

연약지반에 시공된 지오그리드 보강 쇄석기둥 공법의 유한요소모델링

Finite Element Modeling of Geogrid-Encased Stone Column in Soft Ground

유 충 식¹ Yoo, Chung-Sik

송 아 란² Song, Ah-Ran

김 선 빈³ Kim, Sun-Bin

이 대 영⁴ Lee, Dae-Young

Abstract

This paper presents the results of a research performed to investigate the finite element modeling approach for GESC (Geogrid-Encased Stone Column) method in soft ground within the framework of stress-pore pressure coupled analysis. GESC reinforcement mechanism and construction method was first examined and model verification of stone column on the results of FE analysis was identified. The results indicate that the 3D FE analysis and membrane elements play the most important role in the soft ground using GESC. Based on the results, a modeling method was suggested for stress-pore pressure coupled finite element modelling of GESC in soft ground.

요 지

본 논문에서는 연약지반의 기초구조물로서 지오그리드 보강 쇄석기둥 공법(Geogrid-Encased Stone Column, GESC) 이 시공되는 조건을 대상으로 3차원 유한요소해석 모델링측면에서 중요하게 다뤄져야 하는 내용을 고찰하였다. 이를 위해 GESC 보강개념 및 시공방법을 고찰하였으며, 유한요소모델링을 수행하여 점토지반의 압밀과 쇄석기둥 공법에 대한 모델 검증 및 응력-간극수압 연계해석을 수행하였다. 연약지반 성토제방에 적용된 GESC공법의 유한요소해석 결과를 통해 제방의 효율적인 거동평가를 위해서는 3차원 유한요소 해석 및 지오그리드의 인장특성을 모사할 수 있는 멤브레인 요소의 고려 여부가 큰 영향을 미치는 것으로 나타났으며, GESC공법이 적용된 제방의 연계해석 모델링시 중요하게 고려되어야 할 사항을 제시하였다.

Keywords : Finite element method, Geogrid, Ground improvement, Soft clay, Stone column

1. 서 론

최근 들어 국제적인 동북아 불류기지로의 탈바꿈을 위한 항만도시의 집중개발을 위해 서·남해안을 중심으로 항만시설의 확장공사 및 해안개발이 활발히 이루어지고 있다. 이에 따라 항만 주변의 연약지반에서 시공되는 제방이나 도로, 활주로와 같은 구조물의 하중을 충분

히 지지할 수 있으면서도 압밀침하문제를 동시에 해결할 수 있는 연약지반 보강대책이 시급하게 요구된다. 연약지반을 개량하는 공법으로는 연직배수재를 통한 압밀침하 공법 또는 지반의 일부를 모래로 치환하는 샌드 컴팩션(Sand Compaction) 공법, 쇄석말뚝(Granular Pile) 공법, 쇄석기둥(Stone Column)공법 등이 적용될 수 있으며, 최근들어 유럽에서는 샌드 컴팩션 공법과 같은

1 정회원, 성균관대학교 토목환경공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environ. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

2 성균관대학교 토목환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environ. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

3 성균관대학교 토목환경공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environ. Engrg., Sungkyunkwan Univ.)

4 정회원, 한국건설기술연구원 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Department of Geotechnical Engrg., Korea Institute of Construction Technology, dylee@kict.re.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2008년 4월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

조립토 말뚝 공법의 단점을 보완한 토목섬유 보강 쇄석기둥 공법에 대한 연구 및 현장적용이 활발히 진행되고 있다. 이 공법은 토목섬유로 조립토 재료의 기둥을 감싸 벌징파괴(bulging failure)를 방지하고 강성이 큰 채움재를 활용하여 지반의 지지력을 증가시키고 보강지반의 침하량을 감소시키는 개념을 적용한다. 이에 관한 기존의 연구로는 실내모형실험을 통한 토목섬유 보강 모래기둥의 거동특성 및 지지력 특성을 평가한 Kempfert 등(1999)과 Prisco 등(2006)의 연구가 있으며, Raithel and Henne(2000)와 Murugesan and Rajagopal(2006)은 유한요소 해석 연구를 통해 토목섬유 보강으로 인해 모래기둥 및 쇄석기둥의 지지력 증진 및 침하감소에 효과를 제시하였다. Raithel 등(2001)과 Brokemper 등(2006)은 현장시험시공을 통해 토목섬유 보강 모래기둥의 시공성을 평가하였다. 국내에서도 토목섬유로 모래기둥을 감싸 보강한 팽말뚝 공법에 관한 연구가 수행된 바 있으며(이상익 등 2005), 지오그리드 보강 쇄석기둥 공법에 관한 연구로는 실내시험 및 유한요소해석을 통한 지오그리드 보강 쇄석기둥 공법(GESC)의 하중-지지특성 평가에 관한 연구(이대영 등, 2006a ; 2006b) 등 기초적인 연구가 수행되어 왔다.

본 연구에서는 연약지반에 적용되는 GESC 공법의 보강개념과 시공방법에 대해 고찰하였으며, GESC 지반의 실제 거동평가 및 정량적인 분석결과를 얻을 수 있는 유한요소 모델링 방안을 검토하였다. 이를 위해 연약지반은 점토의 압밀 모델링에 주로 적용되는 Modified Cam-Clay(MCC) 구성모델을 이용하였고 쇄석기둥 감싸에 이용된 지오그리드의 모델링에는 멤브레인 요소

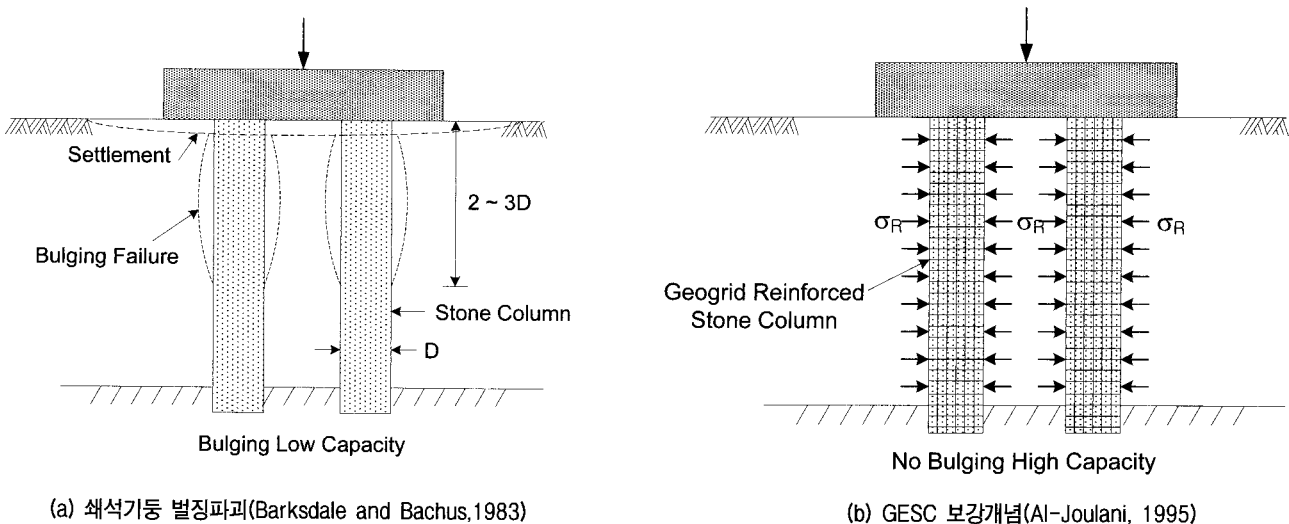
를 적용하였으며, 포화된 연약지반을 대상으로 하였기 때문에 응력-간극수압 연계해석을 수행하였다. 또한 압밀이론과 쇄석기둥 공법을 적용한 현장을 대상으로 유한요소모델 검증에 수행하였으며 해석결과를 이전 연구자들의 이론적 산정방법과의 비교·분석하였다. GESC 시공된 연약지반의 모델링 결과를 토대로 연약지반에 시공된 GESC공법의 연계해석 모델링시 중요하게 고려되어야 할 모델링 방안을 제시하였다.

2. 지오그리드 감싸 쇄석기둥(GESC) 공법 개요

2.1 GESC의 보강 개념

연약지반 개량공법으로 주로 사용되는 모래 및 쇄석기둥 공법은 상부 구조물 및 성토하중 재하시 그림 1(a)에 서와 같이 쇄석기둥 상부 2D~3D에서 팽창파괴(bulging failure)가 발생하며 이로인한 과도한 침하 및 지지력 감소는 구조물의 안정성에 영향을 미치게 된다(Hughes and Withers, 1974 ; Barksdale and Bachus, 1983). 이러한 쇄석기둥의 횡방향 변형을 억제하기 위해 고강도의 토목섬유로 쇄석기둥을 감싸 보강하여 좁으므로 지반의 구속력을 증가시켜 쇄석기둥의 지지력 증가로 인한 침하감소 공법에 대한 연구가 진행되고 있으며, Murugesan et al.(2006)과 이대영 등(2006a)은 효율적이고 경제적인 보강을 위한 쇄석기둥의 최적 감싸 깊이 범위를 제시하였다.

GESC 공법의 기본 개념은 그림 1(b)와 같이 지오그리드로 쇄석기둥을 감싸 지오그리드 인장강도에 의한 구



(a) 쇄석기둥 벌징파괴(Barksdale and Bachus,1983)

(b) GESC 보강개념(AI-Joulani, 1995)

그림 1. 지오그리드 보강여부에 따른 쇄석기둥 파괴형태

속효과로 인해 쇄석기둥의 강도증가를 유도하는 반면 변형을 감소시켜 벌징파괴를 억제함으로써 상부 재하하중에 효율적으로 저항하는데 초점이 맞추어진 공법이다. 또한 GESC공법은 고강도 지오그리드의 강성효과로 인해 쇄석, 폐콘크리트, 재생골재 등 다양한 입도의 재료를 사용할 수 있으며, 부직포로 모래기둥 전체를 보강하는 기존의 GEC공법과는 달리 쇄석기둥의 상부 팽창과괴영역만을 부분적으로 보강할 수 있는 장점이 있다. 이러한 장점으로 인해 GESC공법은 기존의 토목섬유 보강공법에 비해 토목섬유의 보강 범위를 축소시킬 수 있으며, 기존의 공법에 비해서도 설치간격을 줄여 줌으로써 경제적이고 효율적인 시공이 가능하다.

2.2 GESC 시공 방법

GESC를 현장에 적용하기 위해선 적절한 장비와 시공 방법이 필요하다. 기존의 쇄석기둥 공법(Stone Column Method)과 달리 토목섬유로 모래 및 쇄석기둥을 감싸 설치하는 공법은 연약지반 특성상 천공시 외벽 붕괴를 방지하고 토목섬유를 설치하기 위해 케이싱을 이용하여 기둥을 설치한다. GESC와 유사한 공법으로 시공 장비와 시공법이 개발되어 현장에 적용한 사례가 있는 GEC 공법은 해저 연약지반에 주로 사용되며 케이싱 내에 토목섬유(Ringtrac)를 설치한 후 모래를 채워 모래기둥을 형성하는 과정을 거친다. GESC공법은 GEC공법의 시공방법과 같이 연약지반 특성상 천공시 외벽

붕괴를 방지하고 지오그리드를 설치하기 위해 케이싱을 이용하여 기둥을 설치하는 과정을 거친다. 그러나 GESC공법은 모래기둥 전체를 토목섬유로 보강하는 GEC 공법과 달리 쇄석기둥의 상부만을 부분적으로 보강할 수 있는 공법으로서 시공방법에는 다소 차이가 있다. 본 연구에서는 현장시험시공과 GEC시공방법을 참조하여 쇄석기둥 상단부위를 감싸 보강하는 시공방법을 그림 2와 같이 제시하였다. 시공방법은 지반에 케이싱을 관입시킨 후 오거 등의 천공장비를 이용하여 케이싱 내부의 연약점토를 제거한 후 미리 제작된 지오그리드 망을 소정의 깊이까지 삽입한다. 지오그리드 망 내에 쇄석을 채우고 다짐을 반복하면서 케이싱을 점진적으로 인발하여 최종적으로 지오그리드 감싸 쇄석기둥을 완성한다.

3. 유한요소해석

3.1 경계조건 및 시공조건

본 해석의 매개변수 연구는 유한요소해석 상용프로그램 ABAQUS 6.4-1(ABAQUS users manual, 2005)을 사용하여 수행되었다. ABAQUS는 토목 및 기계 등 다양한 분야에 적용되는 프로그램으로서 다양한 흙의 구성모델을 제공하고 해석 알고리즘이 효율적인 장점을 갖고 있다. 또한 본 연구는 연약지반을 대상으로 하기 때문에 압밀거동 평가와 연계해석이 가능한 유한요소

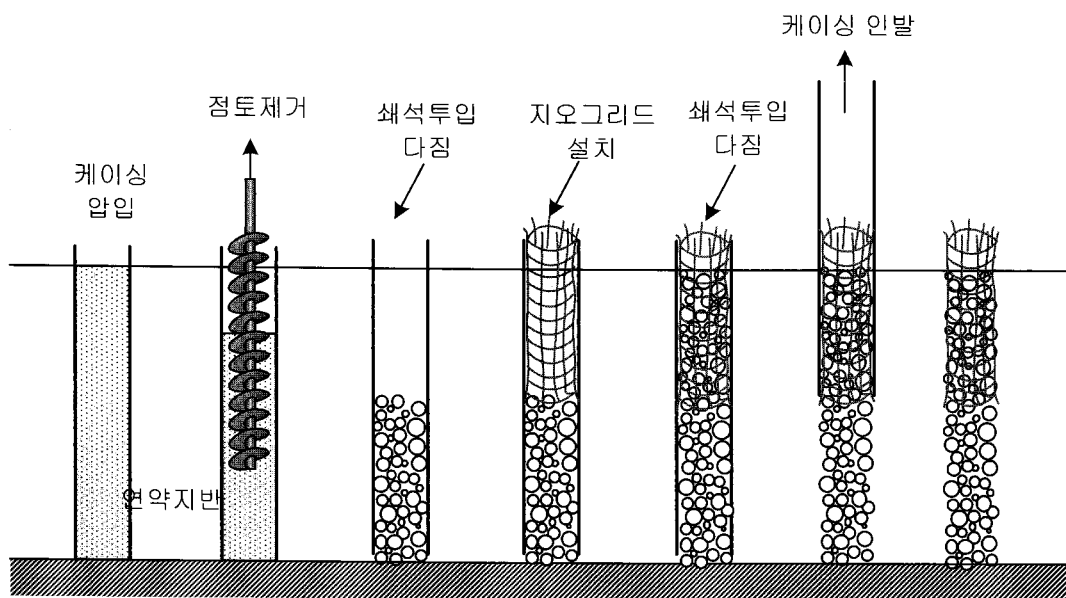


그림 2. GESC 시공방법

해석 프로그램의 활용이 필수적이며, 특히 점토지반 구성모델에 있어 점토지반의 거동을 잘 모사할 수 있는 Modified Cam-Clay(MCC) 모델 및 지오그리드를 모사하기 위해 멤브레인 요소를 적용하였다.

해석단면은 그림 3에 보이는 바와 같이 제방의 중심축을 기준으로 대칭을 이루는 점을 고려하여 우측 반단면에 대해서 3차원 모델링을 하였으며, 두께방향으로는 쇄석기둥이 반복적으로 배치되므로 치환율과 간격에 의한 두께로 1열을 모델링하였다. 지층조건은 지지층과 점토층으로 구성되며 점토층 상부에 1m의 모래층을 쌓고 제방이 1:2의 경사로 성토되는 것으로 간주하였다. 변위 경계조건은 해석단면의 측면을 수평방향변위구속, 바닥면은 수평, 연직방향 변위를 구속하였으며, 수리 경계조건은 초기조건에서 점토층 상부의 지하수위 위치

에 no-flow 경계를 부여하여 수압이 일정하게 유지되도록 하였다. 해석단면이 대칭이므로 우측경계에서만 물이 유입되도록 하였으며, 모래층에서 성토로 발생한 과잉간극수압이 소산되는 과정을 모사하기 위해 모래층 하부의 간극수압을 '0'으로 설정하였다. 해석의 편의상 쇄석기둥은 지오그리드와 함께 점토층에 매입된 상태인 것으로 간주하고, 시공단계는 성토 이후부터 모사하였다. 시공조건은 표 1에서 보이는 바와 같이 2m씩 단계별 성토를 하는 것으로 모사하였고 각 단계별로 성토 기간은 15일, 성토 후 10일 동안 기다려 과잉간극수압을 소산시킨 후 다음 단계의 성토를 진행하도록 하였으며, 성토 완료후 과잉간극수압이 '0'이 되어 압밀이 완료될 때까지 시간을 충분히 두었다.

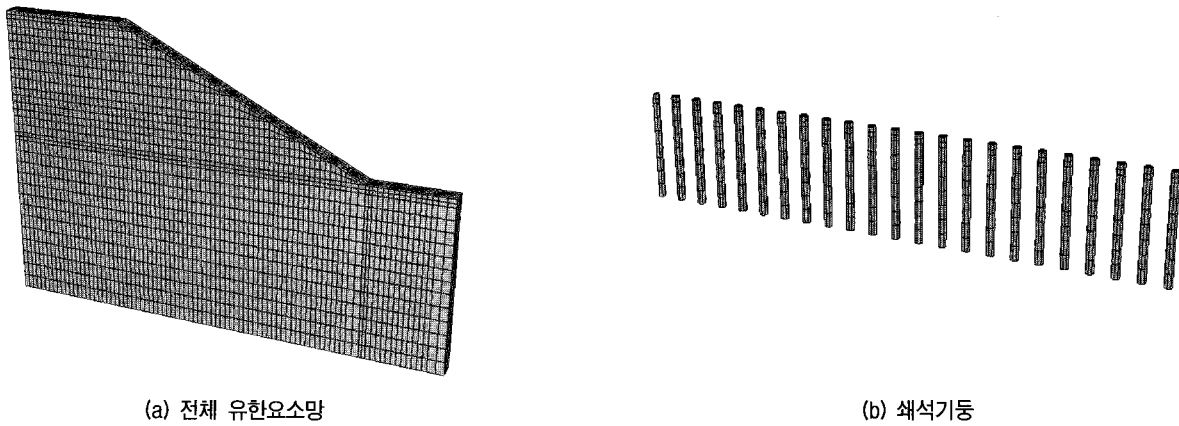


그림 3. 3차원 유한요소망

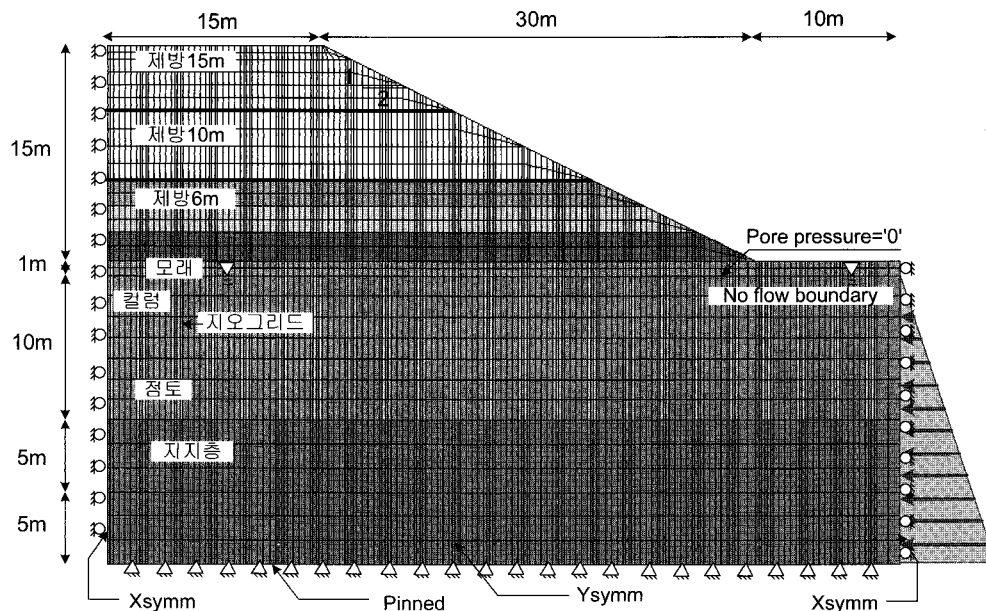
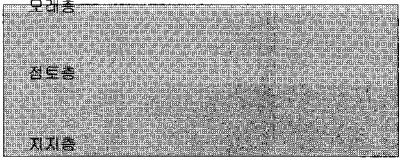
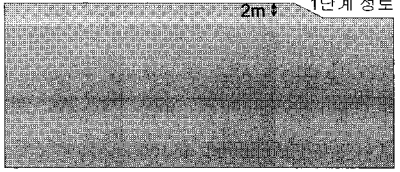
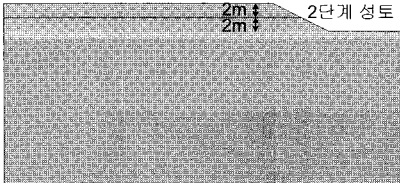
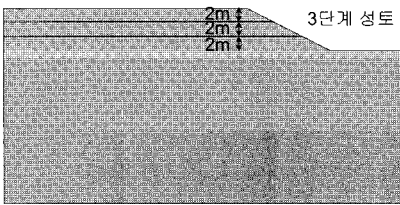


그림 4. 해석영역(치환율 10%)

표 1. 제방성토 시공단계

단계	시공조건	시간(일)	성토
Step 1	초기조건구현 <ul style="list-style-type: none"> • 측면변위경계조건부여 • 우측수리경계 no-flow 	-	초기조건 
Step 2	1단계 재하 <ul style="list-style-type: none"> • 성토고 2m • 점토층상부 간극수압 '0' 	15	2m 성토 
Step 3	압밀 <ul style="list-style-type: none"> • 과잉간극수압 소산 	10	
Step 4	2단계 재하 <ul style="list-style-type: none"> • 성토고 4m 	15	4m 성토 
Step 5	압밀 <ul style="list-style-type: none"> • 과잉간극수압 소산 	10	
Step 6	3단계 재하 <ul style="list-style-type: none"> • 성토고 6m • 시공직후 	15	6m 성토 
Step 7	압밀 <ul style="list-style-type: none"> • 과잉간극수압 소산 • 시공완료 후 거동 	SS	

3.2 재료 모델링

3.2.1 Modified Cam-Clay 모델

GESC의 효율적인 모델링을 위해서는 연약지반의 시간에 따른 압밀과 지오그리드를 실제 조건과 유사하게 모델링하여야 한다. 연약지반은 Modified Cam-Clay(MCC) 구성모델을 적용하여 침하와 압밀에 관한 점토지반의 특성이 모사되도록 하였다. 본 해석에 사용된 MCC모델은 Roscoe와 Burland(1968)가 Cam-clay이론을 수정하여 타원형의 항복궤적(Yield locus)을 갖도록 제안한 모델로 연약지반 해석시 효과적인 것으로 알려져 있다. 식 (1)은 MCC 모델의 항복면을 정의한 식으로 여기서 p'_o 은 선형압밀하중, η 는 q/p' 의 응력비를 나타내고 M은 한계상태 기울기로 점토 고유의 변수이다.

$$\frac{p'}{p'_o} = \frac{M^2}{(M^2 - \eta^2)} \quad (1)$$

3.2.2 연약지반 모델링

재료 모델링에 있어서 앞서 언급한 바와 같이 점토층은 MCC모델을 적용하였으며, 다른 지층과 제방, 쇄석 기둥은 Mohr-Coulomb Hardening 모델을 적용하였고, 지오그리드는 탄성거동을 하는 것으로 가정하였다.

Modified Cam-Clay 모델은 5개의 변수로 정의되며 이들 변수 중 plastic slope λ , elastic slope κ 는 e-lnp 그래프의 기울기를 나타내는 것으로 압밀이론에서의 C_c 와 C_s 에 해당하는 변수로 볼 수 있으며 점토층의 발생 침하량과 관계가 있다. Critical state stress ratio M과 Initial yield surface size a_o 은 그림 5에 보이는 바와 같이 MCC의 항복면을 정의하는 변수로 M은 점토층의 파괴시 내부마찰각으로 산정할 수 있으며, a 는 식 (2)에 따라 점토층의 응력상태와 간극비의 관계로 하중이력특성을 결정하는 변수가 된다.

$$a_o = \frac{1}{2} \exp\left(\frac{e_1 - e_o - \kappa \ln p_o}{\lambda - \kappa}\right) \quad (2)$$

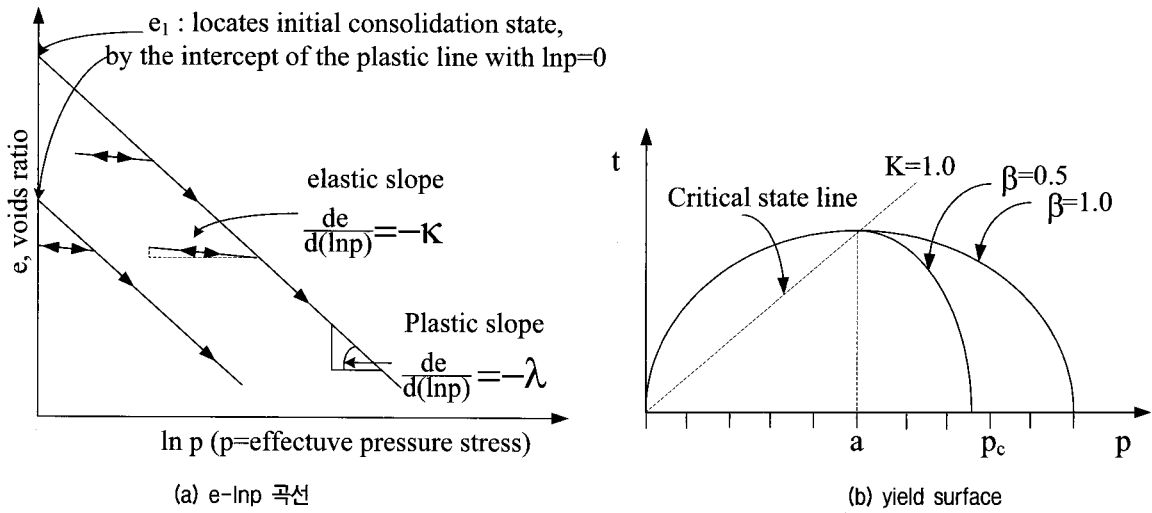


그림 5. MCC 모델 변수의 정의

표 2. 해석 적용물성

구분	γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (deg)	k (cm/s)	
제방	18	15,000	0.3	33	3	-	
모래	19	15,000	0.3	28	3	-	
쇄석 기둥	불포화	19	40,000	0.3	40	5	-
	포화	15	40,000	0.3	40	5	1.16×10^{-2}
지지층	15	100,000	0.3	40	100	1.16×10^{-6}	
지오그리드	1	2,500,000	0.3	J=2500kN/m			

구분	γ (kN/m ³)	λ	M	a_0	κ	ν	e	k (cm/s)
점토층	15	0.2	1	50	0.02	0.3	1	1.16×10^{-6}

점토층은 ○○지역의 연약지반의 지반조사결과를 바탕으로 MCC모델의 선형압밀하중관련 변수에 따라 물성을 적용하였으며, Tan과 Tjahyono(2006)의 논문을 참조하여 제방 및 모래물성을 산정하였고 지지층은 변위가 발생하지 않도록 충분히 견고하게 하였다. 쇄석의 물성은 성균관대에서 수행한 실내시험(이대영, 2006a) 및 국내의 관련논문을 참조(Schweiger와 Pande, 1986; Han과 Gabr, 2002)하여 선정하였다. 지오그리드는 일반적으로 연약지반에 적용되는 지오그리드의 강성을 참조하여 범위를 선정하였다(Kempfert, 1999). 표 2에서 해석에 적용된 물성을 보여주고 있다.

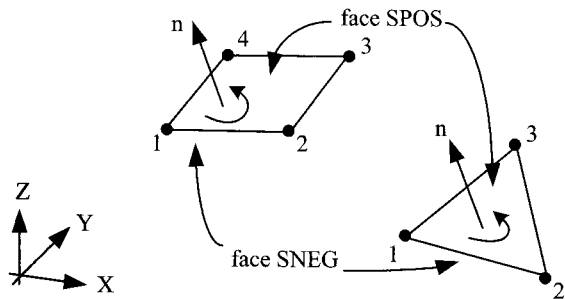
3.2.3 지오그리드 모델링

모델의 이산화에 있어 지오그리드는 그림 6과 같은 3차원 4절점 멤브레인 요소(M3D4)로 모델링하였다. 멤브레인 요소에서 양의 면(SPOS)은 법선방향에 대해 절점이 반시계 방향으로 정렬된 면이고, 반대면은 음의 면(SNEG)이 된다. 지오그리드는 (b)에서와 같이 쇄

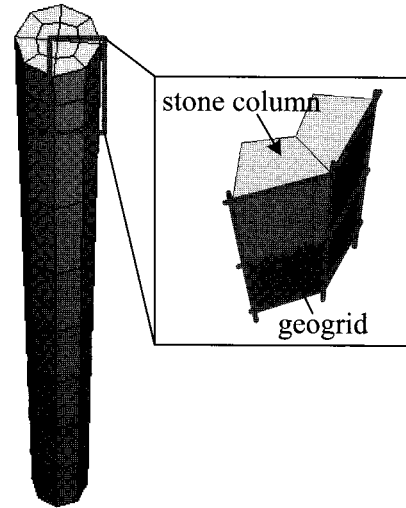
석기둥의 바깥면과 지반사이에 삽입되어 가로 세로 연결선을 따라 인장력이 작용하는 재료로서 풍선과 같이 면에 수직인 방향으로의 외력에는 저항하지 못하고 선을 따라 힘을 전달하는 멤브레인 요소로의 모델링이 적합하다. GESG에 적용되는 지오그리드는 쇄석기둥의 벌징파괴에 저항하는 역할을 하므로 지오그리드 유발인장력은 둘레방향의 멤브레인 변형으로부터 산정된다. 지오그리드의 두께는 1mm로 선정하였고 단면 변형률은 포아송비 ν 로 정의한 두께의 비선형 관계식은 식 (3)과 같다. 여기서 포아송비가 0.5인 경우는 재료의 비압축성을 나타내고, $\nu=0$ 은 두께의 변화가 없음을 나타낸다.

$$\frac{t}{t_0} = \left(\frac{A}{A_0} \right)^{-\frac{\nu}{1-\nu}} \quad (3)$$

여기서, A = 멤브레인의 기준면 면적
 ν = 포아송비



(a) 멤브레인 요소



(b) 지오그리드 감쌈 모델링

그림 6. 지오그리드 모델링

3.3 유한요소모델 검증

본 장에서는 해석에 적용한 유한요소모델링의 검증에 관한 내용을 다루었다. 검증방법으로는 압밀이론에 근거하여 무처리 연약지반에 제방을 성토하는 단순화한 해석조건을 설정하여 시간-침하의 관계는 물론 과잉간극수압의 소산과 유효응력의 증가경향을 이론적인 계산결과와 비교하였다. 또한 실제 말레이시아의 연약지반에 시공된 제방현장의 침하량 예측결과와 이를 모델링한 Tan과 Tjahyono(2006) 논문의 과잉간극수압 발생경향에 대해서 ABAQUS로 모델링한 유한요소해석 결과를 비교 분석하였다. 검증 결과를 통해 본 해석에 적용된 모델링 방법이 이론계산식 및 논문결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다.

3.3.1 압밀이론에 의한 모델

모델 검증을 위한 대상지반은 보강공법이 적용되지 않은 10m 두께의 점토층으로 가정하였으며 단계성토를 통한 6m 높이의 제방을 성토하여 하중을 재하 하였다. 성토는 2m씩 3단계로 시공되는 것으로 모델링하였으며 시공완료 후 간극수압이 완전히 소산되고 침하가 수렴되는 정상류 상태까지의 결과를 분석하였다. 제방 중앙 위치의 점토층의 중간 깊이 지점에서 측정된 e-logp 곡선은 그림 7에 보이는 바와 같이 성토 전 지반의 초기응력 69kPa에서 성토에 의한 추가하중(Δp) 108kPa이 가해짐에 따라 간극비가 감소하는 경향을 보이고 있다. e-logp 곡선으로부터 압축지수 및 팽창지수를 산정하고

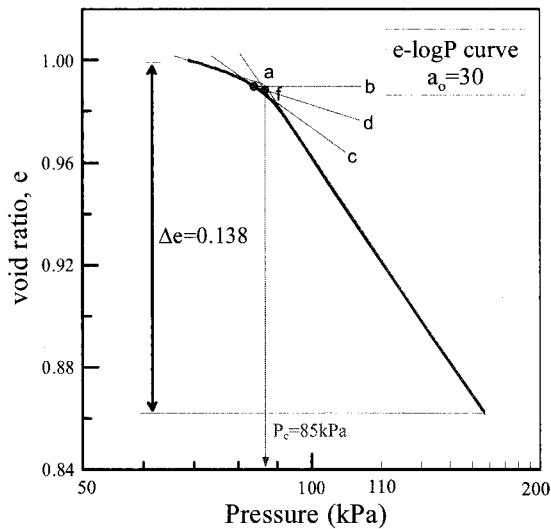
압밀이론에 근거하여 침하량을 계산하였다. 식 (4)~(6)은 침하량 계산에 활용된 식이다.

$$C_s = \frac{\Delta e}{\log(p_c/p_o)} \quad (4)$$

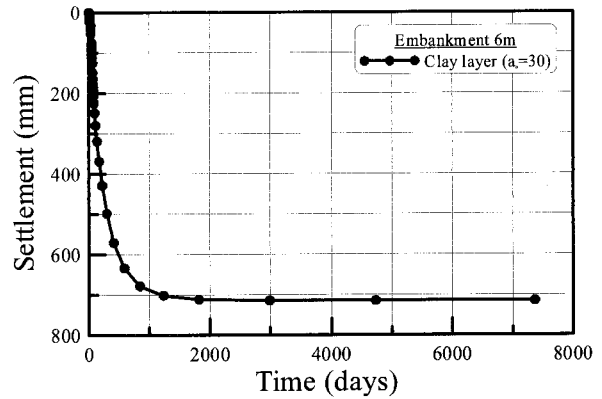
$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{p_o + \Delta p}{p_c}\right)} \quad (5)$$

$$S = \frac{\Delta e}{1 + e_o} H = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{p_o + \Delta p}{p_c} \quad (6)$$

계산결과 팽창지수는 0.0589, 압축지수는 0.405로 산정되었으며 이들 수치는 점토층의 MCC모델 변수의 입력 값이 반영된 결과이다. 그림 8에 보이는 바와 같이 선행압밀 하중 102kPa, 점토층 중앙에서의 초기응력은 69kPa로 과압밀비(OCR) 1.48인 과압밀 점토에서 식 (6)으로 계산한 침하량은 0.500m이고 유한요소해석결과에서 수렴된 침하량은 0.485m로 분석되었다. 계산결과와 해석결과 비교를 통해 오차는 5cm가량으로 전체 침하량에 비해 크지 않은 오차범위로 나타났으며 MCC모델의 변수가 e-logP 곡선에 반영되고 계산된 침하량과 해석결과 침하량이 유사한 수치로 분석되어 점토층의 압밀이 적절히 모델링되었음을 알 수 있다. 그림 7은 동일한 성토조건 하에서 지반조건이 정규압밀점토인 경우 대한 해석결과로 침하량은 식 (6)을 이용한 결과 0.69m, 해석결과 0.715m로 나타나 오차는 무시할 수 있는 범위로 분석되었으며, 침하량 수준은 과압밀 점토에 비해 1.47배가량 크게 발생하는 것으로 분석되었다.

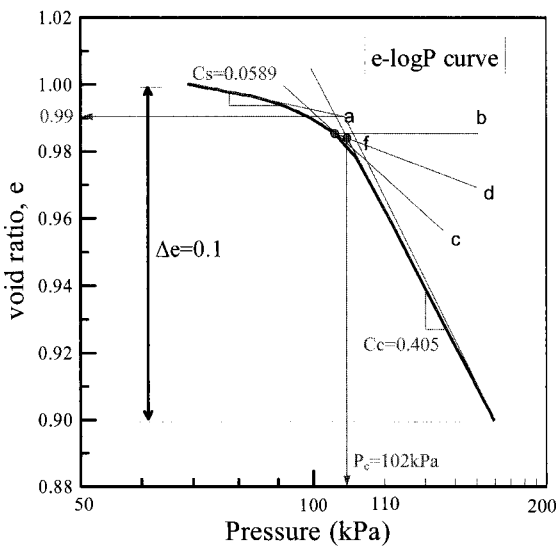


(a) e-logP 곡선

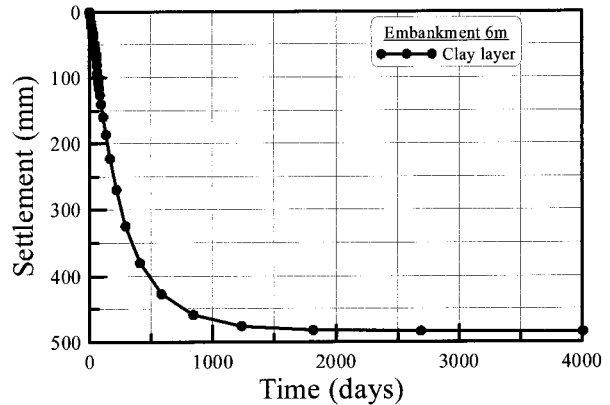


(b) 시간-침하량 관계

그림 7. 정규압밀 점토의 e-logp와 침하량 관계곡선



(a) e-logP 곡선



(b) 시간-침하량 관계

그림 8. 과압밀 점토의 e-logp와 침하량 관계곡선

앞서 침하량 측면에서 과압밀과 정규압밀점토에 대해 압밀이론 계산결과와 해석결과를 비교하여 오차가 무시할 수 있는 범위로 발생함을 파악하였다. 압밀이론에 있어서 임의의 시간에 대한 과잉간극수압과 압밀도, 침하량의 관계를 분석하기 위해 다음 식을 이용하여 비교 분석하였다. 최대한 압밀이론의 가정에 기초한 해석을 수행하기 위해 그림 3과 동일한 유한요소망에 적용하되 제방성토하중이 짧은 시간에 가해지도록 시공조건을 설정하여 과잉간극수압이 최대한 성토하중에 가깝도록 모사하였다.

성토하중(Δp)은 108kPa이고 이 때 발생하게 되는 간

극비 변화(Δe)는 0.101이다. 식 (7)과 (8)에 의해 체적압축계수(m_v)는 $0.00048\text{m}^2/\text{kN}$, 압밀계수(c_v)는 $0.2083\text{m}^2/\text{day}$ ($=0.0241\text{cm}^2/\text{s}$)로 산정된다. 임의의 시간 85일에 대해서 T_v 는 식 (9)에 의해 0.177로 계산되고 깊이에 따른 압밀도를 산정 후 식 (10)으로 깊이에 따른 간극수압을 계산할 수 있다. 표 3은 시공직후 및 85일 후의 해석결과와 수식을 활용하여 계산한 결과를 정리한 것이며, 그림 12에서 이들을 비교하여 나타내었다.

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e_{av}} = \frac{\Delta e / \Delta p}{1 + e_{av}} \quad (7)$$

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (8)$$

$$T_v = \frac{c_v t}{H_{dr}^2} \quad (9)$$

$$U_z(\%) = \left(1 - \frac{u_A}{u_o}\right) \times 100 \quad (10)$$

과잉간극수압은 계산결과가 해석결과보다 10~20kPa 가량 크게 산정되고 있으며, 하중재하 직후 발생한 점토

층 상부에서는 그 차이가 80kPa에 이른다. 유한요소해 석시 하중이 재하될 때 과잉간극수압은 그림 12에 보이 는 바와 같이 0에서부터 증가하며 이 시간동안 점토층 최상부에서의 배수를 허용하므로 이미 발생한 과잉간 극수압은 소산되기 시작한다. 반면 계산에 의한 하중재 하 직후의 과잉간극수압의 크기는 재하한 하중과 동일 하다는 압밀이론의 가정에 의해 깊이에 상관없이 재하 하중 108kPa로 산정되었다. 압밀이 진행된 지 85일 후

표 3. 과잉간극수압 발생(단위 : kPa)

깊이(m)	시공직후 -FEM-	시공직후 -Cal.-	85일 후 -FEM-	85일 후 -Cal.-	85일 후 U_z
1.4	33.8	108.0	8.4	20.5	0.81
2.9	80.2	108.0	24.7	42.1	0.61
4.3	96.0	108.0	39.3	57.2	0.47
5.7	99.4	108.0	51.6	69.1	0.36
7.1	99.9	108.0	60.7	81.0	0.25
8.6	100.0	108.0	66.3	86.4	0.20
10.0	100.1	108.0	68.7	88.6	0.18

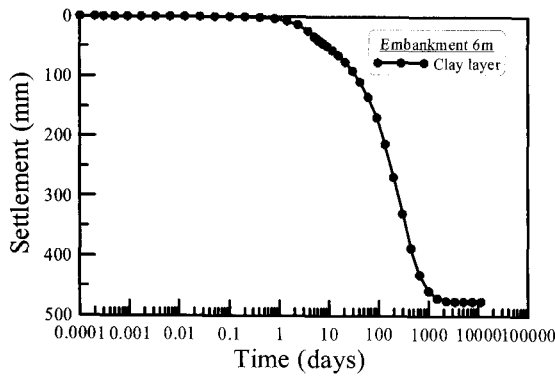


그림 9. 시간-침하량 관계

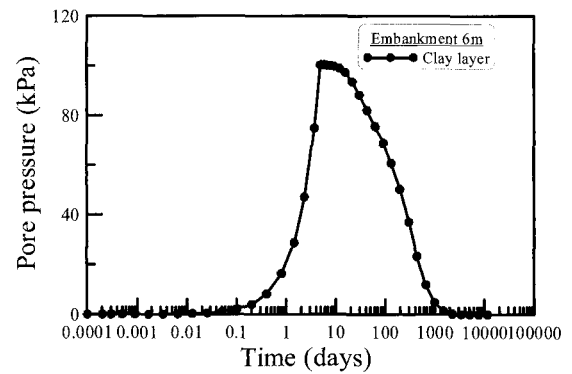


그림 10. 시간-과잉간극수압 관계

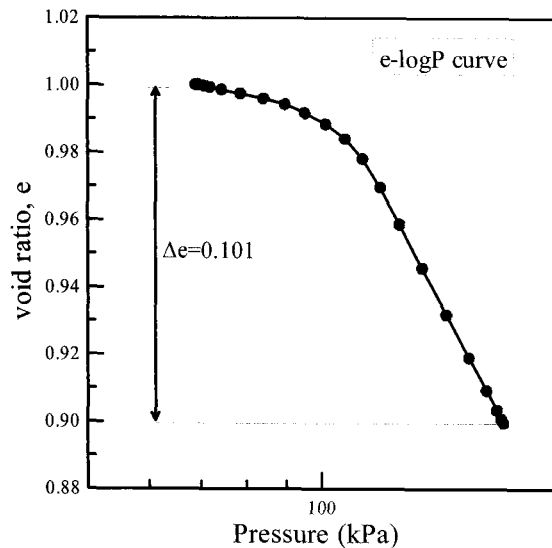


그림 11. e-logp 곡선

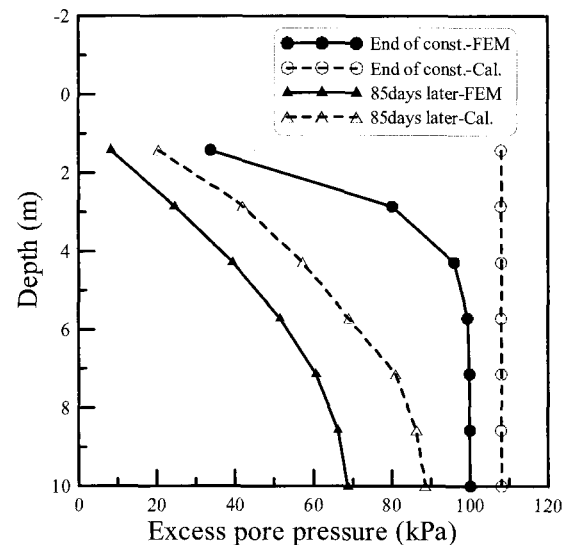


그림 12. 깊이에 따른 간극수압발생

의 과잉간극수압 비교시 20kPa의 오차는 하중직후와 마찬가지로 하중재하에 대한 관점의 차이로 발생하는 것으로 판단되며, 정성적으로 과잉간극수압이 점토층 상부에서 최소, 하부에서 최대로 발생하는 일면배수에 의한 타당한 간극수압소산경향을 보이므로 점토층의 압밀 모델링이 본 해석에 적합하게 적용될 수 있다.

3.3.2 스톤컬럼 모델 검증

Malaysia에서 건설된 Penchala Toll Plaza project의 제방현장을 대상으로 연구한 Tan과 Tjahyono(2006)의 논문을 참조하여 지반조건 및 물성을 현장조건과 동일하게 적용하여 쇄석기둥 적용에 대한 모델검증을 수행하였다. 당 현장은 단단한 점토층과 연약점토층의 지반조건으로 연약 점토층에 스톤컬럼 공법을 적용하여 지반보강을 한 후, 상부에 1.8m 높이의 제방을 성토한 제방시공 현장이다. 쇄석기둥의 직경은 0.8m이고 배치간격은 2.4m이며 해석의 편의상 쇄석기둥 모델링은 정사각형 형태로 하였다. 대상현장은 제방의 중심축을 기준으로 좌우대칭이므로 우측 반단면에 대해 고려하였다. 제방의 제원은 폭 20m, 높이 1.8m이며, 시공단계는 초기 조건에서 쇄석기둥이 미리 지반에 관입되어 있는 것으로

로 간주하고 제방이 9일 동안 성토시공 되는 것을 모사하였다. 그림 13은 대상현장의 우측 반단면으로 고려대상조건을 보여주고 있으며 현장 적용물성은 표 4에 나타낸 바와 같다.

제방단면의 검증에 앞서 간단히 쇄석기둥과 지반의 단위셀에 대해 그림 14와 같이 축대칭, 평면변형률, 3차원 모델링을 하여 유한요소해석을 수행하였다. 해석에 사용된 프로그램은 본 검증의 경우 ABAQUS를 사용하였고 결과비교대상인 Tan과 Tjahyono(2006)의 경우 Plaxis를 이용하였다. 변위경계조건에 있어 측면은 면에 수직인 방향 변위 구속, 바닥은 수평, 수직방향 구속하였으며, 수리경계조건은 지반측면에 no flow 경계조건을 주어 지하수위가 지표에 위치하도록 하였다. 단위셀 검증 물성은 표 5에 보이는 바와 같고, 재료모델링에 있어서 지반과 쇄석기둥 모두 MC모델을 적용하였다. 축대칭 모델링과 3차원 모델링의 경우 쇄석기둥의 직경을 실제와 같이 모델링하였으나 평면 변형률 조건의 경우엔 쇄석기둥을 등가의 쇄석기둥면적으로 환산하여 적용하였다. 해석단계는 쇄석기둥이 지반에 매입된 초기조건과 단위셀 상부의 100kPa 하중재하, 압밀의 3단계로 이루어진다.

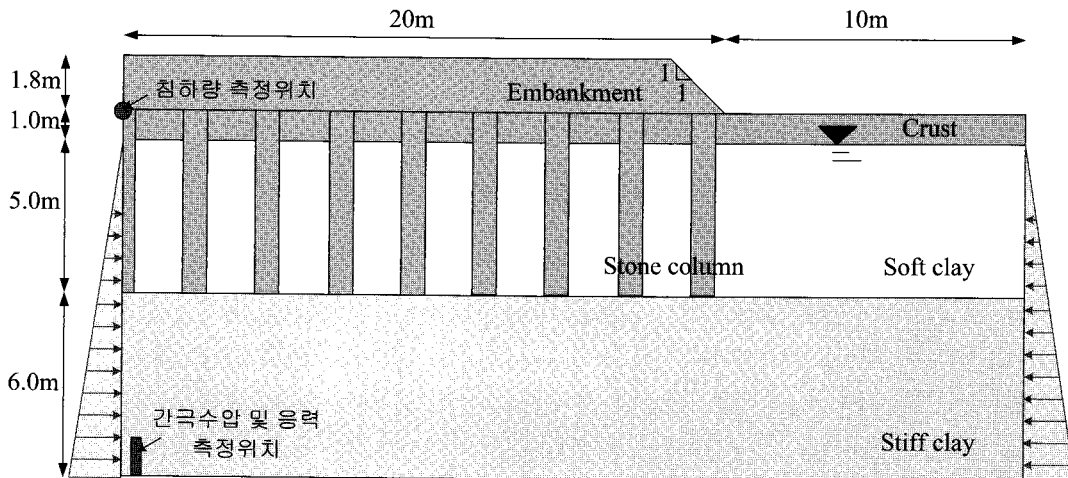


그림 13. 대상 현장 단면도(Tan and Tjahyono, 2006)

표 4. 모델검증 적용물성

구분	$\gamma_{unsat}(kN/m^3)$	$\gamma_{sat}(kN/m^3)$	ν	E(kPa)	$k_h(m/s)$	$k_v(m/s)$	$c'(kPa)$	$\phi(^{\circ})$
제방 성토	18	20	0.3	15,000	1.16×10^{-5}	1.16×10^{-5}	3	33
크러스트	17	18	0.3	15,000	3.47×10^{-7}	1.16×10^{-7}	3	28
연약 점토	15	15	0.3	1,100	3.47×10^{-9}	1.16×10^{-9}	1	20
단단한 점토	18	20	0.3	40,000	3.47×10^{-9}	1.16×10^{-9}	3	30
쇄석기둥	19	20	0.3	30,000	1.16×10^{-4}	1.16×10^{-4}	5	40

하중재하부터 압밀완료까지 시간에 따른 단위셀 모델의 과잉간극수압과 침하량 발생경향은 그림 15에 보이는 바와 같다. 과잉간극수압은 100kPa가량 발생하여 재하하중만큼 발생하였으며, 침하량은 압밀완료 후 최종적으로 190mm가량 발생하였다. 검증 결과 3가지 모델링 방법의 시간에 따른 경향이 정량적, 정성적으로 유사하게 나타남을 볼 수 있다. 이러한 결과를 통해 단위

셀의 개념상 축대칭 또는 3차원 모델링이 적합하나, 등가환산면적에 의한 평면변형률 조건의 해석도 3차원 모델링과 유사한 결과를 도출하는 것이 가능함을 알 수 있다. 또한 단위셀 모델링의 검증에 사용프로그램은 다르지만 동일한 모델링을 한 Tan과 Tjahjono(2006)의 해석결과와의 비교시 거의 일치하게 나타남을 확인할 수 있었다. 단, 그림 15(a)에서 3차원 단위셀의 과잉간극수압이 0.01days까지 0부터 증가하는 경향을 보이고 있는 것은 하중재하 모델링의 차이 때문으로 판단된다. 축대칭과 평면변형률 조건의 하중재하는 즉시재하(Instantaneous loading)로 하여 초기에 과잉간극수압이 발생하나 3차원 단위셀의 경우 수렴문제를 해결하기 위해 하중을 점진적 재하(Ramp loading)로 하였기 때문에 초기 과잉간극수압 0부터 하중재하 완료시까지 증가하고 압밀단계에서 소산되는 경향을 보인다. 이러한 결과로부터 ABAQUS로 단위셀에 대한 경계조건, 하중재하, 시공단계 모델링이 타당함을 확인할 수 있으며, 이를 토대로 제방현장에 대한 검증을 수행하였다.

제방 현장 단면에 대한 검증모델은 다음 그림 16과 같은 3차원 유한요소망을 이용하였다. 그림 16(a)는 Tan과 Tjahjono(2006)이 현장 검증을 위해 작성한 Plaxis 유한요소망이며, 그림 16(b)는 본 해석에 적용된 ABAQUS 유한요소망이다. 모델링은 단위셀 3차원 모델링과 동일한 방법으로 경계조건 및 재료 모델링을 하였으며, 시공

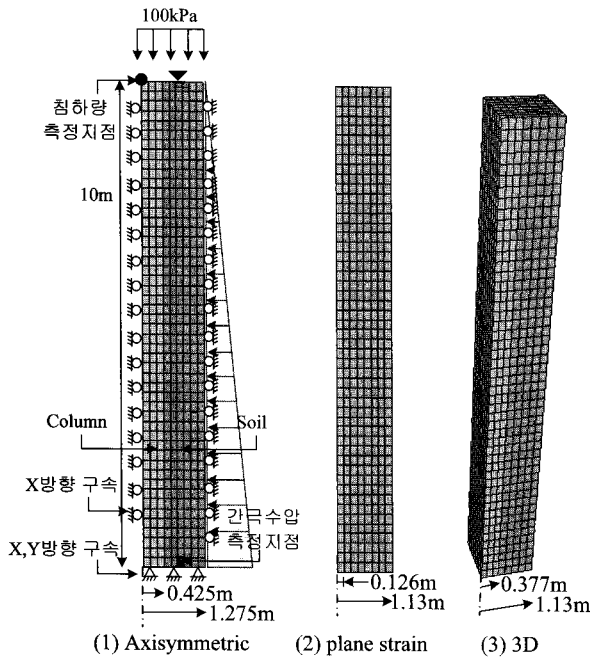
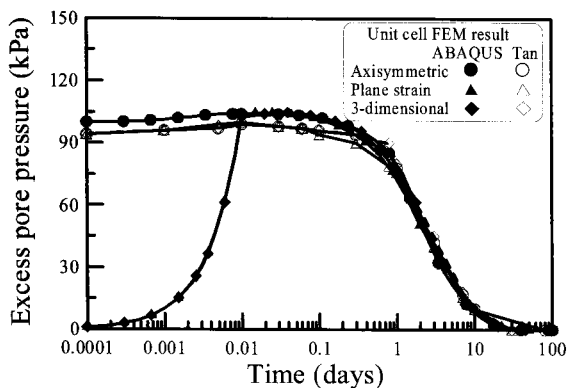


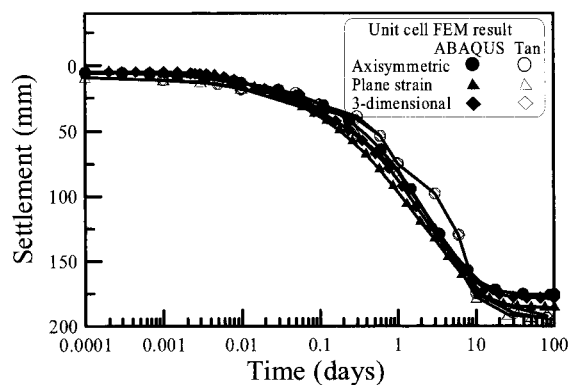
그림 14. 단위셀 모델링

표 5. 단위셀 모델링에 적용된 물성

모델링	구분	γ (kN/m ³)	E (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ (deg)	k_v (m/s)
Axisymmetric and 3-dimensional	연약지반	15	3,000	0.3	0.1	22	3.47×10^{-9}
	쇄석기둥	20	30,000	0.3	1	40	1.16×10^{-4}
Plane strain	연약지반	15	3,000	0.3	0.1	22	1.59×10^{-9}
	쇄석기둥	20	10,980	0.3	1	40	1.16×10^{-4}

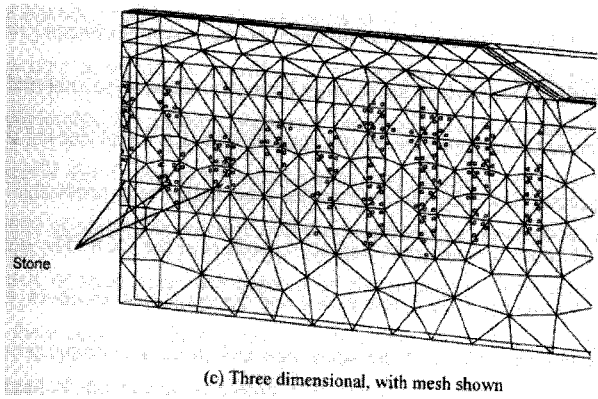


(a) 과잉간극수압 발생경향

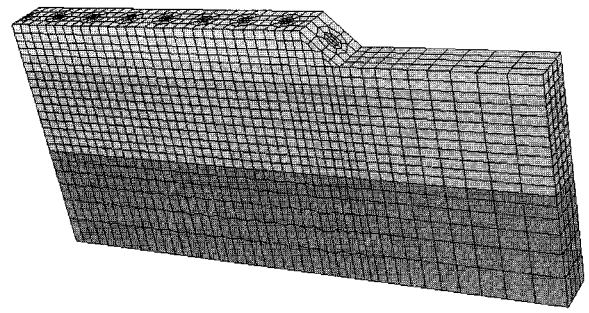


(b) 침하량 발생 경향

그림 15. 단위셀 모델링의 결과



(a) Tan과 Tjahyono(2006)의 유한요소망



(b) ABAQUS 유한요소망

그림 16. 해석에 적용된 유한요소망

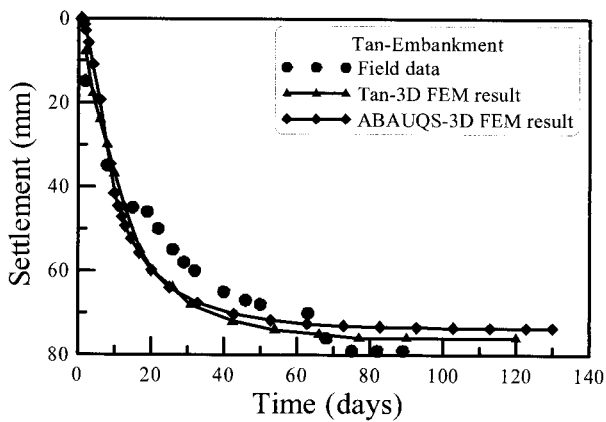


그림 17. 시간-침하량 결과

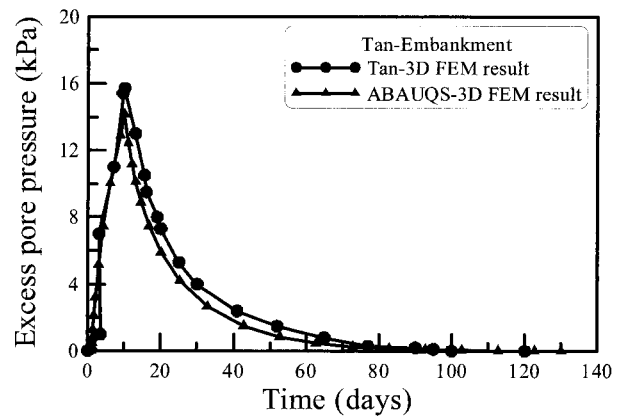


그림 18. 시간-과잉간극수압 결과

조건은 초기조건에서 쇄석기둥이 매입되어 있는 상태로 간주하고 100kPa의 압력 대신 제방을 성토하여 자중재하 되는 것으로 모델링하였다.

제방성토 및 압밀진행 조건하에서의 침하량 결과는 그림 17에 보이는 바와 같이 실제 계측 결과는 80mm이고 유한요소해석에 의한 산정결과는 74~76mm로 실제 계측 결과와 근사하게 발생하였으며, 침하량 발생경향에 있어서는 하중재하직후 전체 침하량의 50%가 발생하고 40일부터 수렴하는 경향이 동일하게 나타나 정성적인 거동양상 또한 유사한 것으로 분석되었다. Tan과 Tjahyono(2006)의 유한요소해석 검증결과는 계측결과와 적은 오차를 보이며 이때의 과잉간극수압 발생은 그림 20과 같이 재하직후 16kPa이 발생하고 60일 이후에 거의 소산되며 ABAQUS 검증결과도 15kPa정도로 발생하였다. 이러한 결과분석을 통해 당 현장에 적용한 모델링 방법은 실제거동을 모사하는 데에 적합하게 모델링되었음을 확인 할 수 있다.

4. GESC 모델링 방안 결과 및 분석

4.1 단위셀과 제방 모델링

3장의 모델검증에서 다룬 바와 같이 GESC지반의 모델링은 단위셀에 대하여 2차원 축대칭과 3차원 모델링이 동일한 결과를 도출할 수 있는 것으로 나타났다. 반면, 평면 변형률로 모델링하게 되는 경우 두께 방향으로 일정한 형상을 모델링하는 것이기 때문에 쇄석기둥의 면적에 대해서 등가환산하여 적용한 경우에 제한적으로 유사한 결과를 얻을 수 있지만 쇄석기둥 단면과 형상, 배치간격에 대해 실제 상황을 모사하기에 적합하지 않음에 따라 축대칭과 3차원 모델링 방법이 사용된다.

본 장에서는 연약지반위에 성토제방 기초로서 GESC 공법이 시공된 현장의 효율적인 수치해석 모델링 방안의 평가를 위해 단위셀 모델링과 제방 단면의 전체 1열 모델링을 비교하였다. 단위셀 모델링은 쇄석기둥의 시공이 일정한 간격으로 반복해서 진행되기 때문에 해

석의 편이상 그림 19(a)와 같이 쇄석기둥과 그 둘레의 점토일부를 전체로 간주하여 모델링하는 방법을 적용하였다. 제방 모델링은 해석의 편이상 중심축을 기준으로 우측 반단면, 쇄석기둥의 1열에 대해 그림 19(b)와 같이 모델링 하였다.

그림 20~22는 단위셀과 제방 반단면 유한요소망의 쇄석기둥 중심에서 측정한 침하량 발생경향과 점토지반의 최하단부에서 시간에 따른 응력과 과잉간극수압 변화를 나타내고 있다. 제방 모델링의 경우 제방의 중심축에 위치한 지역의 점토와 쇄석기둥을 대상으로 비교하였다.

그림 21과 그림 22에 볼 수 있듯이 단위셀과 제방 모델링의 침하량 발생 경향과 응력증가 경향이 거의 일치하는 경향을 관찰 할 수 있다. 그림 22는 과잉간극수압

발생 경향을 나타내고 있는데 단위셀과 제방 모델링의 최대 과잉간극수압이 각각 0.3kPa, 2.08kPa로 차이는 있지만 그 크기가 정량적으로 매우 작은 수치로 판단됨에 따라 과잉간극수압 발생경향도 큰 차이가 없음을 알 수 있다. 단위셀 모델링에서의 과잉간극수압이 거의 발생하지 않는 것은 단위셀의 바로 우측 측면에 수리경계조건을 부여하여 지하수의 유입과 동시에 쇄석기둥으로 배수되었기 때문으로 판단된다. 한편 점토 중간층에서의 응력경로는 그림 23에 보이는 바와 같이 기울기 M의 한계상태선(Critical State Line, CSL)에 도달한 후 항복면을 따르는 경향이 모델링 방법의 차이에도 불구하고 동일하게 나타났다.

또한 모델링 방법에 따른 쇄석기둥과 지반의 응력분담비를 평가하기 위해 치환율 10%로 동일하게 적용하

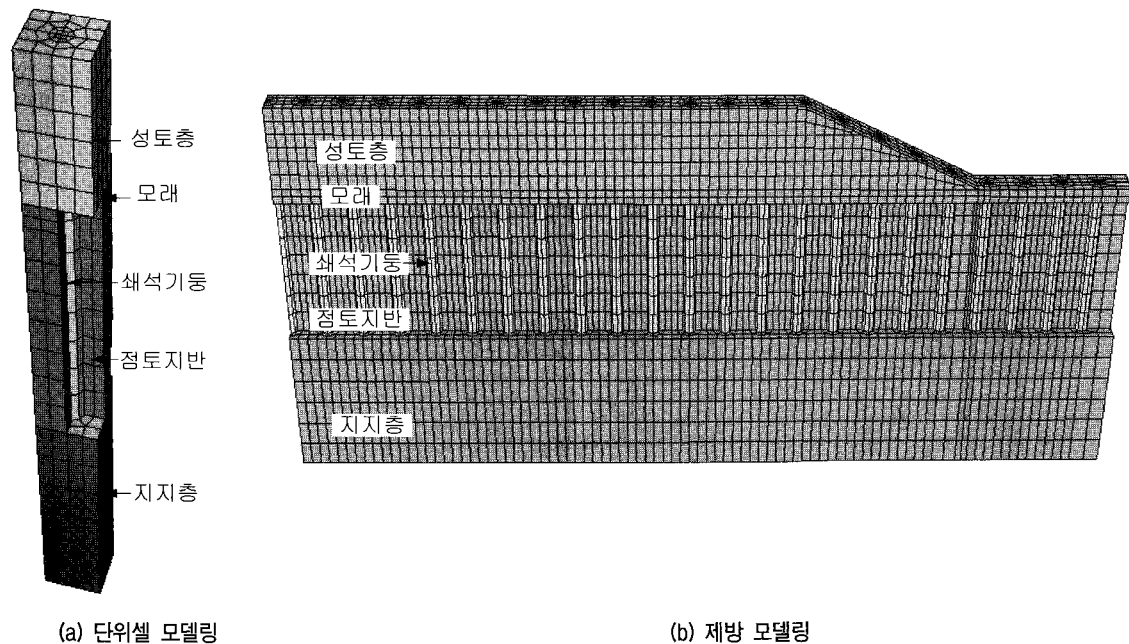


그림 19. 단위셀과 제방 유한요소모델

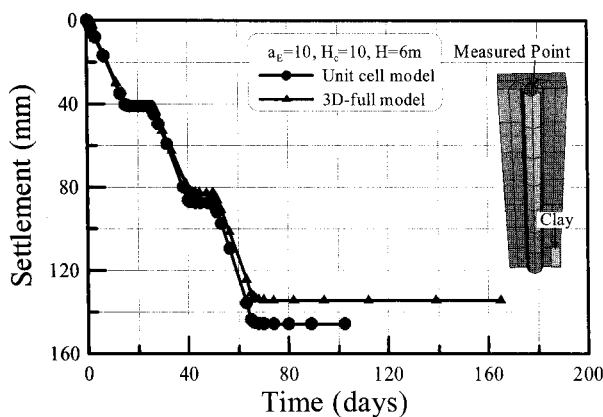


그림 20. 침하량 발생경향

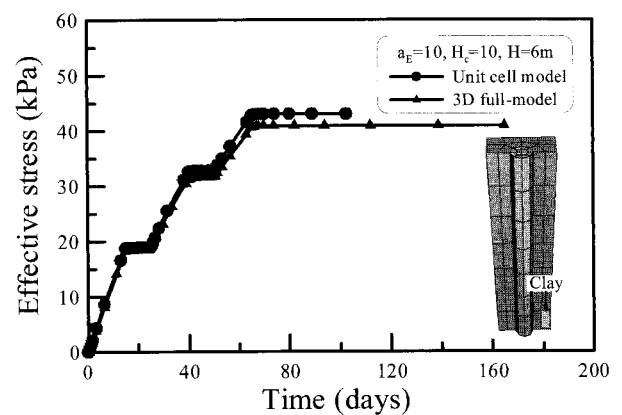


그림 21. 증분된 유효응력 경향

여 해석을 수행하였다. 응력분담비(n)는 재하하중에 대해 쇄석기둥과 점토지반의 중간층에서 발생하는 응력의 비로서 치환율에 따른 영향을 받고, 응력분담비가 클수록 보강지반의 지지력이 증가하게 된다. 표 6에서는 모델링 방법에 따른 응력분담비를 나타내고 있는데 응력분담비는 각각 11.93과 11.41로서 차이가 거의 없는 것으로 분석된다.

성토하중을 받는 연약지반에 시공된 쇄석기둥 중심부에서의 침하 및 응력, 간극수압 발생경향, 응력분담비가 단위셀 모델링과 제방모델링에서 전체적으로 유사하게 발생하는 결과들로부터 제방중심부에서 침하량과 응력분담을 평가하기 위한 모델링에서는 제방을 단위셀로 모델링하여도 무방할 것으로 판단된다. 한편 제방

사면방향으로의 거리에 따른 지점별 경향은 단위셀의 확장으로 분석하기엔 어려움이 있다.

그림 24와 25는 제방 모델링에서 시간에 따른 경향을 나타낸 것으로 중심축에서부터 떨어진 거리별로 1.2m, 18m, 35m, 52m 지점에서 각각 분석하였다. 제방의 성토 고가 6m로 유지되어 성토하중이 작용하는 1.2m, 18m의 경우 침하량, 과잉간극수압의 시간에 따른 발생 경향이 일치하는 결과를 보이고 있으며, 사면하부와 직접적으로 성토가 이루어지지 않는 38m, 52m의 침하량과 과잉간극수압의 발생경향은 성토중심부에 비해 침하량과 과잉간극수압이 작게 발생하는 것으로 분석되었다. 이러한 결과를 통해 성토제방의 거동은 성토하중이 작용하는 중심부와 사면하단부위의 침하 및 과잉간극수압 발생으로 인한 거동에 차이가 있음에 따라 성토제방의 거동평가를 위해서는 단위셀 보다는 제방 전체를 모델링하는것이 제방의 안정성 평가에 효율적임을 알 수 있다.

제방 모델링에서 거리에 따른 위치별 변화는 그림 26~28의 컨투어(contour)에서 확연히 볼 수 있다. 그림 26은 침하발생 컨투어로 6m 성토가 전부 재하되는 지역의 침

표 6. 모델링에 따른 응력분담비 비교

구 분	단위셀	제방모델링
쇄석기둥 응력증분, σ_s	536.78	495.76
점토 중간층 응력증분, σ_c	45.00	43.45
응력분담비 n	11.93	11.41

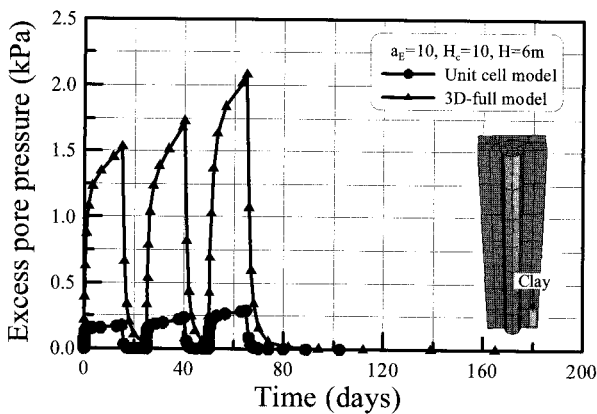


그림 22. 과잉간극수압 발생경향

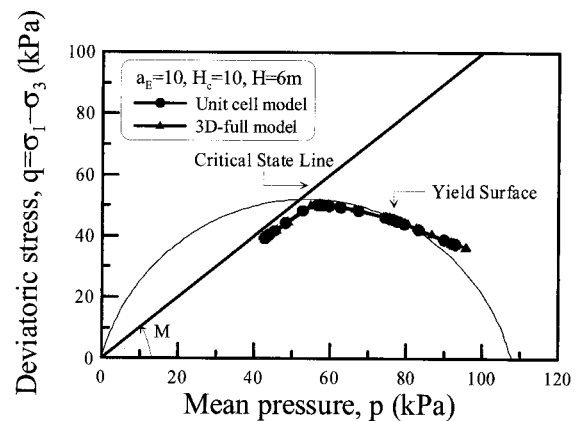


그림 23. 점토층의 응력경로

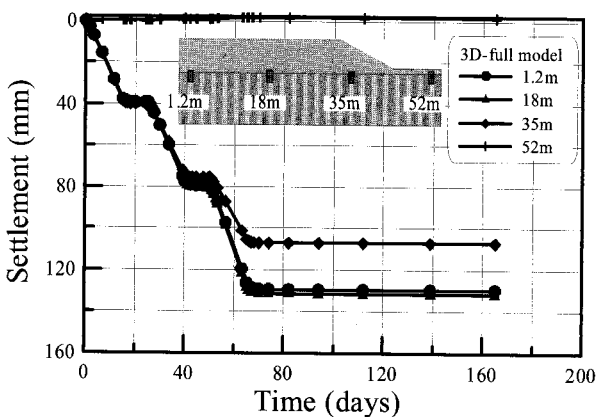


그림 24. 침하량 발생경향

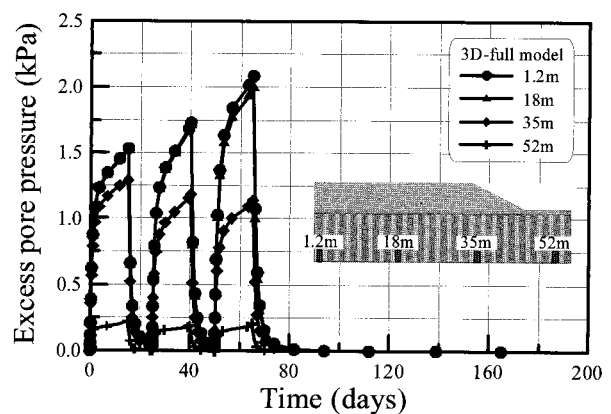


그림 25. 과잉간극수압 발생경향

하량이 가장 크게 발생하고 사면부위와 하중이 재하되지 않는 지역에서는 작게 발생하여 위의 시간에 따른 결과와 동일한 경향을 보이고 있다. 수평변위는 사면 하부에서 최대 발생하여 이 지역이 측방유동에 대해 취약부가 될 수 있으며 제방의 중앙부는 상대적으로 안전측으로 판단된다.

지오그리드의 인장력은 변형률이 최대로 발생하는

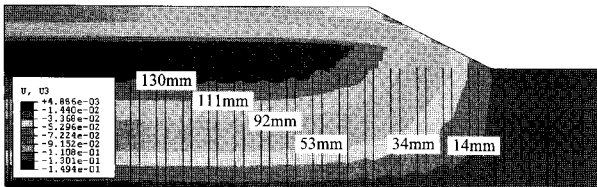


그림 26. 제방 침하량 컨투어

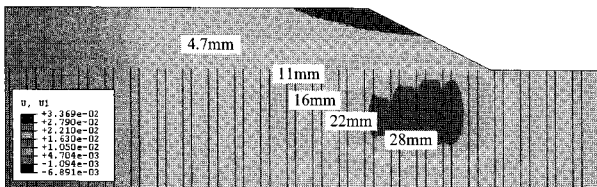


그림 27. 제방 수평변위 컨투어

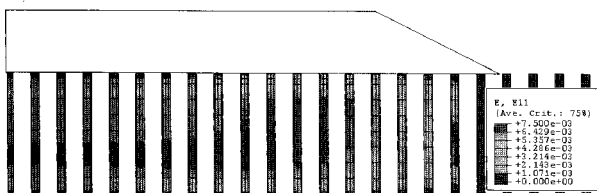
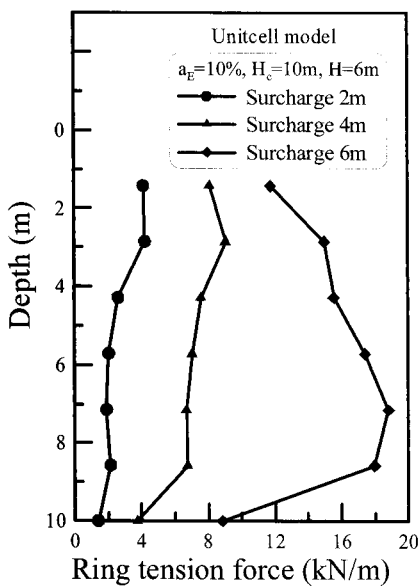


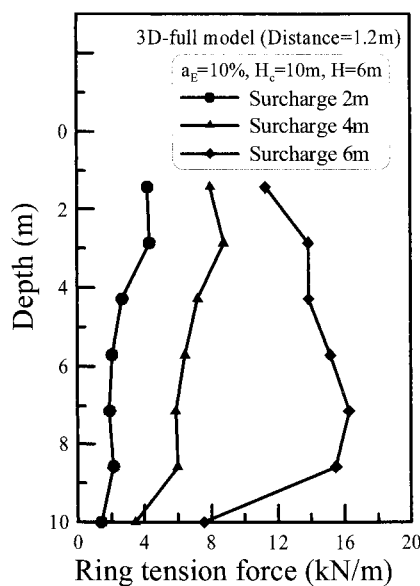
그림 28. 지오그리드 변형률 컨투어

부분에서 가장 크게 발생한다. 그림 28의 지오그리드 변형률 컨투어에 보이는 바와 같이 중앙부에서는 깊이 7m의 지오그리드에서 인장력이 최대로 발생하다가 사면 방향으로 갈수록 최대 변형률 발생위치는 점진적으로 높아져 사면하부 위치에서는 깊이 3m에서 최대로 발생하는 것으로 나타났다. 이러한 결과로 볼때 제방의 중앙부와는 달리 제방의 사면부위에서는 슬라이딩과 측방유동에 대한 안정성을 고려해야 하며, 지오그리드의 변형특성을 평가하기 위해서는 제방 중앙부위를 포함한 성토제방 전체의 거동을 평가해야 할 것이다. 그림 29는 성토에 따른 지오그리드 인장력 분포도로 제방모델링 중앙의 분포도는 단위셀 모델링과 정량적인 차이는 있지만 최대 발생위치와 증가경향이 유사하게 나타났다. 반면, 중앙에서 35m 떨어진 지점의 경우에는 컨투어 경향과 같이 상부에서 최대인장력이 발생하여 단위셀 모델링의 결과와는 다른 경향을 보이고 있다.

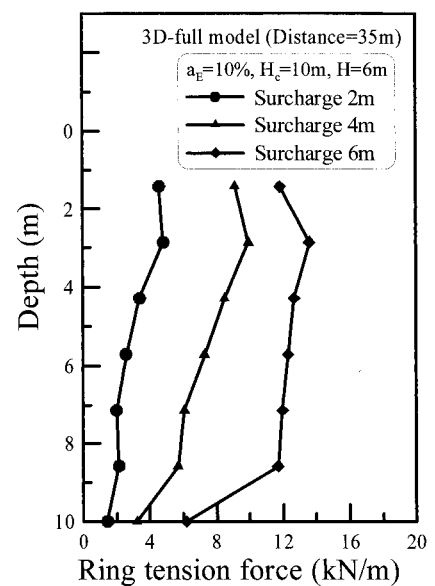
따라서 제방모델링에 있어서 사면하부 측방유동에 대한 취약부와 지오그리드의 깊이에 따른 인장력의 변화와 같은 전체거동의 포괄적인 파악을 위해서는 단위셀 모델링보다는 제방 전체 상세모델링이 유용하게 활용될 수 있다. 이러한 결과를 통해 연약지반 성토제방의 안정성 평가를 위해서는 단위셀 모델링 보다는 3차원 제방모델링을 통한 GESC의 인장력 평가 및 제방 사면부위의 측방유동 등 제방의 전체 거동의 정성·정량적인 분석을 수행하여야 할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 제방 반단면의 상세모델링을 위해 3차원 제방



(a) 단위셀 모델링



(b) 제방모델링(1.2m지점)



(c) 제방모델링(35m지점)

그림 29. 지오그리드 인장력 분포

반단면 해석을 수행하고, 그 결과에 대해서 분석을 진행하였다.

4.2 지오그리드 요소 모델링

유한요소 해석 시 지오그리드 모델링의 주안점은 지오그리드가 압축력은 받지 못하고 인장력에 대해 저항하는 인장부재라는 특성을 제대로 모사할 수 있는 요소의 적용에 있다. 일반적으로 선형 구조물의 모델링에는 트러스요소, 빔요소, 멤브레인 요소 등이 적용될 수 있으나 쇠석기둥을 감싸 보강한 지오그리드의 인장력을 평가하기 위해서는 적절한 지오그리드 모델링 요소를 적용하여야 한다. 이에 따라 본 절에서는 지오그리드의 모델링에 있어서 멤브레인 요소의 적용에 대한 타당성을 검증하였으며, 기존의 연구에서 사용되고 있는 트러스 요소와 비교 분석을 수행하였다. 해석조건은 크게 지오그리드의 멤브레인 요소와 트러스 요소 모델링으로 나눌 수 있으며, 축대칭 조건 및 3차원 단위셀과 전체 모델링의 적용시에 대해서도 분석하였다. 표 7은 본 해석에 사용된 지오그리드 모델링 해석조건을 보여주고 있다.

그림 30~31은 시간에 따른 침하량 발생경향과 지오그리드의 깊이에 따른 변형률 분포도를 나타낸 것이다. 멤브레인 요소의 적용시 GESC지반의 침하량은 134~146mm의 범위로 발생하며, 트러스 요소를 적용한 3차

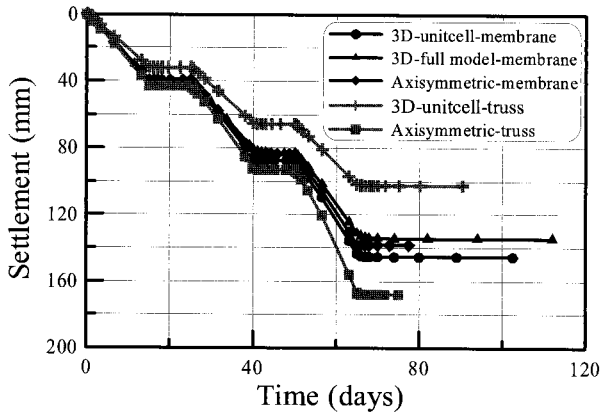


그림 30. 시간에 따른 침하량

원 단위셀 해석의 경우 이보다 작은 102mm로 나타났다. 이는 트러스 요소의 경우 축방향으로 인장 또는 압축을 전달받는 부재로서 깊이방향으로 시공된 지오그리드 요소가 성토하중에 대해 압축력을 받게 되므로써 압축에 저항하지 못하는 멤브레인 요소의 적용시보다 침하량이 작게 발생하는 것으로 분석되었다. 그림 31은 깊이에 따른 지오그리드의 변형률 분포를 나타내고 있다. 멤브레인 요소 적용시와 3차원 트러스 요소의 경우 지오그리드의 둘레방향 인장변형률이 관찰되나 축대칭 모델링에서 트러스 요소를 적용하는 경우 트러스의 축방향인 깊이방향으로의 변형률은 발생하지만 쇠석기둥을 감싸는 둘레방향으로의 변형률의 결과는 분석되지 않았다. 이러한 경향은 축대칭 모델링에서 지오그리드에 발생하는 변형률은 트러스의 축방향 변형률로 성토하중에 대해 압축력을 받고 있는 것으로 나타났다.

트러스 요소는 봉이나 막대와 같이 1축 방향으로 뻗은 물체의 모델링에 적합한 요소로 굽힘 모멘트나 전단력은 전달하지 못하며 단면의 수직인 방향으로 힘의 전달이 이루어지는 축방향 부재에 적용될 수 있고 길이방향 변형이 발생한다. 따라서 발생 가능한 단면력은 인장력과 압축력이다.

한편 멤브레인 요소는 풍선이나 고무판과 같은 얇은

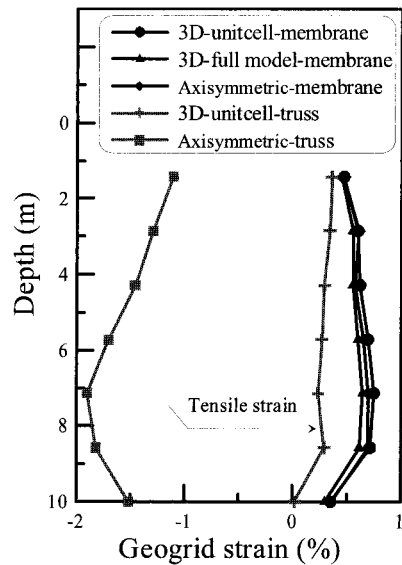


그림 31. 지오그리드 변형률 분포

표 7. 지오그리드 모델링 비교 해석조건

구분	멤브레인 요소		트러스 요소
3차원	단위셀 모델링	제방 전체 모델링	단위셀 모델링
2차원	축대칭 모델링	-	축대칭 모델링

* 공통기본조건 : 성토고 6m, 치환율 10%, 지오그리드 강성 2500kN/m

표 8. 응력분담비

구 분	멤브레인			트러스	
	3D-단위셀	3D-제방전체	2D-축대칭	3D-단위셀	2D-축대칭
쇄석기둥 응력	536.78	495.76	506.04	385.73	536.45
점토층 응력	45.00	43.45	44.02	39.23	44.71
응력분담비, n	11.93	11.41	11.49	9.83	12.00

면 형태의 물체나 줄 또는 현으로 이루어진 얇은 강성물체의 모델링에 적합한 요소이며, 힘을 가한 경우 요소면의 접선을 따라 멤브레인력(membrane force)이 발생하여 힘이 전달되므로써 흙-구조물의 상호작용 해석에 유용하게 활용될 수 있으며, 멤브레인 요소는 오로지 인장력에만 저항하는 성질을 가지고 있기 때문에 유연성이 있는 토류 구조물에서 토목섬유(geofabrics), 연성보강띠(flexible reinforcing strip)등의 모델링에 적합하다 (Ports and Zdravkovic, 1999). 이러한 결과를 통해 멤브레인 요소가 트러스 요소와의 가장 큰 차이점은 압축력에 저항하지 못하는 점과 요소면을 따라 발생하는 멤브레인력을 들 수 있으며, 멤브레인력으로 지오그리드의 구속인장력으로 인한 변형을 효과적으로 모사하기 위해서는 멤브레인 요소로 모델링하는 것이 효율적인 모델링 방법임을 알 수 있다.

한편 표 8에서는 멤브레인 요소와 트러스 요소 적용에 따른 응력분담비 분석결과를 나타내고 있다. 멤브레인 요소의 적용시, 응력분담비는 11.41~11.49의 범위로 발생하였으며, 트러스 요소 적용시는 침하량 결과에서 나타난 바와 같이 3차원의 경우 트러스 요소가 압축력을 받음에 따라 쇄석기둥이 받게 되는 응력은 감소하여 응력분담비는 9.83으로 작게 나타났다. 응력분담비 분석결과를 통해 트러스 요소를 이용한 지오그리드 모델링은 쇄석기둥에 발생하는 응력을 과소평가하는 결과를 나타낼 수 있음에 따라 지오그리드의 인장력을 모사할 수 있는 멤브레인 요소의 적용이 효율적인 것으로 나타났다. 표 8의 응력분담비 분석 결과, 유한요소망의 모델링 방법에 따라 오차는 있으나 멤브레인 요소를 사용한 경우 해석결과가 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

5. 결 론

본 연구에서는 연약지반에 적용된 지오그리드 감쌈 쇄석기둥(GESC)의 유한요소 해석 모델링에 관한 내용을 다루었다. 본 논문에서는 GESC 거동특성 평가 및

설계반영을 위한 효율적인 모델링 방법 평가 및 검증을 위해 3차원 유한요소해석 연구를 수행하였으며 그 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) GESC공법은 토목섬유의 구속인장력 효과로 인해 쇄석기둥에 발생하는 횡방향 변형을 억제하여 지반의 침하를 감소시켜주는 공법으로 연약지반에 시공된 GESC 공법의 거동분석을 위한 유한요소해석을 위해서는 지반의 압밀과 지오그리드의 변형특성을 고려할 수 있는 유한요소해석모델을 적용하여야 할 것이다.
- (2) 단위셀 모델링과 제방모델링의 비교를 통해 연약지반에 제방 축조시 GESC공법의 효율적인 모델링 방안을 평가하였으며, 본 연구에서 제시한 3차원 제방 모델링 방안을 검증하였다. 모델링의 비교분석을 통해 성토제방 해석은 제방사면하부 측방유동에 대한 취약부와 지오그리드의 깊이에 따른 인장력의 변화와 같은 전체거동의 포괄적인 파악을 위해서는 단위셀 모델링보다는 제방 전체거동을 평가할 수 있도록 제방 반단면 1열 모델링 기법이 효율적인 것으로 나타났다.
- (3) GESC공법에 적용된 지오그리드의 변형특성을 모델링하기 위해서는 구속인장력 모사가 가능한 멤브레인 형태의 요소를 적용하는 것이 효과적이며, 시공과정에 대한 단계별 모델링을 통해 연약지반의 배수특성 모델링이 가능함을 알 수 있다. 또한 본 연구에서 적용된 Modified Cam-Clay(MCC)모델이 연약지반의 압밀 및 침하특성을 잘 반영하고 있는 것으로 분석되었다.
- (4) 본 연구에서는 연약지반상에 설치된 GESC의 3차원 응력-간극수압 연계해석을 통해 합리적인 모델링 방안을 평가하였으며, 본 연구에서 제시한 모델링 방법을 적용한 해석을 통해 지오그리드의 변형특성 및 점토지반의 압밀, 침하특성의 정량적인 분석 및 설계인자 도출을 위한 해석이 가능할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 2005년 건설교통부가 출연한 고강도 지오그리드 보강 Stone Column 공법의 실용화 연구(과제번호 : C105A1000017-05A0300-01700) 및 한국과학재단의 한국과학재단 목적기초연구(과제번호 R01-2004-000-10953-0)에 의한 것이며 연구비 지원에 감사드립니다.

참고 문헌

1. 이대영, 송아란, 유충식 (2006a), 지오그리드 보강 Stone Column의 파괴 메카니즘 및 지지력 특성 -축소모형실험을 통한 고찰, 한국지반공학회, 제22권, 제10호, pp.121-129.
2. 이대영, 김선빈, 송아란, 유충식 (2006b), 지오그리드 보강 Stone Column의 장·단기 하중 지지특성-유한요소해석을 통한 고찰, 2006한국지반공학회 봄 학술발표회.
3. 이상익, 박용원, 임철웅, 김일곤 (2005), 해상대구경 락 말뚝 공법의 압밀 및 지지력 특성에 관한 실험적 연구, 한국지반공학회논문집, 제 21권, 5호, pp.197-205.
4. ABAQUS users manual, Version 6.5. (2005). Hibbitt, Karlsson, and Sorensen, Inc., Pawtucket, Providence, R. I.
5. Al-Joulani, M. A. (1995), "Laboratory and analytical investigation of sleeve reinforced stone columns", Ph.D. Thesis, Civil Eng., Carleton University, Ottawa, Ontario, Canada.
6. Barksdale, R.D. and Bachus, R.C., (1983), "Design and construction of stone columns", U.S. Federal Highway Administration Report FHWA/RD-83/026.
7. Brokemper, D., Sobolewski, R. & Alexiew, D. (2006), "Design and construction of geotextile encased columns supporting geogrid reinforced landscape embankments; Bastions Bijfwal Houten in the Netherlands", *Geosynthetics- 8th ICG*, pp. 889-892.
8. Prisco, C., Galli, A., Cantarelli, E. and Bongiorno, D., (2006). "Geo-reinforced sand columns: Small scale experimental tests and theoretical modelling", *Geosynthetics -8th ICG*, pp.1685-1688.
9. Han, J. and Gabr, M. A. (2002), "Numerical analysis of geosynthetics-reinforced and pile supported earth platforms over soft soil", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 128, Issue 1, pp.44-53.
10. Hughes, J. M., and Withers, N. J. (1974), "Reinforcing of soil cohesive soils with stone columns", *Ground Engineering*, Vol.7, No.3, pp.42-49.
11. Kempfert, H. G., Raithe, M. & Jaup, A. (1999), "Model tests for analysis of the bearing and deformation behaviour of column foundations", *Geotechnical Engineering for Transportation Infrastructure*, Barends et al. (eds), Balkema, Rotterdam, pp.1521-1526.
12. Murugesan, S., and Rajagopal, K. (2006). "Numerical analysis of geosynthetic encased stone column", *Geosynthetics- 8th ICG*, pp. 1681-1684.
13. Ports, D .M., and Zdravkovic, L. (1999), "Finite element analysis in geotechnical engineering", Thomas Telford. pp.68.
14. Raithe, M., and Henne, J. (2000), "Design and numerical calculation of a dam foundation with geotextile coated sand columns", *Ground Improvement Geosystems; Grouting Soil Improvement*, pp.413-420.
15. Raithe, M., Kempert, H. G., and Kirchner, A. (2001), "Geotextile-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils", *Geosynthetics- 7th ICG*, pp.1025-1028.
16. Raithe, M, Kirchner, A., Schade, C. and Leusink, E. (2005), "Foundation of construction on very soft soils with geotextile encased columns - State of the art" ASCE-conference Geo-Frontiers 2005, Austin, USA.
17. Roscoe, K. H. and Burland, J. B. (1968), "On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay", in *Engineering Plasticity*, J. Heyman and F.A. Leckie (Eds.), Cambridge University Press, Cambridge, pp.535-609.
18. Schweiger, H. F. and Pande, G. N., (1986), "Numerical analysis of stone column supported foundations", *Computers and Geotechnics*, Vol. 2, Issue 6, pp.347-372.
19. Tan, S. A. and S. Tjahjono, (2006), "Practical modelling of stone-column reinforced ground", KGS fall conference, Daegu, Korea, pp.291-311.

(접수일자 2007. 5. 11, 심사완료일 2007. 7. 16)