

발간등록번호

11-1543000-002405-01



# 농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수보강공법 선정기술 개발(최종)

Technical Development on Emergency Method by Type of  
Damage of Agricultural Infra Structure and Selection of  
Repair Reinforcement Method



농림축산식품부



한국농어촌공사

발간등록번호

11-1543000-002405-01

# 농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수보강공법 선정기술 개발(최종)

Technical Development on Emergency Method by Type of  
Damage of Agricultural Infra Structure and Selection of  
Repair Reinforcement Method

2018. 12.



농림축산식품부



한국농어촌공사



# 제 출 문

농림축산식품부 장관 귀하

본 보고서를 “농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수 보강공법 선정기술 개발” 과제의 최종 보고서로 제출합니다.

2018년 12월

주관연구기관명 : 한국농어촌공사  
                          농어촌연구원  
연구지도 : 장중석, 오수훈  
연구책임자 : 허준  
연구원 : 허지선  
          이태호  
          전택기  
          최병한  
          김현미

공동연구기관명 : 한국지반신소재학회  
연구책임자 : 김용성



# 요 약 문

1. 과 제 명 : 농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수보강 선정기술 개발

2. 연구기간 : 2017년 2월~2018년 12월(2년중 2년차)

## 3. 필요성 및 목적

### 3.1 연구배경

2016년 경주 지진과 2017년 포항지진으로 대규모 지진발생 및 지진피해의 가능성이 제기되어 농업기반시설물의 내진성능 평가(취약부 평가) 및 내진보강 방안의 검토 필요하지만, 댐설계기준, 계획설계기준(필댐편)에서 기존 농업기반시설물에 대한 내진성능평가(취약부 평가)와 내진보강 방안 구체화 되어있지 않은 상태이다. 해외 사례의 경우 Sharredushk Dam(Albania, 2009)에서는 지진규모 4.1(최대지반가속도가 0.07g)에서도 액상화에 의한 파괴가 발생한 사례가 있고, 우리나라에서 발생하는 지진규모와 비슷한 규모이므로 지진으로 인해 액상화가 발생할 가능성이 있으므로 저수지 제방의 지반증폭특성의 분석은 필요하다.

수치해석을 통한 저수지 제방의 내진거동 특성의 해석은 수행되고 있으나 지진파 특성별 지진거동을 반영한 모형시험은 부족한 실정으로 저수지 제방의 지진거동 모형시험과 수치해석의 종합적인 분석이 필요하다.

국내(포항)에서 발생한 지진파에 의한 저수지 제방 규모별, 제방형식별 내진성능평가를 수행하여 변위 및 가속도 증폭특성을 제시하고 취약부를 제시하여 지진 발생시 우선 점검지점을 제시하고자 한다.

농업용 저수지에 대한 내진 안전성 평가 등에 관한 연구가 추진되었으나, 지진 발생시 지진파 특성별 저수지 제방의 모형시험을 통한 거동특성은 구체적으로 제시되어 있지 않은 상태이다. 모형시험과 같은 물리적 모형 시험은 실제 재료를 이용한 구조물의 사실적 거동 모사가 가능하므로 전체적인 구조적 거동 특성을 파악하고자 할 경우 매우 유용하게 사용될 수 있는 방법이며, 내진성능평가와 같은 경우 수치적 기법과 모형시험기를 이용한 방법은

구조물의 안정성을 종합적으로 평가하고 취약부를 분석 및 제시할 수 있는 방법이다.

따라서, 본 연구를 통해 지진 발생시 농업용저수지 제방의 거동 특성을 수치해석하고, 모형실험을 통해 2016년 경주 지진(규모 5.8), 2017년 포항지진(규모 5.4)과 유사한 규모 또는 이상의 지진 발생시 저수지 취약부와 긴급점검 위한 주요 점검 항목에 활용 할 수 있다.

### 3.2 연구 목적

본 연구의 목적은 농업기반시설물 저수지 제방의 지진거동 분석을 통해 취약부를 평가하는데 있으며, 세부 목표를 항목별로 분류하면 다음과 같다.

- 국내 발생 지진파에 의한 농업용 저수지 제방 내진성능평가
- 저수지 제방 지진진동 모형실험
- 3차원 수치해석과 모형시험 결과를 통한 저수지 제방 지진 거동 종합 검토
  - 지진 발생시 저수지 제방 변형형태 및 주요 점검부분 분석

## 4. 연구내용

본 연구는 농업용 저수지 제방의 지진 발생시 안정성을 파악하기 위하여 지진진동 모형시험 수행, 수치해석 결과를 통한 변형특성 종합 평가를 최종 목표로 하며, 이를 위하여 당내년도 연구 내용은 다음과 같다.

- 국내 발생 지진파에 의한 농업용 저수지 제방 내진성능평가(수치해석)
- 지진진동 모형시험에 의한 저수지 제방 거동특성 규명
- 3차원 수치해석과 모형시험 결과를 통한 저수지 제방 지진거동 종합 검토

## 5. 연구결과

### 5.1 농업기반시설 저수지 제방 내진성능평가

농업용 저수지 제방의 내진성능평가는 3차원 동해석 방법 중 시간이력해석법을 이용하여 지진파의 특성에 따른 농업기반시설물 성토구조물의 제방 변형 및 가속도 증폭특성을 분석을 수행하였다. 저수지 제방높이별, 30만톤 이상의 저수지 제방, 농업용저수지 제방의 평균 높이를 산출하여 모델링을 수행하고 지진진동 수치해석을 수행하였다. 지진이 거동하는 저수지 제방을 분석하기 위해 3차원 모델링을 구현했으며, 선형시간이력해석법을 이용한 동적 해석을 수행하여 제방의 변형 및 정상부에서의 가속도 증폭특성을 분석하였

다. 저수지 제방 바닥에서 제방 정상부 상대변위를 지진파별로 분석하였다. 각 지진파에 대해 저수지 제방을 통한 심도별 가속도 특성을 나타냈다. 가속도는 저수지 제방 위로 상승하면서 그 진폭이 커지는 증폭현상이 나타났다.

## 5.2 농업용 저수지 제방 원심모형시험

저수지의 동적 거동 특성을 규명하기 위해 지진파를 가진한 동적원심모형시험을 통해 지진응답가속도, 변위 및 간극수압을 측정하여 농업용 저수지 제방의 내진성능을 평가하고, 지진파별(단주기, 장주기, 인공지진파) 농업용 저수지 제방의 지진 거동 특성을 분석하여 저수지의 내진 설계 및 보강을 위한 자료를 확보하였다.

가속도 증폭 특성은 정상부에서 증폭이 크게 되는 양상을 볼 수 있으며 가속도 수준이 낮을수록 증폭비는 더 크게 나타났다. 제방 정상부에서 가속도의 증폭이 2배 증가하는 것으로 나타났고 댐 높이의 3/4지점에서 급격한 가속도의 증폭현상이 나타났다. 제방의 침하 거동은 입력된 지진파의 가속도 크기가 증가할수록 지진 후 침하량이 큰 것을 확인할 수 있으며, 하류 사면과 마루 사이의 위치별 차이점은 크게 나타나지 않았다.

## 5.3 농업기반시설 긴급점검 및 보강 방안

저수지 규모별로 수행한 수치해석 결과, 30만톤 이상의 저수지 제방의 수치해석 결과, 농업용저수지 제방 평균 높이 수치해석결과와 원심모형시험을 통한 제방의 지진진동 변형특성 검토 결과 농업용 저수지 제방의 최대 취약부로는 제방의 정상부로 확인되었다. 지진 발생시 제방 정상부에 최대 변위와 가속도 증폭 특성이 나타났다. 수치해석, 모형시험결과와 동일본대지진 발생 후 조사된 농업용저수지 피해사례를 통해 긴급점검 순서는 다음과 같다.

긴급점검의 순서는 댐마루 종방향균열, 상류사면 활동, 댐마루 횡방향균열, 하류사면 활동, 저수지 주변 사면 활동, 정상부 침하, 하류사면의 누수, 복통의 균열여부, 복통으로의 토사유출 여부 순으로 점검이 이루어져야 한다.

지진에 인한 저수지 변형 발생시 제방 응급복구 방법을 검토하였다.



## 6. 기대효과 및 활용방안

- 지진 발생시 농업기반시설물 안전진단, 긴급점검 수행 시 주요 및 우선 점검 위치 부분에 활용
- 지진 진동 저수지 제방 모형시험 결과와 수치해석 종합 검토를 통해 신뢰성 있는 농업기반시설물 내진성능 평가 자료로 활용
- 한정된 예산을 활용한 효율적이고 체계적으로 농업기반시설물 관리

# Summary

1. Title : Technical Development on Emergency Method by Type of Damage of Agricultural Infra Structure and Selection of Repair Reinforcement Method

2. Period of Study : March, 2017 ~ December, 2018

3. Necessity and Objectives

## 3.1 Background

Most of the domestic agricultural infrastructure facilities have been aged for a long time. In the event of natural disasters such as extreme weather events or earthquakes, there are many vulnerable factors. Defects of related facilities can lead to unexpected large-scale emergency situations and large loss of life and property. Agricultural infrastructure can cause economic and industrial damages that can not be predicted in the surrounding area and downstream area due to earthquake-induced functional damage. As shown in past cases, local damage caused by earthquake can cause considerable economic and industrial ripple effects. Therefore, it is necessary to improve the seismic performance of agricultural infrastructures efficiently by presenting the evaluation and urgent inspection plan of vulnerable parts in the earthquake by agricultural infrastructure.

## 3.2 Purpose of the research

- Seismic Capacity Evaluation of Agricultural Reservoirs by Domestic Occurrence Seismic Wave (Numerical Analysis)
- Earthquake vibration model experiment with reservoir
- Comprehensive Review of Seismic Behavior of Reservoir with 3D Numerical Analysis and Model Test Results
  - Analyzes of deformation patterns and major inspection parts of reservoir after earthquake

## 4. Contents of Research

- Seismic Capacity Evaluation of Agricultural Reservoirs by Domestic Occurrence Seismic Wave(Numerical Analysis)
- Identification of reservoir deformation characteristics by seismic vibration model test
- Comprehensive Review of Seismic Behavior of Reservoir with 3D Numerical Analysis and Model Test Results

## 5. Results of Research

### 5.1 Seismic Performance Evaluation of Embankment Structures in Agricultural Infrastructure

Seismic performance evaluation of embankment structures was carried out by using time history analysis method in 3D dynamic analysis method. The dynamic analysis using the linear time history analysis method was performed to analyze the deformation and acceleration amplification characteristics of the embankment structure. The relative displacement at the top of the reservoir was analyzed by seismic waves. The ground accelerations were amplified while rising above the reservoir.

### 5.2 Centrifuge model test for agricultural reservoir

In order to characterize the dynamic behavior of the reservoir, the acceleration response, displacement and pore water pressure were measured by dynamic centrifugal model test. The seismic performance of agricultural reservoirs was evaluated. Seismic behavior of seismic waves (short period, long period, artificial seismic wave) agricultural reservoir was analyzed. Data for seismic design and reinforcement of reservoir were obtained. The acceleration amplification characteristics show that the amplification is large at the top. The lower the acceleration level, the larger the amplification ratio. The amplification of the acceleration at the top of the body was doubled, and the acceleration of the body was abruptly accelerated at 3/4 of the height of the dam.

It can be seen that the settlement behavior of the body is large after the earthquake as the acceleration magnitude of the input seismic wave increases.

The difference between the location of the lower slope and the top was not significant.

### 5.3 Emergency Inspection and Reinforcement of Agricultural Infrastructure

Numerical analysis of reservoir size, numerical analysis of reservoir of more than 300,000 tons, numerical analysis of average height of agricultural reservoir and centrifugal model test were analyzed. The highest vulnerability of the agricultural reservoir was identified as the top. When the earthquake occurred, the maximum displacement and acceleration amplification characteristics appeared at the top of the reservoir. Numerical analysis, centrifugal model test, and damage cases of the reservoirs of the Great East Japan Earthquake have been reviewed, and the order of urgent inspection of reservoir deposits has been suggested. In order to examine the emergency recovery method of reservoir deformation due to earthquakes, we analyzed the method of emergency recovery of reservoir in Japan after the earthquake.

## 6. Expected effects and utilization plan

- In the event of an earthquake, it is used in the main and priority check points in the safety diagnosis of agricultural infrastructure facilities and the emergency inspection.
- Based on seismic vibration reservoir model test results and numerical analysis results, it can be used as reliable data for evaluation of seismic performance of agricultural infrastructure facilities
- Efficient and systematic management of agricultural infrastructure facilities using limited budgets



## <목 차>

|                                       |     |
|---------------------------------------|-----|
| 제1장 서론-----                           | 3   |
| 제1절 연구의 필요성 및 목적-----                 | 3   |
| 1. 연구 배경-----                         | 3   |
| 2. 연구 목적-----                         | 4   |
| 제2절 연구내용 및 방법-----                    | 5   |
| 1. 연구 내용-----                         | 5   |
| 2. 연구방법-----                          | 5   |
| 제3절 연구추진체계-----                       | 6   |
| <br>                                  |     |
| 제2장 농업기반시설 저수지 제방 내진성능평가-----         | 9   |
| 제1절 내진설계 기준-----                      | 9   |
| 1. 내진설계의 위계-----                      | 9   |
| 2. 내진설계기준 분석-----                     | 10  |
| 제2절 저수지 제방 취약부 평가-----                | 43  |
| 1. 농업용 저수지 취약부 평가 개요-----             | 43  |
| 2. 농업용 저수지 취약부 평가-----                | 45  |
| <br>                                  |     |
| 제3장 농업용 저수지 제방 원심모형시험-----            | 55  |
| 제1절 농업용 저수지 제방 원심모형시험 단면 검토-----      | 55  |
| 1. 상사입도 결정을 위한 성토구조물 사례 검토-----       | 55  |
| 2. 상사법칙을 적용한 농업용 저수지 제방 분석-----       | 56  |
| 3. 진동대 및 등가전단보 박스-----                | 60  |
| 4. 원심모형실험 과정-----                     | 65  |
| 제2절 농업용 저수지 제방 원심모형시험 거동 분석-----      | 71  |
| 1. 동적원심모형실험 방법-----                   | 71  |
| 제3절 원심모형시험 단면 수치해석-----               | 141 |
| 1. 원심모형실험 단면 수치해석 개요-----             | 141 |
| 2. 원심모형실험 단면 수치해석-----                | 141 |
| <br>                                  |     |
| 제4장 농업기반시설 저수지 제방 긴급점검 및 응급복구 방안----- | 149 |
| 제1절 저수지 제방 지진피해 사례-----               | 149 |

|                      |     |
|----------------------|-----|
| 1. 저수지 피해 분석         | 149 |
| 2. 저수지 제방 붕괴 사례      | 152 |
| 3. 균열 및 활동 발생 사례     | 158 |
| 제2절 저수지 제방 지진시 긴급점검  | 175 |
| 1. 농업용 저수지 제방 취약부 평가 | 175 |
| 2. 농업용 저수지 긴급점검 사항   | 176 |
| 제3절 저수지 제방 응급복구 방안   | 182 |
| 1. 저수지 제방 복구 사례      | 182 |
| 2. 저수지 제방의 응급복구      | 186 |
| 제5장 요약 및 결론          | 201 |

<표 차례>

|  |    |
|--|----|
| (표 2-1) 시설물별 관계법령 및 내진설계기준                         | 10 |
| (표 2-2) 지진구역계수(Z)                                  | 11 |
| (표 2-3) 위험도계수(I)                                   | 12 |
| (표 2-4) 지반분류체계                                     | 13 |
| (표 2-5) 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼 전이주기              | 14 |
| (표 2-6) 지반증폭계수                                     | 15 |
| (표 2-7) 시설물의 내진등급별 내진성능수준                          | 17 |
| (표 2-8) 지진구역구분                                     | 20 |
| (표 2-9) 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)                      | 21 |
| (표 2-10) 위험도계수                                     | 21 |
| (표 2-11) 댐의 내진등급별 설계지진                             | 22 |
| (표 2-12) 기초지반 분류에 따른 지반계수                          | 22 |
| (표 2-13) 지진구역구분                                    | 28 |
| (표 2-14) 댐의 내진등급별 설계지진                             | 29 |
| (표 2-15) 댐의 내진등급과 설계지진                             | 33 |
| (표 2-16) 위험도계수                                     | 35 |
| (표 2-17) 기초지반 분류에 따른 지반계수                          | 36 |
| (표 2-18) 감쇠보정계수                                    | 39 |
| (표 2-19) 지진계수( $C_a$ , $C_v$ )                     | 39 |
| (표 3-1) 원심모형시험기의 상사성 법칙                            | 58 |
| (표 3-2) 원심모형시험기 설명서                                | 60 |
| (표 3-3) 진동대의 제원                                    | 62 |
| (표 3-4) 실험 단면의 지반정수                                | 66 |
| (표 3-5) 입력 지진파                                     | 72 |
| (표 3-6) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.019g)  | 73 |
| (표 3-7) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.039g)  | 75 |
| (표 3-8) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.057g)  | 77 |
| (표 3-9) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.073g)  | 80 |
| (표 3-10) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.096g) | 82 |
| (표 3-11) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.122g) | 84 |
| (표 3-12) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.149g) | 87 |



|   |     |
|---|-----|
| (표 3-13) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.018g) | 89  |
| (표 3-14) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.022g) | 91  |
| (표 3-15) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.029g) | 94  |
| (표 3-16) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.039g) | 96  |
| (표 3-17) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.053g) | 98  |
| (표 3-18) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.073g) | 101 |
| (표 3-19) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.119g) | 103 |
| (표 3-20) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.160g) | 105 |
| (표 3-21) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.215g) | 108 |
| (표 3-22) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.262g) | 110 |
| (표 3-23) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.286g) | 112 |
| (표 3-24) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.010g)   | 115 |
| (표 3-25) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.024g)   | 117 |
| (표 3-26) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.033g)   | 119 |
| (표 3-27) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.061g)   | 121 |
| (표 3-28) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.097g)   | 123 |
| (표 3-29) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.147g)   | 125 |
| (표 3-30) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.170g)   | 128 |
| (표 3-31) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.229g)   | 130 |
| (표 3-32) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.290g)   | 132 |
| (표 3-33) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.314g)   | 135 |
| (표 3-34) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.343g)   | 137 |
| (표 3-35) 수치해석 단면의 지반정수                            | 141 |
| (표 4-1) 지진에 의한 저수지 손상패턴                           | 150 |
| (표 4-2) 지진발생시 저수지 긴급점검표(1)                        | 178 |
| (표 4-3) 지진발생시 저수지 긴급점검표(2)                        | 179 |
| (표 4-4) 지진발생시 저수지 긴급점검표(3)                        | 180 |
| (표 4-5) 지진발생시 저수지 긴급점검표(4)                        | 181 |
| (표 4-6) 조사대상 저수지 현황                               | 186 |
| (표 4-7) 최대균열깊이(USACE, 2009)                       | 194 |

<그림 목차>

|   |    |
|---|----|
| <그림 2-1> 내진설계의 위계                                 | 9  |
| <그림 2-2> 지진구역 분포도                                 | 11 |
| <그림 2-3> 암반지반 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼            | 13 |
| <그림 2-4> 토사지반 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼            | 15 |
| <그림 2-5> 표준설계응답스펙트럼(5% 감쇠비)                       | 38 |
| <그림 2-6> 농업용저수지 관리주체별 분류                          | 43 |
| <그림 2-7> 농업용저수지 총저수용량별 분류                         | 44 |
| <그림 2-8> 농업용저수지 축조년도별 분류                          | 44 |
| <그림 2-9> 농업용저수지 제방 높이별 분류                         | 45 |
| <그림 2-10> 저수지 제방 수치해석 단면                          | 45 |
| <그림 2-11> 포항지진 응답스펙트럼(김익현, 2017)                  | 46 |
| <그림 2-12> 포항(M=5.4) 지진파(정민수, 2018)                | 46 |
| <그림 2-13> 저수지 제방 3차원 수치해석 요소망                     | 47 |
| <그림 2-14> 저수지 제방 3차원 수치해석 변위(포항지진파)               | 48 |
| <그림 2-15> 30만톤 이상 저수지 제방 3차원 동적해석(제방 평균 높이 20.6m) | 50 |
| <그림 2-16> 30만톤 이상 저수지 제방 변위 및 지반가속도               | 50 |
| <그림 2-17> 30만톤 이상 저수지 제방 3차원 동적해석(제방 평균 높이 20.6m) | 52 |
| <그림 2-18> 농업용 저수지 제방 평균 높이 변위 및 지반가속도             | 52 |
| <그림 3-1> 원심모형시험기의 개략도                             | 59 |
| <그림 3-2> 동적원심모형시험기                                | 61 |
| <그림 3-3> ESB box의 개략도                             | 61 |
| <그림 3-4> Model box                                | 63 |
| <그림 3-5> ESB box의 경계조건                            | 63 |
| <그림 3-6> Dynamic balance in shake table           | 64 |
| <그림 3-7> 진동대의 개략도                                 | 65 |
| <그림 3-8> 실험 단면                                    | 66 |
| <그림 3-9> 실험 준비                                    | 67 |
| <그림 3-10> EBS 박스 안의 도시                            | 67 |
| <그림 3-11> formworks의 모형                           | 68 |
| <그림 3-12> Formworks for core (Case 1, Case 2)     | 68 |
| <그림 3-13> Formworks for Case 1                    | 68 |

|   |     |
|---|-----|
| <그림 3-14> 저수지 모형 형성   | 70  |
| <그림 3-15> 입력 지진파  | 71  |
| <그림 3-16> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.019g) | 74  |
| <그림 3-17> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.039g) | 76  |
| <그림 3-18> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.057g) | 79  |
| <그림 3-19> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.073g) | 81  |
| <그림 3-20> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.096g) | 83  |
| <그림 3-21> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.122g) | 86  |
| <그림 3-22> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.149g) | 88  |
| <그림 3-23> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.018g)  | 90  |
| <그림 3-24> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.022g)  | 93  |
| <그림 3-25> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.029g)  | 95  |
| <그림 3-26> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.039g)  | 97  |
| <그림 3-27> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.053g)  | 100 |
| <그림 3-28> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.073g)  | 102 |
| <그림 3-29> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.119g)  | 104 |
| <그림 3-30> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.160g)  | 107 |
| <그림 3-31> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.215g)  | 109 |
| <그림 3-32> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.262g)  | 111 |
| <그림 3-33> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.286g)  | 114 |
| <그림 3-34> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.010g)    | 116 |
| <그림 3-35> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.024g)    | 118 |
| <그림 3-36> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.033g)    | 120 |
| <그림 3-37> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.061g)    | 122 |
| <그림 3-38> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.097g)    | 124 |
| <그림 3-39> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.147g)    | 127 |
| <그림 3-40> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.170g)    | 129 |
| <그림 3-41> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.229g)    | 131 |
| <그림 3-42> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.290g)    | 134 |
| <그림 3-43> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.314g)    | 136 |
| <그림 3-44> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.343g)    | 138 |
| <그림 3-45> Peak acceleration of bedrock vs. peak acceleration          | 139 |
| <그림 3-46> Peak acceleration of bedrock vs. settlement                 | 140 |

|   |     |
|---|-----|
| <그림 3-47> Hachinobe 입력지진파(최대가속도 0.154g) | 141 |
| <그림 3-48> Ofunato 입력지진파(최대가속도 0.154g)   | 142 |
| <그림 3-49> 인공지진파(최대가속도 0.154g)           | 142 |
| <그림 3-50> 표준응답스펙트럼 부합성 검토               | 142 |
| <그림 3-51> 원심모형시험 단면의 3차원 동적해석(단주기 지진파)  | 143 |
| <그림 3-52> 저수지 제방 높이에 따른 변위              | 143 |
| <그림 3-53> 저수지 제방 높이에 따른 증폭특성            | 144 |
| <그림 3-54> 원심모형시험 단면의 3차원 동적해석(장주기 지진파)  | 144 |
| <그림 3-55> 원심모형시험 단면의 3차원 동적해석(인공 지진파)   | 145 |
| <그림 4-1> 지진에 의한 저수지 손상패턴                | 149 |
| <그림 4-2> 후지누마저수지 붕괴발생 예측도               | 153 |
| <그림 4-3> 지진후 저수지 붕괴관련 부대시설의 이동 상황       | 153 |
| <그림 4-4> 후지누마저수지((藤沼湖) 붕괴 전후 현황 사진      | 154 |
| <그림 4-5> 아오타시니저수지(靑田新池) 평면도             | 155 |
| <그림 4-6> 아오타시니저수지(靑田新池) 안정성 해석결과        | 155 |
| <그림 4-7> 아오타시니 저수지(靑田新池) 붕괴후 현황         | 156 |
| <그림 4-8> 결괴된 나카저수지(中池) (하류측 촬영)         | 157 |
| <그림 4-9> 결괴된 나카저수지(中池) (우안측 촬영)         | 157 |
| <그림 4-10> 미즈모리저수지(三ツ森池) 균열 현황           | 159 |
| <그림 4-11> 전도금(前刃金)식 개량공법 개요             | 159 |
| <그림 4-12> 호소와라비저수지(細蕨池) 피해발생 현황         | 160 |
| <그림 4-13> 도마애저수지(堂前池) 피해발생 현황           | 161 |
| <그림 4-14> 이와네오이저수지(岩根大池) 피해발생 현황        | 162 |
| <그림 4-15> 오타니저수지(大谷池) 피해발생 현황           | 163 |
| <그림 4-16> 자노하나저수지(蛇の鼻中ノ池・上ノ池) 피해발생 현황   | 164 |
| <그림 4-17> 사마부타저수지(酒蓋池) 피해발생 현황          | 165 |
| <그림 4-18> 푸타저수지(二池) 피해발생 현황             | 165 |
| <그림 4-19> 기타노우치저수지(北の内池) 피해발생 현황        | 166 |
| <그림 4-20> 나카저수지(女鹿池) 피해발생 현황            | 167 |
| <그림 4-21> 사사다이라저수지(笹平池) 피해발생 현황 피해발생 현황 | 168 |
| <그림 4-22> 타쿠와저수지(田桑池) 피해발생 현황           | 168 |
| <그림 4-23> 푸타스 상 저수지(三ツ森池) 사통부 균열 발생     | 169 |
| <그림 4-24> 마쓰야마저수지(松山池) 상류사면 균열 발생       | 169 |

|  |     |
|--|-----|
| <그림 4-25> 카로우시저수지(家老內池) 블록덮개 변형 발생         | 170 |
| <그림 4-26> 하토리(羽鳥, Hatori)댐 전경              | 171 |
| <그림 4-27> 하토리(羽鳥, Hatori)댐 표준단면도           | 171 |
| <그림 4-28> 하토리(羽鳥, Hatori)댐 피해발생 개요         | 172 |
| <그림 4-29> 하토리(羽鳥)댐 피해 발생 상황                | 172 |
| <그림 4-30> 니시고우(西郷, Nishigou)댐 전경           | 173 |
| <그림 4-31> 니시고우(西郷, Nishigou)댐 표준단면도        | 173 |
| <그림 4-32> 니시고우(西郷)댐 피해발생 개요                | 174 |
| <그림 4-33> 니시고우(西郷)댐 피해 발생 상황               | 174 |
| <그림 4-34> 지진 긴급점검 점검순서                     | 175 |
| <그림 4-35> 하토리(羽鳥)댐 복구 공사 현황                | 183 |
| <그림 4-36> 니시고우(西郷)댐 복구 공사 현황               | 184 |
| <그림 4-37> 저수지 피해복구 사례(오니타저수지)              | 184 |
| <그림 4-38> 저수지 피해복구 사례(하기오저수지)              | 185 |
| <그림 4-39> 저수지 피해복구 사례(아부미가비저수지)            | 185 |
| <그림 4-40> 포항지진 농업용저수지 제방 피해(한국농어촌공사, 2017) | 187 |
| <그림 4-41> (1)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)      | 187 |
| <그림 4-42> (1)저수지 물리탐사 결과(한국농어촌공사, 2017)    | 188 |
| <그림 4-43> (2)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)      | 188 |
| <그림 4-44> (2)저수지 물리탐사 결과(한국농어촌공사, 2017)    | 189 |
| <그림 4-45> (3)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)      | 189 |
| <그림 4-46> (2)저수지 물리탐사 결과(한국농어촌공사, 2017)    | 190 |
| <그림 4-47> (4)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)      | 190 |
| <그림 4-48> (5)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)      | 191 |
| <그림 4-49> (1)저수지 응급복구                      | 191 |
| <그림 4-50> (2)저수지 응급복구                      | 192 |
| <그림 4-51> (4)저수지 응급복구                      | 192 |
| <그림 4-52> (5)저수지 응급복구(한국농어촌공사, 2017)       | 193 |
| <그림 4-53> 균열심도 조사(한국농어촌공사, 2017)           | 193 |
| <그림 4-54> 저수지 제당 긴급복구(한국농어촌공사, 2017)       | 195 |
| <그림 4-55> 저수지 지진 피해시 복구 방법                 | 197 |

# 1. 서론

1.1 연구의 필요성 및 목적

1.2 연구내용 및 방법

1.3 연구 추진체계



# 제1장 서론

## 제1절 연구의 필요성 및 목적

### 1. 연구 배경

국내 농업기반시설물의 대부분은 시공연한이 오래되어 노후화된 상태로써 기상이변 및 지진 등의 자연재해 발생 시 취약한 요소가 많으며, 관련 시설물의 결함이 발생할 경우 예기치 못한 대규모 비상상황과 큰 인명 및 재산 피해를 초래할 수 있다. 농업기반시설물은 지진으로 인한 기능상실시 주변 지역 및 하류지역에 예측하기 어려운 경제적, 산업적 피해를 입힐 수 있으며, 과거 사례에서 보듯이 지진에 의한 국부적인 손상만으로도 상당한 경제적, 산업적 파급효과를 일으킬 수 있다.

1971년 미국 캘리포니아주의 중요 사력댐이었던 Lower San Fernando Dam의 경우 지진 후 제방이 반파되어 당시여유고가 1m 정도에 불과하게 되었으며, 하류지역 대도시 주민 약 8만명이 대피하는 일이 발생하였고, 또한 2008년 중국 Wenchuan 지진(M 7.9)시 약 2천여개 댐에 손상이 발생하고, Zipingpu 댐(CFRD)의 경우 댐 균열보수를 위해 2천명의 군인을 긴급 투입하기도 하였으며, 2011년 일본 Tohoku 대지진의 결과 8명의 사망자를 낸 Fujinuma 댐 붕괴를 비롯하여, 피해의 후유증으로 지역 공동체 전체가 사회·문화적으로 심각한 타격을 입었으며, 지역의 공동화를 초래하기도 하였다.

미국과 일본의 경우, 과거 토목구조물의 지진시 피해 사례를 경험으로 내진설계 및 평가의 기준과 학문적 연구, 실산업에의 적용이 연계하는 구조를 이루고 있지만, 국내의 경우 농업기반시설물의 취약부 평가, 보강 및 설계에 관한 관련한 연구 등이 미진한 편이고, 대책마련이 시급한 실정이다.

지진시 농업기반시설물별 취약부 규명 및 취약부별 특성에 맞는 내진보강 방안 필요하다. 2016년 경주 지진과 2017년 포항지진으로 대규모 지진발생 및 지진피해의 가능성이 제기되어 농업기반시설물의 내진성능 평가(취약부 평가) 및 내진보강 방안의 검토 필요하지만, 댐설계기준, 계획설계기준(필댐편)에서 기존 농업기반시설물에 대한 내진성능평가(취약부 평가)와 내진보강 방안 구체화 되어있지 않은 상태이다. 해외 사례의 경우 Sharredushk Dam(Albania, 2009)에서는 지진규모 4.1(최대지반가속도가 0.07g)에서도 액상화에 의한 파괴가 발생한 사례가 있고, 우리나라에서 발생하는 지진규모와



비슷한 규모이므로 지진으로 인해 액상화가 발생할 가능성이 있으므로 저수지 제방의 지반증폭특성의 분석은 필요하다.

수치해석을 통한 저수지 제방의 내진거동 특성의 해석은 수행되고 있으나 지진과 특성별 지진거동을 반영한 모형시험은 부족한 실정으로 저수지 제방의 지진거동 모형시험과 수치해석의 종합적인 분석이 필요하다.

국내(포항)에서 발생한 지진파에 의한 저수지 제방 규모별, 제방형식별 내진 성능평가를 수행하여 변위 및 가속도 증폭특성을 제시하고 취약부를 제시하여 지진 발생시 우선 점검지점을 제시하고자 한다.

농업용 저수지에 대한 내진 안전성 평가 등에 관한 연구가 추진되었으나, 지진 발생시 지진파 특성별 저수지 제방의 모형시험을 통한 거동특성은 구체적으로 제시되어 있지 않은 상태이다. 모형시험과 같은 물리적 모형 시험은 실제 재료를 이용한 구조물의 사실적 거동 모사가 가능하므로 전체적인 구조적 거동 특성을 파악하고자 할 경우 매우 유용하게 사용될 수 있는 방법이며, 내진성능평가와 같은 경우 수치적 기법과 모형시험기를 이용한 방법은 구조물의 안정성을 종합적으로 평가하고 취약부를 분석 및 제시할 수 있는 방법이다.

따라서, 본 연구를 통해 지진 발생시 농업용저수지 제방의 거동 특성을 수치해석하고, 모형실험을 통해 2016년 경주 지진(규모 5.8), 2017년 포항지진(규모 5.4)과 유사한 규모 또는 이상의 지진 발생시 저수지 취약부와 긴급점검 위한 주요 점검 항목에 활용 할 수 있다.

## 2. 연구 목적

본 연구의 목적은 농업기반시설물 저수지 제방의 지진거동 분석을 통해 취약부를 평가하는데 있으며, 세부 목표를 항목별로 분류하면 다음과 같다.

- 국내 발생 지진파에 의한 농업용 저수지 제방 내진성능평가)
- 저수지 제방 지진진동 모형실험
- 3차원 수치해석과 모형시험 결과를 통한 저수지 제방 지진 거동 종합 검토
  - 지진 발생시 저수지 제방 변형형태 및 주요 점검부분 분석

## 제2절 연구내용 및 방법

### 1. 연구 내용

본 연구는 농업용 저수지 제방의 지진 발생시 안정성을 파악하기 위하여 지진진동 모형시험 수행, 수치해석 결과를 통한 변형특성 종합 평가를 최종 목표로 하며, 이를 위하여 당내년도 연구 내용은 다음과 같다.

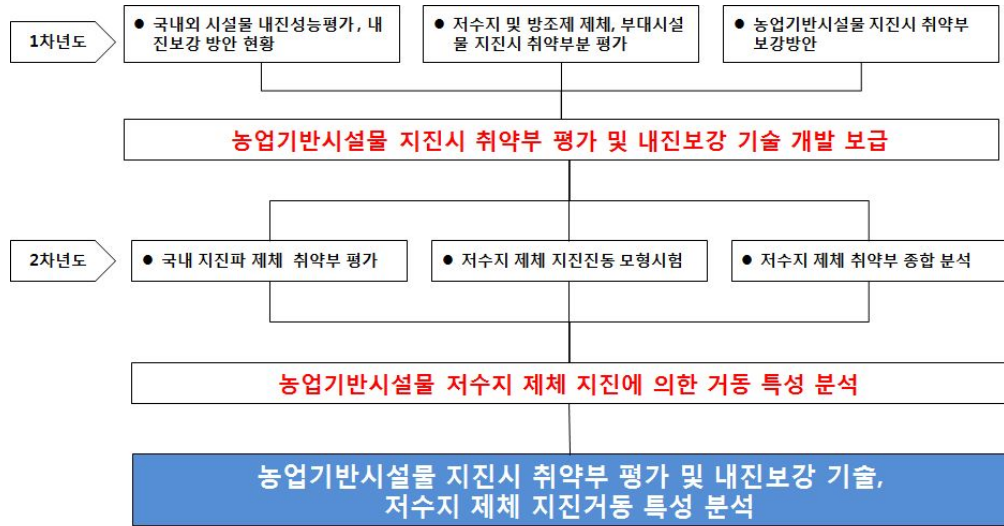
- 국내 발생 지진파에 의한 농업용 저수지 제방 내진성능평가(수치해석)
- 지진진동 모형시험에 의한 저수지 제방 거동특성 규명
- 3차원 수치해석과 모형시험 결과를 통한 저수지 제방 지진거동 종합 검토

### 2. 연구방법

- 국내 발생 지진파에 의한 농업용 저수지 제방 내진성능평가(수치해석)
- 지진진동 모형시험에 의한 저수지 제방 거동특성 규명
  - 저수지 제방 대표단면(필댐 Zone형)의 지진파(단주기, 장주기, 인공지진파) 특성별 모형시험을 통한 동적거동 분석
- 3차원 수치해석과 모형시험 결과를 통한 저수지 제방 지진거동 종합 검토
  - 지진 발생시 저수지 제방 변형형태, 주요 점검부분 분석

### 제3절 연구추진체계

농업기반시설물 저수지 제방 취약부 평가, 변형형태 및 지진 발생시 주요 점검 부분을 제시하기 위한 연구 추진체계는 다음과 같다.



## 2. 농업기반시설 저수지 제방 내진성능평가

2.1 내진설계 기준

2.2 저수지 제방 취약부 평가

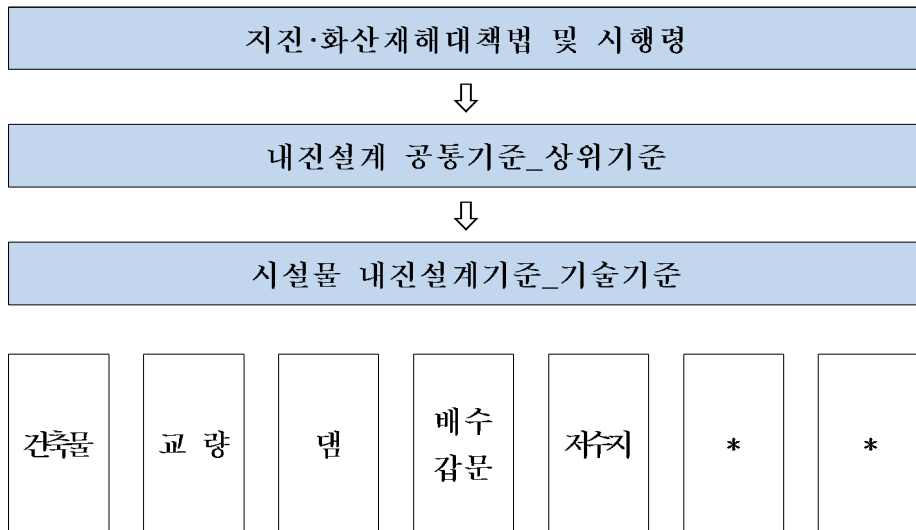


## 제2장 농업기반시설 저수지 제방 내진성능평가

### 제1절 내진설계 기준

#### 1. 내진설계의 위계

우리나라 시설물의 내진설계는 관계법령에 의해서 규정된 내용과 내진설계기준에 의해서 규정된 것이 있다. 내진설계기준은 모든 시설물의 내진설계에 대해 공통적으로 적용하여야 하는 내용을 포함하는 공통기준으로서의 내진 설계 기준(“내진설계 공통기준”)이 있으며, 시설물의 특성을 반영하여 이 내진설계 공통기준에 부합되도록 작성하는 시설물 내진설계기준이 있다(그림 2-1). 본 연구에서는 상위기준에 해당하는 내진설계 공통기준을 적용하였다.



<그림 2-1> 내진설계의 위계

(표 2-1) 시설물별 관계법령 및 내진설계기준

| 시설물 유형             | 관계법령 및 대상시설  | 관련내진기준  |
|--------------------|--|---|
| 1. 공공건축물           | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 건축법(국토교통부)</li> <li>• 3층이상, 연면적 500m<sup>2</sup> 이상 건축물 등</li> </ul>            | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 건축구조기준</li> </ul>                |
| 2. 배수갑문            | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 방조제 관리법(농림축산식품부) 공유수면관리 및 매립에 관한 법률 (국토교통부)</li> <li>• 방조제 (배수갑문 포함)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 농지개량사업계획 설계기준</li> </ul>         |
| 3. 농업생산 기반시설 (저수지) | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 농어촌정비법(농림축산식품부)</li> <li>• 높이 저수량 30만톤 이상 저수지</li> </ul>                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 농업생산기반정비사업계획 설계기준_필댐편</li> </ul> |
| 4. 일반댐             | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 시설물 안전관리에 관한 특별법 (국토교통부)</li> <li>• 용수전용, 홍수조절용</li> </ul>                      | <ul style="list-style-type: none"> <li>• 댐 설계기준</li> </ul>                |

## 2. 내진설계기준 분석

가. 내진설계기준 공통적용사항(2017년)

○ 목적

「지진·화산재해대책법」제14조(내진설계기준의 설정) 및 동법 시행령 제10조에 따른 「시설별 내진설계기준」의 일관성유지를 위하여 「내진설계기준 공통적용사항」을 정하여 활용하도록 함

○ 근거

「지진·화산재해대책법」제14조(내진설계기준 설정) 및 동법 시행령 제10조(내진설계기준 공통적용사항)

○ 국가 내진성능의 목표

‘국가 내진성능의 목표’란 국가가 지진에 대비해서 국가적 기능을 유지하기 위하여 설정한 목표를 말한다. 이를 달성하기 위하여 발생 가능한 강진에 대해서 인명손실과 사회·경제적 피해를 최소화하여 사회기능을 조속히 회복할 수 있어야 하며, 내진설계기준의 설정 대상 시설물의 내진성능을 이에 부합하도록 관리하여야 한다.

(1) 지역에 따른 설계지진의 세기

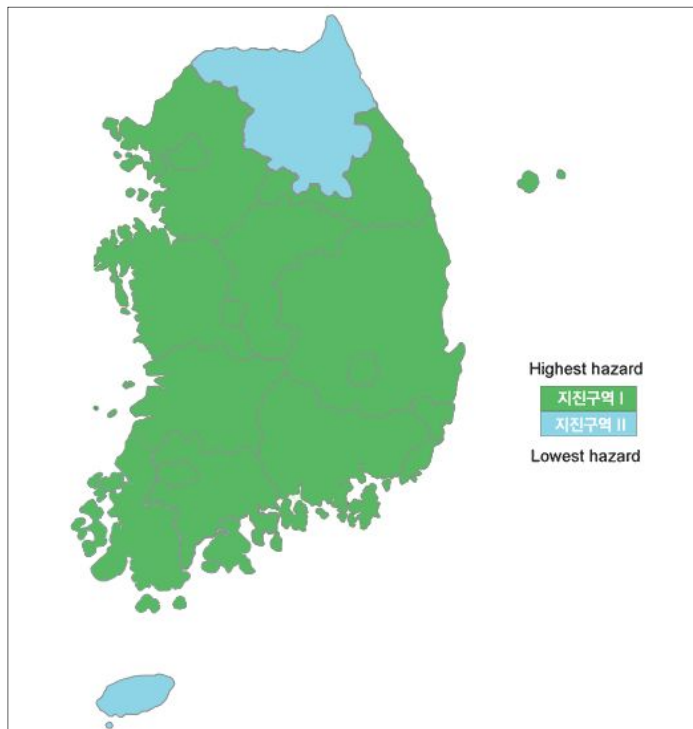
(가) 지진구역 및 지진구역계수

지진구역 및 지진구역 계수(Z, 재현주기 500년 기준)는 아래 표 2-2와 같다.

(표 2-2) 지진구역계수(Z)

| 지진 구역 | 행정구역 |                                    | 지진구역 계수(Z) |
|-------|------|------------------------------------|------------|
| I     | 시    | 서울, 인천, 대전, 부산, 대구, 울산, 광주, 세종     | 0.11g      |
|       | 도    | 경기, 충북, 충남, 경북, 경남, 전북, 전남, 강원 남부* |            |
| II    | 도    | 강원 북부**, 제주                        | 0.07g      |

\* 강원 남부 : 영월, 정선, 삼척, 강릉, 동해, 원주, 태백  
 \*\* 강원 북부 : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천, 속초



<그림 2-2> 지진구역 분포도



(나) 위험도계수(I)

위험도계수는 다음 표 2-3과 같다.

(표 2-3) 위험도계수(I)

| 재현주기     | 50년 | 100년 | 200년 | 500년 | 1,000년 | 2,400년 | 4,800년 |
|----------|-----|------|------|------|--------|--------|--------|
| 위험도계수(I) | 0.4 | 0.57 | 0.73 | 1.0  | 1.4    | 2.0    | 2.6    |

※ (가), (나) 항목은 2013년 12월 13일 공표 (전 소방방재청 공고 제2013-179호) 관련임

(다) 유효수평지반가속도(S)

- 1) ‘유효수평지반가속도(S)’란 지진하중을 산정하기 위하여 국가지진위험지도나 행정구역을 기준으로 제시된 암반지반의 수평지반운동수준을 말한다.
- 2) 행정구역에 의한 방법으로 재현주기에 따른 유효수평지반가속도(S)는 지진구역계수(Z)에 각 재현주기의 위험도계수(I)를 곱하여 결정한다.

$$S = Z \times I$$

- 3) 국가지진위험지도를 이용하여 결정한 유효수평지반가속도(S)는 행정구역에 의한 방법으로 결정된 유효수평지반가속도(S) 값의 80% 보다 작지 않아야 한다.

(2) 지반분류

‘지반분류’란 국지적인 토질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 정도를 공학적인 특성에 근거하여 지반을 분류하는 등급을 말한다.

국지적인 토질조건, 지표 및 지하지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 다음에 따른다.

- 1) 지반분류는 기반암의 깊이(H)와 기반암 상부 토층의 평균 전단파속도( $V_{S,Soil}$ )에 근거한다.
- 2) 지반은 표 2-4과 같이 S<sub>1</sub>, S<sub>2</sub>, S<sub>3</sub>, S<sub>4</sub>, S<sub>5</sub>, S<sub>6</sub> 등 6종류로 분류한다.
- 3) 토층의 평균 전단파속도( $V_{S,Soil}$ )는 탄성파시험 결과가 있을 경우 이를 우선적으로 적용한다. 지반의 자세한 분류 절차는 [붙임1]과 같다.

(표 2-4) 지반분류체계

| 지반종류           | 지반종류의 호칭                       | 분류기준           |                                 |
|----------------|--------------------------------|----------------|---------------------------------|
|                |                                | 기반암* 깊이, H (m) | 토층 평균 전단파속도, $V_{S,Soil}$ (m/s) |
| S <sub>1</sub> | 암반 지반                          | 1 미만           | -                               |
| S <sub>2</sub> | 얕고 단단한 지반                      | 1~20 이하        | 260 이상                          |
| S <sub>3</sub> | 얕고 연약한 지반                      |                | 260 미만                          |
| S <sub>4</sub> | 깊고 단단한 지반                      | 20 초과          | 180 이상                          |
| S <sub>5</sub> | 깊고 연약한 지반                      |                | 180 미만                          |
| S <sub>6</sub> | 부지 고유의 특성 평가 및 지반응답해석이 요구되는 지반 |                |                                 |

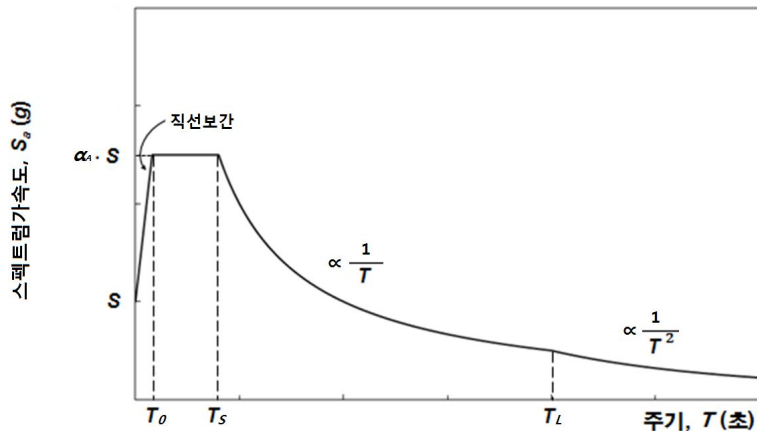
※ 전단파속도 760m/s 이상을 나타내는 지층

※ 기반암 깊이와 무관하게 토층 평균 전단파속도가 120m/s 이하인 지반은 S5 지반으로 분류

(3) 설계지반운동의 특성표현

(가) 암반지반 설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼

1) 암반지반인 S<sub>1</sub>의 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼은 그림 2-3과 같다.



<그림 2-3> 암반지반 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼

① 전이주기(절점주기)

(표 2-5) 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼 전이주기

| 구분  | $\alpha_A$<br>(단주기스펙트럼<br>증폭계수) | 전이주기(sec) |       |       |
|-----|---------------------------------|-----------|-------|-------|
|     |                                 | $T_o$     | $T_S$ | $T_L$ |
| 수 평 | 2.8                             | 0.06      | 0.3   | 3     |

② 감쇠비( $\xi$ , %단위)에 따른 스펙트럼 형상은 다음에 제시한 감쇠보정계수  $C_D$ 를 표준설계응답스펙트럼에 곱해서 구할 수 있다. 단, 감쇠비가 0.5% 보다 작은 경우에는 적용하지 않으며 해당 구조물의 경우 시간이력해석을 권장한다.

-  $T=0$ 초, 모든 감쇠비에 대해서  $C_D = 1.0$

-  $0 \leq T \leq T_0$ ,  $T=0$ 초에서  $C_D = 1.0$ ,  $T = T_0$ 에서  $C_D = \left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$  이며  
그 사이는 직선보간

-  $T_0 \leq T$ ,  $C_D = \left(\frac{6.42}{1.42+\xi}\right)^{0.48}$

③ 표준설계응답스펙트럼에 대응하는 비탄성응답스펙트럼이 필요한 경우 표준설계응답스펙트럼에 대응하는 비탄성응답스펙트럼 기준을 적용할 수 있다.

2) 수직설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

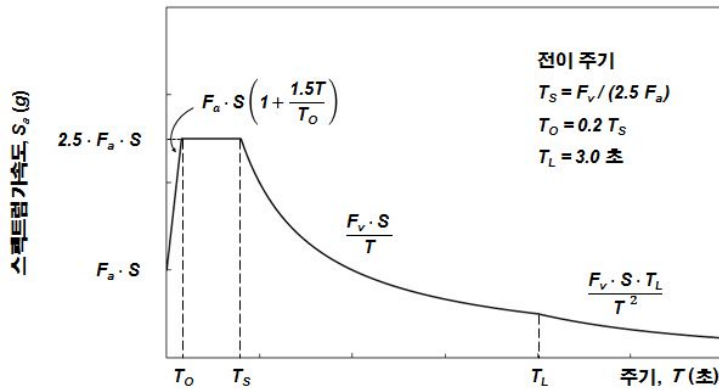
① 5% 감쇠비에 대한 수직설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼은 1)에 있는 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼과 같은 전이주기와 감쇠보정계수를 갖는다.

② 최대 유효 수평지반가속도에 대한 최대 유효 수직지반가속도의 비는 0.77이다.

3) 표준설계응답스펙트럼에 대응하는 가속도시간이력 생성 기준은 [붙임3]의 기준을 적용할 수 있다.

(나) 토사지반 설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼

1) 토사지반인  $S_2, S_3, S_4, S_5$  지반의 5% 감쇠비에 대한 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼은 기반암과 지표면의 스펙트럼 가속도의 증폭비율을 의미하는 '지반증폭계수( $F_a, F_v$ )'로부터 그림 2-5와 같이 구할 수 있다. 토사지반에서 감쇠비에 따른 스펙트럼 형상은 해당 토사지반에 적합한 가속도시간이력을 이용하여 공학적으로 적절한 분석과정을 통해 결정할 수 있다.



<그림 2-4> 토사지반 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼

2) 유효수평지반가속도(S)에 따라 단주기 지반증폭계수( $F_a$ )와 장주기 지반증폭계수( $F_v$ )는 표 2-6을 이용하여 결정한다. 유효수평지반가속도(S)의 값이 중간 값에 해당할 경우 직선보간하여 결정한다.

(표 2-6) 지반증폭계수

| 지반분류  | 단주기 증폭계수, $F_a$ |           |           | 장주기 증폭계수, $F_v$ |           |           |
|-------|-----------------|-----------|-----------|-----------------|-----------|-----------|
|       | $S \leq 0.1$    | $S = 0.2$ | $S = 0.3$ | $S \leq 0.1$    | $S = 0.2$ | $S = 0.3$ |
| $S_2$ | 1.4             | 1.4       | 1.3       | 1.5             | 1.4       | 1.3       |
| $S_3$ | 1.7             | 1.5       | 1.3       | 1.7             | 1.6       | 1.5       |
| $S_4$ | 1.6             | 1.4       | 1.2       | 2.2             | 2.0       | 1.8       |
| $S_5$ | 1.8             | 1.3       | 1.3       | 3.0             | 2.7       | 2.4       |

3) 수직설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼은 다음과 같다.

- ① 5% 감쇠비에 대한  $S_2 \sim S_5$  지반의 수직설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼은 1)에 있는 수평설계지반운동의 가속도 표준설계응답스펙트럼과 같은 전이주기를 갖는다.
- ② 최대 유효 수평지반가속도에 대한 최대 유효 수직지반가속도의 비는 공학적 판단에 의해 값을 결정할 수 있다.

- 4) S2~S5 지반의 경우 그림2-4의 표준설계응답스펙트럼 대신 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용할 수 있다.
- 5) S6 지반의 경우 부지고유의 지반응답해석을 이용하여 결정한 스펙트럼을 사용한다.
- 6) 가속도시간이력은 암반지반에 대해 작성된 가속도시간이력을 사용하여 지반응답해석을 통해 결정한다.

(4) 내진성능수준 분류체계

내진성능수준을 ‘기능수행’, ‘즉시복구’, ‘장기복구/인명보호’, ‘붕괴방지’의 4가지로 분류한다.

- (가) ‘기능수행’ 수준은 설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 경미하여 그 구조물이나 시설물의 기능이 유지될 수 있는 성능수준을 말한다.
- (나) ‘즉시복구’ 수준은 설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 발생한 손상이 크지 않아 단기간 내에 즉시 복구되어 원래의 기능이 회복될 수 있는 성능수준을 말한다.
- (다) ‘장기복구/인명보호’ 수준은 설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 큰 손상이 발생할 수 있지만 장기간의 복구를 통하여 기능 회복이 가능하거나, 시설물에 상주하는 인원 또는 시설물을 이용하는 인원에게 인명손실이 발생하지 않는 성능수준을 말한다.
- (라) ‘붕괴방지’ 수준은 설계지진하중 작용 시 구조물이나 시설물에 큰 손상이 발생할 수는 있지만 구조물이나 시설물의 붕괴로 인한 대규모 피해를 방지하고, 인명 피해를 최소화하는 성능수준을 말한다.

(5) 설계지진 분류체계

설계지진은 시설물의 사용연한과 해당 기간 내 지진의 초과발생확률로서 정한다. 이를 반영한 「지진·화산재해대책법」 제12조 국가지진위험지도에 의한 50년, 100년, 200년, 500년, 1000년, 2400년, 4800년 재현주기(7가지\*) 지진을 설계지진으로 정할 수 있다.

[평균재현주기별 분류]

- ① 평균재현주기 50년 지진지반운동 (5년내 초과발생확률 10%)
- ② 평균재현주기 100년 지진지반운동 (10년내 초과발생확률 10%)

- ③ 평균재현주기 200년 지진지반운동 (20년내 초과발생확률 10%)
- ④ 평균재현주기 500년 지진지반운동 (50년내 초과발생확률 10%)
- ⑤ 평균재현주기 1000년 지진지반운동 (100년내 초과발생확률 10%)
- ⑥ 평균재현주기 2400년 지진지반운동 (250년내 초과발생확률 10%)
- ⑦ 평균재현주기 4800년 지진지반운동 (500년내 초과발생확률 10%)

(6) 내진등급 분류체계

(가) 시설물의 중요도에 따라서 ‘내진특등급’, ‘내진I등급’, ‘내진II등급’의 3가지 등급으로 분류한다.

- 1) ‘내진특등급’은 지진 시 매우 큰 재난이 발생하거나, 기능이 마비된다면 사회적으로 매우 큰 영향을 줄 수 있는 시설의 등급을 말한다.
- 2) ‘내진I등급’은 지진 시 큰 재난이 발생하거나, 기능이 마비된다면 사회적으로 큰 영향을 줄 수 있는 시설의 등급을 말한다.
- 3) ‘내진II등급’은 지진 시 재난이 크지 않거나, 기능이 마비된다면 사회적으로 영향이 크지 않은 시설의 등급을 말한다.

(나) 구체적인 내진등급 분류기준은 시설별 내진성능기준에서 정의한다.

(7) 시설물의 내진등급별 내진성능수준

시설물의 내진등급별 최소 내진성능수준은 표 2-9와 같으며 내진등급에 따라 ‘기능수행’수준을 포함하여 ‘즉시복구’, ‘장기복구/인명보호’, ‘붕괴방지’수준 중에서 하나 이상의 성능수준을 선택하여 적용할 수 있다.

(표 2-7) 시설물의 내진등급별 내진성능수준

| 설계지진<br>재현주기(년) | 내진성능수준  |         |               |         |
|-----------------|---------|---------|---------------|---------|
|                 | 기능수행    | 즉시복구    | 장기복구/<br>인명보호 | 붕괴방지    |
| 50              | 내진II등급  |         |               |         |
| 100             | 내진 I 등급 | 내진II등급  |               |         |
| 200             | 내진특등급   | 내진 I 등급 | 내진II등급        |         |
| 500             |         | 내진특등급   | 내진 I 등급       | 내진II등급  |
| 1000            |         |         | 내진특등급         | 내진 I 등급 |
| 2400            |         |         |               | 내진특등급   |
| 4800            |         |         |               | 내진특등급   |

(8) 「내진설계기준 공통적용사항」 적용(활용) 대상

- 「지진·화산재해대책법」 제14조 및 시행령 제10조에 따른 ‘시설별 내진설계기준’에 적용한다. 다만, 「원자력안전법」에 의한 원자력이용시설의 경우 중앙재난안전대책본부장과 협의하여 별도의 기준을 정할 수 있다.

(9) 「내진설계기준 공통적용사항」 적용에 따른 조치사항

- ‘시설별 내진설계기준’ 시행일\* 이전에 보강한 시설은 내진성능이 확보된 것으로 인정할 수 있다.  
\* 내진보강공사 인·허가(협의)일을 기준으로 함
- 「내진설계기준 공통적용사항」이 ‘시설별 내진설계기준’보다 낮은 경우 「내진설계기준 공통적용사항」을 공통 최소기준으로 보아, 높게 정해져 있는 ‘시설별 내진설계기준’을 유지할 것을 권장한다.

나. 댐 설계기준

국토해양부에서 2011년에 개정된 「댐 설계기준」에서는 ‘제12장 내진설계’편에 댐에 관한 내진설계기준이 상세하게 기술되어 있다.

본 절에서는 내진설계 공통사항 및 댐 부속시설물에 관한 기준에 대해서만 말채하였다.

(1) 내진설계 적용시설

- (가) 이 기준은 댐체, 여수로 및 부대시설물의 내진성능을 확보하기 위하여 필요한 기준을 규정하는 것으로서 신설되는 높이 15m 이상인 댐의 내진설계에 적용한다. 또한 높이 15m 미만인 소규모 댐의 내진설계에도 준용할 수 있다.
- (나) 댐의 부대시설물은 취수탑, 발전소, 댐 관리동, 수로터널 등을 말하며 이들 시설에 설치된 수문, 권양기, 현장 조작반, 관리교, 전기 및 계측제어설비 등을 포함한다.

(2) 내진설계기준의 기본개념

- (가) 이 기준은 국토해양부의 연구과제 □내진설계기준연구(1997.12)□에서 제시된 내진설계 성능기준 및 기타연구결과를 참고하고 기존의 설계 체계를 정리하여 제정한 것이다.
- (나) 내진설계기준 연구(1997.12)에서 제시된 내진설계 개념의 특징은 지진의 발생 빈도와 지반운동의 세기, 시설의 중요도에 따라 요구되는 내진성능

을 기능수행 수준과 붕괴방지 수준으로 구분하여 만족시키도록 규정하고 있다. 따라서 이 기준에서 제시된 방법으로 내진설계를 할 경우에는 기능수행 수준과 붕괴방지 수준을 만족하는 것으로 본다.

(다) 이 내진설계기준은 다음과 같은 기본개념에 기초를 두고 있다.

1) 댐에 미소한 변형과 부분적 손상이 발생하는 것은 허용할 수 있으나, 지진이 발생되더라도 통제 불가능한 저수의 유출이 없어야 하며, 댐의 저수기능이 유지되어 용수공급에 지장이 없어야 한다.

2) 어떤 경우에도 댐이 붕괴되지 않도록 댐체의 활동이나 전도의 방지를 위해 충분한 안전율이 확보되어야 한다.

3) 이 기준을 따르지 않더라도 창의력을 발휘하여 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

### (3) 내진설계 일반

#### (가) 내진설계 해석법

1) 현재 우리나라에서 댐에 대한 내진설계 방법은 지진력을 지진계수에 의한 하중의 관성력과 동수압으로 대치하고 정역학적 방법으로 해석하는 진도법을 기본으로 하고 있다. 이 방법은 이미 경험적으로 안정적인 방법임이 입증되고 있다.

2) 정역학적 방법은 간편하고 안정적인 해석결과를 얻을 수 있는 장점이 있으나, 댐의 동적 특성을 고려하지 않고 지반과 구조물의 상호작용 관계인 설계진도와 최대응답가속도의 관계가 명백하지 않다.

3) 최근 미국 등 일부 국가에서는 지진파에 의한 댐의 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법을 설계에 적용하고 있다.

4) 동역학적 안정해석 방법도 댐 설계에 적용할 때 다음과 같은 사항의 명확한 규명에 문제점이 있어 그 적용에 신중해야 한다.

① 설계 지진파형의 설정

② 댐 축조재료의 동적인 응력 왜곡 특성

③ 해석 방법으로서의 3차원적 응답이나 지하 소산 규정

④ 파괴 기준 및 파괴 현상의 모의

5) 우리나라의 경우에는 빈약한 지진 해석자료 및 연구 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 설계기준으로 동적 해석 방법을 댐의 내진설계기준에 규정하기에는 무리가 따른다.

6) 따라서 종래의 정역학적 설계 방법인 진도법을 내진설계의 기본으로 한다. 그러나 진도법으로 설계된 댐체 단면에 대한 상세검토가 필요한 경우(댐



높이가 매우 높은 경우 등)에는 동역학적 해석 방법에 의한 검토를 수행한다.

(나) 설계지반운동

1) 일반사항

- ① 설계지반운동은 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다.
- ② 설계지반운동은 수평 2축 방향 성분으로 정의되며 그 세기와 특성은 동일한 것으로 가정한다.
- ③ 지진에 의한 수직방향의 영향이 댐 안정에 영향을 주게 되는 경우에는 이 방향의 지진력을 고려하며 그 크기는 수평방향의 지반운동의 1/2로 본다.
- ④ 댐의 내진설계를 할 때 댐 상류의 저수지 수위 및 수위의 변화 상태에 따라 댐 안전에 가장 불리한 방향으로 가진(加震)되는 경우를 상정하고 안정해석을 한다. 이때 해당 저수지 수위의 발생빈도가 특히 낮은 경우에는 그때의 적용 지진력을 조정할 수 있다.

2) 설계진도(震度)

- ① 지진재해도 해석결과에 따라 우리나라의 지진구역을 표 2-14와 같이 설정한다. 평균재현주기 500년의 지진지반운동에 해당하는 각 지진구역별 지진구역계수는 표 2-8과 같이 구역 I 은 0.11, 구역 II는 0.07이다.

(표 2-8) 지진구역구분

| 지진 구역  | 행정 구역 |   |
|--|-------|---|
| I  | 시     | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시                                   |
|  | 도     | 경기도, 강원도남부 <sup>(1)</sup> , 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 <sup>(2)</sup> |
| II   | 도     | 강원도 북부 <sup>(3)</sup> , 전라남도 남서부 <sup>(4)</sup> , 제주도                             |
| (주) : (1) 강원도 남부 : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시,<br>(2) 전남 북동부 : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시<br>(3) 강원도 북부 : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시<br>(4) 전남 남서부 : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시 |       |   |

(표 2-9) 지진구역계수(재현주기 500년에 해당)

|      |      |      |
|------|------|------|
| 지진구역 | I    | II   |
| 구역계수 | 0.11 | 0.07 |

② 평균재현주기별 최대 유효 지반가속도의 중력가속도에 대한 비를 의미하는 위험도계수는 평균재현주기 500년으로 표 2-10과 같다.

(표 2-10) 위험도계수

|       |      |        |        |
|-------|------|--------|--------|
| 재현주기  | 500년 | 1,000년 | 2,400년 |
| 위험도계수 | 1.0  | 1.4    | 2.0    |

③ 댐이 위치할 지점의 설계진도는 해당지역의 지진구역계수에 □내진등급별 설계지진 수준'에서 규정하는 내진등급별 설계지진의 평균재현주기에 따른 위험도계수, '기초지반의 영향'의 지반계수 및 '댐 형식의 영향'의 댐 형식별 할증계수와 중력가속도를 곱한 값으로 한다. 단, 지진구역II에 위치한 다목적댐 및 동역학적 검토가 필요한 100m 이상의 높이를 가진 댐은 지진구역 I의 구역계수를 채택한다.

④ 그러나 위의 방법으로 산출된 설계진도가 0.1g 이하이면 0.1g을 취한다.

(다) 내진등급별 설계지진 수준

1) 댐의 내진등급은 표 2-11과 같이 댐의 중요도에 따라 내진 I 등급 및 내진 특등급의 두 가지 등급으로 분류한다.

2) 댐은 표 2-11에서 내진 등급별로 규정된 평균재현주기를 갖는 설계지진에 대하여 설계된다.

(표 2-11) 댐의 내진등급별 설계지진

| 내진 등급        | 댐   | 설계지진의<br>평균재현주기 |
|--------------|---|-----------------|
| 내진<br>특등급 댐  | ·사회, 안보, 경제적인 측면에서 특별한<br>댐으로 발주처가 지정하는 댐<br>·법에 의하여 다목적 댐으로 분류한 댐<br>·높이 45m 이상이고 총저수용량 50백만 <sup>3</sup><br>이상인 댐 | 1,000 년         |
| 내진<br>I 등급 댐 | ·내진특등급 댐 이외의 모든 댐   | 500 년           |

(라) 기초지반의 영향

지반의 영향은 댐의 지진하중을 결정하는데 고려된다. 표 2-12는 기초지반의 구분과 이에 상응하는 지반계수를 나타내고 있다. 이 표는 보통암의 기초를 기준으로 작성된 것이다.

(표 2-12) 기초지반 분류에 따른 지반계수

| 지반<br>종류       | 지반상태                      | 지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값 |                    |                      | 지반계수 |      |
|----------------|---------------------------|-----------------------|--------------------|----------------------|------|------|
|                |                           | 평균<br>전단파속도<br>(m/s)  | 표준<br>관입시험<br>(N치) | 비배수<br>전단강도<br>(kPa) | I구역  | II구역 |
| S <sub>A</sub> | 경암지반                      | 1,500 이상              | -                  | -                    | 0.8  |      |
| S <sub>B</sub> | 보통암 지반                    | 760 ~ 1,500           | -                  | -                    | 1.0  | 0.7  |
| S <sub>C</sub> | 매우 조밀한<br>토사지반<br>또는 연암지반 | 360 ~ 760             | > 50               | > 100                | 1.2  | 1.1  |
| S <sub>D</sub> | 단단한<br>토사지반               | 180 ~ 360             | 15 ~ 50            | 50 ~ 100             | 1.5  | 1.6  |

(마) 지반조사

1) 댐의 내진 안정성 평가에 필요한 지반물성을 파악하기 위하여 지반조사를 실시한다. 지반조사는 지층구성, 지하수위, 각 지층의 역학적 특성파악 및 실내시험을 위한 시료의 채취 등을 위한 현장시험과 채취된 시료를 이용한 실내에서의 역학적 시험을 포함한다.

2) 필요한 경우 전단파속도 주상도 등을 얻을 수 있는 동적 현장시험을 실시하며, 지진에 취약한 지반은 액상화 특성과 다양한 변형률 크기에 대한 변형계수와 감쇠비 특성을 얻을 수 있는 시험을 실시한다.

(바) 지진하중

1) 지진시 댐에 발생하는 응력과 변형을 평가할 때 댐에 작용하는 고정하중에 설계진도를 곱한 지진 관성력을 고려한다.

2) 지진 관성력은 댐 안정에 불리한 방향으로 작용하는 것으로 해석한다. 즉, 댐 본체는 상 하류 방향의 수평지진력만을 고려하여 설계하며, 여수로 및 부대시설물은 구조물의 특성에 따라 상 하류방향 또는 댐축 방향의 지진력을 선별적으로 고려하여 설계한다.

3) 지진시에는 유체의 동압력 뿐만 아니라 파랑고의 영향도 고려할 수 있다.

(4) 콘크리트 중력댐의 내진설계

(가) 설계거동한계

콘크리트 중력댐은 다음과 같은 조건이 충족되어 지진이 발생해도 붕괴되지 않아야 한다.

1) 콘크리트댐은 지진이 발생되더라도 저수기능이 유지되어야 하며 보수 및 용수 공급이 가능해야 한다. 이를 위해 여수로 및 부대시설물에 대해서도 내진설계가 이루어져야 한다. 이때, 권양기 및 현장조작반은 강체 거동하는 것으로 가정하여 기초앵커의 응력을 검토하며, 관리교는 낙교의 가능성에 대해 검토한다.

2) 콘크리트에 발생한 변형은 탄성한계를 현저히 초과하지 않아야 한다.

3) 이음부의 열림 또는 국부적 파괴로 인해 통제 불가능한 유출이 발생하지 않아야 한다.

4) 지진시 발생하는 파랑고에 의해 댐체가 월류되거나 여수로 및 부대시설물의 기능이 장시간 정지되어서는 안 된다.

5) 여수로 및 취수탑의 재료는 탄성거동 한계 내에 있도록 설계하며, 강재구조물의 발생 응력은 허용응력 이내여야 하고 콘크리트 구조물의 발생 외력은

내하력보다 작아야 한다.

(나) 정력학적 설계기준

1) 지진력

① 설계에 적용하는 지진력은 작용 정하중에 대한 지진 관성력과 동수압이며 지진에 의한 저수지의 파랑고를 따로 고려할 수 있다.

② 수평지진 관성력

- 제방의 수평지진 관성력은 제방의 자중에 설계진도를 곱한 값으로 한다.
- 관성력 작용점은 단면형상에 관계없이 질량의 중심이며 작용방향은 수평 방향으로 하되, 댐 안정에 불리한 방향으로 작용하는 것으로 한다.
- 만수시의 안정해석에서는 지진 관성력이 상류측에서 하류측으로, 댐축에 직각방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 저수지가 비어있을 경우에는 반대로 하류측에서 상류측으로 작용하는 것으로 하되, 설계진도는 소정 설계진도의 1/2을 적용해도 무방하다.
- 댐축 방향으로 지진 관성력을 작용할 때도 설계진도는 댐 축 직각방향과 같다.
- 수평지진에 의한 수압 증가량은 Westergaard의 공식에 의하여 구할 수 있다.

③ 수직지진 관성력

- 콘크리트 중량에 설계진도의 1/2로 가정한 수직 설계진도를 곱한 값인 수직 관성력을 고려할 수 있다.
- 관성력은 상하 방향 중 불리한 쪽으로 작용하는 것으로 한다.

④ 지진에 의한 동수압

- 지진력이 작용할 경우에 발생하는 수평방향 동수압은 댐을 강체로 가정한 Westergaard의 공식에 의하여 계산하며, 동수압은 댐의 연직면에 관성력 방향으로 수평으로 작용하는 것으로 한다.
- 수문 등 강재구조물에서도 댐체와 같이 동수압이 작용하는 것으로 한다.
- 수직방향 동수압은 댐체에 작용하는 물 무게에 수직 설계진도를 곱한 값으로 하여 물 무게 중심에서 관성력 방향으로 작용하는 것으로 한다.
- 댐축 방향의 지진력이 작용할 때 월류부 교각(pier)의 상류측은 교각 좌·우 측면에 동수압을 모두 관성력 방향으로 작용하는 것으로 한다.
- 동수압 계산시 적용하는 수심은 상시만수위에서 퇴사부의저면의 기초지반의 지반고까지로 하여 퇴사부위에서도 지진에 의한 동수압이 작용하

는 것으로 하되, 퇴사압에 대한지진의 영향은 고려하지 않는다.

(다) 동역학적 검토

1) 동적 검토법의 필요성

- ① 댐의 정적 설계 방법은 주로 경험을 토대로 하여 타당성이 입증되고 있으나, 본질적으로 지진시 댐의 거동을 정확히 해석할 수 없으며 지반운동과 댐체와의 거동특성이 분명하지 않다.
- ② 반면, 동적 응답 해석법은 높은 댐의 안정성이나 기초암반의거동특성을 가장 과학적으로 해석할 수 있는 방법이라 할 수 있다.
- ③ 동적 해석법은 아직 연구 중인 해석법으로 댐의 내진성능을 충분히 정량적으로 판단하기는 어렵지만 100m 이상의 높은 댐과 특수한 구조의 댐에서 현행 설계법의 보조적 수단으로 사용될 수 있다.

2) 지진해석 방법과 절차의 일반

- ① 댐 저면에 발생하는 최대압축응력을 분석하여 지지력에 대한 안전성을 평가할 수 있다. 또한 지반의 허용지지력의 1.3배 또는 콘크리트 동적 압축강도와 비교하여 댐체에 발생하는 압축응력에 대한 안전성을 평가할 수 있다.
- ② 콘크리트의 동적 탄성계수는 정적 탄성계수에 15%를 할증하여 적용하며, 동적 포아슨비는 정적 포아슨비의 0.7배와 같다. 또한, 콘크리트의 동적 전단탄성계수는 동적 포아슨비와 동적탄성계수와 관계식으로 구하며, 감쇠비는 5%를 적용한다. 댐의 지반은 보통암 이상이므로 지진시 변형이 극히 작아 정적인 상태와 동적인 상태에서의 물성치 차이가 거의 없다.
- ③ 콘크리트 동적 전단강도는 정적 전단강도의 1.0배를 적용한다. 정적 인장강도는 정적 쪼갬 인장강도를 채택하며, 동적 인장강도는 정적 인장강도의 1.5배를 적용한다. 동적 압축강도는 정적 압축강도의 1.15배를 적용한다.
- ④ 지반을 통한 지진파의 방사조건을 반영하며, 지반매질의 변형도 의존 특성을 고려한다.
- ⑤ 여수로 및 부대시설물의 응답은 선형 및 비선형 거동특성을 고려할 수 있는 해석법을 사용하여 해석하고, 입력지반운동에는 댐의 지진응답 영향을 고려한다.

(5) 소결론

댐 설계기준(2011)의 제12장 내진설계편에는 댐 부속시설에 대한 정의와 내진성능을 확보하기 위해서 필요한 기준을 규정하고 있다. 설계진도 산정시 지진구역 II에 위치한 다목적 댐 및 동역학적 검토가 필요한 100m 이상의 높이를 가진 댐은 지진구역 I의 구역계수를 채택하도록 하였으며, 최소 0.1g 이상을 취하도록 규정하고 있다. 또한 기초지반 분류에 따른 지반계수의 정의가 포함되어 있다. 여수로 및 부대시설물에 대해서는 내진설계가 이루어져야 하며, 권양기 및 현장조작반은 강제 거동하는 것으로 가정하여 기초앵커의 응력을 검토하고, 관리교는 낙교의 가능성에 대해 검토하도록 규정하고 있다.

댐 내진설계 방법은 정역학적 방법으로 해석하는 진도법을 기본으로 하고 있다. 이 방법은 간편하고 안정적인 해석결과를 얻을 수 있는 장점이 있으나 댐의 동적 특성을 고려하지 않고 지반과 구조물의 상호작용 관계인 설계진도와 최대 응답 가속도의 관계가 명백하지 않다. 이에 선진국에서는 지진파에 의한 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법이 많이 개발되어 설계에 적용하고 있으나, 우리나라의 경우 빈약한 지진 해석자료 및 연구 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 설계기준으로 동적 해석방법을 댐의 내진설계기준에 규정하기에는 무리가 따른다.

따라서 종래의 정역학적 설계 방법인 진도법을 내진설계의 기본으로 규정하고, 추가로 진도법으로 설계된 댐체 단면에 대한 상세검토가 필요한 경우(댐 높이가 매우 높은 경우 등)에는 동역학적 해석 방법에 의한 검토를 수행하도록 하였다.

#### 다. 농업생산기반정비사업계획설계기준-필댐편(2002)

농림부에서 2002년에 개정한 「농업생산기반정비사업계획설계기준 - 필댐편」의 4.9.5절에서는 ‘필댐 및 부속시설의 내진성 확보를 위해 필요한 최소요구조건을 만족하도록 신설되는 높이 15 m 이상인 총저수량 50만 m<sup>3</sup> 이상의 댐 및 부속시설에 대하여 내진설계를 적용한다.’라고 필댐의 내진설계기준을 제시하고 있다.

##### (1) 내진설계 방법

지진시에는 댐 및 기초의 직접 파괴 이외에 저수지주변 또는 물넘이 사면의 활동이나 저수의 진동에 의한 간접 피해도 발생할 수 있기 때문에 이에 충분히 검토해야 한다.

### (가) 기본개념

댐에 상당한 변형과 부분적 손상이 발생하는 것은 허용할 수 있으나 지진시 또는 지진 경과 후에도 댐의 저수기능은 유지되어야 하며 통제 불가능한 저수량의 유출상태는 있어서는 안된다. 어느 경우에도 댐이 붕괴되지 않도록 댐체의 활동이나 진도를 방지하기 위한 충분한 안전율을 확보하여야 하며, 댐의 정상수명기간 내에 설계 지진력이 발생할 가능성은 희박한 것으로 본다.

### (나) 설계방법

내진설계방법은 지진력을 지진계수에 의한 하중의 관성력과 동수압으로 대체하고 정역학적인 방법으로 해석하는 진도법과 지진파에 의한 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법이 있다. 댐 내진설계 방법은 정역학적 방법으로 해석하는 진도법을 기본으로 하고 있는데, 이미 경험적으로 안정적인 방법임이 입증되고 있다. 이 방법은 간편하고 안정적인 해석결과를 얻을 수 있는 장점이 있으나 댐의 동적 특성을 고려하지 않고 지반과 구조물의 상호작용 관계인 설계진도와 최대 응답 가속도의 관계가 명백하지 않다.

선진국에서는 지진파에 의한 응답을 구하여 동적인 파동으로 해석하는 동역학적 안정해석 방법이 많이 개발되어 설계에 적용하고 있다. 이 방법도 댐 설계에 적용할 때는 ① 설계 지진파형의 설정, ② 댐 축조재료의 동적인 응력 왜곡 특성, ③ 해석방법으로서의 3차원적 응답이나 지하 소산 규정, ④ 파괴규준 및 파괴현상의 모의 등의 문제점이 있어 적용에 신중해야 한다. 특히, 우리나라의 경우 빈약한 지진 해석자료 및 연구 미흡으로 여러 가지 불명확한 사항에 대한 가정이 불가피하여 설계기준으로 동적 해석방법을 댐의 내진 설계기준에 규정하기에는 무리가 따른다.

## (2) 설계 지반운동 및 설계진도

### (가) 설계지반운동

설계지반운동은 지표면에서의 자유장 운동으로 정의한다. 설계지반운동은 수평 2축 방향성분으로 정의되며 세기와 특성은 동일한 것으로 가정하고, 지진에 의한 수직방향의 영향이 댐 안정에 영향을 주게 되는 경우는 이 방향의 지진력을 고려하여야 하며 크기는 수평방향의 지반운동의 1/2로 본다. 또한, 댐의 내진설계 시에는 댐 상류의 저수지 수위 및 수위의 변화 상태에 따라 댐 안전에 가장 불리한 방향으로 가진되는 경우를 상정하고 안정해석을 해야 한다.



(나) 설계진도

우리나라의 지진구역을 표 2-13과 같이 설정한다. 각 지진구역에서의 평균 재현주기 500년의 지진 지반운동에 해당하는 지진구역계수는 구역 I 에서는 0.11, 구역 II 에서는 0.07이다. 평균 재현주기별 최대 유효지반가속도의 중력가속도에 대한 비를 의미하는 위험도 계수는 평균 재현주기 500년일 때 1.0이며, 1,000년일 때는 1.4이다. 필댼 설계시 적용되는 설계진도는 지진 구역계수에 내진 등급별 설계지진의 평균 재현주기에 따른 위험도 계수, 지반계수 및 댜댜 형식별 할증계수를 곱한 값에 중력가속도를 곱하여 구한다. 단, 지반계수와 댜댜 형식별 할증계수는 정역학적 설계방법인 진도법에 의한 경우에만 적용한다. 그러나 위의 방법으로 산출된 설계진도가 0.2g 이상이어서 우리나라보다 지진규모나 발생빈도가 훨씬 높은 나라에서 적용하는 진도보다 과다하다고 판단되는 경우 설계자는 적용 설계진도를 0.2 g 이하로 조정할 수 있다.

(표 2-13) 지진구역구분

| 지진 구역  | 행정 구역 |   |
|--|-------|---|
| I  | 시     | 서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시                                   |
|  | 도     | 경기도, 강원도남부 <sup>(1)</sup> , 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도 북동부 <sup>(2)</sup> |
| II   | 도     | 강원도 북부 <sup>(3)</sup> , 전라남도 남서부 <sup>(4)</sup> , 제주도                             |
| (주) : (1) 강원도 남부 : 영월, 정선, 삼척시, 강릉시, 동해시, 원주시, 태백시,<br>(2) 전남 북동부 : 장성, 담양, 곡성, 구례, 장흥, 보성, 여천, 화순, 광양시, 나주시, 여천시, 여수시, 순천시<br>(3) 강원도 북부 : 홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시<br>(4) 전남 남서부 : 무안, 신안, 완도, 영광, 진도, 해남, 영암, 강진, 고흥, 함평, 목포시 |       |   |

(다) 내진등급과 설계지진 수준

댜댜 내진 등급은 표 2-14와 같이 댜댜의 중요도에 따라 내진 I 등급 및 내진 특 등급의 두 가지 등급으로 분류한다.

(표 2-14) 댐의 내진등급별 설계지진

| 내진 등급        | 댐   | 설계지진의<br>평균재현주기 |
|--------------|---|-----------------|
| 내진<br>특등급 댐  | ·사회, 안보, 경제적인 측면에서 특별한<br>댐으로 발주처가 지정하는 댐<br>·법에 의하여 다목적 댐으로 분류한 댐<br>·높이 45m 이상이고 총저수용량 50백만 <sup>3</sup><br>이상인 댐 | 1,000 년         |
| 내진<br>I 등급 댐 | ·내진특등급 댐 이외의 모든 댐   | 500 년           |

(3) 뿔댐의 내진설계

뿔댐은 형식에 따라 내진설계에 반영할 지진하중의 종류 및 적용범위가 조금씩 다르다.

(가) 내진설계상의 주의점

내진 설계상의 일반적인 주의점은 다음과 같다.

- 1) 연약기초의 침하나 느슨한 모래 기초에 의한 액상화 현상을 일으키지 않도록 충분한 기초처리를 한다.
- 2) 콘크리트관, 철관 등의 피해는 암반위보다도 토질기초위에서 더욱 크기 때문에 물넘이 취수관 등의 중요한 구조물은 모두 암반위에 설치하도록 설계한다.
- 3) 지진에 의한 진동 및 지진시의 단층이동에 의한 댐마루의 침하에 대비하여 충분한 여유고를 둔다.
- 4) 균열이 발생하기 어려운 재료에 의해 폭 넓은 트랜지션존을 설치한다.
- 5) 제방의 중심부 부근에 직립 및 수평 드레인(drain)을 설치한다.
- 6) 배수층에는 충분한 단면을 주어 비록 지진시에 균열이 발생하여 제방 침투량이 증가해도 이것을 안전하게 장외로 배출시킬 수 있도록 한다.
- 7) 점토차수 존은 균열이 발생하기 어려운 소성이 있는 재료로 만들고 또한 차수재 폭은 충분히 크게 한다.
- 8) 점토차수 존의 상류부에도 입도배합이 좋은 재료로 된 필터 존을 설치한다. 이것은 점토차수 존의 균열 스톱퍼(crack stopper)로서의 역할을 하기 때

문이다.

9) 지진에 의하여 저수지에 발생한 파랑이 제방을 월류해도 제방이 쉽게 침식당하지 않도록 댐마루를 보호한다.

10) 점토차수 존의 어버트먼트 압착부에 있어서 폭을 넓게 해준다.

11) 제방의 침투수에 의한 포화부분이 될 수 있는 한 적게 되는 위치에 점토차수 존을 설치한다.

12) 주변 산의 사면이 지진시에 저수지대로 붕락하지 않도록 사면의 안정대책공을 해 준다.

13) 만일 파괴되었을 때의 하류 마을까지의 홍수도달시간이나 재해의 규모를 추정하는 동시에 피해를 극소화하기 위한 구체적 대책 등을 고려해 둔다.

(나) 설계 거동 한계

필댐은 지진이 발생해도 붕괴되어서는 안되며, 다음과 같은 조건이 만족되어야 한다.

1) 재료의 항복과 영구변형은 허용될 수 있으나, 댐의 강도에는 영향이 없어야 하며, 제방 및 기초에 액상화가 발생하지 않아야 한다.

2) 제방의 사면활동이나 기초의 활동이 발생하지 않아야 하며, 제방에 과도한 침하가 발생하지 않아야 하고, 균열은 댐의 저수능력의 저하를 초래해서는 안된다.

3) 지진으로 발생하는 수면파가 제방을 월류하거나 수리구조물, 부속구조물 및 양안의 붕괴나 누수에 의해 댐의 기능이 손상되어서는 안된다.

(4) 정역학적 설계기준

설계에 적용하는 지진력은 작용 정하중에 대한 지진 관성력만 고려하고 동수압은 영향이 미미하므로 제외한다. 지진에 의한 파랑고는 필요한 경우에만 따로 고려한다.

(가) 지진력

진도법에 의한 정역학적 설계에서 필댐에 작용하는 지진력은 활동면 상의 제방 무게에 설계진도를 곱한 지진 관성력이며, 이 힘의 작용점은 활동면의 중심이며 작용 방향은 수평방향으로 하되 안정에 불리한 쪽으로 정한다. 활동면에 연직으로 작용하는 동수압은 아주 작으므로 무시하며, 활동면에 수직으로 작용하는 지진관성력은 수평 관성력의 1/2로 계산할 수 있으나 수평 지진 관성력을 적용하는 경우가 가장 불리하므로 실제로는 적용하지 않는다.

(나) 활동면법에 의한 지진시 사면안정 검토

필댐의 내진설계에 있어 가장 중요한 부분은 사면안정 검토이다. 활동면 위의 제방이 활동하므로 하는 힘은 정수압, 해당 제방의 자중, 활동면을 따라 작용하는 간극수압 및 수평 지진 관성력이고 이를 외력에 저항하려는 힘은 활동면에 연직으로 작용하는 반력과 활동면의 접선방향으로 작용하는 점착력과 마찰력이다. 활동원의 중심에 대하여 외력의 모멘트가 저항 모멘트를 초과하지 않는 한 댐은 활동에 대하여 안정하다고 판단하는 것이다. 사면안정 검토에 작용하는 지진 관성력은 저수지의 수위 상태와 발생빈도 등을 고려하여 차등 적용한다. 지진 관성력 계산을 위한 제방의 무게와 같은 계산 방법에 의한다. 지진시 간극수압은 변화하지만 현재는 그 변화의 증감폭을 정량적으로 평가하기 어려워 설계자가 적절하게 판단한다. Bishop법에 의한 사면안정 해석에서는 대체로 간극수압에 설계진도를 곱한 값을 적용하고 있다. 일반적으로 설계진도는 댐 상부에서 저면까지 같다고 가정한다.

(5) 동적 설계

최근에 건설되는 필댐은 해석법의 발전과 시공장비의 발달 등에 따라 점차 대형화되고 있는 추세이다. 과거 경험적인 방법인 진도법은 보수적으로 채택되어 왔으나, 적정지진 규모와 경제적인 조건이 충분히 고려되지 못했기 때문에 보다 과학적이고 이론적인 동적해석 해석법의 적용이 필요하다. 이러한 동적인 방법은 축제재료의 비선형 거동특성이 고려한 비선형 모델링 방법을 사용하거나 타당성이 입증된 단순화된 방법으로 해석해야 한다. 부속 구조물의 응답은 비선형 거동특성을 고려할 수 있는 해석법에 의해서 해석하고 일반 구조물의 지진응답 해석법을 준용한다. 동적해석에서 일반적으로 선형적 방법을 응력해석에 이용하고 있으나 면밀한 검토를 위하여 단계적 해석이 사용되어야 하며, 흙의 소성적 성질과 동적 간극수압을 고려하며, 주로 유한차분법이나 유한요소법을 사용하여 해석한다.

라. 상수도시설(2010)

환경부에서 2010년에 개정된 「상수도시설기준」에서는 ‘제10장 내진설계’편을 신설하여 상수도시설의 내진성능을 확보에 필요한 최소설계요건을 규정하여 지진발생 시에도 상수도시설의 급수기능을 최대한 확보하고, 시설의 지진피해가 중대한 2차 재해를 발생시킬 가능성을 최소화 할 수 있도록 도모하였다. 본 절에서는 내진설계 공통사항 및 취수시설 중 저수지 부속시설물과 관

련된 내용에 대해서만 발췌하였다.

(1) 적용범위

(가) 이 기준은 상수도시설기준에 의해 상수도시설을 신설하는 경우의 내진설계에 적용된다. 상수도시설물 중 주요 구조물로서 지진에 따른 시설물 손괴 시 응급복구가 불가능하여 장기간 급수 중단을 초래할 수 있는 시설에 대해 우선 적용한다.

(나) 기존시설의 정비와 내진성능 개선은 이 시설기준의 개념 및 원칙을 준수하는 범위 내에서 적절한 보완을 거쳐 별도의 시설기준을 작성하여 설계에 적용할 수 있다.

(다) 이 시설기준에 규정되어 있지 않은 사항에 대해서는 환경부 및 국토해양부에서 제정한 관련 설계기준과 설계지침 등에 따른다. 이때, 관련 설계기준과 지침 예는 다음과 같다.

- 1) 콘크리트구조설계기준(건설교통부)
- 2) 도로교설계기준(한국도로교통협회)
- 3) 수도시설내진공법 지침.해설(일본수도협회)
- 4) 공동구 설계지침(일본도로협회)
- 5) 댐설계기준(한국수자원학회)
- 6) 터널설계기준(한국터널공학회)
- 7) 구조물기초설계기준(한국지반공학회)

(2) 내진설계 일반

(가) 내진설계의 기본방침

1) 본 기준의 목적은 상수도시설의 내진성능 기준의 목적을 달성하기 위한 최소 요건을 규정하는데 있으며, 본 기준을 따르지 않더라도 상수도시설의 내진성능기준을 충족시킬 수 있는 창의력이 발휘된 보다 발전된 설계를 할 경우에는 이를 인정한다.

2) 지진시 시설물이 보유해야 할 성능수준은 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 구분할 수 있으나, 이 시설기준에서는 붕괴방지수준에 대한 설계만을 고려한다.

3) 상수도시스템을 구성하는 개개 시설의 중요도, 지진에 의한 시설의 손상으로 초래 될 수 있는 영향 범위를 고려하여 내진등급을 분류한다.

4) 시설물의 중요도와 성능목표를 고려하여 설계지진의 수준을 정하여야 하며, 설계지반운동은 지진운동의 불확실성과 부지고유특성이 잘 반영될 수 있

어야 한다.

5) 지진에 의한 영향을 관련 시설기준에 근거하여 설계에 반영하여야 한다.

6) 지진시 토압은 지상구조물, 송·배수관로, 압거, 공동구 등의 횡단면 설계와 안정계산, 배수탑, 저수탑 및 옹벽 등 부속구조물의 안정계산에 적용한다.

7) 물에 접하는 구조물은 지진시 동수압과 수면동요의 영향을 필요에 따라 고려해야 한다.

(나) 시설물의 분류와 내진등급

1) 상수도시설은 취수시설(취수댐, 취수탑, 취수문, 취수관거, 집수관거, 침사지 등), 도수 및 송·배수시설(관로, 가압장, 배수지, 배수탑, 조절지, 수관교, 수로터널, 수로터널 입·출구부 등), 정수및 배출수 처리 시설(착수정, 응집지, 침전지, 여과지, 정수지, 고도정수처리 시설(오존, 입상활성탄 여과지), 설비를 수용하고 있는 건물 등), 기계 및 전기설비, 기타 취수시설 내지 정수/배출수 처리 시설의 기능상 필요한 부속구조물로 분류된다.

2) 상수도시설물의 내진등급은 내진 I등급과 내진 II등급으로 분류한다.

① 개개의 시설을 그 기능의 중요도와 지진에 의한 손상으로 초래될 수 있는 영향범위를 고려하여 내진 I 등급과 내진 II 등급으로 분류한다. 내진 등급별 시설의 분류는 표 2-15와 같다.

(표 2-15) 댐의 내진등급과 설계지진

| 내진등급     | 상수도시설   | 비 고 |
|----------|---|-----|
| 내진 I 등급  | 대체시설이 없는 송·배수 간선시설, 중요시설과 연결된 급수공급관로, 복구난이도가 높은 환경에 놓이는 시설, 지진재해시 긴급대처 거점시설, 중대한 2차 재해를 유발시킬 가능성이 있는 시설 등 |     |
| 내진 II 등급 | 내진 I 등급 이외의 시설  |     |

② 상수도시설 중 상류에 위치하는 시설, 도수관로, 송·배수 간선시설로서 대체시설이 없는 경우, 중요시설과 연결된 급수관로, 복구 난이도가 높은 환경에 놓이는 시설, 지진재해시 긴급 대책 수립 거점시설, 중대한 2차 재해를 유발시킬 가능성이 있는 시설 등의 중요도가 높은 시설은 내진 I 등급으로 분류하고 그 외는 내진 II 등급으로 하는 것을 원칙으로

한다.

- ③ 세부 내진등급 분류는 「상수도시설 내진설계기준 마련을 위한 연구」(1999, 환경부)의 별첨1을 참고로 하되 수도사업자가 시설 및 기능의 중요도를 감안하여 조정할 수 있다.

(다) 설계거동한계 및 등급별 내진설계 목표

- 1) 설계거동한계는 설계지진시 구조부재의 과도한 소성변형, 지반의 액상화, 지반 및 기초의 파괴 등의 원인으로 부분적인 급수기능 유지가 불가능하게 되지 않아야 하고, 쉽게 조기 복구가 가능하여야 한다.
- 2) 상수도시설물의 내진성능 목표에 따른 설계지진강도는 붕괴방지수준에서 시설물의 내진등급이 I 등급인 경우에는 재현주기 1000년, II 등급인 경우에는 500년에 해당되는 지진지반운동으로 한다.

(라) 설계지반운동 수준 및 표현 방법

- 1) 설계지반운동은 지상구조물의 경우, 지표면에서의 자유장운동으로, 지중구조물의 경우는 기반암에서의 자유장 운동으로 정의된다.

- ① 설계지반운동은 지상구조물의 경우, 부지 정지작업이 완료된 지표면에서의 자유장운동으로, 지중구조물의 경우는 기반암에서의 자유장운동으로 정의된다.
- ② 국지적인 토질조건, 지질조건과 지표 및 지하지형이 지반운동에 미치는 영향이 고려되어야 한다.
- ③ 기본적인 지진재해도는 암반지반을 기준으로 평가한다.
- ④ 설계지반운동은 흔들림의 세기, 주파수 성분 및 지속시간의 세가지 측면에서 그 특성이 잘 정의되어야 한다.
- ⑤ 설계지반운동은 수평 2축 방향과 수직방향 성분으로 정의된다.
- ⑥ 설계지반운동의 수직방향 성분의 세기는 수평방향 성분의 1/2로 가정할 수 있고, 주파수 성분과 지속시간은 수평방향 성분과 동일하다고 가정할 수 있다.

- 2) 설계지반운동수준은 지진재해도 해석결과에 근거한 구역계수, 평균재현주기별 최대 유효지반가속도비를 나타내는 위험도계수, 기초지반의 영향을 고려한 지반분류에 의한 지반계수를 산정하고, 이로부터 설계지반운동수준을 결정한다.

① 설계지반운동 수준

- ㉞ 설계지반운동 수준은 다음과 같이 분류한다.

- 평균재현주기 500년 지진 지반운동(50년내 초과확률10%)
- 평균재현주기 1,000년 지진 지반운동(100년내 초과확률10%)
- ㉔ 지진재해도 해석결과에 근거하여 남한을 두 개의 지진구역으로 설정한다. 각 지진구역에서의 평균재현주기 500년 지진 지반운동에 해당하는 구역계수는 지진구역 I 에서는 0.11, 지진구역 II 에서는 0.07이다.
- ㉕ 평균재현주기별 최대유효지반가속도의 비를 의미하는 위험도계수(I)는 표 2-16과 같다.
- ㉖ 상수도시설의 각 구조물 및 관로가 위치할 부지에 대한 지표면 지진 지반운동의 가속도계수(A)는 내진등급별 설계지진의 평균재현주기에 해당되는 위험도계수를 지진구역에 따른 지진계수에 곱하여 계산한다.
- ㉗ 기반암 위치에서 지진 지반운동의 가속도계수는 평균재현주기에 해당되는 위험도계수에 지진구역 I 에서는 0.09, 지진구역 II 에서는 0.05를 곱하여 구한다.
- ㉘ 기반암의 정의는 전단파속도가 760m/s~1,500m/s를 초과하는 지반을 말한다. 기반암의 위치를 판단하기가 어려운 경우는 전문가의 자문을 받아 결정해야 한다.

(표 2-16) 위험도계수

| 재현주기  | 500년 | 1,000년 | 2,400년 |
|-------|------|--------|--------|
| 위험도계수 | 1.0  | 1.4    | 2.0    |

② 지반의 분류

- ㉙ 국지적인 토질조건 및 지질조건과 지표 및 지하 지형이 지반운동에 미치는 영향을 고려하기 위하여 지반을 표 2-23에서와 같이 SA, SB, SC, SD, SE, SF의 6종으로 분류한다.
- ㉚ 지반종류 SF는 부지고유의 특성 평가가 요구되는 다음 경우에 속하는 지반을 일컫는다.
  - 액상화가 일어날 수 있는 흙, 퍽클레이와 매우 민감한 점토, 붕괴될 정도로 결합력이 약한 흙과 같이 지진하중 작용시 잠재적인 파괴나 붕괴에 취약한 지반
  - 이탄 또는 유기성이 매우 높은 점토지반



- 매우 높은 소성을 갖는 점토지반
- 층이 매우 두꺼우며, 연약하거나 중간 정도로 단단한 점토

(표 2-17) 기초지반 분류에 따른 지반계수

| 지반<br>종류       | 지반상태                      | 지표면 아래 30m 토층에 대한 평균값 |                |                  |
|----------------|---------------------------|-----------------------|----------------|------------------|
|                | 1.0                       | 평균전단파속도<br>(m/s)      | 표준관입시험<br>(N치) | 비배수전단강도<br>(kPa) |
| S <sub>A</sub> | 경암지반                      | 1,500 이상              | -              | -                |
| S <sub>B</sub> | 보통암 지반                    | 760 ~ 1,500           | -              | -                |
| S <sub>C</sub> | 매우 조밀한<br>토사지반 또는<br>연암지반 | 360 ~ 760             | > 50           | > 100            |
| S <sub>D</sub> | 단단한<br>토사지반               | 180 ~ 360             | 15 ~ 50        | 50 ~ 100         |
| S <sub>E</sub> | 연약한<br>토사지반               | 180미만                 |                |                  |
| S <sub>F</sub> | 부지고유의 특성평가가 요구되는 지반       |                       |                |                  |

주 : 1) 상부 30m 이내에 기반암층이 있는 경우는 30m 이내의 기반암을 포함한 평균지반 특성을 고려한다.  
2) 전단파속도 또는 표준관입시험치는 현장시험 결과치를 이용하는 것을 원칙으로 한다. 또한 전단파속도와 표준관입시험치를 모두 측정한 경우는 전단파속도와 표준관입시험치를 모두 측정한 경우는 전단파속도에 의해 분류한다.

3) 설계지반운동의 특성은 표준설계응답스펙트럼으로 표현한다.

- ① 설계지반운동의 특성은 그림 2-5와 같은 표준설계응답스펙트럼으로 표현하며 지상구조물의 설계기준으로 가속도응답스펙트럼을 지중구조물은 속도응답스펙트럼을 적용한다.
- ② 5% 감쇠비에 대한 표준설계응답스펙트럼이 그림 2-9에 정의되어 있다. 5% 이외의 감쇠비에 대해서는 표 2-24의 감쇠보정계수를 곱하여 사용한다.
- ③ 그림 2-5에서 표준설계응답스펙트럼의 결정을 위해 요구되는 지진계수  $C_a$ 와  $C_v$ 의 값은 지반종류의 S<sub>A</sub>, S<sub>B</sub>, S<sub>C</sub>, S<sub>D</sub>, S<sub>E</sub>, S<sub>F</sub>에 대하여 지진구역별로 표 2-25에 주어져 있다. 지반종류 S<sub>F</sub>로 분류되는 경우에는 부지

고유의 지반특성 평가가 요구되는 지반이므로 이 경우에는 지진재해도 평가 경험이 있는 지반, 지질 및 지진 전문가에 의해 Ca, Cv를 구하는 절차를 따라야 한다.

④ 지반운동의 공간적 변화 특성 고려 방법

㉠ 구조물의 모든 위치에서 똑같은 지반운동으로 가진되는 것이 불합리하다고 판단되는 구조물에 대해서는 지반운동의 공간적 변화를 고려할 수 있는 모델을 사용해야 한다.

㉡ 지반운동의 공간적 변화에 관한 구체적인 내용은 필요한 경우에는 관련기술기준에 따른다.

⑤ 가속도 시간이력

㉠ 지반가속도의 시간이력으로 지반운동이 표현될 수 있다.

㉡ 공간적인 모델이 필요할 때 지반운동은 동시에 작용하는 3개의 가속도 성분으로 구성되어야 한다.

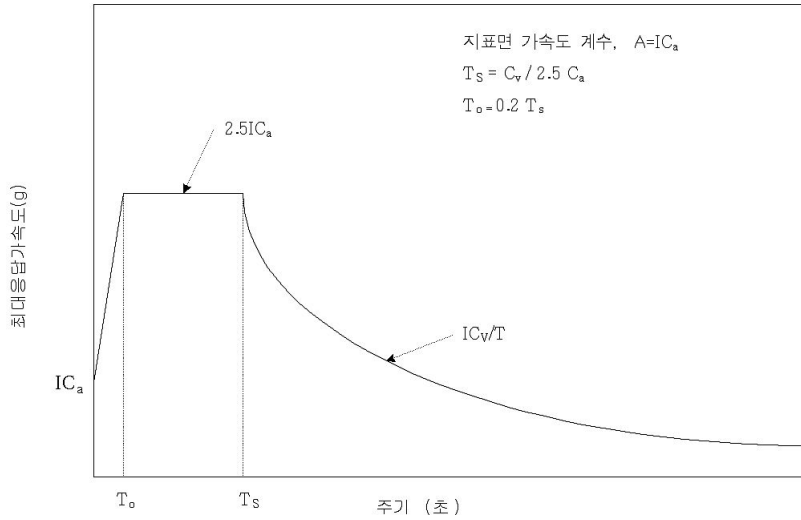
㉢ 가속도 시간이력으로 후술되는 ⑥항에서 기술하는 인공가속도 시간이력이 사용될 수 있다.

⑥ 인공지진 가속도 시간이력

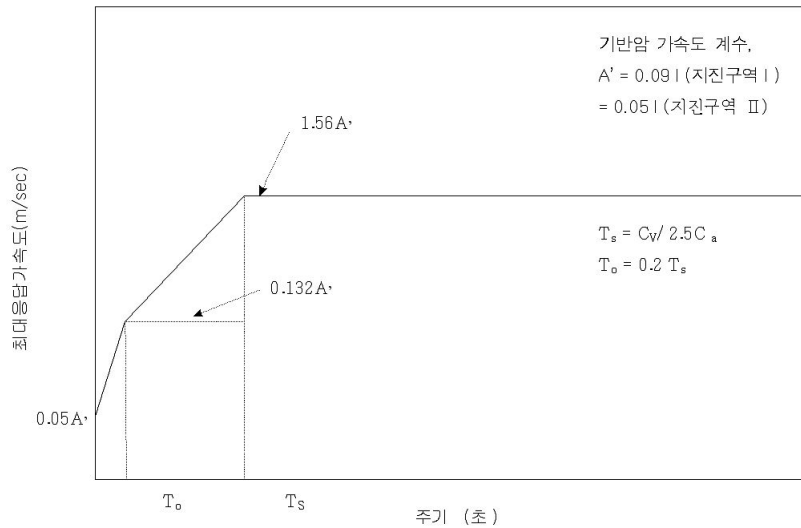
㉠ 인공가속도 시간이력은 설계응답스펙트럼과 잘 부합 되도록 생성되어야 한다.

㉡ 지반운동의 장주기 성분이 구조물의 거동에 미치는 영향이 중요하다고 판단될 경우에는 지진원의 발진기구 특성과 국지적인 영향을 고려하여 시간이력을 생성하여야 한다.

㉢ 인공가속도 시간이력의 지속시간은 지진의 규모와 발진기구 특성, 전파경로 및 부지의 국지적인 조건이 미치는 영향을 고려하여 합리적으로 결정되어야 한다.



(a) 지표면 설계가속도응답스펙트럼



(b) 기반암 설계속도응답스펙트럼

<그림 2-5> 표준설계응답스펙트럼(5% 감쇠비)

(표 2-18) 감쇠보정계수

|        |      |      |      |      |      |      |      |      |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 감쇠비(%) | 0.5  | 1    | 2    | 3    | 5    | 7    | 10   | 20   |
| 감쇠보정계수 | 1.88 | 1.62 | 1.35 | 1.20 | 1.00 | 0.87 | 0.73 | 0.46 |

주 : 1) 위에 표시되지 않은 감쇠비에 대한 감쇠보정계수는 선형 보간하여 사용한다.  
 2) 주기  $T_0$ 이후의 구간에 대하여 적용하고,  $T=0$ 에서  $T_0$ 구간은 선형 보간한다.

(표 2-19) 지진계수(Ca, Cv)

| 지반종류           | 지진계수 Ca |      | 지진계수 Cv |      |
|----------------|---------|------|---------|------|
|                | 지진구역    |      | 지진구역    |      |
|                | I       | II   | I       | II   |
| S <sub>A</sub> | 0.09    | 0.05 | 0.09    | 0.05 |
| S <sub>B</sub> | 0.11    | 0.07 | 0.11    | 0.07 |
| S <sub>C</sub> | 0.13    | 0.08 | 0.18    | 0.11 |
| S <sub>D</sub> | 0.16    | 0.11 | 0.23    | 0.16 |
| S <sub>E</sub> | 0.22    | 0.17 | 0.37    | 0.23 |

## (3) 지진해석 및 내진설계 방법

## (가) 하중

내진설계에서는 상시상태에서 고려되는 하중 외에 지진으로 인한 하중이 추가적으로 고려되어야 한다.

- 1) 지진시의 지반 변위 또는 변형
- 2) 구조물의 자중과 적재하중 등으로 유발된 관성력
- 3) 지진시 토압
- 4) 지진시 동수압
- 5) 수면동요
- 6) 지진시 지반의 액상화
- 7) 지질이나 지형이 급변하는 지반의 지진시 이완 또는 붕괴

(나) 기본적인 지진해석 및 설계 방법

상수도시설물의 지진해석 및 내진설계는 다음의 각 호에 해당되는 시설 및 설비에 대해 시행하되, 시설물별로 합리적인 지진해석 및 설계방법이 적용되어야 한다.

1) 각호에 해당되는 시설 및 설비

- ① 기초
- ② 흙구조물 및 옹벽
- ③ 상수도 전용댐
- ④ 매설관로 및 수로터널
- ⑤ 암거, 공동구 및 수직갱
- ⑥ 상수도 관로 전용 교량
- ⑦ 대용량 저수조
- ⑧ 취수탑 및 지상수조
- ⑨ 펌프장
- ⑩ 건축물

2) 지진해석 및 설계방법은 기본적으로 다음에 따라야 한다.

- ① 지반을 통한 파의 방사조건이 적절히 반영된 수평 2축 방향성분과 수직 방향 성분이 고려되어야 한다.
- ② 지진해석에 필요한 지반정수는 동적 하중조건에 적합한 값들이 선정되어야 하며, 특히 지반의 변형계수와 감쇠비는 발생 변형을 크기에 알맞게 선택되어야 한다.
- ③ 유체-구조물-지반의 상호작용 해석시 구조물의 유연성과 지반의 변형성을 고려해야 한다. 단, 유체-구조물 상호작용이 경미할 경우에는 구조물을 강체로 가정하여 유도한 단순 유체모델을 사용할 수 있다.
- ④ 대상으로 하는 구조물 또는 배관의 구조적 특성과 지반조건에 따라 등가정적해석법, 응답변위법, 응답스펙트럼법, 동적해석법(시간영역해석, 주파수영역해석) 중 시설물별 관련기준에 적합한 방법을 사용한다.
- ㉞ 매설관로와 공동구 구조물과 같이 지중구조물로 그 내공을 포함한 단위체적중량이 주변지반의 단위체적중량과 비교하여 가벼운 경우에는 주변지반에 발생하는 변위 변형 등에 구조물의 지진시 거동이 좌우되므로 응답변위법을 적용하는 것이 적절하다.
- ㉟ 지상구조물, 반지중구조물 중 상부가 개방된 구조물과 지중구조물이 라 할지라도 구조물의 단위체적중량이 주변지반에 비해 매우 크고

횡방향 변위가 전혀 허락되지 않는 구조물의 경우에는 등가정적해석법을 적용하는 것이 적절하다.

㉔ 동적해석법은 상세한 검토를 필요로 하는 경우나 구조조건, 지반조건이 복잡한 경우, 지반과 구조물의 상호작용을 고려하는 경우에 적용하는 것이 적절하다.

㉕ 매설관로, 수로터널, 지하공동구와 같이 종방향으로 길게 설치되는 선상구조물의 경우, 내진해석은 2차원 횡단면 해석을 원칙으로 하나, 지반상태가 급격히 변화하는 구간 통과 등의 경우에는 종방향에 대한 내진해석을 추가로 수행해야 한다.

⑤ 붕괴방지수준을 고려하기 때문에 지진응답은 비선형 거동특성을 고려할 수 있는 해석법에 의해서 해석하는 것을 기본으로 한다. 이 경우 보수성이 입증된 단순해석법 및 설계법이 사용될 수 있다.

⑥ 액상화 가능성 판단은 설계지진 가속도에 의해 지반에 발생하는 반복 전단응력과 액상화에 대한 지반의 강도를 기준으로 이루어져야 한다.

3) 상수도시설물 중 국내 관련 설계기준 및 지침에 반영되어 있지 않는 시설물에 대한 해석과 설계는 「상수도시설 내진 설계기준마련을 위한 연구」(환경부, 1999)에 기술된 해석 및 설계방법의 적용도 가능하다.

#### (4) 소결론

상수도시설기준(2010)의 제10장 내진설계편에는 상수도시설의 내진성능을 확보하기 위해서 필요한 최소 기준을 규정하고 있다. 이 시설기준은 「상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구」(환경부, 1999) 보고서를 따르고 있으며, 성능수준은 붕괴방지수준에 대해서만 만족하도록 규정하고 있다. 또한 내진등급을 내진 I 등급(재현주기 1,000년)과 내진 II 등급(재현주기 500년)으로 분류하고 있다.

설계지반운동의 특성은 표준설계응답스펙트럼(지상구조물은 가속도응답스펙트럼, 지중구조물은 속도응답스펙트럼)으로 감쇠비를 고려하여 표현하며, 지반종류에 따라 지진계수  $C_a$ ,  $C_v$ 를 제시하였으며, 인공 지진 가속도 시간이력 생성시 주요사항을 제시하였다.

지진해석 및 설계방법에 대한 기본적인 사항을 기술하였다. 이때, 대상으로 하는 구조물 또는 배관의 구조적 특성과 지반조건에 따라 등가정적해석법, 응답변위법, 응답스펙트럼법, 동적해석법 중 시설물별 관련기준에 적합한 방법을 따르도록 기술하고 있다.

#### 마. 콘크리트구조기준(2012)

국토해양부에서 2012년에 개정한 「콘크리트구조기준」에서는 ‘제21장 내진설계 특별 고려사항’ 편에 철근콘크리트 부재의 설계 및 상세 규정에 대한 특별 사항을 규정하고 있으며, 지진운동에 의해 발생된 힘에 저항하는 일체식 철근콘크리트 골조에만 적용하여야 한다고 제한하고 있다. 또한 ‘제21장 내진설계 특별 고려사항’편에서는 보, 기둥, 보가 없는 2방향 슬래브와 같은 골조에 대한 요구조건을 규정하고 있으며, 특수모멘트골조의 휨 부재, 휨과 축력을 받는 특수모멘트골조의 부재, 특수모멘트골조의 접합부, 특수철근콘크리트 구조벽체와 연결보, 구조격막과 트러스 및 기초에 대한 요구조건을 규정하고 있다. 철근콘크리트 구조물의 내진성능평가에 필요한 사항 중 철근콘크리트 관련 규정뿐만 아니라 설계기준 본문을 전체적으로 참고할 수 있다.

#### 바. 기존 시설물의 내진성능평가 및 향상요령

한국시설안전공단에서 내진설계가 수행되지 않았거나, 관련기준의 강화로 인하여 내진성능평가가 필요하다고 판단되는 기존시설물(건축물, 교량, 댐, 터널, 상수도, 기초 및 지반, 제방)에 대해 내진성능을 평가하여 지진에 의해 발생할 수 있는 큰 피해를 사전에 막을 수 있도록 2004년에 「기존 시설물의 내진성능평가 및 향상요령」을 발간하여, 이를 토대로 기존 시설물의 내진성능평가 및 내진보강 업무를 수행해왔다. 또한, 설계기준의 개정, 관련 기술의 발달 및 최근 개발된 다양한 보강해석법 등의 내용을 반영하여 2011년에 건축물, 교량, 터널 3개시설물에 대해 개정을 마쳤으며, 현재 나머지 시설물의 개정이 진행중에 있다.

기존 댐 구조물(취수탑)의 내진성능평가를 수행하는데 참고할 수 있는 요령은 「기존 댐의 내진성능 평가요령」과 「기존 상수도의 내진성능 평가요령」 및 「기존 시설물(교량) 내진성능 평가요령」이다.

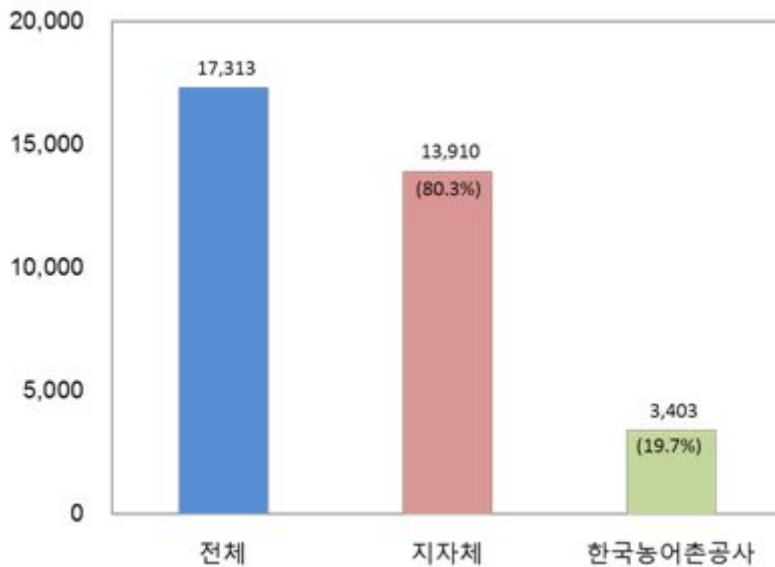
「기존 댐의 내진성능 평가요령」은 「댐 설계기준」에 기초하여 적용범위, 내진등급 및 평가기준 지진 등을 규정하였으며, 댐체 위주로 평가절차 및 방법, 예제 등을 제시하였다. 추가로 동적해석(상세내진성능평가)을 위한 가속도 시간이력을 결정하는 방법과 사용목표수명을 고려한 지진위험도 산정방법을 제시하였다.

## 제2절 저수지 제방 취약부 평가

### 1. 농업용 저수지 취약부 평가 개요

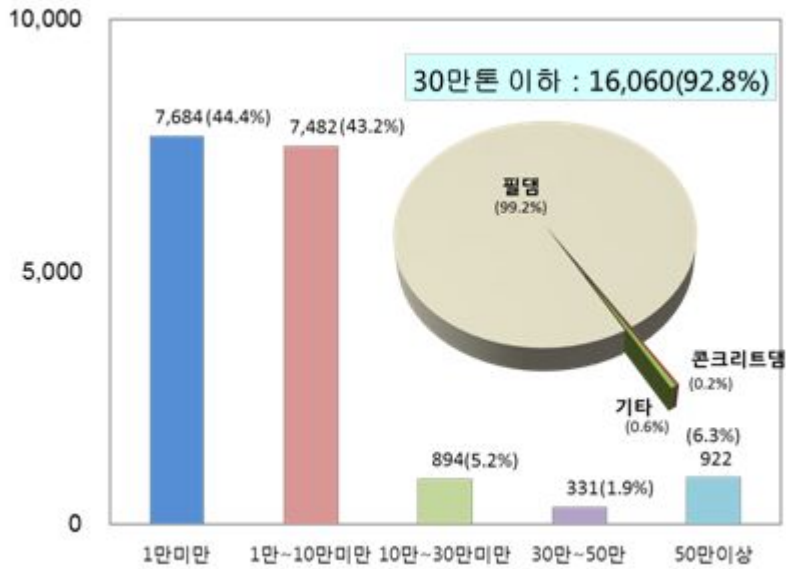
우리나라 농업용 저수지 현황은 전체 17,313개 중 관리 주체별로 지자체 관리 13,910개, 한국농어촌공사가 3,403개 관리를 수행하고 있다. 총저수용량 30만톤 이하가 16,060개로 전체 저수지중 92.8%가 해당된다. 내진설계가 적용되어 내진성능평가 및 내진보강이 이루어져야 하는 30만톤 이상의 저수지는 전체 저수지중 18.2%에 해당된다. 저수지 축조 년도별로 구분하면 전체 저수지중 73.4%의 12,703개가 50년 이상인 시설물이다.

본 연구에서는 농업용 저수지 제방의 지진시 취약부 규명을 위하여 내진성능평가 및 내진보강이 이루어져야 하는 30만톤 이상의 저수지 제방의 평균 높이를 산출하여 수치해석을 수행하였다. 또한, 전체 농업용 저수지 제방의 평균 높이를 산출하여 수치해석을 수행하여 취약부를 분석하였다.

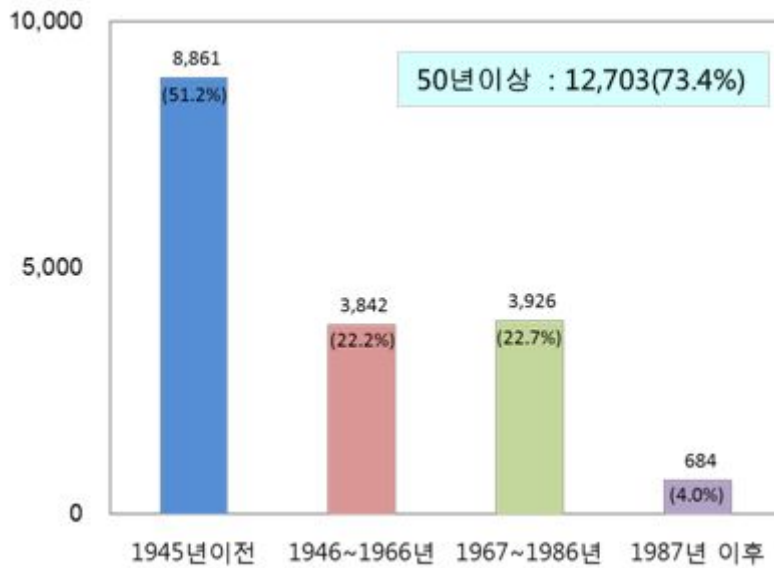


<그림 2-6> 농업용저수지 관리주체별 분류

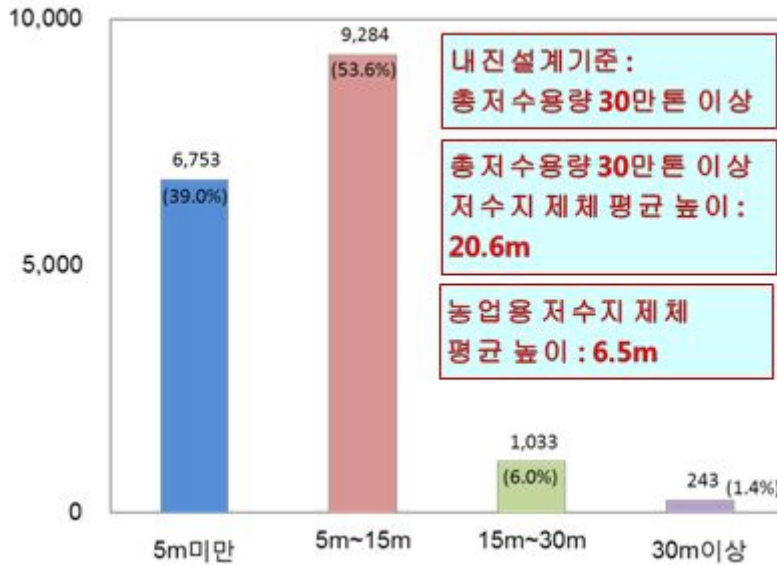




<그림 2-7> 농업용저수지 총저수용량별 분류



<그림 2-8> 농업용저수지 축조년도별 분류



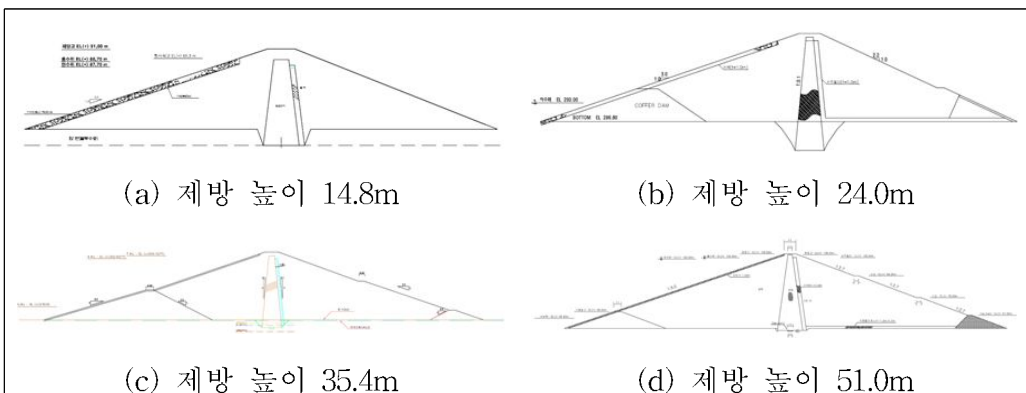
<그림 2-9> 농업용저수지 제방 높이별 분류

## 2. 농업용 저수지 취약부 평가

가. 국내 지진파를 적용한 저수지 제방 내진성능평가

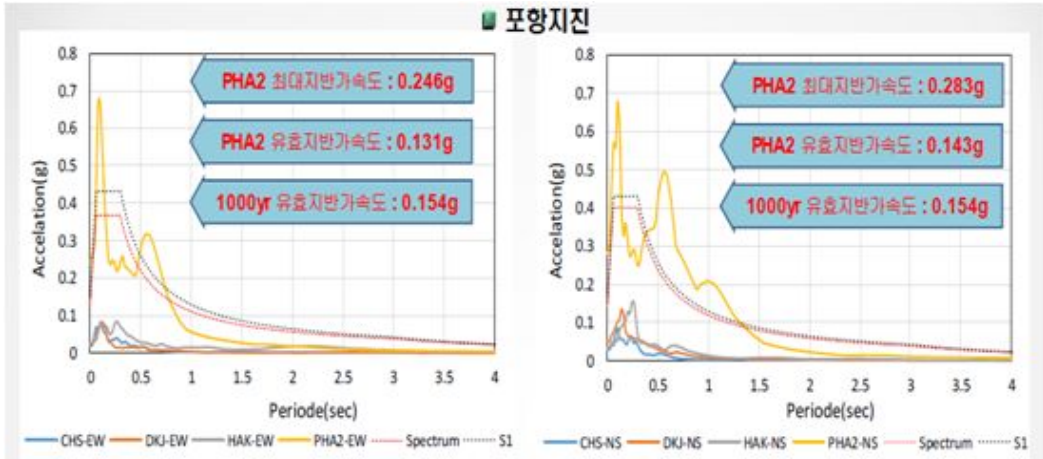
본 장에서는 3차원 동해석 방법 중 시간이력해석법을 이용하여 지진파의 특성에 따른 농업기반시설물 저수지 제방의 변형 및 가속도 증폭특성을 분석을 수행하였다.

동적해석을 수행한 저수지 제방의 형식은 중심코어형 필댐이며, 제방의 높이는 14.8m, 24.0m, 35.4m, 51.0m이다.

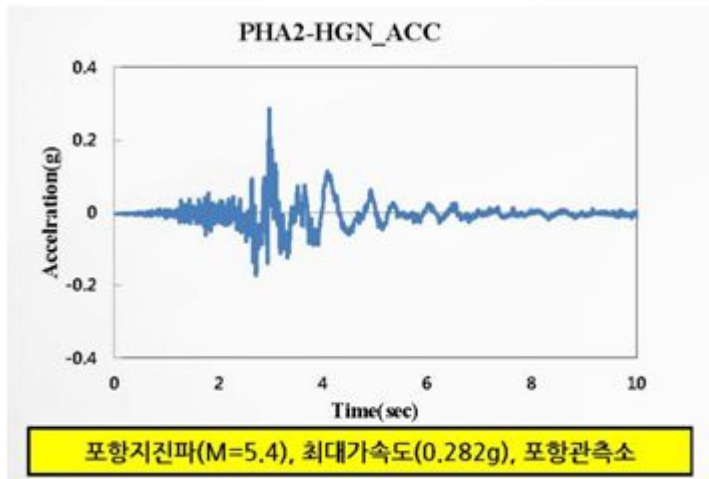


<그림 2-10> 저수지 제방 수치해석 단면

저수지 제방의 지진응답해석에 사용한 입력지진파의 시간이력은 포항지진과 중 포항관측소에서 관측된 초대지반가속도 0.283g, 유효가속도 0.143g를 적용하여 수치해석을 수행하였다.



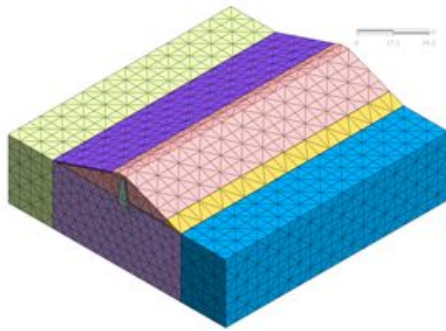
<그림 2-11> 포항지진 응답스펙트럼(김익현, 2017)



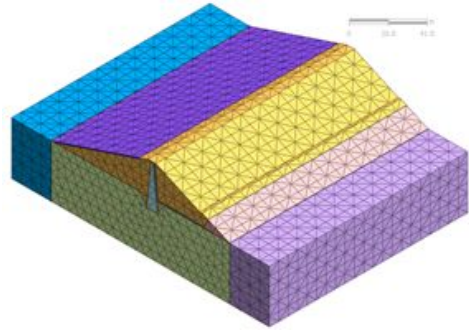
<그림 2-12> 포항(M=5.4) 지진파(정민수, 2018)

지진이 거동하는 저수지 제방을 분석하기 위해 3차원 모델링을 구현했으며, 선형시간이력해석법을 이용한 동적해석을 수행하여 저수지 제방의 변형 및 가속도 증폭특성을 분석하였다. 저수지 제방의 지반정수는 농업용저수지 30여개의 정밀안전진단 및 저수지 EAP 수립을 위해 사용된 지반물성치를 검

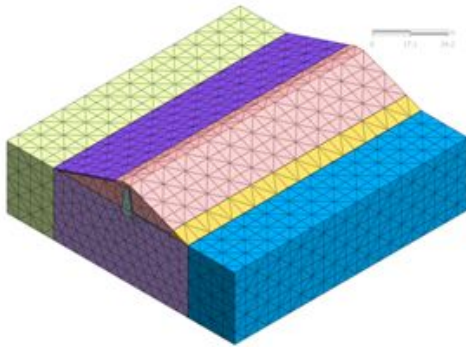
도하여 선정하였다.



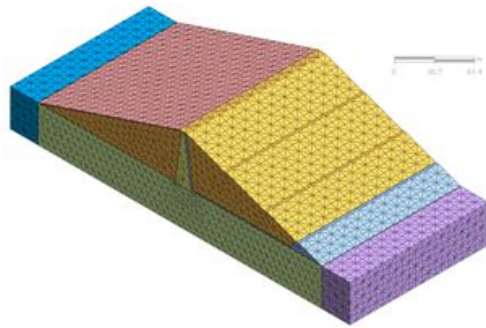
(a) 제방 높이 14.8m



(b) 제방 높이 24.0m



(c) 제방 높이 35.4m

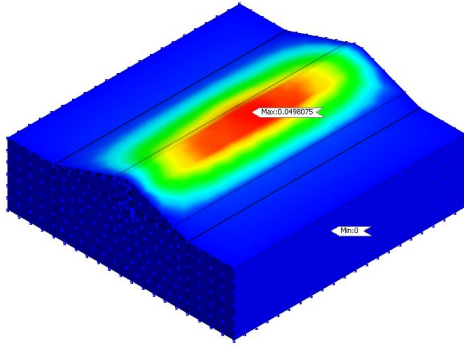


(d) 제방 높이 51.0m

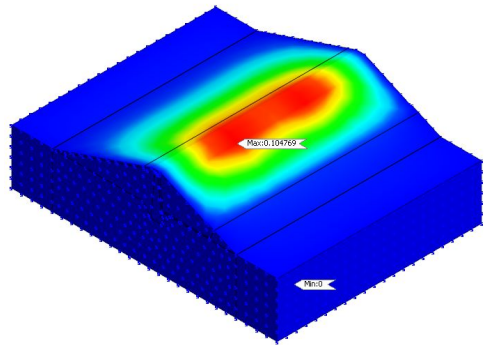
<그림 2-13> 저수지 제방 3차원 수치해석 요소망

나. 국내 지진파(포항지진)를 적용한 저수지 제방 내진성능평가 결과  
저수지 제방 높이별 국내 발생 지진파(포항지진)를 적용하여 수행한 제방  
거동과 정상부에서의 가속도는 다음과 같다.

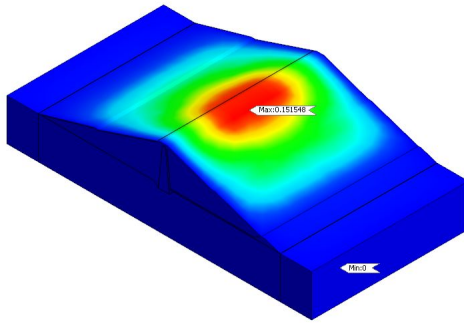
최대 변위는 모두 저수지 정상부에서 발생하였으며 저수지 제방 높이  
14.8m에서는 4.9cm, 24.0m에서는 10.5cm, 35.4m에서는 15.2cm, 51.0m에서는  
13.3cm의 변위가 나타났다. 변형해석으로부터 저수지 제방의 내진안정성을  
평가하는 경우, 제방 높이의 1%를 기준으로 설정하므로 이 값과의 비교를  
통해 국내 설계기준에 대해서 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.



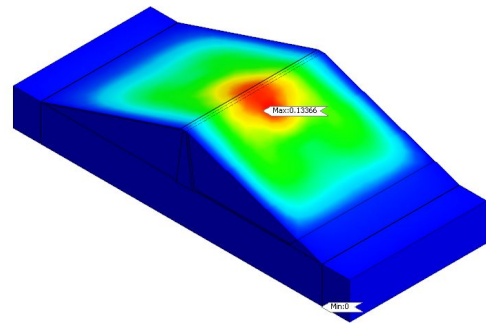
(a) 제방 높이 14.8m



(b) 제방 높이 24.0m



(c) 제방 높이 35.4m



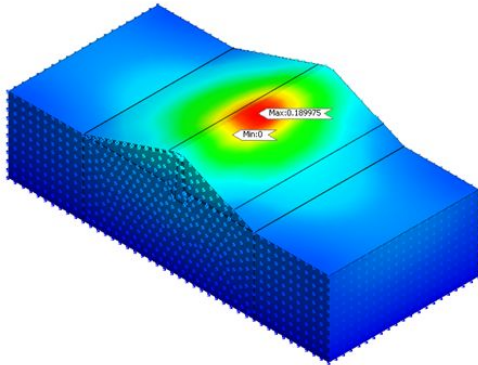
(d) 제방 높이 51.0m

<그림 2-14> 저수지 제방 3차원 수치해석 변위(포항지진파)

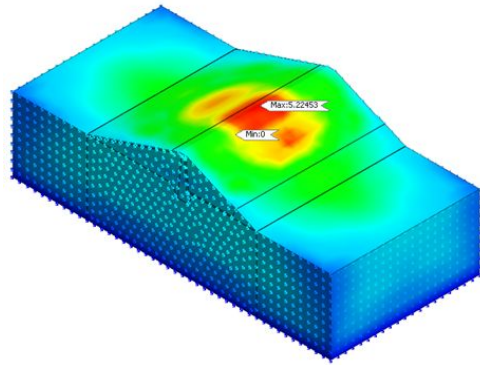
다. 30만톤 이상 저수지 제방 내진성능평가 결과(제방 평균 높이 20.6m)

30만톤 이상 저수지 제방의 평균 높이 20.6m의 저수지 제방을 모델링하고 지진파를 적용하여 수행한 제방 거동과 정상부에서의 가속도는 다음과 같다.

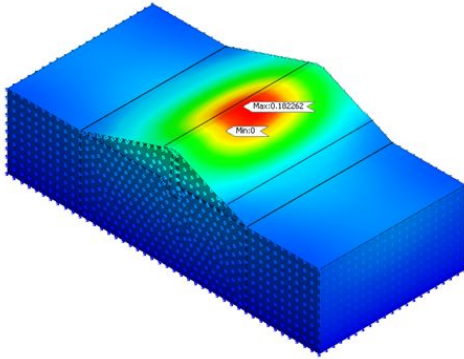
최대 변위는 모두 저수지 정상부에서 발생하였다. 변형해석으로부터 저수지 제방의 내진안정성을 평가하는 경우, 제방 높이의 1%를 기준으로 하는데 이 값과의 비교를 통해 국내 설계기준에 대해서 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.



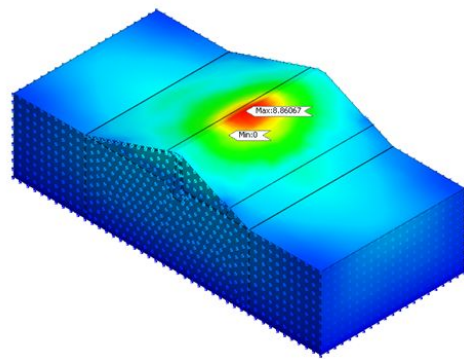
(a) 단주기지진파-변위



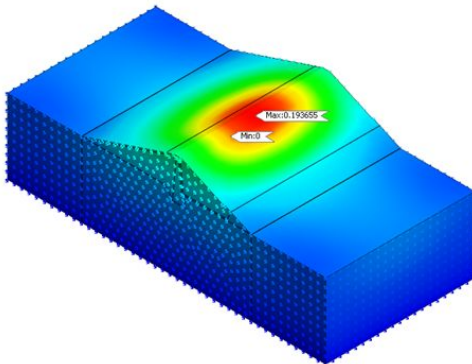
(b) 단주기지진파-가속도



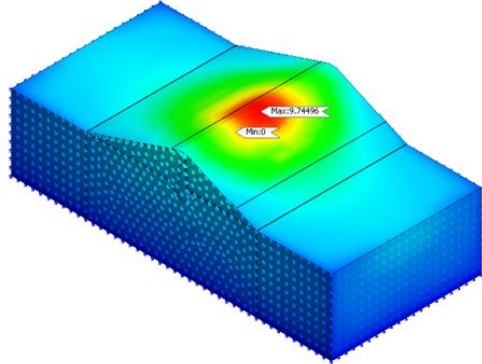
(c) 장주기지진파-변위



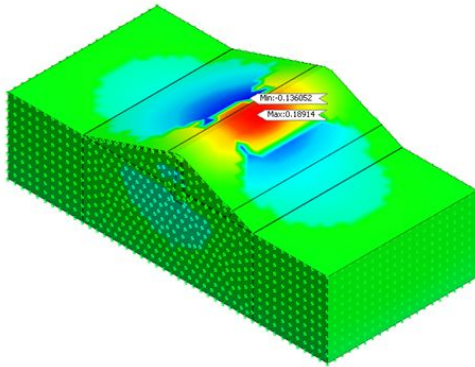
(d) 장주기지진파-가속도



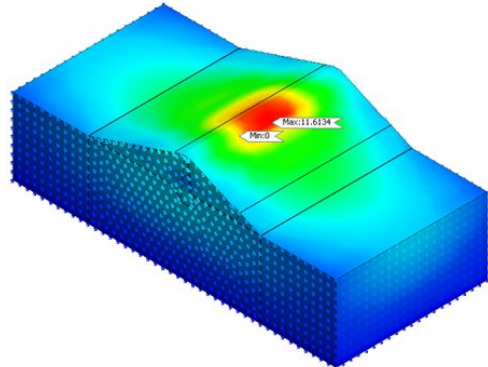
(e) 인공지진파-변위



(f) 인공지진파-가속도

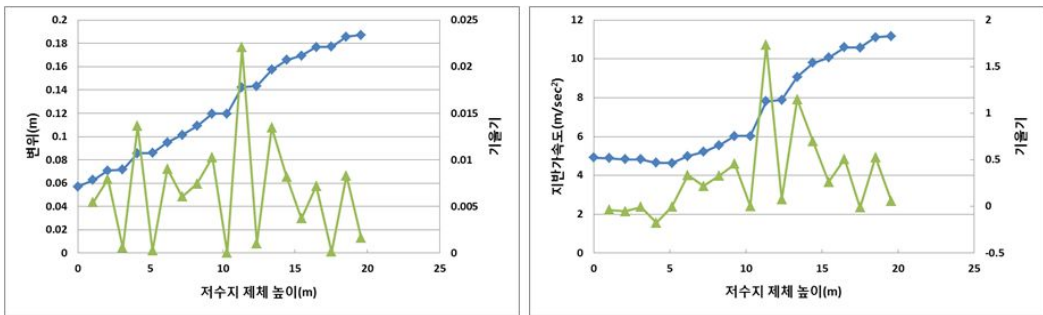


(e) 포항지진과-변위



(f) 포항지진과-가속도

<그림 2-15> 30만톤 이상 저수지 제방 3차원 동적해석(제방 평균 높이 20.6m)

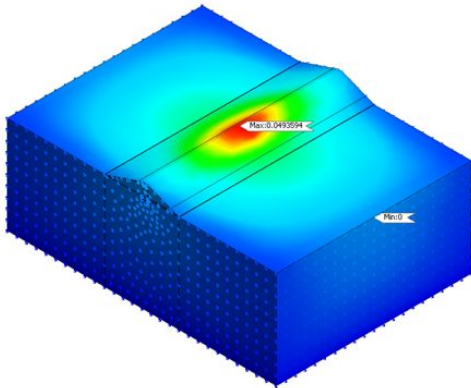


<그림 2-16> 30만톤 이상 저수지 제방 변위 및 지반가속도

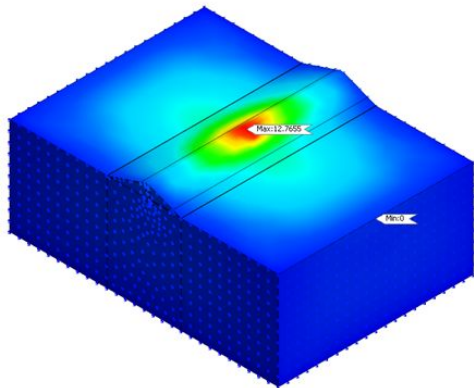
라. 농업용 저수지 제방 내진성능평가 결과(제방 평균 높이 6.5m)

농업용 저수지 제방 평균 높이 6.5m의 저수지 제방을 모델링하고 지진과를 적용하여 수행한 제방 거동과 정상부에서의 가속도는 다음과 같다.

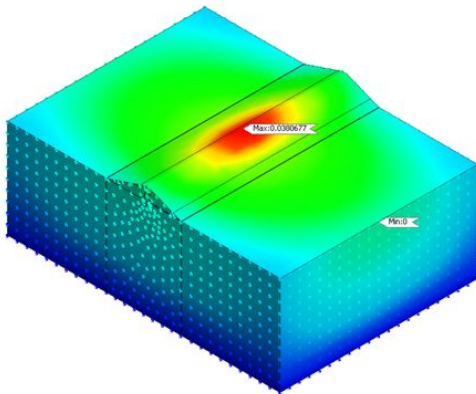
최대 변위는 모두 저수지 정상부에서 발생하였다. 변형해석으로부터 저수지 제방의 내진안정성을 평가하는 경우, 제방 높이의 1%를 기준으로 하는데 이 값과의 비교를 통해 국내 설계기준에 대해서 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.



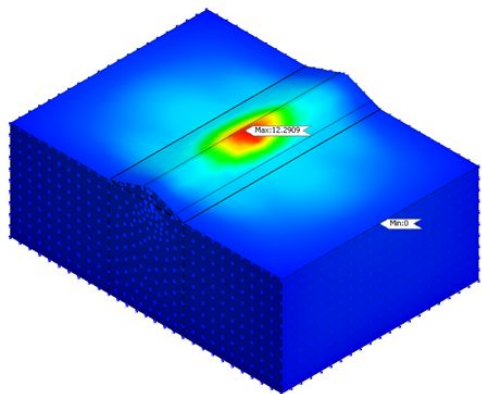
(a) 단주기지진파-변위



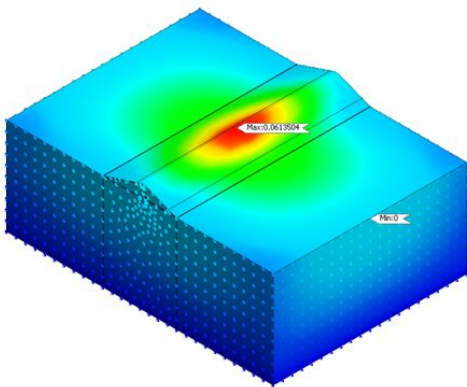
(b) 단주기지진파-가속도



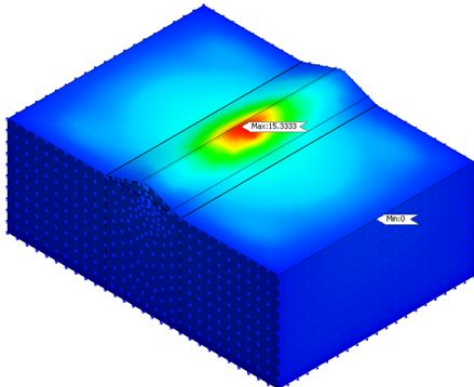
(c) 장주기지진파-변위



(d) 장주기지진파-가속도

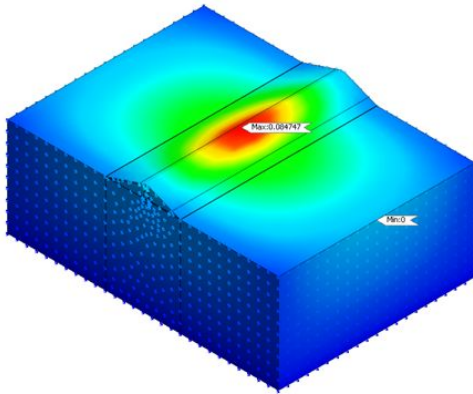


(e) 인공지진파-변위

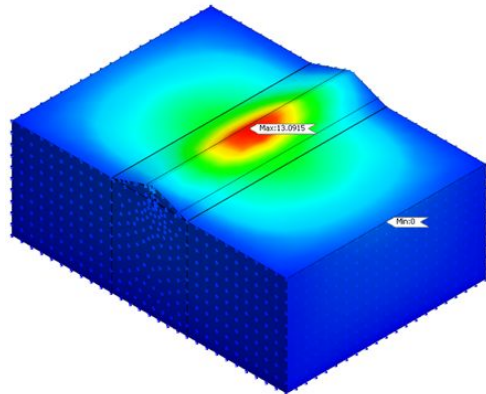


(f) 인공지진파-가속도



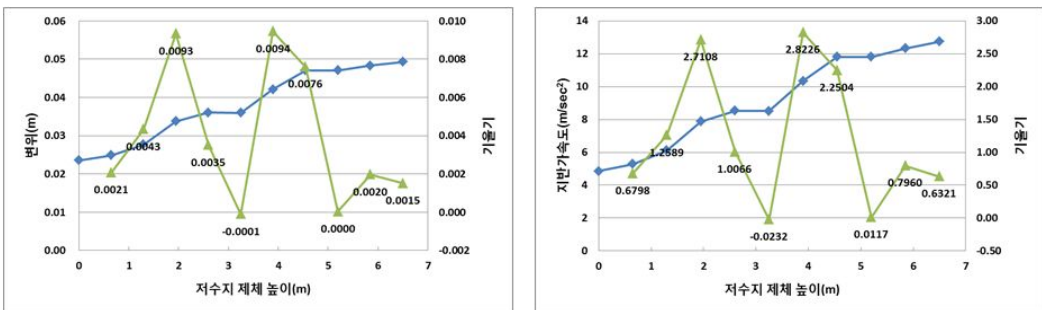


(e) 포향지진파-변위



(f) 포향지진파-가속도

<그림 2-17> 30만톤 이상 저수지 제방 3차원 동적해석(제방 평균 높이 20.6m)



<그림 2-18> 농업용 저수지 제방 평균 높이 변위 및 지반가속도

## 3. 농업용 저수지 제방 원심모형시험

- 3.1 농업용 저수지 제방 원심모형시험 단면 검토
- 3.2 농업용 저수지 제방 원심모형시험 거동 분석
- 3.3 원심모형시험 단면 수치해석



## 제3장 농업용 저수지 제방 원심모형시험

### 제1절 농업용 저수지 제방 원심모형시험 단면 검토

#### 1. 상사업도 결정을 위한 성토구조물 사례 검토

이론적 방법 및 수치 모델링은 간단하게 지반 특성을 분석할 수 있기에 시간과 비용 측면에서 유리하다 할 것이나, 주 재료 흙이 갖는 공학적 특성과 불확실성으로 인해 사실적으로 묘사하기에는 한계가 있다. 반면 원심모형시험은 축소 모형에 대한 고속회전으로 실제 중력보다도 훨씬 큰 가속도를 인위적으로 가함으로써 현장의 실제 응력상태를 묘사할 수 있으며, 대형 지반 구조물의 시공과 설계 사이에 발생할 수 있는 지반거동 수치해석이나 현장 구조물의 복잡한 매커니즘을 직접적으로 규명하기에 적합한 수단이다.

최근 제방 및 제방, 도로 성토 등에 대하여 다수의 원심모형시험이 수행되었으며 실험과 수치해석을 통해 수위 상승에 따른 침투거동을 분석하고 상이한 가속도를 입력하여 성토의 변형 응답가속도 등 동적 거동 특성을 규명하는 등 연구가 진행되고 있으며 관련분야 연구사례는 다음과 같다.

Yan-ling(1997)은 사력댐의 응력-변형 문제를 고찰하기 위해 원심모형실험을 통하여 저수지 Core와 Rockfill dam 기초를 진동 다짐하였을 때 전단강도와 안정성이 현저히 상승되는 것을 규명하였다.

Aydingun et al.(2003)은 기초 지반에 축조된 제방에 대해 원심모형실험과 DIANA-SWANDYNE II 프로그램의 수치해석을 수행한 후 액상화 발생 가능성에 대하여 검토하고 그 결과를 비교하여 수치해석 모델을 검증하기 위한 연구를 수행하였다.

Kim et al.(2011)은 댐의 지진응답을 분석하기 위하여 Rockfill dam과 콘크리트 표면차수벽형 댐(CFRD)을 대상으로 하여 동적원심모형실험을 수행하고, 이를 검증하기 위하여 수치해석을 수행하여 그 결과를 비교·분석함으로써 CFRD의 동적 거동을 고찰하였다.

Yang(2004)은 댐의 내진성능을 검토하기 위한 수치해석과 동적원심모형실험 결과를 비교하여 수치모델링 개선 방향을 제시한 바 있으며, Narita et al.(2008)은 수위 급강하에 따른 저수지의 간극수압 거동과 제방 붕괴의 연관성을 수치해석과 원심모형실험을 통해 고찰하였다.

Choo et al.(2012)는 제방 취약부 추출을 위한 모니터링 시스템 개발을 목적으로 전기저항, 간극수압, 온도 등 세 가지 물리량에 대한 적용성을 고찰하였다.

곽창원 등(2006)은 매립지의 원지반과 매립지 성토사면에 대한 다양한 동적해석법을 적용하여 내진안정성을 평가하였으며, 2D 유한차분해석에 의한 동적수치해석을 수행하고 재료특성에 의한 유동파괴 발생가능성에 대해 고찰하였다.

박인준(2006)은 국내에서 신설되는 주요 저수지와 댐에 대하여 지진 안정성 확보 여부를 확인하고자 저수지 및 댐의 지반 액상화에 대한 안정해석을 수행하고 간극수압-지반 상호작용을 고려하는 완전연계해석을 수행하여 과잉 간극수압변화와 지반 동적 변형특성을 검토하였다.

추연욱 등(2011)은 댐 내진성능 평가 시 사용되고 있는 규정 중 변형기준인 “제방 높이의 1%이하”에 주목하고 이에 대한 이론적 검토를 위하여 국외에서 측정한 Data를 수집·분석하여, 내진 성능 평가 기준을 검토하고, 수치해석을 통한 매개변수 연구를 수행하였다.

박성용(2016)은 노후저수지의 기후변화대처를 위한 기능 향상 및 지진발생에 따른 내진성능의 개량을 위하여 동적원심모형실험을 수행하고, 간극수압, 지진응답가속도 및 변위 등의 동적 응답을 고찰하였다.

하익수 등(2005)은 콘크리트 표면차수벽형 댐(CFRD)에 대하여 상사법칙을 적용한 1G 진동대 시험을 수행하고 모형댐 가속도계의 측정결과를 통해 입력 지진동에 대한 가속도의 증폭 특성을 고찰하였으며, 수치시뮬레이션을 수행하여 가속도 증폭특성과 진동대 실험 결과와 비교·검토를 통해 지진동의 탁월 주파수 변화에 따른 제방 가속도 증폭 특성을 분석하였다.

임정열(2013)은 실제 운영 중인 복합댐을 모델로 하여 접속부 축소모형체를 제작하고 동적원심모형실험을 수행하여 댐 기초와 사력부 정상부, 접속부, 접속부 주변 콘크리트부에서 측정한 가속도로부터 복합댐 접속부 가속도 증폭 특성을 고찰하였다.

위와 같은 연구 사례로 부터 성토 또는 축조 지반구조물에서 발생하는 침투현상은 내진 안전성을 저하 시키는 것으로 알려져 있지만, 그 사례에 대한 보고는 많지 않은 편이며, 특히 오래전부터 우리나라는 상당수의 저수지를 축조해 왔음에도 불구하고 이 분야에 대한 연구결과가 미미한 실정이다.

## 2. 상사법칙을 적용한 농업용 저수지 제방 분석

### 가. 원심모형실험 원리

원심모형을 이용한 실험을 수행하기 위해서는 대상 구조물을 축소한 모형을 제작할 필요가 있다. 축소모형의 설계에는 상사법칙이 적용되어야 하며,

실험의 목적과 방법에 맞추어진 적절한 상사법칙을 선정하여야 한다. 실물과 모형의 상사성은 실물과 모형에서 발생하는 현상에 포함되어진 변수 모두가 상사 관계에 있음을 의미하여야 하나, 실제 실물과 모형의 완벽한 상사관계를 달성하는 것은 불가능하다. 즉, 실물을 1/N 크기로 축소한 모형이 실물 현장과 같은 조건의 응력 수준을 유지하려면 N배의 원심가속도가 필요하나, 단순히 실물과 모형의 비례 관계를 N이라는 원심가속도의 비례 인자만으로 단순히 정의할 수 없으며, 응력 외에도 모형의 경계 조건에 의해 반응 특성들이 다르게 나타나는 경우가 많아 비례 법칙은 더욱 복잡하고 다양한 형태가 된다. 그러므로 상사성이란 지반공학 분야에서도 다른 분야와 마찬가지로 요구되는 범위 내에서 요구되는 수준의 현상을 예측하는데 필요한 틀이라고 할 수 있다.

지반 구조물의 역학적 거동은 해당 지반의 응력상태에 따라 절대적 영향을 받기 때문에 모형지반이 실물과 동일한 역학적 특성을 나타내기 위해서는 실물과 동일한 응력이 모형지반에 작용되어야 한다. 즉, 원심가속도장에서 모형지반의 자중에 따른 응력을  $\sigma_m$ 이라 하고, 실물의 자중에 따른 응력을  $\sigma_p$ 라고 할 때 식 (3.1)을 만족하여야 한다.

$$\sigma_m = \sigma_p \quad (3.1)$$

여기서, 중력 조건에서 가속도  $a$ 는  $g$ 라 놓을 수 있고 원심력장에서 가속도  $a$ 는  $rw^2$  ( $w$ =각속도,  $r$ =반지름)이 되므로 중력 조건의 가속도와 원심력장의 가속도와의 비  $N(=rw^2/g)$ 을 Scale factor라 하며, 실물에서의 자중에 의한 응력  $\sigma_p$ 는 식 (3.2)와 같이 정리 된다.

$$\sigma_p = r \cdot h_p = \rho_p \cdot g \cdot h_p \quad (3.2)$$

그리고, 원심가속도장에서의 지반모델의 자중에 의한 응력  $\sigma_m$ 은 아래의 식 (3.3)과 같이 쓸 수 있다.

$$\sigma_m = r \cdot h_m = \rho_m \cdot a \cdot h_m = \rho \cdot N \cdot g \cdot h_m \quad (3.3)$$

한편, 간극유체가 물이라면 투수계수  $k_w$ 는  $k_w = K \cdot r_w / \mu$  ( $K$ =절대투수계

수,  $\mu$ =물의 점성계수)로 표현할 수 있으며, 토질정수는 응력이 달라져도 불변함으로 모형과 실물은 식 (3.4)와 같은 상사성 관계가 성립한다.

$$\frac{(k_w)_m}{(k_w)_p} = \frac{(k \cdot (r_w)_m)/\mu}{(k \cdot (r_w)_p)/\mu} = N \quad (3.4)$$

또한 모형지반과 실물의 수두차, 간극수압의 차, Darcy의 법칙을 적용하면 유속의 상사성은 식 (3.5)의 관계가 성립한다.

$$+ \frac{(v_w)_m}{(v_w)_p} = \frac{(k_w)_m \cdot (i_w)_m}{(k_w)_p \cdot (i_w)_p} = N \quad (3.5)$$

그리고, 침투과정에서의 시간  $t(=l/v)$ 는 다음의 식 (3.6)과 같은 상사성 관계를 갖는다.

$$\frac{t_m}{t_p} = \frac{l_m(w_w)_m}{l_p(w_w)_p} = \frac{1}{N} \cdot \frac{1}{N} = \frac{1}{N^2} \quad (3.6)$$

이러한 원리가 원심모형실험의 상사법칙이며 지진, 기초 사면안정, 지반동역학, 굴착 및 가시설, 터널 및 지하구조물, 지반환경, 연약지반에서의 지반보강 및 지반개량, 토목구조물의 안정성 검토 등에 활용된다. Table 3.1에 각각의 물리량에 대한 상사법칙을 나타내었다.

(표 3-1) 원심모형시험기의 상사성 법칙

| Type                | Model Size | Density | Strength | Transform | Displacement | Time             |
|---------------------|------------|---------|----------|-----------|--------------|------------------|
| Model/Original form | 1/N        | 1       | 1        | 1         | 1/N          | 1/N <sup>2</sup> |

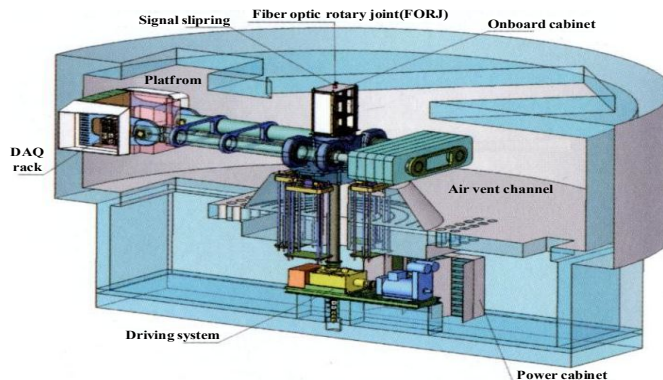
#### 나. 원심모형실험의 장비

국내에서 원심모형실험 시설은 1990년대 중반 이후 대학과 기업체를 중심으로 도입되기 시작하여 댐, 저수지, 사면 등 다양한 지반 구조물에 적용되어

왔으며 압밀, 굴착, 연약지반, 기초거동에 활용되고 있다. 본 연구에서는 최근 KAIST 지오센트리퓨지 센터에서 KOCED 사업의 일환으로 도입되어 운영 중인 원심모형실험 시설을 장비를 이용하였으며, 이 장비는 원심 가속도( $Ng$ )로 회전하는 중에서도 지진 모사가 가능한 진동대를 보유하고 있어 지반 구조물의 내진성능평가 연구를 수행할 수 있는 최적 실험 시설이다.

KOCED 지오센트리퓨지 실험센터의 원심모형실험기는 프랑스 ACTIDYN SYSTEMES SA의 ACTIDYN C72-2 모델이며 최대 용량 240g-tons, Beam 형태 반경 5m의 회전팔을 갖추고 있고 최대 2,400kg의 지반 모형물을 적재한 상태에서는 100g의 원심가속도를 구현할 수 있으며, 1,300kg 적재하중에서는 최대 130g의 원심가속도를 구동할 수 있다(Fig. 3.1, Table 3.2참조)

또한, 지반모형의 실험 시 물과 유압, 공기압 등을 제공하기 위한 fluid rotary joint와 장비 내부의 컴퓨터에 처리·저장된 정보를 1Gbps급의 통신으로 전송하기 위한 fiber optic rotary joint (FORJ) 등이 설치되어 있다. 실험에서 계측된 신호를 획득하기 위한 신호계측시스템(Data Acquisition System)은 회전팔의 중앙 상부에 장착되어 있으며, National Instruments(NI)의 PXI시스템으로 구성되어 있다. 기본적으로 가속도계, LVDT, 스트레인게이지와 같은 계측기 유형별로 동시에 총 196개 채널을 계측 가능하도록 구성되어 있으며, 사용자 필요에 의해 변경 및 확장이 용이하다. 현재 구성된 모듈에 따라 동적 실험의 경우 최대 500kS/s의 신호 획득을 할 수 있다.



<그림 3-1> 원심모형시험기의 개략도



(표 3-2) 원심모형시험기 설명서

| Type                     | Specification                         |
|--------------------------|---------------------------------------|
| Manufacturer             | ACTIDYN SYSTEMS SA, France            |
| Model name               | C72-2                                 |
| Platform Radius          | 5.0m                                  |
| Maximum capacity         | 240g-tons                             |
| Maximum acceleration     | 130g                                  |
| Maximum model weight     | 2,400kg (up to 100 g)                 |
| Payload size             | 1.2m(L) × 1.2m(W) × 1.2m(H)           |
| Fluid rotary joint       | Total 10 lines (air, water, oil)      |
| Electrical slip ring     | Total 42 lines (power, signal, video) |
| Fiber optic rotary joint | Data acquisition and video signal     |

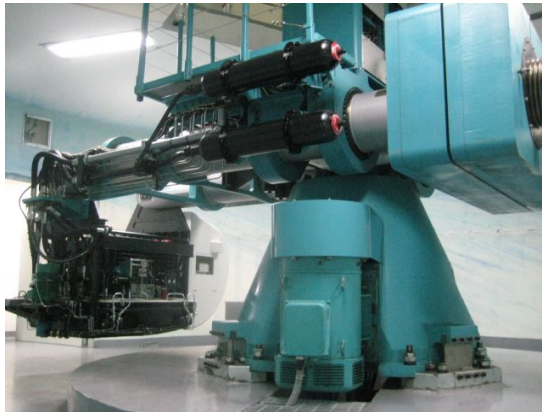
### 3. 진동대 및 등가전단보 박스

지반 구조물의 내진성능 평가 등과 관련하여 원심모형실험을 활용한 연구를 활발히 진행하고 있는 분야 중에 하나는 지반·지진공학 분야이다. 이와 같은 실험은 원심모형실험 모형 모델 하부에 진동대를 설치하고 회전 중에 가진함으로써 지반 구조물 하부의 진동을 모사하게 된다.

본 연구에서는 유압-전기제어 방식(Electro hydraulic servo type)을 채용하고 있는 KOCED 진동대를 사용하였으며, 원심모형실험 장비에(회전반경 5m, 최대240g-ton)에 설치되어 원심모형실험 중에 복합 지진운동을 모사할 수 있다. 적재하중이 없는 경우에는 최대 40g까지, 최대 적재하중 700kg의 경우에는 최대 20g의 진동 가속도를 구현할 수 있고, 이는 최대 0.5g(지진 규모 7.4)의 강진을 모사할 수 있는 가속도 수준으로서 현재 국내의 내진 설계 기준에 규정된 최대 설계지진가속도는 0.22g(지진 규모 6.77)이다. KOCED 지오센트리퓨지 실험센터의 진동대 모습과 사양은 Fig. 3.2와 Table 3.3에 각각 나타내었다.

동적 원심모형실험에 사용되는 토조는 지진파의 반사를 억제하기 위하여 지진 운동을 흡수할 수 있는 별도의 장치가 측벽에 설치되어야 한다. 초기 진동대 시험의 경우 강성체토조(Rigid wall container)를 사용하였으나, 토조 내부에 지진에너지가 축적되는 문제점이 발견되었으며 이를 해결하기 위하여

최근에는 등가전단보 (Equivalent shear beam, ESB) 토조가 사용되고 있다. ESB는 실물 주변의 지반과 비교적 유사한 수평방향 전단저항 강성을 재현할 수 있다. KOCED 지오센터리퓨지 실험센터에 설치된 토조는 ESB로 제작되어 있으며 측벽은 Duralumin판 사이에 Ball bearing과 고무판(Rubber separator)이 설치된 구조이다.

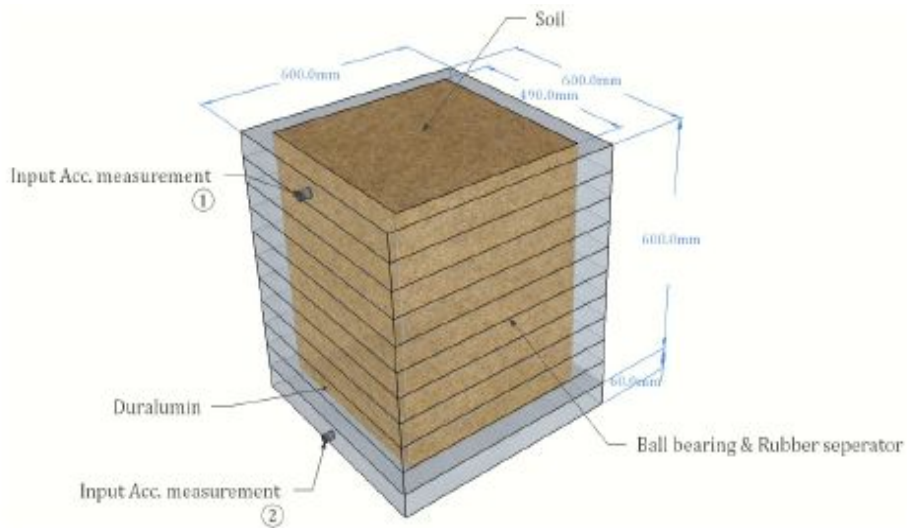


(a) Centrifuge shaking table test equipment



(b) 2D shaking table

<그림 3-2> 동적원심모형시험기

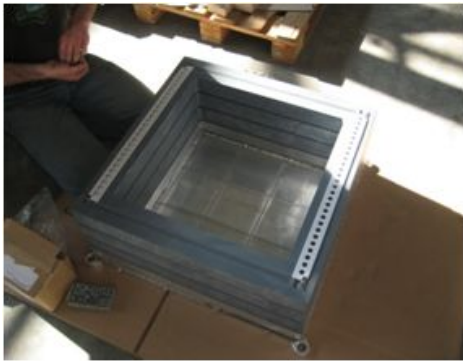


<그림 3-3> ESB box의 개략도

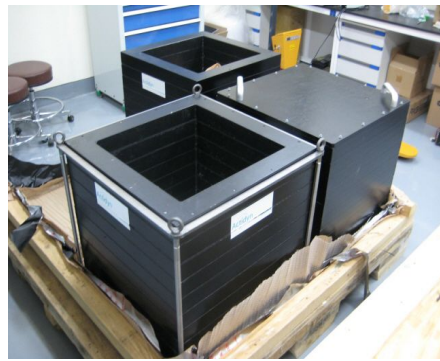
(표 3-3) 진동대의 제원

| Item   | Actidyn System Q72-2 Earthquake Simulator |
|--|---|
| Vibration system   | Electrical control of hydraulic type      |
| Payload size   | 0.67m(L) × 0.67m(W) × 0.65m(H)            |
| Maximum model weight   | 700 kg                                    |
| Available centrifugal acceleration range                                       | 10 - 100g                                 |
| Maximum seismic acceleration (without model)                                   | 40g                                       |
| Maximum seismic acceleration (with the maximum model weight)                   | 20g                                       |
| Maximum displacement   | 6.5 mm                                    |
| Maximum speed  | 1.0 m/s                                   |
| Available load frequency range   | 30 - 300 Hz                               |
| Earthquake duration (for the maximum model weight and earthquake acceleration) | Max. 1 sec.                               |

또한, 모델 박스의 유한한 경계 조건을 보다 사실적으로 모사하기 위하여 등가전단보 박스(Equivalent Shear Box : ESB)를 이용하여 모델을 구성하게 된다. ESB 박스는 알루미늄 Frame 10개 층으로 구성되어 있으며, 각 층의 Frame을 지반의 강성과 유사한 고무와 Ball bearing으로 연결하여 지진 발생 시 지반의 동적 거동을 모델 박스에서 유사하게 재현되도록 하였다. 현재 KAIST에서는 진동대시험 수행을 위한 Rigid 박스 1개, ESB 박스를 2개를 보유하고 있다. 진동대 모델 박스의 모습과 개념을 Fig. 3.4 및 Fig. 3.5에 나타내었다.

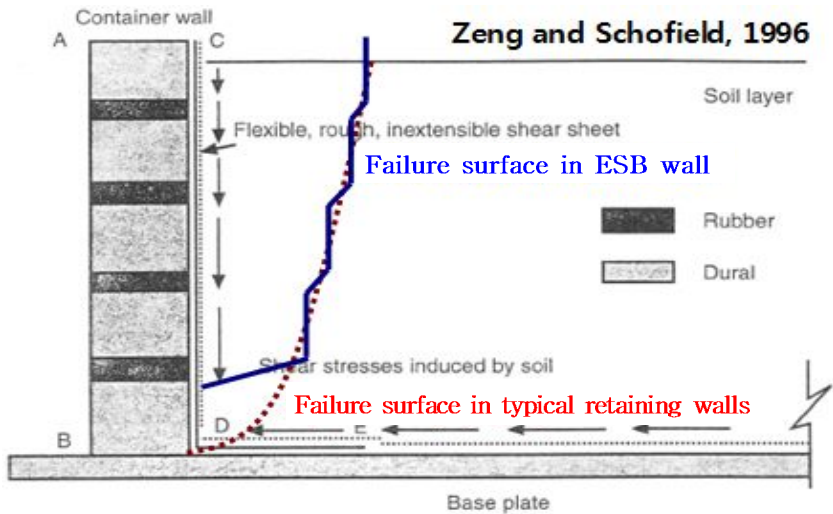


(a) Interlayer structure of ESB



(b) Completion of ESB

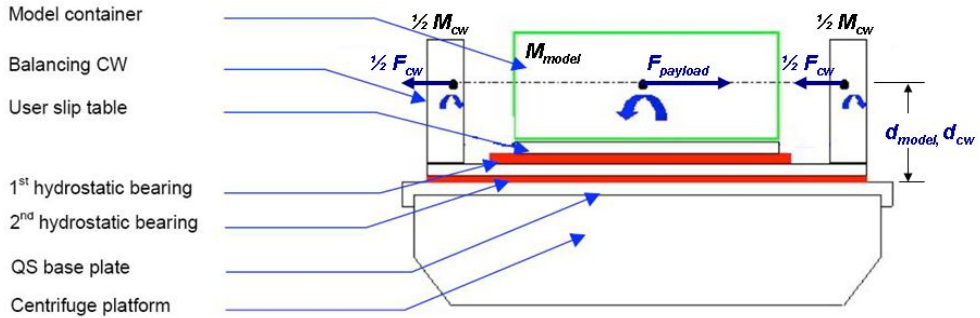
<그림 3-4> Model box



<그림 3-5> ESB box의 경계조건

1g 진동대 및 기존의 원심모형실험 진동대는 동적 지진하중 발생시 원심 모형실험기 본체에 전달되어지는 외부 응력을 최소화하기 위하여 고중량 Basket을 반력으로 활용하거나 모델의 크기를 작게하였다. 그러나 일반적으로 원심모형실험 진동대는 Centrifuge Arm 끝단에 설치된 상태로 공중에서 회전을 하기 때문에 효과적으로 반력을 얻는데에는 제약이 있다. 이에 진동시 원심모형실험기 본체에 발생할 수 있는 외력을 소거하기 위해 모델 중량과 동일한 질량체(counter-weight)를 반력으로 진동 하중의 반대 방향으로

작동하게 함으로써 진동대 자체의 동적 균형(dynamic balance)을 유지하고, Basket 외부로 전달되는 진동을 상쇄하도록 제작되어 있다. Fig. 3.6에서 볼 수 있듯이 지진 하중을 높은 수준의 신뢰성으로 재현하는 것이 가능하고, 더불어 원심모형실험기도 안전하게 운영할 수 있는 성능을 보유하고 있다.

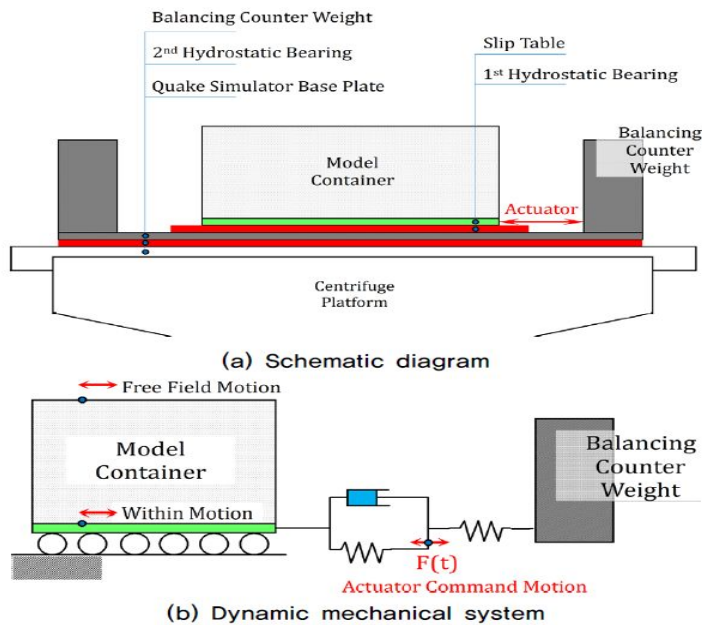


<그림 3-6> Dynamic balance in shake table

ESB박스 하단에는 유압 진동대가 강결되어 있으며, 진동대에는 Balanced counter weight가 동적원심 모형실험기 선단에 설치되어 반력으로 사용하도록 구성되어 있다. 그림 3-7의 전체 구조계는 Fig. 3-7b와 같이 댐퍼와 스프링을 갖게 되므로 진동대의 응답 형태는 고유의 전달함수(Transfer function)를 나타내게 된다. 따라서, ESB하단의 지진운동과 유압 액츄에이터로 입력된 지진운동(Actuator command motion)은 일치하지 않고 전달함수에 의하여 결정되는 특성을 가진다. 그러므로, 시간영역 수치해석에 동적원심모형실험 결과를 적용하기 위해서는 등가전단보 박스 하단에서 전파되는 입사파를 직접 계측하여 이것을 입력지진으로 적용하는 것이 바람직 하다. KOCED 등가전단보 박스에서 입사파 계측이 가능한 지점은 암반 노두에 해당하는 등가전단보 박스 최상단(그림 3-3①)이며, 등가전단보 박스 하단 측면(그림 3-3)에서의 계측기록은 기반암 층내 운동을 나타내게 된다. 현재 KOCED 지오센트리뷰지실험센터에서는 입력지진운동으로 등가전단보 박스 하단 측면에서의 가속도 계측기록을 제공하고 있다.

만약, 등가전단보 박스 하단으로부터 전파되는 입력파가 왜곡없이 등가전단보 박스 경계면을 넘어 전달될 수 있을 정도의 파장을 갖고 있고, 등가전

단보 박스 측면을 통한 수직 전파 시 매우 빠른 속도로 전달되어 하향 반사파와 입사파의 위상차가 거의 발생하지 않고, 거리에 따른 감쇠가 무시할 수 있는 수준이면, KOCED 지오센트리퓨지실험센터에서 제공하는 등가전단보 박스 하단 측면 계측기록은 기반암 노두운동과 많은 차이가 없을 것이라 가정할 수 있다. 이로부터 입력된 지진의 기반암 입사파 운동은 등가전단보 박스 하단 측면(Fig. 3-3②)에서의 계측기록의 1/2을 취하여 획득할 수 있다.



<그림 3-7> 진동대의 개략도

#### 4. 원심모형실험 과정

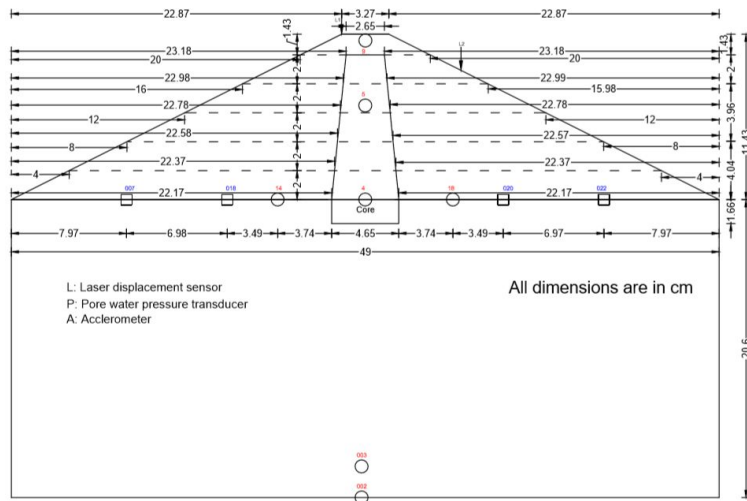
##### 가. 저수지 단면 및 계측위치 결정

이 연구에서는 한반도 중부지역에 소재 저수지를 참고로 하여 상류부 1:2.7, 하류부 1:2.4의 경사를 갖는 제방고 4.8m의 저수지 단면을 선정하였다. 저수지는 사력존(Shell)과 코어존(Core)으로 구성되어 있으며, 각 재료별 물리·역학적 특성값을 표 3-4에 나타내었다.

본 연구에서는 동적원심모형실험을 수행하여 동적하중 재하에 따른 저수지 제방 내 간극수압의 변화, 침하거동, 가속도 응답을 고찰하고자 하였으며, 각 계측기별 설치위치는 그림 3-8에 나타내었다.

(표 3-4) 실험 단면의 지반정수

| Material | $\rho_t$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | E<br>(kPa) | $\nu$ | Wn<br>(%) | c<br>(kPa) | $\phi$<br>(deg) | k<br>(cm/sec) | USCS |
|----------|----------------------------------|------------|-------|-----------|------------|-----------------|---------------|------|
| Shell    | 1.964                            | 15,000     | 0.35  | 16.14     | 0          | 35.0            | 1.35E-3       | SW   |
| Core     | 1.936                            | 30,000     | 0.30  | 20.00     | 10         | 27.4            | 2.96E-7       | SC   |



<그림 3-8> 실험 단면

나. 모형 저수지 제작

제방 모형은 ESB박스의 크기, 저수지 단면 등을 고려하여 60g의 원심가속도, 1/60 축척으로 선정하였고, 코어존은 10%의 벤토나이트와 90%의 점토를 혼합하여 높은 차수성을 갖도록 제작하였다. 모형 체체의 제작을 위해 먼저 사력재료를 24시간 동안 건조시키고, 제방 내의 간극수압 측정을 위한 간극수압계는 24시간 이상 포화시켰으며(그림 3-9), 이후 모형 제방의 형상을 토조 내에 도시하여 준비를 완료하였다(그림 3-10).

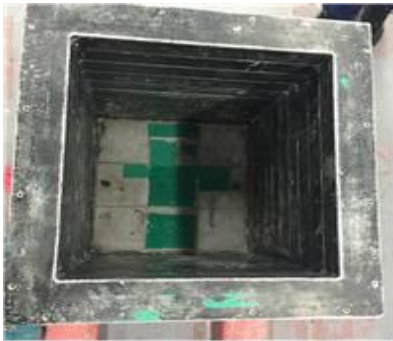


(a) Drying shell material



(b) Saturating pore pressure transducers

<그림 3-9> 실험 준비



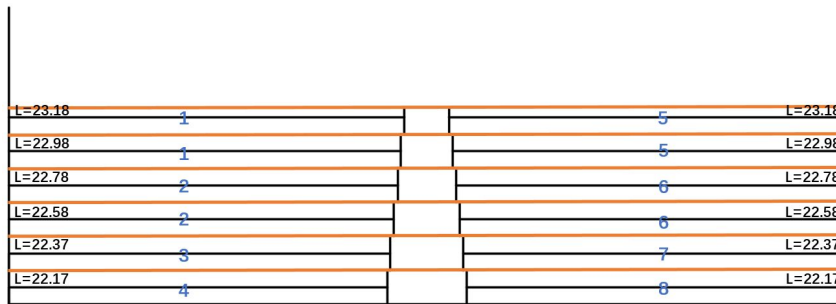
<그림 3-10> EBS 박스 안의 도시

또한, 토조 벽면에 Silicone grease를 도포하여 제방과 토조 벽면 경계부 사이의 누수와 유수의 차단 및 지수성을 높였으며, 모형제방 축조 시에는 목형을 제작·활용하였고(그림 3-11), 사력 및 코어재료의 양은 각 층별 CAD 도면상의 면적을 활용해 산정하였다(그림 3-12~그림 3-13).

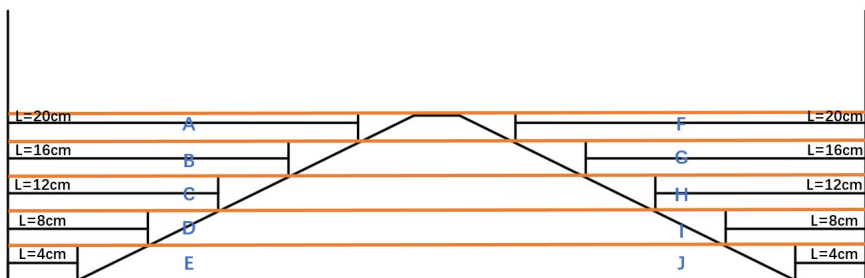




<그림 3-11> formworks의 모형



<그림 3-12> Formworks for core (Case 1, Case 2)



<그림 3-13> Formworks for Case 1





이후 저수지 모형의 축조를 위해, 코어는 4층으로, 상하류 제방은 5층으로 각각 분할하여 다짐에 의한 시공을 실시하였다. 여기서 중심 코어용 거푸집을 이용하여 코어를 1층 축조하고 사력 재료용 거푸집을 이용하여 상·하류측

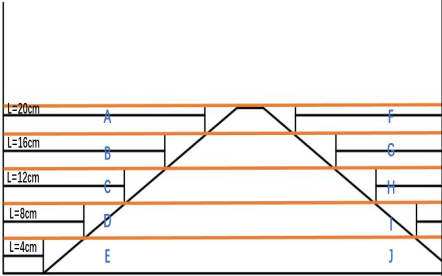

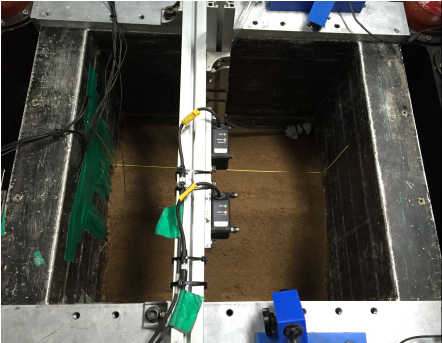
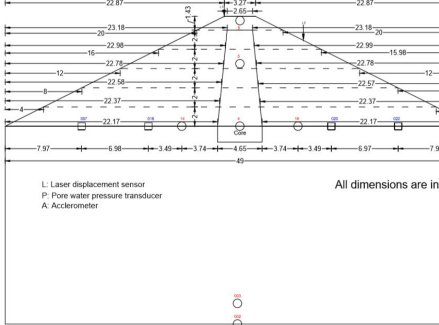
제방을 축조하였으며, 각 층별로 반복하는 과정으로 제방 시공을 완료하였다.

실제의 기존 제방은 시공 후 오랜 시간이 경과되어 상류측 제방부가 포화되어 있는 것을 고려하여 60g의 원심재하에 의한 안정화 작업을 수행하였으며, 이는 상류측 제방 저면에 설치된 간극수압계로 확인하였다.

함수비 및 다짐도를 동일하게 하기 위하여 각 층별로 요구되는 흙 및 물의 양을 계산하여 혼합 후 다짐을 실시하였다. 거푸집을 모두 제거하고 모형 제방 형상을 만들기 위해 여분의 흙을 제거하고 마지막으로 제방의 변위를 측정하기 위하여 레이저 LVDT를 제방 제정부(L1), 하류사면 하부로부터 4/5지점(L2)에 설치하고 모형제방의 시공을 완료하였다.

저수지 모형 제작과정 및 제작 완료된 모형은 그림 3-14와 같다.

|                                 |  |   |
|---------------------------------|--|---|
| <p>Experiment<br/>box</p>       |  <p>① E S B</p>          |  <p>② Dam foundation</p>       |
| <p>Instrument<br/>placement</p> |  <p>③ Accelerometer</p> |  <p>④ Pore pressure meter</p> |

|   |  |   |
|---|--|---|
| <p>Model dam construction</p>                         |  <p>⑤ Dam configuration</p> |  <p>⑥ Sloping fill</p>                      |
| <p>Laser LVDT setup and final model configuration</p> |  <p>⑦ Laser LVDT setup</p>  |  <p>⑧ Model configuration in completion</p> |

<그림 3-14> 저수지 모형 형성

## 제2절 농업용 저수지 제방 원심모형시험 거동 분석

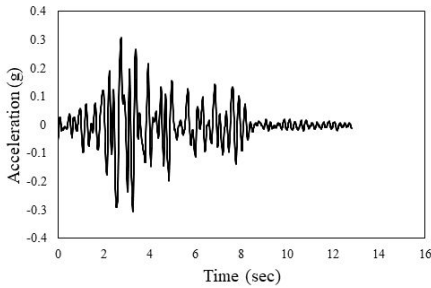
### 1. 동적원심모형실험 방법

#### 가. 동적원심모형실험 방법

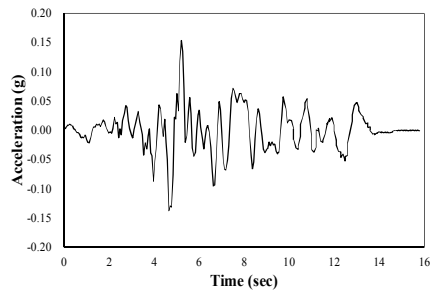
동적원심모형실험은 1단계 저수지 모형 축조, 2단계 원심장(60g)에서의 수위 상승 및 안정화, 3단계 원심가속도상(60g)에서의 지진가속도 재하에 따른 모니터링 등 단계별로 진행하였다. 수위 상승은 솔레노이드 밸브를 제어실에서 원격 제어하여 원심재하(60g) 중에 홍수위까지 물을 공급하였다.

입력지진파는 인공지진파와 장주기파로서는 Tokachi-oki에서 1968년 발생한 Hachinohe파와 단주기파로는 Miyagi-ken-oki에서 1978년 발생한 Ofunato파를 사용하였으며, 지진 발생 방향은 수평방향으로 저수지 축 직각 방향인 상·하류 방향으로 하였다. 지진파별 가진속도는 Case에 따라 Table 4.1과 같이 순차적 상승 조건으로 실험을 진행하였다.

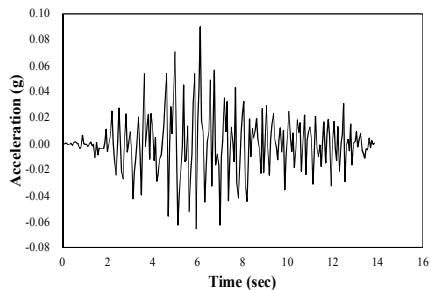
획득데이터는 기반암 가속도를 기준으로 하여 1초(4096 sampling) 간격으로 계측된 데이터를 정리하였고, 계측 시 발생하는 전기적 노이즈를 제거하기 위해 프로토타입의 15Hz(Model 900Hz)를 기준으로 하여 모든 계측 데이터에 Lowpass filter 처리하였다.



(a) Artificial



(b) Hachinohe



(c) Ofunato

<그림 3-15> 입력 지진파

(표 3-5) 입력 지진파

| Step | Artificial wave | Hachinohe wave | Ofunato wave | Remarks |
|------|-----------------|----------------|--------------|---------|
| 1    | 0.019           | 0.018          | 0.010        |         |
| 2    | 0.039           | 0.022          | 0.024        |         |
| 3    | 0.057           | 0.029          | 0.033        |         |
| 4    | 0.073           | 0.039          | 0.061        |         |
| 5    | 0.096           | 0.053          | 0.097        |         |
| 6    | 0.122           | 0.073          | 0.147        |         |
| 7    | 0.149           | 0.119          | 0.170        |         |
| 8    | -               | 0.160          | 0.229        |         |
| 9    | -               | 0.215          | 0.290        |         |
| 10   | -               | 0.262          | 0.314        |         |
| 11   | -               | 0.286          | 0.343        |         |

#### 나. 동적원심모형실험 결과

##### (1) 인공지진파

##### (가) Artificial 0.019g

인공지진파가 해석면 바닥에서 약 0.019g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.22초와 0.23초로 크게 변화하지 않았다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.234초인 것으로 확인할 수 있고, 소규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하는 거의 발생하지 않고 탄성 변형만 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.061g로 3.2배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.121g를 기록하여 기반암에 비해 6.3배 증폭하였음을 알 수 있었다.

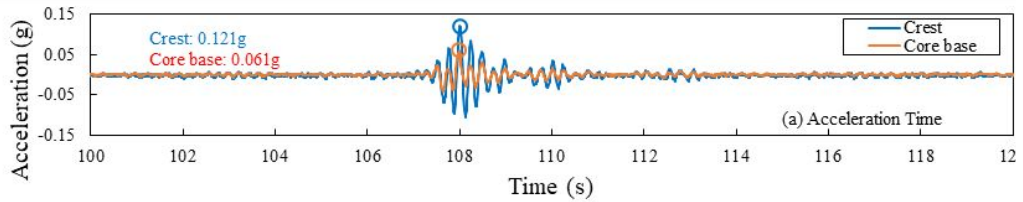
해석면 바닥에서 기반암과 제방을 통과하면서 많은 증폭이 발생하는 것으로 나타났으며 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 2배 증폭하였다.

표 3-6은 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비를 나타낸 것으로, 저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유

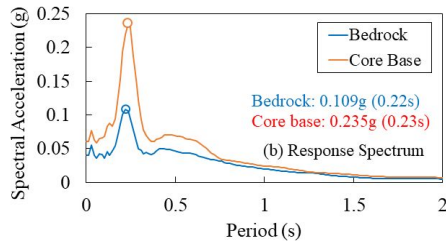
효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95에 한참 못 미치는 0.1이하로 나타났다.

(표 3-6) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.019g)

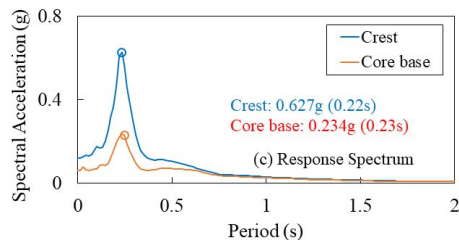
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0077 | 0.0049 | 0.0047 | 0.0027 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0728 | 0.0247 | 0.0059 | 0.0064 |



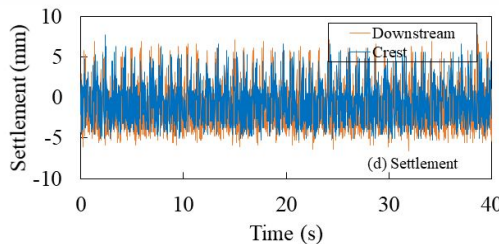
(a) Time vs. Acceleration



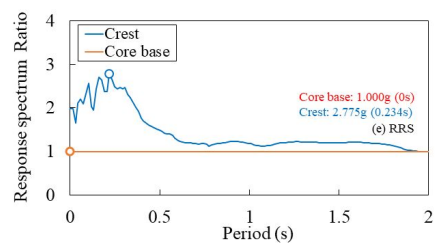
(b) Period vs. Spectral Acceleration



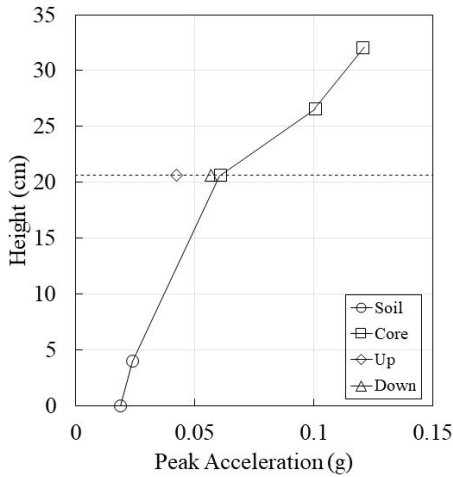
(c) Period vs. Spectral Acceleration



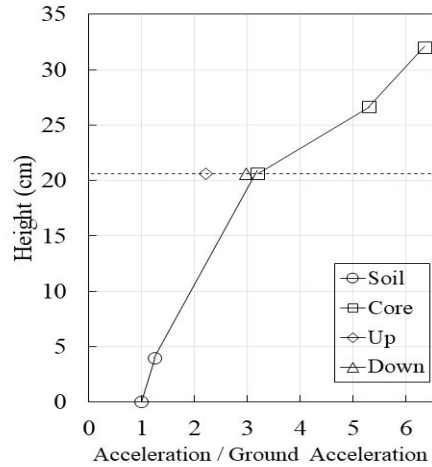
(d) Time vs. Settlement



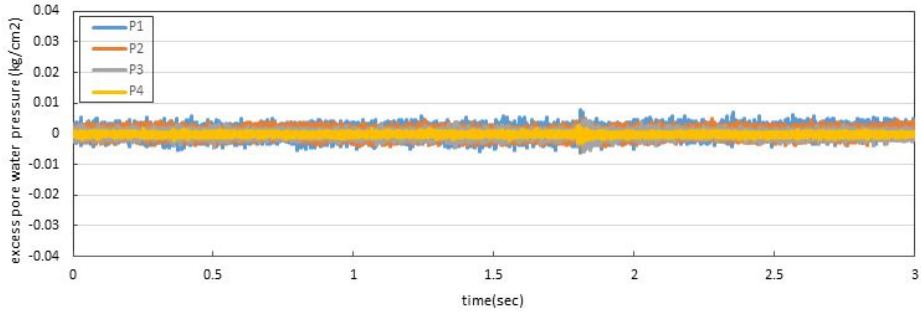
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-16> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.019g)

(나) Artificial 0.039g

인공지진파가 해석면 바닥에서 약 0.039g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.22초와 0.23초로 크게 변화하지 않았다.

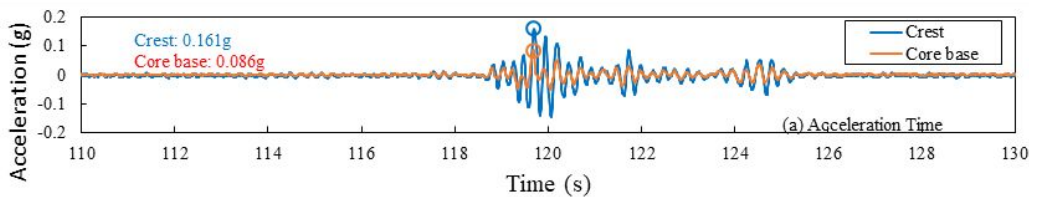
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유 주기는 약 0.234초인 것으로 확인할 수 있고, 소규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하는 거의 발생하지 않은 것으로 나타났다. 지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.086g로 2.2배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.161g를 기록하여 기반암에 비해 4.1배 증폭하였음을 알 수 있었다. 제방을 통과하

면서 많은 증폭이 나타나고 있으며 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.9배 증폭하였다.

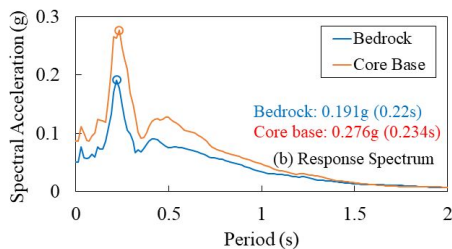
위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비를 표시한 것으로 저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95에 한참 못 미치는 0.1 이하로 나타났다.

(표 3-7) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.039g)

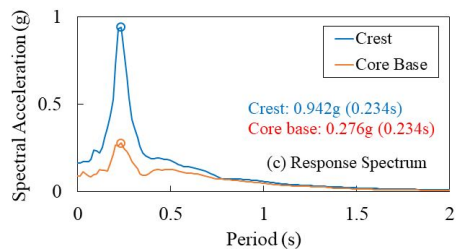
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0075 | 0.0045 | 0.0069 | 0.0041 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0709 | 0.0227 | 0.0087 | 0.0097 |



(a) Time vs. Acceleration

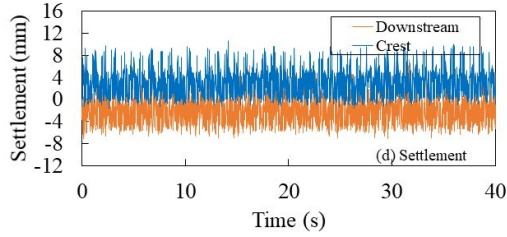


(b) Period vs. Spectral Acceleration

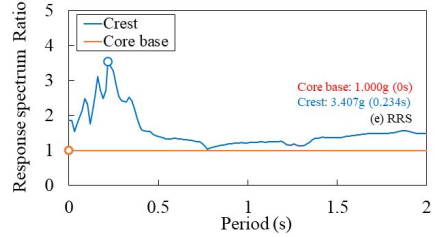


(c) Period vs. Spectral Acceleration

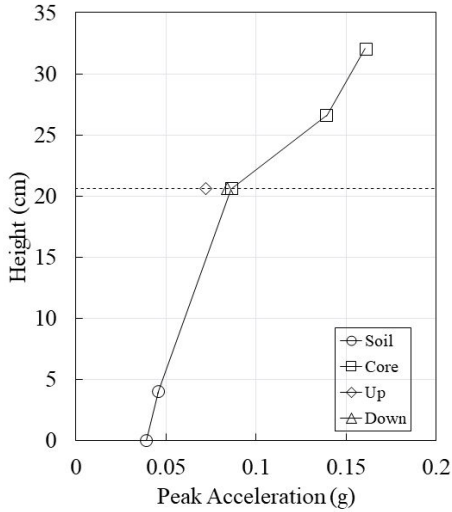




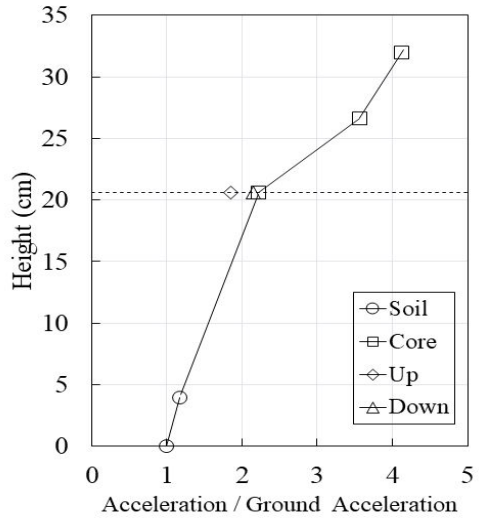
(d) Time vs. Settlement



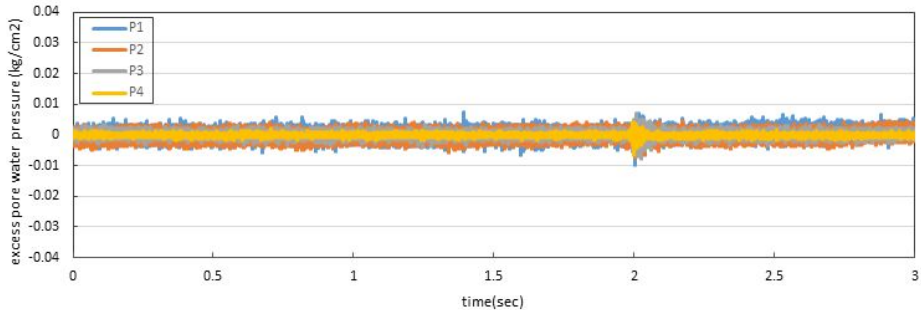
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-17> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.039g)

(다) Artificial 0.057g

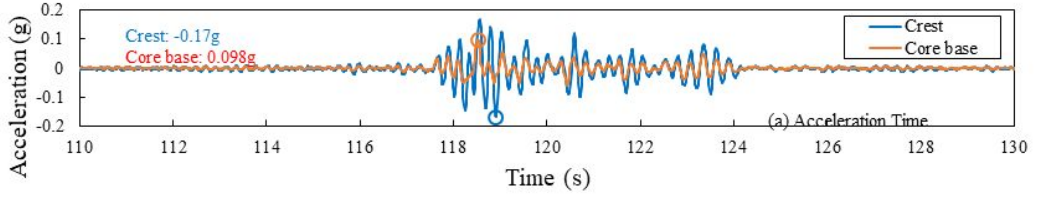
인공지진파가 해석면 바닥에서 약 0.057g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.22초와 0.21초로 크게 변화하지 않았다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.234초인 것으로 확인할 수 있고, 소규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하는 거의 발생하지 않은 것으로 나타났다. 지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.098g로 미소하게 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.17g를 기록하여 기반암에 비해 3배 증폭하였음을 알 수 있었다. 제방을 통과하면서 증폭이 크게 나타나고 있으며 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.7배 증폭하였다.

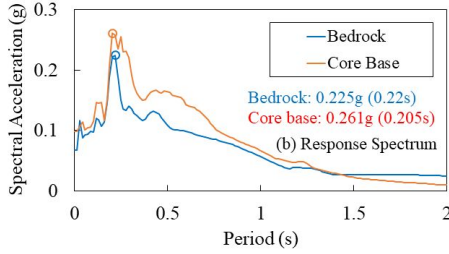
위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비를 나타내는데, 저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95에 한참 못 미치는 0.1이하로 나타났다.

(표 3-8) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.057g)

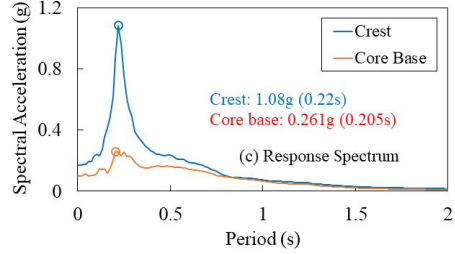
| 계측기위치<br>구분                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0099 | 0.0086 | 0.0092 | 0.0060 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0936 | 0.0433 | 0.0116 | 0.0141 |



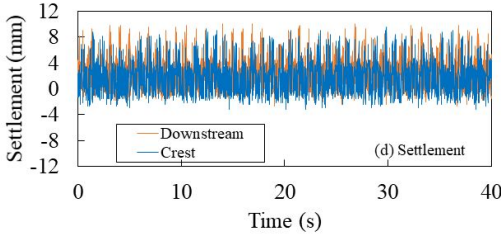
(a) Time vs. Acceleration



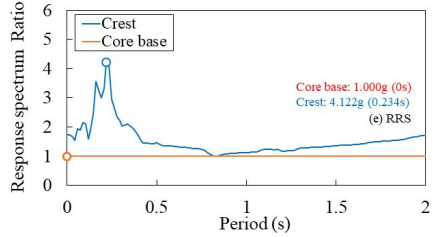
(b) Period vs. Spectral Acceleration



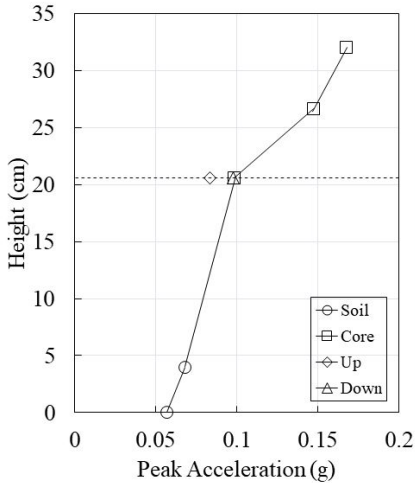
(c) Period vs. Spectral Acceleration



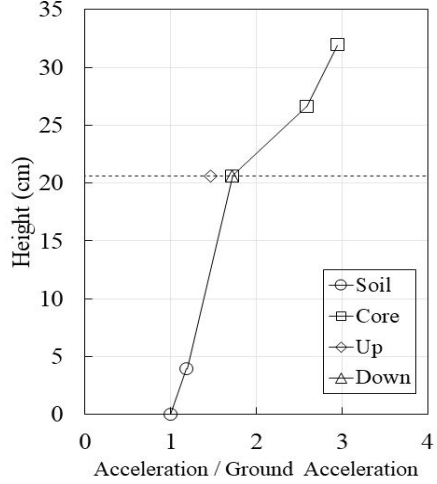
(d) Time vs. Settlement



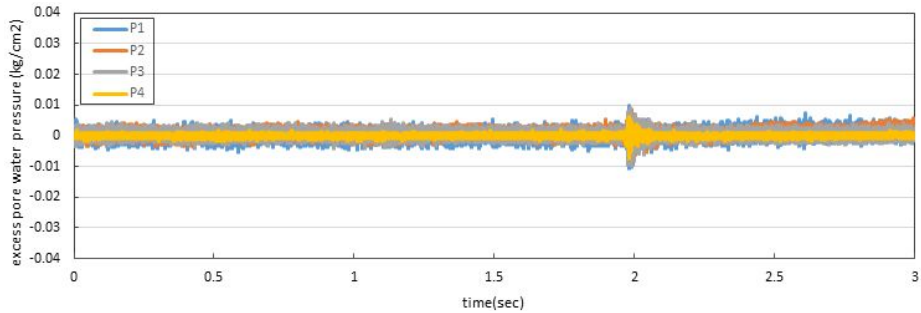
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-18> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.057g)

(라) Artificial 0.073g

인공지진파가 해석면 바닥에서 약 0.073g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였고 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.27초에서 0.33초로 다소 변화되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.219초인 것으로 확인할 수 있다.

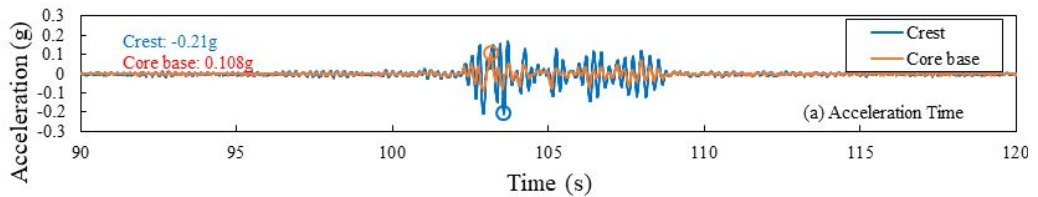
중규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하가 발생하는 것으로 나타났는데, 하류사면에서 10mm의 탄성 변형 후 미소하게 잔류침하가 발생하는 것으로 나타났고 정상부에서도 잔류침하가 발생하나 침하량은 크지 않은 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.108g로 미소하게 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.21g를 기록하여 기반암에 비해 2.9배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.9배 증폭하였다.

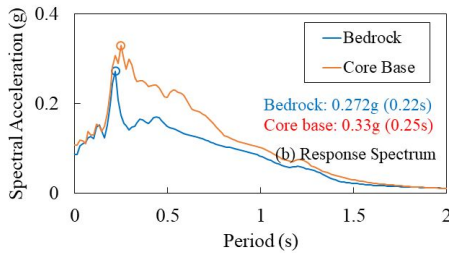
위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비를 나타내는데, 저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95에 한참 못 미치는 0.1이하로 나타났다.

(표 3-9) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.073g)

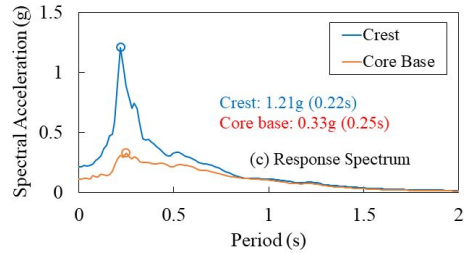
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0143 | 0.0086 | 0.0100 | 0.0072 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.1352 | 0.0433 | 0.0126 | 0.0170 |



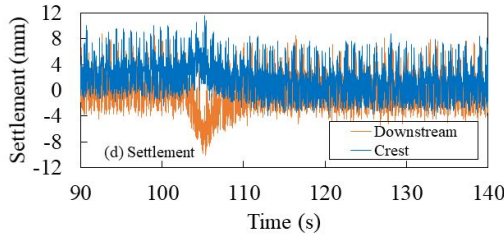
(a) Time vs. Acceleration



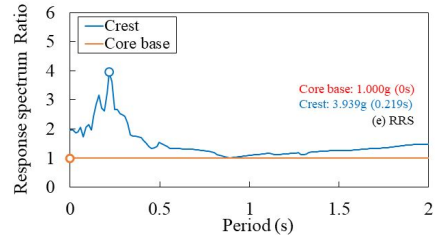
(b) Period vs. Spectral Acceleration



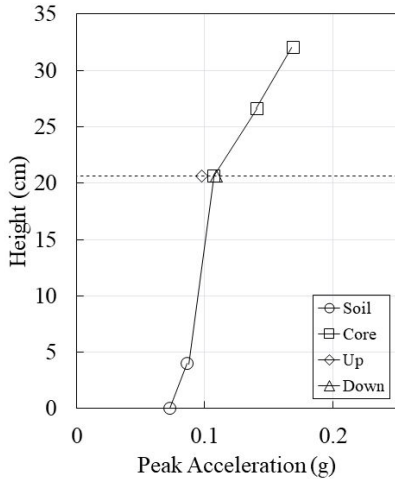
(c) Period vs. Spectral Acceleration



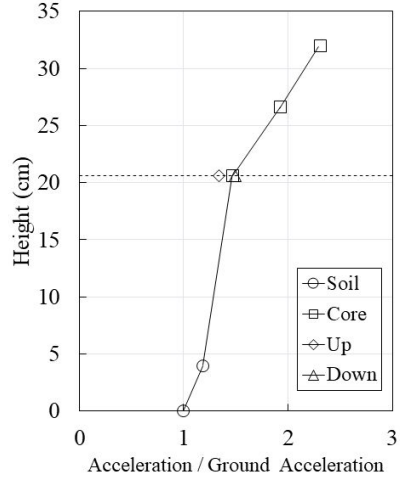
(d) Time vs. Settlement



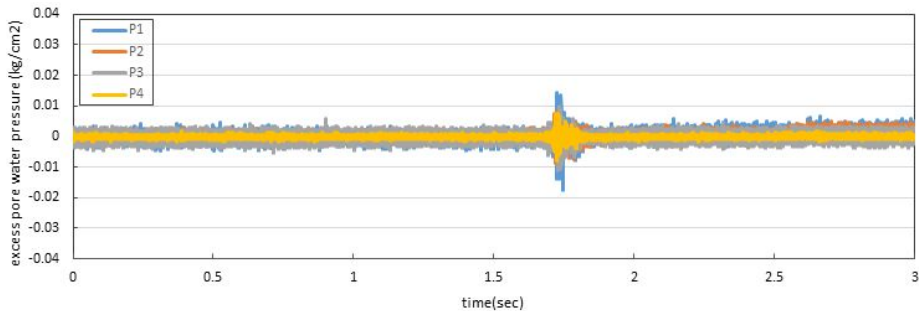
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-19> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.073g)

(마) Artificial 0.096g

인공지진파가 해석면 바닥에서 약 0.096g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.23초와 0.26초로 크게 변화하지 않았다.

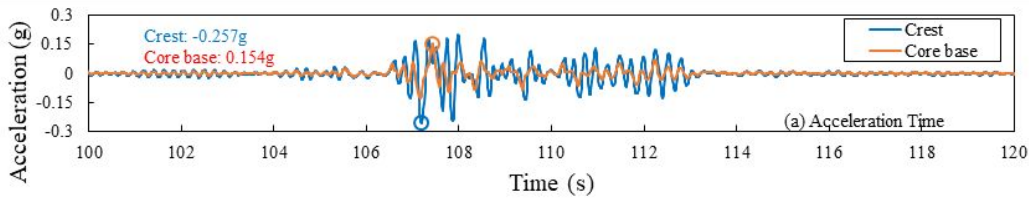
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.234초인 것으로 확인할 수 있다. 중규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 가진에 따른 연직침하가 발생하는 것으로 나타났는데, 하류사면에서 8mm정도의 잔류침하와 제정부에서 5mm정도 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.154g로 1.6배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.257g를 기록하여 기반암에 비해 2.7배 증폭하였음을 알 수 있었다. 제방 상부에서 많은 증폭이 발생하고 있음을 그림에서 볼 수 있으며 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.7배 증폭하였다.

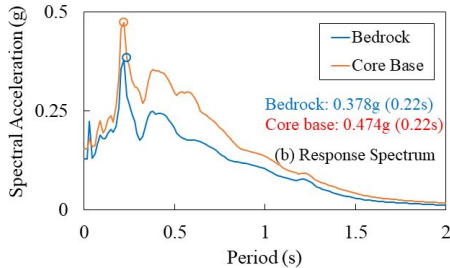
위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비를 나타내는데, 저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.2이하로 나타났다.

(표 3-10) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.096g)

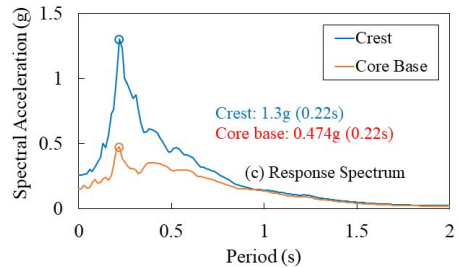
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0205 | 0.0159 | 0.0137 | 0.0108 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.1938 | 0.0801 | 0.0172 | 0.0255 |



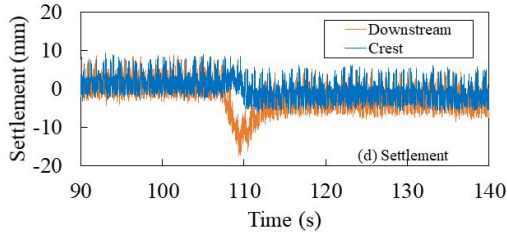
(a) Time vs. Acceleration



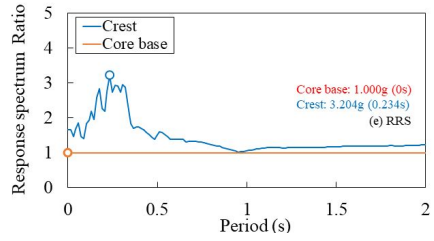
(b) Period vs. Spectral Acceleration



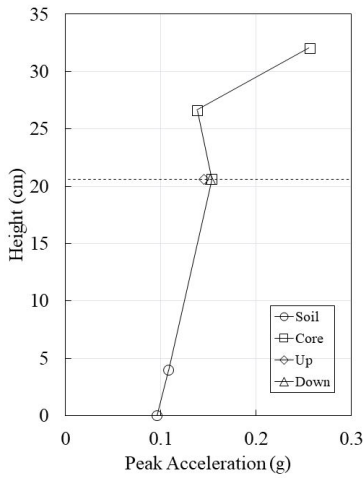
(c) Period vs. Spectral Acceleration



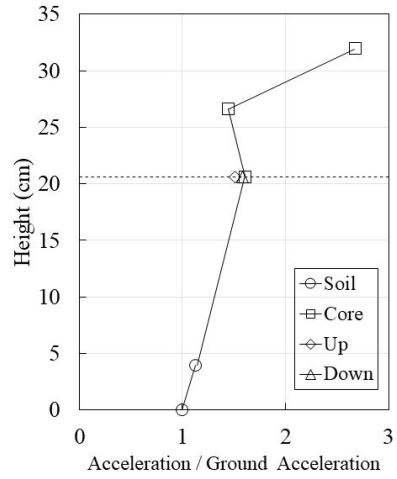
(d) Time vs. Settlement



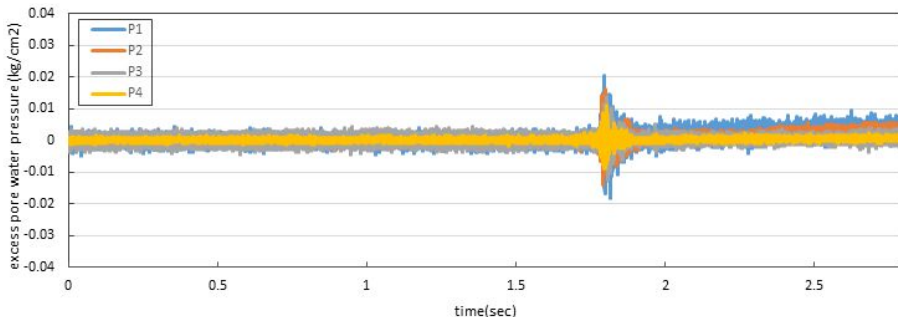
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-20> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.096g)



(바) Artificial 0.122g

인공지진파가 해석면 바닥에서 약 0.122g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 탁월주기가 약 0.22초로 지진파의 특성은 거의 유사한 것으로 나타났다.

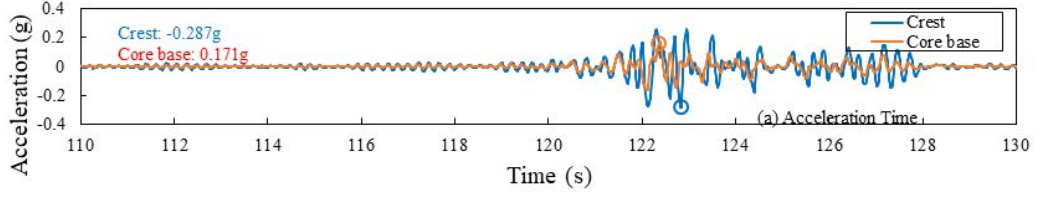
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.307초인 것으로 확인할 수 있다. 중규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 가진에 따른 연직침하가 발생하는 것으로 나타났는데, 하류사면에서는 20mm 정도의 잔류침하가 정상부에서는 8mm 정도의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.171g로 1.4배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.287g를 기록하여 기반암에 비해 2.4배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.7배 증폭하였다.

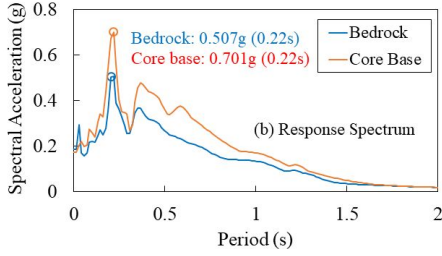
위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비를 나타내는데, 저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.3이하로 나타났다. 과잉간극수압비는 제방의 상류측일수록 크고 하류부는 매우 작음을 볼 수 있다.

(표 3-11) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.122g)

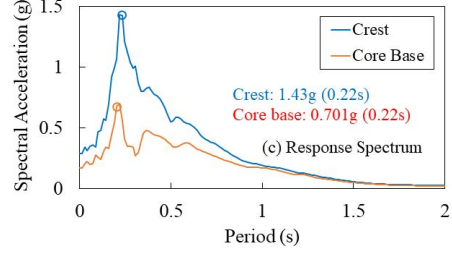
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0281 | 0.0232 | 0.0206 | 0.0117 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.2656 | 0.1169 | 0.0259 | 0.0276 |



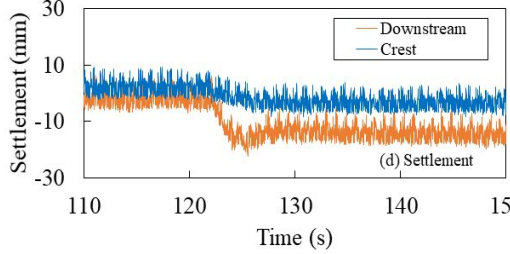
(a) Time vs. Acceleration



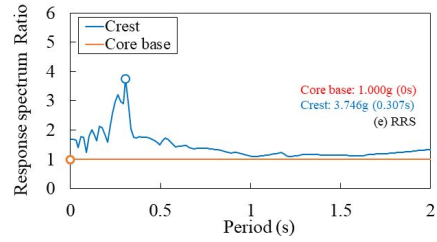
(b) Period vs. Spectral Acceleration



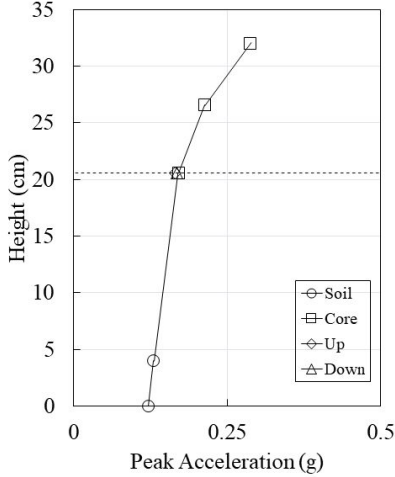
(c) Period vs. Spectral Acceleration



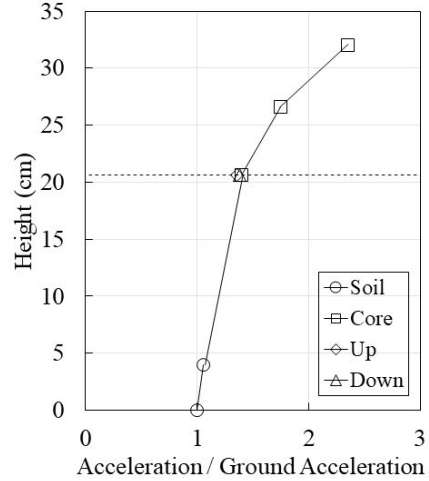
(d) Time vs. Settlement



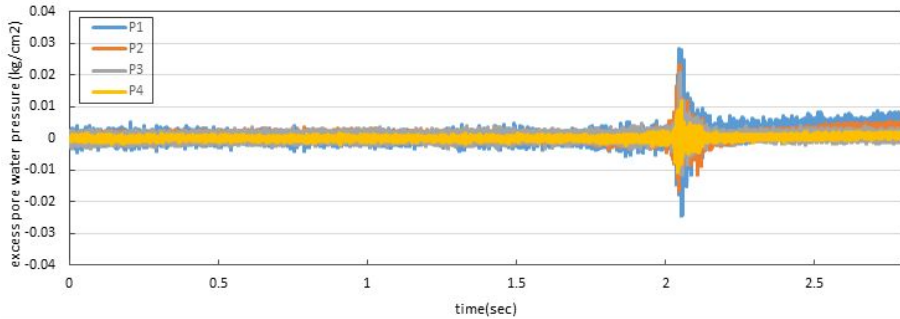
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-21> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.122g)

(사) Artificial 0.149g

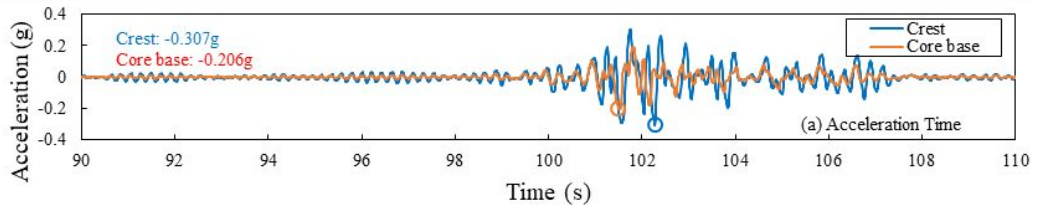
인공지진파가 해석면 바닥에서 약 0.149g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.23초와 0.26초로 크게 변화하지 않았다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.307초인 것으로 확인할 수 있다. 대규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하가 나타났으며, 하류사면에서는 15mm 정도, 제정부에서는 10mm 정도의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다. 지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.206g로 미소하게 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.307g를 기록하여 기반암에 비해 2.1배 증폭하였음을 알 수 있었다. 기반암과 제방에서 증폭이 나타나고 있음을 그림에서 볼 수 있으며 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.5배 증폭하였다.

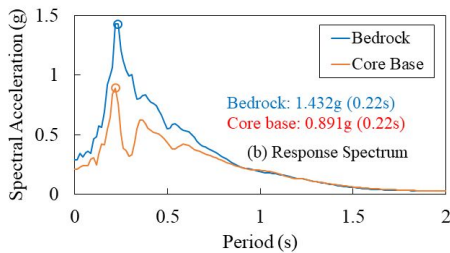
위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비를 나타내는데, 저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.4이하로 나타났다. 지진파의 피크치가 기록된 이후 과잉간극수압이 상승하고 있으나 간극수압계를 매설한 지점이 제방 하부라서 액상화 현상이 발생하지는 않는 것으로 나타났다.

(표 3-12) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Artificial 0.149g)

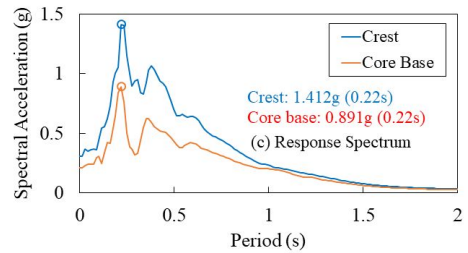
| 구분                                   | 계측기 위치 |        |        |        |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
|                                      | P1     | P2     | P3     | P4     |
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0339 | 0.0341 | 0.0292 | 0.0170 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.3204 | 0.1718 | 0.0367 | 0.0401 |



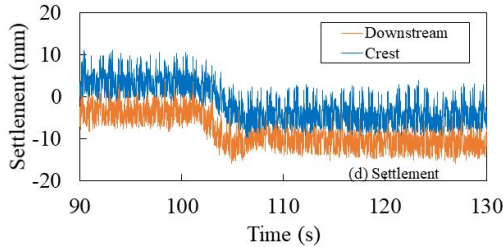
(a) Time vs. Acceleration



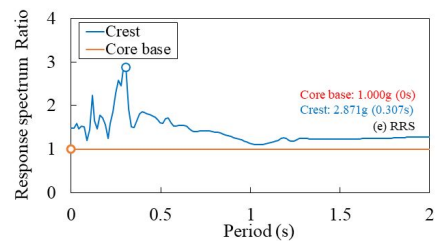
(b) Period vs. Spectral Acceleration



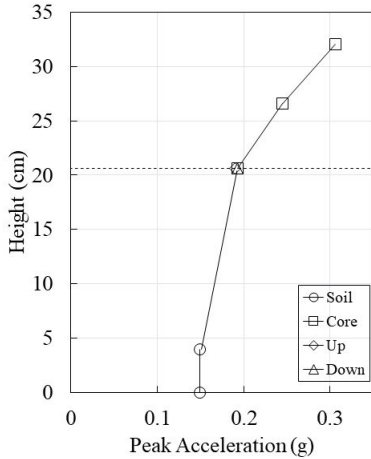
(c) Period vs. Spectral Acceleration



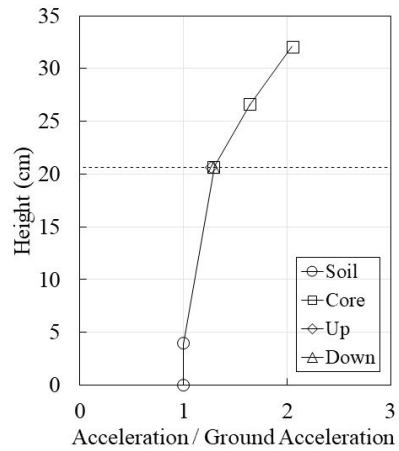
(d) Time vs. Settlement



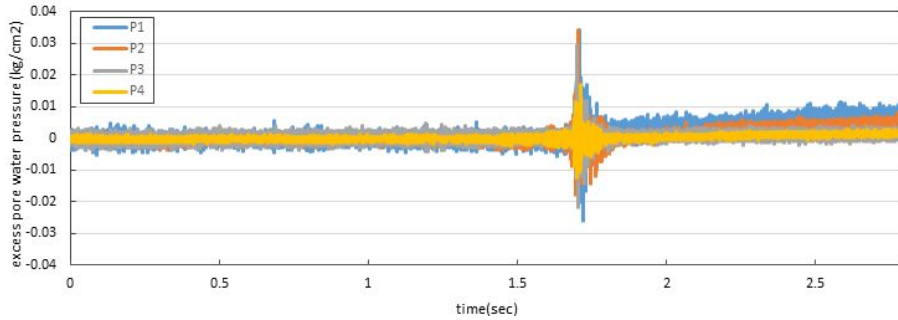
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-22> Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.149g)

(2) 장주기 지진파

(가) Hachinohe 0.018g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.018g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴 보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.29초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.176초인 것으로 확인할 수 있다. 약진 규모의 비교적 작은 입력 가속도가 가해져 제정부와 하류 사면에서의 연직침하는 발생하지 않았다.

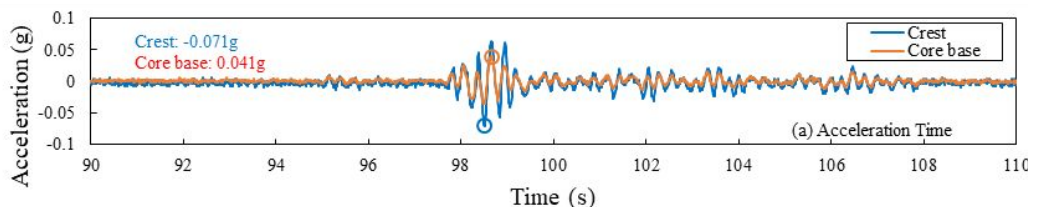
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.041g로 2.3배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.071g로 기반암에서보다

3.9배 증폭하였다. 해석면 바닥에서 기반암을 통과하면서 약간 감쇠하다가 다시 증폭되는 것으로 나타났으며 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도 보다 1.7배 증폭하는 것으로 확인되었다.

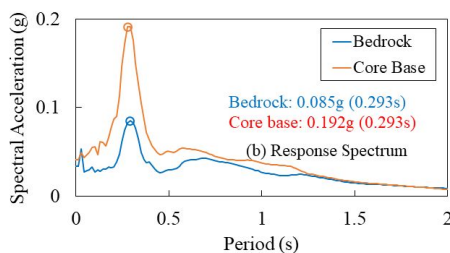
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 측정한 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 소규모의 입력 가속도가 가해져 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.1이하로 나타났다.

(표 3-13) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.018g)

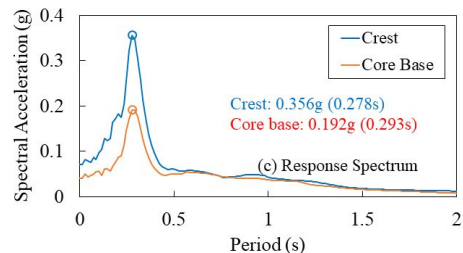
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0059 | 0.0047 | 0.0040 | 0.0015 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0558 | 0.0237 | 0.0050 | 0.0035 |



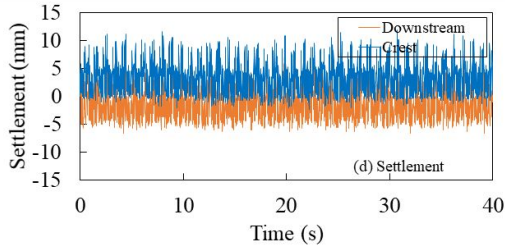
(a) Time vs. Acceleration



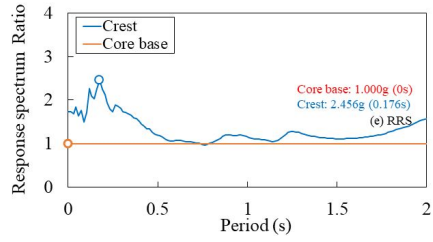
(b) Period vs. Spectral Acceleration



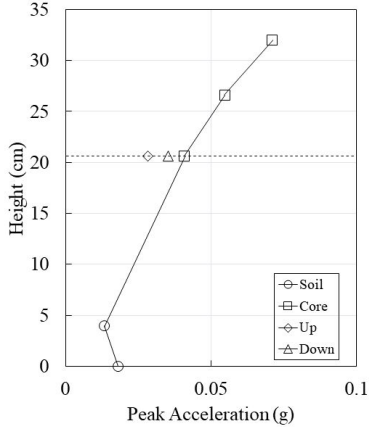
(c) Period vs. Spectral Acceleration



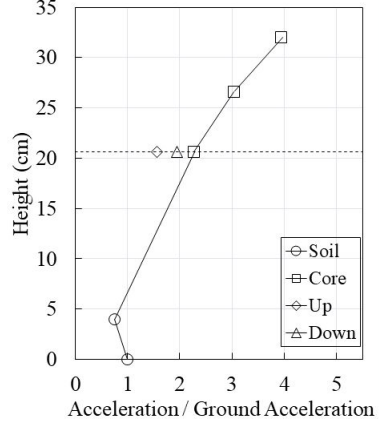
(d) Time vs. Settlement



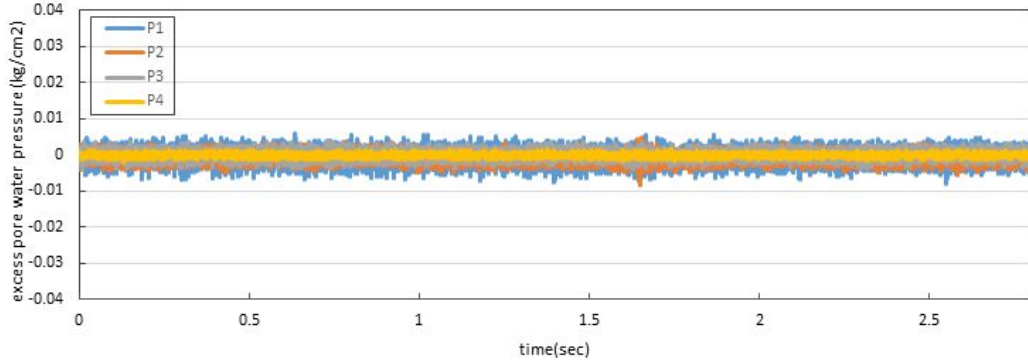
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-23> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.018g)

(나) Hachinohe 0.022g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.022g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴 보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.29초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.19초인 것으로 확인할 수 있다. 약진 규모의 비교적 작은 입력가속도가 가해져 제정부와 하류 사면에서의 연직침하는 발생하지 않았다.

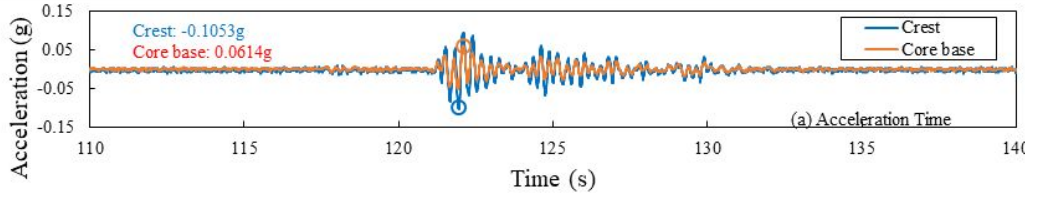
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.061g로 2.8배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.105g로 기반암에서보다 4.8배 증폭하였다. 해석면 바닥에서 기반암을 통과하면서 약간 감쇠하다가 다시 증폭되는 것으로 나타났으며 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.7배 증폭하는 것으로 나타났다.

저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 소규모의 입력 가속도가 가해져 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.1이하로 나타났다.

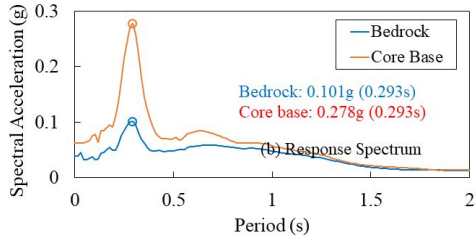
(표 3-14) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.022g)

| 계측기위치<br>구분                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0053 | 0.0063 | 0.0039 | 0.0015 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0501 | 0.0317 | 0.0049 | 0.0035 |

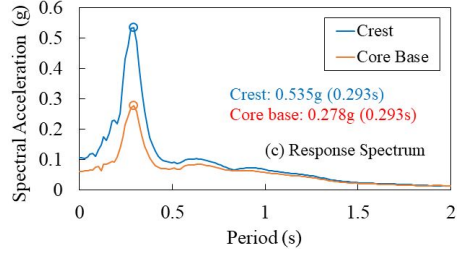




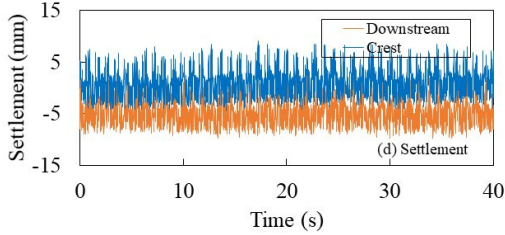
(a) Time vs. Acceleration



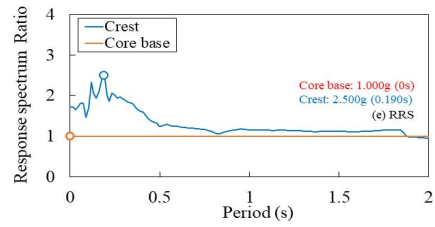
(b) Period vs. Spectral Acceleration



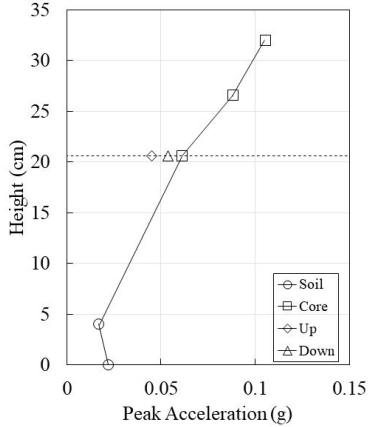
(c) Period vs. Spectral Acceleration



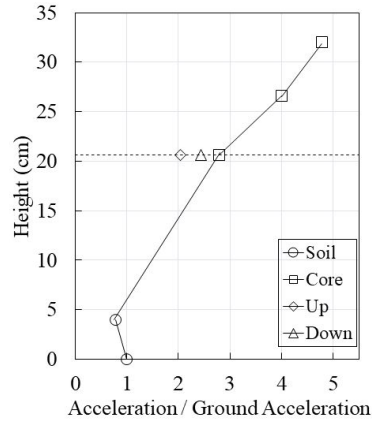
(d) Time vs. Settlement



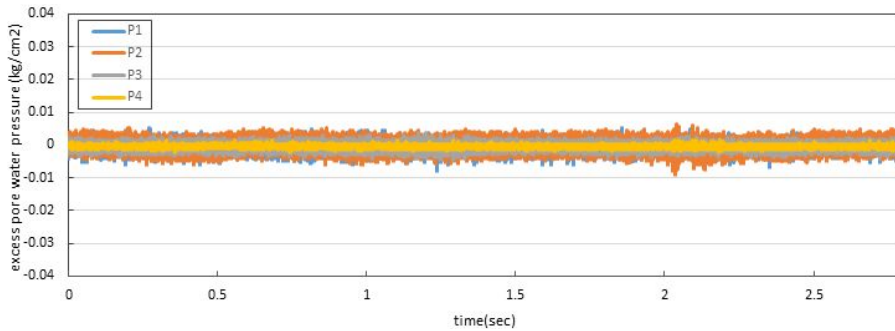
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-24> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.022g)

(다) Hachinohe 0.029g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.029g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴 보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.28초와 0.29초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

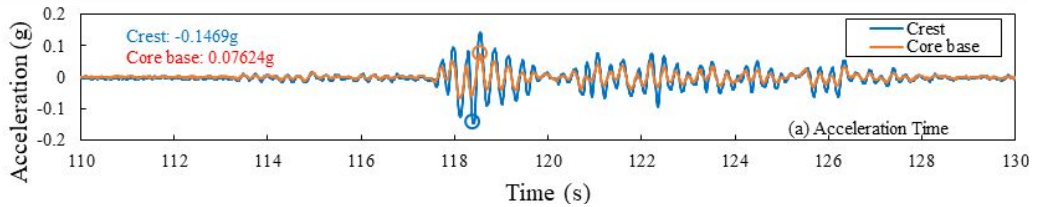
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.19초인 것으로 확인할 수 있다. 약진 규모의 비교적 작은 입력가속도가 가해져 제정부와 하류 사면에서의 연직침하는 발생하지 않았다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.076g로 2.6배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.147g로 기반암에서보다 5.1배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루에서의 가속도 기록을 살펴보면 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.9배 증폭하는 것으로 나타났다.

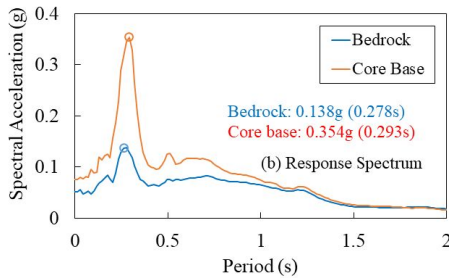
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 소규모의 입력 가속도가 가해져 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.1이하로 나타났다.

(표 3-15) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.029g)

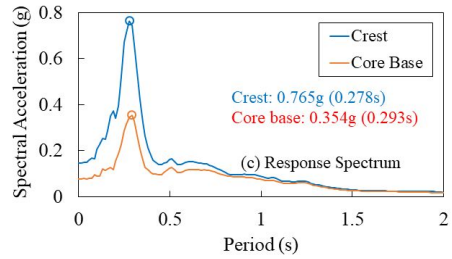
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0066 | 0.0078 | 0.0042 | 0.0022 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0624 | 0.0393 | 0.0053 | 0.0052 |



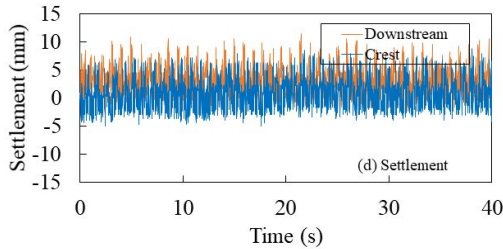
(a) Time vs. Acceleration



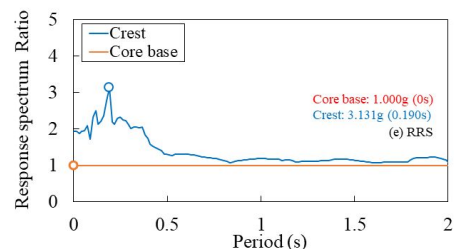
(b) Period vs. Spectral Acceleration



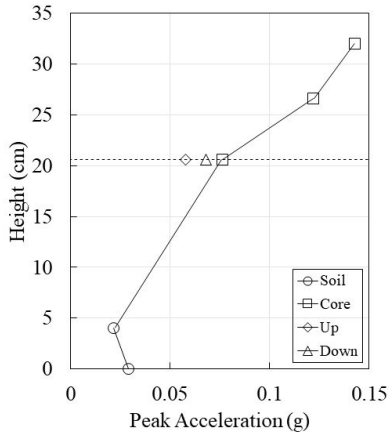
(c) Period vs. Spectral Acceleration



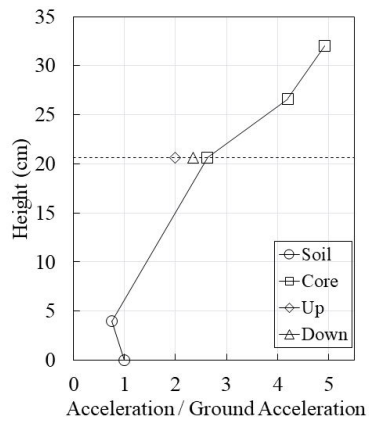
(d) Time vs. Settlement



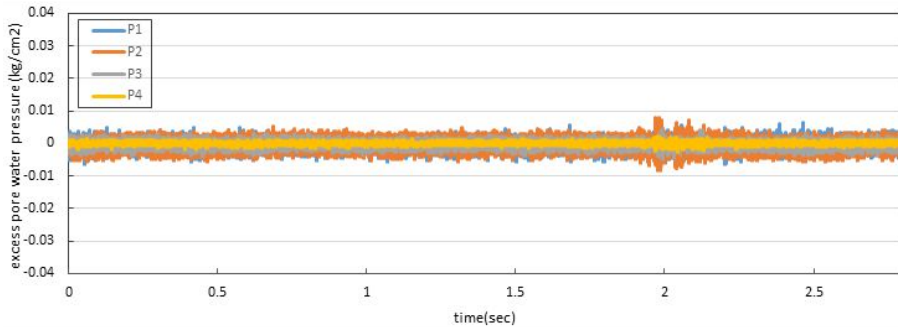
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-25> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.029g)

(라) Hachinohe 0.039g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.039g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴 보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.29초와 0.31초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유 주기는 약 0.19초인 것으로 확인할 수 있다. 약진 규모의 비교적 작은 입력가속도가 가해져 제정부와 하류 사면에서의 연직침하는 발생하지 않았다.

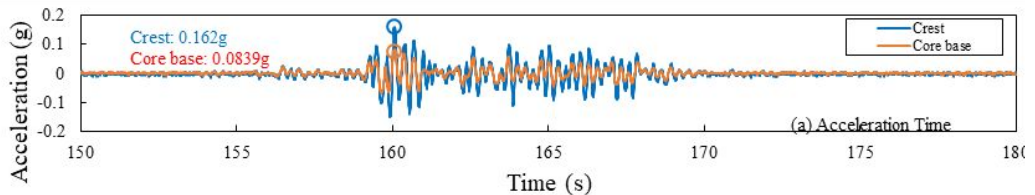
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.084g로 2.2배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.162g로 기반암에서보다 4.2배 증폭하였다. 해석면 바닥에서 기반암을 통과하면서 약간 감쇠하다가 다

시 증폭되는 것으로 나타났으며 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도에 비해 1.9배 증폭한 것으로 나타났다.

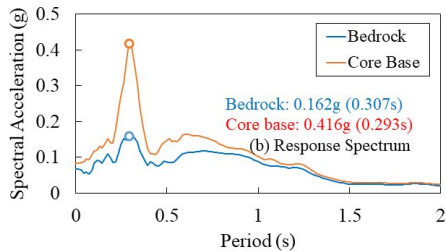
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 소규모의 입력 가속도가 가해져 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.1이하로 나타났다.

(표 3-16) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.039g)

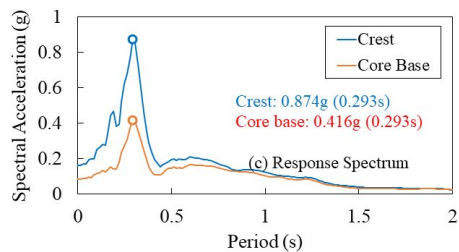
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0060 | 0.0112 | 0.0055 | 0.0028 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0567 | 0.0564 | 0.0069 | 0.0066 |



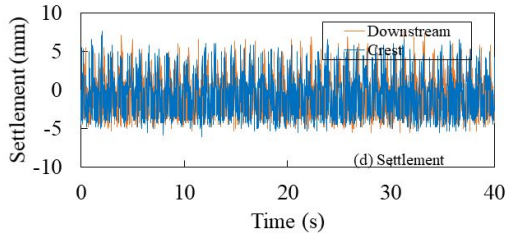
(a) Time vs. Acceleration



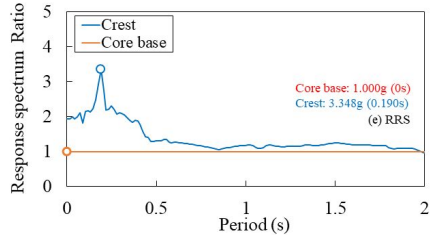
(b) Period vs. Spectral Acceleration



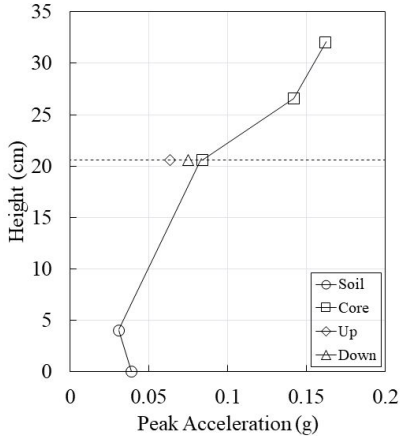
(c) Period vs. Spectral Acceleration



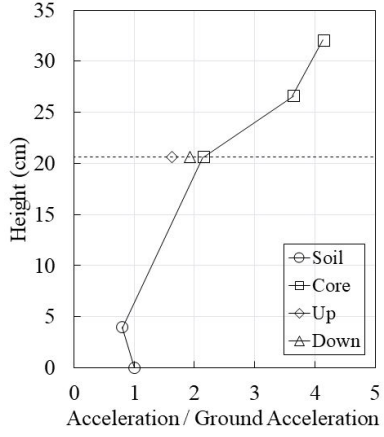
(d) Time vs. Settlement



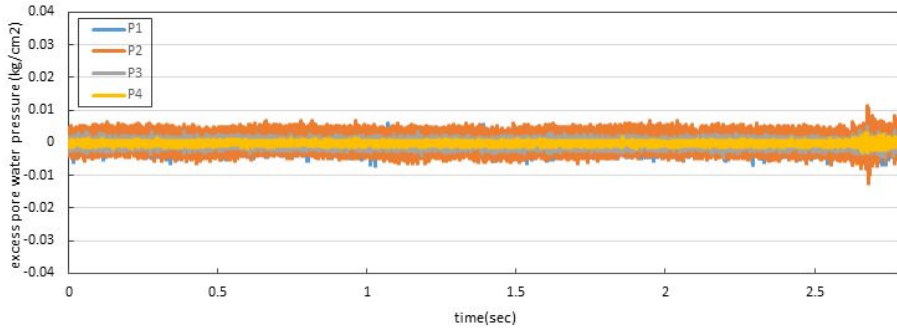
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-26> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.039g)

(마) Hachinohe 0.053g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.053g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났다. 특히, 타월주기가 약 0.29초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

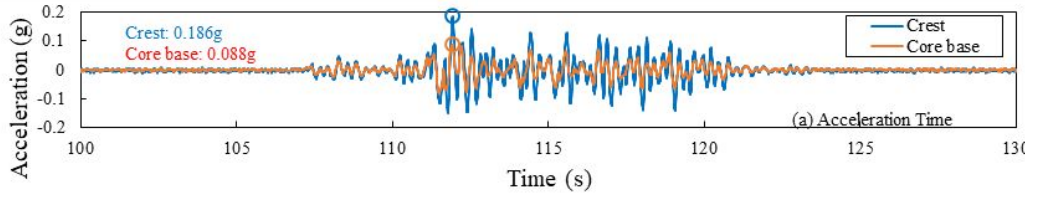
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.176초인 것으로 확인할 수 있다. 중진 규모의 입력가속도가 가해져 제정부에서 연직침하는 발생하지 않았지만 하류사면에서는 미소하게 소성변형이 발생하여 잔류 침하가 발생하였다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.088g로 1.7배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.186g로 기반암에서보다 3.5배 증폭하였다. 제방을 통과하면서 많은 증폭이 발생하고 있으며 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 2.1배 증폭하는 것으로 나타났다.

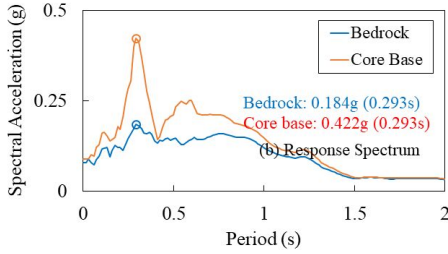
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.2이하로 나타났다.

(표 3-17) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.053g)

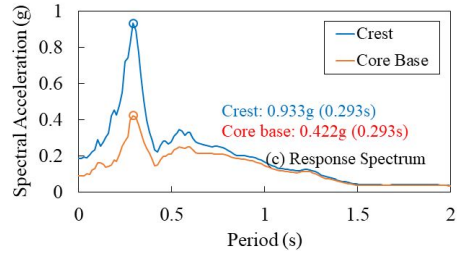
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0108 | 0.0127 | 0.0137 | 0.0041 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.1021 | 0.0640 | 0.0172 | 0.0097 |



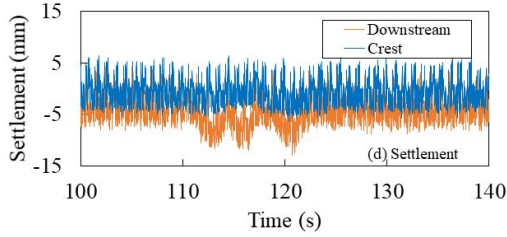
(a) Time vs. Acceleration



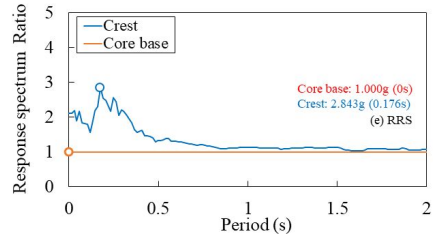
(b) Period vs. Spectral Acceleration



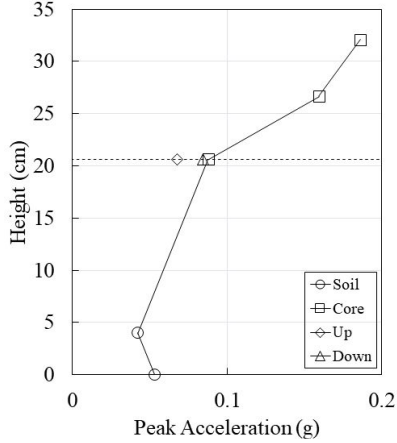
(c) Period vs. Spectral Acceleration



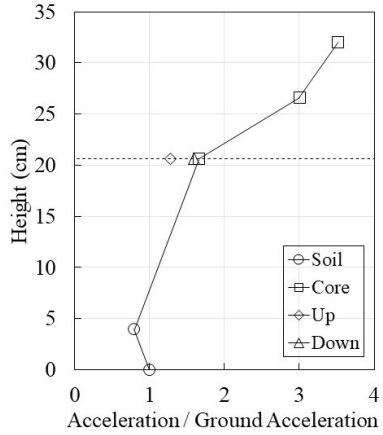
(d) Time vs. Settlement



(e) Period vs. Response spectrum ratio

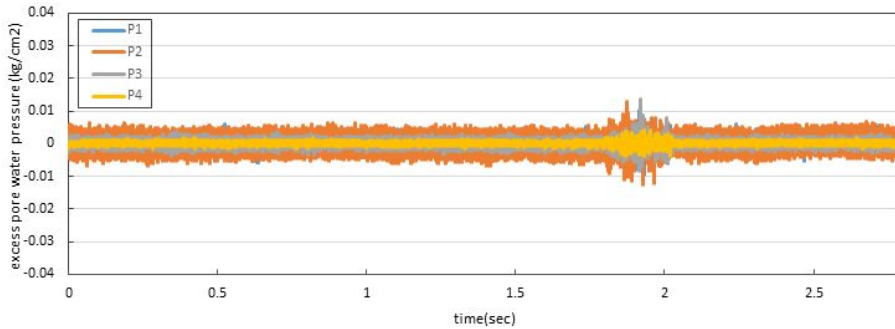


(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio





(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-27> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.053g)

(바) Hachinohe 0.073g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.073g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.29초와 0.26초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

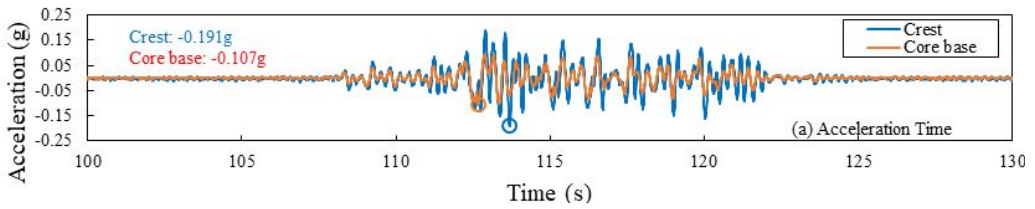
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.22초인 것으로 확인할 수 있다. 중진 규모의 입력가속도가 가해져 가진 피크 시 제정부와 하류 사면에서 8mm 정도의 탄성침하가 발생하였으나 잔류침하는 미미한 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.107g로 1.5배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.191g로 기반암에서보다 2.6배 증폭하였다. 지진파가 제방을 통과하면서 많은 증폭이 발생하고 있으며 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.8배 증폭하는 것으로 나타났다.

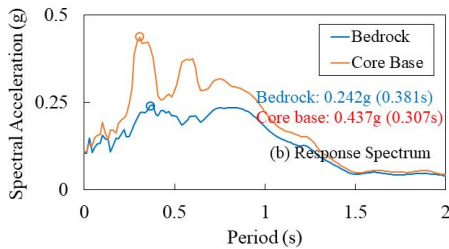
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.2이하로 나타났다.

(표 3-18) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.073g)

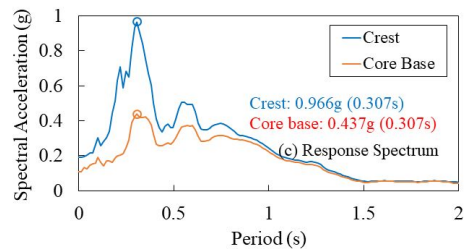
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0115 | 0.0121 | 0.0131 | 0.0092 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.1087 | 0.0610 | 0.0165 | 0.0217 |



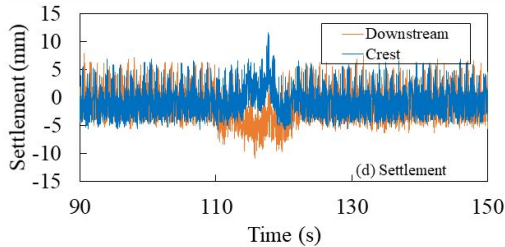
(a) Time vs. Acceleration



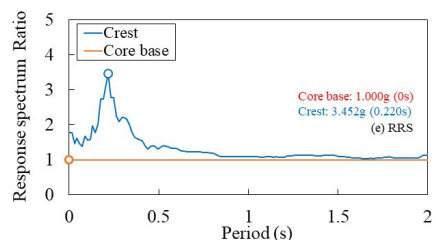
(b) Period vs. Spectral Acceleration



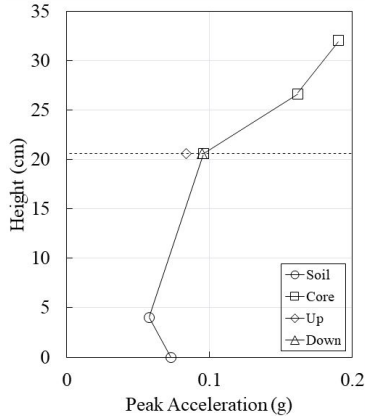
(c) Period vs. Spectral Acceleration



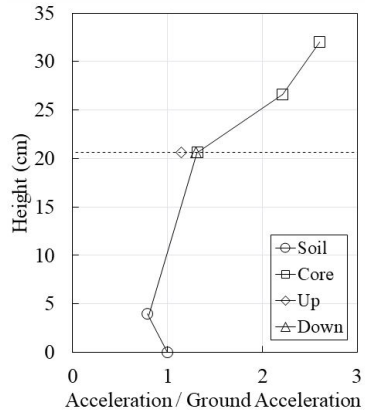
(d) Time vs. Settlement



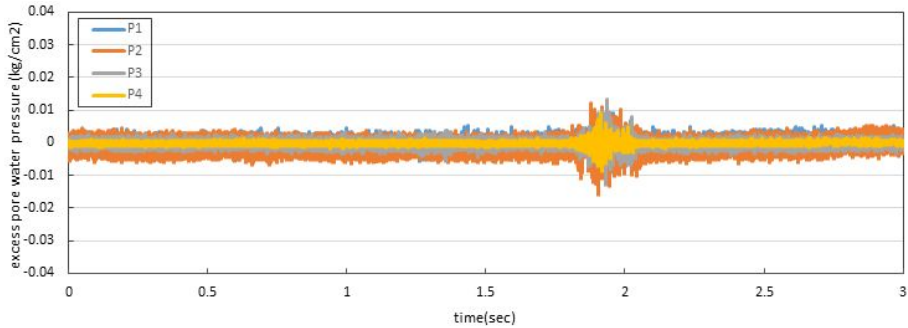
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-28> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.073g)

(사) Hachinohe 0.119g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.119g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.29초와 0.26초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.22초인 것으로 확인할 수 있다. 중진 규모의 입력가속도가 가해져 가진 피크치 이후 제정부와 하류 사면에서 소성변형이 두드러지게 나타났으며, 7mm 정도의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다.

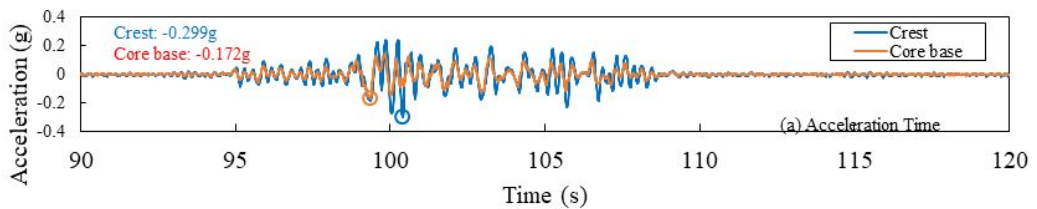
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.172g로 1.4배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.299g로 기반암에서보다

2.5배 증폭하였다. 지진파가 제방을 통과하면서 많은 증폭이 발생하고 있으며 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.7배 증폭하는 것으로 확인되었다.

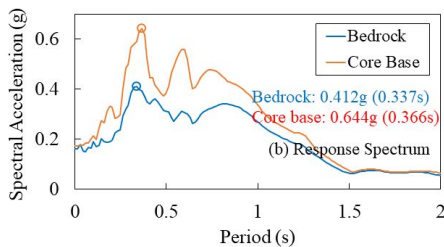
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 측정한 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.2이하로 나타났다.

(표 3-19) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.119g)

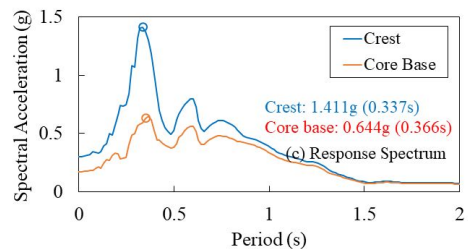
| 구분 \ 측정기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0184 | 0.0201 | 0.0169 | 0.0146 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.1739 | 0.1013 | 0.0212 | 0.0344 |



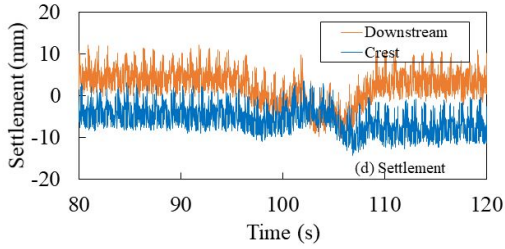
(a) Time vs. Acceleration



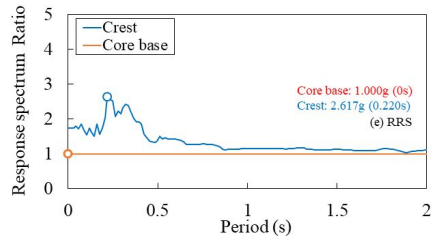
(b) Period vs. Spectral Acceleration



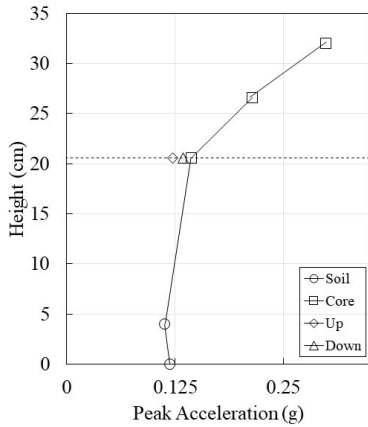
(c) Period vs. Spectral Acceleration



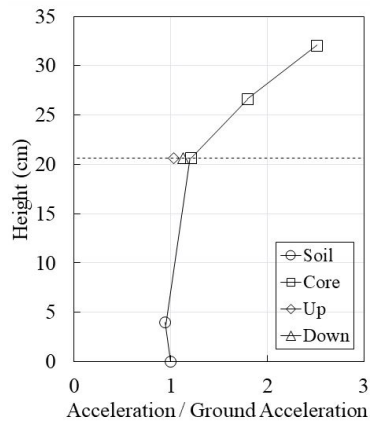
(d) Time vs. Settlement



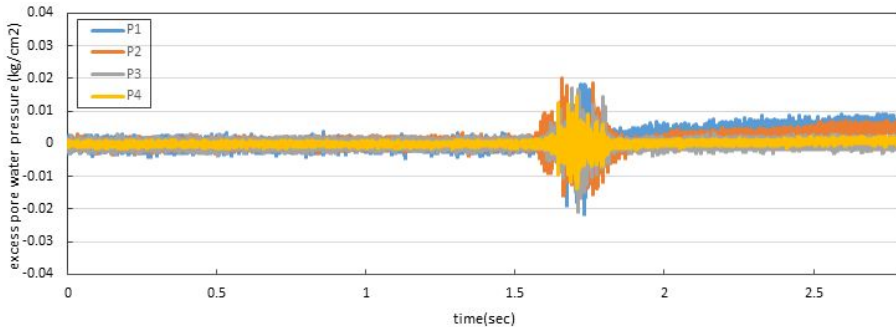
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-29> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.119g)

(아) Hachinohe 0.160g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.160g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.34초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.351초인 것으로 확인할 수 있다. 중진 규모의 입력가속도가 가해져 제정부에서 15mm의 연직침하가 발생하였으며 하류사면에서도 가진 피크치 이후 침하와 융기가 반복하는 소성변형이 발생한 후 5mm 정도의 잔류침하가 발생하는 것으로 나타났다.

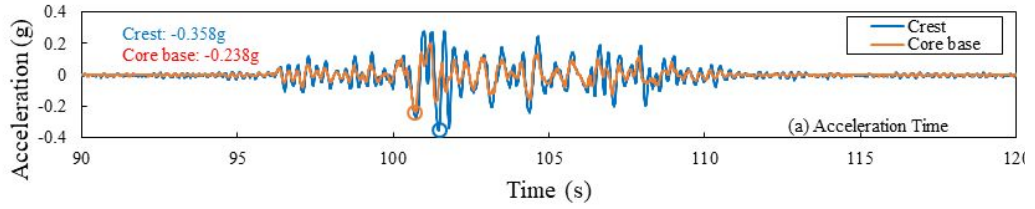
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.238g로 1.5배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.358g로 기반암에서보다 2.2배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루에서의 가속도 기록을 살펴보면 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.5배 증폭하는 것으로 확인되었다.

저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 많이 작은 0.2이하로 나타났다.

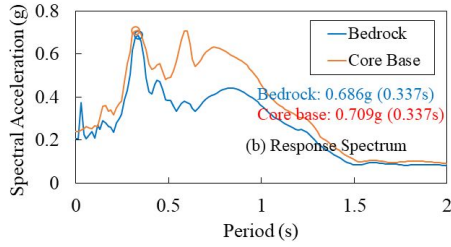
과잉간극수압 시간이력을 나타낸 것으로 지진파가 피크치를 기록한 이후 과잉간극수압이 점차 상승하는 것으로 볼 수 있으며 상류측일수록 과잉간극수압비가 높은 것을 알 수 있다.

(표 3-20) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.160g)

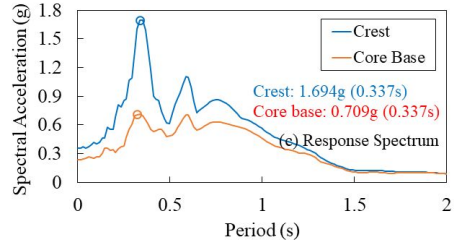
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0265 | 0.0290 | 0.0281 | 0.0158 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.2505 | 0.1461 | 0.0353 | 0.0372 |



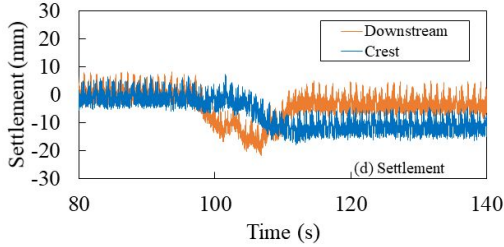
(a) Time vs. Acceleration



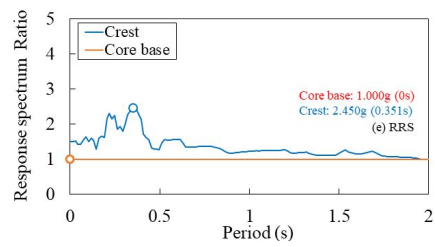
(b) Period vs. Spectral Acceleration



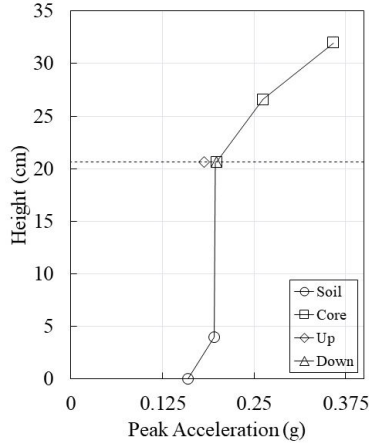
(c) Period vs. Spectral Acceleration



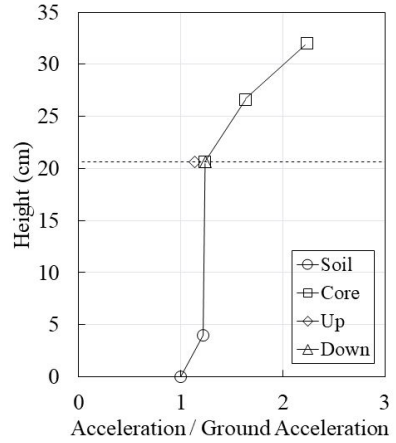
(d) Time vs. Settlement



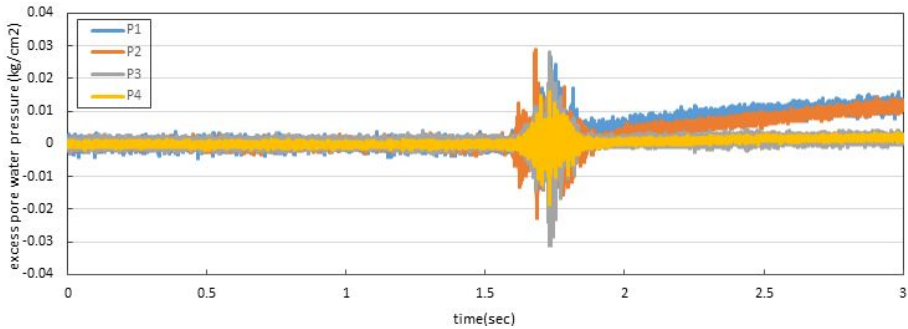
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-30> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.160g)

(자) Hachinohe 0.215g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.215g 수준으로 가진되었을 때 측정된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.34초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계층 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.424초인 것으로 확인할 수 있다. 비교적 큰 규모의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류 사면에서의 20mm 정도의 잔류침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.308g로 1.4배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.424g로 기반암에서보다 2.0배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루에서의 가속도 기록을 살펴보면 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.4배 증폭하는 것으로 확인되었다.

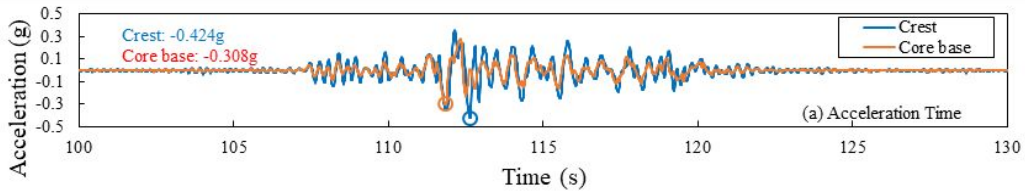
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 측정된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.6이하로 나타났다.

지진파의 피크치가 기록된 이후 과잉간극수압이 상승하고 있으나 간극수압계를 매설한 지점이 제방 하부라서 액상화 현상이 발생하지는 않는 것으로 나타났다.

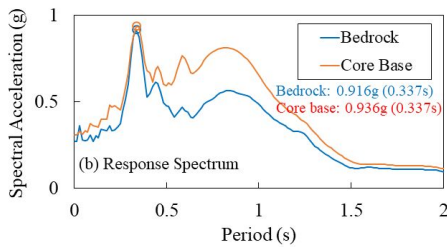


(표 3-21) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.215g)

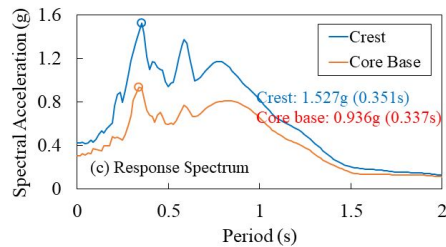
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.056  | 0.033  | 0.0030 | 0.0015 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.5293 | 0.1662 | 0.0038 | 0.0035 |



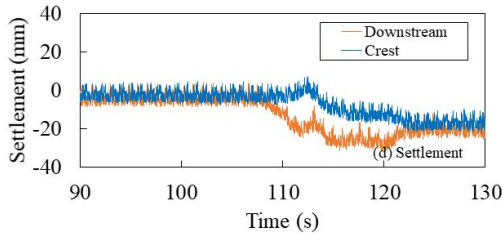
(a) Time vs. Acceleration



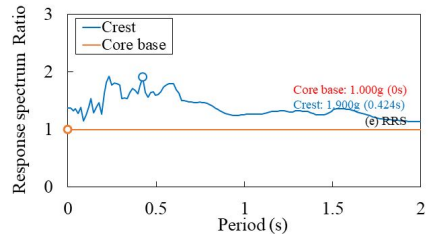
(b) Period vs. Spectral Acceleration



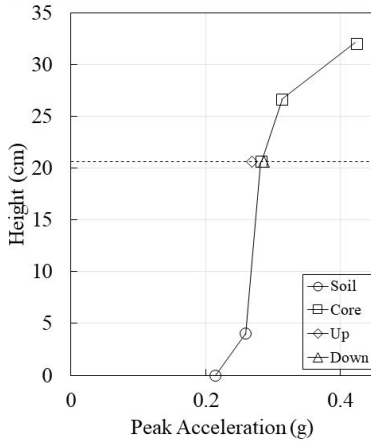
(c) Period vs. Spectral Acceleration



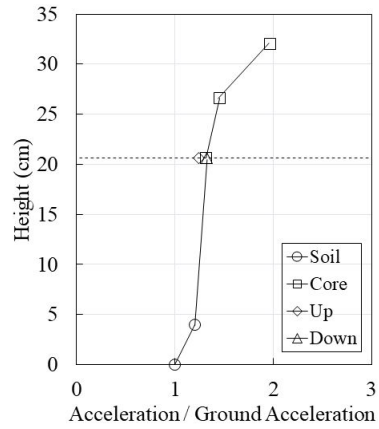
(d) Time vs. Settlement



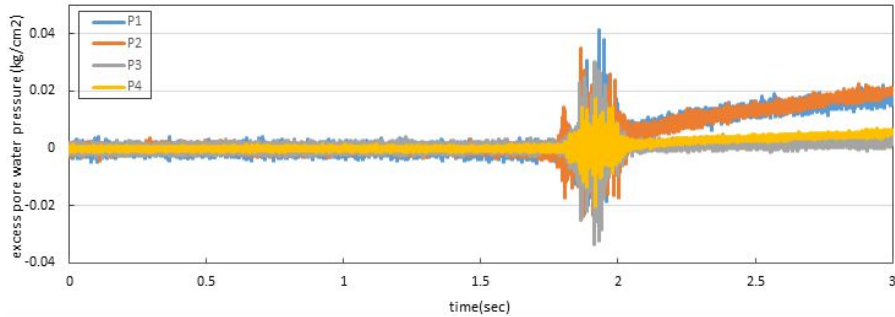
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-31> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.215g)

(차) Hachinohe 0.262g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.262g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.34초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.483초인 것으로 확인할 수 있다. 대규모의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류 사면에서 가진에 따른 침하와 용기를 반복하다가 20mm 정도의 잔류침하를 기록하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.355g로 1.4배 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.484g로 기반암에서보다

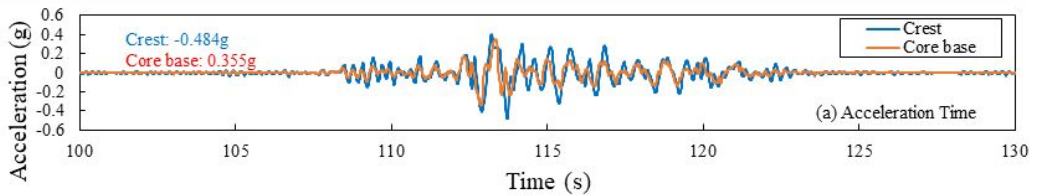
1.8배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루에서의 가속도 기록을 살펴보면 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.4배 증폭하는 것으로 확인되었다.

저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 측정한 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.5이하로 나타났다.

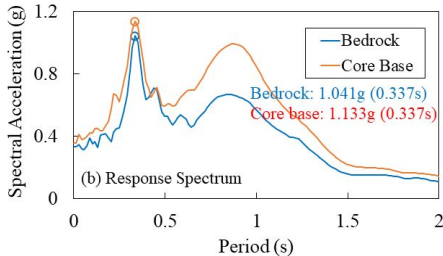
지진파의 피크치가 기록된 이후 과잉간극수압이 상승하고 있으나 간극수압계를 매설한 지점이 제방 하부라서 액상화 현상이 발생하지는 않는 것으로 나타났다.

(표 3-22) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.262g)

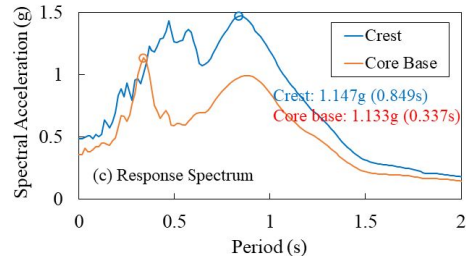
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0428 | 0.0395 | 0.0336 | 0.0173 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.4045 | 0.1990 | 0.0422 | 0.0408 |



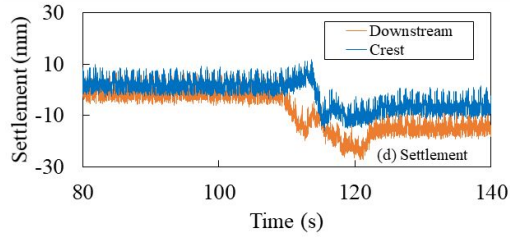
(a) Time vs. Acceleration



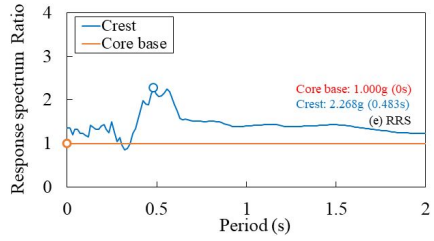
(b) Period vs. Spectral Acceleration



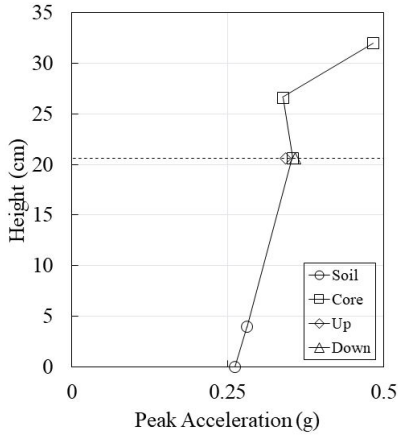
(c) Period vs. Spectral Acceleration



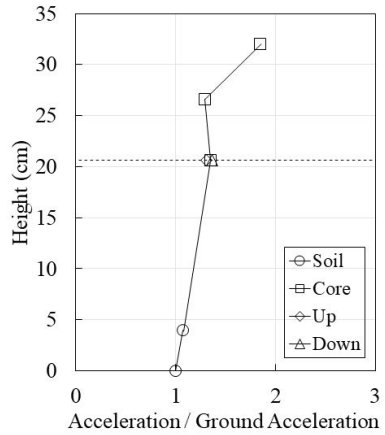
(d) Time vs. Settlement



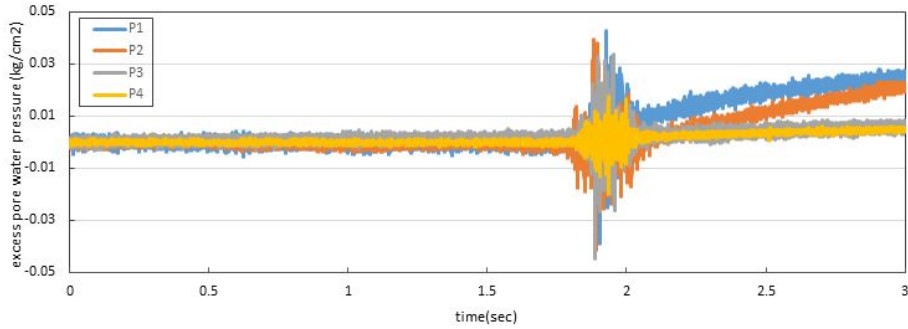
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-32> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.262g)

(카) Hachinohe 0.286g

해석면 바닥에서 Hachinohe 지진파가 약 0.286g 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과로서, 먼저 기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 다소 증폭하는 것으로 나타났으나, 탁월주기가 약 0.34초와 0.35초로 지진파의 특성은 거의 유사하여 크게 변화하지는 않는 것으로 확인되었다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.483초인 것으로 확인할 수 있다. 대규모의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류 사면에서의 35mm 정도의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다.

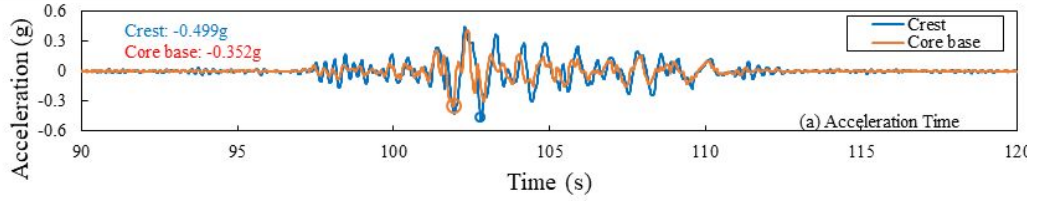
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 미소하지만 코어 저면에 이르러 0.352g로 미소하게 증폭하였고, 최상단 마루의 최대 가속도는 0.499g로 기반암에서보다 1.7배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루에서의 가속도 기록을 살펴보면 제정부에서의 최대 지반가속도는 코어 저면에서의 가속도보다 1.4배 증폭하는 것으로 확인되었다.

저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.4이하로 나타났다.

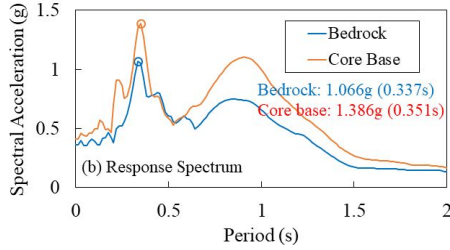
지진파의 피크치가 기록된 이후 과잉간극수압이 상승하고 있으나 간극수압계를 매설한 지점이 제방 하부라서 액상화 현상이 발생하지는 않는 것으로 나타났다.

(표 3-23) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Hachinohe 0.286g)

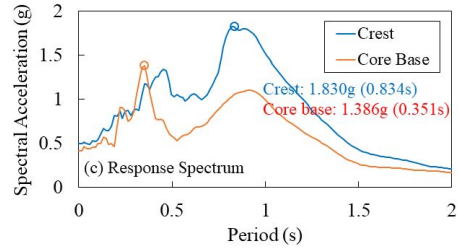
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0396 | 0.0580 | 0.0559 | 0.0142 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.3743 | 0.2922 | 0.0703 | 0.0335 |



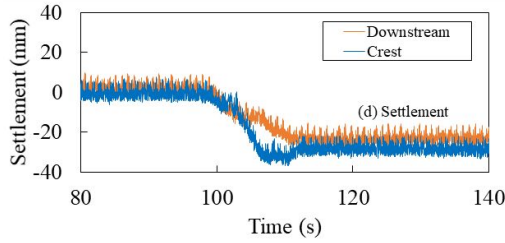
(a) Time vs. Acceleration



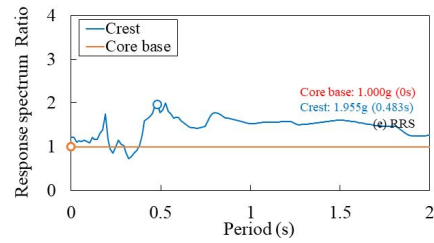
(b) Period vs. Spectral Acceleration



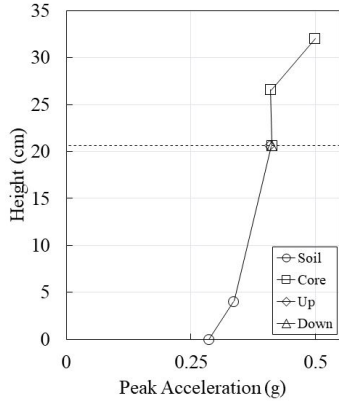
(c) Period vs. Spectral Acceleration



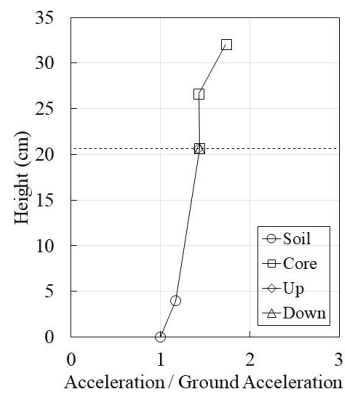
(d) Time vs. Settlement



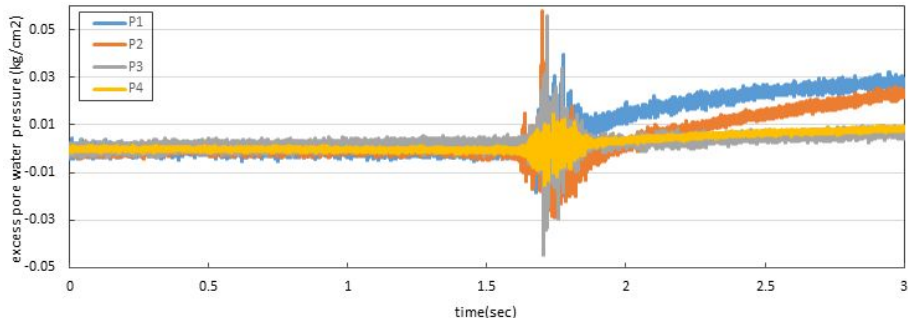
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-33> Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.286g)

(3) 단주기 지진파

(가) Ofunato 0.010g

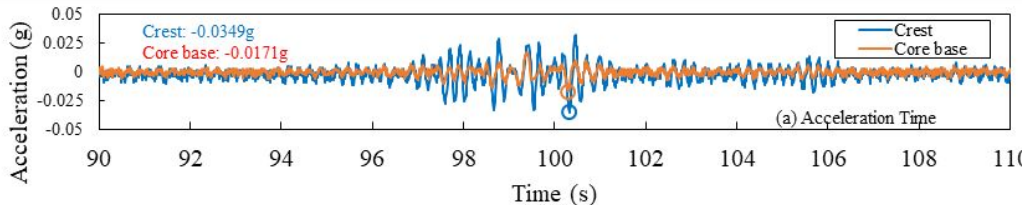
Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.010g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.3초와 0.29초로 크게 변화하지 않았다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유 주기는 약 0.19초인 것으로 확인할 수 있다. 소규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하는 거의 발생하지 않은 것으로 나타났다. 지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.017g로 미소하게 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.035g를 기록하여 기반암에 비해 3.5배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 2배 증폭하였다.

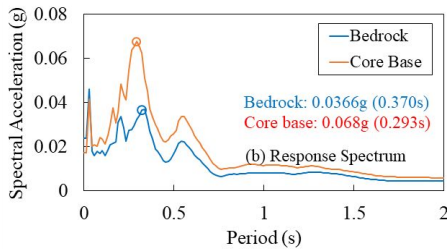
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.1이하로 나타났다.

(표 3-24) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.010g)

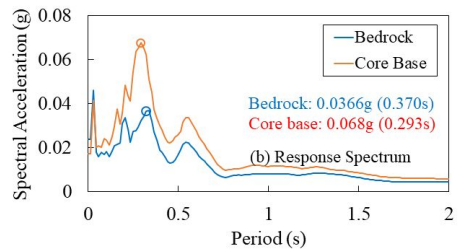
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0052 | 0.0045 | 0.0038 | 0.0015 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0491 | 0.0227 | 0.0048 | 0.0035 |



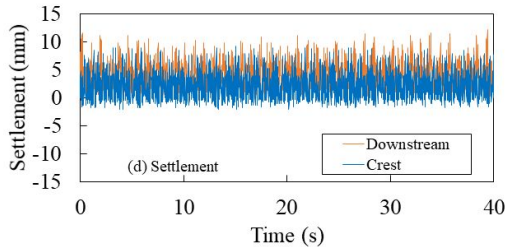
(a) Time vs. Acceleration



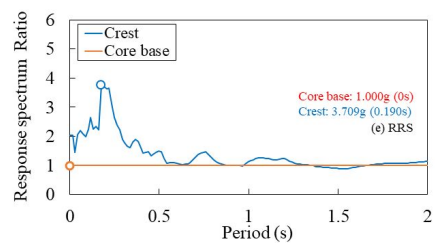
(b) Period vs. Spectral Acceleration



(c) Period vs. Spectral Acceleration

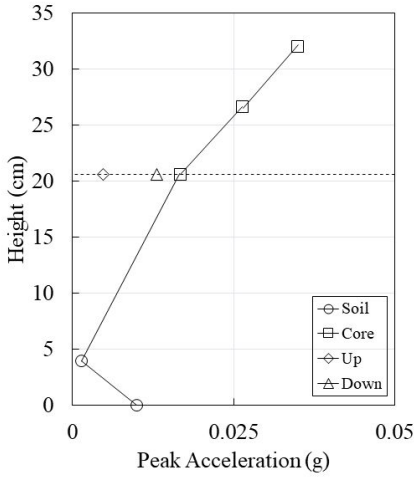


(d) Time vs. Settlement

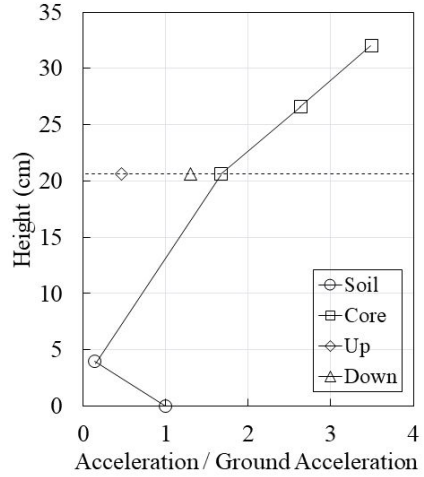


(e) Period vs. Response spectrum ratio

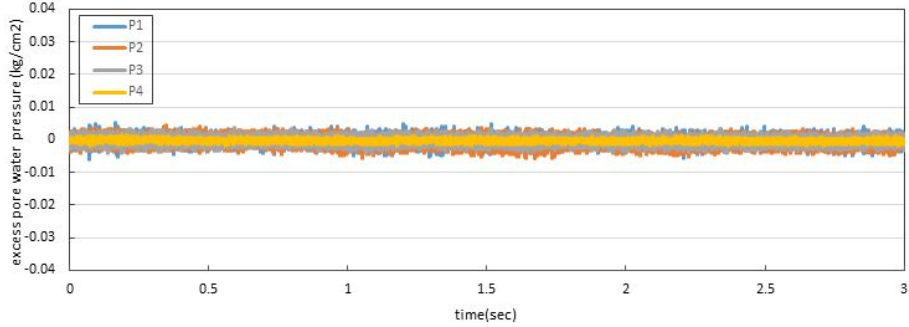




(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-34> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.010g)

(나) Ofunato 0.024g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.024g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.23초와 0.26초로 크게 변화하지 않았다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.19초인 것으로 확인할 수 있다. 소규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하는 거의 발생하지 않았으며 약간의 탄성 변형이 발생하는 것으로 나타났다.

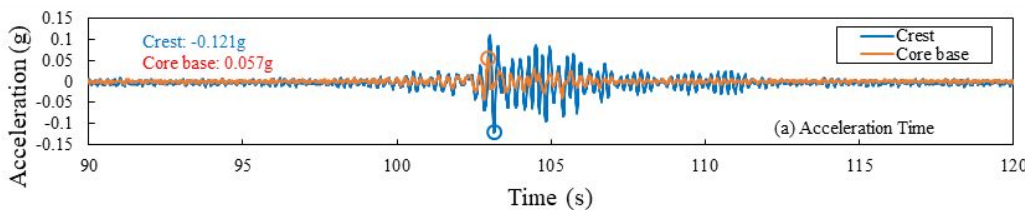
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면

에 이르러 0.057g로 미소하게 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.121g를 기록하여 기반암에 비해 5배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 2.1배 증폭하였다.

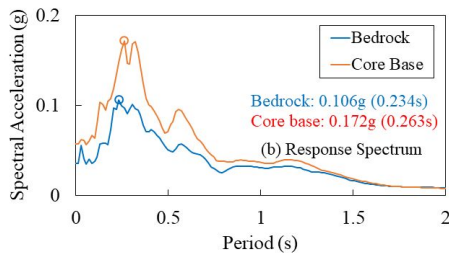
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.1이하로 나타났다.

(표 3-25) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.024g)

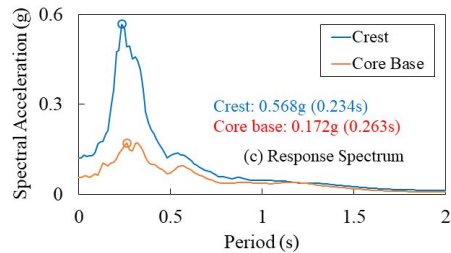
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0052 | 0.0104 | 0.0034 | 0.0028 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.0491 | 0.0524 | 0.0043 | 0.0066 |



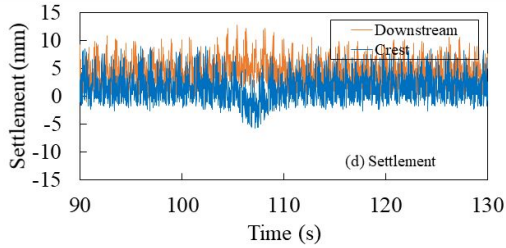
(a) Time vs. Acceleration



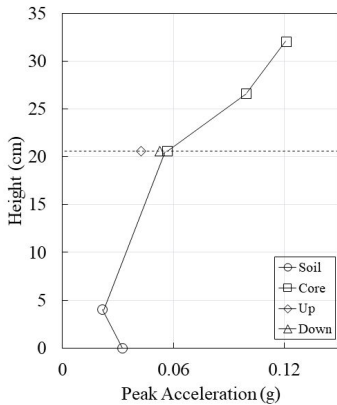
(b) Period vs. Spectral Acceleration



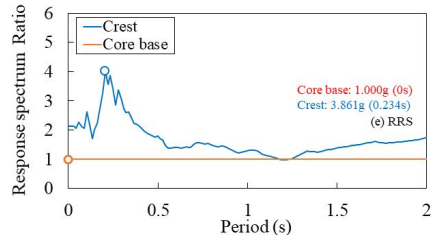
(c) Period vs. Spectral Acceleration



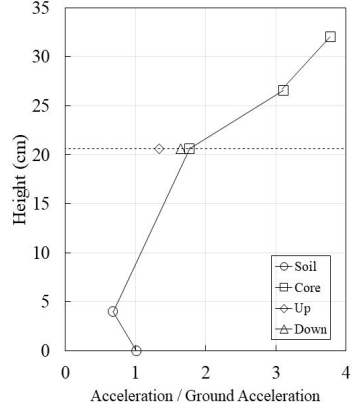
(d) Time vs. Settlement



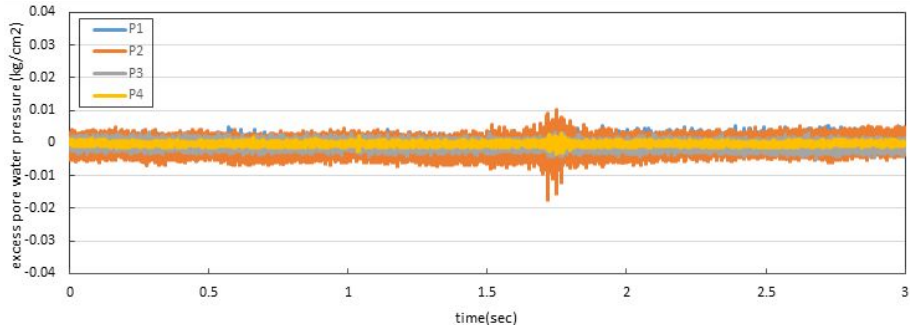
(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(e) Period vs. Response spectrum ratio



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-35> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.024g)

(다) Ofunato 0.033g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.033g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반압과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.23초와 0.25초로 크게 변화하지 않았다.

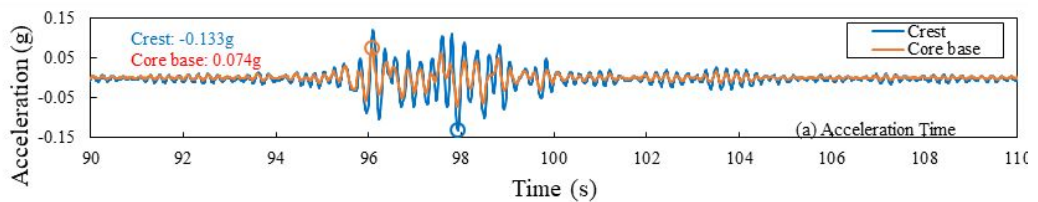
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유 주기는 약 0.234초인 것으로 확인할 수 있다. 소규모의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 연직침하는 거의 발생하지 않은 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.074g로 미소하게 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.133g를 기록하여 기반암에 비해 4배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.8배 증폭하였다.

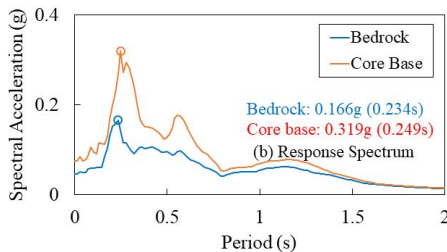
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.3이하로 나타났다.

(표 3-26) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.033g)

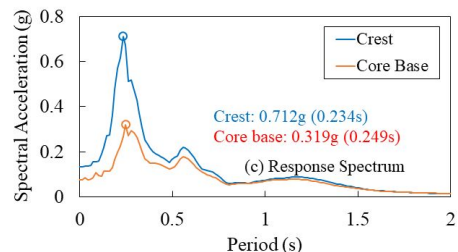
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0273 | 0.0306 | 0.0535 | 0.0025 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.2580 | 0.1542 | 0.0672 | 0.0059 |



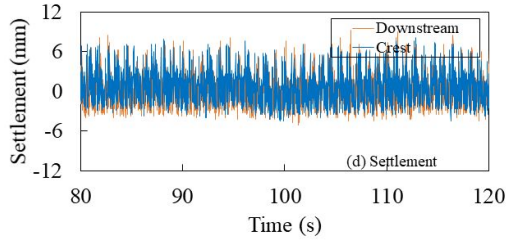
(a) Time vs. Acceleration



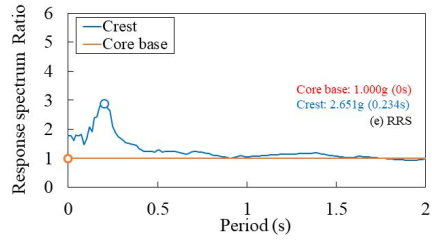
(b) Period vs. Spectral Acceleration



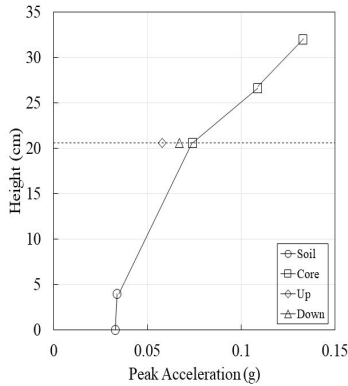
(c) Period vs. Spectral Acceleration



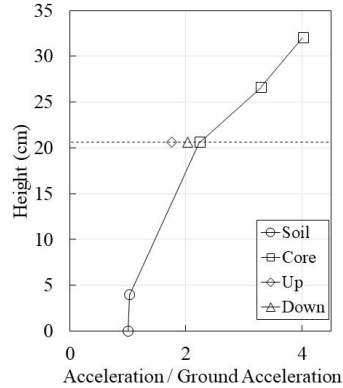
(d) Time vs. Settlement



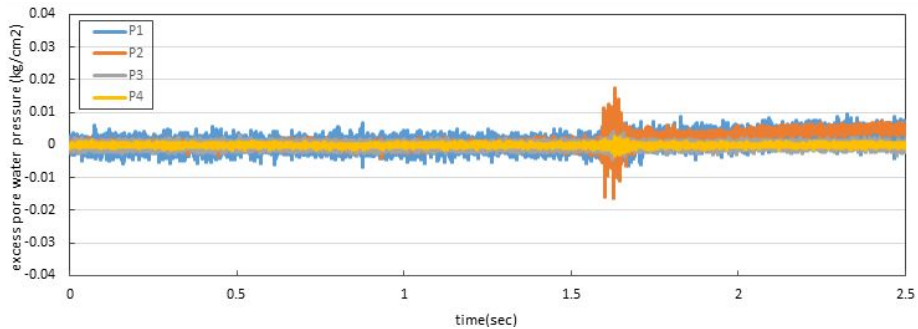
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-36> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.033g)

(라) Ofunato 0.061g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.061g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으며, 지진파의 특성도 탁월주기가 약 0.25초와 0.32초로 다소 변화하는 것으로 나타났다.

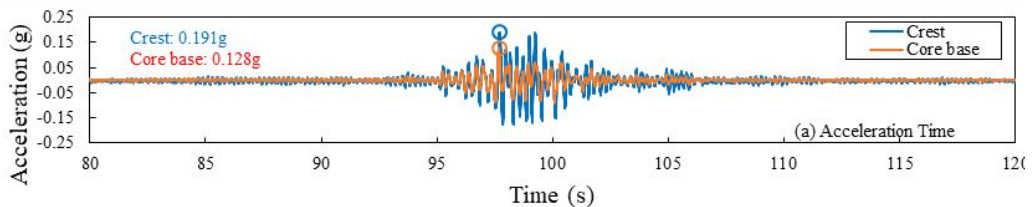
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유

주기는 약 0.204초인 것으로 확인할 수 있다. 중규모의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 5mm 정도의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다. 지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.128g로 2배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.191g를 기록하여 기반암에 비해 3.1배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.5배 증폭하였다.

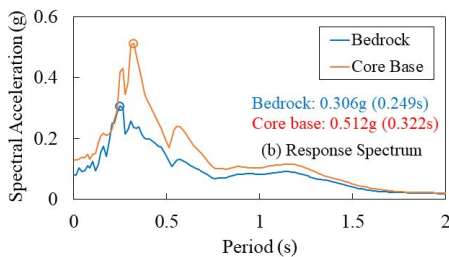
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.2이하로 나타났다.

(표 3-27) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.061g)

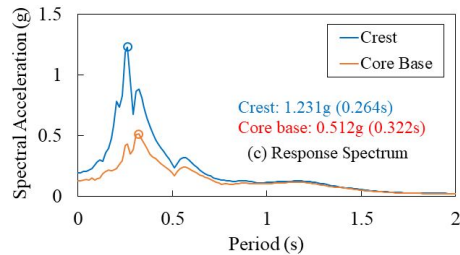
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0139 | 0.0282 | 0.0071 | 0.0042 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.1314 | 0.1421 | 0.0089 | 0.0099 |



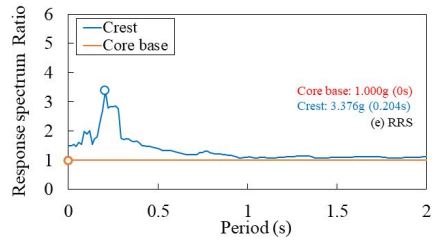
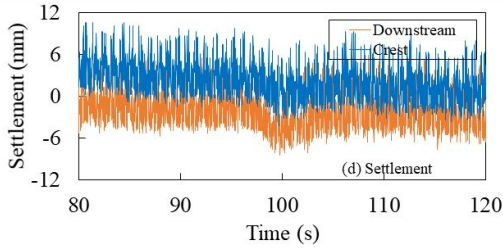
(a) Time vs. Acceleration



(b) Period vs. Spectral Acceleration

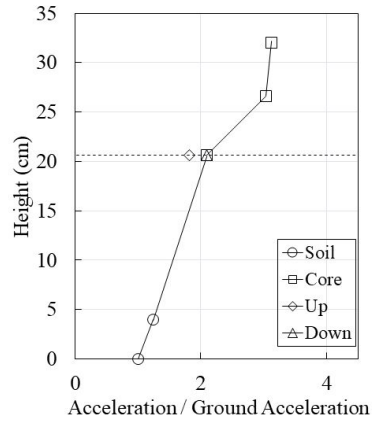
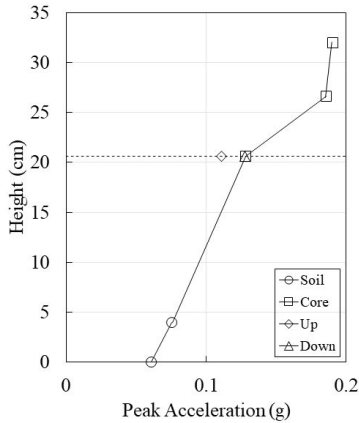


(c) Period vs. Spectral Acceleration



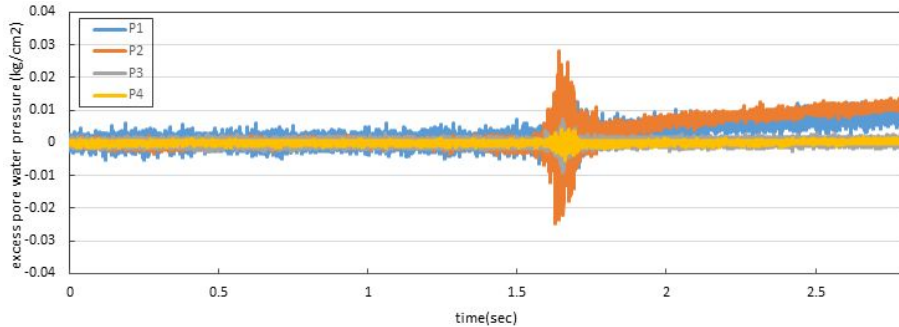
(d) Time vs. Settlement

(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration

(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-37> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.061g)

(마) Ofunato 0.097g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.097g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있고 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.26초와 0.35초로 변화하는 것으로 나타났다.

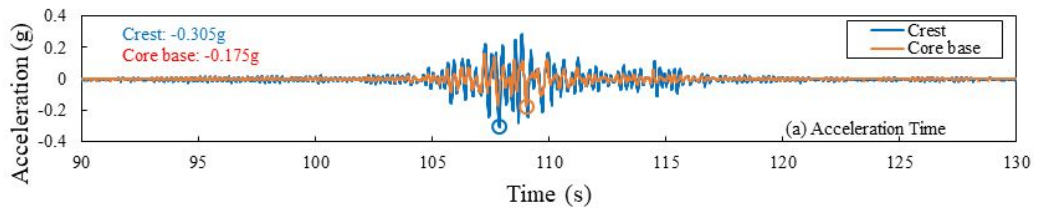
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유 주기는 약 0.278초인 것으로 확인할 수 있다. 중규모 크기의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 5mm 정도의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.175g로 1.8배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.305g를 기록하여 기반암에 비해 3.1배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.7배 증폭하였다.

저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.3이하로 나타났다.

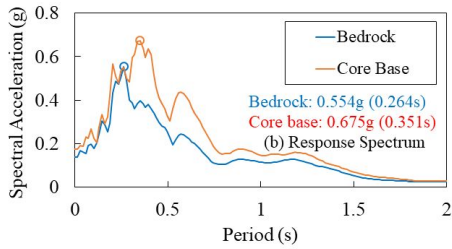
(표 3-28) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.097g)

| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0254 | 0.0510 | 0.0094 | 0.0068 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.2401 | 0.2569 | 0.0118 | 0.0160 |

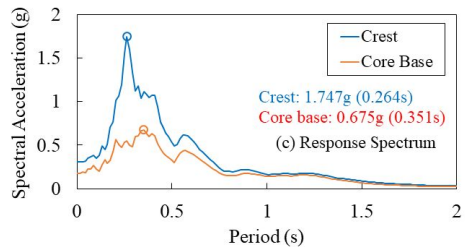


(a) Time vs. Acceleration

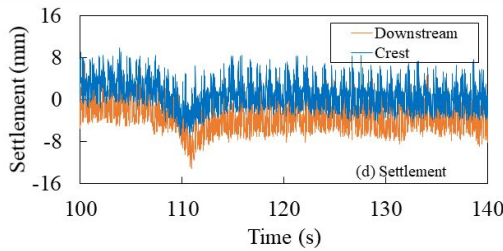




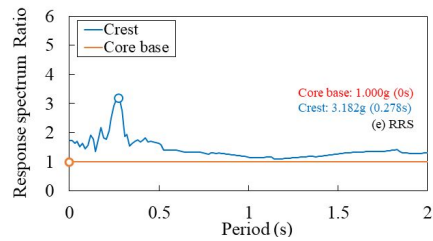
(b) Period vs. Spectral Acceleration



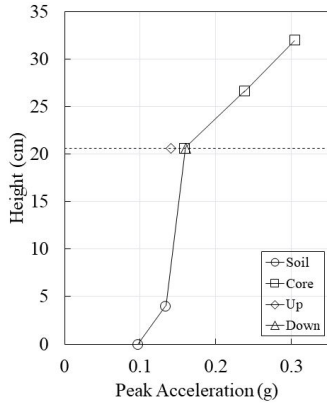
(c) Period vs. Spectral Acceleration



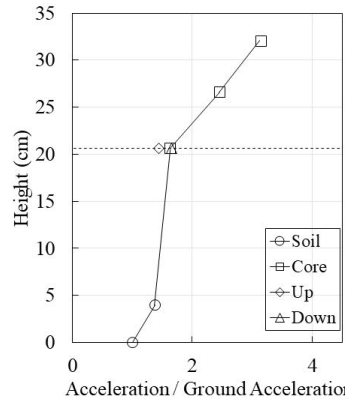
(d) Time vs. Settlement



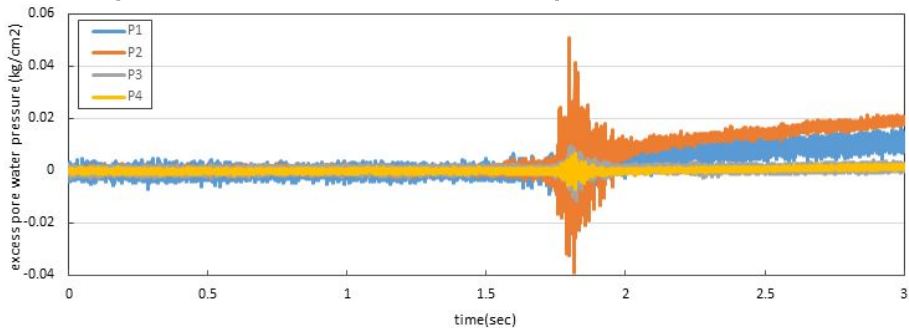
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-38> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.097g)

(바) Ofunato 0.147g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.147g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.23초와 0.26초로 크게 변화하지 않았다.

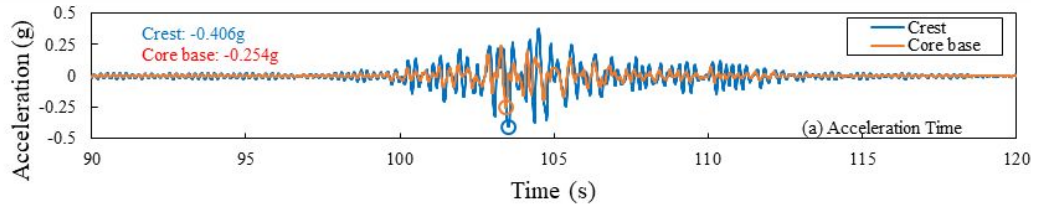
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.293초인 것으로 확인할 수 있다. 중규모 크기의 입력가속도가 가해져 가진 피크치를 지나며 소성변형이 발생하기 시작하였으며 제정부와 하류사면에 10mm 정도의 잔류침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.254g로 1.7배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.406g를 기록하여 기반암에 비해 2.8배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.8배 증폭하였다.

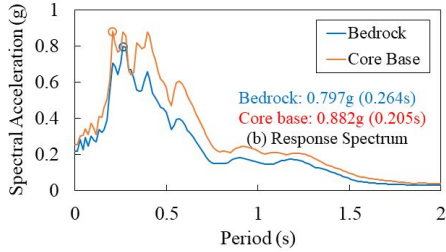
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.5이하로 나타났다.

(표 3-29) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.147g)

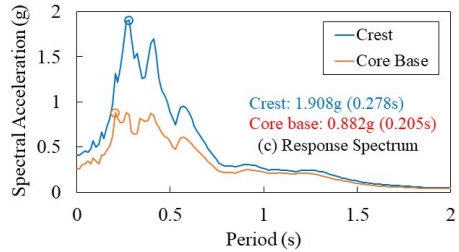
| 계측기위치<br>구분                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0434 | 0.0877 | 0.0247 | 0.0084 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.4102 | 0.4418 | 0.0310 | 0.0198 |



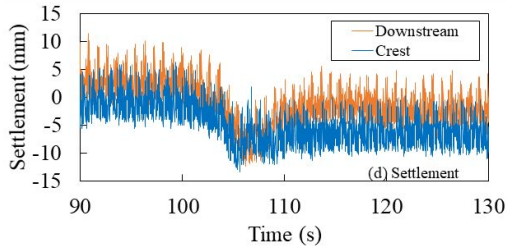
(a) Time vs. Acceleration



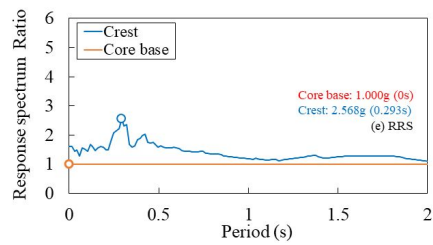
(b) Period vs. Spectral Acceleration



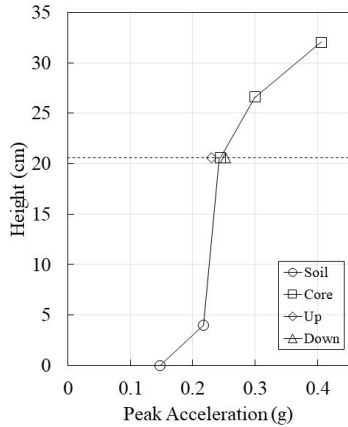
(c) Period vs. Spectral Acceleration



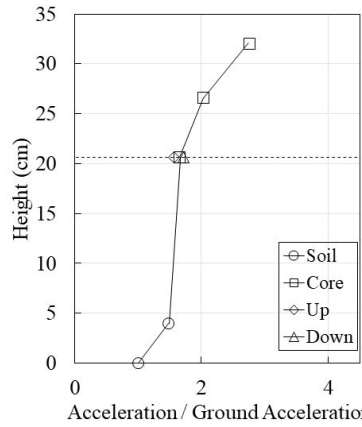
(d) Time vs. Settlement



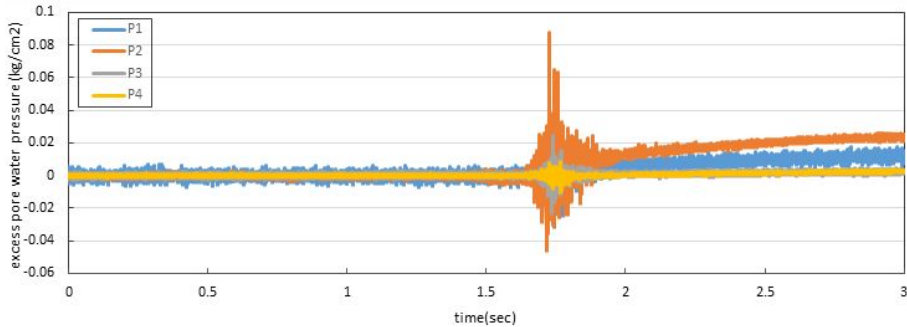
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-39> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.147g)

(사) Ofunato 0.170g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.170g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.28초와 0.26초로 크게 변화하지 않았다.

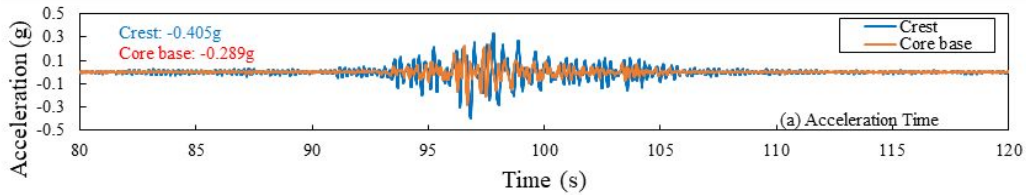
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.586초인 것으로 확인할 수 있다. 중규모 크기의 입력가속도가 가해져 가진에 따른 탄성변형이 발생하였으며 제정부와 하류사면에 약간의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.289g로 1.7배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.405g를 기록하여 기반암에 비해 2.4배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.4배 증폭하였다.

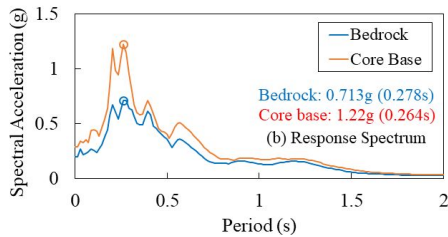
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.4이하로 나타났다.

(표 3-30) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.170g)

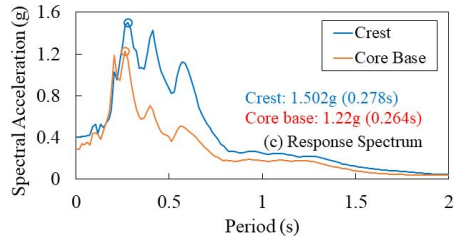
| 구분                                   | 계측기 위치 |        |        |        |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
|                                      | P1     | P2     | P3     | P4     |
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0334 | 0.0264 | 0.0210 | 0.0086 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.3157 | 0.1330 | 0.0264 | 0.0203 |



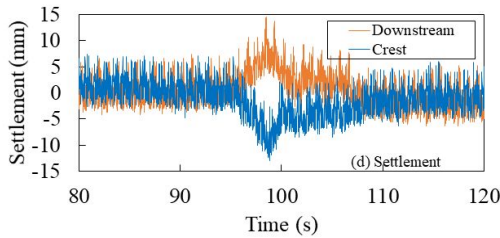
(a) Time vs. Acceleration



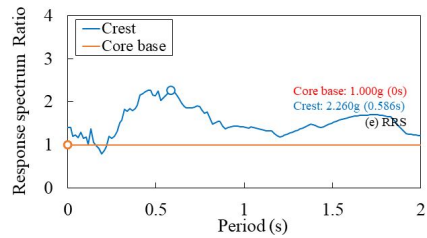
(b) Period vs. Spectral Acceleration



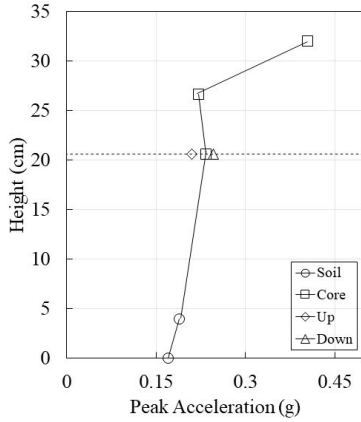
(c) Period vs. Spectral Acceleration



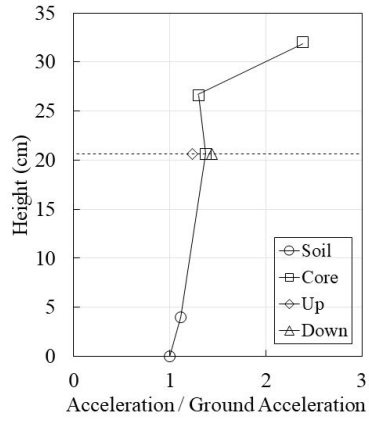
(d) Time vs. Settlement



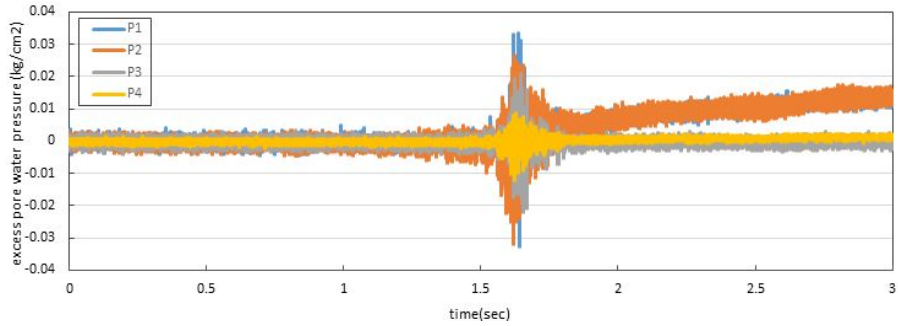
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-40> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.170g)

(아) Ofunato 0.229g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.229g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.21초로 거의 유사하게 나타났다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.425초인 것으로 확인할 수 있다. 비교적 큰 규모의 입력가속도가 가해져 가진에 따른 연직침하가 제정부와 하류사면에 10mm 정도 발생하는 것으로 나타났다.

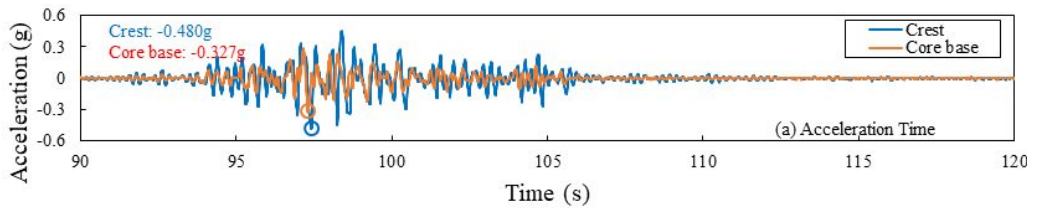
지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.327g로 1.4배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.480g를 기록하여 기반암에 비해 2.1배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의

가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.5배 증폭하였다.

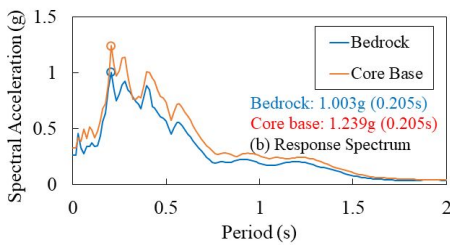
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.5이하로 나타났다.

(표 3-31) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.229g)

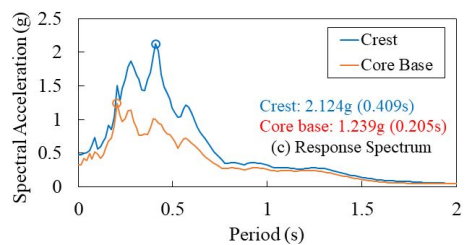
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0434 | 0.1182 | 0.0320 | 0.0136 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.4102 | 0.5955 | 0.0402 | 0.0321 |



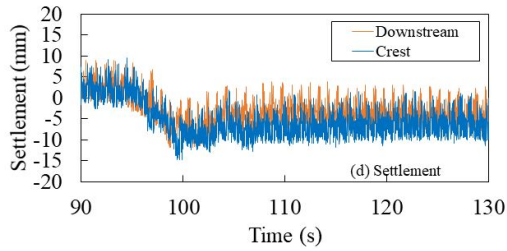
(a) Time vs. Acceleration



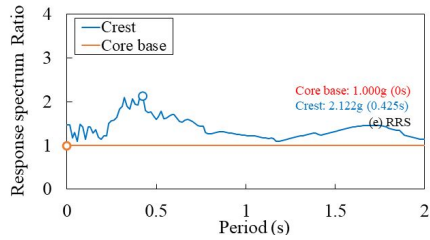
(b) Period vs. Spectral Acceleration



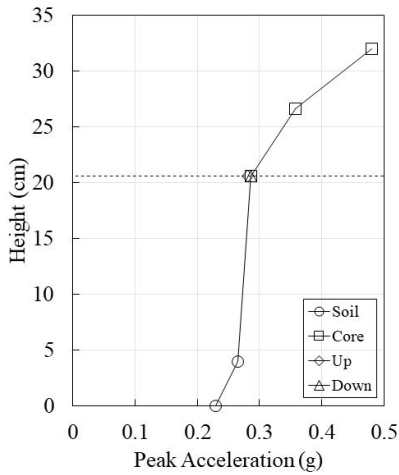
(c) Period vs. Spectral Acceleration



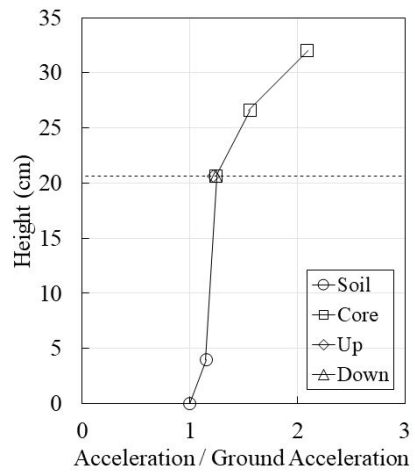
(d) Time vs. Settlement



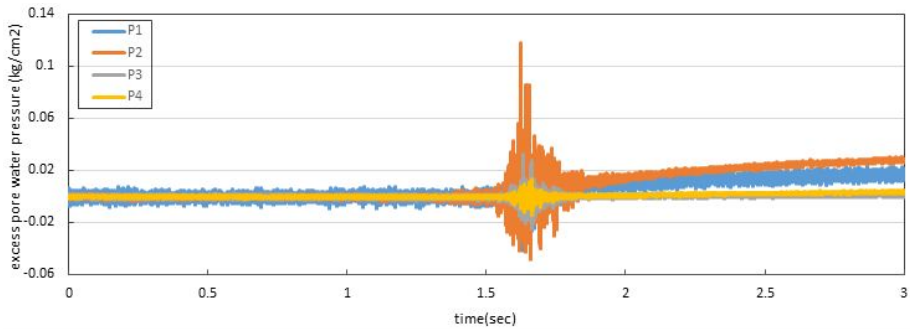
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-41> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.229g)



(자) Ofunato 0.290g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.290g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.21초로 크게 변화하지 않았다.

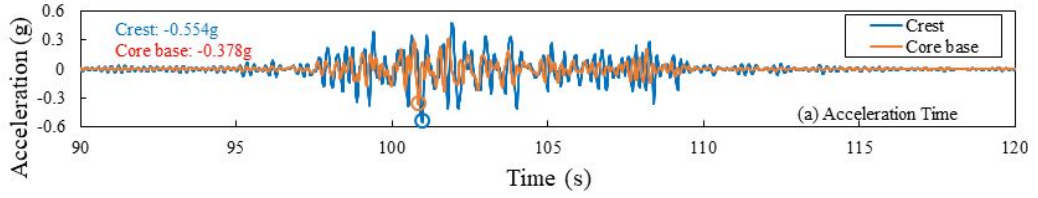
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.425초인 것으로 확인할 수 있다. 대규모의 입력가속도가 가해져 제정부와 하류사면에 10mm 정도의 연직침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.378g로 1.3배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.554g를 기록하여 기반암에 비해 1.9배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.5배 증폭하였다.

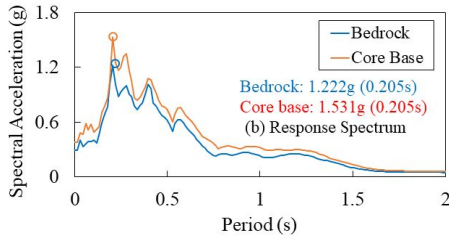
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.5이하로 나타났다.

(표 3-32) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.290g)

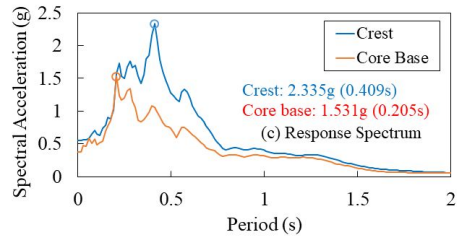
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0468 | 0.5117 | 0.0322 | 0.0123 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.4423 | 2.5778 | 0.0405 | 0.0290 |



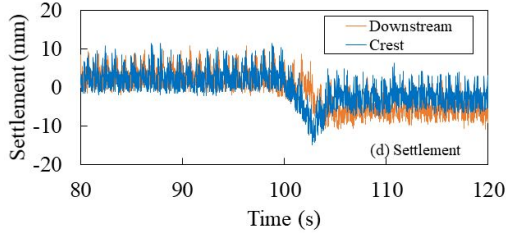
(a) Time vs. Acceleration



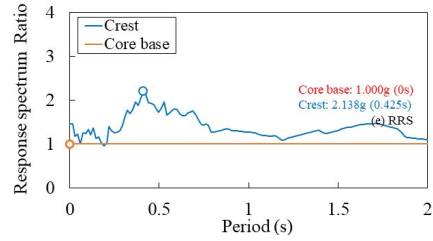
(b) Period vs. Spectral Acceleration



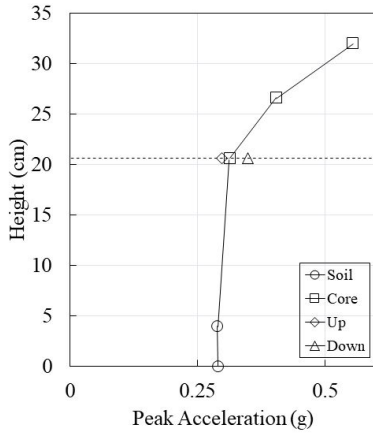
(c) Period vs. Spectral Acceleration



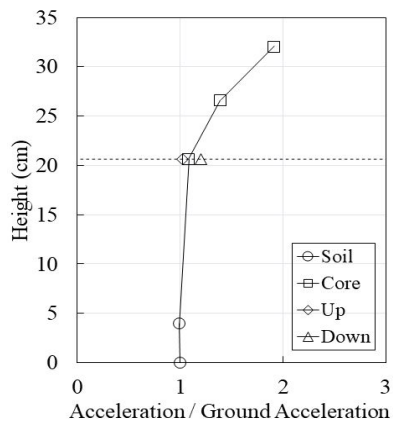
(d) Time vs. Settlement



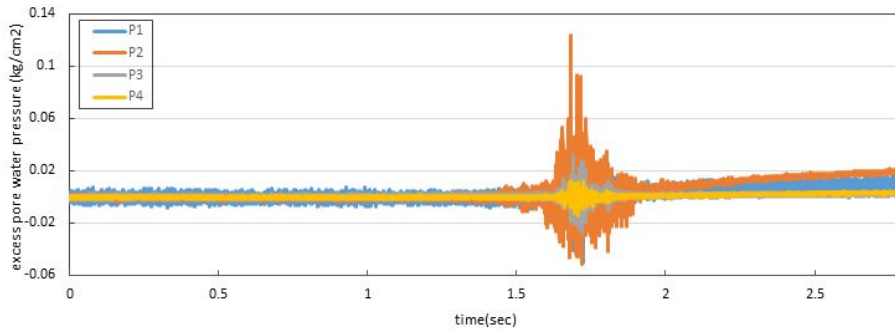
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-42> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.290g)

(차) Ofunato 0.314g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.314g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.21초로 크게 변화하지 않았다.

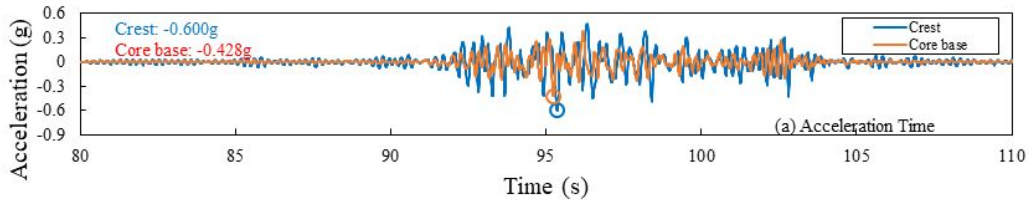
두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유주기는 약 0.425초인 것으로 확인할 수 있다. 대규모의 입력가속도가 가해져 가진에 따른 침하와 용기가 반복하다가 제정부와 하류사면에 10mm 정도의 잔류침하가 발생하는 것으로 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.428g로 1.4배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.600g를 기록하여 기반암에 비해 1.9배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.4배 증폭하였다.

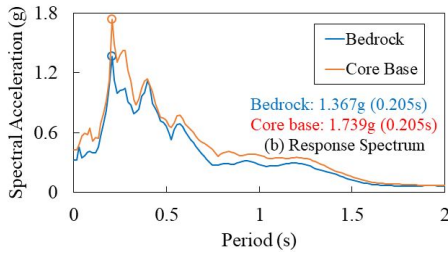
저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.8이하로 나타났다. 대규모의 입력가속도가 가해져 가진에 따른 과잉간극수압의 발생을 볼 수 있으나 액상화에까지 이르지 않는음을 알 수 있는데 이는 간극수압계가 상류사면이 아닌 제방 하부에 매설이 되어 있어서 상재하중이 구속압 역할을 하기 때문인 것으로 사료된다.

(표 3-33) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.314g)

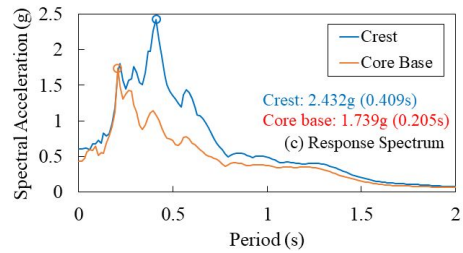
| 구분 \ 계측기 위치                          | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0812 | 0.1552 | 0.0369 | 0.0138 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.7675 | 0.7819 | 0.0464 | 0.0325 |



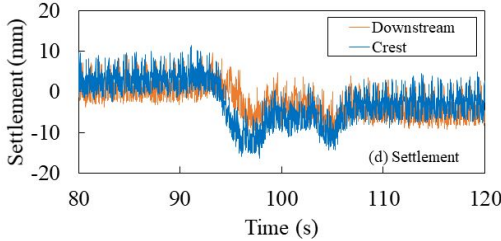
(a) Time vs. Acceleration



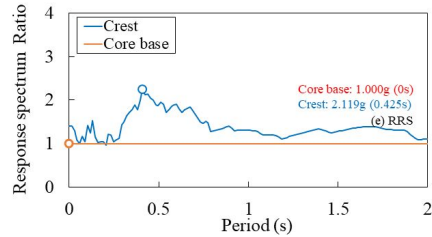
(b) Period vs. Spectral Acceleration



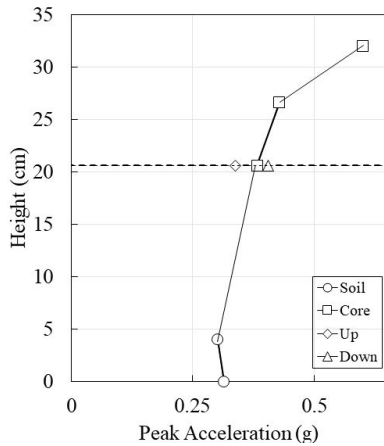
(c) Period vs. Spectral Acceleration



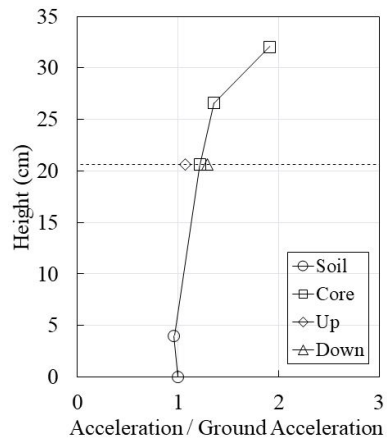
(d) Time vs. Settlement



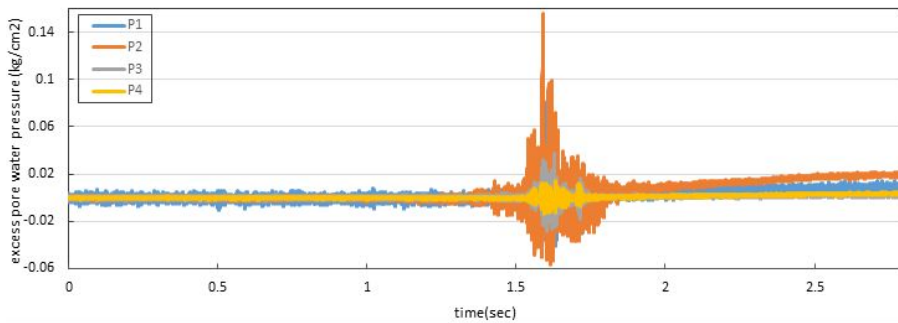
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-43> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.314g)

(카) Ofunato 0.343g

Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.343g의 입력가속도 수준으로 가진 되었을 때 계측된 결과이다. 먼저 기반암과 코어 저면에서의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기초 지반을 통과하면서 가속도는 약간 증폭하였음을 볼 수 있으나, 지진파의 특성은 탁월주기가 약 0.21초와 0.25초로 다소 변화하는 것으로 나타났다.

두 계측 신호의 가속도 응답스펙트럼비 결과를 분석해 보면 제방의 고유 주기는 약 0.644초인 것으로 확인할 수 있다. 대규모의 입력가속도가 가해져 간지에 따른 침하와 용기를 반복하다가 제정부와 하류사면에 12mm 정도의 잔류침하가 발생하는 것으로 나타났다.

지진파의 증폭은 기반암 부근에서는 거의 없는 것으로 나타났으나 코어 저면에 이르러 0.497g로 1.4배 증폭하였으며, 최상단 마루의 최대가속도는 0.609g

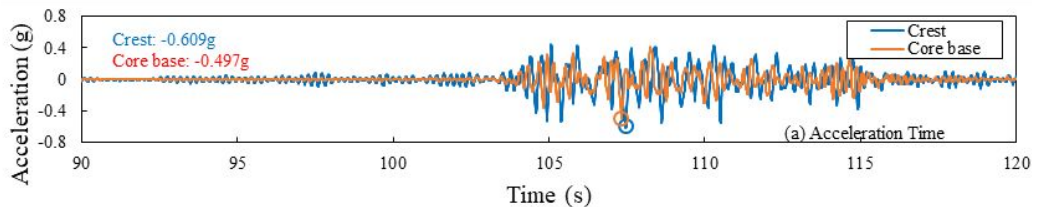
를 기록하여 기반암에 비해 1.8배 증폭하였음을 알 수 있었다. 코어 저면의 가속도에 비해서 제정부의 최대 지반 가속도는 약 1.2배 증폭하였다.

저수지 상류측 매설된 P1과 P2, 하류측 P3와 P4에서 계측된 과잉간극수압과 유효연직응력 비교 결과 과잉간극수압비는 액상화 발생 기준인 0.95보다 작은 0.6이하로 나타났다.

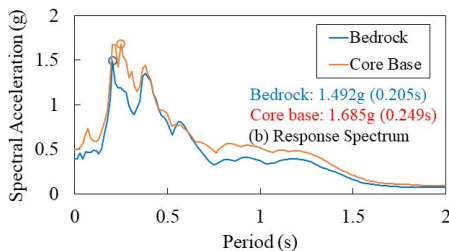
대규모의 입력가속도가 가해져 가진에 따른 과잉간극수압의 발생을 볼 수 있으나 액상화에 이르지 않는 양상을 알 수 있는데 이는 간극수압계가 상류사면이 아닌 제방 하부에 매설이 되어 있어서 상재하중이 구속압 역할을 하기 때문인 것으로 사료된다.

(표 3-34) 위치에 따른 저수지 최대 과잉간극수압비 (Ofunato 0.343g)

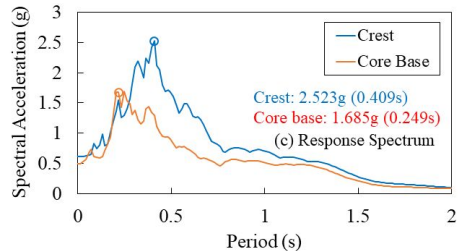
| 구분 \ 계측기위치                           | P1     | P2     | P3     | P4     |
|--------------------------------------|--------|--------|--------|--------|
| 유효연직응력<br>( $kg/cm^2$ ), $\sigma'_v$ | 0.1058 | 0.1985 | 0.7956 | 0.4243 |
| 발생과잉간극수압<br>( $kg/cm^2$ ), $p$       | 0.0558 | 0.2049 | 0.0453 | 0.0165 |
| 과잉간극수압비,<br>$p/\sigma'_v$            | 0.5274 | 1.0322 | 0.0569 | 0.0389 |



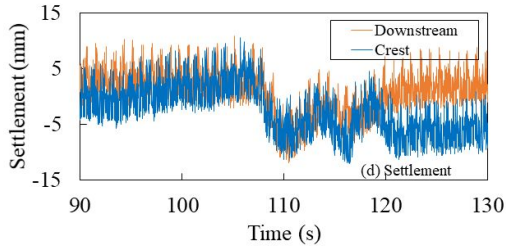
(a) Time vs. Acceleration



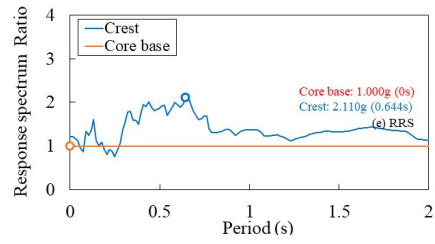
(b) Period vs. Spectral Acceleration



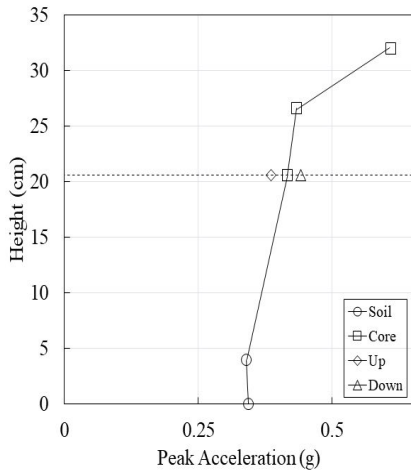
(c) Period vs. Spectral Acceleration



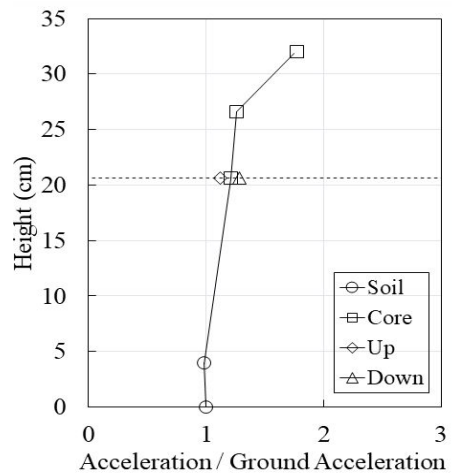
(d) Time vs. Settlement



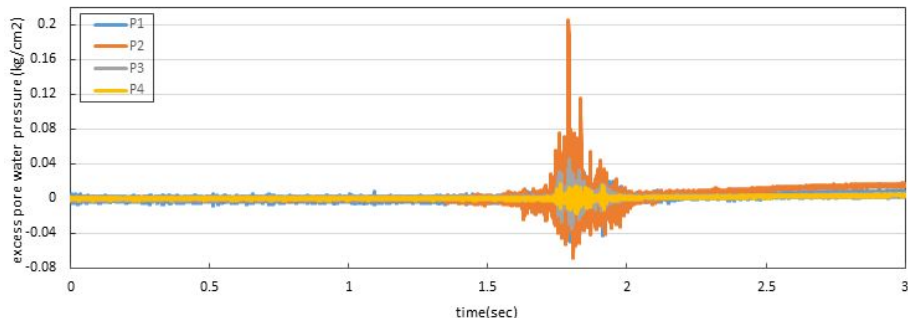
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



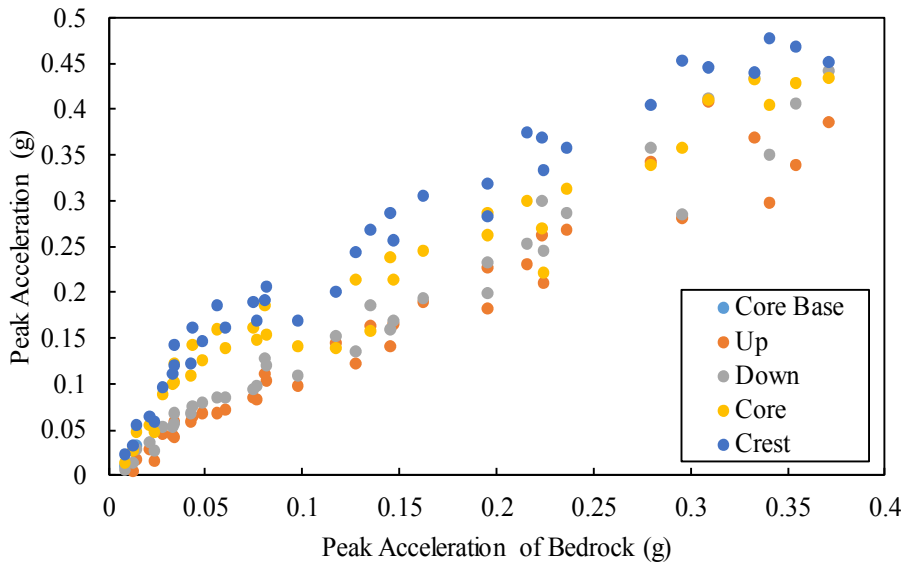
(h) 과잉간극수압 시간이력

<그림 3-44> Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.343g)

#### (4) 가속도 증폭 특성

모든 가진 기록에 대해서 기반암 가속도 대비 위치별 최대 가속도를 도시한 그래프이다. 기반암 가속도의 증가에 따라서 모두 증가하는 경향을 보이나, 각 위치 및 높이별 차이는 크게 나타나지 않았다.

정상부에서 증폭이 크게 되는 양상을 볼 수 있으며 가속도 수준이 낮을수록 증폭비는 더 크게 나타났다. 댐 정상부에서 가속도의 증폭이 2배 증가하는 것으로 나타났고 댐 높이의 3/4지점에서 급격한 가속도의 증폭현상이 나타났다.

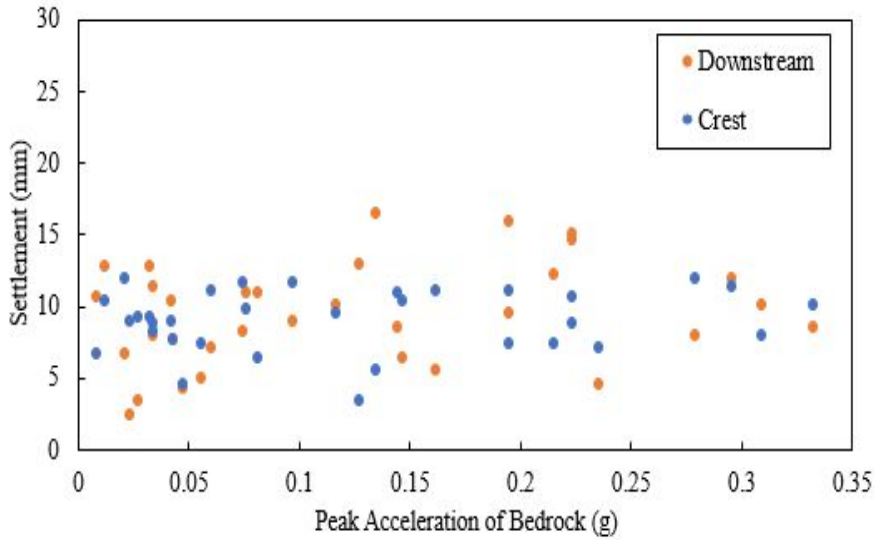


<그림 3-45> Peak acceleration of bedrock vs. peak acceleration



(5) 제방 침하 특성

모든 가진 기록에 대해서 기반암 가속도 대비 위치별 가진시 침하량을 도시한 그래프이다. 입력된 지진과의 가속도 크기가 증가할수록 지진 후 침하량이 큰 것을 확인할 수 있으며, 하류 사면과 마루 사이의 위치별 차이점은 크게 나타나지 않았다.



<그림 3-46> Peak acceleration of bedrock vs. settlement

### 제3절 원심모형시험 단면 수치해석

#### 1. 원심모형실험 단면 수치해석 개요

본 장에서는 3차원 동해석 방법 중 시간이력해석법을 이용하여 지진파의 특성에 따른 원심모형실험 단면의 제방 변형 및 가속도 증폭특성을 분석을 수행하였다.

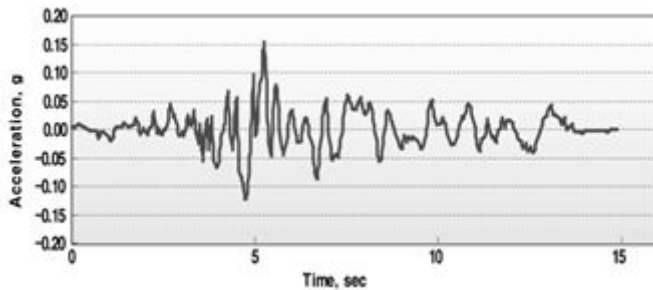
#### 2. 원심모형실험 단면 수치해석

수치해석을 수행한 농업용 저수지 제방의 지반정수는 원심모형시험과 동일하게 적용하여 해석을 수행하였다. 지반정수는 다음과 같다.

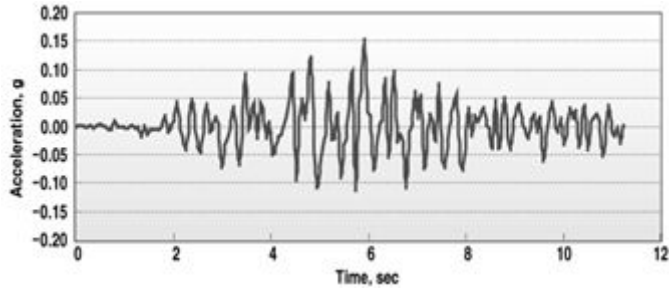
(표 3-35) 수치해석 단면의 지반정수

| Material | $\rho$<br>(g/cm <sup>3</sup> ) | E<br>(kPa) | $\nu$ | Wn<br>(%) | c<br>(kPa) | $\phi$<br>(deg) | k<br>(cm/sec) | USCS |
|----------|--------------------------------|------------|-------|-----------|------------|-----------------|---------------|------|
| Shell    | 1.964                          | 15,000     | 0.35  | 16.14     | 0          | 35.0            | 1.3E-3        | SW   |
| Core     | 1.936                          | 30,000     | 0.30  | 20.00     | 10         | 27.4            | 2.9E-7        | SC   |

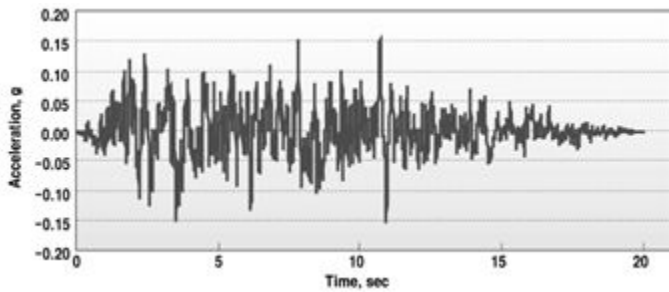
저수지 제방의 지진응답해석에 사용한 입력지진파의 시간이력은 실 지진파 중 장주기 특성이 탁월한 Hachinobe, 단주기 특성이 탁월한 Ofunato파를 이용하였고, 표준응답스펙트럼을 만족하는 인공지진파를 생성하여 적용하였다.



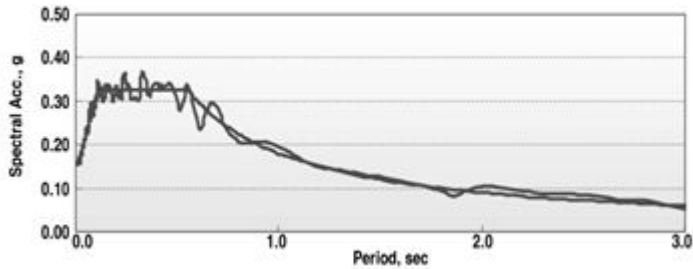
<그림 3-47> Hachinobe 입력지진파(최대가속도 0.154g)



<그림 3-48> Ofunato 입력지진파(최대가속도 0.154g)



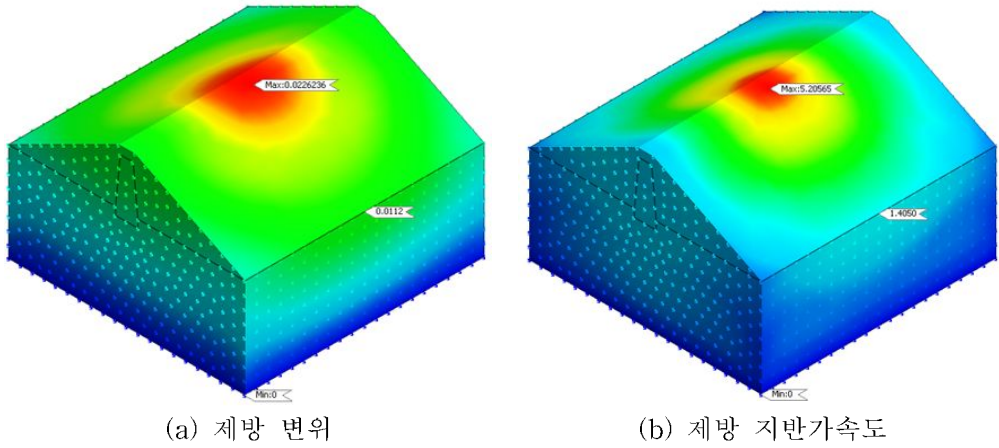
<그림 3-49> 인공지진파(최대가속도 0.154g)



<그림 3-50> 표준응답스펙트럼 부합성 검토

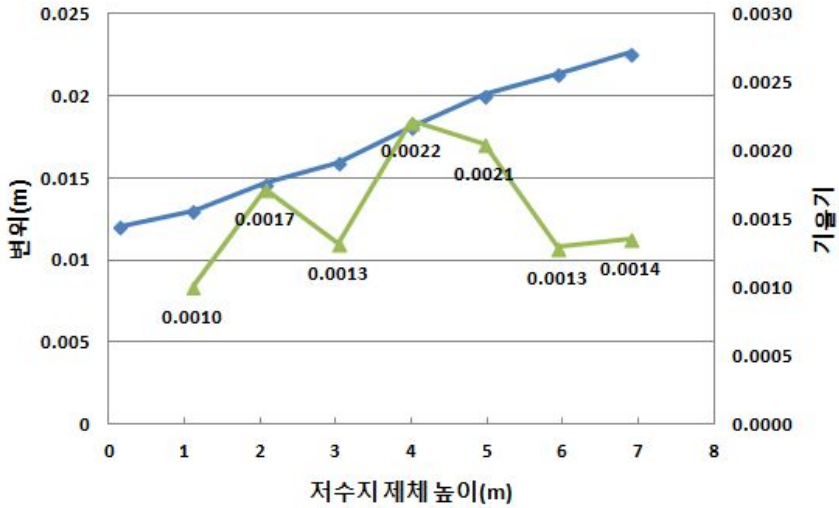
지진이 거동하는 저수지 제방을 분석하기 위해 3차원 모델링을 구현했으며, 선형시간이력해석법을 이용한 동적해석을 수행하여 저수지 제방의 변형 및 정상부에서의 가속도 증폭특성을 분석하였다.

단주기 지진파에서는 상하류 방향 변위는 최대 2.3cm로 나타났고, 제방 정상부에서 제방 하부와 비교하여 최대 2.9배의 가속도 증폭 특성이 나타났다.



<그림 3-51> 원심모형시험 단면의 3차원 동적해석(단주기 지진파)

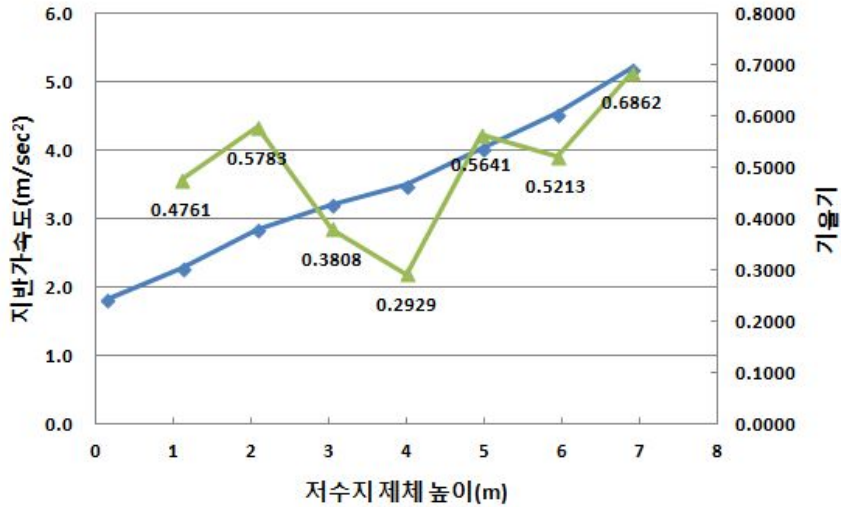
단주기 지진파에 대해 댐체를 통과하는 심도별 변위를 나타낸 것이다. 최대 변위는 제방 정상부에서 발생하지만, 변위가 급작스럽게 증가하는 지점은 제방 하부에서 상부로 1m~2m와 3m~4m 지점에서 증가가 나타났다.



<그림 3-52> 저수지 제방 높이에 따른 변위

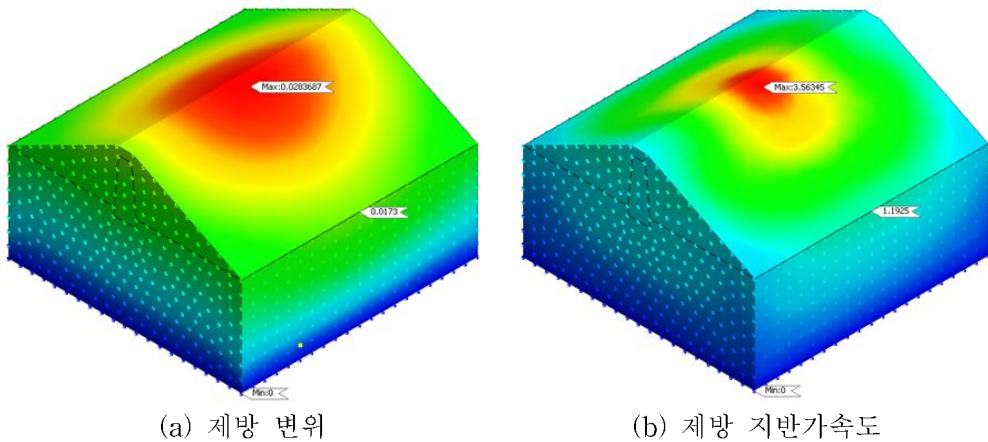
단주기 지진파에 대해 댐체를 통과하는 심도별 가속도 증폭 특성을 나타낸 것이다. 최대 가속도는 제방 정상부에서 발생하지만, 가속도가 급작스럽게 증

폭하는 지점은 제방 하부에서 상부로 3m~4m 지점에서 증가가 발생하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 이유는 기반암을 통과한 지진파가 저수지 제방을 통과하면서 내부에서 이중증폭이 발생하는 것을 보여주고 있다.



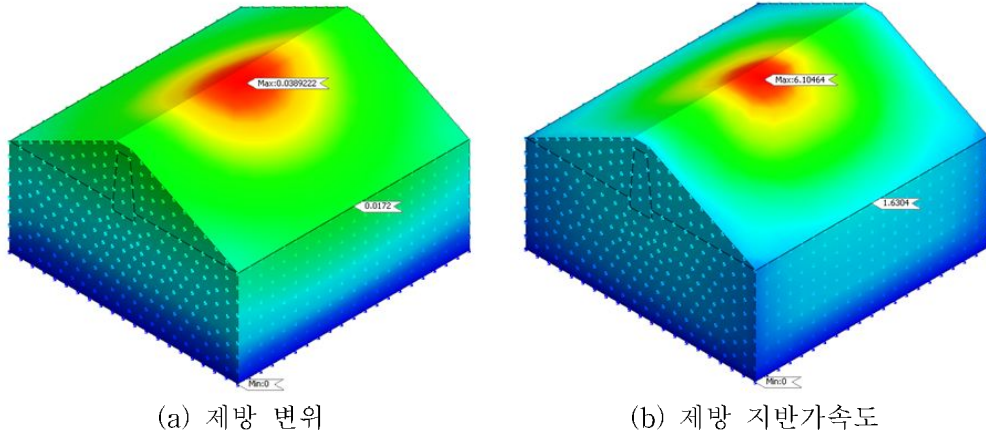
<그림 3-53> 저수지 제방 높이에 따른 증폭특성

장주기 지진파에서는 상하류 방향 변위는 최대 2.9cm로 나타났고, 제방 정상부에서 제방 하부와 비교하여 최대 2.2배의 가속도 증폭 특성이 나타났다.



<그림 3-54> 원심모형시험 단면의 3차원 동적해석(장주기 지진파)

인공 지진파에서는 상하류 방향 변위는 최대 3.9cm로 나타났고, 제방 정상 부에서 제방 하부와 비교하여 최대 2.5배의 가속도 증폭 특성이 나타났다.



<그림 3-55> 원심모형시험 단면의 3차원 동적해석(인공 지진파)



## 4. 농업용 저수지 제방 긴급점검 및 응급복구 방안

- 4.1 저수지 제방 지진피해 사례
- 4.2 저수지 제방 지진시 긴급점검
- 4.3 저수지 제방 응급복구 방안



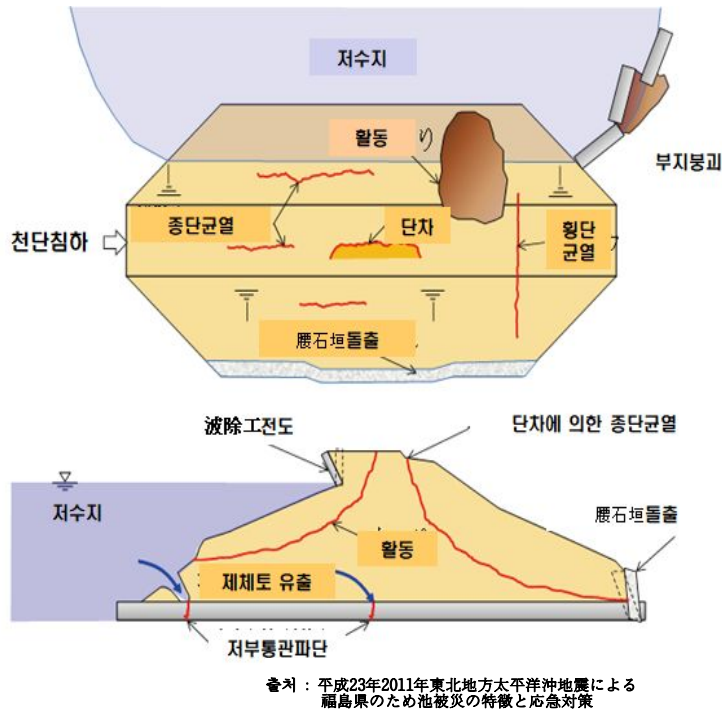


## 제4장 농업기반시설 저수지 제방 긴급점검 및 응급복구 방안

### 제1절 저수지 제방 지진피해 사례

#### 1. 저수지 피해 분석

2011년 동일본 대지진 발생후 후쿠시마현(福道縣) 관내의 27개 저수지에 대한 지진피해 조사 결과를 보면 제방 댐마루의 균열발생, 상류부 사면의 활동, 사면 보호공의 변형 및 전도된 사례가 다수 발생한 것으로 확인되었다. 표 4-1과 그림 4-1은 동일본 대지진 발생후 조사된 저수지의 손상패턴을 정리한 것이며 주요 손상패턴별 발생 원인과 특징을 정리하면 다음과 같다.



<그림 4-1> 지진에 의한 저수지 손상패턴

#### 가. 댐마루의 침하

댐마루의 침하는 자체변형, 침하, 상하류사면의 활동 등에 의하여 발생한다.

(표 4-1) 지진에 의한 저수지 손상패턴

| 구분 | 손상패턴                 | 개소 |
|----|----------------------|----|
| ①  | 댐마루침하                | 4  |
| ②  | 상류사면 활동              | 11 |
| ③  | 하류사면 활동              | 5  |
|    | 腰石垣변형, 전도            | 3  |
| ④  | 중방향균열                | 19 |
| ⑤  | 횡단균열                 | 6  |
| ⑥  | 상류 사면 보호공의 변형, 전도    | 11 |
|    | 내부급경사부 사면 파제공의 전도    | 4  |
| ⑦  | 복통의 파손·이탈·토사유출       | 2  |
| ⑧  | 물넘이 콘크리트 줄눈 열림       | 2  |
|    | 사통(斜樋)의 파손           | 2  |
| ⑨  | 하류사면에서의 누수           | 2  |
| ⑩  | 저수지 부지 사면·도로의 붕괴, 활동 | 5  |
|    | 내부 급경사사면 파제공의 전도     | 3  |
| ⑪  | 결손                   | 3  |

#### 나. 상류사면의 활동

두 번째로 많이 발생하고 있는 손상으로 지진시에 반복하중에 따라 함수상태가 높은 상류사면의 토질의 강도가 저하되고 전단파괴가 발생하는 것으로 예측된다. 지진 직후에 만수상태인 경우에는 상류사면의 활동발생 유무를 확인하기 곤란하다.

#### 다. 하류사면의 활동

하류사면 활동이 발생하는 사례에서는 상류사면에도 변형이 발생하고 댐마루 침하가 동반되는 경우가 많다. 이러한 경우 지반의 강도가 낮아져서 안정성이 크게 떨어지고 있을 가능성이 높다. 붕괴된 아오타신 저수지에서는 넓은 범위에 걸쳐 하류사면에 활동이 발생하고 있었다.

#### 라. 중방향의 균열

댐마루의 중방향의 균열은 제방이 상하류 방향으로 흔들려 댐마루에 인장응력이 발생하여 연직방향으로 발생하는 손상과 상류사면 또는 하류사면의 활동을 수반하는 패턴 2가지로 분류된다.

균열 발생 후의 침투의 문제를 고려하면, 전자의 균열은 침투 상태에 큰 영향을 주지 않지만, 후자의 활동을 수반하는 균열은 상하류 방향에도 진전되고 있기 때문에, 누수 발생의 원인이 되기도 한다. 또한 후자의 균열은, 여진이나 저수위 강하에 의해서 큰 활동으로 진전될 가능성도 있다. 추후 기술되

는 긴급 대응시에는 어떤 형태의 균열인지를 판정하는 것이 중요하다.

다. 횡단방향의 균열

횡단방향의 균열은 제방 상하류 방향으로 발생하는 균열이다. 제방의 굴곡 부나 원지반과 접촉되는 지점에서 발생하는 경우가 많다.

또한, 제방과 지반의 부등침하에 의해 발생하는 경우도 있다. 횡단 균열은 제방 상하류 방향으로 연속적인 침투경로를 발생시키기 때문에 특히 주의가 필요하다.

바. 상류사면 보호공의 변형·파제공(波除工)의 전도

파제공으로 연직 또는 급경사 콘크리트 옹벽을 이용하는 경우가 많아 크게 전도된 사례가 나타났다. 상류사면 상부에 연직의 L형 콘크리트제 옹벽 파상공이 설치되어 지진의 흔들림으로 인해 전도되어 댐마루에 단위가 있는 종방향 균열이 발생하고 있었다. 또한 일부 파제공이 근입되어 있지 않는 콘크리트 블록이 제방 상류측에 수직으로 설치된 경우도 있었다.

사. 복통의 손상·이탈

제방내 복통의 접합부 부근에서 이탈하거나 손상이 발생하여 바닥쪽 홈통 주변 토사 유출이 발생, 유출이 진행되면 파이핑으로 인한 제방 붕괴 가능성이 있다.

아. 기타 피해 패턴

기타 파괴 현상으로서, 물넘이, 방수로의 콘크리트 줄눈의 벌어짐, 사통의 파손, 하류사면으로부터의 누수 등이 있다. 또한, 저수지 주변부지에 설치된 연직의 호안 벽의 전도이다. 이는 제방의 안정성과는 직접적인 영향이 없으나 앞으로 옹벽의 구조에 대해서는 검토할 필요가 있다.

## 2. 저수지 제방 붕괴 사례

가. 후지누마저수지(藤沼湖, Fujinuma small earth dam, 須賀川市)

### (1) 저수지 현황

1949년 인력 축조로 완공되었으며 본체와 부제로 구성되어있다. 제고는 18.5m, 총저수량은 1,504,000m<sup>3</sup>이다. 제방 상부는 사질토, 중하부에 실트이다.

### (2) 붕괴발생 현황

간극수압이 상승으로 그라우트 효과 상실하고 하류측 제방 내부의 수리 상황 변화로 하류측 제방 활동파괴가 발생했다. 상하류 사면 활동이 발생하고 월류가 시작되고, 상부 토사 침식이 측방으로 급격히 확대되고, 상부 제당은 대부분이 상실되었다. 현지 조사시 월류 원인 직접 확인 불가능했다.

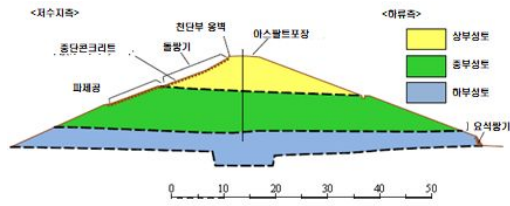
### (3) 붕괴발생 원인 분석

지진응답해석에 의하면 댐마루의 지진동이 최대 442gal이 발생된 것으로 예측되었으나, 50gal 이상의 지진동이 100초간이나 계속되는 발생이력이 없는 지진동 발생했다.

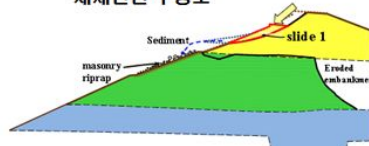
제방의 다짐도는 현재의 시공방법에 의한 다짐도와 비교하면 작으며, 지진 시에 비배수 조건이 되면서 토질의 강도는 작아지고, 모래성분이 풍부한 상부 성토재는 포화되었다.

본체의 상부 성토부의 재료와 유사한 재료로 이루어진 부제에서도 제방 활동이 발생하고 있고, 모래질 성토의 토질이 본체의 결괴 원인의 하나라고 판단된다.

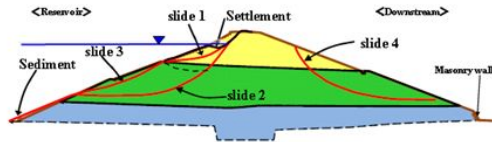
부제방에 발생한 활동면은 시공시기가 다른 성토의 경계에서 발생된 것으로 나타났으며, 본제에서도 성토 조성 시기의 차이에 따른 활동면이 발생했다.



제체단면 구성도



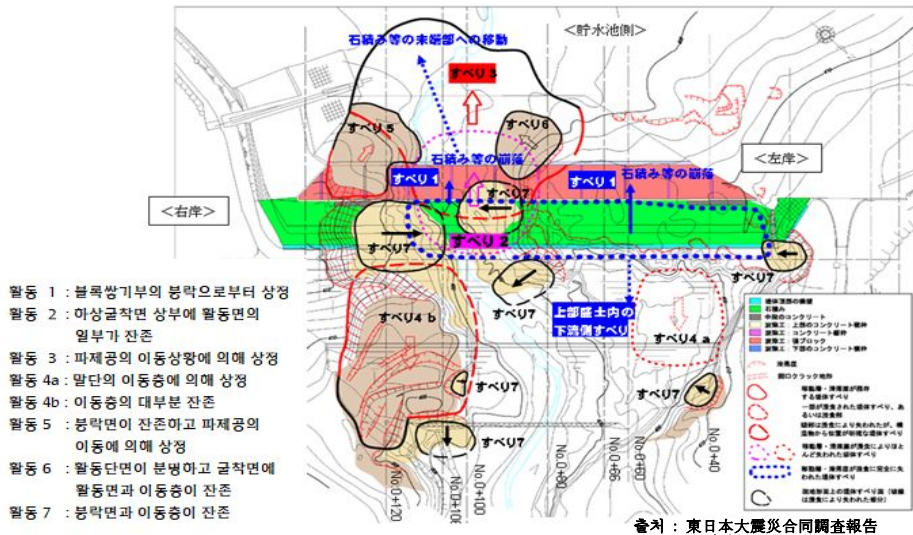
지진에 의한 초기 1차활동 발생



1차활동 후 추정되는 후속 활동

출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編 1

<그림 4-2> 후지누마저수지 붕괴발생 예측도



<그림 4-3> 지진후 저수지 붕괴관련 부대시설의 이동 상황



(a) 지진직후 월류상황

(b) 우안 제방의 활동 파괴



(c) 지진후 붕괴상황

(d) 상류 제방사면의 활동 파괴

출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編 1

<그림 4-4> 후지누마저수지((藤沼湖) 붕괴 전후 현황 사진

나. 아오타신저수지(靑田新池, Aota-shinike dam, 本宮市)

(1) 저수지 현황

동쪽 제방과 남쪽의 제방으로 구성되었으며, 동계 좌안부에 여수로, 중앙부에 복통으로 축조되었다. 제고는 8.3m, 총저수량은 17,000m<sup>3</sup>이다. 저수지 제방 하부에 민가가 존재한다.

(2) 붕괴발생 현황

좌안과 우안의 결합부에서 붕괴가 발생하였으며, 붕괴시 수위는 거의 만수위였다. 댐마루에는 거의 전면에 균열이 발생하였으며, 제방의 우안에는 활동 파괴가 발생하고 손상에 의한 범람이 발생하였다.

(3) 붕괴발생 원인분석

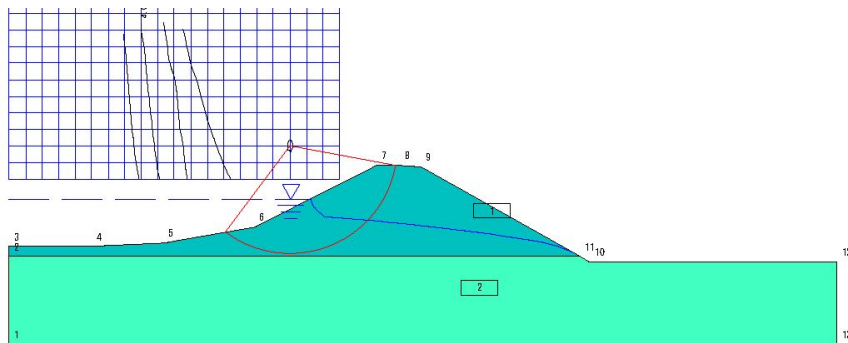
하류 사면이 활동하면서 활동부에서 월류 발생하였으며, 손상은 좌안과 우안의 경계에서 발생하고 있어 3차원적인 변형이 안정성에 영향을 미친 것으로 나타났다.

지진동의 반복에 의한 토질의 강도 저하를 고려하고 있지 않았다. 삼축압축 시험으로부터 얻을 수 있는 강도를 이용하여 수치해석 결과 안전율은 1.0 이하, 0.7m의 큰 침하 발생했다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編 1

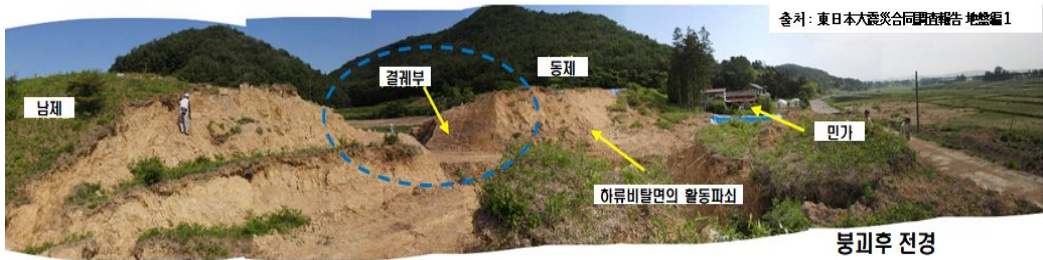
<그림 4-5> 아오타시니저수지(靑田新池) 평면도



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編 1

<그림 4-6> 아오타시니저수지(靑田新池) 안정성 해석결과





<그림 4-7> 아오타시니 저수지(青田新池) 붕괴후 현황

다. 나카저수지(中池, Naka small earth dam, 須賀川市)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 11.4m, 총저수량은 35,000m<sup>3</sup>의 균일형제방이다. 1953년에 축조되었다. 토질은 실트(높은 액성한계)이며, 기초는 약간 고결한 검은색의 유기질 세립분 모래로 구성되어있다.

본 댐의 붕괴로 2차 피해를 끼친 후지누마호(藤沼湖)와 6.3km 이격되어 있었으며, 제방 토질과 기초 지질은 藤沼湖와 유사한 것으로 나타났다.

(2) 붕괴발생 현황

손상으로 인해 좌안쪽 및 우안쪽 수m 구간을 남겨둔 제방은 거의 소실되었으며, 기초지반에는 보수시에 이용되었다고 보이는 나무말뚝이 잔존한 것으로 나타났다.

붕괴로 인한 하류지역의 민가 피해는 없 것으로 조사되었다.

(3) 붕괴발생 원인분석

기초지반보다 상부 또는 기초지반과 제방 경계에서 활동에 의한 붕괴가 발생하면서 파괴된 것으로 추정되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編 1

<그림 4-8> 결괴된 나카저수지(中池) (하류측 촬영)



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編 1

<그림 4-9> 결괴된 나카저수지(中池) (우안측 촬영)

### 3. 균열 및 활동 발생 사례

가. 미즈모리저수지(三ツ森池, Mitsumori small earth dam, 安達郡大玉村)

#### (1) 저수지 현황

제방의 높이는 28.5m, 총저수량은 720,000m<sup>3</sup>, 중심코어형이며, 1939년에 축조되었다. 1955년, 1980~83년에 제방그라우팅 실시되었으며, 1974~80년에 누수가 발생한 것으로 조사 되었다.

상류사면에 높이 1.8m의 콘크리트제 L형 옹벽 파제공이 설치되었다.

#### (2) 피해발생 현황

댐마루에 종방향 균열 약 130m 발생하였으며, 균열은 연직방향으로 4m 정도 발생된 것으로 조사되었다.

상/하류부 최대단차 60cm 발생하였으며, 상류사면 콘크리트 연직파제공이 상류측으로 전도되었고, 변형에 수반하여 파제공 아래 부분의 변형이 발생하였다.

#### (3) 원인분석

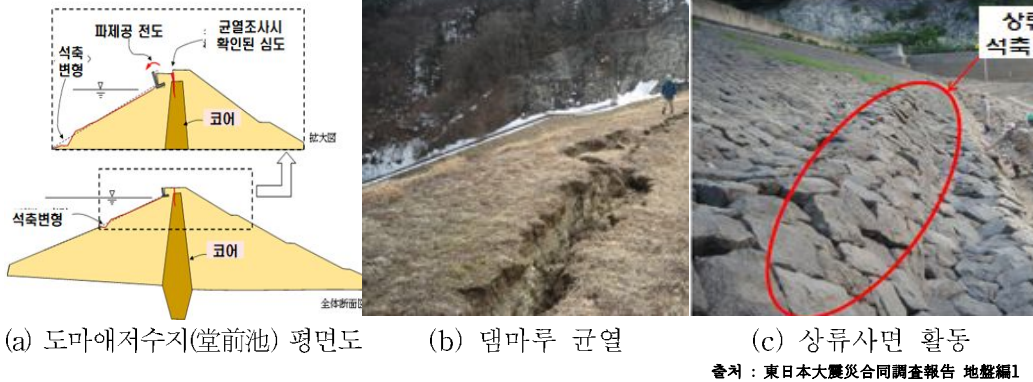
연직 파제공이 지진에 의해 상류 쪽으로 전도되어 인장 균열 발생 가능성이 조사되었다.

제방의 상류 쪽으로 큰 활동 발생하였으며, 여진이나 낙수로 인해 미끄러짐이 진행되고 제방의 안정성이 훼손될 가능성이 조사되었다.

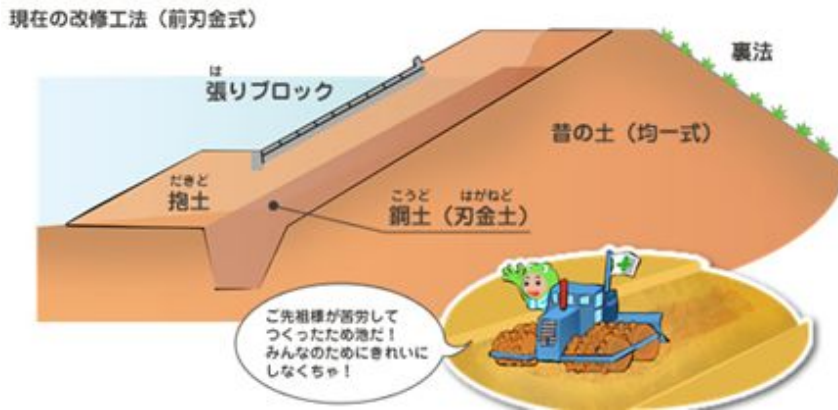
트렌치 굴착을 시행하여 균열을 추적하고 염수를 투입한 전기 탐사를 시행하였다.

#### (4) 복구방법

균열 발생 부분을 제거하고 재성토를 시행하였으며, 보강 차원에서 하류측에 압성토를 시행하였다.



<그림 4-10> 미즈모리저수지(三ツ森池) 균열 현황



<그림 4-11> 전도금(前刃金)식 개량공법 개요

나. 호소와라비저수지(細蕨池, Hosowarabi dam, 達郡國見町)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 4.0m, 총저수량은 31,700 m<sup>3</sup>이다. 1982년 축조 되었으며, 누수가 발생하여 원지반과 제방의 경계부에서 제방 그라우팅을 실시하였다. 제방중앙부가 굴곡된 구조이며, 우안측과 좌안측 축제 재료가 다르다.

(2) 피해발생 현황

제방 중앙의 굴곡부 부근의 좌안쪽에서 댐마루방향으로 다수의 경사 방향 균열(폭 4cm) 발생하였으며, 상류사면에서 소규모의 활동 확인되었다.

우안측 수위관측공 주위의 침하로 약 10cm의 제방침하 확인되었고, 연직 드레인으로부터 복통을 통해 비교적 많은 양의 누수가 발생하고 있으나 지진

발생 전부터 발생된 것으로 조사되었다. 누수된 물은 탁도가 없는 것으로 조사되었다.

### (3) 원인분석

댐마루에 경사 방향의 균열이 발생, 상류사면의 활동 및 연직 드레인을 통한 다량의 누수 상황 등을 종합하면 좌안측의 침투로 여러 피해가 발생한 것으로 분석되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-12> 호소와라비저수지(細蕨池) 피해발생 현황

다. 도마애저수지(堂前池, Domae dam, 安達郡大玉村)

#### (1) 저수지 현황

제방의 높이는 6m, 총저수량은 36,150m<sup>3</sup>이다. 1983~84년에 시공된 균일형 제방이다. 상류사면에 콘크리트 블록 파제공이 2단, 3단으로 설치되어 있다.

#### (2) 피해발생 현황

댐마루 종방향 균열 발생하고, 일부에서는 상류사면의 활동면을 따라 콘크리트 블록이 전도된 것이 조사되었다.



<그림 4-13> 도마애저수지(堂前池) 피해발생 현황

라. 이와네오이저수지(岩根大池, Iwaneoi dam, 本宮市)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 7.5m, 총저수량은 59,000m<sup>3</sup>, 제방의 길이는 100m 이상의 균일형 제방이다. 농업용수 외에 잉어양식지로 이용, 개수 이력은 불분명한 것으로 조사되었다.

재해 전부터 좌안측 하류사면 하단부 끝에 누수가 발생하였으며, 지진시 수위는 만수위로 조사되었다.

(2) 피해발생 현황

상류사면의 사면 보호 콘크리트 패널에서 길이 70m 종방향의 균열이 발생하였으며, 재해 후 좌안측 하류사면 하단부 끝에 발생한 누수량이 증가된 것으로 나타났다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-14> 이와네오이저수지(岩根大池) 피해발생 현황

마. 오타니저수지(大谷池 Otani dam, 本宮市)

(1) 저수지 현황

붕괴된 아오타신저수지(靑田新池)의 하류(직선거리 100m)에 위치하는 균일형 제방이다. 제방의 높이는 3.8m, 총저수량은 59,000m<sup>3</sup>이다. 농업용수 외에 잉어 양식에 이용되고 있다.

(2) 피해발생 현황

상류인 아오타신저수지가 붕괴되고 많은 유량이 유입되었지만 제방 월류나 붕괴는 발생하지 않았다. 댐마루에 여러개의 종방향 균열(폭 50mm) 발생하였으며, 제방 중앙부의 하류 사면이 변형이 발생하였다.

이 변형이 지진에 의한 것인지, 아오타신저수지의 홍수유출이 침투하여 발생한 것인지 확실하지 않으며, 아오타신저수지(靑田新池)의 홍수량이 유입됨에 따라 저수위가 댐마루 높이까지 상승하여 붕괴가 우려되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-15> 오타니저수지(大谷池) 피해발생 현황

바. 자노하나저수지(蛇の鼻中ノ池・上ノ池 (Janohana dam, 本宮市))

(1) 저수지 현황

상류 저수지의 제방의 높이는 5.5m, 총저수량은 24,000m<sup>3</sup>이며, 중류 저수지의 제방의 높이는 6.4m, 총저수량은 55,000m<sup>3</sup>이다.

3개 저수지 전체가 농업용수 이용 외에 관광 레저용으로 이용되고 있다. 중류 저수지 제방 상류사면에는 콘크리트 패널식 파제공이 설치되어 있다. 상류사면은 급경사로 조성되어 있으며, 급경사 부분에 비교적 굵은 뱃나무 식재되어 있다.

(2) 피해발생 현황

중류저수지의 댐마루에는 전면에 걸쳐서 종방향 균열이 발생하고 우안측에는 횡방향 균열도 확인되었다. 하류사면에서는 누수 등의 현상은 확인되지 않았다.

상류저수지에서는 제방 댐마루에 심어진 뱃나무와 함께 상류사면에 폭 약 10m에 걸쳐 사면 활동이 발생하였다. 상류사면에서는 횡방향균열과 하류사면의 누수는 확인되지 않았다.

(3) 원인 분석

상, 하류 저수지 모두 제방 상류사면의 급경사부에 뱃나무 식재되어 있으며, 지진시에 나무가 흔들려 제방에 균열되고, 침투가 발생되고 활동이 발생한



것으로 판단된다.

하류저수지에서는 파랑으로 상류사면이 크게 침식되어 제방의 노후화가 진행되고 있다. 댐마루에는 식목이 되지 않아 피해 발생이 없는 것으로 나타났다.



(a) 도마애저수지(堂前池) 평면도 (b) 중류지 상류사면 활동 (c) 상류지 상류사면 활동  
출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-16> 자노하나저수지(蛇の鼻中ノ池・上ノ池) 피해발생 현황

사. 사마부타저수지(酒蓋池, Sakabuta dam, 郡山市)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 5.1m, 총저수량은 49,000m<sup>3</sup>, 개보수 이력은 불명확하다. 시가지에 위치하고 있으며, 제방 및 연못 부지는 공원화되어 있으며, 제방 직하부에 주택 존재한다.

(2) 피해발생 현황

댐마루에 종방향 균열(길이 70m, 폭 20cm) 발생하였으며, 저수지 부지내 일부 매립된 지역에서는 여러 곳에서 액상화라고 생각할 수 있는 침하와 균열이 발생하였다.

저수지의 좌안의 아스팔트도로 및 다리가 크게 붕괴된 것으로 조사되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-17> 사마부타저수지(酒蓋池) 피해발생 현황

아. 푸타저수지(二池, Futaike dam, 須賀川市)

(1) 저수지 현황

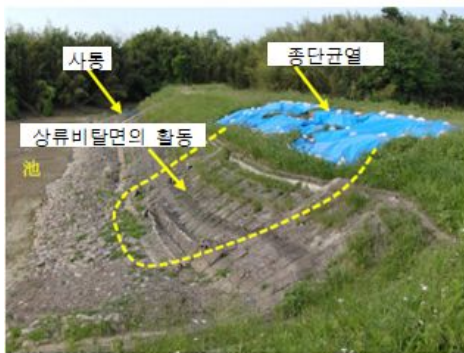
제방의 높이는 8.4m, 총저수량은 32,000m<sup>3</sup>이다.

(2) 피해발생 현황

제방 우안측의 댐마루에 길이 약 40m, 폭 약 60cm 의 종방향 균열 발생했으며, 상류사면에 활동이 발생하여 파제공 블록이 노출되었다.

우안측 저수지 사면에 60m 길이의 종방향 균열 발생했으며, 호안블록이 노출되고, 사통에서 토사 유출이 발생한 것으로 조사되었다.

복통 상부의 댐마루 및 하류 사면에도 변형이 발생했으며, 복통에서 누수가 발생하여 토사가 유출되어 사면이 함몰된 것으로 예측된다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-18> 푸타저수지(二池) 피해발생 현황

자. 키타노우치저수지(北の内池, Kitanouchi dam, 須賀川市)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 4.5m, 총저수량은 23,000m<sup>3</sup>이다. 1994년경 제방, 취수시설, 물넘이, 파제공이 보수된 것으로 조사되었다.

(2) 피해발생 현황

상류사면에서 활동이 발생하여 1.2m의 단차 유발이 발생하였다. 하류사면과 제방의 중간에 약간의 빈틈이 발생하고 하류방향 변형 발생되었으며, 제방하류 우안쪽에 위치하는 주택의 기초 옹벽(높이 약 3m)이 10cm 전도되어 상부의 가옥이 전파된 것이 조사되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-19> 키타노우치저수지(北の内池) 피해발생 현황

차. 나카저수지(女鹿池, Nakaike dam, 須賀川市)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 6.9m, 총저수량은 15,000m<sup>3</sup>이다. 붕괴된 나카저수지(中池)의 하류에 위치하고 있으며, 1981년에 제방, 물넘이, 취수시설을 보수한 것으로 조사되었다.

(2) 피해발생 현황

나카저수지(中池)의 붕괴로 인하여 대량의 물이 유입되었으나 제방 월류에 의한 침식된 흔적 없는 것으로 나타났다.

방수로 하부에서 단면 축소, 방류된 물이 제방하부에서 넘쳐 지반을 크게 세굴시킨 것으로 나타났다. 복통이 파손되어 토사가 유출되었으며, 이들 피해가 지진에 의한 것인지는 확인이 불가하였다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-20> 나카저수지(女鹿池) 피해발생 현황

카. 사사다이라저수지(笹平池, Sasadaira dam, 須賀川市)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 7.8m, 총저수량은 175,700m<sup>3</sup>이다. 2008년에 제방이 전면적으로 재성토 되었다.

(2) 피해발생 현황

댐마루 종방향균열(길이 12m, 폭 약 20cm), 상류사면 종방향균열(길이 8m, 폭 약 6cm) 발생하였으며, 활동으로 인한 단차(약 20cm)나 균열 발생된 것으로 조사되었다.

사통의 균열은 폭 3mm, 하류사면 전체에 무수히 많은 균열이 발생한 것으로 조사되었다. 2000년 이후 보수된 저수지중 유일하게 사면 활동에 의한 변형을 동반하는 큰 피해가 발생된 것으로 조사되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-21> 사사다이러저수지(笹平池) 피해발생 현황 피해발생 현황

타. 타쿠와저수지(田桑池, Takuwa dam, 須賀川市)

(1) 저수지 현황

제방의 높이는 3.5m, 총저수량은 4,000m<sup>3</sup>이다. 시기 및 내용은 불명하지만 보수 기록 있는 것으로 조사되었다. 제방 댐마루는 아스팔트 도로로 축조되었다.

(2) 피해발생 현황

물넘이와 제방 댐마루의 경계에서 단차(약 10cm) 발생되었으며, 제방이 침하한 것으로 추측되었다. 하류사면에는 여러개의 종방향균열 발생한 것으로 조사되었다.

하류부 사면의 블록형 옹벽(腰石垣) 돌출되었으며, 물넘이 부근의 상류사면 블록도 함몰된 것으로 조사되었다.

물넘이의 콘크리트 줄눈 벌어짐이 조사 되었으며, 저수지 좌안 부지에 설치된 도로의 보도부가 붕괴되어 0.7~1.3m의 단차 발생하였으며, 연직 콘크리트 옹벽의 전도도 발생하였다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-22> 타쿠와저수지(田桑池) 피해발생 현황

파. 경미한 피해 사례

(1) 푸타스 상 저수지(二ツ池上, Futatsu-ikeue dam, 本宮市)

(가) 피해 현황

제방의 높이는 6.7m, 총저수량은 10,000m<sup>3</sup>이다. 댐마루로부터 3m 내려간 위치의 사통관에서 균열이 발생하였다. 지진 후 사통, 복통의 누수가 발생하여 저수위 유지 불가하며, 제방의 균열이나 활동은 확인되지 않았다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-23> 푸타스 상 저수지(三ツ森池) 사통부 균열 발생

(2) 마쓰야마저수지(松山池, Matsuyama dam, 郡山市)

(가) 피해 현황

제방의 높이는 7m, 총저수량은 4,500m<sup>3</sup>이다. 1969년 복통의 보수가 조사되었다. 댐마루 아스팔트 도로의 상류사면 중방향 균열이 발생하였으며, 사통 상부와 도로에서 약 5cm의 단차가 발생 제방이 침하했을 가능성이 있는 것으로 조사되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-24> 마쓰야마저수지(松山池) 상류사면 균열 발생

(3) 카로우시저수지(家老内池, Karoushi dam, 須賀川市)

(가) 피해 현황

상류사면 보호공 콘크리트 덮개 블록 이음부 이탈 발생이 조사되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-25> 카로우시저수지(家老内池) 블록덮개 변형 발생

하. 하토리(羽鳥, Hatori)댐

(1) 댐 개요

(가) 댐의 제원

제방 높이는 37.1m, 제방의 길이 169.5m이며, 총저수용량 27,321,000m<sup>3</sup>, 댐 형식은 중심존형 필댐으로 축조되었다. 준공년도는1956년이며, 축조기간은 7년으로 조사되었다.

(나) 설계와 시공 관련

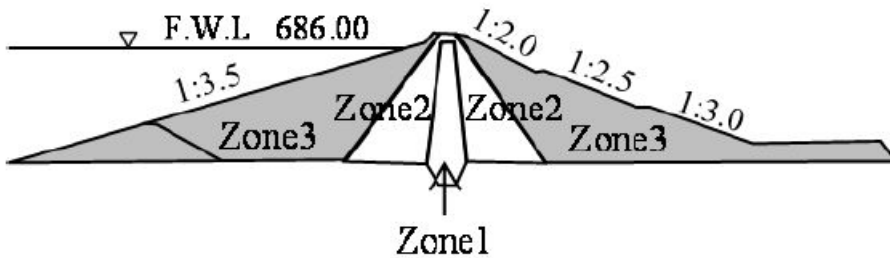
설계시 사면안정 검토결과 포화토의 조건에서 상류측 안전율 1.7, 하류측 안전율 검토시 수평진도 0.2, 연직진도 0.5를 적용한 합성진도 0.33의 조건에서 1.12로 안전성을 확보하는 것으로 조사되었다.

제방중 반투수층(Zone2, 3) 구역은 20cm 포설후 13cm 층다짐, 불투수층(Zone1)구역은 10cm 포설 후 5cm 두께로 층다짐이 수행 되었다. 현행 일본의 설계, 시공방법과 동일한 방법에 의하여 축조되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-26> 하토리(羽鳥, Hatori)댐 전경



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-27> 하토리(羽鳥, Hatori)댐 표준단면도

(2) 피해발생 현황

댐마루 도로 아스팔트포장의 시공 이음부에 이탈과 균열 발생하였으며, 제정 상류측 반파공(波返し)의 줄눈이 벌어지고 단차 발생하였다.

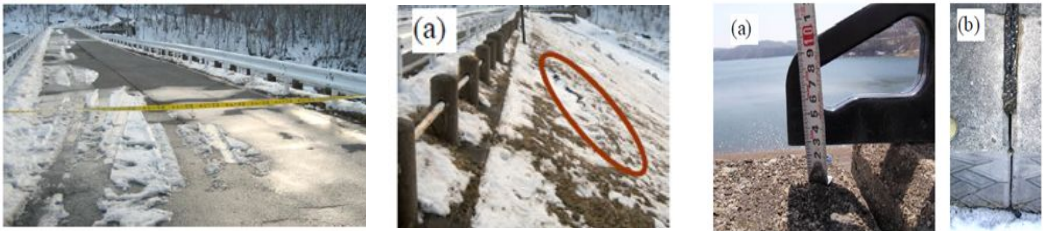
제방 하류측의 종방향 균열, 포장의 변형이 지진에 의한 것인 불분명하며, 침투수량 증가가 지진에 의한 영향으로 판정하기 어려운 것으로 조사되었다. 관찰결과 침투수의 탁함은 나타나지 않는 것으로 조사되었다.





출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-28> 하토리(羽鳥, Hatori)댐 피해 발생 개요



(a) 도마애저수지(堂前池) 평면도 (b) 중류지 상류사면 활동 (c) 상류지 상류사면 활동  
출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-29> 하토리(羽鳥)댐 피해 발생 상황

거. 니시고우(西郷, Nishigou)댐

(1) 댐 개요

(가) 댐의 제원

제방의 높이는 32.5m, 제방의 길이는 220.0m이며, 총저수용량은 3,299,000m<sup>3</sup>, 댐형식은 중심코어형 축조되었다. 준공년도는 1955년, 축조기간은 7년으로 조사되었다.

(나) 설계와 시공 관련 설계시 안정계산은 하토리댐과 동일

1953년 일본설계기준이 적용되었으며 하류측 안전을 검토시 지진력을 고려하지 않는 경우와 수평진도 0.2을 고려한 경우, 상류측 안전성 검토에서는 지진력 미고려시 안전율 1.2 이상 확보한 것으로 나타났다. 합성진도 0.33 조건에서 안전율 1.12가 확보된 것으로 조사 되었다.

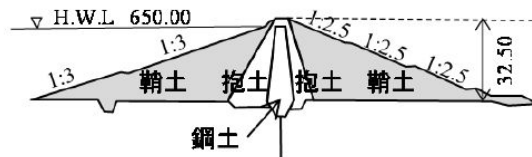
(2) 피해발생 현황

제방 상류부 사면 보호공 돌출, 단차가 발생하였으며, 댐마루 종방향 균열이 발생하였다. 반파공(波返し)의 침하, 기초부와 상류사면 경계부 단차 발생하였으며, 제방외에 취수시설 사면 보호공 돌출, 블록붕괴가 발생한 것으로 조사되었다.



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-30> 니시고우(西郷, Nishigou)댐 전경



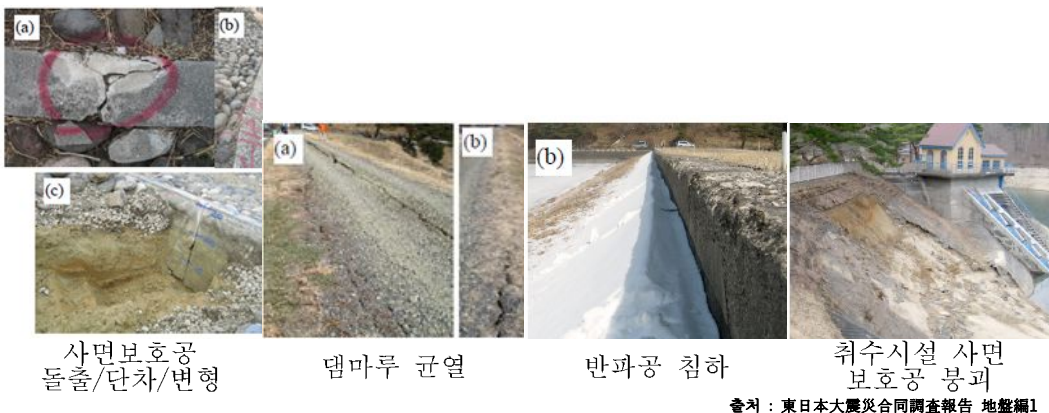
출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-31> 니시고우(西郷, Nishigou)댐 표준단면도



출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-32> 니시고우(西郷)댐 피해발생 개요



사면보호공  
돌출/단차/변형

댐마루 균열

반파공 침하

취수시설 사면  
보호공 붕괴

출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

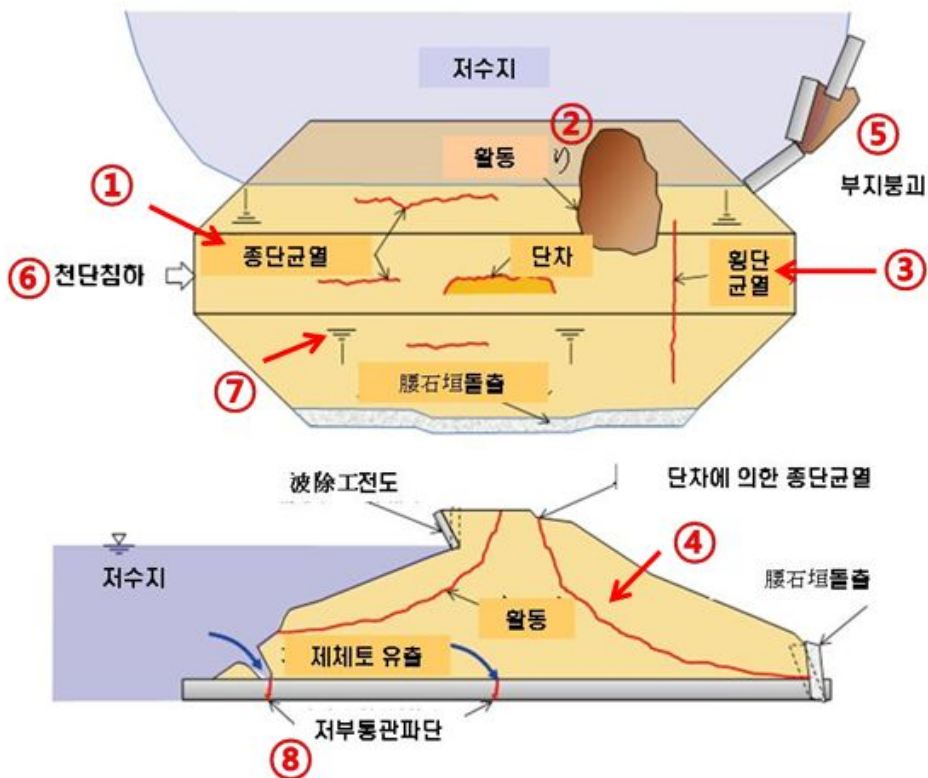
<그림 4-33> 니시고우(西郷)댐 피해 발생 상황

## 제2절 저수지 제방 지진시 긴급점검

### 1. 농업용 저수지 제방 취약부 평가

저수지 규모별로 수행한 수치해석, 30만톤 이상의 저수지 제방의 수치해석, 농업용저수지 제방 평균 높이 수치해석 및 원심모형시험을 통한 제방의 지진 진동 변형특성을 검토하여 농업용 저수지 제방의 최대 취약부를 분석하였다. 지진 발생시 제방 정상부에 최대 변위와 가속도 증폭 특성이 나타났으며, 제방 내부에서 변위와 가속도가 급격히 증가하는 구간이 나타났다.

수치해석, 모형시험결과와 동일본대지진 발생후 조사된 농업용저수지 피해 사례를 통해 농업용 저수지 제방 긴급점검 순서는 다음과 같다. 지진 발생후 저수지 제방의 긴급점검의 순서는 ①댐마루 종방향균열, ②상류사면 활동, ③댐마루 횡방향균열, ④하류사면 활동, ⑤저수지 주변 사면 활동, ⑥정상부 침하, ⑦하류사면의 누수, ⑧복통으로의 토사유출 여부 순으로 점검이 이루어져야 한다고 판단된다.



<그림 4-34> 지진 긴급점검 점검순서

## 2. 농업용 저수지 긴급점검 사항

### 가. 저수지 제방의 점검 사항

#### (1) 댐마루 종방향균열

- 제방 댐마루에 종방향 균열 발생한 부분을 확인한다.
- 댐마루 종방향 균열의 발생 위치와 균열길이, 균열깊이를 표기한다.

#### (2) 상류사면 활동

- 제방 상류사면에 활동이 발생한 부분을 확인한다.
- 제방 상류사면의 사석 등의 손상 부분을 확인한다.
- 수면에서 소용돌이나 기포발생 여부를 확인한다.
- 상류사면 활동 발생 위치와 크기를 표기한다

#### (3) 댐마루 횡방향균열

- 제방 댐마루에 횡방향 균열 발생한 부분을 확인한다..
- 댐마루 횡방향 균열의 발생 위치와 균열길이, 균열깊이를 표기한다.

#### (4) 하류사면 활동

- 제방 하류사면에 활동이 발생한 부분을 확인한다.
- 하류사면 활동 발생 위치와 크기를 표기한다

#### (5) 저수지 주변 사면 활동

- 저수지 제방 주변에 사면 활동이 발생한 부분을 확인한다.
- 저수지 제방 주변 사면을 통해 지하수가 지표면으로 용출되는 것을 확인한다.
- 제방 주변 사면 활동 발생 위치와 크기를 표기한다

#### (6) 정상부 침하

- 제방 댐마루에 침하, 함몰, 들뜸, 융기가 발생한 부분을 확인한다..
- 댐마루 침하의 발생 위치와 침하깊이, 침하면적을 표기한다.

#### (7) 하류사면의 누수

- 제방 하류사면 누수가 발생한 부분을 확인한다.
- 하류사면의 누수 발생 위치, 누수량 및 탁수 발생여부를 표기한다.

#### (8) 복통으로의 토사유출

- 복통으로 제방의 흙 또는 탁수가 유출되는지를 확인한다.

나. 기초 및 양안부

(1) 기초 및 양안부의 손상

- 기초 및 양안부의 부등침하 부분을 확인한다
- 기초 및 양안부의 침식 및 침투를 확인한다.
- 인접도로(이설도로)의 균열 및 침하를 확인한다.

다. 여수로의 점검 사항

(1) 접근수로 손상

- 바닥보호공의 침하, 함몰, 융기를 확인한다.
- 콘크리트 라이닝의 손상 부분을 확인한다.
- 측벽의 균열, 누수 부분을 확인한다.
- 측벽의 배수불량, 배면토압 증가에 의한 균열 또는 허빙현상 부분을 확인한다.

(2) 조절부 손상

- 에이프런 구조물의 손상, 누수, 균열, 박락, 철근노출 여부를 확인한다.
- 피어와 벽체 구조물의 손상, 누수, 균열, 박락, 철근노출 여부를 확인한다.
- 월류부 웨어 구조물의 손상, 누수, 균열, 박락, 철근노출 여부를 확인한다.

(3) 급경사로 손상

- 바닥 슬래브의 부등침하, 균열 및 손상 부분을 확인한다.
- 벽체의 손상 부분을 확인한다.
- 옹벽배면에서의 낙석 여부와 배면산지에서 사면활동 여부를 확인한다.

(4) 감세공 손상

- 플립버킷 이음부의 손상 부분을 확인한다.
- 플립버킷 하류 또는 기초 침식의 손상 부분을 확인한다.
- 정수지 잔여수의 증감여부를 확인한다.

라. 취수시설 및 방수로의 점검 사항

(1) 취수탑 손상

- 취수탑의 손상 부분을 확인한다.
- 취수탑(사통) 주변의 수면에서 소용돌이나 기포발생 여부를 확인한다.

(2) 수문 및 문틀 손상

- 문비(강재) 변형여부 확인한다.
- 누수 여부를 확인한다.

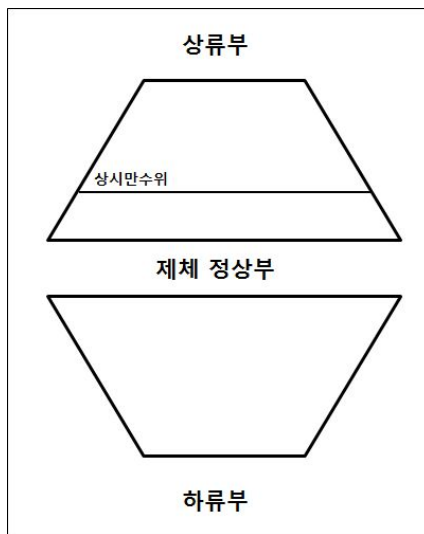
(표 4-2) 지진발생시 저수지 긴급점검표(1)

긴급점검 년월일 :       년       월       일

|        |                       |   |           |  |
|--------|-----------------------|---|-----------|--|
| 시설 명칭  |                       |   |           |  |
| 시설 소재지 |                       |   |           |  |
| 시설 제원  | 제방형식                  |   | 제당높이(m)   |  |
|        | 제방연장(m)               |   | 제정폭(m)    |  |
|        | 사면경사(상류/하류)           | / | 수위(m)     |  |
|        | 사면보호공(상류)             |   | 사면보호공(하류) |  |
|        | 총저수량(m <sup>3</sup> ) |   | 몰넘이 형식    |  |
|        | 취수시설 형식               |   | 복통 형식     |  |

| 주요점검 위치          | 확인사항                       | 확인   | 변형규모 |
|------------------|----------------------------|--|------|
| ① 댐마루 종방향균열      | 제방 댐마루에 종방향균열이 발생한 부분이 있다. | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| (2) 상류사면 활동      | 제방 상류사면에 활동이 발생한 부분이 있다.   | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| ③ 댐마루 횡방향균열      | 제방 댐마루에 횡방향균열이 발생한 부분이 있다. | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| (4) 하류사면 활동      | 제방 하류사면에 활동이 발생한 부분이 있다.   | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| (5) 저수지 주변 사면 활동 | 제방 주변 사면에 활동이 발생한 부분이 있다.  | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| (6) 정상부 침하       | 제방 정상부에 침하가 발생한 부분이 있다.    | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| (7) 하류사면의 누수     | 제방 하류사면에 누수가 발생한 부분이 있다.   | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| (8) 복통으로의 토사유출   | 복통으로 토사유출이 발생하였다.          | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |

○ 제방 변형 기록



(표 4-3) 지진발생시 저수지 긴급점검표(2)

| 점검 위치                |         | 확인사항   | 확인   | 변형규모 |
|----------------------|---------|--|--|------|
| 기초 및 양안부             | 부등침하    | 기초부의 침하 및 부등침하가 발생한 부분이 있다.                                | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      | 침식 및 침투 | 기초 및 양안부의 침식 및 침투가 발생한 부분이 있다.                             | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      | 이설도로    | 인접도로(이설도로)의 균열 및 침하를 확인한다.                                 | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| 여수로                  | 접근수로 손상 | 바닥보호공의 침하, 함몰, 융기를 확인한다.                                   | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 접근수로 콘크리트 라이닝 손상이 발생한 부분이 있다.                              | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 접근수로 측벽의 균열 및 누수가 발생한 부분이 있다.                              | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 측벽의 배수불량, 배면도압 증가에 의한 균열 또는 히빙현상이 발생한 부분이 있다.              | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      | 조절부 손상  | 에이프런 구조물의 손상, 누수, 균열, 박락, 철근노출이 발생한 부분이 있다.                | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 피어와 벽체 구조물의 손상, 누수, 균열, 박락, 철근노출이 발생한 부분이 있다.              | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 월류부 웨어 구조물의 손상, 누수, 균열, 박락, 철근노출이 발생한 부분이 있다.              | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      | 급경사로 손상 | 바닥 슬래브의 부등침하, 단차, 균열 및 손상이 발생한 부분이 있다.                     | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 벽체의 손상이 발생한 부분이 있다.  | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 옹벽배면에서의 낙석 여부와 배면산지에서 사면활동 여부를 확인한다.                       | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      | 감세공 손상  | 플립버켓 이음부의 손상이 발생한 부분이 있다.                                  | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 플립버켓 하류 또는 기초 침식의 손상이 발생한 부분이 있다.                          | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
| 정수지 잔여수의 증감여부를 확인한다. |         | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |  |      |
| 취수탑 및 방수로            | 취수탑 손상  | 취수탑의 파손 및 변위가 발생한 부분이 있다.                                  | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 취수탑(사통) 주변의 수면에서 소용돌이나 기포발생 여부를 확인한다.                      | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      | 수문 손상   | 문비(강재) 변형이 발생한 부분이 있다.                                     | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |
|                      |         | 누수가 발생한 부분이 있다.  | <input type="checkbox"/> 예<br><input type="checkbox"/> 아니오 |      |



(표 4-4) 지진발생시 저수지 긴급점검표(3)

| 점검 위치           | 사진(1) | 사진(2) |
|-----------------|-------|-------|
| (1)댐머루 중방향근열    |       |       |
| (2)상류사면 활동      |       |       |
| (3)댐머루 횡방향근열    |       |       |
| (4)하류사면 활동      |       |       |
| (5)저수지 주변 사면 활동 |       |       |
| (6)정상부 침하       |       |       |
| (7)하류사면의 누수     |       |       |
| (8)복통으로의 토사유출   |       |       |

(표 4-5) 지진발생시 저수지 긴급점검표(4)

| 점검 위치    |      | 사진(1) | 사진(2) |
|----------|------|-------|-------|
| 기초 및 양안부 |      |       |       |
| 여수로      | 접근수로 |       |       |
|          | 조절부  |       |       |
|          | 급경사로 |       |       |
|          | 감세공  |       |       |
| 취수시설     | 취수탑  |       |       |
|          | 수문   |       |       |

## 제3절 저수지 제방 응급복구 방안

### 1. 저수지 제방 복구 사례

가. 저수지 제방 피해 복구(일본)

#### (1) 피해복구 기본방향

하토리(羽鳥)댐과 니시고우(西郷)댐에서 피해 특징은 댐마루 댐축 방향으로 긴 연직 균열이 발생하였다.

특히 니시고우(西郷)댐에서 발생한 폭이 큰 균열은 반파공(波返し)의 구조가 영향을 미친 것으로 추정되었으며, 재해 복구 사업에서는 손상된 기능을 원상으로 되돌리는 것이 기본으로 하였다.

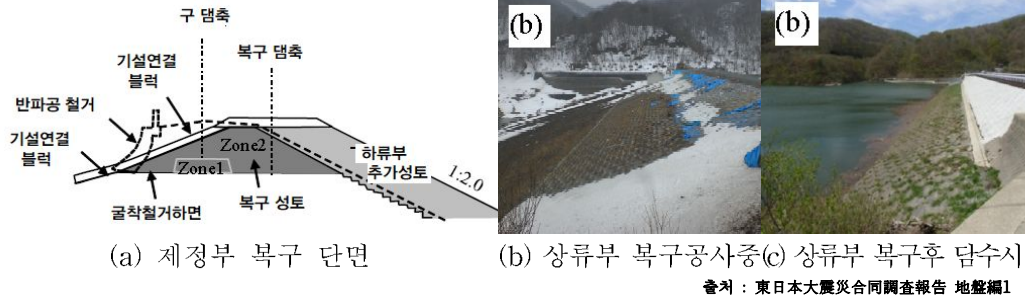
양 댐 모두 금회 복구에서는 반파공(波返し)의 구조가 제방의 토질 구조와 지진시에 일체적인 응답 거동을 일으키지 않는 것으로 판단하였다. 향후 동일한 정도의 지진시 피해의 경감을 위해서 반파공(波返し)을 철거할 것으로 조사되었다.

#### (2) 하토리(羽鳥, Hatori)댐

콘크리트 블록 쌓기의 철거와 동반하여 반파공(波返し) 기초의 높이에서 제방을 수평으로 굴착하고, 철거를 수행하고 복구 성토를 실시하였다.

복구 성토는 현도(縣道)와 독마루를 공용하고 있어 도로기능을 유지하기 위한 독마루의 최저폭을 확보하기 위하여 댐축을 5m 정도 하류로 이동하여 현재의 하류사면과 동일한 사면 기울기가 확보되도록 성토하였다.

제방을 수평으로 철거하는 EL.687.0m의 철거면에 있어서의 건전도 확보를 위하여 4m 간격 격자점을 기본으로 한 계측 점에서의 콘관입 저항치(qc)에 의해 판정하였다. 기준 콘관입 저항치는 제방 재료를 D다짐의 95%로 조정 한 몰드 내에서의 콘 관입저항 하한치( $q_c=700\text{kN/m}^2$ )로 설정하였다. 최저값보다 낮은 저항치는 Zone2 일부에서 확인되었지만, 굴착 예정면보다 50~60 cm 하부 심도에서는 최저치를 초과하는 것으로 확인되었다. 기준치 이하의 개소와 그 주변의 최저치를 넘는 곳을 포함한 50~60cm 범위를 깎아내고 양질의 재료로 치환하였다.



<그림 4-35> 하토리(羽鳥)댐 복구 공사 현황

### (3) 니시고우(西郷, Nishigou)댐

하토리댐과 마찬가지로 콘크리트 반파공(波返し)을 철거하였다.

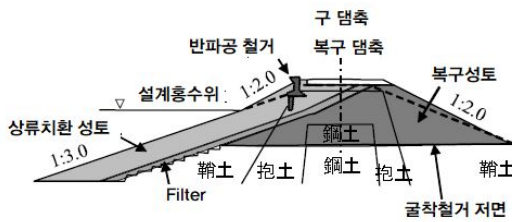
제정의 댐축 방향으로 균열이 도달된 심도를 포함하고, 중장비를 이용한 시공이 가능해서 소요의 지지력을 얻을 수 있는 깊이까지 수평으로 제방을 철거하였다.

상류사면은 사면 전체에 있어 기존의 성토재 심도 2m 구간에 대하여 철거를 수행하고 쇄석에 의한 치환성토를 실시하였다.

제정부에서 댐마루 폭을 확보하기 위하여 상류사면의 치환성토 사면기울기를 현재와 동일한 1:3으로 복구를 수행하고, 설계홍수위 이상에서는 사면 기울기를 1:2로 복구를 시행하였다.

하류 사면에서는 철거 표고보다 높은 표고에서는, 현행 사면기울기 1:2.5를 1:2로 변경하여 시공하였다.

복구과정에서 수행한 지반조사 자료를 통한 상류, 하류사면의 안정성 해석 결과 최소 안전율이 상류 쪽에서 1.3, 하류 쪽에서 1.25와 1.20 이상을 만족하는 것을 확인하였다.



(a) 제정부 복구 단면



(b) 복구공사중

(c) 상류부 복구후 담수시

출처 : 東日本大震災合同調査報告 地盤編1

<그림 4-36> 니시고우(西郷)댐 복구 공사 현황

(4) 복구사례

- 구마모토지진, 오니타저수지(鬼ため池)



① 지진후 제방 침하



② 펌프설치, 긴급방수



③ 제방파괴 확산방지



④ 복구공사 완료

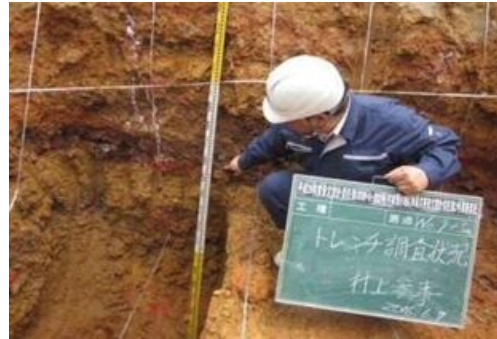
출처 : 熊本(地震の発生直後からこれまでのため池に係る対応について, 2017, 熊本(県農林水産部農村振興局農地整備課

<그림 4-37> 저수지 피해복구 사례(오니타저수지)

- 구마모토지진, 하기오저수지(萩尾ため池)



① 지진후 제방 균열



② 균열깊이 확인



③ 균열부 굴착



④ 복구 완료

출처 : 熊本(地震)の発生直後からこれまでのため池に係る対応について, 2017, 熊本(県)農林水産部農村振興局農地整備課

<그림 4-38> 저수지 피해복구 사례(하기오저수지)

- 구마모토지진, 아부미가비저수지(鏡ヶ鼻ため池)



(a) 지진후 제방 균열



(b) 하류사면 변상



① 보호블록 하부 공동 확인



② 보호블럭제거, 복구

출처 : 熊本地震の発生直後からこれまでのため池に係る対応について, 2017, 熊本(県農林水産部農村振興局農地整備課)

<그림 4-39> 저수지 피해복구 사례(아부미가미저수지)

## 2. 저수지 제방의 응급복구

### 가. 기본 개념

저수지 제방의 응급복구는 저수량을 유지하고 여진시 제방의 안정성이 추가적으로 훼손되는 것을 방지하고, 피해 확산과 제방의 붕괴 등을 방지하기 위하여 시행한다. 2017년 포항 지진에 의하여 균열이 발생한 저수지의 피해현황과 응급복구 방법 조사를 통해 농업용저수지 응급복구 방안을 제안하고자 한다.

### 나. 포항지진 농업용저수지 피해와 응급복구

#### (1) 포항지진 농업용저수지 피해

2017년 11월 포항지진으로 피해가 발생한 5개소의 농업용저수지 피해규모와 응급복구방법을 조사하였다. 조사대상 저수지의 현황은 다음과 같다.

(표 4-6) 조사대상 저수지 현황

| 구분  | 위 치 |     |   | 종별<br>(농) | 총저수량<br>(천m <sup>3</sup> ) | 수해면적<br>(ha) | 제원(m) |      | 진앙거리<br>(km) |
|-----|-----|-----|---|-----------|----------------------------|--------------|-------|------|--------------|
|     | 시   | 읍·면 | 리 |           |                            |              | 길이    | 높이   |              |
| (1) | 포항  | 청하  | - | 1         | 722.0                      | 159          | 215   | 15.7 | 13.2         |
| (2) | 포항  | 홍해  | - | 2         | 21.8                       | 25           | 440   | 7.0  | 4.6          |
| (3) | 포항  | 청하  | - | 2         | 28.3                       | 3.6          | 116   | 8.3  | 5.2          |
| (4) | 포항  | 홍해  | - | 2         | 8.0                        | 5            | 100   | 8.0  | 4.4          |
| (5) | 포항  | 홍해  | - | 2         | 4.4                        | 3            | 89    | 6.0  | 3.0          |



<그림 4-40> 포항지진 농업용저수지 제방 피해(한국농어촌공사, 2017)

(1)저수지의 현지점검 결과, 지진으로 인해 제방 댐마루 No.0+5~1+5 종방향균열(L=20m, b=1.0cm, h=15cm이상) 발생하였으며, 상류사면, 하류사면, 여방수로, 취수시설, 기타주변시설 등에서는 현장점검결과 피해는 확인되지 않았다.



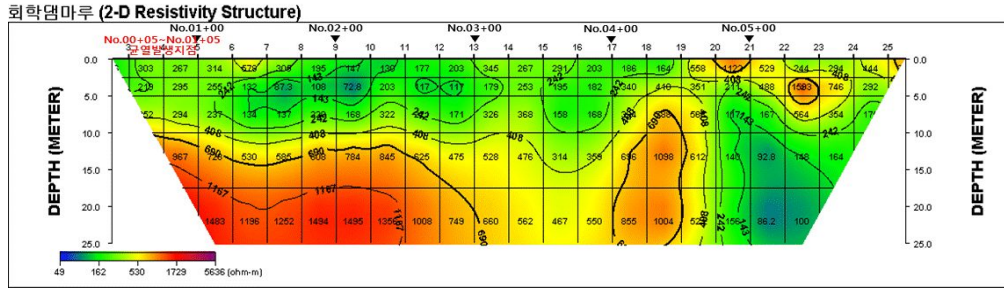
(a) 제방 댐마루 종방향 균열

(b) 제방 균열위치

<그림 4-41> (1)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)



(1)저수지 저수지 댐마루에 대한 탐사결과 전기비저항값이 49~5636 $\Omega\cdot\text{m}$ 의 범위를 보이고, No.01+07~No.2+04(L=17m) 구간 및 No.04+03~No.04+15(L=12m) 구간에 전기비저항값이 143 $\Omega\cdot\text{m}$ 이하인 포화대가 분포하고 있다. 제방의 균열 위치에서 침투로 인한 급속한 포화 및 누수는 발생하지 않는 것으로 판단된다.



<그림 4-42> (1)저수지 물리탐사 결과(한국농어촌공사, 2017)

(2)저수지의 현지점검 결과, 지진으로 인해 제방 댐마루 No.5+10 횡방향 균열(L=3m, b=5cm, h=20cm이상) 및 No.17 종점부 횡방향 균열(L=5m, b=5cm, h=20cm이상)이 발생하였고, 또한 복통 주변부 토공과 콘크리트 접속부 이완 및 공동(L=2m, b=2cm, h=60cm이상)이 조사되었다. 상류사면, 하류사면, 여방수로, 기타주변시설 등에서는 현장점검결과 피해는 확인되지 않았다.



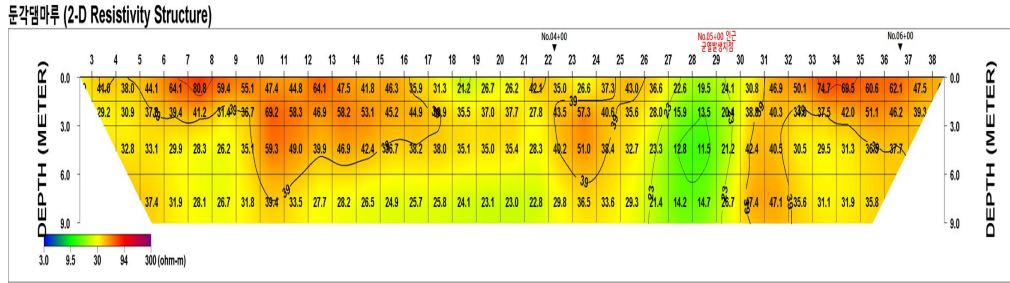
(a) 댐마루 No.5+10 횡방향 균열



(b) 제방 균열위치

<그림 4-43> (2)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)

(2)저수지 저수지 댐마루에 대한 탐사결과 전기비저항값이 11.5~80.8Ω·m의 범위를 보이고, 포화대로 구분되는 구간없이 습윤대와 건조습윤대가 분포하고 있다. 제방의 균열 위치에서 침투로 인한 급속한 포화 및 누수는 발생하지 않는 것으로 판단된다.



<그림 4-44> (2)저수지 물리탐사 결과(한국농어촌공사, 2017)

(3)저수지의 현지점검 결과, 지진으로 인해 제방 댐마루 L=52m(No.1+13~4+05) 종방향 균열(B=0.04m, H=0.9m)이 발생하였으며, 상류사면, 하류사면, 여방수로, 취수시설, 기타주변시설 등에서는 현장점검결과 피해는 확인되지 않았다.

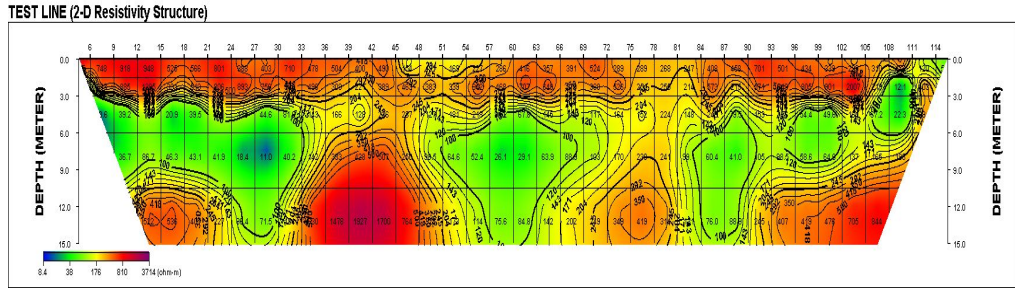


(a) 댐마루 종방향 균열(No.3+5)

(b) 댐마루 어깨부 종방향 균열(No.2+10)

<그림 4-45> (3)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)

(3)저수지 저수지 댐마루에 대한 탐사결과 전기비저항값이 8~3,700Ω·m의 범위를 보이고, 일부 구간에서 습윤대가 분포하고 있다. 제방의 균열 위치에서 침투로 인한 급속한 포화 및 누수는 발생하지 않는 것으로 판단된다.



<그림 4-46> (2)저수지 물리탐사 결과(한국농어촌공사, 2017)

(4)저수지의 현지점검 결과, 지진으로 인해 제방 댐마루 중간부 종방향 균열(L=50m, b=1.5cm, h=15cm이상)이 발생하였으며, 상류사면, 하류사면, 여방수로, 취수시설, 기타주변시설 등에서는 현장점검결과 피해는 확인되지 않았다.



(a) 댐마루 중간부 종방향 균열

(b) 제방 균열위치

<그림 4-47> (4)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)

(5)저수지의 현지점검 결과, 지진으로 인해 제방 댐마루 No.2+6~4+14 종방향균열(L=56m, b=1.0cm, h=15cm이상)이 발생하였으며, 상류사면, 하류사면, 여방수로, 취수시설, 기타주변시설 등에서는 현장점검결과 피해는 확인되지 않았다.



(a) 댐마루 종방향 균열



(b) 제방 균열위치

<그림 4-48> (5)저수지 지진 피해(한국농어촌공사, 2017)

(2) 농업용저수지 응급복구

포항지진으로 인하여 균열이 발생한 저수지 제방은 향후 내제수위 상승시 균열이 발생한 지점까지 침투 또는 우수 침투가 발생하여 지반의 강도가 상실되고 제방의 변형이 확대될 가능성이 있으므로 균열깊이까지 제방토사를 걷어내고 되메움 다짐을 수행하였다.

(1)저수지는 제방 댐마루 종방향으로 길이 20m, 폭 1.0cm, 깊이 15cm의 균열이 발생하였고, 균열 깊이까지 제방토사를 제거하고 되메움 다짐 처리 응급복구를 수행하였다.



(a) 응급복구-댐마루



(b) 응급복구-하류사면

<그림 4-49> (1)저수지 응급복구

(2)저수지는 제방 댐마루 횡방향 균열 길이 3m, 폭 5cm, 깊이 20cm 이상 및 종점부 횡방향 균열 길이 5m, 폭 5cm, 깊이 20cm이상)이 발생하였고, 또한 북통 주변에서 토공과 콘크리트 접촉부 이완 및 공동과 같은 길이 2m, 폭 2cm, 깊이 60cm이상의 균열이 발생하였고, 균열 깊이까지 제방토사를 제거하고 되메움 다짐 처리 응급복구를 수행하였다.



(a) 응급복구-댐마루



(b) 응급복구-하류사면

<그림 4-50> (2)저수지 응급복구

(4)저수지는 제방 댐마루 종방향으로 길이 50m, 폭 1.5cm, 깊이 15cm 이상의 균열이 발생하였고, 균열 깊이까지 제방토사를 제거하고 되메움 다짐 처리 응급복구를 수행하였다.



(a) 응급복구-댐마루



(b) 응급복구-하류사면

<그림 4-51> (4)저수지 응급복구

(5)저수지 제방 댐마루 종방향으로 길이 56m, 폭 1.0cm, 깊이 15cm 이상의 균열이 발생하였고, 균열 깊이까지 제방토사를 제거하고 되메움 다짐 처리를 수행하는 응급복구를 실시하였다.



(a) 응급복구-균열깊이 확인

(b) 응급복구-다짐

<그림 4-52> (5)저수지 응급복구(한국농어촌공사, 2017)

다. 저수지 응급복구 방법

(1) 균열심도 조사

(가) 균열에 석회수(또는 수성페인트)를 주입하여, 굳착한 후 착색의 궤적을 추적하고, 용액은 최대한 가늘게 갈라지도록 점성이 지나치게 커지지 않도록 주의한다.

(나) 균열내에 조금 모일 정도의 석회수(또는 수성페인트)를 주입하고, 굳착하여 균열깊이를 확인 및 측정한다.



① 석회수(수성페인트) 주입

② 균열깊이 확인

③ 균열깊이 측정

<그림 4-53> 균열심도 조사(한국농어촌공사, 2017)

(다) 미육군공병단(USACE)에서는 제방 제정부로부터 발생 가능한 최대 균열 깊이를 다음과 같이 제시하였다.

(표 4-7) 최대균열깊이(USACE, 2009)

| 제정부 최대균열 폭(mm) | 최대균열 깊이(m) |
|----------------|------------|
| 10             | 1.5        |
| 25             | 3          |
| 50             | 4.5        |
| 75             | 7.5        |
| 100            | 30         |
| 250            | 75         |

(라) 김침봉을 균열부에 직접 삽입하여 깊이를 측정한다.

(마) 균열 조사의 다른 방법으로는 전기비저항 탐사 방법이 있다. 비저항탐사를 통해 균열깊이 뿐만 아니라 포화상태를 확인하고, 제당 균열로 인한 침투 여부를 확인할 수 있다. 균열 발생 위치에서의 저항값과 균열이 발생하지 않은 위치에서의 저항값 비교를 통해 균열의 심도를 확인한다. 비파괴 탐사 방법으로 균열의 깊이와 방향에 대한 2차원, 3차원적 추적이 가능하다.

(2) 저수지 수위 관리

(가) 재해 패턴과 정도, 균열의 심도 등을 고려하여 관리 수위를 결정한다.

(나) 긴급재난 상황을 고려할 경우 가급적 저수위를 유지하는 것이 필요하다. 재해 후 누수가 발생할 경우 특히 주의가 필요하다.

(다) 제방과 지반의 인접한 부분에서 횡방향 균열이 있는 경우에는 시간 경과와 함께 누수가 발생하고, 누수량이 증가하는 경우 상류사면의 소규모 활동 등 국부적인 안정성 저하되는 경우 신속한 수위 저하가 필요하다.

(라) 댐마루 종방향 균열의 경우에는 수직으로 발생하는 균열과 활동에 따른 균열의 2종류가 있다. 균열 조사 실시하여 심도를 확인하고, 수위를 저하시키고 상류 사면 활동이나 돌출 등을 확인한다. 상류 비탈의 활동이 확인되면 균열 심도 이하까지 수위를 저하시키고, 상류 비탈의 활동에 따른 균열이 의심되는 경우에는 수위 강하 시 활동이 진행되지 않도록, 최대한 천천히 수위를 저하시킬 필요가 있으며 균열부는 시트 등으로 보호한다.

(마) 지진후 사통을 닫아도 복통에서 물이 배출되는 경우에는 복통의 파손 또는 제방 바닥부의 유출 등을 의심하고 수위를 저하시켜 원인을 규명하여

야 한다.

- (바) 저수지 수위를 낮추는 것은 동수경사를 감소시켜 하류사면에 발생할 수도 있는 파이핑 현상을 방지하기 위한 것으로 영구적인 보수보강 작업이 완료될 때까지 필요한 일시적인 단계로 고려될 수 있다.
  - (사) 지진 발생후 수행하는 저수지 긴급점검은 육안 조사에 중점을 두어 실시한다. 점검 결과 시급한 보수가 요구되면 긴급 보수 조치를 취하고 보다 상세한 조사를 위한 정밀안전진단을 수행한다. 정밀안전진단을 통해 저수지 내진성능평가를 수행하고 필요시 구체적인 내진보강방안을 결정한다.
- (3) 저수지 긴급복구
- (가) 긴급점검을 통해 균열, 저수지 사면의 활동 및 복통·사통의 파손을 확인하고 응급복구를 실시한다.
  - (나) 복통이 파손된 경우 제방을 상하류 방향으로 V자 굴착 한 후, 교체가 필요하다.
  - (다) 균열의 보수 대책은 균열 조사를 실시한 후, 확인된 균열 부분을 모두 굴착에 의하여 제거한 후 재성토를 수행한다.



① 석회수(수성페인트) 주입



② 균열깊이 확인





③ 토사 제거



④ 토사 다짐



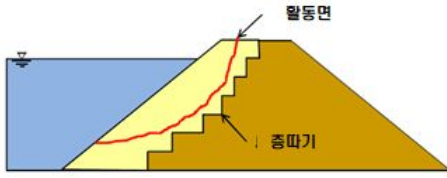
⑤ 긴급복구 완료



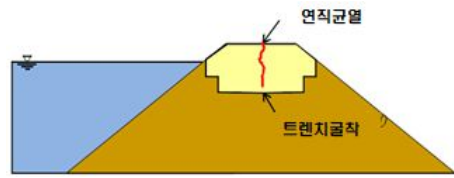
⑥ 긴급복구 완료

<그림 4-54> 저수지 제당 긴급복구(한국농어촌공사, 2017)

- (라) 활동에 의한 변형을 동반한 경우, 변형 부분을 제거, 재성토 시행하고 발생한 균열이 연직이고 상하류 사면에 큰 활동 변형이 없는 경우 균열을 따라 댐마루 하부를 굴착한 뒤, 재성토를 실시한다. 저수지 상류사면의 활동 피해가 저수위 아래 부분까지 발생하면 가물막이 설치 후 활동면까지 굴착 후 성토를 실시한다.
- (마) 긴급복구시 2차 피해가 발생할 수 있는 규모가 큰 저수지에서는 단순한 원형 복원이 아닌, 내진 기준을 만족하도록 복구가 필요하다..



(a) 상류 사면 활동이 발생한 경우



(b) 댐마루 연직 균열이 발생한 경우

출처 : 1. 河川堤防の液状化対策の効果の検証と高度化に向けた取り組み, 2014, 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ  
 2. 河川堤防の液状化対策の手引き, 2016, (国研) 土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム

<그림 4-55> 저수지 지진 피해시 복구 방법



## 5. 결 론



## 제5장 요약 및 결론

### 제1절 개요

본 연구과제의 목적은 지진 발생시 농업용저수지 제방의 거동 특성을 수치 해석하고, 모형실험을 통해 2016년 경주 지진(규모 5.8), 2017년 포항지진(규모 5.4)과 유사한 규모 또는 이상의 지진 발생시 저수지 취약부와 긴급점검 위한 주요 점검 항목을 제시하고, 응급대책공법과 내진보강 공법을 제시하는데 있다.

### 제2절 농업기반시설 저수지 제방 내진성능평가

우리나라 농업용 저수지 현황은 전체 17,313개 중 관리 주체별로 지자체 관리 13,910개, 한국농어촌공사가 3,403개 관리를 수행하고 있다. 총저수용량 30만톤 이하가 16,060개로 전체 저수지중 92.8%가 해당된다. 내진설계가 적용되어 내진성능평가 및 내진보강이 이루어져야 하는 30만톤 이상의 저수지는 전체 저수지중 18.2%에 해당된다. 저수지 축조 년도별로 구분하면 전체 저수지중 73.4%의 12,703개가 50년 이상인 시설물이다.

농업용 저수지 제방의 내진성능평가는 3차원 동해석 방법 중 시간이력해석법을 이용하여 지진파의 특성에 따른 농업기반시설물 성토구조물의 제방 변형 및 가속도 증폭특성을 분석을 수행하였다. 저수지 제방높이별, 30만톤 이상의 저수지 제방, 농업용저수지 제방의 평균 높이를 산출하여 모델링을 수행하고 지진진동 수치해석을 수행하였다. 지진이 거동하는 저수지 제방을 분석하기 위해 3차원 모델링을 구현했으며, 선형시간이력해석법을 이용한 동적 해석을 수행하여 제방의 변형 및 정상부에서의 가속도 증폭특성을 분석하였다. 저수지 제방 바닥에서 제방 정상부 상대변위를 지진파별로 분석하였다. 각 지진파에 대해 저수지 제방을 통한 심도별 가속도 특성을 나타냈다. 가속도는 저수지 제방 위로 상승하면서 그 진폭이 커지는 증폭현상이 나타났다. 최대 변위는 모두 저수지 정상부에서 발생하였다. 변형해석으로부터 저수지 제방의 내진안정성을 평가하는 경우, 제방 높이의 1%를 기준으로 하는데 이 값과의 비료를 통해 국내 설계기준에 대해서 안정성을 확보하는 것으로 나타났다.

### 제3절 농업용 저수지 제방 원심모형시험

저수지의 동적 거동 특성을 규명하기 위해 지진파를 가진한 동적원심모형시험을 통해 지진응답가속도, 변위 및 간극수압을 계측하여 농업용 저수지 제방의 내진성능을 평가하고, 지진파별(단주기, 장주기, 인공지진파) 농업용 저수지 제방의 지진 거동 특성을 분석하여 저수지의 내진 설계 및 보강을 위한 자료를 확보하였다.

상류부 1:2.7, 하류부 1:2.4의 경사를 갖는 제방고 4.8m의 저수지 단면을 선정하였다. 본 연구에서는 동적원심모형실험을 수행하여 동적하중 재하에 따른 저수지 제방 내 간극수압의 변화, 침하거동, 가속도 응답을 고찰하였다. 입력지진파는 인공지진파와 장주기파로서는 Tokachi-oki에서 1968년 발생한 Hachinohe파와 단주기파로는 Miyagi-ken-oki에서 1978년 발생한 Ofunato파를 사용하였으며, 지진 발생 방향은 수평방향으로 저수지 축 직각방향인 상·하류 방향으로 하였다.

가속도 증폭 특성은 정상부에서 증폭이 크게 되는 양상을 볼 수 있으며 가속도 수준이 낮을수록 증폭비는 더 크게 나타났다. 제방 정상부에서 가속도의 증폭이 2배 증가하는 것으로 나타났고 댐 높이의 3/4지점에서 급격한 가속도의 증폭현상이 나타났다. 제방의 침하 거동은 입력된 지진파의 가속도 크기가 증가할수록 지진 후 침하량이 큰 것을 확인할 수 있으며, 하류 사면과 마루 사이의 위치별 차이점은 크게 나타나지 않았다.

### 제4절 농업기반시설 긴급점검 및 응급대책 방안

저수지 규모별로 수행한 수치해석 결과, 30만톤 이상의 저수지 제방의 수치해석 결과, 농업용저수지 제방 평균 높이 수치해석결과와 원심모형시험을 통한 제방의 지진진동 변형특성 검토 결과 농업용 저수지 제방의 최대 취약부로는 제방의 정상부로 확인되었다. 지진 발생시 제방 정상부에 최대 변위와 가속도 증폭 특성이 나타났다. 수치해석, 모형시험결과와 동일본대지진 발생 후 조사된 농업용저수지 피해사례를 통해 긴급점검 순서는 다음과 같다.

긴급점검의 순서는 댐마루 종방향균열, 상류하면 활동, 댐마루 횡방향균열, 하류사면 활동, 저수지 주변 사면 활동, 정상부 침하, 하류사면의 누수, 복통의 균열여부, 복통으로의 토사유출 여부 순으로 점검이 이루어져야 한다. 지진에 인한 저수지 변형 발생시 제방 응급복구 방법을 검토하였다.

## 참 고 문 헌

- 국토교통부, 1997, 내진설계기준연구(Ⅱ)
- 농림부, 2002, 농업생산기반정비사업 계획설계기준(필답편)
- 국토교통부, 2011, 댐 설계기준
- 국민안전처, 2017, 내진설계기준 공통적용사항
- 국토교통부, 2012, 콘크리트구조 설계기준
- (사)일본수도협회, 2009, 수도시설 내진공법 지침·해설
- 한국K-water연구원, 2006, 수도시설물 지진피해 사례 보고서
- 한국K-water연구원, 2008, 수도시설물 내진성능평가 절차 요령”
- 한국시설안전공단, 2004, 기존 상수도의 내진성능평가요령
- 한국시설안전공단, 2011, 기존 시설물(건축물)의 내진성능평가요령
- 한국지진공학회, 2009 서울도시철도 5~8호선 기존시설물 내진성능 상세평가 보고서
- 환경부, 1999, 상수도시설 내진 설계기준 마련을 위한 연구
- K-water연구원, 2013, 상수도시설 내진성능평가 요령 개선 연구, K-water연구원 연구보고서, KIWE-ISRC-13-07
- K-water연구원, 2015, 상수도시설 내진취약성평가 및 보강대책 연구, K-water연구원 연구보고서, 2015-WR-RR-361-141
- 한국농어촌공사, 2015, 저수지 시설물의 노후현상과 보수·보강공법 적용방안 연구, 농림축산식품부
- 한국농어촌공사, 2017, 경북 포항시 지진관련 긴급점검결과
- 한국농어촌공사, 2017, 농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수보강공법 선정기술 개발, 농림축산식품부
- American Lifelines Alliance, 2005, Seismic Guidelines for Water Pipelines, FEMA and National Institute of Building Sciences
- O'Rourke, M., Liu, X., 2012, Seismic Design of Buried and Offshore



Pipelines. An update to Response of Buried Pipelines subject to Earthquake Effects published in 1999, MCEER-12-MN04, MCEER monograph.

Dong-Soo Kim, Nam-Ryong Kim, Yunwook Choo, and Gye-Chun Cho, A newly developed state-of-the-art geotechnical centrifuge in Korea, KSCE Journal of Civil Engineering, Jan. 2013, Vol. 7, No. 1, pp. 77-84.

Dong-Soo Kim, Sei-Hyun Lee, and Yunwook Choo, Self-balanced Earthquake Simulator on Centrifuge and Dynamic Performance Verification, KSCE Journal of Civil Engineering, May 2013, Vol. 17, No. 4, pp.651-661.

Sei-Hyun Lee, Yunwook Choo, Dong-Soo Kim, Performance of an Equivalent Shear Beam (ESB) Model Container for Dynamic Geotechnical Centrifuge Tests, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Jan. 2013, Vol. 44, pp. 102 - pp. 114.

近年の地震における地盤の液状化災害, 2017, 京都大学防災研究所 地盤災害研究部門

農地の除塩マニュアル, 2011, 農林水産省 農村振興局

東北地方太平洋沖地震の被害-河川堤防被害-(東北地方), 2013, 山形県地質土壌調査業協会技術委員会

東北地方太平洋沖地震による福島県のため池被災の特徴と応急対策, 2012, 農工研技報 213

東日本大震災調査報告 共通編3(地盤災害), 2013, 東日本大震災合同調査報告書編集委員会

東日本大震災合同調査報告 地盤編1(地盤構造物の被害・復旧), 2013, 東日本大震災合同調査報告書編集委員会

兵庫縣南部地震 農地農業用施設震災記録誌, 1996, 兵庫縣農林水産部農地整備課

事例に見る地盤の液状化対策, 2013, 米倉 亮三

液状化対策工法の分類と工法概要, 2012, 公益社団法人 土木學會

液状化・流動化被害が起きた主な地震(1964~2001/日本), 風岡 修, 千葉縣環境研究センター地質環境研究室

日本海中部地震による被害状況, 1983, 基礎地盤コンサルタンツ株式會社

地震時における地盤災害の課題と対策, 2011, 公益社団法人 地盤工學會

阪神・淡路大震災地盤改良調査報告書, 1996, 社団法人 セメント協會

阪神・淡路大震災調査報告書, 1996, 社団法人 地盤工學會

戸建て住宅の液状化対策と平成28年熊本地震における液状化, 2017, 東京電機大  
學 安田 進

河川堤防の液状化対策の手引き, 2016, 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・  
振動チーム

河川堤防液状化対策の効果検証と課題, 2012, 独立行政法人土木研究所 地質・地  
盤研究 グループ

繪とき地震による液状化とその対策, 2012, 關東地質調査業協會 液状化研究會



## 주 의

1. 이 보고서는 농림축산식품부로부터 연구비를 지원받아 한국농어촌공사 농어촌연구원에서 수행한 연구보고서입니다.
2. 이 보고서의 내용은 한국농어촌공사 농어촌연구원의 공식견해와 반드시 일치하는 것은 아닙니다.

### ■ 발 행 처

연구과제명 : 농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수보강공법 선정기술 개발(최종)

|       |  |
|-------|--|
| 발 행   | 2018. 12   |
| 발 행 인 | 장 중 석  |
| 발 행 처 | 한국농어촌공사 농어촌연구원   |
| 주 소   | 경기도 안산시 상록구 사동 해안로 870<br>전 화 031 - 400 - 1700<br>FAX 031 - 409 - 6055 |

이 책의 내용을 무단 전재하거나 복사하면 법에 저촉됩니다.  
단, 이 책의 출처를 명시하면 인용이 가능합니다.