



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](#)

2017년 8월  
석사학위논문

# 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 지반조건 별 응력 및 침하거동 예측

조선대학교 대학원

토목공학과

나 승 주

# 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 지반조건 별 응력 및 침하거동 예측

A Prediction on Stress and Settlement Behavior  
of Granular Compaction Pile Composite Ground  
with Different Ground Conditions

2017년 8월 25 일

조선대학교 대학원

토목공학과

나 승 주

# 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 지반조건 별 응력 및 침하거동 예측

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학 석사학위 논문으로 제출함.

2017년 4월

조선대학교 대학원

토목공학과

나 승 주

# 나승주의 석사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김성홍 (인)

위원 조선대학교 교수 박상준 (인)

위원 조선대학교 교수 김대현 (인)

2017년 5월

조선대학교대학원

## 목 차

### ABSTRACT

제1장 서론	01
1.1 연구배경 및 목적	01
1.2 연구방법 및 내용	03
제2장 이론적 배경	04
2.1 개요	04
2.2 국내·외 연구동향	05
2.2.1 쇄석다짐말뚝공법의 개요	05
2.2.2 지지력에 관한 연구	07
2.2.3 관통률에 관한 연구	09
2.2.4 침하량에 관한 연구	10
2.2.5 응력분담비에 관한 연구	12
2.2.6 투수성 및 클로깅(Clogging)현상에 관한 연구	16
2.3 쇄석다짐말뚝공법공법	18
2.3.1 개요	18
2.3.2 쇄석다짐말뚝공법의 적용성	19
2.3.3 쇄석다짐말뚝공법의 개량효과	21

2.3.4	쇄석다짐말뚝공법의 분류	22
2.3.5	쇄석다짐말뚝공법의 시공순서	23
2.4	쇄석다짐말뚝공법의 기본설계개념	25
2.4.1	단위셀(Unit Cell)개념	25
2.4.2	복합지반	27
2.4.3	치환율	28
2.4.4	응력분담비	29
2.5	쇄석다짐말뚝의 파괴거동	30
2.5.1	파괴거동	30
2.6	지지력 이론	33
2.6.1	쇄석다짐말뚝의 지지력 제안식	33
2.7	쇄석다짐말뚝의 침하량	43
2.7.1	쇄석다짐말뚝의 압밀침하량 산정	43
제3장 유한요소해석		48
3.1	개요	48
3.1.1	ABAQUS 프로그램	48
3.2	쇄석다짐말뚝 유한요소해석 모델	50
3.2.1	대상조건	50

3.3 유한요소해석	50
3.3.1 해석물성치	50
3.3.2 해석모델	51
3.3.3 유한요소해석 모델링	55
3.3.4 유한요소해석에 사용된 설계정수	57
3.3.5 성토단계의 변화에 따른 지반거동특성 분석	59
제4장 유한요소해석 결과	61
4.1 성토단계에 따른 분석결과	61
4.1.1 성토단계에 따른 과잉간극수압 분석	61
4.1.2 성토단계에 따른 연직유효응력 분석	66
4.1.3 성토단계에 따른 응력분담비 분석	70
4.1.4 성토단계에 따른 침하량 분석	75
4.2 설계요인 인자들의 관계 분석결과	79
4.2.1 치환율, 지반강도와 응력관련계수( $\mu_c$ , $\mu_s$ , $m$ )의 관계	79
4.2.2 치환율, 지반강도와 침하저감계수 $\beta$ 의 관계	82
제5장 결    론	87
참    고    문    헌	88



## 표 목 차

표 2.1 지지력 산정식에 관한 연구동향 .....	08
표 2.2 응력분담비에 관한 연구의 다양한 결과 .....	15
표 2.3 진동다짐공법과 진동치환공법의 적용토층 .....	20
표 2.4 쇄석 채움재의 입도분포 .....	21
표 2.5 일반적인 다짐말뚝 채움재 종류에 따른 내부마찰각 .....	21
표 2.6 전단파괴 발생 시 극한지지력 이론식 .....	40
표 2.7 팽창파괴 발생 시 극한지지력 이론식 .....	41
표 2.8 비탈면 파괴, 관입파괴 발생 시 극한지지력 이론식 .....	42
표 3.1 유한요소해석에 사용된 쇄석다짐말뚝과 Sand mat의 설계정수	58
표 3.2 유한요소해석에 사용된 점토지반의 설계정수 .....	58
표 3.3 성토단계에 따른 분석케이스 .....	60
표 4.1 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량 .....	78
표 4.2 지반강도에 따른 상수 .....	85

## 그 립 목 차

그림 2.1	쇄석다짐말뚝공법의 시공순서 .....	24
그림 2.2	쇄석다짐말뚝의 등변삼각형 배치 .....	26
그림 2.3	이상화 된 등가원주(Unit-cell) .....	26
그림 2.4	쇄석다짐말뚝 설치시 복합지반 효과 .....	27
그림 2.5	쇄석다짐말뚝의 파괴형태 .....	30
그림 2.6	비균질한 연약지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴형태 .....	31
그림 2.7	쇄석다짐말뚝 무리의 파괴형태 .....	32
그림 2.8	치환율과 침하비의 관계 .....	45
그림 2.9	예상침하량에 관한 평형법과 Greenwood법의 비교 .....	47
그림 3.1	ABAQUS 유한요소해석 프로그램 .....	49
그림 3.2	탄·소성 구성관계 .....	51
그림 3.3	Mohr-Coulomb 파괴규준 .....	52
그림 3.4	Modified Cam-Clay 이론의 개선사항 .....	53
그림 3.5	Modified Cam-Clay 모델 변수의 정의 .....	55
그림 3.6	유한요소해석에서 사용된 복합지반 모델링 .....	56
그림 3.7	유한요소해석 시 응력, 과잉간극수압과 침하량 측정 위치 .....	57
그림 4.1	시간에 따른 과잉간극수압 contour .....	61
그림 4.2	치환율 별 시간에 따른 과잉간극수압 .....	63
그림 4.3	지반강도 별 시간에 따른 과잉간극수압 .....	65
그림 4.4	시간에 따른 연직유효응력 contour .....	66
그림 4.5	치환율과 깊이 별 시간에 따른 연직유효응력 .....	67
그림 4.6	지반강도와 깊이 별 시간에 따른 연직유효응력 .....	69
그림 4.7	치환율 10%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비 .....	71
그림 4.8	치환율 20%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비 .....	72

그림 4.9 치환율 30%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비 ..... 73  
 그림 4.10 치환율 40%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비 ... 74  
 그림 4.11 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하 ..... 76  
 그림 4.12 지반강도 별 치환율에 따른 평균  $\mu_c, \mu_s, m$  ..... 79  
 그림 4.13 점토 1, 2, 3, 4의 지반강도 별 치환율에 따른 응력분담비 ... 80  
 그림 4.14 지반강도 별 치환율에 따른 상부층에서의  $\mu_c, \mu_s, m$  ..... 81  
 그림 4.15 지반강도 별 치환율에 따른 침하저감계수 비교 ..... 83  
 그림 4.16 지반강도 25, 50kP에서 치환율에 따른 침하저감계수 제안 식 84  
 그림 4.17 침하저감계수와 응력분담비의 관계 ..... 86

## ABSTRACT

### A Prediction on Stress Concentration Ratio of Granular Compaction Pile Composite Ground with Different Ground Conditions

Na, Seung-Ju

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

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

Granular compaction pile is one of the soil improvement method used on soft soil. When constructed at a sufficient size, it is known to be the most effective and economical method used in supporting the weight of a structure. Locally, sand compaction pile and granular compaction pile are the commonly used in the improvement of soft soil.

However, Since there is no quantitative granular compaction pile design method, this method is designed by experiential method. Because of this, several failures occur such as bulging, shear failure and other phenomenon. Therefore, it is difficult to confirm the definite cause and to establish the prevention plan for failure. Also, although it is different to design and construct by the different equipment and material characteristics, domestic method is intactly applied by the method of foreign country. As a result, the granular compaction pile method may produce a significant error between actual values of bearing capacity, stress concentration ratio, settlement and expected values.

In this study, this study aims to suggest a rational design method, through literature review and numerical analysis, specifically to propose a formular

to estimate the settlement reduction factor depending on the different shear strength of soil. Numerical analysis using the finite element program has been performed for the composite ground with granular compaction pile. Design parameter such as stress related coefficient and settlement reduction factor of composite ground have been analyzed for both the area replacement ratio(10~40%) and shear strength of soil(25~75kPa). As a result of numerical analysis, as the soil strength and area replacement ratio increased, the average stress related coefficient and stress concentration ratio for depth tended to decrease softly, and stress related coefficient of upper layer tend to decrease equally, but the stress concentration ratio decreased inversely.

Therefore, tendency that the value in the upper layer differs from the value in other depths was displayed. Care should be taken because it is possible to make mistakes in designing the entire composite ground with the values measured in the upper layer.

In addition, this study proposed settlement reduction factor formula using the area replacement ratio for area replacement ratio(10~40%) and shear strength of soft ground(25~50kPa) in the composite ground improved by granular compaction pile.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

현대산업사회에서는 급격한 경제규모 확대와 인구증가에 따라 사회기반 시설을 건설하는데 필요한 부지가 요구됨에 따라 연약한 지반을 개량하여 건설부지로 사용하고 있다. 국내의 지속적인 성장으로 산업용지 및 생활요지의 수요가 급격히 증가되고 있으며, 국토의 효율적인 이용을 위해 연약지반 개발이 확대되고 있다. 매립 또는 점토지반으로 조성된 다양한 연약지반에서 준설사례가 급격하게 증가하고 있으나, 현장에서는 지지력 부족과 과도한 침하 등 지반 공학적 문제들이 발생하고 있어 대규모 지반에서 효율적인 연약지반개량에 관심이 높아지고 있는 실정이다.

연약지반을 개량하는 공법에는 개량목적에 따라서 여러 가지 공법들이 있다. 최근 국내에서는 연약지반 개량공법으로 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)공법과 쇄석다짐말뚝(Granular Compaction Pile)공법 등 적용사례가 증가하고 있으며, 다짐말뚝공법은 연약지반에 모래와 쇄석을 일정한 상대밀도로 압입하여 조립토 다짐말뚝을 조성하는 연약지반개량공법이다. 또한 조립토 다짐말뚝으로 개량된 복합지반은 조립토 말뚝과 지반이 서로 다른 강성을 가지므로 지반 상부에서의 하중은 조립토 다짐말뚝에 집중된다. 따라서 조립토 다짐말뚝공법은 연직집중응력에 대한 말뚝의 마찰저항력과 점성토지반의 점착력이 활동면에서 전단응력에 저항하는 공법이다.

현재까지 조립토 다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 치환율이 해상, 항만 등 조립토 다짐말뚝으로 지지력과 전단강도를 증가하여야 하는 경우 치환율 70%인 고치환율이 주로 사용되어 왔으나, 최근 육상에서의 적용이 활발해지면서 치환율이 낮은 저치환율(30~40%)로 바뀌고 있는 실정이다. 또한 육상 연약지반 개량공사 증가와 천연자원의 부족 및 원자재 값의 상승 등으로 인해 모래다짐말뚝공법의 적용이 한계에 도달하고 있는 실정이다. 따라서 모래다짐말뚝공법의 대안으로 건설공사 중 발생하는 토사 등에서 얻을 수 있는 쇄석을 이용하는 쇄석다짐말뚝공법의 시공사례가 증가하고 있다.

쇄석다짐말뚝공법은 연약점토지반에서 쇄석다짐말뚝을 원지반에 대해 10~40%의 치환율로 개량된 복합지반을 형성하여 지반의 지지력과 전단강도를 증가시키며, 측방유동을 억제하여 압밀 시간 단축과 압밀침하량저감 등 지반 공학적 특성을 개선하고자 한다. 또한 사질토 연약지반에서는 액상화를 방지시키며, 밀도와 수평지지력을 증대시키는 공법이다.

쇄석다짐말뚝공법은 시공과정에서 지반 교란으로 인하여 점토지반에서 강도를 쉽게 상실하여 시공의 불확실성과 내부파괴라는 문제점을 가지고 있으며, 시공사례가 증가함에 따라 선단부의 팽창파괴와 같은 간극막힘(Clogging)현상 등의 파괴사례가 급격히 증가하고 있는 실정이다.

쇄석다짐말뚝공법 파괴형태와 원인이 명확하게 제시되어 있지 않아서 파괴에 대한 방지대책을 수립할 수 없으며, 시공 후 파괴되었을 경우 파괴원인에 대한 규명이 명확하지 않은 실정이다. 또한 현재 정량적인 설계법이 제시되어있지 않기 때문에 경험적인 방법으로 시공, 설계되고 있어 팽창파괴, 전단파괴와 국부파괴 형태의 파괴가 발생하고 있으나 파괴원인에 대한 규명 및 파괴예방에 대해 명확하게 수립이 어렵다. 또한 시공 장비와 재료특성이 다른데도 해외에서 적용하고 있는 공법을 그대로 사용하기 때문에 응력분담비, 침하량과 지지력 등에서 실측값과의 차이가 크게 나타나고 있다.

따라서 본 연구에서는 쇄석다짐말뚝공법의 합리적이고 안전한 설계법을 제안하기 위한 기초단계로 지반강도 변화에 따른 과잉간극수압, 침하량과 응력분담비 등 복합지반의 응력 거동특성을 비교·분석하고자 하였다. 이를 위해 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.12-4를 이용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 과잉간극수압, 침하량과 응력분담비 등을 분석하였으며, 설계정수들의 관계를 파악하고자 하였다.

## 1.2 연구내용 및 방법

본 연구의 목적은 쇄석다짐말뚝공법의 합리적이고 안전한 설계법을 제안하기 위한 초기 단계로써, ABAQUS 6.12-4 유한요소해석프로그램을 사용하여 지반강도, 치환율 등의 변화에 따라 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 과잉간극수압, 침하량과 응력 거동특성을 분석하고자 하였다. 따라서 지반강도 변화에 따른 설계정수를 확보하여 지반강도와 치환율 변화에 따라 쇄석다짐말뚝거동에 미치는 영향을 분석하고자 하였다.

쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반은 쇄석다짐말뚝 중심으로 3차원적 배수가 발생되며, 이와 같은 3차원적 배수와 쇄석다짐말뚝 거동특성을 정확하게 분석하기 위해서는 3D로 모델링하여 해석할 필요가 있으나 선행연구(유충식 등, 2007)를 통해 3D와 2D모델의 결과 값이 유사하여 2D 해석만으로도 충분하다 판단되어 2D로 모델링하였다.

- (1) 쇄석다짐말뚝공법에 관한 선행연구 중 설계법, 시공법, 지지력, 침하, 투수, 응력분담비 등에 관한 연구를 수집 및 분석을 통하여 수치해석에 사용할 데이터를 확보한다.
- (2) ABAQUS 유한요소해석프로그램을 사용하여 쇄석다짐말뚝이 개량된 복합지반을 단위셀 형태로 모델링한다.
- (3) 실제 연약지반 현장의 데이터를 이용하여 시공단계별 압밀해석을 실시하고, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 과잉간극수압, 침하량, 응력분담비 등을 분석한다.
- (4) 유한요소해석을 통해 분석된 결과를 이용하여 설계요인인자(치환율, 지반강도, 응력관련계수, 침하저감계수)의 관계를 분석한다.



## 제 2 장 이론적 배경

### 2.1 개요

우리나라 국토 면적에서 절반 이상이 산지이고 지속적으로 발전하고 있어 해안과 내륙의 연약지반을 개량하는데 관심이 증가했으나, 1960년대부터 국토 개발과정에서 내륙의 부지들을 개발하면서 공업단지와 주거단지들을 조성할 경우 연약지반을 개량하는 상황이다. 따라서 인구증가와 경제규모 확대로 인하여 연약지반처리공법에 대한 중요성이 지속적으로 증가하고 있는 실정이다.

일반적으로 연약지반 정의는 상부 구조물을 지지할 수 없는 지반상태인 연약한점토, 느슨한 사질토, 유기질토, 느슨한 매립층, 쓰레기 매립지 등이 이에 속하며, 물리적인 연약지반 판정기준은 점성토의 경우 표준관입시험 N치 6이하, 일축압축강도 1.0kN/cm<sup>2</sup> 이하를 말하며(국토해양부, 2013), 사질토의 경우 N치 10이하, 초기간극비 0.8 이하를 말한다(도로설계편람, 2012). 연약한 점성토나 유기질토로 구성된 지반 위에 도로, 교량 등이 별도의 개량과정 없이 건설되면 침하량이 크게 발생하고 지지력이 부족하여 구조물 파괴 등 여러가지 손상이 발생할 수 있으며, 느슨한 사질토의 경우에는 지진이나 폭파와 같은 진동이 전달될 때 갑작스러운 침하 또는 파괴에 대하여 심각한 문제를 발생시킬 수 있다(김동구, 2017).

국내에서는 일본에서 개발된 모래다짐말뚝 사용으로 시공능률이 증가하였으며, 해상 시공도 가능하게 되어 다수의 연구와 시험시공이 적용되었으나, 모래다짐말뚝의 주재료인 모래의 원자재 값이 상승하고 천연자원 고갈 등으로 한계에 이르렀다.

쇄석다짐말뚝공법은 모래다짐말뚝공법에서 주재료인 모래 대신 자갈을 연약지반에 압입하고 연약한 점토지반이나 느슨한 사질토지반에 다짐말뚝을 조성하는 연약지반 개량공법이다. 연약점토지반인 경우는 지지력증가와 침하량감소 등의 효과를, 느슨한 사질토지반인 경우는 액상화방지의 지반개량 효과를 얻을 수 있다.

## 2.2 국내·외 연구동향

### 2.2.1 쇄석다짐말뚝공법의 개요

쇄석다짐말뚝공법의 시초라고 할 수 있는 조립토 다짐말뚝공법은 1830년대에 이미 프랑스 기술자 Moreau 등(1835)에 의해 무기고의 기초를 건설하는데 임의의 심도에서 지반의 다짐이 가능한 실용적인 장비와 기법이 개발되어 사용되었다. 쇄석말뚝의 길이는 2m, 직경은 0.2m이었으며, 말뚝 개당 지지력은 10kN이었다. 이 쇄석다짐말뚝은 바이브로-플로테이션(Vibro-Floatation) 기술이 만들어지기까지인 1930년대까지 거의 사용되지 않았다(Hughes 등, 1974). 그 이후 1960년대에 들어와서 쇄석다짐말뚝에 대한 연구가 본격적으로 시작되었다.

Thornburn과 Mcvicar(1968)는 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.

Greenwood(1970)는 많은 시공사례를 통해 연구하여 진동치환공법의 효과에 대해서 발표하였으며, Mitchell 등(1983)과 Hussin 등(1987)은 이들 공법의 조합과 선택에 대하여 언급하였다.

Engelhardt와 Golding(1975)은 액상화 가능지역에서 현장시험을 통해 쇄석다짐말뚝의 영향을 평가하였으며, Seed and Booker(1977)는 쇄석다짐말뚝에서 발생하는 간극수압 발생 및 소산 식을 제안하여 지진 시 쇄석다짐말뚝의 해석을 실시하였다.

Mitchell과 Huber(1985)는 현장재하시험과 유한요소해석을 실시하여 결과 값이 같게 나타남을 확인하였으며, Rao 등은 1980년대 말부터 지지력증가를 위하여 무리말뚝 둘레에 스킨트를 사용하여 쇄석다짐말뚝과 말뚝으로 개량된 복합지반의 강도를 계산하는 연구가 진행되었다.

위의 연구들은 Hughes와 Withers(1974)의 연구를 기초로 하여 수십년간 단일말뚝에 대해서 연구가 진행되어 왔으며, 무리말뚝에 대해서는 Barksdale and Bachus(1983)와 Hu 등(1997)에 의해 진행되었다. 단일말뚝에 대해서는 강성기초에 의해서 하중이 재하된다고 가정하였으며, 두 개의 파괴선을 통해 극한지지력을 산정하였다. 무리말뚝에 대해서는 모형시험을 통해 벌징파괴까지의 깊이는 횡방향으로의 구속정도, 말뚝의 세장비 및 치환율 등에 복합적으로 연관되어 있음을 증명하였으며, 벌징파괴 위치의 중심

점을 연결하면 원추형에 가까운 것을 발견하였다(선희현, 2000).

일본의 Murayama(1957)가 모래다짐말뚝(Sand Compaction Pile)이란 용어를 처음 사용하였으며, 다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 특성에 대한 이론적 연구 및 실내·외 실험과 해석적 연구 등 많은 성과가 발표되었다.

국내에서는 1980년에 일본에서 개발되어진 조립토 다짐말뚝공법을 최초로 국내에 설계와 시공하였으며, 양질의 모래자원 부족과 가격상승으로 인한 대체재의 필요성이 인식되어 1990년대에 들어서서 시험시공 및 연구결과들이 발표되었다. 하지만 이는 일본의 실정에 맞는 설계기준과 시공법을 그대로 받아들였으며, 국내에서는 적합한 설계기준도 없을 뿐만 아니라 시공에서는 경험적인 방법에 의존하고 파괴원인과 예방대책에 대한 명확한 기준이 없는 실정이다. 또한 쇄석다짐말뚝의 거동이 정확한 예측이 어렵기 때문에 잘못된 설계로 인해 벌징파괴와 클로깅현상 등 이와 같은 2차 손실이 발생하고 있다.

## 2.2.2 지지력에 관한 연구

지지력에 관한 선행연구를 정리하면 다음과 같다.

Thornburn와 Macvicar(1968)는 비배수강도와 극한하중 관계를 도표형태로 작용하였으며, Greenwood(1970)는 Rankine 수동토압계수를 근거로 많은 시공사례를 연구하여 극한지지력을 설명하였다.

Mori(1979)는 모형시험을 통해 Huge 등(1974)이 제안한 지지력 이론식 일부를 수정하였으며, 한계깊이는 말뚝직경의 4배로 하는 것으로 Hughes 등(1974)과 일치하였다 (Gopal Ranjan, 1992).

Rao 등(1977)은 다짐말뚝의 지지력을 향상시키기 위하여 스킨트를 활용하는 방법을 제안하였으며, Brauns(1978)는 쇄석다짐말뚝에 3차원 수동토압이론을 적용하여 연약점토지반에 대한 극한지지력을 산정하였다.

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

Pribe(1995)는 진동지환으로 시공되는 스톤컬럼(Stone column)공법은 원지반의 압밀을 유도시켜 액상화를 방지, 과잉간극수압 소산과 배수능력을 증가시킴으로써 큰 전단 응력에 저항한다 하였다. 또한 다짐말뚝에 작용하는 응력분담비를 고려하여 지반의 지지력과 침하예측을 실시한 결과, 쇄석다짐말뚝과 이론적인 부분이 유사하여 쇄석다짐말뚝공법에도 적용이 가능하다고 하였다.

이윤주(1996)는 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반에서 다짐말뚝의 지지력 산정에 있어서 오차를 감소하고자 기존의 이론식 산정법을 검토하였으며, 새로운 지지력을 구하는 공식을 제안하였다. 또한 별징과피가 예상되는 깊이를 증가시키면 지지력 상승이 기대된다고 하였다.

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

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 발생함을 확인하였다. 기존 극한지지력 제안식에서는 치환율에 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났다. 이는 기존 제안식이 다짐말뚝의 직경과 치환율은 고려하지 않고 점토지반의 비배수전단강도와 다짐말뚝의 내부마찰각에 대해서만 고려했기 때문이라 하였다.

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

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

다음 표 2.1은 쇄석다짐말뚝 지지력에 관한 연구동향을 나타낸 것이다.

**표 2.1 지지력 산정식에 관한 연구동향**

접근 방법	선행연구자
이론에 의한 접근	Greenwood(1970), Madhav와 Vitkar(1978), Gibson과 Anderson(1961), Hughes와 Withers(1974, 1975), Mori(1979), Aboshi 등(1979), Datye와 Nagaraju(1975), Goughnour와 Bayuku(1979), Rao(1982), Pribe(1995), Ranjan과 Rao(1983, 1986, 1987), Van Impe 등(1992), Alamgri 등(1996)
경험에 의한 접근	Thorburn과 McVicar(1968), Greenwood(1970), Thorburn(1975)
실험에 의한 접근	Hughes 등(1975), Rao와 Bhandari(1977) 이윤주(1996), 천병식 등(1999, 2000), 김병일 등(2004), 강윤과 김홍택(2004), 유승경(2009)

### 2.2.3 관통률에 관한 연구

일반적으로 쇄석다짐말뚝공법은 개량하고자 하는 점토층의 하부지반 전체를 관통하여 지반을 개량하고 있으나, 개량 대상 지반의 연약점토층 밑에 존재하는 지지층까지 쇄석다짐말뚝을 관통시키지 않고 미관통 상태로 지중에 조성하여 모두 미관통, 관통과 미관통을 교차, 미관통으로 부분 타설하는 등 다양한 형식으로 지반을 개량할 수 있다. 그러나 이러한 다양한 형식의 관통률에 대한 연구는 많지 않은 실정이다. 여기서 관통률이란 다짐말뚝이 지지층까지 관통하는 퍼센트를 관통률로 표기하였으며, 관통률에 관한 연구를 정리하면 다음과 같다.

Kolekar(2011)은 PLAXIS 유한요소프로그램을 사용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 관통률(55, 61, 67, 78, 89, 100%)에 따른 쇄석다짐말뚝의 거동을 확립하고자 하였다. 유한요소프로그램으로 분석한 결과, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 크기의 1.75배 되는 길이의 미관통 된 쇄석다짐말뚝의 사용은 100% 관통된 쇄석다짐말뚝의 경우와 유사한 거동을 보였으며, 관통률 60% 이상에서는 침하량이 거의 유사하게 나타났다. 따라서 연약지반을 개량함에 있어 부분으로 관통된 쇄석다짐말뚝을 사용하여 쇄석의 사용을 절감할 수 있다고 판단하였다.

정근채 등(2012)은 부분적으로 관통, 전체적으로 관통된 모래다짐말뚝에 의해 개량된 복합지반의 파괴거동을 규명하고 관통률과 치환율의 효과를 비교·분석하기 위해 원심모형실험을 실시한 결과, 전체적으로 관통된 복합지반의 침하감소비는 부분적으로 관통된 복합지반의 침하감소비보다 더 크게 나타났으며, 표층 변위는 관통률의 증가에 따라 감소함을 보였다.

이강일 등(2012)는 저치환율의 경우 압밀도에 따라 관통률이 다른 복합지반의 압밀 침하 거동을 유한요소해석을 통해 비교·분석하여 미관통된 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 침하특성은 압밀도가 감소하고 관통률이 감소할수록 점토지반의 상부에서 침하량이 더 많이 증가하였으며, 하부에서는 응력집중 효과가 발휘되지 않았고 응력분담비는 압밀도에 관계없이 일정한 경향을 보였다.

## 2.2.4 침하량에 관한 연구

설계와 시공에 있어 가장 큰 영향을 미치는 요소인 침하량을 예측함으로써 시공성, 안정성과 경제성을 확보할 수 있다. 이에 따라 쇄석다짐말뚝의 침하량 예측이 시공 시 중요하다 할 수 있다.

다음은 침하량에 관한 선행연구를 다음과 같이 정리하였다.

Hughes 등(1974)은 현장재하시험을 통하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 통해 응력-변형률의 관계를 분석하여 지반의 깊이 별 침하량으로 침하량 산정법을 제안하였다.

Pribe(1976)은 쇄석다짐말뚝을 단위셀(Unit-Cell) 개념을 적용하여 지반의 응력거동으로부터 발생하는 침하를 분석하여 말뚝 간격에 대한 침하감소비를 제안하였다.

Chow(1996)는 간편법과 평형법 사이의 관계를 확립하고 간편법의 정확도를 증명하기 위해 Balaam과 Booker(1981)의 해결책과 비교하고자 하였다. Balaam과 Booker가 제안한 해결책은 4개의 변수( $a/b$ ,  $\frac{E_s}{E_c}$ ,  $\nu_s$ ,  $\nu_c$ )에 의존하지만 간편법은 2개의 변수( $a_s$ ,  $m$ )에 의존한다. 간편법은 적은 매개변수에 의존하지만 합리적인 해결책을 주었으며, 합리적인 침하량 식을 제안하였다.

천형식 등(2000)은 실내모형시험을 통하여 배수효과에 관한 연구를 하였다. 실내모형 시험결과, 쇄석다짐말뚝공법을 적용한 지반의 최종 침하량은 모래다짐말뚝을 적용한 지반보다 20% 크게 발생하는 것을 확인하였다.

신현영 등(2005)은 단위셀(Unit-Cell) 시험과 대형토조시험을 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 침하를 평가·조사하여 침하저감비(SRR)를 산

출하고 기존의 이론들과 비교하고자 하였다. 분석결과, 치환율이 증가할수록 마찰재의 사용으로 인하여 침하가 상당히 감소되며, 본 연구에서 얻은 SRR의 값은 실제 SRR의 값에 가깝게 나타난 것으로 확인하였다.

문인종 등(2012)은 단일말뚝을 저치환율로 개량된 지반에 대하여 1g모형시험을 실시한 결과, 압밀압력이 증가할수록 침하량은 증가하며, 침하량 증가폭은 점차 감소하는 경향을 보였다. 증가폭의 감소는 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반보다 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 더 현저하게 나타난 것으로 확인하였다. 즉, 동일한 조건으로 시험한 결과, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 침하저감 효과가 더 큰 것으로 판단하였다.

한상수 등(2016)은 쇄석다짐말뚝공법의 침하량을 예측하기 위하여 기존 이론식들을 비교·분석한 결과, Hook's law 식이 수치해석과 가장 일치한 것으로 나타났다. 또한 침하량 산정에 있어 중요한 설계요인에는 기초 폭이 Vesic과 Hook's law의 탄성이론에 가장 큰 영향을 미쳤으며, 지반의 탄성계수가 Pribe 식을 제외한 모든 이론식에서 영향을 크게 받는 것으로 나타났다.

Mohamed(2016)은 PLAXIS 유한요소프로그램을 사용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 말뚝 간 거리, 말뚝 직경, 말뚝 길이 등을 변화시키고, 말뚝의 거동을 수치적으로 분석하고자 하였으며, 지지력, 침하저감효과, 말뚝의 휨 모멘트에 미치는 요인들에 대한 영향을 분석하였다. 그 결과, 치환율, 말뚝 길이의 증가와 말뚝 간격 비율의 감소에 따라 지지력과 침하저감 효과는 크게 나타났다. 또한 말뚝 길이 비가 0.75의 말뚝을 이용하는 것이 지지력과 침하저감효과 개선에 효과적이며, 경제성 측면에서도 경제적이라 판단하였다.



## 2.2.5 응력분담비에 관한 연구

쇄석다짐말뚝공법에 대하여 선행연구가 가장 많이 수행되고 있으며, 설계 및 시공에 있어서도 가장 중요한 부분이기도 하다. 다짐말뚝과 지반이 받는 응력 비로 나타내는 응력분담비에 관한 선행연구를 다음과 같이 정리하였다.

Yamaguchi와 Murakami(1977)는 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 모래다짐말뚝 주변의 점토지반 상태에 따른 응력분담비를 제안하였으며, 응력분담비는 하중이 증가할수록 3~6.8 값을 나타냈음을 보였다.

Goughnour와 Bayuk(1979)는 단일 조립토 다짐말뚝을 단위셀(Unit-Cell) 개념을 적용하여 수치해석을 수행하여 조립토 다짐말뚝과 주변 점토지반의 강성차이에 따른 응력분담비를 제안하였다. 제안된 응력분담비는 현재 설계와 시공과정에 적용되고 있다.

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

이민희 등(2003), 이민희(2004)는 직경 70cm의 쇄석다짐말뚝에 대하여 치환율 20~40%인 쇄석다짐말뚝을 20.7m 깊이까지 시험 시공한 후 쇄석다짐말뚝과 점토지반의 응력분담비를 분석하고자 정재하시험을 수행하였다. 그 결과, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 응력분담비를 측정하기 위하여 로드셀을 설치했으나, 분석에서는 지반에 설치한 로드셀의 측정값을 사용할 수 없어서 총 재하하중에서 쇄석다짐말뚝이 받는 하중을 감한 값을 지반응력으로 환산하여 적용하였다. 또한 복합지반에서 치환율이 증가할수록 응력분담비가 증가함을 보였으며, 치환율에 대해서 응력분담비는 1.7~3.0의 값을 가진다고 하였다.

김윤태 등(2004)은 SAGE CRISP 프로그램을 이용하여 모래다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 압밀시간 경과에 따른 과잉간극수압, 응력거동, 응력분담비 특성을 분석하였다. 그 결과, 하중이 재하되는 동안 응력분담비는 모래말뚝이 우선 저항하기 때문에 응력분담비가 증가하지만 압밀이 진행되면서 점토지반에서 유효응력이 증가하여 응력분담비가 감소하는 경향을 보였다. 복합지반에서의 응력분담비는 일정한 값이 아니라 압밀시간, 복합지반의 깊이에 따라 다른 값을 가지는 것을 확인하였으며, 저치환율(일반적으로 치환율 50% 미만)에서는 응력분담비가 2.5~6의 값을, 고치환율(일반적으로 치

환율 50%이상)에서는 2.5~4.2의 값을 가진다고 하였다.

이창호 등(2005)은 PENTAGON 3D 프로그램을 이용하여 치환율 20~70%에 대한 재하하중 단계별로 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 모델링하여 수치해석을 수행한 결과, 치환율과 하중단계 별 응력분담비는 3.6~3.85의 값을 나타낸다 하였으며, 재하하중이 클수록, 치환율이 낮을수록 쇄석다짐말뚝의 횡방향 변위는 증가함을 보였다.

최효원(2005)은 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 상의 여러가지 요소들이 응력분담비에 미치는 영향에 대한 수치해석연구를 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 응력분담비가 최댓값임을 확인하였다.

김동은 등(2008)은 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에 상재하중과 시간에 따라 응력분담비가 감소함을 확인하였으며, 이는 상재하중에 의해 점토지반에서 압밀이 진행되어 지반강성이 증가하게 되며 쇄석다짐말뚝이 분담하는 응력은 감소하고 하중재하에 따른 쇄석다짐말뚝의 벌징과괴로 인한 쇄석다짐말뚝의 단면적이 증가하기 때문이라고 판단하였다. 또한 점토지반의 강성이 증가함에 따라 응력분담비는 증가하는 경향을 보였으며, 동일한 강성의 지반에서 설계정수를 변화시켜 쇄석다짐말뚝에 적용한 경우에 응력분담비의 차이가 크게 나타나지 않았다. 이는 쇄석다짐말뚝의 자체 강성보다 점토지반의 강성에 더 큰 영향을 받기 때문인 것으로 판단하였다.

김주현(2010)과 송명근 등(2011)은 조립토 다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 응력변화와 응력분담비의 변화를 분석하기 위하여 말뚝의 재료(쇄석, 모래), 하중재하조건과 치환율을 변화시켜 실내시험을 수행한 결과, 동일 치환율에 대해서는 점토지반의 연직응력은 유사하게 나타났으나, 말뚝 상부에서의 연직응력은 쇄석다짐말뚝으로 개량한 경우가 모래다짐말뚝으로 개량한 경우보다 더 크게 나타남을 확인하였다. 또한 평균 응력분담비는 쇄석다짐말뚝으로 개량한 경우가 모래다짐말뚝으로 개량한 경우보다 크게 나타났으며, 쇄석다짐말뚝으로 개량한 복합지반의 응력분담비 범위는 치환율에 따라 4.4~7.5의 값이 나타났다.

김병일 등(2013)은 저치환율 모래와 쇄석다짐말뚝의 거동특성을 비교하기 위해 1g 모형시험을 수행하였으며, 단위셀(Unit-Cell) 개념을 적용하기 위하여 단일말뚝으로 개량된 복합지반의 치환율 10~30%를 조성하여 실험을 수행한 결과, 응력분담비는 치환율 증가와 압밀진행에 따라 감소하는 경향을 보였다. 또한 모래다짐말뚝으로 개량된

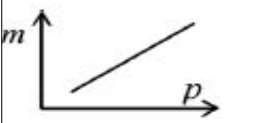
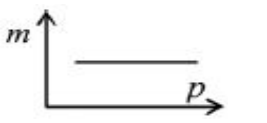

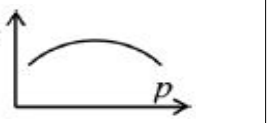
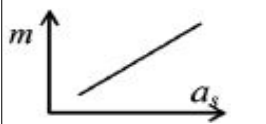
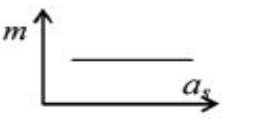
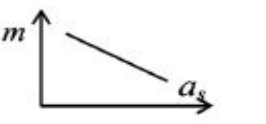
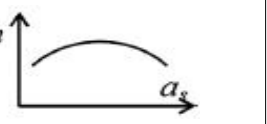
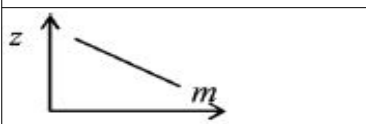
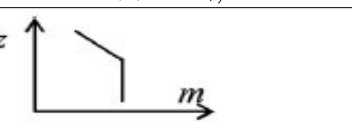
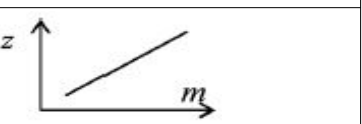
복합지반의 경우 응력분담비의 범위가 1.4~3.8의 값, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 경우 응력분담비의 범위가 1.2~3.3의 범위가 나타남을 확인하였다.

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. 국내에서는 설계자들이 참고로 하는 도로설계편람(2012)과 도로설계요령(2009)에서는 응력분담비 사용을 3으로 권고하고 있어 일반적으로 설계와 시공 시 3을 적용한다.

이처럼 조립토 다짐말뚝공법에 대한 많은 연구가 지속적으로 연구되고 있으나, 현장 실험, 실내실험, 수치해석 연구를 통해 제시된 응력분담비의 범위는 연구자에 따라 상이하다.

다음 표 2.2는 상재하중, 치환율과 깊이의 변화에 따른 응력분담비 연구들을 정리한 것이다.

표 2.2 응력분담비에 관한 연구의 다양한 결과

(a) 상재하중, $p$			
			
Aboshi 등(1970), Matsuoka 등 (1972), Yamaguchi (1977) Ichimoto (1981).	Ichimoto (1981), 김태완 (2001).	Yamaguchi와 Hukumoto(1982), 홍영길 (2003), 유승경 (2003), 김윤태와 안재훈 (2012).	Takeda와 Nogawa (1982).
(b) 치환율, $a_s$			
			
정종범 (1999), 홍의준 (2003), 유승경 (2003), 김재권 (2003), 이민희 등 (2003), 배경태와 이종규 (2007), 김주현 (2010), 송명근 등(2011), 김윤태와 안재훈 (2012), 김병일 등(2013).	조성환 (1999), 박용원 등(2000).	Yoshikuni (1979), 홍영길 (2003), 이창호 등(2005), 최진욱 등(2013).	김태완 (2001), 허열 등(2006).
(c) 깊이, $z$			
			
이강석 (2000), 홍의준 (2003), 이창호 등(2005), 김윤태와 안재훈(2012).	김재권 (2003).	정종범 (1999).	

## 2.2.6 투수성 및 클로깅(Clogging)현상에 관한 연구

쇄석다짐말뚝공법은 배수성이 좋은 공법으로 이와 같이 배수성을 증대시키기 위한 연구, 쇄석과 대체재의 혼합을 통해 배수특성에 관한 연구, 조립토 다짐말뚝으로 점토가 유입되어 다짐말뚝이 막히는 클로깅현상에 관한 연구들이 주로 진행되어져 왔으며, 이를 위해 실내시험, 수치해석 등 다양한 방법으로 연구가 진행되어왔다. 다음은 쇄석다짐말뚝공법의 투수성과 클로깅현상에 관한 연구를 정리한 것이다.

Seed와 Booker(1977)는 지진 시 쇄석다짐말뚝에서 발생하는 과잉간극수압 발생과 소산의 과정에 대한 배수가 수행되기 위해서는 배수재의 투수계수가 주변지반의 투수계수에 200배 이상이어야 한다고 하였으며, 조립토 다짐말뚝과 지반사이에는 과잉간극수압이 발생하지 않는다고 가정하였고 배수로 인한 간극수압 소산효과를 예측하기 위해 선형압밀이론을 적용하였다.

유충식 등(2007)은 지오그리드를 보강한 쇄석다짐말뚝공법이 시공되는 지반조건을 ABAQUS를 사용하여 3차원 유한요소해석을 실시하였으며, 점토지반의 압밀, 쇄석다짐말뚝공법에 대한 시공법 검증과 응력-간극수압을 비교·분석한 결과, 단위셀(Unit-Cell) 모델링에서 과잉간극수압이 적게 발생하는 것은 단위셀의 좌·우 측면에 배수경계조건을 적용하기 때문에 쇄석다짐말뚝을 통하여 즉시 배수되기 때문이라고 판단하였다. 또한 시공단계 별 모델링을 통해 연약지반의 배수특성 모델링이 가능하며, Modified Cam-Clay 모델이 연약지반의 압밀과 침하거동특성을 잘 반영된다고 판단하였다.

도종남 등(2009)은 연약지반에 시공되는 쇄석다짐말뚝에 발생하는 클로깅현상의 특성을 분석하기 위하여 모형토조실내시험을 실시하였으며, 쇄석과 모래의 혼합비를 변화시켜가며 클로깅시험을 실시한 후 투수성을 분석한 결과, 쇄석으로만 만들어진 쇄석다짐말뚝의 초기 투수성이 가장 크게 나타났지만 지반 내에서 압밀이 진행됨에 따라 투수성이 급격하게 감소함을 보였다. 또한 쇄석과 모래의 배합비(쇄석:모래) 85:15에서 투수능이 가장 좋은 것으로 분석되었으며, 모래의 함유량이 20%를 넘어가면 투수능이 현저하게 감소하는 경향이 보이는데 이는 재료의 투수계수의 영향 때문인 것으로 판단했다.

최호섭(2009)은 클로깅현상에 대해 실내시험을 실시한 결과, 쇄석으로만 만들어진 쇄석다짐말뚝의 초기 투수능이 가장 크게 나타났으며, 모래함유량이 증가할수록 초기 투수능은 감소하는 경향을 확인하였다. 또한 응력증가와 시간이 경과함에 따라 쇄석과

모래의 배합비(쇄석:모래) 100:0인 다짐말뚝과 혼합다짐말뚝 투수능의 차이가 감소하는 경향을 확인하였으며, 모래 함유량이 20% 넘어가면 투수능이 현저하게 감소한다 하였다. 쇄석의 유효입경이 모래보다 크기 때문에 점토 혼입으로 인해 클로깅현상이 우려되지만, 아직 클로깅현상에 대해 명확하게 규명되지 않았으며, 실무에서는 클로깅현상을 최소화하기 위해 소정의 모래를 배합하고 있다. 이는 경험적인 방법으로 연약지반 개량 효과에 대해서 이론적으로 규명되지 않은 상태라 하였다.

Joel Gniel과 Abdelmalek Bouazza(2010)은 지오그리드로 감싼구조인 쇄석다짐말뚝에 대해서 효율적이고 효과적인 방법을 조사하기 위하여 소규모, 중규모 실내시험을 실시한 결과, 지오그리드는 거친 골재와 함께 사용될 수 있으며, 지오그리드를 감싼 쇄석다짐말뚝 설치 시 더 큰 압축력에 견딜 수 있을 뿐만 아니라 클로깅현상에 대해서도 저감효과가 발생할 것이다. 또한 침하 기준에 따라 요구되는 쇄석다짐말뚝의 수를 감소시킬 수 있으며, 현장에서 쇄석다짐말뚝 설치 및 재하시험은 최종 확인을 위해 필요할 것으로 판단하였다.

박민철 등(2011)은 쇄석다짐말뚝공법의 통수능 효과를 분석하기 위해 원형토조로 실내시험을 실시하였으며, 쇄석다짐말뚝, 모래다짐말뚝과 PBD공법 3종류의 연직배수재를 이용하여 복합통수능 시험결과, 쇄석다짐말뚝공법에서 상재하중에 따른 간극비 감소와 클로깅현상이 가장 적게 발생하였다. 또한 클로깅현상은 전체 면적의 10% 이내 면적에서만 발생하는 것으로 나타났다.

주익찬(2013)은 쇄석과 모래의 배합을 통해 대형집진단시험을 한 결과, 쇄석과 모래의 배합비(쇄석:모래) 70:30일 경우에 내부마찰각이 가장 크게 나타났으며, 지지력도 배합비 70:30일 경우에 가장 클 것으로 판단하였다. 또한 쇄석과 모래를 배합함으로써 클로깅현상 저감효과가 나타나 쇄석과 모래의 최적배합비를 70:30으로 판단하였다.

정재원(2013)은 PFC3D를 활용한 개별요소법과 MIDAS GTS 유한요소프로그램을 이용하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 모델링하여 배합비 별 시간에 따라 침하 거동을 분석한 결과, 쇄석다짐말뚝에 소정의 모래를 배합함으로써 지지력 확보와 클로깅현상을 저감할 수 있을 것으로 판단하였다.

## 2.3 쇄석다짐말뚝공법

### 2.3.1 개요

쇄석다짐말뚝공법은 큰 직경을 가진 쇄석다짐말뚝을 연약지반에 조성하여 복합지반으로 개량하는 공법이며, 전단저항과 압밀배수효과를 증대시키는 역할을 한다. 또한 점성토, 느슨한 사질토, 유기질토 등 다양한 연약지반에 적용이 가능하며, 비탈면 붕괴방지와 연약지반의 지지력증가 역할도 한다.

쇄석다짐말뚝공법은 쇄석을 연약지반에 강제로 압입하여 상부응력을 말뚝과 지반이 서로 응력을 분담하여 지지력을 향상시키며, 점토지반에서 과잉간극수압의 감소를 가져와 압밀을 촉진하는 공법으로 이용된다. 쇄석다짐말뚝 공법의 특징을 다음과 같이 정리할 수 있다.

#### (1) 지지력증대

진동효과를 이용하여 압밀을 촉진시키며, 마찰각이 큰 채움재로 연약지반에 치환함으로써 지지력을 증대시킬 수 있다.

#### (2) 지반보강

쇄석다짐말뚝공법을 이용한 연약지반 보강은 쇄석다짐말뚝의 주재료인 쇄석이 상대적으로 높은 강성을 가지고 있기 때문에 가능하며, 균등한 평면변형조건하에 주어진 두 재료에서의 응력은 단단하고 유연성이 적은 재료 주위에 집중된다. 이렇게 쇄석다짐말뚝에 전달되는 하중분담은 지반과 쇄석말뚝 사이의 상대밀도, 쇄석다짐말뚝 직경과 간격, 하중특성 등에 따라 결정된다.

#### (3) 액상화방지

지반의 압밀을 유도하여 말뚝 주변지반의 밀도를 증가시키며, 과잉간극수압은 배수에 의해 쉽게 소산되고 큰 전단강도가 발휘하기 때문에 액상화를 방지시킨다.

(4) 사면보강효과

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

(5) 배수효과

쇄석다짐말뚝은 과잉간극수압을 효과적으로 소산시키는 뛰어난 배수효과를 가지고 있으며, 효과적인 배수효과를 위하여 5.1~9.5mm 범위의 입도를 가진 자갈을 권장하지만, 100mm 이상 범위의 입도를 사용하기도 한다.

### 2.3.2 쇄석다짐말뚝공법의 적용성

쇄석다짐말뚝공법은 원지반의 전단강도가  $0.7\text{tf}/\text{m}^2$  이하, 예민비 5이상인 지반에서는 적용성이 떨어지며, 연약지반에서 공법 적용 시 케이싱의 붕괴 가능성, 시공기법상의 문제, 쇄석다짐말뚝과 주변지반과의 상호작용 등이 고려되어야 한다. 이는 강도가 매우 낮은 지반에서는 쇄석다짐말뚝의 간극에 점토입자가 침투하여 클로깅현상이 발생할 수 있기 때문이다.

원지반의 전단강도가  $1.7\sim 1.9\text{t}/\text{m}^2$ 인 지반에서는 모래다짐말뚝공법을 적용할 수 있으며, 모래는 건설재료로써 사용하기에 용이하나 쇄석에 비하여 비싸고 모래다짐말뚝이 쇄석다짐말뚝보다 침하량이 더 크게 발생한다.

쇄석다짐말뚝은 실트질 점토 또는 모래, 자갈이 혼합된 연약점토지반에서 개량효과가 크며, 투수성이 작고 비배수전단강도가  $1.5\sim 5.0\text{t}/\text{m}^2$  범위의 점토지반에 적합하지만 단단한 점토지반에서는 진동기의 관입이 어려워 적용성이 떨어진다.

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

쇄석다짐말뚝은 진동다짐(Vibro-compaction)공법, 진동치환(Vibro-replacement)공법, 바이브로플로테이션(Vibrofloatation)공법 등 다양한 방법에 의해 시공되며, 개량할 원지반 토질조건에 적합한 시공방법을 택해야 한다.



(1) 원지반의 입도분포

진동다짐공법(Vibro-compaction)은 진동과 압력수를 지중에 가하여 입자 사이의 유효응력이 0이 되게 함으로써 구속력이 없어진 흙입자를 더욱 조밀하게 재배열하는 공법이며, 주로 사질토 지반에 사용되는 공법이다.

진동치환공법(Vibro-replacement)은 압밀된 점토지반, 얇은 이탄층, 포화된 실트, 미세입자가 15% 이상 함유된 느슨한 실트질 모래와 충적토 지반개량에 적합한 시공법이다.

다음 표 2.3은 진동다짐공법과 진동치환공법의 적용토층을 나타낸 것이다.

**표 2.3 진동다짐공법과 진동치환공법의 적용토층(최호섭, 2009)**

지반종류	진동다짐공법	진동치환공법
모래	대단히 양호	대단히 양호
실트질 모래	양호한 편	대단히 양호
실트	불충분	양호
점토	비적용	양호한 편
Mine soils	양호	양호
Dumped fill	채움재의 자연상태로 결정	양호
Garbage	비적용	비적용

(2) 쇄석의 입도분포

쇄석은 경제적이고 손쉽게 구할 수 있어야 하며, 연약지반에서 쇄석다짐말뚝의 간극으로 점토입자가 유입되는 클로깅현상에 주의하여야 한다.

진동치환공법에 의한 쇄석다짐말뚝의 재료조건에 대하여 미연방도로국(FHWA, 1983)에서 제시한 기준은 표 2.4와 같다. 일반적으로 Alternate No. 1 또는 No. 2가 추천되고 있으나, No. 2 또는 No. 4는 큰 입경의 쇄석이 없을 경우 사용 가능하다.

전단강도가 1.2t/m<sup>2</sup>이상인 지반에서는 No. 1 또는 No. 3과 유사한 크기의 쇄석을 추천하며, 전단강도가 1.2t/m<sup>2</sup>이하인 지반에서는 No. 2 또는 No. 4와 같이 가는 크기의 쇄석이 사용 가능하다.

**표 2.4 쇄석 채움재의 입도분포(FHWA, 1983)**

체눈크기(inch)	통과율(%)			
	No.1	No.2	No.3	No.4
4.0	-	-	100	-
3.5	-	-	90~100	-
3.0	90~100	-	-	-
2.5	-	-	25~100	100
2.0	40~90	100	-	65~100
1.5	-	-	0~60	-
1.0	-	2	-	20~100
0.75	0~10	-	0~10	10~55
0.5	0~5	-	0~5	0~5

(3) 쇄석의 내부마찰각

쇄석다짐말뚝공법에 적용하는 주재료인 쇄석의 내부마찰각은 시공방법과 입도분포에 따라 기준이 다르므로 설계에 있어 특정 값을 사용할 수 없기 때문에 지반에 적용 시 현장에서 특정시험을 실시하여 결정하여야 한다. 다음 표 2.5는 일반적인 다짐말뚝 채움재의 내부마찰각을 나타낸 것이다.

**표 2.5 일반적인 다짐말뚝 채움재 종류에 따른 내부마찰각(김용경, 2006)**

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

### 2.3.3 쇄석다짐말뚝공법의 개량효과

(1) 개량심도

- 유럽에서는 쇄석다짐말뚝의 깊이를 일반적으로 4~10m로 하는 경향이 있다.
- 6m보다 작은 깊이에서는 경제적이며, 개량효과가 더 큰 것으로 알려져 있다.
- 개량심도가 10m보다 크면 일반적인 말뚝이나 깊은기초와 비교하였을 때 경제적이 지 못하다.

(2) 개량기간

- 쇄석다짐말뚝공법에서 배수촉진효과는 보통 부수적인 효과로 판단하며, 설계과정에서는 무시하고 주로 쇄석다짐말뚝의 강도증진과 개량지반의 지지력을 반영한다.
- 지반개량 속도는 압밀 대기 시간과 무관하므로 지반개량 기간은 시공 기간과 3~4주 정도의 설정 준비 기간이 있으면 충분하다.

(3) 쇄석다짐말뚝의 극한지지력과 침하

- 지반조건이나 과거의 경험 및 공학적 판단 등 전반적인 사항을 고려한다.
- 단일쇄석다짐말뚝에 작용하는 설계하중은 15~60t 정도로 현장조건에 따라 다르다.
- 설계하중을 결정하는 데는 침하량이 고려되는 경우와 어느 정도 침하를 허용하는 경우에 따라 다를 수 있다.

(4) 쇄석다짐말뚝의 압밀침하량과 액상화방지효과

- 지반의 액상화를 방지하기 위하여 진동치환공법이 주로 적용된다.
- 지진으로 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 토질조건 등도 포함된다(해양수산부, 2001).

### 2.3.4 쇄석다짐말뚝공법의 분류

쇄석다짐말뚝은 시공방법, 다짐방식에 따라 구분되며, 진동방식(Vibrator type), 직접다짐방식(Rammer type)으로 쇄석의 투입방식에 따라 Bottom feed vibrator, Top feed vibrator로 천공 및 쇄석 주입 보조장비 부착 여부에 따라 물, 공기와 작업조건(해상 또는 육상)에 따라 Onshore 또는 Offshore와 리더장착 또는 크레인의 종류에 따라 분류되어 시공된다.

(1) 다짐방식에 따른 분류

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

(2) 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) 리더장착 또는 크레인

현장여건에 따라 리더장착 또는 크레인 부착 등의 방식을 결정할 수 있으며, 일반적으로 건식 Bottom feed방법은 젯팅(Jetting) 시스템을 장착한 Vibrator를 개조한 크레인에 매달아 사용하고 Vibrator 선단에 치환재를 공급하기 위하여 파이프나 호퍼를 사용한다. 크레인 장착 방식은 16m 정도의 깊은 심도이거나, 바지선을 이용한 해상 작업 시 많이 사용된다. 또한 장비의 경량성과 효율성을 고려하여 개량심도는 20m로 한정하였다(김세원, 2009).

### 2.3.5 쇄석다짐말뚝공법의 시공순서

쇄석다짐말뚝공법의 시공순서는 아래와 같이 진행되며, 과정은 그림 2.1과 같다(옥주호, 2012).

- (1) 1단계 : 위치고정 - 위성(GPS)과 광파기를 사용하여 위치를 결정하며, 통제실 컴퓨터 모니터로 확인하고 모든 시공기록장치의 작동상태를 확인한다.
- (2) 2단계 : 케이싱(Casing)관입 - 케이싱(Casing)을 지면에 고정된 후 0점을 확인하는 수심을 보정하며, 바이브로 해머(Vibro Hammer)를 작동하여 개량심도 또는

지지층까지 관입시킨다. 또한 케이싱 내 SL 확인한다.

- (3) 3단계 : 케이싱 인발 - 케이싱 내에 압축공기를 주입하면서 바이브로 해머를 인발하고 소정의 길이만큼 인발하면서 케이싱의 단면적과 같은 쇄석다짐말뚝을 형성한다. 케이싱 인발길이 및 케이싱 내 쇄석높이 변화를 확인한다.
- (4) 4단계 : 케이싱 압축 - 바이브로 해머 작동상태에서 에어밸브를 닫고 소정의 길이만큼 압축시킨다.
- (5) 5단계 : 압입이 완료되면 3단계와 동일하게 인발 - 시공 중 케이싱 내에 쇄석을 계속 보충한다.
- (6) 6단계 : 4단계와 동일하게 작업
- (7) 7단계 : 지지층에서 지표면까지 3, 4, 5, 6단계 작업을 반복하여 실시
- (8) 8단계 : 다음 시공 위치로의 이동

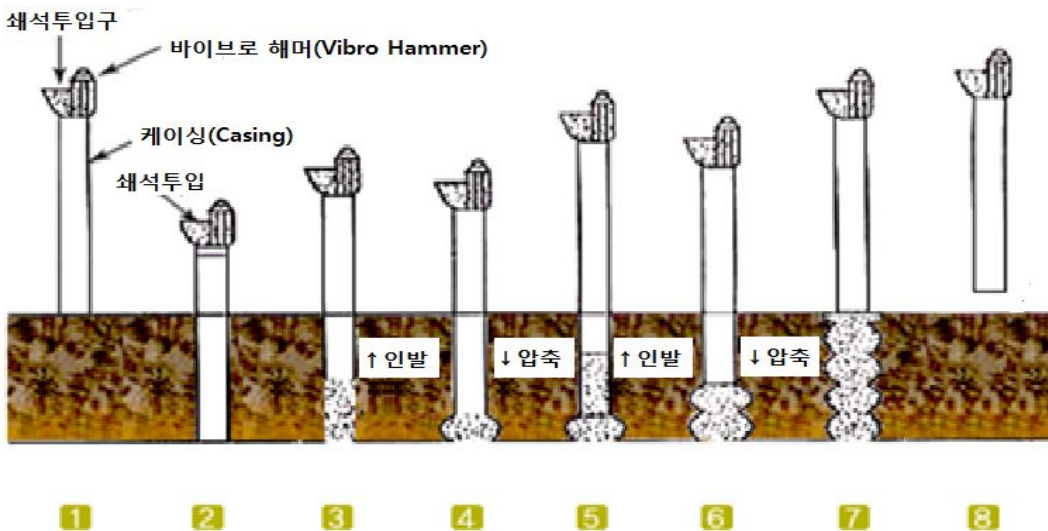


그림 2.1. 쇄석다짐말뚝공법의 시공순서

## 2.4 쇄석다짐말뚝공법의 기본설계개념

### 2.4.1 단위셀(Unit-Cell) 개념

일반적인 쇄석다짐말뚝공법은 지반의 지지력증가, 침하량 감소, 압밀촉진과 액상화방지 등 연약지반의 보강을 목적으로 사용되고 있다.

단위셀(Unit-Cell) 개념은 다짐말뚝의 지지력을 평가하기 위하여 개발된 다수 설계기법(Hughes 등, 1974)과 지반의 침하 거동평가를 위하여 개발된 해석기법들(Bergade 등, 1988; Madhav 등, 1978)은 단위셀 이론(Balaam 등, 1977; Van Impe 등, 1992)을 토대로 개발되었다.

침하와 안정해석에서는 그림 2.2, 2.3에서 보이는 것과 같이 쇄석다짐말뚝과 점토지반을 복합적으로 고려하는 것이 편리하다. 쇄석다짐말뚝에 대한 영향면적이 정육각형(Regular Hexagon)형태를 이루지만 단위셀로 고려할 수 있다. 쇄석다짐말뚝의 등가원에 대한 유효직경( $D_e$ )은 다음 식 (2.1), (2.2)과 같다(Barksdale과 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

쇄석다짐말뚝이 설치된 지반에서 치환율( $a_s$ )은 다음 식 (2.3), (2.4)과 같다.

$$a_s = A_s/A \quad (2.3)$$

$$a_c = A_c/A = 1 - a_s \quad (2.4)$$

여기서,  $A_s$  : 쇄석다짐말뚝의 면적

$A$  : 단위셀 내부의 총면적

치환율( $a_s$ )은 쇄석다짐말뚝의 직경과 간격의 형태로 표현될 수 있으며, 다음 식 (2.5)과 같다.

$$a_s = C_1 \left( \frac{D}{s} \right)^2 \quad (2.5)$$

여기서, 쇄석다짐말뚝의 설치패턴에 따른 상수

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

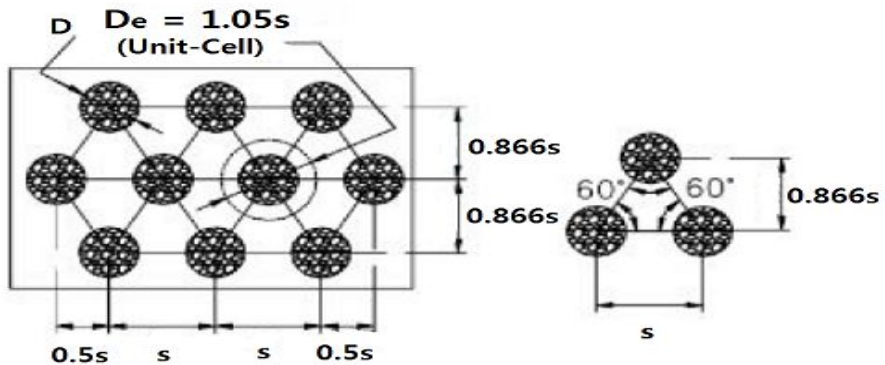


그림 2.2 쇄석다짐말뚝의 등변삼각형 배치(조현영, 2011)

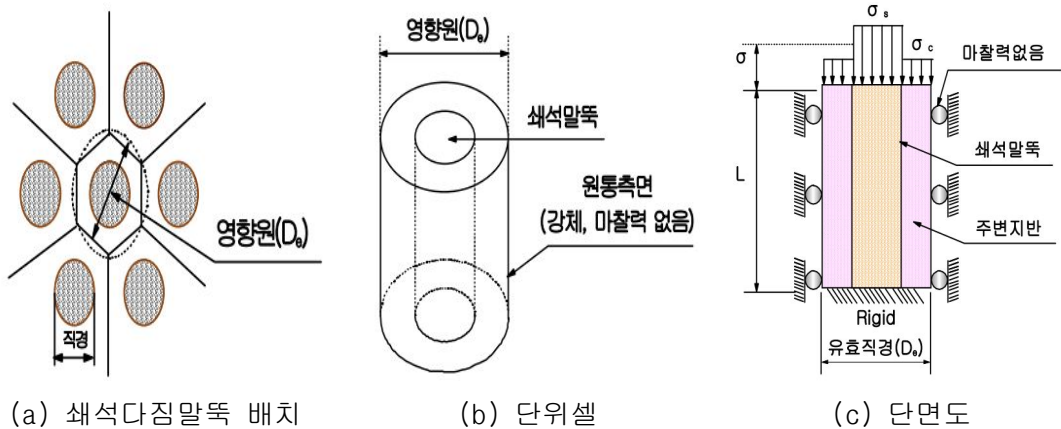


그림 2.3 이상화 된 단위셀(Unit-Cell)(조현영, 2011)

단위셀 개념의 기본가정 사항을 정리하면 다음과 같다.

- ① 원지반과 쇄석다짐말뚝은 같이 침하
- ② 원주 외측면의 수평방향 변위는 구속, 연직방향으로만 변위가 발생
- ③ 원주의 저면은 강성지반에 정착

## 2.4.2 복합지반

쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반은 재료적 특성이 우수한 쇄석다짐말뚝과 주변지반의 복합적인 거동에 의하여 지지력이 증대되는 효과가 있다. 이와 같은 복합지반의 거동을 예로 다음 그림 2.4와 같다.

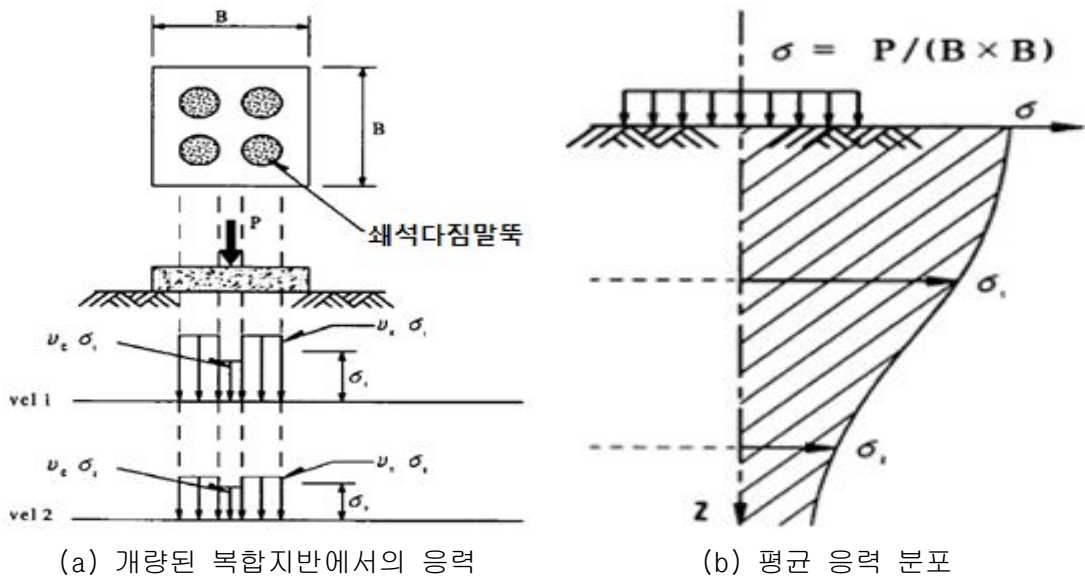


그림 2.4 쇄석다짐말뚝 설치시 복합지반 효과

그림과 같이 쇄석다짐말뚝에 작용하는 응력상태는 지표면에 작용하중으로 인한 연직 유효응력과 지반의 수평응력에 의한 방사방향 유효응력으로 표현되는 삼축상태와 비교되어질 수 있다. 응력-침하 관계에서와 같이 쇄석다짐말뚝 설치로 인한 효과는 주로 배수축진과 더불어 치환재료에 의한 지반강도 증대로 구분할 수 있다. 이것은 지반특



성 및 시공 상황과 관련한 복잡한 특성에 의해 지지력 메카니즘과 원지반의 응력분담비가 고려된 거동특성, 개량지반의 장기침하량 및 잔류침하량과의 관계, 복합지반 중에서 과잉간극수압의 발생 및 소산 확인의 고려가 요구된다(천병식과 여유현, 2001).

### 2.4.3 치환율

쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 체적은 지반의 거동에 중대한 영향을 미치며, 지반의 치환 정도를 알기 위하여 쇄석다짐말뚝의 영향범위에 대한 쇄석다짐말뚝의 면적의 비를 치환율(Area replacement,  $a_s$ )로 정의한다. 치환율은 다음 식 (2.6)과 같다.

$$a_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} = \frac{A_s}{A} \quad (2.6)$$

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

## 2.4.4 응력분담비

쇄석다짐말뚝의 강성이 주변 흙의 강성보다 크기 때문에 작용된 하중의 큰 부분이 쇄석으로 전이되며, 점토의 압밀처럼 시간을 가진 하중전이는 주변지반 침하감소에서 추가적인 부마찰력 결과로 인하여 자연상태의 흙으로부터 쇄석다짐말뚝으로 전이가 된다(해양수산부, 2001). 단위셀 개념을 적용하여 단위셀 내부의 수직응력 분포는 응력분담비로 다음 식 (2.8)과 같다.

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

여기서,  $m$  : 응력분담비

$\sigma_s$  : 쇄석다짐말뚝에 작용하는 응력

$\sigma_c$  : 말뚝 주변 점성토지반에 작용하는 응력

평균응력이 등변형을 조건에서 평형을 유지한다면, 다음 식 (2.9)이 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,  $\mu_c$  : 응력감소계수

$\mu_s$  : 응력증가계수

## 2.5 쇠석다짐말뚝의 파괴거동

### 2.5.1 파괴거동

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

#### (1) 균질한 지반에서 단일쇠석다짐말뚝의 파괴거동

단일말뚝의 파괴형태는 그림 2.5와 같이 팽창파괴(Bulging Failure), 전단파괴(Shear Failure)와 관입파괴(Punching Failure) 세 가지 파괴형태가 있으며, 점토지반인 경우에는 지반의 전단강도가 최소가 되는 지점에서 팽창파괴가 발생한다. 그림 2.5(a)와 같이 말뚝길이가 말뚝직경의 2~3배 이상의 길이가 긴 쇠석다짐말뚝에서는 팽창파괴가 발생한다. 그림 2.5(b)와 같이 쇠석다짐말뚝의 선단이 단단한 지지층에 지지된 길이가 짧은 쇠석다짐말뚝에서는 지표면 부근에서 전단파괴가 발생하며, 그림 2.5(c)와 같이 쇠석다짐말뚝의 선단이 연약층 내에 있고 길이가 짧은 쇠석다짐말뚝에서는 관입파괴가 발생한다.

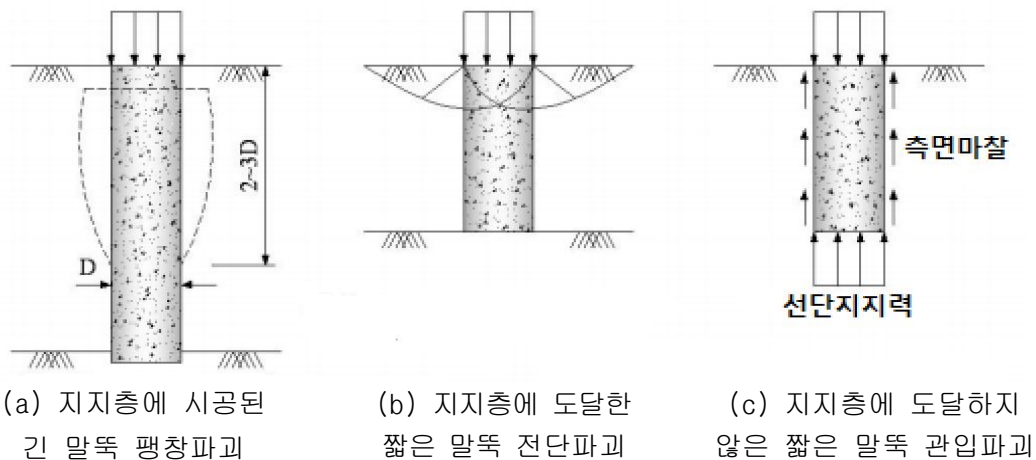
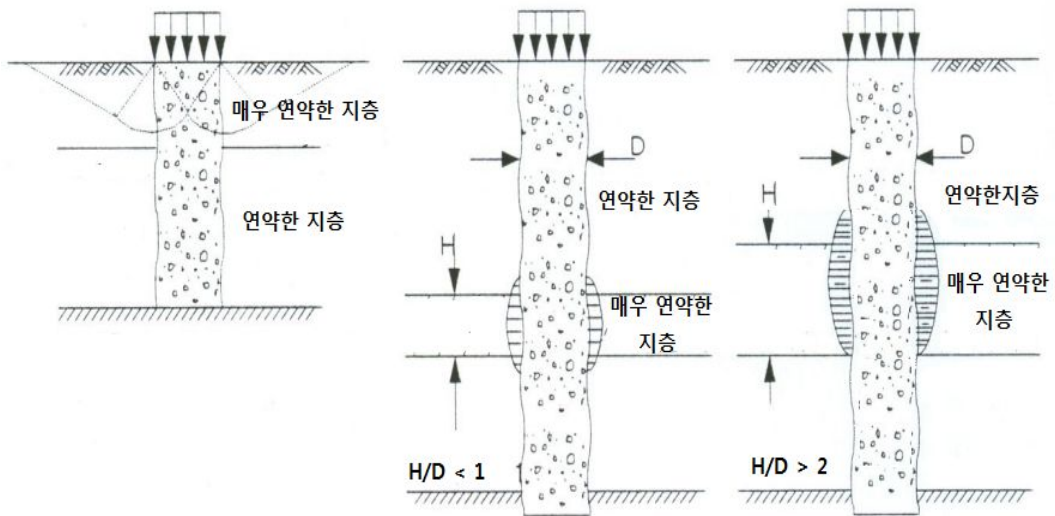


그림 2.5 쇠석다짐말뚝의 파괴형태(Barksdale와 Bachus, 1983)

(2) 비균질 지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴거동

지층이 비균질이고 연약한 지층이 존재하는 경우의 파괴형태는 그림 2.6과 같다.

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

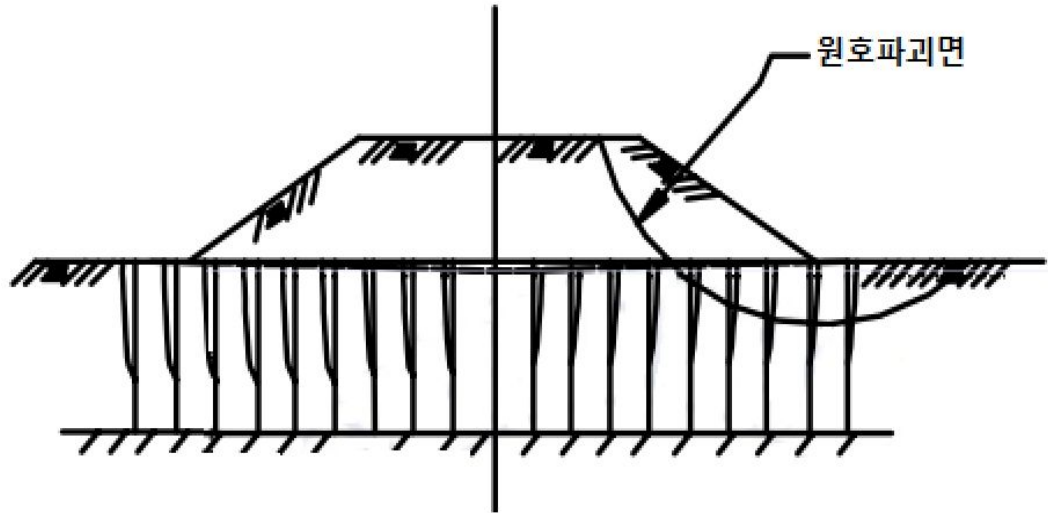


(a) 연약한 지층 표면에서 팽창 또는 전단파괴      (b) 얇은 연약층에서의 팽창파괴      (c) 두꺼운 연약층에서의 팽창파괴

그림 2.6 비균질한 연약지반에서 단일쇄석다짐말뚝의 파괴형태(이민희, 2004)

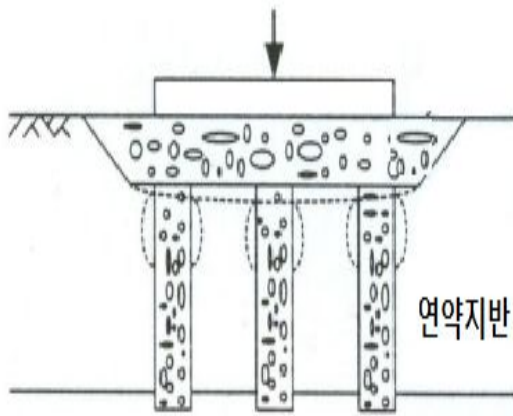
(3) 무리쇄석다짐말뚝의 파괴거동

쇄석다짐말뚝이 무리로 있을 경우 파괴형태는 그림 2.7과 같다. 그림 2.7(a)과 같이 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반에 성토하중이 재하되는 경우 성토하부 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(c)과 같이 선단이 지지된 쇄석다짐말뚝의 경우 상부에서 팽창 또는 전단파괴가 일어나게 되며, 그림 2.7(d)과 같이 선단이 지지되지 않은 쇄석다짐말뚝의 경우에는 관입파괴가 일어날 수 있다.

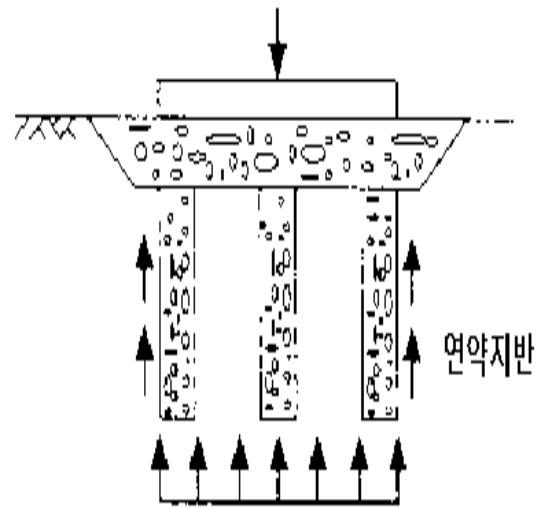


(a) 퍼짐현상

(b) 원호파괴



(c) 팽창파괴 - 작은군



(d) 짧은 말뚝의 관입파괴  
- 균질한 연약층

그림 2.7 쇄석다짐말뚝 무리의 파괴형태(이민희, 2004)

## 2.6 지지력 이론

쇄석다짐말뚝의 거동에 영향을 미치는 요소는 지반의 비배수전단강도, 방사방향 응력-변형특성, 쇄석다짐말뚝의 직경, 채움재의 응력-변형특성과 내부마찰각이며, 하중작용으로 발생하는 압밀은 무시한다.

쇄석다짐말뚝이 지지력을 얻는 방법에는 여러 연구자에 의해 제안되어 있지만 제안식의 지지력은 차이가 있을 수 있어 현장재하시험을 통하여 설계지지력 결정이 필수적이다.

### 2.6.1 쇄석다짐말뚝의 지지력 제안식

쇄석다짐말뚝을 지지하는 측방구속응력( $\sigma_3$ )은 일반적으로 쇄석다짐말뚝의 팽창에 대한 주변지반의 극한수동저항이다. 쇄석다짐말뚝이 파괴상태로 가정되기 때문에, 최대수직응력( $\sigma_1$ )은 쇄석다짐말뚝의 수동토압계수( $K_p$ )에 측방구속응력( $\sigma_3$ )을 곱한 것과 같으며, 다음 식 (2.12)과 같이 나타낼 수 있다.

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

여기서,  $\phi_s$  : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

#### (1) Gibson과 Anderson의 공동확장이론

Gibson과 Anderson(1961)은 주변지반에 의한 수동저항을 극한 수동저항이 발휘될 때까지 대칭축에 대하여 무한으로 긴 원통 형태로 모형화 하였으며, 확장된 공동은 쇄석다짐말뚝의 측방팽창과 유사하다 하였다. 이 접근을 이용하여 쇄석다짐말뚝의 구속압을 구할 수 있으며, 다음 식 (2.13)과 같다.

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + c_u \left[ 1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1+\nu_c)} \right] \quad (2.13)$$

여기서,  $\sigma_3$  : 최대 축방응력

$\sigma_{ro}$  : 초기 축방응력

$E_c$  : 원지반 점성토의 탄성계수

$c_u$  : 원지반 점성토의 비배수전단강도

$\nu_c$  : 원지반 점성토의 포아송비

따라서, 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 식 (2.14)과 같다.

$$q_{ult} = \sigma_3 K_{ps} \quad (2.14)$$

여기서,  $K_{ps} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ ,  $\phi_s$  : 쇄석다짐말뚝의 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 부피변화의 영향은 포함되지 않았다.

한계평형조건을 고려하여 식 (2.15)과 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

$\phi_s$  : 지반의 전단저항각

또한 식 (2.15)의  $F_q$ 와  $F_c$ 는 다음 식들과 식 (2.19)을 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,  $\Delta$  : 체적변형률

$E_s$  : 탄성계수

$\nu_s$  : 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

$\phi_p$  : 쇄석다짐말뚝의 전단저항각

(3) Hughes와 Withers의 공동확장이론

쇄석다짐말뚝으로 완전히 배수되어 과잉간극수압이 발생하지 않는다고 가정하면 쇄석다짐말뚝의 한계 축응력( $\sigma_v$ )은 다음 식 (2.21)과 같다.

$$\sigma_v = \sigma_{rL} \cdot \left[ \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \right] = \sigma_{rL} \cdot K_p \quad (2.21)$$



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

$\sigma_v$  : 쇄석다짐말뚝의 한계 축응력

$c_u$  : 비배수전단강도

$\phi'$  : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

$\sigma_{ro}'$  : 초기 유효 방사응력

$u_0$  : 초기 과잉간극수압

과잉간극수압이 쇄석다짐말뚝으로 완전 배수된다고 가정하면, 과잉간극수압은 발생하지 않으므로 다음 식 (2.22)과 같다.

$$\sigma_v = \left( \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s} \right) \cdot (4c_u + \sigma_{ro}') \quad (2.22)$$

과잉간극수압은 0이므로 초기 유효 방사응력은 다음 식 (2.23)과 같다.

$$\sigma_{ro}' = K_0(\gamma \cdot h + p) \quad (2.23)$$

여기서,  $K_0$  : 정지토압계수

$\gamma$  : 원지반 점성토의 단위중량

$h$  : 팽창파괴가 발생하는 깊이(보통 말뚝직경의 1~2배)

$p$  : 상재하중

$\sigma_{rL}$ ,  $c_u$ 값은 쇄석다짐말뚝의 한계길이 범위 내에서 최솟값을 선택한다. 여기서, 쇄석다짐말뚝의 한계길이는 “팽창파괴와 선단파괴가 동시에 발생하는 최소길이”이나 “침하에 무관하게 극한하중을 지지할 수 있는 쇄석다짐말뚝의 최소길이”로 정의된다. 쇄석다짐말뚝 측면을 따라 유발되는 연직전단응력이 흙의 평균전단응력과 같다면 선단파괴가 발생할 수 있으며, 쇄석다짐말뚝의 지지력은 주변마찰저항과 선단지지력의 합과 같다는 조건에 의하여 한계길이를 계산할 수 있다. 쇄석다짐말뚝의 지지력은 식 (2.24), 한계길이는 식 (2.25)과 같다.

$$P = c' A_s + c N_c A_c = c' (\pi D L_c) + c N_c A_c \quad (2.24)$$

$$L_c = \frac{A_c (\sigma_v - c N_c)}{c' \pi D} \quad (2.25)$$

- 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  
 $c'$  : 주면의 평균점착력  
 $c$  : 한계길이 아래의 점착력

#### (4) Brauns의 제안식

Brauns(1978)는 3차원 수동토압 이론을 근거로 하여 점토지반에 설치된 쇄석다짐말뚝의 극한지지력 산정법을 다음 식 (2.26), (2.27)과 같이 제안하였다.

$$\frac{\sigma_{si}}{S_u} = \left( \frac{q_d}{S_u} + \frac{2}{\sin 2\delta_s} \right) \left( 1 + \frac{\tan \delta_p}{\tan \delta_s} \right) \tan^2 \delta_p \quad (2.26)$$

$$p_a = \frac{\sigma_s A_p}{F_s} \quad (2.27)$$

- 여기서,  $p_a$  : 단일 쇄석다짐말뚝의 설계지지력  
 $\sigma_{si}$  : 초기극한응력  
 $q_d$  : 상재하중  
 $\delta_s$  : 원지반의 전단파괴각  
 $\delta_p$  : 쇄석다짐말뚝의 전단파괴각  
 $A_p$  : 쇄석다짐말뚝의 면적  
 $F_s$  : 안전율

(5) Hansbo의 제안식

Hansbo는 소성이론을 기초로 하여 실린더형 팽창이 발생하여 파괴가 발생할 경우의 응력(Radial stress,  $\sigma_{rf}$ )을 다음 식 (2.28)과 같이 나타내었다.

$$\sigma_{rf} = \sigma_{ro} + S_u \left[ 1 + \ln \frac{E_s}{2S_u (1 + \nu_s)} \right] \quad (2.28)$$

여기서,  $\sigma_{ro}$  : 초기 유효방사응력

$E_s$  : 방사방향의 초기응력

$S_u$  : 지반의 비배수전단강도

$\nu_s$  : 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 규준에 적용하면 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 다음 식 (2.29)과 같다.

$$q_{ult} = (\sigma_{ro} + 5S_u) \frac{1 + \sin\phi_p}{1 - \sin\phi_p} \quad (2.29)$$

(6) 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 유도되었다.

외적하중( $q_u$ ), 점착력 및 마찰력에 의한 내적 에너지의 소산이 같다고 가정하면 극한 지지력은 식 (2.30)과 같다.

$$q_u = cN_c + \frac{B}{2}\gamma N_r + \gamma D_f N_q \quad (2.30)$$

여기서,  $c$  : 원지반의 점착력

$B$  :  $D_f$ 만큼 근입되어 있는 기초의 폭

$\gamma$  : 원지반의 단위중량

$D_f$  : 근입깊이

$N_c, N_r, N_q$  : 지지력계수

### (7) Greenwood의 제안식

Greenwood(1970)는 수동토압이론에 근거하여 쇄석다짐말뚝의 두부에 가해진 하중은 강성이 큰 쇄석다짐말뚝에 집중되어 쇄석다짐말뚝이 팽창한 후, 수동토압으로 저항하는 주변 연약점토지반은 측방응력을 나타낸다. 강성기초 하부와 쇄석다짐말뚝의 상부 사이에는 변형이 없는 영역이 존재하므로 2차원 소성평형상태에서의 주변지반의 수동 측방저항응력은 다음 식 (2.31)과 같다.

$$\sigma_{rL} = \gamma_c z K_{pc} + 2C_u \sqrt{K_{pc}} \quad (2.31)$$

여기서,  $\sigma_{rL}$  : 원지반의 수동 측방저항응력

$\gamma_c$  : 원지반 점성토의 단위중량

$z$  : 별징과괴가 발생하는 영역의 깊이

$K_{pc}$  : 원지반 점성토의 Rankine 수동토압계수

$c_u$  : 원지반 점성토의 비배수전단강도

따라서 극한지지력( $q_u$ )은 식 (2.32)으로 나타낼 수 있다.

$$q_u = \sigma_{rL} K_{ps} \quad (2.32)$$

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

다음 표 2.6, 2.7, 2.8은 전단파괴, 팽창파괴, 비탈면파괴와 관입파괴 발생 시 극한지지력에 관한 이론식과 주요 설계파라미터를 정리하여 표로 나타낸 것이다.

**표 2.6 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> <math>A_s</math> : 쇄석다짐말뚝의 단면적    <math>c_u</math> : 지반의 비배수전단강도  <math>\gamma_c</math> : 주변지반의 단위중량    <math>K_{pc}</math> : 지반의 수동토압계수  <math>K_{as}</math> : 말뚝의 주동토압계수    <math>q_0</math> : 유효상재하중  <math>d_s</math> : 쇄석다짐말뚝의 직경    <math>L</math> : 쇄석다짐말뚝의 길이                 </p>	Wong (1975)
	$q_u = c_uN_c + \frac{1}{2}\gamma_cBN_\gamma + \gamma_cD_fN_q$ <p> <math>c_u</math> : 지반의 비배수전단강도    <math>\gamma_c</math> : 주변지반의 단위중량  <math>D_f</math> : 기초 근입깊이    <math>N_c, N_\gamma, N_q</math> : 지지력계수  <math>B</math> : 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> <math>\sigma_s</math> : 초기 극한응력    <math>c_u</math> : 원지반 비배수전단강도  <math>q</math> : 상재하중    <math>\delta</math> : 지반의 전단파괴면 각  <math>\delta_s</math> : Stone column의 전단파괴면 각                 </p>	Brauns (1978)
주요 설계 파라미터	주변지반의 비배수전단강도, 주변지반의 단위중량, 유효상재하중 등	

표 2.7 팽창파괴 발생 시 극한지지력 이론식(주정현, 2008)

파괴유형	극한지지력 이론식	연구자
	$q_u = \left[ \sigma_{ro} + C_u \cdot \left\{ 1 + \ln \frac{E_c}{2C_u(1+V_c)} \right\} \right] \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> <math>\sigma_{ro}</math> : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress)  <math>E_c</math> : 주변지반의 탄성계수      <math>C_u</math> : 지반의 비배수전단강도  <math>\phi_s</math> : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각      <math>V_c</math> : 주변지반의 프아송비         </p>	Gibson와 Anderson (1961)
	$q_u = (\gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> <math>\gamma_c</math> : 지반의 단위중량      <math>Z</math> : 팽창파괴가 예상깊이  <math>K_{pc}</math> : 지반의 수동토압계수      <math>c_u</math> : 지반의 비배수전단강도  <math>\phi_s</math> : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각         </p>	Greenwood (1970)
Bulging Failure (팽창파괴)	$q_u = (\sigma_{ro} + 4c_u) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> <math>\sigma_{ro}</math> : (초기)횡방향응력(=<math>K_o(\gamma_c \cdot h + q)</math>)  <math>c_u</math> : 지반의 비배수전단강도      <math>\phi_s</math> : 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> <math>c_u</math> : 지반의 비배수전단강도      <math>\phi_s</math> : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각  <math>q_{avg}</math> : 등가파괴심도에서의 평균(등방)응력  <math>=(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3</math>  <math>F'_c, F'_q</math> : 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> <math>\sigma_{ro}</math> : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress)  <math>E_c</math> : 주변지반의 탄성계수      <math>C_u</math> : 지반의 비배수전단강도  <math>\phi_s</math> : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각      <math>V_c</math> : 지반의 프아송비         </p>	Brauns (1978)

	$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> <math>\sigma_{ro}</math> : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress)  <math>c_u</math> : 지반의 비배수전단강도      <math>\phi_s</math> : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각         </p>	Hansbo (1994)
주요 설계 파라미터	(초기)횡방향응력, 주변지반의 비배수전단강도, 유효상재하중, 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각, 주변지반의 탄성계수 등	

표 2.8 비탈면 파괴, 관입파괴 발생 시 극한지지력 이론식(주정현, 2008)

파괴유형	극한지지력 이론식	연구자
Sliding Surface Failure (비탈면 파괴)	$\tau = (1 - a_s)c + (\gamma_s z + \mu_s \sigma_z) a_s \cdot \tan\phi_s \cdot \cos^2\theta$ $\mu_s = \frac{n}{1 + (n-1)a_s}$ <p> <math>\tau</math> : 복합지반의 전단저항응력      <math>c_u</math> : 지반의 비배수전단강도  <math>\gamma_s</math> : 다짐말뚝의 단위중량      <math>a_s</math> : 면적치환비  <math>z</math> : 복합지반의 깊이      <math>n</math> : 응력분담비  <math>\mu_s</math> : 평균응력에 대한 쇄석다짐말뚝에서의 응력비  <math>\sigma_z</math> : 깊이 <math>z</math>에서의 상재압력      <math>\phi_s</math> : 다짐말뚝의 내부마찰각  <math>\theta</math> : 각 쇄석다짐말뚝에서의 파괴표면의 연직각         </p>	Aboshi 등. (1979)
Punching Failure (관입파괴)	$q_u = a_t \cdot N_q' \cdot P_t$ <p> <math>a_t</math> : 말뚝길이-직경 관계에 의존하는 무차원계수  <math>N_q'</math> : 지지력계수      <math>P_t</math> : 말뚝선단에서 유효상재압         </p>	Nordlund Method (1963)
	$q_u = 9c_u$ <p> <math>c_u</math> : 말뚝선단 점성토지반의 비배수전단강도         </p>	a- Method

## 2.7 쇄석다짐말뚝의 침하량

### 2.7.1 쇄석다짐말뚝의 압밀침하량 산정

현재 침하량 산정을 위하여 사용되는 방법들은 일반적으로 사용되는 수많은 가정에 따라 단순화하여 만든 근사계산법들과 탄성, 소성이론을 기본으로 하는 FEM해석법으로 분류된다. 침하량을 추정하기 위한 방법들은 쇄석다짐말뚝의 간격과 직경이 같은 것으로 보강되고 재하면적이 무한히 넓다고 가정한다. 이런 조건에 대하여 확장된 단위셀 개념은 이론적으로 유효하며, Aboshi 등(1979), Goughnour(1979) 등과 같은 학자들이 예상침하량에 대한 이론적인 해를 발견하기 위하여 유한요소법에 사용하였다.

#### (1) 평형법(Equilibrium Method)

Aboshi 등(1979)과 Barksdale(1981) 등에 의한 평형법은 모래다짐말뚝의 침하량 예측을 위하여 주로 이용되는 방법이며, 매우 단순하고 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 침하감소를 평가하기 위한 현실적인 공학적 접근방법이다. 간단한 접근법을 적용하는 경우 경험이나 현장시험결과를 이용하여 응력분담비를 구해야 한다.

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반에서 발생한 침하는 고려해야 하나 침하량이 미미하여 무시한다. 작용된 외부응력으로 인하여 점토지반에서 발생하는 연직응력  $\sigma_c$ 는 다음 식 (2.33)과 같다.

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

여기서,  $\sigma$  : 상재압

$\mu_c$  : 응력감소계수



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

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

여기서,  $S_f$  : 쇄석다짐말뚝으로 처리된 지반의 1차 압밀침하량

$H$  : 쇄석다짐말뚝으로 처리된 지반의 두께

$\bar{\sigma}_o$  : 점토층의 평균초기응력

$\sigma_c$  : 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)과 같다.

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

$\bar{\sigma}_o$ 이 매우 크며(쇄석다짐말뚝이 긴 경우), 상재압( $\sigma$ )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.

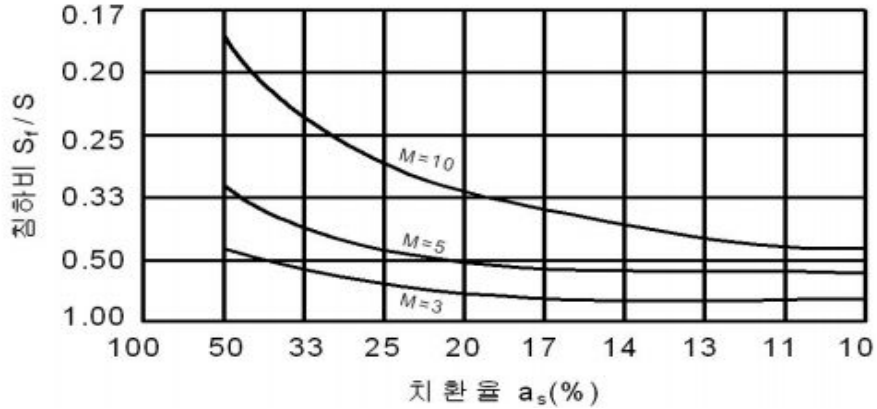


그림 2.8 치환율과 침하비의 관계(김구영, 2012)

(2)  $\beta$ 법(체적변형계수에 의한 방법)

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

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

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

침하저감계수  $\beta$ 는 식 (2.39)과 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

$\beta$  : 침하저감계수

$m_v$  : 원지반의 체적압축계수

$\Delta\sigma$  : 성토하중에 대한 유효증가응력

$m$  : 응력분담비

(3) Priebe법

Priebe(1976)는 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반의 침하를 예측하기 위하여 단위셀 모형을 사용하였으며, 쇄석다짐말뚝을 소성평형상태에 있고 단위셀 내의 흙은 탄성체로 가정하였다. Priebe의 제안식은 다음 식 (2.40)과 같다.

$$S_f = \frac{S}{n} \tag{2.40}$$

$$n = 1 + a_s \left( \frac{0.5 + F}{\tan^2(45 - \phi_s/2) \times F} - 1 \right) \tag{2.41}$$

$$F = \frac{1 - \nu^2}{1 - \nu - 2\nu^2} \times \frac{(1 - 2\nu)(1 - a_s)}{1 - 2\nu + a_s} \tag{2.42}$$

여기서,  $S$  : 무처리 지반의 최종침하량(=  $\frac{\sigma \cdot l}{E_c}$ )

$n$  : 침하개량계수

$\sigma$  : 작용하중

$l$  : 연약층 두께

$E_c$  : 연약점토의 탄성계수

$\nu$  : 포아송비

(4) Greenwood법

Greenwood는 연약한 점토지반의 비배수전단강도를 침하량 예측에 있어 영향요소로 제시하였으며, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 침하량을 산정하기 위하여 쇄석다짐말뚝의 간격을 이용하여 도표를 제시하였다. 또한 응력분담비가 3, 5, 10, 20 일 때, 평형법에 대한 상계법이 추가되었으며, 강성이 큰 지반과 보통지반의 치환율( $a_s$ ) 15~35%에 대하여 그림 2.9와 같이 개량계수는 높아진다고 제안하였다.

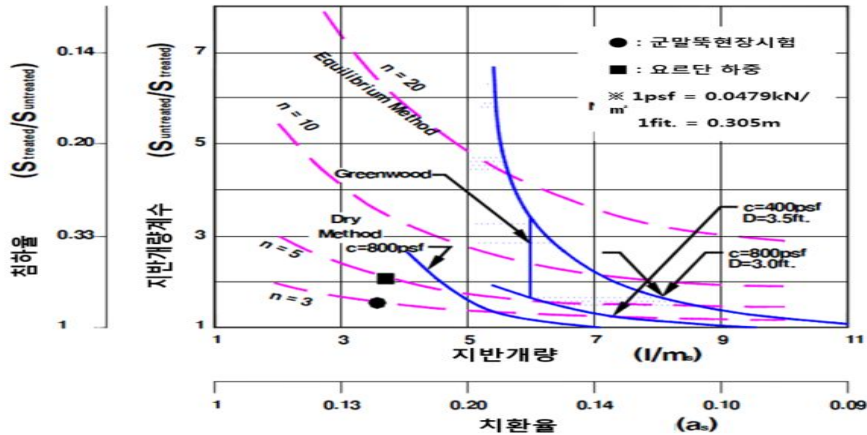


그림 2.9 예상침하량에 관한 평형법과 Greenwood법의 비교(최용규, 2002)

(5) 하중증분법(Incremental Method)

Hughes 등(1975), Baumann와 Bauer(1974), Priebe(해양수산부, 2001) 등에 의해 제안된 방법을 Goughnour와 Bayuk(1979)가 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반의 침하에 측을 위하여 개선한 산정법이 하중증분법이다. 또한 하중증분법은 단위셀모형을 사용하며, 적용된 가정은 다음과 같다.

- ① 하중은 넓은 면적에 재하
- ② 쇄석은 비압축성이며, 모든 체적변화는 점토에만 발생
- ③ 연직수평방향에서의 압밀은 근사적으로 해석에 적용되며, 단위셀은 작은 수평증분으로 분할
- ④ 수직변위와 수직·수평방향 응력은 모든 요소가 증분에 대하여 일정하다고 가정하여 각각의 증분에 대하여 계산

쇄석다짐말뚝의 탄·소성반응은 Goughnour와 Bayuk(1979)의 하중증분법을 사용하여 분석되며, 응력범위가 작다면 쇄석다짐말뚝은 탄성범위에 있다고 할 수 있고, 최대지점의 설계응력 범위에서 일부분은 소성항복 상태로 횡방향으로 부른다.

단위셀에 있는 경계면 때문에 쇄석다짐말뚝은 소성평형상태에서 구속되어 있으며, 쇄석다짐말뚝과 지반 내에서 수직·수평과 접선응력이 중요한 응력으로 여겨져 전단응력은 쇄석과 지반 내의 경계에서 발생된다고 가정한다.

## 제 3 장 유한요소해석

### 3.1 개요

무처리 지반에 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 침하량의 비로 표현되는 침하저감계수는 현장 침하판의 결과로부터 양호한 측정이 가능하며, 하중전이요소의 현장 데이터를 구하기 위하여 토압계를 일반적으로 설치한다. 그러나 지반에 재하되는 응력은 깊이에 따라 감소하게 되며, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 내에서는 하중전이 특성이 지반의 깊이 별 서로 상이한 값을 나타낼 뿐만 아니라, 지중매립 된 응력계의 경우에도 입상말뚝 내의 특정 위치에는 타설이 불가능하기 때문에 실측데이터를 이용하는 분석에는 한계가 있다.

따라서 본 장에서는 지반공학 분야에서 많이 사용되고 있는 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS 6.12-4(Dassault System, 2012)를 사용하여 하중 작용 시 치환율과 지반강도 변화에 따른 과잉간극수압, 침하량과 응력분담비의 변화를 분석하고자 하였다.

#### 3.1.1 ABAQUS 프로그램

본 연구에서 사용된 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS는 미국 H.K.S사에서 개발한 범용유한요소 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 해석이 강력하며, 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).

다음 그림 3.1은 본 연구에서 사용한 ABAQUS 유한요소해석 프로그램이다.

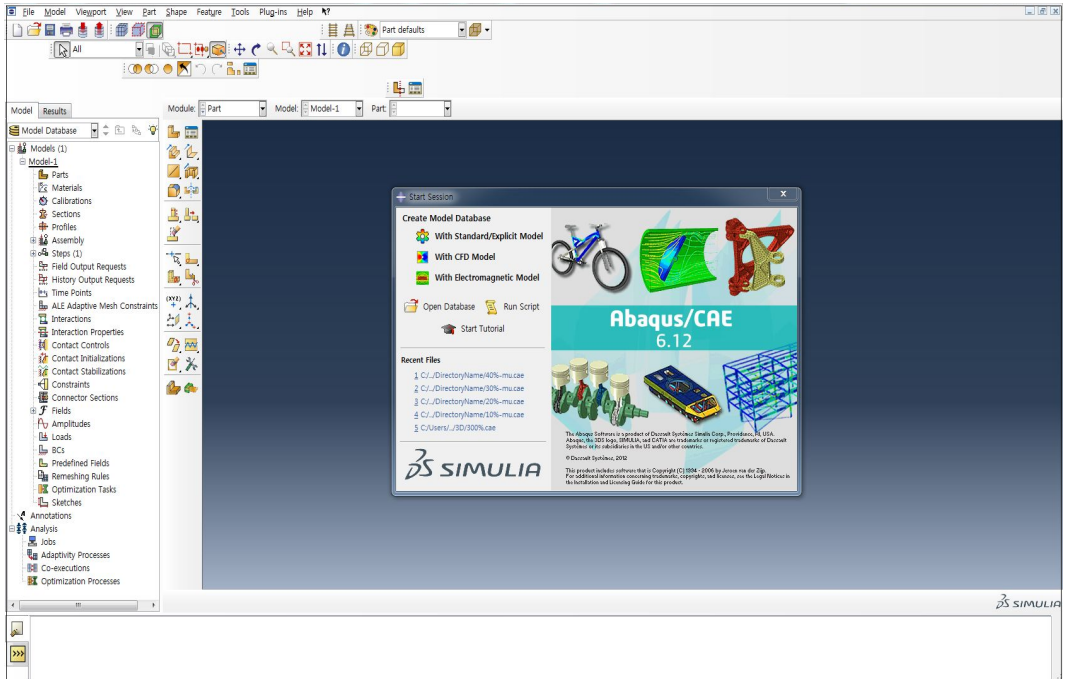


그림 3.1 ABAQUS 유한요소해석 프로그램

## 3.2 쇄석다짐말뚝 유한요소해석 모델

### 3.2.1 대상조건

유한요소해석 모델은 쇄석다짐말뚝으로 개량된 점토지반을 대상으로 하였다. 대상의 조건에서 점토지반 길이  $L=10m$ , 쇄석다짐말뚝 길이  $L=10m$ , 쇄석다짐말뚝 직경  $D=0.7m$  로 치환율은 10, 20, 30, 40%로 지반의 크기를 변화시켜가며 변화를 확인하였다. 현장에서 다짐말뚝의 직경을 달리하여 치환율을 변화시키는 것은 시공 시 여건상 힘들기 때문에 말뚝의 직경을 고정시키고 지반 크기를 다르게 하여 치환율을 변화시켰다. 또한 40% 이상의 치환율은 현장에서 여건상 치환하기 어려워 본 연구에서는 40%까지 분석하였다.

## 3.3 유한요소해석

### 3.3.1 해석물성치

지반과 같이 비선형 응력-변형 거동을 나타내는 재료에 대한 유한요소해석에서 가장 중요한 요소는 해석에 적합한 구성모델 선택과 이에 따른 매개변수의 결정이다.

현장에서 지반거동은 쇄석다짐말뚝의 시공에 따라 변하는 지중응력 변화와 퇴적이력에 따라 깊이와 위치 별로 모두 다른 거동특성을 나타낸다. 압밀이론에 의해 점성토지반의 거동은 압축지수( $C_c$ )에 의해 침하량이 산정되며, 시간에 따른 압밀특성은 투수계수, 압밀계수에 의해 결정된다.

본 연구에서는 점성토지반의 응력-변형률 거동특성 분석 시 가장 많이 적용하는 Modified Cam-Clay 모델을 적용하였으며, 쇄석다짐말뚝의 경우에는 Mohr-Coulomb 모델을 적용하여 복합지반의 거동특성을 분석하고자 하였다.

Modified Cam-Clay 모델의 기본 설계정수는 압축성( $\lambda$ )과 팽창성( $\kappa$ ), 초기간극비( $e_{cs}$ ), 강성( $M$ ) 그리고 기본적인 탄소성 거동에 입각한 포아송비( $\nu$ ) 등으로 구성되고, Mohr-Coulomb 탄·소성 구성모델의 설계정수는 탄성계수( $E$ ), 포아송비( $\nu$ ), 점착력( $C$ )과 내부마찰각( $\phi$ )으로 이루어져 있으며, 각각의 압밀속도는 연직투수계수( $k_v$ )와 수평투수계수( $k_h$ )에 의해 지배된다(박오성, 2007).

### 3.3.2 해석모델

#### (1) Mohr-Coulomb 탄·소성 모델

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 유한요소해석을 수행하기 위해서 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 이 모델에 대한 응력-변형률 곡선은 그림 3.2와 같다. 탄·소성 모델에서는 재료의 응력이 항복점에 도달하기 전까지의 거동은 탄성모델로서 적용되나, 항복점에 도달한 이후의 거동은 소성거동을 따른다.

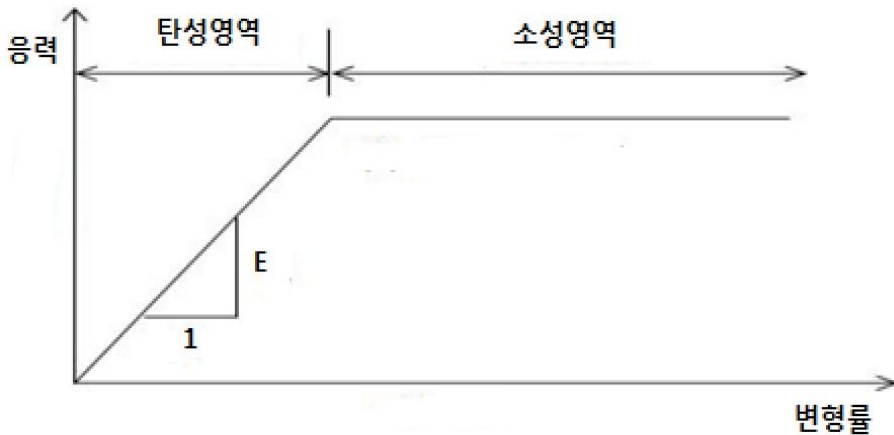


그림 3.2 탄 · 소성 구성관계

Mohr-Coulomb 파괴규준에 따르면 전단강도는 항복지점에서 연직응력이 증가함에 따라 증가하고, 이를 Mohr-Coulomb 파괴규준이라고 하며, 그림 3.3과 같다.

흙의 3상도는 흙 입자, 물과 공기로 구성되었으며, 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( $\sigma$ )이라 하고 물의 간극수압( $u$ )이 작용하므로 유효수직응력( $\sigma' = \sigma + u$ )을 이용하면 다음 식 (3.1)과 같다.



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

여기서,  $\tau$  : 항복지점에서 전단응력

$c$  : 점착력

$\sigma'$  : 항복면에서의 유효수직응력

$\phi$  : 내부마찰각

항복규준을 Mohr원을 이용하여 주응력들로 표현하면 다음 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, 2000).

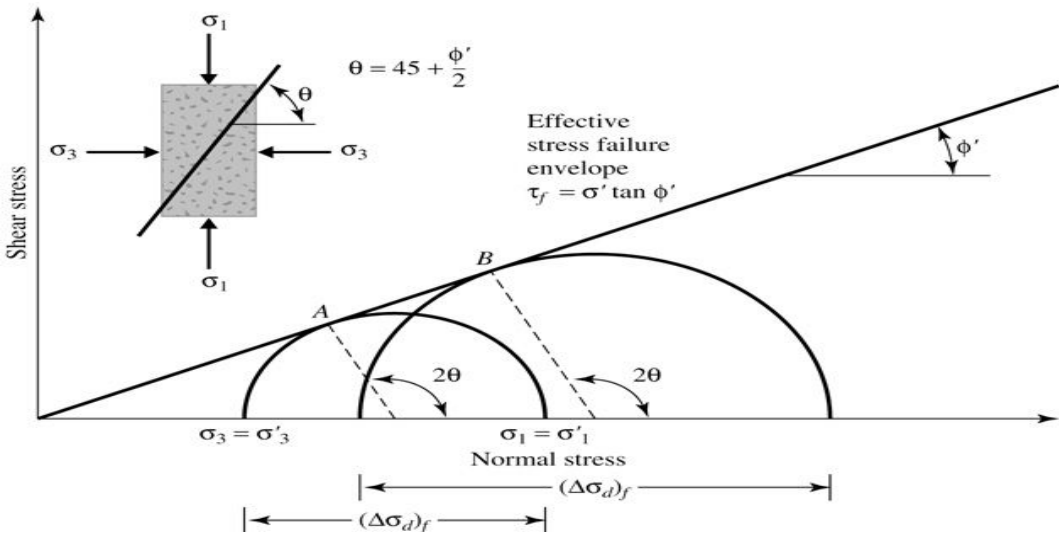


그림 3.3 Mohr-Coulomb 파괴규준

(2) Modified Cam-Clay 탄·소성 모델

본 연구에서는 점토지반의 유한요소해석을 수행하기 위하여 Modified Cam-Clay 모델을 적용하였다. 최초의 Cam-Clay 모델은 등방단일경화소성모델로써 Roscoe와 Schofield(1963)에 의해 삼축압축과 팽창시험에서 묘사될 수 있는 축방향 대칭 응력조건에 대해 개발되었다. 이후 1968년 Roscoe와 Burland는 Cam-Clay 모델의 취약한 부분을 보강하여 보다 일반화된 구성모델 Modified Cam-Clay 모델을 제안하였다.

흙의 배수 및 비배수조건 아래에서 전단하는 동안 발생하는 유효응력과 그때의 비체적 또는 간극비와의 관계를 설명하는 것으로써 흙의 전단과 압밀을 통합한 이론을 설명하는 한계상태개념과 등방삼축시험을 기본으로 하는 원형 Cam-Clay 모델은 다음의 기본가정 사항을 갖고 있다.

- ① 체적변형률은 일부 회복 가능하고 전단변형률은 회복 불가능
- ② 전단 중에 소요되는 에너지는 모두 마찰로서 소비됨
- ③ 항복곡면은 소성 Potential면으로 되며, 일정한 규칙을 따름

여기서, 그림 3.4와 같은 Modified Cam-Clay 모델에서 점토는 모든 존재 가능한 상태의 한계가 되는 특정한 곡면을 가지게 되며, 점토의 유효응력 경로가 이면 위에서 최종적으로 도달하게 되는 한계상태선이 존재한다는 것이다.

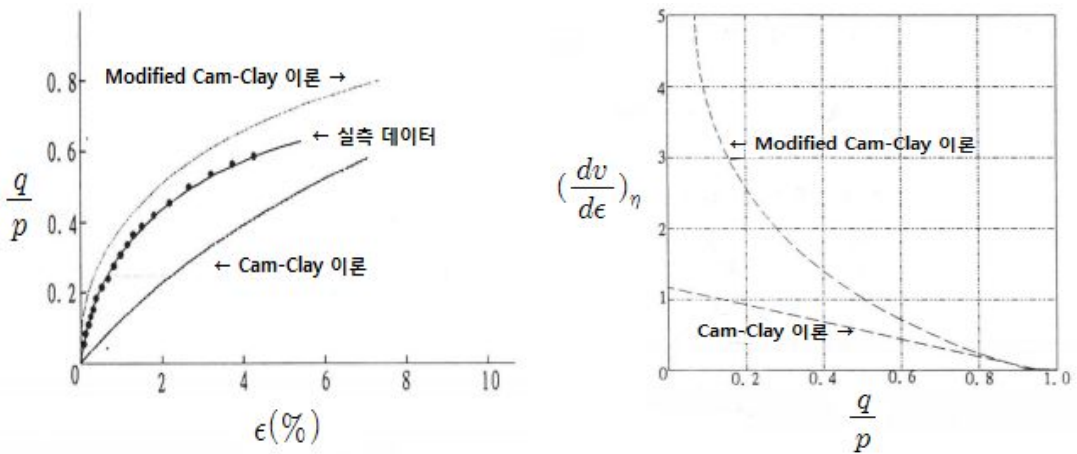


그림 3.4 Modified Cam-Clay 이론의 개선사항(김동훈 등, 1996)

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 3.5(a)에서는 흙에 대한 등방 재하>Loading) 및 재하(Unloading)를  $e-\ln P$  곡선 상에 나타냈을 때, 하중재하>Loading)경로의 기울기는  $\lambda$ , 하중 재하(Unloading)-재재하(Reloading)경로의 기울기는  $\kappa$ 로 나타낸다. 그림 3.5(b)는  $P'-q$  평면에서의 항복함수를 보여주는 것이다. 그림과 같이 법선법칙에 의해 증분 소성변형률 벡터는 항복면상의 어떠한 점에서도 항복면과 수직을 이루며 아래와 같은 식 (3.3)으로 나타낼 수 있다.

$$\frac{de_v^p}{de_s^p} = -\frac{dP}{dq} \quad (3.3)$$

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

$q : (\sigma_1 - \sigma_3)$

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

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

여기서,  $P_o$  : 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. 이것은 흙 시료의 극한상태로 생각할 수 있으며  $P-q$  평면에서의 한 직선 상에 놓이게 된다. 여기서 이 선을 한계상태선이라 하고 선의 기울기인  $M$ 은 흙의 매개변수이다. 또한 이것은 흙이 한계상태에 도달하면 파괴가 일어나

는 것을 뜻하며, 다음 식 (3.5)과 같다(최동혁, 2006).

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

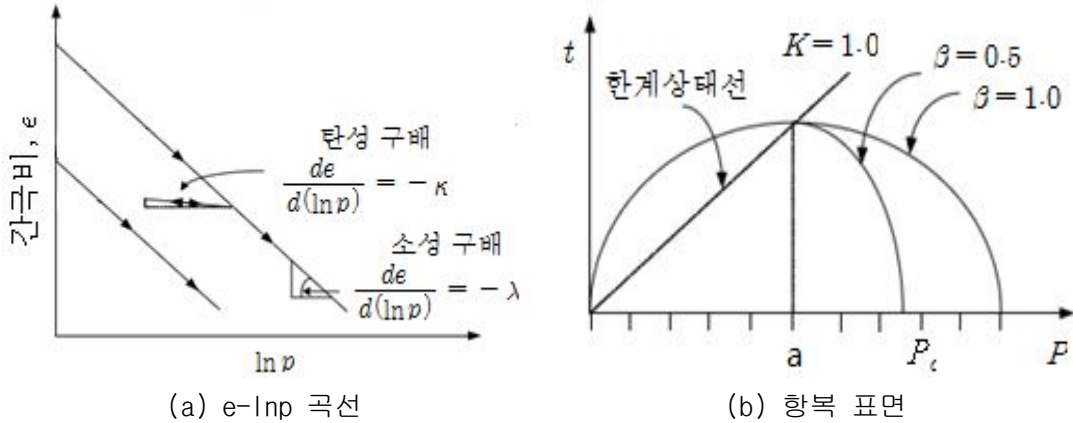


그림 3.5 Modified Cam-Clay 모델 변수의 정의(유충식 등, 2007)

### 3.3.3 유한요소해석 모델링

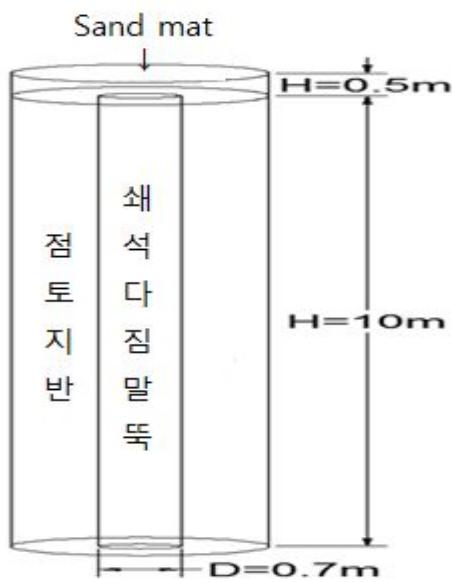
쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반은 쇄석다짐말뚝 자체강도 변화뿐만 아니라 쇄석다짐말뚝을 중심으로 3차원적 배수가 발생되며, 이와 같은 배수특성으로 인해 3차원적 배수와 거동특성을 정확히 분석하기 위해 실제 복합지반을 3D로 모델링하여 해석할 필요가 있다. 하지만 선행연구(유충식 등, 2007)를 통해 3D와 2D모델의 결과 값이 유사하여 2D 해석만으로도 충분하다 판단되어 2D 축대칭 모델링으로 분석하였다.

따라서 본 연구에서는 ABAQUS 6.12-4를 사용하여 해석단면 그림 3.6과 단일 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 2D 축대칭으로 분석하였다. 점토지반과 쇄석다짐말뚝 길이는 10m, Sand mat 길이는 0.5m로 모델링하였으며, 쇄석다짐말뚝의 치환율은 10%, 20%, 30%, 40%로 쇄석다짐말뚝의 직경을 0.7m로 고정하고 점토지반의 크기를 다르게 하여 치환율을 변화시켜 모델링하였다. 쇄석다짐말뚝의 직경을 고정하고 지반의 크기를 다르게 하여 치환율을 변화시킨 이유는 현장에서 쇄석다짐말뚝의 직경을 달리하여 치환율을 변화시키는 것은 시공 여건상 힘들기 때문에 지반의 크기를 변화시켜가며 분석하였

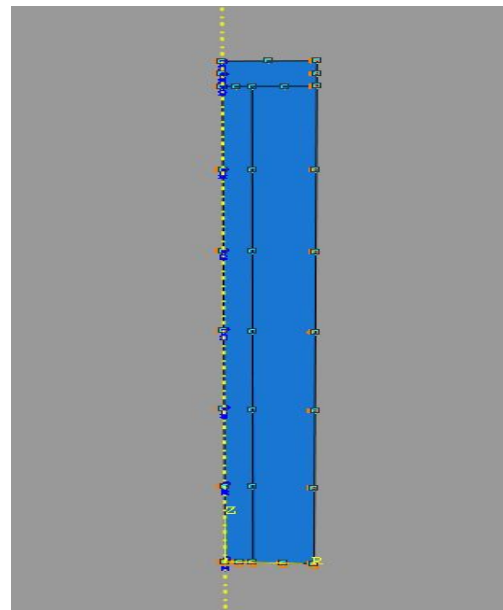
으며, 치환율도 40% 이상으로는 현장 여건상 치환하기 어렵기 때문에 40%까지만 분석하였다.

쇄석다짐말뚝을 개량한 복합지반을 2차원 축대칭 유한요소망을 사용하였으며, 복합지반의 측면은 X(수평)방향변위를 구속, 하단면은 선단지지층까지 쇄석다짐말뚝이 관입되었음을 가정하고 X(수평), Y(연직)방향변위를 구속하였다.

재하하중에 의한 과잉간극수압은 점토층 상부에서의 간극수압이 '0'이 되도록 하여 소산되도록 하였으며, 해석의 편의상 쇄석다짐말뚝은 점토지반에 매입된 상태로 가정하였다.



(a) 쇄석다짐말뚝 복합지반



(b) 2D 축대칭 모델링

그림 3.6 유한요소해석에서 사용된 복합지반 모델링

시공과정 모델링에서 재하하중은 1일 동안 재하하고 방치한 후 과잉간극수압이 완전히 소산될 수 있도록 압밀기간 100일 동안 주었다. 또한 요소는 축대칭 4절점 응력-간극수압 연계요소 CAX4P(4-node biquadratic displacement, bilinear pore pressure element)를 사용하였으며, 요소의 크기는 0.1×0.1m로 하여 모델을 분석하였다.

그림 3.7은 유한요소해석 분석 시 유효연직응력, 과잉간극수압과 침하량의 측정 위치를 나타낸 것이며, 측정위치(z/H)는 깊이/전체길이로 표현하였다.

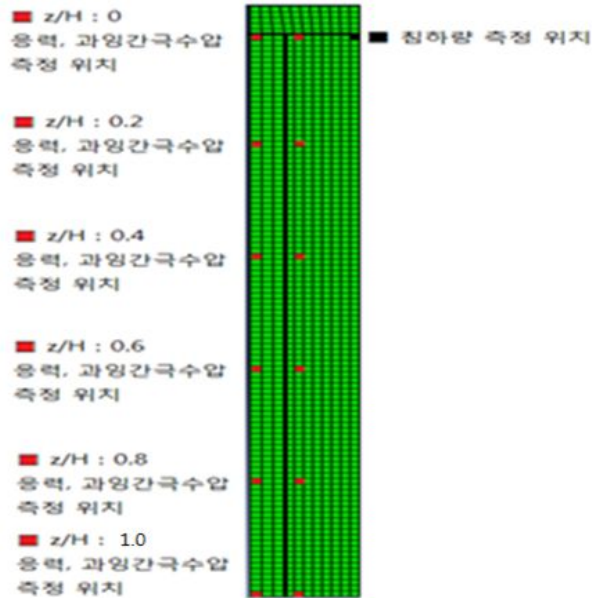


그림 3.7 유한요소해석 시 응력, 과잉간극수압과 침하량 측정 위치

### 3.3.4 유한요소해석에 사용된 설계정수

지반과 같이 비선형 응력-변형 거동을 나타내는 재료에 대한 유한요소해석에서 가장 중요한 요소는 해석에 적합한 구성모델 선택과 이에 따른 매개변수의 결정이다. 본 연구에서는 점토지반을 Modified Cam-Clay 탄·소성모델, 쇄석다짐말뚝을 Mohr-Coulomb 탄·소성모델, Sand mat를 탄성모델로 적용하여 쇄석다짐말뚝이 개량된 복합지반의 거동 특성을 분석하였다.

표 3.1, 3.2는 본 연구에서 사용된 설계정수이다. 점토지반 1은 부산 신항의 SCP 복합지반 설계 시 적용된 값을 사용하였으며(Busan New Port Corp, 1999), 점토지반 2, 3, 4는 선행연구에 적용된 값을 사용하였다(한상재 등, 2013; 성경화, 2003; 김인기 2003).

점토지반의 지반강도를 25kPa(연약한 지반), 50kPa(보통지반), 75kPa(단단한 지반)로 변화시키고, 지반강도 변화에 따라 Modified Cam-Clay 이론에 맞게 간극비도 변화시켜 분석하였다. 여기서 지반강도는 일축압축강도를 통한 점토분류로부터 근거하여 연약한 지반, 보통지반, 단단한 지반으로 적용하였다.

**표 3.1 유한요소해석에 사용된 쇄석다짐말뚝과 Sand mat의 설계정수**

재료	모델	요소	값
쇄석다짐말뚝	Mohr-Coulomb 모델	$E_0$ (kPa)	232000
		$\nu$	0.3
		c	0
		$\phi$	50.9
		$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	19
		$k_x$ (m/day)	86.4
		$k_y$ (m/day)	86.4
Sand mat	탄성모델	E (kPa)	14000
		$\nu$	0.2
		$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	20
		$k_x$ (m/day)	0.864
		$k_y$ (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  Modified Cam-Clay 모델	$\kappa$	0.04	0.0521	0.07	0.05
	$\lambda$	0.265	0.356	0.34	0.4
	$a_0$ (kPa)	25			
		50			
		75			
	$e_0$	1.6	2.801	2.798	2.749
	M	1.02	0.772	0.9	1.1
	$\nu$	0.2	0.33	0	0.3
	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	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)	2.72e-5	8.10e-4	5.69e-4	1.037e-3	

### 3.3.5 성토단계의 변화에 따른 지반거동특성 분석

#### (1) 해석방법

앞서 설명한 것과 같이 현재 국내에서는 지반강도 별 응력분담비의 명확한 적용기준이 없으므로 설계자의 경험에 의존하여 응력분담비를 적용하고 있는 실정이다. 따라서 쇄석 다짐말뚝이 개량된 복합지반 모델링에 성토단계의 변화에 따른 압밀해석을 실시하여 지반의 깊이, 치환율과 지반강도 별 지반의 거동특성을 분석하고자 하였다.

#### (2) 해석모델링

유한요소해석을 수행하고자 쇄석다짐말뚝의 직경을 0.7m로 고정하고 지반의 직경을 치환율에 맞게 1.107m(10%), 0.783m(20%), 0.639m(30%), 0.553m(40%)로, 길이는 쇄석다짐말뚝과 점토지반은 동일하게 10m로 모델링하였으며, 하중은 성토(50kPa) + 압밀을 1단계로 단계를 반복하여 성토 5단계까지 적용하였다. 여기서 성토하중은 성토고 2~3m의 하중으로 50kPa를 적용하였다. 또한 다양한 연약지반의 거동을 살펴보기 위하여 연약지반 4곳의 점토지반에 대하여 분석하였다.

다음 표 3.3은 성토단계의 변화에 따른 분석케이스로 본 연구를 위해 총 48케이스에 대해서 분석하였다.



**표 3.3 성토단계에 따른 분석케이스**

치환율 (%)	분석 케이스											
	10			20			30			40		
지반강도 (kPa) 점토지반	25	50	75	25	50	75	25	50	75	25	50	75
점토지반 1 성토단계 1~5단계	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
점토지반 2 성토단계 1~5단계	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
점토지반 3 성토단계 1~5단계	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36
점토지반 4 성토단계 1~5단계	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48

## 제 4 장 유한요소해석 결과

### 4.1 성토단계에 따른 분석결과

#### 4.1.1 성토단계에 따른 과잉간극수압 분석

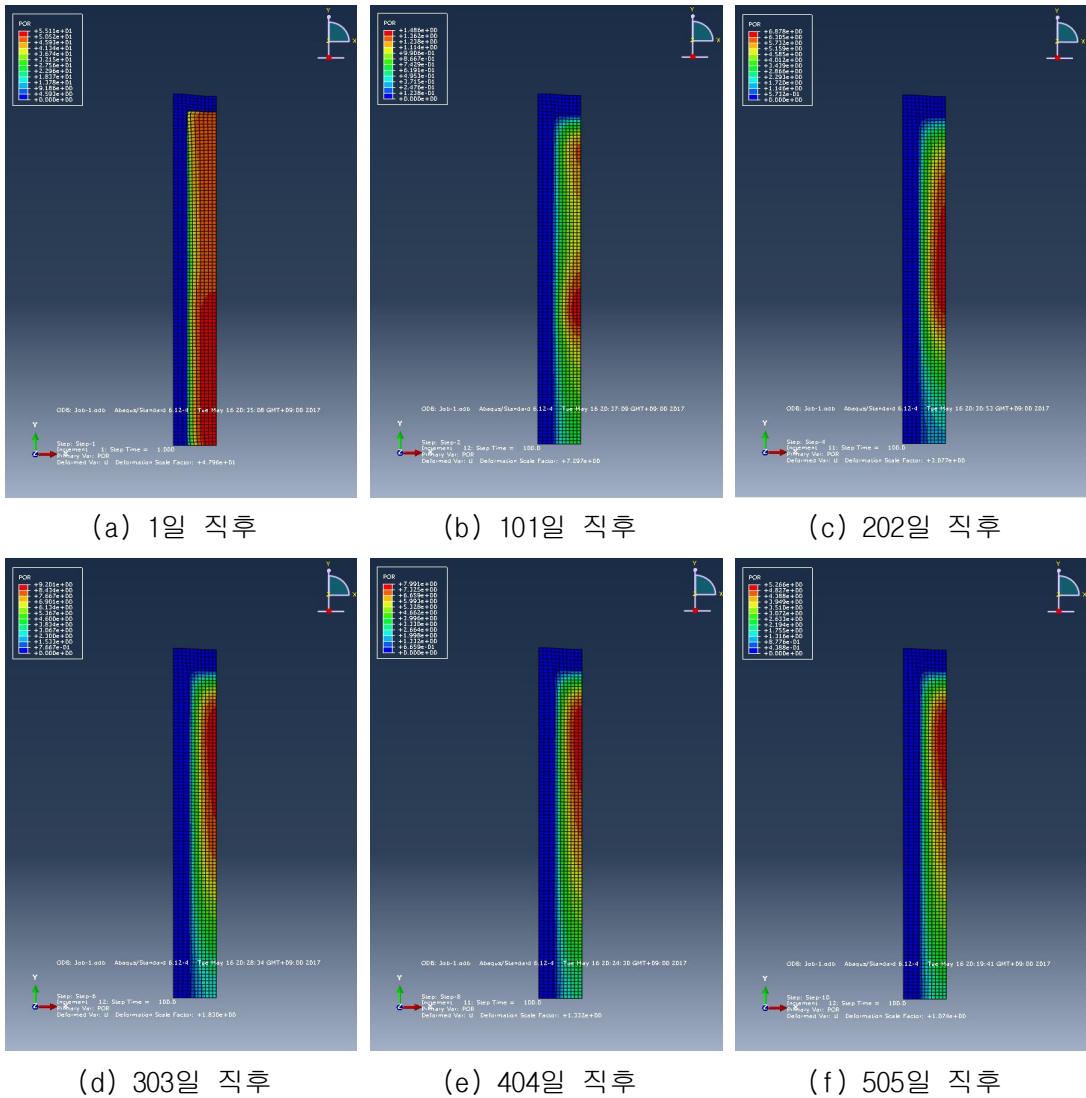
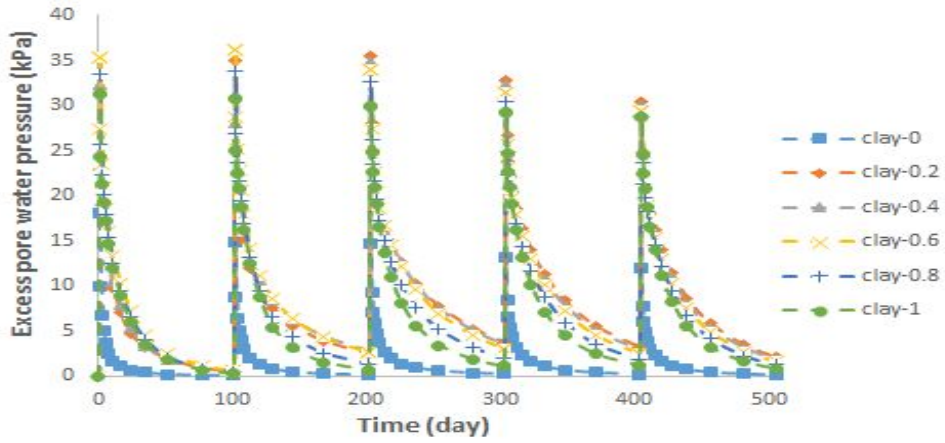


그림 4.1 시간에 따른 과잉간극수압 contour

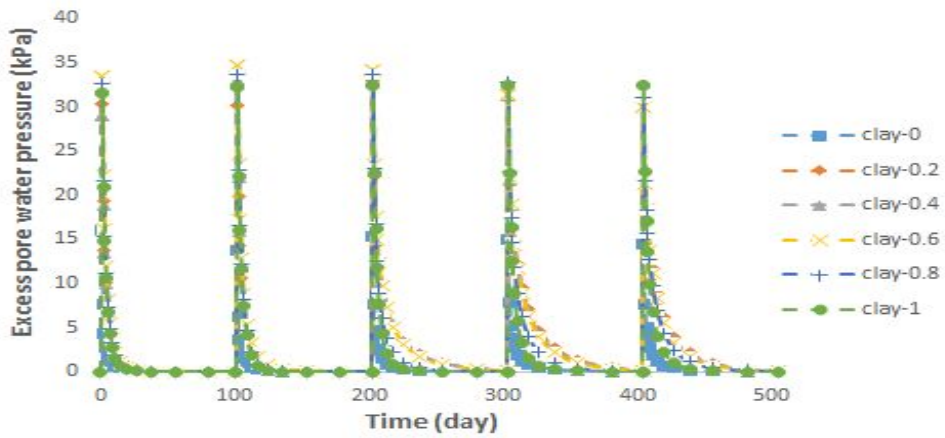
다음 그림 4.1은 시간이 지남에 따라 과잉간극수압의 contour를 보여주고 있다. 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에 상재하중을 재하하면 전응력이 증가하며, 증가한 전응력에 의해서 복합지반에서는 그림 4.1(a)처럼 과잉간극수압이 발생하고, 그림 4.2(b)와 같이 과잉간극수압이 소산하게 된다. 또한 그림 4.2(c), (d), (e), (f)와 같이 성토단계가 진행됨에 따라 과잉간극수압의 크기도 점차 줄어드는 것을 확인할 수 있다.

치환율(10%, 20%, 30%, 40%), 지반강도(25kPa, 50kPa, 75kPa), 깊이 별 시간에 따른 과잉간극수압에 대한 결과를 다음 그림 4.2, 4.3과 같이 나타냈다.

분석결과, 점토지반의 0m 부근에서는 상부 표면까지의 거리가 짧기 때문에 과잉간극수압이 가장 작게 나타났으며, 쇄석다짐말뚝은 큰 투수계수로 인하여 즉시 배수가 되기 때문에 과잉간극수압은 약 0kPa로 나타났다. 또한 점토지반에서 측정위치( $z/H$ )가 클수록 상재하중의 영향이 감소하여 과잉간극수압이 감소하는 경향을 보였다.

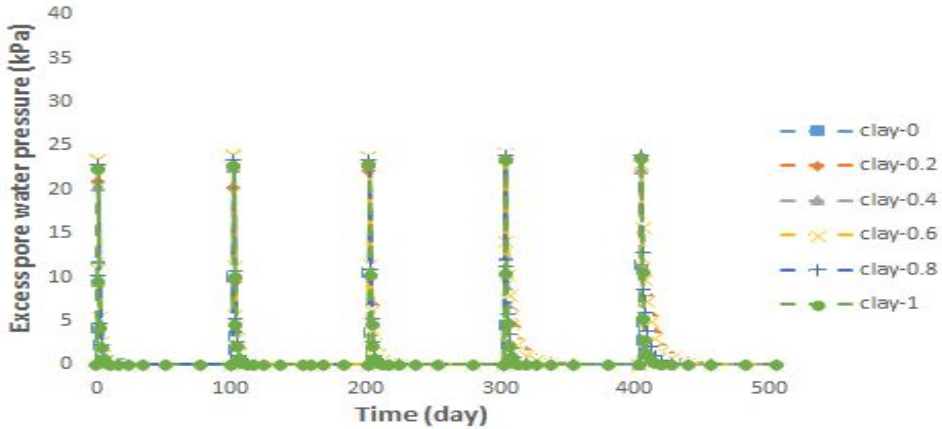


(a)  $a_s=10\%$ , 지반강도=25kPa

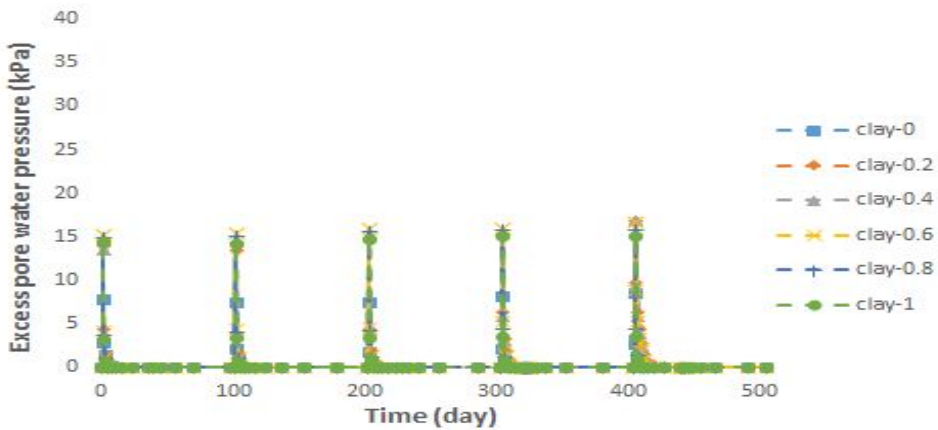


(b)  $a_s=20\%$ , 지반강도=25kPa

그림 4.2 치환을 별 시간에 따른 과잉간극수압



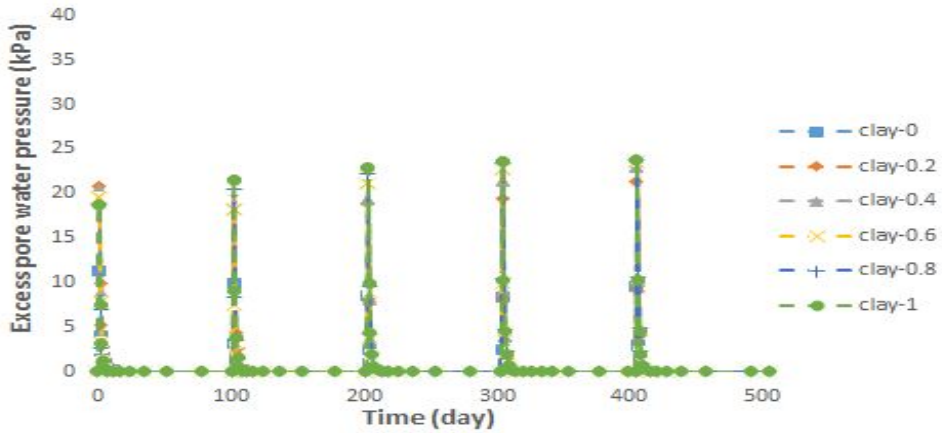
(c)  $a_s=30\%$ , 지반강도=25kPa



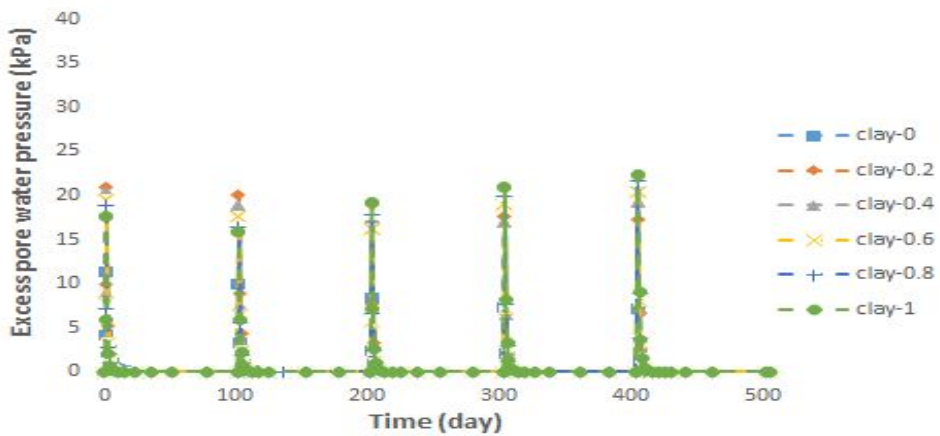
(d)  $a_s=40\%$ , 지반강도=25kPa

그림 4.2 치환율 별 시간에 따른 과잉간극수압(계속)

그림 4.2는 지반강도 25kPa에 대해서 치환율 별 시간에 따른 과잉간극수압을 분석한 결과로, 치환율이 증가함에 따라 과잉간극수압은 감소하는 경향을 보였으며, 지반강도 25kPa에서 치환율이 10%일 경우 최대 100일, 20%일 경우 최대 20일, 30%일 경우 최대 8일, 40%일 경우 최대 4일안에 과잉간극수압이 대부분 소산됨을 확인할 수 있다. 이는 치환율이 높은 연약지반에서는 과잉간극수압의 배수거리가 짧아 전응력이 단기간에 유효응력으로 전이되기 때문으로 판단된다.



(a) 지반강도=50kPa,  $a_s=30\%$



(b) 지반강도=75kPa,  $a_s=30\%$

그림 4.3 지반강도 별 시간에 따른 과잉간극수압

그림 4.3은 치환율 30%에 대해서 지반강도 별 시간에 따른 과잉간극수압을 분석한 결과로, 지반강도에 따라 과잉간극수압의 변화는 미미하였으며, 지반강도에 상관없이 유사하게 8일안에 대부분 소산하였다. 즉, 과잉간극수압은 지반강도에 영향을 크게 받지 않는 것으로 판단된다.

### 4.1.2 성토단계에 따른 연직유효응력 분석

그림 4.4는 시간이 지남에 따른 연직유효응력 contour를 보여주고 있다.

상재하중이 재하되기 전 초기유효응력은 깊이에 따라서 증가하다가 상재하중이 재하된 후 연직하중의 증가로 인해 쇄석다짐말뚝 상부에서 응력이 증가하게 되며, 과잉간극수압의 소산으로 인해 지반의 유효응력은 증가하게 된다. 또한 쇄석다짐말뚝에서는 큰 투수계수로 인하여 과잉간극수압이 발생하지 않고 즉시 유효응력으로 전이된다.

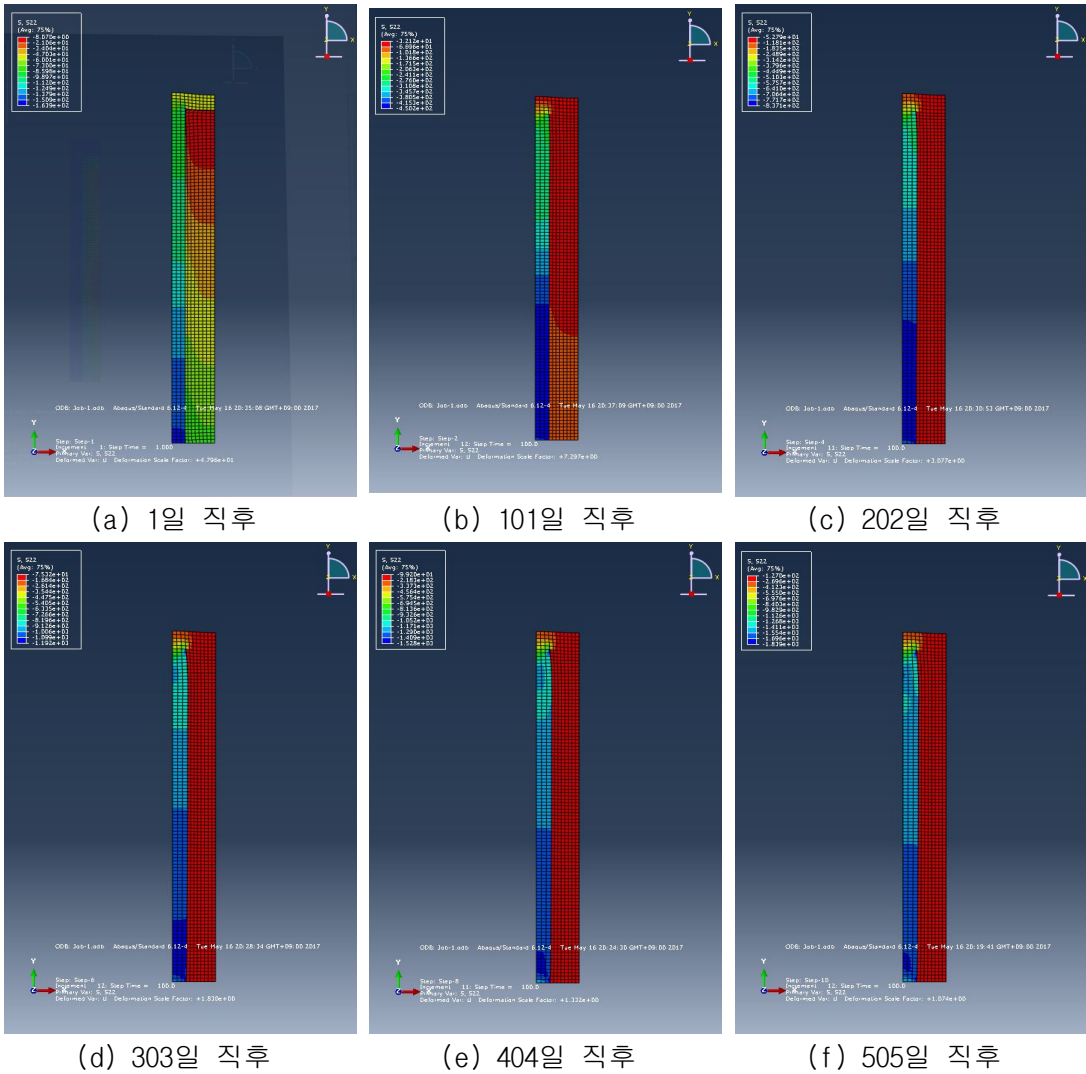


그림 4.4 시간에 따른 연직유효응력 contour

그림 4.5는 지반강도 25kPa에 대해서 치환율 별 시간에 따른 연직유효응력을 나타낸 것으로 쇄석다짐말뚝과 점토지반의 연직유효응력보다 상대적으로 크게 나타나는데 이는 지반의 강성 차이로 인해 쇄석다짐말뚝의 연직유효응력이 크게 나타났다.

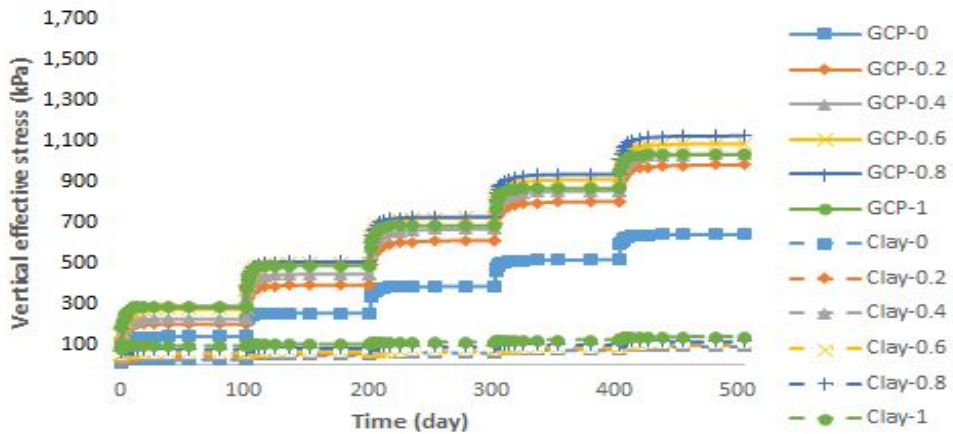
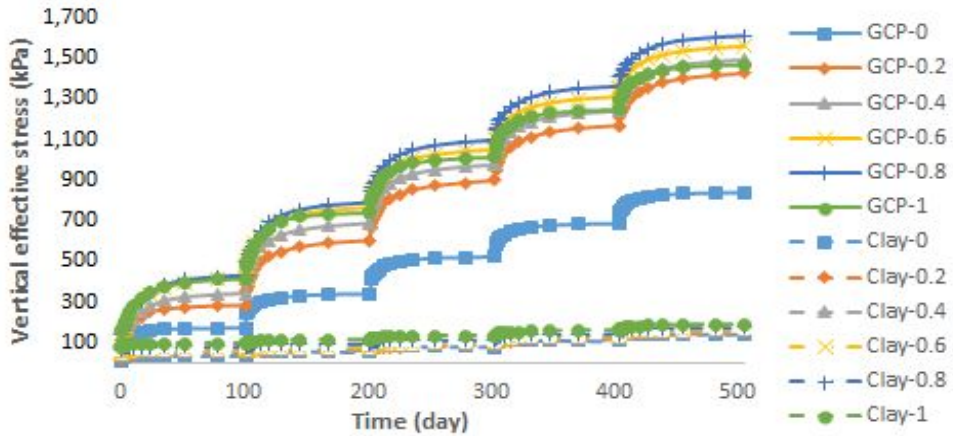
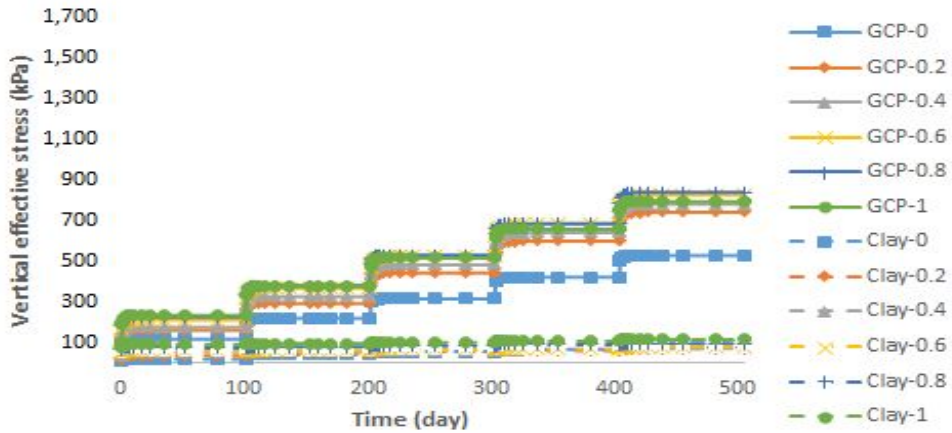
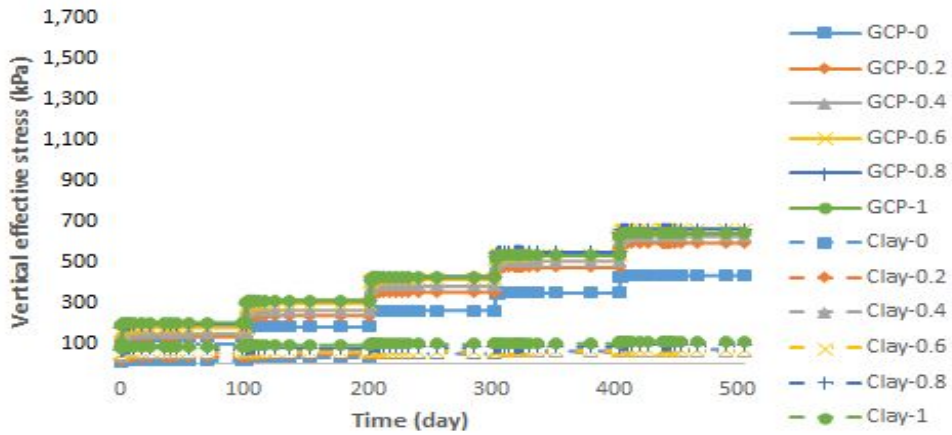


그림 4.5 치환율과 깊이 별 시간에 따른 연직유효응력





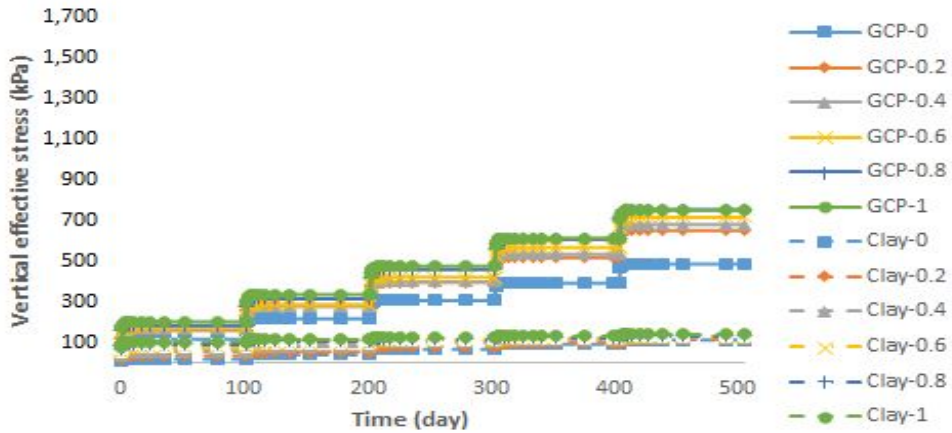
(c)  $a_s=30\%$ , 지반강도=25kPa



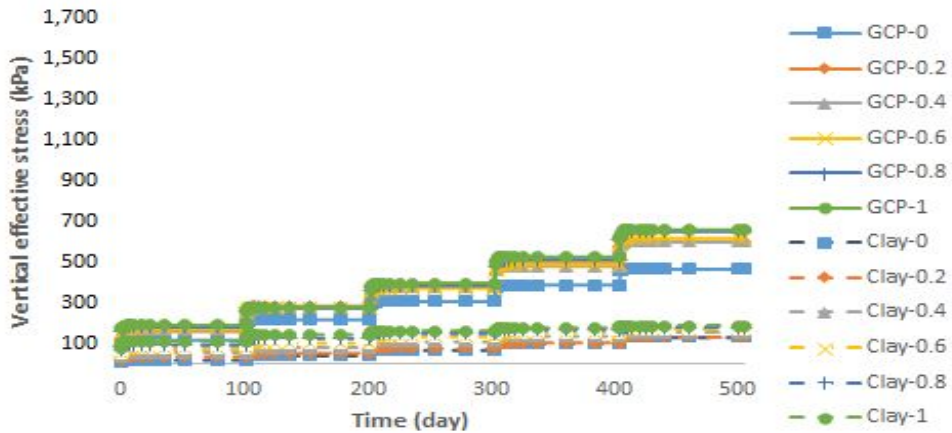
(d)  $a_s=40\%$ , 지반강도=25kPa

그림 4.5 치환율과 깊이 별 시간에 따른 연직유효응력(계속)

치환율 10%의 경우 쇄석다짐말뚝은 1610.76kPa, 점토지반은 188.463kPa, 20%의 경우 쇄석다짐말뚝은 1123.58kPa, 점토지반은 133.676kPa, 30%의 경우 쇄석다짐말뚝은 837.763kPa, 점토지반은 114.727kPa, 40%의 경우 쇄석다짐말뚝은 662.493kPa, 점토지반은 107.695kPa로 나타났다. 또한 쇄석다짐말뚝은  $z/H=0.8$ , 점토지반은  $z/H=1$ 에서 최대연직유효응력이 나타났으며, 치환율이 증가함에 따라 쇄석다짐말뚝과 점토지반의 연직유효응력은 감소하는 것으로 나타났다.



(a) 지반강도=50kPa,  $a_s=30\%$



(b) 지반강도=75kPa,  $a_s=30\%$

그림 4.6 지반강도 별 시간에 따른 연직유효응력

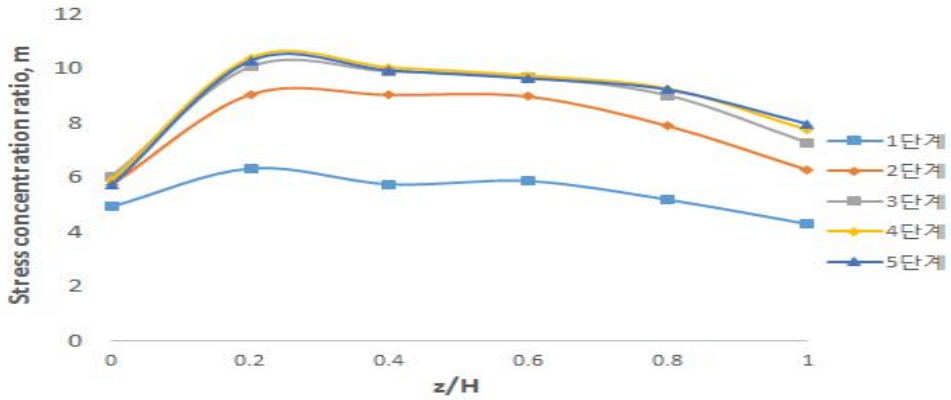
그림 4.6은 치환율 30%에 대해서 지반강도 별 시간에 따른 연직유효응력을 나타낸 그림으로, 지반강도 25kPa의 경우 쇄석다짐말뚝은 837.763kPa, 점토지반은 114.727kPa, 50kPa의 경우 쇄석다짐말뚝은 751.269kPa, 점토지반은 138.43kPa, 75kPa의 경우 쇄석다짐말뚝은 657.094kPa, 점토지반은 183.814kPa로 나타났다. 또한 쇄석다짐말뚝은  $z/H=0.8$ , 점토지반은  $z/H=1$ 에서 최대연직유효응력이 나타났으며, 지반강도가 증가함에 따라 쇄석다짐말뚝의 연직유효응력은 증가하나, 점토지반에서는 감소하는 경향을 보였다.

### 4.1.3 성토단계에 따른 응력분담비 분석

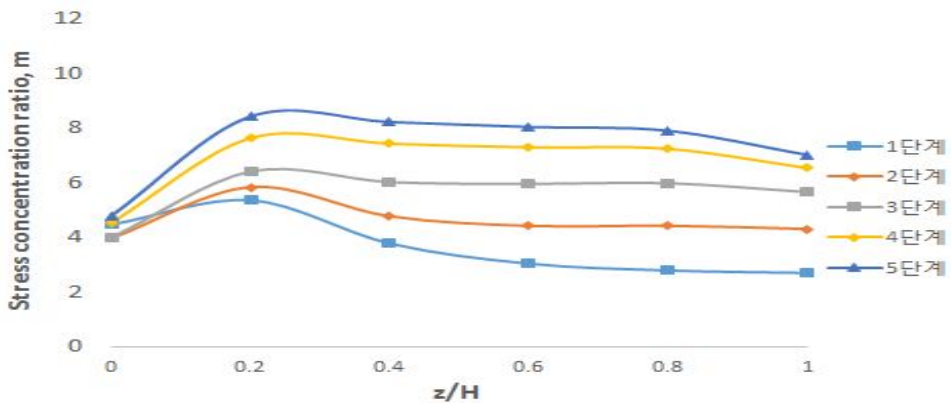
그림 4.7, 4.8, 4.9, 4.10은 치환율과 지반강도 별 깊이에 따른 응력분담비를 각 성토단계가 끝난 시점에서 분석한 것이다.

그림에서와 같이 치환율 30%, 치환율 40% 또는 지반강도 50kPa이상인 지반에서의 성토 1단계에서는 최상부에서 응력분담비가 크게 나타났다가 감소하는 경향을 보였으며, 지반강도와 치환율이 클수록 지반의 상부와 하부의 응력분담비 격차는 더 크게 나타났다. 이는 상부에 가까울수록 하중전이 효과에 의한 쇄석다짐말뚝으로의 응력집중이 더욱 크게 발생하기 때문에 초기 단계에 상부에서 크게 발생한 것으로 판단된다.

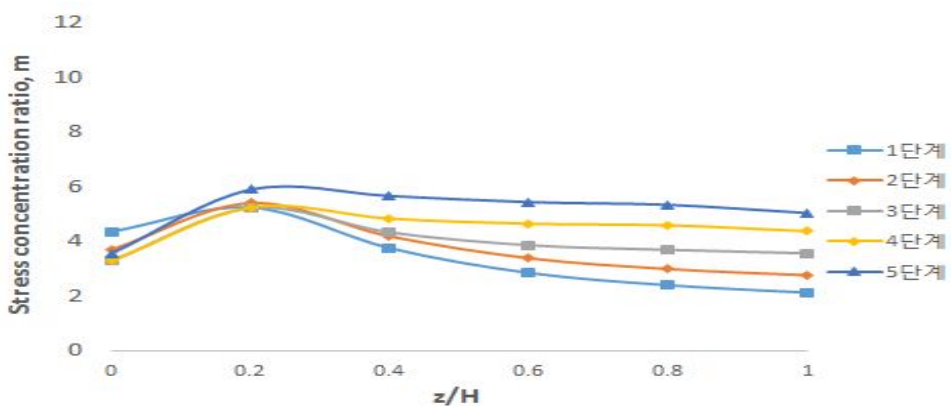
성토단계가 진행될수록 복합지반 내에서의 응력분담비는 전반적으로 증가하는 경향을 보였다. 상부에서는 지반강도가 연약한 지반과 치환율이 낮은 경우에는 성토단계가 진행됨에 따라 응력분담비가 감소하였다가 증가하며, 단단한 지반과 치환율이 높은 경우에는 성토가 진행됨에 따라 응력분담비가 감소하는 경향을 보였다. 즉, 복합지반의 강도가 클수록 상부에서는 응력분담비가 감소하며, 하부에서는 모든 경우에 대해서 응력분담비가 증가하는 경향을 보였다. 이는 성토가 진행됨에 따라 상부의 응력이 하부로 전이되기 때문에 상부는 감소하게 되며, 하부는 점차 증가하게 된다.



(a) 지반강도 25kPa

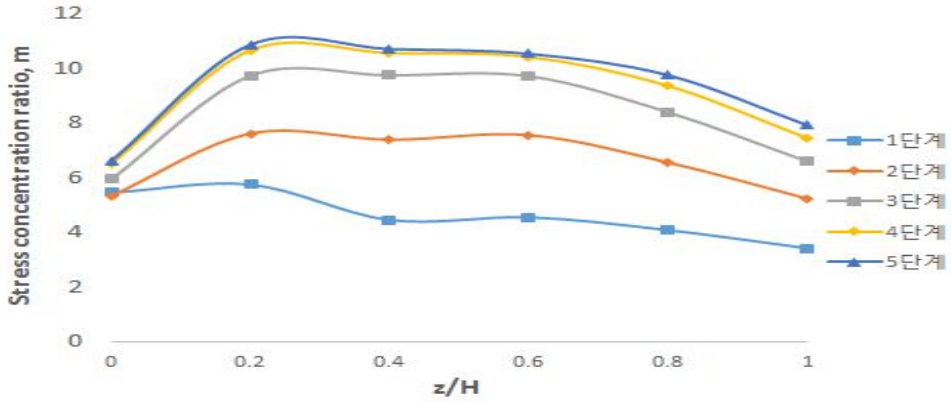


(b) 지반강도 50kPa

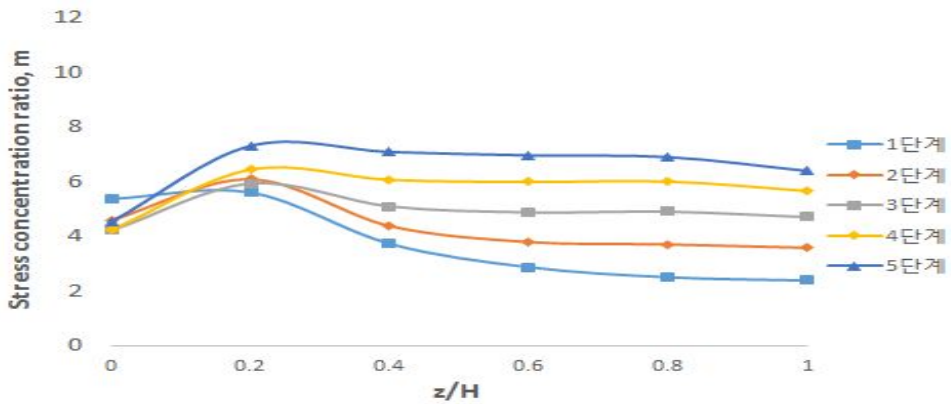


(c) 지반강도 75kPa

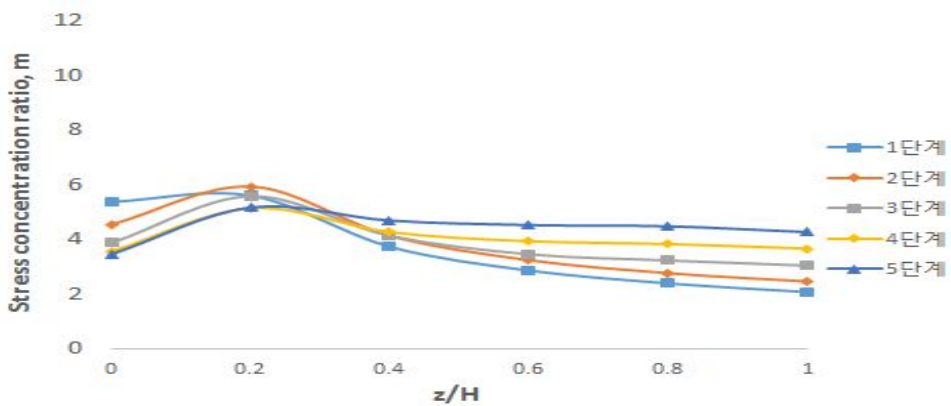
그림 4.7 치환율 10%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비



(a) 지반강도 25kPa

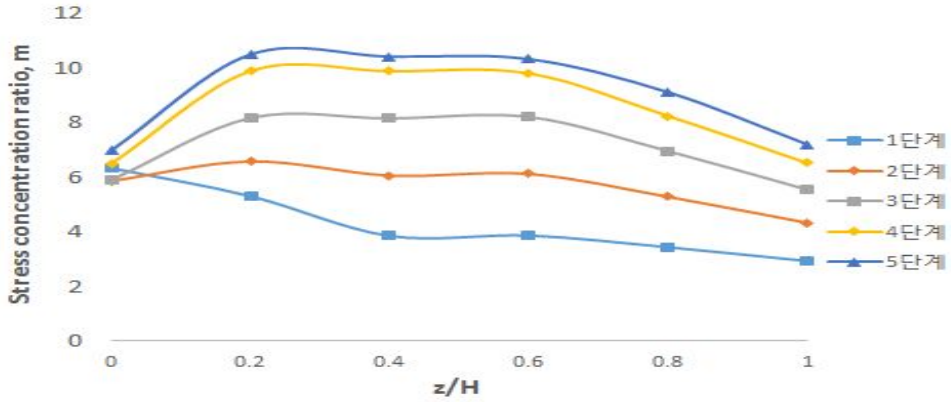


(b) 지반강도 50kPa

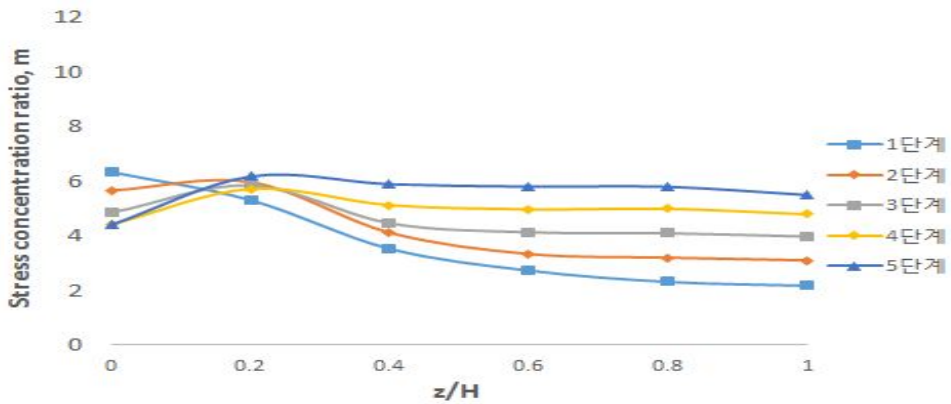


(c) 지반강도 75kPa

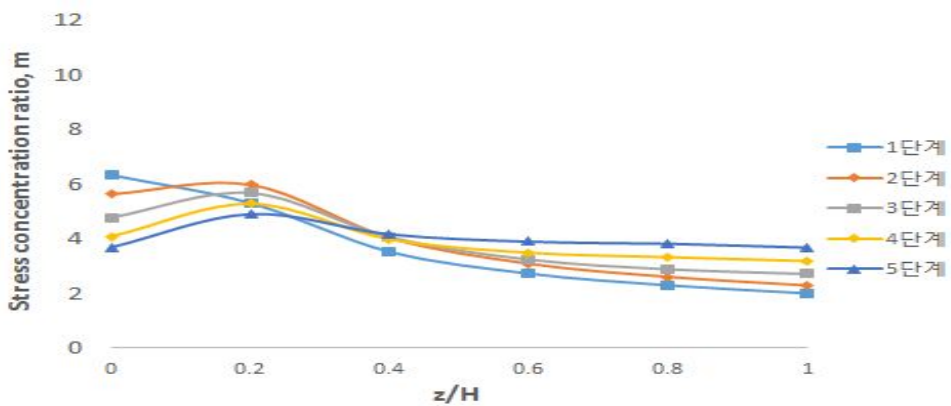
그림 4.8 치환율 20%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비



(a) 지반강도 25kPa

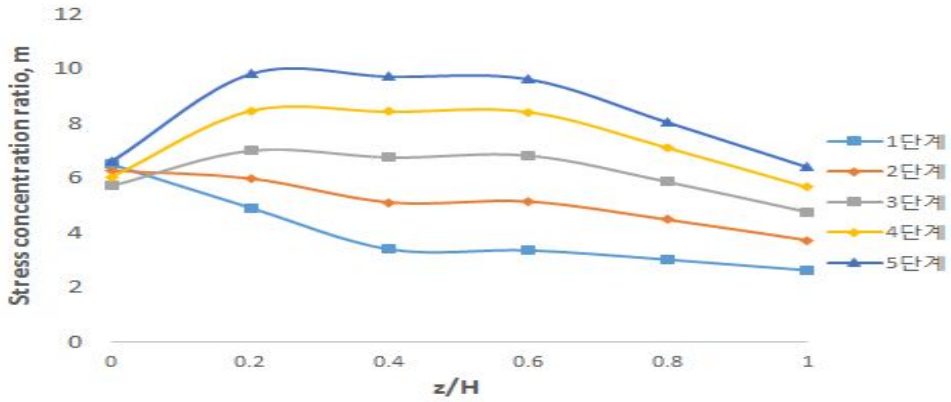


(b) 지반강도 50kPa

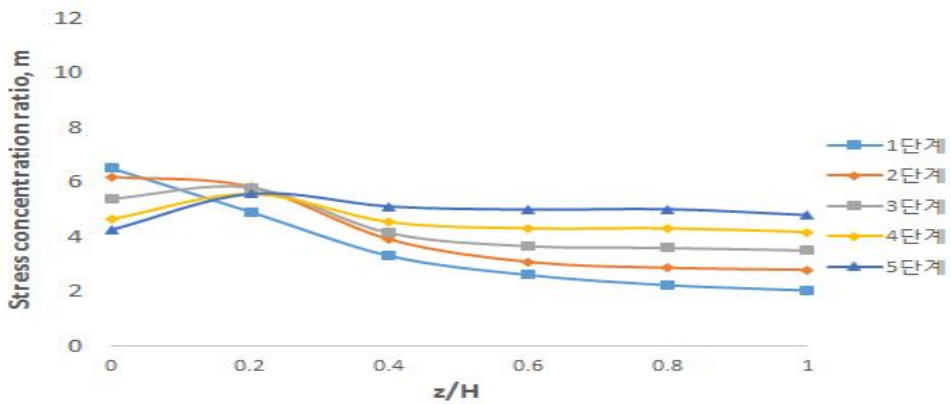


(c) 지반강도 75kPa

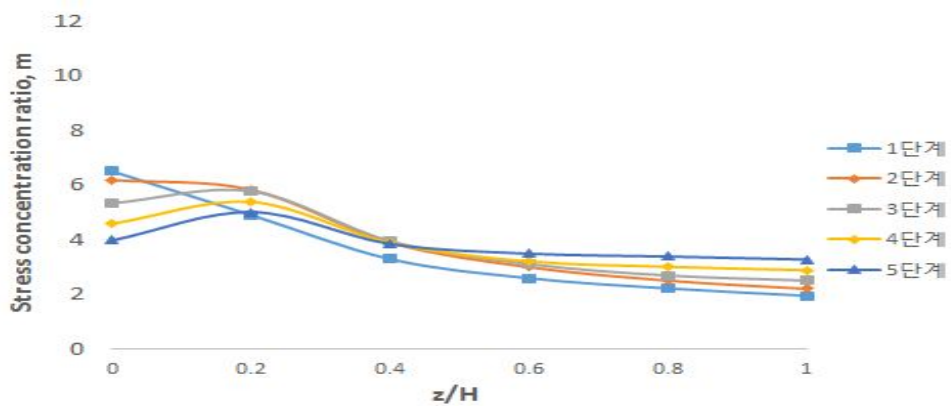
그림 4.9 치환율 30%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비



(a) 지반강도 25kPa



(b) 지반강도 50kPa



(c) 지반강도 75kPa

그림 4.10 치환율 40%의 지반강도, 성토단계와 깊이 별 응력분담비

치환율 별 깊이에 따라 응력분담비를 분석한 결과, 치환율이 증가함에 따라 응력분담비가 감소하는 경향을 보였다. 치환율이 증가하여 복합지반 내에서 쇄석다짐말뚝이 차지하는 비율이 증가할수록 쇄석다짐말뚝으로의 응력집중은 감소하게 되며, 치환율이 낮을수록 복합지반의 거동에서는 쇄석다짐말뚝에 작용하는 응력집중현상이 두드러지게 나타났다. 이는 치환율이 증가하여 쇄석다짐말뚝이 차지하는 비율, 재하응력과 접지하는 면적이 클수록 전응력에서 구분되어서 전이되는 응력의 크기가 작기 때문인 것으로 판단된다.

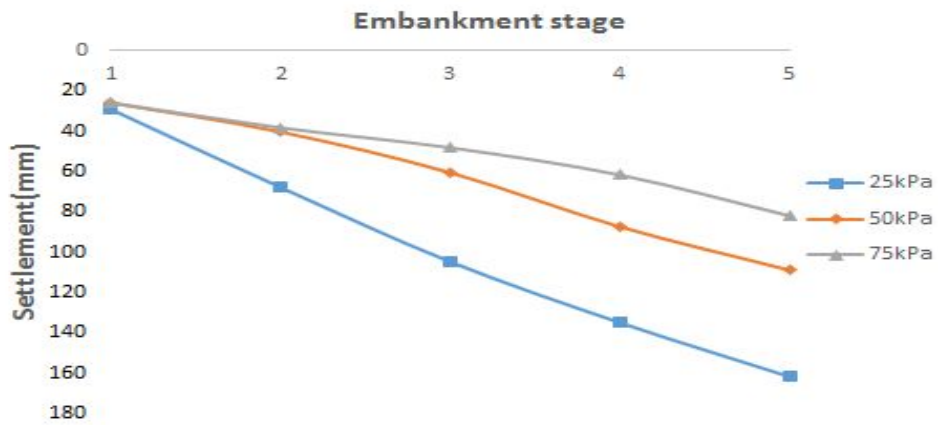
지반강도 별 깊이에 따라 응력분담비를 분석한 결과, 지반강도가 증가할수록 응력분담비는 감소하는 경향을 보였다. 이는 지반강도가 커짐에 따라 지반이 버틸 수 있는 강도가 커지게 되어 점토지반이 받는 연직유효응력은 커지고 쇄석다짐말뚝으로의 응력전이는 덜 발생하게 되어 쇄석다짐말뚝이 받는 연직유효응력은 작아지기 때문이다.

#### 4.1.4 성토단계에 따른 침하량 분석

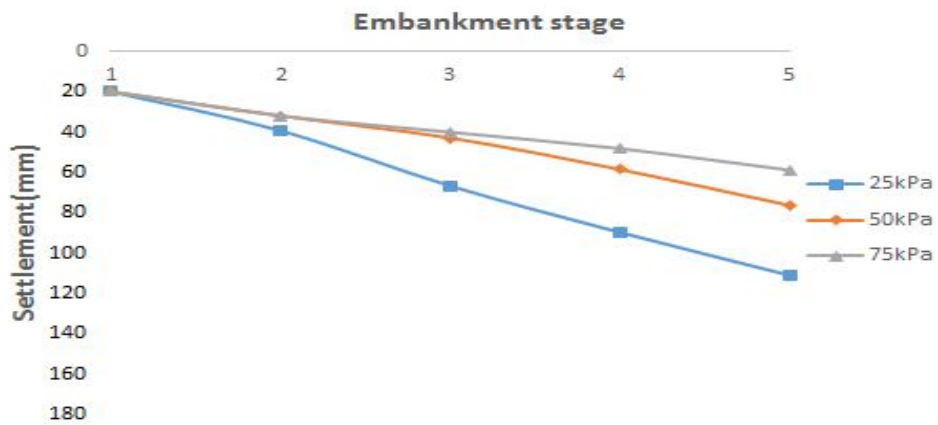
그림 4.11은 각 치환율과 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량을 분석한 그림이다. 치환율과 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량을 분석한 결과, 치환율과 지반강도가 증가할수록 침하량은 선형적으로 감소하는 것을 확인할 수 있으며, 성토단계가 진행될수록 침하량이 증가하는 것을 확인할 수 있었다. 이는 치환율이 커지면 복합지반에서 쇄석다짐말뚝이 차지하는 비율이 커지고, 지반강도가 커지면 점토지반이 단단해지기 때문에 침하량은 감소한다.

지반강도 25kPa에서 치환율 10%의 경우에는 최대 침하량이 161.77mm, 치환율 20%의 경우에는 110.95mm, 치환율 30%의 경우에는 79.32mm, 40%의 경우에는 60.64mm가 발생하였다.



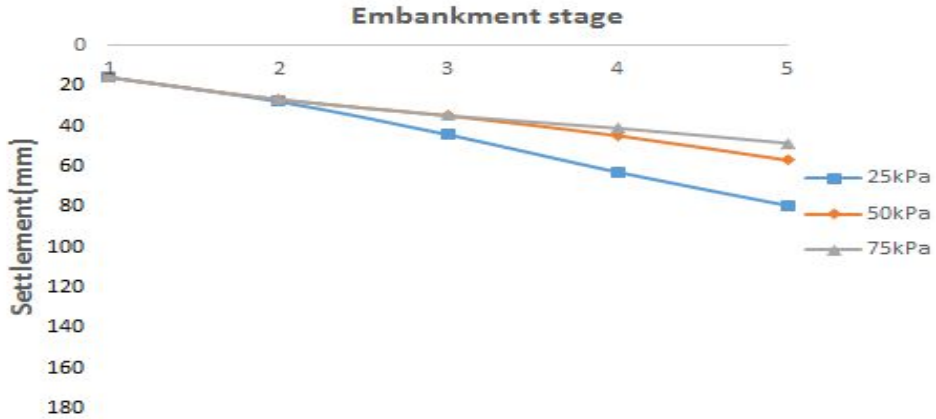


(a)  $a_s = 10\%$

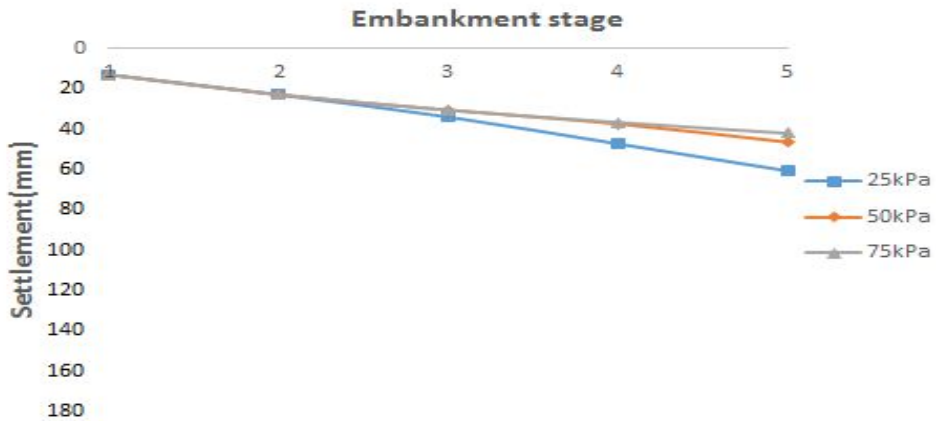


(b)  $a_s = 20\%$

그림 4.11 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하



(c)  $a_s=30\%$



(4)  $a_s=40\%$

그림 4.11 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하(계속)

지반강도 별 성토단계에 따른 침하량을 분석한 결과, 그림 4.11과 같이 치환율과 지반강도가 증가할수록 침하감소율이 증가함을 확인할 수 있으며, 지반강도보다는 치환율이 침하에 더 큰 영향이 미친다는 것을 확인할 수 있었다. 또한 치환율이 30% 이상에서는 침하감소율 폭이 급격하게 감소하였으며, 치환율 30%, 40%와 지반강도 50kPa, 75kPa에서는 침하량의 차이가 미미하였다.

표 4.1은 각 치환율과 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량을 나타낸 표이며, 각 성토 단계에서 치환율 10%, 지반강도 25kPa의 침하량과 비교하여 침하감소율도 나타났다.

**표 4.1 치환율, 지반강도 별 성토단계에 따른 침하량**

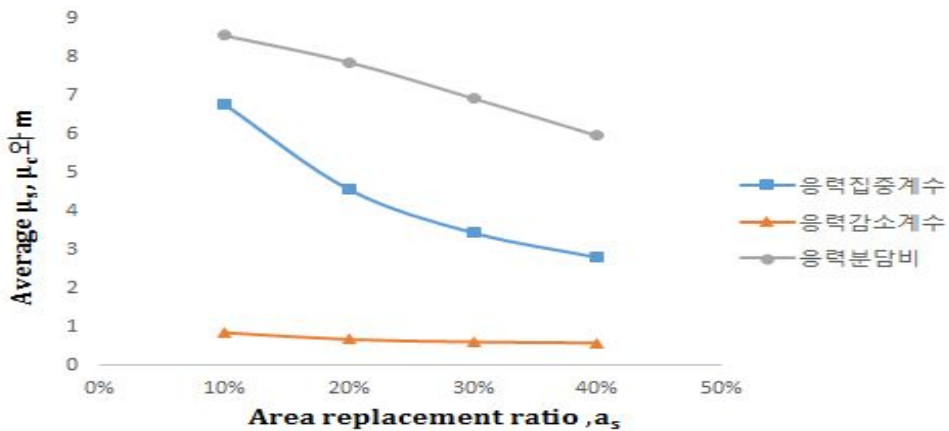
(단위 : mm)

치환율 (%)	지반강도 (kPa)	성토단계				
		1단계	2단계	3단계	4단계	5단계
10	25	29.10	67.83	104.74	134.90	161.77
	50	25.85 (11.17)	40.29 (40.61)	60.53 (42.21)	87.37 (35.23)	108.91 (32.67)
	75	25.83 (11.25)	38.21 (43.67)	48.15 (54.03)	61.65 (54.30)	81.96 (49.34)
20	25	19.83 (31.88)	39.20 (42.21)	66.61 (36.40)	89.62 (33.56)	110.95 (31.41)
	50	19.79 (32.02)	31.79 (53.14)	42.81 (59.13)	58.39 (56.72)	76.25 (52.86)
	75	19.79 (32.02)	31.74 (53.21)	42.81 (59.13)	48.07 (64.37)	58.75 (63.68)
30	25	15.73 (45.94)	27.74 (59.11)	44.19 (57.81)	62.77 (53.47)	79.32 (50.97)
	50	15.73 (45.94)	26.69 (60.65)	34.76 (66.81)	44.69 (66.88)	56.81 (64.88)
	75	15.73 (45.94)	26.69 (60.65)	34.70 (66.87)	40.94 (69.65)	48.37 (70.10)
40	25	12.91 (55.66)	22.83 (66.34)	33.86 (67.67)	47.18 (65.03)	60.64 (62.52)
	50	12.91 (55.66)	22.80 (66.39)	30.43 (70.95)	37.28 (72.36)	46.37 (71.33)
	75	12.91 (55.66)	22.80 (66.39)	30.43 (70.95)	36.55 (72.90)	41.97 (74.06)

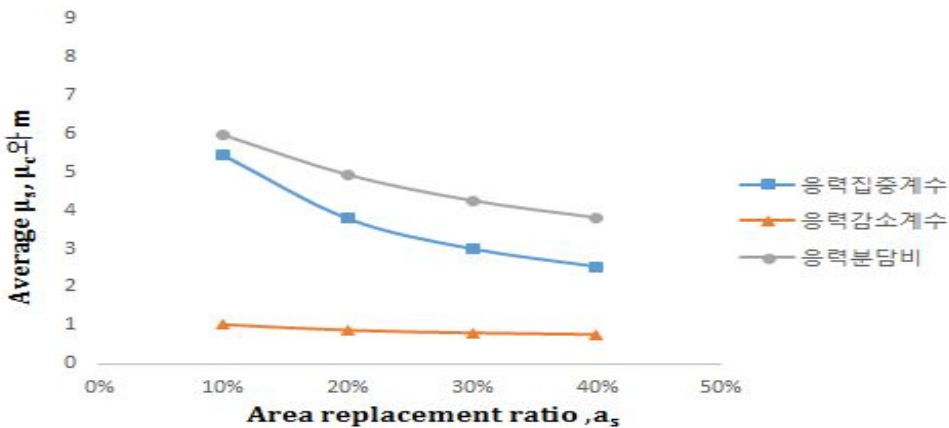
## 4.2 설계요인 인자들의 관계 분석결과

### 4.2.1 치환율, 지반강도와 응력관련계수( $\mu_c, \mu_s, m$ )의 관계

본 절에서는 앞의 분석결과로부터 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 설계에 있어 설계요인인자인 치환율, 지반강도와, 응력관련계수( $\mu_c, \mu_s, m$ )의 관계를 파악해보고자 하였다.

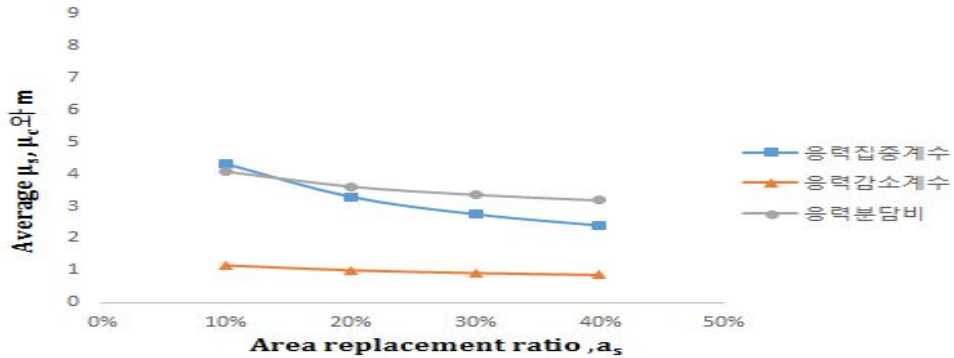


(a) 지반강도=25kPa



(b) 지반강도=50kPa

그림 4.12 지반강도 별 치환율에 따른 평균  $\mu_c, \mu_s, m$



(c) 지반강도=75kPa

그림 4.12 지반강도 별 치환율에 따른 평균  $\mu_c$ ,  $\mu_s$ ,  $m$ (계속)

그림 4.12는 점토 1에 대해서 치환율의 증가에 따른 응력전이 요소의 깊이 별 평균값 변화를 나타낸 것으로, 앞에서 살펴본 결과와 같이 치환율의 증가는 점토지반의 응력저감계수  $\mu_c$ 의 감소보다는 쇄석다짐말뚝의 응력집중계수  $\mu_s$ 의 감소를 더 크게 유발하고, 그로 인해 응력분담비  $m$ 의 감소가 발생함을 알 수 있었다. 또한 점토 2, 3, 4의 경우에 대하여 동일하게 분석한 결과, 점토 1의 값들과 근소한 차이는 있었으나 유사한 값을 가졌으며, 치환율의 증가에 따라 응력관련계수는 감소하는 경향으로 동일하게 나타났다.

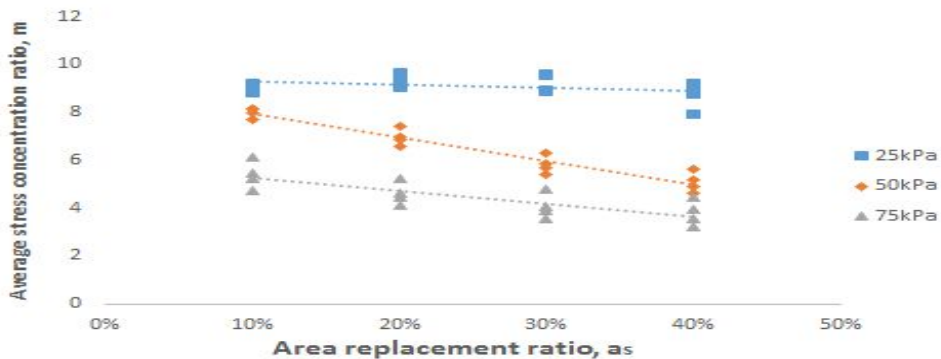
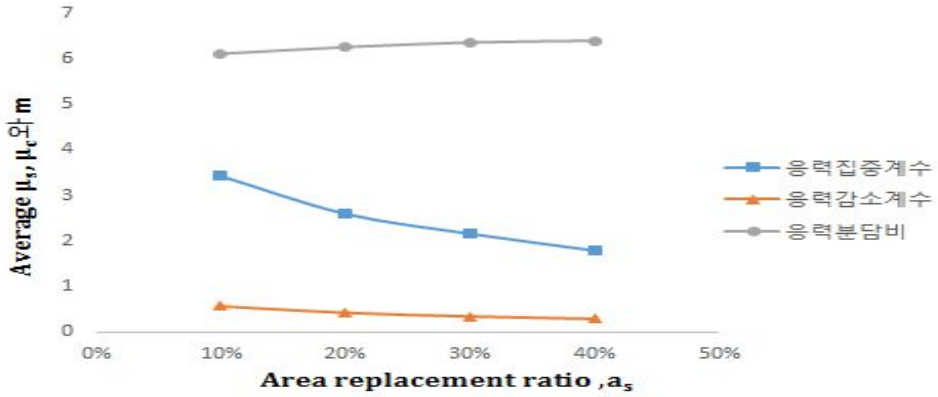
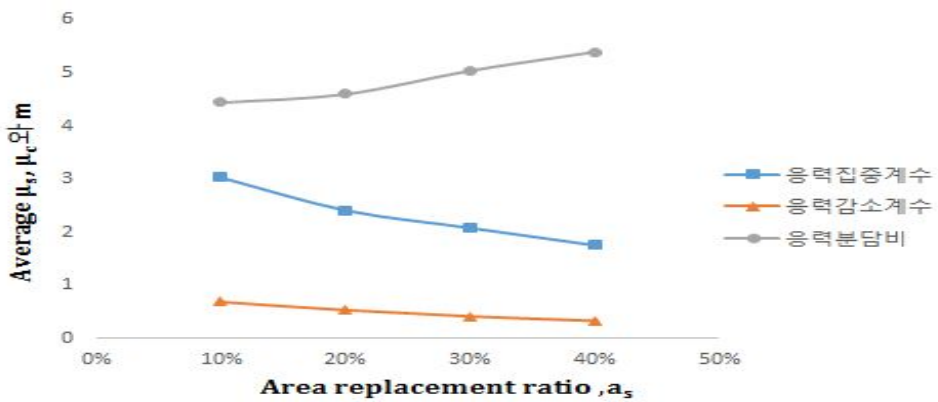


그림 4.13 점토 1, 2, 3, 4의 지반강도 별 치환율에 따른 응력분담비

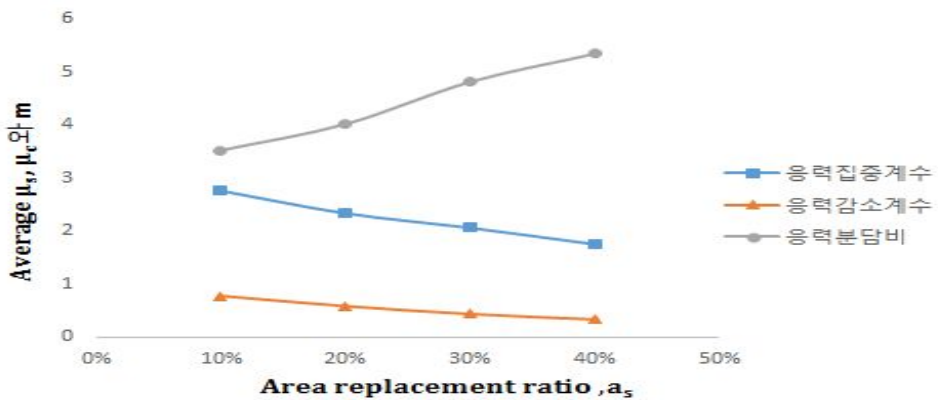
그림 4.13은 지반강도 별 치환율에 따른 응력분담비를 점토 1, 2, 3, 4의 평균값을 나타낸 그래프로 지반강도 25kPa의 경우 응력분담비의 범위는 치환율에 따라 9.66~7.91, 지반강도 50kPa의 경우 8.11~4.61, 지반강도 75kPa의 경우 6.12~3.24로 나타났다.



(a) 지반강도=25kPa



(b) 지반강도=50kPa



(c) 지반강도=75kPa

그림 4.14 지반강도 별 치환율에 따른 상부층에서의  $\mu_c$ ,  $\mu_s$ ,  $m$

지반강도 25kPa 복합지반 상부층에서 응력전이 요소가 치환율에 따른 변화는 그림 4.14에서 나타낸 것과 같이 복합지반의 평균값과 다르게 감소하는 경향이 나타났으며, 지반강도 50, 75kPa에서도 동일하게 감소하는 경향이 나타났다. 또한 점토 2, 3, 4의 경우에서도 동일하게 감소하는 경향이 나타났다. 즉, 치환율 증가함에 따라 응력집중계수  $\mu_s$ 와 응력감소계수  $\mu_c$ 의 감소하는 경향은 유사하게 나타났으나, 두 값의 감소폭이 상이하어 응력분담비  $m$ 은 증가하는 경향이 나타났다.

따라서 복합지반의 상부층에서 측정된 응력 값을 기준으로 전체 깊이의 응력분담비를 산정한다면 과오를 범할 수 있고, 상부층에서는 하중을 바로 받아 응력분담비의 값이 상대적으로 크게 나타나므로, 복합지반 설계 시 응력분담비 산정에 주의가 필요할 것으로 판단된다.

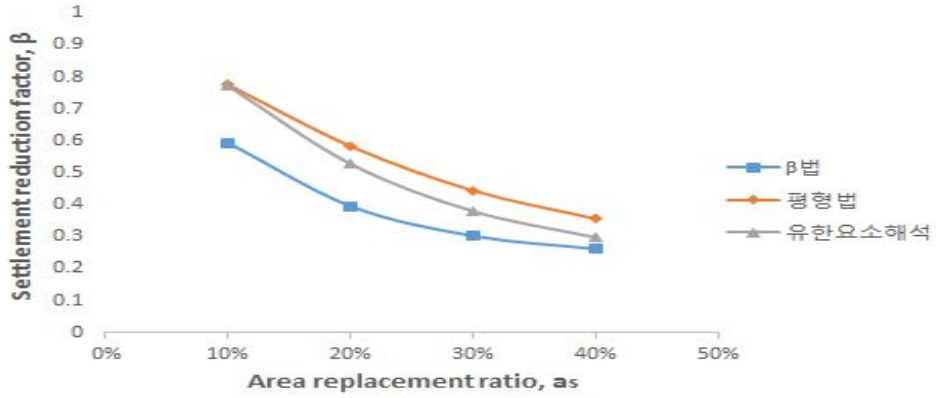
#### 4.2.2 치환율, 지반강도와 침하저감계수 $\beta$ 의 관계

앞의 분석결과로부터 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 설계에 있어 설계요인인자인 치환율, 지반강도와, 침하저감계수  $\beta$ 의 관계를 파악해보고자 하였다.

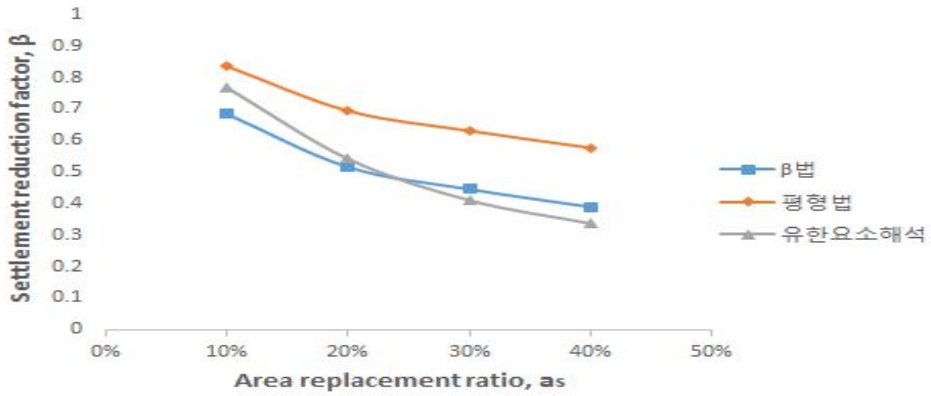
쇄석다짐말뚝의 치환율이 증가할수록 침하감소 효과는 크게 나타남을 확인할 수 있었으며, 이러한 경향은 성토단계가 진행될수록 크게 나타났다. 이러한 침하저감 효과는 원지반 침하량과 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반 침하량의 비로 산정되는 침하저감계수  $\beta$ 로 나타낼 수 있다.

그림 4.15에서는 기존의 침하저감계수 식을 이용하여 구한 값과 유한요소해석을 통해 구한 값을 치환율과 지반강도에 따라 비교한 것이다.

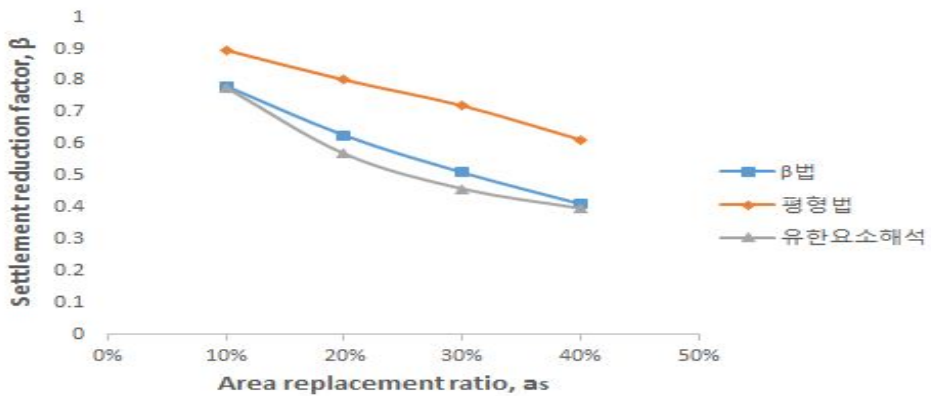
치환율과 지반강도 별 평형법(Equilibrium method),  $\beta$ 법(체적변형계수에 의한 방법)과 유한요소해석을 통해 구한 성토 5단계의 침하저감계수를 분석한 결과, 전체적으로 치환율과 지반강도가 증가할수록 침하저감계수가 감소하는 경향이 나타났으나, 지반강도가 증가함에 따라 침하저감계수의 감소량은 미미하였다. 유한요소해석을 통하여 구한 침하저감계수는 지반강도가 작고 치환율이 낮은 경우에는 평형법에 가깝게 나타났으나, 치환율과 지반강도가 높은 경우에는  $\beta$ 법과 유사하게 나타남을 확인할 수 있었다. 즉, 연약한 지반의 경우 평형법은 유한요소해석결과에 비하여 과대평가되고,  $\beta$ 법은 다소 과소평가됨을 알 수 있었으며, 복합지반의 침하저감 효과는 복합지반의 치환율 및 지반강도, 재하하중에 영향을 받음을 알 수 있다.



(a) 지반강도=25kPa



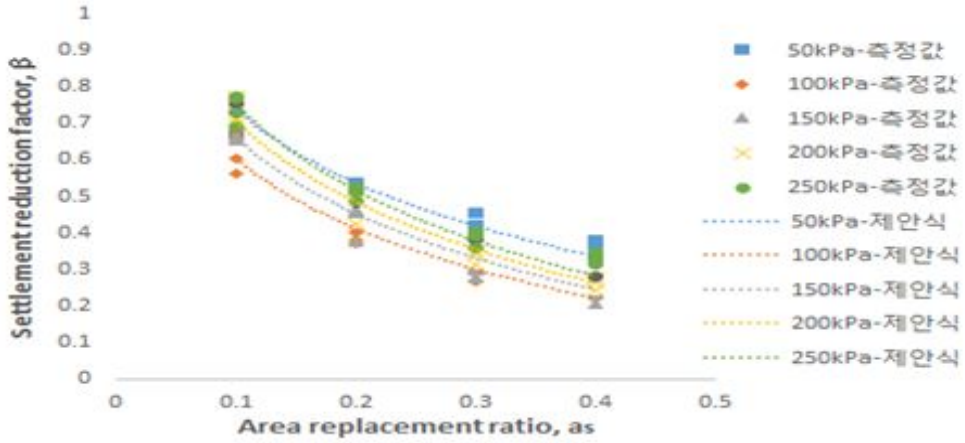
(b) 지반강도=50kPa



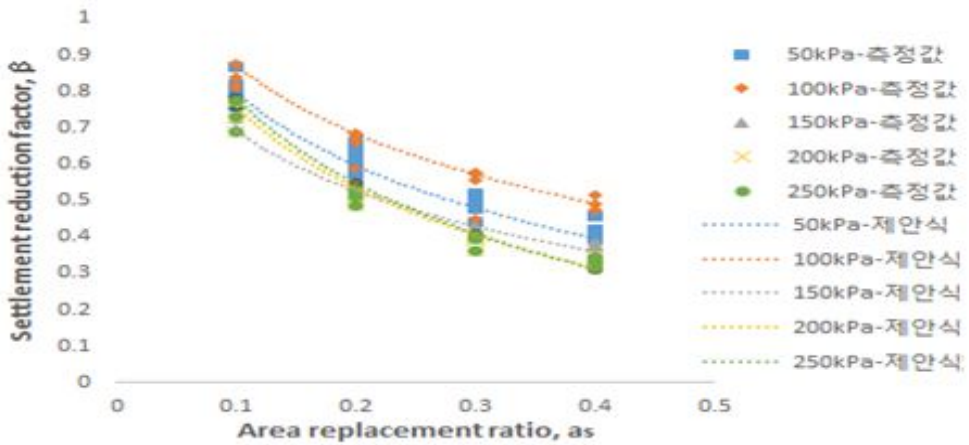
(c) 지반강도=75kPa

그림 4.15 지반강도 별 치환율에 따른 침하저감계수 비교





(a) 지반강도=25kPa



(b) 지반강도=50kPa

그림 4.16 지반강도 25, 50kPa에서 치환율에 따른 침하저감계수 제안식

그림 4.16은 점토지반 1, 2, 3, 4에서 지반강도 25, 50kPa인 연약지반에서 치환율에 따른 침하저감계수의 측정값과 제안식과 비교를 나타낸 그래프이며, 치환율이 증가할수록 감소하는 비선형적인 형태를 보이고 있다.

상수들의 관계를 수식으로 표현하면 다음 식 (4.2)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\beta = a \cdot \ln a_s + b \quad (10\% \leq a_s \leq 40\%) \quad (4.2)$$

여기서,  $\beta$  : 침하저감계수

$a_s$  : 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 치환율

a, b : 지반강도에 따른 상수

**표 4.2 지반강도에 따른 상수**

지반강도 \성토하중	25kPa		50kPa	
	a	b	a	b
50kPa	-0.290	+0.07	-0.290	+0.13
100kPa	-0.275	-0.03	-0.275	+0.24
150kPa	-0.300	-0.03	-0.240	+0.14
200kPa	-0.320	-0.03	-0.320	+0.02
250kPa	-0.340	-0.03	-0.340	+0.00

위 식은 지반강도와 성토하중 별 치환율에 따른 침하저감계수를 제안하기 위해 유한 요소해석을 통하여 점토지반 4곳의 데이터를 평균화하여 나타낸 식이며, 본 연구에서와 같이 유사한 지반조건을 갖는 저치환율(10~40%)로 개량된 복합지반, 지반강도(25~50kPa) 정도의 범위를 갖는 연약지반의 침하저감계수를 추정하는데 사용될 수 있을 것으로 판단된다. 단 지반강도 변화에 따른 상수 값은 직선보간하여 결정한다.

지반강도 및 치환율에 따른 복합지반의 침하량 분석결과, 치환율과 지반강도가 증가함에 따라 최종 침하량이 감소하여 복합지반의 침하감소 효과를 확인할 수 있었다. 또한 기존 이론식으로 구한 값과 유한요소해석으로 구한 제안식은 전체적으로 비슷한 범위에서 분포하고 있으므로 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 장기침하량 예측에 있어 제안식의 적용가능성을 기대할 수 있으나, 향후 지반강도 0~50kPa 범위에서 다양하게 변화시켜 분석하고 현장시험시공을 통한 침하예측을 통한 검증이 필요할 것이다.

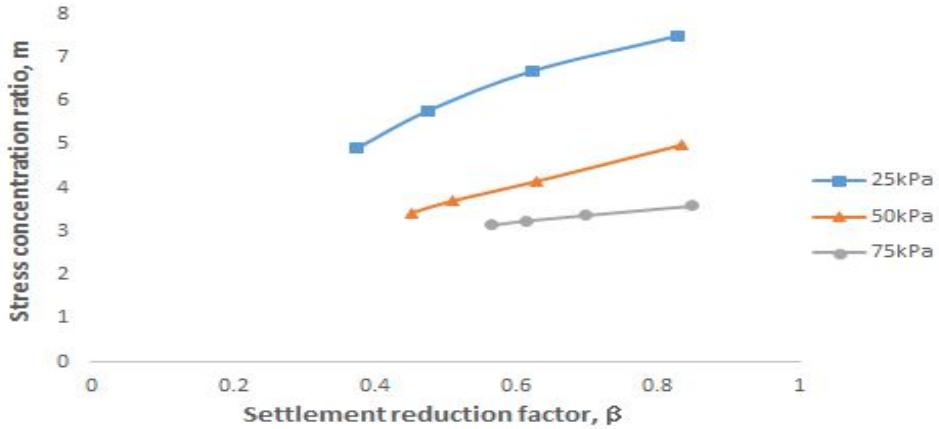


그림 4.17 침하저감계수와 응력분담비의 관계

그림 4.17은 침하저감계수  $\beta$ 와 응력분담비  $m$ 의 관계를 나타낸 그림이며, 침하저감계수  $\beta$ 가 증가함에 따라 응력분담비  $m$ 은 비선형적인 증가경향이 나타났다. 또한 침하저감계수가 증가함에 따라 접선의 기울기가 감소하며, 지반강도가 증가함에 따라 응력분담비 값의 차이가 현저하게 줄어든 것을 확인할 수 있었다.

주로 현장 및 실내시험에서 측정되는 지반의 상부 응력을 산정한 응력분담비와 깊이 별 작용하는 지중응력을 고려하여 산정한 응력분담비는 상당한 차이가 존재하며, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반을 설계함에 있어 응력분담비 뿐만 아니라 침하저감계수를 산정하는데 있어서 각별한 주의가 필요하다고 판단된다.

본 연구는 합리적이고 안전한 쇄석다짐말뚝 설계법을 개발하는 기초단계로써, 조건에 대한 제안식은 다양한 연약지반강도(0~25kPa)에 대해서 추가 분석이 필요하며, 현장시험을 통해 검증되어야 할 것이다.

## 제 5 장 결 론

최근 연약지반에 쇄석다짐말뚝으로 복합지반을 개량하는 쇄석다짐말뚝공법을 적용하는 사례가 증가하고 있으나, 명확한 설계기준이 없을 뿐만 아니라 경험적인 방법에 의존하고 있으며, 파괴원인과 예방대책에 대한 명확한 기준도 없는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 쇄석다짐말뚝공법의 합리적이고 안전한 설계법을 위한 기초단계로써, 유한요소해석을 수행하여 하중 작용 시 치환율과 지반강도 변화에 따른 과잉간극수압, 침하량과 응력특성을 분석한 결과는 다음과 같다.

1. 치환율 별 응력분담비 분석결과, 치환율이 증가함에 따라 복합지반 내에서 쇄석다짐말뚝이 차지하는 비율이 증가하면 쇄석다짐말뚝으로의 응력집중은 감소하게 되며, 치환율이 낮아짐에 따라 쇄석다짐말뚝으로의 응력집중이 증가하게 된다. 이는 치환율이 클수록 전이되는 응력의 크기가 작기 때문인 것으로 확인되었다.
2. 지반강도 별 응력분담비 분석결과, 지반강도가 증가할수록 응력분담비는 감소하는 경향을 보였다. 이는 지반강도가 커짐에 따라 지반이 버틸 수 있는 강도가 커지게 되어 점토지반이 받는 연직유효응력은 커지고 쇄석다짐말뚝으로의 응력전이가 감소하여 쇄석다짐말뚝이 받는 연직유효응력이 작아지기 때문인 것으로 확인되었다.
3. 치환율, 지반강도와 응력관련계수의 관계를 분석한 결과, 치환율과 지반강도가 증가함에 따라 깊이 별 평균화한 응력감소계수, 응력증가계수, 응력분담비는 감소하는 경향이 나타났다.
4. 상부층에서의 응력감소계수와 응력증가계수는 유사하게 감소하는 경향이 나타났으나, 두 값의 감소폭이 상이하여 응력분담비는 증가하는 경향이 나타났다. 즉, 상부층에서 측정된 값으로 전체 깊이의 응력분담비를 산정한다면 과오를 범할 수 있으며, 복합지반 설계 시 응력분담비 산정에 있어 주의가 필요하다.
5. 쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반에서 치환율을 이용하여 침하저감계수  $\beta$  산정하는 식을 제안하였다. 이는 저치환율(10~40%), 지반강도(25~50kPa)의 범위를 갖는 복합지반에서의 침하저감계수를 추정하는데 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 강운, 김홍택(2004), “조립토 다짐말뚝의 지지력 특성분석 - 모형토조실험 결과를 중심으로”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 5권, 제 2호, pp. 51~62.
2. 국토해양부(2012), “도로설계편람”, 제 3편 토공 및 배수
3. 김구영(2012), “저회혼합다짐말뚝공법의 치환율에 따른 침하저감비 산정”, 한양대학교 석사학위논문
4. 김동구(2017), “쇄석다짐말뚝과 토목섬유저면매트로 보강된 해상연약지반에 축조된 도로성토제방의 안정성 분석”, 인천대학교 석사학위논문
5. 김동은, 박현일, 이승래, 유상호(2008), “점토지반 조건 및 쇄석말뚝 특성에 따른 응력분담비 산정”, 한국지반공학회 논문집, 제 24권, 제 11호, pp. 35~41.
6. 김동훈, 황규호, 고경환, 이송(1996), “수정 Cam clay model을 이용한 사질토 지반의 거동분석”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 제 3권, pp. 481~484.
7. 김민석(2016), “쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 거동특성”, 조선대학교 석사학위논문
8. 김민석, 나승주, 양열호, 김대현(2016), “GCP로 보강된 연약지반의 해석적 거동분석”, 한국지반신소재학회 논문집, 제 15권, 제 3호, pp. 27~37.
9. 김병일, 이승원, 김범상, 유완규(2004), “단일말뚝 형태의 모형시험을 통한 SCP와 GCP의 극한지지력 비교”, 한국지반공학회 논문집, 제 20권, 제 8호, pp. 41~48.
10. 김병일, 유완규, 김영욱, 문인중(2013), “저치환율 SCP와 GCP로 개량된 복합지반의 거동에 관한 실험적 연구”, 한국산학기술학회 논문집, Vol. 14, No. 2, pp. 936~942.
11. 김세원(2009), “연약지반 개량을 위한 순환골재다공질 콘크리트 말뚝과 쇄석말뚝으로 보강된 복합지반의 거동특성”, 고려대학교 석사학위논문
12. 김용경(2006), “Stone Column 공법과 Granular Compaction Pile의 설계방법 분석”, 서울시립대학교 석사학위논문
13. 김윤태, 박현일, 이형주, 김상환(2004), “안벽구조물 하부 SCP 복합지반의 응력전이 거동 해석”, 대한토목학회 논문집, 제 24권, 제 4회, pp.235~24.

14. 김인기(2003), “연약지반상 성토시 측방변위 거동에 대한 유한요소해석”, 조선대학교 석사학위논문
15. 김재권(2003), “연약지반에 타입된 모래다짐말뚝의 하중전이 특성에 관한 연구”, 연세대학교 박사학위논문
16. 김주현(2010), “재생골재를 사용한 다짐말뚝의 복합지반거동 특성과 점토 혼입 양상에 관한 실험적 연구”, 홍익대학교 석사학위논문
17. 김태완(2001), “점성토 지반에 설치된 모래다짐말뚝의 거동에 대한 수치해석적 연구”, 단국대학교 석사학위논문
18. 나승주, 김민석, 박경호, 김대현(2016), “GCP의 쇄석과 모래의 배합비 별 응력분담비”, 한국지반공학회 논문집, 제 32권, 제 9호, pp. 37~50.
19. 도종남, 이동엽, 김백영, 천병식(2009), “쇄석과 모래 혼합다짐말뚝의 clogging 특성”, 한국지반환경공학회 학술발표회논문집, Vol. 2009, pp. 253~257.
20. 문인중, 유완규, 김병일(2012), “1g 모형시험을 이용한 저치환율 SCP, GCP 공법의 침하와 지지력에 관한 연구”, 대한토목학회 정기학술대회, Vol. 2013, No. 10, pp. 1187~1190.
21. 박민철, 권혁찬, 신호희, 장기수, 이송(2011), “GCP공법의 복합통수능 효과 분석”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 12권, 제 12호, pp. 37~46.
22. 박오성(2007), “쇄석다짐말뚝으로 개량된 연약점성토 지반의 거동특성”, 서울산업대학교 석사학위논문
23. 박용원, 김병일, 윤길림, 이상익, 문대중, 권오순(2000), “모래다짐말뚝(SCP)의 치환율 변화에 따른 특성연구”, 한국지반공학회 논문집, 제 16권, 제 4호, pp.117~128.
24. 배경태, 이종규(2007), “연약지반의 쇄석다짐말뚝에 대한 거동 분석(1)”, 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 제 4호, pp. 169~183.
25. 선희현(2000), “쇄석말뚝 지지력 평가를 위한 3차원 유한요소해석”, 명지대학교 석사학위논문
26. 성경화(2003), “성토재하에 따른 연약지반의 거동양상에 관한 연구”, 조선대학교 석사학위논문
27. 신현영, 한상재, 김수삼, 김재권(2005), “저치환율 SCP 보강 점토지반의 거동”, 대한토목학회 논문집, 제 25권, 제 6C호, pp. 369~378.
28. 송명근, 배우석, 안상로, 허열(2011), “연/강성 하중을 받는 복합지반의 응력분담거동에 대한 원심모형시험”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 12권, 제 6호, pp. 5~15.

29. 옥주호(2012), “GCP가 인접 성토도로에 미치는 영향에 관한 사례연구”, 부산대학교 석사학위 논문
30. 유승경(2009), “SCP와 GCP의 압밀축진효과에 관한 고찰”, 한국토목섬유학회 논문집, Vol. 8, No. 2, pp. 41~46.
31. 유충식, 송아란, 김선빈, 이대영(2007), “연약지반에 시공된 지오그리드 보강 쇠석기 등 공법의 유한요소모델링”, 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 제 10호, pp. 133~150.
32. 이강석(2000), “상부확장 Stone column의 유한요소해석”, 명지대학교 석사학위논문
33. 이강일, 이재욱, 임은상, 주경원(2012), “압밀도 및 치환율 변화에 따른 미관통 SCP 지반의 압밀해석”, 한국토목섬유학회 논문집, 제 11권, 제2호, pp. 11~20.
34. 이민희, 최용규, 임종철, 황근배(2003), “현장재하시험을 통한 쇠석다짐말뚝의 응력 분담에 관한 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제 19권, 제6호, pp.107~114.
35. 이민희(2004), “쇠석다짐말뚝공법의 하중지지거동 및 응력분배 특성에 관한 연구”, 부산대학교, 박사학위논문
36. 이윤주(1996), “연약점토지반에 있는 Stone Coulmn의 지지력 산정, 한국해양공학회 논문집, 제 10권, 제 4호, pp. 141~148.
37. 이창호, 임형덕, 이우진(2005), “치환율에 따른 쇠석다짐말뚝(GCP) 지반의 유한요소 해석”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 5459~5462.
38. 임형용(2009), “ABAQUS 프로그램과 Marston-Spangler식에 의해 각각 산정한 관 변형 특성 비교”, 한남대학교 석사학위논문
39. 정근채, 허열, 배우석(2012), “관통-미관통 모래다짐말뚝으로 개량된 연약지반의 거동”, 한국지반환경고학회 논문집, 제 10권, 제9호, pp. 91~99.
40. 정재원, 이승준, 박노원, 천병식(2013), “쇠석다짐말뚝에 발생하는 간극막힘 저감방안에 관한 수치해석적 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 14권, 제 1호, pp. 43~51.
41. 조성환(1999), “모래다짐말뚝(SCP) 복합지반의 유한요소해석, 명지대학교 석사학위 논문
42. 조현영(2011), “쇠석다짐말뚝의 지지력 및 거동에 관한 연구”, 인제대학교 석사학위 논문
43. 주익찬(2013), “모래 혼합 쇠석다짐말뚝의 최적 배합비에 관한 실험적 연구”, 한양대학교 석사학위논문

44. 주정현(2008), “ 정재하시험 결과를 이용한 단일 쇄석다짐말뚝의 지지력 예측방법”, 한양대학교 석사학위논문
45. 천병식, 김백영, 고용일, 여유현, 박경원(1999), “실내모형시험을 통한 Gravel Drain의 배수효과에 관한 연구”, 한국지반공학회 가을학술발표회 논문집, pp. 179~186.
46. 천병식, 최현식, 이용한(2000), “Gravel pile의 지지력 특성에 관한 연구”, 태한토목학회 2000 학술발표회 논문집, pp. 29~34.
47. 최용규, 김원철, 정창규, 이민희, 김태훈(2002), “진동쇄석다짐말뚝공법의 기술적 수준”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 3권, 제 3호, pp. 65~77.
48. 최진옥, 이대영, 유충식(2013), “축소모형실험에 의한 반복하중 작용시 지오그리드 감쌈 쇄석말뚝의 비배수 거동 특성”, 한국지반공학회 논문집, 제 29권, 제 1호, pp.109~120.
49. 최호섭(2009), “쇄석과 모래 혼합다짐말뚝의 공학적 특성”, 한양대학교 석사학위논문
50. 최효원(2005), “수치해석을 통한 모래다짐말뚝(SCP)공법의 영향인자 파악”, 한양대학교 석사학위논문
51. 한국도로공사(2009), “도로설계요령”, 제 2편 토공 및 배수
52. 한상수, 정선태, 이진형, 김보경, 김경민(2016), “쇄석말뚝의 침하량 산정방법 적용성에 관한 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 17권, 제 3호, pp. 5~12.
53. 한상재, 유한규, 김병일, 김수삼(2013), “석션드레인공법을 적용한 연약지반의 침하 특성”, 한국지반공학회 논문집, 제 29권, 제 3호, pp. 15~27
54. 해양수산부(2001), 대수심 방과제 및 연약지반 관련기술(III).
55. 허열, 정소전, 이치근 안광국(2006), “SCP 및 GCP로 개량된 복합지반의 변위 양상에 관한 원심모델링”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 7권, 제 5호, pp.57~66.
56. 홍영길(2003), “SCP로 개량된 점토지반의 극한지지력과 응력분담비의 특성에 관한 연구”, 강원대학교 박사학위논문
57. 홍의준(2003), “연성하중을 받는 모래다짐말뚝(SCP)의 거동분석”, 연세대학교 석사학위논문
58. Aboshi, H., Yoshikuni, H. and Harada, K. (1970), “ $k_0$ -consolidation of Clay with large sand pile”, 5th Conference of JSSMFE, pp. 379~440.



59. 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.
60. Alamgir, M., Miura, N., Poorooshasb, 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.
61. 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.
62. Barksdale, R. D.(1981), "Site improvement in japan using sand compaction piles", Georgia Institute of Technology, Atlanta.
63. 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.
64. Brauns, J.(1978), "Die Anfangstraglast von Schottersaulen im Bindigen Untergrund", Die Bautechnik, Vol. 8, pp. 263~271.
65. Chow Y. K., [1996]. "Settlement analysis of sand compaction Pile", Soils and Foundations, Volume 36 - n°1, Japanese Geotechnical Society, 111~113.
66. Dassult Systems(2008), "ABAQUS Version 6.12 Documentation Providence, RI: Dassault Systemes.
67. 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.
68. Engelhardt, K. and Golding, H. C.(1975), "Field testing to evaluate stone column performance in a seismic area", Geotechnique, Vol. 25, No. 1, pp.61~69.
69. 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: 279~286.

70. Greenwood, D. A.(1970), “Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface”, Proc. Ground Engineering Conference, Institute of Civil Engineering, pp. 9~20.
71. Gibson, R.E. and Anderson, W.F.,(1961), Insitu measurement of soil properties with the pressuremeter, Civil Engineering, London, Vol. 56, pp. 615~620.
72. 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.
73. Huges, J. M. O. and Withers, N. J.(1974), Reinforcing Soft Cohesive Soil with Stone Columns, Ground Engineering, Vol. 7, No. 3, pp. 29~42.
74. 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.
75. Ichmoto, E.(1981), “Result of design construction of sand compaction pile method”, 36th JSSMFE Conference, pp.51~55.
76. Joel Gniel and Abdelmalek Bouazza(2010), “Construction of Geogrid Encased Stone Columns: A new Proposal Based on Laboratory Testing”, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 28, No. 1, pp. 108~118.
77. Jung, J. B.(1999), “Study on consolidation behavior of clay ground improved by partly penetrated sand compaction piles, Hiroshima University, Ph. D. Thesis.
78. Kim, Y. T. and Ahn, J. H.(2012), “Consolidation behavior and stress concentration ratio of SCP Composite ground”, Marine georesources & geotechnology, Vol. 30, No. 1, pp.1064~119X.
79. Kolekar, Y. A. and Murty, D.(2011), “Numerical Simulation of Behavior of Partially Penetration Stone Coulmns, Pan-Am CGS Geotechnical, pp. 107~112.
80. 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.
81. 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.

82. 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.
83. 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.
84. 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.
85. Murayama, S.(1957), "Improvement of soft ground by sand compaction pile, Conference Papers of Osaka Construction works", pp. 1~17(in japanese).
86. Priebe, H.(1976), "Estimating settlements in a gravel column consolidation soil", Die Bautechnik 53, German, pp. 160~162.
87. Pribe, H. J.(1995), "The Design of Vibro Replacement", Journal of Ground Engineering, pp. 31~37.
88. Ranjan G. & Rao B.G. (1983). "Skirted Granular Piles for Ground Improvement", Proc. VIII, European Conference on SM & FE, Helsinki.
89. Ranjan, G. and Rao, B. G. (1986), "Granular piles for ground improvement", Proceedings of the 1st International Conference on Piling and Deep Foundations, Beijing, Vol.1.
90. 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.
91. 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.
92. Takeda, N. and Nogawa, H.(1982), "Compressibility of clay-containing and compaction piles", JSSMFE, Tsuchi-to-Kiso, Vol. 30, No. 2, pp.47~54.
93. Thorburn, S. and MacVicar, R. S. L.(1968), "Soil stabilization employing surface and depth vibrators", Structural Engineer, Vol. 46, No. 10, pp. 309~316.

94. Van impe, W. F. and Madhav, M. R.(1992), “Analysis and settlement of dilating stone column reinforced soil”, *Osterreichische Ing. Arch-Zschr.*, Vol. 137, pp. 114~121.
95. Yoshikuni, H.(1979), “Design and construction management of vertical drain method”, *Soils and Found Series*, Gihoudou, Tokyo.
96. Yamaguchi, K. and Hukumoto, K.(1982), “Stress ratio of a sand pile and cohesive soil in composite ground”, 17th JSSMFE Conference, pp. 391~394.
97. Yamaguchi, H., and Murakami, Y.(1977), On Stress Distribution of Composite Ground, The 11th Conference of Japanese Symposium of Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 951~952.