered in this program. To validate the accuracy of the computer program developed a couple of case-studies were poerformed.

These include the pilot banking, sand drain considering smear effect and compound foundation reinforced with sheet pile into soft foundation.

Conclusions : The main results are summerized as follows.

i) The pilot banking

Good results could be acquired by assuming banking load as the body force composed of finite element mesh rather than equivalent concentrated load.

ii) The sand drain

Due to smear, the delay of consolidation was remarkable at the early stsg. so safety for the failure of foundation should be checked for the initial step of consolidation.

iii) The compound foundation

Accurate results were obtained by introducing the joint element method for the soft foundation reinforced with sheet pile into soil.

Keywords : Constitutive equation, Cam-clay Model, Elasto-viscoplastic Model, Smear, Sand drain, Joint Element.

1. 서론

흙은 중요한 건설재료로서 그 응력-변형관계의 특성을 수식화하기 위한 구성식 또는 구성모델의 연구는 1960년대부터 영국을 위시한 여러나라 학자에 의해 진행되어 많은 발전을 보게 되었다. 그러나 아직도 결정적인 구성식은 없으며 어쩌면 불가능할 지도 모른다. 그러나 제한된 많은 구성식은 각각 특징이 있으며 제한된 범위이지만 매우 실측결과와 잘 맞아 사전 예측과 정보화 시공에 이용되고 있다. 필자들은 이와같은 관점에서 어느 특징의 구성식을 정교하게 수립하는 것보다는 특징있는 여러구성식을 적절하게 필요에 따라 선택, 이용할수 있는 다목적 범용프로그램의 개발이 보다 실제적이라고 판단하여 연구를 계속하여 왔다. 이르기 위해서는 많은 구성식의 특성을 섭렵할

-
- *1 正會員 全南大學校 工科大學 土木工學科 教授
 - *2 正會員 圓光大學校 工科大學 土木工學科 教授
 - *3 正會員 全南大學校 農科大學 農工學科 副教授
 - *4 正會員 全南大學校 工業技術研究所 研究員
 - *5 正會員 全南大學校 工科大學 土木工學科 博士課程

필요가 있었고 또한 이들 구성식의 단독적인 변형해석의 정도를 보존하는 지배방정식의 설정이 중요한 과제가 되었다. 이렇게하여 1970년대 후반부터 연약지반의 거동해석에 실용성이 있는 범용프로그램을 개발하여 필요에 따라 구성식을 달리 하면서 여러 가지 사례들(시험성토, Sand-drain, 지반의 침중 보강처리 등)을 비교 해석하고 이들 결과를 수 회에 걸쳐 국내외 학술지에 발표한 바 있다. 본 연구 결과는 어느정도는 연약지반의 정확한 응력-변형해석에 접근을 보게 되었다. 장차의 연구과제로는 1) 우리나라 서남해안의 지반변형해석에 적용성이 높은 새로운 흙의 탄 소성모델의 제안과 2) 실내실험자료로부터 흙의 구성식에 필요한 각종 매개변수 결정에 따른 오차가 변형 해석결과에 어떻게 영향을 미치는가에 관한 연구와 이를 토대로 매개변수결정을 위한 알고리즘을 개발하여 필요한 실내실험 결과에서 곧장 필요한 매개변수를 결정하는 연구를 진행중에 있다.

2. 지배방정식과 구성식

2.1 Biot의 기본 방정식

본 수치해석에 사용된 지배방정식으로는 Biot의 응력-변형 방정식을 택하였다. 주 지하다시피 Terzaghi-Rendulic의 3차원 압밀이론의 기본식은 $\partial u/\partial t = C_v \nabla^2 u$ 인데 이는 1차원에서 준용된 모든 가정이 그대로 삼차원에 확장된 것에 지나지 않는다. 따라서 그들 스스로가 지적하고 있는 바와같이 이 식으로써 삼차원압밀을 근사시키면 응력의 변화에 따라 C_v 가 변화하여 해석상 불합리하다. 이러한 관점에서 Biot는 순수한 삼차원압밀 탄성이론의 입장에서 일반적인 기본방정식(1941)을 유도하였다. Biot는 탄성이론식으로부터 압밀중의 토체는 그 변형식이 다음과 같다고 유도하였다.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\sigma_x}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_y + \sigma_z) + \frac{u}{3E_w} \\ \epsilon_y &= \frac{\sigma_y}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_x + \sigma_z) + \frac{u}{3E_w} \\ \gamma_{yz} &= \tau_{yz}/G \quad \gamma_{zx} = \tau_{zx}/G \quad \gamma_{xy} = \tau_{xy}/G \end{aligned} \quad (2.1)$$

여기서 E_w : 간극수의 E 즉, 부가적인 물리적 상수
 u : 간극수압

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

윗 식은 우변의 $u/3E_w$ 를 제외하면 탄성이론의 기본식이다.

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z} \\ \epsilon_y &= \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \\ \epsilon_z &= \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \end{aligned} \quad (2.2)$$

이 식이 곧 3차원압밀의 평형방정식이다. 그러나 이와 같은 비선형방정식의 해는 얻기 힘들므로 다음의 조건식을 보완한다. 즉 Darcy 법칙인 Body Force의 연속조건으로부터 포화점토에 대하여

$$k \nabla^2 u = \partial \epsilon / \partial t \quad (2.3)$$

식(2.3)를 각각 x y z로 미분하여 가하면

$$\nabla^2 \epsilon = a \nabla^2 u \quad (2.4)$$

$$a = \frac{(1-2\mu)}{2G(1-\mu)} \text{ 이 되므로 식(2.3), 식(2.4)으로부터}$$

$$\nabla^2 \varepsilon = \frac{a}{k} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{c} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (c = \frac{k}{a}) \quad \text{즉,} \quad (2.5)$$

$$G \nabla^2 u_x + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x} - a \frac{\partial u}{\partial x} = 0$$

$$G \nabla^2 u_y + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \varepsilon}{\partial y} - a \frac{\partial u}{\partial y} = 0$$

$$G \nabla^2 u_z + \frac{G}{1-2\mu} \frac{\partial \varepsilon}{\partial z} - a \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

$$\nabla^2 \varepsilon = \frac{1}{c} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t}$$

이식이 3차원압밀의 기본방정식이다. 이와같은 기본식은 McNamee와 Gibson (1960)에 의해서 응력함수를 도입하여 등분포대상하중, 원형하중등 실제문제와 관계가 깊은 조건으로 간략화 되어있다. 본문은 이와같은 압밀방정식을 지반의 응력-변형관계를 표현하는 지배방정식으로 선택하여 이를 유한요소해석을 한다. 이 과정에서 다음과같은 여러 구성식의 Sub-routine을 준비하고 필요에따라 입력시키거나 변환하도록 된 것이다. 이 프로그램의 흐름도는 다음 3에서와 같다.

2.2 구성식(구성모델)

1) 탄성모델

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_x \\ d\sigma_y \\ d\sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\mu)}{(1+\mu)(1-2\mu)} \begin{Bmatrix} 1 & \frac{\mu}{1-\mu} & 0 \\ \frac{\mu}{1-\mu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2(1-\mu)} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_x^e \\ d\varepsilon_y^e \\ d\gamma_{xy}^e \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

$$\text{혹은 } \{d\sigma\} = [D^e]\{d\varepsilon^e\}$$

2) Original Cam-Clay모델과 탄·점소성 모델

Original Cam-Clay모델과 탄·점소성 모델은 그 발상과 유도과정은 각각 다르지만 탄·점소성 모델인 Sekiguchi 모델에의해 설명하면 Original Cam-Clay 모델은 이모델의 특별한 case로 볼수 있으므로 함께 논한다. Sekiguchi 는 정규압밀 점토의 탄·점소성을 고려하여 체적 creep방정식을 다음과 같이 나타냈다.

$$v = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln\left(\frac{P}{p_0}\right) + D\left(\frac{q}{p} - \frac{q_0}{p_0}\right) - a \ln\left(\frac{v}{v_0}\right) \quad (2.10)$$

여기서, λ : e-ln p 평면에서의 정규등방압밀곡선의 기울기

κ : e-ln p 평면에서의 제하 - 재압축곡선의 기울기

n_0 : 유효응력비 $\frac{q}{p}$ 의 초기치

a : 이차압축지수 p

v : 체적변형률속도

v_0 : 초기체적변형률속도

p_0 : 초기평균유효응력

q_0 : 일반화된 주응력차 q의 초기치

e_0 : 초기 간극비

$$D : \text{Dilatancy 계수} \left[D = \frac{\lambda}{M(1+e_0)} \right]$$

여기서, 체적변형률 가운데서 탄성성분은 다음과 같이 정의한다.

$$v^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \ln\left(\frac{P}{p_0}\right) \quad (2.11)$$

소성체적변형률 v^p 는 전체적변형률에서 (2.11)식의 탄성체적변형률을 감한 결과와 같으므로 다음식이 구해진다.

$$v^p = v - v^e = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \ln\left(\frac{p}{p_0}\right) + D \cdot n^* - a \ln\left(\frac{v}{v_0}\right) \quad (2.12)$$

여기에 점·소성 potential 함수를 다음과 같이 택한다.

$$F = a \ln\left[1 + \left(\frac{v_0 t}{a}\right) \exp\left(\frac{f}{a}\right)\right] = v^p \quad (2.13)$$

여기서, F : 점소성 Potential로서 Scalar 함수
 t : 하중이 변할 때부터의 경과시간
 f : (2.12)식에서 제3항이 없는 식
 a : 이차압축지수
 v₀: 초기체적변형률속도
 v^p: 소성체적변형률

어느 유효응력요소에 대한 도함수는 점소성변형의 방향을 지시함으로 다음과 같이 표시할 수 있다.

$$\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \partial F / \partial \sigma'_{ij} \quad (2.14)$$

여기서, Λ : 비례상수, σ'_{ij} : 유효응력 Tensor
 Λ 값은 연속적인 점소성변형에 대한 조건을 가정하면 다음과 같다.

$$F = v^p = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{k1}} \sigma_{k1} + \frac{\partial F}{\partial t} \quad (2.15)$$

$$\text{또는 } F = v^p = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{k1}}, \quad \Lambda = \frac{v^p}{\partial F / \partial p}$$

또한 비례상수 Λ 는 다음과 같이 된다. 상세한 설명은 문헌(9)에 미룬다.

$$\Lambda = \frac{L \frac{\partial F}{\partial p} v + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{k1}} \varepsilon_{k1} + \frac{\partial F}{\partial t}}{L \left(\frac{\partial F}{\partial p}\right)^2 + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} + \frac{\partial F}{\partial p}} \quad (2.16)$$

따라서 구성식의 최종적인 표현식은 (2.14), (2.16)식을 증분형태로서 응력-변형률-시간과의 관계로 하여 다음식으로 표현한다.

$$\sigma_{ij} = Lv \delta_{ij} + 2G \varepsilon_{ij} - \frac{\left(L \frac{\partial F}{\partial p} \delta_{ij} + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}\right) \left(L \frac{\partial F}{\partial p} v + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{k1}} \varepsilon_{k1} + \frac{\partial F}{\partial t}\right)}{L \left(\frac{\partial F}{\partial p}\right)^2 + 2G \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} \frac{\partial F}{\partial \sigma_{mn}} + \frac{\partial F}{\partial p}} \quad (2.17)$$

이들식을 2차원 평면변형을 조건으로 변환하여 creep현상을 무시하면 탄·소성식이 되고 original cam-clay와 같은 응력-변형 관계식이 얻어진다.

3) Modified Cam-clay 모델

항복함수 F는 다음과 같다.

$$F = q^2 - M^2 p_0 p + M^2 p^2 \quad (2.18)$$

여기서

$$q = \left\{ \frac{3}{2} S_{ij} S_{ij} \right\}^{1/2}$$

$$p = 1/3 \sigma_{ij}$$

$$J_{2D} = 1/2 S_{ij} S_{ij}$$

항복함수 F는 p, q, ε_{pv} 의 함수이므로 전미분을 취하면 다음과 같다.

$$dF = \frac{\partial F}{\partial p} dp + \frac{\partial F}{\partial q} dq + \frac{\partial F}{\partial \varepsilon_{pv}} d\varepsilon_{pv} = 0 \quad (2.19)$$

또한 응력중분과 탄성변형률의 관계식은

$$d\sigma_{ij} = C_{ijkl}d\epsilon_{kl} = C_{ijkl}(d\epsilon_{kl} - d\epsilon_{kl}^p) \quad (2.20)$$

그리고 소성변형을 Vector 방향을 고려한 식은 다음과 같다.

$$d\epsilon_{ij}^p = \Lambda A_{ij} \quad (2.21)$$

$$\left(A_{ij} = \frac{\partial\theta\partial p}{\partial p\partial\sigma_{ij}} + \frac{\partial\theta\partial q}{\partial q\partial\sigma_{ij}} \right), \theta = \text{plastic potential}$$

여기서 Λ 는 비례상수로서 각각 Associative Elasticity 와 Associative Plasticity 에 대하여 다음과 같다.

$$\Lambda = \frac{B_{ij}C_{ijkl}d\epsilon_{kl}}{B_{ij}C_{ijkl}A_{kl} - \frac{\partial F}{\partial \epsilon_V} \frac{\partial F}{\partial P}} \quad (2.22)$$

$$\Lambda = \frac{A_{ij}C_{ijkl}d\epsilon_{kl}}{A_{ij}C_{ijkl}A_{kl} - rA_{ij}} \quad (2.23)$$

여기서

$$B_{ij} = \frac{\partial F\partial p}{\partial p\partial\sigma_{ij}} + \frac{\partial F\partial q}{\partial q\partial\sigma_{ij}} \quad (2.24)$$

$$r = \frac{\partial F}{\partial p_0} p_0 \frac{1 + e_0}{\lambda - k} \quad (2.25)$$

3. 유한요소 프로그램

본 유한요소 프로그램의 특징은 연약지반이기 때문에 지배방정식으로 Biot의 방정식을 주축으로 구성되어 있으며 부 프로그램으로는 탄성(Elast), 그리고 각종 탄소성(Oricam or Modicam) 및 탄.점소성(EVP)구성식을 활용할 수 있도록 되어있다. 본 프로그램은 이러한 구성식들을 이용하여 다차원압밀해석, 연약지반을 보강하는 경우의 변형해석 등을 할 수 있도록 되어있다. 또한 지반내에서의 경계면에 특이점이 발생할 경우 이를 해석하기위한 beam element 및 joint element 해석을 도입할수 있도록 되어 있다.

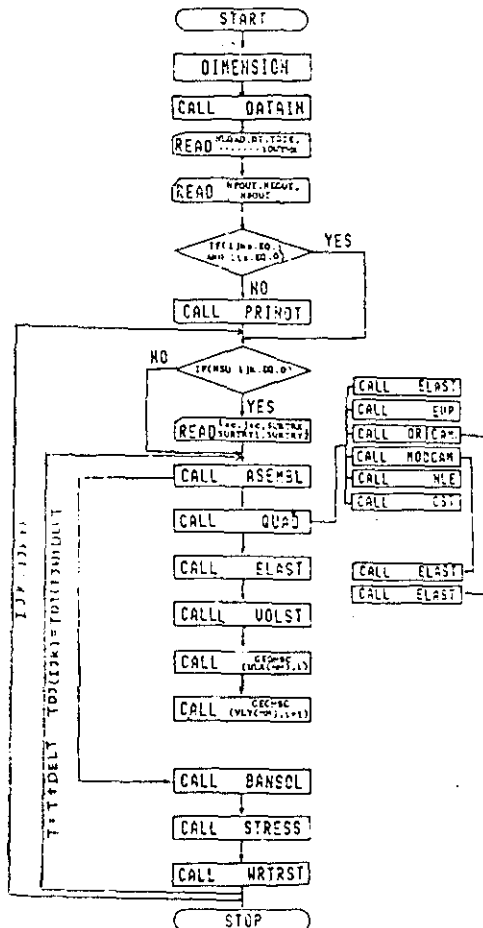


Fig. 3.1 Flow Chart

4. 해석 예

4.1 시험성토의 예

4.1.1 입력자료

본 연구에 이용된 자료는 프랑스의 Cubzac-les-Ponds에서 시행되었던 시험성토의 자료를 이용한다. Cubzac의 시험성토지반의 깊이는 9M이고 그 밑에는 배수층이 존재하고 있으며 수치해석의 편의상 압밀의 영향은 성토 중심부에서 횡방향으로 36M까지 미친다고 가정하고 있다. 이를 해석한 MagNam의 프로그램에 이용된 토질상수는 다음표와 같다. 이를 본 프로그램에 Oricam, Modcam, EVP 모델로 변환하여 입력한 결과와 실측값과 비교한것이 fig.4.2, 4.3, 4.4 이다. 이와같은 시험성토 해석에서 성토하중을 등가의 집중하중으로 작용시킨 통상의 경우보다 mesh를 구성하여 물체력(body force)으로 가하는 편이 보다 나은 결과를 얻을 수 있었다.

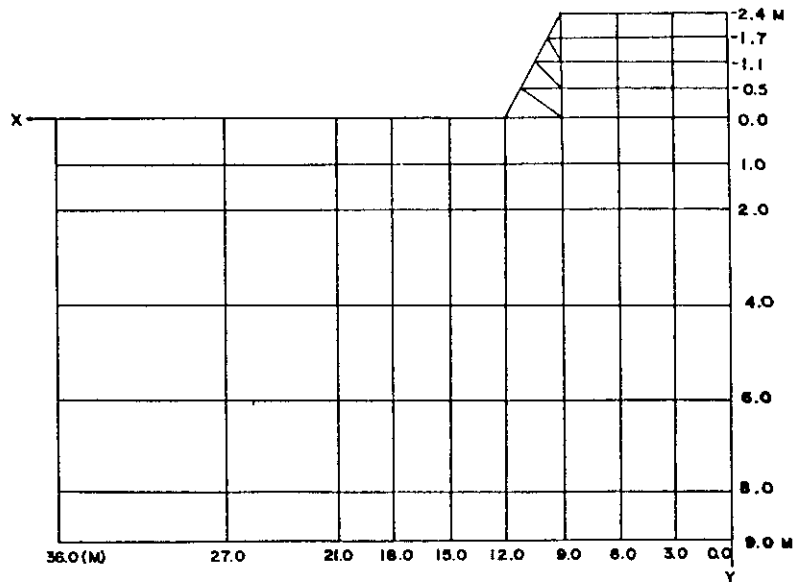


Fig. 4.1 FEM Grid.

Table 4.1 토질상수

No	λ	κ	M	$C\alpha$	G_s	ν	σ'_{vc}	$K_{c,c}$	σ'_{vc}	$K_{c,v}$	e_s	γ_t	$\dot{\nu}_s$	λ_c	K_{x_0}	K_{y_0}
1	0.50	0.005	1.2	0.0000	535.2	0.4	85.60	0.5	5.14	0.5	2.00	2.14	0.0	0.005	1.0	1.0
2	0.12	0.017	1.2	0.0012	94.8	0.4	8.00	0.5	2.37	0.5	1.00	1.73	1.0E-5	0.12	2.6E-4	0.864E-4
3	0.53	0.022	1.2	0.0033	170.4	0.4	6.94	0.65	3.05	0.5	2.60	1.63	1.0E-5	0.53	2.6E-4	0.864E-4
4	0.75	0.085	1.2	0.0055	40.8	0.4	4.67	0.5	3.80	0.5	3.22	1.43	1.0E-5	0.75	2.6E-4	0.864E-4
5	0.53	0.048	1.2	0.0033	68.3	0.4	5.18	0.5	4.76	0.5	2.24	1.53	1.0E-5	0.53	2.6E-4	0.864E-4
6	0.52	0.039	1.2	0.0032	107.1	0.4	6.20	0.5	5.82	0.5	2.31	1.53	1.0E-5	0.52	2.6E-4	0.864E-4
7	0.52	0.048	1.2	0.0032	105.0	0.4	7.63	0.5	6.64	0.5	2.20	1.58	1.0E-5	0.52	2.6E-4	0.864E-4

4.1.2 수치해석 결과의 고찰

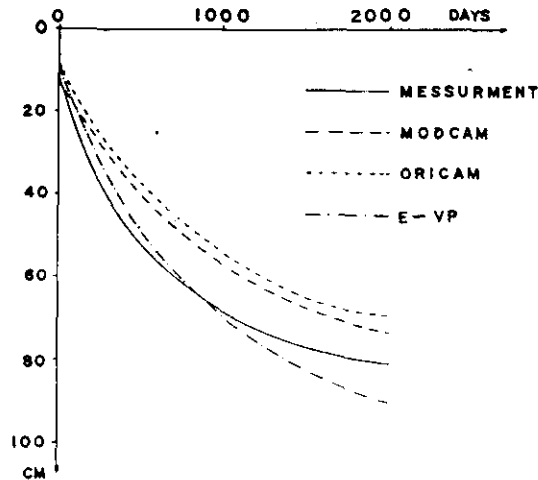


Fig. 4.2 The Settlement under Embankment Centerline of Measurement and Numerical Values by Various Models with Time

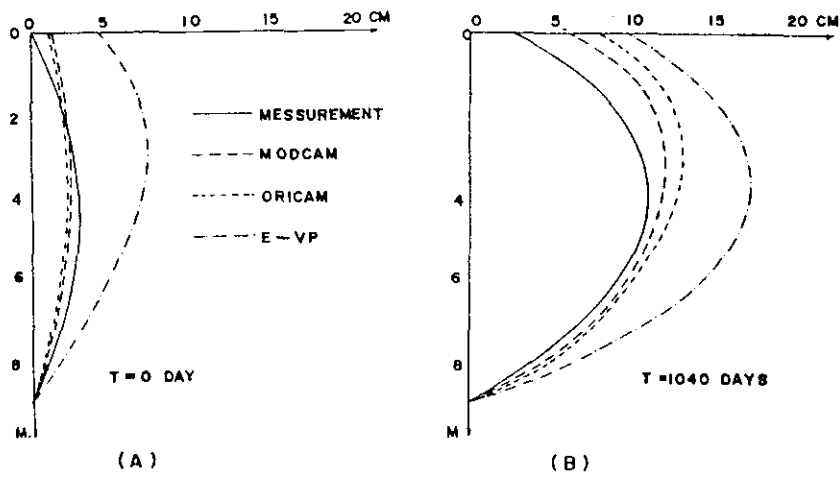


Fig. 4.3 The Lateral Displacement Under The Toe of Slopes of Embankment of Measurement and Numerical Values by Various Model

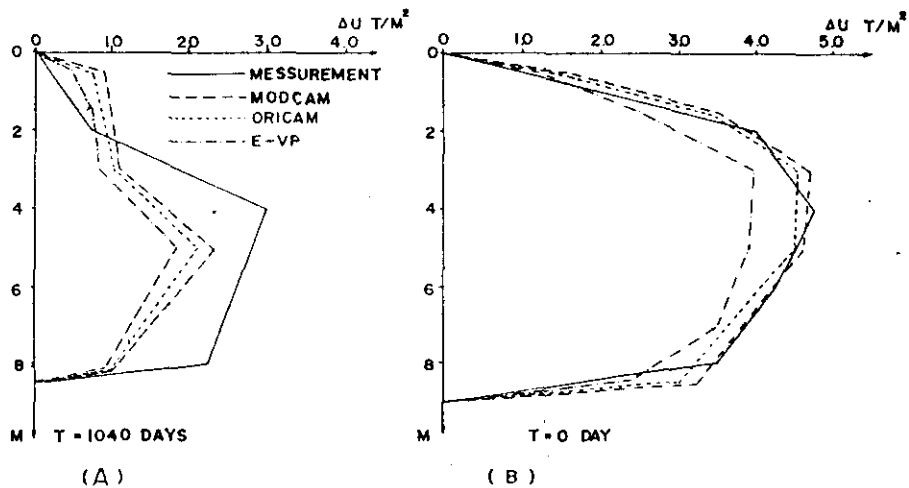


Fig. 4.4 The Pore Pressure The Embankment Centerline of Measurement and Numerical Values by Various Models

침하를 나타낸 Fig. 4.2를 보면 Modcam과 Oricam은 실측치와 비슷한 경향이나 EVP모델인 경우는 실측치와 다른 경향을 보이고 있다. Fig. 4.3의 측방변위를 보면 t=0일 일 때 EVP는 실측치와 많은 차이를 나타내고 있으며, t=1040일 때도 마찬가지이다. 그러나 Modcam과 Oricam은 양자가 비슷하게 실측치와 같은 경향을 보이고 있다. 과잉 간극 수압을 나타낸 Fig. 4.4에서 t=0일 때 EVP는 실측치보다 더 적게 나타나고 있으며 Modcam이나 Oricam은 비슷하다. t=1040일인 경우 3구성식 모두 실측치보다 작은 값이나 Modcam이 가장 가까운 값을 보인다. 이상에서 본바와 같이 실측치와 가장 가까운 값을 기대했던 EVP가 오히려 큰 차이를 보이는 것은 흙의 특성과 또한 몇가지 가정된 토질정수 때문이라고 생각된다. 이상과 같이 본 범용프로그램은 여러가지의 모델을 수시로 선택하므로써 실제에 가장가까운 모델을 택할수 있다.

4.2 Sand Drain 지반의 예

4.2.1 입력자료

광양만 조성부지 Stock yard의 대표적 토질상수는 다음과 같다.

Table 4-2 Soil Parameters

Parameters	M	λ	κ	K_{x0} (m/day)	K_{y0} (m/day)
Kwang-Yang Clay (Stock Yard)	1.2	0.283	0.057	1.87×10^{-2}	4.68×10^{-3}

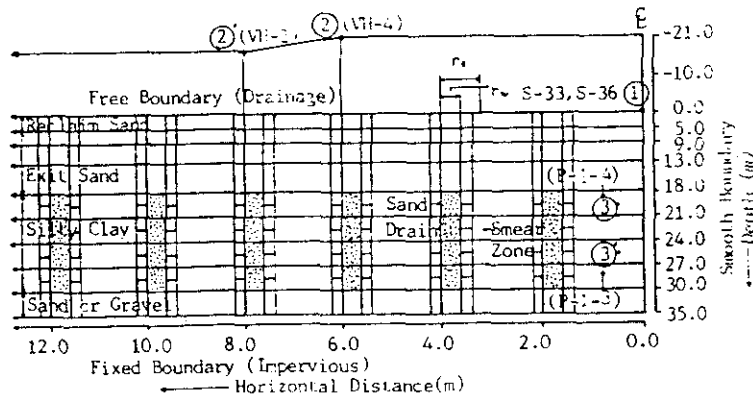


Fig. 4-5 FEM Mesh (Stock-Yard)

본 부지의 해석에 있어서는 Sand pile 주변의 Smear zone에 대한 영향을 다음표와 같이 수평투수계수의 변화를 가정하여 실제침하 형태와 비교한것이다. 이때 점성토지반에는 탄소성모델(수정 Cam-Clay 모델)을 그리고 모래층에는 탄성모델을 사용하였다.

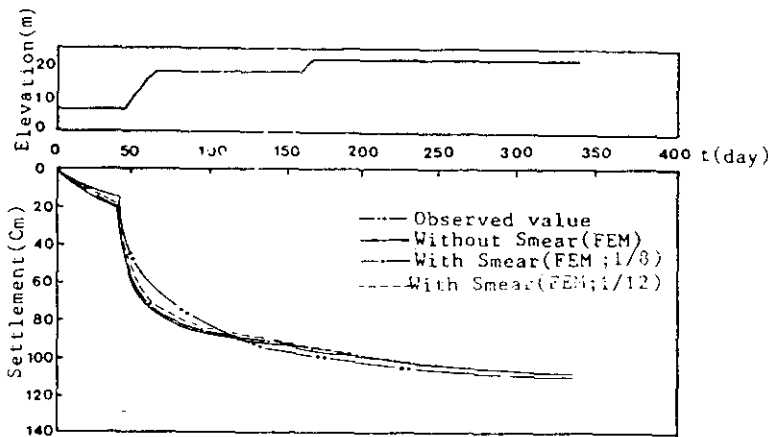
Table 4-3 List of K values of various case

Zone	Type	Without Smear	With Smear
Stock Yard		$K_{x0} = K_{s0}$ $K_{y0} = K_{y0}$	$K_{x0} = K_{s0} = K_{x0}/8$ $K_{x0} = K_{s0} = K_{x0}/12$ $K_{y0} = K_{y0}$

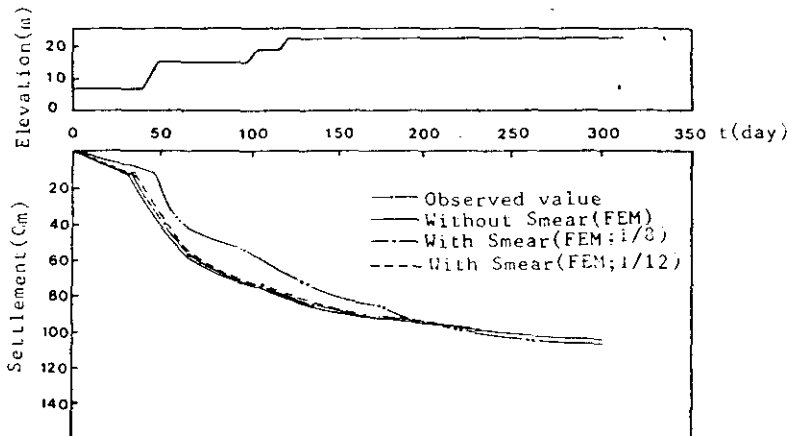
K_{s0} =Smear 영역의 수평방향 투수계수, K_{x0} =연직방향 투수계수

4.2.2 수치해석결과 및 고찰

1) 침하



a) Stock Yard (at S-33)



b) Stock Yard (at S-36)

Fig.4-6 Settlement-Time curve; a)Stock Yard(S-33), b)Stock Yard(S-36)

Fig.4-6은 Stock Yard(Fig.4-5)의 S-33과 S-36의 ① 지점에서의 광양만 점토에 대한 경과시간별 침하량을 나타낸 것이다. 그림의 어느경우나 실측치와 해석결과의 압밀시간에 따른 침하양상은 유사하다. 그러나 해석결과가 실측치에 비해 성토재하단계와 초기 압밀중에는 크게일어나는 반면 최종 압밀단계에서는 작게 나타나고 있다. 한편 그림에 명확히 나타나 있지는 않지만 성토재하후 압밀초기단계(10일이내)까지는 Smear 영향을 고려한 경우가 고려하지 않는 경우에 비해 작은 침하를 보였지만 그 이후는 동일 하였다.

2) 축방변위

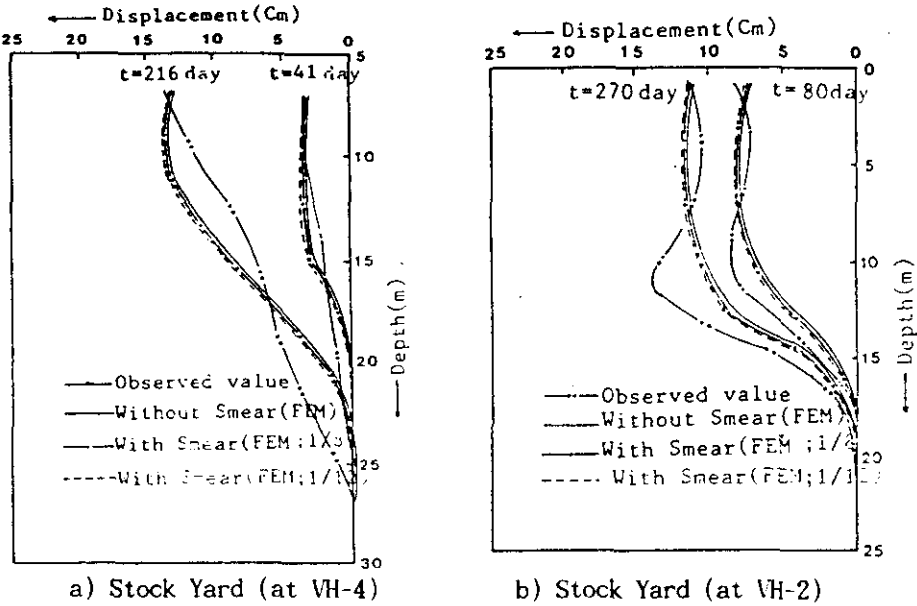


Fig.4-7 Lateral Displacements : a) Stock Yard(at VH-4) b) Stock Yard(at VH-2)

Fig.4-7은 Stock Yard(Fig.4-5) 지반에서 VH-2와 VH-4 지점의 축방변위를 실측치와 함께 해석결과를 나타낸 것으로서 실제 성토사면 끝의 깊이에 따른 축방변위가 지표면에 근접한 깊이에서 작고 어느일정 깊이에서 가장 크게 일어났다가 깊이가 더 깊어짐에 따라 작아지는 경향이 일반적인 현상임을 미루어 볼때 특이한 양상이다. Smear 영향에 대한 축방변위는 Smear을 고려하지 않는 경우가 고려한 경우에 비해 약간 작음을 보이고 있다.

3) 간극수압

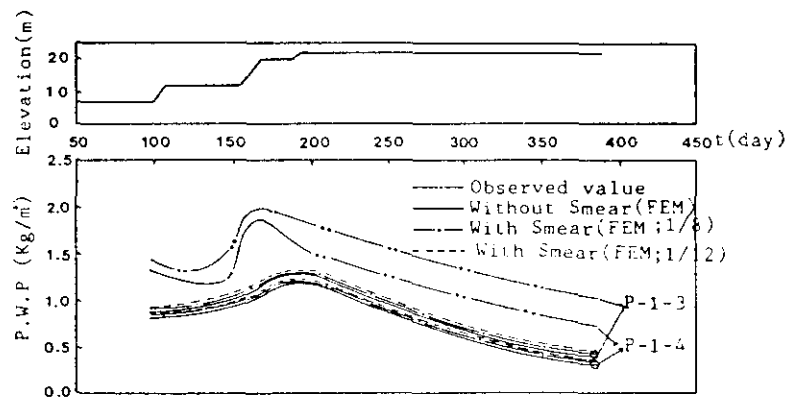


Fig.4-8 Excess Pore Water Pressure-Time Curves; Stock Yard

Fig.4-8은 해석지반(Fig.4-5)에 표시한 P-1-4와 P-1-3 지점에서 과잉간극수압의 실측치와 해석결과를 나타낸 것이다. 그림에 나타낸바와 같이 해석결과와 실측치의 간극수압 분포경향은 동일하나 서로 차이가 있음을 알 수 있다. 또한 Smear 영향을 고려한 경우와 고려하지 않는 경우 10일 이상의 압밀경과 시간에서는 서로 차이가 있으며 10일 이내의 초기압밀 단계에서는 과잉간극수압 소산이 지연됨을 알 수 있다.

4.3 Joint Element

연약지반에는 경우에 따라 Sheet pile이나 또는 강성이 큰 심층수직 혼합벽체등을 설치할 경우가 있다. 이때는 점토와 이들 경계면에서 록이점이 발생하여 해석결과가 실제와 맞지않는다. 이와같은 경우 이 경계면에서 Joint 요소나 Beam요소를 도입하여 해석하면 실제에 가까운 해석에 접근한다. 그 계산예를 Sheet pile를 중심으로 설명한다. 필요한 입력자료는 표-4.4 및 표-4.5와 같고 계산단면은 Fig. 4-9와 같다. 성토하중 끝지반에 Sheet pile 이나 또는 강화벽체를 설치할 경우를 가정한 것인데 이들은 지반에 비해 상대적으로 매우 강성이 크다. 따라서 이들 벽체는 Beam 요소로서 해석하고 경계면에서는 Joint 요소로 해석한다.

4.3.1 입력자료

Table 4-4 Rigidity of Sheet Pile and Deep Mixed Method

Type of Reinforcement Parameters	Beam (Sheet Pile)	D. M. M. (Deep Mixed Method) ($G = 10,000 \text{ t/m}^2$ $B = 4m$ (Improved Width))
$E \text{ (t/m}^2\text{)}$	2.1×10^7	2.6×10^8
$I \text{ (m}^4\text{/m)}$	1.167×10^{-4}	5.333
$EI \text{ (t}\cdot\text{m}^2\text{/m)}$	2.45×10^4	1.39×10^4
$A \text{ (m}^2\text{/m)}$	2.45×10^4	4
ν	0.333	0.3

Table 4-5 Material Parameters

Layer	λ	κ	M	Ca^*	$G_s \text{ (t/m}^2\text{)}$	ν	$\sigma_{sc} \text{ (t/m}^2\text{)}$	K_{sc}	$\sigma'_{sc} \text{ (t/m}^2\text{)}$
1	0.0	0.0	35.0	0.0	250	0.374	2.55	0.597	2.55
2	0.0	0.0	35.0	0.0	250	0.374	4.1	0.597	4.1
3	0.0	0.0	35.0	0.0	250	0.374	6.1	0.597	6.1
4	0.0	0.0	35.0	0.0	250	0.374	7.7	0.597	7.7
5	0.0	0.0	35.0	0.0	250	0.374	10.0	0.597	10.0
6	0.0	0.0	35.0	0.0	250	0.374	11.75	0.597	11.75
7	0.0	0.0	35.0	0.0	250	0.374	14.20	0.597	14.20
8	0.325	0.049	1.34	0.0	100	0.25	8.2	0.597	8.2
9	0.325	0.049	1.34	0.0	100	0.25	9.1	0.597	9.1
10	0.325	0.049	1.34	0.0	100	0.25	10.5	0.597	10.5

Layer	K_s	e_s	$\gamma'_s \text{ (t/m}^2\text{)}$	ϕ_s^*	λ_s	$k_{ss} \text{ (m/day)}$	$k_{sp} \text{ (m/day)}$
1	0.597	1.2	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.597	1.1	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.597	1.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.597	0.73	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.597	0.73	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0.597	0.73	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0.597	0.73	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
8	0.597	1.0	1.6	1×10^{-5}	0.325	8.06×10^{-4}	8.06×10^{-4}
9	0.597	0.92	1.6	1×10^{-5}	0.325	6.34×10^{-4}	6.34×10^{-4}
10	0.597	0.86	1.6	1×10^{-5}	0.325	5.25×10^{-4}	5.25×10^{-4}

* Parameters used only for the elasto-viscoplastic model.

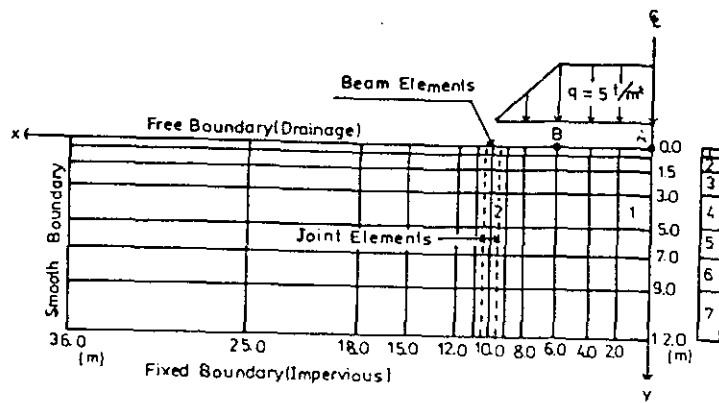


Fig.4-9 FEM Grid with Sheet Pile

4.3.2 수치해석결과와 고찰

1) 침하

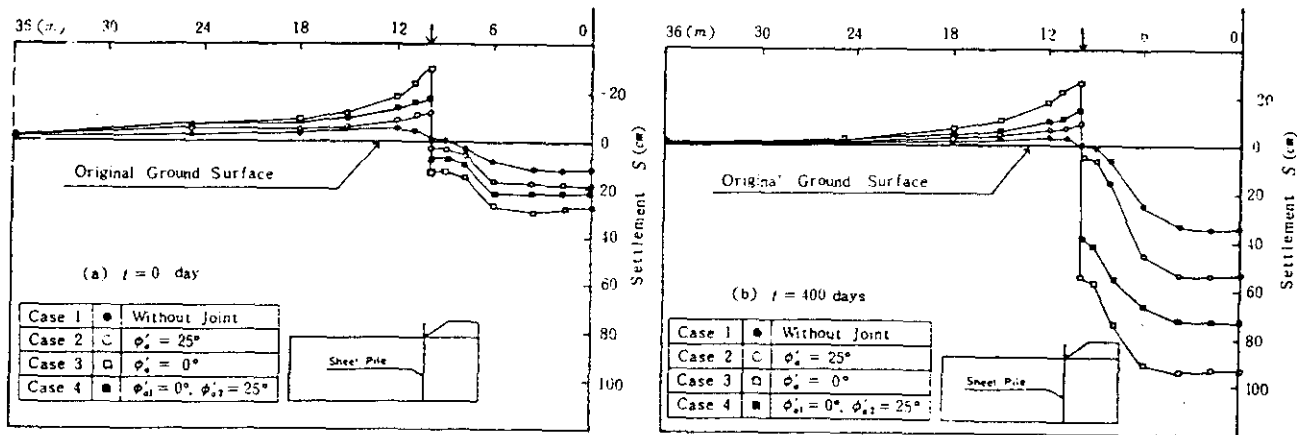


Fig.4.11 Settlements (a) $t=0$ day, (b) $t=400$ days.

Fig.4.11 (a), (b)는 비 배수 변형을 일으키는 성토직후와 이로부터 압밀이 400일 경과 했을 때의 지표면 침하를 나타낸 것이다. $t=0$ 일 과 $t=400$ 일 에서의 지표면 침하는 Joint 요소를 고려하지 않는 경우에 비해 고려한 경우가 상당히 크게 일어나며 성토 끝에서의 용기도 크다. Sheet pile과 흙 사이의 접합면 마찰각을 경감할 수록 침하는 증가한다.

2) 축방변위

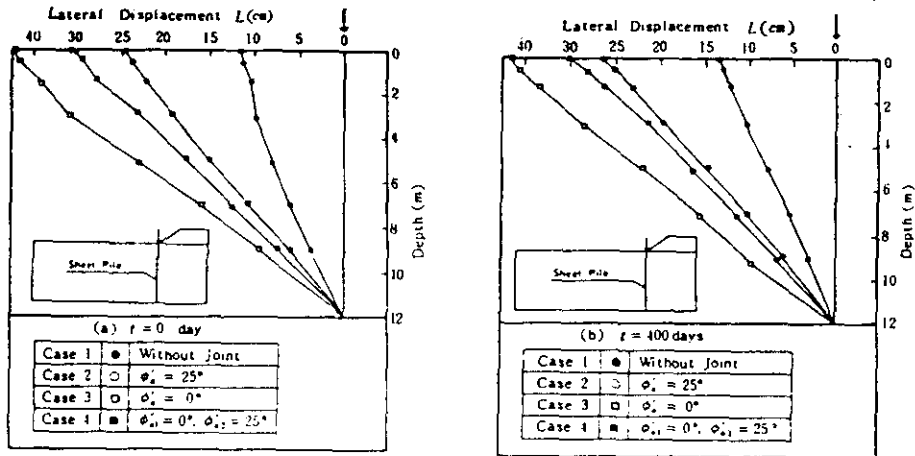


Fig. 4.12 Lateral Displacement.

Fig. 4.12 (a), (b)는 각각 $t=0$, $t=400$ 일 때 축방변위가 가장 크게 일어나는 성토 끝(Sheet pile지점)에서의 축방변위를 나타낸 것이다. 그림에 나타난 바와 같이 축방 변위는 성토하중 재하중에 크게 일어나며 압밀 중에는 변화가 미소하다. Joint요소를 고려하지 않는 경우(Case 1)가 고려한 경우(Case 2)보다 2배정도 작은 축방변위가 발생하고 있다. 따라서 실제의 경우가 Joint요소를 적용하는 것이 타당하다면 간과해서는 안될 문제라고 판단된다. 침하의 경우와 같이 축방유동의 억제라는 관점에서 Joint 면의 마찰각이 작으면 불리하다.

3) 응력경로

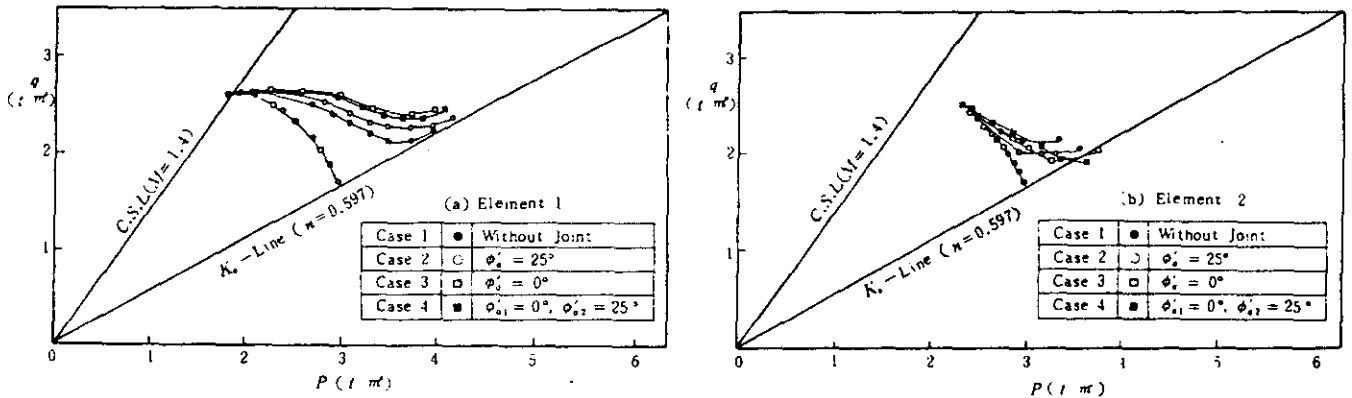


Fig. 4.13 Stress path (a) Element 1, (b) Element 2

Fig. 4.9의 1과 2요소에 대한 응력경로를 각각 Fig. 4.13 (a), (b)에 나타낸다. 1번 요소의 응력경로(Fig. 4.13 (a))는 Joint 요소의 고려 여부에 관계없이 성토하중 재하 단계에서는 동일한 경로를 따르다가 한계상태에 도달한 후 압밀 진행중에는 K_0 선에 접근하고 있다. 2번 요소의 응력경로(Fig. 4.13(b))는 Case 1, 2, 3, 4 모두 한계상태에 도달하지 못한다. 그러나, Joint요소를 고려한 경우 Joint요소를 사용하지 않는 경우에 비하여 축차응력 q 가 증가하며, 압밀과정 중에 K_0 선에 더 접근함을 보여 주고 있다. 그러나 1번과 2번 요소 모두 그림에 나타난 바와 같이 아직 1차원 압밀상태에 머물고 있다.

5. 결론

- 1) 연약지반 해석용으로 개발한 본 프로그램의 정도를 외국에서의 시험성토 결과에 적용하여 비교할때 다른 프로그램의 정도에 결코 뒤지지 않으며 Sand Drain 지반이나 기타 연약지반 처리공법의 변형해석에 이용될 수 있다고 본다.
- 2) Sand Drain 지반에 적용해 본 결과 Smear의 영향을 고려하는것이 안전측이라고 판단된다.
- 3) 경계면에서 Joint요소를 사용하면 종래의 Joint 요소를 고려하지 않은 해석 결과보다 침하 및 측방변위 등이 크게발생 됨으로서 Joint 요소를 고려하지 않은 경우의 해석은 과소 평가라고 볼 수 있다.
- 4) 응력경로 해석 결과에서 Joint 요소를 고려하면 축차응력 q가 증가하며 K_0 선에 더빨리 접근하는 경향이 있다.

참고문헌

1. Barron, R. A. 1948. Consolidation of fine grained soils by drain well
Trans. ASCE. pp 718-742.
2. Biot, M. A. 1941. General theory of three dimensional consolidation.
Journal of Applied Physics, Vol. 12 pp 155-164.
3. Christian, J. T. and Boehmer, J. W. 1970. Plane strain consolidation by
finite element. Journal of Soil mechanics and Foundation Division. ASCE
No.96. SM 4, July pp 1453-1457.
4. Magnan, J. P., A Belkeziz, P. Humbert and A.Mouratidis. 1982. Finite
element analysis of soil consolidation with special reference to the case
of strain hardening elastoplastic stress-strain models. Numerical Methods
in Geomechanics. Edmonton. pp 327-336.
5. Shibata, T. and Sekiguchi, H. 1980. A method of predicting failure of
embankment foundation based on elasto-viscoplastic analysis. JSCE Vol. 301
pp 93-104.
6. Lee, K. I. 1991. An Analysis on the Deformation of the Foundation Improved
with Sand Drains - With Emphasis on the Reclamation of Kwangyang Bay -
Master Thesis Graduate School Chonnam National University.
7. Lee, J. S. 1988. An Analysis on the Deformation of the Improved soft
Foundations Using the Joint Element Method. Doctoral Disseration Graduate
School Chonnam National University.
8. Park, H. G. 1984. A Comparative Study on Analysis of Consolidation by
various Models. Master Thesis Graduate School Chonnam National University.
9. 박병기, 정진섭, 박해근. 1985, 2차원 압밀해석법의 비교연구, pp 39-47.
대한토목학회 논문집, Vol.5, No.3.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단의 1991년도 연구비 지원으로 이루어진 것으로 동재단의 지원에 감사합니다.