



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](#)

2022년 2월

박사학위논문

# 단면보강 형상에 따른 제방의 동적거동 특성평가에 관한 연구

조선대학교 대학원

토목공학과

임성훈

# 단면보강 형상에 따른 제방의 동적거동 특성평가에 관한 연구

**A Study on the Evaluation of Dynamic Behavior Characteristics of  
Embankments according to Section Reinforcement Shape**

2022년 2월 25일

조선대학교 대학원

토목공학과

임성훈

# 단면보강 형상에 따른 제방의 동적거동 특성평가에 관한 연구

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2021년 10월

조선대학교 대학원

토 목 공 학 과

임 성 훈

## 임성훈의 박사학위논문을 인준함.

- 위원장 조선대학교 교수 金聖洪  (인)
- 위 원 조선대학교 교수 朴正雄  (인)
- 위 원 조선대학교 교수 鄭明薰  (인)
- 위 원 조선이공대학교 교수 朴晔浩  (인)
- 위 원 조선대학교 교수 金大賢  (인)

2022년 1월

조선대학교 대학원

# 목 차

## ABSTRACT

제 1 장 서론 .....	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 필댐의 개요 .....	6
2.1.1 필댐의 구조 .....	6
2.1.2 지진시 필댐의 피해사례 .....	8
2.2 필댐 내진성능평가 기준 .....	10
2.2.1 댐 설계기준 .....	10
2.2.2 지진하중 수준결정 .....	10
2.2.3 필댐의 내진성능평가 방법 및 향상요령 .....	13
2.2.4 저수지 보강현황 .....	13
2.3 1g 진동대 시험기를 이용한 축소모형실험 .....	15
2.3.1 1g 진동대 실험 개요 .....	15
2.3.2 동적 모형 시험 .....	16
2.3.3 상사법칙 .....	17
2.3.4 지반진동 .....	19
2.3.5 응답스펙트럼 .....	21

제 3 장 1g 진동대 실험 .....	26
3.1 실험개요 .....	26
3.1.1 지반조성 재료 .....	26
3.2 시험기기 .....	29
3.2.1 유압 서보 1g 진동시험기 .....	29
3.2.2 연성토조(Laminar Shear Box) .....	30
3.2.3 응답가속도 계측장비 .....	31
3.3 1g 진동대 실험 프로그램 구성 .....	34
3.3.1 실험 수행 모델 .....	34
3.3.2 가속도 계측 위치 .....	37
3.3.3 축소모형 조성 - 사석 보강없음(Case 1) .....	39
3.3.4 축소모형 조성 - 사석 부분보강(Case 2) .....	41
3.3.5 축소모형 조성 - 사석 전면보강(Case 3) .....	42
3.3.6 입력지진파 선정 .....	43
제 4 장 1g 진동대 실험 결과 분석 .....	45
4.1 전단파 속도 측정 .....	45
4.2 시간이력에 따른 응답가속도 분석 .....	47
4.3 가속도계 위치별 최대지반가속도(PGA) 분석 .....	51
4.3.1 제방모형 중심부 PGA 결괏값 비교 분석 .....	52
4.3.2 제방모형 상류사면부 PGA 결괏값 비교 분석 .....	56
4.3.3 제방모형 하류사면부 PGA 결괏값 비교 분석 .....	60
4.4 가속도계 위치별 가속도 응답스펙트럼 분석 .....	64
4.4.1 제방모형 중심부 가속도 응답스펙트럼 분석 .....	65
4.4.2 제방모형 상류사면부 가속도 응답스펙트럼 분석 .....	69
4.4.3 제방모형 하류사면부 가속도 응답스펙트럼 분석 .....	73

4.5 입력지진파에 따른 제방모형 가속도 증폭비 분석 .....	77
4.5.1 Ofunato 지진시 제방모형 가속도 증폭특성 .....	78
4.5.2 Hachinohe 지진시 제방모형 가속도 증폭특성 .....	81
4.5.3 Gyeongju 지진시 제방모형 가속도 증폭특성 .....	85
4.5.4 Pohang 지진시 제방모형 가속도 증폭특성 .....	88
제 5 장 수치해석 .....	92
5.1 수치해석 프로그램 .....	92
5.2 해석 및 경계조건 .....	93
5.2.1 Soil profile .....	94
5.2.2 해석 모델링 .....	95
5.3 수치해석을 통한 실내실험의 해석적 검증 .....	99
5.3.1 무보강 단면의 실내실험과 수치해석간 가속도 증폭 비교분석 ...	100
5.3.2 부분보강 단면의 실내실험과 수치해석의 가속도 증폭 비교분석 ...	105
5.3.3 전면보강 단면의 실내실험과 수치해석의 가속도 증폭 비교분석 ...	110
제 6 장 결론 .....	116
참고문헌 .....	118

## 표 목 차

표 2.1	필댐의 분류 .....	7
표 2.2	댐의 내진등급과 재현주기에 따른 위험도 계수 .....	12
표 2.3	지진구역 구분 및 구역계수 .....	12
표 2.4	기초지반 분류에 따른 지반계수 .....	13
표 2.5	1g 진동대 실험을 위한 상사법칙 .....	18
표 3.1	실험시료의 물리적 특성 .....	28
표 3.2	진동대 시험기 주요 제원 .....	30
표 3.3	Accelerometer 주요 제원 .....	33
표 3.4	Data logger 주요제원 .....	33
표 3.5	실제 구조물-진동대 모형시험에서의 상사법칙 .....	35
표 3.6	시험수행모델 .....	35
표 3.7	설계지반 가속도 결정조건 .....	44
표 4.1	모형제방 중심부 PGA값 분석표 .....	55
표 4.2	모형제방 상류사면부 PGA값 분석표 .....	59
표 4.3	모형제방 하류사면부 PGA값 분석표 .....	63
표 4.4	모형제방 중심부(ACC11) 가속도 응답스펙트럼 분석 .....	66
표 4.5	모형제방 상류사면(ACC7) 가속도 응답스펙트럼 분석 .....	70
표 4.6	모형제방 하류사면(ACC6) 가속도 응답스펙트럼 분석 .....	74
표 4.7	Ofunato지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석 .....	78
표 4.8	Hachinohe지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석 .....	82
표 4.9	Gyeongju지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석 .....	85
표 4.10	Pohang지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석 .....	89
표 5.1	Basic soil parameter .....	94
표 5.2	Basic gravel parameter .....	94
표 5.3	실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 - 무보강 .....	104
표 5.4	실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 - 부분보강 .....	109
표 5.5	실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 - 부분보강 .....	114
표 5.6	실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 - 총괄표 .....	115

## 그림 목 차

그림 2.1 필댐의 일반적 단면도 .....	7
그림 2.2 Lower San Fernando댐 피해사례 .....	8
그림 2.3 Fufinuma댐 피해사례 .....	8
그림 2.4 Kitayama South댐 피해사례 .....	9
그림 2.5 Hebegen댐 피해사례 .....	9
그림 2.6 평균재현주기 500년 지진 지반운동 .....	11
그림 2.7 저수지 사면 보강공법의 구성비 .....	14
그림 2.8 저수지 내진 보강(사석보강) 사례 .....	14
그림 2.9 지반에 작용하는 동하중의 재하시간 및 반복횟수 .....	20
그림 2.10 지반관련 동하중의 분류 .....	20
그림 2.11 응답스펙트럼 도출 과정 .....	21
그림 2.12 지진하중을 받는 단자유도계 .....	22
그림 3.1 대상 시료의 입도분포곡선 .....	27
그림 3.2 대상 시료의 다짐곡선 .....	27
그림 3.3 유압 서보 1g 진동시험기 .....	29
그림 3.4 진동대 시험기 주요 제원 .....	30
그림 3.5 연성토조 .....	31
그림 3.6 계측장비 .....	32
그림 3.7 제방 모델링 .....	36
그림 3.8 모형제방의 가속도계 배치도 .....	37
그림 3.9 모형 저수지 제작 과정 .....	40
그림 3.10 사면조성 - 부분보강 .....	41
그림 3.11 사면조성 - 전면보강 .....	42
그림 3.12 입력지진파 .....	44
그림 4.1 전단파속도 측정 .....	46
그림 4.2 모형제방 중심부(ACC11) 시간이력 응답 가속도 .....	49
그림 4.3 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Ofunato 지진파 .....	53
그림 4.4 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Hachinohe 지진파 .....	53

그림 4.5 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Gyeongju 지진파 ..... 54  
 그림 4.6 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Pohang 지진파 ..... 54  
 그림 4.7 모형제방 상류사면 PGA 결괏값 - Ofunato 지진파 ..... 57  
 그림 4.8 모형제방 상류사면 PGA 결괏값 - Hachinohe 지진파 ..... 57  
 그림 4.9 모형제방 상류사면 PGA 결괏값 - Gyeongju 지진파 ..... 58  
 그림 4.10 모형제방 상류사면 PGA 결괏값 - Pohang 지진파 ..... 58  
 그림 4.11 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Ofunato 지진파 ..... 61  
 그림 4.12 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Hachinohe 지진파 ..... 61  
 그림 4.13 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Gyeongju 지진파 ..... 62  
 그림 4.14 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Pohang 지진파 ..... 62  
 그림 4.15 가속도 응답스펙트럼 분석 대상 가속도계 배치도 ..... 64  
 그림 4.16 Ofunato 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼 ..... 67  
 그림 4.17 Hachinohe 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼 ..... 67  
 그림 4.18 Gyeongju 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼 ..... 68  
 그림 4.19 Pohang 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼 ..... 68  
 그림 4.20 Ofunato 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 71  
 그림 4.21 Hachinohe 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 71  
 그림 4.22 Gyeongju 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 72  
 그림 4.23 Pohang 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 72  
 그림 4.24 Ofunato 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 75  
 그림 4.25 Hachinohe 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 75  
 그림 4.26 Gyeongju 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 76  
 그림 4.27 Pohang 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼 ..... 76  
 그림 4.28 증폭비 분석 대상 가속도계 배치도 ..... 77  
 그림 4.29 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Ofunato지진 - 무보강 ..... 79  
 그림 4.30 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Ofunato지진 - 부분보강 ..... 79  
 그림 4.31 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Ofunato지진 - 전면보강 ..... 80  
 그림 4.32 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 분석 - Ofunato지진 ..... 80  
 그림 4.33 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Hachinohe지진 - 무보강 ..... 82  
 그림 4.34 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Hachinohe지진 - 부분보강 ..... 83  
 그림 4.35 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Hachinohe지진 - 전면보강 ..... 83

그림 4.36 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 분석 - Hachinohe지진 ..... 84  
 그림 4.37 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 무보강 ..... 86  
 그림 4.38 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 부분보강 .. 86  
 그림 4.39 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 전면보강 .. 87  
 그림 4.40 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 분석 - Gyeongju지진 ..... 87  
 그림 4.41 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 무보강 ..... 89  
 그림 4.42 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 부분보강 .. 90  
 그림 4.43 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 전면보강 .. 90  
 그림 4.44 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 분석 - Pohang지진 ..... 91  
 그림 5.1 2차원 지반응답해석에 사용된 프로그램 ..... 92  
 그림 5.2 Stress path according to the soil model(Jin Young, 2021) ..... 93  
 그림 5.3 수치해석시 모델링의 경계조건 ..... 96  
 그림 5.4 수치해석시 사용된 입력데이터 - Ofunato ..... 97  
 그림 5.5 수치해석시 사용된 입력데이터 - Hachinohe ..... 97  
 그림 5.6 수치해석시 사용된 입력데이터 - Gyeongju ..... 98  
 그림 5.7 수치해석시 사용된 입력데이터 - Pohang ..... 98  
 그림 5.8 수치해석 분석 대상 가속도계 배치도 ..... 99  
 그림 5.9 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 중심부 ..... 101  
 그림 5.10 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 상류사면부 ..... 102  
 그림 5.11 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 하류사면부 ..... 103  
 그림 5.12 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 중심부 ..... 106  
 그림 5.13 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 상류사면부 ..... 107  
 그림 5.14 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 하류사면부 ..... 108  
 그림 5.15 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 중심부 ..... 111  
 그림 5.16 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 상류사면부 ..... 112  
 그림 5.17 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 하류사면부 ..... 113

## ABSTRACT

### A Study on the Evaluation of Dynamic Behavior Characteristics of Embankments according to Section Reinforcement Shape

Lim, Seong-hun

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

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

In this study, for the accurate examination of the reinforcing section of the embankment in the seismic design of the reservoir, the 1g shaking table test, one-dimensional ground response analysis, and two-dimensional ground dynamic analysis were conducted. As an experimental procedures, the height of the reservoir embankment used for the model test was 20m, the slope was 1:2.0, and the shape of the sandstone reinforcement section was classified into three cases (no, partial, and full reinforcement). The Ofunato and Hachinohe seismic waves for short-period and long-period waves, respectively, were used as the input seismic waves and seismic waveforms observed for Gyeongju and Pohang earthquakes that have recently occurred in Korea were also applied.

The results of 1g shaking table tests showed that the PGA increment in the conditions of partial and full reinforcements were 10 and 19% for upstream slope, 13 and 20% for middle part, and 9 and 12% for downstream slope, respectively. The effect of reinforcement was expected to be stronger in the slope part than in the middle part, but the test results showed that the effect was stronger in middle part. This is perhaps because the shallower ground has correlation with the lower constraint pressure condition due to the geologic stress of the ground.

Numerical analysis results showed that partial and full reinforcement using sandstone on both slopes of the model embankment increases the load pressing the embankment, resulting in decrease of acceleration increment interval. The acceleration increment interval trend was analyzed against spectral acceleration (SA) and PGA obtained both from the 1g shaking table test and numerical analysis. The results showed that it was generally consistent with the incremental interval trend of SA, suggesting that it has been verified also through numerical analysis.

It was found that, regardless of the presence of reinforcement, the PGA value increased as the height of the ground increased in all the sections. The decreasing trend of the PGA increment interval was found to be 10~15% higher on average for the full reinforcement than in partial one.

In addition, as a result of numerical calculation and comparative analysis of the reliability between the 1g shaking table test and the numerical analysis for the amplification coefficient, the average reliability was 79.8% for non-reinforced section, 79.3% for some reinforced section, and 82.5% for front reinforced. This means that the dynamic analysis results according to the two-dimensional nonlinear time history predicted the results of the 1g shaking table test band experiment very similarly, and it is judged that 1g shaking table test for the model embankment is sufficiently valid.

Based on these results, it is recommended that acceleration amplification analysis for dynamic loads should also be performed at the same time when designing cross-sections with reinforcement of sandstone through existing static analysis. In addition, since the analysis results of this study were able to obtain reliable results, it is judged that it will be helpful in determining the cross-section of sandstone reinforcement when designing seismic reinforcement.

# 제 1 장 서 론

## 1.1 연구배경 및 목적

댐은 하천의 물을 조절하기 위해서 인공적으로 저수지를 만드는 것이다. 여유가 있을 때 물을 저수지에 가두었다가 자연 유량이 부족할 때 저수지로부터 흘려보내는 기능을 가지는 것을 저수 댐(Storage dam)이라 한다. 보통 댐이라 하면 저수 댐을 지칭한다(국토해양부, 2011). 저수 댐 중 농업용 저수지는 인류가 만든 거대한 토목 구조물로서 농업용수의 공급과 홍수 피해 절감 효과 및 휴식 공간을 제공하는 등 인류에게 이로운 역할을 하고 있지만, 저수지 노후화나 지진동에 의한 붕괴가 발생하였을 경우 엄청난 인적, 재산 피해를 주는 것은 물론 높은 복구비용이 요구되므로 사전 예방이 중요하다. 현재 국내 농업용 저수지의 형식은 99%가 필댐으로 구성되어 있고, 축조된 지 50년이 경과된 저수지가 82%에 이르고 있어 월류, 파이프 및 누수로 인한 재해위험도가 더욱 가중되고 있다(이영학 등, 2021).

최근 전 세계적으로 강진의 발생 빈도가 증가하고 있으며, 국내도 과거보다 중소 규모의 지진 발생이 잦아지고 있다. 따라서 국내에서도 내진설계에 대한 연구가 활발히 진행되고 있다(서혁, 2021). 국내에서는 지진에 의한 붕괴는 아니지만, 2013년 4월 경주시에 있는 신대 저수지가 노후화에 따른 붕괴로 약 1.2ha의 농경지가 매몰되고, 차량 13대가 침수되는 등 많은 재산 피해가 초래되었다.

지금까지 국내에서 지진으로 인한 저수지 붕괴는 보고된 바는 없으나, 최근 5년 동안 2016년 9월 12일 경상북도 경주시 남서쪽 8~9km에서 두 차례 지진이 발생하였다. 이는 1978년 충북 속리산에서 규모 5.2, 충남 홍성에서 규모 5.0의 지진이 일어난 뒤 38년 만에 발생한 대형 지진이며, 국내에서는 36년 만에 일어난 대형 육상 지진이였다. 이로 인해 저수지 등 시설물에 대한 내진보강이 중요하며, 기존 노후화된 저수지의 내진보강에 관한 설계 및 시공이 이루어지고 있다.

저수지 내진설계 시 체체 보강단면의 검토를 위하여 1g 진동 시험기를 활용하고 있다. 지반공학에서 1g 진동대 시험기는 지반 액상화 실험, 말뚝이나 옹벽, 식생 매트와 같은 지반-구조물 상호작용 관측, 댐 구조물과 같은 유체-지반-구조물의 상호작용 및 내진실험 등에 적용하며, 정역학으로 이해하기 어려운 분야에 수행되고

있다(김호연, 2019). 1g 진동대 실험을 위해 모형을 조성할 토조가 필요한데 진동대 시험에서 사용하는 토조는 크게 강성토조(Rigid box)와 연성토조(Laminar shear box)로 분류할 수 있다. 특히, 연성토조의 경우 벽체의 강성을 연성으로 변화시켜 지반의 수평전단운동 구속을 해소하고 벽체 강성으로 인하여 발생하는 반사파의 영향을 줄이기 위하여 고안된 토조이다. 벽체를 층 분할하여 각각의 층이 상하층에 영향을 받지 않고 자유롭게 연성 전단거동을 하여 제체의 거동특성을 잘 모사할 수 있다.

본 연구에서는 1g 진동대 시험기와 연성토조를 사용하여 제방의 내진보강 단면에 따른 가속도 증폭 및 거동특성을 동해석을 통해 비교·분석하고자 하였다. 저수지 제방 높이는 20m이고, 사면경사는 1:2.0, 사석 보강단면의 형상은 총 3가지로 무보강(보강없음), 부분보강, 전면보강으로 나누었으며, 실제 모델에 상사법칙 1/70을 적용하여 1g 진동대에 모형을 조성하였다. 입력지진파는 단주기파로 대표적인 Ofunato 지진파와 장주기파로 대표적인 Hachinohe 지진파를 적용하였고, 최근 국내에서 발생한 2016년 경주지진과 2017년 포항지진의 지진파를 적용하였다.

1g 진동대 실험에서는 사면경사, 사석보강형상, 입력지진파에 따른 가속도 결괏값을 이용하여 최대지반가속도 분석과 응답스펙트럼을 비교·분석하기 위해 동해석을 하였다. 1g 진동대시험의 경우 가속도계(Accelerometer)와 변위계(Linear variable differential transformer)를 적용하여 지반의 거동특성을 확인하는 것이 일반적이거나, 저수지모형의 경우 실제 물을 주입하여 저수지 사면을 형성하기에 사면부 흙의 유실과 상류사면(저수쪽)의 변위계 설치의 한계에 따라 가속도계 매설을 통한 가속도 값만을 확인하였다.

따라서 사석 보강단면의 형상(부분보강, 전면보강)에 따른 제방의 응답가속도 증폭 및 특성을 비교·분석하고자 1g 진동대 모형실험을 수행하였으며, 1g 진동대 모형실험의 신뢰도를 검증하고자 동해석을 통한 수치해석 결과를 비교·분석하였다.

본 연구에서 도출된 데이터를 참고하여 내진보강을 위한 사석보강 단면의 형상을 설계할 경우 도움이 되고자 하였다.

## 1.2 국내·외 연구동향

저수지 제방의 안정성 평가는 보강공법의 적용 여부, 사면의 안정성 및 경제성, 지형조건, 토질 및 암반의 공학적 특성, 지층의 구성 상태 등을 검토하여 결정되므로 제방의 안정성을 장기적으로 유지하기 위해서는 체계적이고 합리적인 분석과정을 거쳐야 한다. 최근 국내에서 지진 대한 위험도가 높아지는 가운데 저수지 제방의 내진설계 기준이 강화되고 있으며, 사면 안정성을 평가 및 검토하는 과정이 중요시 되고 있다. 절성토 사면의 안정해석에 널리 이용되고 있는 한계평형방법은 사면안정 해석에 많이 사용되고 있으며, 한계평형방법의 신뢰성은 지금까지 축적된 경험을 통하여 알려져 있다.

내진설계를 하기 시작한 것은 100년이 채 되지도 않지만, 그 시초는 Mononobe and Matsuo(1929)의 지진계수(진도법)를 도입한 것이 댐 내진 설계의 시작이었다. 국제적인 댐 내진 해석에 대한 연구는 2012년 국제 지진공학 컨퍼런스에서 소개되었는데, 필댐의 수치해석을 이용한 내진평가에 대해서 내진해석 기법이 정교화 되고, 고도화 되어 가고 있음을 알려주었다. 그러나 지속적인 댐 내진 안정성 연구개발이 필요한 이유는 최근 주요 지진들이 과거와 다르게 복합적인 위험성을 보여주고 있기 때문이다(Wieland, 2012). 일본이나 중국보다 지진에 의한 댐 피해사례의 경험이 없는 국내에서 현재로서는 지진 안정성을 검토하는 것이 수치 해석적 모델링이 유일한 대안이다. 해석과정의 복잡성과 구성모델의 다양성, 불확실한 물성치 입력 등으로 해석결과에 대한 안정성 평가가 모호한 실정이므로 댐의 내진보강에 대한 연구가 이루어지고 있다.

국내의 댐 내진 설계기준은 1979년 댐에 대한 시설 기준이 제정되어 다목적댐 중심으로 내진설계 개념이 반영되었으며, 2001년 댐 설계기준이 제정되고, 개정작업을 거쳐 2011년 댐 설계기준에 이르렀다(조성배와 김남룡, 2018). 하지만 국내에서는 제체의 내진설계시 단순히 지진계수를 이용한 개략적인 설계에만 국한되어 왔고, 2016년 경주지진, 2017년 포항지진 이후 저수지 설계시 사면에 안정성 평가에 대한 연구들이 많이 수행되어 왔다. 2016년 초기에는 노후저수지의 코어존에 대한 연구가 많이 수행되었는데, 박성용 등(2016)은 수치해석에 의한 노후 저수지의 침투 및 동적거동을 통하여 코어가 불량한 노후 저수지의 침투특성과 동적거동을 분석하였고 연구 결과, 코어가 불량한 노후저수지의 경우 수위 상승시 댐마루부 및 사면부의

균열과 지진시에는 변위 및 가속도응답이 크게 발생하는 것으로 확인하였다.

박성용 등(2016)은 동적원심모형실험에 의한 재개발 저수지의 동적 거동특성에 대해 연구를 수행하였으며, 코어가 불량한 저수지에 대하여 가속도, 변위 간극 수압 등의 동적 거동특성을 확인하였고 불량한 코어존에 대책으로 차수그라우팅의 보강을 제안하였다. 이충원 등(2014)은 원심모형실험을 통한 증고저수지 동적 거동특성에 대한 연구를 수행하였고, 저수지의 사면부에 Ofunato파와 Hachinohe파형의 가진 결과에 따른 PGA값과 수위상승 및 침투에 따른 제체의 변형을 확인하였다.

신승원 등(2020)은 내부마찰각 불확실성 및 지진을 고려한 저수지 비탈면의 안정성 평가에 대해 연구를 수행하였고, 그 결과 수위의 증가와 내부마찰각의 변동계수 증가에 따라 붕괴확률이 증가함을 확인하였다. 또한 지진에 대한 안정성 평가에서는 사면활동에 대한 최소 안전율을 만족하지 못하는 것을 확인하였다. 이영학 등(2021)은 진동대 모형실험에 의한 농업용 저수지 제체의 내진 성능평가에 대한 연구를 수행하였는데, 입력파형에 따른 비교결과, 진동형 파형이 충격형 파형보다 제체의 변위에 미치는 영향이 클 수 있음을 확인하였다.

최근 5년 동안 노후저수지에 대한 내진 연구가 활발히 수행되었지만, 이전 선행 연구들 대부분 지진시 저수지 제방에 대한 동적거동 특성과 안전성 검토에 대하여 국한되어 내진보강 방안을 위한 구체적인 제시는 미비한 실정이다.

본 연구에서는 기존 노후 저수지의 내진보강에 대한 설계법을 재검증하고자, 노후저수지의 일반적인 내진보강 방법인 사석보강에 대하여 보강단면 형상에 따른 검증을 수행하였다. 또한 기존 내진설계 기준에 따른 제방의 사석 보강단면에 4CASE의 입력지진파를 적용하여 1g 진동대 모형실험을 수행하고, 수치해석 프로그램을 이용하여 해석적검증을 확인하였다. 사석보강 단면을 부분보강과 전면보강으로 다르게 적용하여 비교·분석하고, 분석한 결과는 추후 저수지 내진보강의 정적 해석시 적용 가능하도록 제안하고자 하였다.

### 1.3 연구내용 및 방법

본 연구에서는 전라남도 구례군 ○○리에 위치한 노후 ○○저수지 인근의 흙을 채취하여 1g 진동대 실험과 수치해석을 통한 제방의 거동특성을 비교·분석하고자 하였다. 1g 진동대 실험에 사용할 시료 약 1.2ton을 준비하였고, 각각의 물성치 분석을 위한 실내실험을 수행하였다. 시료를 이용한 지반조성은 실제 지반조건과 유사하게 조성하기 위하여 다짐도 및 최적함수비를 고려하여 조성하였다. 사석보강의 경우 Scale을 맞추어 조성하였으며, 사석보강 유무에 따른 결과를 분석하고자 하였다. 구체적인 연구내용은 다음과 같다.

- (1) 실내실험을 통한 시료의 물성값을 확인하고, 간극비와 함수비에 따른 다짐도를 확인하였다. 1g 진동대 시험기를 이용하여 지진에 대한 지반의 거동특성을 확인하였으며, 각각의 위치에 가속도계를 매설하여 얻은 계측값으로 최대지반 가속도(Peak ground acceleration, PGA)와 스펙트럼 가속도(Spectral acceleration, SA)를 도출하여 응답가속도 증폭 경향성을 확인하였다.
- (2) 실내실험에서 제방의 조성은 상류사면 측에 물을 저수하여 조성하였으며, 하류사면 측은 소단과 함께 경사도 1: 2.0을 적용하여 조성하였다. 내진보강을 위한 사석보강은 총 3CASE로 무보강인 경우, 부분보강인 경우, 전면보강인 경우로 조성하였고, 가속도계의 매설위치는 모두 동일하게 적용하였다.
- (3) 축소모형실험을 통해 도출된 가속도 계측 데이터의 최대지반가속도(Peak ground acceleration)값과 Deepsoil v7 프로그램을 이용하여 도출된 스펙트럼 가속도(Spectral acceleration)간의 비교·분석을 통해 사석의 부분보강 경우와 전면보강인 경우의 가속도 증폭 경향을 분석하였다.
- (4) 1g 진동대 실험에 대한 신뢰성을 확보하기 위해 유한 요소해석을 수행하여 스펙트럼 가속도(Spectral acceleration) 증폭 및 증폭계수 경향을 비교·분석하였으며, 입력 지진파는 국내지진파인 경주지진파와 포항지진파로 선정하여 수행하였다.

## 제 2 장 이론적 배경

필댐의 형식은 주로 댐 주변에서 쉽게 채취할 수 있는 재료의 질과 양, 댐 높이, 댐의 용도, 댐 지점의 지형 및 지질, 시공 조건 및 여수로의 위치와 형상 등에 좌우된다. 여수로는 동상 제체와 분리되어 건설되어야 하므로 지형여건상 여수로의 위치확보가 어렵거나 대규모 굴착이 수반되는 경우는 기술적, 경제적 관점에서 필댐 건설에 제약 요인이 된다. 따라서 필댐 정의와 분류 및 특성에 대해 확인하고 그에 따른 지반 진동의 개념에 대해 알아보하고자 한다.

또한 실제 지진이 발생했을 때 필댐에서의 지반의 거동특성과 내진설계에 대한 기준을 확립하기 위해 1g 진동대 시험, 상사법칙 및 국내 저수지의 내진설계 기준에 대해 심도 있는 검토를 하고자 한다.

### 2.1 필댐의 개요

#### 2.1.1 필댐의 구조

필댐이란 토석재료를 완만한 기울기로 쌓아 올려 만든 본체의 자중에 의하여 저수에 의한 하중을 지탱하는 형식의 댐으로서 제체의 대부분이 흙, 자갈, 암피 등 자연재료로 구성되어 있다. 제체의 구성재료에 따라 흙댐, 사력댐 등으로 구분되기도 한다.

필댐은 투수성 및 역학적 특성이 다른 재료를 적절히 배치하며, 각 존의 경계부는 재료의 성질이 급변하지 않도록 설계한다. 또한 불투수성 차수 재에 투수계수가 큰 재료가 접하는 경우에는 필터(Filter)를 설치하여 세립분의 유출을 방지해야 한다. 기초가 연약한 경우에도 축조 가능하며, 댐 지점 부근의 각종 재료를 맞추어 자유롭게 설계할 수 있으므로 다른 형식의 댐을 시공하기 곤란한 지점에도 경제적으로 개발할 수 있다.

필댐의 구조는 일반적으로 불투수성, 반투수성, 투수성 재료로 구성되어 있으며, 각 재료에 대하여 투수성은 물론이고 전단강도에 대해서도 차수존을 중심으로 외곽으로 서서히 큰 값의 재료가 되도록 배치한다.

표 2.1은 일반적인 필댐의 종류를 나타내고 있다. 필댐의 구조상 균일형, 존

(Zone)형, 코어(Core)형, 표면차수벽형의 4가지 종류로 분류할 수 있으며, 국내 농업용 저수지로는 필댐이 거의 대부분을 차지하고 있다.

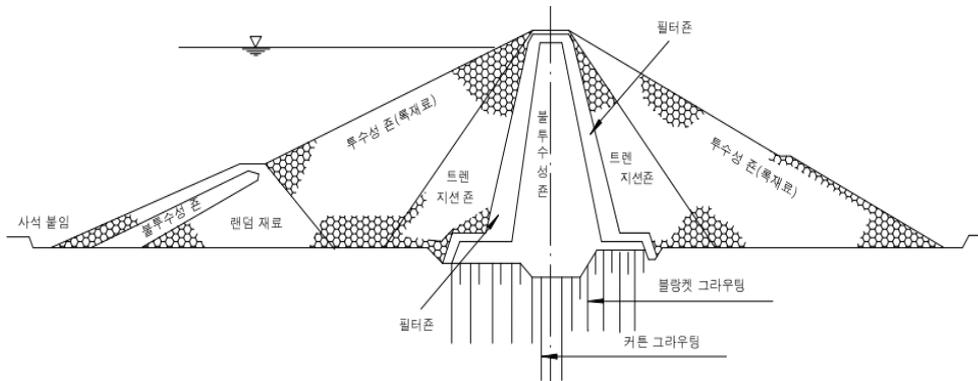


그림 2.1 필댐의 일반적 단면도

표 2.1 필댐의 분류(건설교통부, 2001)

명 칭	단면도	정 의
균일형		체체의 최대 단면에 있어 균일재료 단면이 80%이상 점유하고 있는 댐
존 형		불투수성부의 최대 폭이 댐 높이보다 큰 댐, 심벽재료의 성질이 체체의 단면에 영향을 줌
중 심 코어형		불투수 성부(흙 이외의 지수재료를 포함)의 최대 폭이 댐 높이보다 적고 또한 불투수성부가 댐 중심선 전체를 통합
경 사 코어형		댐 내부에 있어서 불투수성부(흙 이외의 지수재료를 포함)의 최대 폭이 댐 높이보다 작고 또한 불투수성부가 댐 중심선에서 벗어나고 있는 댐
표 면 차수벽형		상류 경사면을 흙 이외의 차수재료로 덮은 댐

## 2.1.2 지진시 댐의 피해사례

### (1) Lower San Fernando 댐

Lower San Fernando 댐은 높이 42m의 흙댐으로 캘리포니아주 San Fernando에 위치하고 있으며, 1971년 2월 9일 캘리포니아주 San Fernando 계곡지역에서 진앙지로부터 13.7km 떨어진 곳에서 발생한 규모 6.6(60초간)의 지진이 발생하였고 댐체에서 측정된 최대지반가속도는 0.4~0.5g를 기록하였다. 지진시 댐체의 상류사면이 활동하였고, 제방 사면부에 약 9m 정도의 활동 및 침하가 발생하였다(신동훈과 박동순, 2012).

그림 2.2는 Lower San Fernando 댐의 피해사례를 나타낸 사진이다.



그림 2.2 Lower San Fernando 댐 피해사례 - 침하 및 횡방향 균열발생 전경

### (2) Fufinuma 댐

Fufinuma 댐은 1949년 완공된 댐으로 높이 18.5m, 길이 133m, 저수용량 150만 톤, 자유월류형 여수로를 갖춘 노후된 댐이다. 진앙지로부터 240km 떨어진 곳에서 발생한 지진 규모 7.0(100초간)의 Tohoku 지진에 의해 완전히 붕괴되었고, 8명의 사망자가 발생하는 등 큰 피해가 발생하였다(신동훈과 박동순, 2012).

그림 2.3은 Fufinuma 댐의 피해사례를 나타낸 사진이다.



그림 2.3 Fufinuma 댐 피해사례 - 댐 붕괴발생 전경

### (3) Kitayama South 댐

1995년 1월 17일에 일본 고베에서 규모 7.2의 강진이 발생하였다. Kitayama South댐은 흙댐 형식으로 지진 발생시 진앙지로부터 약 31km 지점에 위치한 댐으로 상류사면측 사석부에서 축방향으로 폭 100m, 깊이 1~1.5m의 표층부 대규모 사면파괴가 발생되었다(장중렬, 2011).

그림 2.4는 Kitayama South 댐의 피해사례를 나타낸 사진이다.



그림 2.4 Kitayama South댐 피해사례 - 대규모 슬라이딩 발생 전경

### (4) Hebegen 댐

1959년 미국의 Montana의 Hebegen Lake에서 규모 7.2의 지진이 발생하였다. Hebegen댐은 Hebegen Lake에 위치하며 높이 27m, 길이 200m 흙댐 형식으로 지진 발생시 4회 정도의 월류가 발생하였다. 댐체는 최대 2m 정도의 침하가 발생하였고, 댐마루에 종방향으로 0.3m의 균열이 발생하여 우안부에 누수가 발생하였다(장중렬, 2011).

그림 2.5는 Hebegen 댐의 피해사례를 나타낸 사진이다.



그림 2.5 Hebegen댐 피해사례 - 제방 침하 및 누수 전경

## 2.2 댐 내진성능평가 기준

### 2.2.1 댐 설계기준

댐 설계기준(국토해양부, 2011)에서는 국내의 빈약한 지진해석 자료 및 연구성과 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 동해석 방법을 댐의 내진설계기준으로 규정하기에는 무리가 있으므로 종래의 정역학적 설계방법인 유사정적해석법(진도법)을 내진설계의 기본으로 하고 있다.

댐의 안정 계산은 크게 나누어 임계원에 의한 활동면법과 응력-변형 해석법을 사용한다. 가장 일반적인 방법은 활동면법으로 실제의 활동 파괴 현상에 잘 부합되기 때문이다. 활동면법에는 블록해석법, 무한사면해석법, 평면해석법, 마찰원법 및 Bishop, Janbu, Morgenstem-Price, Spencer 등의 절편법이 있어 적합한 것을 채택할 수 있다. 이때 어느 경우나 최소안전율 이상의 안전율이 확보되어야 하며, 지진시 활동에 대한 최소 안전율은 1.1~1.2 이상으로 규정하고 있다.

### 2.2.2 지진하중 수준결정

지진하중 수준결정시 지반운동은 지표면에서의 자유장 운동으로 정의하며, 국지적인 토질조건과 지표 및 지형 등이 지반 운동에 미치는 영향을 고려해야 한다. 기본적인 지진재해도는 보통암지반을 기준으로 평가하며, 지반운동은 지진강도, 주파수 특성 및 강진지속시간 등의 특성이 정의되어야 한다. 보통 지반가속도계수와 지진재해도를 이용하는 방법, 지진구역도를 이용하는 방법 등이 있다.

지반가속도계수를 구하는 방법은 지진재해도를 이용하는 방법과 지진구역도를 이용하는 방법이 있으며, 적용방법에 따라 지진하중 수준결정에 있어 차이를 나타낼 수 있는데 댐 설계기준(국토해양부, 2011)에서는 지진구역도에 의한 지진계수 산정을 원칙으로 하고 있으며, 기존댐의 내진성능평가 및 향상요령(건설교통부, 2004)에서는 두가지 방법을 병행하여 규정하고 있다.

지진재해도를 이용하는 방법은 댐이 위치한 부지에 대해 지반가속도 계수를 정밀하게 평가하고자 할 때 그림 2.6과 같이 지진의 평균 재현주기별로 작성된 지진재

해도를 활용하여 지반가속도계수를 산정한다.

표 2.2는 평균재현주기 500년을 기준으로 결정되었으며, 여기에 위험도 계수를 함께 이용하면 다른 재현주기에서의 설계지반 운동수준을 결정할 수 있다. 지진구역도를 이용하는 방법은 행정구역별로 지진구역을 설정하여 지진의 평균 재현주기별로 지진재해도를 작성하고, 이를 기초로 설계에 반영할 수 있도록 조정한 지진 구역계수는 표 2.3과 같다.

지반가속도 계수는 지진구역계수와 위험도 계수를 곱하여 구한다. 표 2.3은 행정구역별로 지진구역을 구분한 것이며, 행정구역별로 설정된 지진구역계수(Z)와 재현주기별 위험도계수(1)의 곱으로 산정한다.

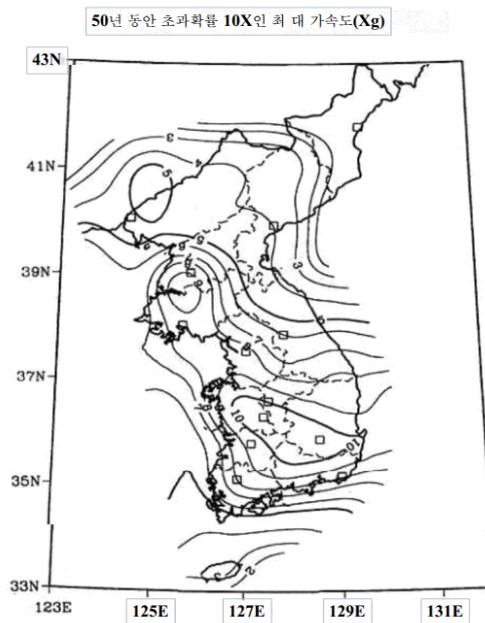


그림 2.6 평균재현주기 500년 지진 지반운동(소방방재청, 2013)

댐의 내진등급은 중요성 및 피해정도를 고려하여 내진 1등급과 내진 특등급으로 분류하며 댐의 중요도에 따라 결정된다. 내진 1등급 댐은 시설의 규모가 작고 파괴시 하류에 낮은 수준의 피해가 발생할 것으로 예상되는 댐이고, 내진 특등급 댐은 시설의 규모가 중간 이상이며 파괴시 하류에 중간 이상 정도 수준의 피해가 발생할 것으로 예상되는 댐이다.

필댐 설계시 적용하는 설계 진도는 지진구역계수에 내진 등급별 설계지진의 평균

재현 재현주기에 따른 위험도 계수, 지반계수 및 댐 형식별 할증계수를 곱한 값에 중력가속도를 곱하여 구한다. 그러나 산출된 설계진도가 0.2g 이상으로 국내보다 지진규모나 발생빈도가 훨씬 높은 나라에서 적용하는 진도보다 과다하다고 판단되는 경우 설계진도를 0.2g 이하로 조정할 수 있다(국토해양부, 2011).

**표 2.2 댐의 내진등급과 재현주기에 따른 위험도 계수(국토해양부, 2011)**

내진등급	댐 구분	재현주기	위험도계수
내진 특등급 댐	-사회, 안보, 경제적인 측면에서 특별한 댐으로 발주처가 지정하는 댐 -법에 의하여 다목적댐으로 분류한 댐 -높이 45m 이상이고 총저수용량 50백만 <sup>m</sup> 이상인 댐	1,000년	1.4
내진 1등급 댐	-내진 특등급 댐 이외의 모든 댐	500년	1.0

**표 2.3 지진구역 구분 및 구역계수(국민안전처, 2017)**

지진구역	행정구역		구역계수
I 구역	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도	
II 구역	도	강원도 북부(홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시), 제주도	0.07

**표 2.4 기초지반 분류에 따른 지반계수(국토해양부, 2011)**

지반종류	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균 지반 특성			지반계수
	전단파속도 (m/s)	표준관입시험 (N치)	비배수 전단강도 (kpa)	
경암지반, 보통암지반	460 이상	-	-	1.0
연암지반, 매우 조밀한 토사지반	360 ~ 760	> 50	> 100	1.2
단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100	1.5

필댐의 경우 댐형식에 따른 활중계수를 적용하는데 설계진도에 20% 활중, 아치댐의 경우 설계진도의 2배를 적용한다. 설계지진계수의 산정은 구역계수, 위험도계수, 지반계수, 활중계수를 곱하여 산정하며 체체에 작용하는 평균 수평지진계수의 50%를 적용하여 수직지진계수를 결정한다. 표 2.4는 기초지반 분류에 따른 지반계수를 나타낸 표이다.

### 2.2.3 필댐의 내진성능평가 방법 및 향상요령

높이 30m 이상의 흙댐 및 사력댐에 적용하며, 평가방법으로 동해석 및 변형에 대한 간편해석 등을 제시하고 있다.

지진시 변형에 대한 간편해석은 Makdisi-Seed 방법에 의해 체체의 최대수평변위를 구하여 허용변위와 비교 검토하며, 허용변위는 체체 높이의 1% 이하로 한다. 또한 상세해석으로 동해석을 실시하여 내진성능을 평가하며, 체체 높이의 1% 이하를 허용변위로 규정하고 있다.

### 2.2.4 저수지 보강현황

국내 저수지는 토사면(식생), 사석, 돌붙임, 돌쌓기, 콘크리트 라이닝 등으로 보강되어 있으며, 이 중 사석보강이 전체의 23.0%를 차지하고 있다. 사석은 깬돌 중에서

유수에 견딜 수 있는 중량을 가지고 지반이나 사면의 보강을 위해 시공하는 대형 사석을 뜻한다. 사석은 크기가 증가함에 따라 세굴 방호에 적용되는 유속의 범위도 증가한다. 그러므로 특정한 범위의 흐름 조건에서 요구되는 세굴 방호 능력을 충분히 만족시킬 만한 사석 재료의 크기를 산정하는 것이 중요하다(Lauchlan and Melville, 2001).

또한 포설두께, 사석재료의 입경 및 하상 재료와의 비, 접근유속 등이 사석 세굴 보호공의 여러 형태의 이탈 및 붕괴에 있어서 직접적인 영향을 미친다. 특히, 사석의 이탈 및 붕괴 형태가 포설두께에 따라 현저하게 달라질 수 있다(이원민, 2007).

그림 2.7은 저수지 사면 보강공법의 구성비이며, 사석쌓기는 기존 저수지에 내진 보강을 위한 보강방법으로 2017년부터 30만~50만ton 규모의 농업용 저수지 591개소를 대상으로 내진보강을 하고있다. 그림 2.8은 제방 전면부나 하단부에 사석을 쌓아 내진보강을 시행한 사례를 보여주고 있다.

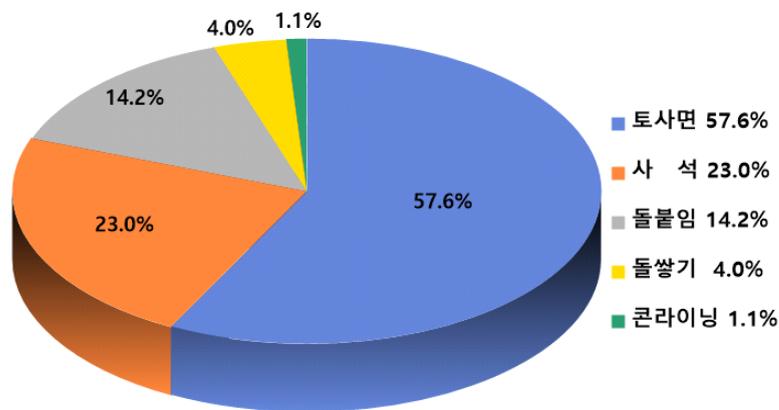


그림 2.7 저수지 사면 보강공법의 구성비(주요한, 2011)



그림 2.8 저수지 내진보강(사석보강) 사례

## 2.3 1g 진동대 시험기를 이용한 축소모형실험

### 2.3.1 1g 진동대 시험 개요

국내의 역사지진 기록을 살펴보면 지진으로부터 안전할 수 없고, 주요 시설물에 대하여 자연재해 방지대책법이 시행되는 등 국내 시설물의 내진 안전성 확보를 위한 노력이 필요하다. 시설물 내부 안전성을 확보하기 위하여 시설물의 지진 거동특성을 이해하는 것이 중요하다. 이를 위하여 정적 재하시험과 동적실험, 유사동적 실험 등 많은 실험이 국내와 국외에서 수행되고 있다.

국내 중요시설(원자력발전소, 장대교량, 초고층 건물 등)은 점차 대형화로 시설물의 복잡한 지진 거동특성과 내진성능을 파악하기 위해서는 지진하중에 대한 모사가 가능한 동적실험이 필수이다. 댐 구조물의 경우에도 내진 안정성을 파악하기 위하여 진동대 실험과 같은 지진실험을 통하여 동적 거동특성을 파악하는 것이 효과적이다.

1g 진동대 실험을 통한 내진 안정성 평가는 기계 및 원자력 분야에 가장 활발하게 적용되고 있다. 이외에는 라이프라인 내진성능 검증, 교량 구조물의 내진 안정성 평가, 지진시 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 수행되고 있다.

진동대(Shaking table)는 가진판(Table) 위에 상사법칙에 맞추어 제작한 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 동적 유압 잭(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 진동파를 평가할 수 있는 시험기로 일반적으로 다음과 같이 네 가지의 부분으로 나뉜다. 가진판(진동대), 아날로그 제어시스템 및 컴퓨터를 이용한 디지털 제어시스템, 유압시스템, 데이터 로거이다.

### 2.3.2 동적 모형 시험

대상 지반구조물 거동 예측의 여부는 프로젝트의 성공적인 시공과 설계에 매우 중요하다. 그러나 지반의 재료적인 특성으로 인한 비선형적 소성 거동과 자연지반 물성치의 비균질성은 이러한 과업을 매우 복잡하게 만든다. 그리고 지반 매트릭스에 유체(일반적으로 지하수)가 포함되거나 지진하중과 같이 주파수와 재하시간이 변칙적인 동적하중이 추가되면 문제를 더욱 어렵고 복잡하게 만든다. 특히, 흙의 재료적 특성은 다른 건설재료들과 다르게 비교적 단순한 전단만으로 파괴 변화가 발생하는 토목재료이기에 동적거동 특성을 이해하기가 난해하다.

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 보완하기 위하여 지반의 구조물을 모형화하여 모형체의 거동으로부터 원형의 거동을 예측하는 모형시험이 발전하고 있다. 원형 구조물 모델보다 모형의 크기가 작더라도 모형시험은 지진하중과 같은 복잡한 여건에 놓여 있는 지반구조물의 복잡한 거동 메커니즘을 이해하는데 매우 편리하다.

모형시험의 주목적은 원형구조물 설계 검증과 구조물 실제 거동에 대한 고찰, 매개변수 연구, 해석·수치해석 해석절차의 검증 등 크게 4가지로 나눌 수 있다. 특히, 해석·수치해석 해석절차의 검증과 같이 수치해석적 방법의 확인과 캘리브레이션을 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.

1g 진동대 실험은 관성력, 감쇠력과 직접적으로 지반에 지진하중이 가해지는 응력효과를 모사할 수 있다. 또한 지반과 구조물의 성능에 영향을 줄 수 있는 하중장치를 연결할 필요가 없어 동적 효과에 대한 사실적인 고려를 할 수 있다.

### 2.3.3 상사법칙

상사법칙은 원형모델(Prototype)과 축소모형(Scaled model)의 관계를 수학적 기법인 차원 분석에 기초하여 나타낸 것이다. 상사법칙은 원형과 축소모델 사이의 물리적 현상을 설명하기 위한 변수의 이론적인 관계를 추론한다. 지반지진 모사를 위한 1g 진동대 모형실험을 수행할 때에는 실제 구조물을 제작할 수 없으므로 상사법칙을 적용하여 축소된 모형 구조물을 제작한다.

모형실험을 위한 축소모형을 제작하기 전에 반드시 상사비를 고려하고 검토해야 한다. 모형실험에서 상사비를 고려하지 않는다면 그 모형실험은 정성적인 결과만을 얻을 수 있으나, 정량적인 결과는 얻을 수 없거나 얻더라도 신뢰성 있는 데이터를 받을 수 없다. 즉, 상사비가 제대로 고려되지 않은 모형실험을 통해서서는 실물의 정량적 거동을 예측할 수 없거나 왜곡된 예측을 할 수밖에 없다. 따라서 모형실험을 하기 전 연구목표에 맞는 원형을 정의하고, 그 원형의 거동에 적합한 상사비를 찾아서 적용하여 모형의 거동까지 검토하는 과정을 거쳐야 한다.

이러한 문제들을 해결하기 위해 많은 연구자가 모형지반 구성 및 검증을 위한 고려사항을 제안하였다. 일반적인 상사법칙은 질량, 길이, 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, 가속도에 대한 법칙이 유도된다.

Kagawa(1978)는 힘의 비를 이용하여 동적하중을 받는 지반구조물의 상사법칙에 대해 연구하였으며, Kokusho and Iwatate(1979)는 Buckingham's  $\pi$  이론을 이용하여 지반의 비선형 동적응답의 상사법칙을 연구하였다. Rocha(1957)의 포화지반-구조물-유체 시스템의 응력을 지배하는 기본방정식을 이용하여 1g 진동대 모형실험을 위한 상사법칙을 유도하였다. Iai(1989)의 상사법칙은 기하학적 상사비, 밀도에 관한 상사비, 모형지반과 식 (2.1)의 실제지반의 전단파 속도 비를 이용하여 구해진 변형률에 관한 상사비를 바탕으로 포화된 흙-유체-구조물 시스템의 전체적인 상사관계를 제안한 것이다.

$$\lambda_\epsilon = \left[ \frac{\lambda}{(V_s)_p / (V_s)_m} \right]^2 \quad (2.1)$$

Iai and Sugano(1999)는 Iai(1989)가 유도한 상사법칙을 지반 변형이 진동하는 동안 계속 증가하다가 진동이 멈춘 순간 변형을 멈추는 형태의 Cyclic mobility와 진동이 멈춘 후 계속해서 변형이 발생하는 형태의 Strain softening 개념을 이용하여 3가지 Type으로 분류하였다. 황재익 등(2004)도 기존에 수행된 안벽 구조물 실험을 참고하여 좀 더 축소된 1g 진동대 축소모형실험을 수행하였으며, 그 결과를 비교하였다.

표 2.5는 일반적인 Iai의 상사법칙을 나타낸 것이다.

**표 2.5 1g 진동대 실험을 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	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
Density	$\lambda^p$	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	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda^{1.5}$	$\lambda$
Stress	$\lambda\lambda_p$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
Strain	$\lambda_\epsilon$	$\lambda_\epsilon$	$\lambda^{0.5}$	1
Stiffness	$\lambda\lambda_p/\lambda_\epsilon$	$\lambda/\lambda_\epsilon$	$\lambda^{0.5}$	$\lambda$
Axial Force	$\lambda^3\lambda_p$	$\lambda^3$	$\lambda^3$	$\lambda^3$

### 2.3.4 지반진동

외력을 받은 물체가 평형 위치에서 반복운동을 하는 현상을 진동이라 한다. 수치 해석과 모델링 기법을 통하여 건설 진동과 지진동 등의 동하중으로 인한 지반의 동적 거동특성을 상당히 정확한 수준까지 파악하기에 이르렀다. 특히, 지반은 불확실성을 내포하고 있음에도 불구하고 지반-구조물의 상호작용해석에서 정확하고도 다양한 해석적 접근 방법들이 제시되어 왔다.

현재 동적 지반해석에서 대상 지반의 수치해석의 정확도가 지반 특성치의 정확도보다 훨씬 높게 분석된다. 그러므로 지반 특성치를 수학적 해석의 정확도와 상응하도록 적절한 평가방법을 선정하여 도출 해야하나, 실제 지반은 이방성을 갖는 비선형 재료이고, 그 특성도 실험부지, 실험조건, 측정치의 해석방법 등 자연적, 인위적 요인에 의한 영향 범위가 넓다.

동하중이란 하중을 시간의 함수로 표현하는 것이다. 그러나 하중을 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 2.9와 같이 분류할 수 있다. 동하중을 반복횟수에 따라 구분하면 재하시간 0.001~0.001초 동안 한 번 주어지는 동하중을 Impact 또는 Shock라 하고, 0.03~1.0초의 재하시간에 수 회 및 수십 회의 반복횟수를 갖는 동하중을 파동 또는 진동으로 분류하는데, 대표적인 예가 지진이다. 재하시간 하중의 크기는 작고, 주파수 범위가 10~60Hz에 속하는 규칙 또는 불규칙 운동을 피로(Fatiguc)라 하며, 대부분의 기계진동과 건설 진동이 여기에 포함된다.

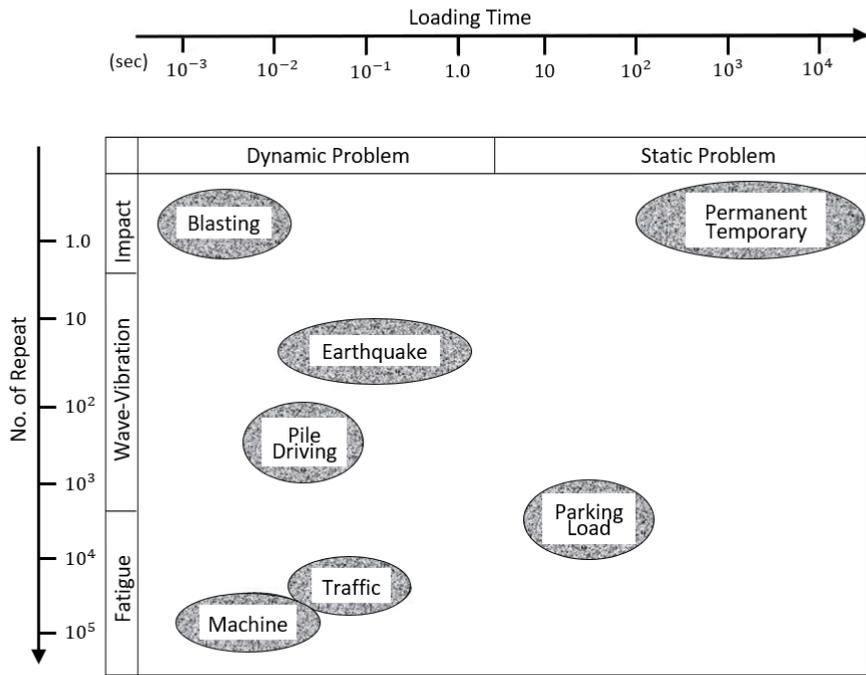


그림 2.9 지반에 작용하는 동하중의 재하시간 및 반복횟수(한국지반공학회, 1997)

그림 2.10과 같이 동하중은 그 발생원에 따라 인위적 동하중과 자연적 동하중으로 분류한다. 인위적 동하중으로는 기계진동, 발파진동 등이 있으며 자연적 동하중은 지진을 비롯해 바람, 파랑 등이 있다.

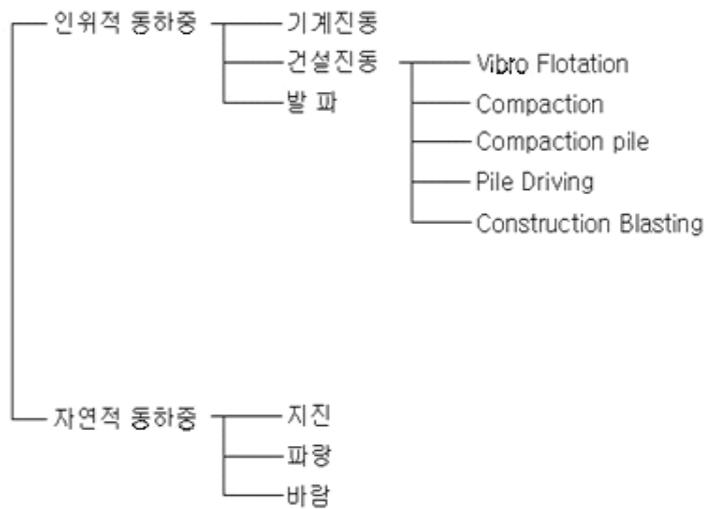


그림 2.10 지반관련 동하중의 분류(한국지반공학회, 1997)

### 2.3.5 응답스펙트럼

지진하중에 의한 지반의 운동과 같은 동적하중에 대한 단자유도계의 구조물이 가지는 응답(변위, 속도, 가속도)은 감쇠율( $\xi$ )이 일정한 경우에 고유진동주기 또는 고유진동수( $\omega$ )에 따라 변하게 된다. 이처럼 서로 다른 고유진동주기를 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. 그림 2.11은 응답스펙트럼의 작성방법을 도식화하여 표현한 그림이다.

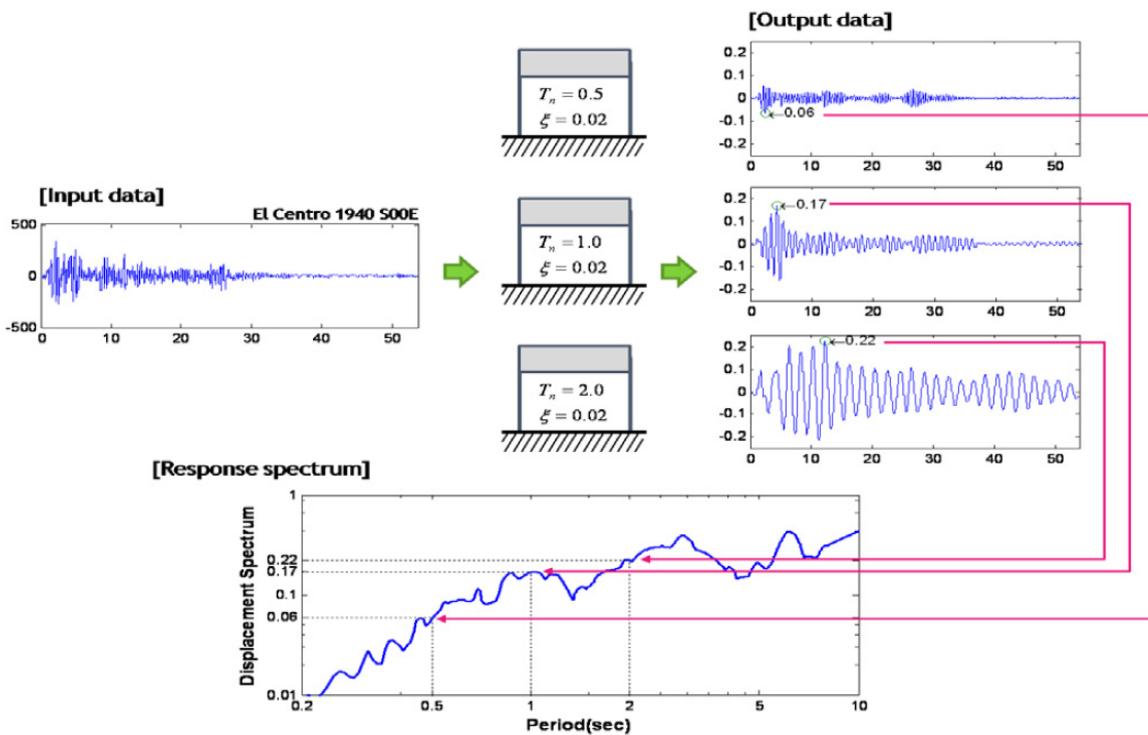


그림 2.11 응답스펙트럼 도출 과정(국립방재연구원, 2011)

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 표현할 수 있다.

그림 2.12 (b)에서 동적평형조건(Dynamic equilibrium condition)을 이용하여 지배 운동방정식을 유도하면 식 (2.2)와 같다. 여기서  $m$ 은 구조물의 질량(Mass),  $c$ 는 구조물의 감쇠(Damping),  $k$ 는 구조물의 강성(Stiffness), 그리고  $m\ddot{u}_g$ 와  $\ddot{u}$ ,  $\dot{u}$ ,  $u$ 는 각각 구조물에 작용하는 하중과 시간에 따라 변하는 하중에 의한 구조물의 가속도, 속도, 변위 응답을 나타낸다.

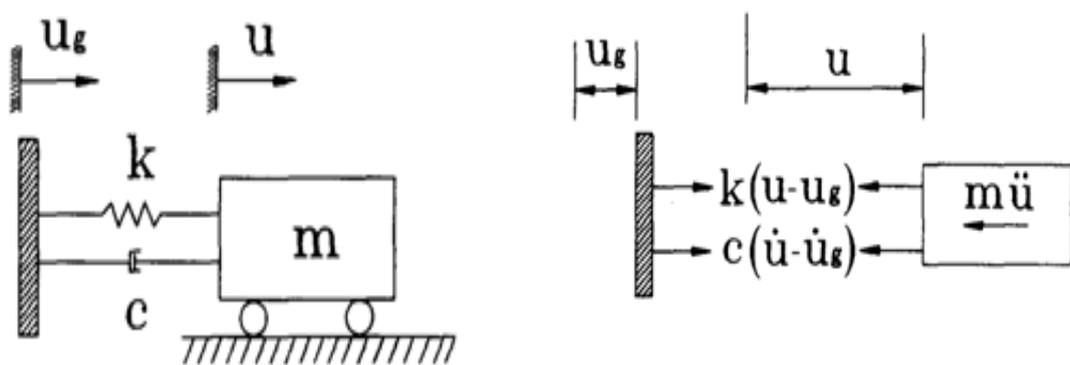
$m\ddot{u}$ ,  $c\dot{u}$ ,  $ku$ 는 구조물의 응답에 의해 구조물 내부에서 발생하는 관성력(Inertial force), 감쇠력(Damping force), 복원력(Restoring force 또는 Spring force)이다.

참고로 구조물 외부에서 작용하는 하중과 관성력( $m\ddot{u}$ )을 외력(External force)이라 하고, 구조물 내부에서 발생하는 힘인 감쇠력( $c\dot{u}$ )과 복원력( $ku$ )을 내력(Internal force)이라 한다.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.2)$$

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

$\ddot{u}_g$ ,  $\dot{u}_g$  : 지반의 속도, 변위



(a) 단자유도계

(b) 자유물체도

그림 2.12 지진하중을 받는 단자유도계

일반적으로 구조물의 변위에는 상대변위가 쓰이기 때문에 구조물과 지반의 상대 변위( $u_r$ )를 이용하여 식 (2.2)를 다시 표현하면 식 (2.3)과 같다.

$$m\ddot{u}_r + c\dot{u}_r + ku_r = -m\ddot{u}_g(t) \quad (2.3)$$

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 (2.3)을 구조물의 고유진동수( $\omega$ )와 감쇠율( $\xi$ )로 다시 나타내면 식 (2.4)와 같이 표현할 수 있다.

$$\ddot{u}_r + 2\xi\omega\dot{u}_r + \omega^2u_r = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.4)$$

여기서,  $\xi = c/c_{cr}$  : 감쇠율

$c$  : 감쇠계수

$c_{cr} = 2\sqrt{km}$  : 임계 감쇠계수

$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$  : 고유 진동수

식 (2.4)의 일반해를 조화운동으로 가정하면 구하고자 하는 상대변위  $u_r(t)$ 는 식 (2.5)와 같다.

$$u_r(t) = \exp(-\xi\omega t)\left(u_{ro}\cos\omega_D t + \frac{v_0 + u_{ro}\xi\omega}{\omega_D}\sin\omega_D t\right) \quad (2.5)$$

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  $u_{r0} = 0$ , 초기 속도  $v_0 = \frac{F(\tau)d\tau}{m}$ ,  $t = t - \tau$ 을 식 (2.5)에 대입하면 시간  $t$ 에서 미소상대변위  $du_r(t)$ 는 식 (2.6)과 같이 표현된다.

$$du_r(t) = \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \frac{F(\tau)d\tau}{m\omega_D} \sin\omega_D(t-\tau)d\tau \quad (2.6)$$

식 (2.6)에  $F(\tau) = -m\ddot{u}_g$ 을 대입하고 전 하중 구간에 대하여 적분을 수행하면 상대변위를 상대변위를 식 (2.7)과 같이 구할 수가 있다.

$$u_r(t) = -\frac{1}{\omega_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin\omega_D(t-\tau)d\tau \quad (2.7)$$

그리고 식 (2.7)을  $t$ 에 대해서 미분하면 속도  $\dot{u}_r(t)$ 는 식 (2.8)과 같다.

$$\dot{u}_r(t) = -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \left[ \cos\omega_D(t-\tau) - \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \sin\omega_D(t-\tau) \right] d\tau \quad (2.8)$$

또한 식 (2.8)을  $t$ 에 대해서 미분하면 가속도  $\ddot{u}_r(t)$ 는 식 (2.9)와 같이 된다.

$$\ddot{u}_r(t) = -\omega_D \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \left[ \left(1 - \frac{\xi^2}{1-\xi^2}\right) \sin\omega_D(t-\tau) + \frac{2\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \cos\omega_D(t-\tau) \right] d\tau \quad (2.9)$$

수치해석을 통해서 변위, 속도, 가속도의 응답스펙트럼을 직접 구할 수도 있으나, 일반 구조물인 경우 감쇠율( $\xi$ )이 2%~7%이므로  $\omega$ 와  $\omega_D$ 는 거의 같고  $\xi$ 와  $\xi^2$ 항은 매우 적으므로 이들을 무시하고 최대 절대값을 취하면 식 (2.7~2.9)는 식 (2.10~2.12)와 같이 된다.

$$S_d(\xi, \omega) = \left| \frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin\omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.10)$$

$$S_v(\xi, \omega) = \left| \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \cos\omega_D(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.11)$$

$$S_a(\xi, \omega) = \left| \omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) \exp(-\xi\omega(t-\tau)) \sin\omega(t-\tau) d\tau \right|_{\max} \quad (2.12)$$

식 (2.10~2.12)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 (2.13)과 식 (2.14)와 같은 관계가 성립된다.

$$S_v = \omega S_d \quad (2.13)$$

$$S_a = \omega S_v = \omega^2 S_d \quad (2.14)$$

여기서 변위와 속도에 대한 응답스펙트럼에서는 최대 상대변위와 최대 상대속도를 사용하는 반면에, 가속도에 대한 응답스펙트럼에서는 최대 절대가속도를 사용한다. 이것은 지진이 구조물에 작용할 때, 구조물의 상대변위와 상대속도가 구조물에 복원력과 감쇠력을 발생시키는데 반해, 가속도의 경우 구조물의 절대가속도가 관성력을 유발하기 때문이다.

## 제 3 장 1g 진동대 실험

### 3.1 실험개요

본 연구에서는 지진시 저수지의 사면경사와 사석보강에 따른 안정성을 확인하고자 하였다. 일반적인 설계기준의 저수지 사면인 1:2.0 경사에 대하여 사석보강면을 전면보강과 부분보강으로 나누어 실험을 수행하였고, 각 조건에 따라 지진하중시 지반가속도를 계측을 수행하였다.

1g 진동대 실험에서는 보강을 하지 않은 제방(CASE1)과 일부사면만 보강한 제방(CASE2), 전면부를 보강한 제방(CASE3)에 입력지진과 4가지를 가진하여 지반 가속도를 지점별로 확인하였다. 지점별로 계측된 PGA값을 통해 도출된 가속도 응답 스펙트럼을 비교하고 1g 진동대 실험값과 수치해석 상 결과값을 비교하여 검증하고자 하였다.

#### 3.1.1 지반조성 재료

1g 진동대 실험에 사용한 시료는 50년 이상된 노후저수지의 성토재를 대표하기 위하여 구례군 ○○리에 위치한 ○○저수지 인근 부지의 제방 성토재와 유사한 시료를 채취하여 사용하였다. 사용된 성토재의 물리적 특성을 분석하기 위해 비중시험, 입도분석시험, 다짐시험, 상대밀도시험 등을 선 수행하였다.

입도분포시험결과, 그림 3.1과 같이 세립분 함유량은 15.4%로 확인이 되었는데, 이는 통일분류법(USCS)상 실트질 모래(SM)로 분류할 수 있다.

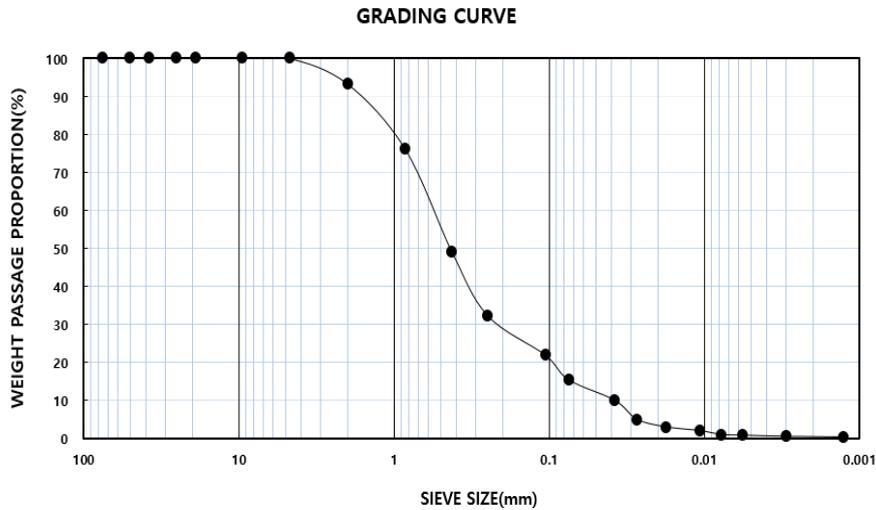


그림 3.1 대상 시료의 입도분포곡선

사용된 성토재의 비중은 2.69로 나타났으며, A다짐 시험 결과 그림 3.2와 같이 다짐 곡선을 작성하였으며, 건조단위중량은 1.361g/cm<sup>3</sup>, 최적함수비는 30.50%로 나타났다.

상대밀도시험 결과, 최소단위중량은 0.835g/cm<sup>3</sup>으로 나타났으며, 에터버그 한계시험 결과, 액성 및 소성한계는 N.P(Non plastic)값으로 나타났다.

사용된 모형 사석의 규격 선정은 저수지 설계기준과 일반적으로 설계시 사용되는 규격을 참고하여 원형 사석 기준 직경 500mm를 적용하였고 원형 사석에 대해 1/70 상사비를 적용하여 평균입경이 8mm인 입도가 좋은 사석 재료를 준비하였다.

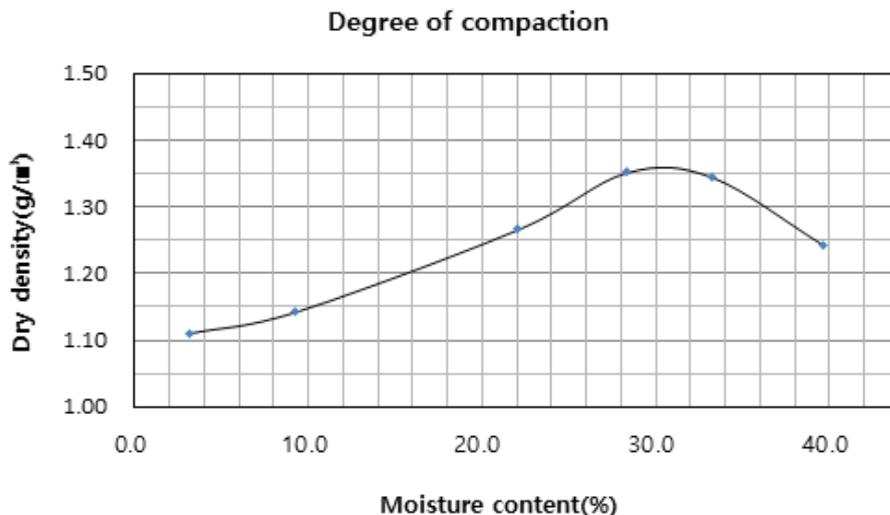


그림 3.2 대상 시료의 다짐곡선

표 3.1은 실험시료의 물리적 특성 결과를 정리하여 나타낸 것이다.

표 3.1 실험시료의 물리적 특성

구분 (USCS)	$G_s$	$\gamma_{dmax}$	$\gamma_{dmin}$	$e_{max}$	$e_{min}$	$PI$	$OMC$	#200
SM	2.631	1.588	1.359	0.934	0.656	<i>N.P</i>	0.305	15.4

여기서  $G_s$  : 비중

$e_{max}$  : 최대간극비

$\gamma_{dmax}$  : 최대건조단위중량

$e_{min}$  : 최소간극비

$\gamma_{dmin}$  : 최소건조단위중량

$PI$  : 소성한계

$OMC$  : 최적함수비

## 3.2 시험기기

### 3.2.1 유압 서보 1g 진동시험기

그림 3.3은 본 연구에서 사용한 진동시험 장비이며, 주요 제원은 표 3.2와 같다. 가진기 본체의 크기는 3,000(L)×1,000(B)×500(H)mm이며, 가진 테이블의 크기는 2,000(L)×600(B)mm, 허용재하중량은 1.5ton이다. 스톡크는 최대 200mm(±100mm)이며 실린더와 스톡크에 내장형비접촉식 변위센서(20mm)가 부착되어있다. 유압 서보는 380V모터로 210bar 압력을 이용해 실린더는 최대 10tf까지 출력되며, 1축 변위 제어방식으로 구성되어 있다.

Processor controller를 이용하여 변위제어 프로세스를 입력하면, 유압펌프에서 Servo Actuator를 통해 유압을 동하중으로 변환시켜 가진한다. 가진 시 Actuator에 내장된 비접촉식 변위센서가 발생 변위를 계측하며 이를 Processor controller로 다시 읽으며 Input wave를 제어한다. 이를 통하여 가진 판 위에 설치한 모형 및 실규모 구조물의 변위, 가속도, 간극수압 등을 계측할 수 있다.

1g 진동대 실험은 원심 모형실험보다 원형의 구속압을 재현할 수 없으므로 지반의 구성 거동이 달라질 수 있다(Gibson, 1996; Yang 등, 2009). 그러나 상대적으로 실험의 편의성과 저비용으로 실험이 가능하므로 더 많은 실험 횟수를 구현하고, 수치해석 및 스케일의 조정을 통해 구속압의 제약 부분은 보완이 가능하다는 장점이 있다.



그림 3.3 유압 서보 1g 진동시험기

표 3.2 진동대 시험기 주요 제원

구 분	제 원
Table size	2,000×600 mm
Maximum acceleration	1.0 g
Full payload	1.8 tonf
Stroke	200mm(±100mm)
Maximum capacity at dynamic	5.1 ton

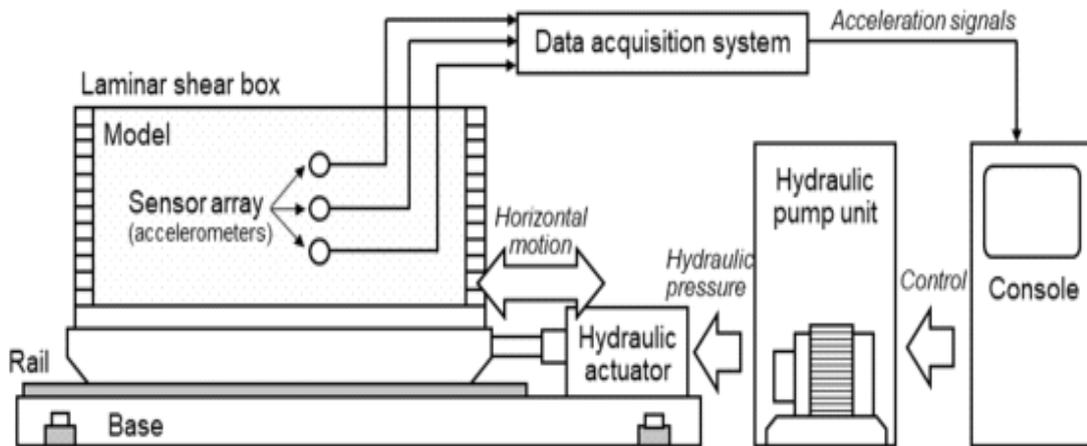


Fig. 2. The experimental apparatus used in this study

그림 3.4 진동대 시험기 주요 제원(김호연 등, 2020)

### 3.2.2 연성토조

연성토조는 2,000(L)×600(B)×600(H)mm의 크기로 강성토조와 저판 단면은 동일하나 높이는 여러 층으로 분할하여 제작하였다. 각 층은 45mm 두께, 층 간격 5mm로 총 12층 구성이며, 각 층마다 분할 수평거동이 이루어지고 마찰면을 최소화할 수 있도록 층 간 볼베어링이 조립되어 있다. 층 당 최대 수평변위는 5mm이며 분할

층의 상하 연결을 위하여 측면 벽체에 4개의 상하 연결 조립부를 구성하였고, 각 조립부의 연결부품들은 알루미늄파이프로 연결되어 일체화시키고 Small ball-bearing을 통하여 파이프와 조립부의 마찰면을 최소화하였다.

연성토조의 재질은 알루미늄이며, 저판에 4개구의 배수구가 있고 변위 축의 수직 방향 벽체에는 평상시나 지반조성 시 각 층을 일체화하여 고정시킬 수 있는 고정 막대 거치대를 부착하였다.

그림 3.5는 실험에 사용된 연성토조의 전경이다.



그림 3.5 연성토조

### 3.2.3 응답가속도 계측장비

1g 진동대를 이용한 동적 모형실험은 측정장치의 센서 호환 가능 여부, 계측 신호 저장간격과 시험 목적에 맞는 센서의 선정이 중요하다. 본 시험에서 계측할 응답가속도는 그 범주가  $20m/s^2$ 를 넘지 않을 것으로 예상하였으며, 응답데이터 주파수 성분은 본 시험에서 계측할 응답가속도는 그 범주가  $20m/s^2$ 를 넘지 않으리라고 예상하였다. 응답데이터 주파수성분은 40Hz로, 온도는 상온으로 가정하였다. 그러므로 가속도계는 최대  $20m/s^2$ 까지 측정 가능한 ARF-20A모델을 선정하였으며, 주요 제원은 표 3.3과 같다. 센서의 질량은 조성하는 지반의 밀도보다 작거나 같아야 센서의 관성에 따른 영향을 주지 않으며, 시험에 사용한 센서의 무게는 13g이다.

그림 3.6은 실험에 사용된 데이터 감지, 데이터 측정을 위한 가속도계와 데이터로거, 데이터 접속장치 및 처리장치를 나타낸 것이다.



(a) Accelerometer



(b) Data Logger



(c) Connecting to the instrument



(d) Computer

### 그림 3.6 계측장비

보유한 데이터로거는 12채널로 ARF-20A는 4Gage sensor로 호환되며, 데이터로거 자체적으로 L.P filter 기능을 갖추고 있고 데이터 저장간격은 최대 0.005초이다. 표 3.3과 표 3.4은 본 연구에 사용된 가속도계와 데이터로거의 제원을 각각 나타낸다.

표 3.3 Accelerometer 주요 제원

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

표 3.4 Data logger 주요제원

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

### 3.3 1g 진동대실험 프로그램 구성

1g 진동대를 활용한 동적 모형시험 수행 시 모형실험을 위한 상사비 선정, 지반 모델 선정 및 모형지반 조성, 계측계획 수립, 입력지진파 선정 등 고려해야 하는 사항이 다양하므로 이를 주의하며 프로그램을 구성해야 한다.

특히, 가속도 가속도계가 예민하기 때문에 저수지 제방 모형조성시 균일한 시료 사용, 조건에 맞는 다짐도, 올바른 가속도계 설치방법 등을 준수하여 잘못된 데이터가 나오지 않도록 주의하여야 한다.

#### 3.3.1 실험 수행 모델

시험 수행에 앞서 진동대의 제원 및 제반 시험조건을 고려한 상사법칙을 적용하여 제방 높이 20m 원형의 1/70 크기로 모델링 하였으며, 사면경사는 1:2.0으로 고정 시키고, CASE1(무보강), CASE2(부분보강), CASE3(전면보강)의 3CASE로 모형사면을 조성하였다. lai(1989)의 상사법칙 이론 중 3번째 유형을 적용하였고, 흙의 구성법칙으로 이용한 기본방정식은 적절한 축소 요소를 고려한다면 응력-변형 관계는 구속응력에 관계없이 결정할 수 있으므로 변형에 관심 있는 모델에 적용할 수 있다 (이영학 등, 2021). 표 3.5는 실험 수행 모델에 적용된 상사법칙 물리량을 보여준다.

입력하중은 대표적인 단주기파와 장주기파인 Ofunato와 Hachinohe 지진파와 최근 국내에 발생된 Gyeongju와 Pohang 지진파를 선정하였고, 3CASE를 조성 후 4가지 지진파를 입력하여 동적 모형시험을 수행하였다. 표 3.6은 시험수행모델을 나타낸 것이다.

표 3.5 실제 구조물-진동대 모형시험에서의 상사법칙

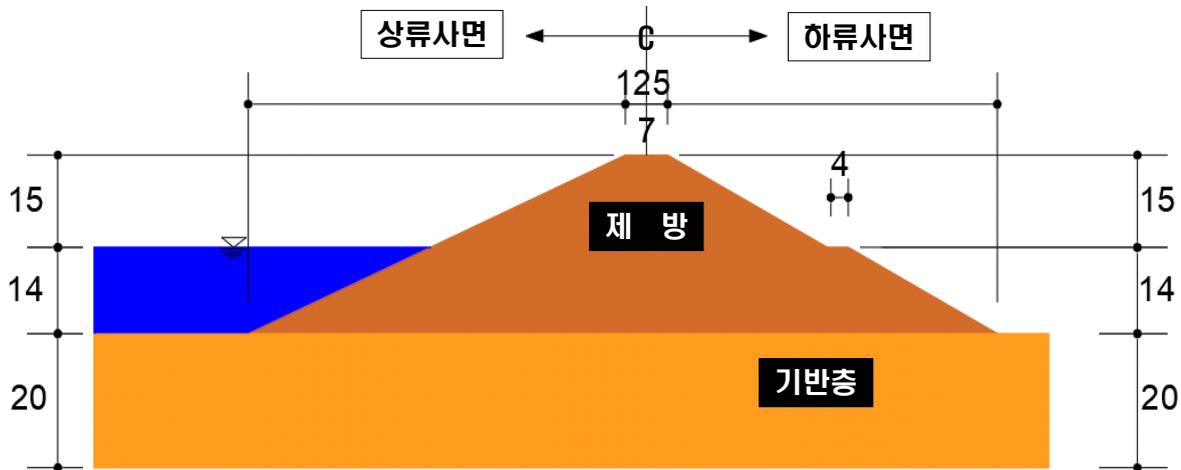
물리량	상사비	1/70 모형의 상사비
길이	$\lambda$	70
시간	$\lambda^{0.75}$	24.2
가속도	1	1
변위	$\lambda^{1.5}$	585.6
응력/간극수압	$\lambda$	70
변형률	$\lambda^{0.5}$	8.36

표 3.6 시험수행모델

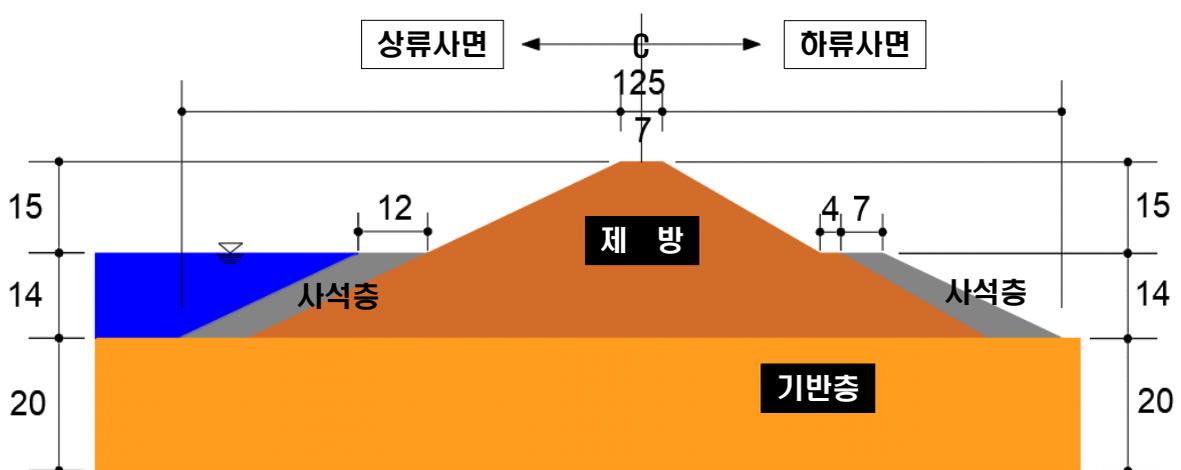
구 분	사면경사	사석보강	입력지진파
CASE 1	1 : 2.0	보강 없음	Ofunato(단주기파)
CASE 2	1 : 2.0	부분보강	Hachinohe(장주기파)
CASE 3	1 : 2.0	전면보강	Gyeongju Pohang

본 연구에서는 입력하중에 따른 중심부와 사면부의 응답 가속도 변화를 알아보기 위해 최대지반가속도(Peak ground acceleration)와 스펙트럼 가속도(Spectral acceleration)를 분석하였으며, 분석시 저수쪽인 상류사면과 저수 반대편인 하류사면과의 비교, 사면부와 중심부와의 비교 등 지점별과 보강 전후를 기준으로 비교·분석하여 지반 가속도의 증폭 특성을 분석하는데 초점을 두었다.

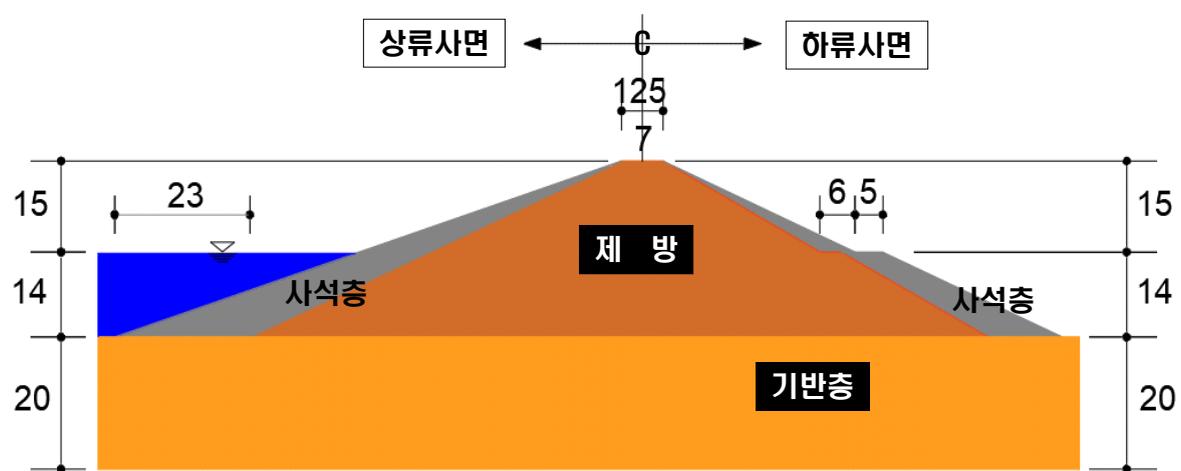
그림 3.7은 실험 수행 모델 CASE 1~3까지 모델의 제원을 나타내며, 상류사면은 저수지의 일부분을 나타내는 용어로서 저수측을 뜻하고 하류사면은 저수 반대쪽을 뜻한다.



(a) 사석 보강 없음(CASE1)



(b) 사석 부분보강(CASE2)



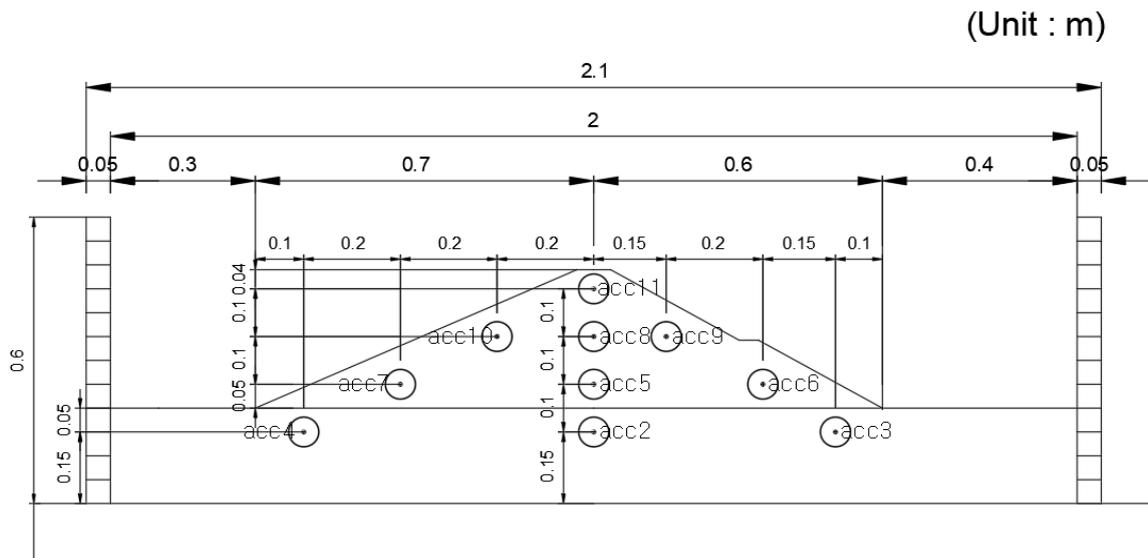
(c) 사석 전면보강(CASE3)

그림 3.7 제방 모델링

### 3.3.2 가속도 계측 위치

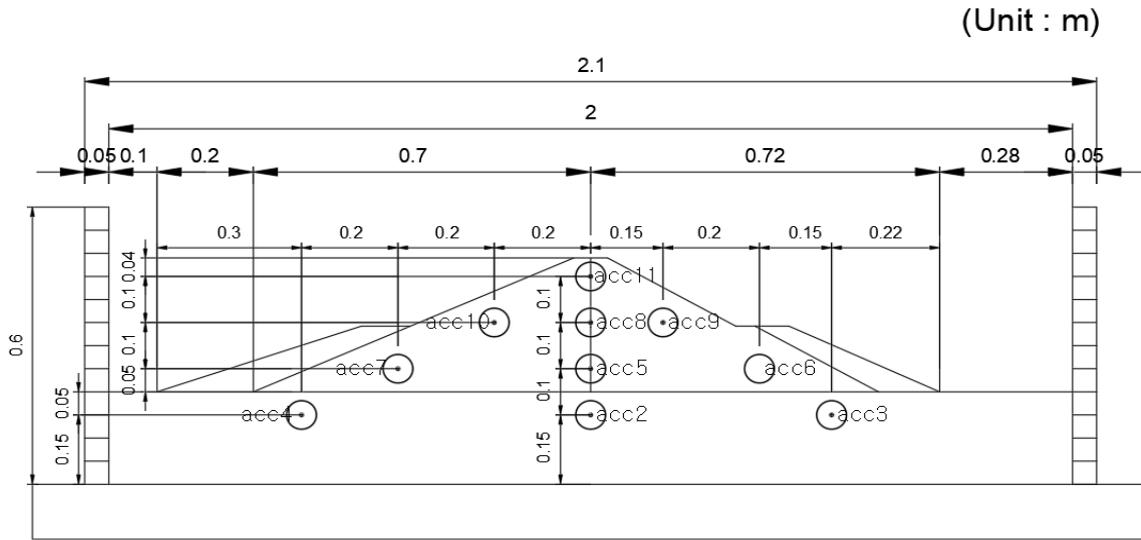
1g 진동대와 연성토조를 이용한 동적 모형시험은 시험 목적에 맞는 센서의 선택과 적합한 위치의 설치가 중요하기 때문에 동적 모형 시험에서 계측을 위한 센서는 시험 목적에 맞는 위치에 적절한 개수로 설치하는 것이 중요하다. 또한 지반 바닥면에서 수평방향으로 가해지는 가진력에 처한 지반 및 지반-구조물 모형에 대한 정확한 동적 모형시험을 수행하기 위해서는 경계조건에 의한 영향을 최소화 할 수 있는 연성토조가 필수적이다.

가속도계 계측 위치는 그림 3.8과 같이 가속도 가속도계 10개를 축소모형의 양쪽 사면부와 중심부 위치에 매설하였다. 그림 3.8(a)~그림 3.8(c) 모두 같은 위치에 가속도계를 매설하여 사석보강 형식에 따른 가속도 지반 증폭 차이를 확인하고자 하였다.

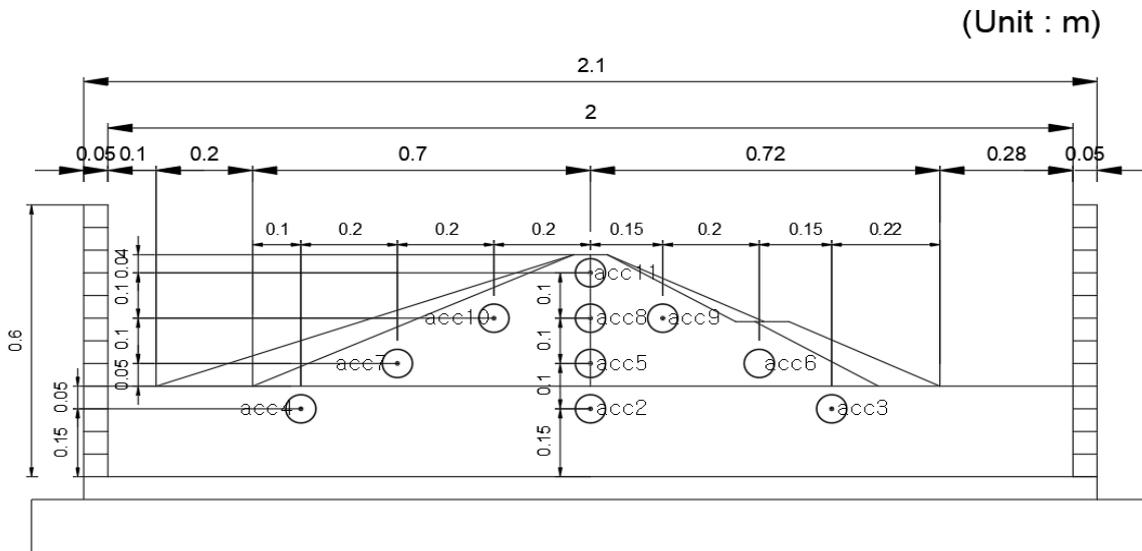


(a) 사석 보강 없음(CASE1)

그림 3.8 모형제방의 가속도계 배치도(계속)



(b) 사석 부분보강(CASE2)



(c) 사석 전면보강(CASE3)

그림 3.8 모형제방의 가속도계 배치도

### 3.3.3 축소모형 조성 - 사석 보강없음(CASE1)

시험 수행 전 단면을 먼저 선정해야 한다. 본 시험의 축소 모형은 실제 20m 높이의 저수지를 상사법칙에 따라 1/70로 축소하여 약 28cm 높이의 축소모형으로 조성하였다. 저수지 모형은 상대다짐 80%, 최적함수비 30.5%로 조성하였으며, 조성된 지반의 간극비는 1.145이다. 건조밀도는 1.304g/cm<sup>3</sup>, 습윤단위중량은 1.50g/cm<sup>3</sup>이다. 모형 조성 시 균질한 상태로 포설하기 위해 2mm 체를 통과한 시료만 사용하였고, 최적함수비로 다짐은 5cm 높이를 기준으로하여 총 10층으로 구분하여 지반의 다짐도를 조절하였다.

모형 제방의 비탈면 경사는 저수지 제방 설계기준 1:1.8~1:2.4를 만족시키기 위해 1:2.0으로 상류사면과 하류사면을 동일하게 적용하였고, 연성토조 전면을 성토시료로 모두 층다짐을 통해 채우고 이후 사면을 깎아 제방 경사를 조성하였다. 가속도계 매설 위치는 앞서 언급함과 같이 층다짐을 실시하며, 모형의 양쪽 사면, 중심부와 원지반에 매설하였다. 총 11개(ACC1-ACC11)의 가속도 가속도계를 설치하였고, Input이 잘 입력되었는지 확인하기 위해 토조 밖에 가속도계 1개(ACC1)를 설치하였다.

토조바닥을 기준으로 15cm 위로 중심부, 상류사면부, 하류사면부 순으로 가속도계 3개(ACC4, ACC2, ACC3)를 설치하였다. 그리고 토조바닥에서부터 25cm 위에 가속도계 3개(ACC5, ACC6, ACC7)를 배치하고 토조바닥에서부터 35cm 위에 가속도계 3개(ACC8, ACC9, ACC10)를 배치하였으며, 제방모형의 최상단부에 가속도계 1개(ACC11)를 설치하였다.

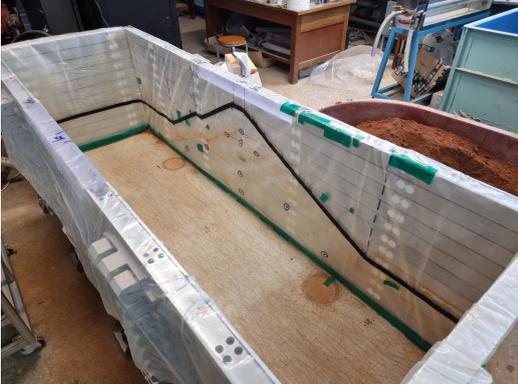
가속도계 설치시 가속도 가속도계의 방향에 따라 가속도 계측 그래프의 상하 방향이 달라질 수 있으니 주의하여야 하고, 가속도계 설치시 흙의 다짐이 잘 되어있어야 계측값의 노이즈 발생이 적어 데이터의 유용성이 커진다. 또한 가속도계는 수분에 취약하므로 가속도계마다 팩킹작업을 하여 장비 고장에 주의하였다.

지반 조성시 최대한 균질하게 조성하기 위해서는 강사 장치의 활용 혹은 최대한 층 두께를 나누어 조성해가는 것이 이상적이며, 본 실험에서는 5cm 흙 포설 후 다짐을 반복하여 조성하였다. 가속도계 매설 시 지반을 과하게 교란하지 않도록 연결 케이블 정리에 주의해야 한다.

연성토조의 경우 조립 후 벽체 층 사이에 발생할 수 있는 재료의 유실을 방지하기

위하여 멤브레인을 설치하며 멤브레인이 토체의 거동을 방해하지 않도록 각 벽체별 단면에 맞춰 재단 후 부착하였고 상류사면의 저수를 구현하기 위해 얇은 방수포를 깔고 중수위(제방 1/2높이)까지 물을 채워 상류사면의 저수에 의한 하중을 고려하였다.

그림 3.9는 저수지 모형 조성작업 순서를 나타낸 것이다.



(a) 토조내 도면 스케치



(b) 가속도계 매설(11개)



(c) 흙 채우기 및 전면 다짐(다짐도 80%)



(d) 사면 조성(짜기)



(e) 저수지 제방 조성(보강없음)



(f) 모형사석 배치 및 저수 구현

그림 3.9 모형 저수지 제작 과정

### 3.3.4 축소모형 조성 - 사면 부분보강(CASE2)

사면 부분보강의 경우 그림 3.10과 같이 일부 높이(바닥에서부터 14cm)까지만 사석을 보강하였으며, 지반의 물성조건과 가속도계 매설위치는 CASE1(무보강 축소모형)과 동일하게 적용하였다. 사면 보강재료는 설계기준 직경 500mm의 1/70 상사비를 적용한 평균 입경이 1cm 정도의 입도가 좋은 모형 사석재료를 사용하였으며, 제방 사면경사는 1: 2.0으로 조성하였다.

실제 사석보강면은 사석 사이에 공극이 없게 하도록 사석 설치 전 보강면 안쪽에 필터층을 시공한 후 사석보강면을 조성하였다. 축소모형 또한 이를 유사하게 재현하기 위해 입경이 10mm 미만 정도 되는 모래 자갈을 포설한 후 최대한 균질하게 사석모형을 설치하였다. 상류사면(저수측)에 저수를 구현하기 위해 얇은 방수포를 깔고 일부수위(제방 1/2높이)까지 물을 채워 상류사면의 저수에 의한 하중을 고려하였다.

그림 3.10은 모형 제방에 사석으로 부분보강을 한 모습이다.



(a) 전면



(b) 상부



(c) 전경

그림 3.10 사면조성 - 부분보강

### 3.3.5 축소모형 조성 - 사면 전면보강(CASE3)

사면 전면보강의 경우 그림 3.11과 같이 사면 전면을 사석 보강하였으며, 지반의 물성조건과 가속도계 매설 위치는 CASE1(무보강 축소모형), CASE2(사면부분보강 축소모형)와 동일하게 적용하였다.

사면 보강재료는 CASE2(부분보강 축소모형) 동일한 평균입경 1cm 정도의 입도가 좋은 모형 사석재료를 사용하였고 제방 사면경사는 1:2.0으로 조성하였다.

CASE2(부분보강 축소모형)와 같은 방식으로 공극이 발생하지 않도록 모래자갈 포설 후 최대한 균질하게 사석 모형을 설치하였고, 상류사면(저수측)에 저수를 구현하기 위해 얇은 방수포를 깔고 중수위(제방 1/2높이)까지 물을 채워 상류사면의 저수에 의한 하중을 고려하였다.

그림 3.11은 모형 제방에 사석으로 전면보강을 한 모습이다.



(a) 전면



(b) 상부



(c) 전경

그림 3.11 사면조성 - 전면보강

### 3.3.6 입력지진파 선정

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-Oki 관측, 진도 7.9, 최대가속도 0.170g)와 단주기 지진파로 대표적인 Ofunato 지진파(1968년, 일본 Tokachi-Oki, 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 발생된 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(해양수산부, 2015).

일반적인 구조물의 내진성능을 평가하기 위한 설계지반 가속도를 산정하는 방법은 구조물의 내진등급과 재현주기를 통하여 구역계수와 위험계수를 결정하고 이 값들의 곱으로 산출한다. 본 연구에서는 지진구역이 1구역인 전라도지역으로 가정하고 내진 1등급 관리 대상저수지로 가정하여 산정하였다. 표 3.7은 설계지반 가속도 결정조건을 나타낸 것으로서, 결정된 설계지반가속도 적용시 허용 최대 수평변위는 30cm를 기준으로 하였다(건설교통부, 2005).

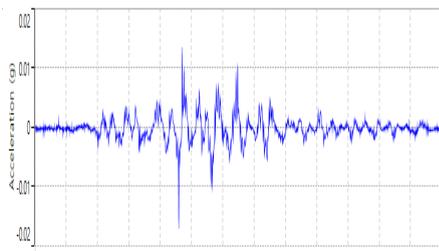
또한 구조물 내진 등급은 1등급이나 불리한 환경을 조성하기 위해 내진 특등급으로 가정하였고, 성능수준은 붕괴 방지 수준 구조물로써 4가지 지진파(Ofunato, Hachinohe, Gyeongju, Pohang 지진파)를 구현하였다. 이를 모형토조 하단에 입력하여 지진파를 모사하였다. 그림 3.12는 실제 제방의 1/70의 실험모형이 있는 토조에 사용된 지진

파형을 나타낸 것이다. 최대 지반가속도를 0.154g로 조정하여 입력지진파를 선정하였다.

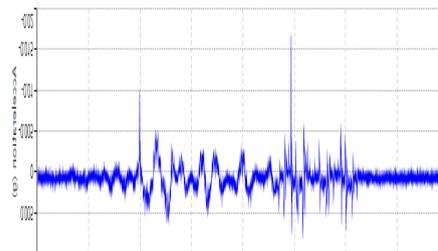
표 3.7은 입력지진파의 선정 기준을 나타내었다.

**표 3.7 설계지반 가속도 결정조건**

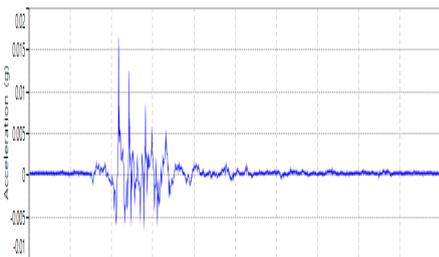
내진등급	재현주기	구역계수	위험도계수	설계지반 운동수준
특등급(가정)	1,000년	0.11	1.40	0.154



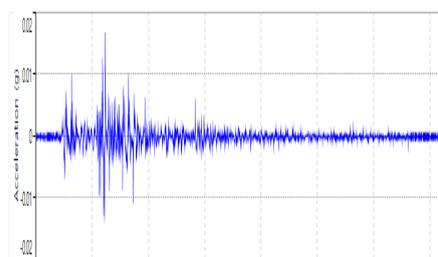
(a) Ofunato, PGA 0.154g



(b) Hachinohe, PGA 0.154g



(a) Gyeongju, PGA 0.154g



(b) Pohang, PGA 0.154g

**그림 3.12 본 연구에 사용된 입력지진파**

## 제 4 장 1g 진동대 실험 결과 분석

### 4.1 전단파 속도 측정

조성한 모형 지반의 특성을 알기 위하여 전단파속도 테스트와 햄머 테스트를 이용하여 전단파 속도( $V_s$ )를 측정하였다. 전단파속도 테스트는 전단파 생성장치에서 신호를 발생시켜, 전단파가 지반을 타고 흐르도록 하고 발생기로부터 일정거리 떨어져 있는 가속도계에 신호가 잡히면 처음 신호가 읽히는 시간을 최초도달시간(First arrival time)으로 산정하여  $V_s$ 를 구하는 방법이다. 이때 전단파 생성장치와 가속도계를 고정해주기 위한 판을 이용하지 않으면 신호를 잡기 어려운 점이 있으므로 주의하여 수행해야 하며, 판을 이용하는 경우 전단파 생성장치에서 발생하는 전단파가 고정해 주는 판을 타고 흘러 가속도계에 영향을 미칠 우려가 있으므로 이를 고려해 최초 도달시간을 결정해야 한다. 그림 4.1(a)와 (b)는 전단파 속도를 측정하고 있는 모습을 보여주고 있다.

해머테스트는 지반이나 토조를 해머로 타격하여 전단파를 발생시키고 일정거리 이상 떨어져 있는 두 개 이상의 가속도계로 전단파를 계측하는 시험이다. 두 개 이상의 가속도계를 매설한 위치 즉, 거리를 알고 있고, 도달시간을 알 수 있으므로 전단파 속도를 구할 수 있다. 해머 테스트는 충격을 토조 외부 하단에서 가하는 방식과 모형지반 표층에서 가하는 방식이 있는데, 토조 외부하단에서 가하는 방식은 토조의 강성 때문에 모형지반을 통과하는 파동이 매우 짧은 단주기 파가 많이 포함되어 도달시간 산정이 까다로울 수 있다. 지반 표층에서 충격을 주어 전단파를 발생시키는 방식은 느슨하게 다져진 지반의 경우 시험을 시도하는 도중 지반에 축하중을 주게 될 우려가 있고 정밀한 타격을 주지 못하면 조성한 지반을 교란할 우려가 있으므로 이런 점들을 잘 고려하여 시험자의 판단에 따라 시험을 수행해야 한다.

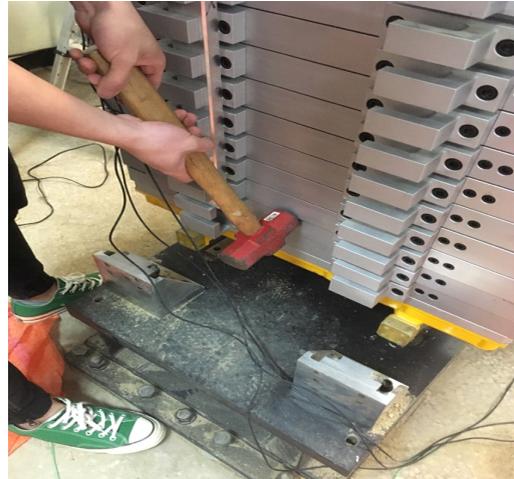
그림 4.1(b)는 해머테스트 방법을 나타내었다. 해머테스트를 수행하여 두 가속도계간의 거리와 도달시간으로 전단파속도( $V_s$ )를 구할 수 있으며, 전단파 속도 테스트는 전단파 발생 장치와 가속도계 사이의 거리와 파의 최초 도달시간을 측정하여 구하였다.

연성토조에서 해머테스트에 의해 전단파속도가 121.34m/s로 측정되었고, 전단파 속도 테스트에 의해 전단파속도가 119.35m/s가 측정되어 각각 둘의 평균값인 120.35m/s를 전단파 속도로 결정하였다.

이와 같이 결정된 전단파 속도는 추후 수치해석에서 탄성계수 산정을 위한 중요한 상수로 적용된다.



(a) 전단파 속도 테스트



(b) 해머 테스트

그림 4.1 전단파속도 측정

## 4.2 시간이력에 따른 응답가속도 분석

저수지 보강 전과 부분보강, 전면보강 모형실험 3개 CASE와 지진파 4개(Ofunato 지진파, Hachinohe 지진파, 경주지진파, 포항지진파)를 적용하고 제방모형에 11개의 가속도 가속도계를 설치한 후 실험하여 총 12가지의 실험 CASE를 확보하였다. 그리고 진동대 실험은 진동을 주면 지반이 흐트러진 상태가 되기 때문에 실험의 신뢰성을 높이기 위해 진동대 실험을 한 후에는 모형을 허물고 조성하는 작업을 반복하여 총 36번의 실험을 실시하고 이 중 지진파형이 제일 뚜렷한 데이터를 검토 대상으로 선정하였다.

가속도계의 설치 적정성과 성토층의 다짐도 등에 따라 가속도 측정값이 달라지므로 최대한 많은 실험을 하여 신뢰성을 높이고자 하였다. 실험 순서는 Ofunato 지진, Hachinohe 지진, 경주지진, 포항지진 순으로 진행하였다.

가속도 계측값의 시간이력은 단순히 계측값을 보여주지만 할 뿐, 구조물의 입장에서 어느 부분에서 얼마 정도의 가속도 증폭이 발생하는지 정확한 경향 분석은 어렵다. 구조물의 입장에서 가속도 증폭경향은 스펙트럼 가속도(Spectral acceleration)을 통해 해석하는 것이 일반적이고 많은 진동대 실험 연구에서 이용되고 있지만 가속도 계측만의 분석은 이루어지지 않고 있다. 이는 최근 저수지 가속도계 데이터의 활용이 미비한 이유이기도 하며 국내 연구실적의 부족으로 인한 이유이기도 하다.

그림 4.2는 지진파별 가속도 시간이력을 겹쳐서 지진이력을 시각적으로 비교할 수 있도록 하였으며, 제방에서 가속도 증폭이 가장 크고 취약한 중심부(댐마루부) 가속도계(ACC11)의 응답가속도 그래프를 활용하였다. 지진입력 시간은 지진파별로 다양하나 그래프 겹침을 위해 일부 조정을 하였다. 계측 그래프상 어느 부분에서 지진별로 Peak점이 어느 시점에서 발생하였는지 자세히 볼 수 있도록 지진파 증폭이 큰 부분을 확대하여 설명하였다. 제방조성 3CASE(사석 무보강, 부분보강, 전면보강)와 4개의 지진파에 대해 가속도 계측 그래프를 동일한 파형에 따라 그래프를 중복시켜 보고자 하였는데, 모든 지진파의 그래프 중복이 이루어졌다. 그러나 노이즈나 증폭현상이 심한경우 그 경향성을 파악할 수 있었으나, 선명하진 않았다. 4개의 파형 중 Ofunato 지진파와 Hachinohe 지진파의 경우가 그러하였고, 경주지진파와 포항지진파의 그래프는 경향성이 선명하였다.

Ofunato 지진파는 단주기 성분의 파형으로 전반적인 가속도 계측 그래프의 두께는 다른 3개의 지진파를 가진한 경우보다 두꺼웠고 보강 전후면에서는 가속도 증폭 감

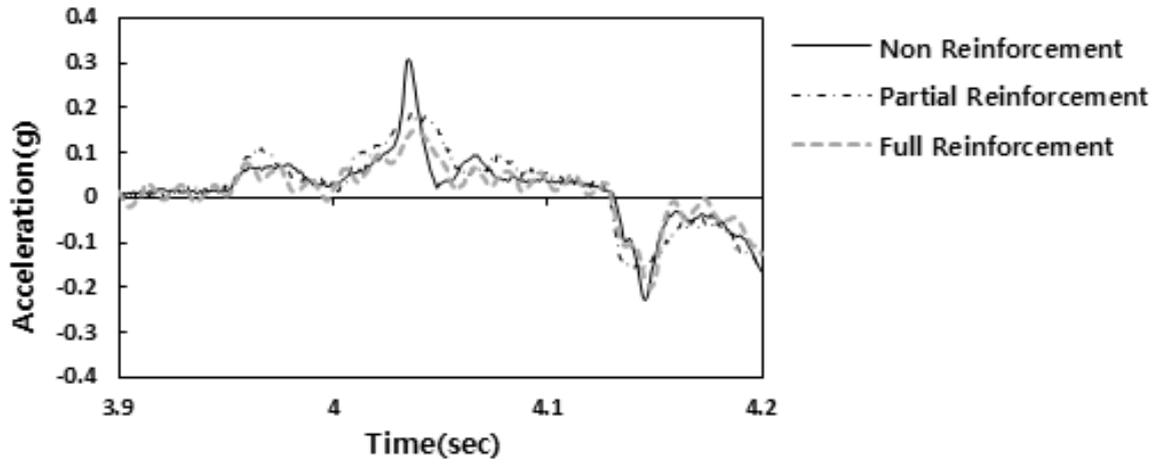
소가 일어났다. 이는 단주기 지진시 다른 CASE보다 사석 보강으로 인한 가속도 증폭 감소 효과가 더 높다는 것으로 판단된다.

Hachinohe지진파를 가진 한 경우의 응답가속도가 다른 지진파를 가진 한 경우보다 더 크게 증폭됨을 확인하였다. 이는 Hachinohe지진파의 가진시간이 30초 이상으로 장주기 성분이 강하기 때문으로 판단된다.

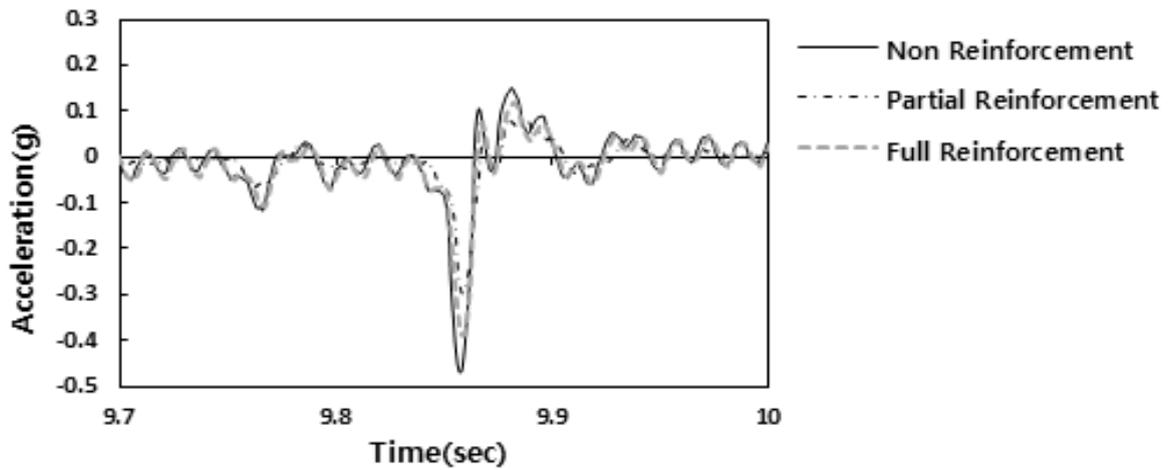
Gyeongju지진파를 가진 한 경우 Pohang지진보다 주기는 짧고 피크점은 높게 측정되었으며, 경주지진파가 단주기 성분이 강하고 지진규모가 5.8로 포항지진의 규모 5.4보다 높은 지진이기 때문에 나온 것이라 판단된다.

Pohang지진파는 러닝타임이 30초 이상인 장주기 성분이 있는 파로 계측 그래프는 지속성이 강하였으나, 피크점이 입력 지진파들 중 가장 작은 계측값을 보였다. 이는 지진규모가 5.4로서 Ofunato지진(규모 7.0), Hachinohe지진(규모 7.2), Gyeongju지진(규모 5.8)에 비해 제일 작은 규모이기 때문이라고 판단된다.

종합적으로 모형제방 중심부(댐마루부, ACC11)의 시간이력에 따른 응답가속도에 대한 경향분석으로는 사석 무보강과 부분보강시, 전면보강시의 가속도 반응은 감소되는 경향을 확인할 수 있었고, 지진파별 측면에서는 단주기 지진파인 Ofunato지진파와 Gyeongju지진파보다 장주기 지진파인 Hachinohe지진파와 Pohang지진파에서 구조물에 지속적인 영향을 주는 것을 확인할 수 있었다.

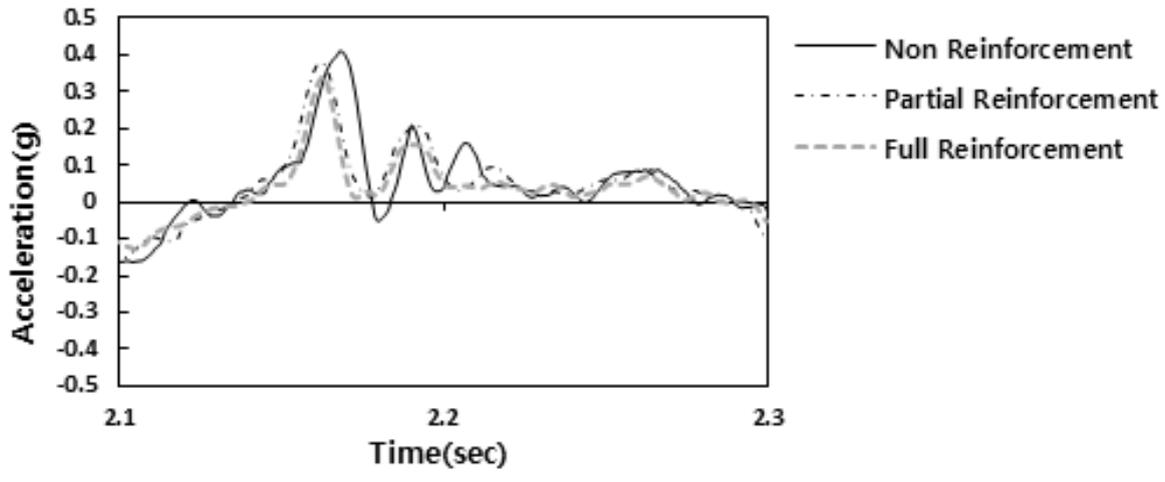


(a) Ofunato지진과 가진할 경우

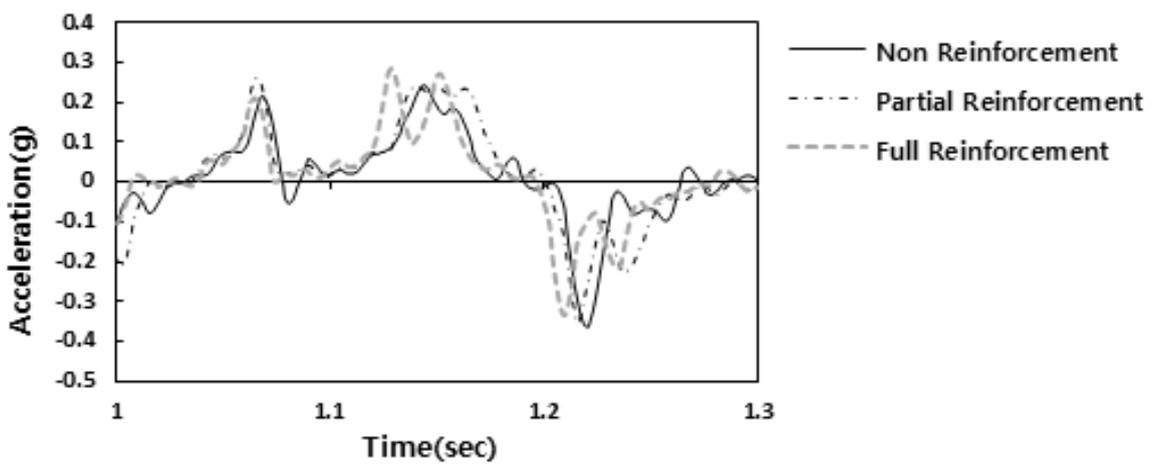


(b) Hachinohe지진과 가진할 경우

그림 4.2 모형제방 중심부(ACC11) 시간이력 응답 가속도(계속)



(c) Gyeongju지진과 가진할 경우



(d) Pohang지진과 가진할 경우

그림 4.2 모형제방 중심부(ACC11) 시간이력 응답 가속도

### 4.3 가속도계 위치별 최대지반가속도(PGA) 분석

최대 지반 가속도는 동하중에 의해 지반이 움직인 최대가속도를 의미한다. 최근에는 최대지반가속도(Peak ground acceleration, 이하 PGA)를 기준으로 내진설계 및 지진에 대한 위험성을 판단하는데 중요한 인자가 되고 있다.

본 연구에서는 모형 제방의 중심부, 상류사면부, 하류사면부까지의 가속도 분포를 분석하기 위하여 각 위치별 PGA 분포도를 비교 분석하였다. PGA는 지반을 기준으로 높아짐에 따라 커지는 경향이 있고, 자유장에서 동일한 깊이의 지반 가속도는 거리에 상관없이 같아야 하므로 중심부 가속도계와 사면부 가속도계의 값이 얼마나 차이 나는지가 중요한 판단요인이 될 수 있다.

x축은 가속도계별 응답가속도 결괏값 중 최대값을 나타내고, y축은 모형제방 중심부 및 상류사면과 하류사면에 설치된 가속도 가속도계를 높이 순으로 정규화하여 그래프로 나타내었다. 모형제방의 위치별로 입력 지진파(Ofunato, Hachinohe, Gyeongju, Pohang)를 바꿔가며 중심부와 제방사면부의 심도별 PGA 결괏값만을 추출하여 그래프로 도식화하여 분석하였다.

모형제방의 중심부에 위치한 가속도계는 ACC2, ACC5, ACC8, ACC11가 해당되며, 제방 상류사면의 가속도계는 ACC3, ACC6, ACC9가 해당되고, 하류사면의 가속도계는 ACC4, ACC7, ACC10이 해당된다. 중심부의 가속도계 ACC11는 제방 중심부에 해당되나, 위치별로 심도가 달라짐에 따라 응답가속도값이 달라지는 그래프의 경향성을 확인하기 위해 상류사면과 하류사면 그래프에 공통으로 적용하였다.

### 4.3.1 제방모형 중심부 PGA 결괏값 비교 분석

그림 4.3~4.6은 모형제방 중심부에 4개의 입력지진파별 PGA 분포도를 나타냈고 표 4.1은 모형제방 중심부 PGA 결괏값 분석표를 나타내었는데 보강전의 PGA 결괏값을 기준으로 부분보강시와 전면보강시 PGA가 얼마나 증폭이 감소되었는지 나타내었다.

모형제방 중심부 PGA 결괏값 비교 분석 결과, 전면보강을 한 경우의 PGA 값이 가장 낮은 PGA 분포를 보이며, 가속도계 위치가 제방 하단에서 높아질수록 높은 PGA 분포를 나타내고 있음을 확인할 수 있다.

지진파별 PGA결괏값 분석결과, Ofunato지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.162~0.307g, 부분보강일 경우 0.163~0.284g, 전면보강일 경우 0.117~0.274g로 나타났고, Hechinohe지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.176~0.469g, 부분보강일 경우 0.101~0.427g, 전면보강일 경우 0.108~0.386으로 나타났다. 또한 Gyeongju지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.181~0.408g, 부분보강일 경우 0.149~0.379g, 전면보강일 경우 0.159g~0.343g으로 나타났다. Pohang지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.162~0.364g, 부분보강일 경우 0.155~0.355g, 전면보강일 경우 0.158~0.336으로 나타났다.

PGA 증폭 특성 분석결과, 보강전후 가장 큰 PGA 증폭은 모형제방의 높이 0.45m에 위치한 가속도계(ACC11)에서 0.284~0.427g로 측정되었으며, 보강전을 기준으로 부분보강과 전면보강일 경우 전반적으로 PGA는 줄어드는 양상을 보였다. 4개 파형을 각각 가진한 경우 모든 그래프에서 우상향을 나타냈으나, Ofunato지진파와 Hachinohe지진파를 가진할 경우, 전면보강시 0.25m 부근에 위치한 가속도계(ACC5)의 PGA값(0.096g)이 높이 0.15m부근에 위치한 가속도계(ACC2)의 PGA값(0.151g)보다 작은 수치가 측정되었는데 이는 흙의 다짐도, 사석의 보강시 지반의 교란 등으로 판단된다.

표 4.1에 제시된 사석보강에 따른 가속도 증폭 감소비를 비교한 결과, 부분보강 후 가장 큰 증폭감소는 Hachinohe 지진시 높이 0.25m(ACC5) 측정점에서 35% 감소비로 가장 크게 감소하는 경향을 확인하였으며, 전면보강 후 가장 큰 증폭감소는 Ofunato 지진시 높이 0.25m(ACC5) 측정점에서 50%정도로 가장 크게 감소하는 경향을 확인하였다. 이는 제방을 누르는 사석의 증가로 인해 지중 구속압에 의한 지중응력의 증가로 인한 것임을 알 수 있다. 중심부에서는 대략적으로 부분보강과 전면보강의

중폭 감소비의 차이가 대략 3~14%의 차이를 보였는데 이는 중심부의 부분보강과 전면보강의 내진효과의 차이라고 판단된다.

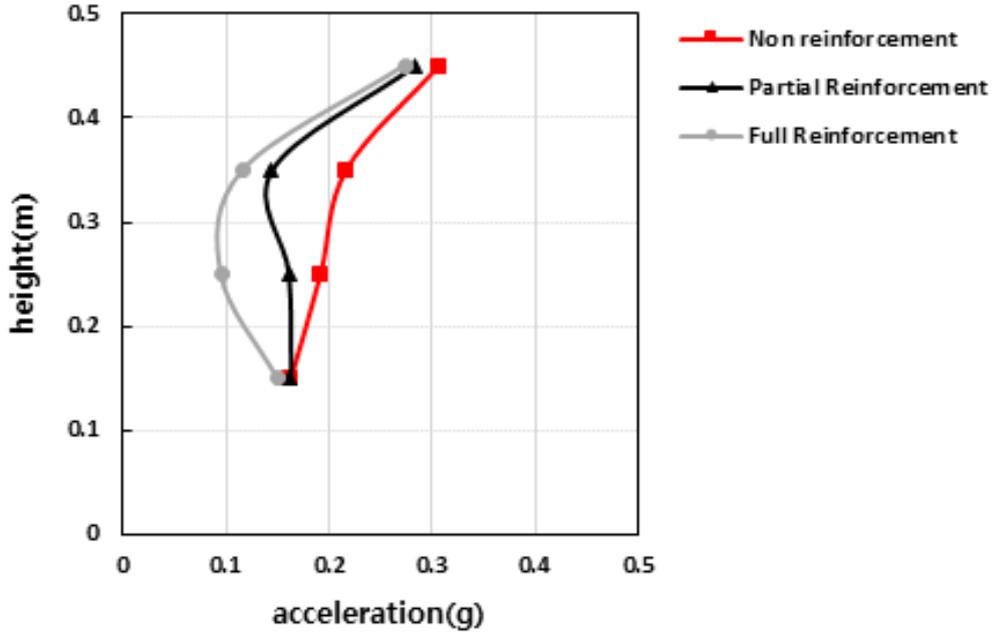


그림 4.3 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Ofunato 지진파

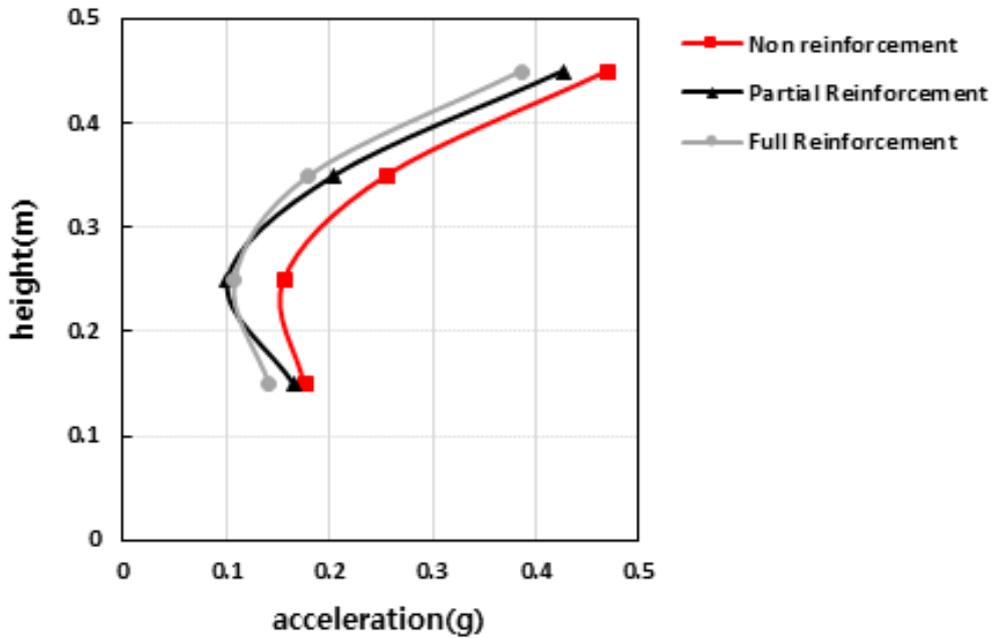


그림 4.4 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Hachinohe 지진파

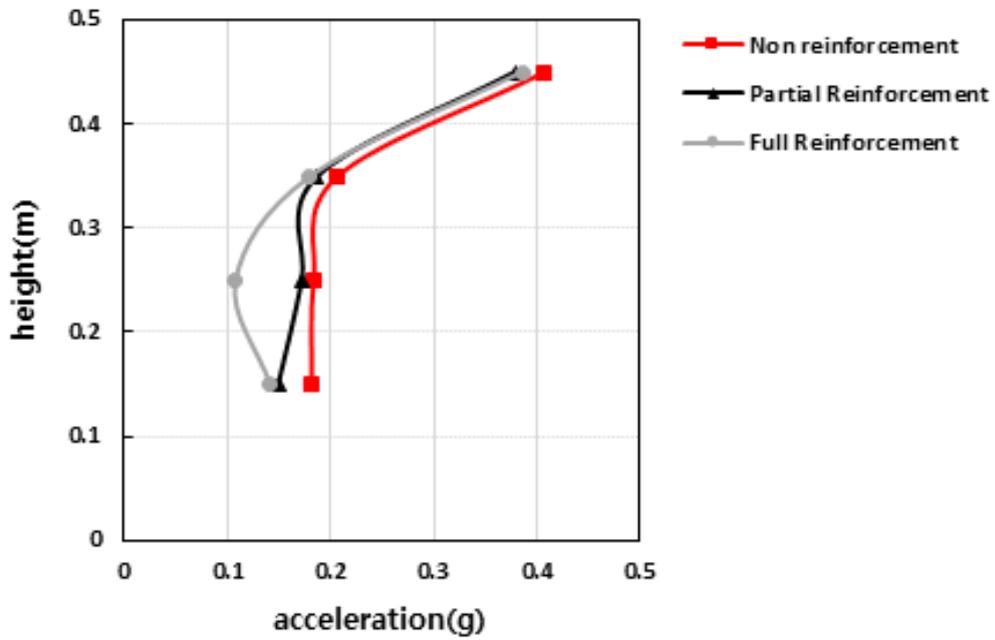


그림 4.5 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Gyeongju 지진파

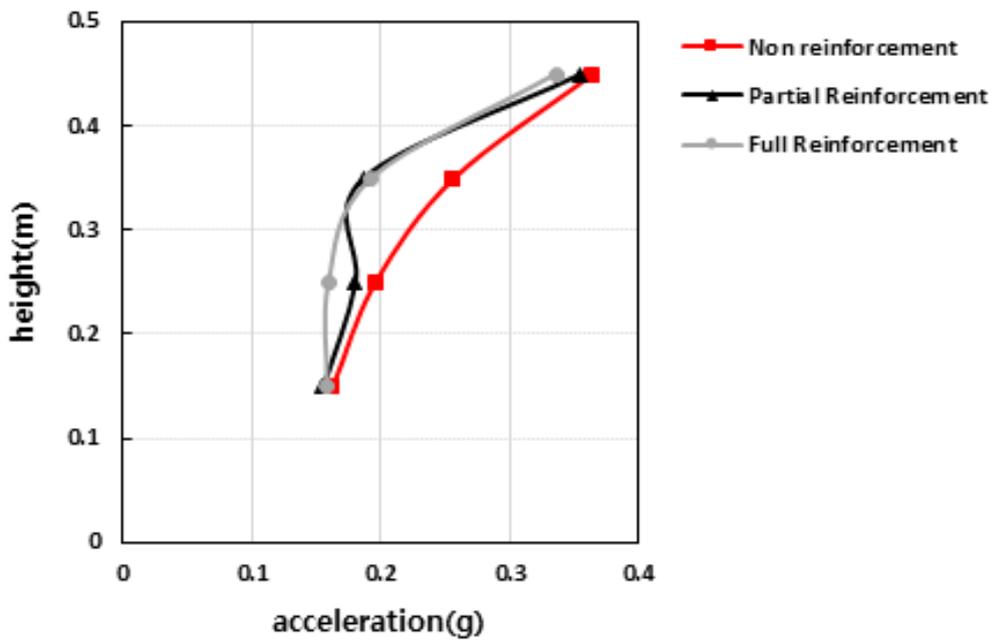


그림 4.6 모형제방 중심부 PGA 결괏값 - Pohang 지진파

**표 4.1 모형제방 중심부 PGA값 분석표**

Classification	Point (H)	Earthquake wave	Type of reinforcement				
			Non	Partial		Full	
				Amplification reduction rate(%)		Amplification reduction rate(%)	
ACC11	0.45	Ofunato	0.307	0.284	7%	0.274	11%
		Hachinohe	0.469	0.427	9%	0.386	18%
		Gyeongju	0.408	0.379	7%	0.343	16%
		Pohang	0.364	0.355	2%	0.336	8%
ACC8	0.35	Ofunato	0.216	0.145	33%	0.117	46%
		Hachinohe	0.255	0.204	20%	0.180	29%
		Gyeongju	0.206	0.187	9%	0.166	19%
		Pohang	0.256	0.186	27%	0.192	25%
ACC5	0.25	Ofunato	0.191	0.161	16%	0.096	50%
		Hachinohe	0.156	0.101	35%	0.108	31%
		Gyeongju	0.183	0.172	6%	0.169	8%
		Pohang	0.195	0.180	8%	0.159	18%
ACC2	0.15	Ofunato	0.162	0.163	-1%	0.151	7%
		Hachinohe	0.176	0.166	6%	0.142	19%
		Gyeongju	0.181	0.149	18%	0.159	12%
		Pohang	0.162	0.155	4%	0.158	2%

### 4.3.2 제방모형 상류사면부 PGA 결괏값 비교 분석

그림 4.7~4.10은 모형제방 상류사면부에 4개의 입력지진파별 PGA 분포도를 나타냈고, 표 4.2는 모형제방 상류사면부 PGA값 분석표를 나타내었는데 보강전의 PGA값을 기준으로 부분보강시와 전면보강시 PGA값이 얼마나 증폭이 감소되었는지 나타내었다.

모형제방 상류사면부 PGA 결괏값 비교 분석 결과, 앞서 분석한 중심부와 같이 전면보강을 한 경우의 PGA값이 가장 낮은 PGA 분포를 보이며, 가속도계 위치가 제방 하단에서 높아질수록 높은 PGA 분포를 나타내고 있음을 확인할 수 있다.

지진파별 PGA결괏값 분석결과, Ofunato지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.177~0.301g, 부분보강일 경우 0.140~0.248g, 전면보강일 경우 0.136~0.200g로 나타났고, Hechinohe지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.275~0.352g, 부분보강일 경우 0.262~0.322g, 전면보강일 경우 0.178~0.250으로 나타났다. 또한 Gyeongju지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.206~0.420g, 부분보강일 경우 0.188~0.364g, 전면보강일 경우 0.181~0.337g으로 나타났고 Pohang지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.181~0.400g, 부분보강일 경우 0.174~0.371g, 전면보강일 경우 0.197~0.343g으로 나타났다. PGA증폭 특성 분석결과, 중심부 가속도계 (ACC11)를 제외한 상류사면부 가속도계(ACC10, ACC7, ACC4) 중에서 보강전후 가장 큰 PGA 증폭을 나타내는 가속도계는 모형제방의 높이 0.35m에 위치한 가속도계(ACC10)에서 0.301~0.420g로 계측되었으며, 보강전을 기준으로 부분보강과 전면보강일 경우 전반적으로 PGA는 줄어드는 양상을 보였다. 4개 파형을 각각 가진한 경우 모든 그래프에서 우상향을 나타냈으나, Hachinohe지진파를 가진할 경우, 전면보강시 0.25m 부근에 위치한 가속도계(ACC7)의 PGA값 0.178g이 높이 0.15m부근에 위치한 가속도계(ACC4)의 PGA값 0.22g보다 작게 계측되었는데 이는 흙의 다짐도, 사석의 보강시 지반의 교란 등으로 인한 것으로 판단된다.

표 4.2의 사석보강에 따른 가속도 증폭 감소비를 비교한 결과, 부분보강후 가장 큰 증폭감소는 Ofunato 지진시 0.15m(ACC4) 계측점에서 감소비 21%로 가장 크게 감소하는 경향을 확인하였으며 전면보강 후 가장 큰 증폭감소는 Hachinohe 지진시 0.25m(ACC7) 계측점에서 48% 정도로 가장 크게 감소하는 경향을 확인하였다. 이는 제방을 누르는 사석의 증가로 인해 지중 구속압에 의한 지중응력의 증가로 인한 것임을 알 수 있다. 중심부에서는 대략적으로 부분보강과 전면보강의 증폭 감소비의

차이가 대략 0~20%의 차이를 보였는데 이는 사석보강으로 인한 내진효과임을 확인할 수 있다.

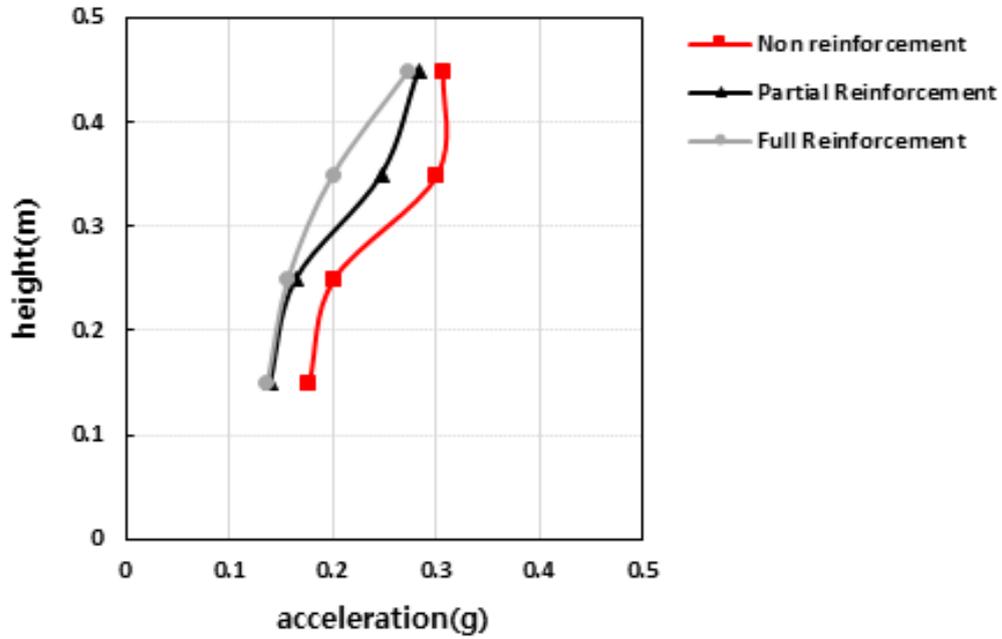


그림 4.7 모형제방 상류사면 PGA 결과값 - Ofunato 지진파

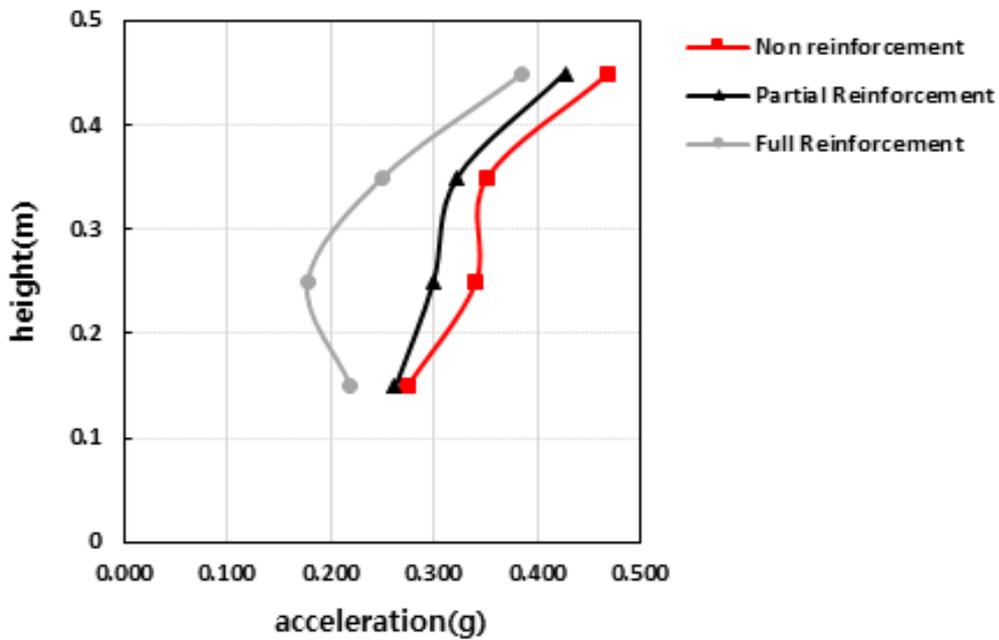


그림 4.8 모형제방 상류사면 PGA 결과값 - Hachinohe 지진파

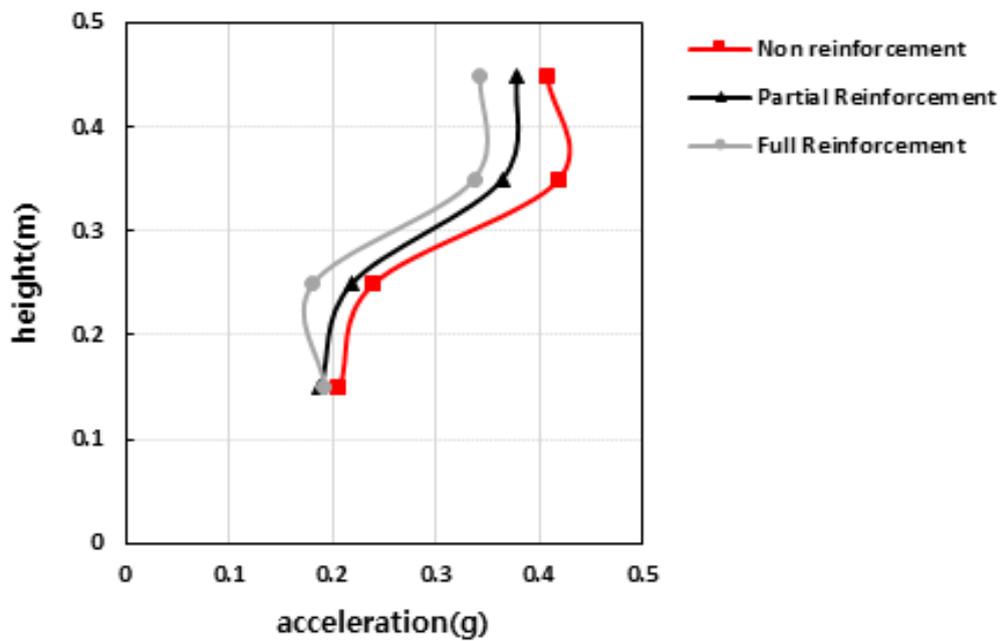


그림 4.9 모형제방 상류사면 PGA 결괏값 - Gyeongju 지진파

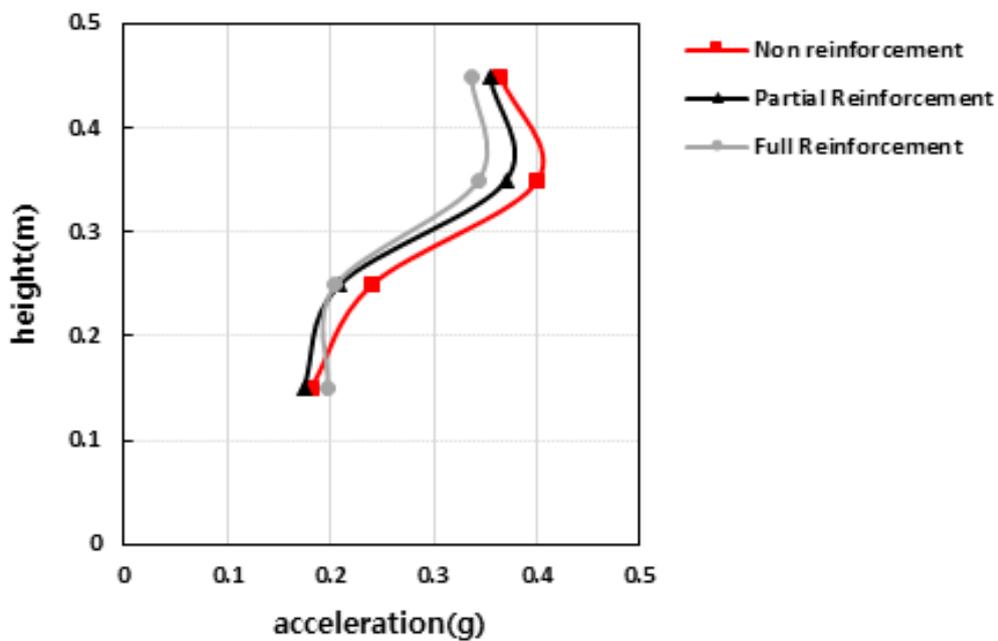


그림 4.10 모형제방 상류사면 PGA 결괏값 - Pohang 지진파

**표 4.2 모형제방 상류사면부 PGA값 분석표**

Classific ation	Point (H)	Earthquake wave	Type of reinforcement				
			Non	Partial		Full	
				Amplification reduction rate(%)		Amplification reduction rate(%)	
ACC10	0.35	Ofunato	0.301	0.248	18%	0.200	34%
		Hachinohe	0.352	0.322	9%	0.250	29%
		Gyeongju	0.42	0.364	13%	0.337	20%
		Pohang	0.400	0.371	7%	0.343	14%
ACC7	0.25	Ofunato	0.201	0.165	18%	0.156	22%
		Hachinohe	0.341	0.299	12%	0.178	48%
		Gyeongju	0.239	0.218	9%	0.181	24%
		Pohang	0.24	0.209	13%	0.205	15%
ACC4	0.15	Ofunato	0.177	0.14	21%	0.136	23%
		Hachinohe	0.275	0.262	5%	0.220	20%
		Gyeongju	0.206	0.188	9%	0.193	6%
		Pohang	0.181	0.174	4%	0.197	-9%

### 4.3.3 제방모형 하류사면부 PGA 결괏값 비교 분석

그림 4.11~4.14는 모형제방 하류사면부에 4개의 입력지진파별 PGA 분포도를 나타냈고 표 4.3은 모형제방 하류사면부 PGA값 분석표를 나타내었는데 보강전의 PGA값을 기준으로 부분보강시와 전면보강시 PGA값이 얼마나 증폭이 감소되었는지 나타내었다.

모형제방 하류사면부 PGA 결괏값 비교분석 결과, 앞서 분석한 중심부와 상류사면부와 같이 전면보강을 한 경우의 PGA 값이 가장 낮은 PGA 분포를 보이며, 가속도계 위치가 제방 하단에서 높아질수록 높은 PGA 분포를 나타내고 있음을 확인할 수 있다.

지진파별 PGA결괏값 분석결과, Ofunato지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.179~0.244g, 부분보강일 경우 0.142~0.183g, 전면보강일 경우 0.128~0.160g로 나타났고, Hechinohe지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.168~0.277g, 부분보강일 경우 0.148~0.229g, 전면보강일 경우 0.152~0.261로 나타났다. 또한 Gyeongju지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.173~0.196g, 부분보강일 경우 0.166~0.176g, 전면보강일 경우 0.157~0.193으로 나타났고 Pohang지진파 가진시 PGA결괏값은 보강전일 경우 0.151~0.232g, 부분보강일 경우 0.165~0.208g, 전면보강일 경우 0.167~0.200으로 나타났다. PGA증폭 특성 분석결과, 중심부 가속도계(ACC11)를 제외한 하류사면부 가속도계(ACC9, ACC6, ACC3) 중에서 보강전후 가장 큰 PGA 증폭을 나타내는 가속도계는 모형제방의 높이 0.35m에 위치한 가속도계(ACC9)에서 0.196~0.277g로 계측되었으며, 보강전을 기준으로 부분보강과 전면보강일 경우 전반적으로 PGA는 줄어드는 양상을 보였으며 4개 파형을 각각 가진한 경우 모든 그래프에서 우상향을 나타냈다.

표 4.3의 사석보강에 따른 가속도 증폭 감소비를 비교한 결과, 부분보강후 가장 큰 증폭감소는 Ofunato 지진시 높이 0.35m(ACC9) 계측점에서 25% 감소비로 가장 크게 감소하는 경향을 확인하였으며 전면보강 후 가장 큰 증폭감소는 Ofunato 지진시 높이 0.35m(ACC9) 계측점에서 34%정도로 가장 크게 감소하는 경향을 확인하였다. 이는 제방을 누르는 사석의 증가로 인해 지중 구속압에 의한 지중응력의 증가로 인한 것임을 알 수 있다. 하류사면부에서는 대략적으로 부분보강과 전면보강의 증폭 감소비의 차이가 대략 1~7%의 차이를 보였는데 이는 사석보강으로 인한 내진효과임을 확인할 수 있다.

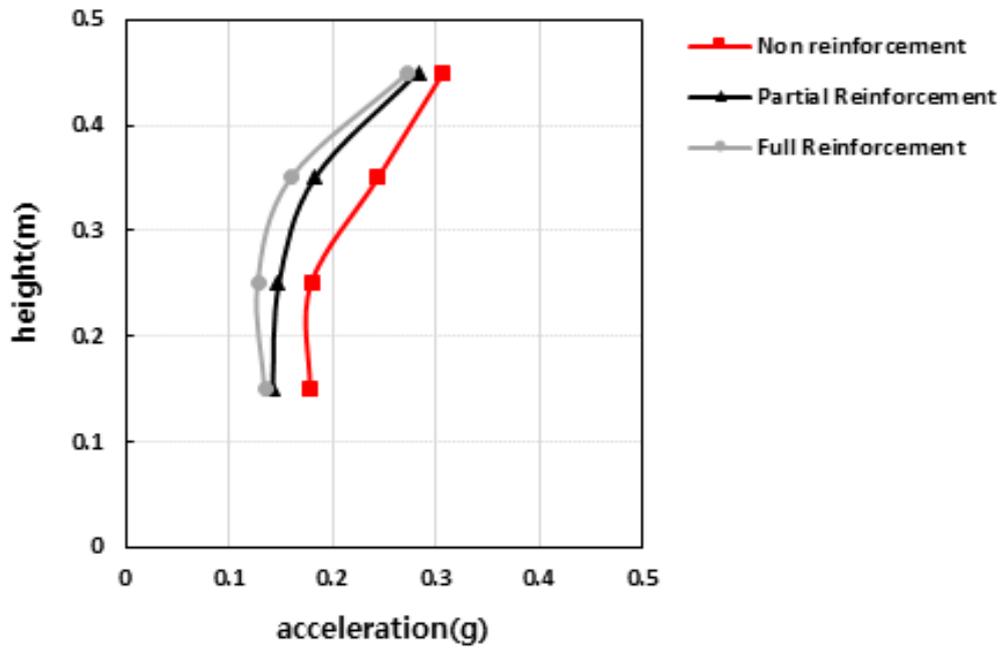


그림 4.11 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Ofunato 지진파

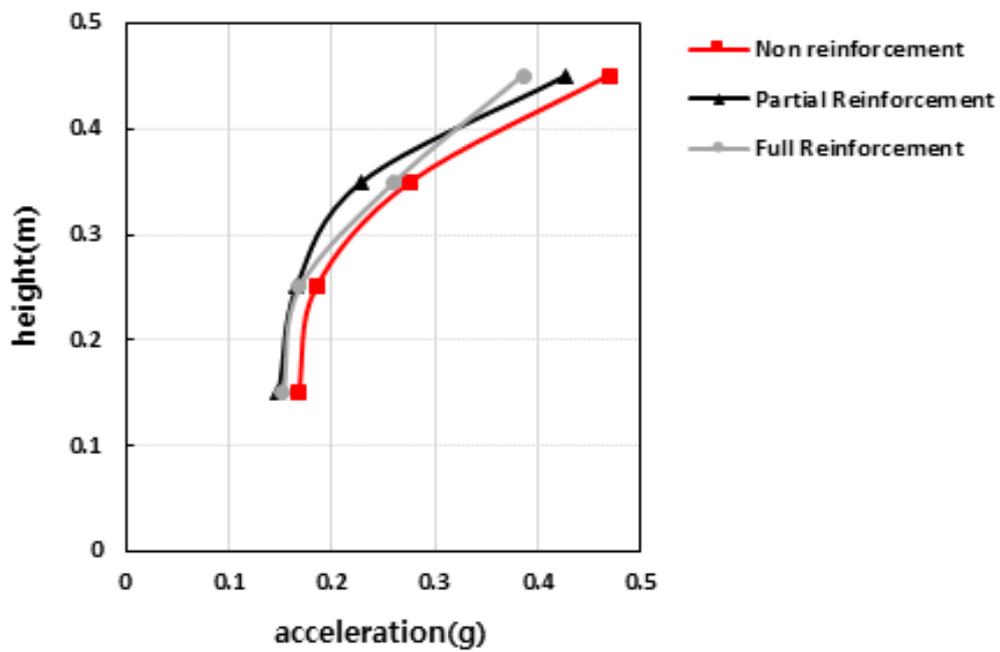


그림 4.12 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Hachinohe 지진파

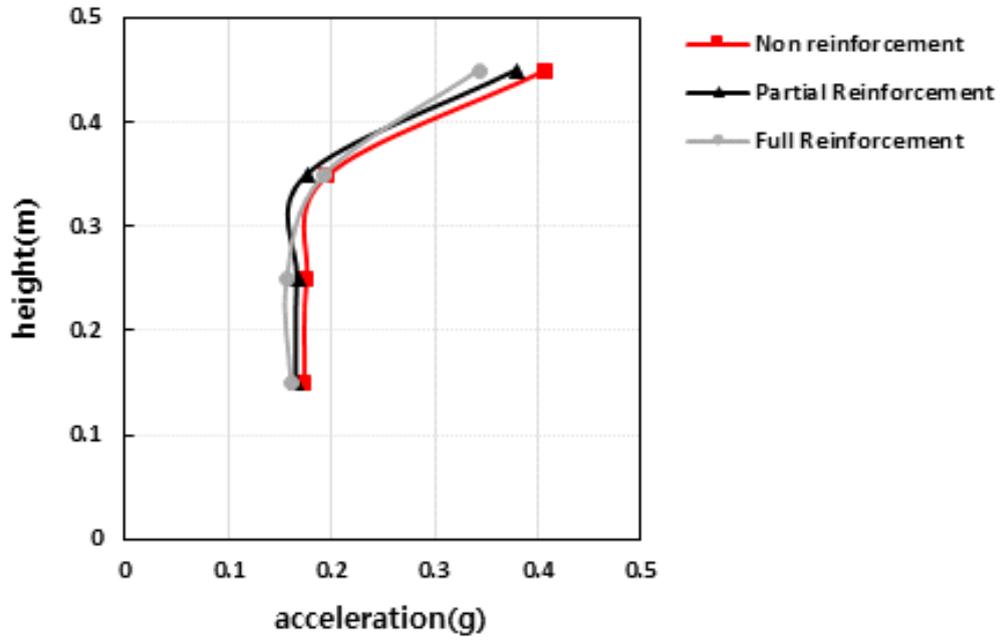


그림 4.13 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Gyeongju 지진파

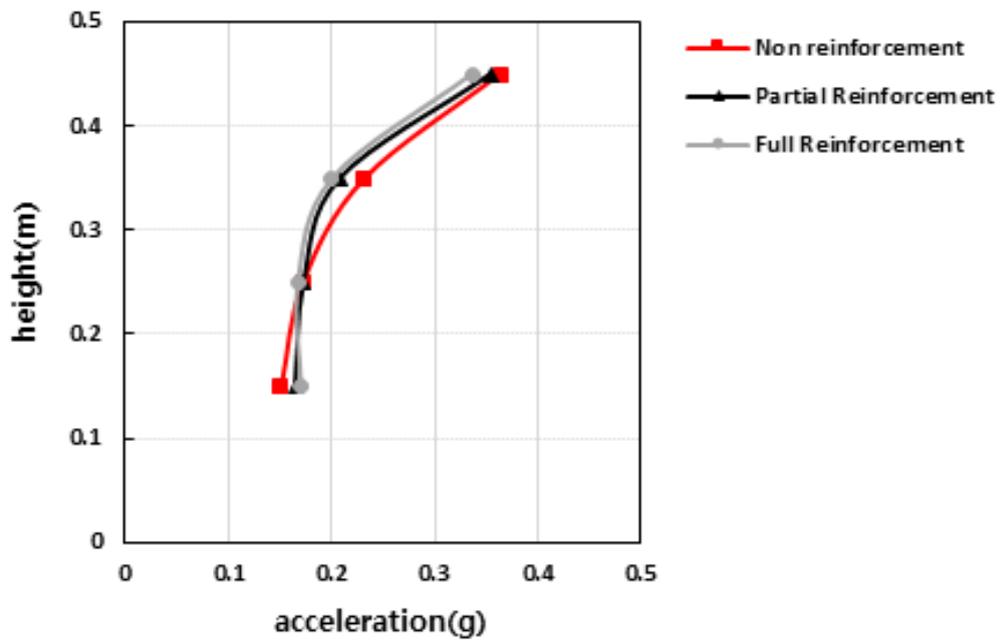


그림 4.14 모형제방 하류사면 PGA 결괏값 - Pohang 지진파

표 4.3 모형제방 하류사면부 PGA값 분석표

Classification	Point (H)	Earthquake wave	Type of reinforcement				
			Non	Partial		Full	
				Amplification reduction rate(%)	Amplification reduction rate(%)		
ACC9	0.35	Ofunato	0.244	0.183	25%	0.160	34%
		Hachinohe	0.277	0.229	17%	0.261	6%
		Gyeongju	0.196	0.176	10%	0.193	2%
		Pohang	0.232	0.208	10%	0.200	14%
ACC6	0.25	Ofunato	0.180	0.148	18%	0.128	29%
		Hachinohe	0.185	0.165	11%	0.168	9%
		Gyeongju	0.175	0.167	5%	0.157	10%
		Pohang	0.172	0.173	-1%	0.167	3%
ACC3	0.15	Ofunato	0.179	0.142	21%	0.135	25%
		Hachinohe	0.168	0.148	12%	0.152	10%
		Gyeongju	0.173	0.166	4%	0.161	7%
		Pohang	0.151	0.165	-9%	0.170	-13%

## 4.4 가속도계 위치별 가속도 응답스펙트럼 분석

동하중에 대한 지반의 응답은 지반의 고유진동수(Natural frequency)와 지진동의 주파수에 따라 달라진다. 응답스펙트럼은 서로 다른 고유진동수를 갖는 지진동에 대한 최대응답을 그린 것이고, 응답변수를 가속도로 하는 경우 가속도 응답스펙트럼이라 한다.

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 고유주기)를 가로축으로 하여 그린 그림을 응답 스펙트럼이라고 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.

모형제방의 위치별 대표 가속도계를 선정하여 계측한 응답가속도 증폭특성을 가속도 응답스펙트럼을 통하여 표현하였다. 위치별 대표 가속도계는 그림 4.15의 중심부(ACC11), 상류사면부(ACC7), 하류사면부(ACC6) 각 1개소로 선정하였고, 가속도 응답스펙트럼 도출을 위해 계측된 가속도 데이터를 1차원 지반 응답 해석프로그램인 Deepsoil V7.0을 이용하여 변환하였다.

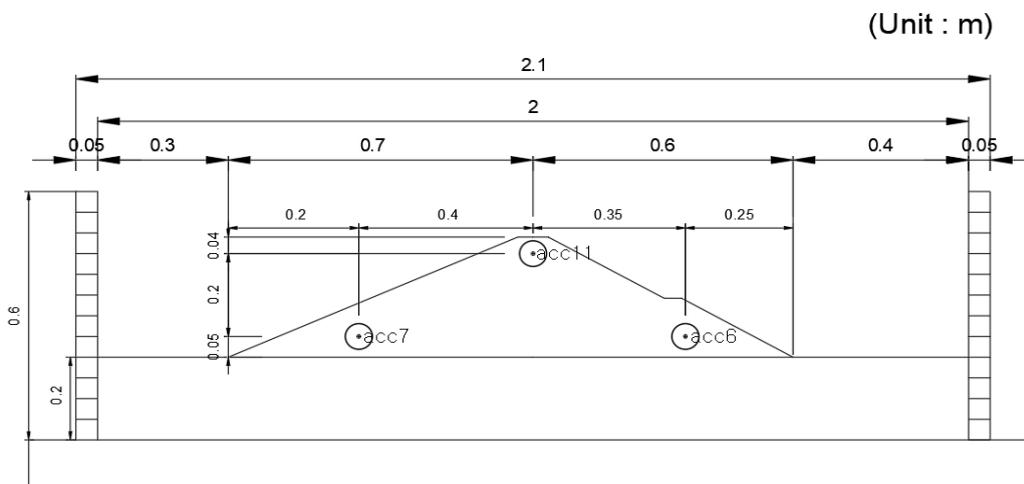


그림 4.15 가속도 응답스펙트럼 분석 대상 가속도계 배치도

#### 4.4.1 제방모형 중심부 가속도 응답스펙트럼 분석

표 4.4는 제방 중심부의 가속도 응답스펙트럼 분석을 수행한 표이고, 그림 4.16~4.19에는 이를 CASE별로 도식화를 하였다. 이를 통해 입력지진파별로 어느 주기 영역에서 증폭이 가장 크게 발생하는지와 사석 보강 전후로 증폭비가 얼마나 감소되는지를 확인 할 수 있다.

그림 4.16은 Ofunato 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.12~0.825초이고 이는 주파수 1.21~8.33Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 9.9%, 전면보강시 24.1%의 감소율을 보였다.

그림 4.17은 Hachinohe 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.12~0.022초이고 이는 주파수 45.45~83.33Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 11.3%, 전면보강시 27.1%의 감소율을 보이는데 이는 전면보강을 할 경우 감소하는 응답스펙트럼 증폭비가 가장 큰 경우이다.

그림 4.18은 Gyeongju 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.017~0.039초이고 이는 주파수 25.64~58.82Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 7.1%, 전면보강시 25.1%의 증폭감소율을 확인하였다.

그림 4.19는 Pohang 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.073~0.154초이고 이는 주파수 6.49~13.7Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 23.6%, 전면보강시 20.8%의 감소율을 보이는데 이는 부분보강을 할 경우 감소하는 증폭비가 가장 큰 경우이다.

국내에서 발생 가능한 지진의 경우 고주파 성분이 많이 포함된 지진으로 연구되고 있으며(Choi 등, 2003) 2016년과 2017년에 발생한 경주지진과 포항지진이 고주파 성분이 많이 포함된 지진이다. 일반적으로 1~10Hz범위의 주파수 성분은 저주파로, 10Hz보다 높은 주파수는 고주파로 분류된다(EPRI, 2017) 본 실험 CASE에서는 Hachinohe 지진, Gyeongju 지진, Pohang 지진을 가진 경우 고주파 지진으로 분류되었으나, Hachinohe 지진을 가진 경우는 일부분 장비의 유압 및 소음, 외부환경의 백색소음 등으로 인하여 불필요한 노이즈가 데이터를 교란하여 기준값보다 훨씬 웃도는 결과가 나온 것으로 판단된다.

**표 4.4 모형제방 중심부(ACC11) 가속도 응답스펙트럼 분석**

Classification	Cycle period (Frequency)	Spectral ACC (g)	Amplification reduction rate(%)	Type of reinforcement
Ofunato	0.12~0.825 s (1.21~8.33Hz)	0.826	-	Non
		0.744	9.9%	Partial
		0.627	24.1%	Full
Hachinohe	0.012~0.022 s (45.45~83.33Hz)	0.892	-	Non
		0.791	11.3%	Partial
		0.650	27.1%	Full
Gyeongju	0.017~0.039 s (25.64~58.82Hz)	0.750	-	Non
		0.697	7.1%	Partial
		0.562	25.1%	Full
Pohang	0.073~0.154 s (6.49~13.7Hz)	0.876	-	Non
		0.669	23.6%	Partial
		0.694	20.8%	Full

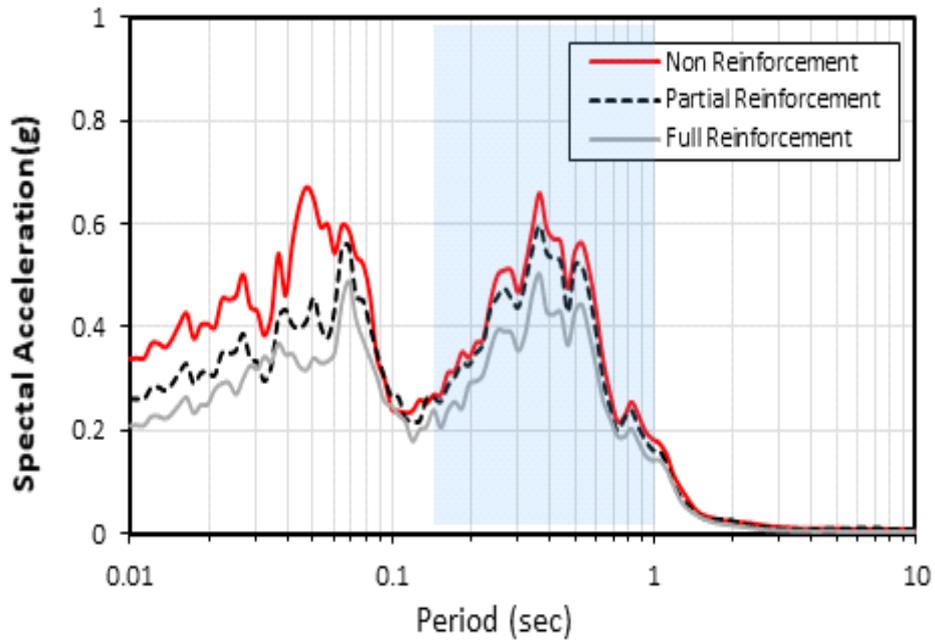


그림 4.16 Ofunato 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼

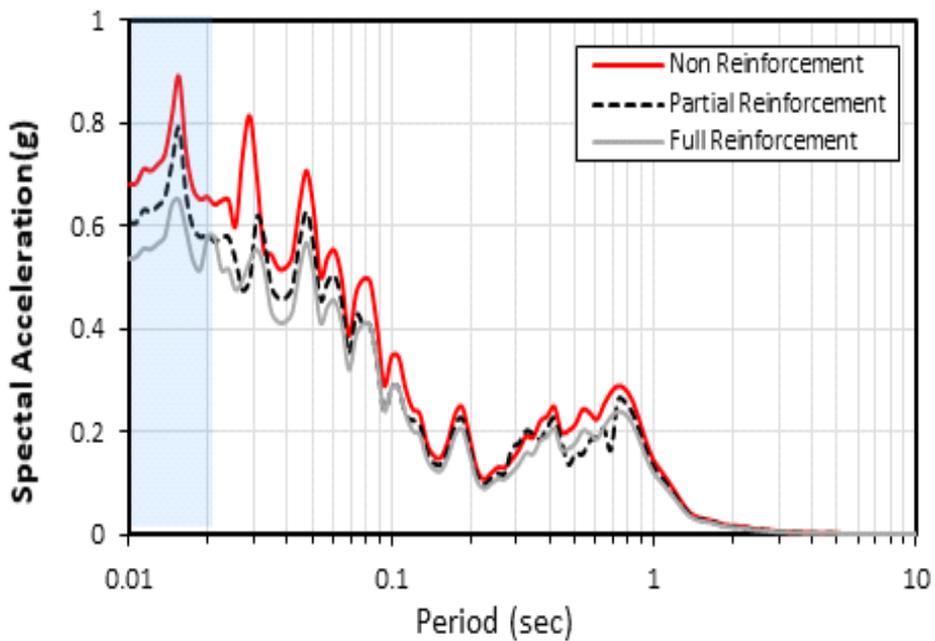


그림 4.17 Hachinohe 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼

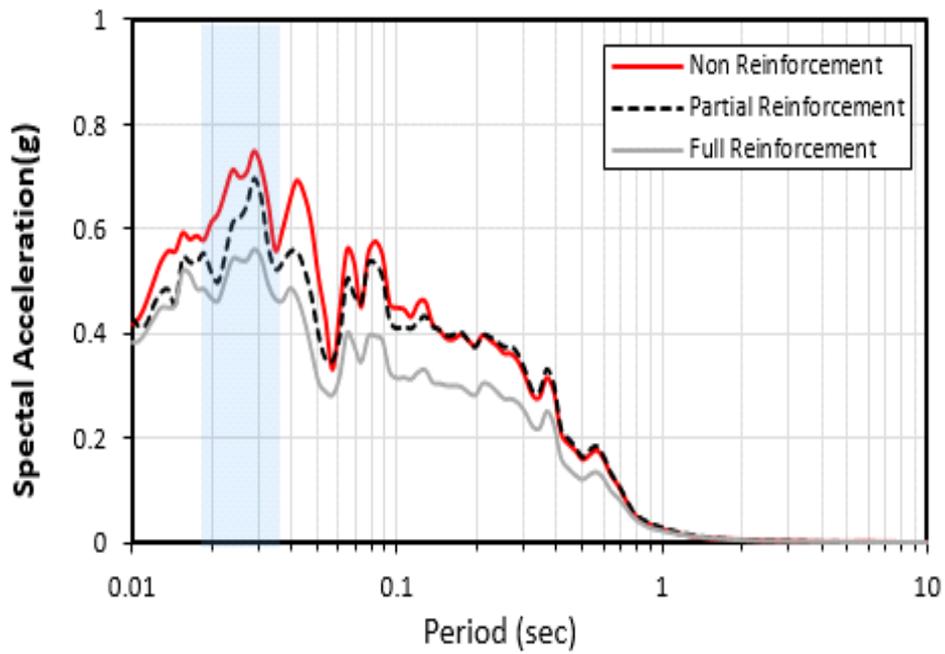


그림 4.18 Gyeongju 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼

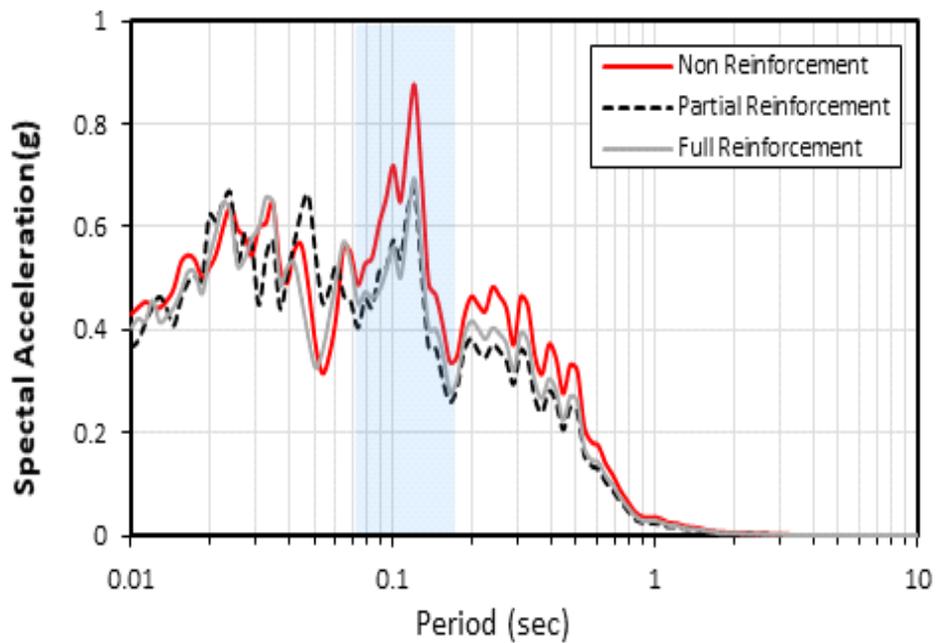


그림 4.19 Pohang 지진시 제방 중심부 가속도 응답스펙트럼

#### 4.4.2 제방모형 상류사면부 가속도 응답스펙트럼 분석

표 4.5는 제방 상류사면의 가속도 응답스펙트럼 분석을 수행한 표이고, 그림 4.20~4.23에는 이를 CASE별로 도식화를 하였다. 이를 통해 입력지진파별로 어느 주기 영역에서 증폭이 가장 크게 발생하는지와 사석 보강 전후로 증폭비가 얼마나 감소하는지를 확인할 수 있다.

그림 4.20는 Ofunato 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.128~0.878초이고 이는 주파수 1.14~7.81Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 16.5%, 전면보강시 32.8%의 감소율을 확인할 수 있다.

그림 4.21은 Hachinohe 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.01~0.025초이고 이는 주파수 40~100Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 22.8%, 전면보강시 26.9%의 감소율을 보이는데 이는 부분보강을 할 경우 감소하는 응답스펙트럼 증폭비가 가장 큰 경우이다.

그림 4.22은 Gyeongju 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.019~0.035초이고 이는 주파수 28.57~52.63Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 11.2%, 전면보강시 37.8%의 감소율을 보이는데 이는 부분보강을 할 경우 감소하는 응답스펙트럼 증폭비가 가장 큰 경우이다.

그림 4.23는 Pohang 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.01~0.02초이고 이는 주파수 50~100Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 19.8%, 전면보강시 23.0%의 감소율을 확인할 수 있다.

주기 영역 분석결과, 본 실험 CASE에서는 Hachinohe지진, Gyeongju지진, Pohang 지진을 가진한 경우 고주파 지진으로 분류되었으나, Hachinohe지진, Pohang지진을 가진한 경우는 장비의 유압 및 소음, 외부환경의 백색소음 등으로 인하여 불필요한 노이즈가 데이터를 교란하여 기준값보다 훨씬 웃도는 결과가 나온 것으로 판단된다.

**표 4.5 모형제방 상류사면(ACC7) 가속도 응답스펙트럼 분석**

Classification	Cycle period (Frequency)	Spectral ACC (g)	Amplification reduction rate(%)	Type of reinforcement
Ofunato	0.128 ~ 0.878 s (1.14 ~ 7.81 Hz)	0.461	-	Non
		0.380	16.5%	Partial
		0.307	32.8%	Full
Hachinohe	0.01 ~ 0.025 s (40 ~ 100 Hz)	0.754	-	Non
		0.582	22.8%	Partial
		0.551	26.9%	Full
Gyeongju	0.019 ~ 0.035 s (28.57 ~ 52.63 Hz)	0.410	-	Non
		0.364	11.2%	Partial
		0.255	37.8%	Full
Pohang	0.01 ~ 0.02 s (50 ~ 100 Hz)	0.687	-	Non
		0.551	19.8%	Partial
		0.529	23.0%	Full

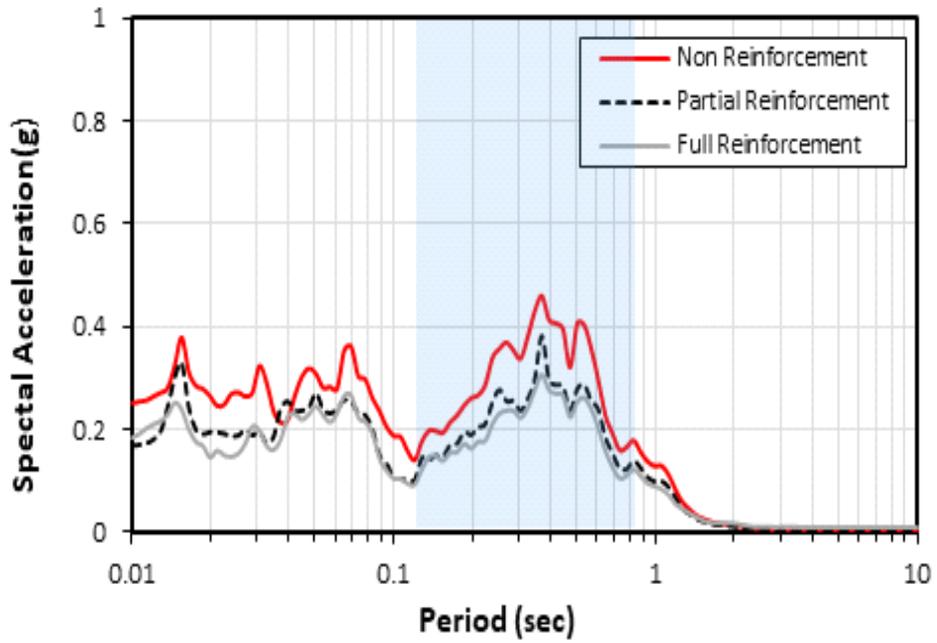


그림 4.20 Ofunato 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼

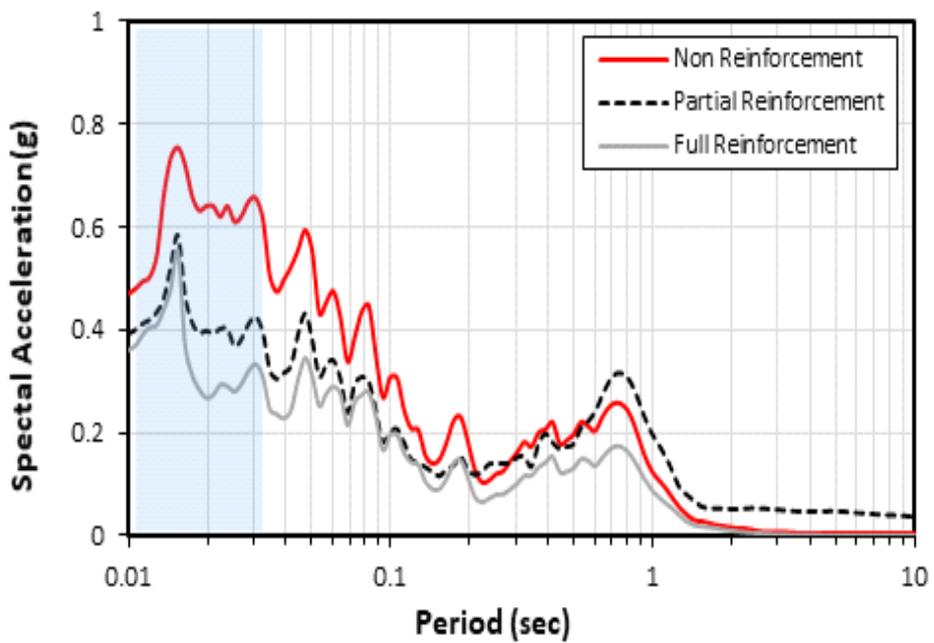


그림 4.21 Hachinohe 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼

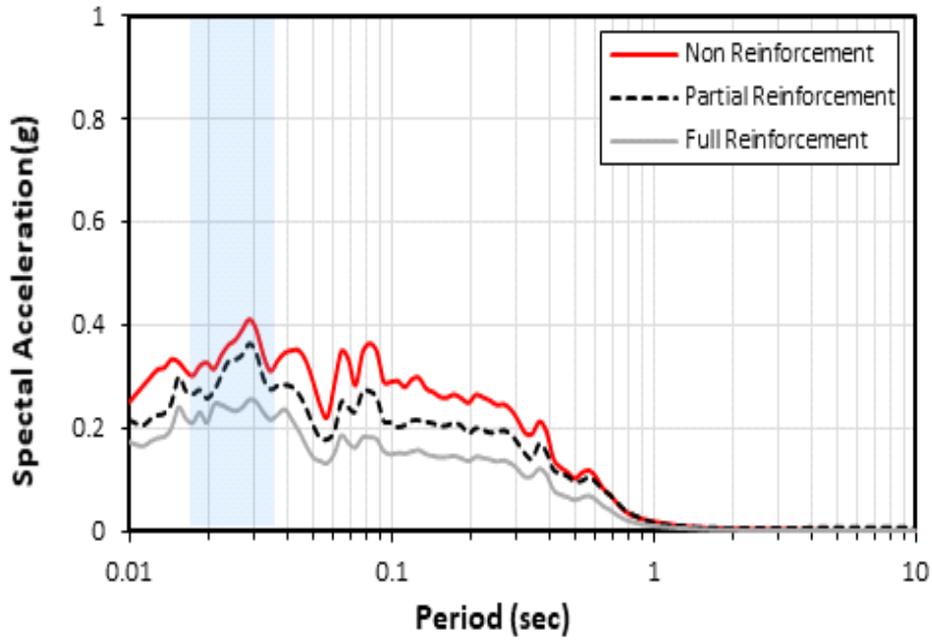


그림 4.22 Gyeongju 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼

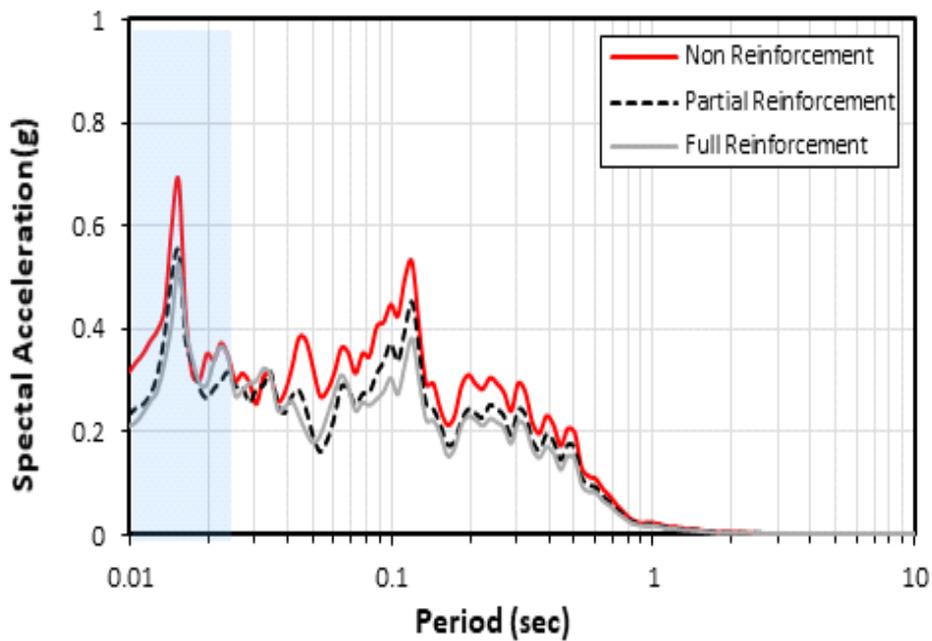


그림 4.23 Pohang 지진시 제방 상류사면부 가속도 응답스펙트럼

#### 4.4.3 제방모형 하류사면부 가속도 응답스펙트럼 분석

표 4.6은 제방 하류사면의 가속도 응답스펙트럼의 입력지진파별 비교를 수행한 표이고 그림 4.24~4.27에는 이를 CASE별로 도식화를 하였다. 이를 통해 입력지진 파별로 어느 주기 영역에서 증폭이 가장 크게 발생하는지와 사석 보강 전후로 증폭비가 얼마나 감소하는지를 확인할 수 있다.

그림 4.24은 Ofunato 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.113~0.825초이고 이는 주파수 1.21~8.85Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 16.0%, 전면보강시 25.7%의 감소율을 확인 할 수 있다.

그림 4.25는 Hachinohe 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.017~0.033초이고 이는 주파수 30.3~58.82Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 21.1%, 전면보강시 26.3%의 감소율을 확인 할 수 있다.

그림 4.26는 Gyeongju 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.031~0.061초이고 이는 주파수 16.39~32.26Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 17.1%, 전면보강시 40.0%의 감소율을 보이는데 이는 전면보강을 하면 감소하는 응답스펙트럼 증폭비가 가장 큰 경우이다.

그림 4.27은 Pohang 지진파 입력시 증폭이 가장 크게 발생하는 주기 영역은 0.069~0.174초이고 이는 주파수 5.75~14.49Hz이다. 사석보강 전후로 가속도 응답스펙트럼 증폭비를 확인한 결과, 부분보강시 14.3%, 전면보강시 20.3%의 감소율을 확인할 수 있다.

**표 4.6 모형제방 하류사면(ACC6) 가속도 응답스펙트럼 분석**

Classification	Cycle period (Frequency)	Spectral ACC (g)	Amplification reduction rate(%)	Type of reinforcement
Ofunato	0.113 ~ 0.825 s (1.21 ~ 8.85 Hz)	0.393	-	Non
		0.33	16.0%	Partial
		0.292	25.7%	Full
Hachinohe	0.017 ~ 0.033 s (30.3 ~ 58.82 Hz)	0.380	-	Non
		0.300	21.1%	Partial
		0.280	26.3%	Full
Gyeongju	0.031 ~ 0.061 s (16.39 ~ 32.26 Hz)	0.350	-	Non
		0.290	17.1%	Partial
		0.210	40.0%	Full
Pohang	0.069 ~ 0.174 s (5.75 ~ 14.49 Hz)	0.454	-	Non
		0.389	14.3%	Partial
		0.362	20.3%	Full

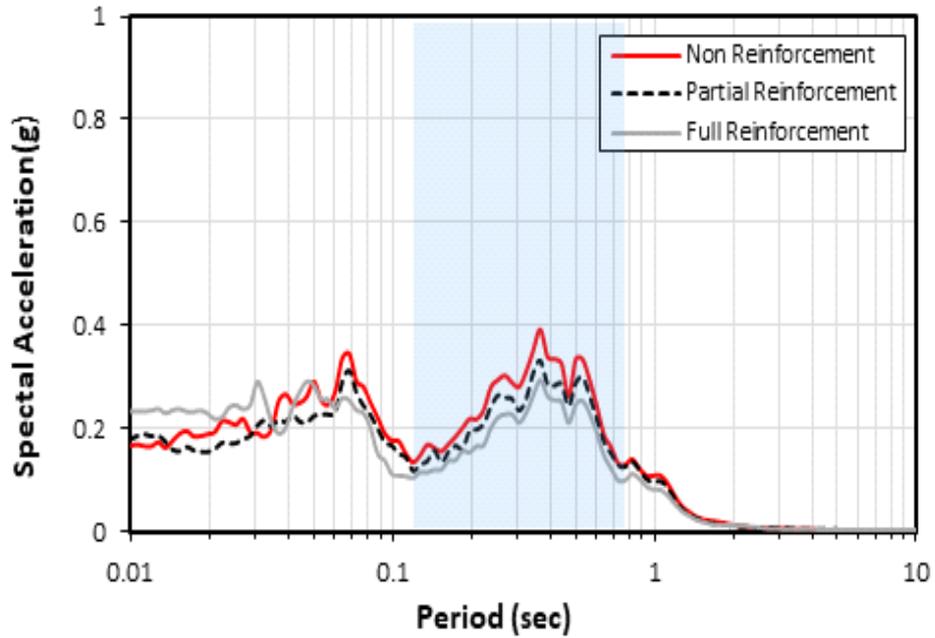


그림 4.24 Ofunato 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼

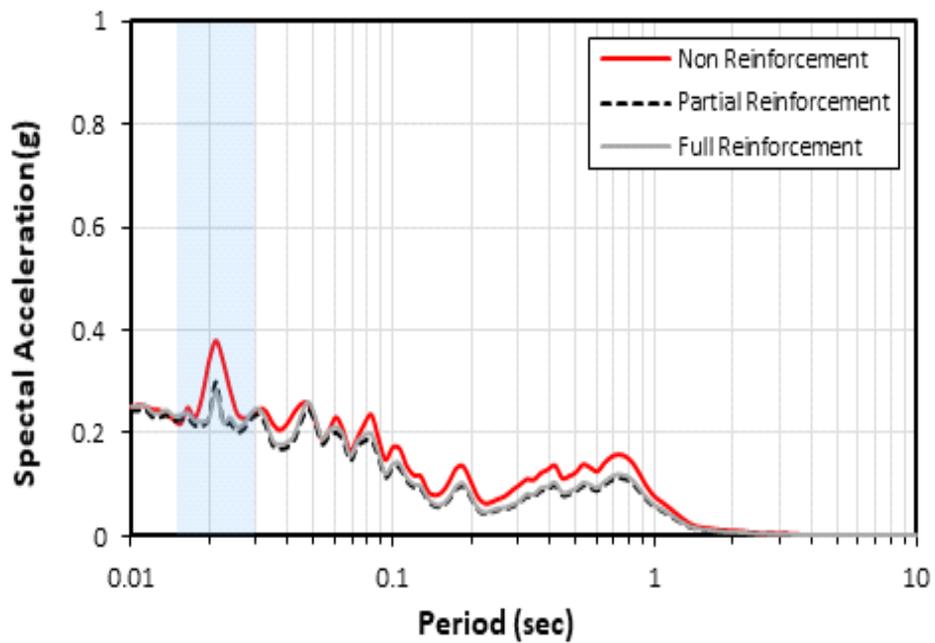


그림 4.25 Hachinohe 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼

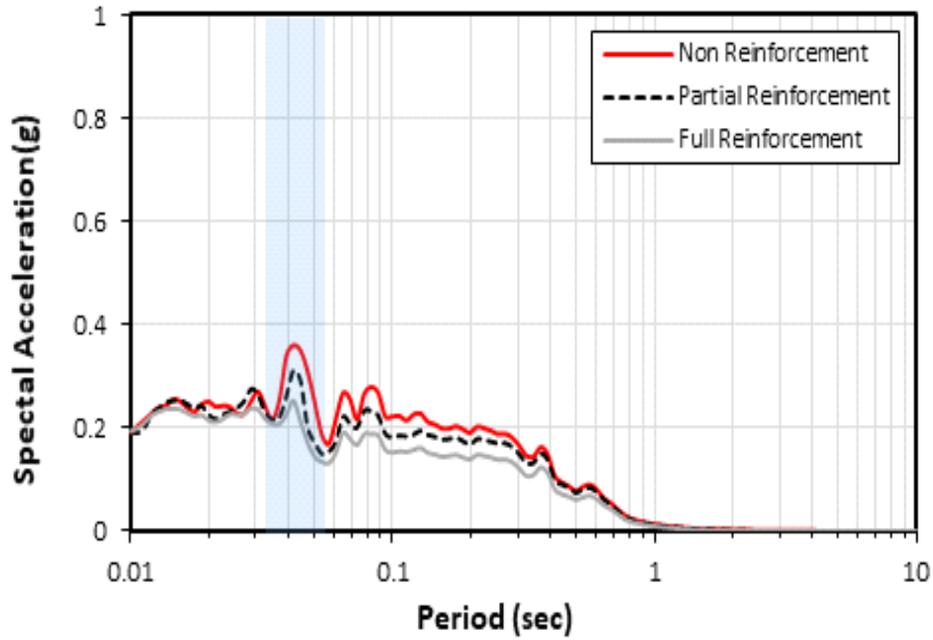


그림 4.26 Gyeongju 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼

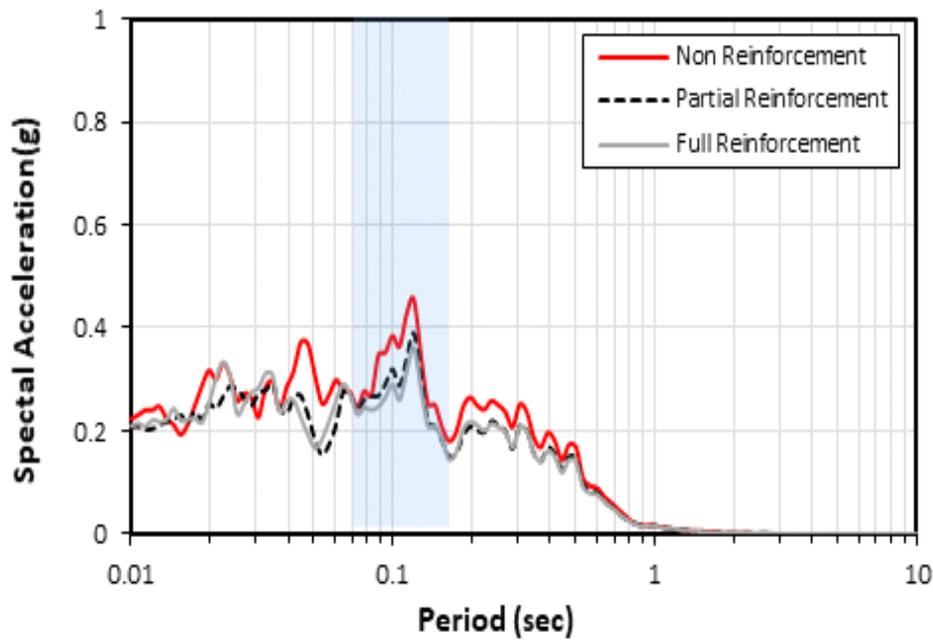


그림 4.27 Pohang 지진시 제방 하류사면부 가속도 응답스펙트럼

## 4.5 입력지진파에 따른 제방모형 가속도 증폭비 분석

Ofunato, Hachinohe, Gyeongju, Pohang지진파 가진시 무보강, 부분보강, 전면보강일 경우의 각 모형제방의 지진동 증폭특성을 비교하기 위하여 CASE별 중심부에서 계측된 제방 최상단부(ACC11) 계측값과 최하단부(ACC2) 계측값의 가속도 응답스펙트럼을 이용하였다.

이를 통해 제방의 최하단부와 최상단부의 가속도 응답스펙트럼을 비교하면 각 제방별로 증폭이 가장 크게 발생하는 지진파가 무엇이고 이에 해당되는 주기영역과 고유진동수를 확인할 수 있으며, 각 제방별로 어떤 진동에 따라 공명하는지 확인할 수 있다. 또한 최상단부와 최하단부의 스펙트럼 가속도(Spectral acceleration, 이하 SA)의 나눔비로 증폭계수를 산정 후 도식화하여 보강 단면별로 비교 분석을 수행하였다.

그림 4.28은 가속도 증폭비 분석을 위해 선정된 가속도계의 위치를 나타낸 그림이고, 모든 단면에 대하여 동일한 가속도계를 대상으로 하였다.

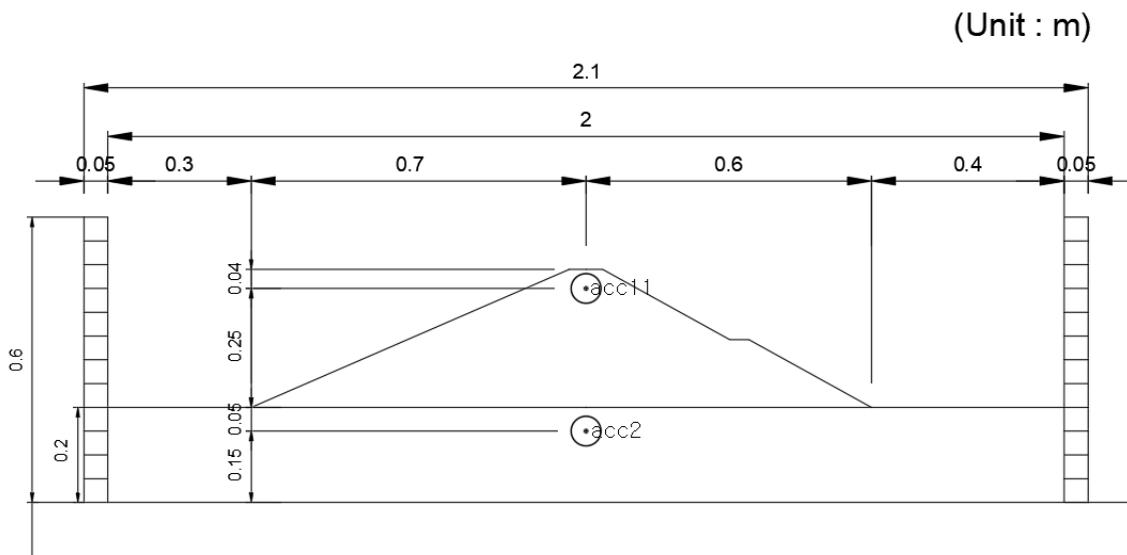


그림 4.28 증폭비 분석 대상 가속도계 배치도

### 4.5.1 Ofunato 지진시 제방모형 가속도 증폭특성

표 4.7은 Ofunato 지진시 각 제방모형의 중심부 가속도 응답스펙트럼에 대한 주요증폭주기(고유진동수)와 가속도계별 SA의 최대값 및 증감을 나타낸 것이다.

그림 4.29~4.32은 Ofunato 지진시 각 제방모형의 보강단면에 따른 지진동 증폭특성을 비교하기 위하여 중심부에서 계측된 표층 지반가속도의 응답스펙트럼을 도시하였다. Ofunato 지진은 단주기 성분이 강한 지진파로 본 지진을 입력지진파로 사용하는 경우, 무보강인 경우와 부분보강인 경우 최대 증폭 구간이 0.306~0.471s로 고유진동수가 2.72~2.76Hz로 거의 일치하는 것을 확인하였다. 이는 사석의 부분보강이 무보강 단면의 구성요소에 교란을 주지 않는 것으로 단면 내부의 흙의 고유값에는 영향을 거의 주지 않은 것으로 판단된다.

사석 보강 유무에 따른 최하단부 가속도계(ACC2)에서 최상단부 가속도계(ACC11)의 SA 증폭은 무보강일 경우 4.32배, 부분보강일 경우 2.77배, 전면보강일 경우 2.19배의 증폭을 보였다. 전면보강인 경우 사석의 보강이 이루어지면서 고유진동수가 고주파 영역으로 이동하였으며, SA가 제일 작았다. 최하단부와 최상단부의 증폭 차이가 가장 작음을 확인하였다. 이는 전면보강으로 인한 구속압이 제방모형에 적용되었다고 판단할 수 있다.

그림 4.32에 나와 있는 증폭계수에서 사석 보강에 따른 증폭계수 그래프 경향 또한 사석보강이 이루어짐에 따라 계수가 작아지는 경향에 따라 사석보강과 가속도 증폭의 관계를 명확히 확인할 수 있다.

표 4.7 Ofunato지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석

Classification	Cycle period	Natural frequency	Spectral ACC(g)			
			ACC11	ACC2	ACC11-ACC2	
					Value	%
Non reinforcement	0.305~0.471s	2.72 Hz (0.368s)	0.825	0.155	0.67	432
Partial reinforcement	0.306~0.469s	2.76 Hz (0.362s)	0.743	0.197	0.546	277
Full reinforcement	0.053~0.120s	14.57 Hz (0.068s)	0.609	0.191	0.418	219

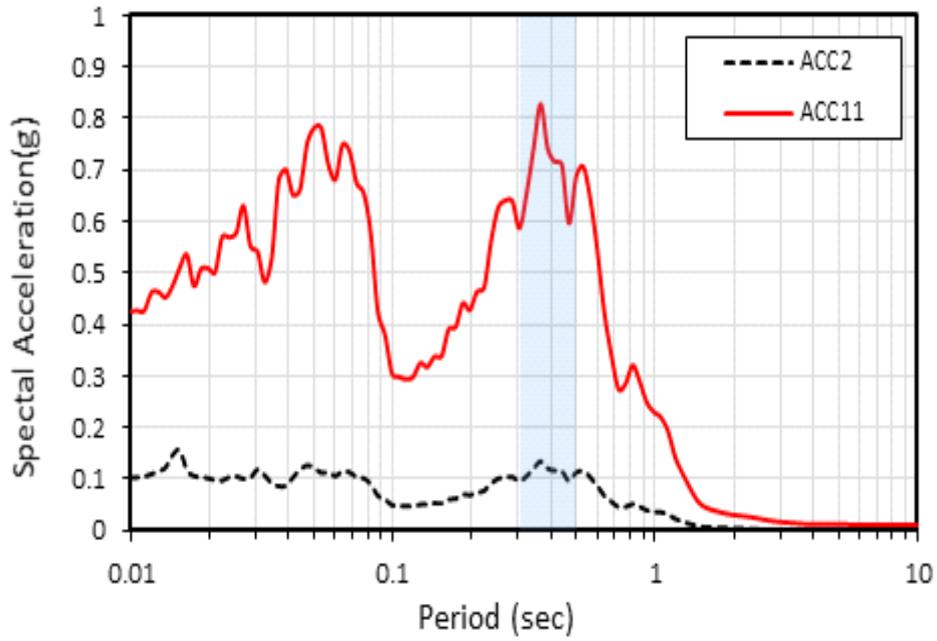


그림 4.29 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - 0funato지진 - 무보강

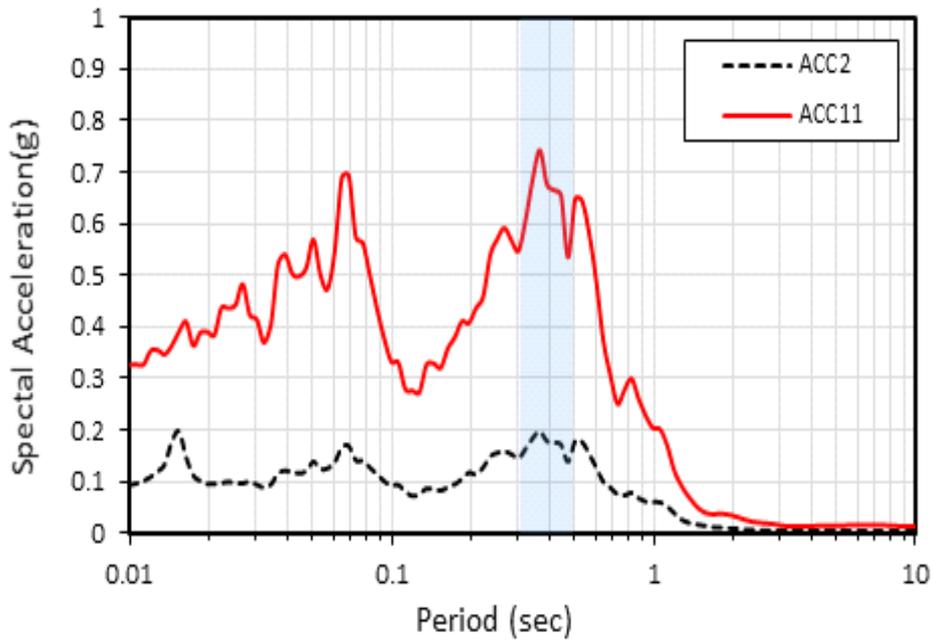


그림 4.30 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - 0funato지진 - 부분보강

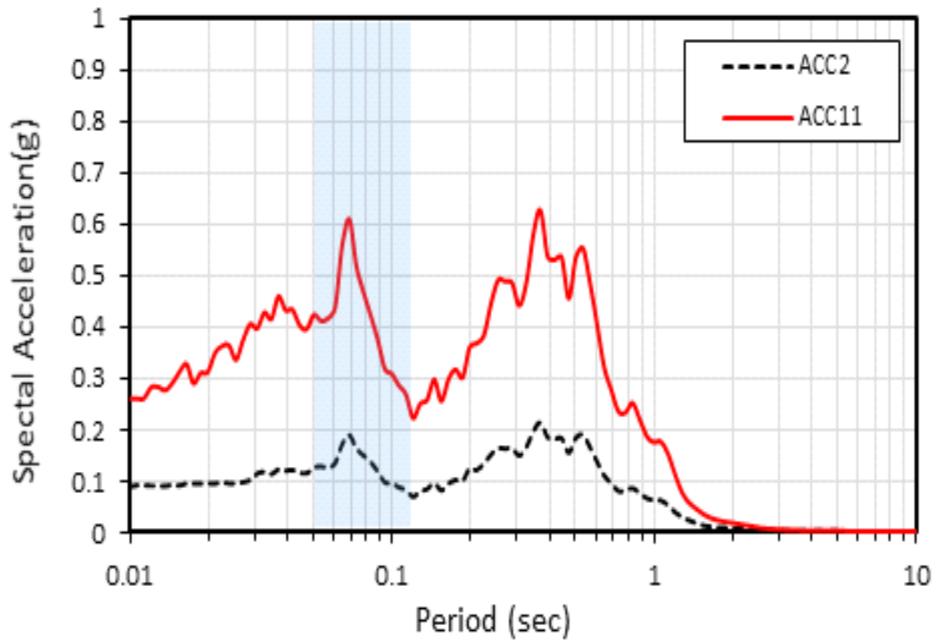


그림 4.31 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Ofunato지진 - 전면보강

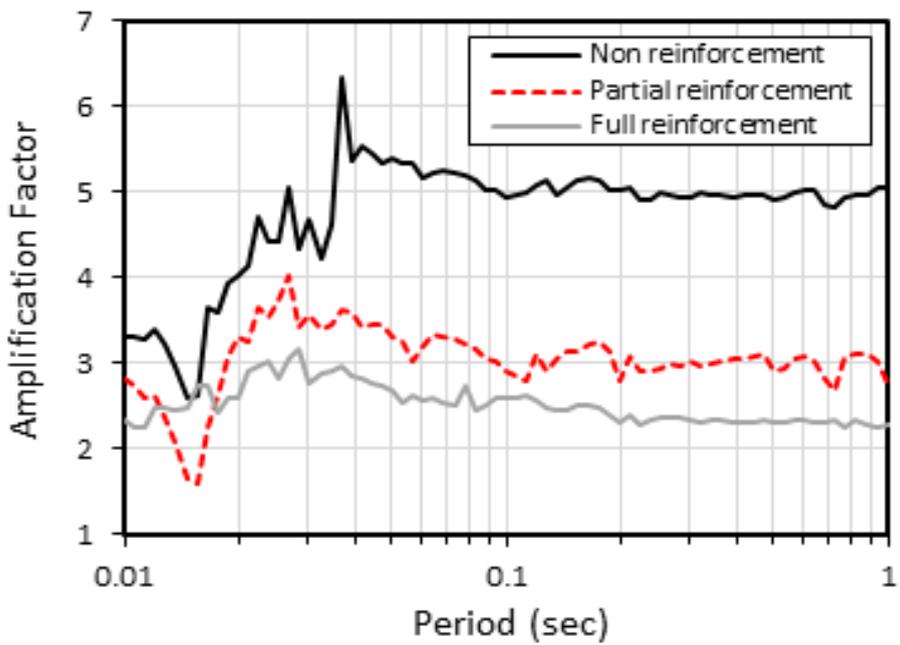


그림 4.32 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 분석 - Ofunato지진

## 4.5.2 Hachinohe 지진시 제방모형 가속도 증폭특성

표 4.8은 Hachinohe 지진시 각 제방모형의 중심부 가속도 응답스펙트럼에 대한 주요증폭주기(고유진동수)와 가속도계별 SA의 최대값 및 증감을 나타낸 것이다.

그림 4.33~4.36는 Hachinohe 지진시 각 제방모형의 보강단면에 따른 지진동 증폭특성을 비교하기 위하여 중심부에서 계측된 표층 지반가속도의 가속도 응답스펙트럼을 도시하였다. Hachinohe 지진은 장주기 성분이 강한 지진파로 본 지진을 입력지진파로 사용하는 경우, 모든 제방모형에 최대 증폭구간이 0.012~0.021 s로 고유진동수가 64.72Hz로 일치하는 것을 확인하였다. 이는 대체적으로 증폭이 주기 0.01~0.1s에 집중되어 있음을 보여주고 있고, 부분보강과 전면보강인 경우 사석의 보강이 이루어지면서 고유진동수가 고주파 영역으로 이동하였으며 최하단부와 최상단부의 증폭 차이가 감소함을 확인하였다.

사석 보강유무에 따른 최하단부 가속도계(ACC2)에서 최상단부 가속도계(ACC11) S A의 증폭은 무보강일 경우 2.76배, 부분보강일 경우 2.54배, 전면보강일 경우 1.91배의 증폭을 보였는데 이는 사석보강으로 인한 구속압이 제방모형에 적용되었다고 판단할 수 있다.

단주기인 Ofunato지진인 경우와 중심부 PGA 증폭경향과 비슷한 경향을 확인할 수 있었으며 응답 스펙트럼 곡선이 좌상향하며 고주파 영역으로 에너지가 집중됨을 확인할 수 있었다. 이는 제방 하단에서부터 기반암층인 토조 바닥까지의 지반 깊이가 14m인데, 국내의 경우 지반 두께가 지표로부터 30m 이내에 존재하는 경우 장주기 지진파에 의한 영향보다 단주기 지진파에 의한 영향이 크게 나타나기 때문에(조경일 등, 2018) 장주기 지진파에도 불구하고 고주파 영역으로 그래프의 증폭 특성이 나온 것으로 판단된다.

표 4.8 Hachinohe지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석

Classification	Cycle period	Natural frequency	Spectral ACC(g)			
			ACC11	ACC2	ACC11-ACC2	
					Value	%
Non reinforcement	0.012~0.021 s	64.72 Hz (0.015s)	0.891	0.237	0.654	276
Partial reinforcement	0.012~0.021 s	64.72 Hz (0.015s)	0.790	0.223	0.567	254
Full reinforcement	0.012~0.021 s	64.72 Hz (0.015s)	0.650	0.223	0.427	191

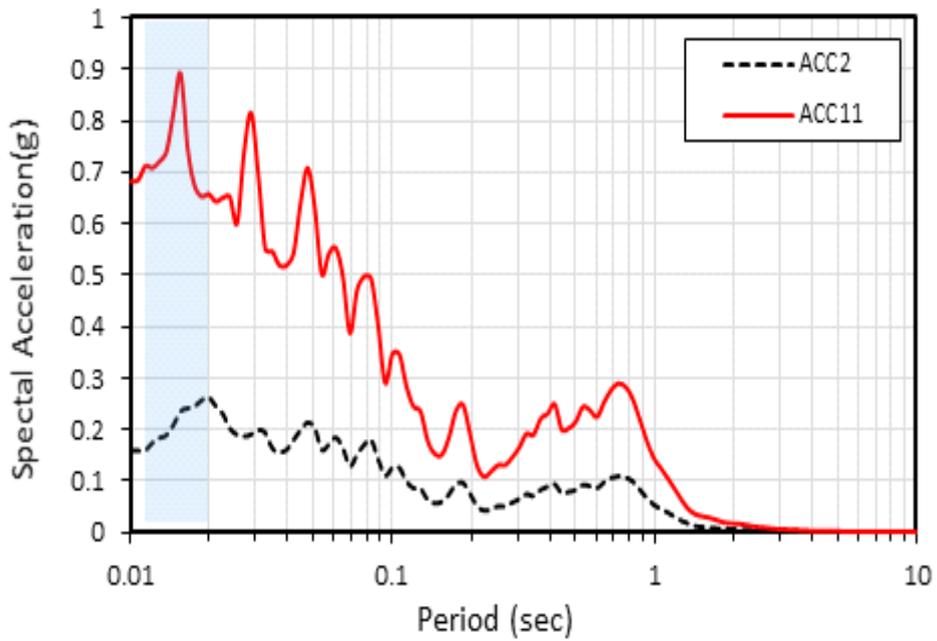


그림 4.33 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Hachinohe지진 - 무보강

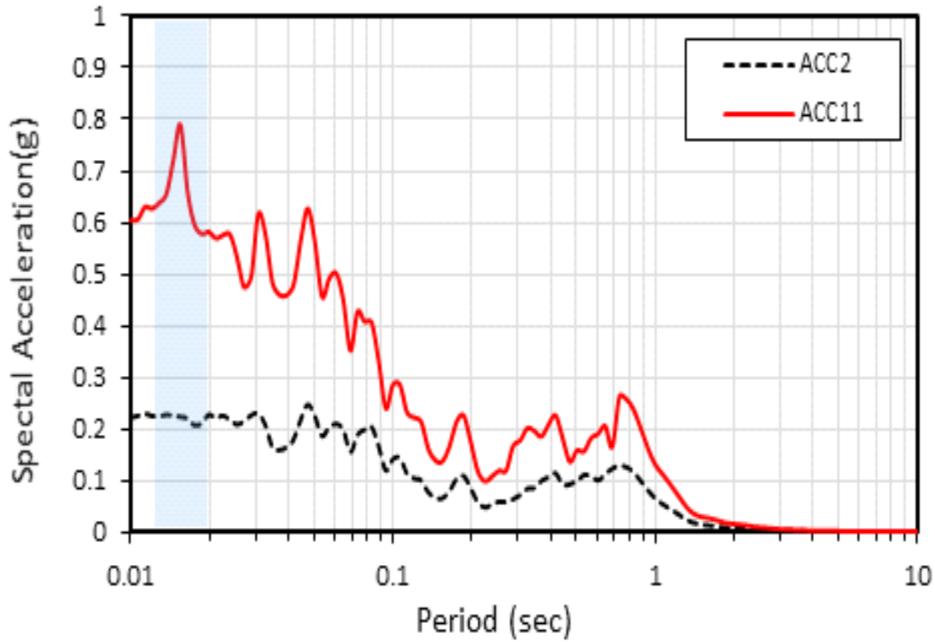


그림 4.34 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Hachinohe지진 - 부분보강

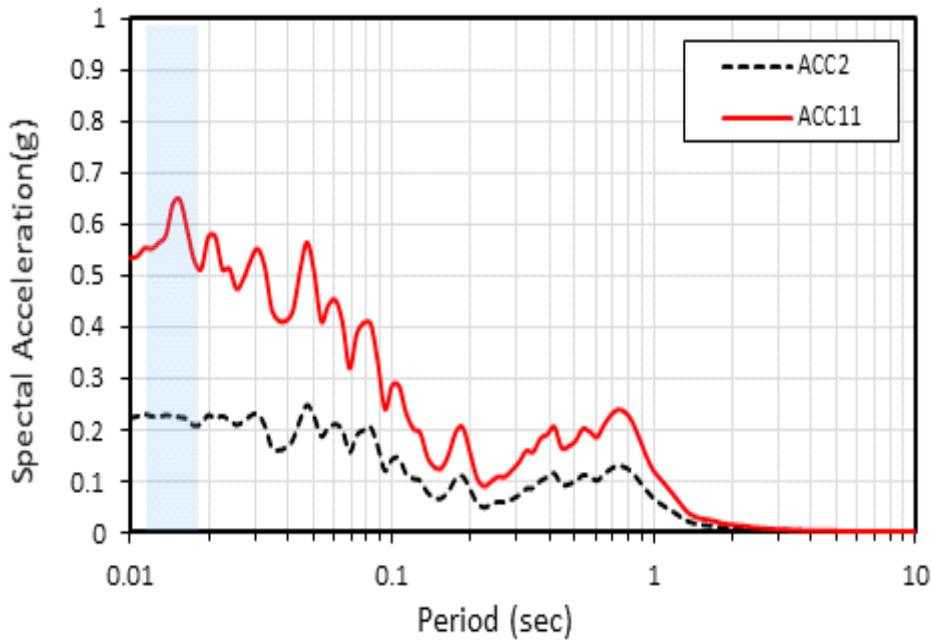


그림 4.35 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Hachinohe지진 - 전면보강

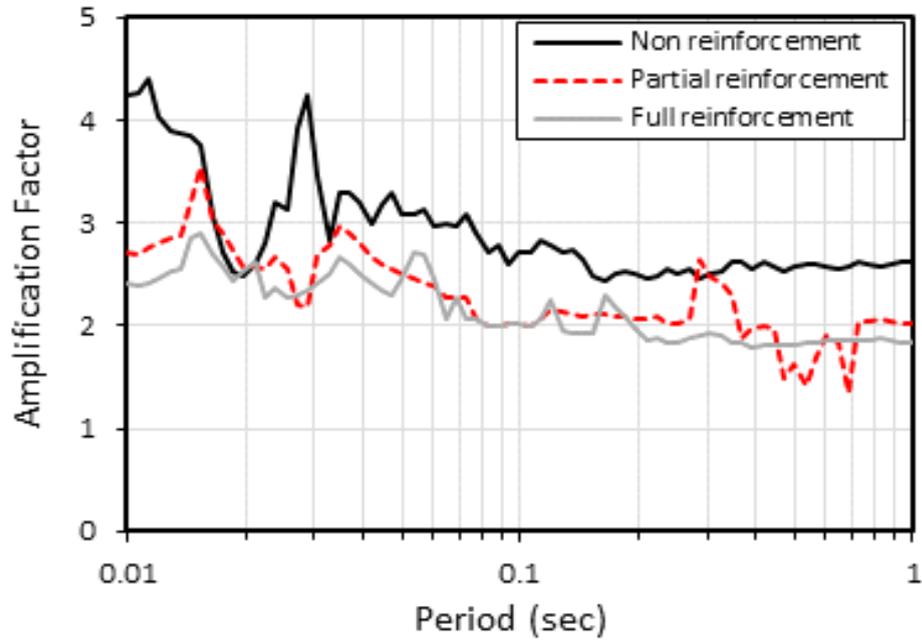


그림 4.36 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 경향 - Hachinohe지진

### 4.5.3 Gyeongju 지진시 제방모형 가속도 증폭특성

표 4.9는 Gyeongju 지진시 각 제방모형의 중심부 가속도 응답스펙트럼에 대한 주요 증폭주기(고유진동수)와 가속도계별 SA의 최대값 및 증감을 나타낸 것이다.

그림 4.37~4.40은 Gyeongju 지진시 각 제방모형의 보강단면에 따른 지진동 증폭 특성을 비교하기 위하여 중심부에서 계측된 표층 지반가속도의 응답 스펙트럼을 도시하였다. Gyeongju 지진은 단주기 성분이 강한 지진파로 본 지진을 입력지진파로 사용하는 경우, 모든 제방모형에 고유진동수가 34.77Hz로 일치하는 것을 확인하였다. 이는 단주기 성분인 지진파 특성에 따라 대체적으로 증폭이 주기 0.01~0.1s에 집중되어 있음을 보여주고 있고, 부분보강과 전면보강인 경우 사석의 보강이 이루어지면서 최하단부와 최상단부의 증폭 차이가 감소함을 확인하였다. 최하단부 가속도계(ACC2)에서 최상단부 가속도계(ACC11) SA의 증폭은 사석 보강 유무에 따른 무보강일 경우 4.43배, 부분보강일 경우 3.36배, 전면보강일 경우 2.60배의 증폭을 보였다.

**표 4.9 Gyeongju지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석**

Classification	Cycle period	Natural frequency	Spectral ACC(g)			
			ACC11	ACC2	ACC11-ACC2	
					Value	%
Non reinforcement	0.018~0.034 s	34.77 Hz (0.028s)	0.750	0.138	0.612	443
Partial reinforcement	0.021~0.036s	34.77 Hz (0.028s)	0.697	0.160	0.537	336
Full reinforcement	0.019~0.037 s	34.77 Hz (0.028s)	0.561	0.156	0.405	260

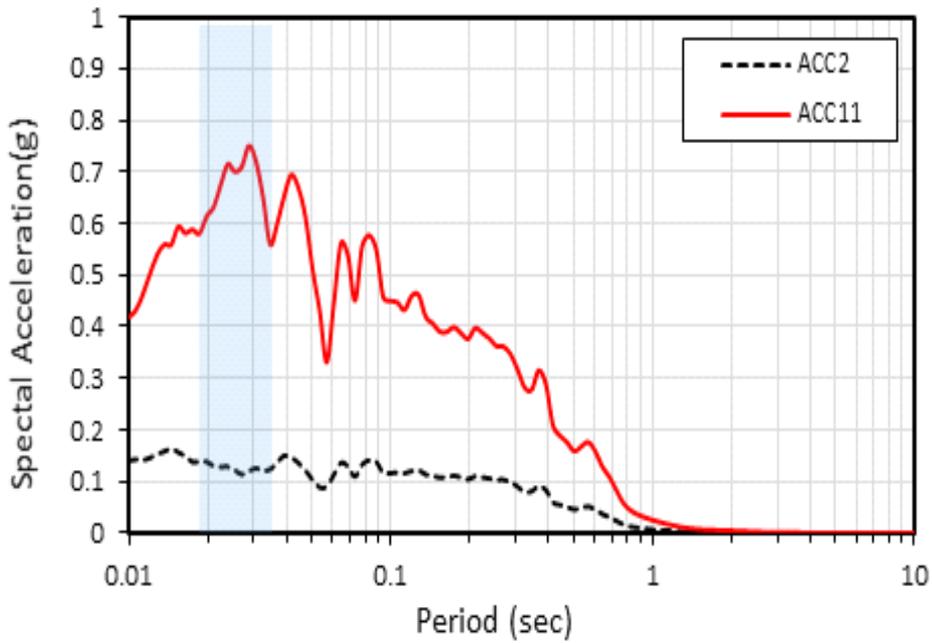


그림 4.37 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 무보강

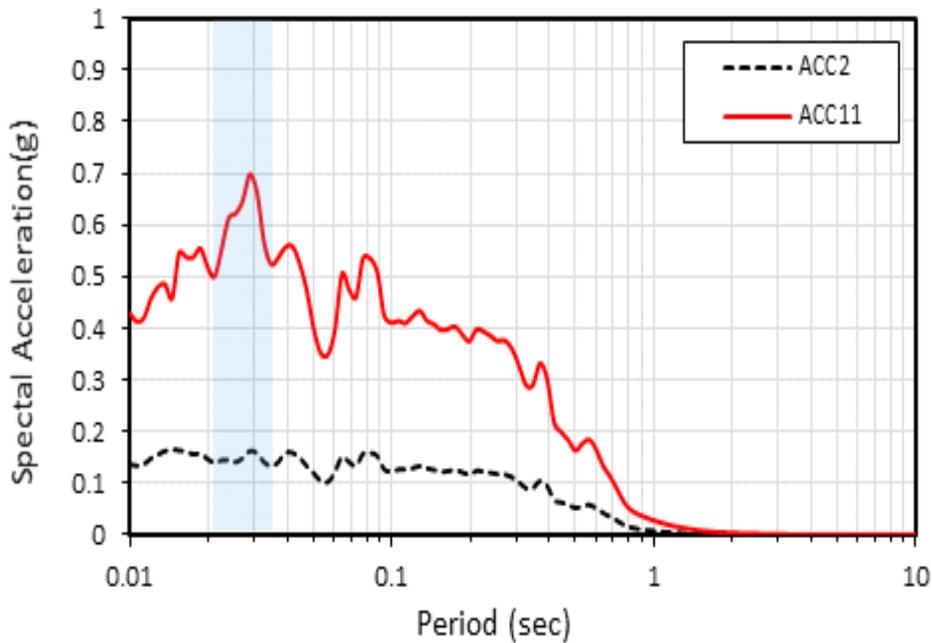


그림 4.38 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 부분보강

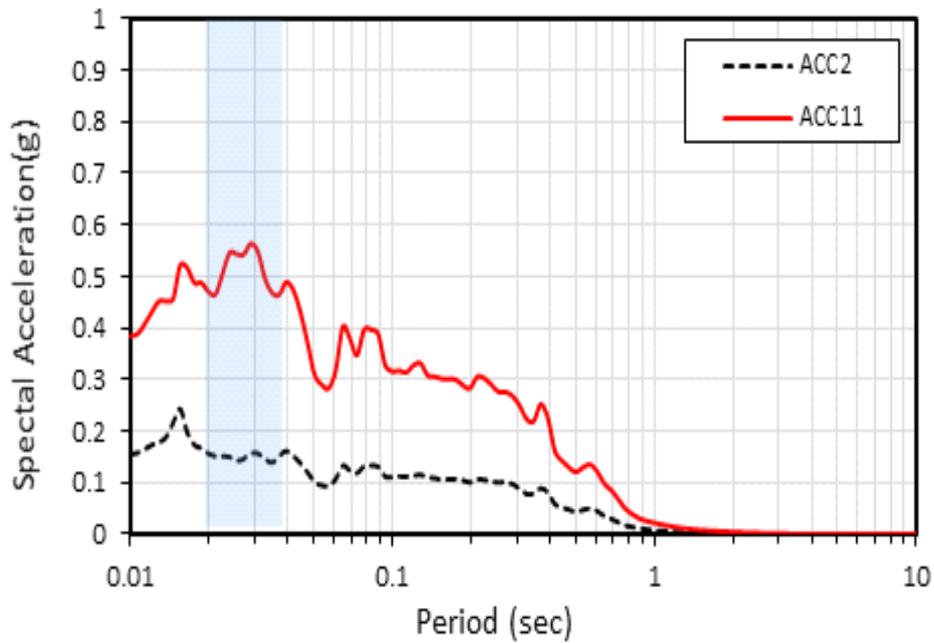


그림 4.39 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 전면보강

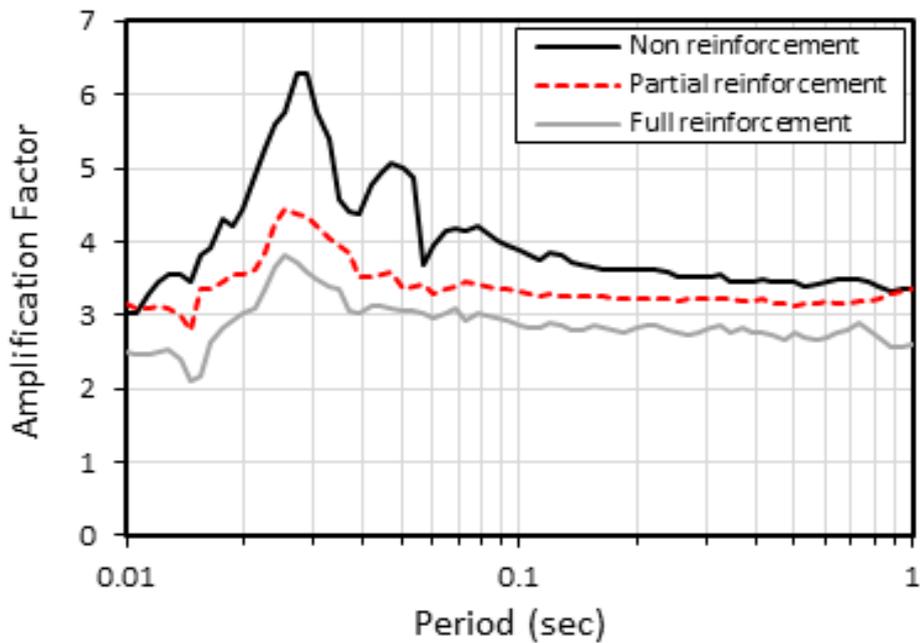


그림 4.40 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 경향 - Gyeongju지진

#### 4.5.4 Pohang 지진시 제방모형 가속도 증폭특성

표 4.10은 Pohang 지진시 각 제방모형의 중심부 가속도 응답스펙트럼에 대한 주요증폭주기(고유진동수)와 가속도계별 SA의 최대값 및 증감을 나타낸 것이다.

그림 4.41~4.44은 Pohang 지진시 각 제방모형의 보강단면에 따른 지진동 증폭특성을 비교하기 위하여 중심부에서 측정한 표층 지반가속도의 응답 스펙트럼을 도시하였다. Pohang 지진은 장주기 성분이 강한 지진파로 본 지진을 입력지진파로 사용하는 경우, 고유진동수가 주기 0.1~1s에 분포할 것으로 예상하였으나, 무보강일 경우 고유진동수가 8.33Hz, 부분보강일 경우 14.89Hz, 전면보강일 경우 31.25Hz로 앞서 설명한 경향성과 다른 결과를 얻었다. 이는 저주파 성분이 강한 Pohang 지진과 신호가 지반 모형의 고유주기와 공명하지 못하고 주파수 전체영역에 고르게 에너지가 증폭되었기 때문으로 판단된다.

사석의 보강이 이루어지면서 최하단부와 최상단부의 증폭 차이가 줄어들음을 확인하였다. 최하단부 가속도계(ACC2)에서 최상단부 가속도계(ACC11) SA의 증폭은 사석 보강유무에 따른 무보강일 경우 3.38배, 부분보강일 경우 4.50배, 전면보강일 경우 4.35배의 증폭을 보였다. 앞서 다른 지진파들과 비교하였을 때 부분보강과 전면보강일 경우의 증폭 차이가 거의 나지 않았으며, 표 4.10의 증폭계수로는 오히려 부분보강에서 증폭계수가 작게 나오는 결과값을 보였다. 이는 앞서 설명한 그림 4.19의 Pohang 지진과 입력시 중심부의 부분보강일 경우 무보강 대비 23.6%, 전면보강일 경우 무보강 대비 20.8%의 증폭 감소율을 보였는데 일반적으로 전면보강일 경우 더 큰 증폭 감소율이 나올 것으로 예상하였으나 부분보강시 증폭 감소율이 더 큰 결과를 얻은 것과 관련 있는 것으로 판단된다.

그러나 전반적으로 모든 지진파에 대해 사석보강에 따라 증폭계수가 줄어들음을 확인할 수 있었고, 중심부 PGA 증폭경향과 비슷한 경향을 확인 할 수 있었다.

표 4.10 Pohang지진시 보강단면별 가속도 응답스펙트럼 비교분석

Classification	Cycle period	Natural frequency	Spectral ACC(g)			
			ACC11	ACC2	ACC11-ACC2	
					Value	%
Non reinforcement	0.018~0.034 s	8.33 Hz (0.120 s)	0.875	0.200	0.675	338
Partial reinforcement	0.018~0.030s	41.89 Hz (0.023s)	0.665	0.121	0.544	450
Full reinforcement	0.019~0.037 s	31.25 Hz (0.032s)	0.658	0.123	0.535	435

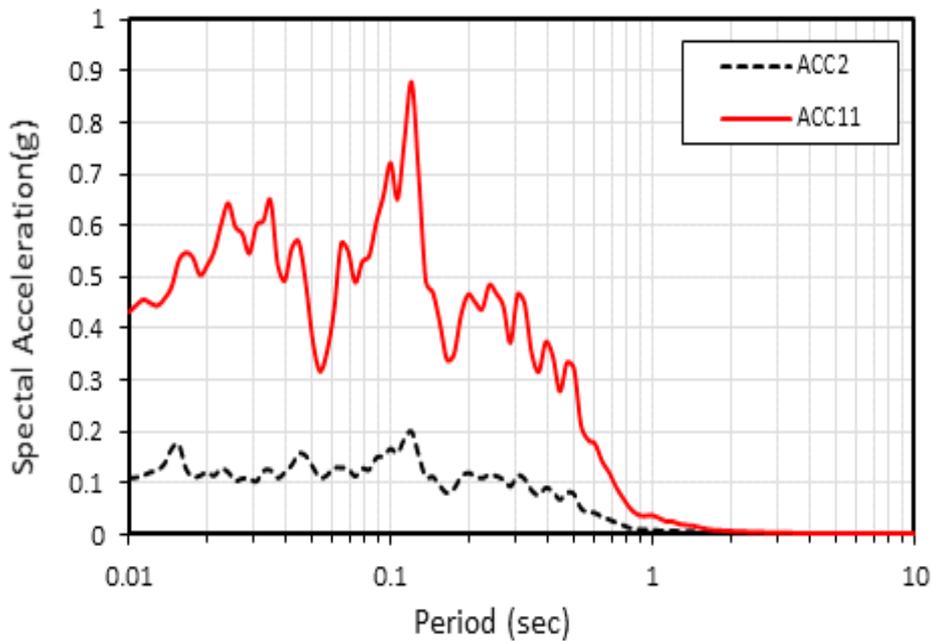


그림 4.41 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 무보강

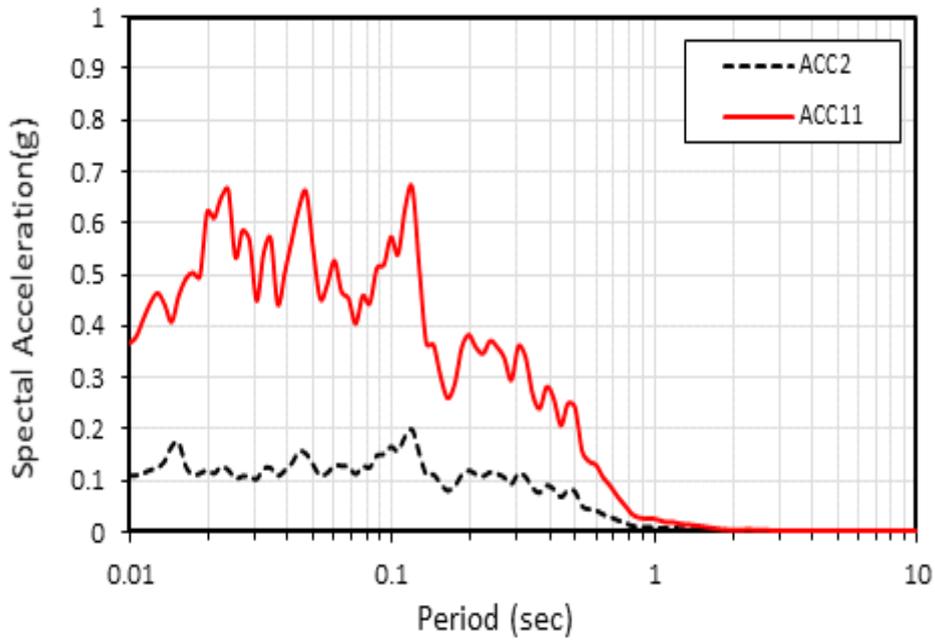


그림 4.42 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 부분보강

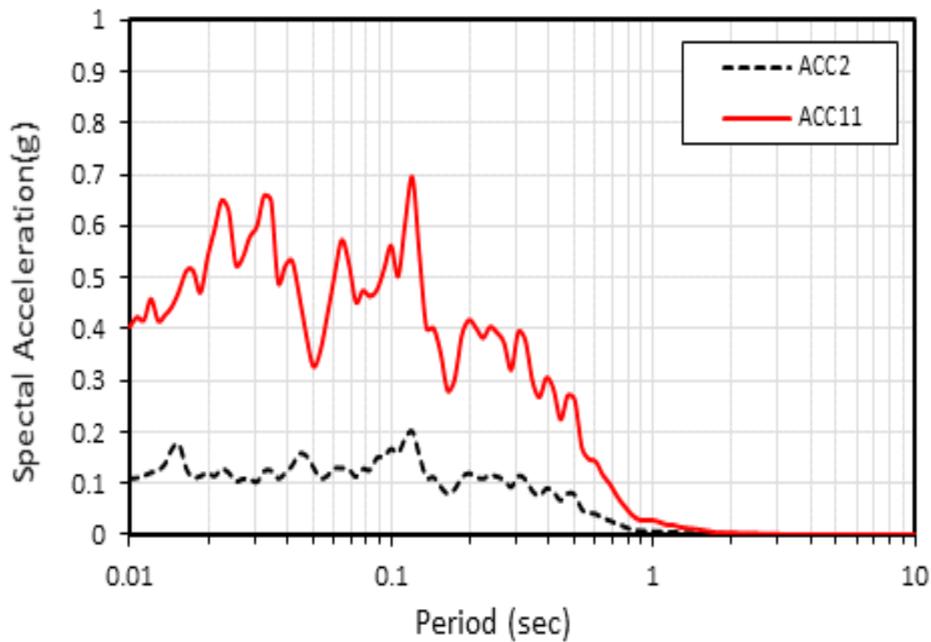


그림 4.43 ACC2 - ACC11 가속도 응답스펙트럼 비교 - Gyeongju지진 - 전면보강

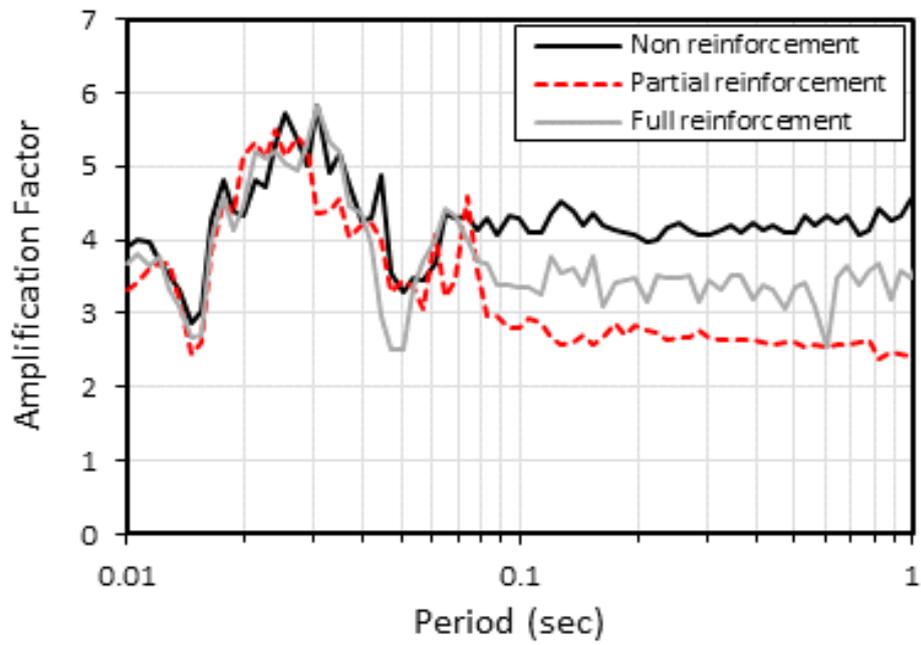


그림 4.44 무보강, 부분보강, 전면보강 단면의 증폭계수 경향 - Pohang지진

## 제 5 장 수치해석

### 5.1 수치해석 프로그램

본 연구에서는 필댐의 내진보강해석 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(1/70)의 Scale로 적용된 모형제방의 PGA 결과값이 어느 정도의 신뢰성을 갖는지 확인하기 위하여 비선형 시간이력 해석을 통한 해석적 검증을 확인하고자 하였다.

본 연구에서 사용된 수치해석 프로그램은 지반의 거동을 파악하기 위한 지반분야 범용 유한요소해석 소프트웨어인 MIDAS GTS NX를 사용하였다.

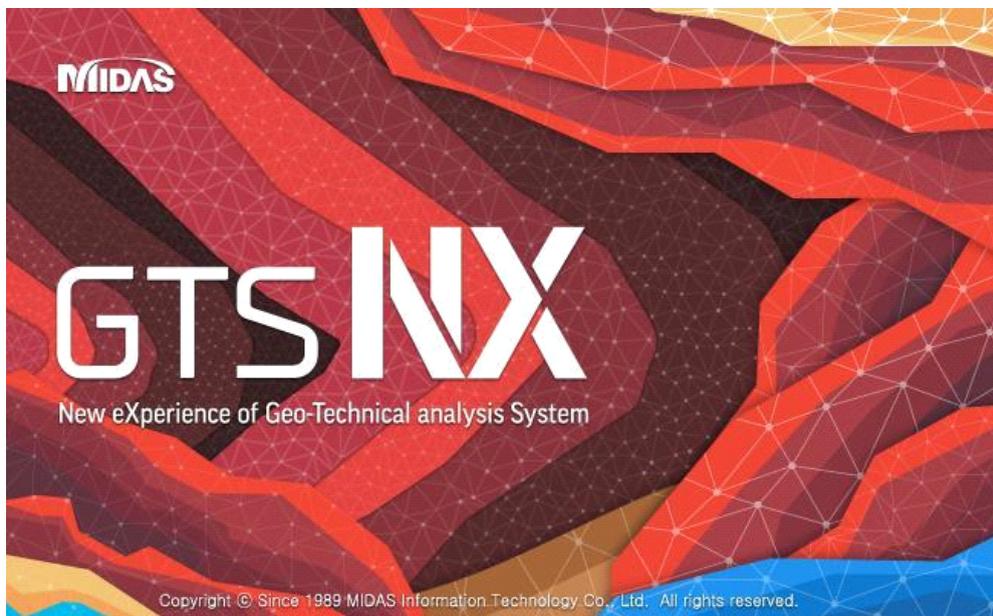
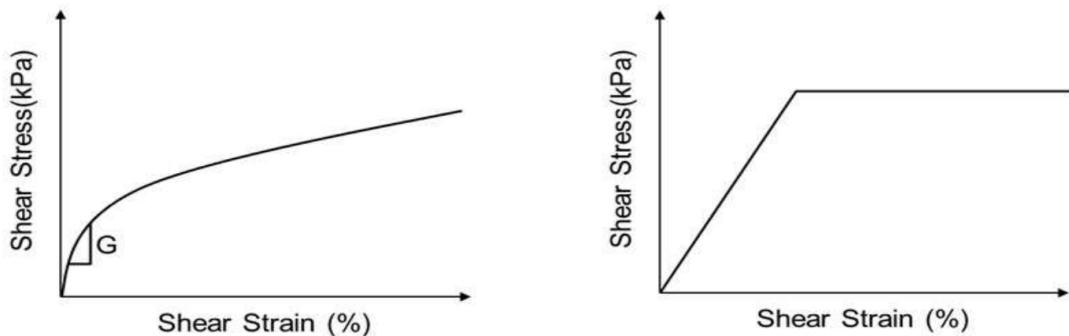


그림 5.1 2차원 지반응답해석에 사용된 프로그램

## 5.2 해석 및 경계조건

동해석은 유사정적해석 등 다른 해석방법과 비교할 때 가장 정확하게 사면 및 제방의 동적 거동과 붕괴여부, 영구변위 등을 예측하는 방법이다. 하지만 지진 시 사면의 응답해석은 1차원 부지응답해석과는 다르게 여러 가지 추가적인 어려움이 존재한다. 사면의 경우 경사면으로 인해 매우 큰 정적 전단응력이 작용하고 있으며 작은 경계면에서 방향이 전환되며 이로 인하여 수평지반운동이 수직 및 수평방향으로 분할되는 등 매우 복잡한 전파-반사가 발생한다.

Darendeli 모델의 경우 그림 5.2(a)와 같이 응력-변형률 곡선이 선형으로 증가하는 양상을 보이고, Mohr-Coulomb(MC)모델의 경우 응력-변형률곡선이 소성거동을 하는 구간이 발생하게 된다. 본 연구에서는 사면의 동적응답해석을 위하여 탄소성 구성 모델인 MC모델을 적용하였다.



(a) Shear modulus in Darendeli model

(b) Shear modulus in Mohr-Coulomb model

그림 5.2 Stress path according to the Soil model(JIN, 2020)

### 5.2.1 Soil profile

해석에 사용된 Input Parameter는 기본적으로 6개의 요소를 고정하여 사용하였고, 탄성계수인  $E(kPa)$ 값과, 포아송비인  $\nu$ 값을 제외한 나머지 4가지의 물성치는 실내 실험을 통해 도출하였다.  $E(kPa)$ ,  $\nu$ 값은 기존 선행연구(김경업, 2018)에서 참고하여 사용하였다. 표 5.1~5.2는 해석에 사용된 Input parameter를 나타낸 것이다.

**표 5.1 Basic soil parameter**

Parameter	Value		
	상층부	중심부	하층부
$G_s$	2.631	2.631	2.631
$E(kPa)$	19,000	20,000	21,000
$\nu$	0.2	0.3	0.4
$\gamma_d$	1.76	1.80	1.84
$c$	21	21	21
$\phi$	25	25	25

**표 5.2 Basic gravel parameter**

Parameter	Value
$G_s$	2.8
$E(kPa)$	25,000
$\phi$	40

## 5.2.2 해석 모델링

그림 5.3은 수치해석시 단면의 형상과 경계조건을 나타낸 것이다. 단면의 형상은 상부 제방과 하부 지층으로 나누어 모델링을 적용하였으며, 각각 유한계의 요소로 분할하여 지반 물성조건을 적용하였다.

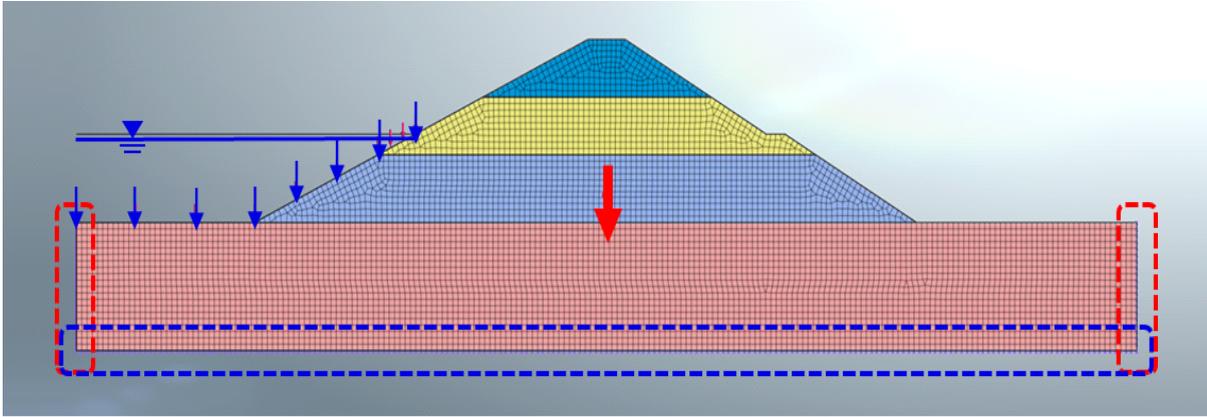
1g 진동대시험의 수치해석시 바닥경계조건은 고정을 시킨 상태에서 양 측면을 Infinity boundary로 적용하였고 본 연구에서 사용한 MIDAS GTS 프로그램의 기능인 점성경계조건을 이용하여 바닥조건의 고정과 양 측면을 자유장거동으로 지정하여 반사파와 굴절파가 발생하지 않도록 지정하였다.

물성조건 같은 경우, 모형제방과 동일한 조건을 만들어 주기 위해 유의하였다. 물성조건 중 탄성계수는 중요한 인자로서 지반의 강성에 따라 달라지기 때문에 지반의 심도가 깊어질수록 탄성계수 또한 증가하게 된다(김동수 등, 2005). 탄성계수의 경우 흙의 다짐과 밀접한 관계가 있는데, 제방모형 구현시 3개의 층으로 나누어 다짐을 수행하였고, 각각의 다짐도는 80%를 적용하였다. 하지만 실제 다짐의 경우 층 다짐이 증가할수록 하부층은 압밀침하가 발생하기 때문에 3개층 모두 동일한 80% 다짐도를 적용하더라도 모형제방의 심도가 깊어질수록 압밀침하로 인한 다짐도가 증가하게 된다.

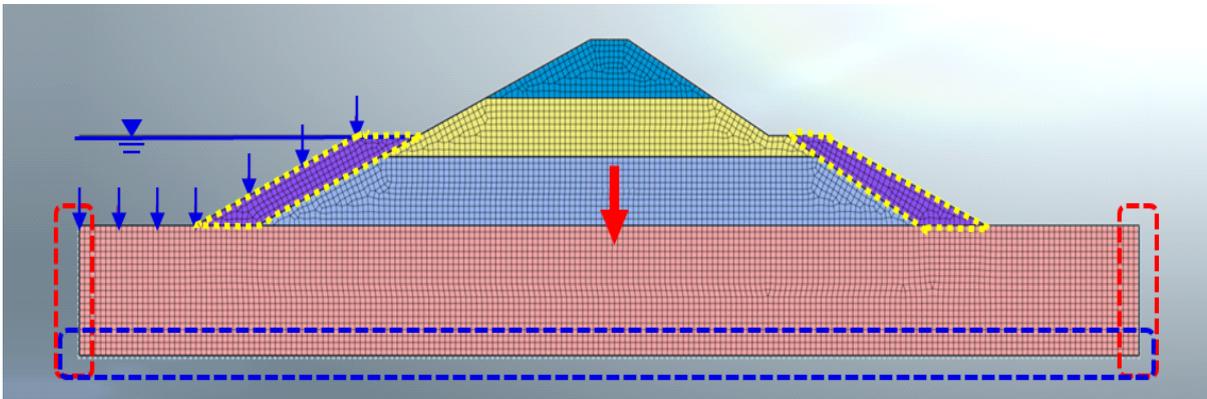
수치해석상에도 그림 5.3(a)~5.3(c)와 같이 모두 모델링시 제방을 3개의 레이어로 분할하여 탄성계수를 부여하였다. 지반의 심도가 깊어짐에 따라 다짐도와 강성이 달라지기 때문에 상부지반부터 하부지반으로 19,000, 20,000, 21,000kPa의 탄성계수를 부여하여 평균 20,000kPa의 값을 사용하였다.

제방의 사석보강은 그림 5.3(b)의 부분보강과 그림 5.3(c)의 전면보강으로 적용하였고 두 CASE의 차이점을 확인하고자 해석을 수행하였다. 수위 조건은 일부수위를 기준으로 모든 단면에 공통으로 적용하였다.

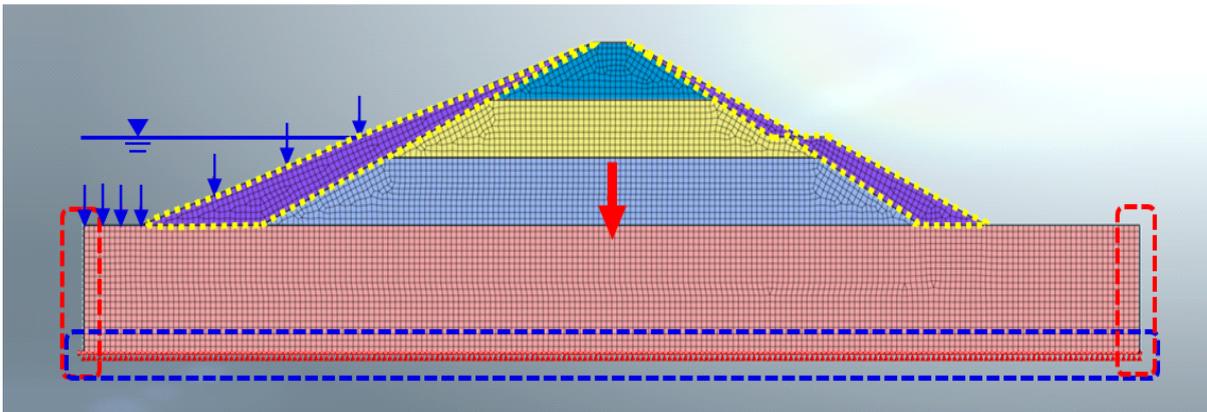
제방 모델링도에서 실내실험과 비교 분석할 지점은 그림 3.8과 같은 중심부(ACC11), 상류사면부(ACC7), 하류사면부(ACC6)의 가속도계 위치와 동일한 지점에 대해 수치해석값을 도출하였다.



(a) 무보강 모델링



(b) 부분보강 모델링



(c) 전면보강 모델링

그림 5.3 수치해석시 모델링의 경계조건

그림 5.4~5.7은 수치해석 프로그램에 적용한 입력지진파의 시간이력하중 함수이다.

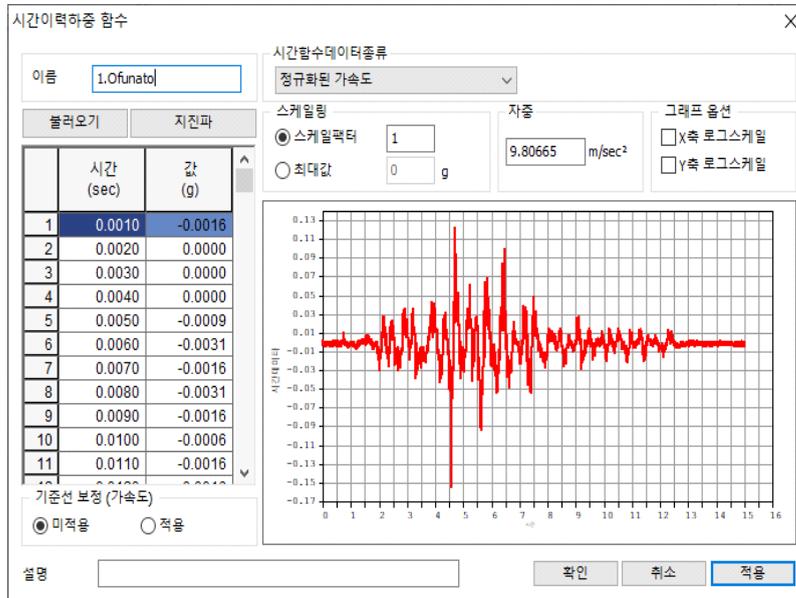


그림 5.4 수치해석시 사용된 입력데이터 - Ofunato

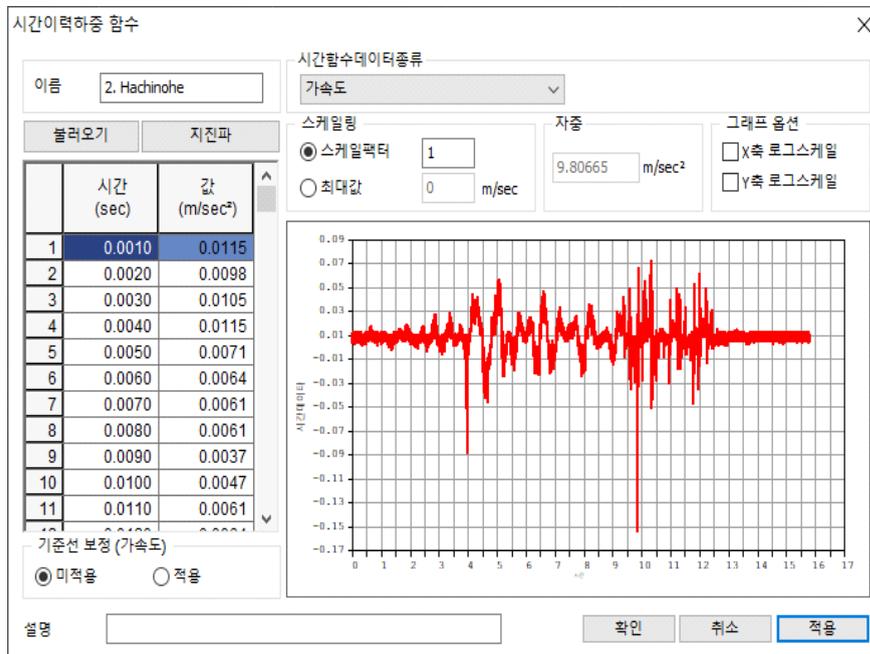


그림 5.5 수치해석시 사용된 입력데이터 - Hachinohe

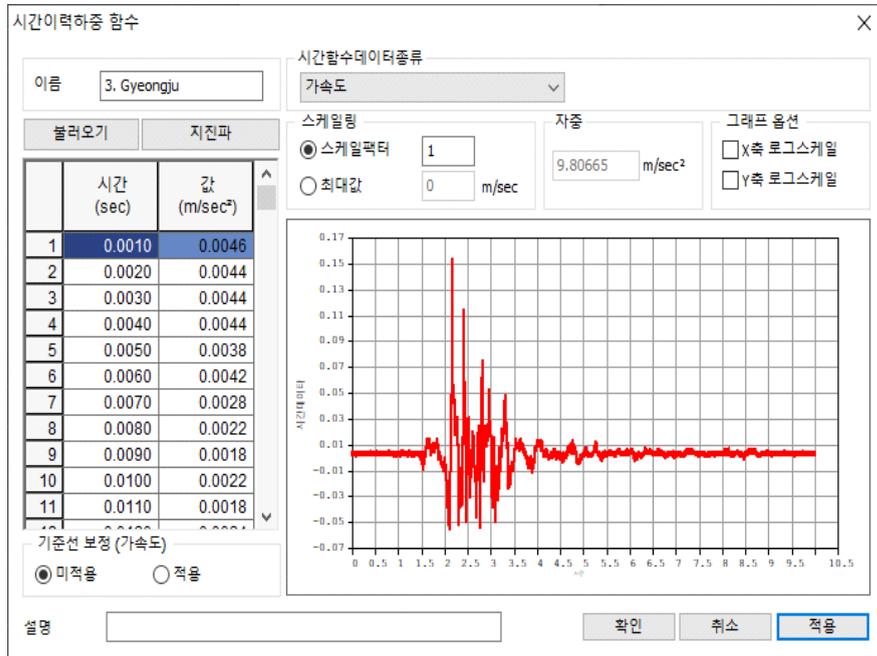


그림 5.6 수치해석시 사용된 입력데이터 - Gyeongju

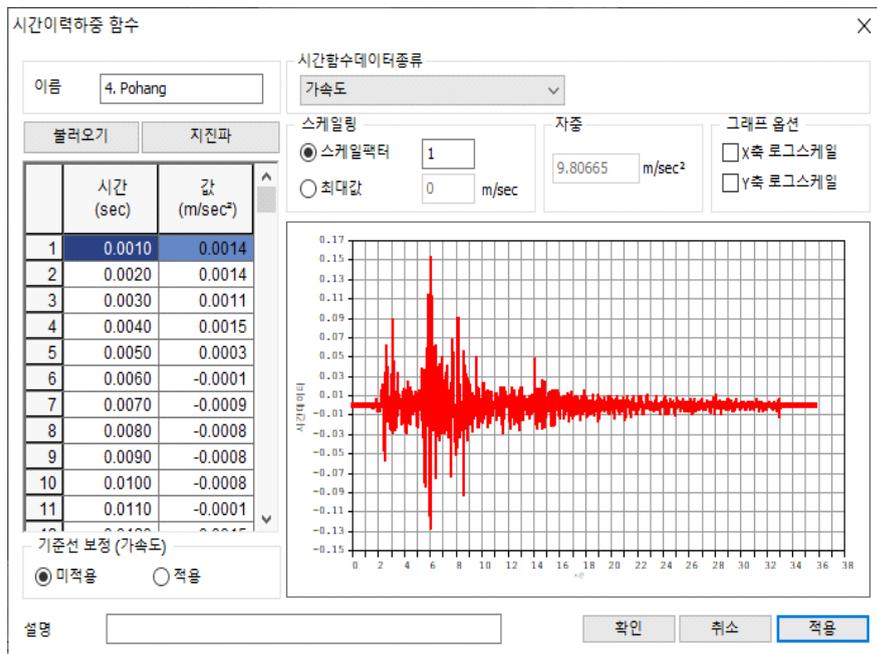


그림 5.7 수치해석시 사용된 입력데이터 - Pohang

### 5.3 수치해석을 통한 실내실험의 해석적 검증

본 연구에서는 제방모형의 1g 진동대 시험을 통해 도출된 가속도 증폭 특성에 관한 결과의 신뢰도를 해석적 검증을 수행하고자 제방모형의 사석 무보강 단면, 부분보강 단면, 전면보강 단면에 대한 수치해석을 실시하였다.

입력지진파는 국내에서 발생된 경주지진파와 포항지진파를 적용하였고, 분석 대상의 가속도계는 그림 5.9의 제방모형 중심부의 최상단(ACC11)과 입력 지진 가속도계값(ACC1)을 선정하였다. 모든 단면의 동일한 위치의 가속도계를 대상으로 하였다. 입력 지진 계측값은 토조 바닥부에 설치된 가속도계의 데이터로써 진동대의 지진 입력은 시간에 따른 변위값으로 입력되지만 이를 가속도값으로 변환해주는 역할이 바로 ACC1 가속도계이다. 이후 실내실험과 수치해석 결과간의 SA증폭 경향성과 중심부 최상단의 계측값(ACC11)과 입력 지진 계측값(ACC1)의 나눔비인 증폭계수를 도출하여 비교 분석을 수행하였다.

수치해석에서 얻어진 가속도 데이터는 Deepsoil v7을 통하여 SA그래프로 변환을 거치는데 실내실험의 가속도 계측값처럼 (+)(-) 방향이 고려되지 않고 절대값으로 도출이 되기 때문에 SA그래프 변환시 주기에 따른 데이터의 방향을 주의하며 도출하여야 한다.

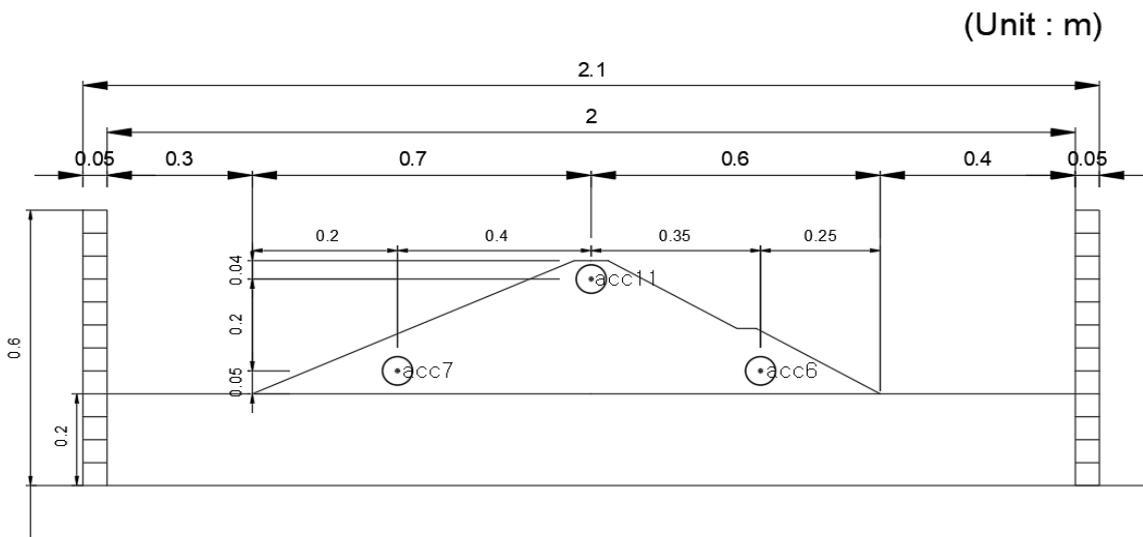
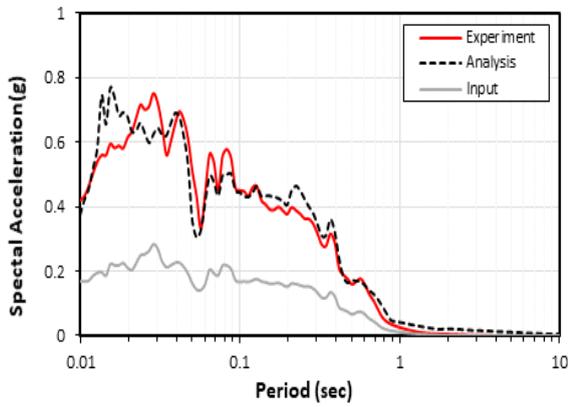


그림 5.8 수치해석 분석 대상 가속도계 배치도

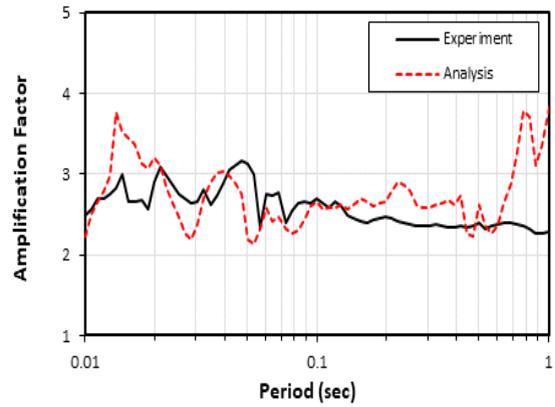
### 5.3.1 무보강 단면의 실내실험과 수치해석의 가속도 증폭 비교분석

그림 5.9~5.11은 경주지진과 포항지진과 가진시 실내실험과 수치해석상 위치별 SA 그래프와 증폭계수 그래프의 비교를 통해 증폭 경향성을 나타내었다. 분석결과, 실험을 통해 도출된 SA 그래프와 수치해석 상 도출된 SA 그래프의 곡선과 최대 스펙트럼 가속도 또한 유사함을 확인하였으며, 증폭계수 그래프 또한 경향성이 유사하게 나타남을 확인하였다.

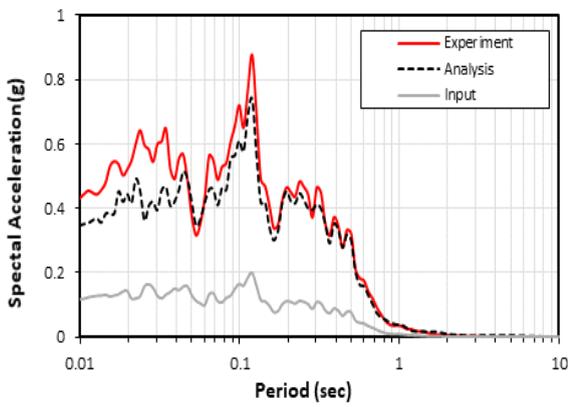
표 5.3은 무보강 단면의 실내실험과 수치해석간의 SA 그래프상 증폭계수의 신뢰성 분석을 나타낸 표로 신뢰성의 수치 산정은 실내실험값과 수치해석 분석값의 차이를 이용하여 산정하였다. 그 결과, 경주지진과의 상류사면부를 제외하고 81~92%의 양호한 신뢰성을 얻을 수 있었다. 그러나 상류사면부의 신뢰성이 47%로 가장 낮음을 확인하였는데 이는 수치해석상 물성치값 차이와 저수의 파동발생에 따른 실내실험 데이터의 노이즈 발생으로 인한 것으로 판단되며 실험값과 수치해석값의 경향성이 비슷하다는 것을 다시 한번 검증하는 것이기 때문에 데이터의 신뢰성은 충분한 결과라고 판단된다.



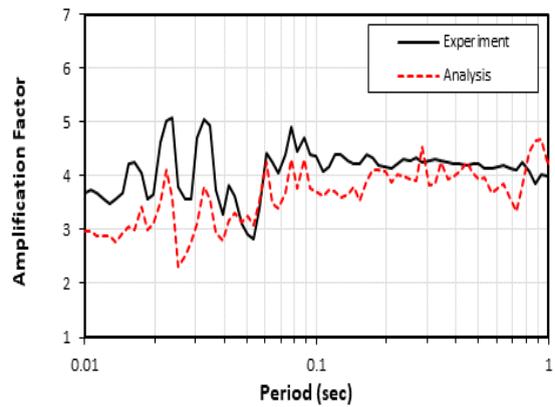
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수

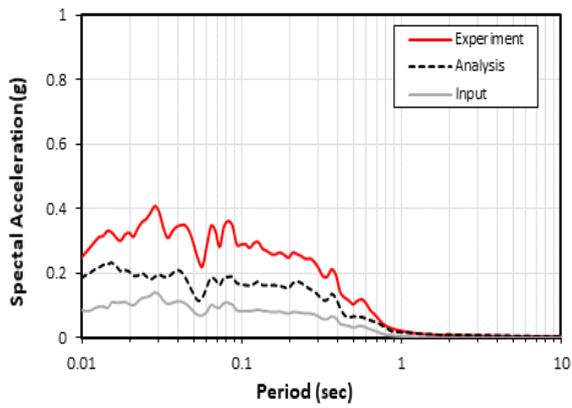


(b) Pohang지진파 - SA

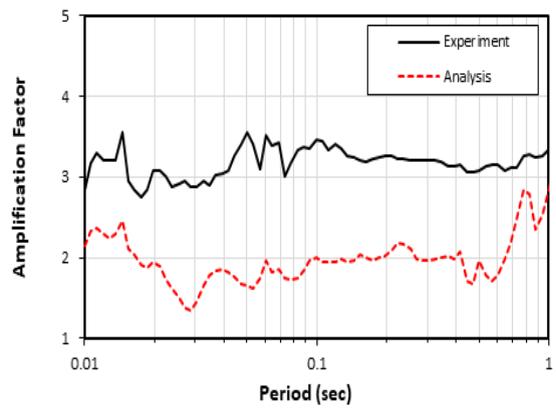


(b) Pohang지진파 - 증폭계수

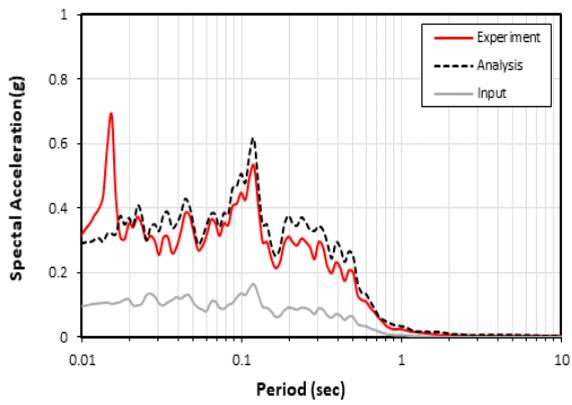
그림 5.9 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 중심부



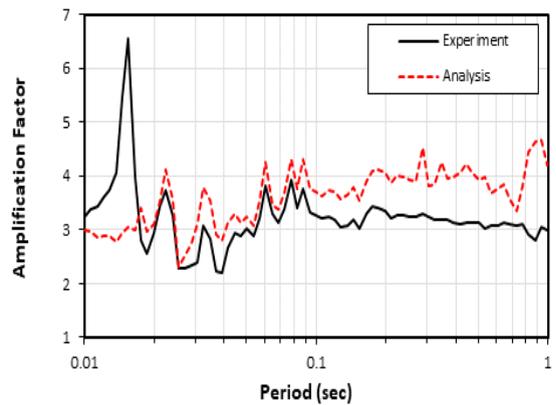
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수

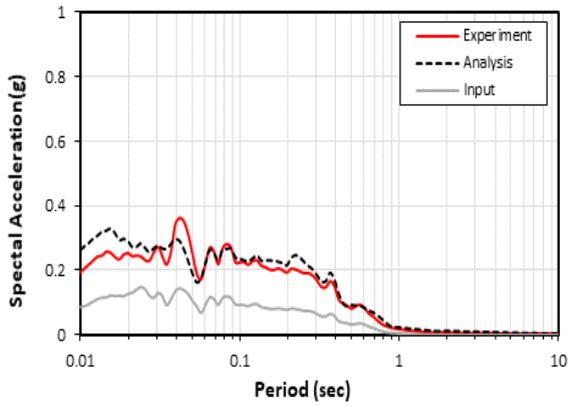


(b) Pohang지진파 - SA

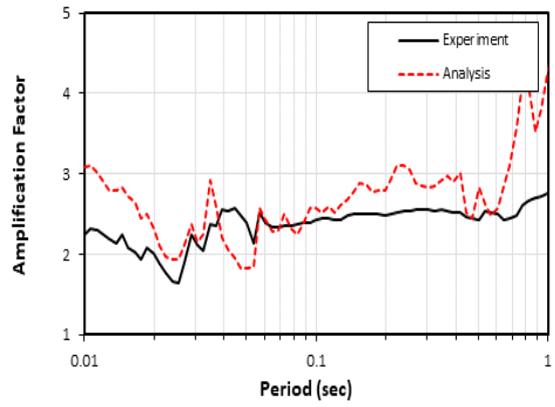


(b) Pohang지진파 - 증폭계수

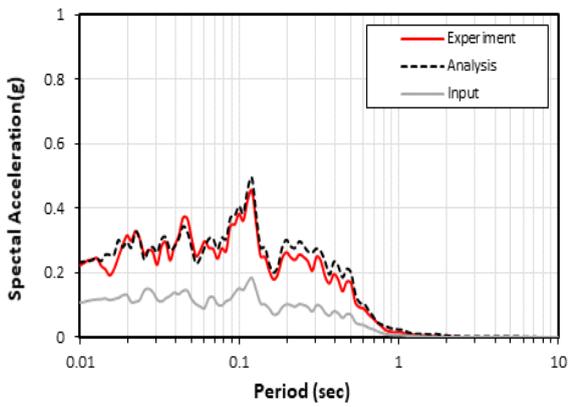
그림 5.10 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 상류사면부



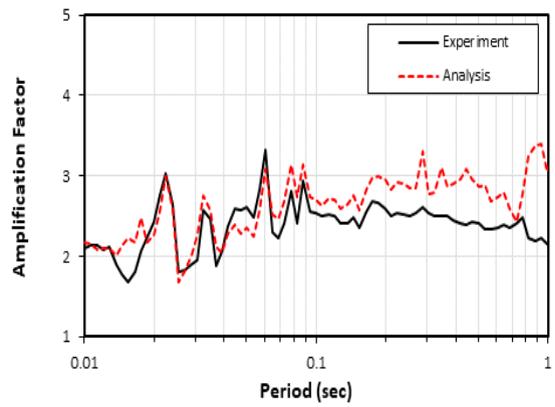
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수



(b) Pohang지진파 - SA



(b) Pohang지진파 - 증폭계수

그림 5.11 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 하류사면부

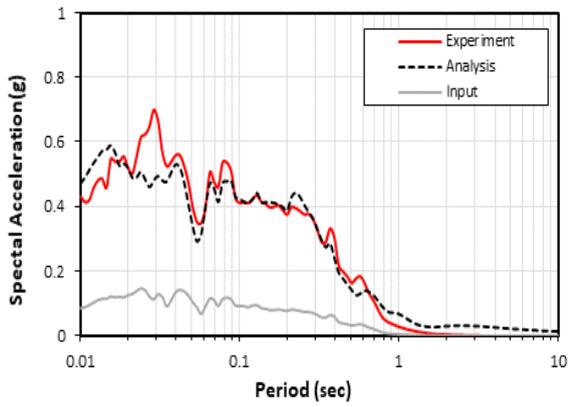
표 5.3 실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 - 무보강

구 분	측 점		증폭계수
Gyeongju	중심부	Experiment	2.66
		Analysis	2.39
		<b>Reliability</b>	<b>90%</b>
	상류사면부	Experiment	2.88
		Analysis	1.34
		<b>Reliability</b>	<b>47%</b>
	하류사면부	Experiment	2.54
		Analysis	2.05
		<b>Reliability</b>	<b>81%</b>
Pohang	중심부	Experiment	4.4
		Analysis	3.72
		<b>Reliability</b>	<b>85%</b>
	상류사면부	Experiment	3.19
		Analysis	3.71
		<b>Reliability</b>	<b>84%</b>
	하류사면부	Experiment	2.49
		Analysis	2.7
		<b>Reliability</b>	<b>92%</b>

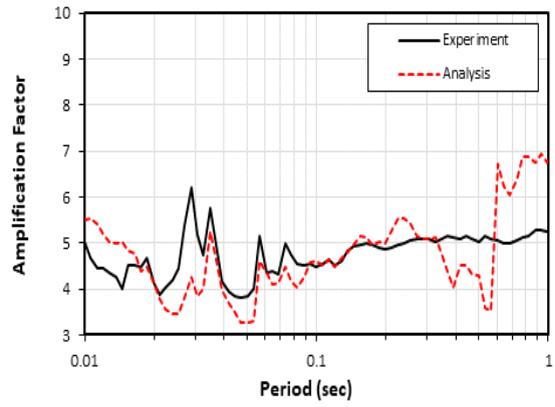
### 5.3.2 부분보강 단면의 실내실험과 수치해석의 가속도 증폭 비교분석

그림 5.12~5.14은 경주지진과 포항지진과 가진시 실내실험과 수치해석상 위치별 SA 그래프와 증폭계수 그래프의 비교를 통해 증폭 경향성을 나타내었다. 분석결과, 실험값과 수치해석 그래프의 굴곡 등 비슷한 경향을 나타내며 무보강 단면과 같은 경향을 나타냈다. 증폭계수 그래프 또한 경향성은 비슷하게 나타났으며 사석 부분 보강 수치해석상 잘 적용된 것으로 판단된다. 분석결과, 실험을 통해 도출된 SA 그래프와 수치해석 상 도출된 SA 그래프의 곡선과 최대 스펙트럼 가속도가 유사함을 확인하였으며, 증폭계수 그래프 또한 경향성이 유사하게 나타남을 확인하였다.

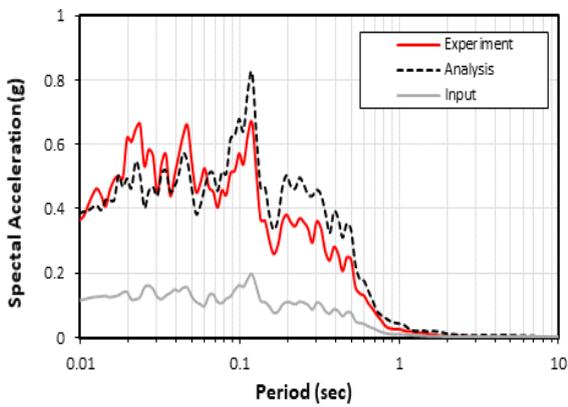
표 5.4는 부분보강 단면의 실내실험과 수치해석간의 SA 그래프상 증폭계수의 신뢰성 분석을 수행한 표이다. 그 결과, 경주지진과의 중심부와 하류사면부가 65~69%로 가장 낮았으며 그 외는 77~94%의 양호한 신뢰성을 얻을 수 있었다. 데이터의 신뢰성은 충분한 결과라고 판단된다.



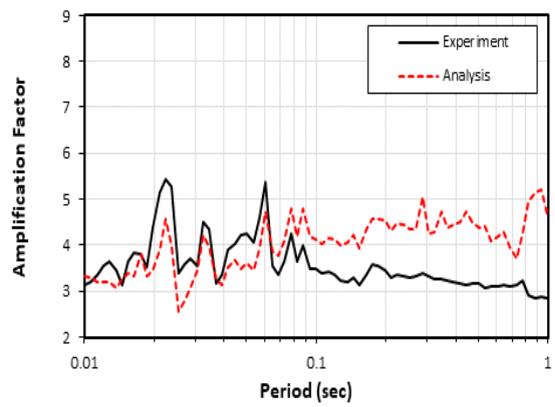
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수

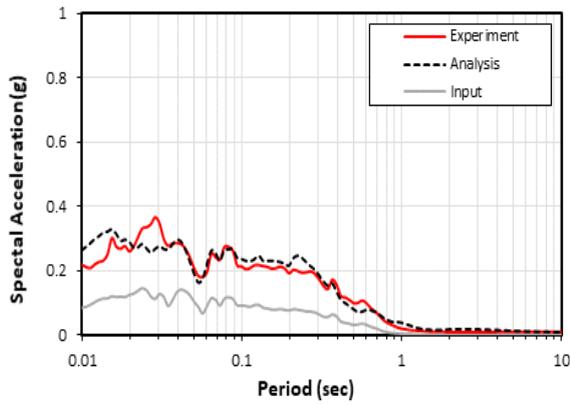


(b) Pohang지진파 - SA

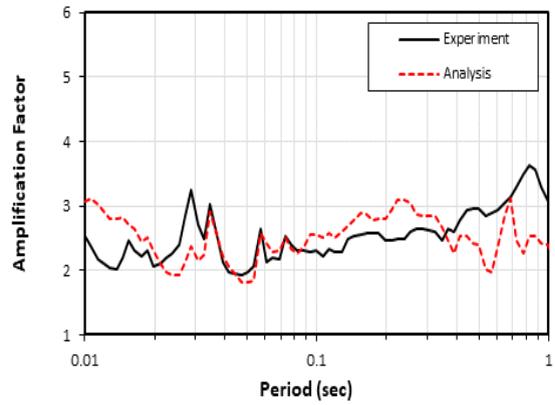


(b) Pohang지진파 - 증폭계수

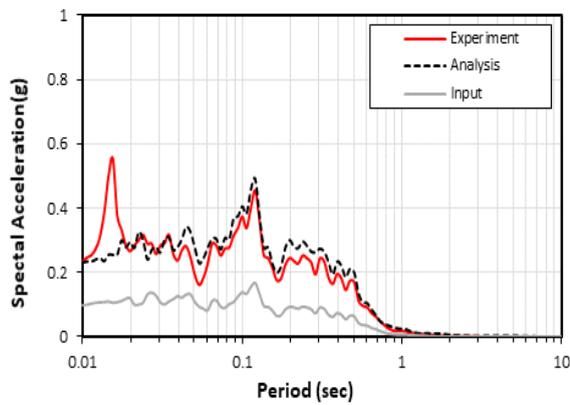
그림 5.12 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 중심부



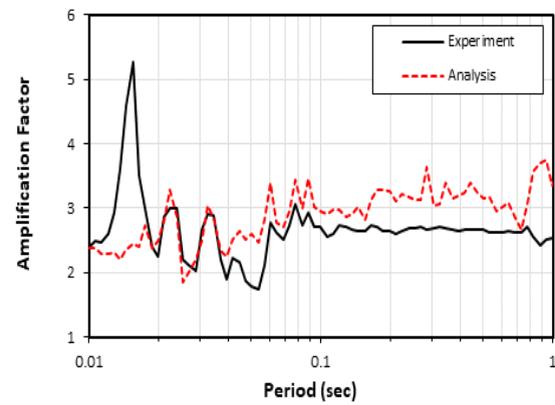
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수

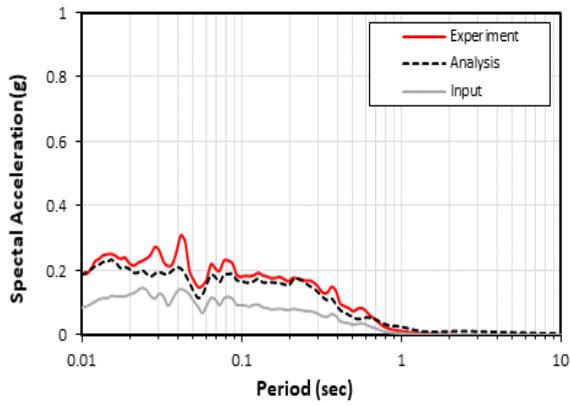


(b) Pohang지진파 - SA

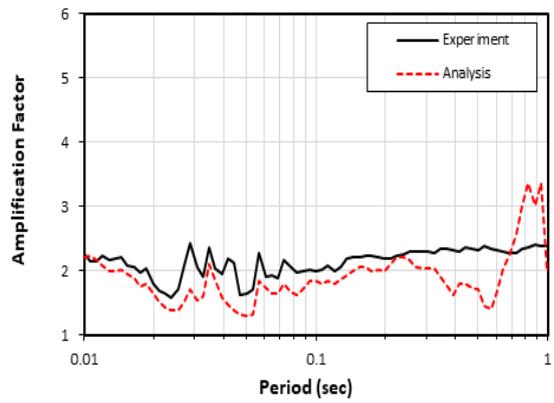


(b) Pohang지진파 - 증폭계수

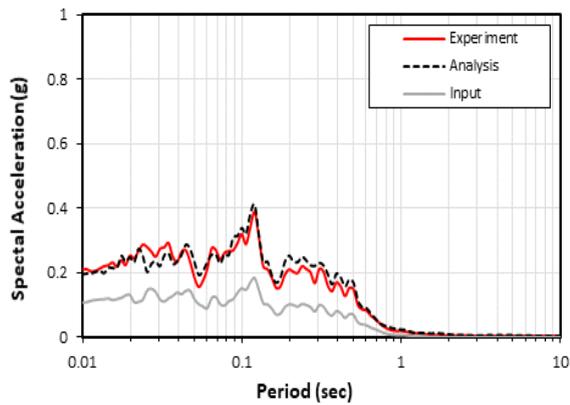
그림 5.13 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 상류사면부



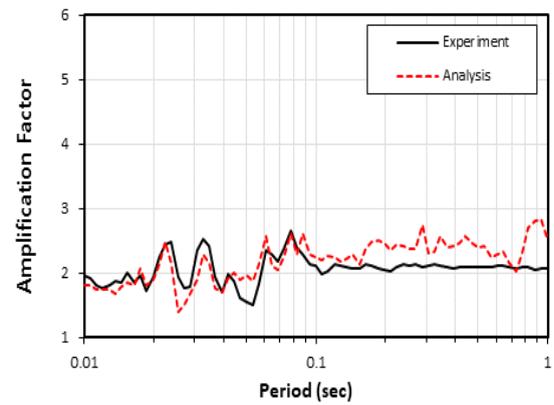
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수



(b) Pohang지진파 - SA



(b) Pohang지진파 - 증폭계수

그림 5.14 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 하류사면부

**표 5.4 실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 - 부분보강**

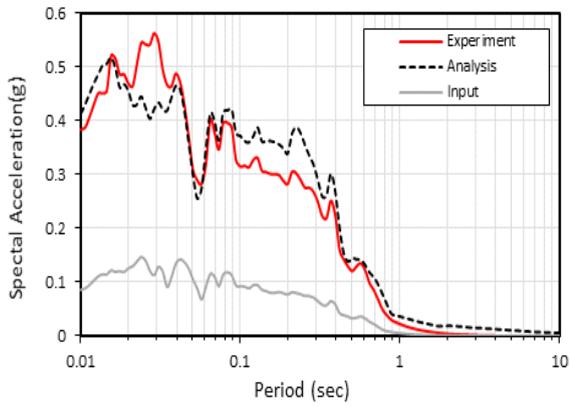
구 분	측 점		증폭계수
Gyeongju	중심부	Experiment	6.2
		Analysis	4.26
		<b>Reliability</b>	<b>69%</b>
	상류사면부	Experiment	2.71
		Analysis	2.16
		<b>Reliability</b>	<b>80%</b>
	하류사면부	Experiment	2.13
		Analysis	1.39
		<b>Reliability</b>	<b>65%</b>
Pohang	중심부	Experiment	3.36
		Analysis	4.13
		<b>Reliability</b>	<b>77%</b>
	상류사면부	Experiment	2.73
		Analysis	2.97
		<b>Reliability</b>	<b>91%</b>
	하류사면부	Experiment	2.13
		Analysis	2.25
		<b>Reliability</b>	<b>94%</b>

### 5.3.3 전면보강 단면의 실내실험과 수치해석의 가속도 증폭 비교분석

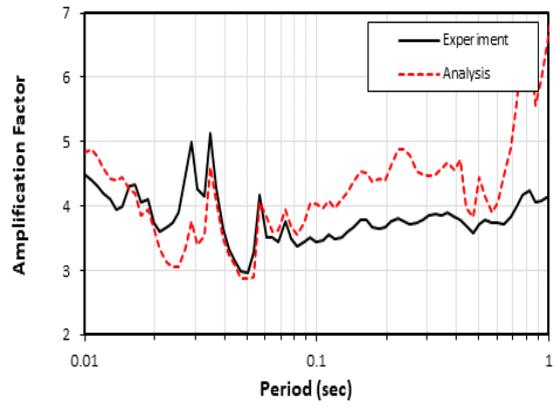
그림 5.15~5.17은 경주지진과 포항지진과 가진시 실내실험과 수치해석상 위치별 SA 그래프와 증폭계수 그래프의 비교를 통해 증폭 경향성을 나타내었다. 분석결과, 실험을 통해 도출된 SA그래프와 수치해석 상 도출된 SA 그래프의 곡선과 최대 스펙트럼 가속도 또한 유사함을 확인하였으며, 증폭계수 그래프 또한 경향성이 유사하게 나타남을 확인하였다.

표 5.5는 전면보강 단면의 실내실험과 수치해석간의 SA 그래프상 증폭계수의 신뢰성 분석을 수행한 표이다. 그 결과, 신뢰성은 75~93%의 양호한 신뢰성을 얻을 수 있었고 이는 데이터의 신뢰성은 충분한 결과라고 판단된다.

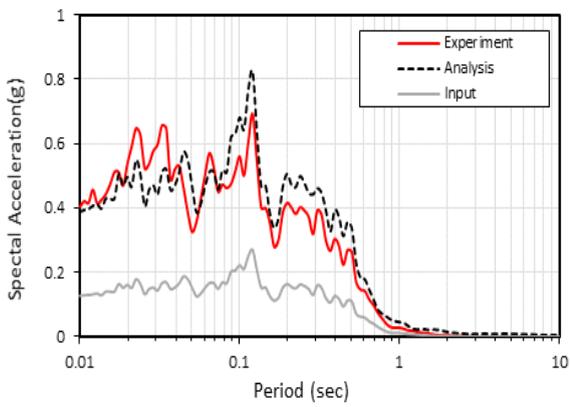
즉, 동해석결과는 1g 진동대 실험결과를 매우 유사하게 예측하였고, 모형제방 진동대 실험이 충분히 타당함을 뒷받침하며 동일한 방법으로 조성한 제방모형들의 실험결과 또한 신뢰성이 있을 것으로 판단된다.



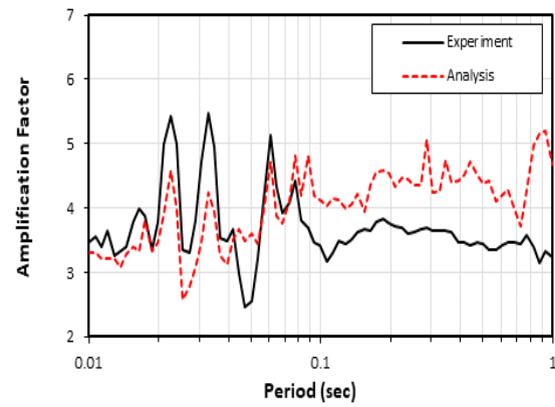
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수

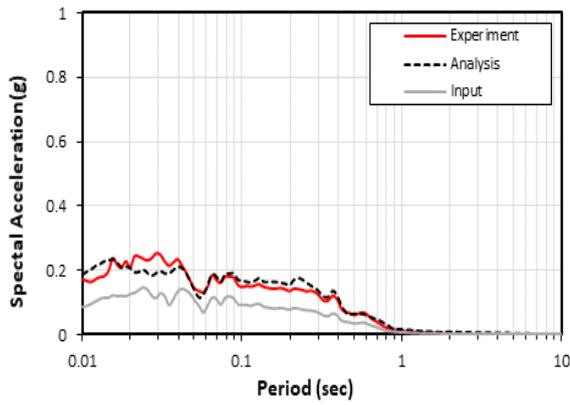


(b) Pohang지진파 - SA

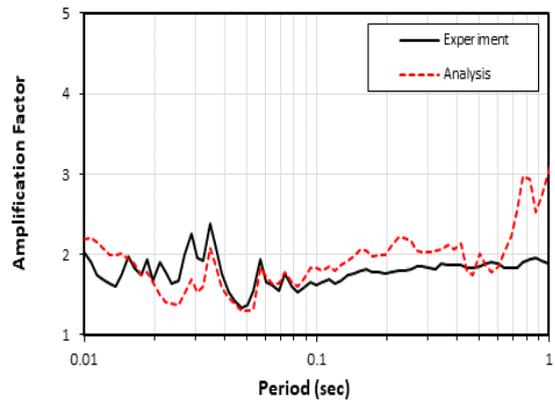


(b) Pohang지진파 - 증폭계수

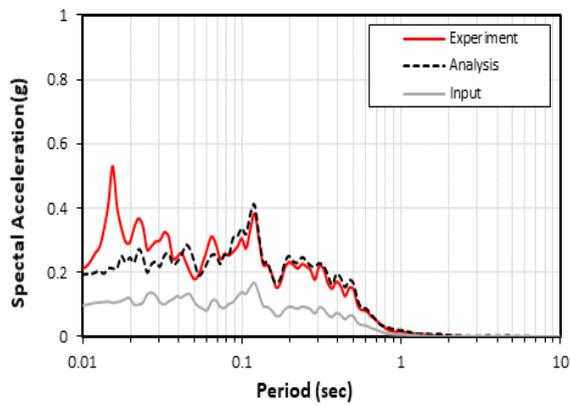
그림 5.15 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 중심부



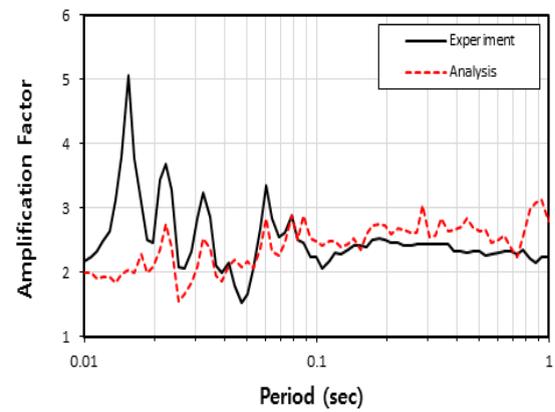
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수

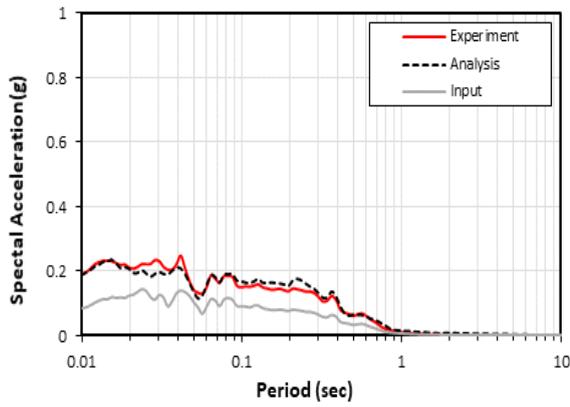


(b) Pohang지진파 - SA

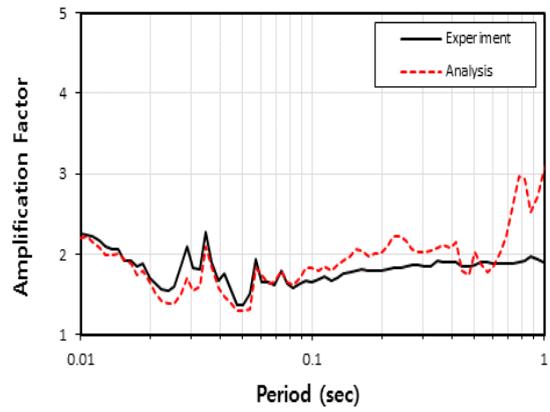


(b) Pohang지진파 - 증폭계수

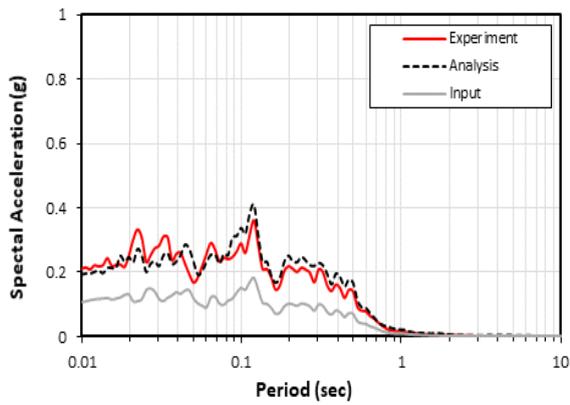
그림 5.16 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 상류사면부



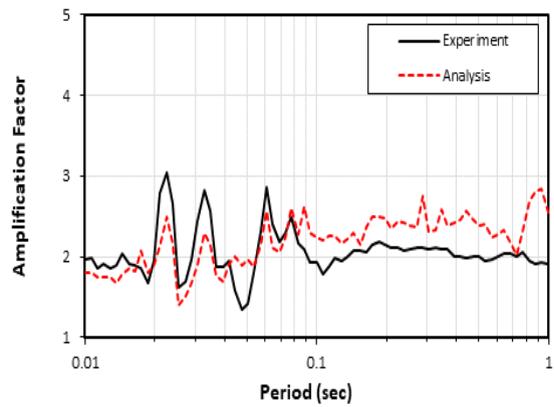
(a) Gyeongju지진파 - SA



(a) Gyeongju지진파 - 증폭계수



(b) Pohang지진파 - SA



(b) Pohang지진파 - 증폭계수

그림 5.17 실내실험과 수치해석의 SA 경향성 비교 분석 - 하류사면부

**표 5.5 실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 - 부분보강**

구 분	측 점		증폭계수
Gyeongju	중심부	Experiment	5.00
		Analysis	3.75
		<b>Reliability</b>	<b>75%</b>
	상류사면부	Experiment	2.26
		Analysis	1.70
		<b>Reliability</b>	<b>75%</b>
	하류사면부	Experiment	1.77
		Analysis	1.47
		<b>Reliability</b>	<b>83%</b>
Pohang	중심부	Experiment	3.49
		Analysis	4.13
		<b>Reliability</b>	<b>82%</b>
	상류사면부	Experiment	2.31
		Analysis	2.47
		<b>Reliability</b>	<b>93%</b>
	하류사면부	Experiment	2.41
		Analysis	2.10
		<b>Reliability</b>	<b>87%</b>

표 5.6은 앞서 언급한 표 5.3~5.의 1g 진동대 실험과 수치해석의 가속도 증폭계수 분석표를 하나의 표에 나타낸 것이다. 증폭계수는 1g 진동대 실험의 SA그래프에서 증폭이 가장 큰 주기에 해당되는 값을 대상으로 하였으며, 1g 진동대 실험 값과 수치해석 값간의 신뢰도를 산출하여 표에 나타내고 지진과별 평균치와 보강단면별 평균치를 비교분석 하였다. 그 결과, 실내실험과 수치해석 간의 증폭계수 신뢰성은 무보강 단면일 경우 평균 79.8%, 부분보강일 경우 평균 79.3%, 전면보강일 경우 평균 82.5%의 신뢰성으로 전면보강일 경우가 가장 높은 신뢰성을 보였고, 대체적으로 포항 지진과를 가진할 경우 그 신뢰도가 경주 지진과를 가진한 경우보다 다소 양호한 신뢰도를 확인할 수 있었다.

표 5.6 실내실험과 수치해석간 SA 그래프상의 증폭계수 신뢰성 분석 총괄표

구 분	측 점		무보강	부분보강	전면보강
총 평균			79.8%	79.3%	82.5%
소계 평균			72.7%	71.3%	77.7%
Gyeongju	중심부	Experiment	2.66	6.20	5.00
		Analysis	2.39	4.26	3.75
		<b>Reliability</b>	<b>90%</b>	<b>69%</b>	<b>75%</b>
	상류사면부	Experiment	2.88	2.71	2.26
		Analysis	1.34	2.16	1.70
		<b>Reliability</b>	<b>47%</b>	<b>80%</b>	<b>75%</b>
	하류사면부	Experiment	2.54	2.13	1.77
		Analysis	2.05	1.39	1.47
		<b>Reliability</b>	<b>81%</b>	<b>65%</b>	<b>83%</b>
소계 평균			87%	87%	87%
Pohang	중심부	Experiment	4.40	3.36	3.49
		Analysis	3.72	4.13	4.13
		<b>Reliability</b>	<b>85%</b>	<b>77%</b>	<b>82%</b>
	상류사면부	Experiment	3.19	2.73	2.31
		Analysis	3.71	2.97	2.47
		<b>Reliability</b>	<b>84%</b>	<b>91%</b>	<b>93%</b>
	하류사면부	Experiment	2.49	2.13	2.41
		Analysis	2.70	2.25	2.10
		<b>Reliability</b>	<b>92%</b>	<b>94%</b>	<b>87%</b>

## 제 6 장 결 론

본 연구에서는 노후화된 저수지 제방의 사석보강 단면에 따라 다양한 지진파에 따른 제방에 미치는 영향을 확인하고자 1g 진동대 시험기에 모형제방을 조성하여 지진모형 실험을 수행하였다. 결과의 신뢰도를 검증하고자 계측된 가속도 데이터를 1차원 지반응답해석 프로그램인 Deep soil V.7.0을 통해 구해진 SA와 2차원 유한 요소해석 프로그램인 MIDAS GTS NX를 통해 결괏값을 비교분석하고자 하였다. 1g 진동대 실험과 수치해석 조건은 제방 높이 20m의 원형을 상사법칙 1/70로 축소 모형을 만들고 사석 무보강(CASE1), 부분보강(CASE2), 전면보강(CASE3)으로 내진보강 단면을 CASE화 시켜 실험을 수행하였다. 입력지진파는 Ofunato지진파, Hachinohe지진파, Gyeongju지진파, Pohang지진파를 선정하였다. 각 모형에 발생하는 가속도 증폭 특성을 분석하여 사석의 부분보강과 전면보강과의 동적 특성을 평가하였다. 이를 수치해석 결괏값을 비교·분석하여 검증하고자 하였다.

1. 모형제방의 상류·하류사면 및 중심부에서 지반의 심도에 따른 PGA를 분석한 결과, 평균적으로 무보강 대비 PGA 증폭 감소율은 상류사면에서 부분보강시 10%, 전면보강시 19%, 중심부에서 부분보강시 13%, 전면보강시 20% , 하류사면에서 부분보강시 9%, 전면보강시 12%로 분석되었다. 상류 및 하류사면에서 보강 효과가 클 것으로 예상했으나, 제방 중심부에서 보강효과가 더 높은 것으로 확인되었다.
2. 모형제방의 상류·하류사면 및 중심부에서 지반의 심도에 따른 SA를 분석한 결과, 평균적으로 무보강 대비 SA 증폭 감소율은 부분보강시 1.91배, 전면보강시 4.43배 감소율을 나타내었다. 이는 무보강 단면보다 사석의 부분보강 및 전면보강 단면일 경우의 내진보강 효과가 있음을 확인하였다.
3. 4개의 입력지진파에 따른 가속도 응답스펙트럼에 대한 결과를 분석한 결과, Hachinohe지진(장주기) 입력시 무보강, 부분보강, 전면보강일 경우 고유 진동수가 모두 64.72Hz로 확인되었다. 이는 제방 하단에서부터 토조 바닥까지의 지반 깊이가 14m로 단주기 영향을 크게 받는 조건이기 때문에 장주기 지진파

라 할지라도 본 실험에서는 고주파 영역으로 에너지가 집중된 것으로 판단된다. Ofunato 지진(단주기) 입력시 무보강과 부분보강시 2.72Hz로 확인되었으며, 전면보강일 경우에는 14.57Hz로 확인되었다. Gyeongju지진과 가진시 고유진동수가 34.77Hz로 단주기 성분이 강하다는 것을 확인했고, Pohang지진시는 8.33~41.89Hz로 중장주기에 속하는 것으로 나타났다.

4. Gyeongju지진과와 Pohang지진과를 가진 실험을 대상으로 수치해석 검증 결과, 전반적으로 수치해석의 SA 그래프가 1g 진동대 실험의 SA 그래프의 굴곡 등 경향성을 예측하였고, 일부 실내실험 여건과 수치해석상 물성치값로 인해 맞지 않은 부분이 있었으나, 이 차이가 유의미할 정도로 큰 차이는 아니었다.
5. 제방 중심부 SA의 1g 진동대 실험 값과 수치해석의 신뢰도를 분석한 결과, 무보강 단면일 경우 평균 79.8%, 부분보강일 경우 평균 79.3%, 전면보강일 경우 평균 82.5%의 신뢰성을 확인하였다. 이는 2차원 비선형 시간이력에 따른 동적해석결과가 1g 진동대 실험을 매우 유사하게 예측 가능할 것으로 판단된다.
6. 사석보강 단면설계시 정적해석과 더불어 동적하중에 대한 가속도 증폭분석 또한 병행되어야 할 것으로 판단되며, 추후 동적 해석검증에 관한 연구가 지속되어야 할 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. 국립방재연구원(2011), “지진가속도 응답신호 특성 및 활용방안”
2. 국민안전처(2017), “내진설계기준 공통적용사항”
3. 국토해양부(2011), “댐 설계기준”
4. 건설교통부(2004), “기존댐의 내진성능평가 및 향상요령”
5. 건설교통부(2001), “댐유지관리매뉴얼”
6. 건설교통부(2005), “댐 시설 기준”
7. 김경업(2018), “쇄석다짐말뚝이 적용된 점토지반의 거동 분석을 위한 3차원 유한 요소해석”, 조선대학교 토목공학과 대학원 석사학위논문
8. 김동수, 방은석, 김종태(2005), “SPT 업홀기법을 이용한 지반의 2차원 전단파 속도 분포 도출”, 한국물리탐사학회 제7회 특별심포지엄.
9. 김호연(2019), “지반의 동적 모형 시험을 위한 강성토조, 연성토조의 경계조건 영향분석”, 조선대학교 석사학위논문
10. 김호연, 김용, 이용희, 김학성, 김대현(2020) “다양한 경사를 가지는 제방모형의 지반 증폭 특성”, 한국지반신소재학회논문집, 제 19권, 2호, pp. 35~46.
11. 박성용, 장석현, 임현택, 김정면, 김용성(2016), “수치해석에 의한 노후저수지의 침투 및 동적거동”, 한국농공학회논문집, 제 58권, 3호, pp. 81~90.
12. 박성용, 장석현, 임현택, 김정면, 김용성(2016), “동적원심모형실험에 의한 재개발 저수지의 동적 거동특성”, 한국농공학회논문집, 제 58권, 3호, pp. 91~100.
13. 이영학, 류정현, 윤보라, 허준, 이달원(2021), “진동대모형실험에 의한 농업용 저수지 제체의 내진성능 평가”, 한국방재학회논문집, 제 21권, 3호
14. 이원민(2007), “사석보호공 안정성 평가에 관한 실험적 연구”, 대한토목학회 학술지
15. 이충원, 김용성, 장동수, 박성용(2014), “원심모형실험을 이용한 증고 저수지 제체의 안정성 평가”, 한국방재학회논문집, pp. 151~161.
16. 서혁(2021), “반복삼축압축시험과 수치해석을 통한 모래의 액상화 거동특성 분석”, 조선대학교 박사학위논문
17. 소방방재청(2013), 소방방재청 공고 제2013-179호, pp 7
18. 신승원, 안성노, 이승수, 정종원(2020), “내부마찰각 불확실성 및 지진을 고려한 저수지 비탈면의 안정성 평가”, 한국방재학회논문집, 제 20권, 5호, pp. 273~280.

19. 신동훈, 박동순(2012), “강진에 의한 댐 피해사례 및 댐 내진설계기준 동향” 한국대담회지, 제 36권, pp 84~93.
20. 장중렬(2011), “지진시 필댐의 안전성 평가기법 개선에 대한 연구”, 인천대학교 석사학위논문
21. 조정일, 안광국, 강홍식(2018), “단주기 지진파형이 무리말뚝 거동에 미치는 영향”, 한국지반환경공학회, 학술발표회논문집, pp. 45~46.
22. 조성배, 김남룡(2018), “댐 시설 내진설계기준에 관한 고찰”, 대한토목학회지, 제 66권 3호, pp. 48~52.
23. 주요한(2011), “소규모 저수지의 붕괴 피해 저감을 위한 보강기법의 실험적 연구”, 홍익대학교 대학원 석사학위논문
24. 한국시설안전기술공단(2001), “댐 유지관리매뉴얼”
25. 해양수산부(2015), “항만 및 어항 설계기준”
26. 황재익, 김성렬, 김명모(2004), “1-G 진동대 모형시험을 위한 상사법칙의 적용성 평가”, 한국지반공학회논문집, 제 20권, 3호, pp. 141~150.
27. Choi, I.K., Choun, Y.S., Seo, J.M., Lee, J.R.(2003), “Consideration of High Frequency Ground Motion Effects on the Seismic Fragility of NPP Components”, International Symposium in Seismic Evaluation of Existing Nuclear Facilities, Vienna, Austria.
28. EPRI.(2017), “Advanced Nuclear Technology; High-frequency Seismic Loading Evaluation for Standard Nuclear Power Plants”, Technical report 3002009429, Electric Power Research Institute(EPRI), Palo Alto, CA, USA.
29. Gibson, A.D.(1996), “Physical Scale Modeling of Geotechnical Structures at One-G”, Ph.D Thesis, California Inst. of Technology, Pasadena, California, USA.
30. 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.
31. 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.
32. 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.
33. Kokusho, T. and Iwatate, T.(1979), “Scaled model Tests and Numerical Analysis on Nonlinear Dynamic Response of Soft Grounds”, Proc. of Japan Society of Civil Engineers, No. 285, pp. 57-67.
  34. Lauchlan, C.S. and Melville, B.W.(2001), “Riprap Protection at Bridge Piers“, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127, No. 5, pp. 412~418.
  35. Mononobe N and Matsuo H.(1929), “On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes. Proceedings”, World Engineering Conference, Vol. 9, pp. 179~187.
  36. 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
  37. Jin Y(2020), “Evaluation and Analysis of 1g Shaking Table Test Modeling by Simulation Programs“, Chosun University’s Master’s Thesis.
  38. Wieland, M.(2012), “Seismic Design and Performance Criteria for Large Storage Dams.” 15th World Conference on Earthquake Engineering Lisboa, Portugal.
  39. Yang, E.K., Yoo, M.T., Kim, H.U., and Kim, M.M.(2009), “Dynamic p-y Backbone Curves for a Pile in Saturated Sand”, Journal of the Korean Geotechnical Society, Vol. 25, No. 11, pp. 27~38.