



저작자표시-비영리-동일조건변경허락 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.
- 이차적 저작물을 작성할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



동일조건변경허락. 귀하가 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공했을 경우에는, 이 저작물과 동일한 이용허락조건하에서만 배포할 수 있습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공학석사 학위논문

DCM 기둥으로 안정처리한 성토체 하부 지반의 거동분석



2012년 2월

부경대학교 대학원

토목공학과

박 신 영

공학석사 학위논문

DCM 기동으로 안정처리한 성토체 하부 지반의 거동분석



부경대학교 대학원

토목공학과

박 신 영

박신영의 공학석사 학위논문을 인준함

2012년 02월 24일



주 심

이 영 대



위 원

정 진 호



위 원

정 두 회



목 차

	page
표 목 차	iii
그 립 목 차	iv
Abstract	v
 제 1 장 서 론	 1
1.1 연구 배경	1
1.2 연구 동향 및 목적	2
 제 2 장 이론적 배경	 4
2.1 지반아칭(Soil arching) 메카니즘	4
2.2 용어 정의	5
2.3 기존의 지반아칭 해석모델	8
2.3.1 BS8006 Method	8
2.3.2 Hewlett and Randolph's Method	10
2.3.3 Low's Method	11
2.3.4 Guido's Method	12
2.3.5 지오그리드 보강한 경우 응력감소비	13
 제 3 장 수치해석	 15
3.1 DCM 보강 해석모델	15
3.1.1 수치해석 모델링	15
3.1.2 지반정수 결정	17

3.2 DCM 수치해석 결과	20
3.2.1 압밀 침하량	20
3.2.2 수평변위	21
3.2.3 수평거리에 따른 침하량	22
3.3 지오그리드 보강 해석모델	23
3.4 지오그리드 보강시 수치해석 결과	25
3.4.1 압밀 침하량	25
3.4.2 수평변위	25
3.4.3 수평거리에 따른 침하량	28
3.4.4 응력감소비	30
제 4 장 결론	32
참 고 문 헌	34



표 목 차

	page
표 3.1 적용된 DCM 단면 형상	15
표 3.2 지반 정수	20
표 3.3 지오그리드 물성치	24



그 립 목 차

	page
그림 2.1 지반 아칭 메카니즘	4
그림 2.2 DCM 설치 후 작용하는 응력 분포	6
그림 2.3 면적 치환율(area replacement ratio)	8
그림 2.4 BS8006에서의 한계고 개념(Kempton et al., 1998)	9
그림 2.5 Hewlett and Randolph(1988)의 지반아칭 해석모델	10
그림 2.6 Low et al.(1994)의 지반아칭 해석모델	12
그림 2.7 Guido et al.(1987)의 지반아칭 해석모델	13
그림 2.8 지오그리드 보강한 경우 지반아칭 해석모델	13
그림 3.1 해석 지반	15
그림 3.2 DCM 배치형상	16
그림 3.3 Plaxis 프로그램을 이용한 모델링	18
그림 3.4 Plaxis 프로그램 상의 mesh 형상	19
그림 3.5 각 지점의 시간-침하 곡선	21
그림 3.6 연약지반 깊이에 따른 수평변위	22
그림 3.7 수평거리에 따른 침하량	23
그림 3.8 지오그리드 보강한 경우 해석 모델링	24
그림 3.9 D지점의 시간-침하 곡선	26
그림 3.10 E지점의 시간-침하 곡선	27
그림 3.11 지오그리드 보강방법에 따른 수평 변위의 변화	28
그림 3.12 지오그리드 보강방법에 따른 침하량의 변화	29
그림 3.13 지오그리드 보강방법에 따른 응력감소비의 변화	31

Numerical Analysis on the Behavior of DCM Column Supported Embankment

Shin-Young Park

*Department of Civil Engineering, Graduate School
Pukyong National University*

Abstract

Numerical analyses have been performed to investigate the behavior of geosynthetic-reinforced pile supported embankments. This study presents the results of finite element analyses on the embankment constructed on the top of geosynthetic-reinforced DCM (deep cement mixing) columns. The effect of the configuration of DCM columns (single, dual) and the tensile strengths (150kN/m, 300kN/m) and the number of layers (1 and 2 layers) of geogrids on the settlement and lateral displacement of the foundation soil. The settlement and lateral displacement of foundation soil can be significantly reduced by introducing layers of geogrids between the bottom of embankment and the top of DCM columns. The reinforcing effect of dual DCM columns is greater compared to single DCM column.

Keywords : Geosynthetic-reinforced pile supported embankments, DCM column, numerical analysis, settlement, lateral displacement

제 1 장 서 론

1.1 연구 배경

연약지반 위에 성토할 경우 성토하중으로 인하여 과도한 침하가 발생하거나 기초 지반의 전단파괴가 발생하는 등의 문제를 해결하기 위해 다양한 공법들이 적용되고 있다. 즉 성토하중을 경감시키기 위하여 경량골재, EPS 블록, 경량기포 혼합토와 같은 경량의 성토재를 사용하기도 하고, 프리로딩 공법, 치환 공법을 이용하여 지반개량을 하기도 하고, 그리고 연직배수공법, 진공압밀공법 등을 적용시켜 연약지반의 압밀을 촉진시켜 연약지반을 안정화시키는 등 여러 가지 공법들을 적용하고 있다. 이러한 공법들은 토목 및 건축 구조물 기초 지반의 지지력 증가, 연약지반 위 성토체의 안정성 증대, 침하 경감 등으로 광범위하게 사용되고 있다. 또한 연약지반 상에 도로나 철도 제방을 시공하는 경우 이때 발생하는 연약지반의 압밀침하 및 측방유동으로 인한 피해를 억제하기 위해 연약지반 내에 말뚝을 사용하는 말뚝지지 성토공법(pile supported embankment)을 적용하고 있다(Broms and Wong, 1985).

말뚝지지 성토공법은 성토지반의 지반 아칭현상을 이용하여 성토하중을 말뚝을 통해 직접 지지층에 전달시킴으로써 성토구조물의 안정성을 도모하고 침하를 억제하는 공법으로, 지지요소들 간의 하중전달 메커니즘이 복잡하여 그 해석이 쉽지 않다. 유럽의 경우 단순화된 지반모델을 적용한 해석방법에 의해 설계가 이루어지고 있으며, 장기 계측을 통한 연구도 병행해서 수행되고 있다 (Brandl, H, 1997; Alexiew and Gartung, 1999; Zanzinger, 2002). 최근에는 말뚝상부와 성토지반의 경계부에 토목섬유를 보강하여 말뚝으로 전달되는 하중을 증가시키는 토목섬유보강 말뚝지지 성토공법(GRPS: Geosynthetic reinforced and pile supported embankment)을 많이 적용하고 있다. 이러한 GRPS 성토공법에 적용되는 말뚝은 일반적으로 콘크리트 말뚝에서부터 쇠망말뚝(St-

one Column method), 심층혼합처리에 의한 생석회 말뚝(DLM; Deep Lime Mixing method), 시멘트 말뚝(DCM; Deep Cement Mixing method)등 다양하게 적용되어 오고 있다.

본 연구에서는 심층혼합처리에 의한 DCM 말뚝을 적용하였다. DCM공법은 유럽과 일본에서 개발되어 1975년 이후부터 건설현장에서 다양하게 상용화되어 왔으며, 국내에서 육상 DCM공법은 1985년 “부산시 수영강 하수처리장 자립식 흙막이 및 기초공사”에 적용되었고 해상공사는 1988년 “경상남도 창원시 삼미특수강 신설부두 호안구조물 축조공사”에 처음 적용되었다. 이러한 DCM 공법은 연약지반 내에 시멘트와 물을 혼합한 안정처리재(슬러리 또는 시멘트 분말)를 저압으로 주입하면서 회전날개가 장착된 교반기를 회전시켜 원지반 점토와 교반혼합하고 시멘트의 경화반응을 이용하여 원지반내 토층에 소정의 균일한 강도를 갖는 원주형 개량체를 조성하는 공법이다. DCM 공법은 해상 및 육상 연약지반에 이용되며, 최저 2m에서 최고 70m(수심포함)깊이까지 시공이 가능하며, 소음, 진동 등의 건설공해와 주변지반의 교란이 적은 공법이다.

1.2 연구 동향 및 목적

성토체 하부 연약지반의 거동에 대한 연구(이규진 등, 2001; 이광우 등, 2009)는 주로 현장계측이나 모형실험 등을 통하여 활발하게 이루어져 왔다. 최근에는 성토지반 내 토목섬유를 보강한 말뚝지지 성토공법의 적용사례와 연구는 국내외에서 다양하게 보고되고 있다. 성토지반 내의 지오그리드와 같은 토목섬유를 설치함으로써 성토지반 내부에 작용하는 지반 아칭효과를 이용하여 성토하중을 말뚝으로 전이시켜 연약지반에는 성토하중이 전달되지 않도록 하는 것이다(Hewlett and Randolph, 1988; Low et al., 1994). 토목섬유 보강한 말뚝지지 성토공법 시스템의 보강효과에 대한 이론적 해석이나 수치해석에 관

한 연구(홍원표, 이재호, 2008; 이수형, 2009; 홍원표, 이재호, 2010; Abusharar S. W. and Zheng J. J., 2009; Han, J. and Gabr, M. A., 2002, Tam N. M., 2006; Hunag, J. and Han, J., 2010)가 계속되고 있다.

본 연구에서는 말뚝지지성토공법에서 DCM공법으로 처리한 말뚝을 연약지반 내의 적용하여 성토하중이 작용할 때 연약지반의 거동을 유한요소해석을 통하여 분석하였다. 본 연구에서는 지반공학전용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis 2D V8.2를 이용하여 수치해석을 수행하였다. 동일한 지반개량을 조건 아래서 DCM 형상이 각각 1축과 2축인 두 가지 조건에 대해서 해석을 수행하여 성토체 하부 연약지반의 침하량과 수평변위를 평가하였다.



제 2 장 이론적 배경

2.1 지반아칭(Soil arching) 메카니즘

일반적으로 토류벽이나 앵커로 지지된 널말뚝에 있어서 일부 지반을 변형하게 되면 변형하려는 부분과 안정된 지반의 접촉면 사이에 전단저항이 발생하게 된다. 전단저항은 파괴하려는 부분의 토압이 인접부의 흙으로 전달되는 응력의 전이현상을 아칭(arching)현상이라고 한다. 성토지반 아래의 연약지반에 DCM 기둥을 설치하게 되면 연약지반의 안정화를 높이게 되고 변형률이 감소하는 전형적인 지반 아칭현상을 나타나게 된다. 그림 2.1에서와 같이 성토체의 자중이나 상재하중과 DCM 기둥 사이의 성토지반 내의 존재하는 흙입자가 아래로 움직이는 경향이 있다. 또한 DCM 기둥은 기둥 주변의 지반보다 강성이 크다.

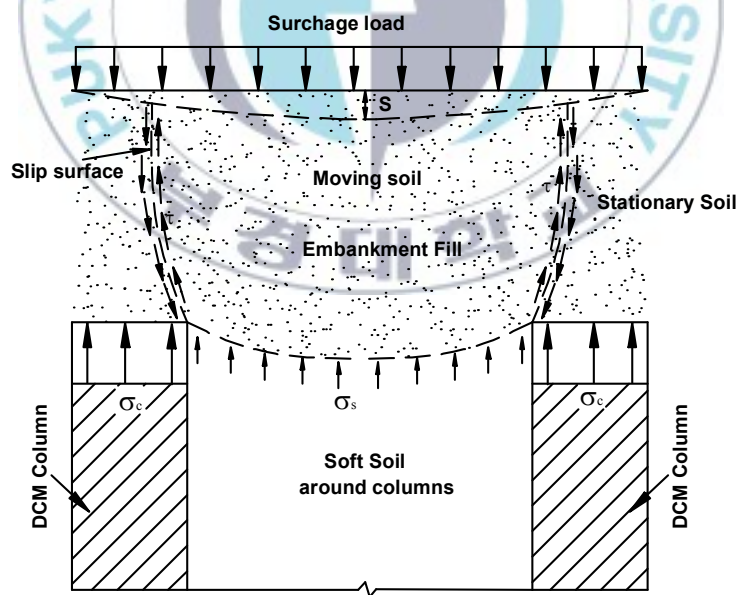


그림 2.1 지반 아칭 메카니즘

만약 성토지반의 전단저항이 충분히 큰 값을 가지게 되면 DCM 기둥 위의 성토지반에서 이러한 움직임이 부분적으로 발생하거나 적게 발생할 것이다. 아칭 효과에 의한 DCM 기둥 사이의 지반응력 σ_s 의 전단저항은 감소하게 되고 반면에 DCM 기둥의 응력인 σ_c 는 증가하게 된다. 이러한 하중전이 메커니즘을 “지반 아칭 효과(soil arching effect)”라 정의한다(Terzaghi, 1996).

Terzaghi(1996)의 실험결과에 따르면 변위 증가에 따른 지반의 아칭효과가 증가하게 되고 이로 인한 전단응력을 유발하게 된다. 또한 도로의 상재하중이나 성토체의 높이는 흙의 항복하는 지점보다 높은 지점에 위치하여야 한다. 성토지반 내부의 활동면(slip surface)은 DCM 기둥 상부에서부터 성토지반 표면에 이르기까지 연속적으로 이어져 발생한다. 초기의 항복지점은 기둥의 상부 근처지점에서 발생하고 그 후에 하중이 증가함에 따라 점점 위쪽으로 확산되어 간다.

연약지반 내의 DCM 기둥을 설치한 후 DCM 기둥의 강성이 기둥 주변지반의 강성보다 클 때 DCM 기둥의 주변 지반은 보다 더 압축하게 되고 그로 인해 침하가 더 발생하게 된다. 이는 기둥의 측면에 따라 발생하는 전단력이 아래로 향하게 되어 부등침하의 결과를 초래하게 된다. 그 결과 기둥에 작용하는 하중이 점점 더 증가하게 됨을 의미한다.

요컨대, 지반의 아칭효과 때문에 DCM 개량한 연약지반 위의 성토지반 내의 응력 재분배 현상이 보다 효율적으로 발생한다. 이러한 응력 재분배로 인한 응력 분포를 그림 2.2와 같이 시각화 하였다. 지반의 아칭효과로 인해 부등침하와 전체적인 침하량을 감소시킬 수 있고 성토지반의 안정화를 높일 수 있다.

2.2 용어 정의

본 연구에서는 말뚝에 작용하는 수직하중의 전이현상 또는 지반 아칭효과를 표현할 수 있는 기본적인 용어에 대한 정의는 다음과 같다.

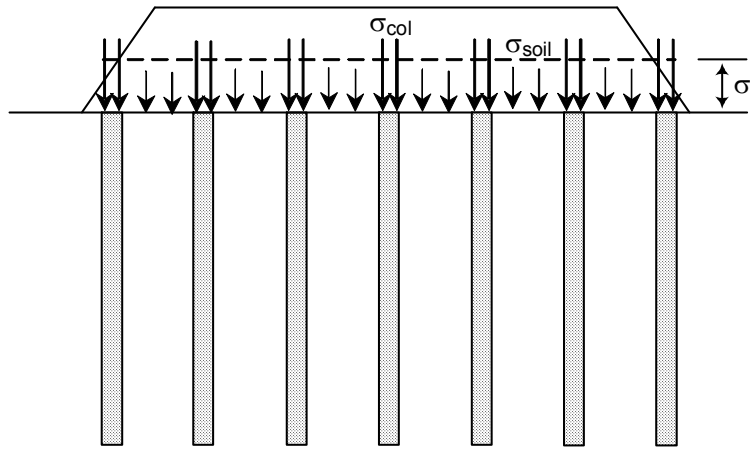


그림 2.2 DCM 설치 후 작용하는 응력분포

- CSR : Column stress ratio
- SRR : Stress reduction ratio
- E : 효율성

말뚝에 작용하는 응력비, CSR은 말뚝 상부의 성토체의 평균응력에 대한 말뚝상부의 응력(σ_c)비로 정의된다.

$$CSR = \frac{\sigma_c}{\sigma} \quad (2.1)$$

여기서, $\sigma = \gamma_{fill} H_{fill} + q$

γ_{fill} : 성토체의 단위중량(kN/m³)

H_{fill} : 성토체의 높이 (m)

q : 상재하중(kN/m²)

응력감소비, SRR은 성토체의 평균응력에 대한 말뚝사이의 안정처리하지 않은 지반의 응력(σ_s)비로 정의된다.

$$SRR = \frac{\sigma_s}{\sigma} \quad (2.2)$$

효율성, E는 Hewlett and Randolph(1988)와 Low et al.(1994)의 연구에서 정의한 바 아래의 식 (2.3)과 같이 나타낼 수 있다.

$$E = \frac{\sigma_c \cdot a_s}{\sigma} \quad (2.3)$$

식(2.3)에서 a_s 는 면적 치환율(area replacement ratio)로 식(2.4)와 같이 정의된다.

$$a_s = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{soil}} \quad (2.4)$$

여기서, A_{col} : 말뚝의 면적

A_{soil} : 말뚝 한 개가 지지하는 기여 면적

또한, 면적 치환율은 그림 2.3과 같이 말뚝의 직경(D)과 중심간격(S)으로 표현할 수 있다.

$$a_s = c_1 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad (2.5)$$

식(2.5)에서 계수 c_1 은 말뚝의 배치형태에 따라 일정한 값을 가진다. 정사각형 배치형태를 가질 경우 $c_1 = \frac{\pi}{4}$ 이고, 정삼각형 배치형태일 경우에는

$$c_1 = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \text{이다.}$$

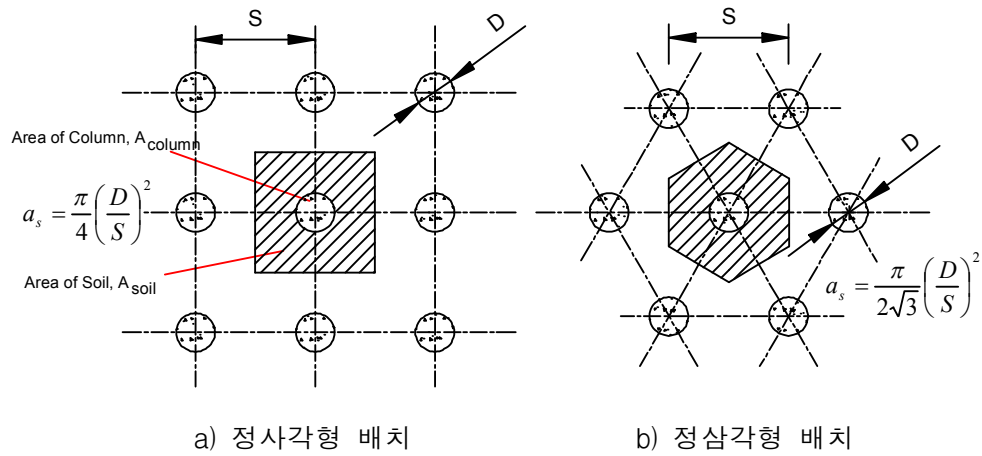


그림 2.3 면적 치환율(area replacement ratio)

2.3 기존의 지반아칭 해석모델

2.3.1 BS8006 Method

현재 영국의 설계기준인 British Standard(BS8006, 1995), "Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills"에 포함되어 있는 말뚝지지 성토공법에 관하여 Jones et al.(1990)의 제안식을 제시하고 있다. 이 해석방법은 평면 단위 면적인 s^2 과 말뚝으로 보강하지 않은 면적 $s^2 - a^2$ 을 그림 2.4와 같이 보여준다.

BS8006에서 정의한 한계 성토고는 $1.4(s-a)$ 이다. 그림 2.4에서 H는 성토고이고, s는 말뚝의 중심 간격, a는 말뚝캡의 폭이다. 만약 성토체의 높이가 그림 2.4의 a)와 같이 한계 성토고보다 낮은 경우 인접한 말뚝캡 사이의 보강재에 작용하는 하중(W_T)은 다음 식 (2.6)과 같다.

$$W_T = \frac{s(\gamma H + q)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\gamma H} \right) \right] \quad (2.6)$$

반면에 그림 2.4의 b)와 같이 성토체의 높이가 한계 성토고보다 높은 경우 말뚝캡 사이의 보강재가 받는 하중은 다음 식 (2.7)과 같이 정의할 수 있다.

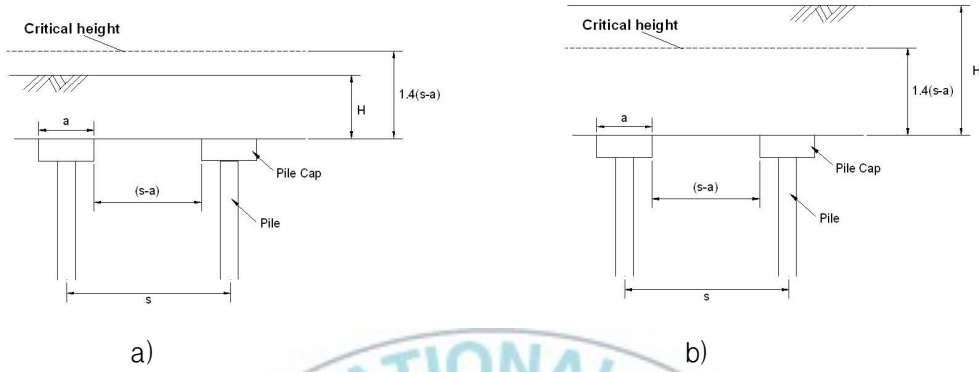


그림 2.4 BS8006에서의 한계고 개념(Kempton et al., 1998)

$$W_T = \frac{s(\gamma H + q)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\gamma H} \right) \right] \quad (2.6)$$

반면에 그림 2.4의 b)와 같이 성토체의 높이가 한계 성토고보다 높은 경우 말뚝캡 사이의 보강재가 받는 하중은 다음 식 (2.7)과 같이 정의할 수 있다.

$$W_T = \frac{1.4s \cdot \gamma(s-a)}{s^2 - a^2} \left[s^2 - a^2 \left(\frac{p'_c}{\gamma H} \right) \right] \quad (2.7)$$

Jones et al.(1990)은 말뚝캡 상부에 작용하는 하중을 지하에 매설된 암거에 대한 Marston의 방식에 근거하여 해석법을 제시하였다. 말뚝캡 상부에 작용하는 응력과 성토지반 저면에 작용하는 응력 비로 식 (2.8)과 같이 제시하였다.

$$\frac{p'_c}{\gamma H} = \left(\frac{C_c a}{H} \right)^2 \quad (2.8)$$

여기서, C_c : 아칭계수(arching coefficient)

아칭계수는 성토고, 말뚝캡의 폭과 말뚝의 강성에 따라 그 값이 좌우된다.

- 선단지지말뚝 : $C_c = 1.95(H/a) - 0.18$
- 마찰말뚝 : $C_c = 1.70(H/a) - 0.12$
- 쇄석(석회)기둥말뚝, 모래다짐말뚝 등 : $C_c = 1.50(H/a) - 0.07$

이때의 응력감소비는 식 (2.9)와 같이 정의될 수 있다.

$$SRR = \frac{2W_T(s-a)}{(s^2 - a^2)\gamma H} \quad (2.9)$$

2.3.2 Hewlett and Randolph's Method

Hewlett and Randolph(1988)가 제안하는 지반아칭 해석법은 토목섬유가 없는 단독캡 말뚝공법을 대상으로 한다. 그림 2.5와 같이 말뚝 상부에 발생하는 지반아치를 3차원 돔 형태로 가정하였다.



그림 2.5 Hewlett and Randolph(1988)의 지반아칭 해석모델

각 돔의 천정부는 반구형태를 띠게 되며 외부아치와 내부아치로 나눌 수 있으며 이점은 Low et al.(1994)의 가정과 동일하다. 이 경우 파괴는 두 부분에서 발생할 수 있으며, 이는 아칭 천정부와 말뚝캡의 상부에서 일부분 파괴가 발생 할 수 있다. 그러나 지반 아치의 천정부가 전체적인 안정성을 좌우하는 취약부이므로 지반아칭해석은 이 부분을 대상으로 실시되어야 한다. 이 때, 아칭천정부의 해석은 구의 모양을 가졌다는 것과 물체력을 고려하는 것을 제외하면 Low et al.(1994)의 평면변형해석과 유사하다. 아칭천정부의 응력조건을 고려하여 말뚝에 작용하는 분담하중, 즉 효율성은 식 (2.10)과 같다.

$$E = 1 - \left[1 - \left(\frac{a}{s} \right)^2 \right] \cdot \left[\left(1 - \frac{a}{s} \right)^{2(K_P-1)} \left(1 - \frac{s \cdot 2(K_P-1)}{\sqrt{2} H(2K_P-3)} \right) + \left(\frac{(s-a) \cdot 2(K_P-1)}{\sqrt{2} H(2K_P-3)} \right) \right] \quad (2.10)$$

여기서, K_P 는 Rankine의 수동토압계수이다.

효율성 식을 이용하여 응력감소비를 정의하면 다음과 같다.

$$SRR = \left(1 - \frac{a}{s} \right)^{2(K_P-1)} \left(1 - \frac{s \cdot 2(K_P-1)}{\sqrt{2} H(2K_P-3)} \right) + \left(\frac{(s-a) \cdot 2(K_P-1)}{\sqrt{2} H(2K_P-3)} \right) \quad (2.11)$$

2.3.3 Low's Method

Low et al.(1994)는 토목섬유 보강 및 무보강시 말뚝캡보공법에 대한 모형 실험을 통해 성토지반의 아칭현상에 대한 해석법을 제안하였다. Low et al.(1994)가 가정한 성토지반 내에 발생하는 지반 아칭모델은 그림 2.6과 같이 반원형태의 아칭이다. 이와 같은 중공반원형태의 아칭모델을 이용하여 지반아칭에 대한 응력감소비는 식 (2.12)와 같이 산정하였다.

$$SRR = \frac{(K_p - 1)(1 - \delta)s}{2H(K_p - 2)} + (1 - \delta)^{(K_p - 1)} \left[1 - \frac{s}{2H} - \frac{s}{2H(K_p - 2)} \right] \quad (2.12)$$

여기서, $\delta = a/s$ 이다.

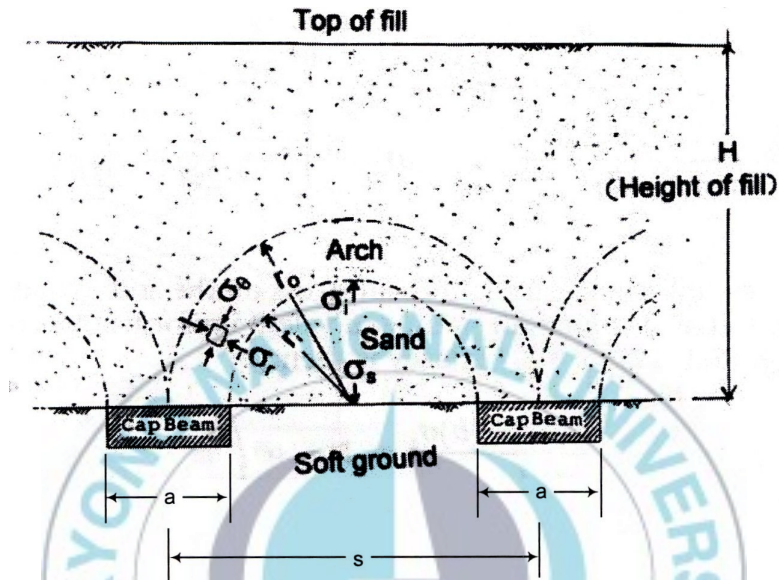


그림 2.6 Low et al.(1994)의 지반아칭 해석모델

2.3.4 Guido's Method

Guido et al.(1994)는 그림 2.7 과 같이 피라이드의 중심각이 직각인 흙썰개 자중이 연약지반 및 토목섬유 보강재에 작용한다는 지반아칭해석의 간편법을 제시하였다. Guido의 방법은 지반아칭이 기하학적으로 결정되므로 성토재의 종류와 관계없이 지반아칭효과가 동일하게 예측된다. 이러한 지반아칭 해석모델의 경우 응력감소비는 식 (2.13)과 같이 산정하였다.

$$SRR = \frac{(s - a)}{3\sqrt{2}H} \quad (2.13)$$

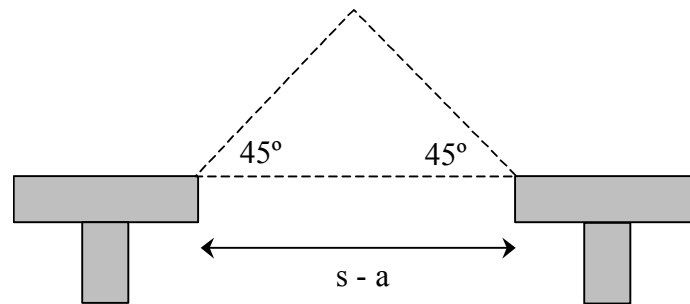


그림 2.7 Guido et al.(1987)의 지반아칭 해석모델

또한, 피라미드의 정점이 상당히 저성토에 해당되기 때문에 성토상부에 작용하는 상재하중의 영향이 고려되지 않는다. 따라서 Guido 방법은 토목섬유 보강재에 작용하는 응력을 과소평가할 우려가 있다.

2.3.5 지오그리드 보강한 경우 응력감소비

Low et al.(1994)의 이론식에 의해 말뚝 상부에 지오그리드를 보강한 경우 말뚝캡 사이의 지반이 받는 응력 분포를 평가하였다. 지오그리드를 보강한 아

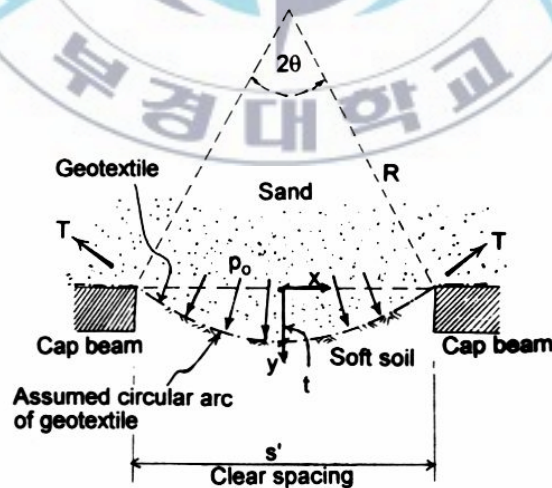


그림 2.8 지오그리드 보강한 경우 지반아칭 해석모델

칭해석모델은 그림 2.8 과 같이 나타내었다.

지오그리드 보강한 경우 응력감소비는 SRR_G 라 하고, 식 (2.14)와 같이 산정하였다.

$$SRR_G = SRR - \frac{2K_G(\theta - \sin\theta)}{s'\gamma H} \quad (2.14)$$

이 때, K_G : 지오그리드 인장강성

$$\theta : \text{그림 2.8에서와 같이 사이각, } \theta = \sin^{-1} \left[\frac{4 \frac{t}{s'}}{1 + 4 \left(\frac{t}{s'} \right)^2} \right]$$

s' : 순간격 ($=s-a$)

t : 말뚝캡 사이의 중간에서의 최대 변위량



제 3 장 수치해석

3.1 DCM 보강 해석모델

3.1.1 수치해석 모델링

본 연구에 사용된 해석 지반은 그림 3.1과 같이 연약지반 두께가 15m이고, 성토체 폭이 29m, 성토체 높이 5m, 그리고 성토체 경사면의 기울기가 1:1.5로 구성되어 있다. 본 연구에서 적용한 DCM 말뚝의 형상은 1축과 2축으로 각각의 단면형상은 표 3.1에 제시한 바와 같다.

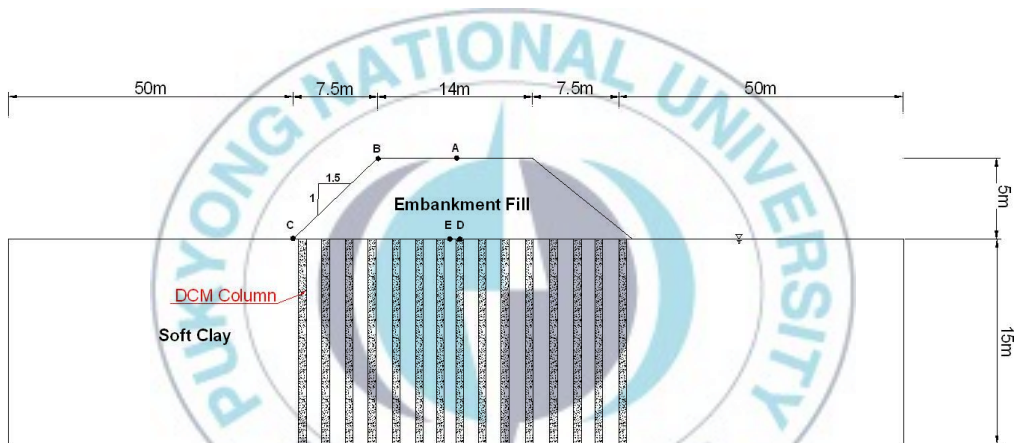
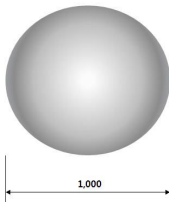
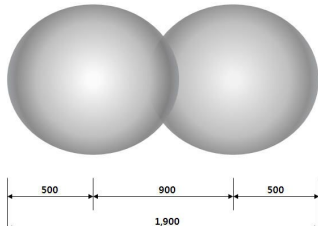


그림 3.1 해석 지반

표 3.1 적용된 DCM 단면 형상

DCM	1축(ϕ 1,000)	2축(ϕ 1,000 $\times$ 2)
개량체		
개량단면적	0.785 m ²	1.541 m ²

해석 모델링은 평면 변형률(Plane strain)조건의 삼각형 15절점 요소를 택하였고 점토지반과 성토체, DCM 기둥의 구성모델은 Mohr-Coulomb의 파괴규준을 만족하는 탄소성 모델인 Mohr-Coulomb 모델을 사용하였다. 성토체는 한계 성토고를 초과하지 않는 범위에서 3단계 단계성토를 시행하였고, 성토속도는 1.5m/월로 하였다. 성토체 하부의 점토지반에 대해서는 성토하중에 따른 압밀해석을 수행하였으며, 점토지반 내의 과잉간극수압이 모두 소산되는 데는 약 3000일이 소요되었다.

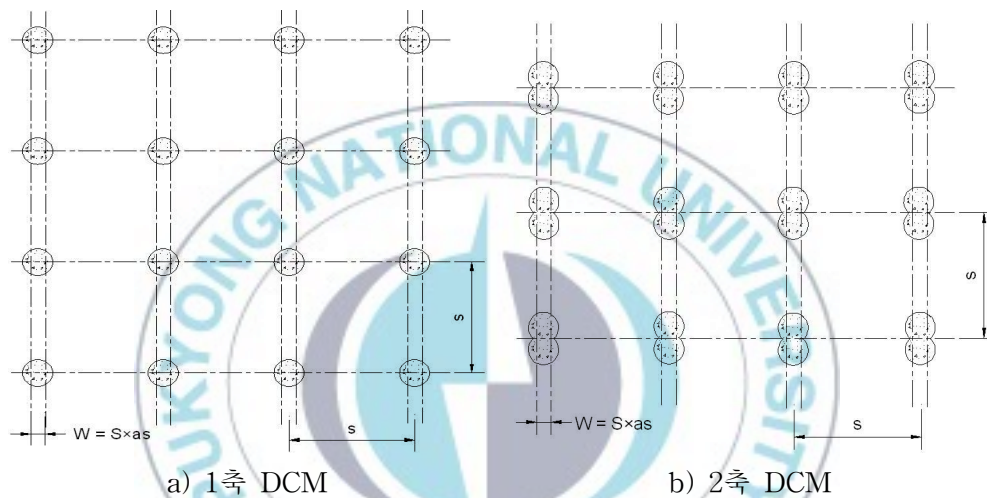


그림 3.2 DCM 배치형상

성토체 하부지반에 1축 및 2축 DCM 개량체를 그림 3.2와 같이 정사각형 배열로 배치하였다. 그러나 실제 현장에서 이러한 정사각형 배열을 가질 경우 2차원 평면상으로 해석하기는 상당히 어려움이 많다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 개량지반에서 DCM 말뚝이 차지하는 면적과 동일한 면적을 갖는 하나의 연속벽체로 가정하는 등가면적치환(same area replacement)방법으로 환산하였다. DCM말뚝을 벽체로 환산한 벽체의 폭(W)을 산정하는 방법은 식 (3.1)과 같다.

$$W = s \times a_s \quad (3.1)$$

여기서, s = DCM 말뚝의 중심 간격

a_s = 면적 치환율(area replacement ratio)

W = 2차원상의 DCM 말뚝의 폭

면적 치환율은 다음과 같이 산정할 수 있다.

$$a_s = \frac{A_{col}}{s^2} \quad (3.2)$$

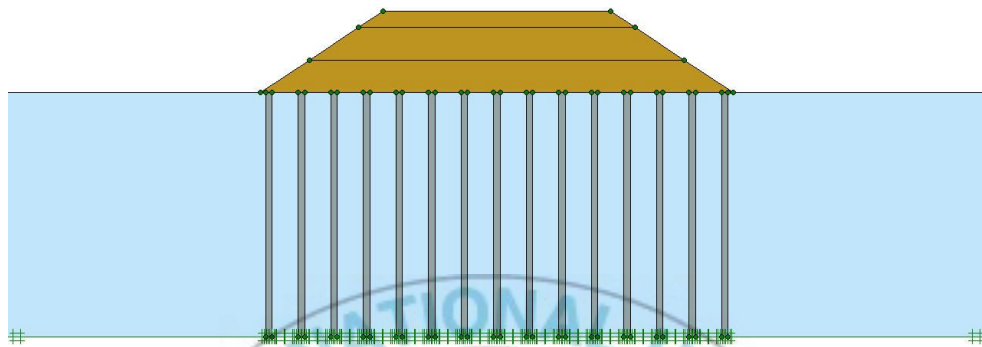
여기서, A_{col} : DCM 개량체의 단면적

본 연구에서는 성토체 하부지반의 DCM 보강시 면적 치환율을 20%로 동일한 조건으로 해석을 수행하였다. 동일한 면적 치환율을 가질 때 1축으로 DCM을 보강한 경우 식(3.1)과 식(3.2)에 의하면 DCM 개량체의 폭은 0.4m이고, DCM 개량체 중심 간격은 2m이다. 2축으로 DCM을 보강한 경우에는 DCM 개량체의 폭은 0.56m이고, DCM 개량체 중심 간격은 2.8m이다.

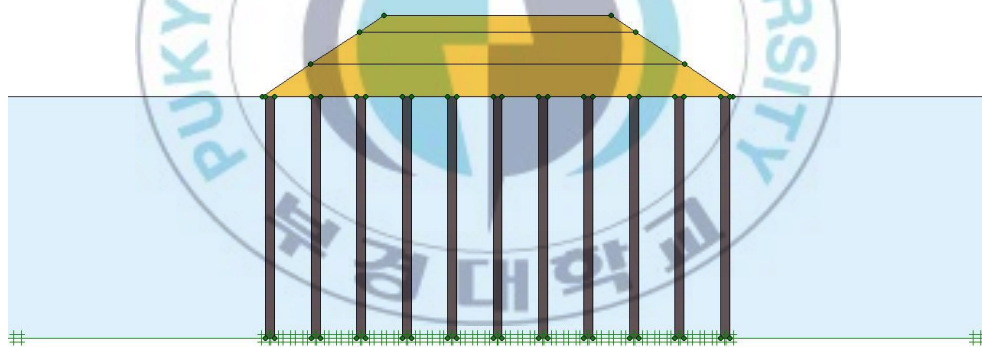
3차원적인 DCM 말뚝의 배치 형상을 2차원 평면으로 환산하여 Plaxis V8.2 프로그램에서 나타낸 2차원 평면모델 형상은 그림 3.3과 같고, 유한요소망은 그림 3.4와 같이 형성하였다.

3.1.2 지반정수 결정

본 장에서는 DCM 공법을 적용한 각종 지반보고서 및 참고문헌을 참조하여 지반 및 DCM 기둥의 물성치를 다음과 같이 결정하였다.

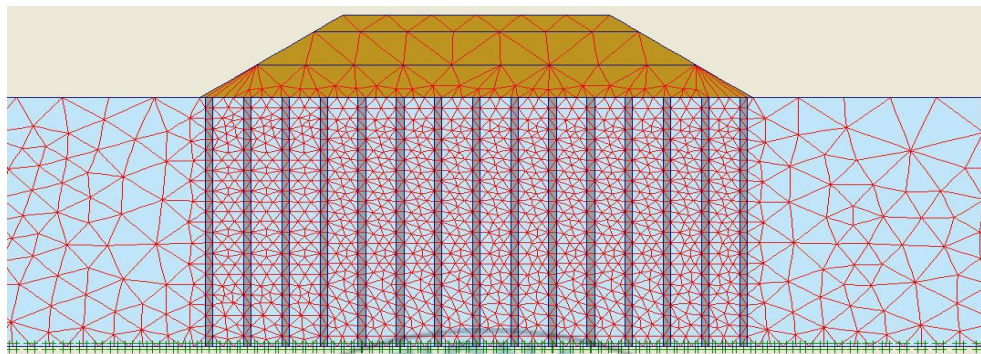


a) DCM 1축 시공시

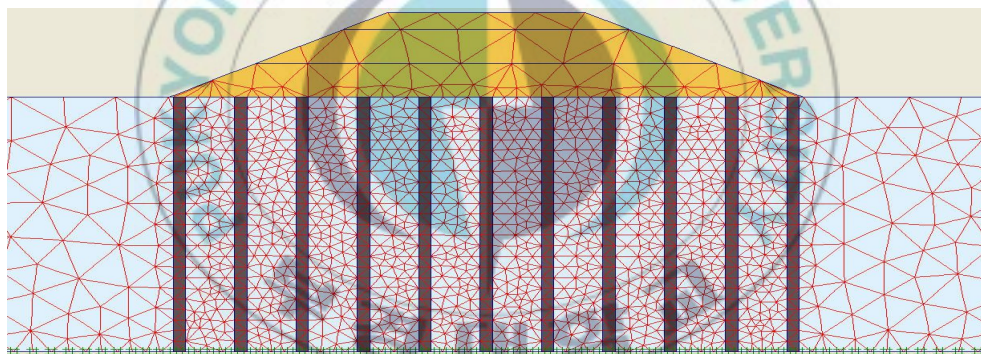


b) DCM 2축 시공시

그림 3.3 Plaxis 프로그램을 이용한 모델링



a) DCM 1축 mesh



b) DCM 2축 mesh

그림 3.4 Plaxis 프로그램 상의 mesh 형상

표 3.2 지반 정수

Parameter		Unit	Embankment	Soft clay	DCM
Model type		-	M-C	M-C	M-C
Type of material behavior		-	drained	undrained	non-porous
습윤 단위중량, γ_t		kN/m ³	20	16	16
포화 단위중량, γ_{sat}		kN/m ³	20	16	16
투수계수	kx	m/d	1.0	0.00026	-
	ky	m/d	1.0	0.00026	-
탄성계수, E		kPa	8000	1700	230000
푸아송 비, ν		-	0.3	0.3	0.15
점착력, c		kPa	1	10	246
내부 마찰각, ϕ		deg	30	15	0

3.2 DCM 수치해석 결과

3.2.1 압밀 침하량

성토체 하부지반의 DCM 기둥의 형상에 따른 압밀해석 완료 후 침하량을 그림 3.1에 나타낸 바와 같이 A, B, D, E지점에서 측정하였다. 각 지점의 최종 침하량 결과는 그림 3.5와 같이 나타났다. 성토체 하부지반을 DCM으로 보강하지 않은 경우 성토체 중앙 하부 D지점에서 최종 침하량은 832.23mm가 발생하였다. DCM 공법으로 연약지반개량 후 DCM 기둥의 형상에 따라 1축의 경우 D지점의 최종 침하량은 362.02mm로 무처리시 보다 최종침하량이 약 56.5% 감소하였고, 2축의 경우 최종침하량이 207.83mm로 무처리 시에 비해서 최종침하량이 약 75.03% 감소하였다. 또한 E지점에서는 무처리시 최종침하량은 828.61mm이고, 1축 DCM 시공 시에는 최종침하량이 380.38mm로 약 54.1% 감소하였고, 그리고 2축 DCM 시공한 경우 최종침하량이 264.13mm로 약 68.12%로 감소하였다. 동일한 면적 치환율 20%인 경우 DCM 기둥의 형상

이 1축인 경우에 비해 2축인 경우 최종침하량의 감소가 더 크게 나타났다. 이는 2축 DCM 기둥을 사용했을 경우 보강 효과가 더 크다는 것을 의미한다.

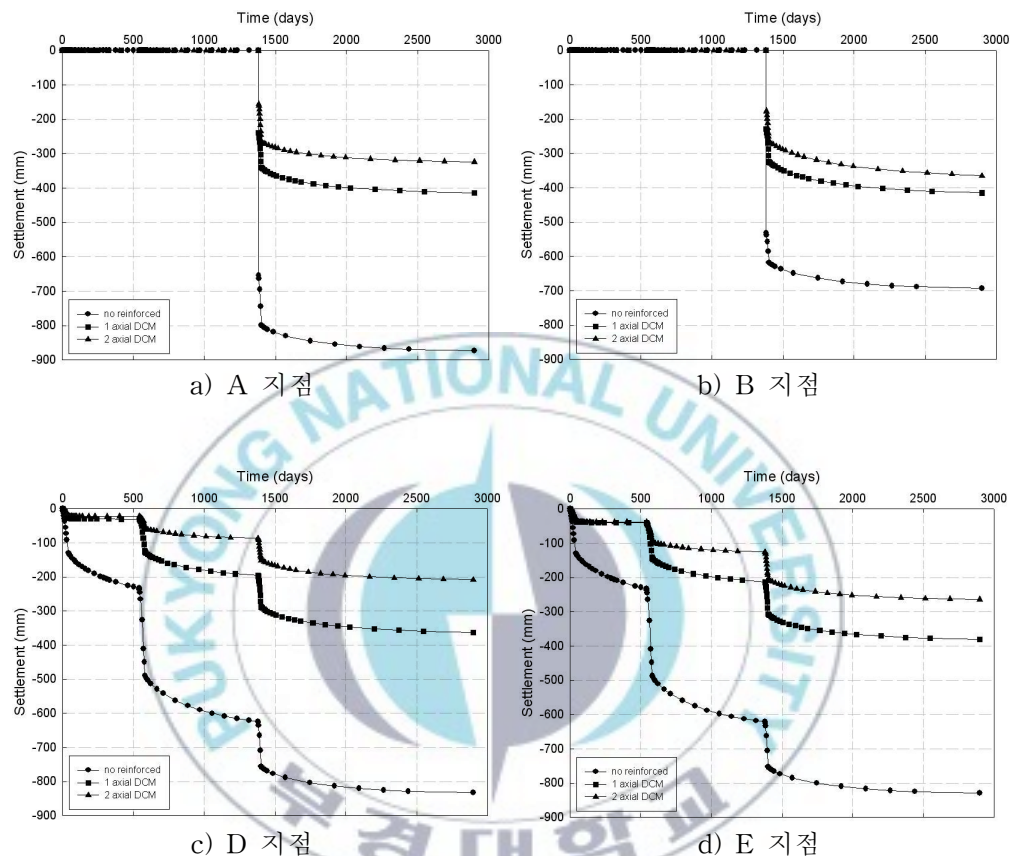


그림 3.5 각 지점의 시간-침하 곡선

3.2.2 수평변위

성토체 선단부 지점인 C지점에서의 연약지반 깊이에 따른 수평 변위량은 그림 3.6과 같다. 무보강 시에는 지표면 아래 약 4m 지점에서 최대 수평변위가 215.10mm 발생하였으나, 연약지반을 DCM으로 보강할 경우 최대 수평변위는 지표면부근에서 발생하였다. 1축 DCM으로 보강한 경우 무보강시 보다

최대 수평변위는 56.1% 감소하였고, 2축 DCM의 경우 최대 수평변위 감소량이 68.1%로 1축에 비해 약 12% 감소효과가 더 크게 나타났다. 이는 1축보다 2축 DCM 기둥을 사용했을 경우 보강 효과가 더 크다는 것을 의미한다.

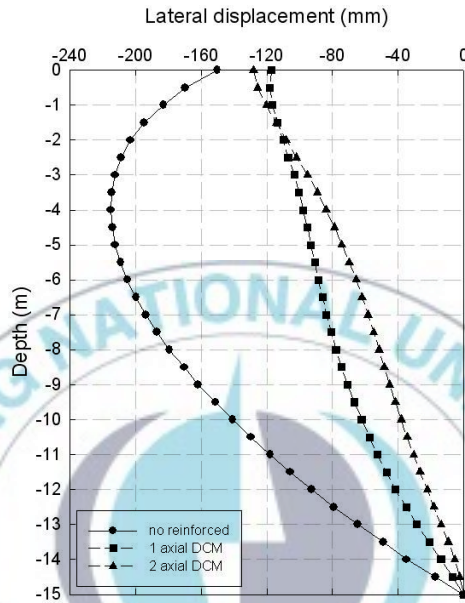


그림 3.6 연약지반 깊이에 따른 수평변위

3.2.3 수평거리에 따른 침하량

압밀 완료 후 성토부 중앙지점을 기점으로 지표면을 따라 수평거리에 따른 침하량을 비교하였다. 성토 중앙부에서 최대 침하량이 발생하고 DCM 보강시 기둥부에서 침하량이 지반부에 비해 급격하게 감소함을 알 수 있다. 성토 중앙부에서 1축 DCM 보강한 경우보다 2축 DCM 보강한 경우 기둥부와 지반부 간의 부등침하량이 크게 나타났다. 이는 개량지반의 치환율이 동일한 경우 1축보다 2축의 경우 DCM 기둥의 중심 간격의 간격이 더 넓기 때문이다.

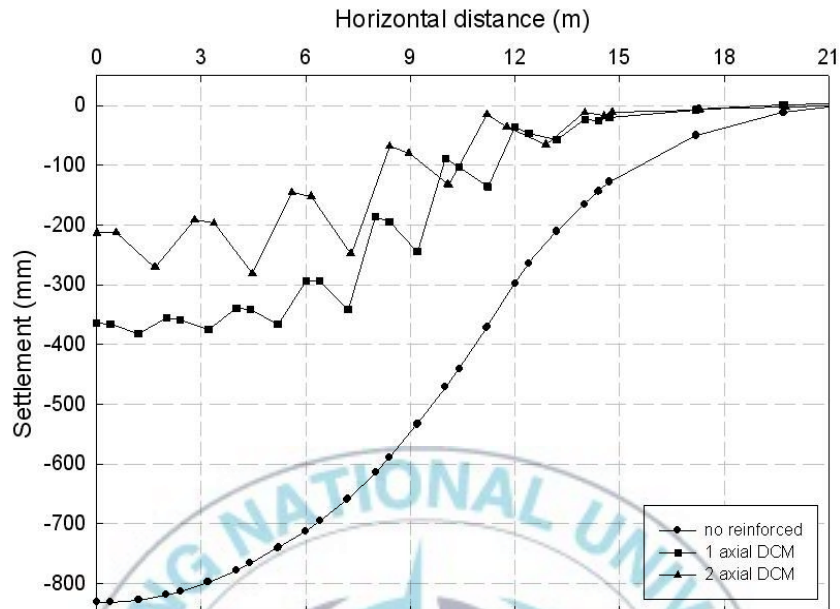


그림 3.7 수평거리에 따른 침하량

3.3 지오그리드 보강 해석모델

성토체 하부와 DCM 기둥 사이에 토목섬유(Geogrid)로 보강하면 무보강시에 비해서 DCM 기둥에 작용하는 연직하중이 증가하게 된다. 지오그리드는 인장강도가 150kN/m 한 층 보강한 경우와 두 층으로 보강한 경우, 인장강도가 300kN/m 한 층 보강한 경우 세 가지 경우를 비교해 보았다. 지오그리드는 지표면에서 0.2m간격으로 보강하였다.

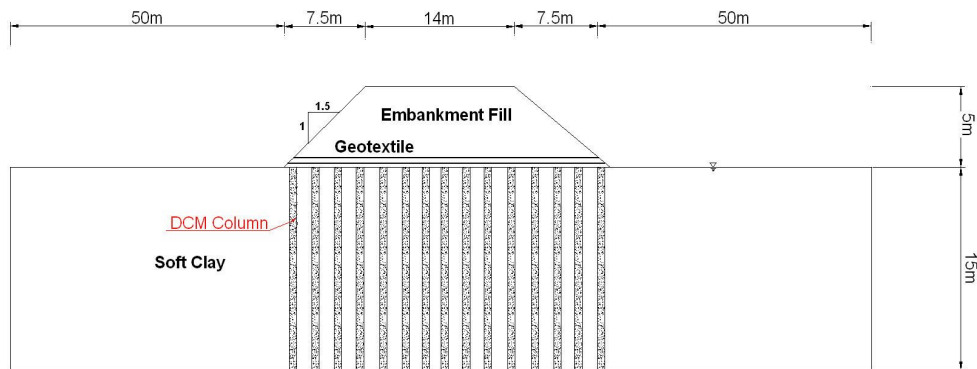


그림 3.8 지오그리드 보강한 경우 해석 모델링

지오그리드의 물리적 특성은 표 3.3과 같다.

표 3.3 지오그리드 물성치

Parameter	Unit	150kN/m	300kN/m
Model type	-	geogrid	geogrid
EA(axial stiffness)	kN/m	2540	5080

지오그리드의 경우 Plaxis 프로그램에서 지오그리드 요소를 사용하였고, 지오그리드 요소에 대한 축방향 스티프니스(axial stiffness) EA는 단위폭 당 인장력으로 식 (3.3)과 같이 정의된다.

$$EA = \frac{F}{\Delta l/l} \quad (3.3)$$

여기서, F 는 단위폭 당 인장력이고, $\Delta l/l$ 는 신장율을 의미한다. 신장율은 15%로 동일하게 적용시켰다.

3.4 지오그리드 보강시 수치해석 결과

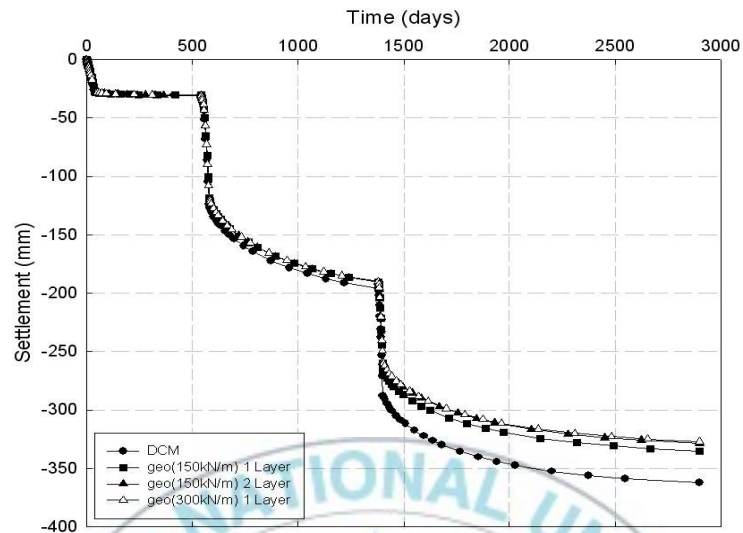
3.4.1 압밀 침하량

인장강도가 150kN/m인 지오그리드 한 층을 보강한 경우 성토체 중앙부 D 지점에서 1축 DCM인 경우 지오그리드로 보강하지 않는 경우보다 최종침하량이 7.47% 감소하였고, 두 층으로 보강한 경우 9.28%, 인장강도가 300kN/m인 지오그리드 한 층을 보강한 경우는 최종침하량 감소량이 9.68%로 인장강도가 150kN/m인 지오그리드 두 층으로 보강한 경우와 거의 비슷하게 나타났다. E지점에서는 1축 DCM의 150kN/m 한 층 보강하였을 경우 5.44%, 두 층 보강시 7.87%, 300kN/m 한 층 보강시 7.94%이고 2축 DCM의 경우 각각 3.82%, 8.54%, 7.13%로 침하량이 감소하였다. 그 결과는 그림 3.9~3.10과 같다.

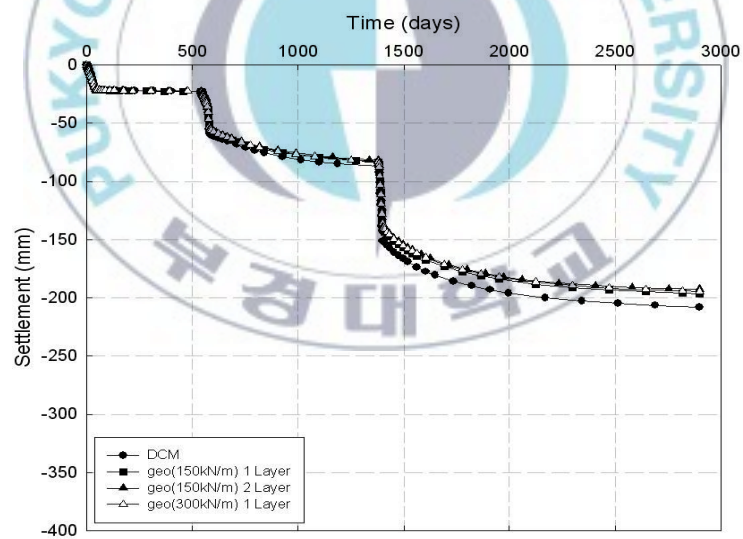
해석 결과에서 보듯이 D, E지점에서 1축 DCM인 경우 지오그리드의 인장력이 150kN/m 두 층으로 보강한 경우나 300kN/m 한 층으로 보강한 경우 결과값이 거의 비슷하게 나옴을 알 수 있다. 그러나 2축 DCM으로 보강한 경우 성토지반에 작용하는 지오그리드의 강성이 같을지는 모르나 보강하는 방법에 따라 그 결과 값이 다소 차이를 알 수 있었다. 이는 1축의 경우 DCM 기둥간의 간격이 2축의 비해 좁고 조밀하게 배치되기 때문에 이러한 결과가 나타난 것으로 판단된다.

3.4.2 수평변위

성토체 내에 지오그리드로 보강하였을 때 성토지반의 선단부 지점인 C지점에서의 깊이애 따른 수평변위에 대해 살펴보았다. 해석결과는 그림 3.11과 같고, 1축 DCM의 경우 인장강도가 150kN/m인 지오그리드 한 층 보강시 수평변위는 지오그리드로 보강하지 않았을 경우에 비해 약 26.9% 감소효과를 보였다. 인장강도 150kN/m인 지오그리드 두 층을 보강한 경우에는 수평변위가 약 40.85% 감소하였고, 인장강도가 300kN/m인 지오그리드 한 층을 보강한 경

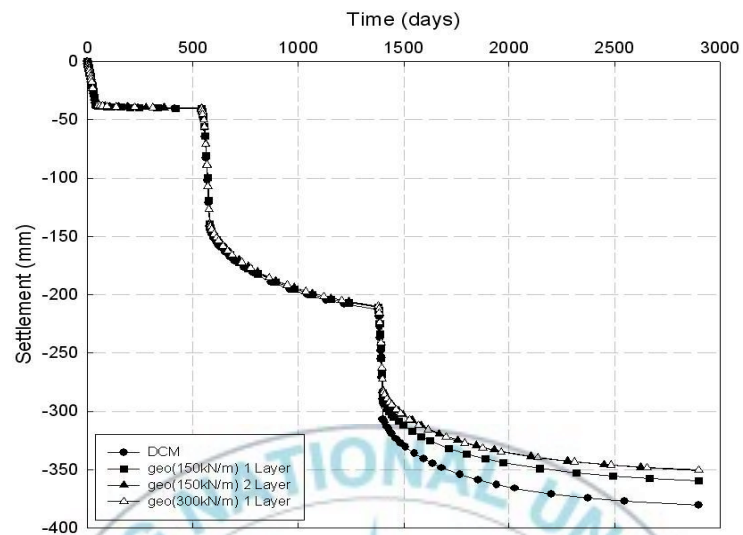


a) 1층 DCM

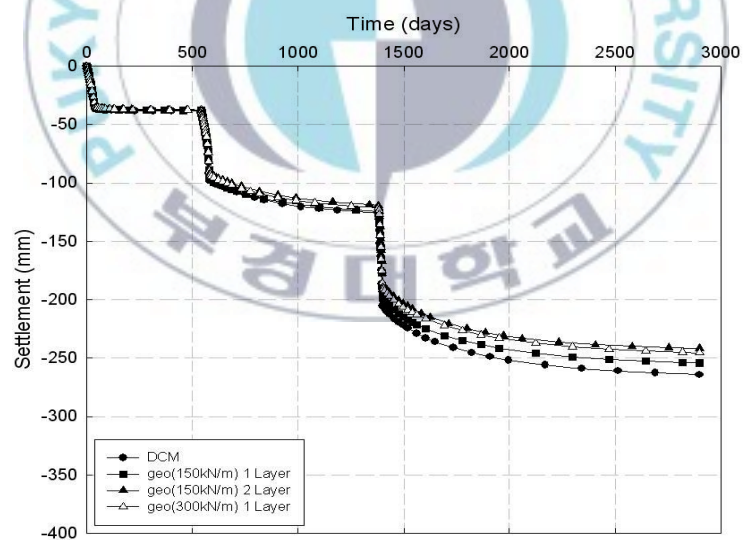


b) 2층 DCM

그림 3.9 D지점의 시간-침하 곡선



a) 1층 DCM



b) 2층 DCM

그림 3.10 E지점의 시간-침하 곡선

우에는 수평변위가 약 38.9% 감소하였다. 2축 DCM인 경우 인장강도가 150kN/m인 지오그리드를 1층과 2층, 그리고 인장강도가 300kN/m인 지오그리드를 한 층 보강한 경우 무처리시 보다 각각 약30%, 43.5%, 41.3%로 수평변위량이 감소함을 알 수 있었다. 또한 지오그리드로 보강하였을 경우 수평변위량의 감소효과는 침하량에 비해 크게 나타났으며, 가장 큰 효과는 1축과 2축 DCM으로 개량한 경우 모두 인장강도가 150kN/m인 지오그리드를 두 층 보강하였을 때이다.

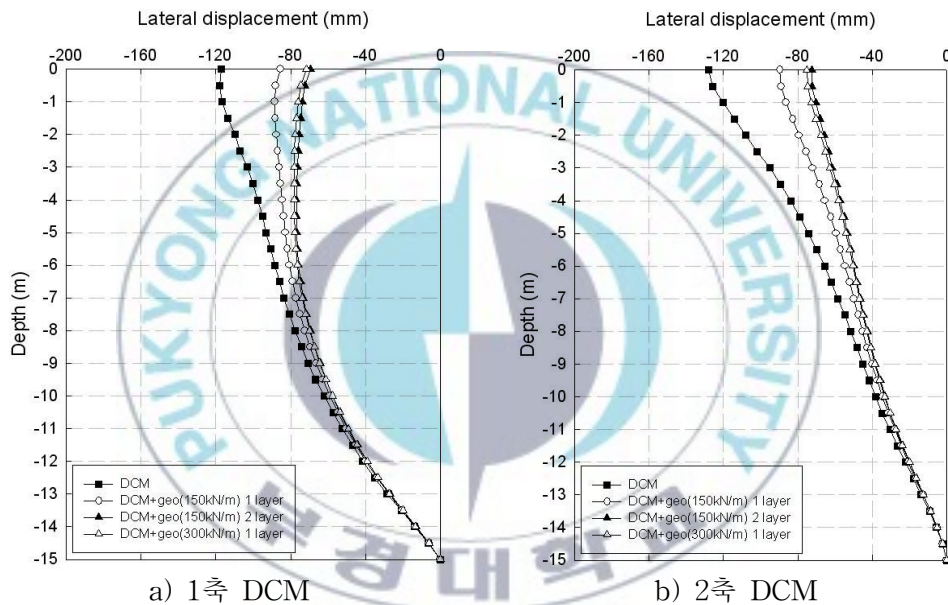
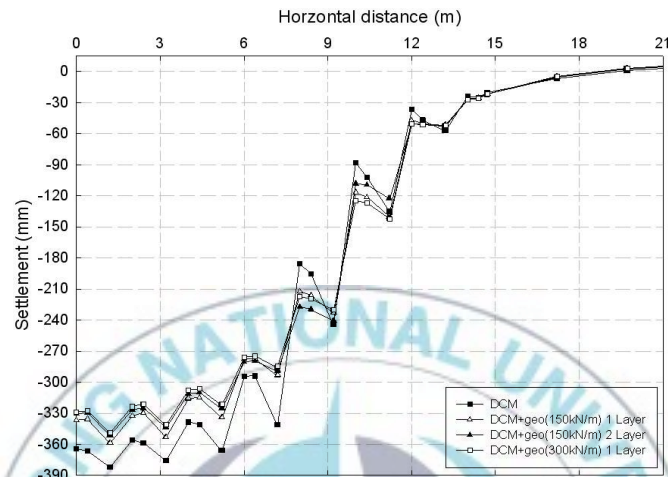


그림 3.11 지오그리드 보강방법에 따른 수평변위의 변화

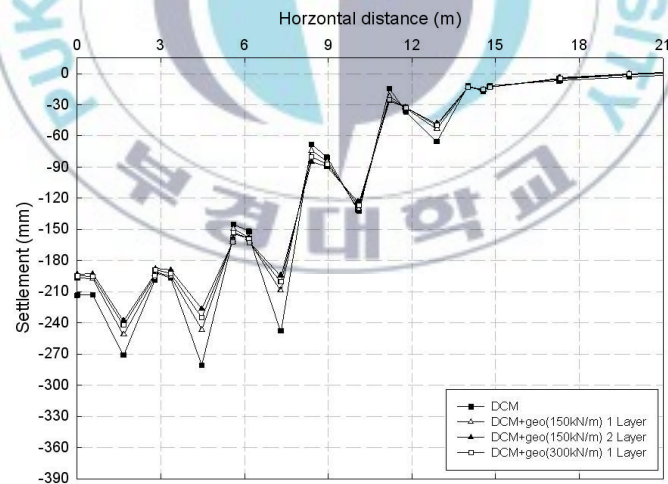
3.4.3 수평거리에 따른 침하량

지오그리드 보강방법에 따른 지표면 침하량을 그림 3.12와 같이 나타내었다. DCM 형상에 관계없이 두 경우 모두 지오그리드의 강성이 증가할수록 연약지반 내의 DCM 기둥부와 기둥사이 지반의 침하량이 감소하였다. 기둥부와 기

동사이 지반의 침하량 차이는 나기는 하지만 전체적인 경향을 볼 때 1축 DCM과 2축 DCM 모두 성토지반 중앙에서부터 수평거리 약 7~8m지점 까지는 침하량이 감소하는 것을 알 수 있었다.



a) 1축 DCM



b) 2축 DCM

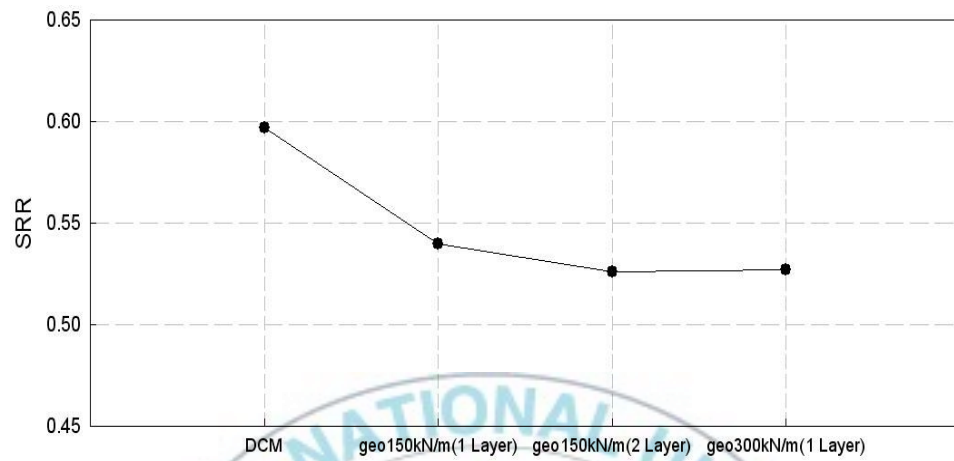
그림 3.12 지오그리드 보강방법에 따른 침하량의 변화

3.4.4 응력감소비

성토지반 내의 지오그리드 보강으로 인해 DCM 기둥 사이의 연약지반의 침하가 감소된다. 이러한 성토하중, 말뚝에 작용되는 응력, 말뚝사이의 지반에 작용되는 응력 사이의 관계를 정의하기 위하여 기존의 연구에서 많이 사용되었던 응력감소비를 이용하여 그 효과를 살펴보았다. 응력감소비는 제 2.2절의 정의에 따라 성토 및 상재하중에 의해 말뚝이 DCM이 설치되지 않는 경우의 연약지반에 전달되는 평균응력(σ)에 대한 DCM 설치된 경우 DCM 기둥 사이의 연약지반에 작용하는 응력(σ_s)의 비로 나타내었다. 응력감소비가 작을수록 연약지반에 전달이 되는 하중이 작아지는 것을 말하며 이는 DCM 기둥의 응력집중이 잘 되었다는 것을 의미한다.

각 DCM 형상에 따른 응력감소비의 결과는 그림 3.13과 같으며 두 경우 모두 지오그리드의 강성이 클수록 응력감소비가 감소하였다. 이는 지오그리드 강성이 클수록 DCM 기둥사이의 연약지반에 작용하는 응력이 감소되고 있음을 말한다. 또한 지오그리드 강성이 동일한 경우 1축 DCM은 인장강도가 150kN/m인 지오그리드 두 층을 보강한 경우와 인장강도가 300kN/m인 지오그리드 한 층을 보강한 경우 응력감소비가 거의 유사하게 나왔으나, 2축 DCM의 경우 보강형태에 따라 약간의 응력감소비 차이가 있었다.

응력감소비는 1축 DCM의 경우 무보강에 비해서 인장강도 150kN/m인 지오그리드 한 층을 보강한 경우 크게 감소하나, 이후 지오그리드의 강성이 증가하여도 감소효과는 크게 나타나지 않는다. 반면, 2축 DCM의 경우 지오그리드의 강성이 증가함에 따라 응력감소비는 감소하나 감소효과는 무보강에 비해서 인장강도 150kN/m인 지오그리드 한 층을 보강한 경우보다 두 층을 보강하였을 경우 감소효과가 더 크게 나타났다. 이는 전체적인 경향은 지오그리드의 강성증가에 따라 보강효과도 증가하나 DCM의 형상에 따라 DCM 기둥사이의 연약지반의 응력감소효과는 1축인 경우는 150kN/m 한 층 보강하였을 때이고 2축인 경우는 150kN/m 두 층 보강하였을 때이다.



a) 1층 DCM



b) 2층 DCM

그림 3.13 지오그리드 보강방법에 따른 응력감소비의 변화

제 4 장 결론

본 연구에서는 DCM 개량율은 동일하지만 DCM의 형상에 따른 보강효과와 토목섬유로 보강한 말뚝지지성토공법의 지반아칭효과에 따른 보강효과를 유한 요소해석을 하여 분석하였다. 이러한 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 동일한 면적 치환율로 보강한 경우 연약지반 내의 DCM 단면의 형상에 따라 보강효과가 다를 수 있었다. DCM 단면형상이 1축인 경우 무보강시에 비해서 최대 침하량 감소가 56.5%, 2축 DCM의 경우 최대 침하량 감소가 75.03%로 2축 DCM으로 보강한 경우 최대 침하량 감소효과가 더 크게 나타났다.
- (2) 압밀 완료 후 성토지반 선단부 지점에서의 수평변위 또한 1축 DCM 보강시 무보강시에 비해서 최대수평변위 감소량이 56.1%이고, 2축 DCM 보강한 경우 최대수평변위 감소량이 68.1%로 2축 DCM으로 보강한 경우 수평변위 감소효과가 더 크게 나타났다.
- (3) 지오그리드 보강한 경우 지오그리드 강성이 클수록 침하량은 점점 감소하는 경향을 보였으나, 최대침하 감소량은 1축과 2축 DCM 모두 10%미만으로 감소효과가 적게 나타났다.
- (4) 그러나, 지오그리드 보강시 성토지반의 선단부에서의 수평 변위량은 지오그리드 강성이 증가함에 따라 침하량에 비해 감소효과가 훨씬 더 크게 나타났다으며, 1축과 2축 DCM의 경우 인장강도가 150kN/m인 지오그리드 두층을 보강하였을 때 가장 크게 나타났다.

- (5) 성토지반 내의 지오그리드의 보강에 따른 지반아칭효과를 알아보기 위해 응력감소비를 분석하였다. 응력감소비는 DCM 형상에 관계없이 지오그리드의 강성이 증가함에 따라 감소하는 경향을 보였다. 1축 DCM의 경우 지오그리드 보강하지 않았을 때보다 인장강도가 150kN/m인 지오그리드를 두 층 보강하였을 때 감소효과가 가장 크게 나타났고, 인장강도가 300kN/m인 지오그리드를 한 층 보강한 경우와는 큰 차이가 없었다. 2축 DCM인 경우에는 인장강도가 300kN/m인 지오그리드를 한 층 보강했을 경우 감소효과가 가장 크게 나타났다.



1. 이규진, 신방웅, 신은철(2001), “지오그리드로 보강한 성토지반의 응력분포”, 한국지반공학회 논문집, 제 17권, 제 4호, pp. 87 ~91.
2. 이광우, 조삼덕, 홍원표(2009), “성토하부 연약지반의 변형거동에 관한 모형 실험”, 한국지반공학회 논문집, 제 25권, 제 5호, pp. 17 ~28.
3. 이수형(2009), “수치해석을 통한 성토지지말뚝에 대한 토목섬유 보강 효과 분석”, 한국철도학회 논문집, 제 12권, 제 2호, pp. 276 ~284.
4. 홍원표, 이재호(2008), “토목섬유보강 성토지지말뚝시스템의 지반아칭에 관한 이론해석”, 대한토목학회 논문집, 제 28권, 제 2C호, pp. 133 ~141.
5. 홍원표, 이재호(2010), “토목섬유보강 성토지지말뚝시스템에서의 하중전이 효과에 관한 모형실험”, 한국토목섬유학회 논문집, 제 9권 3호, pp. 9 ~18.
6. Abusharar S.W, Zheng J.J, Chen BG,(2009) “Finite element modeling of the consoildation behavior of multi-column suppotred road embankment”, Computers and Geotechnics, Vol. 36, pp. 676-685.
7. Alexiew, D. and Gartung, E.(1999), “Geogrid reinfored railway embankment on piles performance monitoring 1994-1998”, 1st South American Symposium on Geosynthetics, Brazil, pp.403-411.

8. Brandl, H., Gartung, E., Verspohl, J., and Alexiew, D.(1997), “**참고문헌** Performance of a Geogrid reinforced railway embankment on piles”, Proc. of the Fourteenth Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, 6-12 Sept, Vol. 3, pp. 1731-1736.
9. British Standard Institution(1995) BS 8006; Code of practice for strengt-thened/reinforced soils and other fills, London.
10. Borms, B.B, and Wong, I.H(1985), “Embankment pile”, Soil Improvment Methods, Proceedings 3rd International Geotechnical Seminar, Nanyang Technological Institute, Singapore, pp. 167-178.
11. Guido, V.A., Knueppel, J.D. and Sweeny, M.A.(1987), “Plate loading tests on Geogrid-Reinforced Earth Slabs.” Geosynthetics '87 Conference, New Orleans, pp. 216-225.
12. Han, J., and Gabr, M.A.(2002), “Numerical analysis of geosynthetic reinforced and pile-supported earth platforms over soft soil”, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128 (1), pp. 44-53.
13. Hewlett, W.J., and Randolph, M.F.(1988), “Analysis of piled embankments”, Ground Engineering, London England, Vol. 21, No. 3, pp. 12-18.
14. Huang, J.,and Han, J.,(2010), “Two-dimensional parametric study of geosynthetic-reinforced column-supported embankment by coupled hydraulic and mechanical modeling”, Computers and Geotechnics, Vol.

15. Jones, C. J. F. P., Lawson, C. R. and Ayres, D. J. (1990), "Geotextile reinforced piled embankments." Proceedings, International Conference on Geotextiles, Geomembranes, and Related Products, pp. 155-160.
16. Kempton, G., Russell, D., Pierpoint, N. D. and Jones, C. J. F. P.(1998), "Two and Three-Dimensional Numerical Analysis of the Performance of Piled Embankments.", Proceedings, 6th International Conference on Geosynthetics, pp. 767-772.
17. Tam, N. M.(2006), "The behavior of DCM columns under highway embankments by finite element analysis", Ph. D. Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy department of civil engineering, Pukyong National University.
18. Terzaghi, K., Peck, R. B., and Mesri, G. (1996), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc., p. 549.
19. Zanzinger, H., and Gartung, E.(2002) "Performance of a geogrid reinforced railway embankment on piles", Geosynthetics-7th ICG-Delmas, Gourc & Girard, Swets & Zeitlinger, Lisse, pp.381-386

감사의 글

참 고 문 헌

느지막이 부경대를 입학하고 어린 동생들과 밤샘 공부를 하며 도서관을 다니던 기억들이 아직도 생생한데 벌써 6년이란 세월이 흘렀습니다. 학부를 마치고 대학원 진로에 대해 고민하고 있던 저에게 지금의 지도교수님이신 정두희 교수님께서 많은 충고와 격려를 아끼지 않으셨습니다. 힘들고 지치고 어떤 때는 포기하고 싶은 때도 많았지만 그럴 때마다 따끔하게 충고해주고 현실을 깨우쳐주신 정두희 교수님께 깊은 감사를 드립니다. 그리고 연구에 바쁘신 중에도 논문지도를 위해 많은 충고와 관심으로 심사해주신 이영대 교수님, 정진호 교수님께 진심으로 감사드립니다.

지난 대학원 생활 2년의 시간은 저에게 아주 보람 있는 시간이었습니다. 항상 바쁜 시간에도 불구하고 논문지도를 위해 연락을 잘 받아주신 태호 선배님, 찬우 선배님 감사합니다. 그리고 같이 연구실 생활하며 아웅다웅 지내던 우리 동생들 민길이, 현수, 학부 때부터 지금까지 항상 옆에서 어렵고 힘든 일 있으면 제일 먼저 달려와 주는 든든한 동생 봉성이에게 고맙고 감사의 마음을 전하고자 합니다. 그리고 맨날 동생이 구박한다며 툄툴거리지만 고민 있을 때마다 저의 얘기를 잘 들어주고 충고를 아끼지 않았던 창우선배에게 정말 감사의 뜻 전하고 싶습니다.

여기까지 공부할 수 있도록 많은 격려를 아끼지 않은 우리 부모님, 사랑하는 내 반쪽 수현이, 준영이에게 너무 고맙고 감사합니다. 또한 연구실 생활 힘들 때마다 지친 나를 달래주는 내 활력소 같은 친구 쟁이, 해원이, 성이, 은정이, 홍이에게 모두 고맙다는 말을 전하고 싶습니다.

대학교 생활은 끝이 났지만 사회에서 또다른 시작을 꿈꾸며 그동안 감사했던 분들에게 이 논문을 드립니다. 감사합니다.

박 신 영