



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 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](#)

2018년 8월
석사학위논문

쇄석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 거동 분석을 위한 3차원 유한요소해석

조선대학교 대학원

토목공학과

김 경 업

쇄석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 거동 분석을 위한 3차원 유한요소해석

3-Dimensional Finite Element Analysis for
the Behavior of Clay Ground Applied with
Granular Compaction Pile

2018년 8월 24일

조선대학교대학원

토목공학과

김경업

쇄석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 거동 분석을 위한 3차원 유한요소해석

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학 석사학위 논문으로 제출함.

2018년 4월

조선대학교대학원

토목공학과

김 경 업

김경업의 석사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김 운 중 (인)

위 원 조선대학교 교수 장 우 식 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2018년 5월

조선대학교대학원

목 차

ABSTRACT

제1장 서 론	01
1.1 연구배경 및 목적	01
1.2 국내·외 연구동향	03
1.2.1 쇄석다짐말뚝공법의 개요	03
1.2.2 지지력에 관한 연구	05
1.2.3 침하량에 관한 연구	08
1.2.4 응력분담비에 관한 연구	10
1.2.5 유한요소해석에 관한 연구	12
1.3 연구방법 및 내용	14
제2장 이론적 배경	15
2.1 개요	15
2.2 쇄석다짐말뚝공법	17
2.2.1 개요	17
2.2.2 쇄석다짐말뚝공법의 적용성	19
2.2.3 쇄석다짐말뚝공법의 개량효과	21
2.2.4 쇄석다짐말뚝공법의 시공 분류	22

2.2.5	쇄석다짐말뚝공법의 시공순서	23
2.3	쇄석다짐말뚝공법의 기본설계개념	24
2.3.1	등가원주(Unit Cell) 개념	24
2.3.2	쇄석다짐말뚝공법의 치환율	26
2.3.3	쇄석다짐말뚝공법의 응력분담비	28
2.4	쇄석다짐말뚝의 파괴거동	30
2.4.1	파괴거동	30
2.5	지지력 이론	33
2.5.1	쇄석다짐말뚝의 지지력 제안식	33
2.6	쇄석다짐말뚝의 침하량	42
2.6.1	쇄석다짐말뚝의 압밀침하량 산정	42
제3장 유한요소해석		49
3.1	개요	49
3.1.1	ABAQUS 프로그램	49
3.1.2	복합지반 해석조건	50
3.2	유한요소해석	51
3.2.1	해석모델	51
3.2.2	유한요소해석 모델링	55
3.2.3	유한요소해석 설계정수	58
3.2.4	유한요소해석 조건	60

제4장 유한요소해석 결과	61
4.1 성토 재하단계별 분석결과	61
4.1.1 성토 재하단계별 응력분담비 분석	61
4.1.2 성토 재하단계별 침하량 분석	67
4.1.3 성토 재하단계별 쇄석다짐말뚝의 수평변위량 분석	71
4.2 설계요인 영향인자들의 상관관계	79
4.2.1 치환율, 지반강도에 따른 침하량 변화	79
4.2.2 치환율, 지반강도에 따른 수평변위량 변화	83
제5장 결 론	88
참 고 문 헌	89

표 목 차

표 1.1 지지력 산정식에 관한 연구동향	07
표 2.1 N값에 의한 모래의 연약지반 판정	16
표 2.2 점토에 대한 연약지반 판별	16
표 2.3 일반적인 다짐말뚝 채움재 종류에 따른 내부마찰각	20
표 2.4 팽창파괴 발생 시 극한지지력 이론식	40
표 2.5 전단파괴 발생 시 극한지지력 이론식	41
표 3.1 유한요소해석에 사용된 쇄석다짐말뚝과 Sand mat의 설계정수 ..	59
표 3.2 유한요소해석에 사용된 점토지반의 설계정수	59
표 4.1 응력분담비와 상재하중의 관계에 따른 경향	61
표 4.2 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량	68
표 4.3 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 말뚝의 최대 수평변위량 ·	73
표 4.4 치환율 및 지반강도에 따른 침하감소율	81

그 립 목 차

그림 2.1	쇄석다짐말뚝공법의 시공과정 개요도	23
그림 2.2	쇄석다짐말뚝의 등변삼각형 배치	24
그림 2.3	이상화 된 등가원주(Unit-Cell)	25
그림 2.4	복합지반의 개념도	28
그림 2.5	쇄석다짐말뚝의 파괴형태	30
그림 2.6	비균질 연약지반에서 쇄석다짐말뚝의 파괴형태	31
그림 2.7	쇄석다짐말뚝 무리의 파괴형태	32
그림 2.8	치환율과 침하비의 관계	44
그림 2.9	침하계량계수와 치환율과의 관계	46
그림 2.10	예상침하량에 관한 평형법과 Greenwood법의 비교	47
그림 3.1	Mohr-Coulomb 파괴규준	52
그림 3.2	Modified Cam-Clay 이론의 개선사항	53
그림 3.3	Modified Cam-Clay 모델 변수의 정의	54
그림 3.4	유한요소해석에서 사용된 복합지반 모델링	56
그림 3.5	유한요소해석 시 응력, 침하량 및 말뚝의 수평변위량 측정 위치 ..	57
그림 4.1	치환율 10%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비	63
그림 4.2	치환율 20%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비	64
그림 4.3	치환율 30%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비	65
그림 4.4	치환율 40%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비	66
그림 4.5	치환율 10%, 20%, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하	69
그림 4.6	치환율 30%, 40%, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하	70
그림 4.7	지반강도 25kPa, 쇄석다짐말뚝의 수평변위 Contour	72
그림 4.8	치환율 10%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량	75
그림 4.9	치환율 20%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량	76

그림 4.10 치환율 30%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량 77
 그림 4.11 치환율 10%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량 78
 그림 4.12 점토지반 1, 2, 3, 4의 치환율에 따른 최종 침하량 80
 그림 4.13 점토지반 1, 2, 3, 4의 치환율에 따른 지반강도 별 침하감소(%) · 82
 그림 4.14 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇄석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 10% · 84
 그림 4.15 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇄석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 20% · 85
 그림 4.16 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇄석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 30% · 86
 그림 4.17 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇄석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 40% · 87

ABSTRACT

3-Dimensional Finite Element Analysis for the Behavior of Clay Ground Applied with Granular Compaction Pile

Kim, Gyeong-Eop

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph.D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

There are several methods for improving soft ground depending on the purpose of improvement. In South Korea, an increasing number of granular compaction pile constructions that press sand and granular into soft soil with constant density and create constant-diameter stakes have been conducted.

Observing installments employed by granular compaction pile, the quantitative granular compaction pile technique does not present a quantitative design and depends on experiential design. Furthermore, there are a couple of problems such as uncertainty on construction, internal fracture, clogging, bulging failure, and shear fracture. A clear understanding of causes and preventive measures on these problems are insufficient. Errors are likely to occur due to huge differences from actual values such as stress concentration ratio and settlement as foreign design methods are directly adopted despite distinct characteristics of Korean instruments and materials.

Therefore, this study aims to analyze stress concentration ratio and settlement according to shear strength of ground through earlier studies and finite element analysis and further the correlation of design influential factors. By using a finite element analysis program, it modelled the upgraded composite ground by using granular compaction pile, analyzed behaviors of composite ground on

replacement ratio(10~40%) and shear strength(25~75kPa), and interpreted correlations of design factors.

The result of finite element analysis displayed that the effect of replacement ratio on settlement of composite ground was smaller than ground strength. It was also found that the settlement reduction ratio of composite ground fell by over 60% at a replacement ratio of 30% or above, the maximum lateral displacement of granular compaction pile was made at a depth of 1.5 to 3 times bigger than pile diameter, and the difference in lateral displacement was a little slight at a replacement ratio of 40% or above.

It is supposed that applying a replacement ratio of over 30% to an area, predicted to have excessive consolidation settlement and a replacement ratio of over 40% to an area, predicted to have bulging failure could prevent this problem.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근 국내의 지속적인 발전에 따른 사회 기반시설, 생활용지 등의 개발 요구는 증가하고 있으나 조건을 충족하는 지반은 제한되어 있다. 이에 따라 국토의 효율적인 이용을 위하여 연약지반개발 필요성이 확대되고 있는 실정이다.

이러한 연약지반 개량에는 경제성, 시공성 등에 따라 다양한 공법들이 적용되고 있으며 이는 주로 치환공법, 탈수공법, 진동다짐공법, 혼합처리공법 등으로 구분할 수 있다. 이 중 조립토 다짐말뚝공법은 다양한 연약지반 처리공법 중 적절한 크기의 상부구조물 하중을 지지하기 위한 연약지반 보강에 효율적이고 경제적인 공법으로 알려져 있다(Hu 등, 1997). 다짐말뚝공법은 연약지반에 모래 또는 쇄석 등 조립토 재료를 사용하여 연약지반을 10~40% 정도 치환하고 일정하게 압입하는 과정을 통해 말뚝을 조성하여 연약지반을 개량하는 공법이다. 또한 조립토 다짐말뚝으로 개량된 복합지반은 조립토 말뚝과 지반의 서로 다른 강성으로 인해 지반 상부의 하중이 상대적으로 강성이 높은 다짐말뚝으로 집중된다. 이로 인해 다짐말뚝 공법은 연직집중응력에 대한 말뚝의 마찰 저항력과 점토지반의 점착력이 활동면에서 전단응력에 저항하게 된다.

그러나 최근 국내에서는 육상 연약지반 개량 공사가 증가하고 천연자원의 고갈 및 자재 값 상승 등으로 인해 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)공법의 적용이 한계에 도달하고 있는 실정이며, 대안으로 공사현장에서 쉽게 발생하는 토사 등에서 얻을 수 있는 쇄석을 이용하는 쇄석다짐말뚝(Granular Compaction Pile)공법의 시공이 증가하고 있는 실정이다.

쇄석다짐말뚝공법은 시공과정 중 교란으로 인해 점토지반에서 강도를 쉽게 상실하는 특성으로 시공의 불확실성과 내부 파괴의 문제점을 가지고 있으며, 시공사례가 증가함에 따라 간극막힘(Clogging) 현상, 선단부 팽창파괴(Bulging Failure) 등의 피해사례가 급격히 증가하고 있다.

쇄석다짐말뚝공법은 점토지반에 시공 시 파괴형태와 원인이 명확하게 제시되어 있지 않아 파괴에 대한 방지대책을 수립할 수 없으며, 시공 후 파괴되었을 경우

파괴원인에 대한 규명이 명확하지 않은 실정이다.

현재 국내 쇄석다짐말뚝공법은 정량적인 설계법이 제시되어 있지 않아 경험적인 방법에 의해 설계 및 시공되고 있어 팽창파괴, 전단파괴 등 다양한 형태의 파괴가 빈번히 발생하고 있으나 명확한 원인 규명과 파괴 예방 대책 수립이 어려운 실정이다. 또한 국내와 시공 장비, 재료 특성 등이 다름에도 불구하고 해외의 지반에 적용하는 공법을 그대로 국내에 적용하고 있어 지지력, 침하량 등이 실측값과 큰 차이를 나타내고 있다.

따라서 본 연구에서는 쇄석다짐말뚝공법의 합리적이고 안전한 설계법을 제안하기 위한 연구로써 국내 점토지반에 쇄석다짐말뚝공법을 적용하여 지반강도 변화에 따른 침하 및 응력 거동특성을 분석하고자 하였다. 이를 위해 ABAQUS 6.12-4를 이용하여 복합지반의 침하량, 응력분담비, 쇄석다짐말뚝의 최대 수평변위량 및 발생 예상위치를 분석하고자 하였다.

1.2 국내·외 연구동향

1.2.1 쇄석다짐말뚝공법의 개요

조립토 다짐말뚝공법은 1830년대에 이미 프랑스 기술자 Moreau 등(1835)에 의해 무기고의 기초를 건설하는데 임의의 심도에서 지반의 다짐이 가능한 실용적인 장비와 기법이 개발되어 사용되었다. 이 쇄석다짐말뚝은 Vibro flotation 기술이 개발되기 전인 1930년대까지는 거의 사용되지 않았으며(Hughes 등, 1974), 1960년대 이후 쇄석다짐말뚝에 대한 연구가 본격적으로 시작되었다(장원호, 2009).

국내에서는 1980년대에 일본에서 개발된 쇄석다짐말뚝공법을 국내에 최초로 설계 및 시공하였고, 1990년대 이후 시험시공 및 연구결과들이 발표되었다. 그러나 일본 실정에 맞는 설계기준 및 시공법을 그대로 적용하여 국내에서의 시공 시 경험적인 방법에 의존하므로 파괴원인 및 예측이 어려울 뿐만 아니라 정확한 쇄석다짐말뚝의 거동에 대한 예측이 어려워 잘못된 설계로 인해 2차 손실을 초래한다.

Thornburn과 Mcvicar(1968)은 쇄석다짐말뚝공법에 대한 경험적인 설계법을 제안하였으며, Aboshi 등(1979)은 기초의 지지력에 대한 공학적 문제와 침하 및 1차 압밀시간의 단축과 같은 장점을 가진 쇄석다짐말뚝 기술을 제안하였다.

Seed와 Booker(1977)는 쇄석다짐말뚝에서 발생하는 간극수압 발생 및 소산 식을 제안하여 지진 시 쇄석다짐말뚝의 해석을 실시하였고, Mitchell과 Huber(1985)는 현장재하시험과 유한요소해석을 통해 두 결과 값이 유사한 경향을 나타내는 것을 확인하였다. 또한 Rao 등(1977)은 1980년대 말부터 지지력 증진을 위하여 무리말뚝 둘레에 스킨트를 사용하여 쇄석다짐말뚝과 말뚝이 적용된 복합지반의 강도를 분석하는 연구를 진행하였다.

위의 연구들은 Hughes와 Withers(1974)의 연구를 기초로 하여 수십 년 간 단일말뚝에 대한 연구가 진행되어 왔으며, 무리말뚝에 대해서는 Barksdale과 Bachus(1983); Hu 등(1997)에 의해 진행되었다. 단일말뚝은 강성기초에 의해서 하중이 재하된다고 가정하였으며, 두 개의 파괴선을 통해 극한지지력을 산정하였다. 무리말뚝은 모형시험을 통해 팽창파괴까지의 깊이는 횡방향으로의 구속정도, 말뚝의 세장비 및 치환율 등에 복합적으로 연관되어 있음을 증명하였으며, 팽창파괴 위치의 중심점을 연결하면 원추형 모양이 형성되는 것을 확인하였다(선희현, 2000).

유영권(2014)은 신뢰성이론을 근거로 부분안전계수설계법을 쇠석다짐말뚝공법의 설계에 적용하기 위하여 신뢰성해석을 실시하였다. 민감도계수를 분석하고 목표 신뢰도 지수를 산정함으로써 각 설계변수에 대한 부분안전계수를 보정하였고 현재 적용되는 허용응력설계법과 한계상태설계법을 분석하였다. 그 결과, 쇠석다짐말뚝에 가장 큰 영향을 미치는 설계정수는 비배수전단강도, 내부마찰각, 사하중, 지반의 단위중량, 활하중, 탄성계수의 순서라고 하였다.

1.2.2 지지력에 관한 연구

쇄석다짐말뚝공법의 기본적인 이론은 1960년대 이후 본격적인 연구가 진행되었으며 실제 현장시공을 통한 현장재하시험, 실내 모형토조시험을 통해 경험적인 방법으로 설계를 시작하였다. 지지력에 관한 선행연구를 정리하면 다음과 같다.

Thornburn과 Macvicar(1968)는 비배수강도와 극한하중 관계를 도표형태로 작성하였고, Greenwood(1970)는 Rankine 수동토압계수를 근거로 극한지지력을 설명하였다.

Madhav와 Vitkar(1978)는 연약지반과 조립질 말뚝이 함께 파괴되는 메커니즘으로 일반전단파괴를 고려하여 지지력 산정을 위한 지지력 계수를 제안하였고, Rao 등(1977)은 스킵트를 활용하여 다짐말뚝의 지지력을 증진시키기 위한 방법을 제안하였다.

Brauns(1978)는 쇄석다짐말뚝에 3차원 수동토압이론을 적용하여 연약점토지반에 대한 극한지지력을 산정하였고, Mori(1979)는 모형시험을 통해 Huge 등(1974)이 제안한 지지력 이론식 일부를 수정하여 제시하였다. 또한 한계깊이는 말뚝직경의 4배로 나타나 Hughes 등(1974)과 유사한 결과를 확인하였다(Gopal Ranjan, 1992).

Vanimpe 등(1992)은 쇄석다짐말뚝과 연약점토지반의 다일레이턴시(Dilatancy)효과를 고려하여 응력과 침하관계에 대해서 분석하였으며, Alamgir 등(1996)은 Equal Strain 이론에 근거하여 다짐말뚝과 지반의 응력을 탄성해석으로 고려한 계산법을 제안하였다.

Pribe(1995)는 진동치환으로 시공되는 스톤컬럼(Stone column)공법은 원지반의 압밀을 유도시켜 액상화를 방지, 과잉간극수압 소산과 배수능력을 증가시킴으로써 큰 전단응력에 저항하는 것을 확인하였다. 또한 다짐말뚝에 작용하는 응력분담비를 고려하여 지반의 지지력과 침하예측을 실시하였으며, 이론적인 부분이 유사한 쇄석다짐말뚝공법에도 적용이 가능하다고 판단하였다.

이윤주(1996)는 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반에서 다짐말뚝의 지지력 산정에 있어서 오차를 감소하고자 기존의 이론식 산정법을 검토하였으며, 지지력을 구하는 공식을 제안하였다. 또한 팽창파괴가 예상되는 깊이를 증가시키면 지지력 향상이 가능할 것으로 판단하였다.

천병식 등(1999, 2000)은 연약지반 처리공법 중 쇄석다짐말뚝의 지지력 특성에 관한 연구를 하였으며, Gravel Drain으로 실내모형시험을 수행하여 배수효과에 관한 연구를 발표하였다.

강윤과 김홍택(2004)은 단일쇄석다짐말뚝에 대하여 상재하중, 재하면적과 파괴깊이에 따라 수평구속응력 변화를 고려하였고, 무리쇄석다짐말뚝에서는 지지력 증가효과와 압밀계수 변화에 대하여 비교·분석하였다. 응력분담비를 이용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 수정압밀계수 거동특성을 분석한 결과, 다짐말뚝의 유효직경이 작을 수록 개량된 지반의 수정압밀계수는 증가하였다.

김병일 등(2004)은 단일쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 지지력을 시험한 결과, 지지력은 쇄석다짐말뚝이 모래다짐말뚝에 비해 크게 발생함을 확인하였으며, 50% 이상의 치환율에서는 쇄석다짐말뚝이 모래다짐말뚝보다 1.45배 크게 발생하였다. 기존 극한지지력 제안식에서는 치환율에 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타나는데 이는 기존 제안식이 다짐말뚝의 직경과 치환율은 고려하지 않고 다짐말뚝의 내부마찰각과 점토지반의 비배수전단강도에 한하여 고려하였기 때문인 것으로 판단하였다.

유승경(2009)은 실내시험을 통해 쇄석다짐말뚝과 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 과잉간극수압, 침하량과 응력거동특성을 비교·분석하였다.

현재 지지력에 관한 기존의 이론식에 근거하여 실내, 현장실험 및 수치해석에 의해 다양하게 연구가 진행되고 있다. 팽창파괴(Bulging Failure)의 경우 주로 주변지반의 전단강도, 팽창파괴 깊이가 지지력에 영향을 미치고 전단파괴(General Shear Failure)의 경우 주변지반의 전단강도, 주변지반의 단위중량, 유효상재하중 등이 지지력에 영향을 미치는 것으로 알려져 있다(주정현, 2004). 따라서 지지력에 영향을 미치는 주로 설계 파라미터인 주변의 지반강도, 상재하중 등에 대해 분석을 실시하여 이 관계를 파악하고자 하였다.

표 1.1은 쇄석다짐말뚝 지지력에 관한 연구동향을 나타낸 표이다.

표 1.1 지지력 산정식에 관한 연구동향(선희현, 2000)

적용 이론	선행연구자
소성평형이론에 의한 수동토압	Greenwood(1970)
전반전단파괴에 관한 이론	Madhav와 Vitkar(1978)
측방한계압 또는 Pressure meter이론	Gibson과 Anderson(1961) Hughes와 Withers(1974, 1975) Mori(1979) Aboshi(1979)
등가원주(Unit-cell)이론	Pribe(1976) Datye와 Nagaraju(1975) Goughnour과 Bayuk(1979)
공동팽창이론	Rao(1982) Ranjan과 Rao(1983, 1986, 1987)
경험에 의한 지지력연구	Thorburn과 McVicar(1968) Greenwood(1970) Thorburn(1975)
실험에 의한 지지력연구	Hughes 등(1975) Rao와 Bhandari(1979) 이윤주(1996), 천병식 등(1999, 2000), 김병일 등(2004), 강윤과 김홍택(2004), 유승경(2009)

1.2.3 침하량에 관한 연구

설계와 시공단계에서 침하량을 예측하는 것은 시공성, 안정성, 경제성을 확보하는데 가장 큰 영향을 미친다고 할 수 있다. 또한 모든 설계정수가 영향을 미치는 것이 침하량이라고 할 수 있으므로 복합지반의 침하량에 관한 거동특성분석의 정확성을 높이는 것이 중요하다고 할 수 있다. 침하량에 관한 선행연구를 정리하면 다음과 같다.

Hughes와 Withers(1974, 1975)는 방사선기법을 이용하여 다짐말뚝공법의 주요과괴형태는 팽창과괴의 형태라고 제안하였고, 지지력 산정방법에 대해 제시하였다. Hughes 등(1974)은 현장재하시험을 통하여 쇄석다짐말뚝이 조성된 지반을 증분하여 응력-변형률의 관계를 분석하여 지층별 침하를 분석하고 그 값의 총합으로 침하량 산정법을 제안하여 기존 이론지지력 식을 증명하였다.

Pribe(1976)는 쇄석다짐말뚝을 단위셀(Unit-Cell) 개념을 적용하여 지반의 응력거동으로부터 발생하는 침하를 분석하여 말뚝 간격에 대한 침하감소비를 제안하였으며, Chow(1996)는 간편법과 평형법 사이의 관계를 확립하고 간편법의 정확도를 증명하기 위해 Balaam과 Booker(1981)의 해결책과 비교·분석하고자 하였다. Balaam과 Booker가 제안한 해결책은 4개의 변수(a/b , $\frac{E_s}{E_c}$, ν_s , ν_c)에 의존하지만 간편법은 2개의 변수(a_s , M)에 의존한다. 간편법은 적은 매개변수에 의존하지만 그에 따른 합리적인 침하량 식을 제안하였다.

신현영 등(2005)은 단위셀(Unit-Cell) 시험과 대형 토조시험을 통하여 차이를 분석하였다. 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 침하특성을 분석하여 지반 압축특성으로 응력분담비를 제안하는 식을 제시하였으며, 기존의 침하량 예측기법에 대해 적용성을 검토하고 변형률과 압축지수 개념을 이용한 새로운 침하량 예측기법을 제안하였다.

배경태 등(2007)은 침하특성을 분석하기 위하여 현장재하시험과 수치해석을 실시하였으며, 이후 비교를 위하여 현장원형시험도 실시하였다. 분석결과, 강성기초보다 연성기초가 경계면조건에 더 크게 영향을 받았으며, 자유변형률로 인하여 침하는 다짐말뚝에서는 감소하고 점토지반은 증가함을 보였다.

A. Zahmatkesh 등(2010)은 유한요소해석인 Plaxis Software를 이용하여 스톤컬럼(Stone column)으로 개량된 연약지반의 침하해석을 수행하여 침하저감비(SRR)를 산출하고 기존의 이론들과 비교하였다. 분석결과, 치환율이 증가할수록 마찰재의 사용으로

인하여 침하가 상당히 감소되며, 본 연구에서 얻은 SRR의 값은 실제 SRR의 값과 유사하게 나타나는 것을 확인하였다.

강오람(2009)은 치환율 변화에 따른 구속에 변화를 주어 삼축압축시험을 실시한 결과, 모래다짐말뚝의 응력-변형률은 치환율과 구속압이 증가할수록 수직응력이 증가하는 것을 확인하였다. 이는 비배수 전단시 체적 변화가 발생하지 않는 것으로 예상되지만 시료내부 모래의 체적이 팽창하려는 다일러턴시 현상이 발생하여 시료가 파괴에 저항하기 때문인 것으로 판단하였다.

문인중 등(2012)은 단일말뚝을 저치환율(10~30%)로 개량된 지반에 대하여 1g모형시험을 실시한 결과, 압밀압력이 증가할수록 침하량은 증가하며, 침하량 증가폭은 점차 감소하는 경향을 보였다. 또한 증가폭의 감소는 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반보다 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 더 현저하게 나타난 것으로 확인하였다.

Mohamed(2016)은 PLAXIS를 사용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 말뚝 간 거리, 말뚝 직경, 말뚝 길이 등의 변화에 따라 말뚝의 지지력, 침하저감효과, 말뚝의 휨 모멘트에 미치는 요인들에 대한 영향을 분석하였다. 분석 결과, 치환율, 말뚝 길이의 증가와 말뚝 간격 비율의 감소에 따라 지지력과 침하저감 효과는 크게 나타났으며 말뚝 길이 비가 0.75의 말뚝을 이용하는 것이 지지력과 침하저감효과 개선과 경제성 측면에서 효과적이라 판단하였다.

현재 기존의 이론적 침하해석을 국내 지반요건에 적용하기 위해 다양한 연구가 진행되고 있다. 침하량은 치환율, 말뚝의 직경, 말뚝의 거리, 지반강도 등의 요인에 의해 각각 침하 저감 효과의 차이가 나타나고 있으며, 이러한 침하해석은 쇄석다짐말뚝공법의 설계 및 시공에 가장 큰 영향을 미치는 요소이다.

1.2.4 응력분담비에 관한 연구

응력분담비는 쇄석다짐말뚝 설계 및 시공에서 가장 중요한 부분이다. 쇄석다짐말뚝이 받는 응력과 지반이 받는 응력의 비로 표현되는 응력분담비는 선행연구 중 가장 많이 수행되어지고 있다.

Goughnour와 Bayuk(1979)는 조립토 단일말뚝을 등가원주(Unit-Cell) 개념을 적용하여 수치해석을 수행하였다. 수치해석 결과를 토대로 조립토 다짐말뚝과 주변 점토지반의 강성차이에 따른 응력분담비를 제안하였으며, 이 응력분담비는 현재 설계와 시공과정에 적용되고 있다.

홍의준(2003)은 모형실험과 유한요소해석을 통하여 치환율에 따른 다짐말뚝의 수직 응력을 비교·분석한 결과, 점토지반의 응력이 모래다짐말뚝으로 전이되는 현상이 발생하였으며, 이로 인해 응력분담비는 깊이가 깊어질수록 증가함을 보였다.

이민희(2004)는 직경 0.7m의 쇄석다짐말뚝을 현장에 시공하여 저치환율에 대한 현장 재하시험을 실시하였고, 고치환율에 대한 유한요소해석과 실내모형실험을 수행하였다. 분석결과, 고치환율인 경우 치환율이 증가함에 따라 침하량 감소율이 저치환율에 비해 크지 않다는 것을 확인하여, 적정 치환율을 40%로 판단하였다. 또한, 현장재하시험 결과, 단일말뚝의 응력분담비가 삼각형 배치의 응력분담비보다 1.6~2.1배, 사각형 배치의 응력분담비 보다 1.4~1.8배 정도 크게 나타나는 것을 확인하였다.

유승경(2003)은 모형실험을 통하여 압밀 중 발생하는 SCP와 점토 각각의 역학거동과 복합지반 내부에 대한 응력분담거동에 대해 고찰하였다. 실험결과, 복합지반의 응력분담비는 압밀이 진행됨에 따라 그 값이 증가하며, 재하단계가 낮을수록 그 증가율이 크다고 판단하였고, 복합지반의 압밀초기에서는 재하단계가 높을수록 응력분담비가 크지만 압밀이 진행될수록 그 차이가 감소하여 종료 시점에는 오히려 재하단계가 낮은 경우 응력분담비가 크게 된다고 하였다.

이창호 등(2005)은 PENTAGON 3D 프로그램을 이용하여 치환율 20~70%에 대하여 재하하중 별로 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 모델링하여 수치해석을 수행하여 재하하중이 클수록, 치환율이 낮을수록 쇄석다짐말뚝의 횡방향 변위는 증가함을 확인하였으며, 하중단계 별 응력분담비는 3.6~3.85의 값으로 산정하였다.

최효원(2005)은 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 상의 여러 가지 요소들이 응력분담비에 미치는 영향에 대한 수치해석을 실시한 결과, 다짐말뚝의 길이가 길어질수록,

상대밀도가 커질수록 응력분담비가 증가하는 경향이 나타났다. 또한 미관통된 다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 경우에는 치환율이 50%에서 응력분담비가 최대에 도달하였으며, 말뚝이 지지층까지 관통된 다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 경우 치환율 30%에서 최대 응력분담비가 산정되는 것을 확인하였다.

배경태 등(2007)은 쇄석다짐말뚝이 조성된 연약점토지반에서의 침하거동특성과 하중분담비에 관한 이론을 정립하고자 쇄석다짐말뚝과 지반의 치환율, 형상계수 및 상재하중 등을 고려한 쇄석다짐말뚝의 설계정수 산정을 위하여 현장재하시험과 수치해석을 수행하고 해석결과를 비교·검증하기 위하여 현장원형시험을 진행하였다.

김병일 등(2013)은 저치환율 모래다짐말뚝과 쇄석다짐말뚝의 거동특성을 비교하고자 등가원주 개념을 적용하여 단일말뚝으로 개량된 복합지반의 치환율 10~30%에 따른 1g 모형시험을 수행하였다. 실험결과, 응력분담비는 치환율의 증가와 압밀진행에 따라 감소하는 경향을 보였다. 또한 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 경우 응력분담비의 범위가 1.4~3.8로 나타나고, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 경우 응력분담비의 범위가 1.2~3.3의 범위가 나타남을 확인하였다.

응력분담비에 관한 선행연구에 대한 분석결과, 현장실험을 통해 측정된 응력분담비는 1.7~3, 실내실험을 통해 얻은 응력분담비는 2~7.5, 수치해석을 통해 측정된 응력분담비는 2~6.5의 값을 나타냈다.

이처럼 많은 연구자들이 쇄석다짐말뚝공법을 다양하게 연구하였으나 현장재하시험, 실내모형실험, 수치해석 등을 통해 제시된 응력분담비는 연구자마다 상이한 결과가 나타나고, 이러한 연구결과는 실제 설계에 반영되지 못하고 있는 실정이다.

1.2.5 유한요소해석에 관한 연구

선행연구를 수행한 결과, 다양한 설계요소에 대하여 가장 많이 수행되고 있는 연구방법이며, 현재 국내에서 주로 수행되고 있다. 또한 많은 양의 데이터를 체계적으로 정리하여 분석할 수 있는 연구방법이다. 수치해석에 관한 선행연구는 다음과 같다.

Balaam 등(1978)은 유한요소해석을 이용하여 쇄석다짐말뚝의 침하량을 산정하였고 Poulos(1978)은 등가원주 개념을 적용한 탄소성 해석과 쇄석다짐말뚝-점토의 인터페이스에 마찰과 부착을 고려한 유한요소해석 결과, 현장에서 측정된 값과 유사하게 나타나는 것을 확인하였다.

홍의준(2002)은 실내실험과 유한요소해석을 실시하여 각각의 치환율에 따른 이론을 적용하여 모래다짐말뚝의 수직응력을 비교하였다. 그 결과, 점토의 응력이 모래말뚝으로 전이되는 현상이 발생하여 응력분담은 하부로 갈수록 증가하는 것을 확인하였다.

황정순 등(2005)은 2.4×2.4×1.8m로 굴착하고 쇄석다짐말뚝을 직경 0.3m, 간격 0.6m의 군말뚝 형태로 설치한 후, 연약토사를 투기한 후 쇄석다짐말뚝의 주변을 다짐하였다. 지반의 현장재하시험을 실시하였고, 현장모습과 유사하게 3차원으로 모델링하여 수치해석을 수행하였으며 그 결과를 비교·분석하였다. 사용한 모델 중 Modified Cam-Clay 모델은 침하량 및 거동특성이 매우 유사한 결과를 보였으며, Mohr-Coulomb 모델은 지반의 거동 특성을 과소평가 할 수 있다고 판단하였다.

이창호 등(2005)은 PENTAGON 3D를 이용한 유한요소해석 기법을 이용하여 치환율에 따른 지반의 응력분담비 및 복합지반의 거동을 분석하였다. 그 결과, 응력분담비는 치환율이 증가할수록 높아지고 지반과 말뚝의 상대침하량의 차이는 감소한다고 하였으며, 치환율 70%이상의 경우 말뚝과 지반의 침하량 차이는 거의 없다고 하였다.

유충식 등(2007)은 지오그리드를 보강한 쇄석말뚝공법이 시공되는 지반조건을 3차원 유한요소해석 모델링에서 중요하게 고려하여야 한다고 하였으며, 이를 위해 지오그리드 보강 쇄석말뚝(Geogrid-Encased Stone Column, GESC)이 연약지반보강 시공에 미치는 영향을 분석하였다.

유충식 등(2007)은 ABAQUS를 이용하여 점토지반은 Modified Cam-Clay 모델로 멤브레인 요소를 적용하여 지오그리드를 모델링하였다. 제방의 중심축을 기준으로 대칭을 고려하여 반단면에 대해 분석하였다. 또한 복합지반의 측면은 수평변위구속, 바닥면은 수직, 수평변위 구속, 배수경계는 초기조건에 점토층 상부의 지하수위 위치를

No-flow를 적용함으로써 수압이 일정하도록 하였다. 점토지반 유한요소해석을 수행하여 점토지반의 압밀과 쇄석말뚝공법에 대한 시공법 검증 및 응력-간극수압을 비교·분석하는 연계해석을 수행하였다. 그 결과, 단위셀 모델링에서 과잉간극수압이 미소하게 발생하는 것은 단위셀의 좌·우 측면에 배수경계조건을 적용하기 때문에 쇄석다짐말뚝을 통하여 즉시 배수되었기 때문이라고 하였다. 또한 시공단계별 모델링을 통해 연약지반의 배수특성 모델링이 가능하고 Modified Cam-Clay 모델을 사용하였을 경우 복합지반의 압밀침하특성을 잘 반영할 수 있다고 하였다.

나승주 등(2016; 2017), 나승주(2017)는 ABAQUS를 GCP의 쇄석과 모래의 배합비에 따라 응력분담비를 분석하여 배합비 70:30(쇄석:모래)를 최적배합비로 산정하였고 GCP로 개량된 복합지반의 관통률에 따른 응력분담비를 2차원 축대칭으로 분석하였으며 응력분담비는 관통률보다 치환율에 더 큰 영향을 받는 것을 확인하였다. 또한 치환율과 지반강도에 따른 응력에 대한 분석결과, 상부에서의 응력관련계수는 응력감소계수와 응력증가계수가 유사하게 감소하는 경향이 나타났지만, 두 값의 감소폭이 상이하여 오히려 응력분담비는 감소하는 결과가 나타나 응력분담비 산정 시 주의가 필요하다고 하였다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구는 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS를 이용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 3차원으로 모델링하여 치환율, 지반강도의 변화에 따라 점토지반의 침하량, 쇄석다짐말뚝의 수평변위량과 응력 거동특성에 대해 분석하고자 하였다.

현재 많은 연구자들에 의해 점토지반에서의 쇄석다짐말뚝공법을 연구하였으나 침하량은 설계요인에 따라 각각 침하 저감 효과의 차이가 나타나고 있으며 제시된 응력분담비는 각 연구자마다 상이하여 실제 연약지반 개량에 적용되었던 설계정수를 통해 어떠한 변화가 나타나는지 분석하고자 하였다. 또한 나승주 등(2017)에 의해 연구되었던 2차원-축대칭을 이용한 쇄석다짐말뚝 복합지반의 거동특성 분석은 복합지반의 일부 평면을 축대칭 함으로써 전체 복합지반의 특성으로 일반화하여 분석한 결과이므로 지중응력을 고려하기에 한계가 있다.

쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반은 쇄석다짐말뚝 중심으로 수평방향 및 수직방향으로 3차원적 배수가 발생되며, 이와 같은 3차원적 배수와 지중응력의 변화를 고려하기 적합한 3차원으로 모델링하여 쇄석다짐말뚝 거동특성 분석의 정확성을 높이고자 하였다.

- (1) 쇄석다짐말뚝공법에 관련된 실내실험, 지지력, 침하, 수평변위에 대한 전반적인 선행연구조사를 통하여 유한요소해석에 사용할 데이터를 분석 및 수집하였다.
- (2) ABAQUS 유한요소해석프로그램을 사용하여 쇄석다짐말뚝이 개량된 복합지반을 단위셀 형태로 3차원 모델링을 하였다.
- (3) 실제 연약지반 현장의 지반조건에 적용하여 시공단계별 압밀해석을 수행하고, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 침하량, 응력분담비, 말뚝의 수평변위 등을 분석하였다.
- (4) 유한요소해석을 통해 분석한 결과를 토대로 설계요인인자(치환율, 지반강도, 지반의 단위중량)의 관계를 분석하였다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 개요

우리나라 국토의 면적 중 절반이상이 산지이고 지속적인 발전으로 인하여 우리나라는 해안 및 내륙의 연약지반을 개발하고자 하는 관심이 증대되고 있으나, 해안의 초연약지반은 일반적으로 높은 지하수위를 가지며 유동성이 큰 포화점성토층이 수십미터 이상으로 대부분이 성토 등의 상재하중 작용 시 안정성 확보를 위한 연약지반 개량은 필수적이다.

국내에서는 일본에서 개발된 모래다짐말뚝 사용으로 시공능률이 증가하였고, 해상시공이 가능하게 되어 최근 다수의 연구 및 시험시공을 통해 연약지반 개량공법으로써 많은 연구가 진행되었다. 그러나 모래의 원자재 값이 상승하고 천연자원 고갈 등으로 인하여 한계에 이르러 대안으로 쇄석다짐말뚝공법의 개발이 증대되고 있다.

쇄석다짐말뚝공법은 연약지반에 쇄석이나 자갈을 압입하여 말뚝을 조성하는 연약지반 개량공법으로 연약한 점토 지반에 다짐말뚝을 조성하는 공법이다. 연약한 점토 지반에서는 지지력 증가 및 침하량 감소 등의 지반개량효과를 얻을 수 있으며, 사질토 지반에서는 주로 액상화 방지가 목적이다.

일반적으로 연약지반은 간극비가 큰 실트나 점토, 압축성이 큰 이탄토와 같은 특수토, 액상화가 일어날 수 있는 세립토의 사질토지반이다. 점토지반과 사질토지반에 대한 연약정도는 표 2.1과 표 2.2와 같이 나타낼 수 있다.

표 2.1 N값에 의한 모래의 연약지반 판정(한국지반공학회, 1997)

N 값	상대밀도(%)
0 ~ 4	대단히 느슨 (0 ~ 15)
4 ~ 10	느슨 (15 ~ 35)
10 ~ 30	중간 (35 ~ 65)
30 ~ 50	촘촘 (65 ~ 85)
50 이상	대단히 촘촘 (85 ~ 100)

표 2.2 점도에 대한 연약지반 판별(한국지반공학회, 1997)

굳기	N 값	일축압축강도 (kg/cm^2)
대단히 연약	2 이하	0.25 이하
연약	2 ~ 4	0.25 ~ 0.5
중간	4 ~ 8	0.5 ~ 1.0
견고	8 ~ 15	1.0 ~ 2.0
대단히 견고	15 ~ 30	2.0 ~ 4.0
고결	30 이상	4.0 이상

2.2 쇄석다짐말뚝공법

2.2.1 개요

지반개량공법은 치환, 압밀배수, 다짐, 고결, 보강 등의 원리가 기본이다. 쇄석다짐말뚝공법은 다짐과 보강 및 압밀배수를 기본원리로 형성하며 연약지반의 일정부분을 안정된 재료로 치환하여 복합지반을 형성하는 기초보강공법이다.

쇄석다짐말뚝공법은 점토지반에서 과잉간극수압의 소산으로 인해 압밀을 촉진하는 공법이다. 상재하중은 수평배수재를 통해 지반에 전이되지만 상부의 응력이 지지층까지 전달되지 못하고 말뚝체와 주변지반이 하중을 분담하여 복합지반의 거동을 나타내며, 하중이 쇄석다짐말뚝의 팽창을 유발하여 주변지반에 수평응력과 말뚝체의 전단저항력에 의해 지지력이 향상하게 된다.

(1) 지지력 향상

내부마찰각이 큰 재료로 치환하고, 점토지반의 압밀을 촉진시켜 지반의 지지력을 향상시킬 수 있다.

(2) 지반보강

평면변형률조건에서 응력은 강성이 큰 재료에 집중하게 된다. 이에 따라 쇄석다짐말뚝공법을 적용한 연약지반 개량은 지반보다 상대적으로 높은 강성을 지닌 재료로 치환하므로 쇄석다짐말뚝에 응력이 집중되게 된다. 이에 따라 지반과 쇄석다짐말뚝의 상대 밀도, 직경, 배치간격, 하중조건 등에 따라 하중분담하게 된다.

(3) 액상화방지

연약한 사질토지반의 압밀을 촉진시켜 밀도가 증가하고, 배수성이 증대되어 과잉간극수압이 쉽게 소산되고 큰 전단강도가 발생하기 때문에 액상화를 방지한다.

(4) 사면보강효과

쇄석다짐말뚝에 의한 개량효과는 쇄석의 큰 내부마찰각과 하중이 집중되어 파괴지점에서 전단저항이 증가하며, 전단저항의 증가로 인하여 사면보강 효과를 볼 수 있다.

(5) 배수효과

쇄석다짐말뚝은 배수성이 높아 지반의 거동으로 인한 과잉간극수압을 효과적으로 소산시킨다. 개량효과를 증대시키기 위해 일반적으로 9.1~51mm 범위의 입도를 가진 자갈을 권장하나, 100mm 이상 범위의 재료를 사용하기도 한다.

2.2.2 쇄석다짐말뚝공법의 적용성

쇄석다짐말뚝공법은 원지반의 전단강도가 $0.7\text{tf}/\text{m}^2$ 이하, 예민비 5이상인 지반에서는 적용성이 감소하며, 연약지반에 시공 시 케이싱의 붕괴 가능성, 시공방법의 문제, 쇄석다짐말뚝과 주변지반의 거동특성을 고려하여야 하며 특히 강도가 매우 낮은 지반에서는 말뚝의 간극에 점토입자가 침투하여 Clogging 현상이 발생할 수 있다.

원지반의 강도가 $1.7\sim 1.9\text{tf}/\text{m}^2$ 인 지반에서는 모래다짐말뚝공법을 적용할 수 있으며, 모래는 건설재료로써 사용하기에 용이하나 자재 값의 상승으로 인해 한계가 있으며 모래다짐말뚝이 쇄석다짐말뚝에 비해 침하량이 더 크게 나타나는 경향이 있다.

쇄석다짐말뚝은 실트질 점토 또는 모래, 자갈이 혼합된 연약점토지반에서 개량효과가 크며, 투수성이 매우작고 비배수전단강도가 $1.5\sim 5.0\text{tf}/\text{m}^2$ 범위의 점성토지반에 적합하다. 그러나 단단한 점토지반에서는 진동기의 관입이 어려워 적용성이 감소한다.

연약한 점토지반에서는 진동의 영향이 적어 연직배수(Vertical drain)공법에서 발생하는 교란의 영향은 쇄석다짐말뚝에서는 무시할 수 있을 정도이다. 이는 심하게 교란된 영역이 진동과 압력수에 의해 원지반에서 탈락, 분출되고 그 공간은 쇄석으로 채워 다져지며 그 외의 부분은 영향이 거의 없기 때문인 것으로 판단된다(최호섭, 2009).

(1) 쇄석의 입도분포

쇄석은 경제적이고 손쉽게 구할 수 있어야 하며, 연약지반을 개량할 때는 쇄석다짐말뚝의 간극사이로 흙이 유입되는 현상(Clogging)에 주의하여야 한다.

연약점토지반에서 쇄석다짐말뚝과 같은 수직배수재 설치 시, N치 2이상의 연약지반에서는 입도분포에 상관없이 최대입경 25mm 이하의 쇄석골재를 사용하여 진동쇄석다짐말뚝을 시공할 경우 Clogging 영향은 거의 없다. 또한 초연약지반에서 진동쇄석다짐말뚝을 시공할 때에는 최대입경을 19mm 이하 또는 13mm 이하의 혼합입도를 적용하여 진동쇄석다짐말뚝을 시공함으로써 Clogging 영향으로 인한 배수성능저하가 발생하지 않도록 관리하여야 한다.

쇄석골재는 이물질(유기질 및 점토질 흙)이 섞일 경우 배수성능이 저하될 수 있어 No. 200(0.075mm)체 통과량은 3% 미만, 투수계수는 $K=1\times 10^{-3}\text{cm}/\text{sec}$ 이상을 사용해야 한다(해양수산부, 2001).

(2) 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

쇄석다짐말뚝공법의 재료인 쇄석의 내부마찰각은 시공방법과 입도분포에 따라 기준이 다르므로 설계 시 특정 값을 사용할 수 없다. 이에 따라 지반에 적용하는 경우, 현장에서 특정시험을 실시하여 결정하여야만 한다. 표 2.3은 일반적인 쇄석의 내부마찰각을 나타낸 표이다.

표 2.3 일반적인 다짐말뚝 채움재 종류에 따른 내부마찰각(김용경, 2006)

구 분	둥근 모래	모난 모래	자 갈	쇄 석	거친 쇄석
내부마찰각	35°	38°	40°	42.5°	45°

2.2.3 쇄석다짐말뚝공법의 개량효과

(1) 개량심도

일반적으로 원지반을 쇄석다짐말뚝으로 보강하는 경우 6m보다 작은 개량심도에서 경제적이고 개량효과가 높은 것으로 알려져 있으나 유럽에서는 일반적으로 4~10m의 쇄석다짐말뚝을 사용하는 경우가 많다. 쇄석다짐말뚝의 깊이가 10m 이상일 경우, 일반적인 깊은 기초 등과 비교하면 비경제적이므로 개량심도가 깊은 쇄석다짐말뚝은 말뚝 내에서 시공 상의 여러 문제에 유의하여 시공해야 한다.

(2) 개량기간

쇄석다짐말뚝공법에서 배수축진효과는 보통 부수적인 효과로 판단하며, 설계과정에서는 주로 쇄석다짐말뚝의 강도증진과 개량지반의 지지력을 반영한다. 지반개량 속도는 압밀 대기 시간과 무관하므로 지반개량 기간은 시공 기간과 3~4주 정도의 기간이 소요된다.

(3) 쇄석다짐말뚝의 극한지지력

지지력은 기존 연구들에 의해 제안된 이론을 적용하여 예측할 수 있으나 설계하중을 결정하기 위해서는 지반조건, 경험적 및 공학적 판단 등을 이용한 전반적인 사항들을 고려하여야 한다. 단일쇄석다짐말뚝은 보통 15~60ton 정도의 설계하중이 작용하게 된다.

(4) 쇄석다짐말뚝의 압밀침하량과 액상화 방지효과

쇄석다짐말뚝은 수직배수재와 같은 기능을 동반하여 압밀을 촉진시킨다. 따라서 지반의 2차 압밀이 더 중요하게 고려되기도 한다.

사질토지반에서는 액상화를 방지하기 위하여 진동치환공법이 주로 적용된다. 지진으로 인하여 과잉간극수압과 침하가 발생할 때, 쇄석다짐말뚝의 기능에 영향을 주는 요소에는 최고 가속도, 진동, 저항치, 지반의 토사 구성 비율 등과 같은 지반의 동적인 특성을 포함한 변수 등이 있으며, 여기에 지반의 압밀, 전단율, 압축성, 투수성과 토질 조건 등이 포함된다(해양수산부, 2001).

2.2.4 쇄석다짐말뚝공법 시공 분류

쇄석다짐말뚝의 시공은 일반적으로 연약한 지반을 완전하게 관입하는 수직 쇄석다짐말뚝으로 부분적인 치환이 이루어진다. 쇄석다짐말뚝의 시공 방법에는 다짐방식, 진동방식, 쇄석의 투입방식에 의해 분류된다.

(1) 시공방식에 따른 분류

쇄석다짐말뚝공법의 시공방법으로는 많은 양의 물을 고압으로 분사하여 Vibroflot로 천공하는 습식방법과, 압축공기를 이용하여 Probe가 원지반에 횡방향 변위를 일으키며 지중으로 관입되는 건식방법이 있다.

(2) 다짐방식에 따른 분류

쇄석다짐말뚝은 강성이 크며, 압축성이 작은 조립토를 이용하여 연약지반에 말뚝을 형성하는 연약지반 개량공법으로 말뚝을 조성하기 위하여 다짐방식에 따라 진동방식과 직접다짐방식으로 분류된다.

(3) 쇄석 투입방식에 따른 분류

Vibrator 형식은 습식 Top feed와 건식 Bottom feed로 구분되며, 모두 실제 쇄석다짐말뚝 시공 시 적용된다. Vibrator는 전체 개량심도를 관통하여 천공홀을 형성하고 Vibrator의 선단을 통하여 치환재를 1m 가량 투입하여 Vibrator를 인발한다. 인발과 동시에 50~70cm정도 진동과 함께 재관입하여 30~50cm 길이의 쇄석다짐말뚝을 형성한다.

(3) 리더 장착 또는 크레인

현장여건에 따라 리더 장착 또는 크레인 부착 등의 방식을 결정할 수 있으며, 일반적으로 건식 Bottom feed 방법은 Jetting 시스템이 장착된 Vibrator를 개조한 크레인에 매달아 사용하고 Vibrator 선단에 치환재를 공급하기 위하여 파이프나 호퍼를 사용한다. 크레인 장착 방식은 16m 정도의 깊은 심도이거나, 바지선을 이용한 해상 작업일 경우 많이 사용된다. 또한 장비의 경량성과 효율성을 고려하여 개량심도는 20m로 한정되어 있다(김세원, 2009).

2.2.5 쇄석다짐말뚝공법의 시공순서

쇄석다짐말뚝공법의 시공순서는 다음과 같다(해양수산부, 2001; 옥주호, 2012).

- (1) 1단계 : 위치고정
 - 위성(G.P.S) 또는 광파기를 사용(위치결정)
 - 계측, 지점고정 및 데이터 모니터링 장치 작동
- (2) 2단계 : 케이싱 관입
 - 케이싱을 지면에 고정한 후 0점 확인(보정) 및 자동공기조절장치 가동
 - 바이브로 해머(Vibro Hammer)를 작동하여 개랑심도 또는 지지층까지 관입
 - 케이싱 내 SL 확인
- (3) 3단계 : 케이싱 인발
 - 케이싱 내에 압축공기를 주입하면서 바이브로 해머 인발
 - 소정의 길이만큼 인발하면서 케이싱의 단면적과 같은 쇄석다짐말뚝형성
 - 케이싱 인발길이 및 케이싱 내 쇄석높이 변환확인
- (4) 4단계 : 케이싱 압축
 - 바이브로 해머 작동상태에서 에어밸브를 닫고 소정의 깊이만큼 압축
- (5) 5단계 : 압입이 완료되면 3단계 반복실시
 - 시공 중 케이싱 내에 쇄석은 계속 보충
- (6) 6단계 : 지지층에서 지표면(계획심도)까지 3~6단계 작업 반복실시
- (7) 7단계 : 시공완료

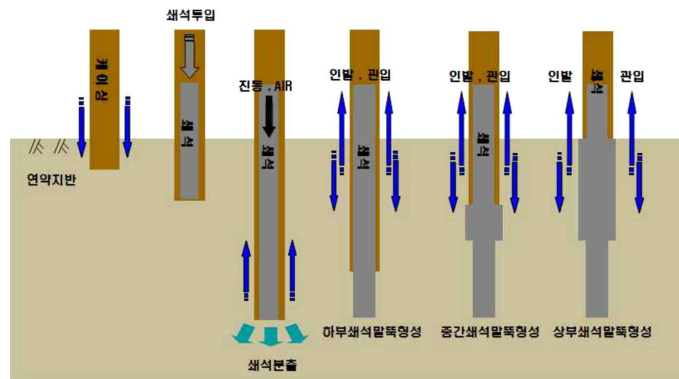


그림 2.1 쇄석다짐말뚝공법의 시공과정 개요도(김상귀 등, 2010)

2.3 쇠석다짐말뚝공법의 기본설계개념

2.3.1 등가원주(Unit-Cell) 개념

조립토 다짐말뚝공법은 지반의 지지력증가, 침하량 감소, 압밀촉진 및 액상화방지 등 연약지반의 보강을 목적으로 주로 사용되고 있다. 다수 설계기법(Hughes 등, 1974)과 지반의 침하 거동평가를 위한 해석기법들(Madhav 등, 1978)은 등가원주(Unit-Cell)이론을 기반으로 개발되었다.

등가원주개념의 기본가정 사항은 다음과 같다.

- ① 원지반과 쇠석기둥은 같이 침하한다.
- ② 원주 측면의 수평변위는 구속되어 있다.
- ③ 변위는 연직방향으로만 발생한다.
- ④ 원주의 저면은 강성지반에 정착되어 있다.

그림 2.2와 그림 2.3에서 보이는 바와 같이 정삼각형 배열로 설치된 쇠석다짐말뚝에서 영향을 미치는 주변지반의 범위는 규칙적인 육각형 형태 또는 등가원으로 표현이 가능하다.

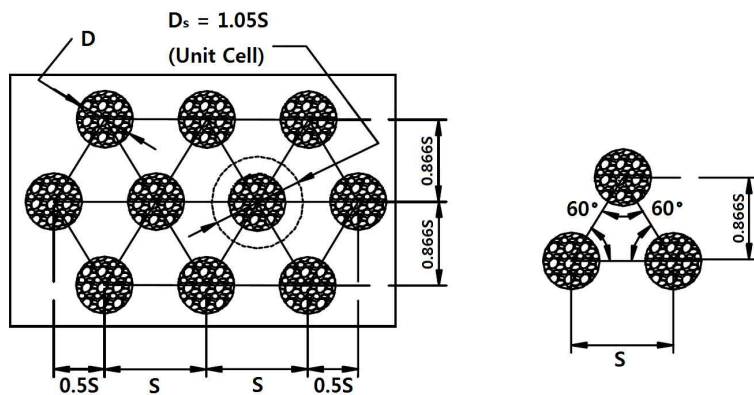
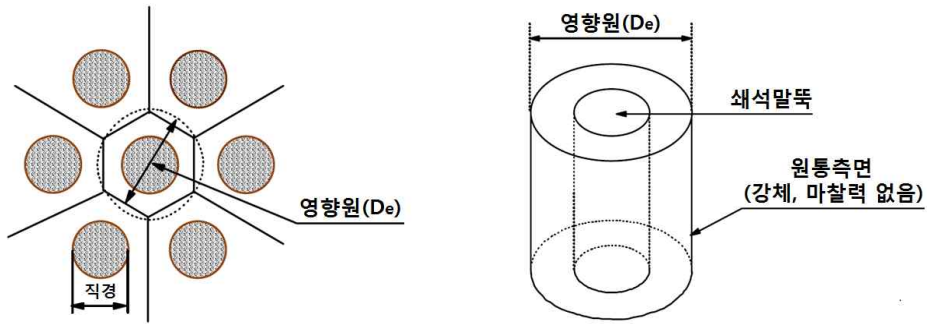
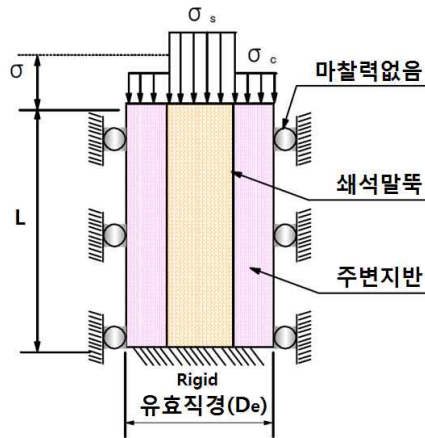


그림 2.2 쇠석다짐말뚝의 등변삼각형 배치(조현영, 2011)



(a) 쇄석다짐말뚝 배치

(b) 등가원주



(c) 단면도

그림 2.3 이상화 된 등가원주(Unit-Cell)(조현영, 2011)

쇄석다짐말뚝의 등가원에 대한 유효직경(D_e)은 다음 식 (2.1), (2.2)와 같다(Barksdale 과 Bachus, 1983).

$$\text{삼각형 배열} : D_e = 1.05s \quad (2.1)$$

$$\text{사각형 배열} : D_e = 1.13s \quad (2.2)$$

여기서, s : 쇄석다짐말뚝의 간격

2.3.2 쇠석다짐말뚝공법의 치환율

쇠석다짐말뚝을 이용한 지반개량효과를 결정하는데 있어 가장 중요한 요소인 치환율 (Area replacement, a_s)은 쇠석다짐말뚝의 영향범위에 대한 쇠석다짐말뚝의 면적의 비를 치환율로 정의한다. 치환율은 다음 식 (2.3)과 같다.

$$a_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} = \frac{A_s}{A} \quad (2.3)$$

쇠석다짐말뚝이 설치된 지반에서 치환율(a_s)은 다음 식 (2.4), (2.5)와 같다.

$$a_s = A_s / A \quad (2.4)$$

$$a_c = A_c / A = 1 - a_s \quad (2.5)$$

여기서, A_s : 쇠석다짐말뚝의 면적
 A : 등가원주 내부의 총면적

치환율(a_s)은 쇠석다짐말뚝의 직경과 간격의 형태로 표현될 수 있으며, 다음 식 (2.6)과 같다.

$$a_s = C_1 \left(\frac{D}{s} \right)^2 \quad (2.6)$$

여기서, 쇠석다짐말뚝의 설치패턴에 따른 상수

- 정삼각형 패턴 : $C_1 = \pi / (2 / \sqrt{3}) = 0.907$
- 정사각형 패턴 : $C_1 = \pi / 4 = 0.785$

여기서, a_s : 치환율

A : 단위셀의 전체면적

A_s : 다짐 후의 쇄석다짐말뚝의 면적

A_c : 쇄석다짐말뚝 면적을 제외한 원지반의 면적

쇄석다짐말뚝의 면적을 제외한 지반의 면적비는 다음 식 (2.7)과 같다.

$$a_c = \frac{A_c}{A_s + A_c} = \frac{A_c}{A} = 1 - a_s \quad (2.7)$$

여기서, a_c : 쇄석다짐말뚝의 면적을 제외한 원지반의 면적비

일반적으로 상부구조물이 비교적 경량인 경우, 20~40% 정도의 치환율을 주로 사용하고, 해안과 같이 극히 연약한 점성토 지반에 구조물이 시공될 경우에는 70%이상의 고치환율이 적용되기도 한다(최효원, 2005)

2.3.3 쇄석다짐말뚝공법의 응력분담비

쇄석다짐말뚝의 강성이 주변 흙에 비해 상대적으로 크기 때문에 작용된 하중의 큰 부분이 쇄석으로 전이되며, 점토의 압밀처럼 시간을 가진 하중전이는 주변지반 침하감소에서 추가적인 부마찰력 결과로 인하여 자연 상태의 흙으로부터 쇄석다짐말뚝으로 전이된다(해양수산부, 2001).

복합지반은 그림 2.4와 같이 복합지반 위에 평균응력 σ 가 재하될 때 지반반력으로 말뚝에 σ_s , 점성토에 σ_c 의 응력이 발생하게 된다.

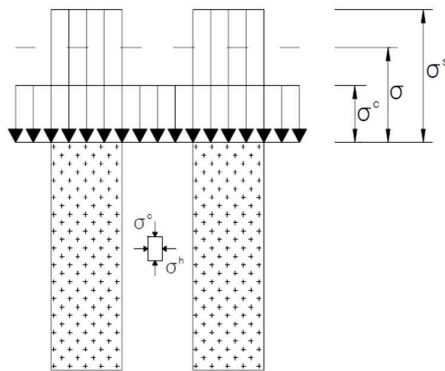


그림 2.4 복합지반의 개념도(최효원, 2005)

등가원주 개념을 적용하여 등가원주 내부의 수직응력 분포는 응력분담비로 다음 식 (2.8)과 같다.

$$m = \sigma_s / \sigma_c \quad (2.8)$$

여기서, m : 응력분담비

σ_s : 쇄석다짐말뚝에 작용하는 응력

σ_c : 말뚝 주변 점성토지반에 작용하는 응력

평균응력이 등변형률 조건에서 평형을 유지한다면, 다음 식 (2.9)가 성립된다.

$$\sigma = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (2.9)$$

여기서, a_s : 쇄석다짐말뚝의 치환율

응력분담비(m)와 치환율(a_s)을 사용하여 점토지반과 쇄석다짐말뚝이 받는 응력에 대한 식을 산정할 수 있다. 산정된 식은 다음 식 (2.10), (2.11)과 같다.

$$\sigma = \frac{\sigma}{\{1 + (m - 1)a_s\}} = \mu_c \sigma \quad (2.10)$$

$$\sigma = \frac{m\sigma}{\{1 + (m - 1)a_s\}} = \mu_s \sigma \quad (2.11)$$

여기서, μ_c : 응력감소계수

μ_s : 응력증가계수

2.4 쇠석다짐말뚝의 파괴거동

2.4.1 파괴거동

쇠석다짐말뚝은 연약층을 통과하여 지지층까지 설계 및 시공되며, 연약층의 심도가 깊은 경우 선단이 연약층 내에 있도록 하는 경우도 있다. 파괴형상은 단일말뚝, 무리말뚝과 짧은 말뚝, 긴 말뚝에 따라 차이가 나타난다.

(1) 균질한 지반에서 단일쇠석다짐말뚝의 파괴거동

직경의 약 3배보다 긴 길이를 가진 선단지지나 마찰지지 쇠석다짐말뚝은 그림 2.5(a)와 같이 팽창(Bulging)에 의해 파괴가 발생한다. 단단한 지지층에 지지된 매우 짧은 말뚝은 지표에서 전반 또는 국부파괴를 겪게 된다(2.5(b)). 마찰지지된 짧은 쇠석말뚝은 팽창파괴가 발생하기 전에 선단 아래의 연약층에서 선단지지파괴가 발생한다(2.5(c)). 일반적으로 시공되는 지반의 경우 팽창이 보통 지배적인 파괴형태를 이룬다.

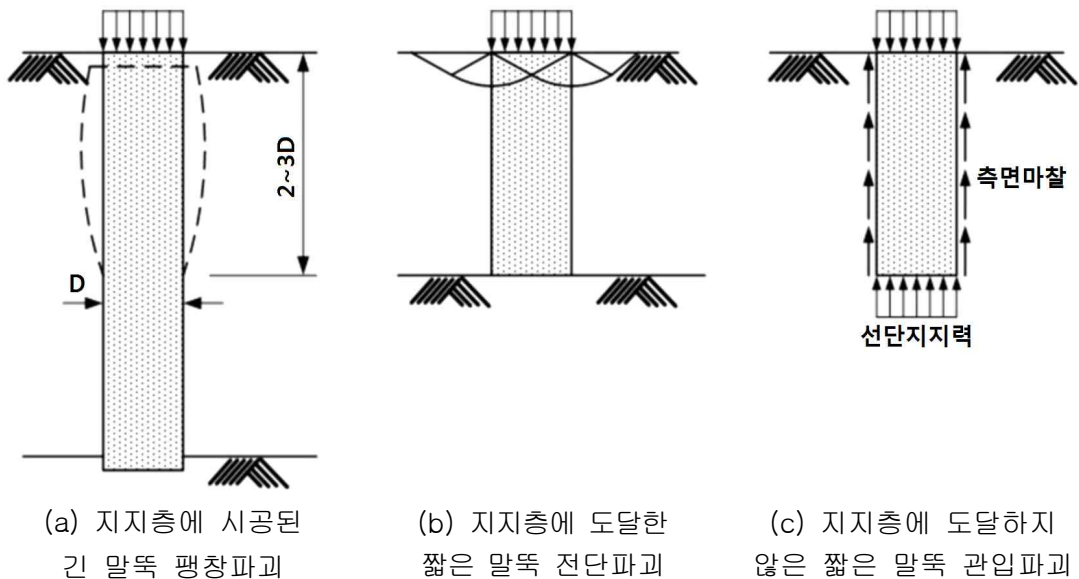
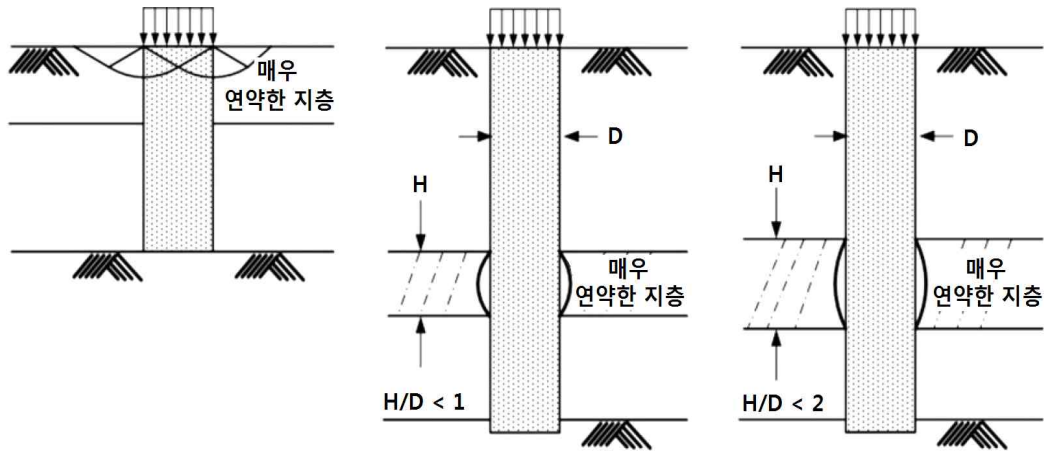


그림 2.5 쇠석다짐말뚝의 파괴형태(박시삼과 정선태, 2007)

(2) 비균질 지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴거동

그림 2.6(a)과 같이 상부층이 하부층에 비해 매우 연약한 경우 지지력과 침하에 미치는 영향이 크며, 그림 2.6(b), (c)와 같이 연약한 지층 중간에 이탄토 등 매우 연약한 지층이 존재한다면 쇄석다짐말뚝 조성에 심각한 영향을 줄 수 있다.



(a) 연약한 지층 표면에서 팽창 또는 전단파괴

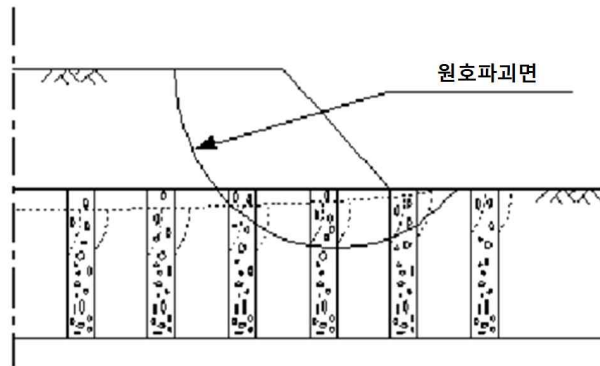
(b) 얇은 연약층에서의 팽창파괴

(c) 두꺼운 연약층에서의 팽창파괴

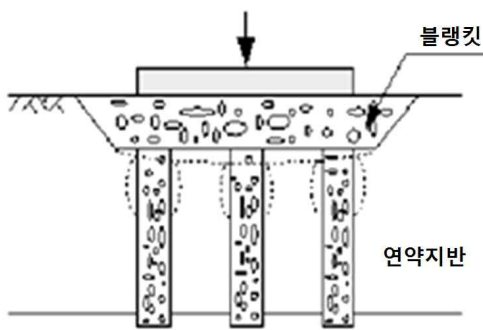
그림 2.6 비균질 연약지반에서 쇄석다짐말뚝의 파괴형태 (박시삼과 정선태, 2007)

(3) 무리쇄석다짐말뚝의 파괴거동

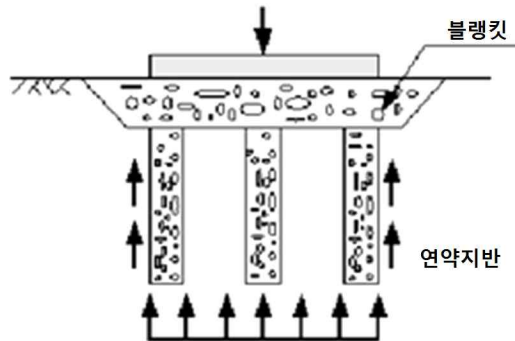
쇄석다짐말뚝이 무리로 있을 경우 파괴형태는 그림 2.7과 같다. 그림 2.7(a)와 같이 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반에 성토하중이 재하되는 경우 성토하중 하부 지반은 성토 바깥쪽 측방으로 이동할 수 있는데, 과도한 측방이동이 발생하는 현상을 퍼짐(Spreading)이라 하며, 이러한 퍼짐현상이 발생하면 침하량은 더욱 증가하게 된다. 그림 2.7(b)와 같이 선단이 지지된 쇄석다짐말뚝의 경우 상부에서 팽창 또는 전단파괴가 일어나게 되며, 그림 2.7(c)와 같이 선단이 지지되지 않은 쇄석다짐말뚝의 경우에는 관입파괴가 일어날 수 있다.



(a) 원호파괴



(b) 긴 말뚝의 팽창파괴



(c) 짧은 말뚝의 관입파괴

그림 2.7 쇄석다짐말뚝 무리의 파괴형태(이민희, 2004)

2.5 지지력 이론

쇄석다짐말뚝의 거동은 지반의 비배수전단강도, 방사방향 응력-변형특성, 쇄석다짐말뚝의 직경, 채움재의 응력-변형특성과 내부마찰각이 영향을 미치며, 하중작용으로 발생하는 압밀은 무시한다.

쇄석다짐말뚝이 지지력을 얻는 방법에는 여러 연구자에 의해 제안되어 있지만 제안식의 지지력은 차이가 있을 수 있어 현장재하시험을 통하여 설계지지력을 결정하는 방향이 필수적이다.

2.5.1 쇄석다짐말뚝의 지지력 제안식

쇄석다짐말뚝을 지지하는 측방구속응력(σ_3)은 일반적으로 쇄석다짐말뚝의 팽창에 대한 주변지반의 극한수동저항이다. 쇄석다짐말뚝이 파괴상태로 가정되기 때문에 최대수직응력(σ_1)은 쇄석다짐말뚝의 수동토압계수(K_p)에 측방구속응력(σ_3)을 곱한 것과 같으며, 식 (2.12)와 같이 나타낼 수 있다

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} \quad (2.12)$$

여기서, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

(1) Greenwood의 제안식

Greenwood(1970)는 수동토압이론에 근거하여 쇄석다짐말뚝의 두부에 가해진 하중은 강성이 큰 쇄석다짐말뚝에 집중되어 쇄석다짐말뚝이 팽창한 후, 수동토압으로 저항하는 주변 연약점토지반은 측방응력을 나타낸다고 하였다. 강성기초 하부와 쇄석다짐말뚝의 상부 사이에는 변형이 없는 영역이 존재하므로 2차원 소성평형상태에서의 주변지반의 수동 측방저항응력은 식 (2.13)과 같다.

$$\sigma_{rL} = \gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}} \quad (2.13)$$

여기서, σ_{rL} : 원지반의 수동 측방저항응력
 γ_c : 원지반 점성토의 단위중량
 z : 팽창파괴가 발생하는 영역의 깊이
 K_{pc} : 원지반 점성토의 Rankine 수동토압계수
 c_u : 원지반 점성토의 비배수전단강도

따라서 극한지지력(q_u)은 식 (2.14)로 나타낼 수 있다.

$$q_u = \sigma_{rL} K_{ps} \quad (2.14)$$

여기서, $K_{ps} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$, ϕ_s : 채석다짐말뚝의 내부마찰각

(2) Vesic의 공동확장이론

내부마찰각과 점착력을 고려하고 흙의 초기 거동을 일반적인 원통의 공동확장법을 확장해서 전개하였으며, 원통은 탄성이나 소성으로 무한히 길다고 가정하였다. 극한지지력을 감소시키는 경향이 있는 소성영역에서 파괴변화의 영향은 포함되지 않았다.

한계평형조건을 고려하여 식 (2.15)와 같이 나타낼 수 있다.

$$p_u = F_q q + F_c c \quad (2.15)$$

여기서, c : 지반의 점착력

q : 팽창파괴 중심 깊이에서 지반의 수평응력

ϕ_s : 지반의 전단저항각

또한 식 (2.15)의 F_q 와 F_c 는 다음 식들과 식 (2.19)를 이용하여 산정된다.

$$F_q = (I_{rr} \sec\phi_s)^{\frac{\sin\phi_s}{1 + \sin\phi_s}} (1 + \sin\phi_s) \quad (2.16)$$

$$F_c = C \cot \phi_s (F_q - 1) \quad (2.17)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta \sec \phi_s} \quad (2.18)$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)(C + q \tan \phi_s)} \quad (2.19)$$

여기서, Δ : 체적변형률

E_s : 탄성계수

ν_s : 포아송비

따라서, 극한공동압을 이용한 쇄석다짐말뚝 극한지지력의 제안식은 식 (2.20)과 같다.

$$q_{ult} = p_u k_p = (F_q q + F_c C) \left(\frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \right) \quad (2.20)$$

여기서, q_{ult} : 쇄석다짐말뚝의 극한지지력

ϕ_p : 쇄석다짐말뚝의 전단저항각

(3) Gibson과 Anderson의 공동확장이론

Gibson과 Anderson(1961)은 주변지반에 의한 수동저항을 대칭축에 대하여 극한 수동저항이 발휘될 때까지 무한히 긴 원통 형태로 모형화 하였으며, 확장된 공동은 쇄석다짐말뚝의 측방팽창과 유사한 것을 확인하였다. 이 접근을 이용하여 쇄석다짐말뚝의 구속압을 구할 수 있으며, 다음 식 (2.21)과 같다.

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + c_u \left\{ 1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1 + \nu_c)} \right\} \quad (2.21)$$

여기서, σ_3 : 최대 측방응력

- σ_{ro} : 초기 축방응력
- E_c : 원지반 점성토의 탄성계수
- c_u : 원지반 점성토의 비배수전단강도
- ν_c : 원지반 점성토의 포아송비

따라서, 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 식 (2.22)와 같다.

$$q_{ult} = \sigma_3 K_{ps} \quad (2.22)$$

여기서, $K_{ps} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

(4) Hughes와 Withers의 공동확장이론

쇄석다짐말뚝으로 완전히 배수되어 과잉간극수압이 발생하지 않는다고 가정하면 쇄석다짐말뚝의 한계 축응력(σ_v)은 다음 식 (2.23)과 같다.

$$\sigma_v = \sigma_{rL} \cdot \left(\frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} \right) = \sigma_{rL} \cdot K_p \quad (2.23)$$

여기서, σ_{rL} : 전 한계 방사 응력 ($\equiv 4c_u + \sigma_{ro}' + u_0$)

σ_v : 쇄석다짐말뚝의 한계 축응력

c_u : 비배수전단강도

ϕ' : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

σ_{ro}' : 초기 유효 방사응력

u_0 : 초기 과잉간극수압

과잉간극수압이 쇄석다짐말뚝으로 완전 배수된다고 가정하면, 과잉간극수압은 발생하지 않으므로 다음 식 (2.24)와 같다.

$$\sigma_v = \left(\frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} \right) \cdot (4c_u + \sigma_{ro}') \quad (2.24)$$

과잉간극수압은 0이므로 초기 유효 방사응력은 다음 식 (2.25)와 같다.

$$\sigma_{ro}' = K_0(\gamma \cdot h + p) \quad (2.25)$$

여기서, K_0 : 정지토압계수

γ : 원지반 점성토의 단위중량

h : 팽창과피가 발생하는 깊이(보통 말뚝직경의 1~2배)

p : 상재하중

σ_{rL} , c_u 값은 쇄석다짐말뚝의 한계길이 범위 내에서 최솟값을 선택한다. 여기서, 쇄석다짐말뚝의 한계길이는 “팽창과피와 선단과피가 동시에 발생하는 최소길이”이나 “침하에 무관하게 극한하중을 지지할 수 있는 쇄석다짐말뚝의 최소길이”로 정의된다. 쇄석다짐말뚝 측면을 따라 유발되는 연직전단응력이 흙의 평균전단응력과 같다면 선단과피가 발생할 수 있으며, 쇄석다짐말뚝의 지지력은 주변마찰저항과 선단지지력의 합과 같은 조건에 의하여 한계길이를 계산할 수 있다. 쇄석다짐말뚝의 지지력은 식 (2.26), 한계길이는 식 (2.27)과 같다.

$$P = c' A_s + c N_c A_c = c' (\pi D L_c) + c N_c A_c \quad (2.26)$$

$$L_c = \frac{A_c (\sigma_v - c N_c)}{c' \pi D} \quad (2.27)$$

여기서, P : 쇄석다짐말뚝의 극한하중($= \sigma_v \times A_c$)

N_c : 지지력계수(긴 말뚝은 보통 9 사용)

A_s : 쇄석다짐말뚝의 표면적($= \pi D L_c$)

A_c : 쇄석다짐말뚝의 선단면적($= \pi D^2 / 4$)

L_c : 쇄석다짐말뚝의 한계길이

c' : 주변의 평균점착력

c : 한계길이 아래의 점착력

(5) Brauns의 제안식

Brauns(1978)는 3차원 수동토압 이론을 근거로 하여 점토지반에 설치된 쇄석다짐말뚝의 극한지지력 산정법을 다음 식 (2.28), (2.29)와 같이 제안하였다.

$$\frac{\sigma_{si}}{S_u} = \left(\frac{q_d}{S_u} + \frac{2}{\sin 2\delta_s} \right) \left(1 + \frac{\tan \delta_p}{\tan \delta_s} \right) \tan^2 \delta_p \quad (2.28)$$

$$p_a = \frac{\sigma_s A_p}{F_s} \quad (2.29)$$

여기서, p_a : 단일 쇄석다짐말뚝의 설계지지력

σ_{si} : 초기극한응력

q_d : 상재하중

δ_s : 원지반의 전단파괴각

δ_p : 쇄석다짐말뚝의 전단파괴각

A_p : 쇄석다짐말뚝의 면적

F_s : 안전율

(6) Hansbo의 제안식

Hansbo는 소성이론을 기초로 하여 실린더형 팽창이 발생하여 파괴가 발생할 경우의 응력(Radial stress, σ_{rf})을 다음 식 (2.30)과 같이 나타내었다.

$$\sigma_{rf} = \sigma_{ro} + S_u \left\{ 1 + \ln \frac{E_s}{2S_u(1 + \nu_s)} \right\} \quad (2.30)$$

여기서, σ_{ro} : 초기 유효방사응력

E_s : 방사방향의 초기응력

S_u : 지반의 비배수전단강도

ν_s : 지반의 포아송비

경험에 의하여 산정된 점성토의 탄성계수는 보통 $150S_u \sim 500S_u$ 의 범위이며, 비배수 상태의 포아송비를 0.5라고 가정하면, $\sigma_{ro} + 5S_u$ 에서 $\sigma_{ro} + 6S_u$ 의 범위가 된다. 앞서 설명한 탄성계수 값을 Mohr-Coulomb 기준에 적용하면 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 다음 식 (2.31)과 같다.

$$q_{ult} = (\sigma_{ro} + 5S_u) \frac{1 + \sin\phi_p}{1 - \sin\phi_p} \quad (2.31)$$

(7) Madhav와 Vitkar의 제안식

Madhav와 Vitkar(1978)는 평면변형을 근거로 조립질 트렌치(Trench) 또는 쇄석다짐말뚝의 파괴형태를 전반전단파괴로 설명하였으며, 소성론을 이용하여 외부상재하중, 지반에서 상재하중으로 인하여 발생한 에너지와 소성영역에서 발생한 내적 에너지의 소산이 같은 에너지 방정식으로부터 유도하였다.

외적하중(q_u), 점착력 및 마찰력에 의한 내적 에너지의 소산이 같다고 가정하면 극한 지지력은 식 (2.32)와 같다.

$$q_u = cN_c + \frac{B}{2}\gamma N_r + \gamma D_f N_q \quad (2.32)$$

여기서, c : 원지반의 점착력

B : D_f 만큼 근입되어 있는 기초의 폭

γ : 원지반의 단위중량

D_f : 근입깊이

N_c, N_r, N_q : 지지력계수

표 2.4와 표 2.5는 팽창파괴, 전단파괴 발생 시 극한지지력에 관한 이론식과 주요 설계파라미터를 정리하여 표로 나타낸 것이다.

표 2.4 팽창파괴 발생 시 극한지지력 이론식(주정현, 2008)

파괴유형	극한지지력 이론식	연구자
Bulging Failure (팽창파괴)	$q_u = \left[\sigma_{ro} + c_u \cdot \left\{ 1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1+V_c)} \right\} \right] \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress) E_c : 주변지반의 탄성계수 c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 V_c : 주변지반의 프아송비 </p>	Gibson과 Anderson (1961)
	$q_u = (\gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> γ_c : 지반의 단위중량 Z : 팽창파괴가 예상깊이 K_{pc} : 지반의 수동토압계수 c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>	Greenwood (1970)
	$q_u = (\sigma_{ro} + 4c_u) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(=$K_o(\gamma_c \cdot h + q)$) c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>	Hughes와 Withers (1974)
	$q_u = (c_u F'_c + q_{avg} F'_q) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 q_{avg} : 등가파괴심도에서의 평균(등방)응력 = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ F'_c, F'_q : 공동확장계수(cavity expansion factors) </p>	Vesic (1972), Datye와 Nagaraju (1975)
	$q_u = \left[\sigma_{ro} + 1 + \ln \frac{E_c}{3c_u} \cdot c_u \right] \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress) E_c : 주변지반의 탄성계수 c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 V_c : 지반의 프아송비 </p>	Brauns (1978)
	$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress) c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>	Hansbo (1994)
주요 설계 파라미터	(초기)횡방향응력, 주변지반의 비배수전단강도, 유효상재하중, 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각, 주변지반의 탄성계수 등	

표 2.5 전단파괴 발생 시 극한지지력 이론식(주정현, 2008)

파괴유형	극한지지력 이론식	연구자
General Shear Failure (전단파괴)	$q_u = 2A_s(K_{pc}q_0 + 2c_u\sqrt{K_{pc}}) + \left(\frac{1}{K_{as}}\right)[3d_sK_{pc}\gamma_c1 - \left(\frac{3d_s}{2L}\right)]$ <p> A_s : 쇄석다짐말뚝의 단면적 c_u : 지반의 비배수전단강도 γ_c : 주변지반의 단위중량 K_{pc} : 지반의 수동토압계수 K_{as} : 말뚝의 주동토압계수 q_0 : 유효상재하중 d_s : 쇄석다짐말뚝의 직경 L : 쇄석다짐말뚝의 길이 </p>	Wong (1975)
	$q_u = c_uN_c + \frac{1}{2}\gamma_cBN_\gamma + \gamma_cD_fN_q$ <p> c_u : 지반의 비배수전단강도 γ_c : 주변지반의 단위중량 D_f : 기초 근입깊이 N_c, N_γ, N_q : 지지력계수 B : 하중재하 폭 </p>	Madhav, Vitkar (1978)
	$q_u = c_u \left(\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta} \right) \cdot \left(1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right) \tan^2 \delta_s$ <p> σ_s : 초기 극한응력 c_u : 원지반 비배수전단강도 q : 상재하중 δ : 지반의 전단파괴면 각 δ_s : Stone column의 전단파괴면 각 </p>	Brauns (1978)
주요 설계 파라미터	주변지반의 비배수전단강도, 주변지반의 단위중량, 유효상재하중 등	

2.6 쇠석다짐말뚝의 침하량

침하량을 예측하는 방법은 일반적으로 수많은 가정에 따라 단순화하여 만든 근사계산법들과 탄성이나 소성이론을 기본으로 하는 유한요소법(Finite Element Method, FEM)으로 분류한다. 침하량을 예측하기 위한 산정법들은 쇠석다짐말뚝의 직경과 간격이 일정하게 보강되고 재하면적이 무한히 넓다고 가정한다.

2.6.1 쇠석다짐말뚝의 압밀침하량 산정

(1) 평형법(Equilibrium Method)

Aboshi 등(1979)과 Barksdale 등(1981)에 의해 제시된 평형법은 응력분담비를 이용하여 침하량을 계산하는 방법으로 매우 현실적이고 단순한 장점이 있다. 등가원주 모델의 이상화에 의해 성립되며 평형법을 사용하기 위해 다음과 같은 가정이 필요하다(주정현, 2005).

- ① 등변형률 조건으로 다짐말뚝과 점성토의 연직변위는 동일하다.
- ② 총 가해진 상재하중은 다짐말뚝과 점성토에 발생한 응력의 합과 동일하다.
- ③ 외부 재하에 의해 발생하는 연직응력은 전체 깊이로 걸쳐 균등하거나, 압축지층을 몇 개의 요소로 분할한 경우 요소 내에서 일정하다.

이 방법에서는 아칭효과를 고려하여 점성토지반에 작용하는 응력을 산정하고 이를 일반적인 1차 압밀침하 계산식에 적용하는 이론적 기초를 가진다.

작용된 외부응력으로 인하여 점토지반에서 발생하는 연직응력 σ_c 는 다음 식 (2.33)과 같다.

$$\sigma_c = \mu_c \sigma \quad (2.33)$$

여기서, σ : 상재압

μ_c : 응력감소계수

1차원 압밀이론에 근거하여 개량된 점토지반의 침하량은 다음 식 (2.34)와 같다.

$$S_f = \left(\frac{C_c}{1 + e_o} \right) \log_{10} \left(\frac{\bar{\sigma}_0 + \sigma_c}{\sigma_0} \right) H \quad (2.34)$$

여기서, S_f : 쇄석다짐말뚝으로 처리된 지반의 1차 압밀침하량

H : 쇄석다짐말뚝으로 처리된 지반의 두께

$\bar{\sigma}_0$: 점토층의 평균초기응력

σ_c : 외부에 작용된 하중에 의한 점토층에서의 응력변화

C_c : 1차원 압밀시험으로부터의 압축지수

e_o : 초기 간극비

정규압밀점토지반 무처리 점토지반에 대한 복합지반의 침하량의 비는 다음 식 (2.35)와 같다.

$$S_f/S = \frac{\log_{10} \left(\frac{\bar{\sigma}_o + \mu_c \sigma}{\bar{\sigma}_o} \right)}{\log_{10} \left(\frac{\bar{\sigma}_o + \sigma}{\bar{\sigma}_o} \right)} \quad (2.35)$$

$\bar{\sigma}_o$ 이 매우 크며(쇄석다짐말뚝이 긴 경우), 상재압(σ)이 작은 경우 침하비는 다음 식 (2.36)과 같다.

$$S_f/S = 1 / \{1 + (m - 1)a_s\} = \mu_c \quad (2.36)$$

위 식 (2.36)은 다음 그림 2.8과 같이 지반개량효과 예측에 있어 안전한 평가를 할 수 있도록 사용된다.

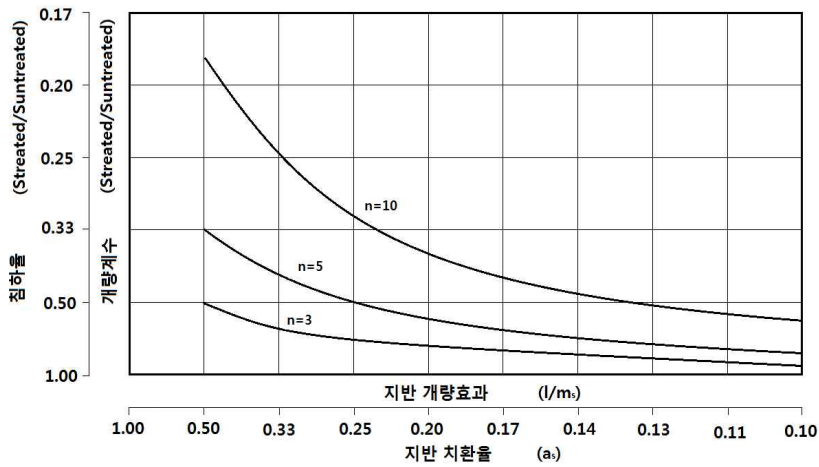


그림 2.8 치환율과 침하비의 관계(최용규 등, 2002)

(2) β 법(체적변형계수에 의한 방법)

개량되지 않은 연약한 점토지반에 대한 침하량은 다음 식 (2.37)과 같으며, 응력저감 효과를 고려한 개량된 복합지반의 침하량은 다음 식 (2.38)과 같다.

$$S_{of} = m_v \Delta \sigma H \quad (2.37)$$

$$S_f = m_v \mu_c \Delta \sigma H \quad (2.38)$$

침하저감계수 β 는 식 (2.39)와 같다.

$$\beta = \frac{m_v \mu_c \Delta \sigma H}{m_v \Delta \sigma H} = \mu_c = \frac{1}{1 + (m - 1)a_s} \quad (2.39)$$

여기서, S_{of} : 무처리 지반의 최종침하량

S_f : 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 침하량

β : 침하저감계수

- m_v : 원지반의 체적압축계수
- $\Delta\sigma$: 성토하중에 대한 유효증가응력
- m : 응력분담비

(3) Priebe법

Priebe(1976)은 침하감소를 예측하기 위하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반에 등가원주 모형을 적용하였으며, 소성평형상태에 있고 등가유효원주 내의 지반은 탄성체로 가정하였다. 따라서 제안식은 식 (2.40)과 같다.

$$S_f = \frac{S_{of}}{n} \quad (2.40)$$

여기서, S_{of} : 무처리지반의 최종침하량 $\left(= \frac{\sigma l}{E_c} \right)$

- n : 침하개량계수
- σ : 작용하중
- l : 연약층두께
- E_c : 연약점성토의 탄성계수

또한 산정된 하중분담비를 수정응력분담비(m')로 치환하기 위하여 식 (2.41)을 제안하였다.

$$m = \frac{P_c}{P_t} = \frac{\sigma_c A_c}{\sigma_t A_s} = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \frac{A_c}{A_s} = \mu_s A_s \quad (2.41)$$

- 여기서, P_c : 쇄석다짐말뚝이 받는 하중
- P_t : 전체작용하중
- σ_c : 쇄석다짐말뚝이 받는 응력
- σ_t : 작용하는 평균응력
- m : 하중분담비

a_s : 치환율

$$\mu_s : \text{응력증가계수} = \frac{m'}{1 + (m' - 1)a_s}$$

$$m' : \text{응력분담비} = m' = \frac{m(1 - \bar{a}_s)}{a_s(1 - m)}, \quad (\bar{a}_s : \text{수정치환율})$$

그림 2.9는 쇠석다짐말뚝 재료의 내부마찰각에 따른 침하계량개수와 치환율과의 관계를 나타낸 것이다.

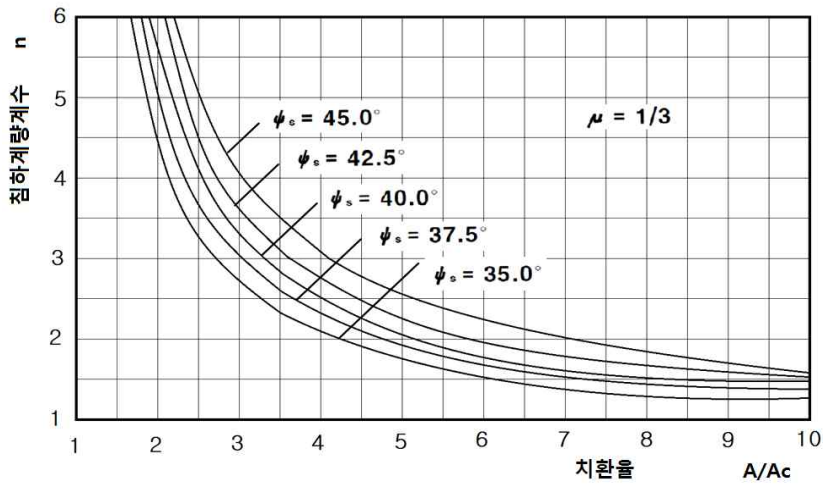


그림 2.9 침하계량계수와 치환율과의 관계(최용규 등, 2002)

(4) Greenwood법

Greenwood는 연약한 쇄석다짐말뚝 간격과 점토지반의 비배수전단강도를 침하량 예측에 있어 영향요소로 제시하였으며, 쇄석다짐말뚝의 간격을 이용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 침하량 산정을 위한 도표를 제시하였다. 또한 응력분담비가 3, 5, 10, 20일 때, 평형법에 대한 상계법이 추가되었으며 강성이 큰 지반과 보통지반의 치환율(α_s) 15~35%에 대하여 그림 2.10과 같이 개량계수는 높아진다고 제안하였다.

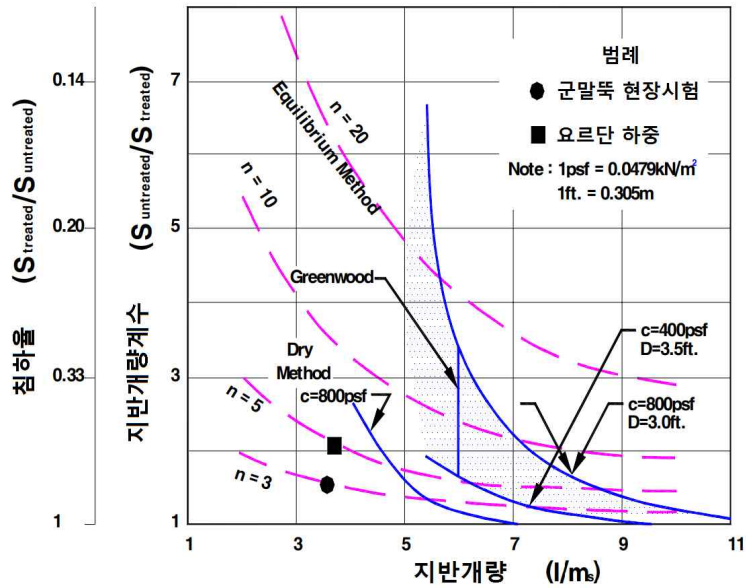


그림 2.10 예상침하량에 관한 평형법과 Greenwood법의 비교(최용규 등, 2002)

(5) 하중증분법(Incremental Method)

Hughes 등(1975), Baumann과 Bauer(1974), Priebe(해양수산부, 2001) 등에 의해 제안된 방법을 Goughnour and Bayuk(1979)가 쇠석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 침하예측을 위하여 개선한 산정법이 하중증분법이다. 또한 하중증분법은 등가원주 모형을 사용하며, 적용된 가정은 다음과 같다.

- ① 하중은 넓은 면적에 재하한다.
- ② 쇠석은 비압축성이며, 모든 체적변화는 점토에만 발생한다.
- ③ 연직수평방향에서의 압밀은 근사적으로 해석에 적용되며, 단위셀은 작은 수평증분으로 분할된다.
- ④ 수직변위와 수직·수평방향 응력은 모든 요소가 증분에 대하여 일정하다고 가정여 각각의 증분에 대하여 계산한다.

쇠석다짐말뚝의 탄·소성반응은 Goughnour와 Bayuk(1979)의 하중증분법을 사용하여 분석되며, 응력범위가 작은 쇠석다짐말뚝은 탄성범위 내에 있다고 할 수 있고, 최대지점의 설계응력 범위에서 일부분은 소성항복 상태로 횡방향으로 부푸는 현상이 발생한다.

단위셀에 있는 경계면에 의해 쇠석다짐말뚝은 소성평형상태에서 구속되어 있으며, 쇠석다짐말뚝과 지반 내에서 수직, 수평과 접선응력이 중요한 응력으로 여겨져 전단응력은 쇠석과 지반 내의 경계에서 발생된다고 가정한다.

(5) 유한요소해석법(Finite Element Method)

쇠석다짐말뚝에 대한 유한요소해석에는 재료의 비선형 거동과 다양한 조건의 경계조건을 고려할 수 있다. 유한요소해석은 주로 축대칭 모형인 등가원주(Unite Cell)를 이용한 2차원 평면변형 조건이나 3차원 모형으로 해석을 한다. Aboshi 등(1979)은 평면변형조건으로 해석하였고, 유한요소해석에는 선형탄성해석과 탄소성해석의 결과는 큰 차이를 보이지 않는다고 보고 된 바 있다(GIT, 1983).

제 3 장 유한요소해석

3.1 유한요소해석 개요

쇄석다짐말뚝의 설계과정은 예비설계 차원에서 여러 지지력 이론과 경험적인 방법, 공사 조건에 접근한 기준치를 마련해야 하고 재하시험을 거쳐 완료하게 된다. 설계과정에서 쇄석다짐말뚝의 제원, 지지력, 하중전달체계의 평형문제, 허용침하량 문제 등을 검토하기 위해서는 지반의 조건이나 과거의 경험, 지반의 공학적인 판단 등 전반적인 사항을 고려해야 한다. 쇄석다짐말뚝의 거동은 주변 원지반의 비배수강도, 쇄석다짐말뚝의 내부 마찰각, 치환율 및 주변지반의 하중분담률 등의 상호작용에 의한 복잡한 특성을 나타내며, 이러한 여러 사항들을 분석하고 실측데이터를 이용하는 분석에는 한계가 있어 설계 단계에서 어려움이 있다.

따라서 본 연구에서는 지반공학 분야에서 많이 사용되고 있는 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.12-4(Dassault System, 2012)를 사용하여 하중 작용 시 응력분담비의 분포양상을 파악하고 침하량 및 말뚝의 수평변위량을 예측하여 쇄석다짐말뚝공법의 안전한 설계법 개발을 위한 기초연구를 수행하고자 하였다.

3.1.1 ABAQUS 프로그램

본 연구에서 사용된 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS는 미국 H.K.S사에서 개발한 범용 유한요소해석 프로그램으로 다양한 분야에서 내연적 시간적분법(Implicit Time Integration)을 이용하여 전처리와 후처리를 빠른 시간 내 2차원, 3차원 유한요소 모델링이 가능하며, 해석에 있어 작업의 모든 과정을 모니터링 할 수 있어 편리한 프로그램이다. 또한 각 모델들의 접촉부분 해석하기 용이하며, 구조물의 선형, 비선형 거동을 해석하는 프로그램으로 정적, 동적, 열응력, 전자기장과 해양구조물해석까지 해석의 범위가 광범위하고 사용자 중심의 인터페이스로 다루기가 편리하다.

토목분야에서는 탄·소성 등 다양한 재료 특성을 고려한 구조물의 정·동하중에 따른 구조물의 변형과 응력 해석에서 유용한 범용유한요소 프로그램으로 알려져 있다(임형용, 2009).

3.1.2 복합지반 해석조건

유한요소해석 모델은 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반을 대상으로 하였다. 점토지반 깊이 $L=10\text{m}$, 쇄석다짐말뚝 깊이 $H=10\text{m}$, 쇄석다짐말뚝 직경 $D=0.7\text{m}$ 로 치환율은 10, 20, 30, 40%로 지반의 크기를 변화시켜가며 변화를 확인하였다. 현장여건 상 쇄석다짐말뚝의 직경(Diameter, D)을 변화시키기는 어렵기 때문에 0.7m로 고정시키고 지반의 크기에 변화를 주어 치환율을 변화시켰다.

3.2 유한요소해석

3.2.1 해석모델

(1) Mohr-Coulomb 탄·소성 모델

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 수치해석을 수행하기 위하여 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 탄소성 구성 모델에서는 재료의 응력이 항복점에 도달하기 전까지의 거동은 탄성모델로 적용되나, 항복점에 도달한 이후의 거동은 소성거동을 따른다. Mohr-Coulomb 파괴규준에 따르면 항복지점에서 연직응력이 증가할수록 전단강도는 증가하며 식 (3.1)과 같이 표현할 수 있고 이를 Mohr-Coulomb 파괴규준이라고 한다.

흙의 3상도는 흙 입자, 물, 공기로 구성되어 있으며, 흙에 응력이 작용하면 흙 입자가 응력과 압력의 합계가 외력에 의한 응력과 동등하게 되어 역학적인 평형이 유지되나, 토층에 작용하는 전단응력은 흙 입자에 작용하는 응력에 따라 결정되고 간극수의 압력과는 무관하므로 이때의 흙 입자의 응력을 유효응력(σ)이라 하고 물의 간극수압(u)이 작용하므로 유효수직응력($\sigma' = \sigma + u$)을 이용하면 식 (3.1)과 같다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.1)$$

여기서, τ : 항복지점에서 전단응력

c : 점착력

σ' : 항복면에서의 유효수직응력

ϕ : 내부마찰각

항복규준을 Mohr원을 이용하여 주응력들로 표현하면 식 (3.2)과 같다.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi + c \cos \phi \quad (3.2)$$

Mohr-Coulomb 파괴규준에 따르면 항복압축강도는 항복인장강도 보다 크고 이는 재료의 거동특성이 3차 응력불변량에 의존하는 것을 의미한다. 한편 Mohr-Coulomb 항복규준은 중간 주응력 효과가 포함되지 않고 최대, 최소주응력으로 표현되므로 6개의 응력벡터로 정의되는 3차원 응력상태로 표현하는 것이 편리하다(선희현, 2001). 또한 Mohr - Coulomb의 파괴규준은 그림 3.1과 같이 나타낼 수 있다.

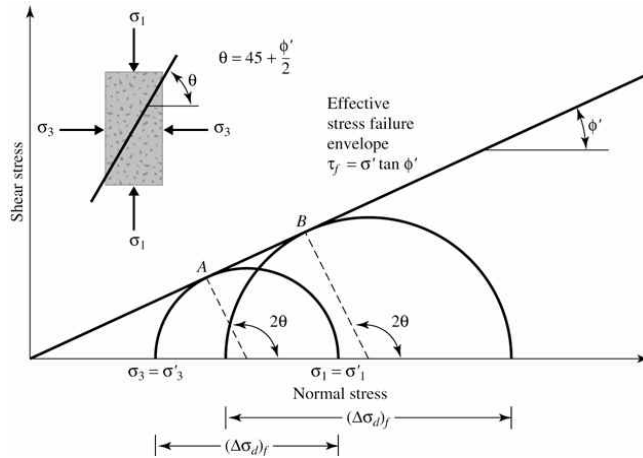


그림 3.1 Mohr-Coulomb 파괴기준

(2) Modified Cam-Clay 탄·소성 모델

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 수치해석을 수행하기 위하여 Modified Cam-Clay 모델을 적용하였다. 흙의 배수 및 비배수조건 아래에서 전단하는 동안 발생하는 유효응력과 그 때의 비체적 또는 간극비와의 관계를 설명하는 것으로서 흙의 전단과 압밀을 통합한 이론을 설명하는 한계상태개념과 등방삼축시험을 기본으로 하는 원형 Cam-Clay 모델은 다음의 기본가정 사항을 갖고 있다.

- ① 체적변형률은 일부 회복가능하지만 전단변형률은 회복불가능하다.
- ② 전단 중에 소요되는 에너지는 모두 마찰로 소비된다.
- ③ 항복곡면은 소성 Potential면으로 되며, 일정한 규칙을 따른다.

여기서, 그림 3.2와 같은 Modified Cam-Clay 모델은 점토는 모든 존재가능한 상태의 한계가 되는 특정한 곡면을 가지게 되며, 점토의 유효응력경로가 이 면 위에서 최종적으로 도달하게 되는 한계상태선이 존재한다는 것이다.

또한 탄소성 등방재료의 성질을 갖는 연약한 점토에 대한 배수 및 비배수 거동을 설명할 수 있고 재료의 변형거동에 있어서 과압밀된 점토와 같이 강성이 큰 토질재료의 연화변형률 거동은 표현이 불가하고 경화변형률 거동에 대해서 설명할 수 있으며, 압밀의 크리프 성질과 변형의 시간의존성은 포함하지 않고 있다.

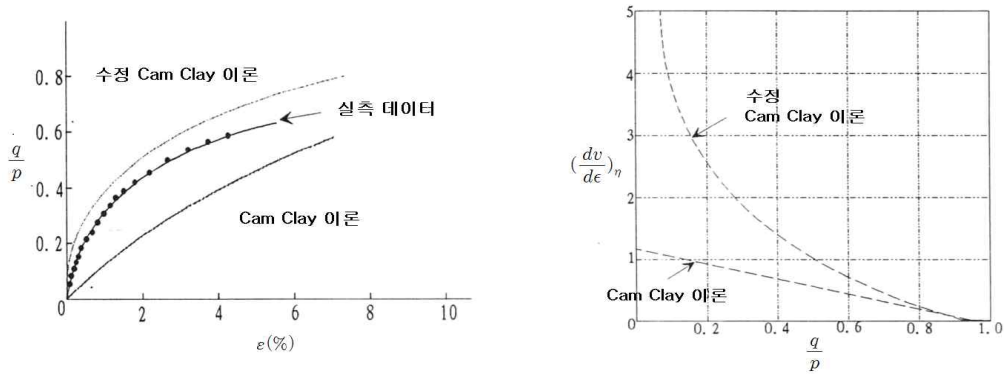


그림 3.2 Modified Cam-Clay 이론의 개선사항(김동훈, 1996)

또한 탄소성 등방재료의 성질을 갖는 연약한 점토에 대한 배수 및 비배수거동을 설명할 수 있고, 재료의 변형거동에 있어서 과압밀된 점토와 같이 강성이 큰 토질재료의 연화변형률 거동은 표현이 불가하다. 또한 경화변형률 거동에 대해서 설명할 수 있으며, 압밀의 크리프 성질과 변형의 시간의존성은 포함하지 않고 있다.

그림 3.3(a)에서는 흙에 대한 등방 재하(Loading) 및 재하(Unloading)를 $e-\ln P$ 곡선 상에 나타냈을 때, 하중재하(Loading)경로의 기울기는 λ , 하중 재하(Unloading)-재재하(Reloading)경로의 기울기는 κ 로 나타낸다. 그림 3.3(b)는 $P'-q$ 평면에서의 항복함수를 보여주는 것이다. 그림과 같이 법선법칙에 의해 증분 소성변형을 백터는 항복면상의 어떠한 점에서도 항복면과 수직을 이루며 아래와 같은 식 (3.3)으로 나타낼 수 있다.

$$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_s^p} = - \frac{dP}{dq} \tag{3.3}$$

여기서, $P : (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$

$q : (\sigma_1 - \sigma_3)$

Modified Cam-Clay 모델에서의 항복함수는 다음 식 (3.4)와 같다.

$$F = q^2 + M^2 P'(P_o - P') = 0 \tag{3.4}$$

여기서, P_0 : 전단전의 등방압밀응력

M : 한계상태 개념의 매개변수

Modified Cam-Clay 모델은 한계상태선(Critical State Line) 개념을 도입한 것이며, 시료의 전단 시 파괴상태에 도달하기 전에 점진적인 항복상태를 지나게 된다. 즉, 응력 경로는 소성변형을 일으키며 몇 개의 항복면을 지나게 되고 항복은 흙 시료가 한계상태에 도달할 때까지 계속된다. 이는 흙 시료의 극한상태로 생각할 수 있으며 P-q 평면에서의 한 직선 상에 놓이게 되는데 이 선이 한계상태선이다. 선의 기울기인 M은 흙의 매개변수이고 흙이 한계상태에 도달하면 파괴가 일어나는 것을 나타내며, 다음 식 (3.5)와 같다(최동혁, 2006).

$$M = \left(\frac{q}{P}\right)_f \quad (3.5)$$

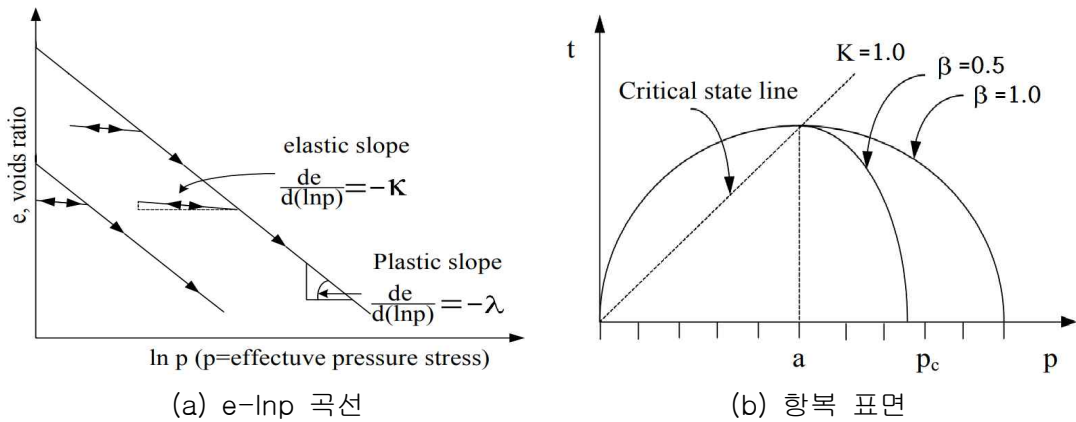


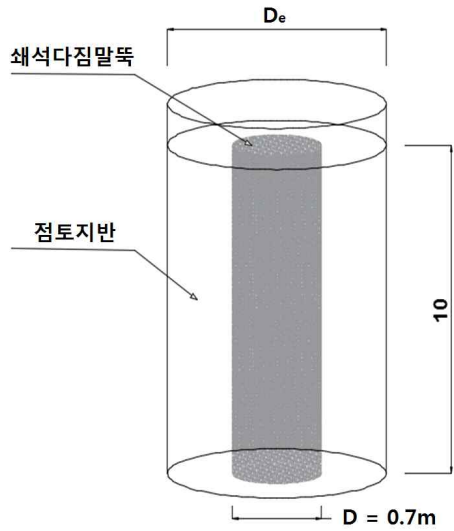
그림 3.3 Modified Cam-Clay 모델 변수의 정의(유충식 등, 2007)

3.2.2 유한요소해석 모델링

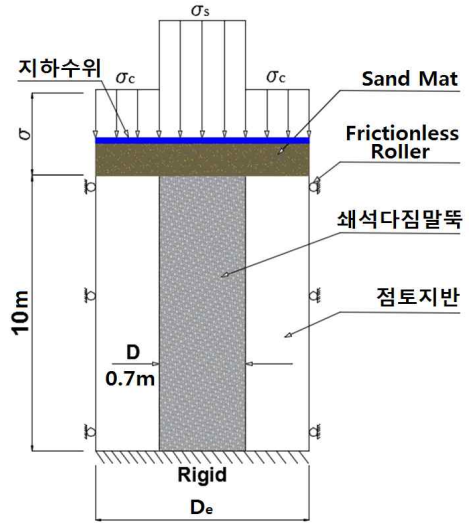
쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반은 쇄석다짐말뚝 중심으로 수평방향 및 수직방향으로 3차원적 배수가 발생되며, 이와 같은 3차원적 배수와 지중응력의 변화를 고려하기 적합한 3차원으로 모델링하여 쇄석다짐말뚝 거동특성 분석의 정확성을 높이고자 하였다.

따라서 본 연구에서는 ABAQUS 6.12-4를 이용하여 해석단면 그림 3.4와 같이 단일 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 3D 모델링으로 분석하였다. 점토지반과 쇄석다짐말뚝 깊이는 10m, Sand mat 깊이는 0.5m, 쇄석다짐말뚝의 직경을 0.7m로 모델링하였으며, 점토지반의 크기를 다르게 하여 치환율을 10%, 20%, 30%, 40%로 변화시켜 모델링하였다. 현장 시공 여건상 말뚝의 직경을 변화시키기는 어려워 쇄석다짐말뚝의 직경을 고정하고 지반의 크기를 조절하여 치환율을 변화시켰고, 치환율 50% 이상의 고치환율의 적용은 현장 여건 상 어려움이 많아 40%까지만 적용하였다.

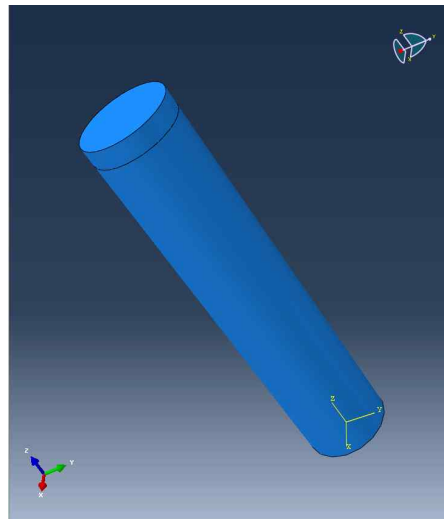
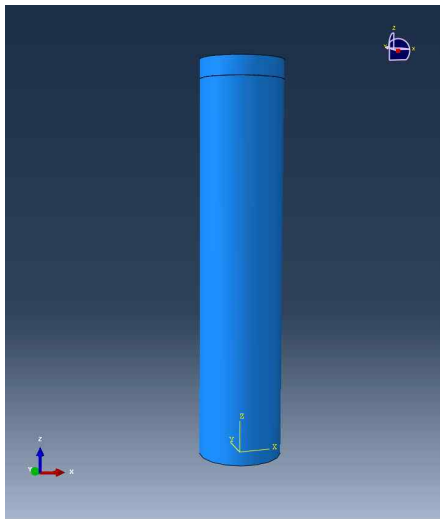
쇄석다짐말뚝을 개량한 복합지반을 3차원 유한요소망을 사용하였으며, 복합지반의 측면은 수평방향(X, Y)변위를 구속, 하단면은 선단지지층까지 쇄석다짐말뚝이 관입되었음을 가정하고 수평방향(X, Y), 연직방향(Z) 변위를 구속하였다. 또한 재하하중에 의한 과잉간극수압은 점토층 상부에서의 간극수압이 '0'으로 소산되도록 하였으며, 해석의 편의상 쇄석다짐말뚝은 점토지반에 매입된 상태로 가정하였다.



(a) 쇄석다짐말뚝 복합지반



(b) 복합지반 단면도

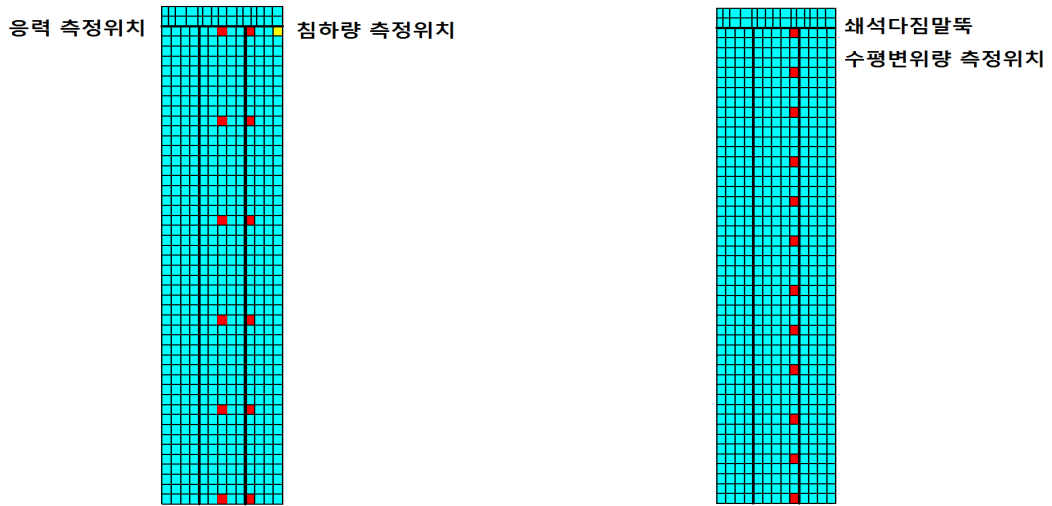


(c) 3D 모델링

그림 3.4 유한요소해석에서 사용된 복합지반 모델링

현장 시공과정 모델링을 위해 재하하중 기간은 1일로 지정하고 압밀기간을 100일로 지정하여 과잉간극수압이 완전히 소산될 수 있도록 하였다. 요소는 응력-간극수압 연계요소 CAX4P(4-node biquadratic displacement, bilinear pore pressure element), 4절점을 사용하였으며, 요소의 크기는 0.21×0.21m로 하여 모델을 분석하였다.

그림 3.5는 유한요소해석 분석 시 응력분담비 및 침하량의 측정 위치를 나타낸 것이며, 그림 3.8은 쇄석다짐말뚝의 수평변위량의 측정 위치를 나타낸 것이다. 팽창범위를 더욱 명확하게 확인하기 위해 측정위치를 세분화하여 약 2배 이상 증가시켰고, 측정위치(z/H)는 깊이/전체길이로 표현하였다.



(a) 응력, 침하량 측정위치

(b) 쇄석다짐말뚝 수평변위량 측정위치

그림 3.5 유한요소해석 시 응력, 침하량 및 말뚝의 수평변위량 측정 위치

3.2.3 유한요소해석 설계정수

지반 공학적 특성 상 비선형 응력-변형 거동을 나타내는 재료에 대한 유한요소해석에서 가장 중요한 요소는 해석에 적합한 구성모델 선택과 이에 따른 매개변수의 결정이다.

본 연구에서는 점토지반을 연약지반의 배수특성 모델링이 가능하고 연약지반의 압밀과 침하거동특성을 잘 반영하는 Modified Cam-Clay 탄·소성모델, 쇄석다짐말뚝을 탄소성 재료모형 중 대표적인 Mohr-Coulomb 탄·소성모델, Sand mat를 탄성모델로 적용하여 쇄석다짐말뚝이 개량된 복합지반의 거동특성을 분석하였다.

복합지반은 광범위하게는 두 종류 이상의 지층이 함께 공존하는 지반의 상태를 말하며, 이는 자연적으로 형성된 자연적 복합지반과 인위적으로 형성한 인공적 복합지반으로 대별될 수 있다. 지층혼합형태의 규모가 크고, 대부분 오랜 시간 퇴적에 의해 횡방향으로 배치된 자연적 복합지반은 공학적인 안정성이나 사용성에 있어 발생하는 문제점에 대해 그 해결 방안이 제시되어 있는 반면, 인위적 복합지반은 이러한 문제점에 대한 신뢰성 있는 이론들과 해결방안들이 아직은 일반화되어 있지 않다고 할 수 있다(천병식, 2005). 따라서 실제 연약지반 개량에 적용되었던 값을 적용하여 분석함으로써 실제 복합지반에서의 거동에 대한 분석을 시행하고자 하였다.

표 3.1, 3.2는 본 연구에서 사용된 설계정수이다. 적용된 설계정수는 실제 현장에 사용되었던 데이터로 점토지반 1은 부산 신항만 지역의 SCP 복합지반 설계 시 적용된 값을 사용하였으며(Busan New Port Corp, 1999), 점토지반 2, 3, 4는 실제 연약지반 개량에 적용되었던 값을 사용하였다(한상재 등, 2013; 성경화, 2003; 김인기 2003). 또한 점토지반의 지반강도를 일축압축강도를 통한 점토분류(한국지반공학회, 1997)로부터 근거하여 25kPa(연약한 지반), 50kPa(보통지반), 75kPa(단단한 지반)로 변화시켜 적용하였다.

표 3.1 유한요소해석에 사용된 쇄석다짐말뚝과 Sand mat의 설계정수

재료	모델	요소	값
쇄석다짐말뚝	Mohr-Coulomb 모델	E_0 (kPa)	232000
		ν	0.3
		c (kN/m ²)	0
		ϕ (°)	50.9
		γ (kN/m ³)	19
		k_x (m/day)	86.4
		k_y (m/day)	86.4
Sand mat	탄성모델	E_0 (kPa)	14000
		ν	0.2
		γ (kN/m ³)	20
		k_x (m/day)	0.864
		k_y (m/day)	0.864
		k_z (m/day)	0.864

표 3.2 유한요소해석에 사용된 점토지반의 설계정수

재료 및 모델	요소	값			
		점토지반 1	점토지반 2	점토지반 3	점토지반 4
점토지반	κ	0.04	0.0521	0.07	0.05
	λ	0.265	0.356	0.34	0.4
	a_0 (kPa)	25			
Modified Cam-Clay 모델	a_0 (kPa)	50			
	a_0 (kPa)	75			
	e_0	1.6	2.801	2.798	2.749
	M	1.02	0.772	0.9	1.1
	ν	0.2	0.33	0	0.3
	γ (kN/m ³)	17	15.29	14.57	17.57
	k_x (m/day)	6.26e-5	2.11e-4	5.69e-4	1.037e-3
	k_y (m/day)	6.26e-5	2.11e-4	5.69e-4	1.037e-3
	k_z (m/day)	2.72e-5	8.10e-4	5.69e-4	1.037e-3

3.2.4 유한요소해석 조건

(1) 해석방법

현재 국내에서는 지반강도 별 응력분담비의 명확한 적용기준이 없으므로 설계자의 경험에 의존하여 응력분담비를 적용하고 있는 실정이다. 따라서 쇄석다짐말뚝이 개량된 복합지반의 성토단계 별 변화에 따른 압밀해석을 실시하여 치환율과 지반강도 별 지반의 거동특성을 분석하고자 하였다.

(2) 해석모델링

쇄석다짐말뚝의 직경을 0.7m로 고정하고 치환율의 변화를 주기 위해 지반의 직경을 1.107m(10%), 0.783m(20%), 0.639m(30%), 0.554m(40%)로, 복합지반의 깊이는 쇄석다짐말뚝과 점토지반은 동일하게 10m로 모델링하였으며, 하중은 성토(50kPa) + 압밀을 1단계로 반복하여 성토 5단계까지 적용하였다. 또한 다양한 연약지반의 거동을 살펴보기 위하여 연약 점토지반 4군데에 대하여 분석하였다.

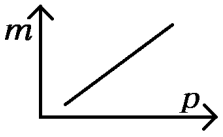
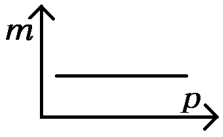
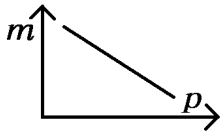
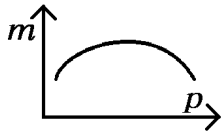
제 4 장 유한요소해석 결과

4.1 성토 재하단계별 분석결과

4.1.1 성토 재하단계별 응력분담비 분석

동일한 조건에서 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 응력분포의 상재하중 증가로 인해 일어나는 변화는 표 4.1과 같다.

표 4.1 응력분담비와 상재하중의 관계에 따른 경향(나승주, 2017)

			
<p>Aboshi 등 (1970), Matsuoka 등 (1972), Yamaguchi (1977) Ichimoto (1981).</p>	<p>Ichimoto (1981), 김태완 (2001).</p>	<p>Yamaguchi와 Hukumoto (1982), 홍영길 (2003), 유승경 (2003), 김윤태와 안재훈 (2012).</p>	<p>Takeda와 Nogawa (1982).</p>

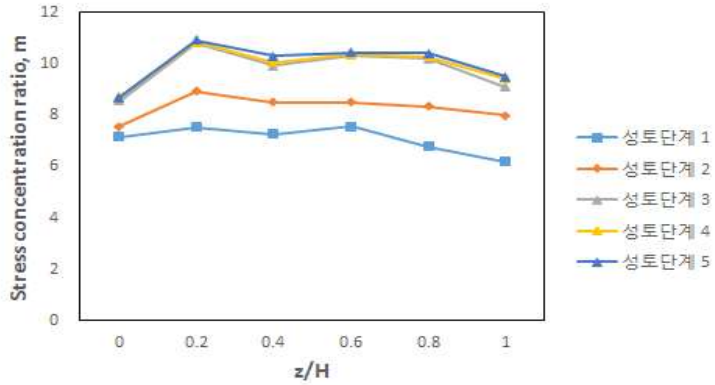
일반적으로 상재하중 증가에 따른 응력분담비의 분포는 동일양상으로 나타난다고 단정 짓기는 힘들며 실내, 현장시험 및 수치해석 조건에 따라 증가 또는 감소하는 양상이 다르게 나타날 수 있다(고영현, 2000).

상부하중의 단계별 평균 응력분담비 분석결과, 그림 4.1, 4.2, 4.3, 4.4와 같이 상부하중의 단계별로 증가할수록 복합지반에서의 응력분담비가 평균적으로 증가하는 경향으로 나타났다. 이는 점토지반에 비해 상대적으로 강성이 큰 쇄석다짐말뚝이 상재하중을 받는 연직유효응력의 증가 폭이 점토지반보다 더 높아 응력분담비가 증가한 것으로 판단된다.

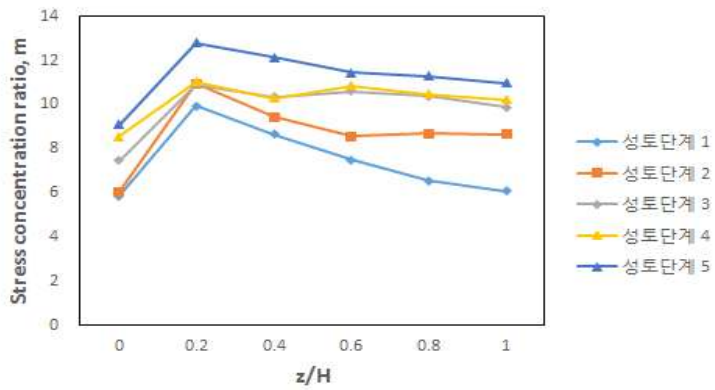
나승주(2017)는 성토단계가 진행될수록 복합지반 내에서의 응력분담비는 전반적으로

증가하는 경향을 나타내고 산정 위치에 따라 증가폭과 감소하는 폭이 다르다 하였다. 본 연구에서도 다소 차이는 있지만 이러한 연구결과가 유사한 거동을 나타내었다.

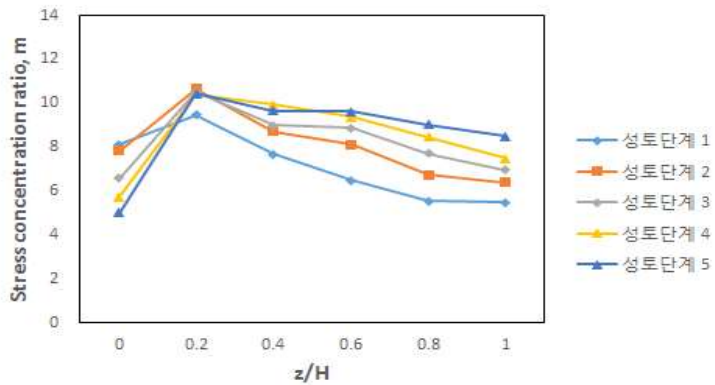
또한 연약한 지반인 지반강도 25kPa 에서는 평균 응력분담비가 약 4.5가 증가하였고, 보통인 지반 50kPa에서는 평균 응력분담비가 약 2.8, 단단한 지반인 지반강도 75kPa에서는 평균 응력분담비가 약 1.4가 증가하였다. 평균 응력분담비를 분석한 결과, 연약한 지반에서 응력분담비의 상승이 가장 높은 것으로 파악하였다.



(a) 지반강도 25kPa

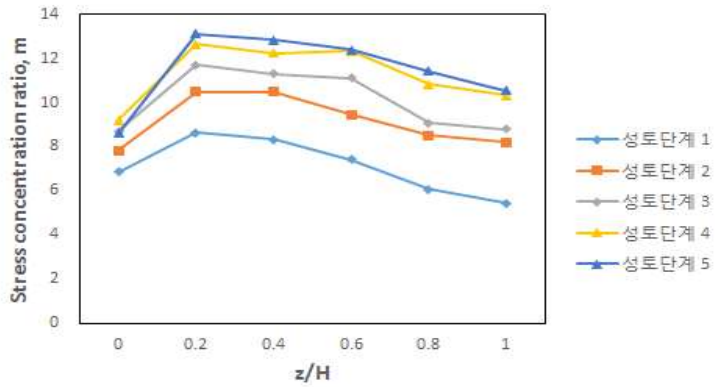


(b) 지반강도 50kPa

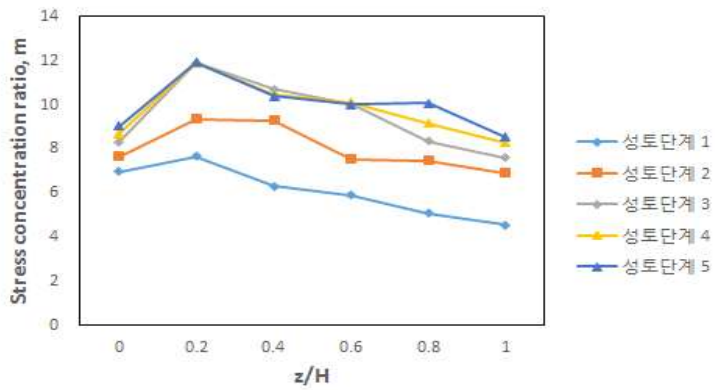


(c) 지반강도 75kPa

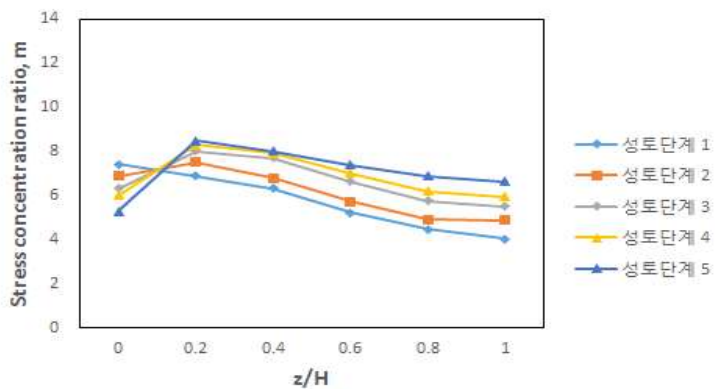
그림 4.1 치환율 10%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비



(a) 지반강도 25kPa

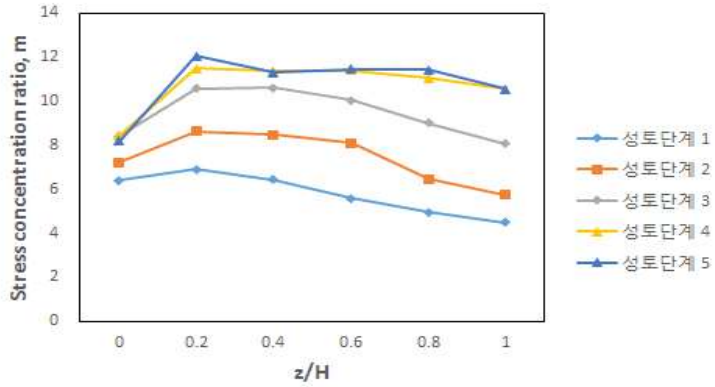


(b) 지반강도 50kPa

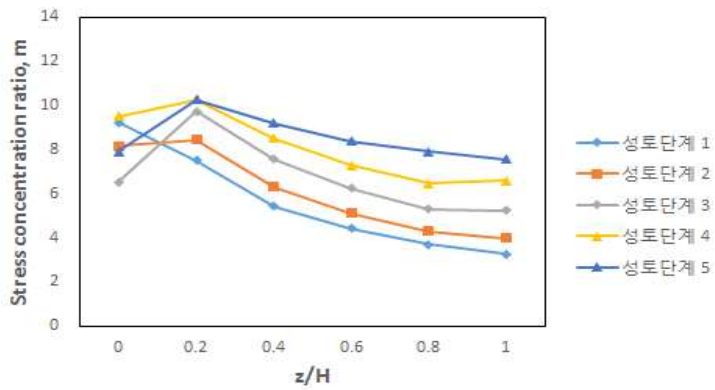


(c) 지반강도 75kPa

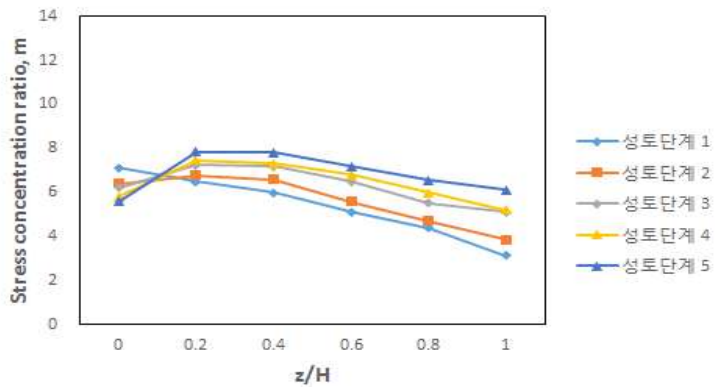
그림 4.2 치환율 20%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비



(a) 지반강도 25kPa

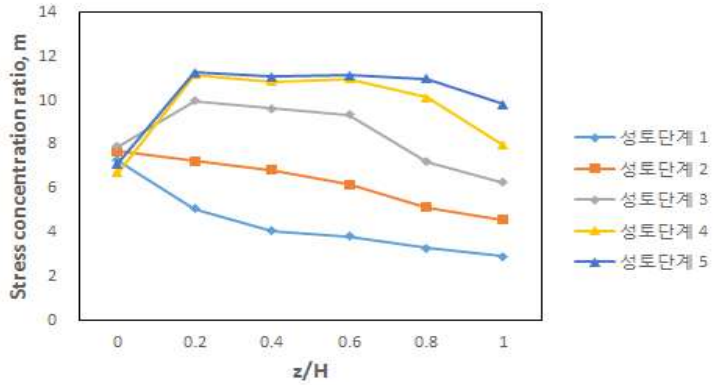


(b) 지반강도 50kPa

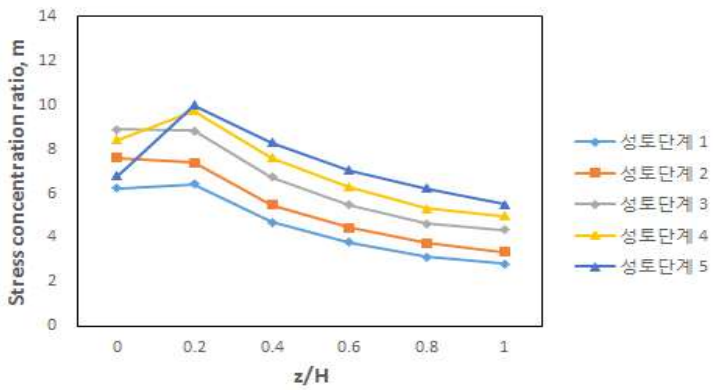


(c) 지반강도 75kPa

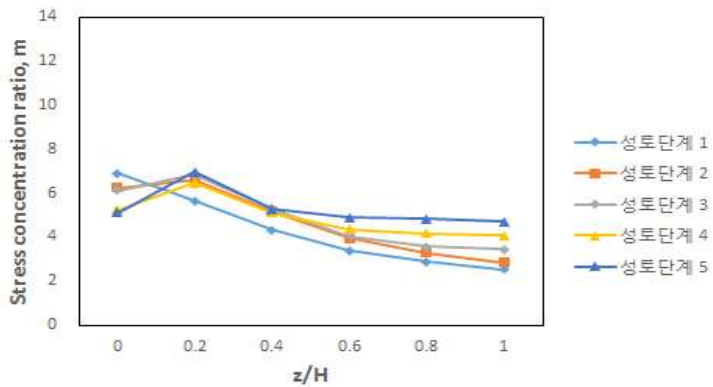
그림 4.3 치환율 30%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비



(a) 지반강도 25kPa



(b) 지반강도 50kPa



(c) 지반강도 75kPa

그림 4.4 치환율 40%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비

지반강도 75kPa이상인 단단한 지반인 경우, 상재하중의 단계가 증가할수록 복합지반 상부에서의 응력분담비가 감소하는 경향이 나타났다. 이는 단단한 지반일수록 점토지반의 유효응력이 증가하여 말뚝의 유효응력으로부터 저항력이 증가되므로 말뚝 내 상부에서의 응력이 하부로 전이되는 응력이 증가하기 때문인 것으로 판단된다. 또한 그림에서 보는 바와 같이 치환율에 따라 감소하는 응력분담비의 폭보다 지반강도에 의해 감소하는 응력분담비의 폭이 더 큰 것을 확인할 수 있으며, 치환율이 복합지반의 응력분담비에 미치는 영향보다 단계별 상재하중의 영향이 더 큰 것을 확인할 수 있다.

4.1.2 성토 재하단계별 침하량 분석

쇄석다짐말뚝공법을 통하여 복합지반을 조성하는 경우 실제 시공을 설계할 때는 성토 단계를 설정하게 된다. 이 때 성토하중의 단계에 따라 복합지반의 총 침하량에 미치는 영향을 분석하기 위해 성토 1단계를 50kPa로 설정하고 총 5단계까지 재하하여 치환율과 지반강도에 따른 침하량을 비교·분석하였다.

성토단계에 따른 치환율과 지반강도 별 침하량을 분석한 결과, 성토단계가 진행될수록 침하량이 증가하였고, 치환율과 지반강도가 증가할수록 침하량은 선형적으로 감소하는 것을 확인할 수 있었다. 치환율이 증가함에 따라 연약한 지반인 지반강도 25kPa에서는 최대 약 80%, 단단한 지반인 지반강도 75kPa에서는 최대 약 65.6%까지 감소하였다. 이는 치환율이 커지면 쇄석다짐말뚝으로 보강된 복합지반에서 원지반보다 상대적으로 강성이 큰 쇄석다짐말뚝이 차지하는 비율이 커지고, 지반강도가 단단해질수록 압밀에 대한 저항성이 증가하여 침하량은 감소하는 것으로 판단된다.

황정순(2004)은 치환율의 감소에 따라 침하량이 증가하는 결과를 보였으며 그 변화의 폭도 상대적으로 크게 나타났고 원지반의 강도가 감소할수록 치환율 변화에 따른 침하량 변화 또한 큰 것을 확인하였다. 본 연구에서도 다소 차이는 있으나 유사한 거동을 나타내었다.

침하량이 가장 크게 발생한 치환율 10%에서 지반강도 25kPa인 경우에는 최대 침하량이 218.3mm, 지반강도 50kPa인 경우에는 최대 침하량이 139.4mm, 지반강도 75kPa인 경우에는 최대 침하량이 102.1mm가 발생하였다.

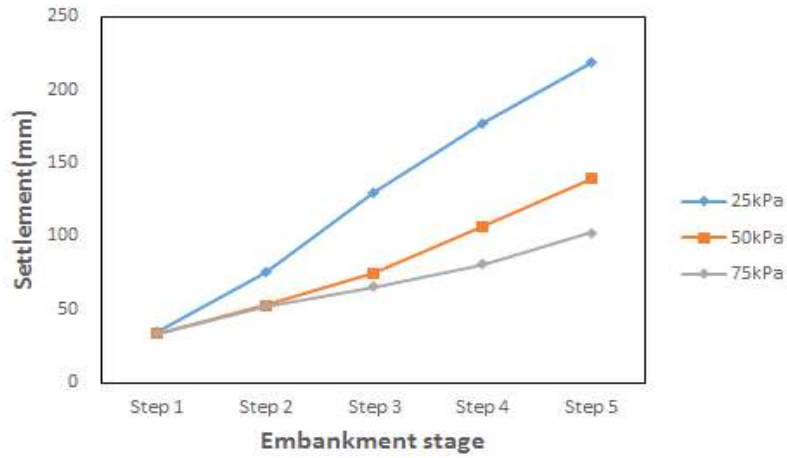
표 4.2는 성토단계에 따른 최종침하량을 나타낸 표이며 그림 4.5, 그림 4.6은 각 치환율과 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량을 분석한 그림이다.

표 4.2 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량

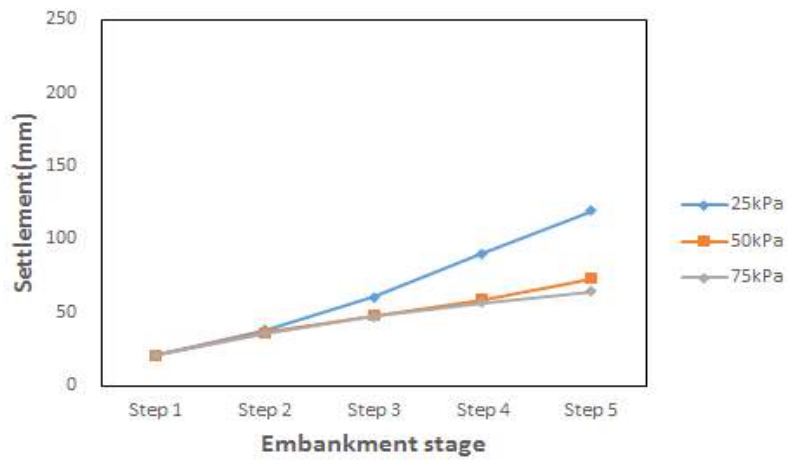
(단위 : mm)

치환율 (%)	지반강도 (kPa)	성 토 단 계				
		Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
10	25	34.66	75.08	129.66	177.01	218.33
	50	33.36	52.93	74.62	106.46	139.36
	75	33.20	51.99	65.12	80.72	102.10
20	25	20.78	37.74	60.38	90.43	119.45
	50	20.73	35.95	47.82	58.80	73.13
	75	20.73	35.83	47.24	56.48	64.56
30	25	12.49	23.19	33.20	46.75	62.82
	50	12.51	22.95	31.46	38.74	45.69
	75	12.51	22.95	31.38	38.48	44.61
40	25	9.20	17.67	25.25	32.97	42.64
	50	9.38	18.04	25.39	31.85	37.67
	75	9.62	18.27	25.32	31.27	36.48

지반강도 별 성토단계에 따른 침하량을 분석한 결과, 그림 4.5 및 그림 4.6과 같이 치환율과 지반강도가 증가할수록 침하량이 감소하였고, 지반강도에 비해 상대적으로 치환율이 침하거동에 더 큰 영향이 미치는 것을 확인할 수 있었다. 또한 치환율 30%, 40%와 지반강도 50kPa, 75kPa에서는 침하량의 차이가 적게 나타나는 것을 확인하였다.

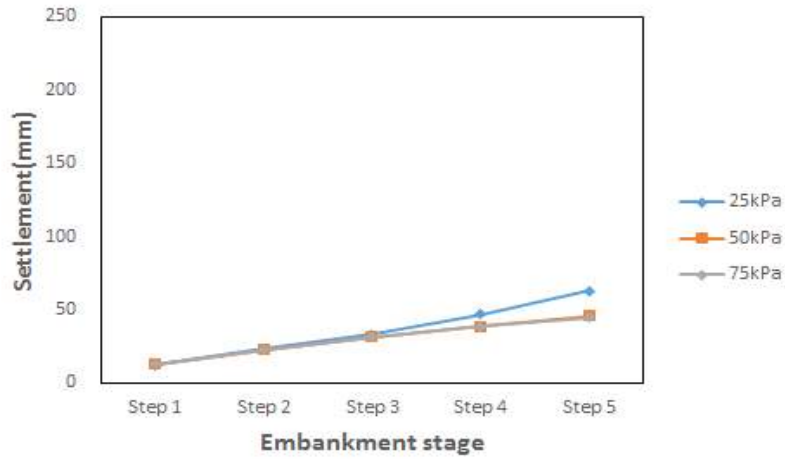


(a) $a_s = 10\%$

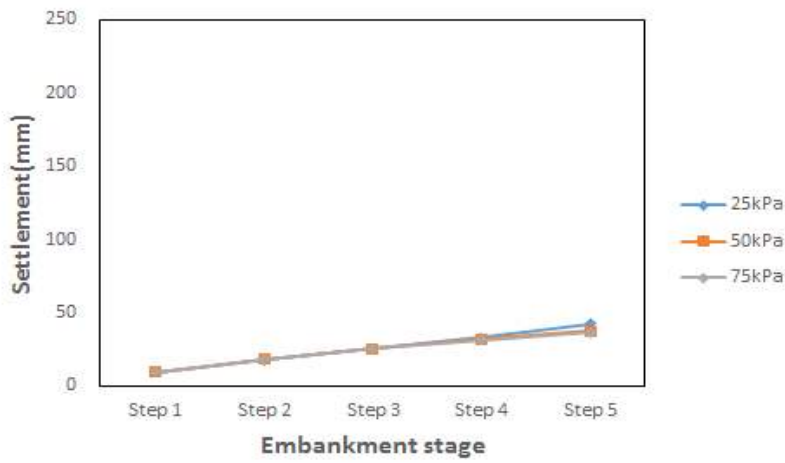


(b) $a_s = 20\%$

그림 4.5 치환율 10%, 20%, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하



(c) $a_s = 30\%$



(d) $a_s = 40\%$

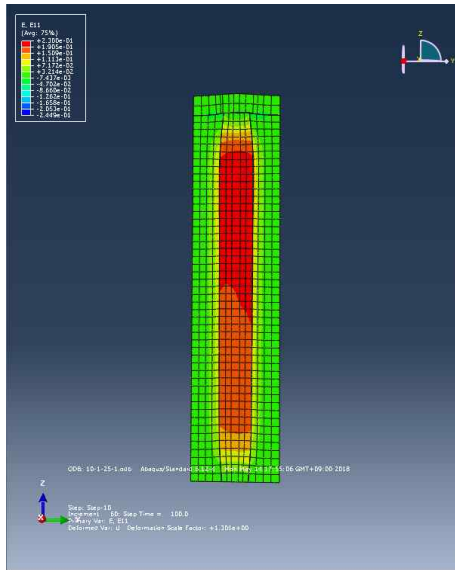
그림 4.6 치환율 30%, 40%, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하

4.1.3 성토 재하단계별 쇄석다짐말뚝의 수평변위량 분석

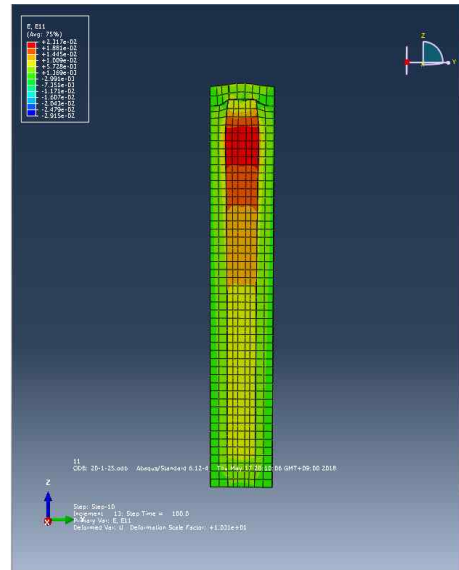
Barksdale과 Bachus(1983)은 다짐말뚝 길이가 다짐말뚝 직경의 2~3배 이상의 길이를 가진 쇄석다짐말뚝에서는 팽창과괴가 발생한다하였고, 점토지반인 경우 지반의 전단강도가 최소가 되는 지점에서 팽창과괴가 발생한다고 하였다. 또한 선단이 지지된 쇄석다짐말뚝의 경우 상부에서 팽창과괴가 발생하며 무리쇄석다짐말뚝의 경우 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반에 성토하중이 재하되는 경우 성토하부 지반은 성토 축방으로 이동할 수 있고, 과도한 축방이동이 발생하는 현상을 퍼짐(Spreading)이라 하는데 이러한 퍼짐현상이 발생하면 침하량은 더욱 증가하게 된다(이민희, 2004). 따라서 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 축방이동과 다짐말뚝의 팽창과괴의 양상을 파악할 수 있는 쇄석다짐말뚝의 최대 수평변위량을 말뚝의 깊이(z/H)별로 파악하고자 하였다.

성토단계에 따른 치환율과 지반강도 별 쇄석다짐말뚝의 수평변위량을 분석한 결과, 성토단계가 진행될수록 수평변위량은 증가하였고, 치환율과 지반강도가 증가할수록 수평변위량은 확연하게 감소하였다.

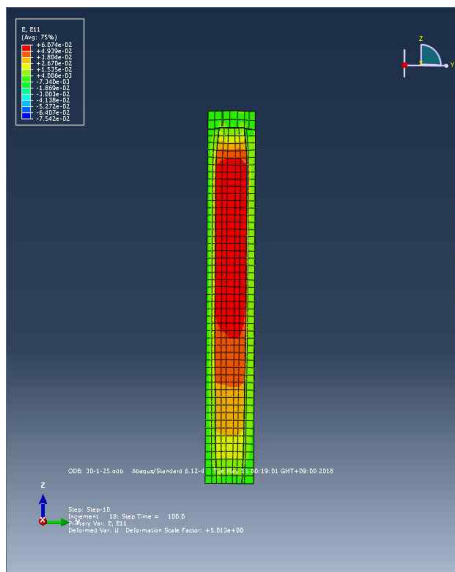
그림 4.7은 지반강도 25kPa인 연약한 지반의 경우, 치환율 별 쇄석다짐말뚝의 수평변위량 Contour를 보여주는 그림이며 표 4.3은 치환율과 지반강도 별 성토단계에 따른 쇄석다짐말뚝의 최대 수평변위량을 분석한 표이다.



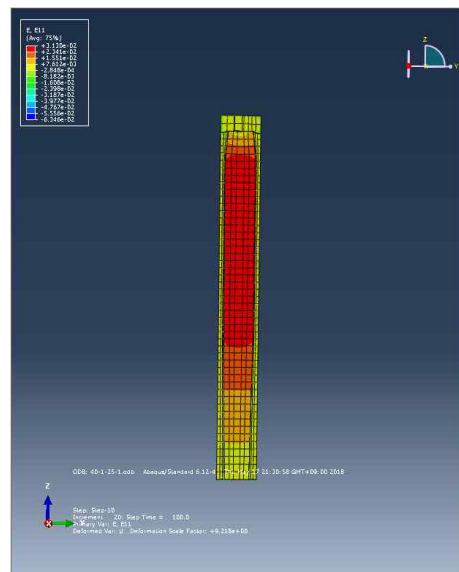
(a) $a_s=10\%$



(b) $a_s=20\%$



(c) $a_s=30\%$



(d) $a_s=40\%$

그림 4.7 지반강도 25kPa, 쇠석다짐말뚝의 수평변위 Contour

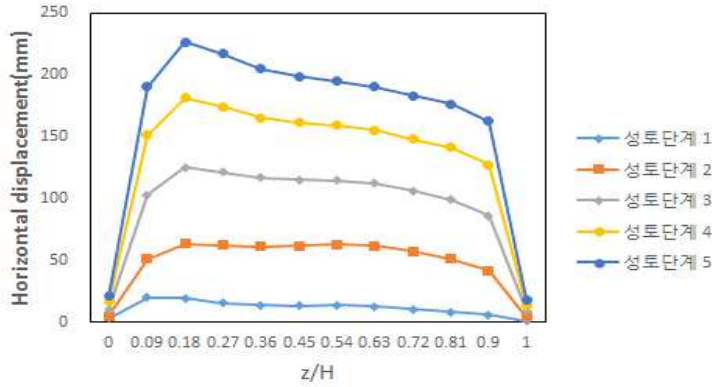
표 4.3 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 말뚝의 최대 수평변위량 (단위 : mm)

치환율 (%)	지반강도 (kPa)	성 토 단 계				
		Step 1	Step 2	Step 3	Step 4	Step 5
10	25	19.55	63.16	124.91	181.07	226.47
	50	16.81	29.19	43.86	70.82	104.42
	75	16.47	26.72	35.07	43.17	54.76
20	25	11.10	22.56	49.67	82.60	110.30
	50	11.00	18.86	25.11	31.27	39.26
	75	11.00	18.57	23.93	28.16	32.03
30	25	6.25	11.45	17.73	32.64	50.03
	50	6.26	11.22	14.64	17.38	20.09
	75	6.26	11.21	14.58	17.10	19.10
40	25	4.00	7.59	10.86	16.53	26.49
	50	4.00	7.58	10.07	12.03	13.85
	75	4.00	7.58	10.07	11.96	13.46

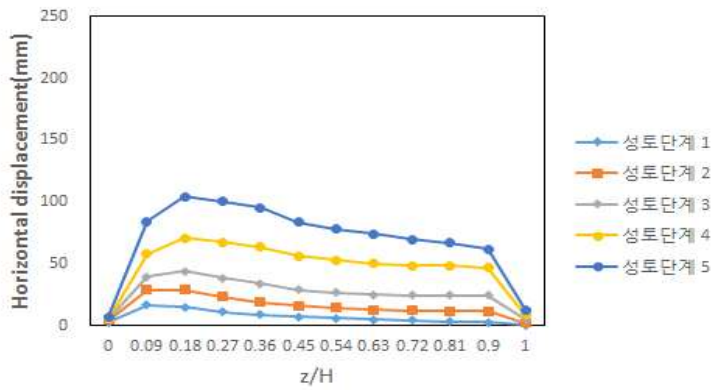
그림 4.8, 4.9, 4.10, 4.11은 치환율과 지반강도에 따른 측정위치 별 지반강도 별 측정위치에 따른 쇄석다짐말뚝의 수평변위량을 각 성토단계가 끝난 시점에서 분석한 것이다. 쇄석다짐말뚝의 수평변위량은 전반적으로 쇄석다짐말뚝의 직경(D) 0.7m의 2.6배(2.6D)인 깊이 1.8m 정도에서 발생하였으며 성토단계가 증가할수록 전반적인 쇄석다짐말뚝의 수평변위량은 증가하였다. 이는 Barksdale과 Bachus(1983)이 균질한 지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴거동이 일어날 때는 2D~3D 사이에서 발생한다는 연구 결과와 유사한 경향을 보인다.

연약한 지반인 지반강도 25kPa의 경우, 깊이 2.6D에서 뿐만 아니라 쇄석다짐말뚝 중간부 위치에서도 수평변위가 다소 발생하는 것으로 나타났다. 이는 상부하중이 진행됨에 따라 쇄석다짐말뚝 내 응력이 하부 지반으로 전이되는 과정에서 변위가 발생하는 것으로 판단되며 단단한 지반 또는 치환율이 높은 40% 이상에서의 지반에서는 쇄석다짐말뚝의 팽창이 다소 미미한 것으로 파악하였다.

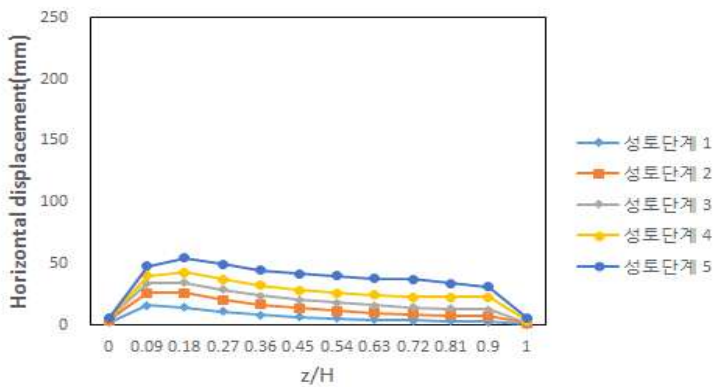
치환율 별 측정위치에 따라 쇄석다짐말뚝의 수평변위량을 분석한 결과, 치환율이 증가함에 따라 수평변위량이 확연히 감소하였고, 성토단계가 증가할수록 수평변위량은 증가하였다. 치환율이 증가하여 쇄석다짐말뚝의 면적 비율이 증가할수록 성토에 따른 지반에서의 유효면적이 감소하였고, 이에 따라 점토지반의 유효응력이 증가하게 되어 쇄석다짐말뚝의 측방유동을 억제하는 것으로 판단된다.



(a) 지반강도 25kPa

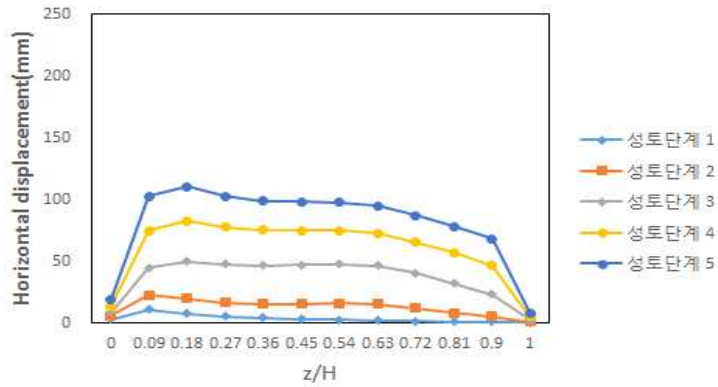


(b) 지반강도 50kPa

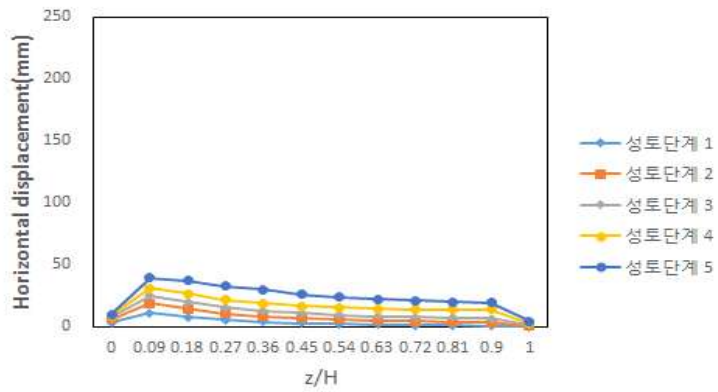


(c) 지반강도 75kPa

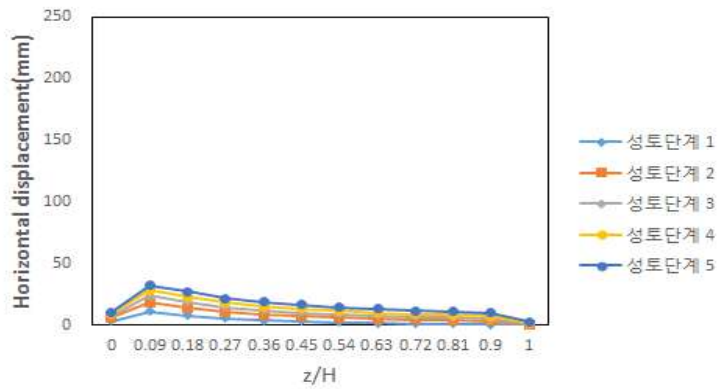
그림 4.8 치환율 10%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량



(a) 지반강도 25kPa

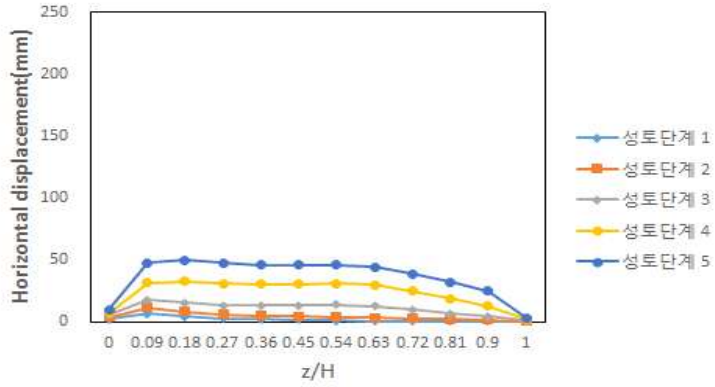


(b) 지반강도 50kPa

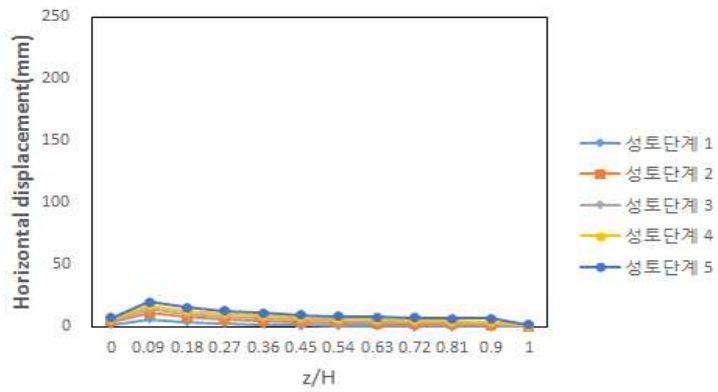


(c) 지반강도 75kPa

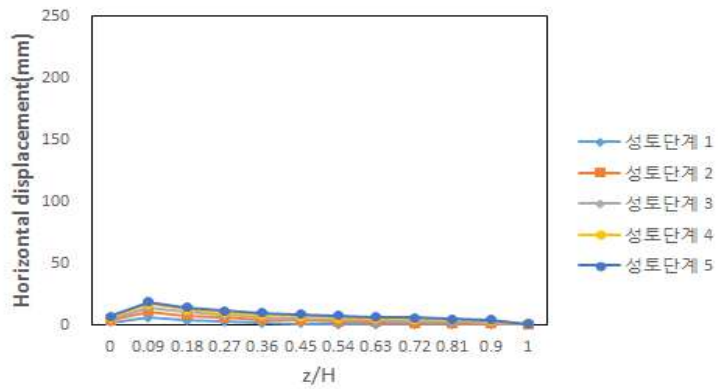
그림 4.9 치환율 20%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량



(a) 지반강도 25kPa

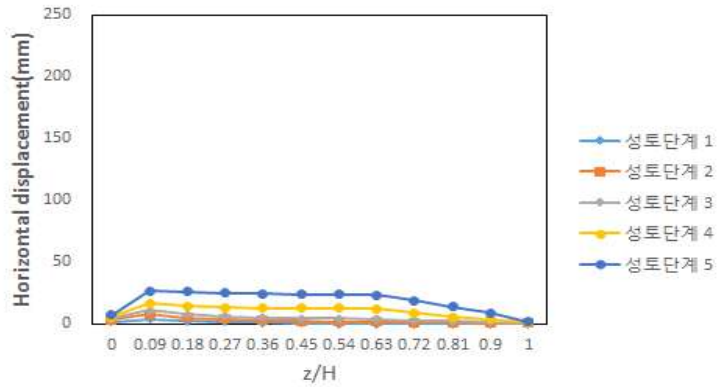


(b) 지반강도 50kPa

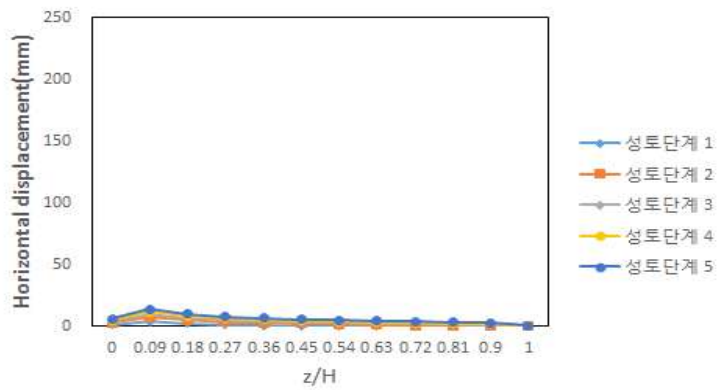


(c) 지반강도 75kPa

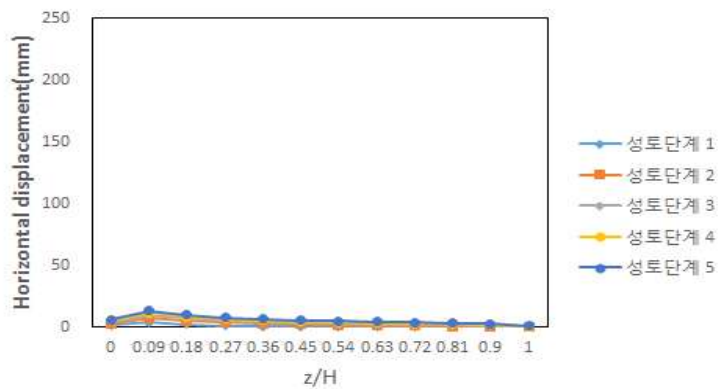
그림 4.10 치환율 30%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량



(a) 지반강도 25kPa



(b) 지반강도 50kPa



(c) 지반강도 75kPa

그림 4.11 치환율 40%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 말뚝의 수평변위량

4.2 설계요인 영향인자들의 상관관계

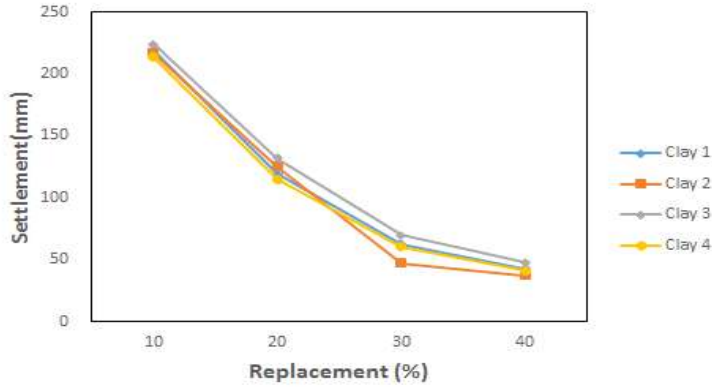
쇄석다짐말뚝공법은 연약 점토 지반에 강성이 큰 쇄석말뚝을 설치하여 아칭효과를 유도한다는 원리에 근거하고 있어 적정 치환율, 원지반의 강도특성 등에 따르는 침하량은 설계의 핵심 요소 중 하나이다. 침하량의 경우 상재하중, 다짐말뚝의 특성 및 원지반강도 등 정량적 성질에 따라 값이 상이하게 나타나며, 또한 현재 쇄석다짐말뚝공법의 심각한 문제인 팽창과괴를 예측하는 방안에 대한 관심이 높아지고 있는 실정이다.

따라서 4.1절에서는 점토지반 1, 2, 3, 4에 대해 치환율 및 연약 점토 지반의 강도에 따라 침하거동 및 수평변위량의 변화를 분석하였다.

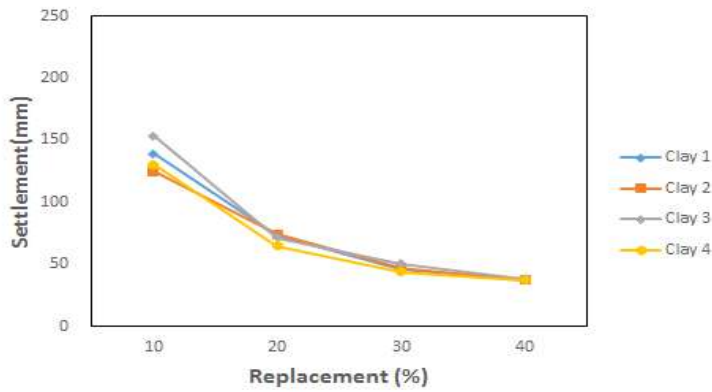
4.2.1 치환율, 지반강도에 따른 침하량 변화

다음 그림 4.12는 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반 1, 2, 3, 4의 치환율에 따른 지반 강도 별 최종침하량을 분석한 그림이다.

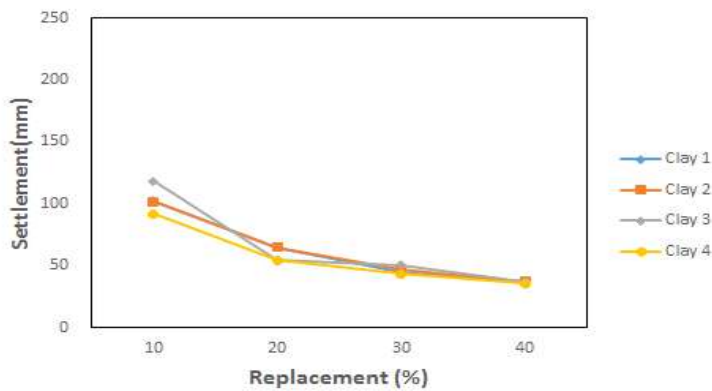
치환율에 따른 지반강도 별 최종침하량을 분석한 결과, 치환율이 증가할수록 침하 감소율의 변화량이 큰 것으로 나타났고, 지반강도가 증가함에 따라 최종침하량이 감소하는 것으로 나타났다. 가장 침하 감소율이 크게 나타나는 연약한 지반인 25kPa에서 치환율 10%에서 치환율 40%로 증가함에 따라 평균 최종침하량이 218.19mm에서 42.27mm로 약 80.6% 감소하였고, 지반강도 50kPa에서는 치환율 10%에서 치환율 40%로 증가함에 따라 평균 최종침하량이 137.05mm에서 37.71mm로 약 72.5% 감소하였으며 단단한 지반인 75kPa에서는 약 64.6%가 감소하였다. 이는 지반의 강도에 상관없이 원지반 대비 쇄석다짐말뚝으로 개량한 면적을 약 40%로 치환한다면 최종 압밀침하에 대한 예방을 설계할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 지반강도 25kPa



(b) 지반강도 50kPa



(c) 지반강도 75kPa

그림 4.12 점토지반 1, 2, 3, 4의 치환율에 따른 최종 침하량

앞서 분석한 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반 1, 2, 3, 4의 치환율에 따른 지반강도별 최종침하량에 대한 침하감소율을 나타낸 그림이다. 가장 침하량이 높게 발생한 치환율 10%의 연약한 지반인 지반강도 25kPa를 기준으로 치환율과 지반강도에 따른 성토단계별 침하감소율을 비교하였다.

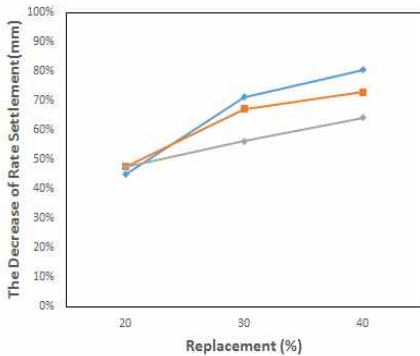
표 4.4는 치환율 10~40%에서 지반강도에 따른 침하감소율을 나타낸 표이다.

표 4.4 치환율 및 지반강도에 따른 침하감소율

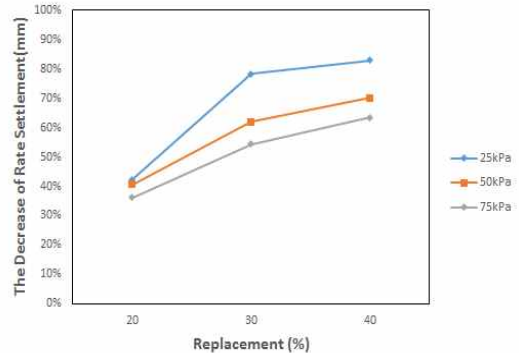
지반조건		치환율	10	20	30	40
25kPa	Clay 1	침하량(mm)	218.33	119.45	62.82	42.64
		침하감소율(%)	-	45	71	80
	Clay 2	침하량(mm)	216.96	125.32	47.39	37.27
		침하감소율(%)	-	42	78	83
	Clay 3	침하량(mm)	223.86	132.21	69.92	47.82
		침하감소율(%)	-	41	69	79
	Clay 4	침하량(mm)	213.59	114.72	60.15	41.34
		침하감소율(%)	-	0.46	0.72	0.81
50kPa	Clay 1	침하량(mm)	139.36	73.13	45.69	37.67
		침하감소율(%)	-	48	67	73
	Clay 2	침하량(mm)	124.78	74.07	47.39	37.27
		침하감소율(%)	-	41	62	70
	Clay 3	침하량(mm)	153.52	71.59	50.26	38.63
		침하감소율(%)	-	0.53	0.67	0.75
	Clay 4	침하량(mm)	130.54	65.04	43.61	37.27
		침하감소율(%)	-	50	67	71
75kPa	Clay 1	침하량(mm)	102.10	64.56	44.61	36.48
		침하감소율(%)	-	37	56	64
	Clay 2	침하량(mm)	101.80	64.87	46.45	37.27
		침하감소율(%)	-	36	54	63
	Clay 3	침하량(mm)	118.36	54.52	50.26	37.48
		침하감소율(%)	-	54	58	68
	Clay 4	침하량(mm)	91.65	54.52	43.39	35.47
		침하감소율(%)	-	41	53	61

그림 4.13은 점토지반 1, 2, 3, 4에 대하여 침하감소량을 분석한 그림이다. 점토지반의 조건에 따라 복합적인 특성이 침하거동 특성이 발생할 수 있으나 치환율과 지반강도에 대한 분석을 하기 위해 각 점토지반의 침하감소율에 대한 그래프를 작성하였다. 대체적으로 치환율 10% 대비, 치환율이 증가할수록 침하감소율은 증가하였으며 치환율이 30% 일 때 침하감소율의 기울기가 가장 높게 나타났다.

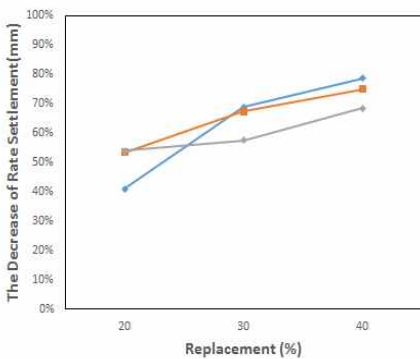
침하감소율이 가장 높은 치환율 40%에서는 연약지반에서 최대 평균 81% 감소율을 나타내고 치환율 20%에서는 최대 평균 44%의 감소율을 나타내었다. 쇄석다짐말뚝공법 설계 시 침하량은 중요한 설계요소이기 때문에 향후 추가적인 점토지반에 대한 연구를 수행하고 이에 따른 실내시험 및 현장시험을 통해 검증을 통해 침하량 예측에 대한 정량적인 설계법 도입에 이바지 할 수 있을 것으로 판단된다.



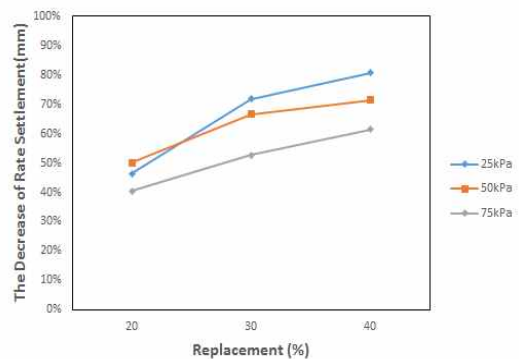
(c) Clay 1



(b) Clay 2



(c) Clay 3



(d) Clay 4

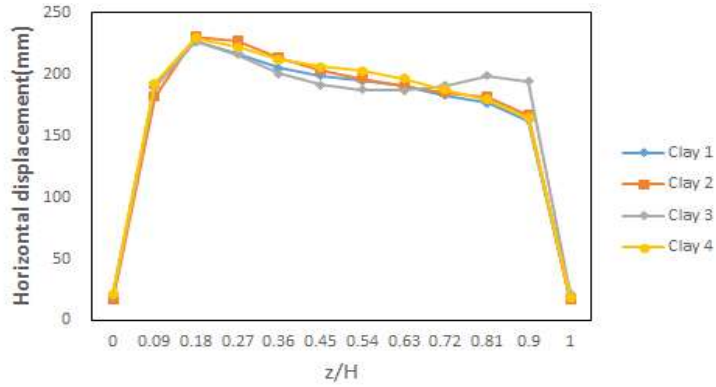
그림 4.13 점토지반 1, 2, 3, 4의 치환율에 따른 지반강도 별 침하감소(%)

4.2.2 치환율, 지반강도에 따른 수평변위량 변화

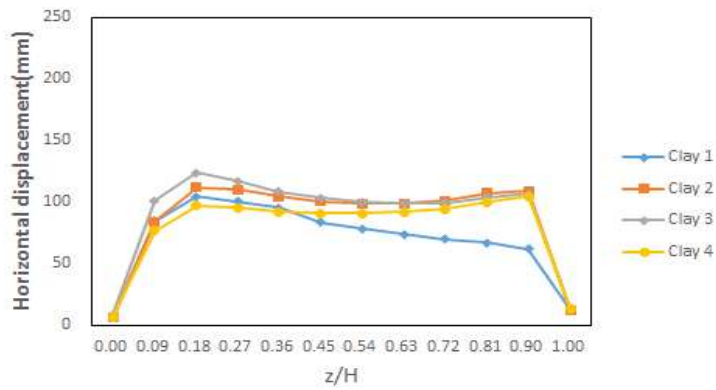
다음 그림 4.14, 4.15, 4.16, 4.17은 쇄석다짐말뚝공법으로 개량된 복합지반의 치환율과 지반강도에 따른 쇄석다짐말뚝의 수평변위량을 분석한 그림이다.

치환율과 지반강도가 증가할수록 쇄석다짐말뚝의 수평변위량은 확연히 감소하였으며, 점토지반 4군데의 평균적인 최대 수평변위량을 분석한 결과, 치환율 10%에서 가장 크게 발생하였으며, 지반강도 25kPa인 연약한 지반의 수평변위량이 228.4mm, 지반강도 50kPa인 보통인 지반의 수평변위량이 109.3mm, 지반강도 75kPa인 단단한 지반의 수평변위량이 58.2mm가 발생하였다. 또한 치환율 30%인 경우, 지반강도 25kPa인 연약한 지반의 수평변위량은 42.4mm로 나타났고, 지반강도 75kPa인 단단한 지반의 수평변위량은 27.9mm로 나타나 치환율 30% 이상에서 지반강도의 영향은 다소 미미한 것으로 확인하였다.

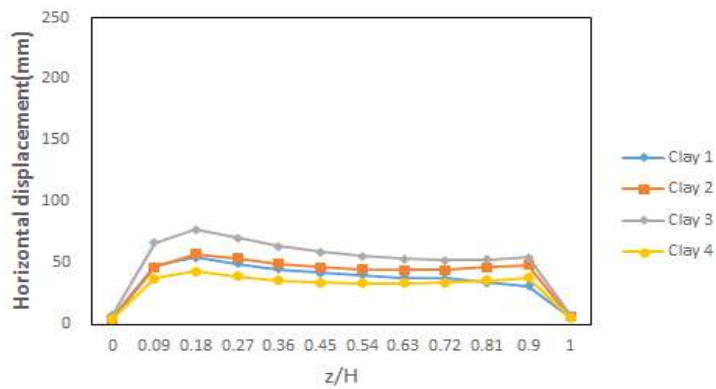
치환율 40%의 경우, 지반강도 25kPa인 연약한 지반에서 말뚝의 수평변위량이 27.7mm로 나타나 치환율 10%의 연약한 지반에서 발생한 말뚝의 수평변위량인 228.4mm에 비해 약 88% 정도 감소하였다. 보통인 지반에서는 치환율 10%의 수평변위량인 109.3mm에서 치환율 40%의 수평변위량인 14.9mm로 약 86% 정도 감소하였으며, 단단한 지반에서는 치환율 10%의 수평변위량인 58.2mm에서 치환율 40%인 14.3mm로 약 75% 정도 감소하였다. 이는 팽창파괴와 밀접하게 관계되어 있어 쇄석다짐말뚝 현장 시공 시 반영하여 설계를 진행한다면 현재 파괴와 같은 문제점을 예방할 수 있을 것으로 판단되며, 추 후 다양한 연약지반에 대하여 연구를 진행한다면 쇄석다짐말뚝 설계법의 기초를 마련할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 지반강도 25kPa

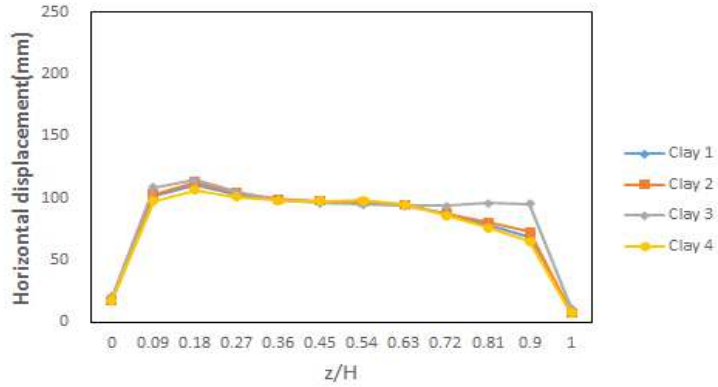


(b) 지반강도 50kPa

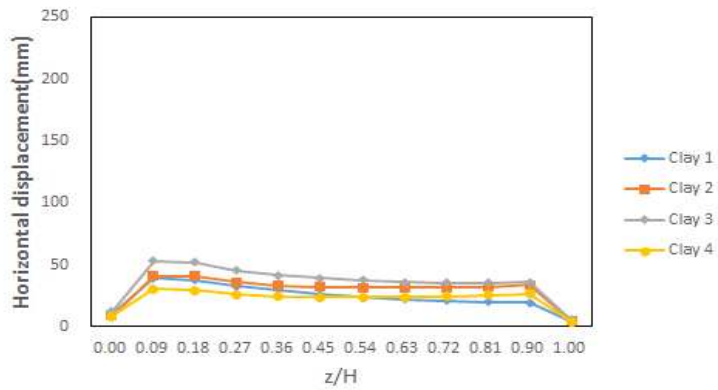


(c) 지반강도 75kPa

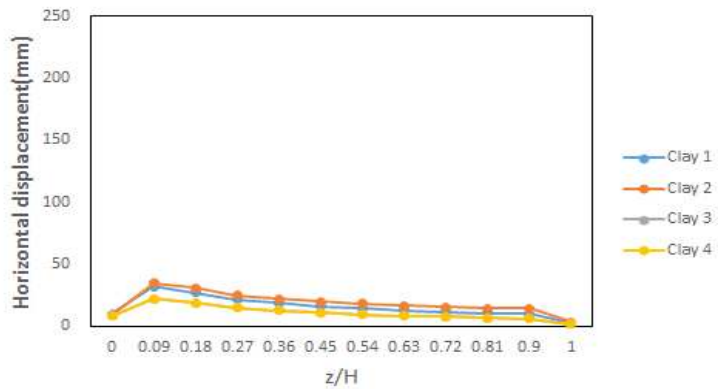
그림 4.14 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇠석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 10%



(a) 지반강도 25kPa

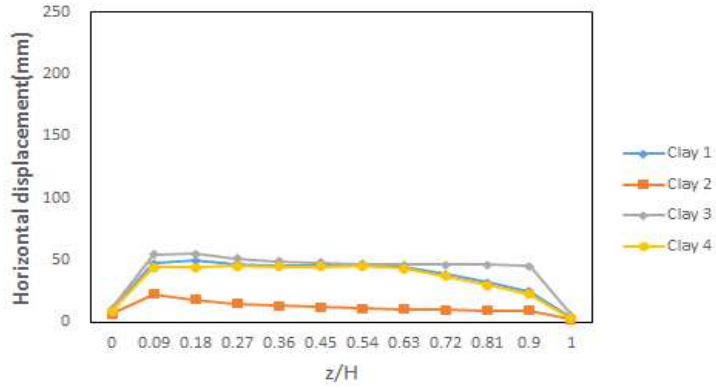


(b) 지반강도 50kPa

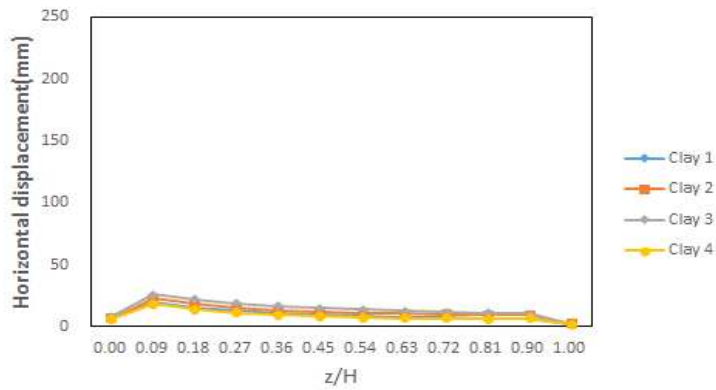


(c) 지반강도 75kPa

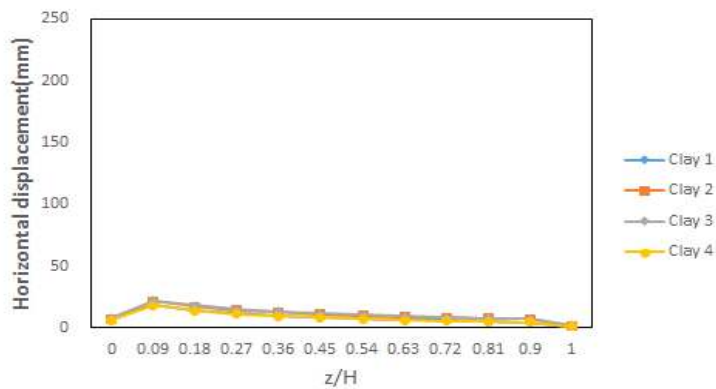
그림 4.15 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇄석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 20%



(a) 지반강도 25kPa

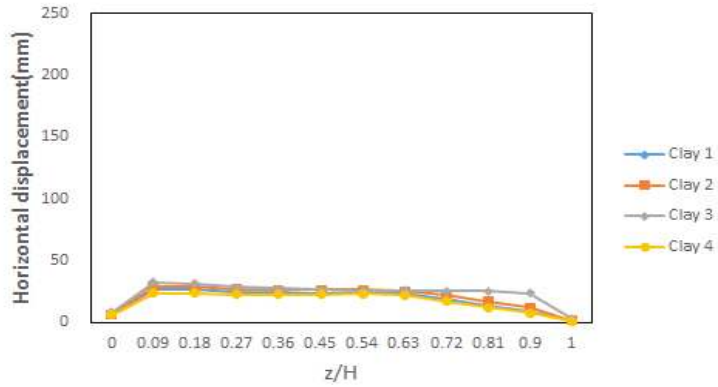


(b) 지반강도 50kPa

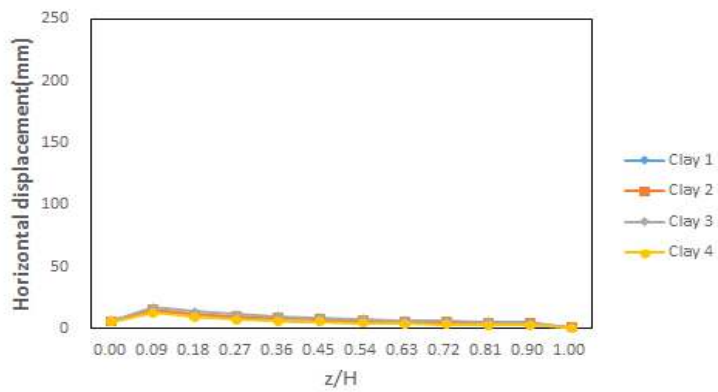


(c) 지반강도 75kPa

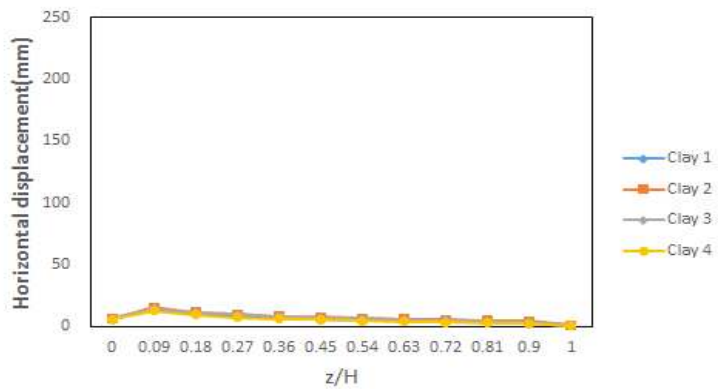
그림 4.16 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇄석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 30%



(a) 지반강도 25kPa



(b) 지반강도 50kPa



(c) 지반강도 75kPa

그림 4.17 점토지반 1, 2, 3, 4의 쇠석다짐말뚝의 수평변위량, 치환율 40%

제 5 장 결 론

기존의 2차원-축대칭을 이용한 쇄석다짐말뚝공법의 유한요소해석은 복합지반의 일부 평면을 축대칭 함으로써 전체적인 특성으로 일반화하여 분석한 결과이므로 지반의 지중응력을 고려한 세밀한 분석을 수행하기에 한계가 있다.

따라서 본 연구에서는 쇄석다짐말뚝공법의 지중응력의 변화를 고려하여 거동특성 분석의 정확성을 높이고자 3차원 모델링으로 유한요소해석을 수행하였으며, 성토단계 별 지반강도 및 치환율 변화에 따라 복합지반의 거동특성을 분석한 결과는 다음과 같다.

1. 성토단계별 응력분담비 분석결과, 성토단계가 증가함에 따라 복합지반 내 응력분담비는 전반적으로 증가하였으나 지반강도 75kPa인 단단한 지반의 상부에서는 오히려 감소하는 경향이 나타났다. 이는 단단한 지반일수록 원지반의 유효응력이 증가하여 말뚝의 유효응력으로부터 저항력이 증가되므로 말뚝 내의 상부에서 하부로 전이되는 응력이 증가하기 때문인 것으로 판단된다.
2. 침하량 분석 결과, 지반강도(25, 50, 75kPa)는 치환율에 비해 상대적으로 침하량에 미치는 영향이 작은 것으로 확인되었으며, 치환율 40%에서 지반강도 25kPa인 연약한 지반의 경우, 최대 약 80.6%가 감소하는 것을 확인하였다. 이는 치환율을 40%이상 설계한다면 과도한 압밀침하를 예방할 수 있을 것으로 판단된다.
3. 깊이 별 쇄석다짐말뚝의 수평변위량 분석결과, 전반적으로 말뚝 직경의 2.6배(2.6D)인 깊이 1.8m에서 최대 수평변위량이 발생하였다. 또한 치환율 30%이상에서는 지반강도의 영향은 다소 미미한 경향을 나타냈으며, 치환율 40%에서 쇄석다짐말뚝의 수평변위량은 치환율 10%의 수평변위량에 비해 최대 약 88% 감소하였다.
4. 3차원 유한요소해석을 통하여 쇄석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 거동을 분석한 결과, 2차원 축대칭으로 수행된 선행연구와 유사한 결과가 나타났으나 응력분담비와 침하량에서 2차원 축대칭에 비해 보수적으로 분석되었다. 이는 쇄석다짐말뚝 복합지반의 거동 분석 시 정확성을 높이고 세밀한 분석을 위해 3차원 유한요소해석 수행이 필요함을 암시한다.

참 고 문 헌

1. 강오람(2009), “순환골재를 활용한 다공질 콘크리트 말뚝의 전단거동”, 인하대학교 석사학위논문
2. 강윤, 김홍택(2004), “조립토 다짐말뚝의 지지력 특성분석 - 모형토조실험 결과를 중심으로”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 5권, 제 2호, pp.51~62.
3. 고영현(2000), “유한요소해석을 이용한 모래다짐말뚝(SCP) 개량지반의 응력분담비에 관한 연구”, 명지대학교 석사학위 논문
4. 김동은, 박현일, 이승래, 유상호(2008), “점토지반 조건 및 쇄석말뚝 특성에 따른 응력분담비 산정”, 한국지반공학회 논문집, 제 24권, 제 11호, pp.35~41.
5. 김동훈, 황규호, 고경환, 이송(1996), “수정 Cam clay model을 이용한 사질토 지반의 거동분석”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 제 3권, pp. 481~484.
6. 김민석(2016), “쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 거동특성”, 조선대학교 석사학위논문
7. 김민석, 나승주, 양열호, 김대현(2016), “GCP로 보강된 연약지반의 해석적 거동분석”, 한국지반신소재학회 논문집, 제 15권, 제 3호, pp.27~37.
8. 김병일, 이승원, 김범상, 유완규(2004), “단일말뚝 형태의 모형시험을 통한 SCP와 GCP의 극한지지력 비교”, 한국지반공학회 논문집, 제 20권, 제 8호, pp.41~48.
9. 김병일, 유완규, 김영욱, 문인종(2013), “저치환율 SCP와 GCP로 개량된 복합지반의 거동에 관한 실험적 연구”, 한국산학기술학회 논문집, 제 14권, 제 2호, pp.936~942.
10. 김세원(2009), “연약지반 개량을 위한 순환골재다공질 콘크리트 말뚝과 쇄석말뚝으로 보강된 복합지반의 거동특성”, 고려대학교 석사학위논문
11. 김용경(2006), “Stone Column 공법과 Granular Compaction Pile의 설계방법 분석”, 서울시립대학교 석사학위논문
12. 김윤태, 박현일, 이형주, 김상환(2004), “안벽구조물 하부 SCP 복합지반의 응력전이 거동 해석”, 대한토목학회 논문집, 제 24권, 제 4회, pp.235~24.
13. 김인기(2003), “연약지반상 성토시 측방변위 거동에 대한 유한요소해석”, 조선대학교 석사학위논문
14. 나승주(2017), “쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 지반조건 별 및 침하거동 예

- 측”, 조선대학교 석사학위 논문
15. 나승주, 김민석, 박경호, 김대현(2016), “GCP의 쇄석과 모래의 배합비 별 응력분담비”, 한국지반공학회 논문집, 제 32권, 제 9호, pp.37~50.
 16. 나승주, 김대현, 이익효, 이강일(2016), “GCP로 개량된 복합지반의 관통률에 따른 응력분담비”, 한국지반신소재학회 논문집, 제 16권, 제 2호, pp.35~45.
 17. 나승주, 김대현, 김정업(2017), “GCP로 개량된 복합지반의 지반강도 별 응력 및 침하거동”, 제 16권, 제 3호, pp.63~74.
 18. 문인중, 유완규, 김병일(2012), “1g 모형시험을 이용한 저치환율 SCP, GCP 공법의 침하와 지지력에 관한 연구”, 대한토목학회 정기학술대회, 제 10호, pp.1187~1190.
 19. 박시삼, 정선태(2007), “Stone Column 공법의 종류 및 설계”, 한국토목섬유학회지, 제 6권, 제 4호, pp.19~26.
 20. 배경태, 이종규(2007), “연약지반의 쇄석다짐말뚝에 대한 거동 분석(1)”, 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 제 4호, pp.169~183.
 21. 선희현(2000), “쇄석말뚝 지지력 평가를 위한 3차원 유한요소해석”, 명지대학교 석사학위논문
 22. 성경화(2003), “성토재하에 따른 연약지반의 거동양상에 관한 연구”, 조선대학교 석사학위논문
 23. 신현영, 한상재, 김수삼, 김재권(2005), “저치환율 SCP 보강 점토지반의 거동”, 대한토목학회 논문집, 제 25권, 제 6호, pp.369~378.
 24. 옥주호(2012), “GCP가 인접 성토도로에 미치는 영향에 관한 사례연구”, 부산대학교 석사학위 논문
 25. 유승경(2009), “SCP와 GCP의 압밀축진효과에 관한 고찰”, 한국토목섬유학회 논문집, 제 8권, 제 2호, pp.41~46.
 26. 유영권(2014), “쇄석다짐말뚝 설계를 위한 부분안전계수 산정”, 충남대학교 박사학위논문
 27. 유충식, 송아란, 김선빈, 이대영(2007), “연약지반에 시공된 지오그리드 보강 쇄석기둥 공법의 유한요소모델링”, 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 제 10호, pp.133~150.
 28. 이민희, 최용규, 임중철, 황근배(2003), “현장재하시험을 통한 쇄석다짐말뚝의 응력분담에 관한 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제 19권, 제 6호, pp.107~114.
 29. 이민희(2004), “쇄석다짐말뚝공법의 하중지지거동 및 응력분배 특성에 관한 연구”,

부산대학교, 박사학위논문

30. 이운주(1996), “연약점토지반에 있는 Stone Coulmn의 지지력 산정”, 한국해양공학
회논문집, 제 10권, 제 4호, pp.141~148.
31. 이창호, 임형덕, 이우진(2005), “치환율에 따른 쇄석다짐말뚝(GCP) 지반의 유한요소
해석”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp.5459~5462.
32. 임형용(2009), “ABAQUS 프로그램과 Marston-Spangler식에 의해 각각 산정한 관
변형 특성 비교”, 한남대학교 석사학위논문
33. 장원호(2009), “연약지반 개량을 위한 순환골재다공질 콘크리트 말뚝과 쇄석말뚝으
로 보강된 복합지반의 거동특성”, 고려대학교 석사학위논문
34. 조성환(1999), “모래다짐말뚝(SCP) 복합지반의 유한요소해석, 명지대학교 석사학위
논문
35. 조현영(2011), “쇄석다짐말뚝의 지지력 및 거동에 관한 연구”, 인제대학교 석사학위
논문
36. 주정현(2008), “정재하시험 결과를 이용한 단일 쇄석다짐말뚝의 지지력 예측방법”,
한양대학교 석사학위논문
37. 천병식, 김백영, 고용일, 여유현, 박경원(1999), “실내모형시험을 통한 Gravel Drain
의 배수효과에 관한 연구”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp.179~186.
38. 천병식, 최현식, 이용한(2000), “Gravel pile의 지지력 특성에 관한 연구”, 대한토목
학회 2000 학술발표회 논문집, pp.29~34.
39. 천병식, 김경민, 김준호(2005), “짧은 쇄석다짐말뚝(RAP)이 설치된 사질토지반의
응력변화 특성”, 한국지반공학회 봄 학술대회 발표, pp.1108~1117.
40. 최용규, 김원철, 정창규, 이민희, 김태훈(2002), “진동쇄석다짐말뚝공법의 기술적 수
준”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 3권, 제3호, pp.65~77.
41. 최호섭(2009), “쇄석과 모래 혼합다짐말뚝의 공학적 특성”, 한양대학교 석사학위논
문
42. 최효원(2005), “수치해석을 통한 모래다짐말뚝(SCP)공법의 영향인자 파악”, 한양대
학교 석사학위논문
43. 한국지반공학회(1997), “연약지반”, 제 1장, 제 1절, pp.1~2.
44. 한상재, 유한규, 김병일, 김수삼(2013), “석션드레인공법을 적용한 연약지반의 침하
특성”, 한국지반공학회 논문집, 제 29권, 제 3호, pp.15~27.
45. 해양수산부(2001), 대수심 방파제 및 연약지반 관련기술(Ⅲ).

46. 허열, 정소전, 이처근 안광국(2006), “SCP 및 GCP로 개량된 복합지반의 변위 양상에 관한 원심모델링”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 7권, 제 5호, pp.57~66.
47. 홍영길(2003), “SCP로 개량된 점토지반의 극한지지력과 응력분담비의 특성에 관한 연구”, 강원대학교 박사학위논문
48. 홍의준(2003), “연성하중을 받는 모래다짐말뚝(SCP)의 거동분석”, 연세대학교 석사학위논문
49. 황정순, 김홍택, 김정호, 이상경, 이형규(2005), “조립토 다짐말뚝에 대한 현장재하시험 결과 및 간편 침하량 산정방법의 제시”, 한국지반공학회 논문집, 제 21권, 제 3호, pp.159~168.
50. Aboshi, H., Yoshikuni, H. and Harada, K. (1970), “ k_0 -consolidation of Clay with large sand pile”, 5th Conference of JSSMFE, pp.379~440.
51. Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. and Harada, K. (1979), “The Compozer- a method to improve characteristics of soft clays by inclusion of larger diameter sand column”, Proc. of Int. Conf. on Soil Reinforcement, Paris, pp.211~216.
52. Alamgir, M., Miura, N., Poorooshab, H. B., and Madhav, M. R.(1996), “Deformation Analysis of Soft Ground Reinforced by Columnar Inclusions”, Computers and Geotechnics, Vol. 18, No. 4, pp.267~290.
53. A. Zahmatkesh and A. J. Choobbasti(2010), “Settlement Evaluation of Soft Clay Reinforced by Stone Columns, Considering the Effect of Soil Compaction”, Department of Civil Engineering, Babol University of Technology, Babol, Irna.
54. Barksdale, R. D.(1981), “Site improvement in japan using sand compaction piles”, Georgia Institute of Technology, Atlanta.
55. Barksdale, R. D. and Bachus, R. C.(1983), “Design and construction of Column stones”, Vol. 1, Report No. FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Springfield, Verginia.
56. Brauns, J.(1978), “Die Anfangstraglast von Schottersaulen im Bindigen Untergrund”, Die Bautechnik, Vol. 8, pp.263~271.
57. Balaam, N. P., Booker J. R. and Poulos, H. G.(1976), “Analysis of Granular pile behavior using finite elements”, Proc. Int. Conf. on Finite Element Methods in Engng., Adelaide, Australia.
58. Balaam, N. P. and Poulos, H. G.(1978), “Method of analysis of single stone

- columns”, Res. Rep. R. No. 335, School of Civ. Engrg., University of Sydney.
59. Busan New Port Corp. (1999), Report of North Container Terminal, pp.6.50~6.59.
 60. Chow Y. K., (1996). “Settlement analysis of sand compaction Pile”, Soils and Foundations, Volume 36 - n°1, Japanese Geotechnical Society, pp.111~113.
 61. Dassault Systems(2008), “ABAQUS Version 6.12 Documentation Providence, RI: Dassault Systemes.
 62. Datye, K.R. and Nagaraju, S.S. (1975), “Installation and Testing of Rammed Stone Columns”, Proceedings, IGS Specialty Session, 5th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Bangalore, India, pp.101~104.
 63. Goughnour R. R. & Bayuk A.A (1979), “A field study of long-term settlement of loads supported by stone columns in soft ground”, Proceedings, International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Vol. 1 Paris: pp.279~286.
 64. Greenwood, D. A.(1970), “Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface”, Proc. Ground Engineering Conference, Institute of Civil Engineering, pp.9~20.
 65. Gibson, R.E. and Anderson, W.F.,(1961), Insitu measurement of soil properties with the pressuremeter, Civil Engineering, London, Vol. 56, pp.615~620.
 66. G. I. T.(1983), “Design and Construction of Stone Columns”, Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia, Vol. 1.
 67. Hansbo, S.(1994), “Foundation Engineering Development in Geo-technical Engineering, Elsevier press, Vol. 95, pp.450~455.
 68. Hu, W., Wood, D. M., Stewart, W.(1997), “Ground improvement using stone column foundation : Result of model test”, Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, pp.246~256.
 69. Hughes, J. M. O. and Withers, N. J.(1974), Reinforcing Soft Cohesive Soil with Stone Columns, Ground Engineering, Vol. 7, No. 3, pp.29~42.
 70. Hughes, J. M. O., Withers, N. J. and Greenwood, D. A.(1975), “A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil”, Geotechnique, Vol. 25, No. 1,

pp.31~44.

71. Ichmoto, E.(1981), “Result of design construction of sand compaction pile method”, 36th JSSMFE Conference, pp.51~55.
72. Madhav, M. R., and Vitkar, R. P.(1978), “Strip Footing on Weak Clay Stabilized with Granular Trench of Pile”, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 4, pp.605~609.
73. Matsuoka, M., Kiga, S. and Harada, K. (1972), “On characteristics of settlement of ground by improved vibro-compozer method”, 7th JSSMFE Conference, pp.391~394.
74. Mitchell, J. K. and Huber, T. R.(1985), “Performance of a stone column foundation”, Journal of Geotechnical Eng., ASCE, Vol. 112(2), pp.205~223.
75. Mori, H.(1979), “Some Case Records of Stability and Settlement of Embankment of the Soft Ground”, Proc. 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, pp.169~189.
76. Mohamed, E. and Basuony, E. G.(2016), “Behavior of Raft Foundation Resting on Improved Soft Soil with Conventional Granular Piles, J. of Scientific and Engineering Research, Vol. 3, No. 4, pp.428~434.
77. Priebe, H.(1976), “Estimating settlements in a gravel column consolidation soil”, Die Bautechnik 53, German, pp.160~162.
78. Rao, B. G., and Bhandari, R. K.(1977), “Reinforcing of Non-Cohesive Soil by Granular Piles”, Proceedings 6th ARC Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, Vol. 1, pp.175~178.
79. Seed, H. B., and Booker, J. R.(1977), “Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, NO.GT-7, pp.757~768.
80. Takeda, N. and Nogawa, H.(1982), “Compressibility of clay-containing and compaction piles”, JSSMFE, Tsuchi-to-Kiso, Vol. 30, No. 2, pp.47~54.
81. Thorburn, S. and MacVicar, R. S. L.(1968), “Soil stabilization employing surface and depth vibrators”, Structural Engineer, Vol. 46, No. 10, pp.309~316.