



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](#)

2024년 2월
박사학위논문

쇄석다짐말뚝으로 보강된
연약지반의 동적 거동특성 분석

조선대학교 대학원

토목공학과

권이혁

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 동적 거동특성 분석

**Analysis of Dynamic Behavior Characteristics of Soft Ground by
Reinforcement of Granular Compaction Pile**

2024년 2월 23일

조선대학교 대학원

토목공학과

권이혁

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 동적 거동특성 분석

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2023년 10월

조선대학교 대학원

토 목 공 학 과

권 이 혁

권이혁의 박사학위논문을 인준함

위원장 김 성 홍 (인)

위 원 강 성 승 (인)

위 원 장 우 식 (인)

위 원 박 경 호 (인)

위 원 김 대 현 (인)

2024년 1월

조선대학교 대학원

목 차

ABSTRACT

제 1 장 서 론	1
1.1 연구배경 및 목적	1
1.2 국내·외 연구동향	3
1.3 연구내용 및 방법	5
제 2 장 이론적 배경	6
2.1 개요	6
2.2 쇄석다짐말뚝공법	8
2.2.1 개요	8
2.2.2 쇄석다짐말뚝공법의 적용성	9
2.2.3 쇄석다짐말뚝공법의 개량효과	11
2.2.4 쇄석다짐말뚝공법 시공 분류	12
2.2.5 쇄석다짐말뚝공법의 시공순서	13
2.3 쇄석다짐말뚝공법의 기본설계개념	14
2.3.1 등가원주(Unit-Cell) 개념	14
2.3.2 쇄석다짐말뚝공법의 치환율	16
2.3.3 쇄석다짐말뚝공법의 응력분담비	18
2.4 쇄석다짐말뚝의 거동특성	20
2.4.1 파괴거동	20
2.4.2 지지력 이론	23

2.5 1g 진동대 시험기를 활용한 축소모형시험	26
2.5.1 1g 진동대 시험 개요	26
2.5.2 동적 모형 시험	27
2.5.3 상사법칙	28
2.5.4 정상상태선 개념	30
2.5.5 경계조건 효과	31
2.5.6 지반진동	33
2.5.7 응답스펙트럼(Response Spectrum)	35
제 3 장 실내실험	39
3.1 1g진동대를 이용한 실내실험	39
3.1.1 지반조성재료	39
3.1.2 유압 서보 1g 진동시험기	41
3.1.3 연성토조(Laminar Shear Box)	43
3.1.4 응답가속도 계측장비	44
3.1.5 실험 수행 모델	46
3.1.6 입력지진파	49
3.1.7 축소모형 조성	51
3.2 입력지진파에 따른 실내모형실험의 응답가속도 분석	53
3.2.1 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석 - 무보강	53
3.2.2 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석 - 쇄석다짐말뚝 보강 좌측	54
3.2.3 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석 - 쇄석다짐말뚝 보강 중앙	55
3.2.4 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석 - 쇄석다짐말뚝 보강 우측	56

3.3	하부지반 대비 상부지반의 가속도 증폭비 분석	58
3.3.1	가속도 증폭비 분석 결과 - Ofunato	58
3.3.2	가속도 증폭비 분석 결과 - Hachinohe	59
3.3.3	가속도 증폭비 분석 결과 - 경주지진파	60
3.3.4	가속도 증폭비 분석 결과 - 포항지진파	61
3.3.5	가속도 증폭비 분석 결과 - 인공지진파	62
3.4	가속도계 위치별 가속도 응답스펙트럼 분석	63
3.4.1	개요	63
3.4.2	가속도 응답스펙트럼 분석결과 - Ofunato	64
3.4.3	가속도 응답스펙트럼 분석결과 - Hachinohe	65
3.4.4	가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 경주지진파	66
3.4.5	가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 포항지진파	67
3.4.6	가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 인공지진파	68
제 4 장 수치해석		70
4.1	1차원 지반응답해석	70
4.1.1	개요	70
4.1.2	입력물성값	72
4.2	1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석 결과	73
4.2.1	Ofunato지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석	73
4.2.2	Hachinohe지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석	74
4.2.3	경주지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석	75
4.2.4	포항지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석	76
4.2.5	인공지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석	77
4.3	2차원 수치해석	79
4.3.1	해석 및 경계조건	79

4.3.2 입력물성값	81
4.3.3 해석 모델링	82
4.4 입력지진파에 따른 응답가속도 분석결과	86
4.4.1 지반 심도에 따른 최대지반가속도 분석 결과	
- 무보강	86
4.4.2 지반 심도에 따른 최대지반가속도 분석 결과	
- 쇄석다짐말뚝 보강	88
제 5 장 결 론	92
참고문헌	94

표 목 차

표 2.1 N값에 의한 모래의 연약지반 판정	6
표 2.2 점토에 대한 연약지반 판별	7
표 2.3 일반적인 다짐말뚝 채움재 종류에 따른 내부마찰각	10
표 2.4 팽창과괴 발생 시 극한지지력 이론식	24
표 2.5 전단과괴 발생 시 극한지지력 이론식	25
표 2.6 1g 진동대 시험을 위한 상사법칙	29
표 3.1 실내모형실험 시료의 물성값	39
표 3.2 진동대 시험기 주요 제원	42
표 3.3 가속도계 주요 제원	45
표 3.4 데이터로거 주요 제원	45
표 3.5 실내모형실험 케이스	46
표 3.6 실내모형실험 시료의 물성값	47
표 3.7 실내모형실험 결과에 따른 가속도 증폭률 검토 결과	57
표 3.8 축소모형 보강여부에 따른 가속도 응답스펙트럼 분석	69
표 4.1 입력 물성값	72
표 4.2 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 그래프 분석 결과	78
표 4.3 Basic soil parameter	81
표 4.4 Basic gravel parameter	81
표 4.5 수치해석 결과에 따른 최대지반가속도 결괏값	91

그림 목 차

그림 2.1	쇄석다짐말뚝공법의 시공과정 개요도	13
그림 2.2	쇄석다짐말뚝의 등변삼각형 배치	14
그림 2.3	이상화 된 등가원주	15
그림 2.4	복합지반의 개념도)	18
그림 2.5	쇄석다짐말뚝의 파괴형태(20
그림 2.6	비균질 연약지반에서 쇄석다짐말뚝의 파괴형태	21
그림 2.7	쇄석다짐말뚝 무리의 파괴형태	22
그림 2.8	Definition of model soil properties based on Steady-State Line	30
그림 2.9	경계조건에 따른 응력상태	31
그림 2.10	지반에 작용하는 동하중의 재하시간 및 반복횟수	34
그림 2.11	지반관련 동하중의 분류	34
그림 2.12	지진하중을 받는 단자유도계	35
그림 3.1	입도분포곡선	39
그림 3.2	다짐곡선	40
그림 3.3	유압 서보 1g 진동시험기	41
그림 3.4	진동대 시험기 주요 제원	42
그림 3.5	연성토조	43
그림 3.6	계측장비 Accelerometer	44
그림 3.7	본 연구에서 적용된 쇄석다짐말뚝의 간격 배치	47
그림 3.8	가속도 센서 매설 및 분석 위치도	48
그림 3.9	입력 지진파	50
그림 3.10	실내 모형지반 조성	51
그림 3.11	가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석 - 무보강	53
그림 3.12	가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석 - 쇄석다짐말뚝 보강 좌측	54
그림 3.13	가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석 - 쇄석다짐말뚝 보강 중앙	55
그림 3.14	가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석	

- 쇄석다짐말뚝 보강 우측	56
그림 3.15 지반의 심도별 증폭비 분석 - Ofunato	58
그림 3.16 지반의 심도별 증폭비 분석 - Hachionohe	59
그림 3.17 지반의 심도별 증폭비 분석 - 경주지진파	60
그림 3.18 지반의 심도별 증폭비 분석 - 포항지진파	61
그림 3.19 지반의 심도별 증폭비 분석 - 인공지진파	62
그림 3.20 Ofunato 지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석	64
그림 3.21 Hachinohe 지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석	65
그림 3.22 경주지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석	66
그림 3.23 포항지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석	67
그림 3.24 인공지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석	68
그림 4.1 Deepsoil 프로그램	71
그림 4.2 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - Ofunato	73
그림 4.3 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - Hachinohe	74
그림 4.4 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 경주지진파	75
그림 4.5 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 포항지진파	76
그림 4.6 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 인공지진파	77
그림 4.7 Stress path according to the Soil model	80
그림 4.8 수치해석시 모델링의 경계조건	80
그림 4.9 수치해석 모델링	82
그림 4.10 수치해석시 사용된 입력데이터	83
그림 4.11 지반의 심도별 PGA분석 결과 - 무보강	86
그림 4.12 지반의 심도별 PGA분석 결과 - 쇄석다짐말뚝 보강	88
그림 4.13 보강 전, 후에 따른 PGA 분석결과	90

ABSTRACT

Analysis of Dynamic Behavior Characteristics of Soft Ground by Reinforcement of Granular Compaction Pile

Kwon, Yi Hyuk

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

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

Recently, the demand for the development of social infrastructure and living land has been increasing due to the continuous development in Korea, but the ground that meets the conditions is limited. Accordingly, it is necessary to develop soft ground for efficient use of the land.

Various methods are applied to the improvement of soft ground depending on economic feasibility and construction, which can be mainly classified into a substitution method, a dehydration method, a vibration hardening method, and a mixed treatment method. Among them, the Granular Compaction Pile is known as an efficient and economical method for reinforcing soft ground to support the load of the appropriate size of the upper structure among various soft ground treatment methods. The Granular Compaction Pile method is a method of improving soft ground by replacing approximately 10-40% of the existing soil with materials such as sand and crushed stone, creating a stake through a constant press-fitting process. The Granular Compaction Pile method cannot establish measures to prevent destruction because the type and cause of destruction are not clearly presented during construction on the clay ground, and if destroyed after construction, it is not clear to identify the cause of destruction.

Therefore, in this study, an laboratory model experiment was conducted

through a 1g vibration zone test to confirm the dynamic behavior characteristics of the soft ground to which the Granular Compaction Pile method was applied. After the accelerometer was laid on the model ground of the lower weathered soil ground and the upper viscous soil ground, the dynamic behavior characteristics of the ground according to each input seismic wave were confirmed, and the reliability of the laboratory model ground was verified by nonlinear time history analysis.

As a result of the acceleration amplification rate analysis, seismic waves were amplified by an average of 1.68 times for unreinforced ground. On the other hand, the reduction effect on the acceleration amplification rate was clearly shown at the point reinforced by the Granular Compaction Pile. A comparative analysis of the acceleration amplification rate according to the location of the reinforced point shows an average of 1.65 times on the left side of the reinforced point, an average of 1.49 times on the center point, and an average of 1.53 times on the right side, which is considered effective in controlling seismic wave amplification considering the incompatibility of the Granular Compaction Pile ground. In particular, the lowest amplification rate at the central point is judged to be the point where the reinforcement of the Granular Compaction Pile can most effectively reduce the propagation of seismic energy.

As a result of numerical analysis, PGA's tendency graph showed uniform regularity of upward movement, which is different from some bending phenomena in laboratory experiments. It is judged that acceleration amplification is constant due to the uniform distribution of ground properties to the modeling ground during numerical analysis, and in the case of laboratory experiments, some ground resolutions are not evenly distributed depending on the experimental conditions and the method of creating the ground model.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

최근 국내의 지속적인 발전에 따른 생활용지, 사회 기반시설 등의 개발 요구는 증가하고 있으나 조건을 충족하는 지반은 제한되어 있다. 이에 따라 국토의 효율적인 이용을 위하여 연약지반 개발이 필요한 실정이다.

연약지반 개량의 경우 시공성, 경제성에 따라 여러 가지 공법들이 적용되고 있고, 주로 혼합처리공법, 진동다짐공법, 탈수공법 및 치환공법 등으로 구분이 가능하다. 이 중 조립토를 적용한 다짐말뚝공법은 여러 연약지반 개량공법 중 상부구조물에 의한 하중을 적절히 지지하기 위한 보강공법으로 경제적이며 효율적인 것으로 확인된다. 다짐을 이용한 말뚝공법은 연약지반상에 모래나 쇄석 등의 조립토 재료를 적용하여 연약지반을 최소 10%에서 최대 40% 이내로 치환하여 일정하게 압입하는 과정을 거친후 지반내 말뚝을 조성하여 연약지반의 지지력을 향상시키는 공법이다. 또한 조립토를 이용한 다짐말뚝으로 개량된 연약지반의 경우 조립토를 이용한 말뚝과 지반의 서로 다른 강성으로 인해 상부 구조물의 하중이 상대적으로 높은 말뚝에 집중하게 된다. 이에 따라 다짐말뚝공법은 연직응력에 대한 말뚝의 마찰 저항력과 점토지반의 점착력이 활동면에서 전단응력에 저항하게 된다.

하지만 최근 국내의 경우 내륙에서의 연약지반 개량공사가 점차적으로 증가하고, 천연자원 및 자재비 상승으로 인한 문제가 발생하여 모래를 적용한 다짐말뚝(Sand Compaction Pile, SCP)공법의 적용성이 한계점에 도달하였으며, 그에 따른 차선택으로 시공현장에서 빠르게 조달가능한 쇄석을 이용한 쇄석다짐말뚝(Granular Compaction Pile, GCP)공법의 시공이 증가하고 있다.

이처럼 쇄석다짐말뚝을 고려한 현장시공사례가 증가하고 있고, 최근 한반도내 지진에 대한 우려가 고조됨에 따라 연약지반상에 적용된 쇄석다짐말뚝의 동적거동 특성 분석이 필요한 실정이다. 김진만(2012)은 쇄석다짐말뚝이 적용된 연약지반에 대한 1g진동대 실험을 수행한적이 있으나, 이는 대표적인 장주기파와 단주기파를 반영한것에 국한되었으며, 2017년 경주지진이 발생한 시점에서 국내에서 관측된 지진파를 고려한 실내모형실험을 수행되어지지 않았다.

따라서 본 연구에서는 쇄석다짐말뚝공법이 적용된 연약지반에서의 동적 거동 특

성을 확인하기 위해 1g 진동대 시험을 통한 실내모형실험을 수행하고자 하였으며, 입력지진파의 경우 단주기파와 장주기파 이외에 경주, 포항지진파와 인공지진파를 추가로 반영하고자 하였다. 하부 풍화토 지반과 상부 점성토 지반의 모형지반에 대하여 가속도계 매설 후, 각 입력지진파에 따른 지반의 동적 거동특성을 확인하고자 가속도 매설깊이에 따른 최대지반가속도 및 스펙트럼 가속도를 분석하였다. 실내모형실험의 신뢰도 검증을 위해 1차원 지반응답해석을 이용하여 축소모형지반에서의 스펙트럼가속도의 증폭률을 검증하였고, 실제지반 규모에서의 지반의 동적거동을 확인하기 위해 시간이력해석을 이용한 최대지반가속도를 분석하였다.

1.2 국내·외 연구동향

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

Thornburn and Mcvicar(1968)은 쇄석다짐말뚝공법 적요에 따른 경험적인 설계법을 제안하였으며, 이후 Seed and Booker(1977)는 쇄석다짐말뚝의 시공과정에서 발생할 수 있는 간극수압의 소산 식을 제안하여 지진 시 쇄석다짐말뚝의 시공에 따른 해석을 수행하였다. Aboshi et al.(1979)은 쇄석다짐말뚝을 통하여 1차 압밀 및 침하시간의 단축과 기초의 지지력에 대한 공학적인 문제에 대한 해결방안을 제안하였다.

Mitchell and Huber(1985)는 유한요소해석과 현장재하시험의 비교·분석을 통하여 두 결괏값의 유사한 경향성을 연구하였다. 또한 Rao and Bhandari(1977)는 1980년대 말부터 지지력 증진을 위하여 무리말뚝 둘레에 스킵트를 사용하여 쇄석다짐말뚝과 말뚝이 적용된 복합지반의 강도를 분석하는 연구를 진행하였다.

위의 연구들은 Hughes and Withers(1974)의 연구를 기초로 하여 수십 년간 단일말뚝에 대한 연구가 진행되어 왔으며, 무리말뚝에 대해서는 Barksdale and Bachus(1983), Hu et al.(1997)에 의해 진행되었다.

국내에서는 1980년대에서부터 쇄석다짐말뚝에 대한 설계 및 시공이 수행되었고, 대부분 일본에서 개발된 설계법을 사용하였다. 이후, 1990년대부터 현장시험시공 및 공법에 대한 연구결과들이 발표되었다. 하지만 국내 현장여건에 맞지 않는 설계기준과 시공법을 적용하여, 국내에서의 시공 시 경험적인 방법에 의존하므로 파괴원인 및 예측이 어려울 뿐만 아니라 정확한 쇄석다짐말뚝의 거동에 대한 예측이 어려워 잘못된 설계로 인해 2차 손실을 초래하였다.

단일말뚝은 강성기초에 의해서 하중이 재하된다고 가정하였으며, 두 개의 파괴선을 통해 극한지지력을 산정하였다. 무리말뚝은 모형시험을 통해 팽창파괴까지의 깊이는 횡방향으로 구속정도, 말뚝의 세장비 및 치환율 등에 복합적으로 연관되어 있

음을 증명하였으며, 팽창과괴 위치의 중심점을 연결하면 원추형 모양이 형성되는 것을 확인하였다(선희현, 2000).

유영권(2014)은 부분안전계수설계법을 쇄석다짐말뚝공법의 설계에 적용하기 위하여 신뢰성이론을 기반으로한 해석을 수행하였으며, 김민석(2016), 나승주 등(2016)은 쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 거동특성과 쇄석다짐말뚝의 쇄석과 모래의 배합비 별 응력분담비에 관한 연구를 수행하였으며, 이후 개량된 복합지반에서의 지반조건별 침하거동 예측에 관한 연구를 수행하였다(나승주, 2017). 김경업(2018)은 쇄석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 거동분석을 3차원 유한요소해석을 통해 검증하였다.

쇄석다짐공법에 관한 진동대 연구로는 김진만 등(2012)이 1g 진동대 실험을 이용한 지반-스톤칼럼의 상호작용 거동을 Ofunato과와 Hachinohe과를 이용하여 연구를 수행하였다. 연성토조를 이용한 실내실험과 Shake를 통한 수치해석을 수행하였으며, 실험결과 스톤칼럼으로 인해 개량된 지반이 증가된 강성으로 인하여 가속도가 크게 증가한다고 확인하였다. 손수원 등(2019)은 쇄석 띠기초와의 거리에 따른 주변지반의 가속도 변화에 대한 연구를 Hachinohe과와 Northridge과를 이용하여 연구를 수행하였으며, 쇄석기초와 멀어질수록 감쇄폭이 크다고 확인하였다.

2020년 이후로는 김주영(2022)이 쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 전단과괴 및 히빙발생 사례에 대한 연구를 수행하고, 최정호 등(2022)은 재료에 따른 다짐말뚝 구근형성 메커니즘에 대한 연구와 다짐말뚝 시공시 공극 막힘 현상에 대한 분석을 수행하였다(최정호 등, 2022).

이처럼 쇄석다짐말뚝에 대한 연구는 꾸준히 수행되었으나, 국내지진과인 경주, 포항지진과와 다양한 주파수대역의 인공지진과를 고려한 종합적인 연구는 수행되어지지 않았다. 본 연구에서는 첫째, 실제지반에서의 쇄석다짐말뚝 보강에 의한 하부지반의 동적거동특성을 확인하고자 하였으며, Deepsoil을 이용한 1차원 지반응답 해석의 검증과 선형시간이력해석을 통한 실제지반에서의 거동특성을 확인하고자 하였다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반에 대하여 보강 전, 후의 지반의 동적 거동특성을 확인하고, 수치해석을 통한 해석적 검증을 수행하였다. 실내모형실험의 경우 1/40 스케일로 모형지반을 조성한 후, 지반의 가속도 증폭과 스펙트럼 가속도를 확인하였으며, 1차원 지반응답해석을 통한 실내실험의 검증을 수행하고자 하였다. 이후 실제지

반에서의 지반의 동적거동 특성을 확인하고자 MIDAS GTS NX를 이용한 2차원 시간이력해석을 수행하였다.

본 연구에서 수행된 연구내용을 간략하게 정리하면 다음과 같다.

- (1) 상부 점성토와 하부 풍화토로 구성된 연약지반을 축소모형지반(1/40)으로 조성하여 쇄석다짐말뚝 보강 전, 후 각 층의 하부, 중심부, 상부에 가속도계를 매설하였으며, 입력지진파에 따른 지반의 가속도 증폭과 스펙트럼 가속도를 확인하였다.
- (2) 축소모형지반(1/40)의 실내실험 결과의 신뢰성 검증을 위하여 1차원 지반응답 해석 프로그램인 Deepsoil을 이용하여 실내실험과의 스펙트럼가속도 증폭을 비교하였다.
- (3) 실제지반에서의 지반의 동적거동특성을 확인하고자 MIDAS사의 GTS-NX를 이용하여 시간이력해석에 따른 최대지반가속도 경향을 확인하고자 하였다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 개요

쇄석다짐말뚝공법은 연약지반 개량공법 중 하나로 연약지반을 개량할 때, 지반내에 쇄석이나 자갈을 압입하여 말뚝을 조성하는 공법으로 연약한 점토 지반에 다짐말뚝을 조성하는 공법이다. 연약한 점토 지반에서는 침하량 감소 및 지지력 증가 등의 지반개량효과를 얻을 수 있으며, 사질토 지반에 적용할 때에는 액상화 방지가 그 목적이다.

우리나라의 경우 일본에서 개발된 지반개량 공법인 모래다짐말뚝의 사용으로 시공 능률이 증가하였으나, 모래의 원자재 값이 상승하고 천연자원 고갈 등으로 인하여 한계에 이르러 대안으로 쇄석다짐말뚝공법의 개발이 증대되고 있다.

일반적으로 연약지반의 구성은 액상화 발생가능성이 있는 세립토, 높은 압축성의 이탄과 간극비가 큰 점토나 실트 등이 있다. 사질토지반과 점토지반에 대한 연약정도는 표 2.1과 표 2.2와 같이 나타낼 수 있다.

표 2.1 N값에 의한 모래의 연약지반 판정(한국지반공학회, 2018)

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 점토에 대한 연약지반 판별(한국지반공학회, 2018)

군 기	N 값	일축압축강도 (kg/cm^2)
대단히 연약	2 이하	0.25 이하
연 약	2 ~ 4	0.25 ~ 0.5
중 간	4 ~ 8	0.5 ~ 1.0
견 고	8 ~ 15	1.0 ~ 2.0
대단히 견고	15 ~ 30	2.0 ~ 4.0
고 결	30 이상	4.0 이상

2.2 쇄석다짐말뚝공법

2.2.1 개요

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

쇄석다짐말뚝공법은 과잉간극수압의 소산을 통해 점토지반의 압밀을 촉진하는 공법이다. 수평배수재를 통해 상재하중은 지반에 전이되지만, 상부에 의한 응력이 지지층까지 전달되지 못하고 말뚝체와 주변지반이 하중을 분담하여 복합지반의 거동을 나타내며, 하중에 의해 쇄석다짐말뚝이 팽창하여 주변지반에 수평응력과 말뚝체의 전단저항력에 의하여 지지력이 상승하게 된다.

(1) 지지력 향상

지반내 연약한 흙을 내부마찰각이 높은 쇄석으로 치환하게 되면서 연약한 점토지반의 압밀을 촉진시켜 지반의 지지력을 증대시킬 수 있다.

(2) 지반보강

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

(3) 액상화방지

연약한 사질토지반에 쇄석다짐말뚝을 시공할 경우 연약층에 관입된 쇄석이 지층내 압밀을 촉진시켜 지반의 밀도가 증가하게 된다. 이때 지반의 간극수압이 배출되면서 과잉간극수압이 소산됨과 동시에 전단강도가 발생하기 때문에 액상화를 방지할 수 있다.

(4) 사면보강효과

사면부의 경우 파괴지점에 전단저항 값이 작아 붕괴하게 되는데 쇄석다짐말뚝에 의한 개량시 파괴지점의 보강이 진행되어 사면보강의 효과를 확인할 수 있다.

(5) 배수효과

배수성이 높은 쇄석다짐말뚝은 지반의 거동에 의한 과잉간극수압을 효과적으로 소산시킨다. 개량 효과를 증대시키기 위해 통상적으로 9.1~51 mm 범위의 입도를 가진 자갈을 권장하나, 100 mm 이상 범위의 재료를 사용하기도 한다.

2.2.2 쇄석다짐말뚝공법의 적용성

“쇄석다짐말뚝공법은 예민비 5이상, 원지반의 전단강도가 7.0 kN/m²이하인 지반에서는 적용성이 감소하며, 쇄석다짐말뚝과 주변지반의 거동특성, 시공방법의 문제, 케이싱의 붕괴 가능성을 고려하여야 하며 특히 지반의 강도가 매우 낮을 경우 점토입자가 말뚝의 간극에 침투하여 간극막힘 현상을 야기할 수 있다

원지반의 강도가 17.0~19.0 kN/m²인 지반에서는 모래다짐말뚝공법을 적용할 수 있으며, 모래는 건설 재료로써 사용하기에 용이하나 자재 값의 상승으로 인해 한계가 있다. 또한, 모래다짐말뚝이 쇄석다짐말뚝에 비해 상대적으로 침하량이 더 크게 나타나는 경향을 보인다.

쇄석다짐말뚝은 자갈, 모래 또는 실트질 점토가 혼합된 연약점토지반에서 개량효과가 크고, 투수성이 매우 작고 비배수전단강도가 15.0~50.0 kN/m² 범위의 점성토지반에 적합하다. 그러나 진동기의 관입이 어려운 단단한 점토지반에서는 적용성이 감소한다”(나승주, 2017).

“연약점토지반에서는 진동의 영향이 적기 때문에 연직배수공법에서 발생하는 교란의 영향은 쇄석다짐말뚝에서는 무시할 수 있을 정도이다. 이는 심하게 교란된 영역이 진동과 압력수에 의해 원지반에서 탈락, 분출되고 그 공간은 쇄석으로 채워다져지며 그 외의 부분은 영향이 거의 없기 때문으로 판단된다”(최호섭, 2009).

(1) 쇄석의 입도분포

“쇄석은 경제적이고 손쉽게 구할 수 있어야 하며, 연약지반을 개량할 때는 쇄석다짐말뚝의 간극사이로 흙이 유입되는 현상에 주의가 필요하다.

연약점토지반에서 쇄석다짐말뚝과 같은 수직배수재 설치 시, N치 2이상의 연약지반에서는 입도분포에 상관없이 최대입경 25 mm 이하의 쇄석골재를 사용하여 진동쇄석다짐말뚝을 시공할 경우 간극막힘 영향은 거의 없다. 또한 초연약지반에서 진동쇄석다짐말뚝을 시공할 때에는 최대입경을 19 mm 이하 또는 13 mm 이하의 혼합입도를 적용하여 진동쇄석다짐말뚝을 시공함으로써 간극막힘 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 $K=1 \times 10^{-3}$ cm/sec 이상을 사용해야 한다”(해양수산부, 2001).

(2) 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

표 2.3은 일반적인 쇄석의 내부마찰각을 나타낸 표이다. 쇄석다짐말뚝공법에서 사용되는 주 재료인 쇄석 내부마찰각은 입도분포와 시공방법에 따라 기준이 다르기 때문에 설계과정에서 특정한 값을 반영할 수 없다. 따라서 지반에 적용될 때, 현장에서 특정시험을 실시하여 결정해야 한다.

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 쇠석다짐말뚝공법의 개량효과

(1) 개량기간

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

(2) 개량심도

일반적으로 쇠석다짐말뚝으로 지반을 보강할 때 6 m보다 작은 개량심도에서 경제적이고 개량효과가 높은 것으로 알려져 있으나 유럽에서는 일반적으로 4~10 m의 쇠석다짐말뚝을 사용하는 경우가 많다. 쇠석다짐말뚝의 깊이가 10 m 이상일 경우, 일반적인 깊은 기초 등과 비교하면 비경제적이므로 개량심도가 깊은 쇠석다짐말뚝은 말뚝 내에서 시공상의 여러 문제에 유의하여 시공해야 한다.

(3) 쇠석다짐말뚝의 극한지지력

지지력은 선행연구에서 제안된 이론식을 통하여 예측이 가능하나 설계하중을 결정하기 위해서는 공학적 및 경험적 판단, 지반조건 등을 고려한 전반적인 사항들을 고려하여야 한다. 단일쇠석다짐말뚝은 보통 150~600 kN 정도의 설계하중이 작용하게 된다.

(4) 쇠석다짐말뚝의 압밀침하량과 액상화 방지효과

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

“액상화 방지를 위해 사질토지반의 경우 주로 진동치환공법이 적용된다. 지진으로 인하여 과잉간극수압과 침하가 발생할 때, 쇠석다짐말뚝의 기능에 영향을 주는 요소에는 지반의 토사 구성 비율, 저항치, 진동, 최고 가속도 등과 같은 지반의 동적인 특성을 포함한 변수 등이 있으며, 여기에 투수성, 압축성, 전단율, 지반의 압밀과 토질조건 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, 쇄석의 투입방식, 진동방식에 따라 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 압축성이 작고 강성이 큰 조립토를 이용하여 연약지반에 말뚝을 형성하는 개량공법으로 연약지반에 말뚝을 조성하기 위하여 다짐방법에 따라 직접다짐방식과 진동방식으로 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 1 m 가량 투입하여 Vibrator를 인발한다. 인발과 동시에 50~70 cm정도 진동과 함께 재관입하여 30~50 cm 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 16 m 정도의 깊은 심도이거나, 바지선을 이용한 해상 작업일 경우 많이 사용된다. 또한 장비의 경량성과 효율성을 고려하여 개량심도는 20 m로 한정되어 있다”(김세원, 2009).

2.2.5 쇄석다짐말뚝공법의 시공순서

“쇄석다짐말뚝공법의 시공순서는 그림 2.1과 같이 7단계로 나누어 설명할 수 있다”(해양수산부, 2001; 옥주호, 2012).

“(1) 먼저 위치를 고정시키고 위성(G.P.S) 또는 광파기를 사용하여 정확한 위치를 결정한다. 그리고 계측, 지점고정 및 데이터 모니터링을 위한 장치의 작동을 확인한다.

(2) 위치고정 후에 케이싱을 관입시키는데, 이때 케이싱을 지면에 고정한 후 0점 확인(보정) 및 자동공기조절장치 가동하고 바이브로 해머(Vibro Hammer)를 작동하여 개량심도 또는 지지층까지 관입시킨다.

(3) 케이싱 관입이 완료된 후, 케이싱 내에 압축공기를 주입하면서 바이브로 해머 인발, 소정의 길이만큼 인발하면서 케이싱의 단면적과 같은 쇄석다짐말뚝형성되면 케이싱 인발길이 및 케이싱 내 쇄석높이 변환을 확인한다.

(4) 바이브로 해머 작동상태에서 에어밸브를 닫고 소정의 깊이만큼 압축시킨다.

(5) 압입이 완료되면 3단계 반복실시하고 시공 중 케이싱 내에 쇄석은 계속 보충한다.

(6) 지지층에서 지표면(계획심도)까지 3~6단계 작업을 반복하여 실시한다.

(7) 이 과정을 모두 수행되면 시공이 완료된다”(나승주, 2017).

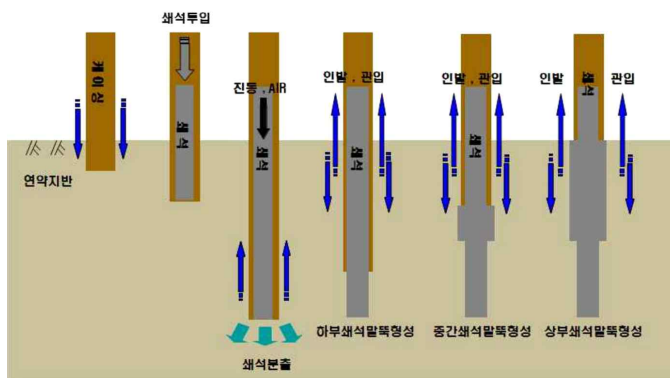


그림 2.1 쇄석다짐말뚝공법의 시공과정 개요도(김경업, 2018)

2.3 쇠석다짐말뚝공법의 기본설계개념

2.3.1 등가원주(Unit-Cell) 개념

“조립토 다짐말뚝공법은 지반의 액상화 방지, 압밀축진, 침하량감소, 지지력증가 등 연약지반의 보강 및 개량을 목적으로 사용되고 있다. 지반의 침하 거동평가를 위한 해석기법들(Madhav and Vitkar, 1978)과 다수 설계기법(Hughes et al, 1974)들은 등가원주(Unit-Cell)이론을 기반으로 개발되었다.

등가원주개념의 기본가정은 다음과 같이 설명할 수 있다.

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

그림 2.2 ~ 2.3과 같이 삼각형 배열로 배치된 쇠석다짐말뚝에서 영향을 미치는 주변지반의 범위는 등가원 또는 규칙적인 육각형 형태로 표현할 수 있다”(김경업, 2018).

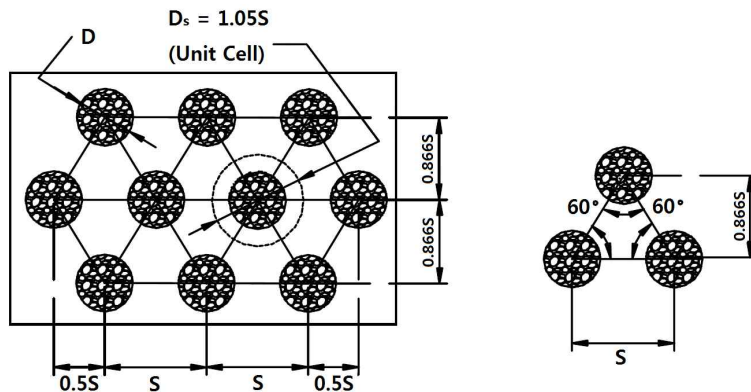
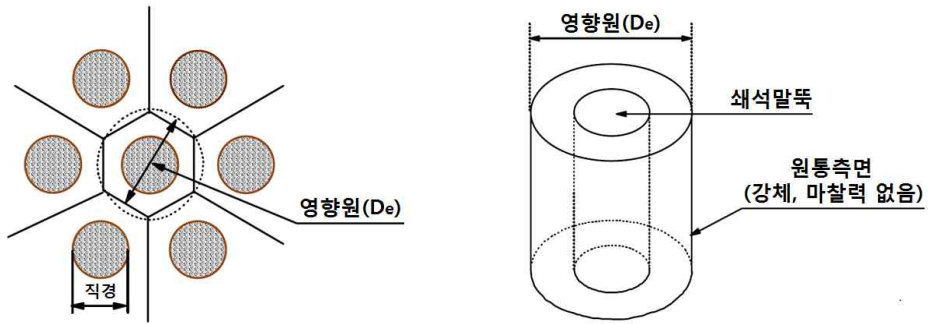
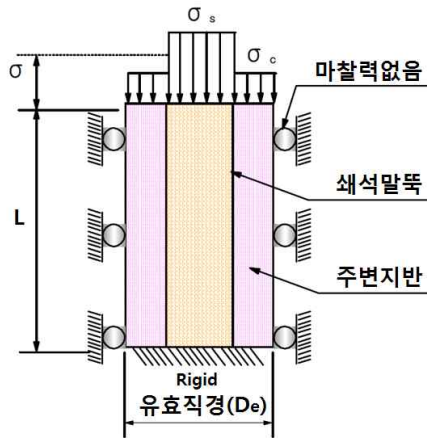


그림 2.2 쇠석다짐말뚝의 등변삼각형 배치(조현영, 2011)



(a) 쇄석다짐말뚝 배치

(b) 등가원주



(c) 단면도

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

“쇄석다짐말뚝의 등가원에 대한 유효직경(D_e)은 식 (2.1), (2.2)와 같다.

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

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

여기서, s : 쇄석다짐말뚝의 간격”(Barksdale and Bachus, 1983).

2.3.2 쇄석다짐말뚝공법의 치환율

쇄석다짐말뚝으로 지반을 개량할 때, 그 효과를 결정하는데 있어 가장 중요한 요소인 치환율(Area replacement, a_s)은 쇄석다짐말뚝의 영향범위에 대한 쇄석다짐말뚝의 면적의 비를 치환율로 정의한다. 치환율은 식 (2.3)과 같다.

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

쇄석다짐말뚝이 설치된 지반에서 치환율(a_s)은 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 : 쇄석다짐말뚝의 면적
 A : 등가원주 내부의 총면적

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

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

여기서, 쇄석다짐말뚝의 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 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 저치환율을 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.

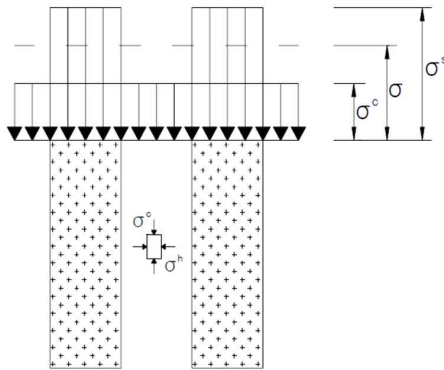


그림 2.4 복합지반의 개념도(최효원, 2005)

등가원주 개념을 적용하여 등가원주 내부의 수직응력 분포는 응력분담비로 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, 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 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

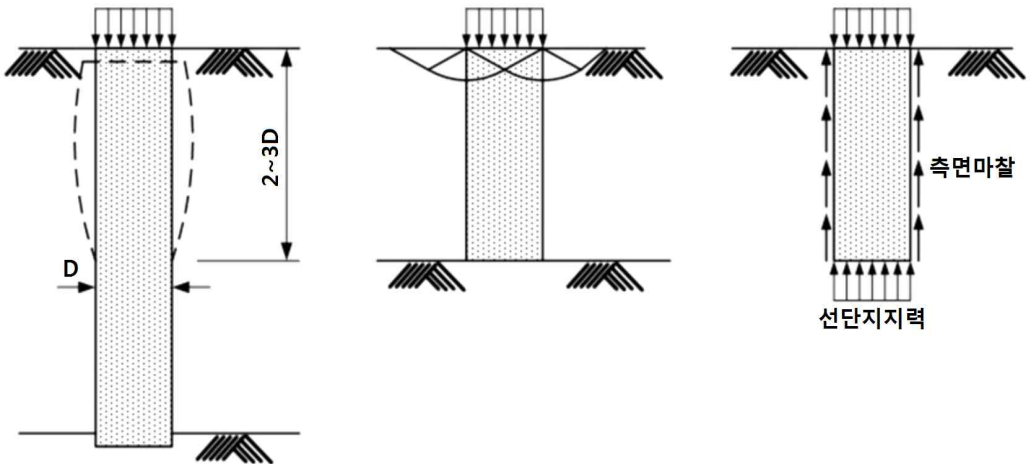
2.4 쇠석다짐말뚝의 거동특성

2.4.1 파괴거동

쇠석다짐말뚝의 설계 및 시공은 연약지반을 통과하여 지지층까지 이르게 되며, 연약층의 두께가 깊은 경우 선단이 연약층 내에 머무르게 하는 경우도 있다. 파괴형태의 경우 단일말뚝, 무리말뚝, 짧은 말뚝, 긴 말뚝에 따른 차이가 있다

(1) 균질한 지반에서 단일쇠석다짐말뚝의 파괴거동

쇠석다짐말뚝직경의 약 3배보다 긴 길이를 가진 마찰지지나 선단지지 쇠석다짐말뚝은 그림 2.5(a)와 같이 팽창파괴가 발생할 수 있다. 단단한 지지층에 지지된 매우 짧은 말뚝은 지표에서 전반 또는 국부파괴를 겪게 된다(그림 2.5(b) 참조). 마찰지지된 짧은 쇠석말뚝은 팽창파괴가 발생하기 전에 선단 아래의 연약층에서 선단지지파괴가 발생한다(그림 2.5(c) 참조). 일반적으로 시공되는 지반의 경우 팽창이 보통 지배적인 파괴형태를 이룬다.



(a) 지지층에 시공된 긴 말뚝 팽창파괴

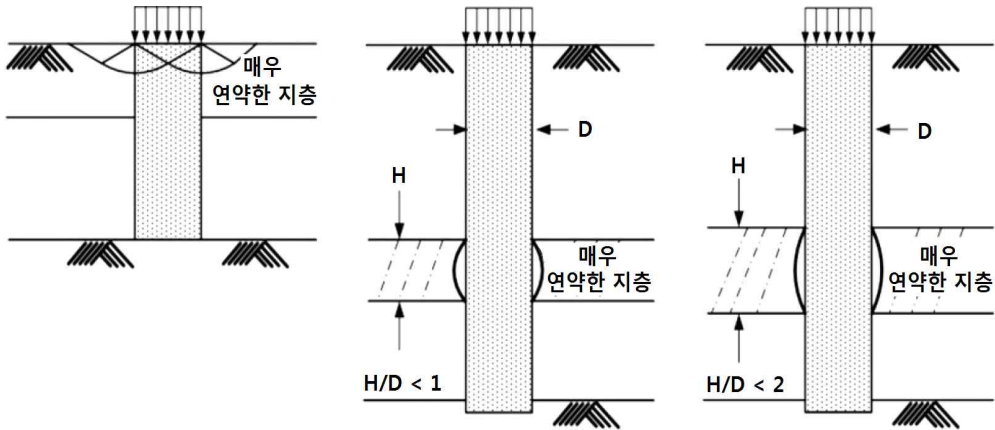
(b) 지지층에 도달한 짧은 말뚝 전단파괴

(c) 지지층에 도달하지 않은 짧은 말뚝 관입파괴

그림 2.5 쇠석다짐말뚝의 파괴형태(박시삼과 정선태, 2007)

(2) 비균질 지반에서 단일 쇄석다짐말뚝의 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 구성에 심각한 영향을 줄 수 있다.

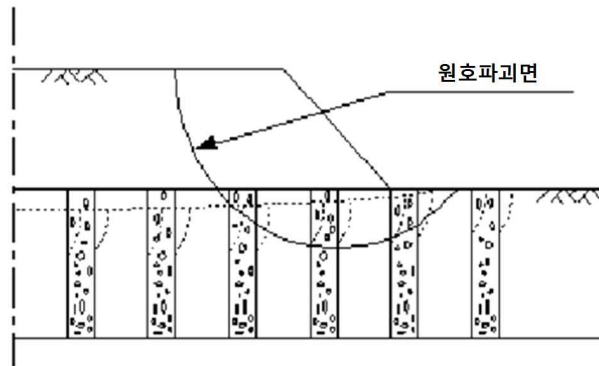


(a) 연약한 지층 표면에서 팽창 또는 전단파괴 (b) 얇은 연약층에서의 팽창파괴 (c) 두꺼운 연약층에서의 팽창파괴

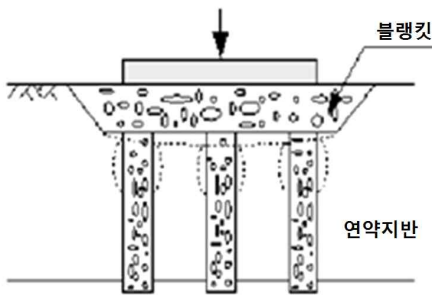
그림 2.6 비균질 연약지반에서 쇄석다짐말뚝의 파괴형태
(박시삼과 정선태, 2007)

(3) 무리쇄석다짐말뚝의 파괴거동

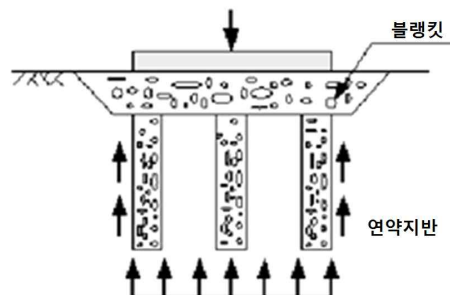
그림 2.7은 쇄석다짐말뚝이 무리의 파괴형태를 나타낸 것이다. 그림 2.7(a)와 같이 쇄석다짐말뚝이 관입된 지반에 성토하중이 가해지는 경우 성토하중을 받고 있는 하부 지반은 성토 바깥쪽 측방으로 이동할 수 있는데, 과도한 측방이동이 발생하는 현상을 퍼짐(Spreading)이라 하며, 이러한 퍼짐현상이 발생하면 말뚝과 말뚝 주위 침하량이 점차적으로 증가하게 된다. 그림 2.7(b)와 같이 선단이 지지된 쇄석다짐말뚝의 경우 상부에서 팽창 또는 전단파괴가 일어나게 되며, 그림 2.7(c)와 같이 선단이 지지되지 않은 쇄석다짐말뚝의 경우 관입파괴가 일어날 가능성이 있다



(a) 원호파괴



(b) 긴 말뚝의 팽창파괴



(c) 짧은 말뚝의 관입파괴

그림 2.7 쇄석다짐말뚝 무리의 파괴형태(이민희, 2004)

2.4.2 지지력 이론

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

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

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”(김경업, 2018).

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

여기서, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

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
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>
	$q_u = (\gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> γ_c : 지반의 단위중량 Z : 팽창파괴가 예상깊이 K_{pc} : 지반의 수동토압계수 c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>
	$q_u = (\sigma_{ro} + 4c_u) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(=$K_o(\gamma_c \cdot h + q)$) c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>
	$q_u = (c_u F'_c + q_{avg} F'_q) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <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>
	$q_u = \left[\sigma_{ro} + 1 + \ln \frac{E_c}{3c_u} \cdot c_u \right] \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <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>
$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress) c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>	
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
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>
	$q_u = c_uN_c + \frac{1}{2}\gamma_cBN_\gamma + \gamma_cD_fN_q$ <p> c_u : 지반의 비배수전단강도 γ_c : 주변지반의 단위중량 D_f : 기초 근입깊이 N_c, N_γ, N_q : 지지력계수 B : 하중재하 폭 </p>
	$q_u = c_u \left(\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta} \right) \cdot \left(1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right) \tan^2 \delta_s$ <p> σ_s : 초기 극한응력 c_u : 원지반 비배수전단강도 q : 상재하중 δ : 지반의 전단파괴면 각 δ_s : Stone column의 전단파괴면 각 </p>
주요 설계 파라미터	주변지반의 비배수전단강도, 주변지반의 단위중량, 유효상재하중 등

2.5 1g 진동대 시험기를 활용한 축소모형시험

2.5.1 1g 진동대 시험 개요

국내의 역사지진 기록상 한반도는 더 이상 지진으로부터 안전지대가 아닌 것을 확인할 수 있고, 주유 시설물에 대한 자연대재 방지대책법이 시행되고 있는 실정으로 국내 주요 시설물의 내진안정성 확보를 수립하고 있는 양상이 보인다. 시설물의 내진 안정성 확보는 대상 시설물에 대한 지진시 동적거동특성을 파악하는 것이 매우 중요하며, 이를 위해서는 유사동적실험, 동적실험 및 준정적 재하시험 등과 같은 과정들이 반드시 선행되어야 한다. 현재 국내 주요시설인 원자력발전소 및 초고층건물 등은 점차 그 규모가 대형화로 가는 추세이며, 이에 따라 시설물의 내진특성과 복잡한 지진시 동적거동특성을 파악하기 위해서는 실제 지진스케일의 규모를 모사할 수 있는 동적실험이 중요하다고 판단할 수 있다.

1g 진동대 시험기를 이용한 내진 안정성평가를 원자력 및 기계 분야에서 활발하게 적용되고 있으며, 이외에는 라이프라인 내진성능 검증, 교량 구조물의 내진 안정성 평가, 지진 시 지반 액상화로 인한 구조물과 지반, 사면의 거동을 파악할 수 있으며, 지반 액상화 실험과 실시간 지반-구조물 상호작용 분석을 위한 내진실험 등에 활용되고 있다. 또한 LNG 저장탱크와 댐 구조물과 같은 유체-지반-구조물 상호작용 실시간 내진실험도 수행되어 지고 있다.

“진동대(Shaking table)은 가진판(table) 위에 상사법칙에 맞추어 작성된 모형 구조물을 설치 후, 동적하중(Cyclic loading) 또는 실제 지진을 가하여 지진 시 실제 현상을 재현할 수 있게 만든 실험 장치이다. 진동대는 컴퓨터로 제어할 수 있는 동적유압잭(Autuator)으로 가진판에 진동하중을 입력하므로 가진판 위에 설치한 모형과 실제 규모 구조물의 가속도, 간극수압, 변위 등을 얻을 수 있다.

진동대 시험기는 구조물의 내진성능과 기계부품 및 장비의 진동과를 평가할 수 있는 시험기로 일반적으로 다음과 같이 네 가지의 부분으로 나뉜다. 가진판(진동대), 아날로그 제어시스템 및 컴퓨터를 이용한 디지털 제어시스템, 유압시스템(액츄레이터 및 펌프), 데이터 로거(자료 분석 및 획득)이 그것이다”(김호연, 2019).

2.5.2 동적 모형 시험

지반구조물의 거동을 예측하는 것은 설계 및 시공단계에서 중요한 과정이다. 하지만 대상지반의 물리적 특성에 따른 비선형적인 소성거동과 원지반 물성값의 비균질성은 지반거동을 예측하는데 어려움을 주는 요인이다. 또한 일반적으로 지하수가 포함되거나 지진하중과 같이 주파수 및 재하시간이 변칙적인 동적하중이 추가 되면 시공과정에서 문제가 발생하게 된다. 특히 지반물성값의 특성은 다른 건설재료들과 다르게 비교적 단순한 전단만으로 부피 변화가 발생하는 토목재료이기에 더욱 심하다. 지금까지 개발된 구성방정식들은 이러한 복잡성을 모두 고려하여 설명할 만큼은 충분하지 못하므로 현장에서 겪게 되는 다양하고 복잡한 지반의 거동은 지금까지도 경험적인 자료나 반 경험적인 설계방법에 의해 의존하고 있다.

이러한 경험적인 방법과 수치해석 분석을 통해 발생하는 문제점들을 해결하기 위해서는 지반의 구조물을 모형화하여 축소모형의 거동으로부터 원형모델의 거동을 예측하는 모형시험이 시대를 거듭할수록 일상화되어 지고 있으며, 원형 구조물 모델에 비하여 모형의 크기가 작더라도 모형시험은 특히, 지진하중과 같은 복잡한 여건에 놓여 있는 지반구조물의 복잡한 거동 메커니즘을 이해하는데 매우 편리하다.

모형시험의 목적은 원형구조물의 설계 검증, 구조물 실제 거동에 대한 고찰, 매개변수 연구, 해석 및 수치해석 절차의 검증 등이 있다. 특히, 실험과 수치해석 결과의 검증을 위한 데이터를 제공하며, 설계 및 시공 개념과 세부사항을 확인할 수 있다. 또한, 복잡한 지반-구조물 상호작용 시스템의 내진성능 검증을 위해 사용하며, 실제 모델의 거동을 정량적으로 예측할 수 있다.

2.5.3 상사법칙

상사법칙(Law of similarity)은 원형모델(Prototype)과 축소모형(Scaled model)의 관계를 수학적 기법인 차원분석을 이용하여 나타낸 것이다. 상사법칙은 원형모델과 축소모델 사이의 물리적 현상을 설명하기 위한 변수의 이론적인 관계를 추론한다. 지반지진모사를 위한 1-G 진동대 모형실험을 수행할 때는 실제 구조물에 대한 검증을 수행할 수 없기에 상사법칙이 적용된 축소모형 구조물을 제작하여 실험을 수행한다. 이때문에 모형실험을 위한 축소모형을 제작하는 과정에서 반드시 상사비를 축소모형에 대한 상사비 검토를 고려해야 한다. 모형실험에서 상사비에 대한 검토를 수행하지 않았거나, 상사비 검토를 수행하지 않았더라도 모형실험에서 정성적인 결과는 얻을 수 있겠으나, 정량적인 결과는 확인할 수 없고 신뢰성 없는 데이터에 불과하다.

즉, 상사법칙이 명확히 고려되지 않은 모델의 경우 원형모델에 대한 정량적거동 예측이 아닌 불확실한 거동을 확인할 수 밖에 없다. 따라서 모형실험에 앞서 원형 모델에 맞는 축소모형을 정의하고, 그에 적합한 상사비를 적용하는 것이 필수조건이다. 이러한 문제들을 해결하고자 많은 연구자들이 모형지반에 대한 검증을 위한 고려사항을 제안하였다.

“일반적인 상사법칙은 질량, 길이, 그리고 시간을 기본차원으로 선택하여 다른 상사비(Scale factor)를 차원분석의 원리로 유도한다. 축소모형과 원형구조물이 같은 재료를 사용하게 되면 응력에 대한 상사율이 같아지고 선택한 차원에 따라 다른 유도값을 얻을 수 있게 된다. 길이에 대한 상사비를 기본 차원으로 할 경우(조건: 원형구조물과 축소모형의 상사비 = S , 사용된 재료의 변형률의 비 $\epsilon_r = 1$), 질량, 시간, 그리고 가속도에 대한 법칙이 유도된다”(김호연, 2019). 김남식 등(2003)과 광영학(2003)은 철골 축소모형에 대한 유사동적실험을 통하여 상사법칙에 대한 연구를 수행하였으며, 실험에 의한 오차가 모형의 강성의 변화에 영향을 준다고 판단하여 모형의 강성비의 변화를 고려하여 수정된 상사법칙을 제안하였다.

1978년 Kagawa는 힘의 비를 이용하여 동적하중을 받는 지반구조물의 상사법칙에 대한 연구를 수행하였으며, Kokusho and Iwatate(1979)는 Buckingham의 π 이론을 이용하여 지반의 비선형 동적응답에 대한 상사법칙을 연구하였다. 하지만 Lai(1989)는 위 연구들에 대하여 지반구조물의 전단변형에만 적용하였다는 사실에

더 일반적인 형태의 상사법칙으로 연구할 필요성을 제안하였다. Rocha(1957)와 포화지반-구조물-유체 시스템의 응력을 지배하는 기본방정식을 이용하여 1g 진동대 모형실험을 위한 상사법칙을 유도하였다. Iai(1989)의 상사법칙은 기하학적 상사비(λ), 밀도에 관한 상사비(λ), 그리고 모형지반과 실제지반의 전단과 속도 비를 이용하여 식 (2.13), 구해진 변형률에 관한 상사비(λ)를 바탕으로 포화된 흙-유체-구조물 시스템의 전체적인 상사 관계를 제안한 것이다.

$$\lambda_\epsilon = \left[\frac{\lambda}{(V_s)_p / (V_s)_m} \right]^2 \quad (2.13)$$

Iai and Sugano(1999)는 Iai(1989)가 유도한 상사법칙을 동적이동(Cyclic mobility)과 응력연화(Strain softening)개념을 이용하여 3가지 형태로 분류하였고, 안벽구조물에 대해 Iai가 제안한 상사법칙을 적용한 1g 진동대 축소모형실험을 수행하였다. 황재익 등(2004)도 기준에 수행된 안벽구조물 실험을 참고하여 좀 더 축소된 1g 진동대 축소모형실험을 수행하였으며, 그 결과를 비교하였다.

표 2.6은 일반적인 Iai(1989)의 상사법칙을 나타낸 것이다.

표 2.6 1g 진동대 시험을 위한 상사법칙(Iai, 1989)

	Generalized law	Actually used Similitude law		
		Type 1	Type 2	Type 3
		$\lambda_p = 1$	$\lambda_\epsilon = \lambda^{0.5}, \lambda_p = 1$	$\lambda_\epsilon = 1, \lambda_p = 1$
Length	λ	λ	λ	λ
Density	λ^p	1	1	1
Time	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
Acceleration	1	1	1	1
Velocity	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
Displacement	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda^{1.5}$	λ
Stress	$\lambda\lambda_p$	λ	λ	λ
Strain	λ_ϵ	λ_ϵ	$\lambda^{0.5}$	1
Stiffness	$\lambda\lambda_p/\lambda_\epsilon$	λ/λ_ϵ	$\lambda^{0.5}$	λ
Axial Force	$\lambda^3\lambda_p$	λ^3	λ^3	λ^3

2.5.4 정상상태선 개념

Gibson(1961)은 정상상태선(Steady-State Line, SSL) 개념을 이용하여 그림 2.8과 같이 모형의 구속압에 상응하는 간극비와 실제 지반의 구속압에 상응하는 지반의 간극비는 정상상태선 기준에서 같은 차이를 가진다고 설명하였다. 모형지반은 원형지반의 응력상태와 다른 응력상태를 가지고 있으므로 원형지반의 거동을 모사하기 어려움이 있지만, 이 점을 극복하기 위하여 토질역학의 한계상태 정상상태개념을 사용한다.

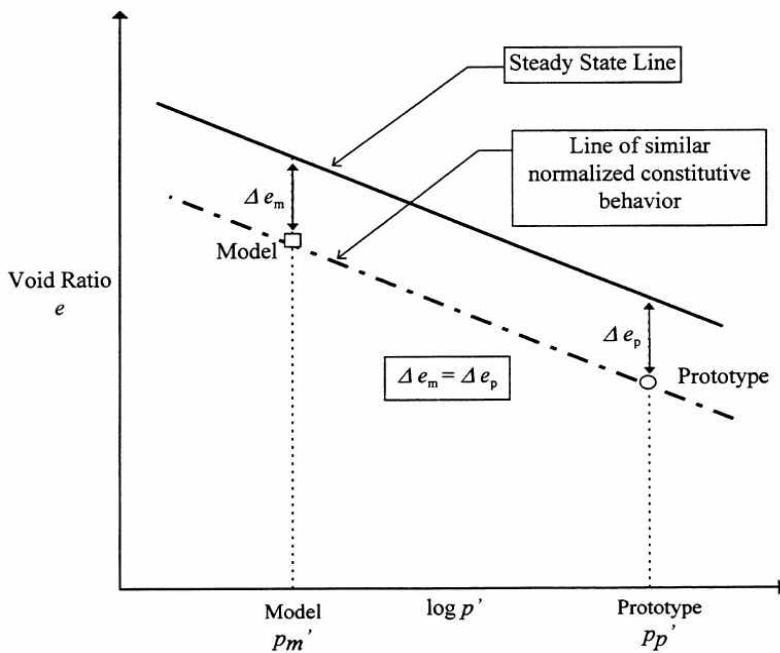
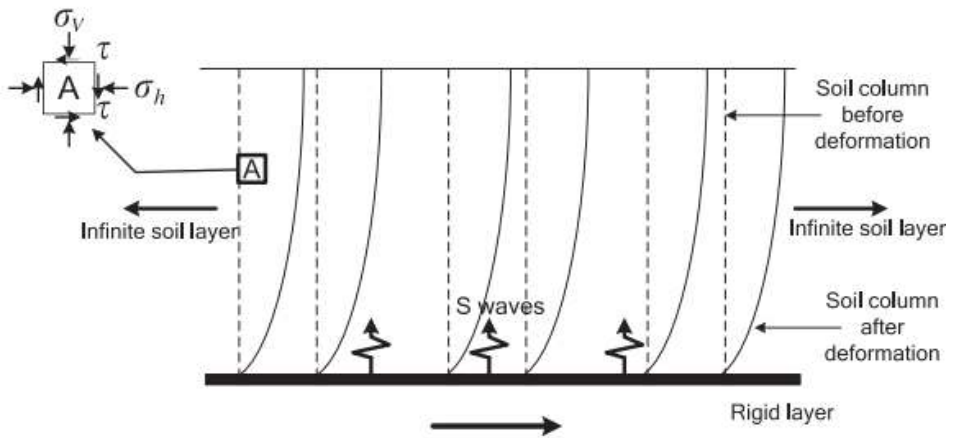


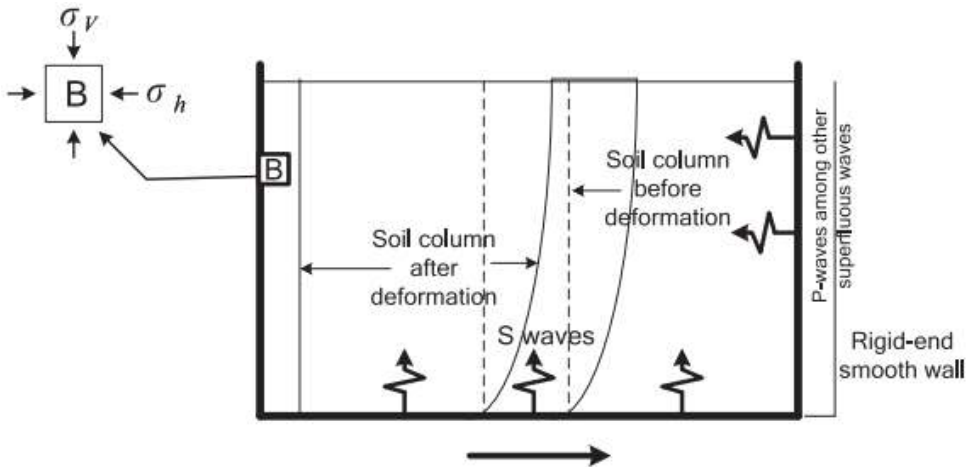
그림 2.8 Definition of model soil properties based on Steady-State Line (Gibson, 1961)

2.5.5 경계조건 효과

자유장조건은 반무한체상태이므로 전단파의 억제가 진행되니 얇아 전단변형이 발생하게 된다. 하지만 강성토조의 경우, 토조의 양끝단에서 전단변형을 억제하기 때문에 경계조건 효과(Boundary condition effect)가 발생하게 된다. 반면 연성토조의 경우 각 층별 발생하는 마찰의 영향을 최소화할 수 있기 때문에 수평변위가 발생하더라도 강성토조에 비해 반무한체에 가까운 거동을 확인할 수 있다.



(a) 반무한체



(b) 강성벽체

그림 2.9 경계조건에 따른 응력상태(Lee et al., 2012)

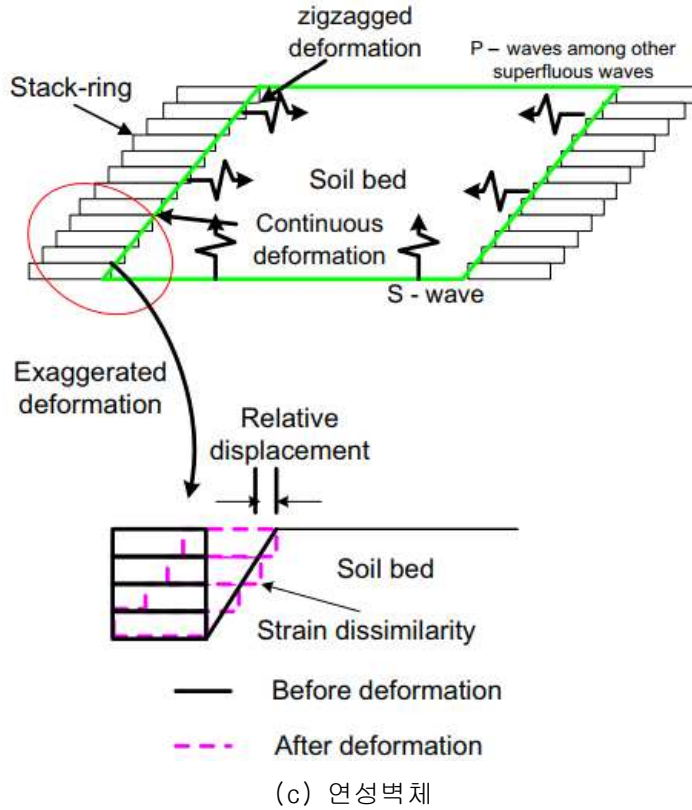


그림 2.9 경계조건에 따른 응력상태(계속)

그림 2.9는 이 반무한체와 강성, 연성벽체에서의 경계조건 차이로 인해 발생하는 응력상태에 대한 모식도를 나타낸 것이다. “1D 진동 시 반무한체의 경우는 요소 A와 같이 1D 진동으로 인해 전단응력이 발생되나, 강성토조의 경우는 토조 끝단에서 전단변형을 억제하므로 전단응력이 발생되지 않아 반무한체와 강성토조에서의 응력불일치(Stress dissimilarity)가 발생함을 알 수 있다. 연성토조 또한 반무한체의 응력조건과 완벽하게 일치하지 않지만 강성토조에 비해 전단변형을 억제하므로 보다 자유장에 가까운 효과를 바랄 수 있다”Lee et al.(2012).

2.5.6 지반진동

외부응력을 받은 물체가 평형위치상에서 반복운동을 하는 현상을 진동이라 한다. 수치해석과 모델링 기법을 통하여 지진동과 건설 진동 등의 동하중으로 인한 지반의 동적거동특성을 상당히 정확한 수준까지 파악하기에 이르렀다. 특히 지반의 경우 불확실성을 가지고 있으나, 지반-구조물의 상호작용해석에서 정확하고도 다양한 해석적 접근방법들이 제시되어 왔다.

동적지반해석의 경우 대상지반의 수치해석의 정확도가 지반특성치의 정확도보다 높게 분석된다. 따라서 지반 물리·역학적 특성을 수학적 해석의 정확도와 상응하도록 적절한 평가방법을 선정해야하지만, 실제 지반은 비선형 재료로써 이방성을 가지고 있고, 그 특성 또한 측정치의 해석방법, 실험조건, 부지 등 인위적, 자연적 요인에 의한 영향범위가 상당히 넓다.

“동하중이란 하중(P)을 시간의 함수로 표현하는 것이다. 그러나 하중 $P(t)$ 를 시간의 함수로 나타낼 수 있더라도 재하시간이 충분하면 정하중으로 구분하기도 하며, 동하중을 받는 대상구조물의 특성에 따라 그 기준이 달라지기도 한다. 동하중의 재하시간 및 주파수에 따라 지반의 변형특성이 많이 달라지며, 재하시간 및 주파수와 같은 동하중 특성을 속도효과 또는 반복효과라 부른다.

재하시간과 주파수에 따라 동하중을 그림 2.11과 같이 분류하였다. 그림 2.10과 같이 동하중을 반복횟수에 따라 구분하면 재하시간 $10^{-3} \sim 10^{-2}$ sec 동안 한 번 주어지는 동하중을 Impact 또는 Shock라 하고, $0.03 \sim 1.0$ sec의 재하시간에 수 회 및 수십 회의 반복횟수를 갖는 동하중을 파동 또는 진동으로 분류하는데, 대표적인 예가 지진이다”(김호연, 2019).

재하시간 하중의 크기는 작고, 주파수 범위가 $10 \sim 60$ Hz에 속하는 규칙 또는 불규칙 운동을 피로(Fatigue)라 하며, 대부분의 기계진동과 건설 진동이 여기에 포함된다.

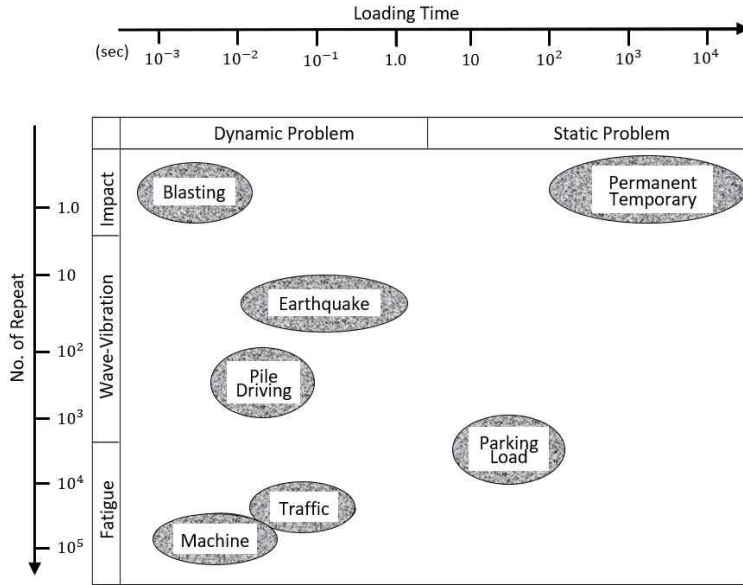


그림 2.10 지반에 작용하는 동하중의 재하시간 및 반복횟수(한국지반공학회, 2018)

그림 2.11은 지반관련 동하중의 분류를 나타낸 것이다. 동하중은 그 발생원에 따라 자연적 동하중과 인위적 동하중으로 분류할 수 있다.

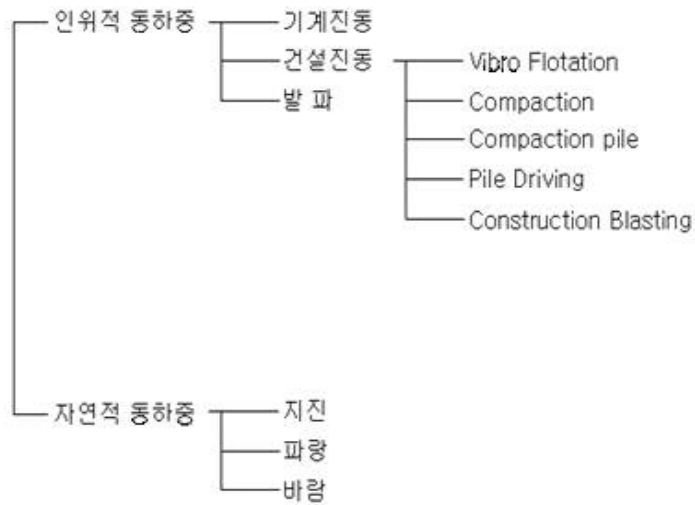


그림 2.11 지반관련 동하중의 분류(한국지반공학회, 2018)

2.5.7 응답스펙트럼

“지진하중에 의한 지반의 운동과 같은 동적하중에 대한 단자유도(SDOF)계의 구조물이 가지는 응답(변위, 속도, 가속도)은 감쇠율(ξ)이 일정한 경우에 고유진동주기(T) 또는 고유진동수(ω)에 따라 변하게 된다. 이와 같이 서로 다른 고유진동주기와 관련시켜 표현한 그림을 응답스펙트럼(Response spectrum)이라 한다. 따라서 하나의 주어진 지진하중에 대해서 응답스펙트럼이 얻어지면 그것을 이용하여 임의의 단자유도 구조물에 예상되는 최대응답을 구할 수 있다. 이러한 원리를 이용하면 단자유도 구조물이 아닌 다른 구조물의 최대거동도 편리하게 예측할 수 있다”(임성훈, 2022).

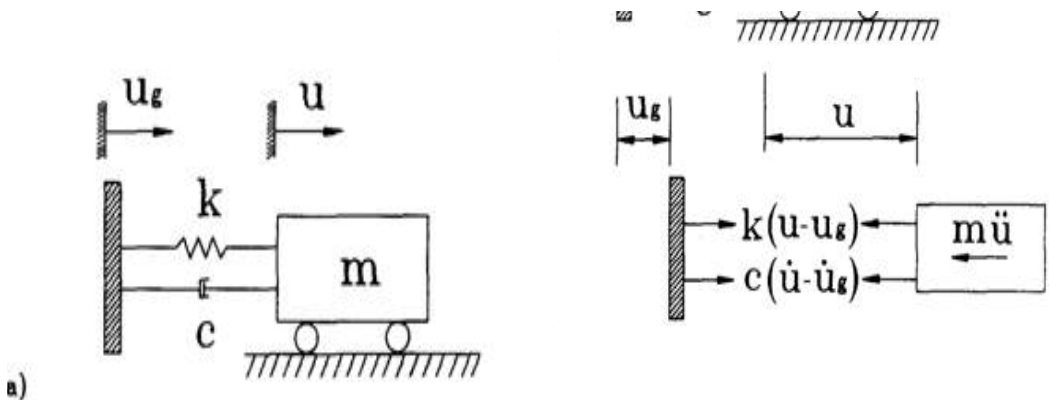
그림 2.12(a)와 같은 질량(m), 감쇠계수(c), 강성계수(k)인 단자유도계의 구조물에 지진하중이 작용할 때 그림 2.12(b)와 같은 자유물체도로 표현 할 수 있다.

그림 2.12(b)에서 동적평형조건(Dynamic equilibrium condition)을 이용 하여 지배운동방정식을 유도하면 식 (2.14)과 같다.

$$m\ddot{u}_r + c\dot{u}_r + ku_r = -m\dot{u}_g(t) \quad (2.14)$$

여기서, \ddot{u} , \dot{u} , u : 구조물의 가속도, 속도, 변위

u_g , \dot{u}_g : 지반의 속도, 변위



(a) 단자유도계

(b) 자유물체도

그림 2.12 지진하중을 받는 단자유도계(임성훈, 2022)

구조물과 지반의 상대변위(u_r)를 이용하여 식 (2.14)를 다시 표현하면 식 (2.15)와 같다.

$$m\ddot{u}_r + c\dot{u}_r + ku_r = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.15)$$

여기서, $\ddot{u}_r = \ddot{u} - \ddot{u}_g$: 구조물과 지반의 상대가속도

$\dot{u}_r = \dot{u} - \dot{u}_g$: 구조물과 지반의 상대속도

$u_r = u - u_g$: 구조물과 지반의 상대변위

\ddot{u}_g : 지반의 가속도

식 (2.15)를 구조물의 고유진동수(ω)와 감쇠율(ξ)로 다시 나타내면 식 (2.16)과 같이 표현할 수 있다.

$$\ddot{u}_r + 2\xi\omega\dot{u}_r + \omega^2u_r = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.16)$$

여기서, $\xi = c/c_{cr}$: 감쇠율

c : 감쇠계수

$c_{cr} = 2\sqrt{km}$: 임계 감쇠계수

$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$: 고유 진동수

식 (2.16)의 일반해를 조화운동으로 가정하면 구하고자 하는 상대변위 $u_r(t)$ 는 식 (2.17)과 같다.

$$u_r(t) = \exp(-\xi\omega t)(u_{r0}\cos\omega_D t + \frac{v_0 + u_{r0}}{\omega_D} \sin\omega_D t) \quad (2.17)$$

여기서, $\omega_D = \omega\sqrt{1-\xi^2}$: 구조계의 감쇠 진동수(The damped frequency of the

system)

Duhamel 적분을 이용하여 상대변위 $u_r(t)$ 을 구하기 위해 초기변위 $u_{r0} = 0$, 초기속도 $v_0 = \frac{F(\tau)d\tau}{m}$, $t = t - \tau$ 을 식 (2.17)에 대입하면 시간 t 에서 미소상대변위 $du_r(t)$ 는 식 (2.18)과 같이 표현된다.

$$du_r(t) = \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \frac{F(\tau)d\tau}{m\omega_D} \sin\omega_D(t-\tau) \quad (2.18)$$

식 (2.18)에 $F(\tau) = -m\ddot{u}_g$ 을 대입하고 전 하중 구간에 대하여 적분을 수행하면 상대변위를 상대변위를 식 (2.19)와 같이 구할 수가 있다.

$$u_r(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin\omega_D(t-\tau) d\tau \quad (2.19)$$

그리고 식 (2.19)를 t 에 대해서 미분하면 속도 $\dot{u}_r(t)$ 는 식 (2.20)과 같다.

$$\dot{u}_r(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \left[\cos\omega_D(t-\tau) - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin\omega_D(t-\tau) \right] d\tau \quad (2.20)$$

또 식 (2.20)을 t 에 대해서 미분하면 가속도 $\ddot{u}_r(t)$ 는 식 (2.21)과 같이 된다.

$$\begin{aligned} \ddot{u}_r(t) = -\omega_D \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) & \left[\left(1 - \frac{\xi^2}{1-\xi^2}\right) \sin\omega_D(t-\tau) \right. \\ & \left. + \frac{2\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \cos\omega_D(t-\tau) \right] d\tau \end{aligned} \quad (2.21)$$

수치해석을 통해서 변위, 속도, 가속도의 응답스펙트럼을 직접 구할 수도 있으나,

일반 구조물인 경우 감쇠율(ξ)이 2%~7%이므로 ω 와 ω_D 는 거의 같고 ξ 와 ξ^2 항은 매우 적으므로 이들을 무시하고 최대 절대값을 취하면 식 (2.19), (2.20), (2.21)은 식 (2.22), (2.23), (2.24)과 같이 된다.

$$S_d(\xi, \omega) = \left| \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin\omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.22)$$

$$S_v(\xi, \omega) = \left| \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \cos\omega_D(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.23)$$

$$S_a(\xi, \omega) = \left| \omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin\omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.24)$$

식 (2.22), (2.23), (2.24)에서 S_d 를 유사변위 응답(Pseudo-Displacement Response) S_v 를 유사속도 응답(Pseudo-Velocity Response), S_a 를 유사가속도 응답(Pseudo-Acceleration Response)이라고 하며, S_d , S_v , S_a 사이에는 식 (2.25)과 식 (2.26)와 같은 관계가 성립된다.

$$S_v = \omega S_d \quad (2.25)$$

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (2.26)$$

제 3 장 실내실험

3.1 1g진동대를 이용한 실내실험

3.1.1 지반조성재료

본 연구에서 사용된 실내모형실험시료의 경우 풍화토와 점성토의 두 가지 시료를 사용하였다. 쇄석다짐말뚝의 연약지반개량을 개량시 적용하므로, 모형지반의 상부는 점성토, 하부지반은 풍화토를 고려하여 실험을 수행하였다.

표 3.1은 실내모형실험시 사용된 시료의 물성값을 나타낸 것이다. 그림 3.1과 그림 3.2는 실내모형실험 시료의 입도분포 그래프와, 다짐시험 그래프를 나타낸 것이다.

표 3.1 실내모형실험 시료의 물성값

구 분	G_s	γ_{dmax}	OMC	#200	USCS
점성토	2.80	1.63	18.8	90.1	ML
풍화토	2.63	1.73	14.7	9.0	SW

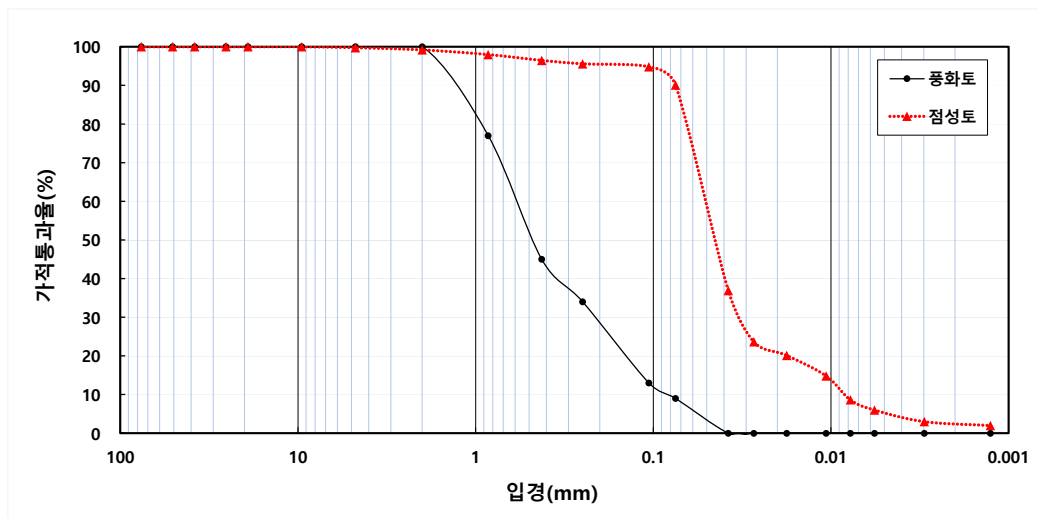


그림 3.1 입도분포곡선

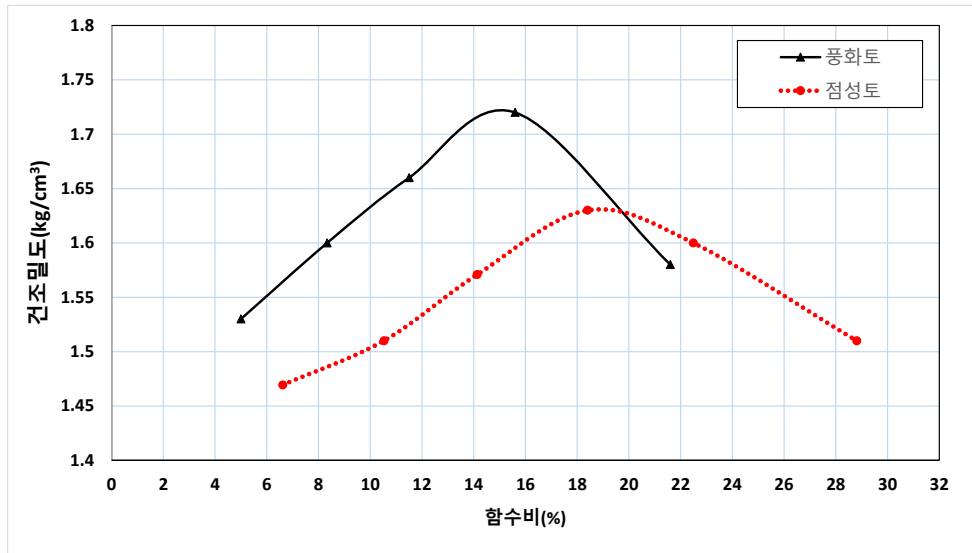


그림 3.2 다짐곡선

3.1.2 유압 서보 1g 진동시험기

그림 3.3은 본 연구에서 사용된 1g 진동대 시험장비이다. 진동대 가진기판의 크기는 3000(L)×1000(B)×500(H) mm 이며 가진 테이블의 크기는 2000×600(L×B) mm, 허용재하중량은 1.5 t 이다.

최대 스톡크는 200 mm(±100mm)이며 스톡크와 실린더에 20 mm사이즈의 내장형 비접촉식 변위센서가 부착되어있다. 유압서보모터는 380 V이고 210 bar의 압력을 이용해 실린더는 최대 10 tf까지 출력되며, 1축 변위 제어방식으로 구성되어 있다.

프로세스 컨트롤러를 이용하여 변위제어 방식을 입력하면, 유압펌프에서 서보액츄에이터를 통해 유압을 동하중으로 변환시켜 가진이 발생된다. 가진 시 액츄에이터에 내장된 비접촉식변위센서가 발생 변위를 계측하며 이를 프로세스 컨트롤러로 다시 읽으며 입력파를 제어한다. 이를 통하여 가진 판 위에 설치한 모형 및 실규모 구조물의 간극수압, 가속도 및 변위 등을 계측할 수 있다.



그림 3.3 유압 서보 1g 진동시험기(김호연, 2019)

다음 표 3.2는 시험장비인 진동대 시험기의 주요 제원을 나타낸 것이다.

표 3.2 진동대 시험기 주요 제원

구 분	제 원
Table size	2000×600 mm
Maximum Acceleration	1.0 g
Full Payload	1.8 tonf
Stroke	200 mm(± 100 mm)
Maximum Capacity at Dynamic	5.1 tonf

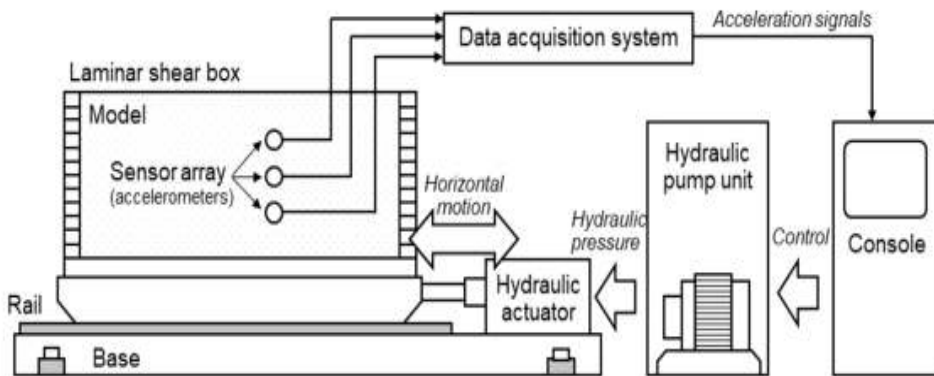


그림 3.4 진동대 시험기 주요 제원(김호연, 2019)

3.1.3 연성토조(Laminar Shear Box)

연성토조의 경우 2000(L)×600(B)×600(H) mm의 크기를 가지며, 강성토조와 저판 단면의 크기는 동일하나 높이는 12개의 층으로 분할하여 제작하였다. 각 층은 두께는 50 mm로, 45 mm의 알루미늄 틀과, 5 mm의 간격으로 구성되어 있다. 5 mm의 간격 사이에는 층별 수평거동을 위한 마찰력이 최소화되도록 베어링을 통한 거동이 가능하다. 한 개 층의 최대 수평변위는 5 mm이며 12층 모두 거동하였을 때, 60 mm의 변위를 확인할 수 있다. 연성토조의 전 재질은 알루미늄으로 구성되어 있으며, 하부전판에는 4개의 배수구가 있고, 양 끝단 벽체에는 실험을 위한 시료를 조성할 수 있도록 고정막대를 탈부착 할 수 있다.

그림 3.5는 실험에 사용된 연성토조의 전경이다.

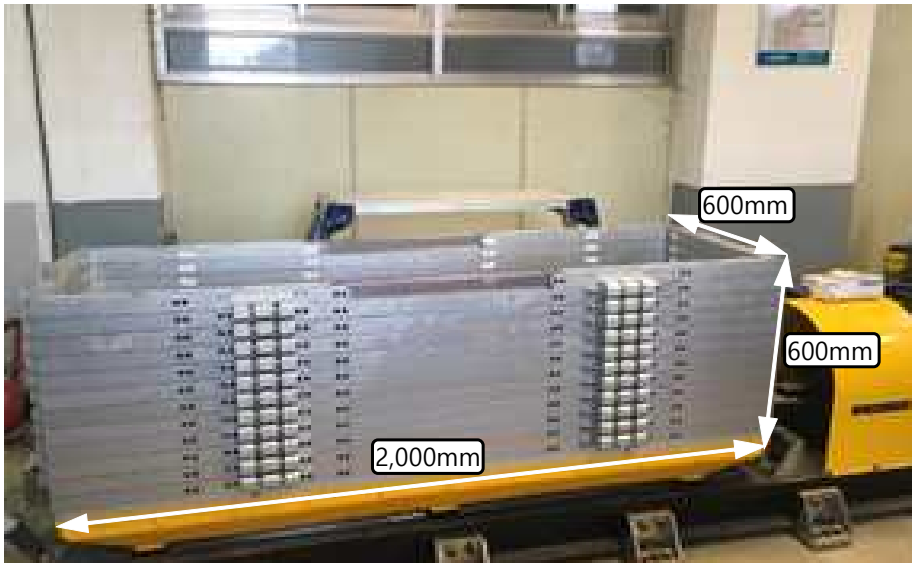


그림 3.5 연성토조

3.1.4 응답가속도 계측장비

1g 진동대를 이용한 동적 모형 시험은 측정장치의 센서 호환 가능 여부, 계측 신호 저장간격과 시험 목적에 맞는 센서의 선정이 중요하다. 본 시험에서 계측할 응답가속도는 그 범주가 20 m/s^2 를 넘지 않을 것으로 예상하였고, 응답데이터 주파수 성분은 40 Hz 이내로, 온도는 상온으로 가정하였다. 또한, 가속도계는 최대 20 m/s^2 까지 측정가능한 ARF-20A모형을 선정하였으며, 주요 제원은 표 3.3과 같다. 센서의 질량은 조성하는 지반의 밀도보다 작거나 같아야 센서의 관성에 따른 영향을 주지 않으며 시험에 사용한 센서의 무게는 13 g이다.

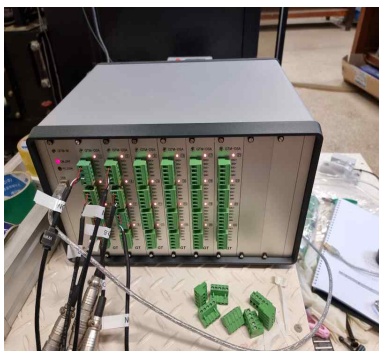
그림 3.6은 실험에 사용된 데이터 감지, 데이터 측정을 위한 가속도계 (Accelerometer)와 데이터로거(Data logger), 데이터 접속장치를 나타낸 것이다.



(a) Accelerometer



(b) Data Logger



(c) Connecting to the instrument



(d) Computer instrument

그림 3.6 계측장비 Accelerometer

보유한 데이터로거는 12채널로 ARF-20A와는 4gage 센서로 호환되며 데이터로거 자체적으로 L.P filter 기능을 갖추고 있고 데이터 저장간격은 최대 0.005초이다. 이에 대한 제원을 표 3.3과 표 3.4와 같이 나타내었다.

표 3.3 가속도계 주요 제원

구 분	제 원
Model	ARF-20A
Capacity	20 m/s ²
Rated output (R.O.)	0.5 mV/V
Frequency response range	DC ~ 80 Hz
Natural frequency	150 Hz
Allowable temperature range	-10 ~ 50 °C

표 3.4 데이터로거 주요 제원

구 분	제 원
Model	SDL-350R
Number of channel	12 channel
Input sensor	4Gage : 0.5 mV/V
Low Pass filter	10 Hz / 100 Hz / 1 kHz / Pass
Measure Hz	200 Hz

3.1.5 실험 수행 모델

시험 수행에 앞서 진동대의 제원 및 제반 시험조건을 고려한 상사법칙을 적용하여 원형의 1/40 크기로 구현하였으며, 상부 점성토 15 m, 하부 풍화토 5 m를 구현하고자 하였다.

해석케이스는 무보강 수평지반과 쇄석다짐말뚝으로 보강된 수평지반의 2케이스 실험을 수행하였으며, 입력하중은 표 3.5와 같이 대표적인 단주기파와 장주기파인 Ofunato파, Hachinohe파와 최근 국내에 발생된 경주지진파, 포항지진파를 입력하였고 추가적으로 인공지진파를 사용하였다. 총 2가지 경우를 조성 후 5가지의 지진하중을 입력하여 동적 모형 시험을 수행하였다.

표 3.5는 시험수행모델을 나타낸 것이다.

표 3.5 실내모형실험 케이스

보강여부	입력지진파	비고
무보강	Ofunato	총 10 개 경우 실험수행
	Hachinohe	
	경주지진파	
	포항지진파	
	인공지진파	
쇄석다짐말뚝보강	Ofunato	
	Hachinohe	
	경주지진파	
	포항지진파	
	인공지진파	

그림 3.7은 쇠석다짐말뚝의 간격과 직경을 나타낸 것으로 본 연구에서 적용한 말뚝의 직경과 규격은 1/40 스케일을 반영하여 표 3.6과 같이 적용하였다. 실내모형실험시 축소된 말뚝의 직경과 계측센서의 크기를 고려하여 사각배치로 조성하였다.

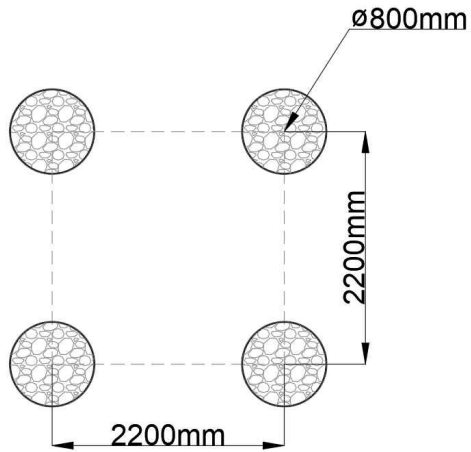


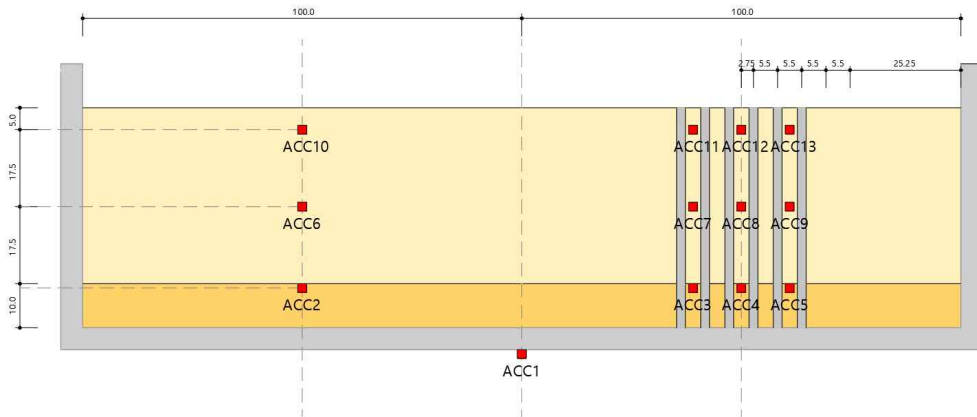
그림 3.7 본 연구에서 적용된 쇠석다짐말뚝의 간격 배치

표 3.6 실내모형실험 시료의 물성값

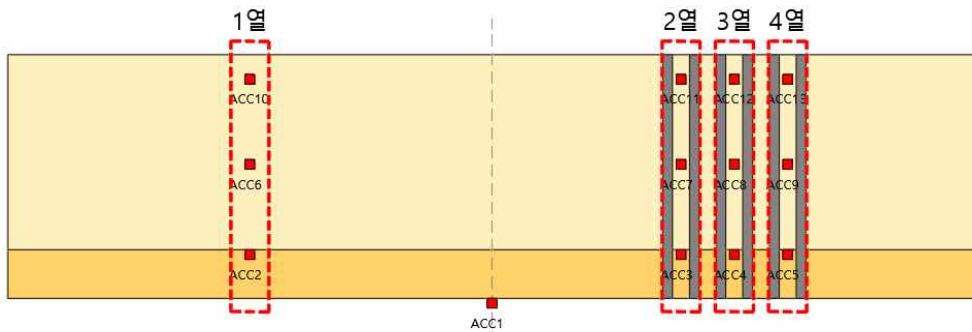
구 분	말뚝 직경 (mm)	자갈 직경 (mm)	말뚝간 거리 (mm)
실내모형실험 (1/40)	20.0	2.0	55.0
실제지반	800.0	80.0	2200.0

그림 3.8은 가속도계 매설 위치별 분석 방향을 나타낸 것으로 지반의 심도에 따른 가속도 증폭의 경향과 지반 보강에 따른 가속도 증폭의 경향을 확인하고자 다음과 같은 방향으로 분석을 수행하였다.

쇄석다짐말뚝의 경우 자갈을 100%로 구성하여 주입하였으며, 무보강 지반과의 가속도 증폭을 확인하기 위하여 말뚝의 좌측, 중앙, 우측의 세구간으로 나누어 가속도 센서를 매설하였다.



(a) 계측기 매설 위치도



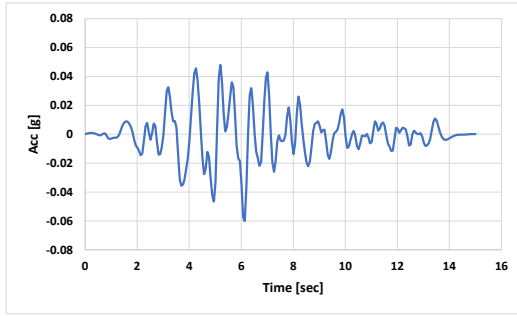
(b) 계측기 분석 위치도

그림 3.8 가속도 센서 매설 및 분석 위치도

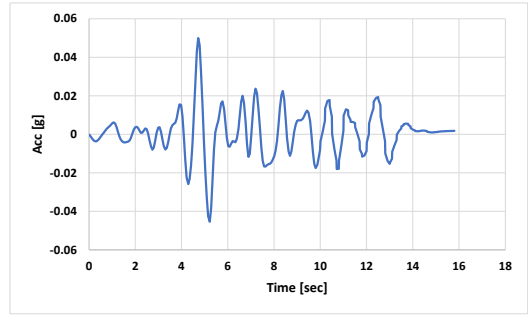
3.1.6 입력지진파

그림 3.9는 실내모형시험에 사용된 입력지진파를 나타낸 것이다. 지진파는 실제 어떤 위치에서 기록된 지진파형으로 지진이 발생한 진원지에서부터 지표면으로 도달하면서 매질 즉, 지반의 특성에 따라서 파의 성분이 달라진다. 따라서 어떤 파는 장주기 성분이 우월한 파가 되기도 하고, 단주기 성분이 탁월한 파가 되기도 하다. 장주기 성분이 많다는 것은 상대적으로 지반이 유연해서 장주기 특성을 많이 갖고 있는 매질을 통과한 지진파가 기록되었다는 의미이고, 단주기 성분이 많다는 것은 상대적으로 지반이 단단하거나, 암반과 같은 지반특성을 많이 갖는 매질을 통과한 지진파가 기록되었다는 의미이다.

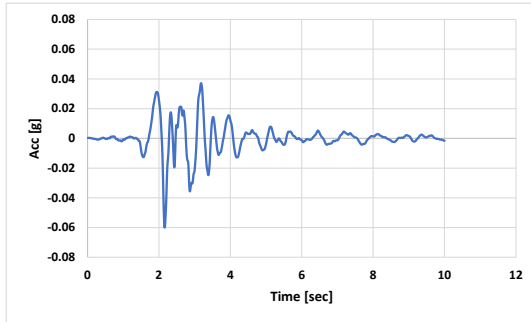
현재까지 기록된 실제 기록지진 중에서 장주기 지진파로 대표적인 Hachinohe 지진파(1968년, 일본 Tokachi-Okii 관측, 진도 7.9, 최대가속도 0.170g)와 단주기 지진파로 대표적인 Ofunato 지진파(1968년, 일본 Tokachi-Okii, 진도 7.4, 최대가속도 0.161g)를 선정하였다. 상기의 지진기록은 일본에서 구조물의 내진설계에 가장 많이 이용되는 기록이고 내진설계시 현장여건에 맞게 지진파를 조정하여 동해석에 사용할 수 있다. 그리고 국내에서 발생한 경주지진파(2016년 경주, 규모 5.8)와 포항지진파(2017년 포항, 규모 5.4)를 적용하여 국내여건에 맞는 지진여건을 본 실험에 조성하여 수행하였다. 구조물의 내진설계는 중요도에 따라 특등급 및 1등급, 내진성능수준에 따라 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 구분하여 적절한 해석방법을 사용한다(한국지반공학회, 2018).



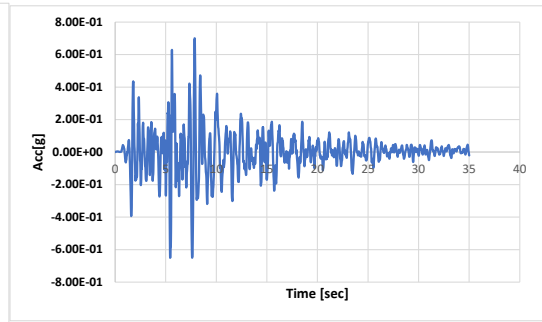
(a) Ofunato(단주기) 지진파



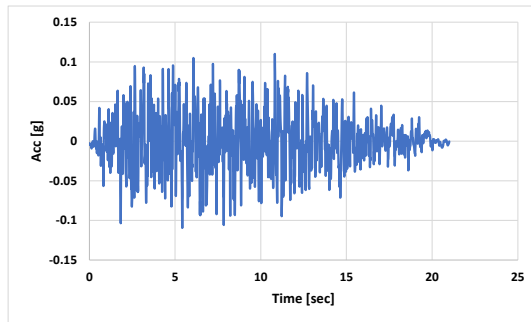
(b) Hachinohe(장주기) 지진파



(c) 경주지진파



(d) 포항지진파

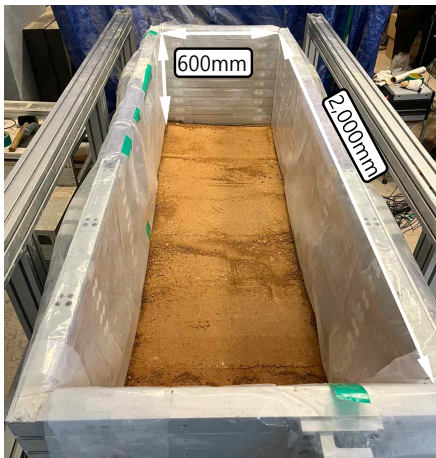


(e) 인공지진파

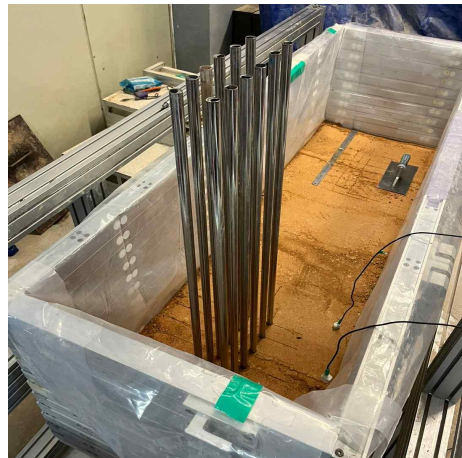
그림 3.9 입력 지진파

3.1.7 축소모형 조성

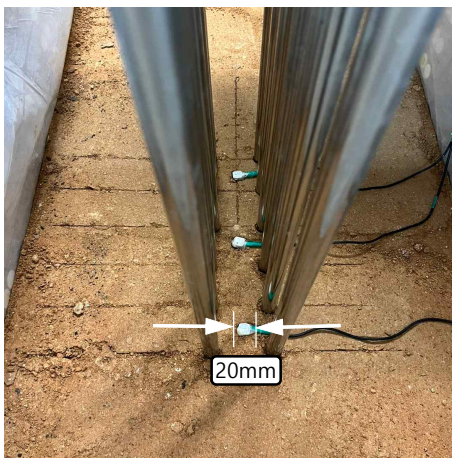
그림 3.10은 실내모형실험의 지반조성과정을 나타낸 것이다. 현장시공여건과 가장 유사한 환경을 조성하기 위하여, 먼저 하부 풍화토 지반을 조성하고, 가속도계를 매설하고자 하였다. 하부 풍화토층의 경우 다짐도 90%이상으로 조성하였으며, 시료의 경우 토조높이의 5 cm씩 주입하며 D다짐봉을 이용한 층다짐을 수행하였다. 다짐이 완료된 풍화토층에 대하여 케이싱을 삽입한 후에 가속도계 매설위치도와 같이 센서를 매설하였고, 축소스케일에 따라 말뚝의 직경을 배치하였다.



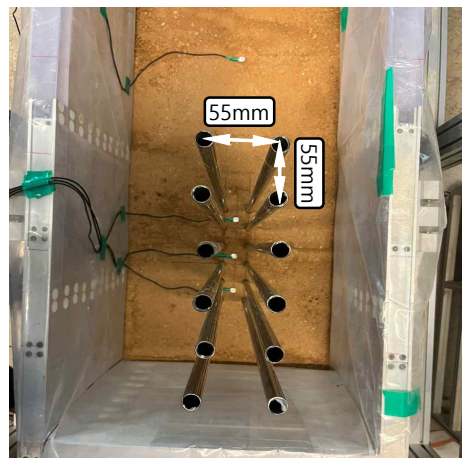
(a) 하부 풍화토 지반 조성



(b) 케이싱 삽입



(c) 가속도계 매설



(d) 가속도계 매설

그림 3.10 실내 모형지반 조성(계속)

상부 점성토층의 경우 하부 풍화토층과 마찬가지로 5 cm씩 층다짐을 수행하고자 하였으며, 연약지반 조건을 고려하여 다짐도 50% 이하의 환경을 조성하고자 하였으며, 다짐봉을 사용하지 않고 시료 주입후, 지반의 평탄화 작업만 수행하였다. 점성토 시료의 주입 완료 후, 케이싱을 제거하고 공극에 자갈을 넣고 다짐을 수행하였다. 다짐이 완료된 후, 압밀이 진행되도록 24시간 동안 상재하중을 가한 후에 가진을 수행하였다.



(e) 상부 점성토 조성



(f) 케이싱 제거 및 쇄석 주입



(g) 쇄석 다짐



(h) 쇄석다짐말뚝 조성 완료

그림 3.10 실내 모형지반 조성

3.2 입력지진파에 따른 실내모형실험의 응답가속도 분석

3.2.1 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석 - 무보강

그림 3.11은 쇄석다짐말뚝 보강이 수행되지 않았을 경우의 최대지반가속도 분석 결과이다. 분석된 각 지진파에 대해, 상부 대비 하부에서의 증폭률은 Ofunato 지진파에서 84.60%, Hachinohe 지진파에서 58.20%, 경주 지진파에서는 32.95%, 포항 지진파에서는 46.33%, 그리고 인공 지진파에서는 85.79%로 측정되었다. 이 데이터들의 평균 증폭률은 약 61.57%로 확인되었다.

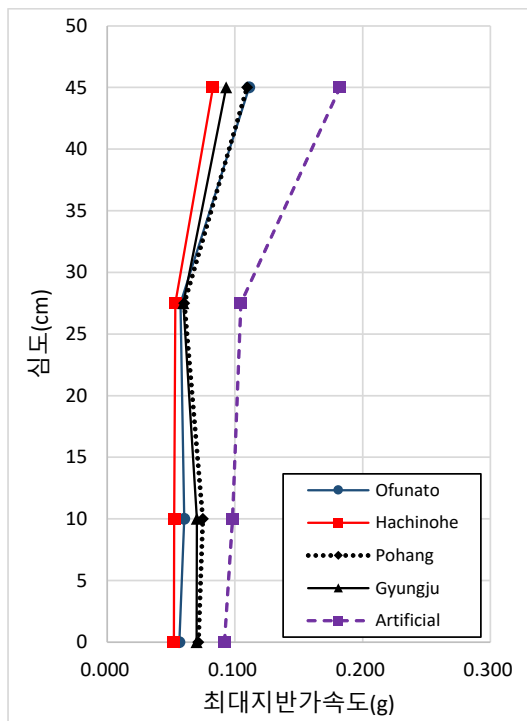


그림 3.11 가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석 - 무보강

3.2.2 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석

- 쇄석다짐말뚝 보강 좌측

그림 3.12는 쇄석다짐말뚝 보강이 수행된 지점 좌측의 최대지반가속도 분석 결과이다. 분석된 각 지진파에 대해, 상부 대비 하부에서의 증폭률은 Ofunato 지진파에서 70.76%, Hachinohe 지진파에서 54.25%, 경주 지진파에서는 31.83%, 포항 지진파에서는 36.77%, 그리고 인공 지진파에서는 67.61%로 측정되었다. 이 데이터들의 평균 증폭률은 약 52.25%로 무보강에 비해 9.32% 정도 증폭이 감소하였다.

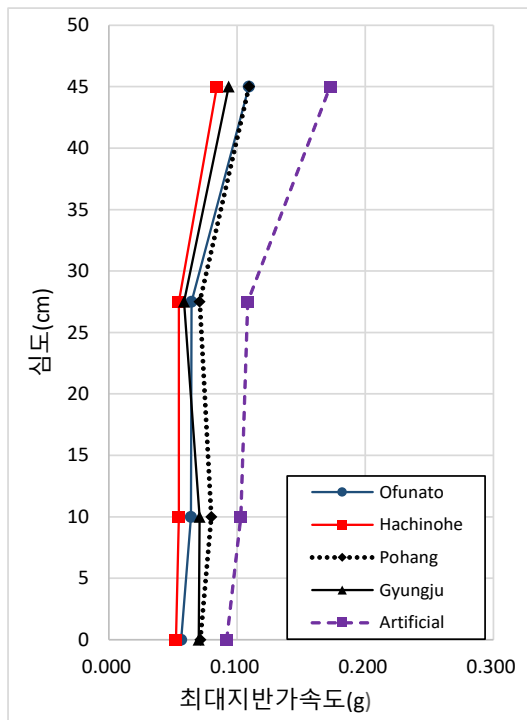


그림 3.12 가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석
- 쇄석다짐말뚝 보강 좌측

3.2.3 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석

- 쇄석다짐말뚝 보강 중앙

그림 3.13은 쇄석다짐말뚝 보강이 수행된 지점 중앙의 최대지반가속도 분석 결과이다. 분석된 각 지진파에 대해, 상부 대비 하부에서의 증폭률은 Ofunato 지진파에서 63.23%, Hachinohe 지진파에서 36.88%, 경주 지진파에서는 24.45%, 포항 지진파에서는 14.16%, 그리고 인공 지진파에서는 67.41%로 측정되었다. 이 데이터들의 평균 증폭률은 약 41.23%로 무보강에 비해 20.34% 정도 증폭이 감소하였다.

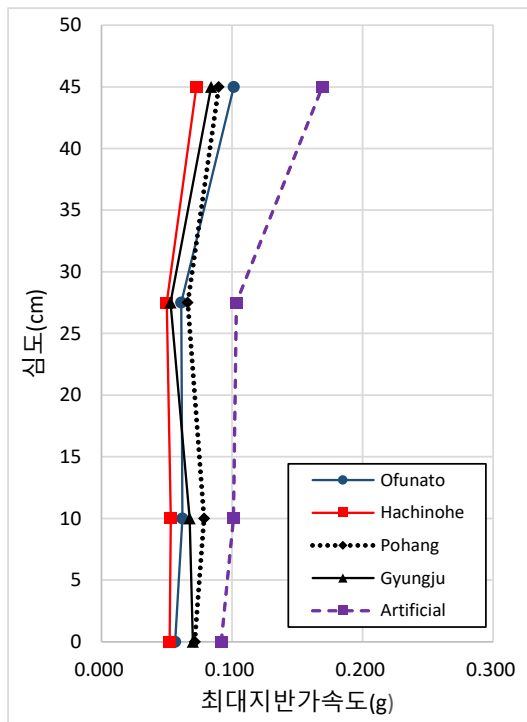


그림 3.13 가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석
- 쇄석다짐말뚝 보강 중앙

3.2.4 가속도계 매설깊이 별 최대지반가속도 분석

- 쇄석다짐말뚝 보강 우측

그림 3.14는 쇄석다짐말뚝 보강이 수행된 지점 우측의 최대지반가속도 분석 결과이다. 분석된 각 지진파에 대해, 상부 대비 하부에서의 증폭률은 Ofunato 지진파에서 67.92%, Hachinohe 지진파에서 54.83%, 경주 지진파에서는 20.10%, 포항 지진파에서는 34.83%, 그리고 인공 지진파에서는 86.56%로 측정되었다. 이 데이터들의 평균 증폭률은 약 52.85%로 무보강에 비해 8.72% 정도 증폭이 감소하였다.

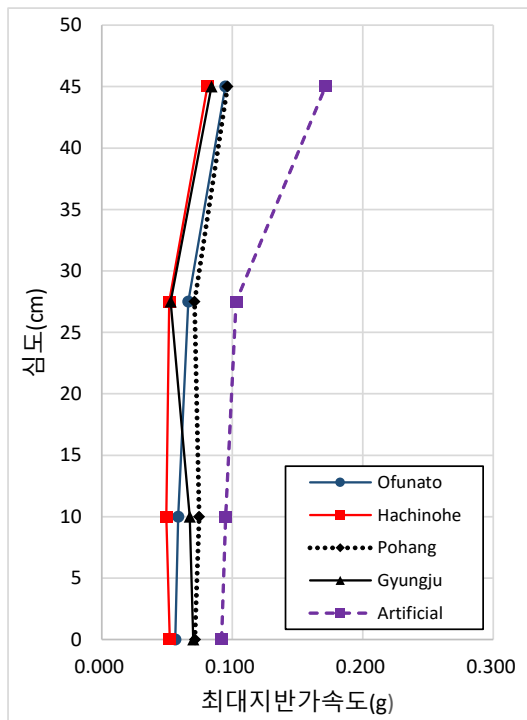


그림 3.14 가속도계 매설깊이에 따른 최대지반가속도 결괏값 분석
- 쇄석다짐말뚝 보강 우측

표 3.7 실내모형실험 결과에 따른 가속도 증폭률 검토 결과

구분		PGA(g)			증폭률 비교	
	가속도 센서	ACC2	ACC6	ACC10	증폭률(%)	평균(%)
무보강	Ofunato	0.060	0.057	0.111	84.60	61.57
	Hachinohe	0.052	0.053	0.083	58.20	
	경주지진파	0.070	0.060	0.093	32.95	
	포항지진파	0.075	0.060	0.110	46.33	
	인공지진파	0.098	0.105	0.182	85.79	
	가속도 센서	ACC3	ACC7	ACC11	증폭률(%)	
보강 좌측	Ofunato	0.064	0.065	0.109	70.76	52.25
	Hachinohe	0.055	0.055	0.084	54.25	
	경주지진파	0.071	0.059	0.093	31.83	
	포항지진파	0.080	0.071	0.109	36.77	
	인공지진파	0.103	0.108	0.172	67.61	
	가속도 센서	ACC4	ACC8	ACC12	증폭률(%)	
보강 중앙	Ofunato	0.062	0.061	0.101	63.23	41.23
	Hachinohe	0.053	0.050	0.073	36.88	
	경주지진파	0.068	0.053	0.084	24.45	
	포항지진파	0.079	0.066	0.090	14.16	
	인공지진파	0.101	0.103	0.169	67.41	
	가속도 센서	ACC5	ACC9	ACC13	증폭률(%)	
보강 우측	Ofunato	0.056	0.066	0.095	67.92	52.85
	Hachinohe	0.052	0.052	0.081	54.83	
	경주지진파	0.070	0.053	0.084	20.10	
	포항지진파	0.071	0.071	0.096	34.83	
	인공지진파	0.092	0.103	0.171	86.56	

무보강의 경우 61.57%의 가속도 증폭율을 확인하였고, 보강지반의 경우 최소 41.23에서 최대 52.85%의 가속도 증폭을 확인하였다. 무보강 대비 보강시 가속도 폭률의 감소 폭은 최소 8.72%에서 최대 20.34%의 감소폭을 확인할 수 있었다.

3.3 하부지반 대비 상부지반의 가속도 증폭비 분석

3.3.1 가속도 증폭비 분석 결과 - Ofunato

그림 3.15는 지반의 하부에서 상부로 Ofunato 지진과의 가속도 증폭 분석 결과이다. 무보강의 경우, 상부 가속도는 하부 대비 1.97배로 증폭된 것으로 확인되었다. 반면에 쇠석다짐말뚝 보강이 이루어진 지점에서는 증폭률이 다소 감소하였는데, 보강 지점의 왼쪽에서는 1.93배, 가운데에서는 1.79배, 그리고 오른쪽 지점에서는 1.68배의 증폭을 확인하였다.

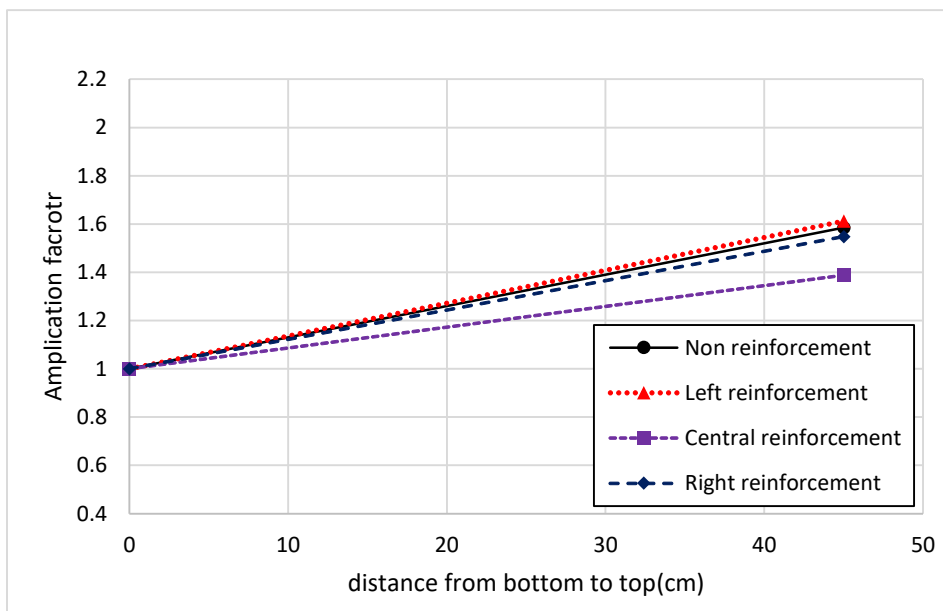


그림 3.15 지반의 심도별 증폭비 분석 - Ofunato

3.3.2 가속도 증폭비 분석 결과 - Hachinohe

그림 3.16은 지반의 하부에서 상부로 Hachinohe 지진파의 가속도 증폭 분석 결과이다. 무보강의 경우, 상부 가속도는 하부 대비 1.58배로 증폭된 것으로 확인되었다. 반면에 쇄석다짐말뚝 보강이 이루어진 지점에서는 증폭률이 다소 감소하였는데, 보강 지점의 왼쪽에서는 1.61배, 가운데에서는 1.39배, 그리고 오른쪽 지점에서는 1.55배의 증폭을 확인하였다.

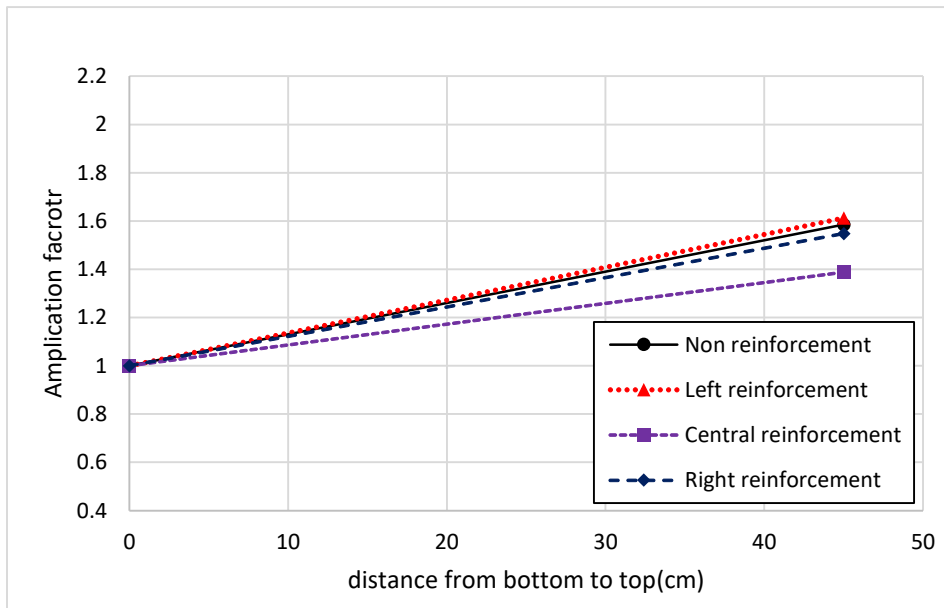


그림 3.16 지반의 심도별 증폭비 분석 - Hachinohe

3.3.3 가속도 증폭비 분석 결과 - 경주지진파

그림 3.17은 지반의 하부에서 상부로 경주지진파의 가속도 증폭 분석 결과이다. 무보강의 경우, 상부 가속도는 하부 대비 1.53배로 증폭된 것으로 확인되었다. 반면에 쇄석다짐말뚝 보강이 이루어진 지점에서는 증폭률이 다소 감소하였는데, 보강 지점의 왼쪽에서는 1.52배, 가운데에서는 1.26배, 그리고 오른쪽 지점에서는 1.35배의 증폭을 확인하였다.

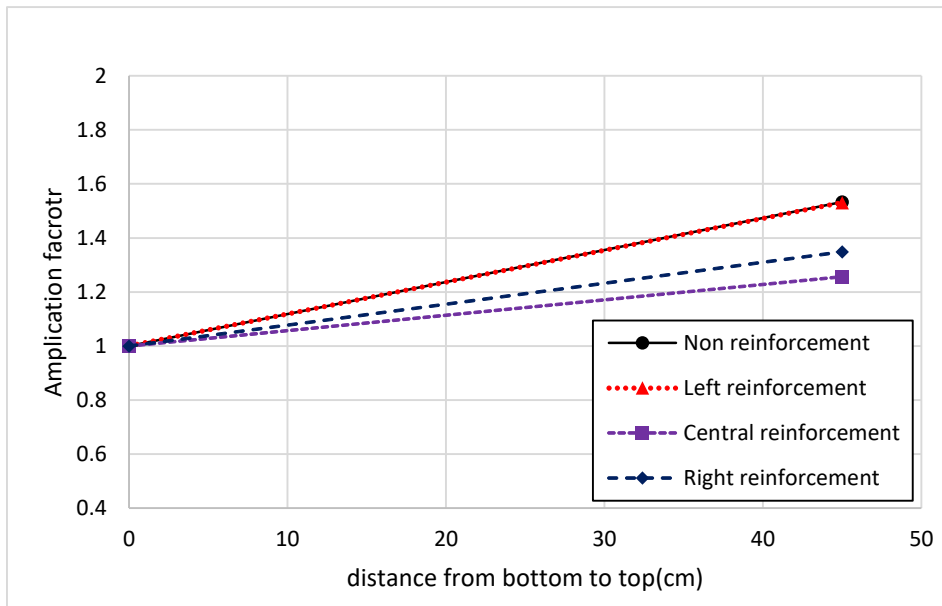


그림 3.17 지반의 심도별 증폭비 분석 - 경주지진파

3.3.4 가속도 증폭비 분석 결과 - 포항지진파

그림 3.18은 지반의 하부에서 상부로 포항지진파의 가속도 증폭 분석 결과이다. 무보강의 경우, 상부 가속도는 하부 대비 1.33배로 증폭된 것으로 확인되었다. 반면에 쇄석다짐말뚝 보강이 이루어진 지점에서는 증폭률이 다소 감소하였는데, 보강 지점의 왼쪽에서는 1.32배, 가운데에서는 1.20배, 그리고 오른쪽 지점에서는 1.20배의 증폭을 확인하였다.

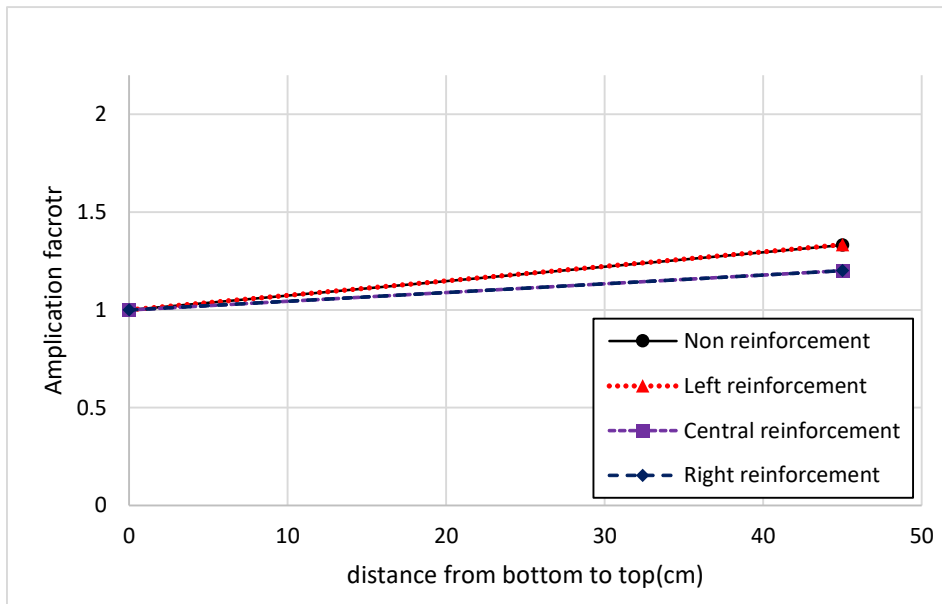


그림 3.18 지반의 심도별 증폭비 분석 - 포항지진파

3.3.5 가속도 증폭비 분석 결과 - 인공지진파

그림 3.19는 지반의 하부에서 상부로 인공지진파의 가속도 증폭 분석 결과이다. 무보강의 경우, 상부 가속도는 하부 대비 1.98배로 증폭된 것으로 확인되었다. 반면에 쇄석다짐말뚝 보강이 이루어진 지점에서는 증폭률이 다소 감소하였는데, 보강 지점의 왼쪽에서는 1.88배, 가운데에서는 1.84배, 그리고 오른쪽 지점에서는 1.87배의 증폭을 확인하였다.

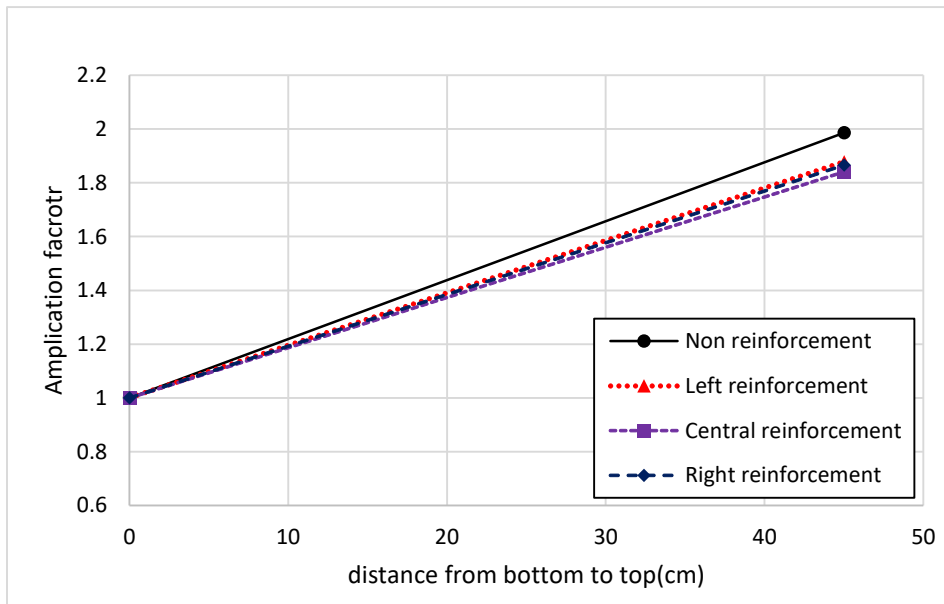


그림 3.19 지반의 심도별 증폭비 분석 - 인공지진파

3.4 가속도계 위치별 가속도 응답스펙트럼 분석

3.4.1 개요

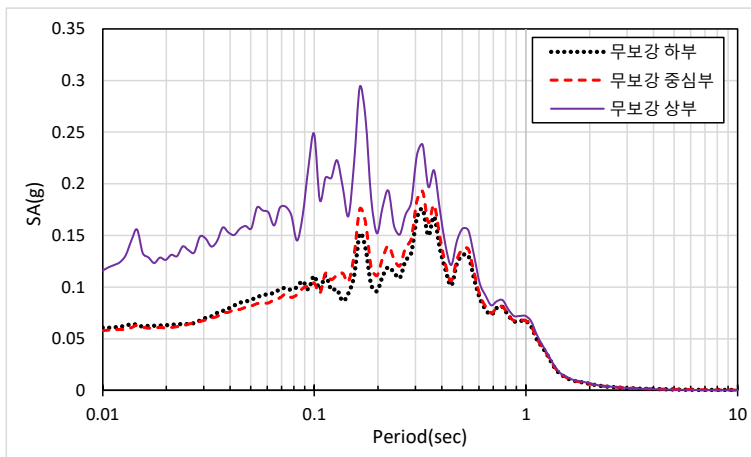
동하중이 발생할 때 지반의 응답은 지진동의 주파수와 지반의 고유진동수 (Natural frequency)에 따라 달라진다. 응답스펙트럼은 서로 다른 고유진동수를 갖는 지진동에 대한 최대응답을 선형으로 표현하 것이고, 이때 응답변수를 가속도로 하는 경우 가속도 응답스펙트럼이라 칭한다.

스펙트럼 가속도(Spectral acceleration)는 동하중이 여러 가지 주기의 진동계에 주는 최대 응답가속도를 나타낸다. 특정 지진에 대해 단자유도 구조물이 갖는 응답 (가속도)은 감쇠비가 일정한 경우에 고유진동수에 따라 변한다. 서로 다른 고유진동수를 갖는 단자유도 구조물의 최대응답을 크기로 하고, 고유진동수(또는 고유주기를) 가로축으로 하여 그린 그림을 응답스펙트럼이라고 한다. 이 가속도 응답스펙트럼을 이용하면 실제 시험에 이용한 동하중 이외의 주파수 범위에서 발생하는 증폭을 확인할 수 있으며, 본 시험에서 사용한 지진파로 보이지 않는 증폭 특성을 확인할 수 있다.

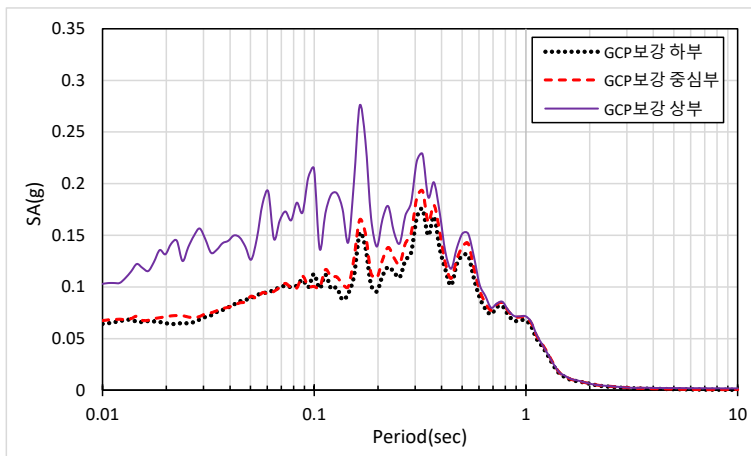
모형지반의 위치별 대표 가속도계를 선정하여 측정한 응답가속도 증폭특성을 가속도 응답스펙트럼을 통하여 표현하였다. 위치별 대표 가속도계는 무보강의 경우 하부(ACC2), 중심부(ACC6), 상부(ACC10)로 선정하였고, 보강조건의 경우 하부(ACC4), 중심부(ACC8), 상부(ACC12)로 적용하였다. 가속도 응답스펙트럼 도출을 위해 측정한 가속도 데이터를 1차원 지반 응답 해석프로그램인 Deepsoil V7.0을 이용하여 변환하였다.

3.4.2 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - Ofunato

그림 3.20은 Ofunato지진과 가진시 실내모형실험결과에 대한 스펙트럼 가속도 그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 가속도 스펙트럼 가속도 결과값은 하부 0.176 g, 중심부 0.193 g, 상부 0.294 g로 확인되었으며, 쇄석다짐말뚝 보강 중앙부에서 스펙트럼 가속도 결과값은 하부 0.166 g 중심부 0.193 g 상부 0.275 g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 스펙트럼 가속도 증폭비는 무보강시 67.33%, 쇄석다짐말뚝 보강에서 65.99%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 1.34%정도 낮아지는 것을 확인하였다.



(a) 무보강

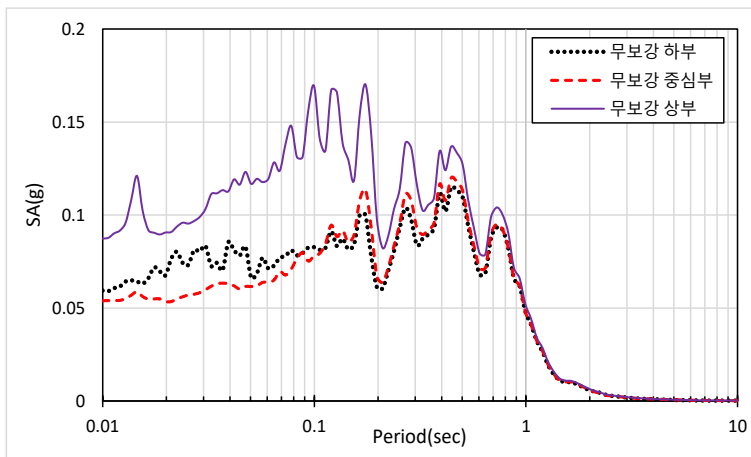


(a) 쇄석다짐말뚝 보강

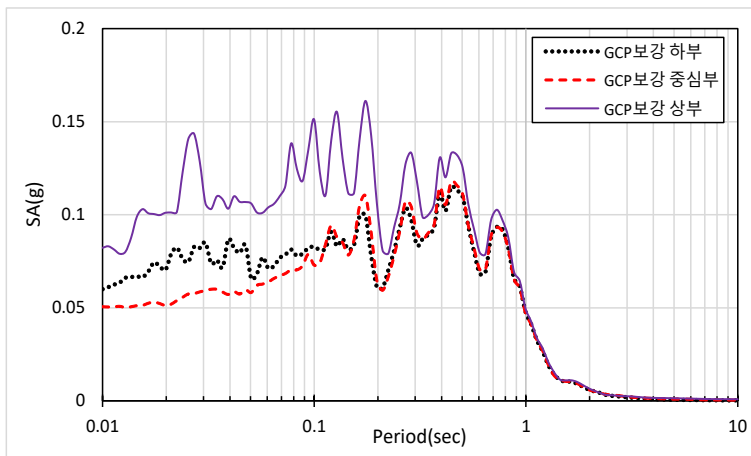
그림 3.20 Ofunato 지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석

3.4.3 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - Hachinohe

그림 3.21은 Hachinohe지진과 가진시 실내모형실험결과에 대한 스펙트럼 가속도 그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 스펙트럼 가속도 결과값은 하부 0.115 g, 중심부 0.120 g, 상부 0.170 g로 확인되었으며, 쇄석다짐말뚝 보강 중앙부에서 스펙트럼 가속도 결과값은 하부 0.115 g 중심부 0.118 g 상부 0.161 g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 스펙트럼 가속도 증폭비는 무보강시 48.20%, 쇄석다짐말뚝 보강에서 40.16%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 8.04%정도 낮아지는 것을 확인하였다.



(a) 무보강

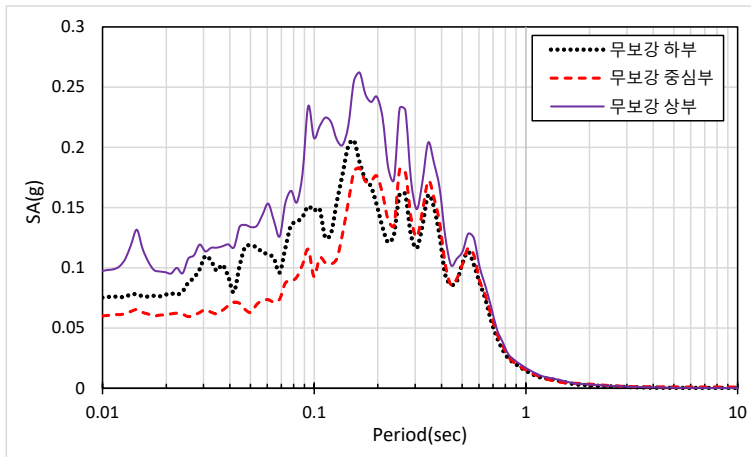


(a) 쇄석다짐말뚝 보강

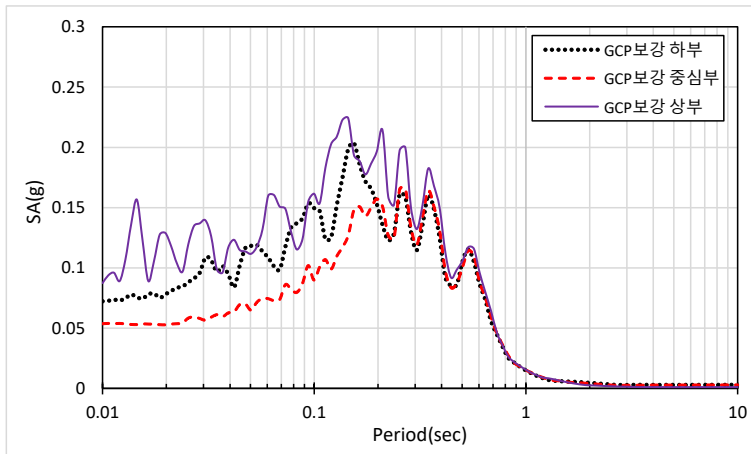
그림 3.21 Hachinohe 지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석

3.4.4 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 경주지진파

그림 3.22는 경주지진파 가진시 실내모형실험결과에 대한 스펙트럼 가속도 그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 스펙트럼 가속도 결괏값은 하부 0.206 g, 중심부 0.183 g, 상부 0.262 g로 확인되었으며, 쇄석다짐말뚝 보강 중앙부에서 스펙트럼 가속도 결괏값은 하부 0.204 g 중심부 0.166 g 상부 0.224 g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 스펙트럼 가속도 증폭비는 무보강시 27.38%, 쇄석다짐말뚝 보강에서 10.16%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 17.22%정도 낮아지는 것을 확인하였다.



(a) 무보강

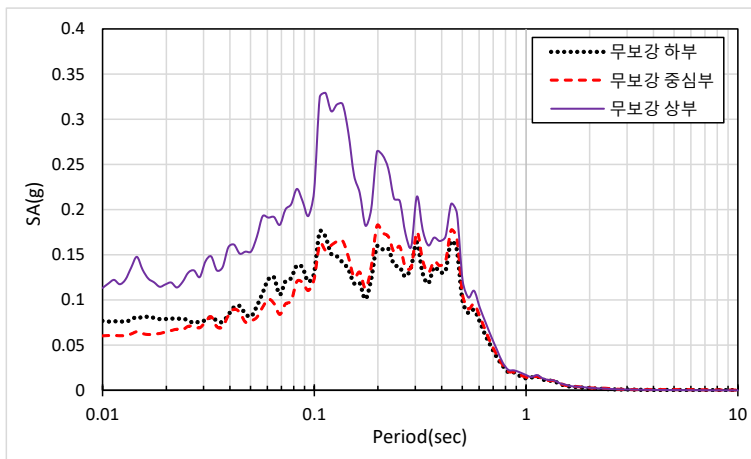


(a) 쇄석다짐말뚝 보강

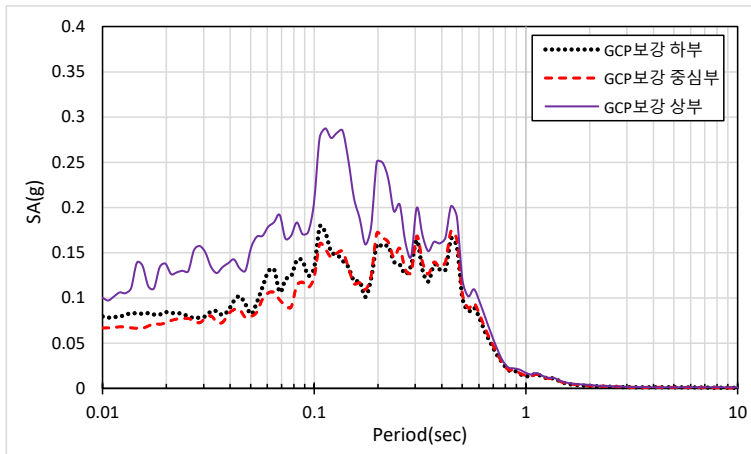
그림 3.22 경주지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석

3.4.5 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 포항지진파

그림 3.23은 포항지진파 가진시 실내모형실험결과에 대한 스펙트럼 가속도 그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 스펙트럼 가속도 결과값은 하부 0.176 g, 중심부 0.182 g, 상부 0.329 g로 확인되었으며, 쇄석다짐말뚝 보강 중앙부에서 스펙트럼 가속도 결과값은 하부 0.179 g 중심부 0.174 g 상부 0.288 g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 스펙트럼 가속도 증폭비는 무보강시 87.48%, 쇄석다짐말뚝 보강에서 60.78%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 26.70%정도 낮아지는 것을 확인하였다.



(a) 무보강

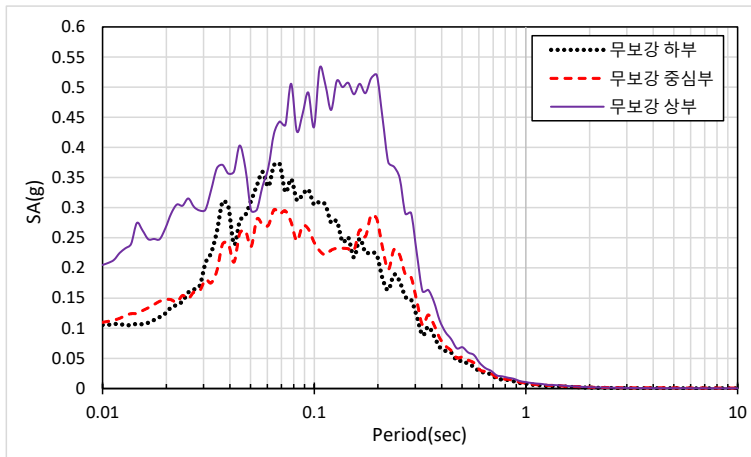


(a) 쇄석다짐말뚝 보강

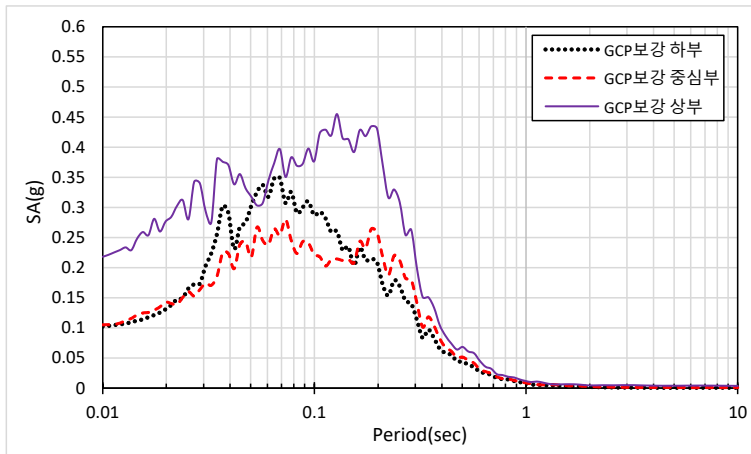
그림 3.23 포항지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석

3.4.6 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 인공지진파

그림 3.24는 인공지진파 가진시 실내모형실험결과에 대한 스펙트럼 가속도 그래프를 나타낸 것이다. 보강 전 스펙트럼 가속도 결괏값은 하부 0.372 g, 중심부 0.296 g, 상부 0.532 g로 확인되었으며, 쇄석다짐말뚝 보강 중앙부에서 스펙트럼 가속도 결괏값은 하부 0.349 g 중심부 0.280 g 상부 0.455 g로 확인되었다. 하부대비 상부에서의 스펙트럼 가속도 증폭비는 무보강시 42.83%, 쇄석다짐말뚝 보강에서 30.27%를 보였으며, 보강 후 가속도 증폭이 12.56%정도 낮아지는 것을 확인하였다.



(a) 무보강



(a) 쇄석다짐말뚝 보강

그림 3.24 인공지진시 축소모형의 가속도 응답스펙트럼 분석

표 3.8 축소모형 보강여부에 따른 가속도 응답스펙트럼 분석

구 분	보강여부	Spectral ACC(g)			증폭률 (%)	차이 (%)
		하부	중심부	상부		
Ofunato	무보강	0.176	0.193	0.294	67.33	1.34
	쇄석다짐말뚝 보강	0.166	0.193	0.275	65.99	
Hachinohe	무보강	0.115	0.120	0.170	48.20	8.04
	쇄석다짐말뚝 보강	0.115	0.118	0.161	40.16	
경주 지진파	무보강	0.206	0.183	0.262	27.38	17.22
	쇄석다짐말뚝 보강	0.204	0.166	0.224	10.16	
포항 지진파	무보강	0.176	0.182	0.329	87.48	26.70
	쇄석다짐말뚝 보강	0.179	0.174	0.288	60.78	
인공 지진파	무보강	0.372	0.296	0.532	42.83	12.56
	쇄석다짐말뚝 보강	0.349	0.280	0.455	30.27	

스펙트럼 가속도결괏값을 통한 가속도 분석결과, Ofunato지진파에서 1.34%로 가장 작은 증폭률을 확인하였고, 포항지진파에서 26.70%로 가장 큰 증폭률을 보였다.

제 4 장 수치해석

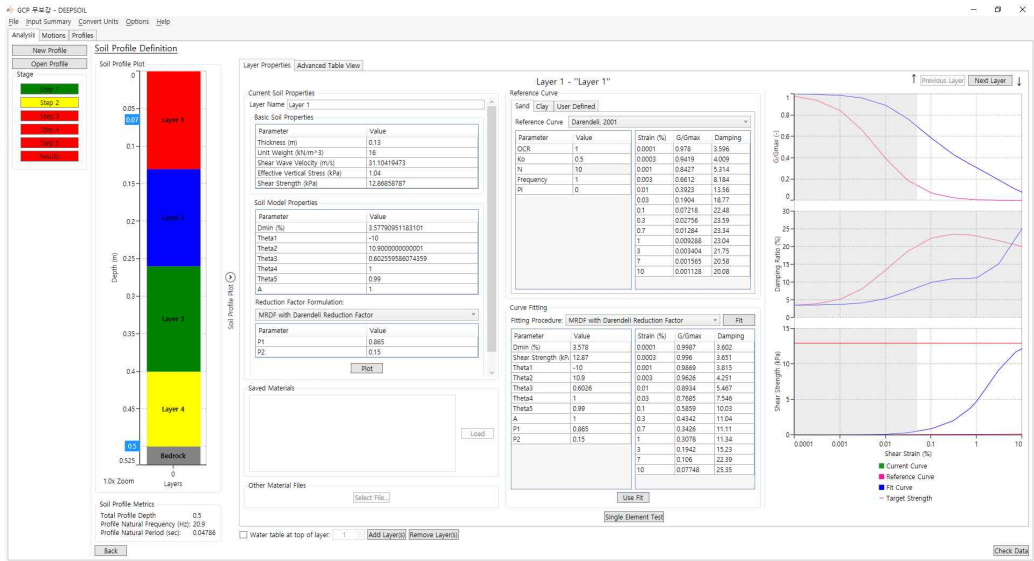
4.1 1차원 지반응답해석

4.1.1 개요

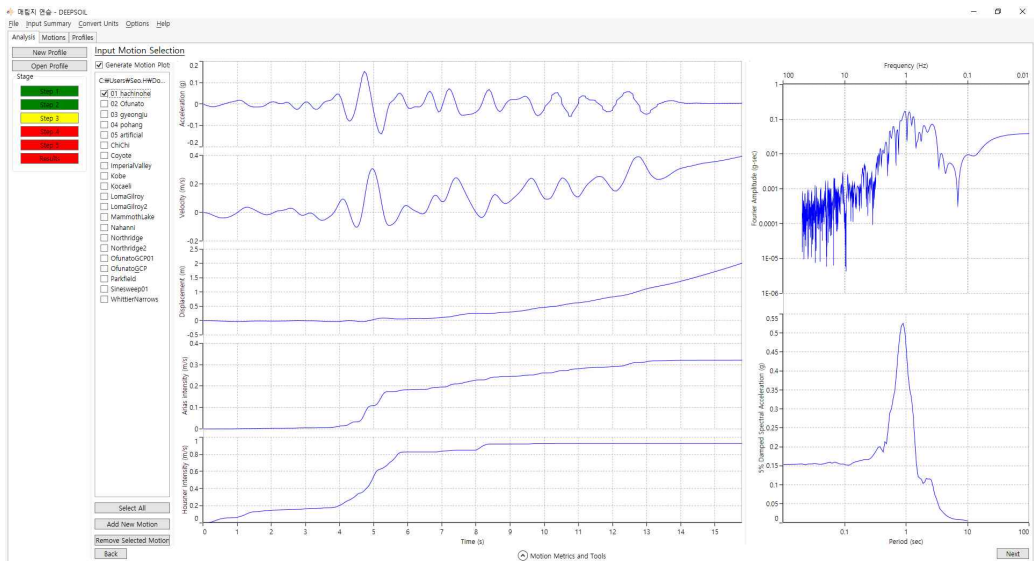
1차원 지반응답해석기법은 모든 지층의 경계가 수평이고 지반의 응답은 기반암으로부터 수직 진파되는 수평진단파에 지배받는다라는 가정을 기본으로 한다. 지진파 전파는 3차원 현상이지만 1차원 해석기법은 실제로 여러 사례에 있어서 지진시 지표면 자유장 운동을 비교적 잘 예측하는 것으로 알려져 있다(Idriss and Seed, 1968).

1차원 지반응답해석은 해석 영역에 따라 주파수영역과 시간영역으로 구분된다. 주파수 영역 해석은 입력물성이 적으며 계산이 빠르다는 장점을 가지고 있지만 지반 거동은 선형 탄성이라고 가정된다. 하지만, 지진동시 지반은 비선형 거동에 의하여 큰 영향을 받으며 이를 사실적으로 모사하는 것은 매우 중요하다. 주파수 영역에서 이러한 지반의 비선형 거동을 고려하기 위하여 제안된 방법이 등가선형해석기법이며, 시간영역에서는 이를 비선형해석을 통하여 모사한다.

비선형해석은 추가적으로 과잉간극수압의 발생 여부 모사에 따라 전응력 및 유효응력해석으로 구분된다. 등가선형해석은 과잉간극수압을 모사할 수 없으므로 전응력 해석이다. 본 연구에서는 시간영역에 따른 비선형 해석을 수행하였으며, 1차원 지반응답해석 프로그램은 Deepsoil(ver 7.0)을 사용하여 그 결과를 확인하였다.



(a) 입력 물성값 설정



(b) 층별 입력지진파 가진
 그림 4.1 Deepsoil 프로그램

4.1.2 입력물성값

다음 표 4.1은 1차원 지반응답해석시 사용한 지반의 축소모형 실험의 입력 물성값을 나타낸 것이다.

상부에서부터 축소모형지반의 두께를 반영하여 각 지층별 단위중량, 전단파속도, 유효수직응력, 전단강도를 반영하였다. 해석은 무보강 지반에 대한 지반 물성을 반영하여 실내모형실험 결과와 비교 검증하였다.

표 4.1 입력 물성값

구 분	층두께 (m)	단위중량 (kN/m ³)	전단파속도 (m/s)	유효 수직응력 (kPa)	전단강도 (kPa)
Layer 1	0.13	16.0	31.10	1.04	12.87
Layer 2	0.13	17.0	41.55	3.18	24.96
Layer 3	0.14	18.0	48.99	5.55	37.77
Layer 4	0.10	20.0	55.61	7.81	54.00
Bedrock	-	-	-	-	-

4.2 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석 결과

4.2.1 Ofunato지진과 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석

그림 4.2는 Ofunato지진파에 의한 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 스펙트럼 가속도 결과값을 나타낸 것이다.

2.5~5.5 Hz에서 증폭이 주로 확인되었으며, 보강 전 실내모형실험의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.193 g, 수치해석의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.167 g이다. 가속도 증폭이 최대로 발생된 지점에서의 차이는 15.58%로 확인되었으며, 대부분의 가속도 증폭 경향성은 유사한 것으로 확인된다.

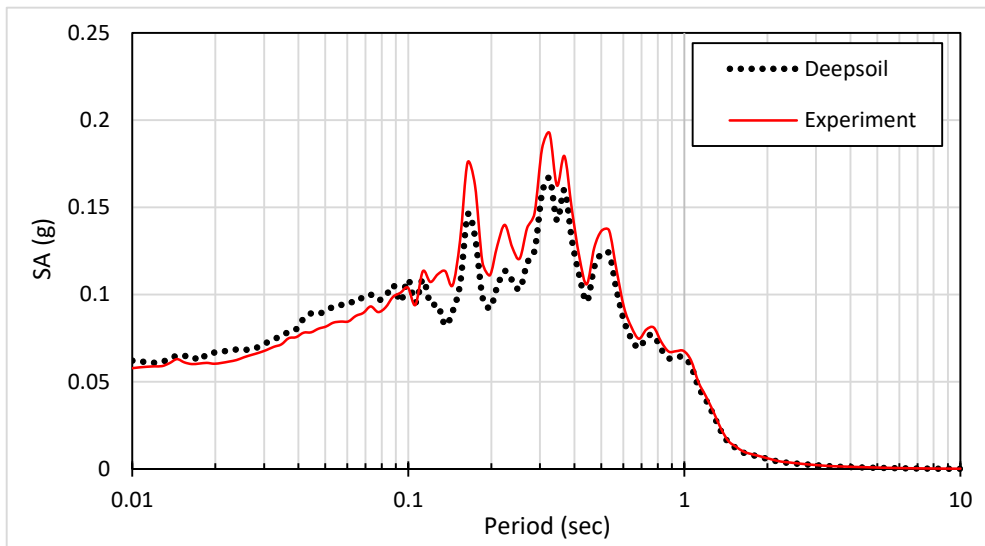


그림 4.2 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과
- Ofunato

4.2.2 Hachinohe지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석

그림 4.3는 Hachinohe지진파에 의한 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 스펙트럼 가속도 결과값을 나타낸 것이다.

8.3~10.0 Hz에서 증폭이 주로 확인되었으며, 보강 전 실내모형실험의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.170 g, 수치해석의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.160 g이다. 가속도 증폭이 최대로 발생된 지점에서의 차이는 6.37%로 확인되었으며, 대부분의 가속도 증폭 경향성은 유사한 것으로 확인된다.

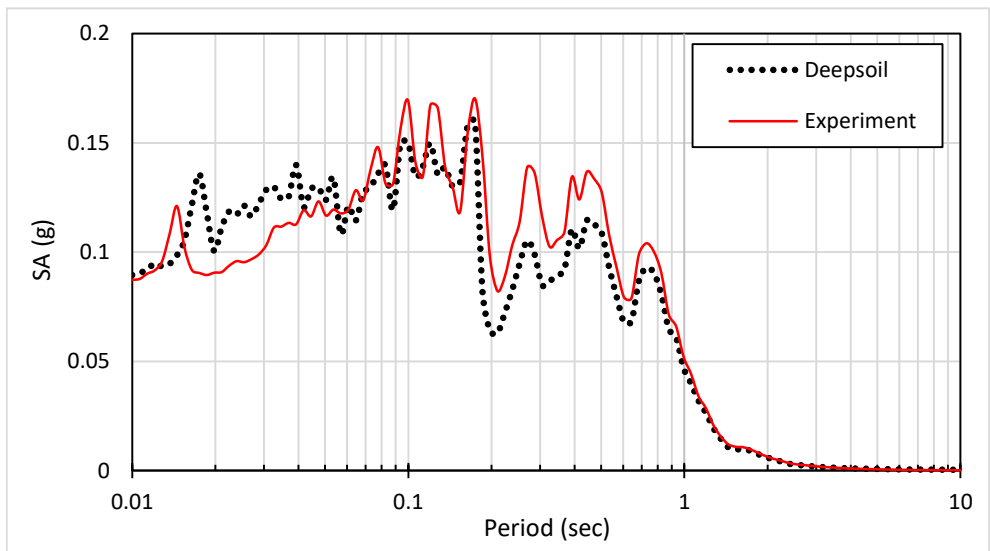


그림 4.3 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - Hachinohe

4.2.3 경주지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석

그림 4.4는 경주지진파에 의한 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 스펙트럼 가속도 결과값을 나타낸 것이다.

8.3~10.0 Hz에서 증폭이 주로 확인되었으며, 보강 전 실내모형실험의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.262 g, 수치해석의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.201 g이다. 가속도 증폭이 최대로 발생된 지점에서의 차이는 29.9%로 확인되었으며, 입력지진파 4개 중 증폭비가 가장 크게 확인되었으나, 입력지진파하중의 경향성은 유사한 것으로 확인된다.

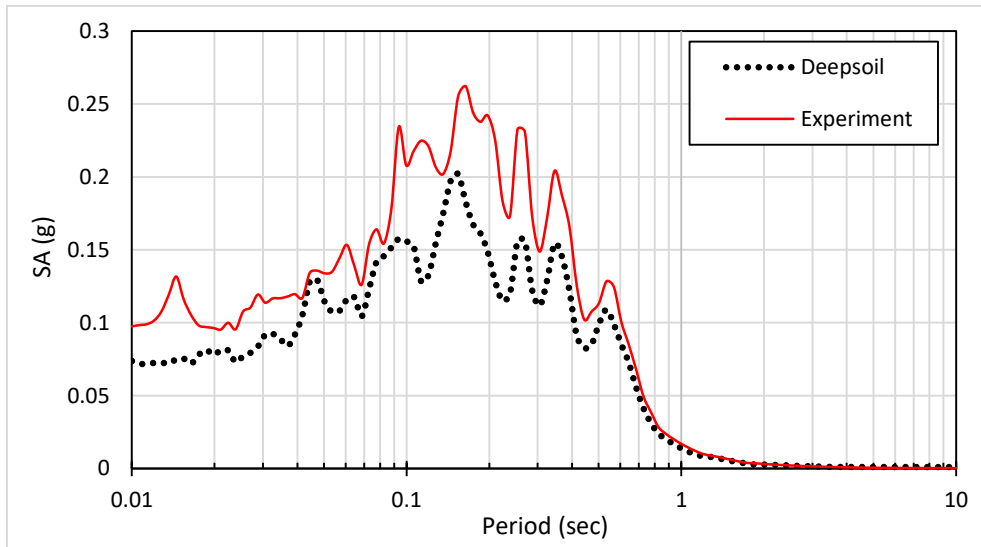


그림 4.4 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 경주지진파

4.2.4 포항지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석

그림 4.5는 경주지진파에 의한 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 스펙트럼 가속도 결과값을 나타낸 것이다.

9.0~10.0 Hz에서 증폭이 주로 확인되었으며, 보강 전 실내모형실험의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.176 g, 수치해석의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.165 g이다. 가속도 증폭이 최대로 발생된 지점에서의 차이는 6.07%로 확인되었으며, 입력지진파 4개 중 가속도 증폭 경향성은 가장 유사한 것으로 확인된다.

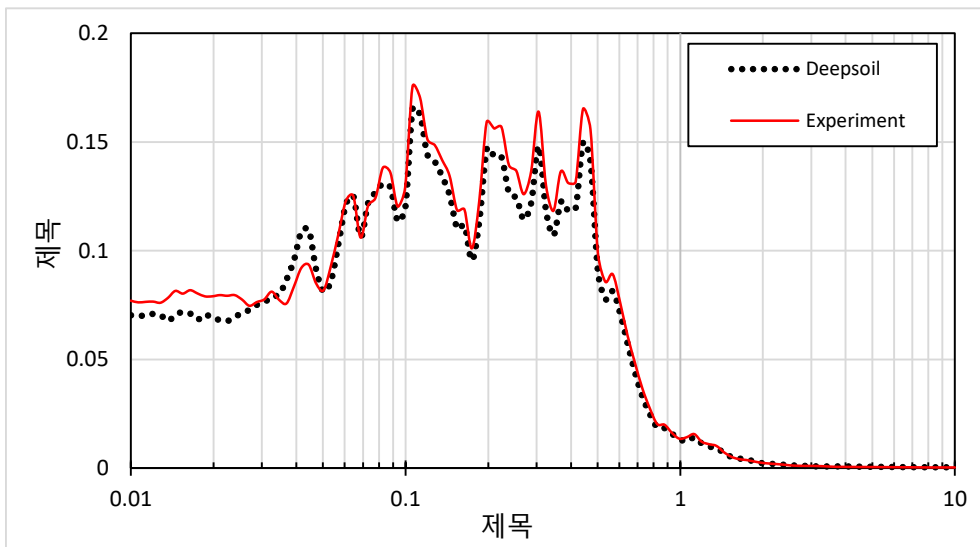


그림 4.5 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 포항지진파

4.2.5 인공지진파 가진시 가속도 응답스펙트럼 분석

그림 4.6은 인공지진파에 의한 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 스펙트럼 가속도 결과값을 나타낸 것이다.

12.0~20.0 Hz에서 증폭이 주로 확인되었으며, 보강 전 실내모형실험의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.372 g, 수치해석의 스펙트럼 가속도 결과값은 0.352 g이다. 가속도 증폭이 최대로 발생된 지점에서의 차이는 5.76%로 확인되었다.

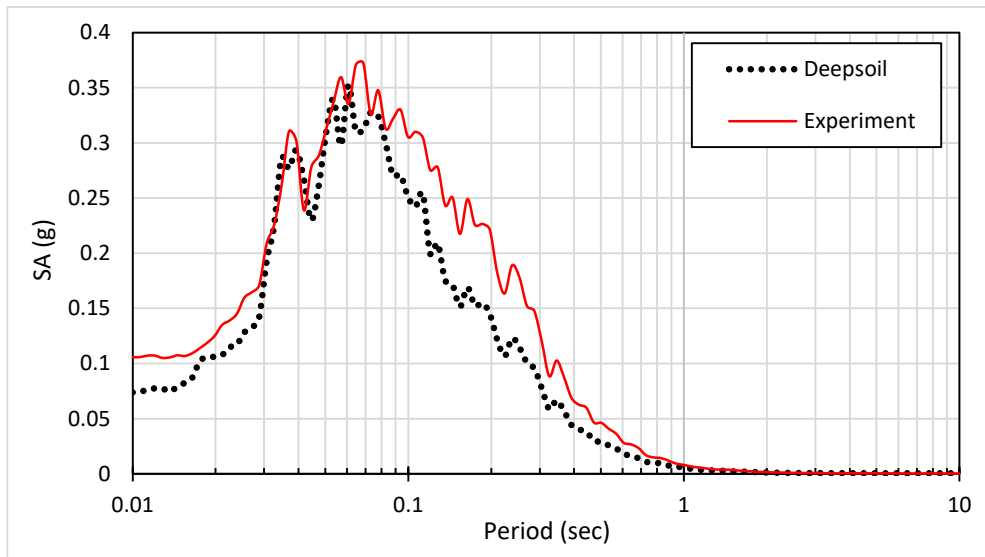


그림 4.6 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 분석결과 - 인공지진파

표 4.2 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 가속도 응답스펙트럼 그래프 분석 결과

구 분	스펙트럼 가속도(g)		차이 (%)
	실내모형실험	Deepsoil	
Ofunato	0.193	0.167	15.58
Hachinohe	0.170	0.160	6.37
경주 지진파	0.262	0.202	29.90
포항 지진파	0.176	0.166	6.07
인공 지진파	0.372	0.352	5.76

4.3 2차원 수치해석

본 연구에서는 모형지반의 쇄석다짐말뚝 보강에 따른 구성모델의 적용성 및 입력변수의 결정 방법을 분석하기 위하여 GTS-NX를 사용하였다. 본 프로그램은 지반해석 중 재료의 비선형성 및 원지반 응력상태를 고려하여 실제 현장 상황을 반영할 수 있고, 수위 및 자중을 고려한 비선형 시간이력해석의 수행이 가능하다.

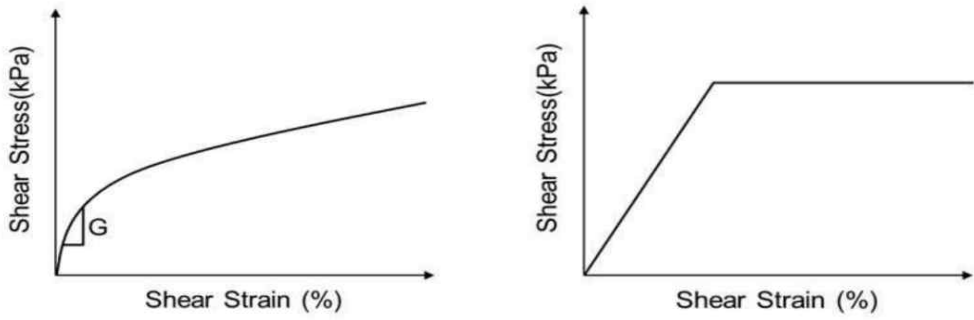
1g 진동대 시험에서 수행한 상사법칙(1/40)의 Scale로 적용된 실내모형실험의 PGA 결괏값의 신뢰도는 1차원 지반응답해석을 통해 검증하였으며, 실제지반에서의 지반의 동적 거동특성을 확인하고자 지반분야 범용 유한요소해석 소프트웨어인 MIDAS GTS NX를 사용하였다.

4.3.1 해석 및 경계조건

동해석은 유사정적해석 등 다른 해석방법과 비교할 때 가장 정확하게 지반의 동적 거동과 붕괴여부, 영구변위 등을 예측하는 방법이다. 일반적으로 지반의 동적 거동분석시 그림 4.7과 같이 Darendeli 모델과 Mohr-Coulomb(이하 MC 모델)을 사용하고 있다.

Darendeli 모델의 경우 그림 4.7(a)와 같이 응력-변형률 곡선이 선형으로 증가하는 양상을 보이고, MC모델의 경우 응력-변형률 곡선이 소성거동을 하는 구간이 발생하게 된다. 본 연구에서는 모형지반의 동적응답해석을 위하여 탄소성 구성 모델인 MC모델을 적용하였다.

1g 진동대시험의 수치해석시 바닥경계조건은 고정을 시킨 상태에서 양측면을 Infinity boundary로 적용하였고 본 연구에서 사용한 MIDAS GTS 프로그램의 기능인 점성경계조건을 이용하여 바닥조건을 고정과 양 측면을 자유장거동으로 지정하여 반사파와 굴절파가 발생하지 않도록 지정하였다. 모델링에서 실내모형실험과 비교 분석할 지점은 그림 4.8과 같이 지반의 심도에 따라 동일 심도에서의 가속도 증폭을 확인하였다.



(a) Shear Modulus in Darendeli model (b) Shear modulus in Mohr-Coulomb model

그림 4.7 Stress path according to the Soil model(JIN, 2021)

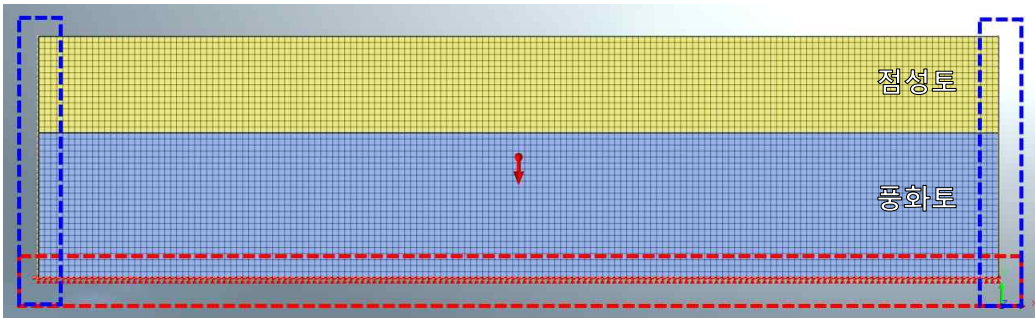


그림 4.8 수치해석시 모델링의 경계조건

4.3.2 입력물성값

해석에 사용된 Input Parameter는 기본적으로 6개의 요소를 고정하여 사용하였고, 탄성계수인 E (kPa)값과, 포아송비인 ν 값을 제외한 나머지 4가지의 물성치는 실내모형실험을 통해 도출하였다. E (kPa), ν 값은 기존 선행연구(김경업, 2018)에서 참고하여 사용하였다. 표 4.3과 표 4.4는 해석에 사용된 Input parameter를 나타낸 것이다.

표 4.3 Basic soil parameter

구분		탄성계수 (kPa)	단위중량 (kN/m ³)	포아송비	점착력 (kN/m ³)	내부마찰각 (°)
점성토	상부	8,000	16.0	0.2	15	20
	중심부	10,000	17.0	0.2	20	20
	하부	14,000	18.0	0.25	20	25
풍화토		30,000	20.0	0.3	25	30

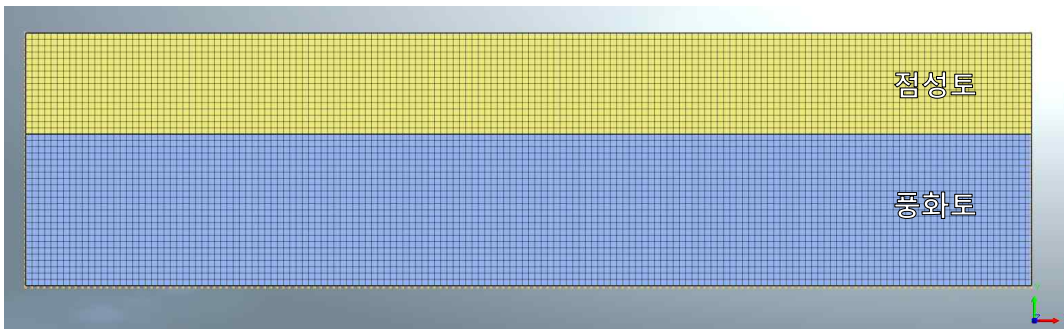
표 4.4 Basic gravel parameter

Parameter	Value
비중	2.8
탄성계수(kPa)	25,000
내부마찰각	40

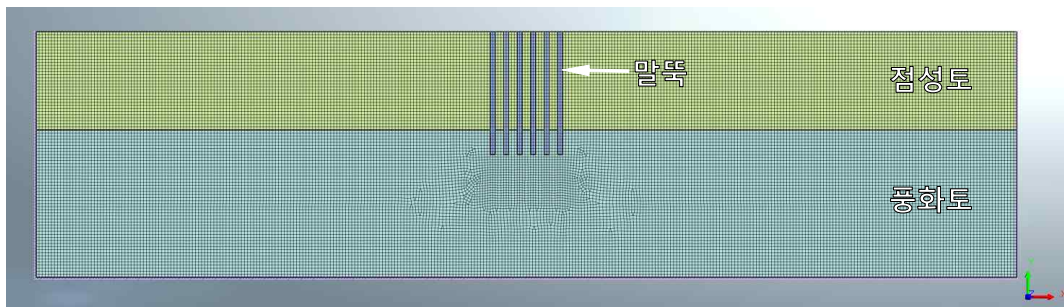
4.3.3 해석 모델링

그림 4.9는 수치해석시 단면의 형상과 경계조건을 나타낸 것이다. 단면의 형상은 상부층인 점성토층과 하부층인 풍화토층으로 분류하여 모델링을 적용하였으며, 각각 요소로 분할하여 지반물성을 적용하였다. 입력지진파의 영향과 벽체부의 반사파 영향을 최소한으로 반영하기 위하여 수평방향으로 2배, 하부지반의 깊이를 20 m 이상 늘려서 해석을 수행하였다.

입력지진파에 따른 최대지반가속도의 경우 실내모형실험상의 위치와 동일하게 풍화토층에서는 풍화토 지반하부, 점성토층에서는 점성토 지반의 하부, 중심부, 상부 지점에서의 최대지반 가속도를 기록하였다.



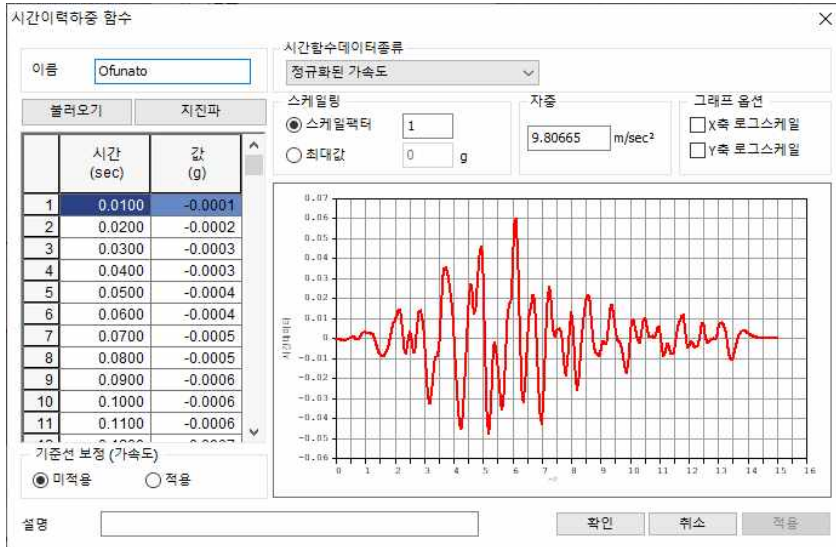
(a) 무보강



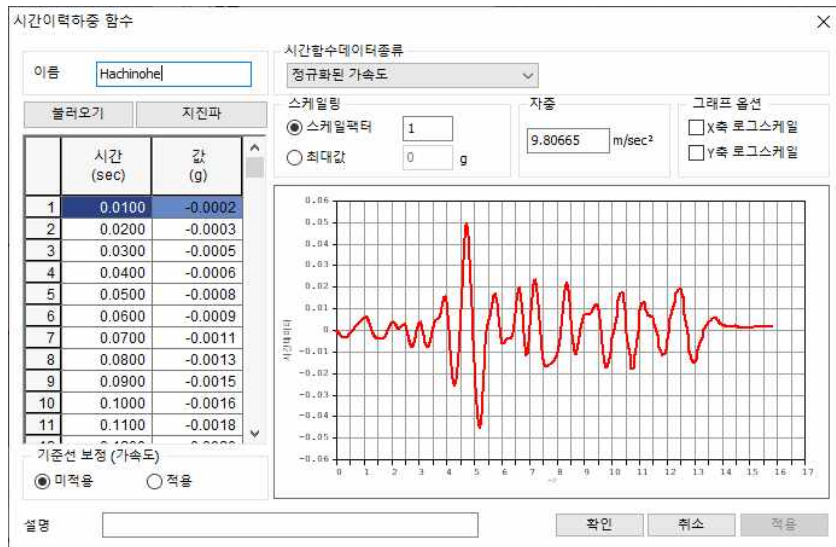
(b) 쇠석다짐말뚝 보강

그림 4.9 수치해석 모델링

그림 4.10은 수치해석 프로그램에 사용된 입력지진파의 시간이력하중 함수를 나타낸 것이다.

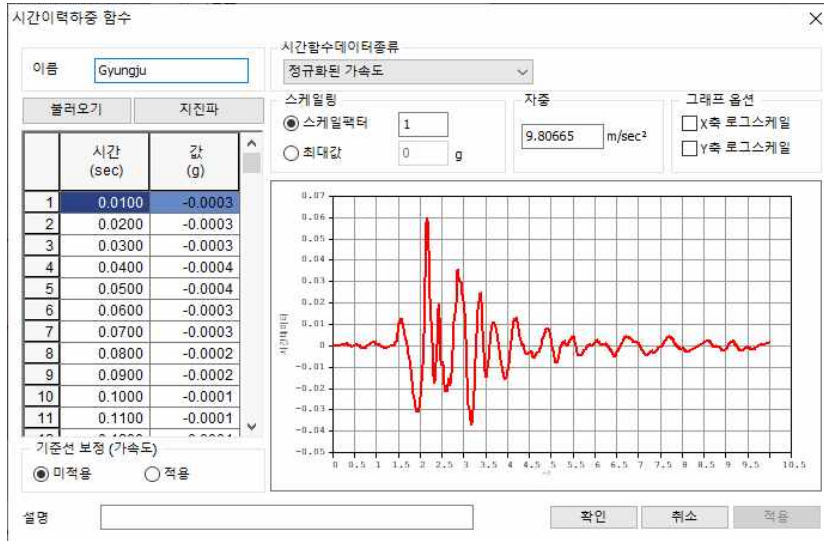


(a) Ofunato

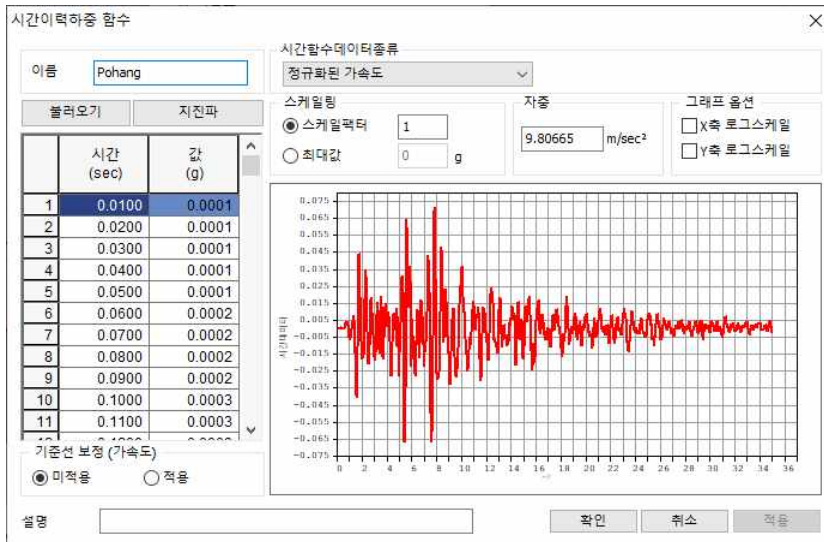


(b) Hachinohe

그림 4.10 수치해석시 사용된 입력데이터(계속)

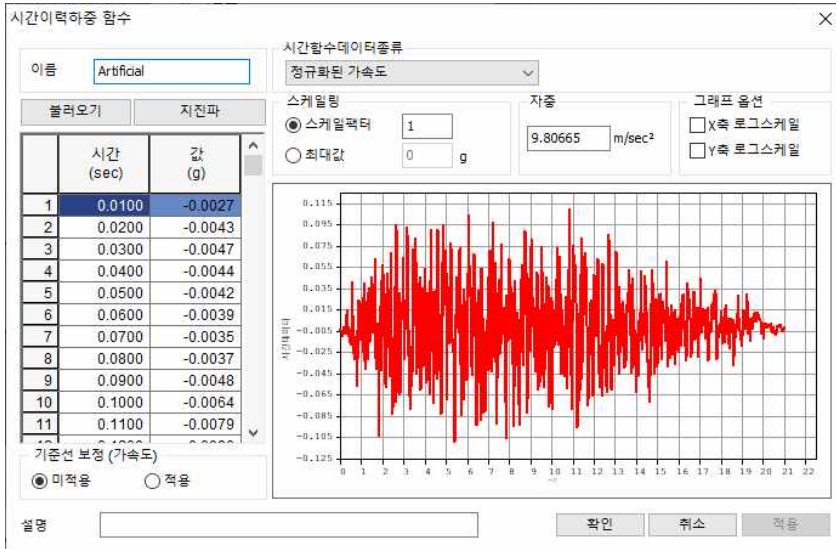


(c) 경주지진파



(d) 포항지진파

그림 4.10 수치해석시 사용된 입력데이터(계속)



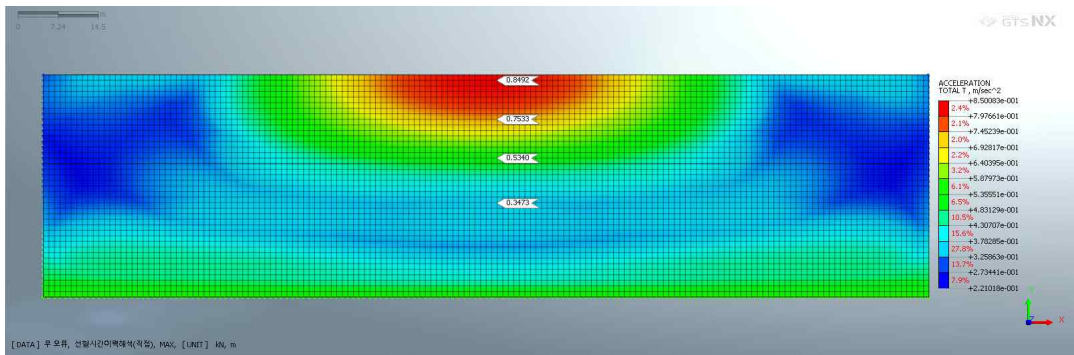
(e) 인공지진파

그림 4.10 수치해석시 사용된 입력데이터

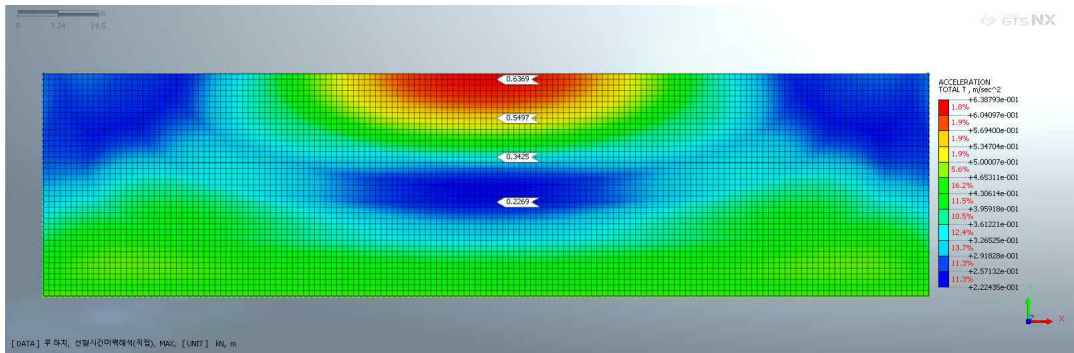
4.4 입력지진파에 따른 응답가속도 분석결과

4.4.1 지반 심도에 따른 최대지반가속도 분석 결과 - 무보강

그림 4.11은 무보강 지반의 심도별 가속도 증폭 결과를 나타낸 것이다. 수치해석을 수행한 모델링에 대하여 실내모형실험과 동일한 지점에서의 가속도 증폭을 확인하기 실내모형실험과 동일한 지점에서의 PGA 분석을 위하여 각 입력지진파에 따른 해당 절점에서의 가속도 결과를 확인하였다.

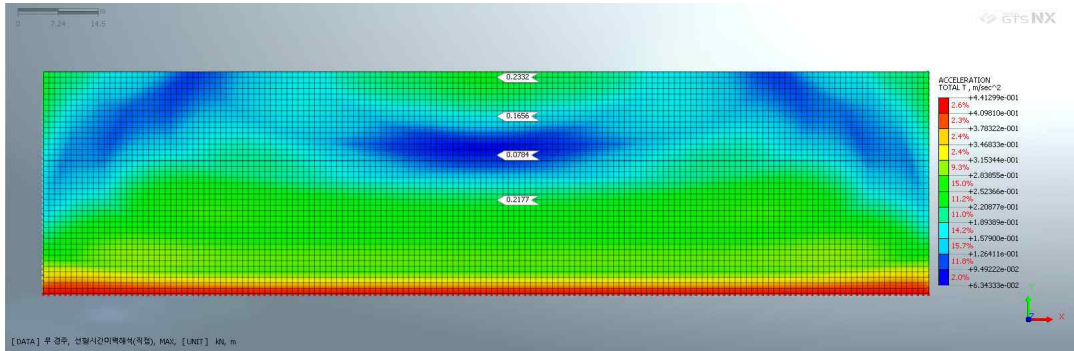


(a) Ofunato

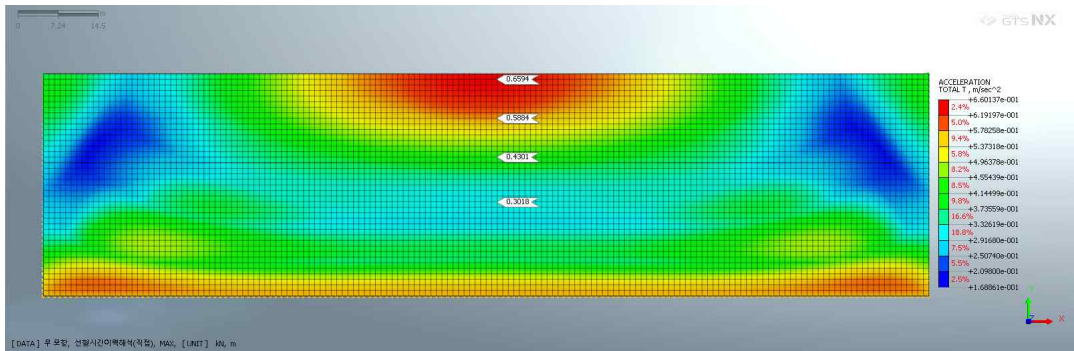


(b) Hachinohe

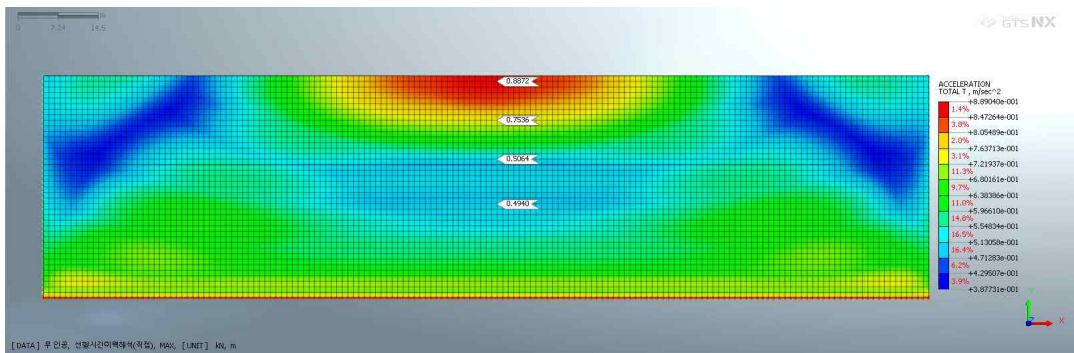
그림 4.11 지반의 심도별 PGA분석 결과 - 무보강(계속)



(c) 경주지진파



(d) 포항지진파

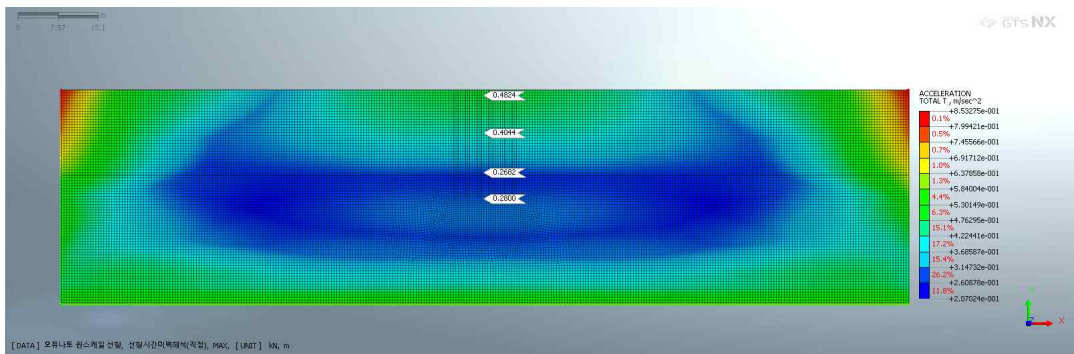


(e) 인공지진파

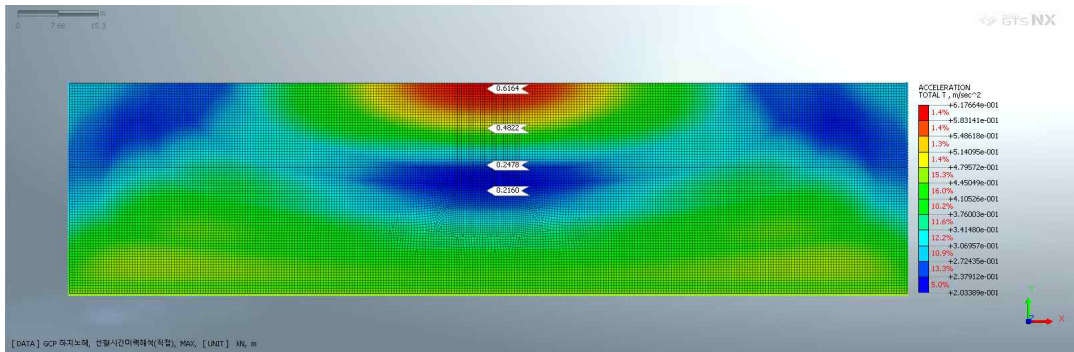
그림 4.11 지반의 심도별 PGA분석 결과 - 무보강

4.4.2 지반 심도에 따른 최대지반가속도 분석 결과 - 쇄석다짐말뚝 보강

그림 4.12는 쇄석다짐말뚝으로 보강된 지반에서의 심도별 가속도 증폭 결과를 나타낸 것이다. 무보강 상태의 검토 단면과 마찬가지로 수치해석을 수행한 모델링에 대하여 실내모형실험과 동일한 지점에서의 가속도 증폭을 확인하기 실내모형실험과 동일한 지점에서의 PGA 분석을 위하여 각 입력지진파에 따른 해당 절점에서의 가속도 결과를 확인하였다.

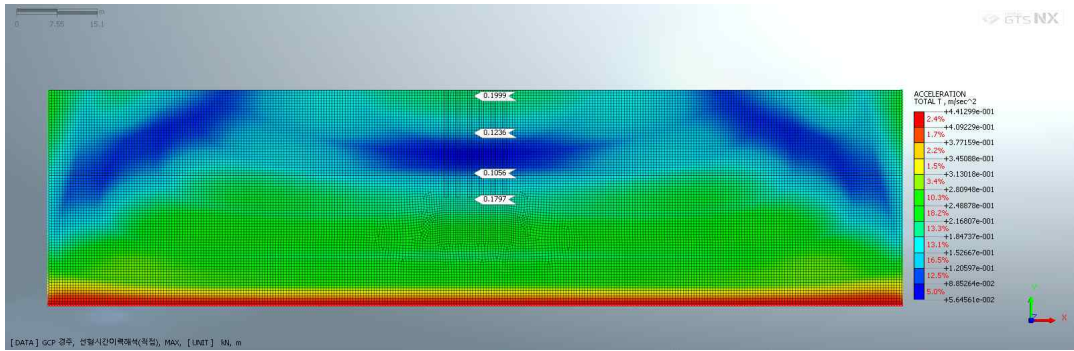


(a) Ofunato

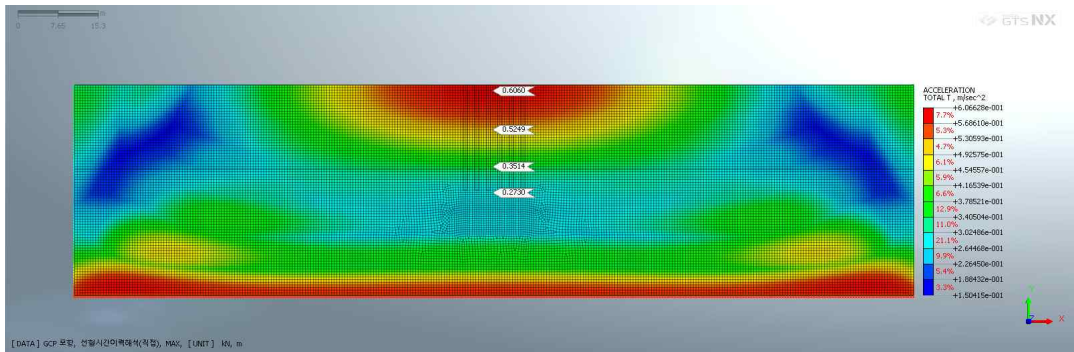


(b) Hachinohe

그림 4.12 지반의 심도별 PGA분석 결과 - 쇄석다짐말뚝 보강(계속)



(c) 경주지진파



(d) 포항지진파

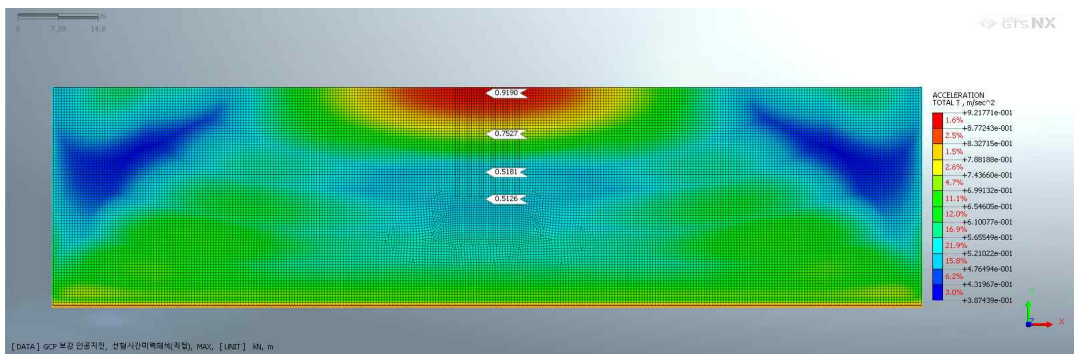


그림 4.13은 쇄석다짐말뚝 보강 전, 후에 따른 최대지반가속도 분석결과를 나타낸 것이다. 무보강지반과 보강지반에서 모두 경주지진파가 가장 낮은 증폭비를 보였으며, 인공지진파가 가장높은 경향성을 보였다.

보강후 Ofunato지진파의 경우 최상부에서 가속도 증폭이 49.81% 감소로 가장 큰 감소폭을 확인하였으며, Hachinohe지진파의 경우 27.49%감소, 포항지진파 18.37% 감소, 경주지진파 12.82%감소하였다. 인공지진파의 경우 보강 후 중심부에서 0.13%의 감소폭을 보였으나, 상부에서는 2.37%이상 증가하는 경향을 확인하였다.

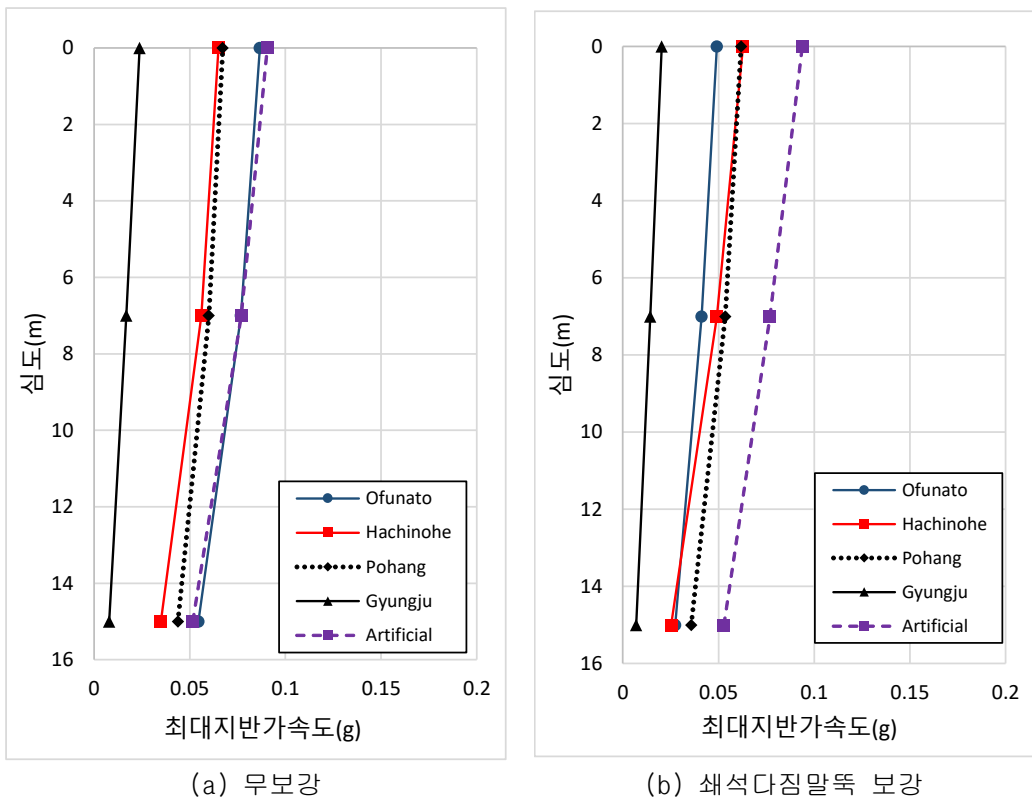


그림 4.13 보강 전, 후에 따른 PGA 분석결과

표 4.5 수치해석 결과에 따른 최대지반가속도 결괏값

구분		Ofunato	Hachinohe	포항지진파	경주지진파	인공지진파
하부 최대지반 가속도	보강전 (g)	0.087	0.065	0.067	0.024	0.091
	보강후 (g)	0.049	0.063	0.062	0.020	0.094
감쇄율(%)		-43.23	-3.30	-8.04	-14.16	3.61
중심부 최대지반 가속도	보강전 (g)	0.077	0.056	0.060	0.017	0.077
	보강후 (g)	0.041	0.049	0.054	0.014	0.077
감쇄율(%)		-46.35	-12.36	-10.71	-15.06	-0.13
상부 최대지반 가속도	보강전 (g)	0.054	0.035	0.044	0.008	0.052
	보강후 (g)	0.027	0.025	0.036	0.007	0.053
감쇄율(%)		-49.81	-27.49	-18.37	-12.82	2.37

제 5 장 결 론

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반에 대하여 보강 전, 후의 지반의 동적 거동특성을 확인하고, 수치해석을 통한 해석적 검증을 수행하였다. 실내 모형실험의 경우 상사법칙을 고려하여 1/40로 조성하였으며, 1차원 지반응답해석을 이용하여 실내모형실험과의 결괏값을 검증하였다. 실제지반 규모에서의 지반의 거동특성을 확인하고자 MIDAS GTS-NX를 이용한 시간이력해석을 수행하였다.

본 연구에서 도출된 결론은 다음과 같다.

1. 깊이별 최대지반가속도 분석을 통해 지반 보강의 효과를 평가한 결과는 다음과 같다. 보강을 진행하지 않은 경우의 평균 증폭률은 약 61.57%로 확인되었다. 반면, 쇄석다짐말뚝을 적용하여 보강을 진행한 지반에서는 평균 증폭률이 말뚝 좌측, 중앙, 우측을 기준으로 각각 52.25%, 41.23%, 52.85%의 증폭률을 확인하였다. 이는 쇄석다짐말뚝 보강이 지진파의 증폭률을 감소시켰으며 특히, 지반의 중앙부분에서는 보강 후 평균 증폭률이 무보강에 비해 약 20% 감소하였으며, 이러한 결과는 쇄석다짐말뚝 보강이 지진파 증폭률을 감소시키는 효과가 있는 것으로 판단된다.
2. 가속도 증폭률 분석 결과, 무보강의 경우 지진파가 평균적으로 1.68배 증폭되었다. 반면, 쇄석다짐말뚝으로 보강된 지점에서는 가속도 증폭률에 대한 감소 효과가 명확히 나타났다. 보강된 지점의 위치에 따른 가속도 증폭률을 비교 분석한 결과, 보강 지점의 왼쪽에서는 평균 1.65배, 가운데 지점에서는 평균 1.49배, 오른쪽에서는 평균 1.53배의 증폭을 나타내어 쇄석다짐말뚝 지반의 비동질성을 고려하여 지진파 증폭을 조절하는 데 효과적인 것으로 판단된다. 특히, 중앙 지점에서의 가장 낮은 증폭률은 쇄석다짐말뚝 보강이 지진 에너지의 전파를 가장 효과적으로 감소시킬 수 있는 지점인 것으로 판단된다.

3. 축소모형실험에서 쇄석다짐말뚝 보강 여부에 따른 가속도응답스펙트럼 결과, 쇄석다짐말뚝 보강시 가속도 증폭률은 Ofunato 1.34%, Hachinohe 8.04%, 경주지진파 17.22%, 포항지진파 26.70%, 인공지진파에서 12.56%의 감소폭을 확인하였다. 이는 쇄석다짐말뚝의 보강이 지반의 가속도 증폭률을 감쇄시키는 것으로 확인할 수 있다.

4. 실내모형실험과 1차원 지반응답해석의 스펙트럼 가속도 결괏값 분석결과, 실내모형실험 대비 1차원 지반응답해석의 결괏값이 낮은 증폭률을 보였으며, 실험과의 차이는 최소 6.37%에서 최대 29.90%의 차이를 보였다. 가속도 증폭의 경향성은 대부분 유사한 경향을 확인하였고, 최대 증폭지점의 전후에서 일부 차이를 보이는 것을 확인하였다.

5. 수치해석 결과, 최대지반가속도의 경향성 그래프는 지반 상부로 갈수록 가속도 증폭이 증가하는 경향을 보였으며, 보강 후 Ofunato지진파의 경우 최상부에서 가속도 증폭이 49.81% 감소로 가장 큰 감소폭을 확인하였으며, Hachinohe지진파의 경우 27.49%감소, 포항지진파 18.37%감소, 경주지진파 12.82%감소하였다. 인공지진파의 경우 보강 후 중심부에서 0.13%의 감소폭을 보였으나, 상부에서는 2.37%이상 증가하는 경향을 확인하였다. 이는 인공지진파의 입력 하중이 단주기의 특성을 갖는 고주파 대역의 0.1g이상의 큰 진폭을 가지고 있어 다른 지진파 대비 보강효과가 작은 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. 광영학(2003), “내진성능 평가를 위한 상사법칙 연구”, 서울대학교 석사학위논문.
2. 김경업(2018), “쇄석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 거동 분석을 위한 3차원 유한 요소해석”, 조선대학교 석사학위논문.
3. 김남식, 정운, 안상섭, 서주원(2003), “사장교 케이블 동특성 평가를 위한 케이블 가진시스템 개발”, 한국지진공학회 논문집, 제 7권, 제 4호, pp.71~79
4. 김민석(2016), “쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 거동특성”, 조선대학교 석사학위논문.
5. 김민석, 나승주, 양열호, 김대현(2016), “GCP로 보강된 연약지반의 해석적 거동 분석”, 한국지반신소재학회 논문집, 제 15권, 제 3호, pp.27~37.
6. 김세원(2009), “연약지반 개량을 위한 순환골재다공질 콘크리트 말뚝과 쇄석말뚝으로 보강된 복합지반의 거동특성”, 고려대학교 석사학위논문.
7. 김용경(2006), “Stone Column 공법과 Granular Compaction Pile의 설계방법 분석”, 서울시립대학교 석사학위논문
8. 김주영(2022), “쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 전단파괴 및 허빙발생 사례 연구”, 한양대학교 석사학위논문.
9. 김진만, 류정호, 김미나, 손수원(2012), “1g 진동대 실험을 이용한 지반-스톤칼럼의 상호작용 거동에 관한 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제 28권, 제4호, pp.115~124.
10. 김호연(2019), “지반의 동적 모형 시험을 위한 강성토조, 연성토조의 경계조건 영향 분석”, 조선대학교 석사학위논문.
11. 나승주(2017), “쇄석다짐말뚝으로 개량된 복합지반의 지반조건 별 및 침하거동 예측”, 조선대학교 석사학위 논문
12. 나승주, 김민석, 박경호, 김대현(2016) “GCP의 쇄석과 모래의 배합비 별 응력분담비”, 한국지반공학회 논문집, 제 32권, 제 9호, pp.37~50.
13. 나승주, 김대현, 이익효, 이강일(2016) “GCP로 개량된 복합지반의 관통률에 따른 응력분담비”, 한국지반신소재학회 논문집, 제 16권, 제 2호, pp.35~45.
14. 나승주, 김대현, 김경업(2017), “GCP로 개량된 복합지반의 지반강도 별 응력 및

- 침하거동, 제 16권, 제 3호, pp.63~74.
15. 박시삼, 정선태(2007), “Stone Column 공법의 종류 및 설계”, 한국토목섬유학회지, 제 6권, 제 4호, pp.19~26.
 16. 선희현(2000), “쇄석말뚝 지지력 평가를 위한 3차원 유한요소해석”, 명지대학교 석사학위논문.
 17. 손수원, 손태익, 김수복, 김진만(2019), 쇄석 띠기초와의 거리에 따른 주변지반의 가속도 변화, 한국산학기술학회논문집, 제 20권, 제 1호, pp.217~223.
 18. 옥주호(2012), “GCP가 인접 성토도로에 미치는 영향에 관한 사례연구”, 부산대학교 석사학위논문.
 19. 유영권(2014), “쇄석다짐말뚝 설계를 위한 부분안전계수 산정”, 충남대학교 박사학위논문.
 20. 이민희(2004), “쇄석다짐말뚝공법의 하중지지거동 및 응력분배 특성에 관한 연구”, 부산대학교 박사학위논문.
 21. 임성훈(2022), “단면보강 형상에 따른 제반의 동적거동 특성평가에 관한 연구”, 조선대학교 박사학위논문.
 22. 장원호(2009), “연약지반 개량을 위한 순환골재다공질 콘크리트 말뚝과 쇄석말뚝으로 보강된 복합지반의 거동특성”, 고려대학교 석사학위논문.
 23. 조현영(2011), “쇄석다짐말뚝의 지지력 및 거동에 관한 연구”, 인제대학교 석사학위논문
 24. 주정현(2008), “ 정재하시험 결과를 이용한 단일 쇄석다짐말뚝의 지지력 예측방법”, 한양대학교 석사학위논문
 25. 최정호, 이민지, 추연욱, 김일곤, 김병규(2022), “재료에 따른 다짐말뚝 구근 형성 메커니즘”, 한국지반공학회 논문집, 제 38권, 제 7호, pp.25~37.
 26. 최정호, 박성진, 추연욱, 김일곤, 김병규(2022), “다짐말뚝 시공시 공극 막힘 현상 분석 연구”, 한국지반공학회 논문집, 제 38권, 제 4호, pp.33~45.
 27. 최호섭(2009), “쇄석과 모래 혼합다짐말뚝의 공학적 특성”, 한양대학교 석사학위논문
 28. 최효원(2005), “수치해석을 통한 모래다짐말뚝(SCP)공법의 영향인자 파악”, 한양대학교 석사학위논문.
 29. 한국지반공학회(2018), “연약지반”, 제 1장, 제 1절, pp.1~2.
 30. 한국지반공학회(2018), “구조물 기초설계기준 해설”.

31. 해양수산부(2001), “대수심 방과제 및 연약지반 관련기술(Ⅲ)”.
32. 황재익, 김성렬, 김명모(2004), “1-G 진동대 모형시험을 위한 상사법칙의 적용성 평가”, 한국지반공학회논문집, 제 20권, 제 3호, pp. 141~150.
33. 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.
34. 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.
35. Brauns, J.(1978), “Die Anfangstraglast von Schottersaulen im Bindigen Untergrund”, Die Bautechnik, Vol. 8, pp.263~271.
36. Gibson, R.E. and Anderson, W.F.,(1961), Insitu measurement of soil properties with the pressuremeter, Civil Engineering, London, Vol. 56, pp.615~620.
37. Greenwood, D. A.(1970), “Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface”, Proc. Ground Engineering Conference, Institute of Civil Engineering, pp.9~20.
38. Hansbo, S.(1994), “Foundation Engineering Development in Geo-technical Engineering, Elsevier press, Vol. 95, pp.450~455.
39. 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.
40. 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.
41. Iai, S.(1989), “Similitude For Shaking Table Tests On Soil-Structure-Fluid Model In 1g Gravitational Field” Japanese Society of Mechanics and Foundation Engineering, Soils and Foundations Vol.29, No.1, pp. 105-118.
42. Iai, S. and Sugano, T.(1999). “Soil-structure Interaction Studies through Shaking Table Tests.”, Theme Lecture for the Second International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering.

43. Idriss, I. M., & Seed, H. B.(1968), “Seismic response of horizontal soil layers”, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 94, No. 4, pp.1003-1031.
44. Jin, Y.(2021), “Evaluation and Analysis of 1g Shaking Table Test Modeling by Simulation Programs”, Chosun university, Master’s Thesis
45. Kagawa, T.(1978), “On the Similitude in Model Vibration Tests of Earth Structures”, Soil Mechanics and Foundation Engineering, Proc. of Japanese Society of Civil Engineering, pp. 69-77.
46. Kokusho, T. and Iwatate, T.(1979), “Scaled model tests and numerical analyses on nonlinear dynamic reponse of soft grounds”, Proc. of Japan Society of Civil Engineers, No.285, pp. 57~67.
47. Lee, C. J., Wei, Y. C. and Kuo, Y. C.(2012), “Boundary effects of a laminar container in centrifuge shaking table tests”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, (34), pp. 37~51.
48. 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.
49. 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.
50. Moreau, N. and Mary(1835), “Foundations-emploi du sable”. Annales des Ponts and Chaussees, Memoirs, No. 224, pp.171-214.
51. 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.
52. Rocha. M. (1957), “Model Tests, Analysis and Observation of an Arch Dam”, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 12, No 1, pp.18
53. 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.
54. Thornburn, S. and Mcvicar, R. S. L., (1968), “Soil stabilisation employing

surface and depth vibrations”, Sturctureal Engineer, Vol. 10, pp.117-120.