

320002-01

농업용

저수지

제체

붕괴

방지

기술개발

(Ⅲ)

2020

농림축산식품부

농림식품기술기획평가원

보안 과제(), 일반 과제(O) / 공개(O), 비공개()발간등록번호(O)
농업기반 및 재해대응 기술개발사업 2020년도 최종보고서

발간등록번호

11-1543000-003691-01

농업용 저수지 제체 붕괴 방지 기술개발 (Ⅲ)

2021. 10. 27.

주관연구기관 / 한국농어촌공사 농어촌연구원
협동연구기관 / 강원대학교 산학협력단
/ 충남대학교 산학협력단
/ 서울대학교 산학협력단

농림축산식품부
(전문기관)농림식품기술기획평가원

제 출 문

농림축산식품부 장관 귀하

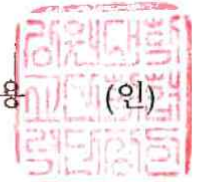
본 보고서를 “농업용 저수지 제체 붕괴 방지 기술개발 (Ⅲ)”(개발기간 : 2020.01.01.~2020.12.31.)
과제의 최종보고서로 제출합니다.

2021. 10. 27.

주관연구기관명 : 한국농어촌공사 농어촌연구원 (대표자) 최강원



협동연구기관명 : 강원대학교 산학협력단 (대표자) 신대용



협동연구기관명 : 충남대학교 산학협력단 (대표자) 정종율



협동연구기관명 : 서울대학교 산학협력단 (대표자) 최해천



주관연구책임자 : 허 준

협동연구책임자 : 김 용 성

협동연구책임자 : 이 달 원

협동연구책임자 : 김 성 필

국가연구개발사업의 관리 등에 관한 규정 제18조에 따라 보고서 열람에 동의합니다.

보고서 요약서

과제고유번호	320002-01	해 당 단 계 연 구 기 간	2020.01.01. ~ 2020.12.31.	단 계 구 분	3단계/ 총 3단계
연구사업명	단 위 사 업	농업기반 및 재해대응 기술개발사업			
	사 업 명	농업기반 및 재해대응 기술개발사업			
연구과제명	대 과 제 명	(해당 없음)			
	세부 과제명	농업용 저수지 제체 붕괴 방지 기술 개발			
연구책임자	허 준	해당단계 참여연구원 수	총: 14명 내부: 14명 외부: 명	해당단계 연구개발비	정부:300,000천원 계:300,000천원
연구기관명 및 소속부서명	한국농어촌공사 농어촌연구원 강원대학교 산학협력단 충남대학교 산학협력단 서울대학교 산학협력단			참여기업명	(해당 없음)
국제공동연구	상대국명: (해당 없음)			상대국 연구기관명: (해당 없음)	
위탁연구	연구기관명: (해당 없음)			연구책임자: (해당 없음)	

※ 국내외의 기술개발 현황은 연구개발계획서에 기재한 내용으로 같음

연구개발성과의 보안등급 및 사유	
-------------------------	--

9대 성과 등록·기탁번호

구분	논문	특허	보고서 원문	연구시설 ·장비	기술요약 정보	소프트 웨어	화합물	생명자원		신품종	
								생명 정보	생물 자원	정보	실물
등록·기탁 번호											

국가과학기술종합정보시스템에 등록된 연구시설·장비 현황

구입기관	연구시설·장비명	규격 (모델명)	수량	구입연월일	구입가격 (천원)	구입처 (전화)	비고 (설치장소)	NTIS 등록번호

요약

- 저수지 제체 붕괴원인 조사 및 분석
- 농업용저수지 제체 취약성 평가
- 농업용저수지 정밀안전진단 자료 분석
- 농업용 저수지 제체 월류, 내부침식에 의한 제방 변형 및 파괴형상 분석
- 월류유도 여수로 기술 적용시 붕괴 방지효과 기술성능 분석
- 월류 유도수로 및 제체의 동적 거동 특성 연구
- 댐마루 및 하류사면 보호공법 분석
- 저수지 제체 내부침식 보호기술 개발(드레인, 복통보강 기술)
- 저수지 제체 내부침식 보호기술 적용시 붕괴방지 효과 기술성능 분석
- 모형실험 및 수치해석을 통한 월류유도수로 제체 거동 분석
- 모형실험 및 수치해석을 통한 내부침식 보호기술 적용성 분석(드레인, 복통보강 기술)

보고서 면수

347

요약문

<p>연구의 목적 및 내용</p>	<p>1. 연구목적</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 농업용 저수지 월류, 내부침식 모형실험을 통한 제체 변형 및 붕괴특성 분석 ○ 농업용 저수지 월류 및 내부침식에 의한 제체 붕괴방지 기술 개발 <p>2. 연구내용</p> <p>가. 1차년도 주요 연구내용</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 농업용 저수지 제체 주요 붕괴 원인 분석 <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 통계 및 안전진단 현황 조사 - 국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석 - 댐 붕괴원인 및 제체 취약부 분석 - 저수지 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술 분석 ○ 저수지 월류 및 내부침식 제체 거동 특성 규명 <ul style="list-style-type: none"> - 월류 및 내부침식 등 실내모형실험 계획 수립 - 월류 및 내부침식 제체 모형실험 - 월류 등으로 인한 붕괴시 간극수압, 토압 계측 - 월류 및 내부침식 제체 변형 및 파괴형상 분석 <p>나. 2차년도 주요 연구내용</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 월류대책 수립을 위한 농업용저수지 홍수특성 분석 <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 규모별 홍수유입량 분석 - 농업용저수지 홍수지체 및 저류 특성분석 ○ 저수지 제체 보호기술 조사 및 분석 <ul style="list-style-type: none"> - 저수지 제체 월류 및 내부침식 보호기술 조사분석 - 저수지 붕괴방지를 위한 비구조적 대책 수집분석 ○ 제체 보호기술 수치해석 분석 및 평가 <ul style="list-style-type: none"> - 수치해석 프로그램을 이용한 제체 보호기술 분석 - 제체 보호기술별 수치해석·모형실험 결과 분석 ○ 저수지 제체 월류 보호기술 모형실험 <ul style="list-style-type: none"> - 월류유도 구간 및 월류유도 여수로 설치 모형실험 - 간극수압, 토압 등 계측을 통한 붕괴거동 분석 - 보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석 ○ 저수지 제체 내부침식 보호기술 모형실험 <ul style="list-style-type: none"> - 하류부 드레인, 복통보강기술 모형실험 - 간극수압, 토압 등 계측을 통한 붕괴거동 분석 - 보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석 <p>다. 3차년도 주요 연구내용</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 농업용저수지 제체 보호기술 및 수치해석 방안 <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 피해사례 및 붕괴원인 분석
------------------------	--

	<ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 현황 및 정밀안전진단 결과 분석 - 농업용저수지 내부침식 수치해석 방안 - 농업용저수지 제체 붕괴 방지 방안 ○ 월류 유도수로 및 제체의 동적 거동 특성 연구 <ul style="list-style-type: none"> - 월류 유도수로 모델링 기법 개발 - 원심모형실험에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 취약성 평가 - 수치해석에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 거동 특성 평가 ○ 저수지 제체의 내부침식 방지 및 내진성능평가 <ul style="list-style-type: none"> - 저수지 제체 내부 침식 방지를 위한 모형실험 - 저수지 제체 보호기술 개발 보완 모형실험 - 저수지 제체 보호기술 내진성능 평가 ○ 월류 유도수로 설계기술 개발 <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 여수로 및 취수시설 분석 - 농업용저수지 홍수량 특성 분석 - 제체붕괴 방지를 위한 월류 유도수로 설계기술 개발
<p style="text-align: center;">연구개발성과</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 정량적 성과 <ul style="list-style-type: none"> ○ 연구종료까지 특허출원 1건, 논문(비SCI) 출판 5편, 학술발표 17건, 수상실적 3건을 수행하였음 2. 정성적 성과 <ul style="list-style-type: none"> ○ 농업용저수지 붕괴원인 및 붕괴방지 기술분석 <ul style="list-style-type: none"> - 국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석 - 농업용저수지 제체 취약부 분석 - 농업용저수지 붕괴원인 분석, 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술분석 ○ 농업용저수지 월류 및 내부침식 붕괴방지 기술 개발 <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 제체 월류 및 내부침식 모형실험 - 농업용저수지 월류 및 내부침식 제체 거동 특성 규명 - 모형실험 및 대형실험을 통한 제체보호기술 적용 및 개발 - 제체 보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석 - 수치해석을 통한 월류·내부침식 붕괴방지를 위한 제체보호기술 검증
<p style="text-align: center;">연구개발성과의 활용계획 (기대효과)</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ 농업용저수지 붕괴시 거동 및 변형 특성 분석을 통하여 안전진단 및 안전점검시 취약부 점검자료로 활용 ○ 물리 모형실험을 통한 저수지 붕괴시 구조물의 거동, 변형 특성 등을 합리적으로 평가하여 국내 농업용저수지의 취약부 분석에 활용 ○ 농업용저수지 제체 특성에 맞는 월류 및 내부침식에 의한 보강방법을 개발하여 농업기반시설의 효율적이고 체계적인 관리에 활용 ○ 기상이변, 각종재해로 인한 피해저감 대책 수립 및 사전 예방으로 재해 대처 능력 향상에 활용 ○ 월류시 저수지 제체의 보호공법 적용성 제시 ○ 파이핑 방지를 위한 저수지 하류사면의 보수보강방법 제시

	<ul style="list-style-type: none"> ○ 월류 유도수로 설치시 제체붕괴 억제 성능평가 ○ 저수지 복통 누수에 의한 제체의 침투특성 ○ 노후화된 농업용 저수지 리모델링시 설계방법 제시 ○ 저수지 붕괴로 인한 재해위험 예방능력 강화 ○ 노후화된 저수지의 단기 및 장기적인 보강방법 제시, 중소규모 저수지에 적합한 리모델링 방법 연구, 정밀안전진단 방법 개선 등 농업용 저수지의 안정성 평가에 직접 활용 ○ 농업용저수지 제체 특성에 맞는 월류 및 내부침식에 의한 보강방법을 통한 농업기반시설의 효율적이고 체계적인 관리에 활용 				
국문핵심어 (5개 이내)	농어용저수지	월류	내부침식	붕괴	월류유도수로

SUMMARY

Purpose& Contents	<p>1. Purpose of study</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ The ultimate goal of this study is to develop a method to prevent the collapse of agricultural dams due to overtopping and internal erosion. <p>2. Research content</p> <p>A. 1st year research content</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Cause of major collapse of agricultural dam and analysis of prevention technology <ul style="list-style-type: none"> - Analysis of agricultural dam statistics and safety diagnosis status - Case analysis of domestic and overseas dam and reservoir collapse - Investigation and analysis of causes of reservoir collapse - Analysis of agricultural dam protection method and collapse prevention technology ○ Characterization of collapse due to overtopping and internal erosion of agricultural dam <ul style="list-style-type: none"> - Model test of overtopping and internal erosion - Measurement of pore water pressure and earth pressure during overtopping and internal erosion - Analysis of the destruction form of agricultural dam by overtopping and internal erosion <p>B. 2st year research content</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Cause of major collapse of agricultural dam and analysis of prevention technology <ul style="list-style-type: none"> - Analysis of agricultural dam statistics and safety diagnosis status - Case analysis of domestic and overseas dam and reservoir collapse - Investigation and analysis of causes of reservoir collapse - Analysis of agricultural dam protection method and collapse prevention technology ○ Development of protection technology for overflow and internal erosion <ul style="list-style-type: none"> - Model experiment of reservoir embankment overflow protection method - Model experiment of reservoir embankment erosion protection method - Application of reservoir embankment protection method through model <p>C. 3st year research content</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Agricultural reservoir system protection technology and numerical analysis method <ul style="list-style-type: none"> - Analysis of damage cases and causes of collapse of agricultural
----------------------	--

	<p>reservoirs</p> <ul style="list-style-type: none"> - Analysis of agricultural dam statistics and safety diagnosis status - Numerical analysis method for internal erosion of agricultural reservoirs <p>○ Dynamic behavior characteristics of overflow waterway</p> <ul style="list-style-type: none"> - Development of overflow waterway modeling technique - Dynamic vulnerability evaluation of overflow induced overflow waterway by centrifugal model test - Dynamic vulnerability evaluation of overflow induced overflow waterway by numerical analysis <p>○ Internal erosion prevention and seismic performance evaluation of the reservoir</p> <ul style="list-style-type: none"> - Model experiment to prevent internal erosion of reservoir - Seismic performance evaluation of reservoir protection technology <p>○ Development of design technology for overflow waterway</p>
<p>Results</p>	<p>1. Quantitative achievement</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ 1 patent applications, 5 non-SCI publications, 13 conference presentations, 3 academic presentation excellent papers <p>2. Qualitative achievement</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Analysis of causes of reservoir collapse and collapse prevention technology <ul style="list-style-type: none"> - Analysis of agricultural dam statistics and safety diagnosis status - Case analysis of domestic and overseas dam and reservoir collapse - Investigation and analysis of causes of reservoir collapse - Structural weakness analysis of agricultural dam - Analysis of agricultural dam protection method and collapse prevention technology ○ Development of technology to prevent overflow and internal erosion collapse of agricultural reservoirs <ul style="list-style-type: none"> - Behavior of Infiltration and Failure for Agricultural Reservoir Embankment by Model Test - Model test of overtopping and internal erosion - Analysis of the destruction form of agricultural dam by overtopping and internal erosion - Development and verification of technology to prevent overflow and internal erosion collapse
<p>Expected Contribution</p>	<ul style="list-style-type: none"> ○ Used as data on the collapse of reservoir due to overtopping and internal erosion in agricultural dams ○ Used for repair and reinforcement of reservoirs that need reinforcement to prevent overflow and infiltration ○ Used as inspection data for precise safety diagnosis and safety inspection

	of agricultural dams ○ Improvement of construction technology to secure the safety of agricultural reservoirs by establishing reinforcement method for overtopping and internal erosion of earth fill dams ○ Reduce recovery cost and prevention of damage in case of heavy rain due to climate change				
Keywords	Agricultural Dam	Overtopping	Internal erosion	Collapse	Overflow Waterway

< CONTENTS >

1. Summary of Research and Development Project	13
2. Research Contents and Results	15
3. Achievement rate of goal and contribution to related field	343
4. Application plan of research results	345
5. References	346

〈 목 차 〉

1. 연구개발과제의 개요	13
2. 연구수행 내용 및 결과	15
3. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도	343
4. 연구결과의 활용 계획 등	345
5. 참고 문헌	346

1. 연구개발과제의 개요

1-1. 연구개발 목적

본 연구의 최종목적은 집중호우에 의한 농업용저수지 제체 월류 및 내부침식 보호공법 개발이며, 저수지 제체 주요 붕괴원인 및 붕괴방지 기술조사 분석, 대형모형실험 및 원심모형실험에 의한 월류 발생시 제체 보호기술, 내부침식시 제체 및 복통 보호기술 개발을 연구목적으로 하였다.

1-2. 연구개발의 필요성

최근 들어 전 세계적 기후변화 및 도시화 등 환경 변화에 따른 대규모 자연재난이 빈번하게 발생되고 있으며, 최근 자연재난 피해액은 1970년대에 비해 약 10배로, 향후에도 기후변화 등으로 인하여 자연재난 발생빈도는 가속화될 것으로 판단되고 있다.

국내 농업용저수지의 경우 50년 이상 경과된 노후화된 저수지가 전체 저수지 17,313개의 82%로, 기상이변·지진 등 자연재해 발생 시 구조적 취약성이 시설 노후화로 인해 점차 증대되고 있다.

농업용저수지의 제체가 집중호우 등으로 인한 월류 및 제체 파이프 등으로 인한 붕괴 시 주변지역 및 하류지역에 예측하기 어려운 경제적, 산업적 피해가 발생 될 것으로 예상되므로, 불가피하게 저수지가 월류하는 조건이 형성시, 제체 붕괴로 인한 피해발생을 방지하기 위하여 선제적 대응이 필요하다.

농업용저수지 제체의 경우 암석, 사질토와 점토 등 이질재료로 축조되어 있기 때문에 한 가지 재료로 축조되는 성토구조물과 비교하여 복잡한 거동을 하게 된다.

대부분 흙댐으로 건설된 농업용저수지 제체의 월류는 안전성 측면에서 매우 위험하나 현재는 저수지 월류 상황만을 구현한 모형실험을 통해 기초연구만 진행된 상태이며, 제체의 내부침식에 의한 파이프에 관하여는 모형실험 관련된 기초연구조차 진행되지 않은 상황이다.

따라서, 농업용저수지 제체 특성을 고려하여 집중호우 발생 시 제체의 월류 및 침식으로 인한 붕괴 가능성에 대처할 수 있도록 제체 붕괴방지 공법 개발하고 재해에 대한 취약성을 개선할 필요가 있다.

또한, 이를 실질적으로 현장에 적용 할 수 있도록 연구과정에서 모형 및 대형실험을 병행하여 결과를 검증할 필요성이 있다.

1-3. 연구개발 범위

- 농업용 저수지 제체 주요 붕괴 원인 분석
 - 농업용저수지 통계 및 안전진단 현황 조사
 - 국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석
 - 댐 붕괴원인 및 제체 취약부 분석
 - 저수지 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술 분석
- 저수지 월류 및 내부침식 제체 거동 특성 규명
 - 월류 및 내부침식 등 실내모형실험 계획 수립
 - 월류 및 내부침식 제체 모형실험

- 월류 등으로 인한 붕괴시 간극수압, 토압 계측
 - 월류 및 내부침식 제체 변형 및 파괴형상 분석
- 월류대책 수립을 위한 농업용저수지 홍수특성 분석
 - 농업용저수지 규모별 홍수유입량 분석
 - 농업용저수지 홍수지체 및 저류 특성분석
 - 저수지 제체 보호기술 조사 및 분석
 - 저수지 제체 월류 및 내부침식 보호기술 조사분석
 - 저수지 붕괴방지를 위한 비구조적 대책 수집분석
 - 제체 보호기술 수치해석 분석 및 평가
 - 수치해석 프로그램을 이용한 제체 보호기술 분석
 - 제체 보호기술별 수치해석·모형실험 결과 분석
 - 저수지 제체 월류 보호기술 모형실험
 - 월류유도 구간 및 월류유도 여수로 설치 모형실험
 - 간극수압, 토압 등 계측을 통한 붕괴거동 분석
 - 보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석
 - 저수지 제체 내부침식 보호기술 모형실험
 - 하류부 드레인, 복통보강기술 모형실험
 - 간극수압, 토압 등 계측을 통한 붕괴거동 분석
 - 보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석
- 농업용저수지 제체 보호기술 및 수치해석 방안
 - 농업용저수지 피해사례 및 붕괴원인 분석
 - 농업용저수지 현황 및 정밀안전진단 결과 분석
 - 농업용저수지 내부침식 수치해석 방안
 - 농업용저수지 제체 붕괴 방지 방안
 - 월류 유도수로 및 제체의 동적 거동 특성 연구
 - 월류 유도수로 모델링 기법 개발
 - 원심모형실험에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 취약성 평가
 - 수치해석에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 거동 특성 평가
 - 저수지 제체의 내부침식 방지 및 내진성능평가
 - 저수지 제체 내부 침식 방지를 위한 모형실험
 - 저수지 제체 보호기술 개발 보완 모형실험
 - 저수지 제체 보호기술 내진성능 평가
 - 월류 유도수로 설계기술 개발
 - 농업용저수지 여수로 및 취수시설 분석
 - 농업용저수지 홍수량 특성 분석
 - 제체붕괴 방지를 위한 월류 유도수로 설계기술 개발

2. 연구수행 내용 및 결과

제1장 농업용저수지 제체 붕괴원인 및 붕괴방지 기술 현황

제1절 농업용저수지 현황

댐과 관련된 사고 발생시에는 붕괴와 유실이 혼동되어 사용되는데 이와 관련된 사전적의미를 찾아보면 토목용어대사전에서는 붕괴를 “외력의 증가없이 구조물의 변형이 갑자기 증가하는 상태”, 농공용어대사전에서는 제방붕괴를 “침식과정과 중력의 영향을 받아서 하안이나 제방의 사면을 구성하는 물질이 떨어져 나가는 것”으로 정의하고 있으며, 유실은 국어사전에 “단순히 떠내려가서 없어짐”으로 정의하고 있어 본 연구의 댐 붕괴의 정확한 의미는 아닌 것으로 판단된다.

따라서, 본 연구에서의 댐(제체) 붕괴라는 것은 홍수 등 기타요인에 의하여 구조물의 변형이 급격하게 증가하여 댐의 근본적인 목적인 저수능력 일부 또는 전부를 상실한 상태로 정의하는 것이 적절할 것으로 판단된다.

국제대댐위원회(ICOLD)에서의 1900년과 1973년 사이에 붕괴된 높이 15m이상의 댐에 대한 조사결과를 살펴보면 댐의 주요한 붕괴 요인은 월류 및 부적절한 여수로(34%), 기초부 결함(30%), 파이핑(28%) 등 이었다.

“콘크리트 댐은 기초부 결함(53%), 흙댐의 경우 파이핑과 침투(38%) 및 월류(35%)에 의하여 붕괴가 발생되었으며, 설계시 설계홍수량의 과소 산정, 기초 지질의 부적절한 처리도 댐 붕괴의 주요원인으로 볼 수 있다.”(댐 및 제방의 설계·시공·안전관리기술, p367)

우리나라의 저수지는 앞서 저수지 제체의 통계분석에서 나타난 바와 같이 준공이후 50년 이상 지난 저수지가 82%에 달할 정도로 시설의 노후화가 심각하다. 제체 및 부속 구조물의 노후화가 진행될수록 월류나 내부침식등에 따른 저수지의 붕괴확률은 증대된다고 판단할 수 있으므로 이에 신속한 대한 대책수립이 필요한 실정이다.

국내에서는 대규모 댐이 붕괴된 경우는 거의 없으나, 태풍이나 집중호우로 인한 급격한 유입량 증가로 소류지가 붕괴된 사례는 상당수 있으며, 국내의 댐, 저수지 붕괴사례는 대부분 태풍이나 집중호우에 의한 홍수발생이 주요한 원인이나, 일부 저수지의 경우에는 파이핑 등 내부침식에 의하여 붕괴된 경우도 있는 것으로 나타났다.

해외에서는 태풍, 집중호우 외에도 지진, 폭격, 시공불량 등 다양한 댐 붕괴사례가 존재하나 대부분은 우리나라와 마찬가지로 홍수에 의한 사례가 많다.

1. 국내 저수지 제체 붕괴 사례

국내에서는 아직 최근까지 대규모 댐이 붕괴되어 막대한 피해를 발생시키는 경우는 없었으며, 대부분 태풍이나 집중호우 발생시에 홍수로 인한 소규모의 소류지나 농업용 저수지가 붕괴된 사례는 많이 있다.

가장 오래전에 발생하였으며 인명피해는 가장 많았던 1961년에 효기리 댐 붕괴, 1996년에 붕괴된 발전 전용댐인 연천댐이 있으며, 2002년에 기록적인 폭우를 몰고 와 많은 농업용저수지 붕괴를 유발한 태풍 루사로 붕괴된 장현, 동막, 경포저수지가 대표적 사례라고 볼 수 있다.

2002년 태풍 루사 내습시에는 강릉시내에 생활용수를 공급하는 대규모 농업용저수지인 오봉댐도 붕괴위험에 노출된 바 있다. 이는 모두 단기간의 극단적인 집중호우로 인하여 당초 농업용저수지의 설계홍수량인 200년빈도나 기왕최대홍수량을 초과한 것이 원인이라 볼 수 있다.

또한, 1987년과 1998년은 다른 해에 비하여 전국적으로 태풍과 집중호우가 많이 발생하여 소규모의 소류지가 많이 붕괴되었던 해로 기록되었다. 이 소류지들은 당시 빈번한 강우에 의하여 약해진 상태에서 장기간 강우가 지속됨에 따라 제체가 포화되어 간극수압이 증가하고, 유효응력이 감소하여 붕괴된 것으로 판단된다.

본 연구에서는 국내의 댐 및 소류지 붕괴사례를 수해방지대책보고서(1999) 등 다양한 문헌자료, 기존 보고서, 인터넷, 신문기사 등을 통하여 조사한 후 각 문헌별 중복된 자료와 추가된 자료를 정리하여 <부록>에 수록하였다.

검토결과 국내의 댐 및 소류지 붕괴사례 수집자료는 모두 120건을 수집하였으나 종합적인 자료가 아닌 단편적인 내용만이 수록되어 있어 저수지 제원, 붕괴단계, 피해상황 등 체계적인 자료취득이 곤란하였다.

따라서, 수집가능한 자료를 바탕으로 댐이나 소류지의 명칭과 행정구역명을 농업기반시설관리시스템(RIMS)과 비교하여 댐 형식, 준공년도 등 보완 가능한 자료를 추가보완하여 국내 댐 및 소류지 붕괴사례 자료를 데이터베이스화 하였다.

수집자료 120건 중 댐 형식으로 구분할 수 있는 107건의 자료를 이용하여 댐 형식을 구분하면 표 1.1에 정리한 바와 같이 필댐 중 균일형 필댐이 45건, 존형 필댐이 61건, 콘크리트댐은 1건으로 나타났다.

[표 1.1] 댐 형식별 댐 붕괴사례 현황

구 분	계	필댐			콘크리트댐	비고
		계	균일형	존형		
저수지수	17,313	17,292	7,651	9,640	21	
붕괴사례	107	106	45	61	1	
발생비율(%)	-	0.6	0.6	0.6	4.8	

※ 수집자료 120개소 중 13개소는 댐 형식 불명확

필댐의 붕괴사례 중 균일형 필댐이 전체 붕괴사례 106건중 45건으로 42.5%이며, 존형 필댐의 61건으로 57.5%를 차지하고 있어, 실제 붕괴사례는 존형 필댐의 비율이 더 높은 것으로 나타

났다.

따라서, 단편적으로 살펴보면 준형 필댐의 붕괴빈도가 크다고 볼 수도 있으나 실제 우리나라 농업용저수지 전체의 필댐 형식 비율을 살펴보면 준형이 55.7%, 균일형이 44.2%를 차지하고 있으므로 필댐의 특정 형식의 붕괴빈도가 높다고 판단할 수는 없으며, 필댐의 형식별 차이는 없다고 볼 수 있다. 콘크리트댐의 경우 저수지수가 워낙 작고 사례가 1건으로 붕괴비율 비교는 의미가 없을 것으로 판단된다.

국내 소류지 및 댐 붕괴사례를 붕괴 발생년도로 구분하여 살펴보면 대부분 집중호우 및 태풍 내습시 주로 붕괴사고가 발생한 것을 알 수 있다.

수집자료 120건 중 가장 많은 붕괴사례가 발생한 연도는 1998년으로 수집된 자료 총 120건 중 35%인 42건이 1998년에 발생하였다.

1998년에는 유난히 집중호우가 많았던 해로 7월 31일부터 8월 18일까지 호우가 집중되었으며, 당시 하루 최대 강수량으로는 1998년 8월 4일 경기 강화에서 619.5mm가 내려 연 강수량의 50%에 해당하는 강수량이 하루에 내렸다. 당시 전국적으로 집중호우가 지속되었으며, 이재민 24천명, 1조2천억원의 재산피해가 발생하였다.

다음으로는 태풍루사가 상륙한 2002년 14건, 태풍 셀마가 상륙했던 1987년 9건으로 대부분 집중호우나 태풍의 상륙에 의한 폭우로 인하여 소류지나 댐이 붕괴한 것으로 조사되었다.

국내 소류지 및 댐 붕괴건수를 발생년도로 분류한 것은 아래의 표 1.2와 같다.

[표 1.2] 국내 소류지 및 댐 붕괴 발생년도별 분류

발생연도	1961	1972	1980	1987	1996	1998	1999	2002	2003	2004	2005
건수	1	1	1	9	1	42	5	14	4	2	4
발생연도	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2016	합계
건수	6	4	1	3	2	1	4	5	7	3	120

살펴본 바와 같이 국내의 댐 및 소류지 붕괴사례를 살펴보면 대부분 태풍이나 집중호우 등으로 저수지 제체의 월류, 여수로나 방수로 부분의 설계홍수 초과로 인한 전도, 외제사면의 슬라이딩 등이 주요원인으로 판단되나, 저수지별로 구체적인 피해원인에 대한 조사가 수반되지 않아 파괴 원인에 대한 정확한 분류 및 통계분석은 어려운 상황이다. 대표적인 저수지에 대한 붕괴사례를 설명하면 다음과 같다.

가. 효기리댐

1961년 7월 11일 20시부터 24시까지 4시간 동안 내린 폭우로 전라북도 남원 일대에 큰 수해가 발생했다. 효기리댐은 전북 남원군 이백면 효기리에 위치하며 이때 폭우로 저수지 제체가 붕괴되며 하류에 위치한 대부분의 가옥이 침수되었다.

효기리댐은 높이 15m, 길이 약 115m, 저수용량 270천m³이며, 당시의 남원농지개량조합의 자료에 의하면 1961년 7월 11일 20시에서 22시 30분 사이에 내린 강수량이 150mm로 댐의 여수로의 홍수배제능력을 초과하는 홍수량으로 저수위가 갑자기 상승하며, 댐의 제체를 월류하여 약 60m 구간이 결괴·유실되었다.

갑작스런 저수지 제체의 붕괴로 하류에 위치한 효기마을에서 190여명에 달하는 인명피해가 났다. 당시 보고에 따르면 마을 전체가 1.3m에서 2.0m로 침수된 것으로 추정되고 있으며 저수지 비상대처계획(EAP)이나 홍수예경보시스템의 중요성을 나타내 주는 사고이다.



[그림 1.1] 남원 수해지구 주민들 모습(국가기록원)

나. 연천댐 붕괴

연천댐은 대체에너지 개발을 위하여 민간에 의한 소수력 발전사업을 권장하던 정부방침에 의하여 건설된 소수력 발전용 댐으로, 임진강의 제1지류인 한탄강에 건설되었다.

1986년 11월에 준공된 연천 소수력 발전소는 우리나라 최초의 소수력 발전소로 붕괴 당시까지 운영중인 소수력 발전소 가운데 가장 큰 규모였다. 연천댐은 경기도 연천군 청산면 궁평리에서 경기도 연천군 전곡면 신답리를 가로질러 건설된 댐으로서 유역면적 1,838km², 댐 길이 169.5m, 댐 높이 22m(EL.53.5m)이며, 총저수량 13백만m³, 설계홍수량은 5,230m³/s인 콘크리트 문비형 토사혼합식 댐이다.

댐이 위치한 연천지역에는 1996년 7월 26일부터 28일 오전까지 계속된 집중호우로 약 700mm의 강우가 발생하였고, 1일 최대 강우량은 약 400mm에 달했다. 연천댐은 발전소 수문 7개를 모두 개방하고 댐 수위를 조절하려고 하였으나, 1996년 7월 27일 오전 9시가 넘어 댐 양안으로 월류되면서 30분만에 우측 댐체가 붕괴된 것으로 알려졌으며 붕괴원인에 대한 정확한 연구결과는 나오지는 않았다.

1996년 10월 수자원학회에서 발간된 「96년 7월 경기·강원 북부지역 홍수 피해」에서 조사한 결과에 의하면 7월 27일 오전 9시경 유입량은 약 7,540m³/s로 추정하고 있으며 이는 연천댐 200년빈도 설계홍수량 5,230m³/s 보다 약 2,300m³/s 초과하는 유량이다.



[그림 1.2] 연천댐 붕괴

이 댐의 붕괴로 인하여 하류에 위치한 한탄강 유원지의 가옥 약 50여 채가 전파된 것으로 나타났다. 유역전체에 걸쳐 홍수가 발생하여 연천댐의 붕괴로 인하여 피해가 얼마나 가중되었는지는 알 수 없다.

다. 장현·동막저수지 붕괴

강원도 강릉시에 위치한 장현·동막저수지 붕괴의 직접 원인은 현재까지 우리나라에 가장 많은 피해를 준 태풍 1위를 차지하고 있는 태풍 “루사”에 의한 집중호우이다.

2002년 8월 말에 한반도에 상륙했던 태풍 “루사”는 상륙 당시에 최대 순간풍속 39.7m/s, 중심 최저기압은 970hPa이었으며, 124명이 사망하고 60명이 실종되었으며 총 5조 1497억원의 재산피해를 냈다.

2002년 8월 30일 강원지역에 내습한 태풍 “루사”에 의하여 영동지역은 24시간 최대 강우량이 334~944.5mm를 기록하였으며, 이때 강릉지역의 강우량은 건설교통부(2000)에서 추정된 강릉지역의 25km²에 대한 PMP 강우량을 초과하여 강릉지역에 발생 가능한 24시간 최대강우량에 근접하여, 우리나라의 가능최대강수량도(PMP도)를 재작성하는 계기가 되었다.

태풍 “루사”는 앞서 설명한 바와 같이 강릉지역을 통과하는 동안 기록적인 폭우를 동반하였으며, 특히 8월 31일 19시에서 23시까지 5시간동안 56mm/hr 이상의 강우강도를 기록하여 이 시간대 장현저수지 붕괴, 오봉댐의 최고수위 도달, 강릉시까지 대규모 침수 등 피해가 집중되었다.

남대천 제1지류인 섬석천 수계에 속하는 장현, 동막저수지는 홍수조절기능이 전혀 없는 농업용 저수지로서 장현, 동막저수지 붕괴로 인하여 하류지역의 주택유실, 농경지 침수 등 홍수피해를 가중시켰다.

(1) 장현저수지

장현저수지는 유역면적은 11.52km², 제체 길이 170m, 제체 높이가 14.8m인 농업용 저수지로서 섬석천 수계에 위치하고 있다. 장현저수지는 설계홍수량 190m³/s로 설계된 저수지로 홍수배제 시설은 측구식 여수로 구조로 길이는 80m이었으며, 붕괴당시 설계홍수량을 초과하는 313m³/s 이상의 홍수량으로 인하여 여수로 시설을 포함한 약 53m가 유실되었다.

장현저수지는 8월 31일 오전 10시 50분경에 홍수위를 넘어섰으며, 11시 10분 경에는 여수로가 유실되었고, 21시 10분경에 완전 붕괴되어 약 200만m³의 저수량이 약 1시간에 걸쳐 유출되었다.

여수로를 월류하는 과도한 홍수량으로 인하여 저수지 좌안측 댐 제체가 약 80m 정도 유실되었다. 그림에서 볼 수 있는 저수지의 붕괴로 인해 하류지역에 위치한 모산의 13가구가 유실되어 큰 인명피해를 당하였으며, 저수지의 영향권에 있는 약 1.5km 구간의 농경지가 침수되거나 매몰되는 피해를 입었다.



[그림 1.3] 장현저수지 여수로 붕괴 현장

(2) 동막저수지

동막저수지는 유역면적 1.86km², 제체 길이 420m, 제체 높이 24.1m인 농업용 저수지로 장현저수지와 마찬가지로 섬석천 수계에 위치하고 있다.

동막저수지의 여수로도 장현저수지와 마찬가지로 측구식 여수로 구조를 가지고 있었으며, 여수로의 설계홍수량 14m³/s를 초과하는 67m³/s이상의 홍수량으로 인하여 여수로 시설을 포함한 약 57m가 유실되었다.

동막저수지의 완전붕괴는 8월 31일 20시 이후에 발생되었으며, 홍수로 인한 급격한 수위상승과 저수지 붕괴에 따른 수위급강하에 의한 것으로 판단되는 제체 포락이 약 175m 정도로 발생되었다.



[그림 1.4] 장현저수지 붕괴 및 하류부 피해 현장



[그림 1.5] 동막저수지 붕괴 현장



[그림 1.6] 동막저수지 붕괴 및 하류부 피해 현장

라. 산대 저수지

산대저수지는 경상북도 경주시 안강읍 산대리에 위치한 저수지로, 높이 12.2m, 길이 210m, 총 저수량 246천톤으로 1964년에 준공된 필댐이다.

산대저수지는 2013년 4월 12일 14시경 제체가 붕괴되었으며, 관계기관 합동조사결과 산대저수지는 중심코어가 없는 균일형 흙댐으로 준공이후 사용연한 50여년이 경과된 노후화된 저수지로, 제체하단에 위치한 복통과 제체의 접촉면을 따라 오랜기간 동안 내부침식으로 인한 유로형성 및 복통주변 공동화로 인한 파이핑으로 제체가 붕괴된 것으로 파악되었다.

피해상황은 저수지 통관 주변 제체 일부(높이 8m, 길이 10m)가 파손되고, 하류부 농경지 2ha, 상가 5개소 및 차량 13대가 침수되었으며, 인근 도로와 안강 종합운동장 인조잔디에 토사가 유입되었다.

산대저수지의 붕괴로 인한 피해는 크지 않았으나, 파이핑으로 인한 붕괴로 사회적으로 노후화된 저수지에 대한 안전진단 및 관리체계의 강화가 중요하다는 점을 나타낸 사고였다.



[그림 1.7] 산대저수지 붕괴사진(외측)



[그림 1.8] 산대저수지 붕괴사진(내측)

2. 국외 저수지 제체 붕괴 사례

세계적으로 댐 및 저수지 사고 및 제체 붕괴사례는 국내보다 사례가 많고 다양한 원인으로 발생한다.

과거 전 세계에서 발생한 댐 사고는 약 15만 개소에 이르고 있으며 12세기 이후에 2,000여개 댐이 손상을 입었고 20세기 이후에는 200여개 소에서 댐 사고가 발생하여 약 238,000명이 사망하였으며 1950년 이전에 건설된 댐은 약 2.2%, 그 이후에 건설된 댐은 0.5%가 붕괴되었다고 세계대댐회(ICOLD)는 밝히고 있다.

기존 보고서인 충도저수지 비상대처계획(2007)에서는 외국의 댐 붕괴 사례에 대한 자료를 기존 자료, 각종 문헌 및 보도자료, 인터넷을 통해 조사하여 155건의 댐 붕괴 사례에 대한 댐의 제원, 붕괴 발생원인, 붕괴 형상 및 규모, 댐 하류에서의 피해상황 등 이용 가능한 자료를 수집 및 정리한 바 있다.

본 연구에서는 기존 관련 연구에서 수집된 국외의 댐, 저수지 붕괴사례 자료를 수집하고, 기존 관련연구에서 누락되거나 그 이후에 발생한 외국의 댐 붕괴자료 36건을 추가로 수집하여 [부록]에 정리하였으며, 댐 붕괴원인이 규명된 대표적인 사례를 소개하였다.

그러나, 댐 붕괴사례의 자료가 원인규명을 위한 보고서 형태로 존재하는 것이 아니라, 각종 문헌이나 보도자료, 인터넷 등으로 붕괴사건별로 단편적으로 기록되어 있어 완전한 분석을 위한 자료를 수집하는 것은 현실적으로 어려웠으며 기존에 정리된 자료나 신규로 보완된 자료도 붕괴원인, 댐형식, 댐제원 등 관련자료가 완전하게 정리되어 있지 않고 일부는 누락되어 있으므로 항목별 분석시에는 자료가 있는 붕괴건수에 대하여만 분석을 수행하였다.

수집자료 191건 중 댐 형식으로 구분할 수 있는 151건의 자료를 이용하여 댐 형식을 구분하면 표 1.3에 정리한 바와 같이 필댐이 125건, 콘크리트댐은 21건이고 나머지 5건은 표면차수벽형석괴댐(CFRD)으로 구분할 수 있다.

필댐 125건에는 흙댐(erath fill dam) 106개, 사력댐(earth-rock fill dam)이 19개로 나타났으며, 콘크리트댐 21개는 중력식 11개, 아치형 8개, 부벽식 1개, 복합식이 1개로 나타났다.

[표 1.3] 댐 형식별 댐 붕괴사례 현황

계	필 댐			콘크리트댐					CFRD
	계	흙댐	사력댐	계	중력식	아치식	부벽식	복합식	
151	125	106	19	21	11	8	1	1	5

※ 수집자료 191개소 중 40개소는 댐 형식 불명확

금세기의 대표적인 댐 사고 사례로는 1975년 8월에 중국 허난성에 있던 Banqiao댐의 붕괴로 230,000명이 물에 휩쓸려 사망한 것으로 추정되고 있으며 이재민만 11백만명에 이르렀던 것으로 나타났다.

또한, 1976년 6월 5일에 미국의 Teton댐이 붕괴되어 약 370백만m³의 물이 댐 하류지역의 농경지와 도시들을 덮쳐 11명이 사망하고 약 20억\$의 재산피해가 발생한 것으로 추정되고 있다.

또한 대만에서는 1999년 9월 20일에 규모 7.7의 지진이 발생하여 대만 최대의 용수공급원이었던 Shihkang댐이 붕괴되었고 이탈리아의 Vaiont댐은 상류측 좌안에서 사면이 붕괴되어 저수된 물이 월류하여 하류지역에 있던 2,600명이 사망하는 등 많은 재산피해가 발생하였다.



[그림 1.9] Banqiao 댐 붕괴(중국)



[그림 1.10] Shihkang댐 붕괴(대만)

가. Austin Dam

Austin Dam은 Bayless Paper Company가 제지공장을 건설하기 위한 안정적인 수원을 확보하기 위하여 프리먼 런 벨리를 가로질러 건설한 댐으로서 미국 펜실베이니아주 오스틴 인근 키팅타운에 위치하고 있으며, 댐길이 160m, 높이 15m, 저수량 760천 m^3 의 콘크리트 중력식 댐이다.

건설비용은 86,000달러로 설계당시에는 댐 폭을 30피트 두께로 설계하였으나, 실제 시공시에는 20피트 두께로 건설되었다.

Austin Dam은 댐 시공 후 첫 담수를 시작하면서 댐 하류부 끝에서 6인치의 침하가 확인되었으며, 여수로 부분에서는 13인치 정도의 변위가 발생하였다. 댐의 부분적인 침하와 변위 발생으로 담수를 중단하고, 안전진단을 통하여 원인을 파악하고 보강 조치를 취하여야 했음에도 불구하고, 댐 운영자인 Bayless Pulp & Paper Company에서는 담수를 계속 시행하였다.

이에 따라 1911년 9월 30일 댐 기초부에서의 대규모 활동과 함께 하류방향으로 전도가 발생하여 전체적인 댐 붕괴가 발생하였다.

Austin Dam 붕괴로 78명이 사망하고 인적피해가 발생하였으며, 하류부 인구 2,000명의 도시가 전체적으로 침수피해를 입었다.

댐 붕괴의 직접적인 원인은 공학적으로 취약한 기초부와 콘크리트와의 부착력 부족과 댐 콘크리트가 응결되기 전에 담수가 시작되어 댐체의 기초부로의 과도한 수압작용이 원인으로 작용하였다.



[그림 1.11] (좌)Austin Dam 흔적, (우)댐 붕괴로 파손된 학교

나. Teton Dam

Teton Dam은 미국 아이다호 동쪽의 Teton River에 설치된 댐으로 프리몬트와 매디슨 카운티 사이의 주 동부에 위치하며 미 연방기관인 미개척국(USBR)에서 설계되었다.

댐 건설목적은 홍수조절 및 농업용수 공급이며, 1972년 착공하여 1976년 준공한 댐으로서 댐 높이가 93m, 댐 길이 940m, 저수용량은 356백만 m^3 달하는 거대한 중심코어형 사력댐이다.

1976년 6월 3일 Teton Dam은 건설이 완료된 후 초기 담수를 시작하는 동안 댐 우안 암반지역에 소량의 누수가 발생되었는데, 이에 의해 육안관찰이 매일 시작되었으며, 정기적인 계측주기도 1주 1회에서 1주 2회로 증가되었다.

6월 5일 오전 7시에서 8시 사이, 우안부 EL.1,538m 지점에서 초당 0.6~0.8 m^3 의 심각한 누수가 발생하기 시작하였으며, EL.1,583m지점의 댐 우안에서도 혼탁한 흙탕물이 관찰되었다.

이 두가지 누수는 댐체와 원지반의 접합부에서 발생되었는데, 3시간 이후에 이 흐름들은 현저하게 증가되었으며, 오전 10시경에는 댐체 사면에서 약 0.4 m^3/s 의 큰 누수가 발생되었다[그림 1-13].

이 누수량은 점점 증가되었으며, 댐측에서 거의 수직으로 제체부 11m 까지 확대되면서 약 1.8m 직경의 공동이 발생되었고 점차 유출이 진행되면서[그림 1-14], 이 공동은 제체 상부로 발전되었다[그림 1-15].

오전 11시경에는 제체 상류사면 부근의 저수지에 소용돌이가 발견되었으며, 11시 30분경에 댐 정상부근의 하류 사면에 침식도량의 전면이 확대되면서 11시 57분경에 댐 정상이 붕괴되었다

[그림 1-16](기존댐의 재개발 사례연구, 2004).

Telton댐 지점의 화산암반은 투수성이 매우 큰 특성을 가지고 있었으며, 화산암반의 특성상 크고 작은 균열이 존재하고 있음을 감안할 때 그라우팅된 부분을 제외하고는 모든 방향으로 침투면에서 매우 불리한 특성을 가지고 있다. 또한, 중앙부 코어는 소성이 작은 실트질 흙으로 축조된 관계로 세굴에 상대적으로 취약했던 것으로 판명되었다. 반면 초기에 제기되었던 담수 속도에 관해서는, 담수속도에 관계없이 동일한 현상이 발생했을 것으로 분석되었다.

한편, Arching 현상으로 인한 수압이 불투수성 재료의 측면응력과 성토 재료의 인장강도의 합을 초과할 만큼 상당히 컸음을 보여 주었는데, 이것은 수압할열(hydraulic fracturing)에 의한 균열현상이 이론적으로 가능하였다는 것을 보여주고 있다(기존댐의 재개발 사례연구, 2004).

결국, 댐의 붕괴로 11명이 사망하고 13,000두의 가축이 피해를 입었으며, 미 정부는 댐 붕괴로 인한 피해관련 소송에 3억달러 이상을 지불했다. 댐 붕괴로 인한 총 피해추정치는 20억달러로 추정되고 있다.



[그림 1.12] 댐 사면중간에 파이핑 발생(USBR)



[그림 1.13] 댐 공동발생(USB)



[그림 1.14] 댐 공동 확대 및 상부로 진행(USB)



[그림 1.15] 댐 상부 붕괴 및 월류(USBR)



[그림 1.16] 댐 상단 파이핑 진행 붕괴(USBR)



[그림 1.17] 댐 우안 붕괴후 유출(USBR)

다. St. Francis Dam

성 프란시스 댐은 캘리포니아주 로스앤젤레스시의 북쪽에 위치한 댐으로서 로스앤젤레스 수자원국의 수석기술자인 멀홀랜드에 의하여 설계되었으며, 독특하게 계단식 하류면으로 설계했고 각 계단의 너비는 고도에 따라 달라지게 계획되었다.

댐 건설목적은 로스앤젤레스시의 생활용수 공급이며, 1924년 착공하여 1926년 준공한 댐으로서 댐 높이 62m, 댐 길이 210m, 저수용량은 47백만 m^3 의 중력식 아치 콘크리트 댐이다.

성 프란시스 댐은 준공 후 1926년에 담수를 시작하여 1928년 3월 5일에 EL.559.2m로 46,900천 m^3 의 저수용량까지 담수가 되었으며 붕괴가 발생한 이 시점에 실제적인 만수용량에 도달한 것으로 보고되고 있다. 보고서에 의하면 관리인 중 한명이 붕괴 1시간 전인 오후 11:00시에 댐 정상을 관측 점검하였으나, 그때에도 어떤 급박한 상태가 발견되지 않았으며, 홍수가 발생되자 관리인들도 대피하여 댐 파괴순간을 목격한 사람은 아무도 없었다. 이 댐의 붕괴는 갑작스럽게 발생하였으며, 갑작스러운 댐 붕괴로 거대한 콘크리트 건물의 발전소는 발전기 바닥으로 무너져 버렸으며 발전소 근무자들과 그들 가족들이 대피해 있었던 건물들도 홍수로 인해 파괴되어 떠내려가 버렸다.

댐 붕괴로 저수지의 실질적인 만수용량인 46,900천 m^3 이 하류로 순식간에 흘러내려가 댐 하류 14km 지점에 있는 San Francisquito Creek로 밀어 닳았으며, 70km 의 Santa Clara강을 거쳐 바다로 흘러들어 갔다. 또한, 수천톤의 댐 구조물의 서측 부분에서 파손된 부분들 모두가 하류로 떠내려 갔다. 이로 인한 홍수로 댐하류 1.6km지점에서 관측된 최대 수심은 33m를 기록하였으며 하류 발전소에서 약 0.8km 더 떨어진 하부 지점에서는 수심이 이보다 더 깊은 것으로 보고 되었다.(기존댐의 재개발 사례연구, 2004)

이와 같이 성 프란시스 댐은 1928년 3월 12일 23시 57분 붕괴되었으며, 이로 인한 최소한 432명이 사망하여 20세기 최악의 미국 토목공학 재해중 하나로 기록되었다.

성 프란시스 댐은 당초 설계와 달리 건설중인 1924년 7월에 댐 높이를 3m를 높이기로 결정하

고, 댐 높이를 승상하였으나 기저부 폭을 늘리지 않고 댐 높이를 11% 높이는 바람에 전도방지 기능을 감소시켰으며, 댐의 상류 기저부에 목조 사다리 잔해가 있어 캔틸레버의 전도 안정성을 감소시켰음이 나타났다.

직접적인 댐의 붕괴원인은 수위가 만수위에 도달함에 따라 붕괴당시 댐에 작용하고 있던 양 압력의 급속한 증가로 인해 댐체 상류사면의 기울임(tilting)이 발생되었다. 이 같은 현상은 완전한 붕괴 조금 이전에 댐 정상에 설치된 자동계측기에 의해 나타났으며 기울임 현상은 지점으로 작용하고 있던 toe까지 계속된 것으로 판단된다. 결국 댐체가 전체적으로 기울어 균열이 발생되고 확대되면서 댐의 완전한 파괴는 거의 동시에 발생되었을 것으로 추정된다.



[그림 1.18] 붕괴 전 성프란시스 댐(USGS)



[그림 1.19] 붕괴 후 성프란시스 댐(USGS)



[그림 1.20] 붕괴 후 성프란시스 댐 측면(USGS)



[그림 1.21] 붕괴 후 성프란시스 댐 전면(USGS)

3. 저수지 제체 붕괴원인

댐 및 저수지는 다양한 원인에 의하여 붕괴에 이를 수 있다. 일반적으로 저수지를 설계하고, 건설하고, 유지관리 하는 동안 발생할 수 있는 인위적인 결함에 의하여 붕괴될 수 있으며, 태풍, 지진 등 극단적인 자연현상으로 인하여 붕괴에 이를 수 있다.

그러나, 저수지 제체를 완전하게 붕괴에 이르게 하는 근본적인 요인은 결국 저수지의 목적인 물을 가두고 있음으로서 발생하는 제체의 구성성분과 물과의 상호작용에 의하여 인위적이든 자연적이든 발생한 작은 결함이 확대되어 최종적으로 붕괴에 이른다고 볼 수 있다.

저수지의 설계에서 준공 후 유지관리에 이르기까지 건설 단계별로 구분하면 설계시, 시공시, 유지관리시 등으로 구분할 수 있으며, 붕괴를 유발하는 요소에 따라 분류하면 월류, 누수, 균열, 침하, 활동, 침식 등으로 구분할 수 있으나 이와 같이 붕괴를 유발하는 요소들은 저수지 제체가 붕괴되는 과정에서 종합적으로 나타나게 된다.

제체가 월류가 되면 이로 인하여 제체의 침식, 침하, 활동 등이 발생되어 붕괴에 이르게 되며, 제체에 균열이 발생되면 내부침식에 의하여 제체 내 누수가 생기고 이로 인하여 활동, 침식이 수반되어 붕괴에 이르게 되므로 붕괴에 이르는 요인을 월류, 내부침식으로 크게 구분하여 설명할 수 있다.

필댐의 월류에 의한 붕괴는 제정 상단부 월류가 시작되면 제체 월류부 상류단은 월류에 의한 유속이 거의 없으나 제정 상단부 하류단에서는 유속이 빨라지면서 점차 하류단의 침식이 확대되며, 점차 침식된 부분의 월류유량이 집중되면서, 침식의 속도가 빨라져 제체의 하단부까지 썩기형태로 침식이 발달하여 결국 붕괴에 이르게 된다.

내부침식에 의한 붕괴는 작은 균열이나 파이핑 작용에 의하여 발생한 누수로부터 물의 침식 작용에 의하여 제체를 구성하는 재료가 용출되어 동공이 발생되며, 누수의 규모가 커짐에 따라 동공이 점차 제체의 상부와 하부로 확대되면서 결국 제체의 상단이 붕괴되면서 전체적인 파괴에 이르게 된다.

이러한 파이핑이나 내부균열은 원지반과의 접촉부인 기초부, 양안부, 제체를 구성하는 재료 중 콘트리트로 된 여수로 부나 제체 내를 관통하여 용수를 공급하기 위한 복통 주위에서 많이 발생되게 된다.

3.1 저수지 붕괴원인 통계

댐의 구체적인 붕괴 원인을 살펴보기 위하여 국내외 댐 붕괴사례를 분석하였다. 국내외 댐 붕괴사례 자료의 경우 대부분 호우에 의한 것으로 조사되었으나 월류, 파이프 등 구체적인 원인을 특정하기가 어려워 붕괴원인 통계분석을 수행하기는 어려운 상황이다.

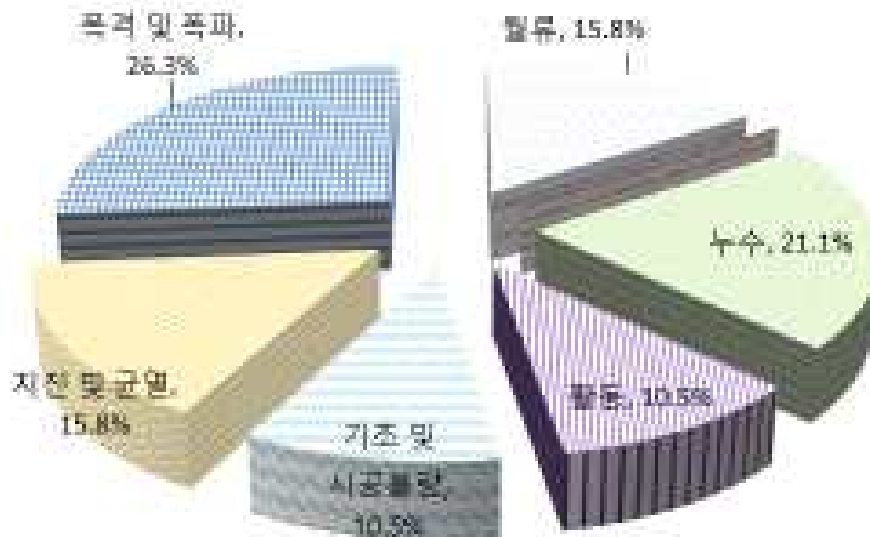
따라서, 본 연구에서는 국외의 댐 붕괴사례 191건 중 댐형식 분류자료가 있으며 붕괴원인이 밝혀진 140개 사례에 대하여 분석하였다.

붕괴원인 분석결과 그림 1.22와 같이 월류와 파이프가 각각 49건으로 35.0%를 차지하여 댐 붕괴의 원인중 가장 빈도가 높은 것으로 나타났고, 누수가 14건으로 10%, 지진 및 균열이 14건 10.0%로 동일하게 나타났다. 다음으로는 폭격 및 폭파가 7건 5.0%, 활동이 4건으로 2.9%, 기초 및 시공불량이 3건으로 2.1% 순으로 나타났다.



[그림 1.22] 댐 붕괴원인별 현황

댐 형식별 댐 붕괴원인 특성을 살펴보기 위하여 콘크리트댐 21개소에서중 댐 붕괴 원인이 명확한 19개소를 분석한 결과, 콘크리트댐에서는 폭격 및 폭파 등 인위적인 원인이 5건으로 가장 많았고, 다음으로 누수가 4건, 월류와 지진 및 균열이 각각 3건, 활동과 기초 및 시공불량이 각각 2건으로 나타나 콘크리트댐의 주요 붕괴원인은 외부적인 힘의 작용에 의한 인위적인 측면이 많은 것으로 나타났다.



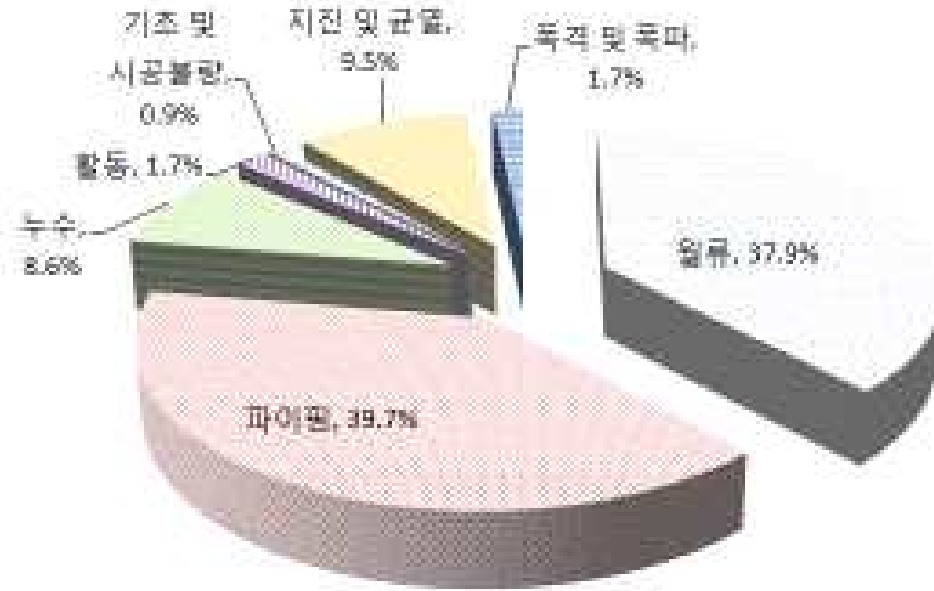
[그림 1.23] 콘크리트댐에서의 댐 붕괴 원인별 현황

필댐에서는 그림 1.24에 도시한 바와 같이 125건의 사례 중 원인 분석이 가능한 116개 자료를 이용한 결과 분석한 결과 파이핑이 39.7%인 46건, 월류가 44건으로 37.9%로 파이핑과 월류가 필댐의 붕괴원인 78%를 차지하여 5건 중 4건은 두가지 원인으로 파괴에 이르는 것으로 나타났다.

나머지는 지진 및 균열이 11건 9.5%, 누수가 10건 8.6%, 활동과 폭격 및 폭파 등이 각각 2건 1.7%로 나타나 필댐의 안정성을 확보하고 붕괴를 방지하기 위하여는 월류방지와 내부침식인 파이핑, 누수의 방지가 매우 중요하다는 것을 알 수 있다.

이와 같이 과거 댐 붕괴사례 수집을 통한 붕괴원인을 분석한 결과, 콘크리트 댐과 필댐의 붕괴원인은 많은 차이가 있으므로, 댐 형식별 특성에 따라 붕괴방지를 위한 공법이나 대응이 달라져야 함을 알 수 있다.

표 1.4는 댐 형식별 댐 붕괴원인별 붕괴건수 및 비율을 나타낸 것이다.



[그림 1.24] 필댐에서의 댐 붕괴 원인별 현황

[표 1.4] 댐 형식별 붕괴원인

구 분	합계		댐 형식별				CFRD (건수)	비고
			필댐		콘크리트댐			
	건수	비율	건수	비율	건수	비율		
월 류	49	35.0%	44	37.9%	3	15.8%	2	
파이핑	49	35.0%	46	39.7%	0	0.0%	3	
누 수	14	10.0%	10	8.6%	4	21.1%	-	
활 동	4	2.9%	2	1.7%	2	10.5%	-	
기초·시공불량	3	2.1%	1	0.9%	2	10.5%	-	
지진·균열	14	10.0%	11	9.5%	3	15.8%	-	
폭격·폭파	7	5.0%	2	1.7%	5	26.3%	-	
합 계	140	100%	116	100%	19	100%	5	

3.2 저수지 붕괴원인 및 붕괴형태

앞서 설명한 바와 같이 저수지의 붕괴원인은 설계오류, 부실시공, 유지관리 부실 등과 같은 인위적 원인, 홍수, 지진, 제체의 노후화 등과 같은 자연적 원인 뿐 만 아니라 전쟁에 의한 폭격, 테러리스트에 의한 공격 등 사회환경적 요인에 의하여도 발생된다고 할 수 있다.

저수지 제체의 직접적인 붕괴를 유발시키는 원인으로 구분하면 크게 제체월류, 계획·시공 품질불량, 유지관리 불량, 재해재난 발생, 기타로 구분할 수 있으며 직접적인 붕괴유발 원인과 발생사유는 표 1.5와 같다.

[표 1.5] 댐 붕괴원인 및 발생사유

붕괴원인	발생 사유	비 고
제체월류	<ul style="list-style-type: none"> ○ 여수로 방류능력을 초과하는 과도한 홍수 ○ 충분하지 않은 여수로 규모 ○ 부유물 등으로 인한 여수로 막힘 ○ 정전 등으로 인한 수문조작 불능 ○ 초과저류로 인한 홍수조절용량 감소 ○ 여수로 월류부 임시구조물의 적기제거 실패 	
계획·시공 품질불량	<ul style="list-style-type: none"> ○ 제체 기초 및 제체의 누수/파이핑/슬라이딩 ○ 제체 양안의 활동 ○ 여수로·방수로의 콘크리트 품질 불량 ○ 부등침하 등으로 인한 균열 ○ 복통이나 기타 내장된 구조물 주변의 파이핑 ○ 복통·터널·배수로 등 구조물의 품질 불량 	
유지관리 불량	<ul style="list-style-type: none"> ○ 여수로·감세공 콘크리트 열화 등 유지관리 불량 ○ 제체사면 식생관리 불량 ○ 사면보호공의 풍화/손상 ○ 댐 유지관리에 대한 책임자 부재 	
재해재난 발생	<ul style="list-style-type: none"> ○ 지진 ○ 전쟁으로 인한 폭격, 테러리스트 공격 ○ 상류댐 붕괴에 따른 하류댐 연쇄 붕괴 ○ 설치류에 의한 동공 	
기타	<ul style="list-style-type: none"> ○ 제체 굴착으로 인한 붕괴 ○ 댐 건설계획의 오류 	

가. 제체의 주요 붕괴원인

저수지 붕괴는 앞서 설명한 붕괴를 유발하는 사유에 의하여 발생되는데, 계획·시공불량, 유지관리 불량, 재해재난 발생 등에 따라서 다음과 같은 제체의 손상이 발생되기 때문이다.

저수지 붕괴를 발생시키는 제체의 손상요인으로는 월류, 균열, 누수, 침하, 침식, 세굴, 사면활동, 변형, 침투, 액상화 등 여러 가지가 있으며 이러한 요인들은 단독 또는 복합적으로 나타나 저수지 제체, 부속구조물에 작용하여 제체의 비상상태를 발생시키는 요인이다.

이와 같이 제체는 다양한 요인에 의하여 손상되며 제체의 붕괴를 발생시키는 손상요인 중 주요인과 주요인에 따라 종속적으로 발생하는 요인을 구분할 수 있으나 결국은 필댐 붕괴사례의 통계분석 결과에서 나타나듯이 월류와 내부침식(파이핑, 누수)이 86.2%로 대부분을 차지하게 된다.

(1) 월류

월류는 댐의 설계홍수량을 초과하는 홍수가 발생되거나, 지진 등에 의한 사면활동, 댐 정상부, 기초부의 침하, 또는 바람, 지진 등에 의하여 댐 정상부보다 높은 파도가 발생하는 경우에 주로 발생된다.

또한, 설계홍수량을 초과하지 않더라도 유지관리 측면의 정전으로 인한 수문작동 곤란, 부유물로 인한 여수로 막힘 등의 이유로 급격히 수위가 상승함에 따라 발생되기도 한다.

월류는 단순히 수위가 상승하여 저수지 제체의 본체를 월류하는 것 외에도 여수로의 설계홍수량 초과에 따라 옹벽의 여유고 부족, 곡선으로 된 방수로의 처오름 현상 등으로도 부분적으로 발생하게 되며, 구조물 주변으로 월류가 발생할 경우 구조물과의 접촉부 침식, 뒷채움 재료의 유실, 구조물 기초부의 유실 등으로 구조물이 전도되거나 균열이 발생되어 저수지의 붕괴를 가속시키게 된다. 우리나라 대부분 저수지들의 붕괴사례를 살펴보면 구체적인 원인은 밝혀지지 않았지만 최종 붕괴형태를 검토해 보면 많은 저수지들이 위와 같은 사례로 붕괴된 것으로 추정된다.

필댐은 제체의 재료가 대부분 흙으로 구성되어 있어 월류에 대한 저항성이 없으므로 월류가 될 경우 체체가 침식되어 쉽게 붕괴되므로 제체를 월류하지 않도록 관리하는 것이 필댐에서는 가장 중요한 사항이다.

제체를 월류하는 수위가 높아지면 제체 상단부의 상대적으로 표고가 낮거나 취약한 부분의 침식이 진행되며, 침식이 진행되는 부분에 월류 유량이 급격히 증가하여 빠른 속도로 붕괴가 진행된다. 초기에는 침식부를 중심으로 썩기형태로 붕괴가 진행되며 최종적으로는 사다리꼴 형태로 되는 것이 대부분이다.

(2) 내부침식(파이핑)

내부침식에 의한 댐체의 붕괴는 다짐불량, 침윤, 부등침하, 동물, 식생, 제체의 재료건조 등으로 인한 균열에 의하여 발생하는 누수가 점차 크게 확대되면서 발생되게 된다.

누수는 일반적으로 댐체 또는 댐 기초지반, 댐 양안부 원지반의 접촉부를 통해 발생되며, 드물게는 동물에 의하여 발생된 동공, 식물의 뿌리에 의한 균열에 의하여도 발생된다.

댐체의 누수는 누수를 발생시키는 침투수압보다 제체를 구성하는 토립자의 저항력이 작을 경우, 불충분한 다짐, 제체내 또는 접촉부 수용성 물질 존재, 부등침하 및 제체 내 구조물과 경계면 누수 등의 요인으로부터 제체를 구성하는 토질재료가 제체 외부로 누출되고 파이핑(piping)

현상을 발생시켜 댐의 붕괴를 발생시키게 되기 때문에 상대적으로 수위가 높을 때 발생확률이 더 크다

파이핑을 발생시키는 누수에는 댐이 최초로 만수되었을 때 발생하는 누수와 담수 후 몇 해 지난 후에 생기는 누수가 있는데, 전자는 오래지 않아 일정한 양의 맑은 물로 변화하는 경우 댐이 포화되면서 안정화되는 과정으로 그 위험성이 적다.

그러나, 후자의 경우 누수가 진행되는 상태에서 흙탕물이 점점 많아지는 경우 댐 제체를 구성하고 있는 토질재료가 빠져 나오는 것으로 장기간 계속하여 진행되는 경우 댐 재료가 빠져 나온 위치에서 공동이 형성되고 이 공동이 확대되면서 붕괴가 발생하기 때문에 위험하다.

일반적으로 댐체의 성토는 자연 퇴적토 보다 균일하고 치밀하게 다져져 있기 때문에 이러한 누수에 의한 파이핑 현상은 성토부 보다는 기초부분이나, 콘크리트 구조물의 접합부인 여수로나 복통에서 발생하기 쉽다.

특히, 복통은 댐체의 저면에 위치하고 있기 때문에 침투수압이 크고, 복통내부는 취수를 위해 물과 공기가 드나들게 되므로 동결융해에 의한 균열에 취약하게 되므로 필댐에서는 구조적으로 매우 취약하게 된다.

나. 붕괴원인별 붕괴형태 및 취약점

앞서 설명한 바와 마찬가지로 필댐의 붕괴를 초래하는 주요 원인은 월류, 내부침식(파이핑)으로 크게 구분할 수 있으며, 부분적으로는 사면의 활동에 의한 붕괴도 나타날 수 있다.

필댐의 붕괴는 어떤 형태의 붕괴든지 소규모 손상을 가지고 있는 초기 손상지점에서 물의 침식작용에 의하여 물의 소류력이 붕괴부가 점차 확대됨에 따라 비례하여 커지며 최종적으로 필댐이 완전히 붕괴될 때까지 진행된다. 필댐은 원지반에 자연재료인 흙과 암석을 쌓아올려 건설하는 구조물이므로 근본적으로 구조적 취약 부분이 있으므로 건설 및 유지관리시 취약부에 대한 시공관리와 유지관리에 주의하여야 한다.

그림 1.25는 일반적인 필댐의 평면도를 나타낸 것으로 필댐의 취약부위는 기초와 댐체의 좌우안 등 원지반과 제체와의 접촉부와 복통, 여수로 등 이질재료인 콘크리트 등과의 접합부 주변이 된다.



[그림 1.25] 일반적인 필댐의 평면도

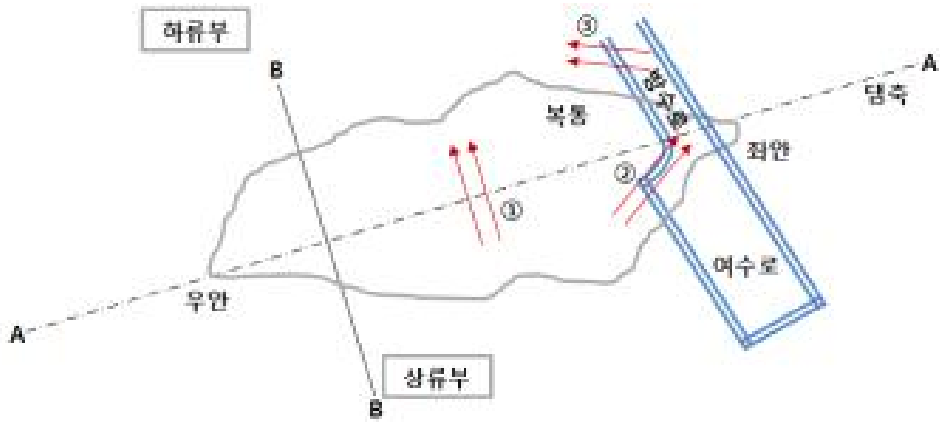
(1) 월류에 의한 붕괴

월류에 의한 붕괴는 댐체의 일부분인 침하되거나, 저수지 과량의 처오를 현상으로 발생되기도 하나, 대부분 태풍, 집중호우 등과 같이 극단적인 기상현상으로 발생한 유역내 과도한 홍수량으로 인하여 여수로의 방류능력을 초과하거나, 여수로의 방류능력이 제한됨으로서 댐내 수위가 급상승하여 홍수량이 제체의 제정 상단부 또는 여수로의 날개벽, 방수로 내측 옹벽을 넘어가면서 발생된다.

보통 제체의 제정상단부를 넘어가는 흐름은 상류사면과 제정부분의 유속은 느리지만 하류사면을 통과하면서 급격히 빨리지며 제정과 하류사면 접촉부의 침식이 발생되면서 점차 깊고 넓게 썩기형으로 확대된다.

필댐에서 월류로 인한 붕괴는 제체 전반에 걸쳐 월류하는 상황을 나타내나 대부분 제체 전반에 걸쳐 월류하는 상황은 드물고, 댐의 길이방향에서 상대적으로 낮은 부위를 통하여 월류가 발생하거나, 여수로의 측벽이나 날개벽, 설계홍수량을 초과하는 방류량이 방수로를 통과하면서 방수로 옹벽에 부딪혀 제체 쪽으로 넘쳐 흐르면서 발생하는 경우가 많다.

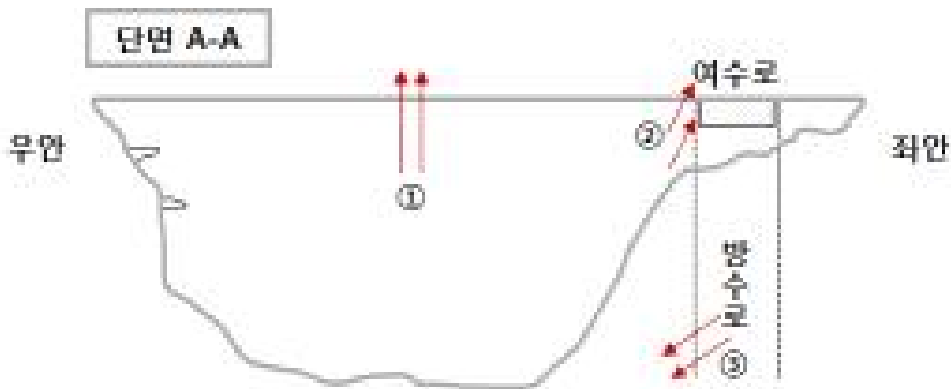
그림 1.26은 필댐에서의 월류 취약부를 평면도로 나타낸 것이고, 그림 1.27은 이를 댐축(A-A 단면)에 대한 횡단면도에 나타낸 것이다.



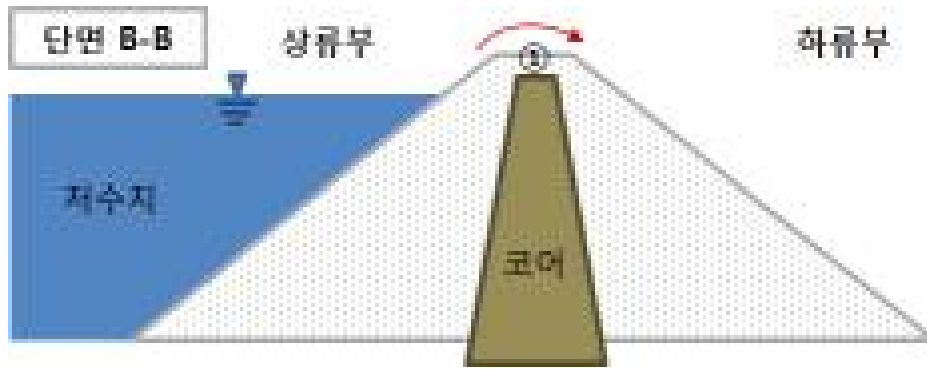
[그림 1.26] 필댐의 월류 취약부(평면도)

그림 1.26~그림 1.28에서 보는 바와 같이 ①은 제체의 종단방향으로 상대적으로 제체 상단 표고가 낮아 월류가 집중되는 구간을 나타낸 것이며, ②는 제체와 여수로의 측벽이나 날개벽의 접속부 위치, ③은 방수로를 흐르는 유량이 반대편 방수로 옹벽에 부딪혀 제체쪽으로 넘쳐 올라와 제체 침식이 발생하는 취약부를 나타내고 있다.

그림 1.28은 댐체에 수직된 방향의 횡단면도 상에 월류시 취약부를 나타낸 것이다.



[그림 1.27] 필댐의 월류 취약부(A-A단면)



[그림 1.28] 필댐의 월류 취약부(B-B단면)

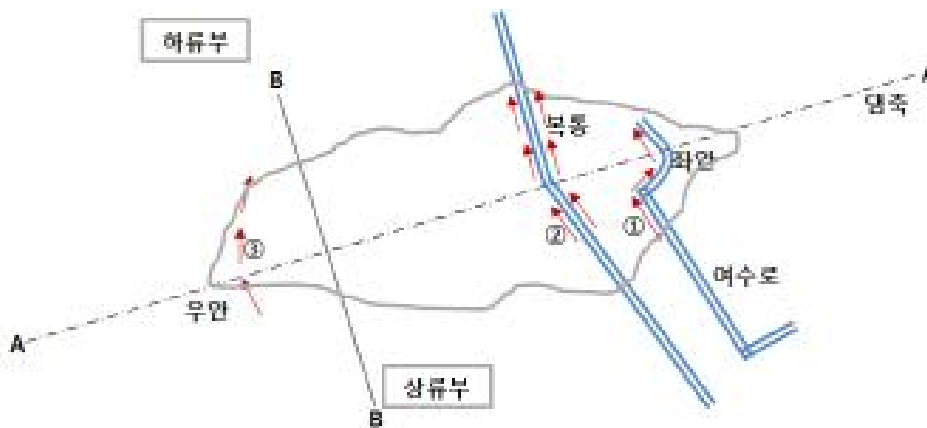
(2) 내부침식(파이핑)에 의한 붕괴

내부침식(파이핑)에 의한 붕괴는 제체와 구조물의 접합부, 제체와 기초 연결부, 제체와 양안 접속부, 제체 내부의 균열부, 제체 내부 구조물과의 인접부위에서 소규모 누수가 발생되면서 시작된다.

내부침식(파이핑)에 의한 붕괴도 홍수기에 발생가능성이 더 높기는 하지만 대부분 홍수기에 발생하는 월류와는 다르게 평상시에도 갑자기 발생할 수 있다.

내부침식(파이핑)에 의한 붕괴는 월류에 의한 붕괴보다는 느리게 진행되나, 한계점을 지나면 급속히 확장된다. 초기에는 소규모 누수에 따라 제체를 구성하고 있는 토질재료가 물과 함께 용출되기 시작하여, 구성된 동공이 점차 확대되면서 댐의 상부가 무너질 때까지 확장되고, 붕괴에 의하여 약해진 부분은 수압으로 인하여 급격하게 붕괴된다.

필댐의 내부침식(파이핑)은 크게 제체와 원지반과의 접속부 또는, 제체 내 부속구조물과의 접속부에서 발생한다. 그림 1.29는 필댐에서의 내부침식의 취약부를 평면도로 나타낸 것이고, 그림 1.30은 댐축(A-A단면)에 대하여 횡단면도에 취약부를 나타낸 것이다.



[그림 1.29] 필댐의 내부침식(파이핑) 취약부(평면도)

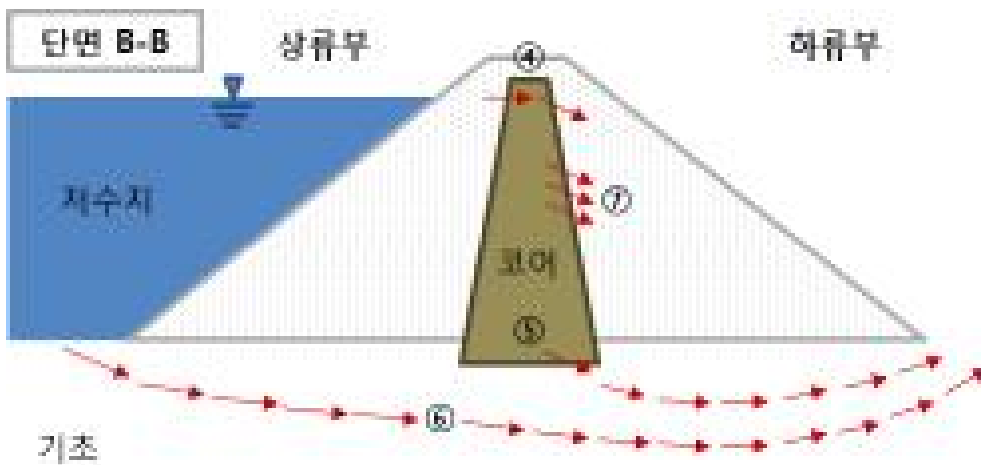
그림 1.29~그림 1.30에서 보는 바와 같이 ①은 제체를 구성하는 토질재료가 여수로를 구성하는 콘크리트의 접속부, ②는 제체를 구성하는 토질재료가 복통을 구성하는 콘크리트나 철재 재료와의 접속부, ③은 양안의 원지반과 제체를 구성하는 접속부의 균열이나 다짐불량으로 인한 내

부침식(파이핑) 취약부를 나타내고 있다.



[그림 1.30] 필댐의 내부침식(파이핑) 취약부(A-A단면도)

그림 1.31은 댐 축의 직각방향으로의 횡단면 상에서 내부침식에 취약한 부위를 나타낸 것으로 그림 1.31에서 보는 바와 같이 ④는 불투수층부 상단의 건조로 인한 균열, ⑤는 불투수층부 하단부, ⑥은 기초가 토양 또는 부식성 암석으로 되어 있는 경우, ⑦은 불투수성부의 불충분한 다짐, 점착력이 없는 불투수성부의 후방침식으로 인한 균열발생으로 인한 내부침식(파이핑) 취약부를 나타내고 있다.



[그림 1.31] 필댐의 내부침식(파이핑) 취약부(B-B단면도)

제2절 농업용저수지 정밀안전진단 분석

“댐”이란 하천의 흐름을 막아 그 저수를 생활용수, 공업용수, 농업용수, 환경개선용수, 발전, 홍수 조절, 주운, 그 밖의 용도로 이용하기 위한 높이 15미터 이상의 공작물을 말하며, 여수로·보조댐과 그 밖에 해당 댐과 일체가 되어 그 효용을 다하게 하는 시설이나 공작물을 포함한다(댐건설 및 주변지역지원 등에 관한 법률, 제2조).

또한, “저수지”는 농어촌용수를 확보할 목적으로 하천, 하천구역 또는 연안구역 등에 물을 가두어 관리하기 위한 시설과 홍수위 이하의 수면 및 토지를 말한다(농어촌정비법 제2조)라고 정의하고 있다.

한편, 농공기술사전에 의하면 댐은 대규모로 흐름을 가두거나 저수지를 만들기 위한 구조물로서 수위를 높이기 위한 저수댐, 물을 그 지점에서 수로 또는 관로에 분기하기 위한 취수댐, 발전을 위한 낙차를 확보하기 위한 발전댐, 저수를 조절 방류함으로써 주운을 개선하기 위한 주운댐, 하천의 유사를 침전시키기 위한 사방댐으로 정의하고 있으며, 댐 높이가 15미터 이상인 댐을 대댐으로 정의하고 있다.(한국농공학회, 농공용어사전, p238)

즉, 법적인 댐의 정의는 구조물 높이 15미터를 기준으로 하천의 흐름을 막아 그 저수를 활용할 수 있도록 하는 구조물과 해당 구조물과 일체가 되어 그 효용을 다하게 하는 시설 또는 공작물을 포함하여 정의하고, 저수지는 물을 가두기 위한 시설과 해당시설로 인하여 저수되는 수면 및 일시적인 홍수를 저류하는 토지구역을 저수지로 정의하고 있으나 본 연구에서의 댐의 정의는 농공기술사전에 정의된 저수댐, “대규모로 흐름을 가두거나 저수지를 만들기 위한 구조물로서 수위를 높이기 위한 댐”을 기준으로 하고자 한다.

댐은 내측의 저수지로부터 상시수압이 연속하여 작용하는 구조물이며, 가끔 지진과 홍수로 인한 외력이 같이 작용하는 경우도 있다. 또한 댐은 한번 붕괴되면 저수지내 저류된 유수가 댐 하류에 단시간에 유출되어 대규모 재해를 일으키기 때문에 안전성과 내구성의 확보는 댐이 구비해야 할 최대의 요건이다.(댐 및 제방의 설계·시공·안전관리 기술, p135).

댐은 크게 목적, 기능, 구조, 재료, 높이에 따라 다양하게 분류할 수 있으나, 본 연구의 목적이 농업용저수지의 월류 및 내부침식에 의한 붕괴방지 기술개발이므로, 농업용저수지의 대부분을 차지하고 있으며 월류와 내부침식에 취약한 필댐을 주 연구대상으로 하였다.

1. 농업용저수지 제체 형식

1.1 댐설계기준(환경부, 2019)

댐설계기준의 댐설계 일반사항에서는 댐 건설 및 주변지역 지원 등에 관한 법률이 정하는 높이 15m이상의 다목적댐 및 용수공급, 수력발전, 홍수조절, 환경개선 등을 위하여 건설하는 단일 목적댐과 이들 댐과 일체가 되어 그 기능을 하는 부대시설 또는 공작물에 대하여 작용하며, 이 기준은 다른 법령에 의하여 건설하는 댐 및 댐과 구조가 유사한 높이 15m 미만의 시설(이하 ‘소규모댐’이라 한다)에 대해서도 적용을 권장하고 있다.

필댐은 구조상 균일형, 존(Zone)형, 코어(Core)형 및 표면차수벽형의 4종류 분류하며, 코어형은 코어의 배치위치에 따라 중심코어형과 경사코어형으로, 코어의 축조재료에 따라 점토 코어형, 아스팔트 콘크리트 코어형 및 콘크리트 코어형 등으로 나눌 수 있다.

표면차수벽형은 차수벽 재료에 따라 콘크리트 표면차수벽형, 아스팔트 콘크리트 표면차수벽형

및 지오멤브레인 표면차수벽형 등으로 나눌 수 있다.

가. 균일형 댐

제체의 최대단면의 80% 이상을 균일재료(차수재료)가 차지하는 댐을 균일형 댐이라 한다. 균일형 댐은 비교적 소규모일 때 유리하며, 댐의 안전성을 확보하기 위하여 필터(Filter)와 드레인(Drain)을 설치하는 것이 일반적이며 드레인의 설계조건은 다음과 같다.

드레인의 투수성은 적어도 균일토의 20~100배의 투수성이 필요하다. 드레인의 통수능력은 댐체 및 기초로부터의 침투수량의 10~100배 이상의 안전율을 확보한다. 드레인의 배치는 평면적으로는 댐으로부터의 투수를 전면적으로 막아낼 수 있도록 제체 방향에도 상당한 폭을 주는 것이 필요하며, 제체와 비탈면의 접촉면에 따라 배수구로 물을 유도하도록 지선(支線) 드레인을 설치하여 하류부 댐체가 포화되는 것을 방지한다.

나. 존형 댐

제체의 최대단면에서 불투수성부의 최대 폭이 댐 높이와 같거나 그보다 큰 댐을 존형 댐이라 한다.

존형 댐은 불투수성부의 폭이 넓으므로 재료의 질은 코어형처럼 엄격하게 제한하지 않아도 좋으나 불투수성부를 중심으로 하여 외측으로 감에 따라 투수성 재료를 배치하여 댐의 안정성을 도모한다.

다. 코어형 댐

제체의 최대단면에서 불투수성부의 최대 폭이 댐 높이보다 작을 때는 이 불투수성부를 코어라 하며, 코어가 있는 댐을 코어형 댐이라 한다. 댐 중심선이 전부 코어로 포위된 것을 중심코어형 댐, 코어가 중심선에서 떨어져 있는 것을 경사코어형이라 한다. 코어형의 특징은 최소단면으로 소요의 차수성을 확보하려는 것으로, 코어재료에 가장 요구되는 성질은 수밀성이다. 그러므로 전단강도나 압축성 면에서 다소 불리하더라도 부득이한 경우가 있다.

코어의 설계 시 다음의 시공 사항을 고려한다. 코어의 상단은 댐 마루에서 50 cm쯤 내려간 점까지 연장한다. 경사코어에서는 암석과 흙을 따로 시공할 수 있는 이점이 있으나 코어의 부등침하에 약한 결점이 있다. 자연재료만으로 코어로서의 불투수성이 부족할 때는 인공재료를 혼합하여 불투수성을 강화한다. 양질의 불투수성 재료를 구득할 수 없는 경우에는 아스팔트 콘크리트를 사용한 코어형을 적용할 수 있으며, 여기서 사용되는 재료는 소요의 차수성, 배수성, 강도, 가요성, 안정성 및 내구성을 가져야 한다. 아스팔트 콘크리트 코어는 기반암에 콘크리트 플린스(Plinth)를 설치하고 그 위에 연결하여 지수성과 안정성을 확보하여야 한다. 댐 상류로부터 어느 정도 스며드는 물의 배수 목적이나, 댐 거동 관측을 위해 검사공(궤리)을 설치할 수 있다. 아스팔트 콘크리트 코어형은 코어존 양옆에 트랜지션존을 두어야 한다.

라. 표면차수벽형

제체의 상류면에 콘크리트와 아스팔트 콘크리트, 지오멤브레인 등의 인공 차수재료에 의한 차수벽을 설치하여 댐의 차수기능을 충족시키고 그 배후는 투수성 재료를 배치하여 제체의 안정성을 확보하는 댐 형식이다.

1.2 농업생산기반시설 설계기준(농림축산식품부, 2018)

우리나라의 농업용저수지를 축조재료로 크게 분류하면 필댐과 콘크리트댐으로 구분할 수 있으며, 2017년 농업생산기반정비사업 통계연보에 의하면 전체 농업용저수지 17,313개 중 필댐이 17,292개, 콘크리트댐이 21개소로 대부분 농업용저수지의 형식이 필댐으로 되어 있는 것을 알 수 있다.

필댐(fill dam)이란 제체의 재료가 암석, 자갈, 토사 등으로 이루어진 것을 총칭해서 말하는 것으로 과거에는 흙댐(earth-fill dam), 록필댐(rock-fill dam)으로 구분하였으나 근래에는 이 두 가지 재료를 같이 축제하는 경우가 많아져서 구별이 곤란하게 되었다. 그래서 천연재료를 모아 쌓아 올려서 만든 부분을 주체로 하는 모든 댐을 필댐이라 규정하게 되었다(농업생산기반정비사업계획 설계기준, 필댐편, 2002)

또한, 기존 필댐의 구분하는 기준 중에서 제체 최대의 단면에서 차지하는 불투수성부의 최대 폭이 댐 높이보다 작은 것을 코어형 필댐이라 칭하였으나 이를 존형에 포함시키고 제체내부에 토질재료 이외의 재료로 차수벽을 형성하는 형식의 댐을 코어형이라 칭한다(농업생산기반정비사업계획설계기준, 필댐편, 2002).

따라서, 우리가 일반적으로 필댐이라 하면 균일형과 존형 필댐의 형식을 가진 흙댐을 말하며 과거 우리나라에서 축조되어 현재까지 사용되고 관리되고 있는 대부분의 필댐이 여기에 속한다.

가. 균일형

균일형(homogeneous type)댐은 제체 대부분이 흙이나 자갈의 단일 토질재료로 구성되는(제체 최대단면의 80% 이상)댐을 말한다. 일반적으로 이 형식은 중규모 이하에서 대부분 채용되고 있다. 이 형은 불투수성 재료가 댐 인근에서 대량으로 얻기 쉬운 경우에 적합하며, 다른 형의 댐에 비하여 연약지반상에도 축조가 가능하다. 높은 댐 축조는 어렵고 40m 정도가 한계이다.

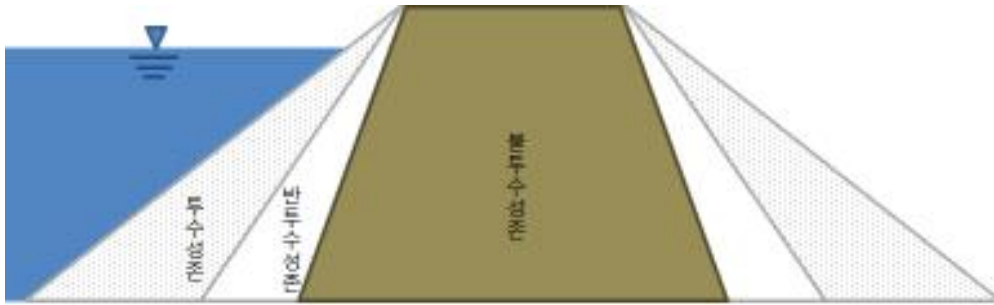


[그림 1.32] 균일형 필댐의 구조

나. 존형

존형(zoned embankment type) 댐은 불투수성과 투수성의 서로 다른 재료를 여러 존으로 형성시킨 댐이다. 불투수 존의 형상과 설치위치에 따라 얇은 경사형 불투수 존을 가진 경사지수 존형과 불투수성부가 중심 전체를 포함하는 중심지수 존형으로 구분한다. 각 존은 투수계수와 재료의 입도가 급변하지 않도록 불투수 존을 중심으로 상·하류 방향으로 순차적으로 조립질의 재

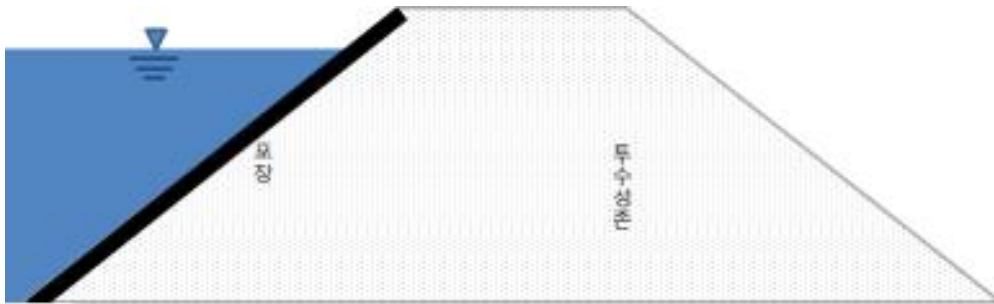
료를 배치한다.



[그림 1.33] 중형 필댐의 구조

다. 표면차수벽형

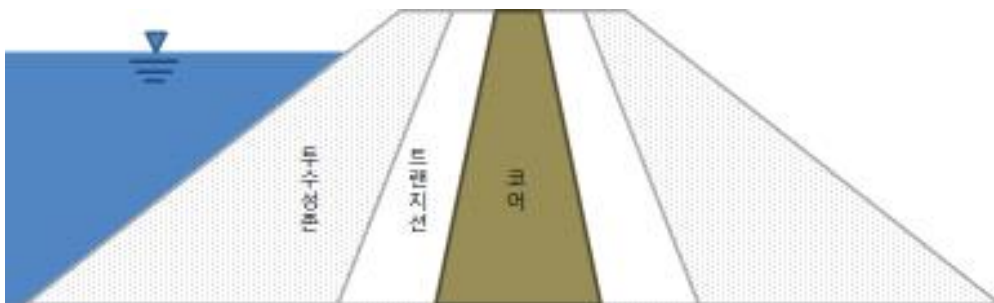
물과 접촉되는 댐 상류면에 아스팔트 콘크리트, 철근 콘크리트 또는 기타 인공 또는 천연재료를 설치하여 차수시키는 댐형을 말한다.



[그림 1.34] 표면차수벽형 필댐의 구조

다. 코어형(core type)

체체 내에 토질재료 이외에 차수벽을 가진 댐을 말한다. 최근에 연속타설 철근 콘크리트벽이나 아스팔트 콘크리트 차수벽을 체체 중앙부에 배치하는 경우가 있다.



[그림 1.35] 코어형 필댐의 구조

2. 농업용저수지 통계현황

우리나라의 농업용저수지는 관리주체에 따라 지방자치단체에서 관리하는 저수지와 한국농어촌공사에서 관리하는 저수지로 구분할 수 있는데 비교적 대규모의 농업용저수지의 경우 한국농어촌공사에서 관리하고, 소규모의 저수지의 경우 지방자치단체에서 직접 관리하고 있다.

농업용저수지의 시설 통계자료는 농업생산기반정비사업 통계연보 및 한국농어촌공사에서 관리하고 있는 농업기반시설관리시스템(RIMS)에서 제공하고 있는데, 한국농어촌공사가 관리하고 있는 농업용저수지는 시설 자료가 비교적 자세히 관리되고 있는 반면에 지방자치단체에서 관리하고 있는 소규모 농업용저수지의 경우 그 규모가 작고 숫자가 많아 자료관리가 잘 되고 있지 않은 상황이다.

현재 관리되고 있는 농업생산기반정비사업 통계연보, 농업기반시설관리시스템(RIMS) 및 저수지의 재해예방을 위한 안전관리기법 및 DB구축 개발 등에 관한연구(소방방재청, 2011)의 자료를 기반으로 농업용저수지의 제체형식, 높이, 길이 등 제원에 따라 분류하면 다음과 같다.

농업용저수지의 평균 준공 후 경과년수는 63년, 인가면적은 36ha, 유역면적은 130ha, 평균 제체높이는 8m, 제체길이는 110m이다.

이를 공사관리와 시군관리로 구분 하여보면 시군관리 저수지의 경우 평균 제체높이는 7m, 제체 길이는 90m이나, 공사관리 저수지의 경우 평균 제체높이는 12m, 제체 길이는 203m로 규모가 큰 것을 알 수 있다.

[표 1.6] 관리주체별 저수지 평균 제원

구 분	경과년수 (년)	인가면적 (ha)	유역면적 (ha)	유효저수량 (천 m ³)	제체 규모	
					높이(m)	길이(m)
평균	65	36	130	178	8	110
공사	58	135	433	22	12	203
시군	64	12	55	818	7	90

※ 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017), 농업기반시설관리시스템(RIMS)

2.1 제체형식 및 규모에 따른 분류

농업용저수지의 일반적인 제체 구조 및 특성을 알아보기 위하여, 농업기반시설관리시스템(RIMS)의 자료를 이용하여 우리나라 농업용저수지를 제체형식 및 규모에 따라 분류해 보았다.

현재 농업생산기반정비사업 계획설계기준(필댐편, 2012)에 따르면 코어형 필댐은 차수벽을 콘크리트나 아스팔트 등 토질재료 이외의 재료로 사용하는 것을 뜻하나, 과거 저수지 중 토질재료 이외의 재료로 차수벽을 축조한 저수지가 거의 없으므로 현 기준에 따른 코어형 필댐은 거의 없을 것으로 판단된다.

제체형식을 농업생산기반정비사업 계획설계기준의 형식대로 분류하기 위하여 농업기반시설관리시스템(RIMS)에서 관리하고 있는 댐 세부자료 중 댐형식 구분이 콘크리트, 콘크리트댐(중력형)으로 표시된 댐은 콘크리트댐(중력형)으로 통합하여 분류하였으며, 토언제균일형, 필댐(균일형), 토공, 토사 등으로 표시된 댐을 대표하여 필댐(균일형)으로 구분하였다.

필댐(존형)은 댐형식이 Zone형, 사력댐, 존형필댐, 석축, 중심점토, 토언제중심점토 등으로 분류된 것을 기준으로 하였으며, 마지막으로 필댐(코어형)은 토언제중심콘크리트형으로 표시된 것을 필댐(코어형)으로 구분하였다.

[표 1.7] 통계연보상의 제체형식 및 분류기준

제체형식		통계연보상 형식분류	비고
콘크리트댐 (중력형)		콘크리트, 콘크리트댐(중력형)	
필 댐	균일형	토언제균일형, 기타, 필댐(균일형), 토공, 토사, 토언제, 토언제균일형, 필댐, 흙댐	
	존형	Zone형, 사력댐, 존형필댐, 석축, 필댐(존형), 중심CORE, 중심점토, 중심코어형필댐, 토언제중심점토, 필댐(코어형)	
	코어형	토언제중심콘크리트형	

※ 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017), 농업기반시설관리시스템(RIMS)

이와 같이 농업용저수지 제체형식을 4가지 형식으로 구분한 결과, 농업용저수지 17,313개 중 콘크리트 댐은 21개소, 필댐은 17,292개소로 나타났다. 필댐 형식 중 존형은 56%, 9,640개소로 가장 많은 것으로 나타났으며, 균일형은 44%, 7,651개소로 나타났다.

차수벽을 토질재료가 아닌 콘크리트 아스팔트 등으로 축조한 필댐(코어형)은 시군관리 저수지인 초리저수지(경기도 파주시 법원읍 법원리에 위치, 토언제중심콘크리트형) 1개소로 나타났다. 제체형식에 따른 분류를 관리주체별로 살펴보면, 한국농어촌공사 관리 저수지의 경우 전체 관리대상 저수지 3,403개소 중 94%가 존형 필댐으로 대부분이 존형 필댐으로 분류되었으며, 시군관리 저수지의 경우 균일형과 존형이 비슷하게 나타났다.

[표 1.8] 제체형식에 따른 분류

관리주체	합 계	콘크리트댐 (중력형)	필댐				비고
			계	균일형	존형	코어형	
합계	17,313	21	17,292	7,651	9,640	1	
	(100.0)	(0.1)	(99.9)	(44.2)	(55.7)	(0.0)	
공사	3,403	12	3,391	156	3,235	-	
	(100.0)	(0.4)	(99.6)	(4.6)	(95.1)		
시군	13,910	9	13,901	7,495	6,405	1	
	(100.0)	(0.1)	(99.9)	(53.9)	(46.0)	(0.0)	

※ 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017), 농업기반시설관리시스템(RIMS)

제체 높이에 따른 농업용저수지의 분류를 살펴보면 제체 높이가 10~5m 인 저수지가 8,651개소로 전체 저수지의 50%로 가장 많았으며, 다음으로는 5m 미만의 소류지가 5,499개소로 가장

많았다. 저수지 관리주체에 따른 구분에서도 같은 결과를 나타내 제체 높이에 따라서는 관리주체에 따른 차이는 없는 것으로 나타났다.

일반적으로 농업분야에서 대댐으로 분류되는 “댐건설 및 주변지역지원 등에 관한 법률” 제2조에 따른 제체 높이 15m 이상인 댐은 8%로 전체 농업용저수지 17,313개소 중 1,367개소 나타났다.

15m 이상인 농업용 대댐 1,367개소 중 한국농어촌공사 관리 저수지는 992개소이며, 시군관리 저수지는 445개소로 나타나 농업용 대댐 중 72.6%는 한국농어촌공사가 관리하는 것으로 분류되었다.

[표 1.9] 제체 높이에 따른 분류

관리 주체	계	30m 이상	30~20m	20~15m	15~10m	10~5m	5m 미만	비고
합계	17,313	253	462	652	1,796	8,651	5,499	
	(100.0)	(1.5)	(2.7)	(3.8)	(10.4)	(50.0)	(31.8)	
공사	3,403	228	338	356	580	1,221	680	
	(100.0)	(6.7)	(9.9)	(10.5)	(17.0)	(35.9)	(20.0)	
시군	13,910	25	124	296	1,216	7,430	4,819	
	(100.0)	(0.2)	(0.9)	(2.1)	(8.7)	(53.4)	(34.6)	

※ 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017), 농업기반시설관리시스템(RIMS)

제체 길이에 따라 분류한 결과 제체 길이가 100~50m 인 저수지가 7,186개소로 전체 저수지의 42%로 가장 많았다. 다음으로는 150~100m 3,910개소, 50m 미만이 3,067개소 순으로 많았다.

관리주체별로 살펴보면 한국농어촌공사 관리 저수지의 경우 제체길이 300m~50m까지 제체 길이에 따라 대부분 고르게 분포하고 있는 것으로 나타났으나, 시군관리 저수지의 경우 절반정도인 46.8%가 100~50m, 150~100m에 21.7%가 분포하고 있는 것으로 나타나 제체의 길이로 살펴볼 때에도 시군관리 대상 중 소규모 저수지가 많은 것으로 알 수 있다.

[표 1.10] 제체 길이 따른 분류

관리 주체	계	300m 이상	300~200m	200~150m	150~100m	100~50m	50m 미만	비고
합계	17,313	524	1,096	1,530	3,910	7,186	3,067	
	(100.0)	(3.0)	(6.3)	(8.8)	(22.6)	(41.5)	(17.7)	
공사	3,403	407	696	632	893	673	102	
	(100.0)	(12.0)	(20.5)	(18.6)	(26.2)	(19.8)	(3.0)	
시군	13,910	117	400	898	3,017	6,513	2,965	
	(100.0)	(0.8)	(2.9)	(6.5)	(21.7)	(46.8)	(21.3)	

※ 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017), 농업기반시설관리시스템(RIMS)

2.2 경과년수에 따른 분류

준공 후 저수지 경과년수에 따라서 제체의 형식이나, 관리주체에 대한 특징 등을 살펴보기 위하여 제체형식별로 경과년수, 관리주체를 구분하여 분류해 보았다.

전체 저수지에 대하여 준공 후 경과년수에 따라 분류해 본 결과 준공 후 50년 이상 경과한 저수지가 14,106개소로 전체의 82%를 차지하고 있어 전체적으로 저수지의 노후화가 심한 것으로 나타났다.

관리주체별로 살펴보면 한국농어촌공사 관리저수지는 전체 3,403개소 중 73%가 준공 후 50년 이상 경과되었으며, 시군관리 저수지는 전체 13,910개소 중 84%가 50년 이상 경과된 것으로 분석되었다.

따라서, 농업용 저수지의 노후화에 따라 구조물의 균열, 누수 등 제체의 구조적 불안정이 심화될 수 있기 때문에 홍수시외에 평상시에도 지속적인 관리가 필요하다.

[표 1.11] 경과년수에 따른 분류

구 분	계	경과년수						비고
		100년이상	100~50년	50~30년	30~20년	20~10년	10년미만	
합계	17,313	64	14,042	2,603	262	208	134	
	(100.0)	(0.4)	(81.1)	(15.0)	(1.5)	(1.2)	(0.8)	
공사	3,403	9	2,475	545	132	143	99	
	(100.0)	(0.3)	(72.7)	(16.0)	(3.9)	(4.2)	(2.9)	
시군	13,910	55	11,567	2,058	130	65	35	
	(100.0)	(0.4)	(83.2)	(14.8)	(0.9)	(0.5)	(0.3)	

※ 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017), 농업기반시설관리시스템(RIMS)

과거 농업용저수지의 건설시기에 따라 제체 형식이 변하는 등의 특징을 살펴보기 위하여 제체 형식별로 준공 후 경과년수에 따른 저수지 분포를 살펴보았다.

대상은 전체 저수지 17,313개소 중 콘크리트댐 21개소를 제외한 필댐 17,292개소를 대상으로 형식별, 관리주체별로 분류하였다.

검토한 결과 필댐의 형식과 관계없이 준공 후 경과년수가 100~50년인 경우가 대부분을 차지하였다. 이는 경제개발 및 수자원개발의 시기가 해당시기에 집중되었기 때문으로 판단된다.

준공 후 50년 이내 준공된 저수지 형식을 살펴보면 균일형이 948개소, 준형이 2,244개소로 2.4배로 많이 준공되어, 균일형 보다는 준형의 필댐으로 많이 건설되었다는 것을 알 수 있다.

관리주체별로도 경과년수에 따른 제체형식을 살펴보았으나, 관리주체별로는 특별히 주목할 만한 통계적 특성은 없는 것으로 분석되었다.

[표 1.12] 경과년수에 따른 필댐 제체형식별 분류

구 분	계	경과년수						비고	
		100년이상	100~50년	50~30년	30~20년	20~10년	10년미만		
합계	17,292	64	14,035	2,597	259	205	132		
	(100.0)	(0.4)	(81.2)	(15.0)	(1.5)	(1.2)	(0.8)		
균일형	계	7,651	50	6,653	816	50	43	39	
		(100.0)	(0.7)	(87.0)	(10.7)	(0.7)	(0.6)	(0.5)	
	공사	156	3	98	21	5	11	18	
	시군	7,495	47	6,555	795	45	32	21	
존형	계	9,640	14	7,382	1,780	209	162	93	
		(100.0)	(0.1)	(76.6)	(18.5)	(2.2)	(1.7)	(1.0)	
	공사	3,235	6	2,374	521	125	130	79	
	시군	6,405	8	5,008	1,259	84	32	14	
코어형	시군	1	-	-	1	-	-	-	

※ 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017), 농업기반시설관리시스템(RIMS)

2.3 기타 제원에 따른 분류

저수지 제체 외에 저수지의 규모를 판단할 수 있는 유역면적, 총저수량을 기준으로 저수지를 분류하여 분석하였다. 유역면적과 총저수량은 홍수방어를 위한 치수측면이나 용수공급능력을 나타내는 이수측면에서 대단히 중요한 제원의 하나이다.

농업용저수지의 유역면적을 기준으로 분류해 보면 전체 저수지의 81%가 유역면적 100ha 미만의 소규모로 분류되었으며, 비교적 규모가 큰 한국농어촌공사 관리저수지도 49%가 유역면적 100ha 미만으로 나타나 전체적으로 농업용 저수지는 수해구역 인근의 소규모로 분포하고 있음을 알 수 있다.

저수지의 수자원 공급능력을 대표할 수 있는 총저수량을 살펴보면, 관리주체에 따른 특징이 명확하게 나타나는 것을 볼 수 있는데, 시군관리 저수지의 경우 4%만이 총저수량 10만m³ 이상의 저수지로 나타났으나, 한국농어촌공사 관리 저수지의 경우 48%가 총저수량 10만m³ 이상으로 나타나 시군관리 대상 저수지에 비해 한국농어촌공사 관리대상 저수지가 상대적으로 규모가 크다는 것을 알 수 있다.

[표 1.13] 유역면적에 따른 분류

구 분	계	1,000ha 이상	1,000~500ha	500~300ha	300~200ha	200~100ha	100ha 미만	비고
합계	17,313	331	362	455	582	1,638	13,945	
	(100.0)	(1.9)	(2.1)	(2.6)	(3.4)	(9.5)	(80.5)	
공사	3,403	313	322	335	297	483	1,653	
	(100.0)	(9.2)	(9.5)	(9.8)	(8.7)	(14.2)	(48.6)	
시군	13,910	18	40	120	285	1,155	12,292	
	(100.0)	(0.1)	(0.3)	(0.9)	(2.0)	(8.3)	(88.4)	

[표 1.14] 총저수량에 따른 분류

관리 주체	계	1,000만 [㎥] 이상	1,000~ 100만 [㎥]	100~ 50만 [㎥]	50~ 30만 [㎥]	30~ 10만 [㎥]	10만 [㎥] 미만	비고
합계	17,313	33	492	397	334	896	15,161	
	(100.0)	(0.2)	(2.8)	(2.3)	(1.9)	(5.2)	(87.6)	
공사	3,403	33	490	386	276	463	1,755	
	(100.0)	(1.0)	(14.4)	(11.3)	(8.1)	(13.6)	(51.6)	
시군	13,910	-	2	11	58	433	13,406	
	(100.0)	-	(0.01)	(0.1)	(0.4)	(3.1)	(96.4)	

3. 농업용저수지 안전진단 현황

농업용 저수지의 노후화 및 취약점을 통계적으로 살펴보기 위하여 정밀안전진단, 긴급정밀점검, 정밀점검 현황자료를 수집하여 분석하였다.

정밀안전진단은 1995년부터 5년마다 주기적으로 시행되어 지속적인 개보수를 수행하였기 때문에, 최근 5개년간 진단결과는 종합평가결과 D등급이하가 8% 이하로 개선된 것으로 분석되었으나, 금회 분석은 농업용저수지의 취약점을 판단하기 위한 통계분석으로 전체 진단자료를 활용하였다.

“시설물 안전관리에 관한 특별법”이 제정된 1995년부터 2020년까지 26개년간 저수지의 안전진단현황을 살펴보기 위하여 한국농어촌공사에서 관리하고 있는 농업기반시설관리시스템(RIMS)에 수록된 안전진단 현황자료는 아래와 같다.

[표 1.15] 농업용저수지 안전진단 현황(1995~2020년)

진단 구분	합계	1종	2종	비고
합계	6,370	4,573	1,797	
정밀안전진단	4,427	2,994	1,433	
긴급정밀점검	347	116	231	
정밀점검	1,596	1,463	133	

※ 5년 주기 점검시기에 따른 저수지별 중복점검 포함

농업기반시설관리시스템(RIMS)에는 1995년 이후에 시행된 6,370건의 안전진단 및 정밀점검 자료가 수록되어 있으며, 수집된 6,370건 자료 중 정밀안전진단은 4,427건, 긴급정밀점검은 347건, 정밀점검은 1,596건 이다.

이 중 상세한 시설진단자료가 있는 정밀안전진단자료 4,427건 중 종합평가자료가 수록되지 않은 196건을 제외한 4,231건을 분석하여 농업용저수지 제체의 안전도 현황을 분석하였다.

저수지 종합평가에서는 저수지 시설을 크게 제체, 물넘이, 방수로, 취수시설의 4개로 구분하여 시설의 안전도를 평가하고 있으며, 개별 시설의 안전등급을 종합적으로 판단하여 종합평가등급을 제시하고 있다.

[표 1.16] 농업용저수지 정밀안전진단 종합평가결과(1995~2020년)

진단 구분	합계	종합평가등급					비 고
		A	B	C	D	E	
합 계	4,231	3	304	3,151	772	1	건수
	100.0%	0.1%	7.3%	74.5%	18.2%	0.0%	등급비율
1 종	2,840	3	287	2,310	239	1	〃
	100.0%	0.1%	10.1%	81.3%	8.4%	0.0%	
2 종	1,391	0	17	841	533	0	〃
	100.0%	0.0%	1.2%	59.9%	38.3%	0.0%	

※ 농업기반시설관리시스템(RIMS)에 종합평가등급이 없는 196개소 제외

분석대상 저수지의 종합평가 등급을 분석한 결과 4,231건 중 “주요부재에 결함이 발생하여 긴급한 보수·보강이 필요하며 사용제한 여부를 결정해야 하는 상태”인 D등급 이하는 전체 정밀 안전진단 건수의 18.2%인 773건으로 나타났다.

이중 비교적 규모가 큰 1종시설물의 경우에는 D등급 이하가 8.4%인 반면, 규모가 작은 2종 시설물의 경우에는 38.3%에 달하여 2종 시설물이 안전에 더 취약한 것으로 분석되었다.

[표 1.17] 농업용저수지 정밀안전진단 제체평가결과(1995~2020년)

진단 구분	합계	종합평가등급					비 고
		A	B	C	D	E	
합 계	4,200	7	522	2,843	826	2	건수
	100.0%	0.2%	12.4%	67.7%	19.7%	0.0%	등급비율
1 종	2,814	7	484	2,069	252	2	〃
	100.0%	0.2%	17.2%	73.5%	9.0%	0.1%	
2 종	1,386	0	38	774	574	0	〃
	100.0%	0.0%	2.7%	55.8%	41.4%	0.0%	

※ 농업기반시설관리시스템(RIMS)에 제체평가등급이 없는 33개소 제외

농업용저수지 정밀안전진단 제체 평가결과를 분석한 결과 D등급 이하는 전체의 19.7%인 828건으로 나타났으며, 1종 시설물의 경우에 D등급 이하가 9.1%인 반면, 2종 시설물의 경우에는 41.4%로 나타나 1종 시설물보다 D등급으로 판정되는 비율이 4배가량 많은 것으로 나타났다.

[표 1.18] 농업용저수지 정밀안전진단 물넘이평가결과(1995~2020년)

진단 구분	합계	종합평가등급					비 고
		A	B	C	D	E	
합 계	3,121	6	521	2,482	1,106	6	건수
	100.0%	0.1%	12.6%	60.2%	26.8%	0.1%	등급비율
1 종	2,760	2	436	1,827	492	2	〃
	100.0%	0.1%	15.8%	66.2%	17.8%	0.1%	
2 종	1,361	3	85	655	614	4	〃
	100.0%	0.2%	6.2%	48.1%	45.1%	0.3%	

※ 농업기반시설관리시스템(RIMS)에 물넘이평가등급이 없는 110개소 제외

물넘이 평가결과를 살펴보면 전체의 26.9%인 1,112건이 D등급 이하로 나타났으며, 1종 시설물의 경우에 D등급 이하가 17.9%, 2종 시설물의 경우에는 45.4%로 나타났다.

종합평가 및 체체 평가에서 1종 시설물의 D등급 판정비율이 약 9% 정도 수준인데 반하여 물넘이 평가에서는 1종 시설물도 D등급 이하가 약 19% 정도의 수준으로 높아지는데 이는 최근 이상기후, 기상이변 등으로 지속적으로 설계홍수량이 상승되고 있기 때문으로 판단된다.

[표 1.19] 농업용저수지 정밀안전진단 방수로평가결과(1995~2020년)

진단 구분	합계	종합평가등급					비 고
		A	B	C	D	E	
합 계	2,349	4	238	1,348	756	3	건수
	100.0%	0.2%	10.1%	57.4%	32.2%	0.0%	등급비율
1 종	1,391	3	177	890	318	1	〃
	100.0%	0.2%	12.7%	64.1%	22.9%	0.1%	
2 종	970	1	61	458	438	2	〃
	100.0%	0.1%	6.4%	47.7%	45.6%	0.2%	

※ 농업기반시설관리시스템(RIMS)에 방수로평가등급이 없는 1,690개소 제외

방수로 평가결과를 살펴보면 전체의 32.2%, 1종 시설물 23.0%, 2종 시설물의 45.8%가 D등급 이하로 나타나고 있다.

방수로 또한 물넘이 평가와 마찬가지로 1종 시설물의 D등급 이하 판정비율이 높는데 이는 물넘이 연결되어 홍수를 배제하는 구조물인 방수로 또한 설계홍수량이 지속적으로 상승하고 있어 그 영향으로 안전도가 취약한 것으로 판정되고 있는 것으로 보인다.

[표 1.20] 농업용저수지 정밀안전진단 취수시설평가결과(1995~2020년)

진단 구분	합계	종합평가등급					비 고
		A	B	C	D	E	
합 계	4,117	11	829	2,758	572	7	건수
	100.0%	0.3%	19.8%	66.0%	13.7%	0.2%	등급비율
1 종	2,796	5	625	1,909	257	0	〃
	100.0%	0.2%	22.4%	68.3%	9.2%	0.0%	
2 종	1,367	6	204	849	315	7	〃
	100.0%	0.4%	14.8%	61.5%	22.8%	0.5%	

※ 농업기반시설관리시스템(RIMS)에 취수시설평가등급이 없는 54개소 제외

농업용저수지 정밀안전진단 취수시설 평가결과를 분석한 결과 D등급 이하는 전체의 13.9%인 579건으로 나타났으며, 1종 시설물의 경우에 D등급 이하가 9.2%인 반면, 2종 시설물의 경우에는 23.3%로 나타나 1종 시설물보다는 D등급으로 판정되는 비율이 높은 것으로 나타났다.

취수시설은 제체, 물넘이, 방수로 보다는 D등급으로 평가받는 비율이 낮은 편으로 이는 재해의 개념보다는 취수시설은 상시 관리하고 사용하는 시설로 사용빈도가 높고 취수 불가시 저수지가 역할을 수행할 수 없기 때문에 지속적인 개보수를 진행하고 있기 때문으로 판단된다.

정밀안전진단 결과 저수지를 제체, 물넘이, 방수로, 취수시설로 분류하여 부분별로 결합사항을 조사한 결과는 다음과 같다.

제체 부분의 결합사항을 살펴보면, 전체 결합사항 10,203건 중 2,452건(24.0%)으로 제일 빈도수가 높은 것이 사석이완 이었으며, 다음으로는 여유고 부족 2,126건(20.8%), 침식세굴이 1,839건(18.0%), 누수파이핑이 1,425건(14.0%)로 나타났다.

이중 가장 빈도수가 높은 사석이완의 경우 저수지 제체에 직접적인 붕괴위험을 주는 것은 아니나, 여유고 부족은 월류의 위험성을 증가시키며, 침식세굴이나, 누수파이핑의 경우 내부침식에 의한 붕괴를 유발하는 요인이므로 지속적으로 관찰하고 관리하여 사고를 예방할 필요가 있다.

[표 1.21] 농업용저수지 정밀안전진단 제체 결합사항(1995~2020년)

구분	합계	여유고 부족	누수 파이핑	누수 사면	안전율 부족	재료 불량	침하 균열	사석 이완	사면 변형	침식 세굴
합 계	10,203	2,126	1,425	55	139	244	1,359	2,452	564	1,839
	(100.0)	(20.8)	(14.0)	(0.5)	(1.4)	(2.4)	(13.3)	(24.0)	(5.5)	(18.0)
1종	6,574	1,248	812	42	117	125	942	1,785	314	1,189
	(100.0)	(19.0)	(12.4)	(0.6)	(1.8)	(1.9)	(14.3)	(27.2)	(4.8)	(18.1)
2종	3,629	878	613	13	22	119	417	667	250	650
	(100.0)	(24.2)	(16.9)	(0.4)	(0.6)	(3.3)	(11.5)	(18.4)	(6.9)	(17.9)

※ () 내서 : 전체 결합진단사항 중 해당 결합사항의 비율

물넘이 부분의 결합사항을 살펴보면, 전체 결합사항 8,942건 중 2,153건(24.1%)이 균열·백태로 가장 흔하게 발생되었으며, 다음으로는 세굴·박락 2,028건(22.7%), 옹벽고 부족이 1,227건

(13.7%), 누수가 1,117건(13.1%)으로 흔하게 결함사항으로 지적되는 것으로 나타났다.

물넘이 부분은 대부분 흙으로 구성 되어있는 필댐에서 홍수를 배제시키기 위한 소류력을 견디기 위하여 콘크리트 구조물을 연결한 부분으로 필댐에서 취약한 부분으로 분류된다. 특히, 접합부에서의 누수는 매우 중대한 결함이므로 빠른 보수보강이 요구된다.

[표 1.22] 농업용저수지 정밀안전진단 물넘이 결함사항(1995~2020년)

구분	합계	구조 불안전	연장 부족	옹벽고 부족	균열 백태	세굴 박락	철근 노출	누수	재료 분리	문비 노후
합계	8,942	153	759	1,227	2,153	2,028	588	1,173	799	62
	(100.0)	(1.7)	(8.5)	(13.7)	(24.1)	(22.7)	(6.6)	(13.1)	(8.9)	(0.7)
1종	6,323	72	363	713	1,696	1,402	486	990	553	48
	(100.0)	(1.1)	(5.7)	(11.3)	(26.8)	(22.2)	(7.7)	(15.7)	(8.7)	(0.8)
2종	2,619	81	396	514	457	626	102	183	246	14
	(100.0)	(3.1)	(15.1)	(19.6)	(17.4)	(23.9)	(3.9)	(7.0)	(9.4)	(0.5)

※ () 내서 : 전체 결함진단사항 중 해당 결함사항의 비율

방수로 부분의 결함사항도 콘크리트 구조물이기 때문에 전체건수 중 균열·백태가 전체의 23.6%로 가장 흔하게 발생되었으며, 다음으로는 옹벽고 부족이 21.7%, 세굴·박락 21.7%로 대부분을 차지하였으며 다음으로는 재료분리, 누수, 철근노출 등이 결함사항으로 지적되는 것으로 나타났다.

[표 1.23] 농업용저수지 정밀안전진단 방수로 결함사항(1995~2020년)

구분	합계	구조 불안전	옹벽고 부족	균열 백태	세굴 박락	철근 노출	누수	전도 단차	재료 분리	기초 공동
합계	9,867	147	2,159	2,326	2,141	845	905	226	910	208
	(100.0)	(1.5)	(21.9)	(23.6)	(21.7)	(8.6)	(9.2)	(2.3)	(9.2)	(2.1)
1종	6,941	72	1,366	1,731	1,479	679	731	159	623	101
	(100.0)	(1.0)	(19.7)	(24.9)	(21.3)	(9.8)	(10.5)	(2.3)	(9.0)	(1.5)
2종	2,926	75	793	595	662	166	174	67	287	107
	(100.0)	(2.6)	(27.1)	(20.3)	(22.6)	(5.7)	(5.9)	(2.3)	(9.8)	(3.7)

※ () 내서 : 전체 결함진단사항 중 해당 결함사항의 비율

취수시설 중 농업용 저수지에서 가장 많은 결함사항을 나타내는 부분은 보통으로 취수시설 결함사항 9,560건 중 1,933건(20.2%)이 보통누수, 1,263건(13.2%)이 보통균열, 1,122건(11.7%)이 보통세굴로 나타났다.

이는 모두 보통에서 복합적으로 발생하는 결함사항으로 취수시설 결함사항의 45.1%인 4,318건으로 취수시설 결함건수의 거의 절반을 차지하고 있다.

[표 1.24] 농업용저수지 정밀안전진단 취수시설 결함사항(1995~2020년)

구분	합계	구조 불안전	균열 박락	권양기 불량	스핀들 변형	철근 노출	취수공 누수	복통 누수	복통 세굴	복통 균열
합계	9,560 (100.0)	133 (1.4)	1,578 (16.5)	614 (6.4)	1,323 (13.8)	424 (4.4)	1,170 (12.2)	1,933 (20.2)	1,122 (11.7)	1,263 (13.2)
1종	6,778 (100.0)	62 (0.9)	1,271 (18.8)	320 (4.7)	778 (11.5)	369 (5.4)	802 (11.8)	1,430 (21.1)	727 (10.7)	1,019 (15.0)
2종	2,782 (100.0)	71 (2.6)	307 (11.0)	294 (10.6)	545 (19.6)	55 (2.0)	368 (13.2)	503 (18.1)	395 (14.2)	244 (8.8)

※ () 내서 : 전체 결함진단사항 중 해당 결함사항의 비율

농업용저수지의 정밀안전진단 결과에 따른 결함사항의 보강방안을 저수지 부분별로 제시한 것은 다음 (표 1-25~28)과 같다.

먼저, 저수지의 본체인 제체에 대한 보강방법은 제방 덧쌓기, 표면차수, 그라우팅, 드레인 설치 등이 있으며, 이중 가장 많이 제시된 보강방법은 사석 재설치(29.5%), 제체 덧쌓기(22.0%), 단면보강(19.4%), 그라우팅(12.4%) 순으로 나타났다.

이는 결함사항에 따른 보강방안을 제시한 것이므로 사석이완은 사석재설치, 제체 덧쌓기와 단면보강은 여유고 부족, 그라우팅은 누수사면, 균열에 대응한 보강방법을 제시하고 있는 것을 알 수 있다

[표 1.25] 농업용저수지 정밀안전진단 제체 보강방안(1995~2020년)

구분	합계	제체 덧쌓기	표면 차수	그라우팅	드레인 설치	제방 압성토	제방 치환	성토 다짐	사석 재설치	단면 보강
합계	9,255 (100.0)	2,037 (22.0)	158 (1.7)	1,144 (12.4)	606 (6.5)	64 (0.7)	47 (0.5)	676 (7.3)	2,726 (29.5)	1,797 (19.4)
1종	5,467 (100.0)	1,050 (19.2)	85 (1.6)	598 (10.9)	319 (5.8)	40 (0.7)	24 (0.4)	465 (8.5)	1,844 (33.7)	1,042 (19.1)
2종	3,788 (100.0)	987 (26.1)	73 (1.9)	546 (14.4)	287 (7.6)	24 (0.6)	23 (0.6)	211 (5.6)	882 (23.3)	755 (19.9)

※ () 내서 : 전체 보강공법 제시사항 중 해당 보강공법의 비율

물넘이와 방수로, 취수시설은 철근콘크리트로 만들어진 시설물로서 주요한 보강방법은 단면복구, 균열보수, 방청충전이 공통적인 보강방안이다.

물넘이의 경우 전체 복구방안 5,853건의 68.7%인 4,022건, 방수로의 경우 전체 복구방안 9,141건의 49.4%인 4,514건이 단면복구, 균열보수, 방청충전으로 보강방안을 제시하고 있다.

그 외에는 물넘이 보강방안으로는 증가된 홍수량으로 인한 물넘이 연장부족, 옹벽고 부족을 해결하기 위하여 물넘이 확장(15.8%), 물넘이 재설치(10.0%)를 보강방법으로 제시하고 있으며, 방수로 보강방법으로는 옹벽고 부족 및 단면 보수보강을 위한 옹벽고 승상(20.8%), 방수로 재설치(7.5%)를 보수보강 방법으로 추천하고 있다.

취수시설은 누수를 방지하기 위한 지수공법이 17.8%로 가장 많이 제시되고 있으며, 기계시설

인 권양기·스핀들 보수도 17.2%를 차지하고 있다.

[표 1.26] 농업용저수지 정밀안전진단 물넘이 보강방안(1995~2020년)

구분	합계	물넘이 확장	비상 물넘이	비상 수문	그라 우팅	단면 복구	균열 보수	방청 충전	수문 보수	물넘이 재설치
합 계	5,853	924	48	74	98	1,580	1,611	831	100	587
	(100.0)	(15.8)	(0.8)	(1.3)	(1.7)	(27.0)	(27.5)	(14.2)	(1.7)	(10.0)
1종	4,012	426	33	56	66	1,225	1,333	638	65	170
	(100.0)	(10.6)	(0.8)	(1.4)	(1.6)	(30.5)	(33.2)	(15.9)	(1.6)	(4.2)
2종	1,841	498	15	18	32	355	278	193	35	417
	(100.0)	(27.1)	(0.8)	(1.0)	(1.7)	(19.3)	(15.1)	(10.5)	(1.9)	(22.7)

※ () 내서 : 전체 보강공법 제시사항 중 해당 보강공법의 비율

[표 1.27] 농업용저수지 정밀안전진단 방수로 보강방안(1995~2020년)

구분	합계	단면 확장	옹벽고 승상	균열 보수	단면 복구	방청 충전	전도 방지	지수공 설치	표면 처리	방수로 재설치
합 계	9,141	643	1,900	1,663	1,641	1,210	38	752	611	683
	(100.0)	(7.0)	(20.8)	(18.2)	(18.0)	(13.2)	(0.4)	(8.2)	(6.7)	(7.5)
1종	6,416	309	1,233	1,326	1,238	928	30	586	516	250
	(100.0)	(4.8)	(19.2)	(20.7)	(19.3)	(14.5)	(0.5)	(9.1)	(8.0)	(3.9)
2종	2,725	334	667	337	403	282	8	166	95	433
	(100.0)	(12.3)	(24.5)	(12.4)	(14.8)	(10.3)	(0.3)	(6.1)	(3.5)	(15.9)

※ () 내서 : 전체 보강공법 제시사항 중 해당 보강공법의 비율

[표 1.28] 농업용저수지 정밀안전진단 취수시설 보강방안(1995~2020년)

구분	합계	균열 보수	권양기 보수	스핀들 보수	취수공 복구	지수 공법	방청 충전	단면 복구	표면 처리	시설 재설치
합 계	8,526	1,038	479	988	787	1,516	1,155	1,345	659	559
	(100.0)	(12.2)	(5.6)	(11.6)	(9.2)	(17.8)	(13.5)	(15.8)	(7.7)	(6.6)
1종	6,253	902	269	598	539	1,183	926	1,041	581	214
	(100.0)	(14.4)	(4.3)	(9.6)	(8.6)	(18.9)	(14.8)	(16.6)	(9.3)	(3.4)
2종	2,273	136	210	390	248	333	229	304	78	345
	(100.0)	(6.0)	(9.2)	(17.2)	(10.9)	(14.7)	(10.1)	(13.4)	(3.4)	(15.2)

※ () 내서 : 전체 보강공법 제시사항 중 해당 보강공법의 비율

제3절 저수지 제체 붕괴방지 기술 현황

1. 저수지 제체의 붕괴방지 기술

일반적으로 농업용 저수지 등 토목구조물은 구조물의 설계기준에 따라 적절히 설계되고, 시방서에 따라 완전하게 시공된 경우, 지속적인 유지관리를 통하여 사용상 발생하는 결함을 보수보강할 경우 설계에서 고려되지 않은 지진, 홍수 등 극단적인 자연재해 또는 인위적인 재해가 발생하지 않는 이상 붕괴까지 이르는 경우는 흔하지 않다. 최근 기후 변화의 영향으로 과거보다 강우가 집중되어 자연재해가 증가하고 있기 때문에 재해예방에 대한 대책이 필요한 실정이고 이러한 자연환경의 변화는 비교적 침투에 취약한 농업용 저수지의 구조적 안정에 영향을 미치게 된다.

대부분 댐 시설물이 붕괴까지 이르게 되는 경우는 극단적인 자연재해 또는 설계 및 시공상의 결함, 유지관리상의 문제점을 간과하여 댐의 결함이 오랫동안 누적되는 경우 발생하게 된다. 노후화된 중소규모 저수지의 붕괴는 상류사면 붕괴, 하류사면 붕괴, 여수토 방수로 붕괴 등의 저수지 자체 붕괴와 이로 인한 하류지역의 인명과 재산 피해로 나타난다.

앞서 살펴본 바와 같이 국내외에서 발생된 댐 붕괴사례를 살펴보면 사고의 주원인은 월류(Overtopping)와 내부침식 중 관공작용(Piping)인 것으로 나타났다. 국내 농업용 저수지의 형식은 99%가 필댐으로 구성되어 있고, 축조된 지 50년이 경과된 저수지가 82%에 이르고 있기 때문에 월류, 파이핑 및 누수로 인한 재해위험도가 더욱 가중되고 있다.

본 연구에서는 월류와 내부침식 발생시 제방의 보호기술을 긴급대응 방법과 제체보강 방법으로 구분하였다. 국내외에서 소규모 농업용저수지에 반영할 수 있는 긴급대응 및 제체보강 자료를 수집, 분석하였다. 소규모 농업용 저수지에 적용 가능한 효율적인 방안을 도출하고 제방 보호 기술을 제시하고자 한다.

[표 1.29] 농업용저수지 월류 및 내부침식 붕괴방지 기술

월류		긴급 대응	차수매트를 이용한 제체보호공법(강원대학교, 2009) Eco-hybrid 롤링매트(한국건설기술연구원, 2016) 기타 월류 방지대책(흙부대 공법, 물주머니 공법)
		제체 보강	댐 제체 증고를 통한 보강 Parapet wall 설치 RCC공법(Roller Compacted Concrete) CCM공법(Cellular Concrete Mat) 특수형상의 흙부대 공법(일본 농촌공학연구소) 제체표면 피복공법+L형드레인 공법(일본 농촌공학연구소) 보강재 설치에 따른 월류 붕괴 지연(주요한 등, 2013) 하류사면 사석, 지오텍스타일 설치(이달원 등, 2014) 신소재 활용 월류 붕괴 경감(고동우외, 2018)
내부침식	제체 내	긴급 대응	저수위저하 누수지점 그라우팅
		제체 보강	제체 내 내부침식 붕괴방지 드레인 설치(한국시설안전공단, 2013) 불투수 점토 또는 합성 멤브레인 블랭킷 설치(FEMA, 2015) 제체 그라우팅 공법 압성토 공법 감압정 공법
	기초지반	긴급 대응	유출부 가압을 통한 월류공법(일본 마쓰야마 하천국토 사무소) 파이핑 방지용 차수매트 설치(김동규 등 2003) 하천제방의 파이핑 방지장치(한국건설기술연구원, 2016)
		지반 보강	기초지반 그라우팅 보강 기초에 차수벽설치(U.S. Army Corps of Engineers, 1993)

2. 월류에 의한 붕괴방지 기술

월류에 의한 저수지 제체의 붕괴를 방지하는 기술은 크게 붕괴에 임박한 상황에서 긴급하게 대응하는 기술과 댐체를 보강하여 월류시에도 제체가 침식되어 붕괴되지 않도록 하거나 붕괴를 지연시키는 기술로 구분 할 수 있다.

2.1 월류 붕괴방지 긴급대응 기술

가. 차수매트를 이용한 제체보호기술(강원대학교, 2009, 김용성)

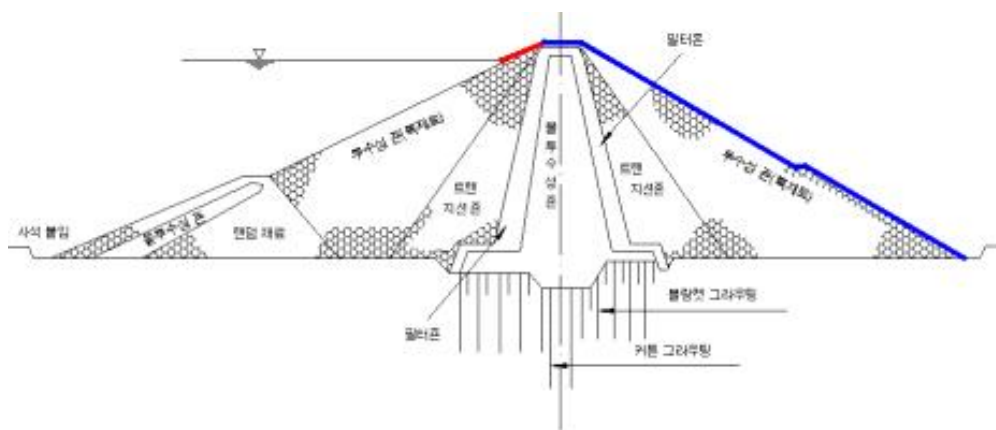
월류 붕괴방지를 위한 차수매트를 이용한 제체보호공법은 대부분의 농업용저수지인 필댐 형식의 저수지에서 집중호우 등에 의한 설계홍수량 이상의 홍수발생시 수위가 급격히 상승하고, 제체표면을 통하여 월류 발생시 제체 표면의 침식을 방지하여 제체의 유실과 붕괴를 방지할 수 있도록 소방방재청에서 주관하고 강원대학교 산학협력단(김용성, 2009)에서 연구·개발된 것이다.

상기 공법은 부직포에 폴리에틸렌액을 일체화시켜 제작한 불투수층 매트를 저수지 제체에 전체적 덮는 방법으로 시공하여 제체의 침식을 방지하는 공법이다.

본 공법은 홍수단계별로 2단계에 걸쳐 시공하도록 되어있으며, 홍수주의보나 홍수경보에 따른 저수지 수위상승에 따라 대응하도록 구상하였다. 대응 1단계는 홍수가 발생하여 저수지 수위가 만수위 이상으로 상승하려고 할 때, 대응 2단계는 지속적으로 홍수가 상승하여 홍수위 이상이 되는 경우로 구분한다.

대응1단계인 저수지 만수위 상태까지는 홍수상황을 지켜보면서 만수위를 초과할 경우(그림 1.36의 빨간색 부분) 만수위부터 제정상단까지 1단계로 차수매트를 시공하여 보호하며, 홍수위를 초과하는 경우 대응2단계인 기존 시공된 부분과 연결하여 제정상단부터 하류부까지(그림 1.36의 파란색 부분) 전체적으로 시공함으로써 제체의 침식을 방어하게 된다.

그러나, 본 공법은 길이가 긴 저수지 제체 특성상 전단면을 보강하기에는 시간과 비용이 많이 소요되기 때문에 현실적으로 제정이 상대적으로 낮은 부분 등 취약부분만 보강하도록 할 수밖에 없는 단점이 있다.



[그림 1.36] 차수매트를 이용한 제체 보호공법 개념도

출처 : 제체보호용 차수구조(공개특허10-2011-0046948, 강원대학교산학협력단)

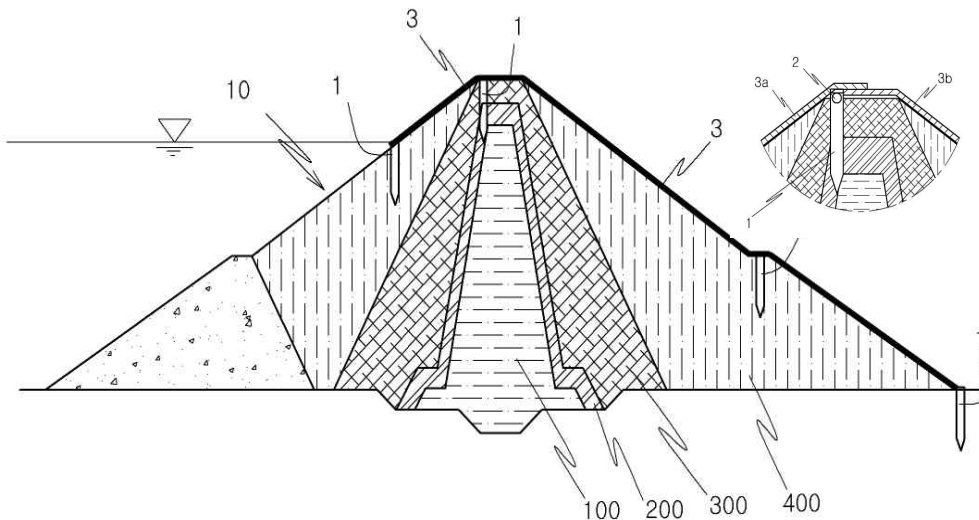
차수매트를 이용한 제체 보호공법의 구성품은 차수매트(제체보호), 지지대(만수위 부근, 제정에 설치 차수매트 고정), 지지봉(차수매트를 지지대에 연결)으로 구성된다.

설치방법은 구성품 중 지지대(그림 1.37의 1)은 홍수기 이전에 저수지 만수위 및 제정부근이 설치하고 1단계로서 상류면 지지대와 제정 지지대 사이에 차수매트(그림 1.37의 3a)를 포설한다.

차수매트 하부는 세립질의 토사로 면 고르기를 실시하고 만수위에서 수위가 상승하게 되면 수압에 의해 차수매트가 하중을 받게 되므로 제체와 밀착되게 된다.

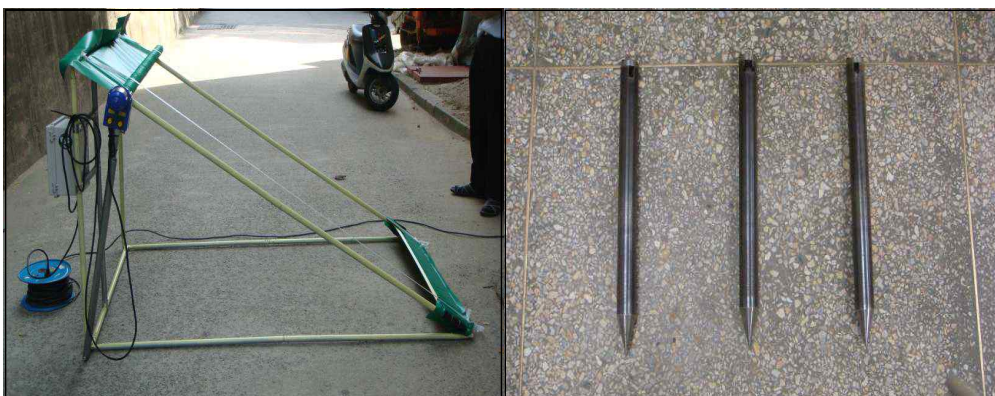
수위가 계속 상승하여 홍수위를 넘어서게 되면 2단계 차수매트 포설을 진행하며 2단계는 제정에 설치된 지지대에 지지봉(그림 1.37의 2)을 연결하여 차수매트(그림 1.37의 3b)를 포설한다.

월류시 수압 백터는 제체하부 및 하류사면 방향으로 작용하게 되므로 수압보다 지지봉의 지지력이 크다면 차수매트는 제체와 밀착되어 제체를 보호하게 된다.



[그림 1.37] 차수매트를 이용한 제체 보호공법 설치 상세도

출처 : 제체보호용 차수구조(공개특허10-2011-0046948, 강원대학교산학협력단)



[그림 1.38] 차수매트 자동설치 장치(좌), 제체 지지대 및 지지봉(우)

출처 : 제체보호용 차수구조(공개특허10-2011-0046948, 강원대학교산학협력단)

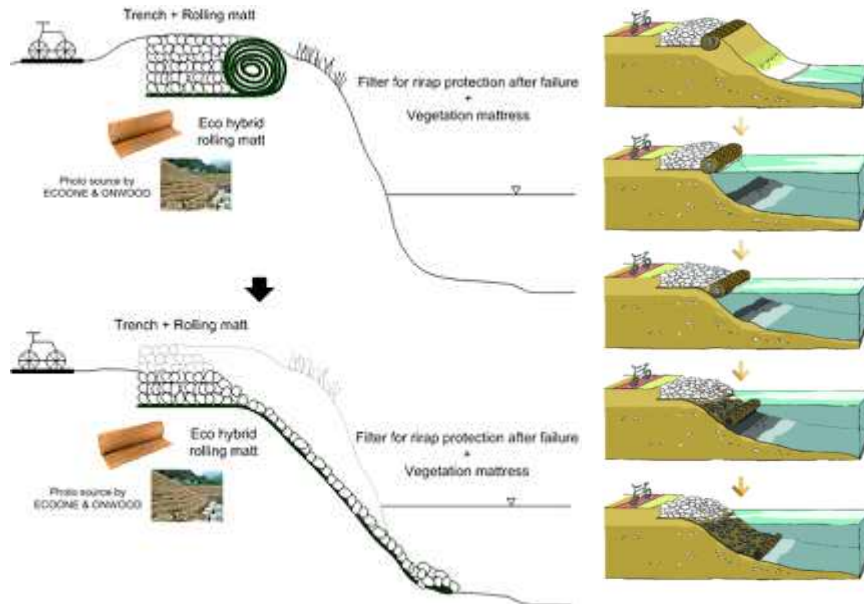
나. Eco-hybrid 롤링매트(한국건설기술연구원, 2016)

한국건설기술연구원(2016)에서는 하안침식 응급대처를 위한 Eco-hybrid 롤링매트 개발하였다. 하천공학 기술 발달에도 불구하고 하안침식 가능 구간 및 정량적 평가에 대한 불확실성 및 한계 존재하며, 기후변화의 영향으로 인해 극한 홍수 및 태풍 발생 시 하천의 하안 붕괴로 인한 재해 발생에 대한 응급 대처 및 선제적 대응 필요하다. 기존 강성 호안공법 적용 시 고비용 발생하며, 하안붕괴 및 하안침식이 한계치 이상으로 발생했을 경우 즉각적으로 대처할 수 있는 저비용 친환경 공법 필요하다(한국건설기술연구원, 2016).

극한홍수 발생시 하안침식이 발생하면 하천제방에 설치된 Eco-hybrid 롤링매트가 제방사면으로 슬라이딩되어 하안침식을 방지하기 위한 기술을 개발하였다.



[그림 1.39] Eco-hybrid 롤링매트 실규모 하천수로 검증 실험(한국건설기술연구원, 2016)

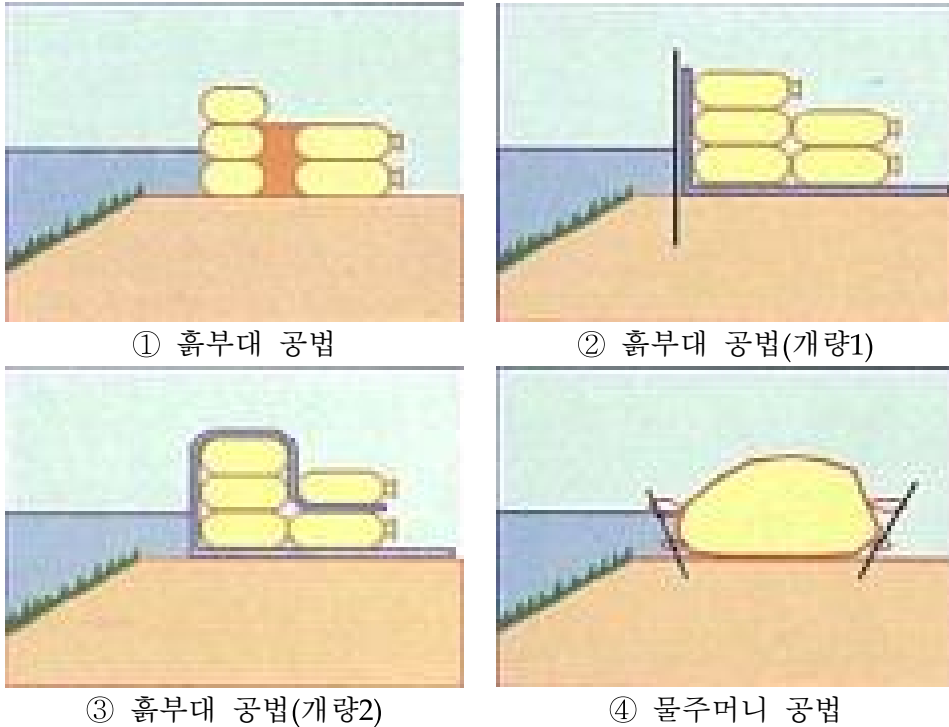


[그림 1.40] Eco-hybrid 롤링매트를 이용한 하안침식 보호공법(한국건설기술연구원, 2016)

다. 기타 월류 방지대책

고전적인 방법으로 제정 상단부분에 흙부대나 모래주머니, 톤마대를 쌓아올려 제정의 월류를 방지하는 방법으로 제정에 흙부대 만을 쌓아올리는 방법과 현장 상황에 따라서 이를 개량하여 적용하기도 한다.

일본 국토교통성에서는 “시대에 맞는 수방공법 선정과 제작가이드(일본, 국토교통성, 2006)” 발행을 통하여 제방의 월류 및 침식방지 긴급대책으로 그림 1.41과 같은 수해방지공법을 제시하고 있다. 소규모 농업용저수지의 형식은 균일형 필댐이므로 구조적으로 하천제방과 큰 차이가 있는 것은 아니므로, 긴급대책의 경우 동일한 방법을 활용하여 적용할 수 있다.



[그림 1.41 제체의 월류방지를 위한 다양한 긴급공법

출처 : 시대에 맞는 수방공법 선정과 제작가이드(日本 國土交通省, 2006)

그림 1.41의 ① 흙부대 공법은 가장 기본적으로 흙부대를 제정에 쌓아올려 월류를 방지하는 공법으로 구조가 간단하고 다양한 재료로 만들 수 있어 널리 이용되는 방법이다. 지수역할을 주로 포장재료가 담당하며 이중으로 쌓아 중간을 흙으로 채워넣어 수압을 견디는 구조이다.

② 흙부대 공법(개량1)의 경우 흙부대 사이에 흙을 채워넣지 않고, 말뚝을 박고, 지수가 가능한 시트 위에 흙부대를 쌓아올리는 방법이다. 말뚝과 흙부대의 무게로 수압에 저항하는 구조로 말뚝을 박을 수 없는 곳은 수압에 대한 저항이 낮아지는 단점이 있다.

③ 흙부대 공법(개량2)의 경우, 말뚝을 박을 수 없는 곳에서 사용할 수 있는 방법으로 지수가 가능한 시트를 깔고, 흙부대를 쌓아 시트로 둘러싼 후 그 위에 흙부대를 올려 고정시키는 방법이다.

④ 물주머니 공법은 도시에서와 같이 다량의 흙을 얻을 수 없는 곳에서 사용하는 방법으로 제정 상단에 말뚝을 박아 물주머니가 위치할 공간을 마련하고 물주머니에 펌프로 물을 주입하여 월류를 방지하는 공법이다. 물주머니공법은 많은 물주머니가 필요하고, 예상보다 높게 상승하는 경우 더 높에 쌓아올릴 수 없는 것이 단점이다.

2.2 월류 붕괴방지 제당 보강 기술

가. 댐 체체 증고를 통한 보강

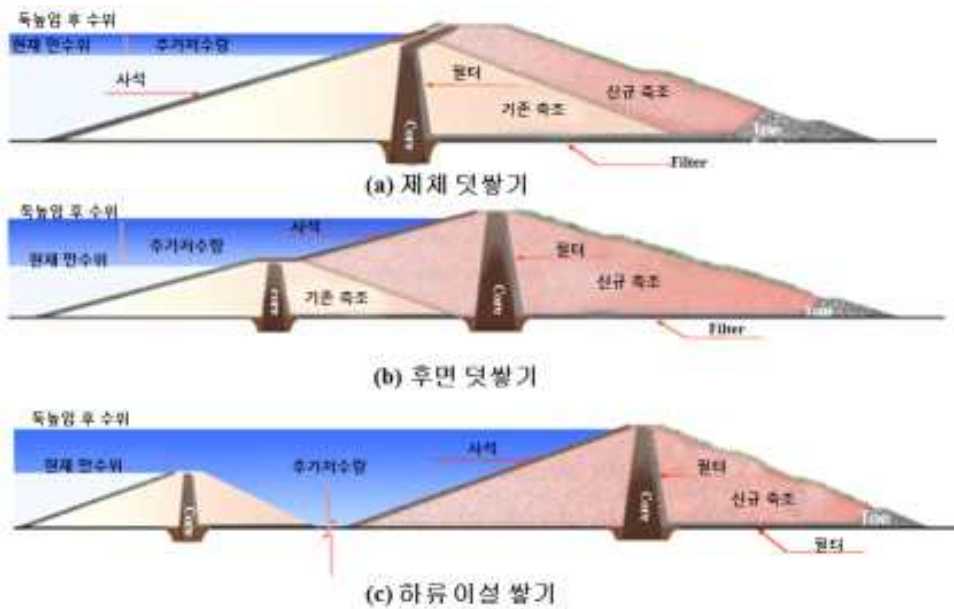
댐 체체를 증고하는 방법은 기존 댐의 재개발시 저수량을 증가시켜 이수측면의 댐 이용율을 향상시키는 것을 주 목적으로 하고 있으나, 이에 부가하여 오래된 댐의 기능을 향상시키고, 치수측면에서도 전반적으로 댐체를 보강하여 활용도와 안정성을 높이고자 하는 목적에서 시행된다.

댐 제체 증고를 통한 보강방법은 일반적으로 기존댐의 제체와 연결하여 증고하기 때문에 증고된 높이와 설계된 하류 사면경사에 따라 댐체의 기저부도 동시에 확장되게 된다.

기존댐과 제체를 연결하여 증고하는 경우 기존댐과 신규댐의 접합부위가 가장 취약한 부위가 되기 때문에 불투수층의 시공이나, 필터의 시공시 기존댐과 신규댐이 일체화 할 수 있도록 증따기를 하는 등 정밀한 시공이 필요하다.

일반적으로 댐 제체의 증고방법은 그림 1.47에서 보는 바와 같이 기존제체와 연결하여 불투수성부를 경사지게 시공하고 하류부 사면에 연결하여 시공하는 제체 덧쌓기 방식, 기존댐과 연결하여 시공하기는 하지만 기존댐을 마치 가물막이 댐처럼 활용하고 하류부에 불투수성부와 댐체를 신규로 축조하는 후면 덧쌓기 방식, 기존댐의 하류부에 신규로 댐을 축조하는 하류 이설 쌓기 등으로 나눌 수 있다.

독높임의 경우 노후화된 댐을 재축조와 유사한 수준으로 보강개발하는 방식이므로 홍수배제 측면이나, 댐체의 여유고를 확보하는 측면에서 최근의 이상홍수 등에 대응하는 댐의 종합적인 보강방법으로 볼 수 있다.



[그림 1.42] 댐 제체 증고방법

나. Parapet Wall 설치

Parapet wall은 보통 댐에서 월류방지나 바람에 의한 처오름 현상에 의한 제체 상부의 침식을 방지하기 위하여 보조적으로 설치되는 시설로 제정 상단부에 제체의 길이방향으로 설치되는 일정한 높이의 콘크리트 벽을 말한다.

보통은 Parapet wall 만 단독으로 설치되는 경우는 드물고 기존 제체의 증고를 위하여 성토와 병행하여 설치되는 것이 경제적으로 알려져 있다. 제체의 상단에 길이방향으로 설치되는 콘크리트 구조물이기 때문에 높게 시공은 가능하나 경관 상 좋지 않고 시야를 가려 유지관리상 불리하기 때문에 증고높이가 1m이상일 경우에는 다른 방법과 병행하여 설치한다.

시공형태는 보통 직사각형의 연속된 벽체의 형태이나 최근에는 상단부를 곡선화 시공하여 파

량에 의한 방어를 극대화하기도 한다.



[그림 1.43] Parapet wall 설치 전경

출처 : Small Dams Design, Surveillance and Rehabilitation(CIGB ICOLD)

다. RCC공법(Roller Compacted Concrete)

RCC공법은 매우 된 반죽의 콘크리트를 얇은 층으로 깔고, 진동 롤러로 다지는 공법으로 여기에서는 사력댐의 표면을 월류에 의한 침식으로부터 보호하기 위하여 롤러다짐콘크리트를 사용하여 표면 보호체를 만드는 것이다.

RCC를 활용한 월류대책은 경제적 및 시공편의성에서 댐의 안정성을 확보하는데 우수한 공법으로 평가되고 있다. 다만, 여기서는 상시적인 월류상태가 아닌 돌발적인 상황에서 댐의 제체의 침식을 방지하여 붕괴를 방지하거나 지연시키는 것이 목적이므로 RCC공법을 이용하여 어느 정도 유량을 어느 정도시간을 방어하여야 하는 것을 결정하는 것이 중요하다.

따라서, RCC를 활용한 제체의 월류대책시설을 고려할 경우에는 설계홍수량, 기존댐의 설계 특성, 하류부 하천 및 지역의 특성을 종합적으로 판단하여야 한다.

RCC공법은 여수로 및 제체 월류방지공법으로 오랫동안 사용되어 왔으며 미국에서 130개 이상의 댐에서 적용된 바 있다.

미국에서 Tholocco 댐에 적용된 사례를 살펴보면 Tholocco 댐은 1930년대에 지어진 댐으로 1979년 댐의 홍수배제규모가 부족한 것으로 나타났으며, 1994년 7월 폭우로 비상여수로의 붕괴로 6년동안 비어있는 상태로 방치되었다. 그 후 댐을 어떻게 보강할 것인지 여러 가지 대안을 조사하고 가장 효율적인 방법으로 RCC 보조여수로를 설치하는 것으로 결론을 내렸다. 이후 2004년, 2005년, 2007년에 월류하였으나 안정적인 기능을 발휘하는 것으로 나타났다.

그림 1.44는 Tholocco 댐에 설치된 RCC 보조여수로를 나타낸 것이며 그림 1.45는 Red rock 유

역의 댐에 설치된 보조여수로에서 홍수시 월류 전경과 홍수 후 상태를 나타낸 것이다.



[그림 1.44] Tholocco Dam에 설치된 RCC 보조여수로
출처 : Small Dams Design, Surveillance and Rehabilitation(CIGB ICOLD)



[그림 1.45] Red Rock 지역의 댐에 설치된 RCC 보조여수로
출처 : Small Dams Design, Surveillance and Rehabilitation(CIGB ICOLD)

라. CCM공법(Cellular Concrete Mat)

CCM 공법은 콘크리트 블록을 연속된 셀식으로 조립한 뒤 각 블록을 철제 케이블 등으로 연결하여 일체화하여 제체의 표면을 보호하는 보강체를 만드는 공법으로 제체의 월류에 의한 침식을 방지하여 붕괴를 방지할 수 있는 공법이다.

콘크리트 블록은 블록의 상부가 막혀있는 것과 개방되어 있는 것이 있으며, 블록의 상단이 개방되어 있는 블록의 경우 시공후 식생이 가능하여 친환경적인 시공이 가능한 장점이 있다.

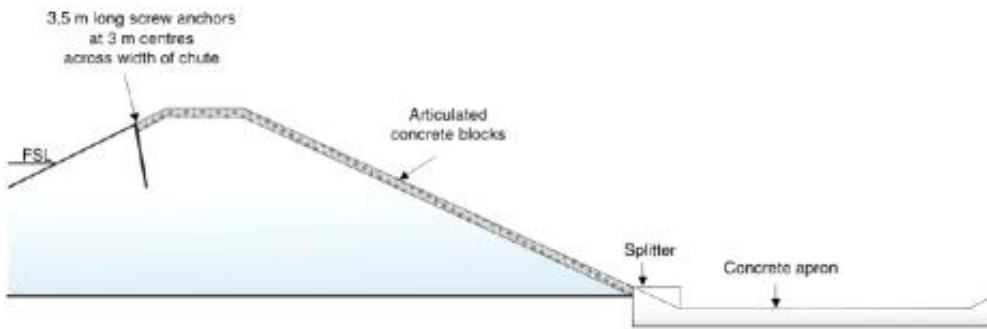
보통 콘크리트 블록의 두께는 10~23cm, 평면넓이 0.1~0.2m² 규모의 콘크리트 블록이 시공에 사용된다.

CCM 공법은 항만에서 파랑에 의한 방파제의 세굴방지 등 안정성 확보를 위한 목적으로 개발된 공법으로 각 콘크리트 블록이 케이블로 연결되기 때문에 굴곡이 있는 곳에서도 시공이 가능하며, 일정규모로 공장이나 작업장에서 케이블로 연결한 뒤 현장으로 이동하여 시공할 경우 빠르게 시공할 수 있는 장점도 있다.

다음 그림 1.46은 월류에 대한 제체를 보강하는 공법으로 CCM 공법을 시공할 경우 개념도를 나타낸 것이다.

CCM 공법의 콘크리트 블록은 이질재료인 제체의 흙 위에 덮여있는 구조이므로 월류시 흐름 방향의 저항성이 취약하므로 이를 보강하기 위하여 CCM 구조체를 제체와 일체화 할 수 있도

록 앵커를 시공하여 보강할 수 있으며, 시공 후 상부에 성토를 하고 식생이 활착될 경우 시공 직후 보다 더 큰 안정성을 확보할 수 있다.



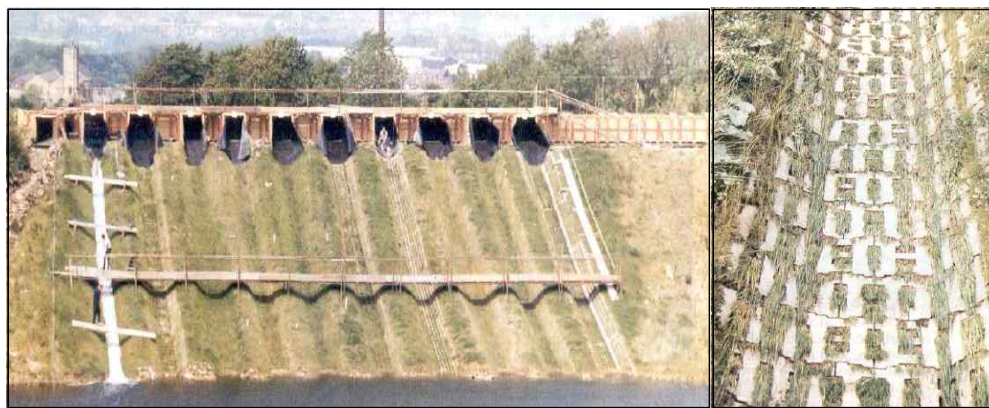
[그림 1.46] CCM(Cellular Concrete Mat) 공법 개념도

출처 : Small Dams Design, Surveillance and Rehabilitation(CIGB ICOLD)



[그림 1.47] 댐 사면에 대한 조립된 콘크리트 블록의 거치

출처 : Small Dams Design, Surveillance and Rehabilitation(CIGB ICOLD)



[그림 1.48] 댐 사면에 설치된 콘크리트 블록

출처 : Small Dams Design, Surveillance and Rehabilitation(CIGB ICOLD)

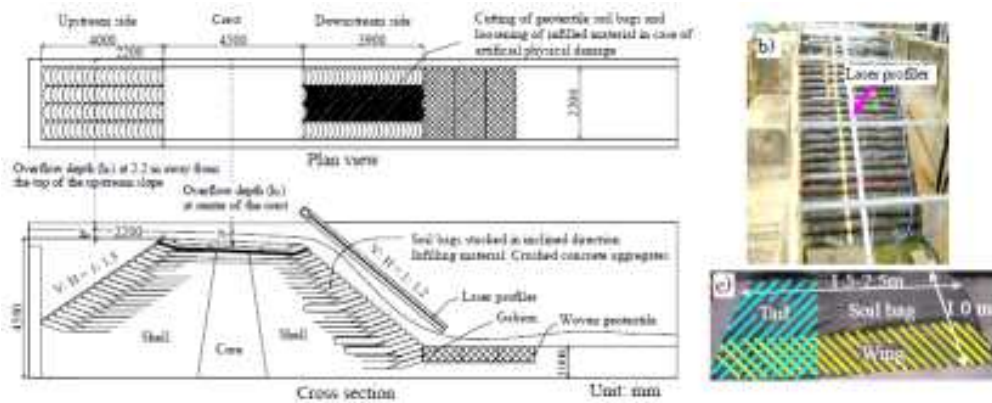
마. 특수형상의 흙부대 공법(일본, 농촌공학연구소)

특수형상의 흙부대 공법은 일본 농촌공학연구소에서 개발한 공법으로 폭 1.0m, 길이 1.5~2.5m

크기의 특수 제작한 흙부대를 사용하여 층층이 쌓아올려 제체를 보강하는 방법이다.

특수형상의 흙부대는 흙을 담은 부분과 제체와 흙부대를 일체화 할 수 있는 꼬리부분, 양옆의 흙부대와 일체화 할 수 있는 날개부를 가지도록 제작한다.(그림 1.49, c)

또한, 흙부대를 수평으로 쌓아올리는 경우 수평 전단력에 저항하지 못하고 흙이 쉽게 변형하거나 움직이게 되는 문제점을 해결하기 위하여 흙부대를 수평면에 대하여 약 18° 경사지게 쌓아올림으로서(그림 1.49, a) 수평으로 쌓을 때의 약 2배의 저항을 가질 수 있다는 것을 실험으로 확인하였다.



[그림 1.49] 흙부대 공법 개요도

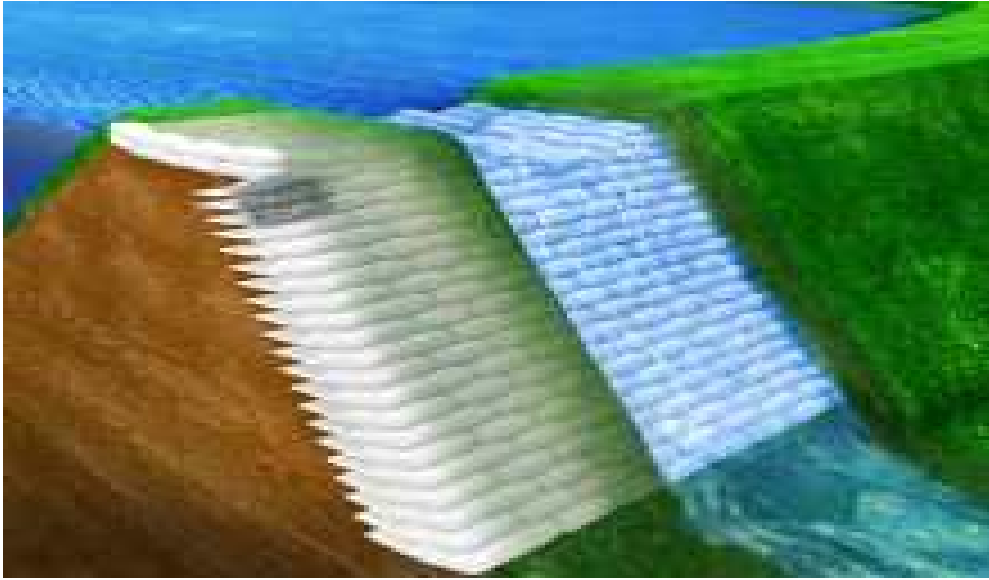
출처 : 지진·월류에 강한 저수지 및 도로성토의 구축기술(일본 농촌공학연구소)

농업용 저수지는 유역면적이 작기 때문에 월류가 단시간에 집중하여 발생하게 되므로 몇시간 정도의 월류를 허용하고, 그에 대한 제체 하류 사면의 침식여부를 확인하면 공법의 활용성을 평가할 수 있다.

농촌공학연구소에서는 특수형상의 흙부대 공법을 이용하여 구축한 저수지 제체에 대하여 월류실험을 실시한 결과, 월류수심 30cm, 월류 지속시간 6시간에 충분한 허용능력이 있는 것으로 판단하였으며, 이에 따라 돌발적인 월류에 대해서도 침식의 발달속도가 느린 붕괴 방지대책에 효과적인 공법으로 판단하였다.

실험결과 특수형상 흙부대를 적층한 제체 구조는 유수에 의한 침식방지 대책으로서 유효하며 저수지 제체 외에 저수 기능을 갖는 흙 구조물에 적용할 수 있다. 또한, 제체가 흙부대와 인장보강재에 의해 보강되기 때문에 경사가 가파른 저수지, 경사지와 토지 제약조건이 있는 곳에서도 적용이 가능하다.

다만, 자외선 등에 의한 흙부대 재료의 복토 및 식물보호 등 열화대책에 대하여는 별도의 검토가 필요한 것으로 판단하고 있다.



[그림 1.50] 제체 일부구간 흙부대 공법 시공개념도

출처 : 지진·월류에 강한 저수지 및 도로성토의 구축기술(일본 농촌공학연구소)



[그림 1.51] 제체에 적용한 흙부대 공법

출처 : 지진·월류에 강한 저수지 및 도로성토의 구축기술(일본 농촌공학연구소)

바. 제체표면 피복공법+L형 드레인 공법(일본, 농촌공학연구소)

제체표면 피복공법은 제체를 대규모로 굴착하지 않고 제체를 보강재로 감싸서 저비용으로 단기간에 호우에 강한 저수지 개보수를 실시하는 획기적인 공법이며, L형 드레인 공법은 하류사면 법면에 먼저 L형 드레인을 설치하여 침투선을 저하시켜 제체의 안정성을 높이는 공법이다.

제체표면 피복공법은 수세미구조의 침식방지매트를 통하여 파랑에 의한 침식을 방지하고, 미끄럼 및 월류침식을 방지하며, L형 드레인 공법을 통하여 파이핑을 방지할 수 있다. 또한, L형 드레인은 필터재료 막힘에 대비하여 2중관으로 구성하여 내부를 세정할 수 있어 유지관리에

용이한 장점이 있다.

제체표면 피복공법과 L형드레인 공법에 필요한 재료는 모두 인력으로 운반할 정도로 경량이며 접근성이 나쁜 산간 벽지에 위치한 소규모 저수지에 쉽게 반입이 가능하다. 제체 표면 피복 공법에 사용되는 재료는 수세미 모양의 롤에 차수성 부직포가 접착된 침식방지매트와 2중관 구조로 구성된 L형 드레인이다.

제체표면 피복공법은 상류사면에서 하류사면까지 보수를 일련의 과정으로 시행할 수 있어 기존 공법에 비해 빠르게 시공할 수 있다. 또한, 덤프 등 대형 중장비가 필요없고, 재료가 경량이기 때문에 접근이 어려운 산간지의 저수지도 간편하게 보수가 가능하다.

그림 1.52는 제체표면 피복공법의 시공순서를 나타낸 것이며, 그림 1.53 L형드레인공법의 시공순서를 나타낸 것이다.

농촌공학연구소에서는 제체표면 피복공법의 월류침식방지 성능을 확인하기 위하여 실규모의 제체 월류실험을 실시하였다. 저수지에 여수토 방류능력을 초과한 유입이 발생되면 제체 월류가 발생하고, 월류수심이 깊어지게 되면 월류부 끝에서 수류가 점프하여 하류사면에 충돌하여 침식되게 되는데 월류실험 결과 보강제체는 월류수심 20cm의 월류에 견디는 것으로 실험결과 나타났다.

실험결과 무대책의 경우 200l/m/s의 월류유량으로도 완전파괴에 이르는데 제체피복공법은 260l/m/s 월류가 12시간 지속되도 전혀 손상이 발생하지 않았다.

제체표면 피복공법의 극한강우의 제체 침식방지 성능을 살펴보기 위하여 강우시험을 실시하였다. 무보강 저수지의 경우 50mm/hr의 강수량을 3시간 지속한 결과 제체가 크게 붕괴된 반면 제체표면 피복공법은 150mm/hr의 강수량을 12시간 계속 지속하더라도 약간의 변형만 발생할 뿐 붕괴에 이르지 않는 것으로 실험결과 나타났다.



[그림 1.52] 제체표면 피복공법 단계별 시공전경

출처 : 제체표면피복공법 및 L형드레인 공법(일본 농촌공학연구소 시설자원부)

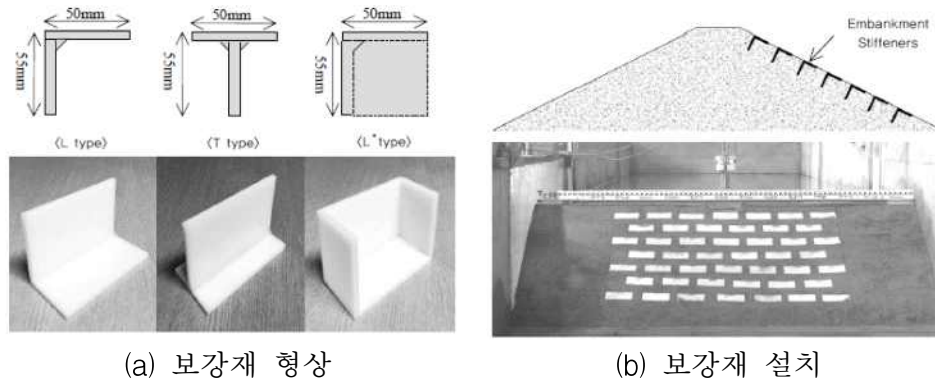


[그림 1.53] L형 드레인공법 단계별 시공전경

출처 : 제체 표면피복공법 및 L형드레인 공법(일본 농촌공학연구소 시설지원부)

사. 보강재 설치에 따른 월류붕괴 지연(주요한 등, 2013)

국내 저수지의 대부분은 흙댐으로 이러한 형식은 건설비용이 저렴하고 다른 시공보다 시공성이 용이하여 많은 저수지 건설에 채택되었다. 그러나 흙댐은 월류·침투 현상에 취약하여 설계 홍수량을 초과한 홍수 발생 시 붕괴가능성이 높은 단점이 있다(주요한 등, 2013). 수리실험을 통해 필댐 제체에 월류 붕괴가 발생할 경우에 제체 하류사면에 L형·T형·L*형의 보강재를 설치하여 형태에 따른 붕괴 양상 변화를 분석하여 제시하였다. 무보강 제체와 붕괴 발생에서 종료까지의 시간을 비교하여 보강재 설치 제체에서 붕괴지연으로 인한 피해감소 효과를 분석하였다. 붕괴지연으로 인하여 긴급보수시간 및 인명구조 시간의 확보가 가능하고, 침투유출량 감소로 필댐 하류부의 피해 감소가 가능하다고 판단하였다. 보강재 설치를 통해 붕괴 발생에서 종료까지 약 1.73~2.29배의 시간지연 효과가 있다는 연구결과를 제시하였다.



[그림 1.54] 보강재 형상 및 저수지 제체 설치(주요한 등, 2013)

아. 제체 하류사면 Riprap 설치(이달원 등, 2014)

농업용 저수지 중에서 측수로형 여수로는 99 %를 차지하고 있는데, 수리학적으로는 효율적이거나 측수로 내의 수위가 한계를 초과하면 월류흐름의 복잡한 엉킴현상이 발생하여 수위가 급격하게 상승하게 되는 특성을 가지고 있어 월류에 의한 세굴과파괴에 취약하다(이달원 등, 2013). Riprap으로 보강된 저수지 제체 단면의 대형모형실험을 통하여 무보강 저수지 제체와의 파괴형태, 제체와 여수토 접촉부에서의 공극수압, 토압, 침하를 비교하여 제시하였다.

필터층이 있는 사석공의 기준 규격은 파괴가 0.60~1.20 m 경우에 사석공의 총두께는 0.60 m 이지만, 지구 내 발생 암석 유용 시에는 단일사석재로 계획하는 것이 좋으므로 실제 현장저수지에서의 사면보호공은 시공성 및 경제 등을 고려하여 단일 사석재를 1.0 m 두께로 시공한다. 실내모형 실험에 사용된 Riprap의 크기는 본 논문에서는 제체모형 축소 축척에 비례 적용하고, 모형 실험의 용이성 등을 고려하여 최대입경이 40 mm인 쇄석을 사용하였다. 사용된 쇄석은 통일분류법상 GW, GP에 해당하고, riprap의 설치는 상류부 만수위 지점과 하류부 사면에 유격을 최대한 배제하여 설치하고, 충분한 다짐을 실시하여 모형실험을 수행하였다.

무보강시의 붕괴거동은 여수토 접촉부에서 붕괴폭과 깊이가 증가하였고, 댐마루 상부가 붕괴되면서 하류사면에서도 붕괴범위가 확대되는 것으로 나타났다고 제시하였다. 월류에 의한 제체와 여수토 접촉부에서의 붕괴 거동은 월류량 급증단계에서는 접촉부 상부의 riprap에서 슬라이딩 현상이 발생되어 다른 방법보다 붕괴폭이 약간 더 크게 나타났으나, 100분 경과 후에는 지오텍스타일 및 무보강시보다 세굴깊이와 세굴폭이 더 작아 riprap이 세굴을 감소시키고 붕괴를 지연시켜 우수한 보강효과를 나타냈다고 제시하였다. 또한, 다른 방법으로 보강 시에는 제체 중앙부로 세굴이 확장되었으나 riprap 보강 시에는 중앙부로의 세굴을 차단하는 효과가 있는 것으로 제시하였다. 향후, 농업용저수지의 하류사면을 보강하는 방법 중 riprap은 영구적인 방법으로 지오텍스타일 보강방법은 비상상황 대처방법으로 적용할 수 있을 것으로 판단하였다.



(a) Riprap 보강 설치 모형

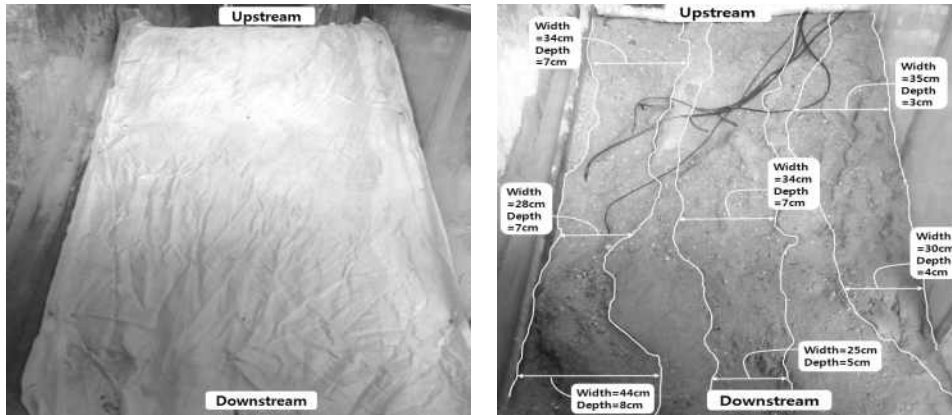


(b) Riprap 보강 모형실험

[그림 1.55] 저수지 제체 Riprap 보강(이달원 등, 2014)

자. 제체 지오텍스타일 설치(이달원 등, 2014)

농업용 저수지가 이상강우에 의해 여수토가 기능을 발휘하지 못하고 월류되었을 경우를 고려한 대형실내모형실험을 실시하고, geotextile로 보강하였을 경우에 제체와 여수토 접촉부에서의 공극수압, 토압, 침하 및 붕괴거동 등을 비교하여 제체의 안정성을 평가하여 제시하였다. 토목섬유는 월류 시물의 흐름 속에서도 세굴의 영향을 최소한으로 막을 수 있으며, 사면의 붕괴 거동 및 확대과정을 파악할 수 있는 직포 (woven)형 geotextile을 선정하여 모형실험을 수행하였다. 모형실험 제체에서의 시공방법은 상류부 만수위 지점부터 독마루와 하류부 전체를 포설하였고 월류 시물의 흐름에 의해 geotextile이 쓸려 내려가는 것을 방지하기 위하여 핀으로 고정하였다. Geotextile 보강 시 월류에 의한 제체와 여수토 접촉부 및 코어에서의 공극수압은 담수의 영향으로 증가하고 월류시 약간 상승하였으나 변화폭이 상대적으로 작게 나타나 제체보강에 효과가 있는 것으로 판단하였다. 제체와 여수토 접촉부 및 코어에서의 토압변화는 상류사면과 코어하부에서만 급격하게 상승하였고 여수토 접촉부에서는 뚜렷한 변화를 나타내지 않았으며, 경사형 코어 일부에서만 공극수의 침투를 저하시켜 국부적인 안정성을 확보하는 것으로 판단하였다. 월류에 의한 제체와 여수토 접촉부에서의 붕괴 거동은 하류 사면의 토립자가 세굴되면서 점차 하부부터 붕괴가 시작되면서 점차로 상부쪽으로 확대되는 점진적 붕괴 형태를 나타낸다고 제시하였다. 중기 이후(100분)부터는 geotextile의 영향으로 세굴폭과 깊이가 매우 작게 나타나 붕괴를 지연시킬 수 있어 월류 시 비상상황에 대처할 수 있는 매우 효과적인 방법이라고 판단하였다.



(a) 지오텍스타일 보강 설치 모형 (b) 지오텍스타일 보강 모형실험

[그림 1.56] 저수지 제체 Riprap 보강(이달원 등, 2014)

차. 신소재 활용한 하천제방의 월류붕괴 경감(고동우 등, 2018)

월류에 의한 하천제방 붕괴의 원인 및 메커니즘을 파악하기 위해 수리모형실험을 수행하였고, 제방의 내구성 향상을 위한 친환경 신소재인 바이오폴리머를 이용하여 월류에 따른 제방사면의 안정성 및 붕괴지연효과 등을 평가하여 제시하였다.

신소재는 분말형태의 바이오폴리머로 물과 희석하여 만들어진 바이오폴리머 용액을 흙과 혼합한 뒤 제방표면에 미장작업을 수행하여 실험조건에 맞는 일정한 두께로 피복하여 모형실험을 수행하였다.

신소재 적용 하천제방의 붕괴메커니즘은 흙 제방에 비해 확연히 다르게 나타났으며 월류 흐름에 저항하여 사면침식속도를 경감시킴으로써 급격한 제체붕괴 예방이 가능한 것으로 평가하여 제시하였다.



(a) 바이오폴리머 용액과 흙 혼합 (b) 신소재 활용 모형실험

[그림 1.57] 신소재 활용 제방 월류 붕괴 경감(고동우 등, 2018)

3. 내부침식에 의한 붕괴방지 기술

내부침식에 의한 저수지 제체의 붕괴를 방지하는 기술은 크게 파이핑 발생시 긴급하게 대응하는 기술과 댐체를 보강하여 내부침식시에도 제체가 침식되어 붕괴되지 않도록 하거나 붕괴를 지연시키는 기술로 구분 할 수 있다.

3.1 내부침식 붕괴방지 긴급대응 기술

가. 유출부 가압을 통한 월륜공법(일본, 마쓰야마 하천국토 사무소)

월륜공법은 일본 마쓰야마 하천국토사무소에서 제안한 방법으로 일본에서 하천제방의 파이핑을 방지하기 위한 긴급 수방대책으로 활용되고 있다.

파이핑은 누수에 의하여 침투유선상의 침투압이 점차 증가되어 누수가 집중되면서 제방 또는 제체내의 토립자가 누수지점으로 빠져나와 발생된 동공이 점차 확대되면서 발생하게 되는데 월륜공법은 초기 누수지점에 수압을 가하여 침투압을 감소시켜 파이핑을 지연시키거나 방지하는데 목적이 있다.

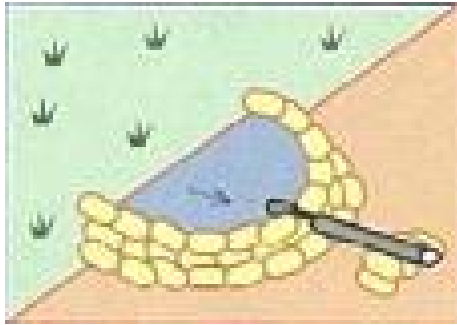
아래 그림 1.58은 월륜공법의 현장시공 전경으로 경사진 사면이나 평면상에 흙부대를 쌓아 올려 임시 우물을 만들고 물을 채워 누수지점에 수압을 가하는 방식으로 시공하게 된다.



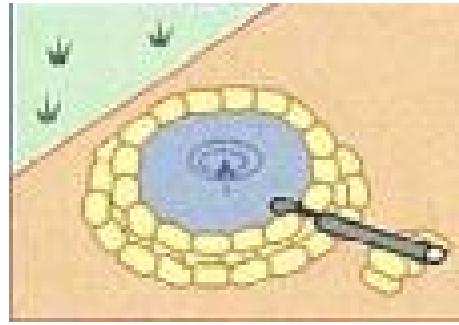
[그림 1.58] 월륜공법의 현장시공 전경

일본 마쓰야마 하천국토사무소에서는 홍수시 내제 사면이나, 사면과 연결된 부근에 제체의 누수나 파이핑이 발생될 경우 수방대책으로 월륜공법을 수방대책으로 사용하고 있다.

월륜공법은 현장의 누수상태에 따라 흙부대, 배수를 위한 파이프, 방수시트를 사용하여 현장 지형의 상태에 따라 1~2m의 원형이나 반원형의 우물을 구축하고 물을 담아 수압을 가해야 한다. 이때 수압을 가하는 높이는 누수부분의 표면에서 보이지 않을 정도로 충분한 수압을 가하여야 한다.



누출부가 경사진 경우(반원형)



누출부가 평평한 경우(원형)

[그림 1.59] 누출부 위치별 월륜공법의 적용

출처 : 시대에 맞는 수방공법 선정과 제작가이드(日本 國土交通省, 2006)

월륜공법은 현장에서 인력으로 긴급하게 시공하는 공법으로, 흙부대를 쌓아올리고, 우물을 채우는 작업이 인력으로 수행해야 하므로 많은 시간과 인력이 필요한 단점이 있다.

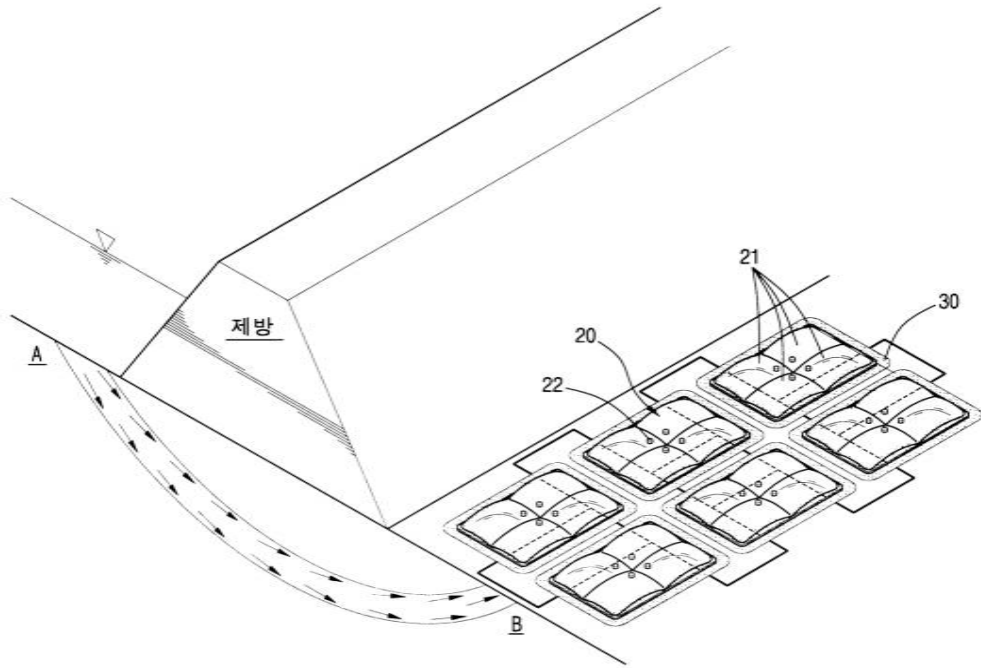
나. 파이핑 방지용 차수매트 설치(2003, 김동규, 김오규)

파이핑 방지용 차수매트는 제방의 제내지층의 지반을 통하여 용출되는 파이핑 현상에 의하여 제방의 붕괴를 방지하기 위하여 누수부분에 차수매트를 설치하여 파이핑 현상을 차단하거나 지연시키는 방법이다.

본 공법은 부직포, 물매트, 수중접착제, 고정말뚝으로 구성되며, 누출부위에 부직포를 설치하여 토립자의 유출을 방지하고 그 위에 물매트를 설치한다. 각각의 물매트를 수중접착제로 연결하고 지반에 고정말뚝을 설치하여 일체형으로 누수부위를 중력식으로 압박함으로써 파이핑의 진행을 차단하거나 지연시키게 된다.

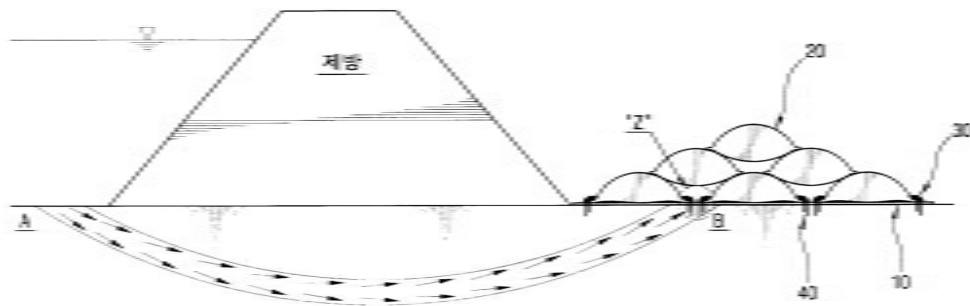
물매트는 각각 밸브가 있어 초기 설치시에는 부직포 설치 후 매트만 설치한 후 밸브를 통하여 물을 채움으로서 차수매트의 이동성을 향상할 수 있도록 한 것이 특징이다. 또한, 충분한 압력을 가할 수 있도록 다층의 물매트를 구성할 수도 있다.

파이핑 방지용 차수매트는 구성품이 간단하고, 조립식으로 구성되어 휴대 및 이동이 용이하며 재사용이 가능하므로 파이핑 대비용 응급대책용으로 사용이 가능할 것으로 판단된다.



[그림 1.60] 파이핑 방지 차수매트 설치(평면도)

출처 : 하천 제방의 파이핑 방지용 차수매트 설치구조(등록실용신안20-0310490, 김동규)



[그림 1.61] 파이핑 방지 차수매트 설치(단면도)

출처 : 하천제방의 파이핑 방지용 차수매트 설치구조(등록실용신안20-0310490, 김동규)

파이핑 방지 차수매트 공법은 제내지 측의 평지의 누수나 파이핑에 대응할 수는 있으나, 제방 사면에는 구조적으로 설치가 불가능하고 설치공정상 부직포 설치, 물매트 설치, 수중접착, 고정 말뚝 설치, 밸브를 통한 물매트 물공급 등 여러 단계를 거쳐서 시공되기 때문에 시공시 상당한 시간이 소요될 것으로 판단된다.

다. 하천제방의 파이핑 방지 장치(한국건설기술연구원)

건설기술연구원에서 2016년에 개발한 하천제방의 파이핑 방지장치는 일본에서 하천제방의 누수나 파이핑을 방지하기 위하여 사용하는 월륜공법이나, 하천제방의 파이핑 방지용 차수매트 설치구조(등록실용신안, 2003)의 단점을 개량한 방법으로 하천제방의 파이핑을 방지하기 위한 목적으로 개발되었으나, 소규모 농업용저수지의 경우에도 동일한 목적으로 활용이 가능할 것으로 판단된다.

“하천제방의 파이핑 방지장치”는 일본의 긴급 수방공법으로 사용하고 있는 월륜공법의 적용 시 많은 인력과 시간이 필요한 단점이 있으며, 기존 하천제방의 파이핑 방지용 차수매트(등록 실용신안, 2003)는 여러 가지 설치공정을 거쳐야 하며, 다수의 물매트를 수중접착제 시공시 간단하지 않고, 큰 압력을 필요로 하는 경우 다층의 물매트를 설치하는 것 자체가 쉽지 않은 시공이므로 긴급한 대응시 어려움이 있음을 개선하였다.

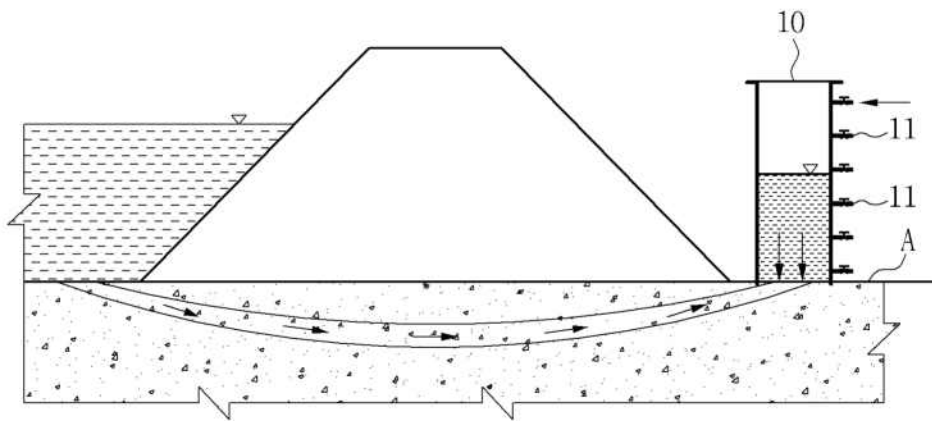
하천제방의 파이핑 방지장치는 수두를 조절할 수 있는 밸브가 달린 원통형 누수방지장치를 파이핑 발생 위치에 설치하여 파이핑을 방지하거나 누수를 지연시키는 공법이다.

본 공법은 원통형의 누수방지장치 상하단에 설치되어 있는 플랜지를 사용하여 필요한 높이만큼 추가 설치하여 높이를 조절할 수 있으며, 플랜지 사이에는 패킹으로 누수를 방지한다.

따라서, 누수 부위의 압력수두를 쉽게 조절할 수 있기 때문에 시공성이 뛰어나다. 또한, 구조가 간단하여 설치, 이동, 해체가 용이하고 보관 등 유지관리에 유리한 장점이 있다.

박민철, 김진만 등은 대형제방실험을 통한 Hydraulic well의 효용성 검증 연구에서 본 파이핑 방지장치와 유사한 Hydraulic well을 제작하고 침투압 분포특성을 평가한 바 있다.

박민철, 김진만 등의 연구에서는 Hydraulic well의 수위가 10cm ~ 70cm로 변화할 때 지중 내 침투압의 변화를 살펴보았는데, Hydraulic well의 수위가 70cm인 경우 설치 전보다 지표밑 5cm에서는 88.2%, 15cm에서는 62.7%, 25cm의 경우 62.5%의 침투압 감소효과가 있는 것으로 나타났다.



[그림 1.62] 하천제방의 파이핑 방지장치 개념도

출처 : 하천제방의 파이핑 방지장치(등록특허10-1631523, 건설기술연구원)

3.2 내부침식 붕괴방지 제당 보강 기술

내부침식 붕괴방지를 위한 긴급대응 기술은 누수되어 나오는 부분에 압력을 가하여, 누수량을 감소시키거나 차단하여 붕괴를 지연시키는 방법으로 내부침식에 대한 근본적인 해결방법이 아닙니다.

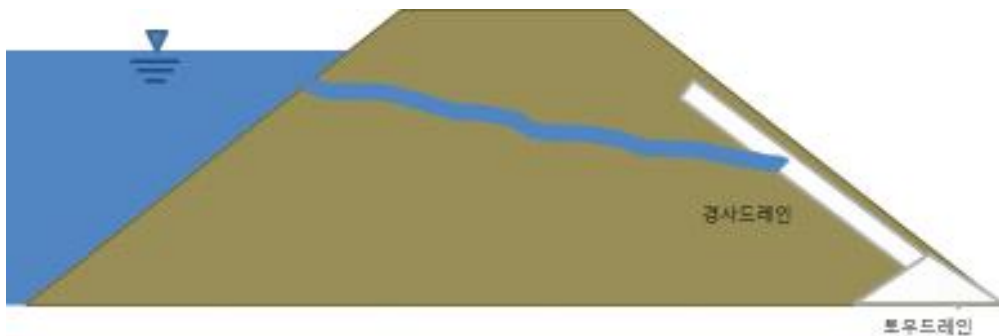
내부침식에 대한 근본적인 해결방법은 누수의 원인을 찾아 누수를 차단하거나, 누수로 인한 동공 발생 및 확장이 되지 않도록 누수량을 원활히 하부로 배출하여 간극수압을 적절히 낮출

수 있는 드레인을 설치하는 방법으로 아래와 같은 방법이 일반적으로 내부침식에 대한 제체 보강기술로 사용된다.

가. 제체내 내부 침식 붕괴방지 드레인 설치

제체 내 내부침식 방지를 위한 드레인 설치는 누수량이 발생하더라도 하류부로 신속하게 배제하여 누수에 의한 간극수압 상승을 빠르게 소산시키고, 동공이 발생되거나 확장이 되지 않도록 하여 제체의 붕괴를 방지하는 방법이다.

제체 붕괴를 방지하고 있는 드레인은 하류사면으로 침투되는 누수량을 신속하게 배제하기 위한 하류사면 경사드레인과 제체 바닥의 토우드레인과 연결시켜 누수량을 배제하는 방식이다.



[그림 1.63] 내부침식 방지 하류부 경사드레인 설치

나. 누수지점 그라우팅

그라우팅은 일반적으로 누수차단을 위하여 사용하는 공법으로 제체 내부로 각종 시멘트, 모르타르, 고결제 등을 제체내로 강력한 압력을 가하여 주입하는 방법으로 누수를 차단하는 방법이다.

일반적으로 누수를 차단하기 위하여 누수지점을 기준으로 제체의 종방향으로 일정간격으로 그라우팅을 시행한다.

비교적 간단한 시공으로 누수를 차단할 수 있다는 장점은 있으나, 정확하게 누수지점에 시공했는지 여부, 그라우팅 지점간 연속적인 차단막의 형성을 성공했는지 여부를 확인하기 어려워 시공 후 현장투수시험을 통하여 효과에 대한 확인이 필요하다.



[그림 1.64] 누수지점 그라우팅을 통한 누수차단

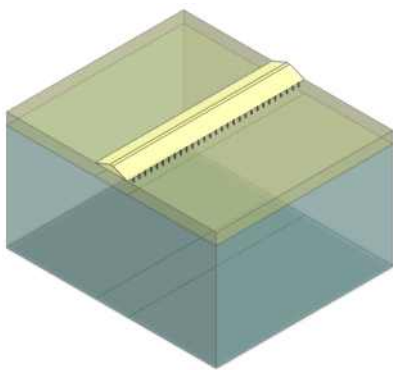
다. 감압정

누수에 의해 세립자는 조립자의 간극을 통해서 유출될 수 있으며, 파이핑이 발생하여 제체의

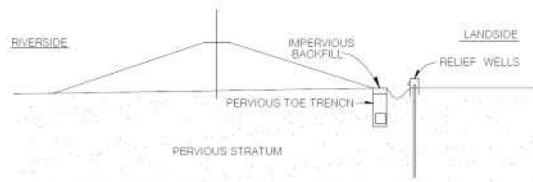
국부적인 침하나 파괴의 원인이 된다. 또한 침윤선이 상승하여 침투수가 사면에서 간극수압의 증가, 성토재의 연약화로 사면활동이 발생되게 한다(한국시설안전공단, 2013).

Salmasi 등(2015)은 제체 하부 투수층이 존재하는 지반에서 감압공의 직경 0.1m~0.5m, 감압공의 간격 5.0m~50m, 수위조건을 변화시키면서 침투해석을 수행하고 유출수량을 분석하여 효과를 제시하였다.

저수지 제체의 침투로 인한 양압력을 감소시키기 위한 감압정의 직경은 15~60cm, 감압정의 간격은 15~30m를 지표로부터 투수층의 전체 깊이를 관통하도록 천공하며, 감압정의 직경의 약 1/2 정도인 유공관을 매입하고 간극을 필터재로 충전한다. 감압정의 유출수는 감압정의 유출구보다 낮은 배수도랑에 자연 배수시키거나 유출수를 집수하여 펌프 배제한다(한국시설안전공단, 2013).



(a) 제체 감압정 설치



(b) 감압공 일반 단면도(한국시설안전공단, 2013)

[그림 1.65] 저수지 하류사면 감압정 설치(단면도)

라. 압성토

압성토 공법은 저수지 제방의 안정성을 높이기 위하여 제방 측면에 안정한 폭과 높이로 흙을 쌓는 공법을 말한다. 적용성 및 특징은 성토 및 절토사면에 대한 사면활동방지, 연약지반 축제시 측방유동 억제, 성토 및 절토시 Piping 및 Boiling 억제할 수 있으며, 공법의 원리가 단순하여 설계 및 시공이 용이하며, 배수공법과 병행하여 시공하면 효과적이다. 유의사항으로는 배수가 용이한 쇄속으로 소요중량이 무거운 조립사석으로 시공, 사면 및 기초 접촉부에 필터재 시공, 성토를 한꺼번에 높이 시공하는 것을 피하고 각 층별로 확실하게 다지며 배수를 위한 횡단 기울기를 확보해야한다(한국시설안전공단, 2013).

한국농어촌공사(2017)에서는 정밀안전진단에서 얻은 지반정수를 활용하여 제체 높이에 따른 압성토 공법의 효율적인 높이와 폭의 범위를 검토하였다. 농업용저수지 제체 높이 14.8m, 24.4m, 35.4m, 51.0m에서 압성토의 높이에 따른 수치해석을 수행하여 안전율 변화를 제시하였다. 만수위 조건에서 하류사면의 압성토 공법을 적용한 결과 제체 높이의 H/3이상 성토시에 사면안전율의 증가 비율이 커지는 분석 결과를 제시하였다.

제2장 농업용저수지 제체 붕괴 모형실험

제1절 저수지 제체 모형축조 및 실험방법

최근 기후 변화의 영향으로 과거보다 강우가 집중되어 자연재해가 증가하고 있기 때문에 재해예방에 대한 대책이 필요한 실정이고 이러한 자연환경의 변화는 비교적 침투에 취약한 농업용 저수지의 구조적 안정에 영향을 미치게 된다.

필댐의 붕괴는 월류(37.9%)와 파이핑(39.7%)이 주된 원인으로 분석되고 있고, 월류는 집중호우 등의 기상조건에 의해 발생하는 반면, 파이핑은 시간경과에 따라 제체의 내구성이 저하하는 현상으로 발생하기 때문에 국내의 농업용저수지 제체의 노후화와 관련된 문제는 월류와 파이핑에 관한 문제를 중요하게 고려하여야 한다.

국내 농업용 저수지의 형식은 99%가 필댐으로 구성되어 있고, 축조된 지 50년이 경과된 저수지가 82%에 이르고 있기 때문에 월류, 파이핑 및 누수로 인한 재해위험도가 더욱 가중되고 있다.

농업용 저수지는 93%가 유효저수량이 30만 m^3 미만으로 안전한 용수공급이 어려울 뿐만 아니라 가뭄과 홍수의 양극화 현상이 심화되고 최근의 강우 특성과 더불어 시설물의 사용연한을 고려할 때 홍수 배제능력 부족, 누수 등 재해위험도가 상대적으로 가중되고 있다. 또한 저수지 붕괴는 30만 m^3 미만의 소규모 저수지가 붕괴의 대부분을 차지하고 있기 때문에 이에 대한 대처 계획을 수립하여야 한다.

월류에 의한 제방 붕괴속도는 침투나 세굴에 의한 붕괴보다 훨씬 빠르고 계획홍수량 이상의 홍수량이 발생하거나 제체의 여유고가 작을 때 발생한다. 저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 둑마루폭, 사면경사 등에 따라 다르게 나타나지만, 월류 시 제체가 일시에 붕괴되는지 또는 하류사면의 세굴로 점차적으로 붕괴되는지 여부를 파악하고, 가장 중요한 댐마루에서 성토체의 붕괴속도와 코어가 안정성에 어떠한 영향을 미치는지를 평가하는 것은 매우 중요하다고 판단된다.

농업용 저수지 중에서 99%를 차지하고 있는 측수로형 여수로는 구조적으로 측수로의 옹벽높이가 댐마루보다 낮게 설계시공 되고 있기 때문에 발생 가능한 최대홍수량 (PMF) 유입시 측수로내의 수위상승뿐만 아니라 측벽의 월류가 발생되어 옹벽배면부의 붕괴로 인한 세굴과괴에 취약하다.

특히, 여수토 접속부가 월류되는 경우, 저수지의 붕괴를 막을 수 있는 보강방법을 검토하기 위해서는 월류 시 여수토 접속부의 거동 특성을 명확히 파악해야만 댐 하류부의 피해를 저감시키고 저수지 붕괴에 대한 비상대처계획(EAP) 수립시 기초자료를 제공할 수 있을 것으로 판단된다.

혹으로 구성된 농업용 저수지 제체 사면의 보강은 크게 응급상황 보강방법과 영구적 보강방법으로 분류할 수 있다. 저수지 제체의 월류, 파이핑, 여수토 접속부에서의 붕괴피해는 붕괴단면의 크기 및 형태에 따라 피해규모에 큰 영향을 미침에도 불구하고 이에 관한 연구는 미미한 실정이다.

그러므로 제체의 붕괴거동은 이론적인 연구뿐만 아니라 모형실험 등을 통하여 수위변화에 따른 제체의 침하, 공극수압, 토압 변화 등을 파악하고, 이상강우에 의한 붕괴실험을 바탕으로 보다 정교한 안정성 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.

현재 저수지 리모델링 사업으로 설계 시공되는 저수지는 기존 제체내의 코어, 필터가 정상적인 상태로 판단하고 보수 보강하고 있지만 대부분의 저수지가 노후화되어 차수 및 배수 기능이 상실한 상태이므로 이에 대한 확인이 반드시 필요하고 기능 복구를 위해서는 설치위치 및 방법을 변경한 후 안정성을 검토하여야 한다.

또한 성토에 따른 안정문제와 기존 저수지를 확장하여 후면에 축조하기 때문에 제방 설치에 따른 안정 해석이 중요하다. 독 높임 후에는 저수량의 급증에 따라 침투수압이 몇 배로 증가하고, 제체를 통한 침투수는 제체 하류부를 포화시켜 과잉공극수압의 증가함에 따라 파이핑 현상이 급진전되므로 제체의 안정성을 평가하여야 한다

노후화된 중소규모 저수지의 붕괴는 상류사면 붕괴, 하류사면 붕괴, 여수토 방수로 붕괴 등의 저수지 자체 붕괴와 이로 인한 하류지역의 인명과 재산 피해로 나타나고, 저수지 하류부에 생활하고 있는 사람들의 안전은 저수지 자체의 구조적인 안정성에 크게 의존할 수밖에 없기 때문에 항상 실시간 모니터링을 통하여 최적화 모델을 결정하고 위험저감 매뉴얼에 따라 행동하여야 한다.

현재 농업용 저수지에서의 계측기 매설은 거의 이루어지지 않기 때문에 여러 가지 이상요인에 대한 대처능력이 떨어질 수 밖에 없고, 저수지 붕괴에 대한 비상대처계획을 수립하기 위한 자료 수집에 어려움이 있다.

따라서 극한상황 발생시 관련기관에서의 역할과 임무를 수행하는데 가장 정확한 계측 자료를 취득하므로써 비상상황 단계별로 대응절차를 마련할 수 있고, 안전하게 주민들을 대피시킬 수 있을 것으로 판단된다.

따라서 본 연구에서는 농업용저수지가 이상 강우에 의해 제체로 월류되었을 경우, 여수토가 제기능을 발휘하지 못하고 여수토 접속부로 월류되었을 경우, 파이핑이 발생되었을 경우 등의 붕괴거동을 파악하기 위하여 대형실내모형실험 실시하고 공극수압, 토압, 침하, 붕괴형태 등을 비교분석한 후 현장 실용화 방안을 마련하고자 한다.

1. 모형실험을 위한 상사

실내모형실험은 원형과 상사관계에 있다고 가정하여 상사치를 구한 후 현상을 예측하는데 광범위하게 이용되고 있다. 모형에서 측정된 결과를 원형에 적용하기 위해서는 상사법칙이 성립되어야 하는데 일반적으로 기하학적 상사(길이비, 면적비, 체적비), 운동학적 상사(시간비, 가속도비, 속도비, 유량비), 동력학적 상사(힘의 비, 질량비)법칙이 적용된다.

일반적인 상사치의 가정조건은 실물에 사용된 재료는 하나의 물리적 공학적 특성 (응력, 변형률, 시간 등)을 가지고 있고, 모형의 재료는 실물의 재료와 동일한 물리적 공학적 특성을 가진다는 가정조건이 성립된다는 조건에서 유도된다.

상사법칙은 적용한계가 있고 엄밀한 이론적인 측면에서 운동현상을 완전하게 상사법칙으로 구현하기는 불가능하지만, 축척비의 선정이 적합하다면 현장에서 만족할 수 있을 정도의 결과를 재현할 수 있다. 그러나 여러 가지 물리량에 따라 축소모형에서 나타난 결과는 실제와는 다른 거동을 나타내기 때문에 축소모형에서 측정하고자 하는 부분이 현장에서도 적용가능한가를 미리 파악하여야 한다.

저수지에서는 중력과 관성력이 지배하고 Froude number 가 같으면 역학적 상사법칙이 근사적으로 성립한다. 저수지 제체는 자유수면이 존재하고 수위조건에 따라 침투조건이 크게 변화하

기 때문에 원형과 모형에서의 중력비와 관성력비가 동일한 조건으로 해석할 수 있다.

상사법칙을 만족하기 위한 기하학적 조건은 $l_m/l_p = n$ 이다. (l_m, l_p : 모형 및 실물 길이) 운동학적 상사 조건에서 시간, 유속 및 투수계수는 다음과 같다. $t_m/t_p = n^{1/2}$, $v_m/v_p = n^{1/2}$, $k_m/k_p = n^{1/2}$ 이다.

본 모형에서는 Darcy 법칙이 적용되고 실내모형축척이 1/20이며, 모형에서 사용한 흙이 원형과 동일재료로 사용하였으므로 입자크기 변환계수 N=1이고 상사법칙을 적용하면 (표 3-1)과 같다.

[표 2.1] 모형실험의 상사비

Definition	Dimension (MLT)	Scale factor (model/prototype)	Scale ratio (1/20)
Length	L	l_m/l_p	0.05
Time	T	t_m/t_p	0.22
Density	ML^{-3}	D_m/D_p	0.90
Force	MLT^{-2}	F_m/F_p	1.19E-04
Stress	$ML^{-1}T^{-2}$	σ_m/σ_p	4.76E-02
Quality	$L^{-3}T^{-1}$	Q_m/Q_p	5.59E-04

[표 2.2] 원형과 모형실험의 제원

구 분	댐높이	댐길이	댐마루폭	상류 사면경사	하류 사면경사	비고
원 형(m)	15.2	288	6	1/2.5	1/2.0	
모 형(cm)	76	-	30	1/2.5	1/2.0	

2. 저수지 붕괴모형 축조

실내축소모형은 제체재료의 입도분포와 다짐도 등에 많은 영향을 미치기 때문에 원형과 다른 거동을 나타나게 된다.

수리모형실험의 축척은 원형에서 구하고자 하는 거동에 따라서 축척 범위도 다르게 결정되지 만 본 연구에서는 상사법칙의 효율성과 실내모형실험규모의 여건 등을 감안하여 1/20으로 결정 하였다.

모형은 길이 (L) 126cm × 폭 (W) 540cm × 높이 (H) 95cm로 콘크리트와 철제 및 아크릴로 제작하였고, 비탈면 경사는 1 : 2.0(하류사면), 1 : 2.5(상류사면)으로 모형을 제작하였다.

여수토는 모형의 뒤 쪽에 나무 합판 (두께 = 1.5cm)을 이용하여 현장저수지 표고를 기준으로 1/20로 축소하고, 방수로 마루표고가 홍수위에서 월류되도록 약 55cm로 하였고, 비조절용 월류 언체는 65cm, 방수로 폭은 10cm로 설치하였다.

실내대형모형 토조는 콘크리트와 철제 및 아크릴로 제작하였고, 토조 내부에는 실리콘 및 방수페인트로 처리하여 누수를 방지하였다.

3. 실내모형 실험방법

3.1 대상저수지의 선정

실험대상 저수지는 충남 공주시에 위치한 독높임 사업을 시행하기 전의 계룡저수지를 원형으로 하여 실내모형 실험을 실시하였으며, 독높임 전 제체 형식은 Zoned Fill-type 으로 축조년수는 50년 이상 경과되었다.

이러한 형식의 노후화된 농업용 저수지는 전체저수지의 81.5%(50년 이상)정도 이고 노후화된 저수지를 리모델링할 경우에 제체의 코어, 수직 및 수평필터가 정상적이라는 판단하에 설계 시공되고 있지만 실제 제체의 코어와 필터는 너무 오랜기간이 경과되어 본래의 기능을 할 수 없는 상태가 대부분이다.

이러한 저수지는 필터가 제 기능을 수행할 수 없기 때문에 균일형 형식으로 볼 수밖에 없고 이와 같은 상태에서 이상강우에 의한 월류 및 파이핑 현상이 발생하였을 경우는 붕괴가능성이 매우 높을 것으로 판단된다.

따라서 균일형 형식의 저수지에 대한 붕괴거동을 파악하여 앞으로 노후화된 저수지의 효율적인 리모델링 방법과 현장실용화 방안을 제시하는데 적합하다고 판단하여 연구대상 저수지로 선정하였다.

실험에 사용된 시료는 성토재는 기존 독높임 사업시의 계룡저수지 토취장에서 채취하였고, 사용된 시료의 물리적 성질, 역학적 성질 및 입도곡선은 표 3-3과 그림 3-1과 같다.

[표 2.3] 사용된 재료의 특성

Sample	G_s	PI (%)	k_v (m/s)	W_{opt} (%)	$\gamma_{d\max}$ (gf/cm ³)	c (kPa)	ϕ°	USCS
Embankment	2.65	9.2	5.75E-07	14.0	17.25	16.7	24	SC

제2절 월류로 인한 붕괴시

1. 모형실험 방법

월류에 의한 저수지 붕괴 현상은 댐마루와 수위차가 작을 경우에 가장 취약한 댐마루 하류부 분부터 침식으로 붕괴가 시작되고, 월류가 진행됨에 따라 하류사면 표면으로 흐르던 물이 사면 내부로 침투하여 사면의 침식을 확대시켜 붕괴를 발생시키는데, 하류사면의 토립자가 침식되면서 점차로 커지는 점진적 붕괴 형태를 나타낸다.

월류에 의한 제방 붕괴 속도는 침투나 세굴에 의한 붕괴보다 훨씬 빠르고 계획홍수량 이상의 홍수량이 발생하거나 제체의 여유고가 작을 경우 발생한다.

저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 둑마루 폭, 사면 경사 등에 따라 다르게 나타나지만 단기적 및 장기적으로 적합한 보강방법을 적용하면 붕괴 지속시간을 길게 할 수 있어 제체의 안정성에 큰 영향을 미치게 된다.

실험은 이상강우에 의해 여수토가 홍수량을 정상적으로 처리할 수 없어 댐마루로 월류가 발생되었을 경우를 고려하여 공극수압, 토압, 침하량 변화를 분석하였다.

모형저수지의 유입량은 현장저수지를 1/20로 축소한 만수위(55.7cm)와 홍수위(63.8cm)를 기준으로 결정하고, 이상강우에 의해 댐마루(76cm)로 월류되는 월류량은 유량공급조절장치를 통하여 월류심을 조절하였다.

나머지 유입량은 여수토 방수로를 통하여 하류부로 유출되도록 미리 토조에서의 유량검증을 통하여 조절하였다.

실험은 상류측에 담수를 시작하여 제체내로 충분히 침투하여 정상 침투가 이루어졌다고 판단될 때 측정하고, 홍수위시, 수위급강하시, 월류시로 구분하여 상류사면과 하류사면 중앙에서 공극수압, 토압, 침하량을 측정하였다.

월류시 저수지 붕괴형태는 침윤면이 상승하고 점차로 월류량이 증가한 후 사면침식이 발생하고 하류사면 선단 침식으로 붕괴가 발생한다. 이 과정을 초기월류단계, 월류량 급증단계, 침투 월류단계 등으로 구분하여 분석하였다.

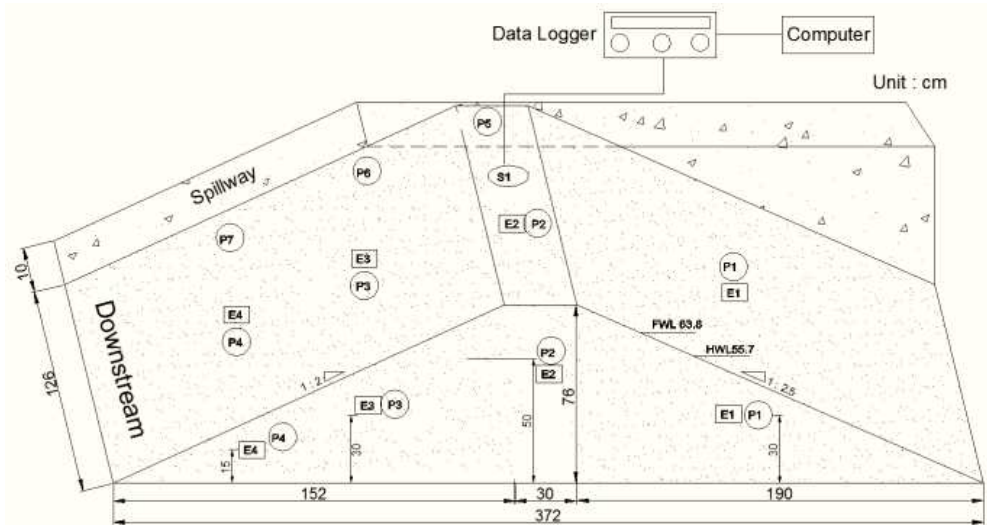
2. 계측기 매설

제체를 구성하는 성토재 내부에 작용하는 공극수압과 토압을 측정하기 위해 <그림 2.1>과 같이 공극수압계 (P) 7개와 토압계(E) 4개를 각각의 위치에 매설하였다.

공극수압계의 매설위치는 제체의 상류사면 P1, 댐마루 P2, 하류사면 중앙 P3, 하류사면 하부 P4, 여수토 접속부 댐마루 P5, 중앙 P6, 하부 P7에 매설하였으며, 토압계는 제체의 상류사면 E1, 댐마루 E2, 하류사면 중앙 E3, 하류사면 하부 E4에 공극수압계와 같은 위치에 매설하였다.

매설깊이는 사면의 높이와 경사를 고려하여 월류 시 공극수압과 토압 측정 시 비교가 용이하도록 제체 하부로부터 15~50cm 떨어진 지점에 매설하였다.

댐마루 중앙에는 침하계 (S)를 설치(LVDT)하여 침하량을 측정하였고, 계측기는 모형 토조내 적용할 수 있는 초소형 크기의 공극수압계 (정격용량: 50kPa)와 토압계(정격용량: 200kPa)를 사용하였으며, 각각의 측정값은 Data Logger와 Computer에 의해 자동적으로 저장하도록 하였다.



[그림 2.1] 축조모형 단면과 계측기 매설위치

저수지는 균일형 형식으로 제체 모형 축조에 사용된 시료는 균질한 상태로 포설하기 위하여 12mm 체를 통과한 시료만 사용하였다. 다짐은 최적 함수비(14%)로 조절하였고(13.61%) 다짐 시 밀도를 균일하게 하기 위하여 먼저 1층을 약 5cm 가량 포설한 후 나무다짐봉으로 다짐을 하였으며, 다짐을 한 후 밀도는 17.60 kPa이고 다짐도는 100%에 가깝게 나타났다.

3. 홍수위와 수위급강하시 공극수압과 토압의 변화

그림 2.2 (a)는 상류측에 담수를 시작하여 만수위 (55.7cm) 상태에서 46시간 정도 유지시킨 후에 홍수위(63.8cm)로 수위를 상승하고 2시간 정도 후에 수위를 급강하시켰을 경우 공극수압 변화를 나타낸 것이다.

상류사면의 공극수압 (P1)은 초기부터 급격하게 증가한 후 수위급강하에 따라 급격하게 감소하고 사수위에서 일정하게 유지하였다.

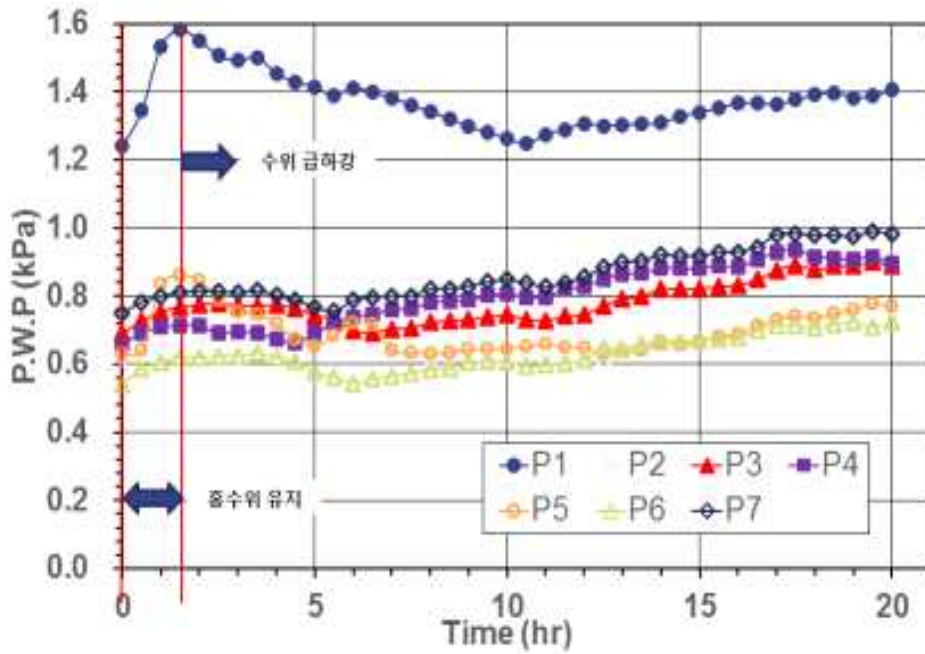
여수토 접속부 댐마루 (P5)에서도 홍수위로 증가하면서 상승폭이 크고 수위하강시에도 감소변화가 뚜렷하게 나타났다. 나머지 위치에서는 약간씩 증가와 감소가 있었지만 큰 변화는 나타나지 않았다.

수위 상승에 따라 공극수압이 급격하게 상승한 후 수위 급강하시에 공극수압의 소산속도가 상대적으로 늦게 나타나면 저수지 제체내에서는 수두차가 발생하게 되어 붕괴위험성을 높이게 된다. 그러나 상류사면과 댐마루를 제외하고는 제체내로 침투가 되지 않아 수압의 영향을 받지 않았기 때문에 공극수압도 큰 변화가 나타나지 않았고 제체도 안정한 것으로 나타났다.

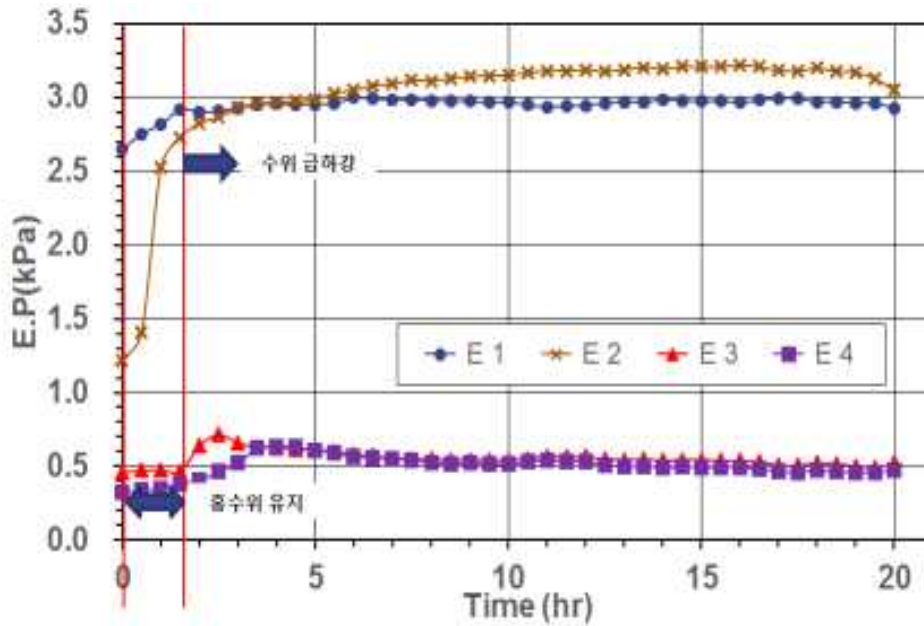
그림 2.2 (b)는 만수위 상태에서 46시간 유지한 후에 홍수위로 수위를 상승시키고 2시간 정도 후에 수위급강하 하였을 경우의 토압 변화를 나타낸 것이다.

상류사면의 토압 (E1)은 담수로 인하여 약간씩 증가한 후 일정하게 유지되었으며, 댐마루(E2)에서는 급격하게 증가한 후 일정하게 유지되었다. 상류와 댐마루에서는 수위급강하 후에 감소되지 않고 일정하게 유지한 원인은 침투한 공극수의 소산속도가 느리기 때문으로 판단된다.

하류사면의 중앙(E3)와 하부(E4)에서는 약간 상승후에 큰 변화 없이 일정한 상태를 나타냈다.



(a) 공극수압 변화



(b) 토압 변화

[그림 2.2 홍수위와 수위급강하시 공극수압과 토압의 변화

4. 월류시 공극수압과 토압의 변화

저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 둑마루 폭, 사면 경사 등에 따라 다르게 나타나지만, 월류시 제체의 붕괴형태와 붕괴속도 여부를 파악하고 월류시 제체내에서 어떠한 거동을 하는지를 계측기를 통하여 안정성을 평가하는 것은 매우 중요하다.

수위가 상승하면 성토재는 비압밀 비배수 상태가 되어 사면 안전율이 감소하게 되고, 월류가 발생되면 제방 붕괴 속도는 매우 빠르게 진행된다.

그림 2.3 (a)는 월류시 공극수압 변화를 나타낸 것으로, 홍수위까지 담수하여 일정하게 유지시키고 4시간 후에 월류실험을 시작하여 4시간 동안 각 위치에서의 변화를 측정하였다.

홍수량 조절은 유량공급장치를 통하여 월류초기단계에서는 홍수량을 1.0L/s로 일정하게 공급하고 여수토로 방류량을 0.22L/s로 방류되도록 하였다. 이상 강우를 모사하여 점차적으로 홍수량을 증가시키면서 월류수심을 측정하고 붕괴에 이르도록 유도하였다.

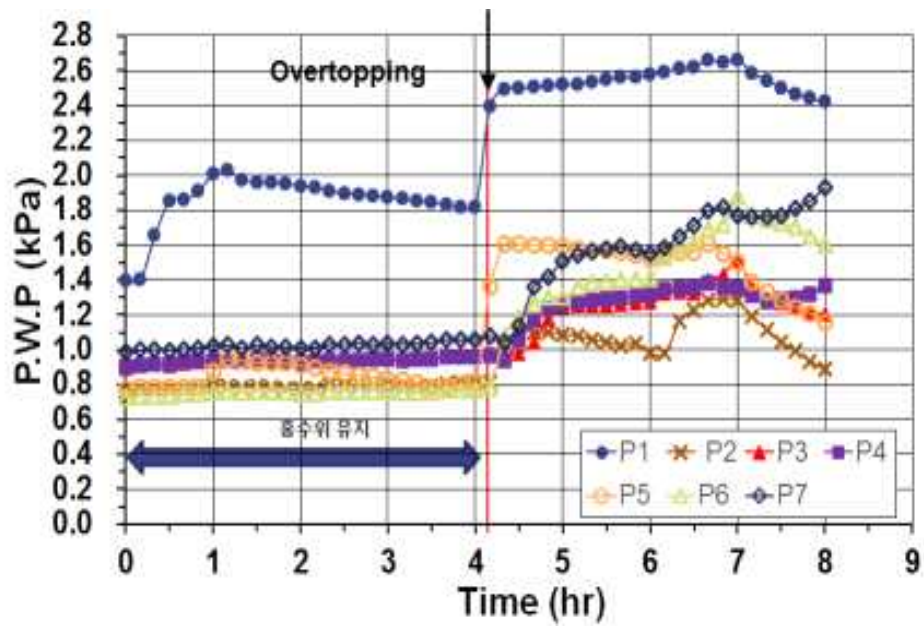
상류사면에서의 공극수압 (P1)은 홍수위로 상승하면서 급격하게 증가하였고 월류가 시작되면서 침투수위 영향으로 다시 급격하게 증가한 후 홍수량이 증가함에 따라 약간씩 증가하다가 붕괴후(7시간 후)에는 감소하였다.

둑마루 공극수압(P5)은 월류가 시작되면서 크게 증가하였고, 하류사면 중앙(P3, P6)과 하부(P4, P7)에서도 큰 변화를 나타냈다.

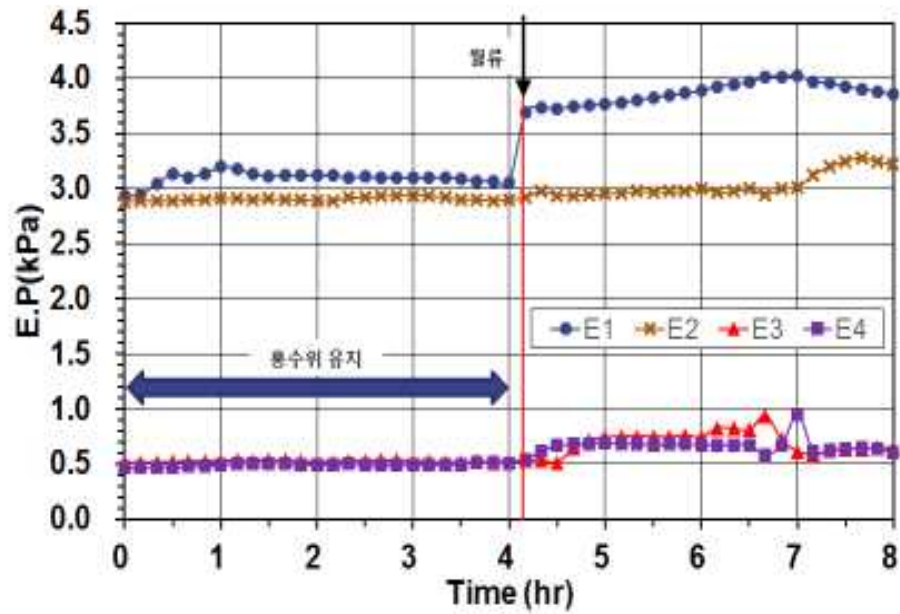
여수토 접속부의 공극수압(P5, P6, P7)에서 다른 위치보다 크게 나타난 원인은 월류초기단계부터 접속부로 월류가 시작되었기 때문으로 판단된다. 월류량 급증단계부터는(약 6시간 후) 제체 사면에 세굴과 붕괴가 발생되면서 모든 위치에서 공극수압 증가량이 뚜렷하게 나타났고 붕괴 후에 점차로 감소하였다.

그림 2.3 (b)는 월류시 토압 변화를 나타낸 것으로, 상류사면은(E1) 공극수압과 동일하게 침투수의 영향으로 급격하게 증가하였고 홍수량의 증가에 따라 점차로 증가하다 붕괴후에 감소하였다. 둑마루(E2), 하류사면 중앙(E3), 하부(E4)에서의 토압은 월류량이 증가함에 따라 약간 증가하였지만 큰 변화를 나타내지 않았다.

월류시 공극수압과 토압변화는 매설위치마다 변화량은 다르지만 제체내에서의 거동을 매우 정확하게 알 수 있기 때문에 제체의 붕괴 가능성을 미리 판단하는데 유용한 자료로 이용할 수 있다.



(a) 공극수압 변화



(b) 토압 변화

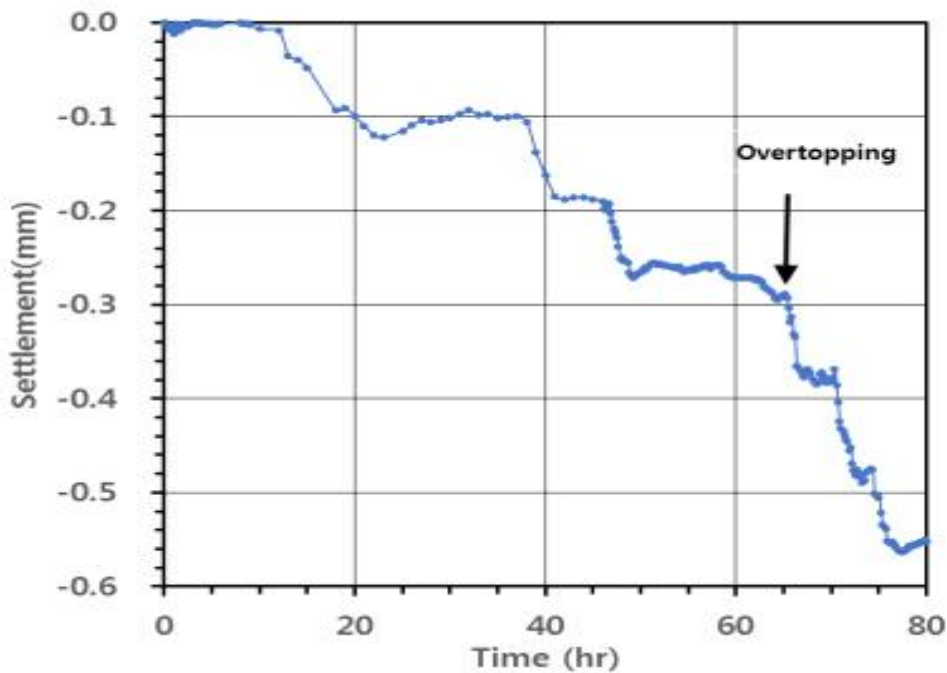
[그림 2.3] 월류시 공극수압과 토압의 변화

5. 침하량 변화

그림 2.4는 앞에서 언급한 것과 동일한 조건으로 홍수위에서 수위급강하시까지의 침하량과 월류시 침하량의 변화를 나타낸 것이다.

약 46시간부터 홍수위로 수위가 상승하면서 침하량도 점차적으로 증가하고, 약 50시간 후 수위급강하시에는 큰 변화 없이 일정하게 유지되다가 약 66시간 월류시에는 이미 체체내로 충분한 침투가 이루어져 있었기 때문에 급격한 침하현상을 나타냈다. 침하량의 변화폭은 크지만 댐마루 붕괴가 발생되지 않아 상대적으로 작은 값을 나타냈다.

수위가 급격하게 하강하고 상승함에 따라 상대적인 침하가 발생하게 되고, 특히 수위변화에 직접적으로 영향을 미치는 상류측과 하류측은 상대적인 침하량 차이로 인해 결국 부등침하를 유발시켜 댐마루의 균열 가능성을 증대시키게 되고, 잦은 수위 변동으로 인한 반복하중은 댐에 균열을 유발하게 된다.



[그림 2.4] 침하량 변화

6. 월류시 제체 사면의 붕괴거동

일반적으로 월류초기단계에서는 지속시간이 오래 걸리고 월류량이 급증하면서 붕괴폭이 점차로 발달하며 침두월류단계에서는 급격히 붕괴되면서 지속시간이 짧아진다.

모형축조 완료 후 월류 시험 전까지 만수위와 홍수위 상태에서 제체에 충분한 침투가 이루어지도록 하였고, 이상강우시에는 홍수량이 점차적으로 증가하므로 이를 가정하여 유량공급조절장치를 통하여 월류량을 증가시키면서 진행하였고 나머지는 방수로로 방류되도록 하였다. 월류시 저수지 붕괴는 월류초기단계, 월류량 증가단계, 월류량 급증단계, 침두월류단계 등으로 분석하였다.

그림 2.5는 (a)실험전 ($t=0$), (b) 월류초기단계 ($t=4:15$), (c)월류량 증가 ($t=5:35$), (d) 월류량 증가 ($t=5:55$), (e) 월류량 급증단계($t=6:15$), (f) 침두월류량단계($t=6:50$), 측정종료($t=7:15$)에서의 붕괴 형태를 나타낸 것이다.

월류에 의한 제체와 여수토 접속부에서의 붕괴 거동은 하류사면의 토립자가 세굴되면서 점차 하부부터 붕괴가 시작되면서 점차로 커지는 점진적 붕괴 형태를 나타냈다.

월류초기단계(b)에서는 유량공급장치를 통하여 홍수량을 1.0L/s로(월류수심:1.2cm) 일정하게 공급하고 나머지는 여수토(0.22L/s)로 방류되도록 하였다. 월류는 여수토 접속부의 댐마루부터 시작되면서 중앙과 하부쪽으로 세굴이 진행되었고 세굴폭은 18~35cm, 깊이는 1.5~2.8cm로 나타났다.

월류량 증가단계(c), ($t=5:35$)에서는 월류량을 1.14L/s(월류수심:1.2cm)로 증가하면서 붕괴폭과 깊이도 증가하여 세굴 폭 18~39cm, 세굴깊이 2.4~4.4cm로 나타났다.

월류량 증가 단계 (d), ($t=5:55$)에서는 점차로 월류량이 증가하면서 여수토 접속부의 세굴은 확대되었지만 세굴방향은 1방향으로만 진행되었고 세굴폭 29~48cm, 깊이 3.1~13cm로 나타났다.

월류량 급증단계(e)에서 월류량을 1.36L/s (월류수심:1.6cm)로 증가시킨 결과, 여수토 부근은 전체가 붕괴하였고 특히 중앙부와 하부는 붕괴폭 20~49cm, 깊이 5.4~15cm로 크게 나타났다. 이 단계에서는 월류량을 증가시켜도 여수토 부근의 붕괴폭과 깊이가 큰 변화가 없고 붕괴영역이 약간씩 오른쪽으로 이동하는 것으로 나타났다.

침두 월류단계(f)에서 월류량을 4.03L/s (월류수심:2.0cm)로 증가시킨 결과, 붕괴영역이 여수토 부근에서 사면중앙부로 이동하면서 붕괴폭 17~58cm, 깊이 2.2~17cm로 확대되었다. 이 단계에서는 하류사면 전체가 붕괴폭과 깊이가 증가하면서 붕괴가 가속되었지만 댐마루 전체가 완전 붕괴되는 현상은 발생하지 않았다.

제체의 붕괴형태는 삼각형, 직사각형, 사다리꼴 등이 있는데 본 실험에서는 대부분 매우 불규칙한 형태로 나타났다. Fread (1977)는 댐에서의 붕괴단면은 $H \leq B \leq 3H$ (H: 댐 높이, B: 붕괴부의 평균 폭)이고, 붕괴 지속시간(T)은 재료와 침식에 따라 크게 좌우되지만 비교적 견고하게 축조된 흙 댐에서는 $0.5 \leq T \leq 3.0$ hr 범위로 나타난다고 하였다.

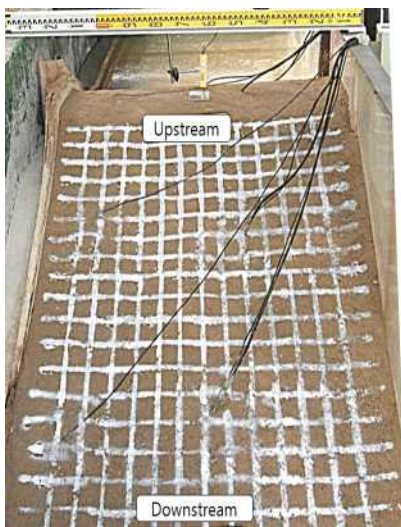
그러나 실험에서 붕괴 폭은 제시한 범위보다 작았고, 붕괴 시간은 제시한 범위 내에 포함되었다.

저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 댐마루 폭, 사면 경사 등에 따라 다르게 나타나지만, 월류가 진행됨에 따라 하류사면 표면을 흐르던 물이 가장 취약한 부분의 작은 입자들을 세굴시키기 시작하고 점차로 굵은 입자들이 침식되면서 확대되는 점진적 붕괴형태를 나타낸다.

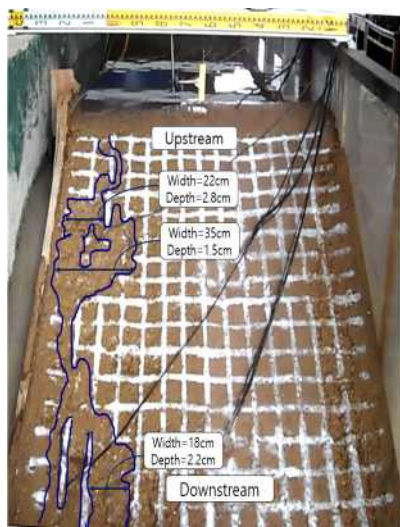
전체적으로 붕괴형태는 월류가 시작되면서 가장 취약한 여수토 부근에서 세굴이 진행되었고 점차적으로 댐마루 사면전에서 여러개의 세굴방향이 나타나면서 세굴폭과 깊이가 확대되는 점진적 붕괴형태는 나타났다.

따라서 이러한 위치에는 공극수압이 증가하고 토압변화가 크기 때문에 붕괴모형실험을 바탕으로 노후화된 균일형 저수지의 월류시 보강공법을 적용할 경우에는 붕괴를 지연시키는 방법과 붕괴폭의 확대를 억제하는 방법을 고려해야 할 것으로 판단된다.

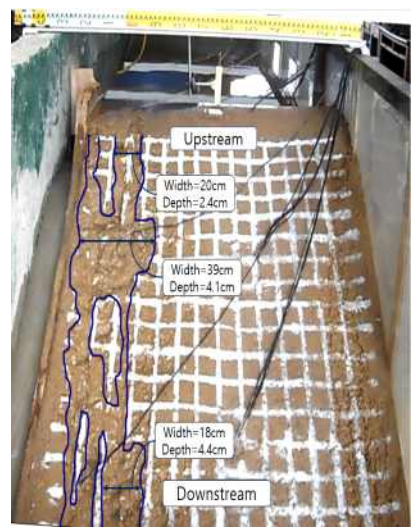
댐마루 보강에 의해 침투를 억제하는 공법(아스팔트, 콘크리트, 보도블록, 쇠석 등), 하류사면 침식을 억제하는 방법(Geotextile, riprap, 식생피복공 등), 하류사면 선단의 침식을 방지하는 공법(블록 보강, Gabion 공법)등을 적용할 수 있을 것으로 판단되며 이를 위한 실내모형실험이 요구된다.



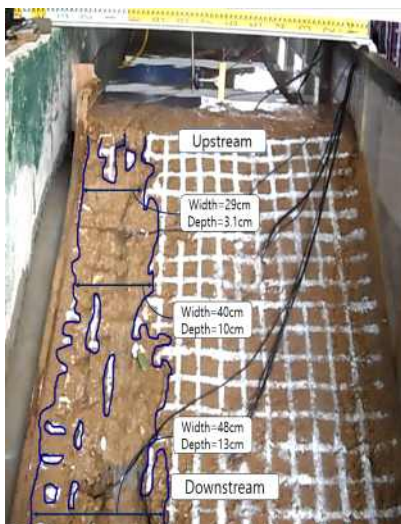
(a) 실험전(t=0)



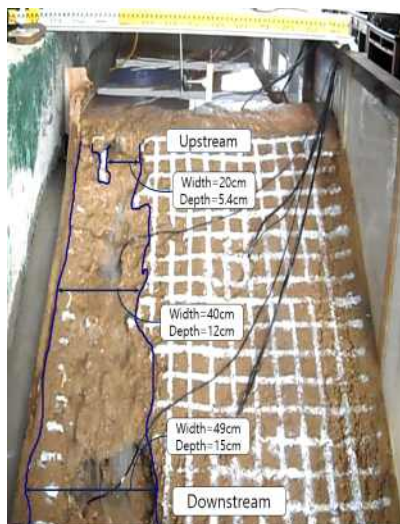
(b) 월류초기단계(t=4:15분)



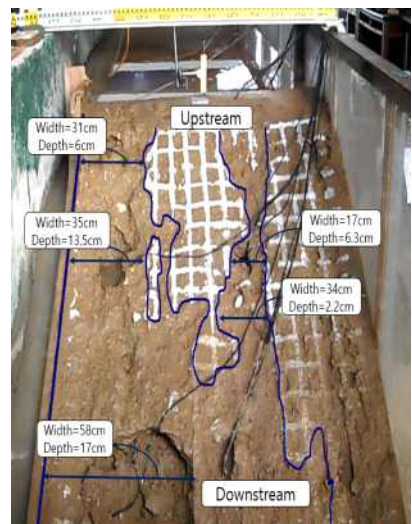
(c) 월류량 증가(t=5:35)



(d) 월류량 증가(t=5:55)



(e) 월류량 급증단계(t=6:15)



(f) 침두월류량단계(t=6:50)

[그림 2.5] 월류시 제체사면의 붕괴 거동

제3절 여수로 접속부 월류에 의한 붕괴시

1. 모형실험방법

측수로형 여수로는 구조적으로 측수로의 옹벽높이가 댐마루보다 낮게 설계시공 되고 있기 때문에 발생 가능한 최대홍수량 유입시 측수로내의 수위상승으로 방수로에서 옹벽으로 월류되기 때문에 옹벽과 제체와의 접속부는 세굴과괴에 취약하다.

특히, 여수로 접속부는 시공 과정에서 다른 부분보다 다짐이 불균질하게 이루어져 경계부에 누수에 의한 침투현상이 발생되어 신중한 시공관리가 이루어져야 하고, 수위급강하에 따라 공극수압의 소산속도가 상대적으로 늦어 침투압이 작용하므로 붕괴위험성을 높게 된다.

측수로형 여수로의 흐름특성은 설계홍수량을 초과하는 경우 측수로의 수위가 상승하여 월류부의 월류량이 잠류영향을 많이 받는 구조적 문제점을 가지고 있다. 측수로 내에 잠류가 발생하면 월류 유속이 감소하면서 급격한 수위 상승이 발생되고, 월류한 흐름이 수면위로 흐르게 되어 측벽에서 처오름 현상이 발생하게 되어 접속부가 세굴에 의해 붕괴되기 시작한다.

이상 홍수 발생시 여수로 콘크리트와 원지반 사이에 가장 취약한 양안 옹벽 배면부가 월류에 의한 세굴과괴가 진행되고 급류부의 완전유실이 발생된 후에 점차적으로 여수로는 완전히 붕괴되는 과정을 거치게 된다.

실험은 이상강우시 월류조절장치를 통하여 여수로 방수로에서 접속부로 1차적으로 월류되는 조건을 모사하고, 2차적으로 상류유역에서 유입량이 증가하다고 가정하여 댐마루로 월류하도록 조절하였다.

상류측에 담수를 시작하여 여수로 방수로 표고보다 낮은 수위에서 담수한 물이 제체내로 충분히 침투하여 정상 침투가 이루어졌다고 판단할 때까지 측정하였다.

실험과정은 홍수위시, 수위급강하시, 월류시로 구분하여 공극수압, 토압, 침하량을 측정하였고, 월류시 저수지 붕괴형태는 초기월류단계, 월류량 급증단계, 침두월류단계 등으로 구분하고 동일한 단계에서 3차원 침투해석 프로그램으로 분석하였다.

월류시 모형저수지의 상류부로 유입되는 유입량과 여수로 방수로를 통하여 하류부로 유출되는 유출량은 미리 측정된 토조에서의 유량검증을 통하여 유입량과 방수로 유출량을 조절하였다. 실험과정의 붕괴양상을 비디오 카메라를 설치하여 전체 붕괴과정을 기록하였다.

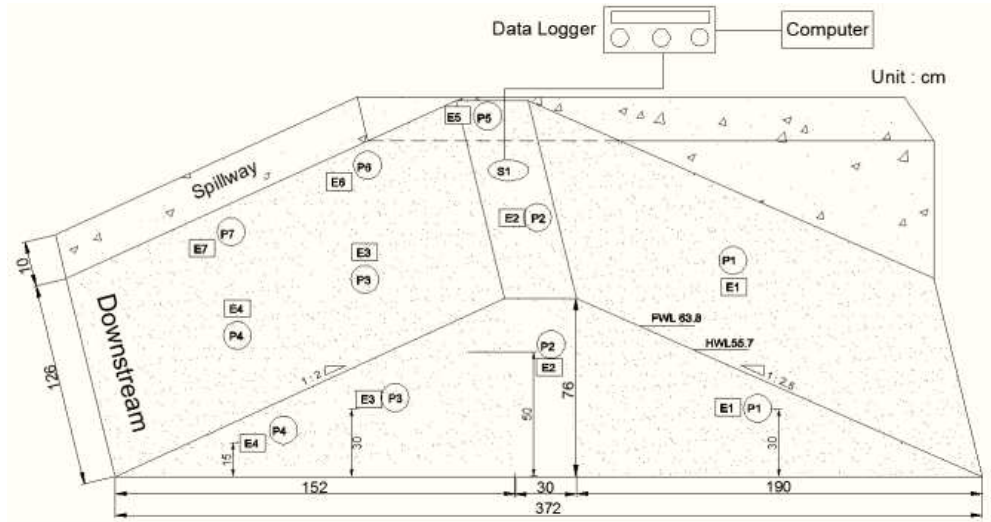
2. 계측기 매설

제체를 구성하는 성토재 내부에 작용하는 공극수압과 토압을 측정하기 위해 그림 2.6과 같이 공극수압계 (P) 7개와 토압계(E) 7개를 각각의 위치에 매설하였다. 공극수압계의 매설위치는 제체의 상류사면 P1, 댐마루 P2, 하류사면 중앙 P3, 하류사면 하부 P4, 여수로 접속부의 댐마루 P5, 중앙 P6, 하부 P7에 매설하였으며, 토압계도 공극수압계와 같은 위치에 매설했다.

매설깊이는 사면의 높이와 경사를 고려하여 월류 시 공극수압과 토압 측정 시 비교가 용이하도록 제체 하부로부터 15 ~ 50cm 떨어진 지점에 매설하였다.

제체 덧쌓기 후 댐마루 중앙에 침하계 (S)를 설치 (LVDT)하여 침하량을 측정하였고, 계측기는 모형 토조내 적용할 수 있는 초소형 크기의 공극수압계 (정격용량: 50kPa)와 토압계(정격용량: 200kPa)를 사용하였다. 각각의 측정값은 Data Logger와 Computer에 의해 자동적으로 저장하도록 하였다.

저수지는 균일형 형식으로 제체 모형 축조에 사용된 시료는 균질한 상태로 포설하기 위하여 12mm 체를 통과한 시료만 사용하였다. 다짐은 최적 함수비(14%)로 조절하였고(13.95%) 다짐 시 밀도를 균일하게 하기 위하여 먼저 1 층을 약 5cm 가량 포설한 후 나무다짐봉으로 다짐을 한 후 밀도는 16.06 kPa(다짐도 : 93%)로 나타났다.



[그림 2.6] 축조모형 단면과 계측기 매설 위치

3. 홍수위와 수위급강하시 공극수압과 토압의 변화

그림 2.7 (a)는 상류측에 담수를 시작하여 만수위 (55.7cm) 상태에서 26시간 정도 유지시킨 후에 홍수위(63.8cm)까지 수위를 상승하였고 2시간 정도 후에 수위를 급강하시켰을 경우 공극수압 변화를 나타낸 것이다.

상류사면, 하류사면, 여수로 접속부에서 공극수압은 만수위에서 홍수위까지 약간씩 증가한 후 수위급강하에 따라 급격하게 감소하고 사수위에서 일정하게 유지하였다.

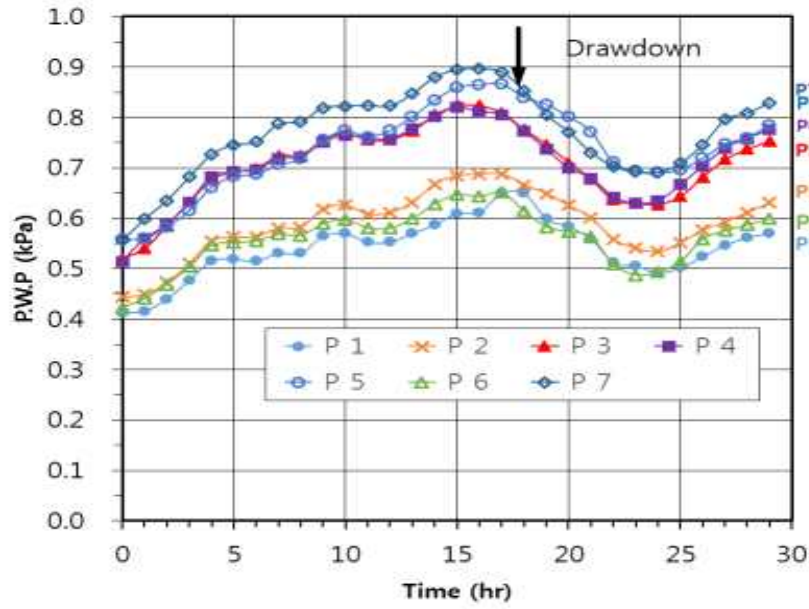
여수로 접속부 하부(P7) 및 접속부 댐마루 (P5), 하류사면 중앙(P3), 하부(P4)에서는 다른 위치 보다 약간 큰 값을 나타냈다.

전체적으로 수위상승과 수위급강하에 따라 공극수압 변화는 나타났지만 변화폭이 작기 때문에 제체의 위험성은 나타나지 않았다.

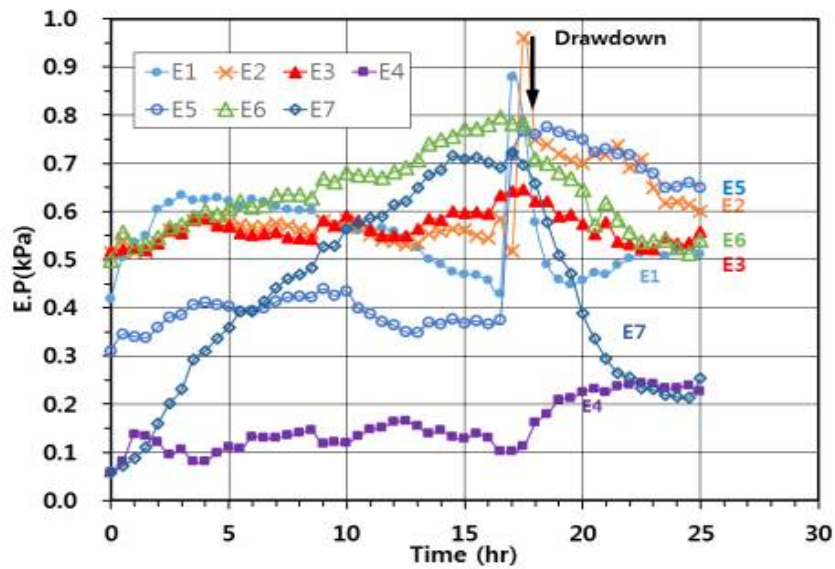
그림 2.7 (b)는 공극수압과 동일한 조건에서 수위급강하 하였을 경우의 토압 변화를 나타낸 것이다.

상류사면(E1), 댐마루(E2), (E5)에서는 홍수위로 수위를 상승하였을 경우 급격하게 토압이 증가하였고 수위급강하시에는 급격한 감소변화가 나타났는데 이는 댐마루에서 침투수의 영향으로 판단된다.

다른 위치에서는 약간의 증가와 감소 변화량을 나타냈고 하류사면 하부 (E7)에서는 만수위에서는 누수가 없다가 시간이 경과하면서 약간씩 누수가 발생되어 증가하기 시작하였고, 홍수위로 상승하면서 여수로 접속부가 누수되어 변화폭이 크게 나타난 것으로 판단된다.



(a) 공극수압 변화



(b) 토압 변화

[그림 2.7] 홍수위와 수위급강하시 공극수압과 토압의 변화

4. 월류시 공극수압과 토압의 변화

여수토 접속부는 시공 과정에서 다른 부분보다 다짐이 불균질하게 이루어져 경계부에 누수에 의한 침투현상이 발생할 가능성이 높으므로 신중한 시공관리가 이루어져야 하고, 이상강우에 의한 여수토 접속부로 월류되었을 경우에는 매우 위험한 상태로 나타나기 때문에 계측을 통한 공극수압 및 토압변화를 파악하여야 한다.

그림 2.8 (a)는 홍수위까지 일정하게 유지한 후 수위를 댐마루 월류전까지 상승시킨 후 여수토 방수로에서 쳐올림 현상을 모사하여 접속부로 월류시키고, 이상강우에 의해 계속해서 유입되는 홍수량이 증가하면서 방수로뿐만 아니라 댐마루로 월류되는 조건을 모사하여 4시간동안 공극수압과 토압의 변화를 나타낸 것이다.

홍수량 조절은 유량공급장치를 통하여 댐마루전까지 수위를 유지(75cm)하면서 여수토로 0.25 L/s로 방류되도록 하고 방류된 유량은 월류조절장치를 통하여 접속부로 월류되도록 유도하였다.

여수토 접속부 댐마루에서의 공극수압(P5)은 접속부 월류시에는 영향을 미치지 않기 때문에 일정하다가 댐마루 월류가 시작되면서 급격하게 증가하였고 침투월류단계(약 3.6시간)후에는 변동폭이 크게 나타났다.

접속부 중앙에서의 공극수압(P6)은 접속부 월류시에는 일정하다가 댐마루 월류가 시작되는 시점부터(2.3시간) 급격하게 증가하였고 유입량 증가에 따라 증가하다가 침투월류단계에서 다시 급격하게 증가한 후 붕괴후에 감소하였다.

접속부 하부의 공극수압(P7)은 접속부 월류가 시작되면서 세굴이 진행되었고 그 영향으로 초기부터 점차적으로 증가하다가 침투월류단계에서 가장 큰 값을 나타낸 후 감소하였다.

상류사면에서의 공극수압 (P1)은 방수로에서 월류되는 조건을 모사하기 위하여 유입량을 홍수위에서 댐마루 월류전까지 증가시킨 후 점차적으로 증가하고 일정하게 유지하다가 침투월류량 단계에서(3.6시간) 급격하게 증가한 후 감소하였다.

댐마루(P2), 하류사면 중앙(P3)은 댐마루 월류전부터 약간씩 증가하였고 일정하게 유지하다가 침투월류단계에서 변화폭이 크게 나타났다.

하류사면 하부(P4)에서는 월류시에 큰 변화가 없이 일정하게 유지하다가 침투월류단계에서 침투수의 영향으로 급격하게 증가하였다.

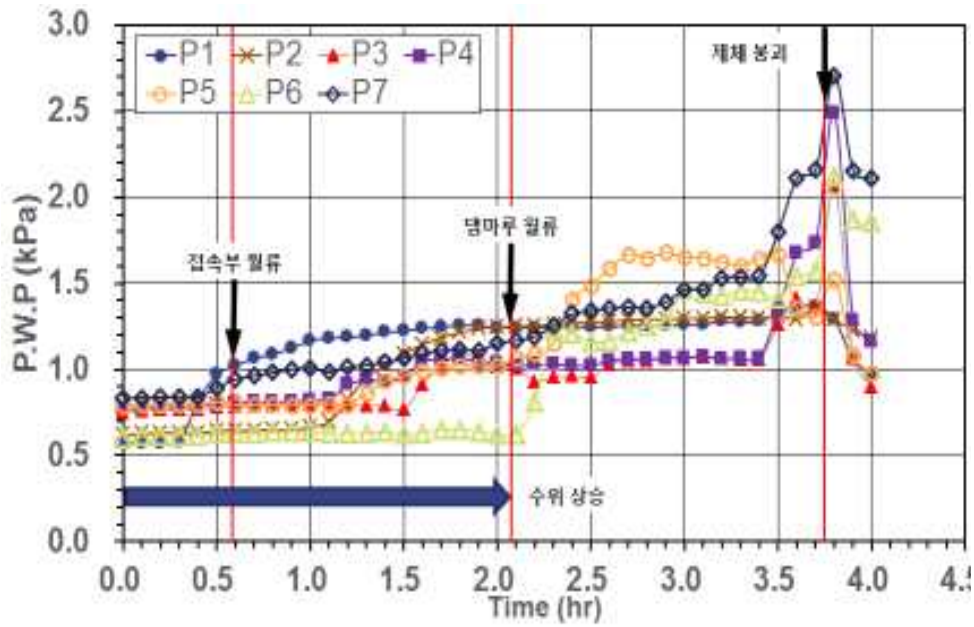
여수토 접속부의 공극수압(P5, P6, P7)은 초기단계에서 월류되도록 유도하였기 때문에 공극수압의 변화폭이 크게 나타났고 침투월류단계에서는 모든 위치에서 공극수압이 크게 증가한 후 붕괴후에 감소하였다.

전체적으로 유입량 증가에 따라 세굴과 붕괴가 발생되면서 여수토 접속부의 공극수압은 급격하게 상승하는 것으로 나타났고, 붕괴폭이 커질수록 그 영향은 더 크게 나타났다.

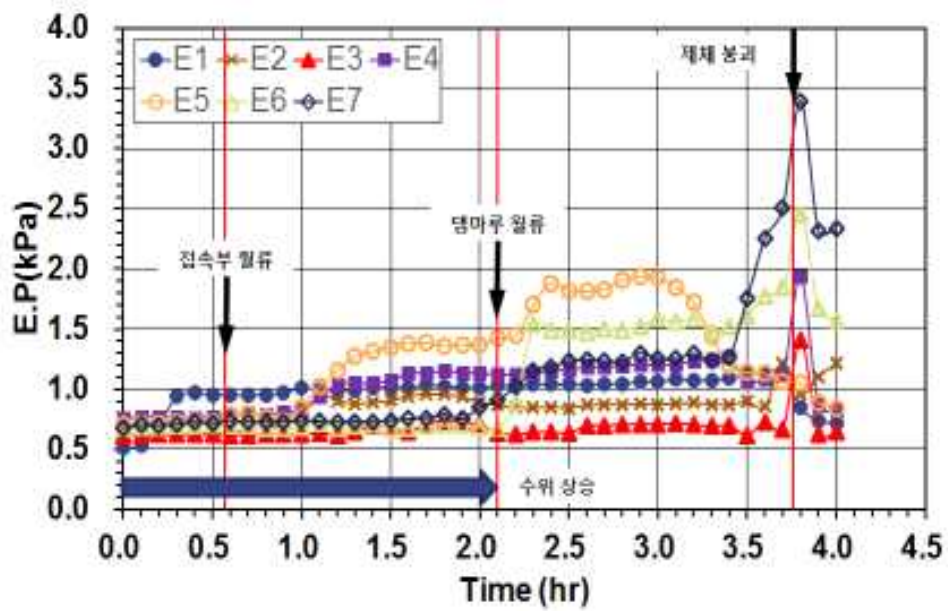
그림 2.8 (b)는 월류시 토압 변화를 나타낸 것으로 여수토 접속부의 토압(E6, E7)은 초기단계에서는 큰 변화를 나타내지 않다가 월류가 시작되면서 급격하게 증가하였고 침투월류단계에서는 가장 큰 증가폭을 나타냈다. 접속부 댐마루에서의 토압(E5)은 접속부 월류후와 댐마루 월류후에 급격하게 증가하였고 변동폭이 크게 나타나다가 침투월류단계에서는 붕괴로 인하여 감소하였다.

상류사면은(E1) 유입량 증가의 영향으로 초기에 급격하게 상승하고 일정하게 유지하다가 붕괴후에 감소하였다. 댐마루(E2), 하류사면 중앙(E3) 및 하부(E4)에서의 토압은 월류량이 증가함에 따라 큰 변화를 나타내지 않았고 침투월류단계에서만 변화폭이 크게 나타났다.

전반적으로 토압은 여수토 접속부에서 월류로 세굴이 확대 되면서 급격하게 증가하였고 붕괴시에는 급격한 변동폭을 나타냈고, 공극수압과 동일하게 월류시 제체내에서의 거동을 정확하게 파악할 수 있기 때문에 붕괴 가능성을 미리 판단하는데 유용한 자료로 이용할 수 있다.



(a) 공극수압 변화



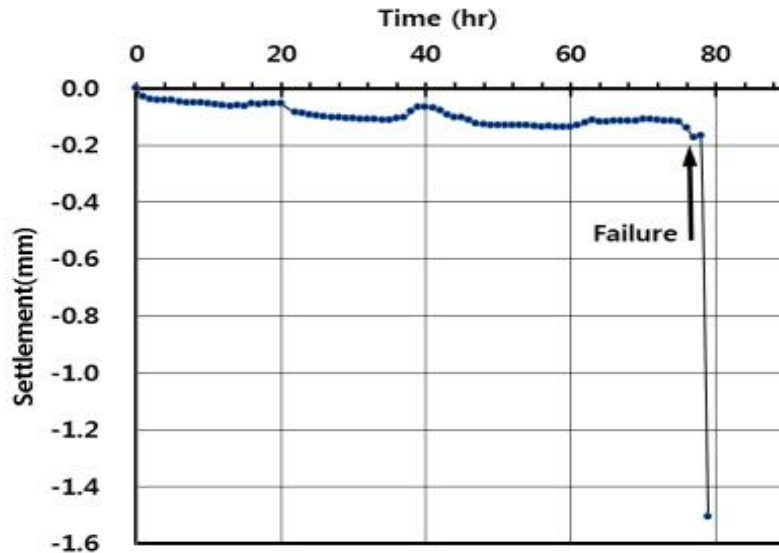
(b) 토압 변화

[그림 2.8] 여수로 접속부 월류시 공극수압과 토압의 변화

5. 침하량 변화

그림 2.9는 초기부터 월류시까지 침하량의 변화를 나타낸 것이다.

약 46시간부터 홍수위로 수위가 상승하였지만 큰 변화를 나타내지 않았고, 수위급강하시에도 큰 변화 없이 일정하게 유지되었다. 월류전까지는 비교적 작은 침하량이 일정하게 유지되다가 약 75시간 후 월류시에는 점차적으로 침하량이 증가하였고 댐마루 붕괴와 동시에 급격하게 증가하였다.



[그림 2.9] 여수토 접속부 월류시 침하량의 변화

6. 월류시 제체 사면의 붕괴형태

농업용저수지 중에서 측수로형 여수로는 수리학적으로 효율적이거나 측수로내의 수위가 한계를 초과하면 월류흐름의 잠류영향을 받게 되어 수위가 급격하게 상승하게 되고 이어서 쳐올림 현상이 발생하는 특성을 가지고 있어 월류에 의한 세굴과파괴에 취약하다.

이상 홍수 발생시 콘크리트와 여수토 접속부 사이에 가장 취약한 옹벽 배면부가 월류에 의한 세굴과파괴가 진행되고 급류부의 완전유실이 발생된 후에 점차적으로 여수로가 완파되는 과정을 거치게 된다.

월류시 저수지 붕괴는 월류초기단계, 월류량 급증단계, 침두월류단계 등으로 검토할 수 있는데, 일반적으로 월류초기단계에서는 지속시간이 오래 걸리고 월류량이 급증하면서 붕괴폭이 점차로 발달하며 침두월류단계에서는 급격히 붕괴되면서 지속시간이 짧아진다.

모형축조 완료 후 월류 시험 전까지 만수위 상태에서 제체에 충분한 침투가 이루어지도록 하였고, 이상강우시 홍수량이 점차적으로 증가하는 쳐올림 현상을 모사하여 방수로에서 월류조절 장치를 통하여 초기에 여수토 접속부로 월류하도록 유도하였고 계속해서 월류량을 증가시키면서 댐마루에서도 월류되는 조건을 모사하여 4시간동안 붕괴형상을 측정하였다.

<그림 2.10>은 (a) 실험전($t=0$), (b) 월류초기단계 ($t=1:50$), (c) 월류량 증가 ($t=2:30$), (d) 월류급증 단계($t=2:55$), (e) 월류량 증가($t=3:05$), (f) 침두월류량단계($t=3:35$), 측정종료($t=3:45$) 에서의 붕괴 형태를 나타낸 것이다.

월류초기단계(b)에서는 유량공급장치를 통하여 홍수위까지 일정하게 유지시키고 나머지는 여수토(0.25L/s)로 방류되도록 한 후 월류조절장치를 통하여 접속부로 월류하도록 유도하였다. 월류는 여수토 접속부의 댐마루 아래부터 시작되면서 하부쪽으로 세굴이 진행되었고 세굴폭은 20~21cm, 깊이는 3.8~5.4cm로 나타났다.

월류량 증가 단계(c)에서는 월류량을 0.48L/s(월류수심: 1.5cm)로 유지한 상태에서 댐마루에서 월류가 시작되었고 세굴 폭 10~26cm, 깊이 5.6~13.1cm로 점차적으로 증가하였다. 월류량이 점차로 증가하면서 여수토 접속부의 세굴깊이만 증가하였고 중앙부로 이동은 진행되지 않았다.

월류 급증단계(d)에서 월류량을 1.48L/s (월류수심:2.0cm)로 증가시켰을 경우, 여수토 접속부의 댐마루가 붕괴하면서 세굴깊이 8.5~22.4cm로 증가하였고 하류사면 중앙부에서도 붕괴폭 8~9cm, 깊이 5cm로 붕괴되면서 붕괴영역이 이동하였다.

월류량 증가 단계(e)에서는 월류량을 2.99L/s(월류수심: 2.2cm)로 유지한 상태에서 댐마루에서 월류가 시작되었고 하류사면 우측에서도 폭 8~10cm, 깊이 6.5~6.9cm로 세굴범위가 점차적으로 확대되었다.

침투 월류단계(f)에서 월류량을 4.85L/s (월류수심:2.5cm)로 증가시킨 결과, 여수토 접속부 댐마루가 완전붕괴 되었고(폭 36~55cm, 깊이 24~27cm) 사면 중앙부에서도 폭 9~16cm, 깊이 7~17cm로 붕괴영역이 확대되었다.

제체와 여수토 접속부 사이에는 시공상의 문제로 불균질한 다짐과 누수로 인해 세굴현상이 증가되어 붕괴를 일으키는 요인으로 작용한다. 특히, 접속부에서의 월류는 하류사면 토립자의 세굴이 가속되면서 댐마루쪽으로 붕괴영역이 이동되고 점차적으로 중앙부로 붕괴영역이 확대되면서 폭과 깊이를 증가시키는 점진적 붕괴 형태를 나타냈고 최종적으로 저수지 전체가 붕괴되는 형상을 나타냈다.

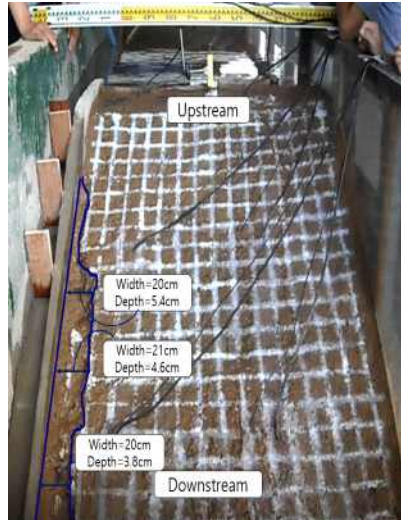
제체의 붕괴형태는 매우 불규칙한 형태로 나타났고 붕괴단면은 $B = 0.7H$ (H: 댐 높이, B: 붕괴부의 최대 폭)이고, 붕괴 지속시간(T)은 재료와 침식에 따라 크게 좌우되지만 본 실험에서는 약 T=4.0 hr 범위로 나타났다.

앞으로 붕괴모형실험 거동을 바탕으로 노후화된 균일형 저수지의 월류시 여수토 접속부의 보강 공법으로는 표면차수공법으로 지오펜브레인, 쇠석, 지오텍스타일 등을 적용할 수 있을 것으로 판단되며 현장 적용성 평가를 위해 실내모형실험을 통해 검증해야 한다.

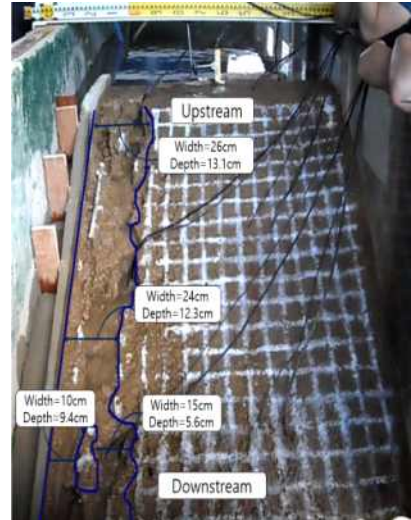
댐마루 보강에 의해 침투를 억제하는 공법으로 아스팔트, 콘크리트, 보도블록, 쇠석 등으로 보강할 수 있고, 하류사면침식을 억제하는 방법으로 Geotextile, riprap, 식생피복공 등이 있으며, 하류사면 선단의 침식을 방지하고 침윤선을 저하시킬 수 있는 공법으로 Gabion 공법, 블록공법 등을 사용하면 Toe drain 역할을 병행할 수 있어 안정성을 보다 더 향상시킬 수 있을 것으로 판단된다.



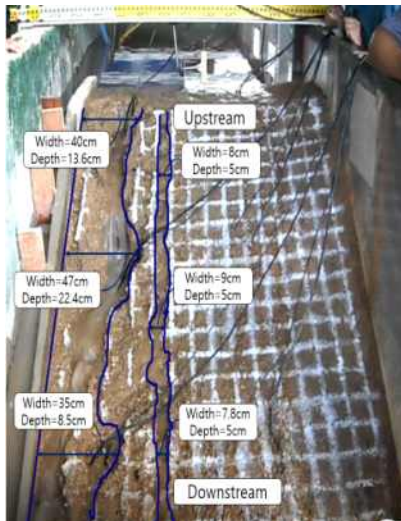
(a) 실험전(t=0)



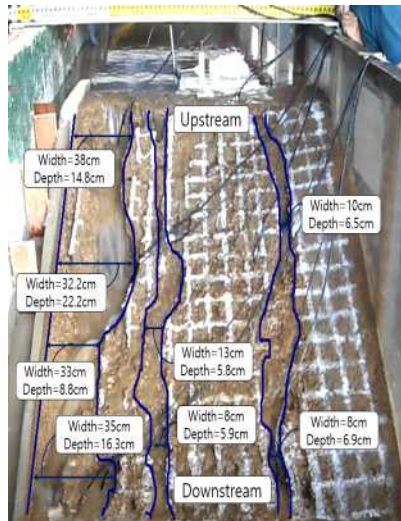
(b) 월류초기단계(t=1:50분)



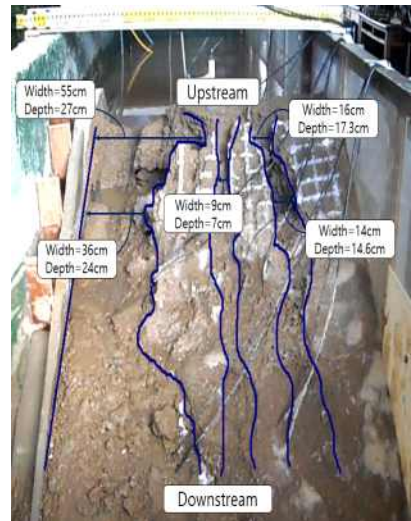
(c) 월류량 증가(t=2:30)



(d) 월류량 증가(t=2:55)



(e) 월류량 급증단계(t=3:05)



(f) 첨두월류량단계(t=3:35)

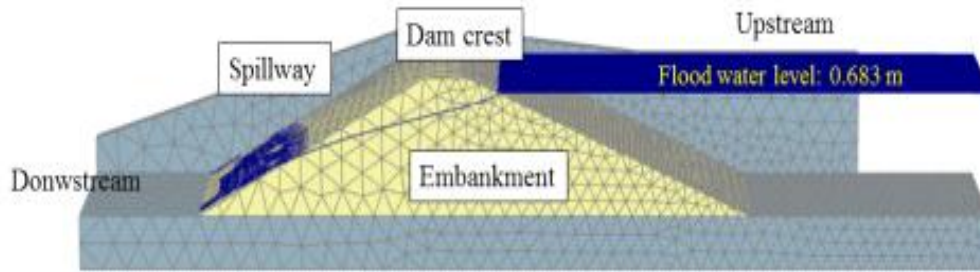
[그림 2.10] 여수로 접속부 월류시 제체 사면의 붕괴거동

7. 수치해석에 의한 제체의 침투특성

가. 공극수압 및 침윤선의 분포

3차원 침투해석 프로그램인 Plaxis 3D에 의한 침투특성을 분석하기 위한 해석단면과 해석조건은 그림 2.11 및 표 2.4와 같다.

그림 2.11은 침투류 및 변형 해석에 적용한 요소의 형상으로 삼각형으로 구성하였으며 반복해석을 수행하여 해석결과에 영향을 미치지 않는 최대크기를 적용하였다.



[그림 2.11] 수치해석 적용단면

해석조건은 균일형 체체의 여수로 방수로에서 초기 월류가 시작되고 홍수량의 증가로 인해 점차적으로 댐마루에서 월류수심이 상승되는 현상으로 모사하였다.

[표 2.4] 수치해석 월류조건

Case	수위(H:cm)	월류 조건	경과시간(hr)
Case 1	68.3	홍수위 상태 유지	t =0.5
Case 2	76.0	초기월류단계 <그림 2.12> (b) 방수로에서 접속부로 월류 조건	t =1:50(1.8hr)
Case 3	77.5	월류량 증가 <그림 2.12> (c) 월류수심 (15mm)유지	t=2:30(2.5hr)
Case 4	78.0	월류 급증단계 <그림 2.12> (d) 월류수심 (20mm)	t =2:55(2.9hr)
Case 5	78.2	월류량 증가 <그림 2.12> (e) 월류수심 (22mm)	t =3:05(3.1hr)
Case 6	78.5	첨두월류량 단계 <그림 2.12> (f) 월류수심 (25mm)	t =3:35(3.6hr)

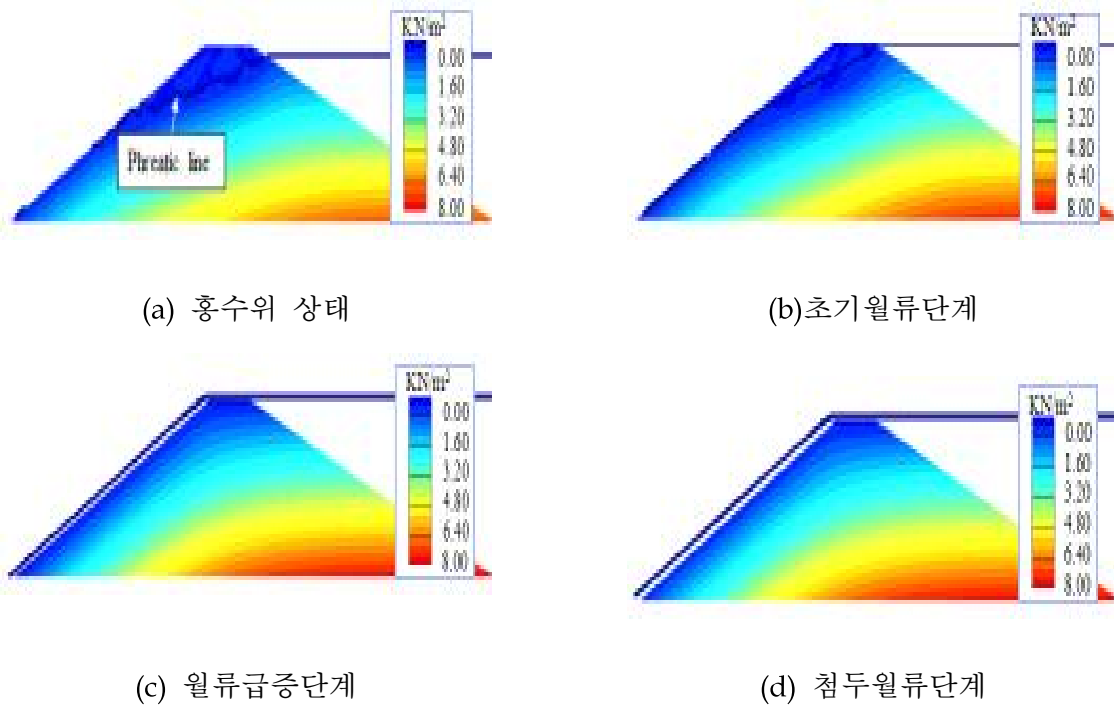
댐마루 월류현상을 모사하기 위하여 실내모형실험의 붕괴형상을 기준으로 적용하였고, 홍수위 조건에서는 여수로 접속부로만 월류하도록 하고 점차적으로 댐마루를 월류하여 하류사면 비탈 표면이 침수되는 조건으로 적용하였다.

표 2.4는 침투해석에 적용된 6개의 Case를 나타낸 것으로, 홍수위(FWL: 63.8cm), 초기월류단계 (H=76cm), 월류량 증가, 월류급증단계, 월류량 증가, 첨두월류단계까지 실내모형실험과 동일하게 월류수심이 점차적으로 증가하는 단계로 해석하였다.

그림 2.12는 해석조건을 기준으로 월류단계별 침윤선과 공극수압의 분포를 나타낸 것이다.

홍수위 상태에서의 침윤선은 상류사면에서 하류사면으로 불규칙한 형태로 나타났고, 수위가 상승함에 따라 하류사면 표면위에 나타났으며, 월류후 댐마루 중앙에서 완전포화가 발생하는 시점은 월류초기단계(약 110-115분 경과)로 이 때부터 하류사면 표면이 침수되기 시작하였다.

공극수압은 댐마루부터 하류사면의 비탈면에서 작게 나타났지만 월류수심이 증가함에 따라 점차적으로 증가하였다.



[그림 2.12] 월류단계별 침윤선 및 공극수압 변화

그림 2.13은 모형실험의 매설위치와 동일한 지점에서 해석조건별로 공극수압을 나타낸 것이다.

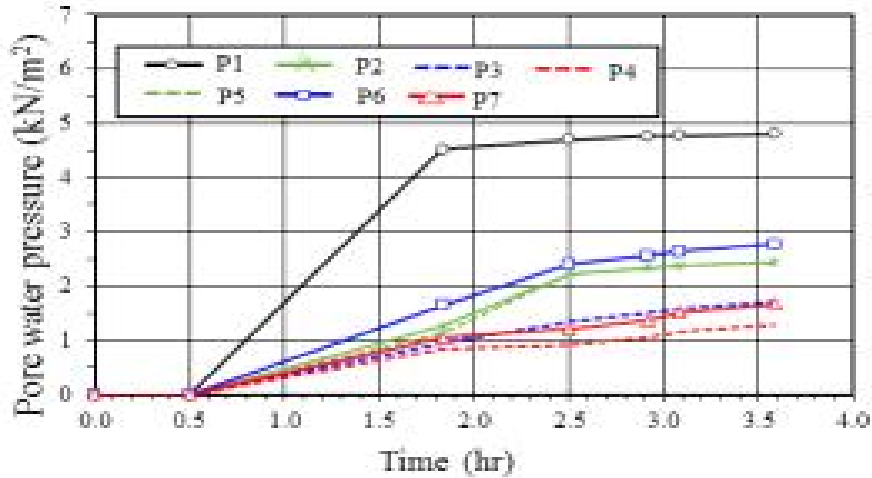
상류사면에서의 공극수압 (P1)은 홍수위에서 수위를 증가시킨 후부터 초기월류단계까지 급격하게 증가하였고 침두월류단계까지는 약간씩 증가하였다.

댐마루(P2), 하류사면 중앙(P3), 하류사면 하부(P4)에서는 수위가 증가함에 따라 일정하게 증가하였고 댐마루에서 가장 크게 나타났다.

여수토 접속부 댐마루(P5), 중앙(P6), 하부(P7)에서의 공극수압은 홍수위부터 댐마루 월류가 시작되면서 점차적으로 증가하였고 중앙이 댐마루보다 약간 더 크게 나타났다.

여수토 접속부(P5, P6, P7)의 공극수압은 접속부부터 월류하였기 때문에 제체 중심축 (P2), (P3), (P4)보다 약간 더 크게 나타났다.

전체적으로 해석치는 실험치보다 더 크게 나타났고 월류단계별로 실험치는 변화폭이 큰 반면에 해석치는 뚜렷한 변화폭을 나타나지 않고 일정하게 증가하는 경향만을 나타냈다.



[그림 2.13] 월류단계별 공극수압 변화

나. 변위의 분포

월류단계별 여수도와 제체에서의 변위분포는 침투-변형 연계해석(Seepage-Deformation coupled analysis)에서 산출된 수압분포를 이용하여 각 제체 단면위치에서 제체의 변형이 나타나지 않을 한계점까지 강도를 감소시키고 실제적인 제체의 변형 및 파괴형상을 나타낼 수 있는 강도감소법을 적용하였다.

침투-변형 연계해석에서는 시간경과에 따라 제체에 수압이 작용할 경우의 변형만을 고려하고 하중을 별도로 고려하지 않기 때문에 실제보다 낮게 나타날 수 있어 강도감소법을 이용하여 전체적인 변위분포를 나타냈다.

그림 2.14는 월류단계별 x축과 z축 방향에서 변위를 나타낸 것이다.

x축 방향 변위는 홍수위부터 침투월류단계까지 수위가 증가함에 따라 제체가 포화되고 수압이 하중으로 작용하기 때문에 점차적으로 증가하는 것으로 나타났고, 하류사면 비탈끝부터 변위가 커지고 점차적으로 댐마루 상부로 확대되는 형상을 나타냈다.

z축 방향 변위는 홍수위부터 침투월류단계까지 수위가 증가함에 따라 댐마루에서 하류사면 중앙부쪽으로 점차적으로 확대되었고 댐마루에서 가장 큰 변위를 나타냈다.

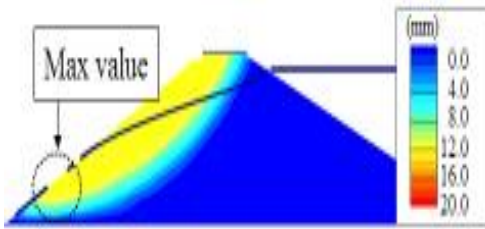
그림 2.15는 월류단계별로 x축과 z축 방향에서 최대변위를 기준으로 나타낸 것이다.

x축 방향 최대변위(a)는 홍수위에서 급격하게 증가하고 수위가 증가함에 따라 수압의 영향으로 점차적으로 증가하였고, z축 방향 최대변위(b)는 홍수위에서 급격하게 증가하고 수위가 증가함에 따라 약간 감소한 후 일정한 경향을 나타냈다.

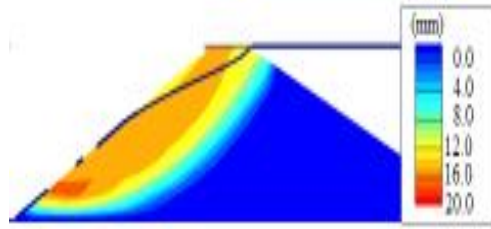
이와 같은 감소원인은 해석시에는 성토재료의 변형만을 고려하기 때문에 홍수위에서 이미 상당히 큰 변위가 발생된 직후에 추가적으로 큰 외부하중이 작용하지 않아 변위량이 작아진 것으로 판단된다.

전체적으로 수위가 증가함에 따라 변위는 증가하였고 변위가 가장 커서 붕괴가 시작되는 시점인 최대치만으로 비교하였을 경우에는 z축 방향에서 약간 감소하는 경향을 나타냈다.

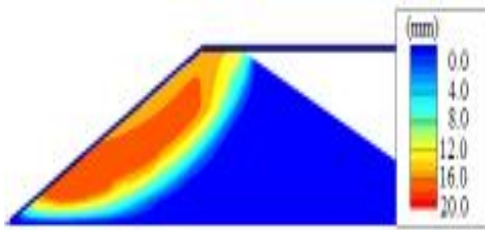
그리고 x, z축 방향에서의 변위분포 결과를 바탕으로 하류사면과 댐마루에서 우선적으로 보강이 필요한 부분이 어느 위치인지를 판단하는데 기준으로 적용할 수 있다.



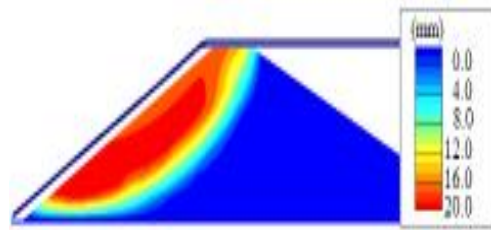
(a) 홍수위 단계에서 x축 변위



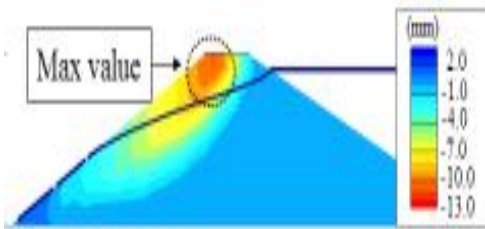
(b) 초기월류단계에서 x축 변위



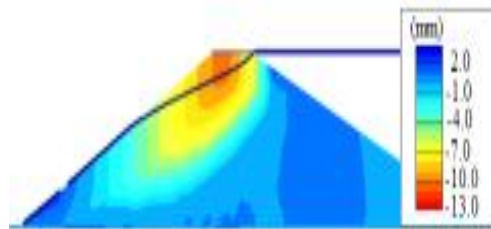
(c) 월류급증단계에서 x축 변위



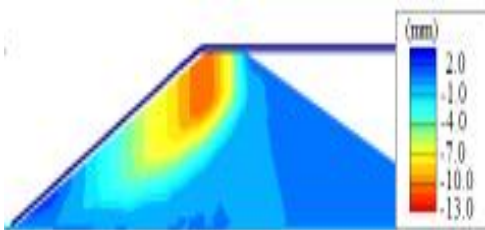
(d) 침두월류단계에서 x축 변위



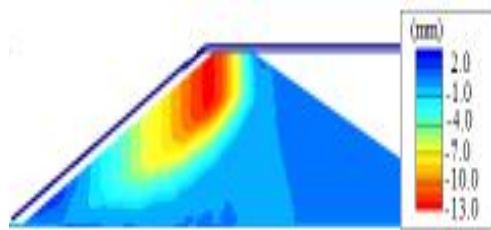
(e) 홍수위 단계에서 z축 변위



(f) 초기월류단계에서 z축 변위

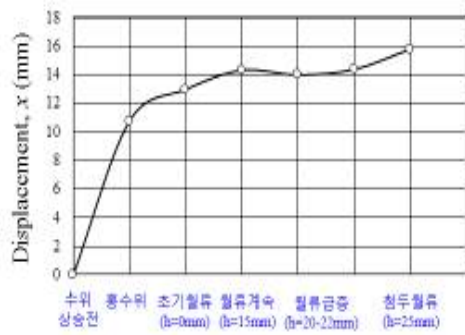


(g) 월류급증단계에서 z축 변위

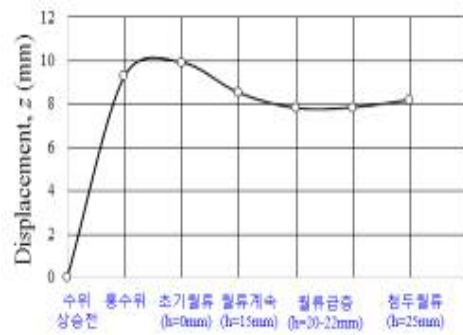


(h) 침두월류단계에서 z축 변위

[그림 2.14] 월류단계별 x, z축에서의 변위분포



(a) x축 최대변위



(b) z축 최대변위

[그림 2.15] 월류단계별 최대변위

다. 월류시 제체의 변형 형상

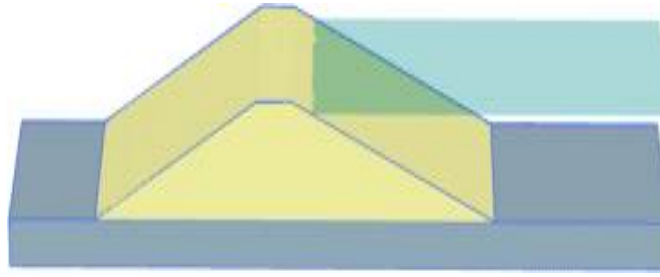
그림 2.16은 월류단계별 붕괴형상을 나타낸 것이다.

변형형상은 홍수위단계를 변형이 발생하기 시작하는 초기단계로 설정하였고, 침두월류단계에서 하류사면의 변형이 더 이상 나타나지 않는 상태로 분석하였다.

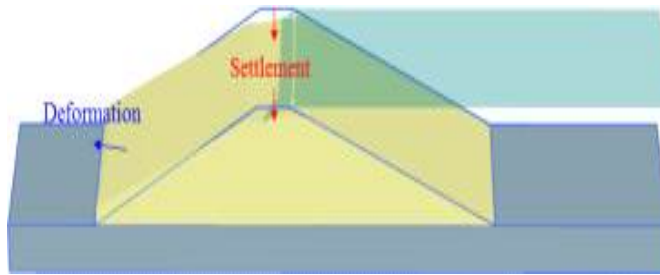
각 수위조건에서의 변형도는 시간에 따른 축척효과(Scale effect)를 이용하여 추정하였기 때문에 제체 붕괴에 대해 정확하게 제시하기 어려우나 월류시 전체적인 붕괴형상을 파악할 수 있다.

월류초기단계에서는 댐마루에서 국부적인 침하가 발생하고 하류사면에서는 수압의 증가로 인해 댐마루에 인접한 사면으로 침하가 발생하는 것으로 나타났다.

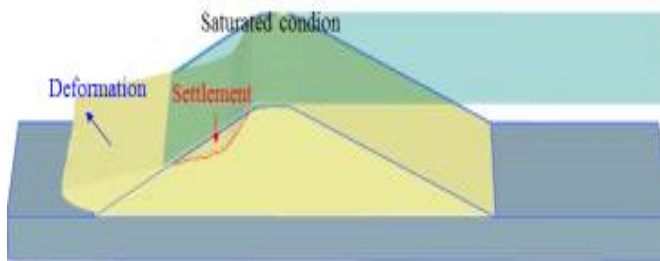
월류급증단계에서는 댐마루 부근에서 침하가 커지면서 중앙부로 확장하기 시작하고 하류사면 비탈끝에서의 변형이 증가하였다. 침두월류단계에서는 댐마루 붕괴가 발생되어 침하량도 커지고 하류사면으로 변형량도 커지는 완전히 붕괴되는 형상을 나타냈다.



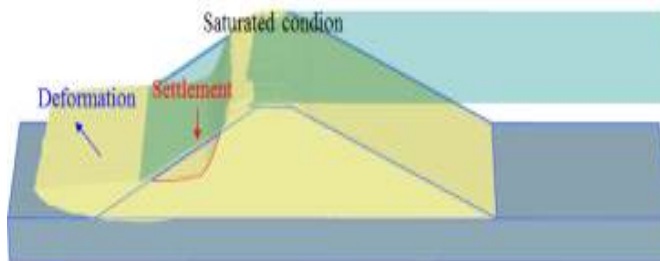
(a) 홍수위



(b) 월류초기단계



(c) 월류급증단계



(d) 침투월류량 단계

[그림 2.16] 월류단계별 붕괴형상

제4절 내부침식(Piping)에 의한 붕괴시

1. 모형실험방법

필댐의 붕괴는 월류와 파이핑이 주된 원인으로 분석되고 있고, 월류는 집중호우 등의 기상조건에 의해 발생하는 반면, 파이핑은 시간경과에 따라 제체의 내구성이 저하하는 현상으로 발생하기 때문에 국내의 농업용저수지 제체의 노후화와 관련된 문제는 월류와 파이핑에 관한 문제를 중요하게 고려하여야 한다.

흙 제체는 일반적으로 지역에서 활용가능한 재료로 축조되기 때문에 모래, 실트, 점토 등으로 다양하게 구성되어 있고, 내부침식 과정은 흙의 성분, 다짐, 함수비, 구조물의 형태, 저수위, 동수경사, 흙의 침식가능성 등에 따라 매우 다르게 나타난다.

그 동안 파이핑에 관한 실험적 연구는 침식과정을 실험에서 시각화하고 모니터링하기가 어렵기 때문에 거의 연구가 진행되지 않았고 주로 수치해석에 의한 연구가 진행되어 왔다.

따라서 제체내의 파이핑에 의한 내부침식과정과 파이핑의 확대과정, 파이핑 존에의 면적, 깊이, 침식된 재료의 체적 등을 파악하여 붕괴시간과 붕괴가능성과 붕괴시간을 추정하기 위한 실내모형실험이 필요하다.

내부침식은 제체내로 토립자가 이동과 운반에 의해 발생되고, 내부침식의 메커니즘은 침식과정이 복잡하고 탐지의 어려움 때문에 실험하기가 매우 어렵다. 내부침식에 따라 수리학적 및 역학적인 특성이 바뀌게 되고 재료의 투수성은 상당히 변하게 되고 이에 따라 제체내의 공극수압의 증가는 하류사면 안정에 매우 큰 영향을 미치게 된다.

Yusuf et al.(2015)은 실험실 수로에 설치한 흙 제체에서 파이핑 침식과정을 규명하기 위하여 서로 다른 다짐율로 모래, 실트, 점토를 혼합하여 제체를 축조하고, 영상처리기술을 이용하여 침식깊이, 침식폭, 면적 등을 추정하는 관계식을 제안하였다.

모형실험은 보통에서 제체내부로 후방진행형 파이핑이 발생되도록 다공관 파이프를 이용하여 파이핑 현상을 모사하였다. 내부침식이 발생할 위치와 심도에 공극수압계, 토압계를 매설하고 침투특성 분석하였다.

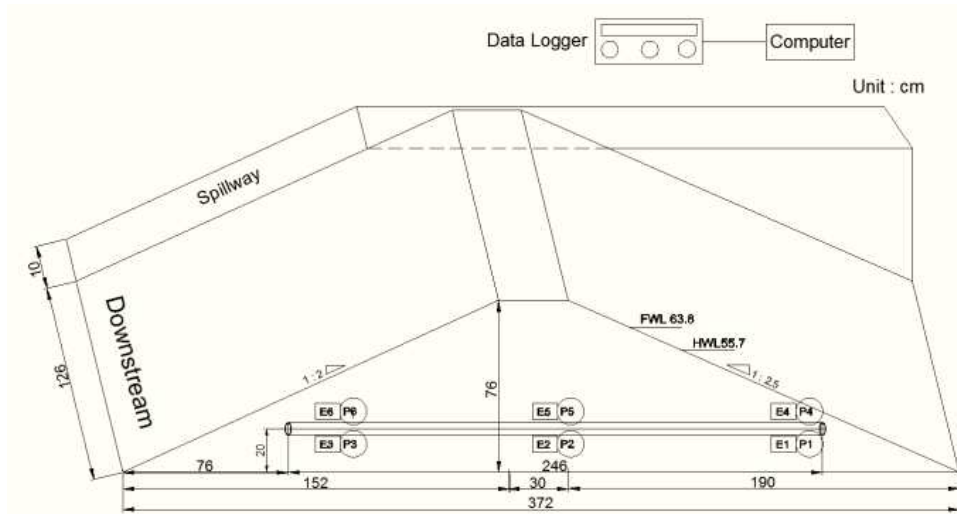
파이핑 현상의 메커니즘 분석을 위해 내부침식과정을 초기, 진행, 붕괴 급진전, 댐마루 붕괴, 월류단계, 최종단계로 구분하여 붕괴형태를 분석하였고, 시간이 경과함에 따라 제체의 하류사면에서 댐마루가 완전붕괴될 때 까지 위치별 세굴깊이와 세굴폭을 측정하였다.

침투해석은 실내모형실험과 동일한 조건에서 3-D 침투해석 프로그램에 의해 침투거동을 비교 분석하였다.

2. 계측기 매설

제체를 구성하는 성토재 내부에 작용하는 공극수압과 토압을 측정하기 위해 <그림 2.17>과 같이 공극수압계 (P) 6개와 토압계(E) 6개를 보통 하부와 상부에 매설하였다. 공극수압계의 매설 위치는 상류사면 보통하부 P1, 중앙 하부 P2, 하류사면 하부 P3, 상류사면 보통상부 P4, 중앙 상부 P2, 하류사면 상부 P3, 토압계도 공극수압계와 같은 위치에 매설하였다.

보통의 매설깊이는 사면의 높이와 경사를 고려하여 제체 하부로부터 20 cm 지점에 매설하였고, 보통은 길이 246cm 이고, 원형($\phi 50\text{mm}$) 파이프에 구멍을 뚫은 후 보통 주위에 모래를 부설하였다.



(a) 계측기 매설 위치



(b) 복통 파이프(내경: 50mm, 길이: 246 cm)

[그림 2.17] 계측기 매설 위치와 복통 파이프 단면

댐마루 중앙에 침하계 (S)를 설치 (LVDT)하여 침하량을 측정하였고, 계측기는 모형 토조내 적용할 수 있는 초소형 크기의 공극수압계 (정격용량: 50kPa)와 토압계(정격용량: 200kPa)를 사용하였다. 각각의 측정값은 Data Logger와 Computer에 의해 자동적으로 저장하도록 하였고, 모든 과정을 비디오 카메라로 촬영하여 붕괴형태를 분석하였다.

저수지는 균일형 형식으로 제체 모형 축조에 사용된 시료는 균질한 상태로 포설하기 위하여 12 mm 체를 통과한 시료만 사용하였다. 다짐은 최적 함수비(14%)로 조절하였고(13.68%) 다짐 시 밀도를 균일하게 하기 위하여 먼저 1층을 약 5cm 가량 포설한 후 나무다짐봉으로 다짐한 후 밀도는 15.55 kPa(다짐도 : 90%)로 나타났다.

3. Piping 에 따른 공극수압과 토압의 변화

그림 2.18 (a)은 만수위 (55.7cm) 상태까지 담수하여 일정하게 유지시킨 후에 파이핑이 진행되는 동안 공극수압 변화를 나타낸 것이다.

복통 하부의 상류(P1), 중앙(P2), 하류(P3)에서 공극수압은 만수위로 수위가 상승하면서 급격하게 증가하였고, 하류사면에서 파이핑이 진행되면서 약간씩 증가하다가 붕괴후에 감소하였다.

복통 상부의 상류(P4), 중앙(P5), 하류(P6)에서 공극수압도 만수위로 수위가 상승하면서 급격하게 증가하였고, 붕괴 후에는 큰 변동폭을 나타냈다.

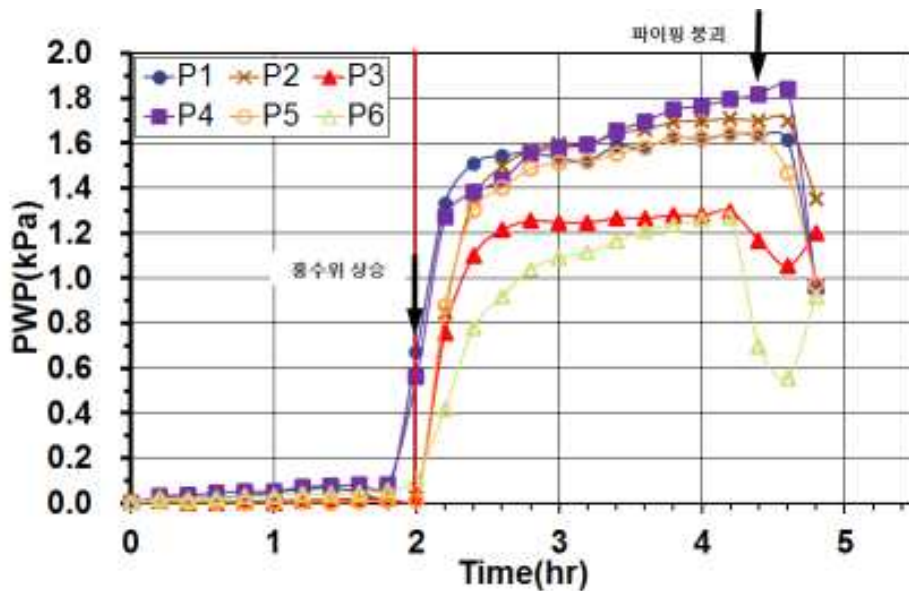
전체적으로 만수위로 수위가 상승함에 따라 공극수압은 크게 증가한 후 약간씩 증가하다가 하류사면에 파이핑이 발생된 후 약 13분정도의 매우 짧은 시간에 댐마루가 완전붕괴 되었고 붕괴시에는 변화폭이 크게 나타났다.

그림 2.18 (b)는 공극수압과 동일한 위치에서 파이핑이 진행되는 동안의 토압 변화를 나타낸 것이다.

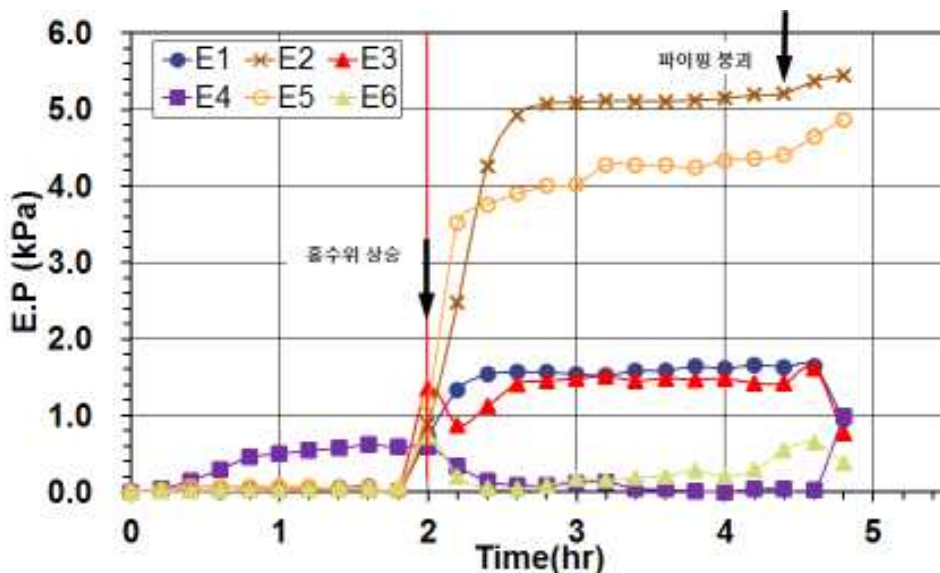
복통 하부의 상류(E1), 하류(E3)에서 토압은 만수위로 상승하면서 약간 증가한 후 일정하게 유지하다가 붕괴가 발생되면서 감소하였다. 중앙(E2)에서는 가장 큰 성토하중이 작용하고 수압의 영향으로 매우 크게 증가하였고 파이핑이 진행되는 동안에는 큰 변화를 나타내지 않았다.

복통 상부의 상류(E4), 하류(E6)에서 토압은 만수위로 상승하면서 약간 증가하다가 파이핑이 발생되면서 변동폭이 크게 나타났다. 중앙(E5)에서는 하부위치와 동일하게 성토하중과 수압의 영향으로 매우 크게 증가하였고 파이핑이 진행되는 동안에는 약간씩 증가하였다.

전체적으로 만수위로 상승함에 따라 복통 중앙부는 성토하중과 침투압의 영향으로 하부와 상부 모두에서 크게 증가하였고 하류사면에 파이핑이 진행되면서도 약간 증가하였다. 나머지 위치에서는 약간의 증가를 나타냈고 붕괴상태에서는 변화폭이 크게 나타났다.



(a) 공극수압 변화



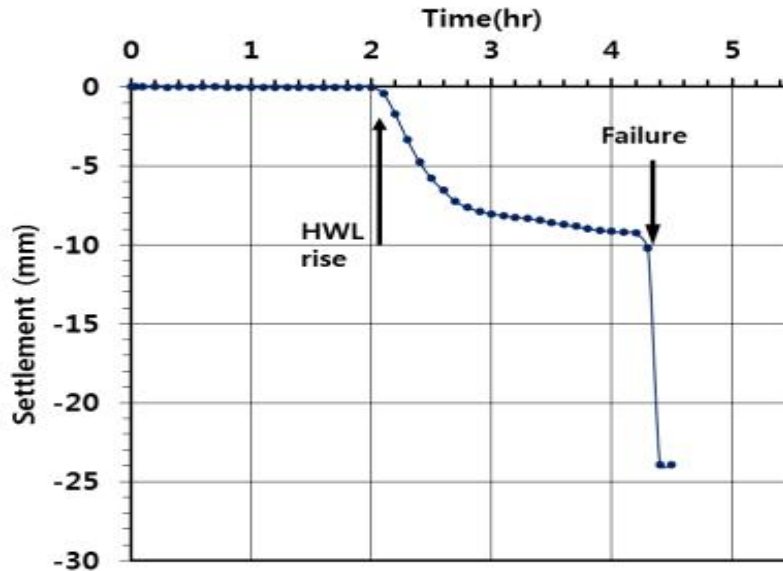
(b) 토압 변화

[그림 2.18] 내부침식(Piping)시 공극수압과 토압의 변화

4. 침하량 변화

그림 2.19은 측정 시작 2시간 후부터 만수위로 담수하여 일정하게 유지시킨 후에 파이핑이 진행되는 2:50분 동안 침하량 변화를 나타낸 것이다.

만수위 담수가 시작되면서 급격하게 침하한 후 일정하게 유지하다가 하류사면에서 파이핑이 시작되고 짧은 시간에 댐마루가 붕괴되면서 약 24mm로 매우 큰 침하량을 나타냈다.



[그림 2.19] 내부침식시 침하량 변화

5. Piping 에 의한 제체의 붕괴거동

농업용저수지의 붕괴원인은 매우 복잡하고 다양하나 통계적으로 월류 및 파이핑이 전체붕괴원인 중 95%이상을 차지하고 있고, 제체형식에 의한 붕괴위험성은 균일형 흙댐이 콘크리트 코어 록필댐, CFRD, 중심코어형 록필댐 보다 높게 나타난다.

농업용저수지에서 월류는 이상강우에 의해 발생되고, 제체를 관통하는 파이핑은 곧바로 제체 붕괴로 이어질 가능성이 매우 높고 처음 담수시에 약 48%가 발생한다는 통계가 있어 이에 대한 실험적인 평가가 필요하다. 또한 내부침식으로 인한 붕괴는 대부분 복통과 여수토를 포함한 구조물과 제체 재료와의 경계면 접촉부에서 발생하기 때문에 이에 대한 실험적 검증이 필요하다.

붕괴원인 중 약 50% 이상을 차지하는 파이핑은 설계, 시공, 유지관리시 반드시 평가해야 하는 항목이기 때문에 일반적으로 수치해석을 이용하여 침투류 해석, 응력-변형 해석, 사면의 안정 해석 등을 수행하여 안정성을 평가하고 있다. 그러나 수치해석과는 다른 원인에 의하여 파이핑이 발생하므로 이에 대한 위험성을 객관적으로 평가하기 위해서는 대형모형실험을 통하여 원인을 규명해야 한다.

모형실험은 파이핑에 의한 제체의 붕괴거동을 파악하기 위하여 농업용 저수지에 사용되고 있는 복통에 누수가 발생되었을 경우를 모사하여 실험하였다.

복통은 다공관 파이프를 이용하였고, 상류사면에서 하류사면으로 복통을 통하여 침투수가 이동되면서 점차적으로 하류사면을 포화시키고, 복통주위의 작은 토립자가 침식되고 붕괴형태가

커지는 후방진행형 파이핑 현상을 모사하였다.

상류사면은 만수위 상태로 수위를 일정하게 유지하였고 시간이 경과함에 따라 제체의 하류사면에서 댐마루가 완전붕괴될 때까지 발생위치별 붕괴폭과 깊이를 측정하였다.

파이핑 현상의 메커니즘 분석을 위해 내부침식과정을 진행단계별로 초기, 진행, 붕괴 급진전, 댐마루 붕괴, 월류단계, 최종단계로 구분하여 붕괴형태를 분석하였다.

그림 2.20은 만수위로 담수($t=0$)한 후 (a) 초기단계 ($t=2:35$), (b) 진행단계 ($t=2:37$), (c) 붕괴 급진전단계($t=2:39$), (d) 댐마루 붕괴단계($t=2:45$), (e) 월류단계 ($t=2:48$), (f) 최종 단계 ($t=3:00$)에서의 붕괴 형태를 나타낸 것이다.

초기단계(a)에서는 복통을 통한 침투수로 인하여 하류사면이 포화되면서 파이핑이 진행되었고 붕괴폭은 40cm, 깊이는 2cm 정도로 나타났다.

진행 단계(b)에서는 파이핑에 의한 붕괴가 급속하게 진행되면서 하류사면 하부뿐만 아니라 댐마루쪽으로도 붕괴범위가 확대되었고, 붕괴폭은 67cm, 깊이는 7cm 정도로 나타났다.

붕괴 급진전단계(c)에서는 댐마루 상부까지 붕괴영역이 확대되면서 침식이 가속화 되었고 붕괴폭은 66cm, 깊이는 10cm 정도로 나타났다.

댐마루 붕괴 단계(d)에서는 급속한 내부침식으로 인하여 토립자가 하류사면 하부쪽으로 이동되면서 댐마루 전체가 붕괴되었고, 붕괴폭은 92cm, 깊이는 30cm 정도로 나타났다.

월류단계(e)에서는 댐마루가 붕괴 되면서 상류사면에서 월류가 시작되었고 급속한 월류량의 증가로 저수지 전체가 완전히 붕괴되었고 붕괴폭은 97cm, 깊이는 35cm 정도로 나타났다.

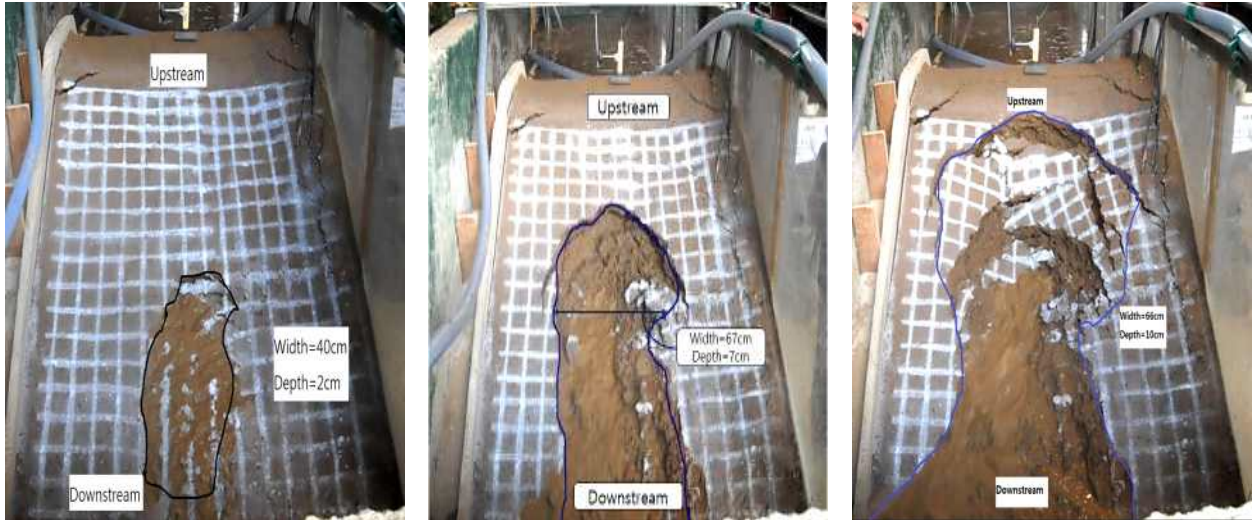
농업용 저수지 노후화에 따른 제체, 여수토 방수로 및 기타 시설물의 불안정성은 계속해서 증가하고 있고, 특히 모든 저수지에 시공되어 있는 복통 누수 문제는 안정성에 심각한 영향을 주고 있다.

전체적인 붕괴형태는 제체와 복통 접속부에서 공극수의 침투로 포화영역이 존재하고 미세한 토립자가 하류사면으로 이동하면서 가장 취약한 부분에서 파이핑이 시작되었다.

점차적으로 내부침식이 가속화되면서 댐마루 쪽으로 붕괴영역이 급속하게 확대되었고 상류사면의 월류로 저수지 전체가 붕괴되는데 약 13분정도로 빠르게 진행되는 형태를 나타냈다.

앞으로 파이핑 붕괴모형실험을 바탕으로 노후화된 저수지의 복통을 어떠한 방법으로 보수보강할 것인가에 대하여 실내모형실험을 수행하고 현장 적용성을 평가해야 할 것으로 판단된다.

또한 국내에서 농업용저수지의 파이핑에 대한 이론적 연구는 있었지만 실제적으로 실험을 통한 연구는 거의 없기 때문에 본 연구결과는 파이핑 메커니즘에 대한 현상을 규명하고 파이핑의 붕괴가능성을 미리 예측하여 재해예방 방안 제시하고 대책공법을 마련하는데 활용될 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 초기단계 (t=2:35)

(b) 진행단계 (t=2:37)

(c) 붕괴 급진전단계(t=2:39)



(d) 댐마루 붕괴단계(t=2:45)



(e) 월류단계 (t=2:48)



(f) 최종 단계 (t=3:00)

[그림 2.20] Piping에 의한 제체의 붕괴거동

6. 수치해석에 의한 제체의 침투특성

가. 공극수압 및 침윤선의 분포

해석에 사용한 매쉬는 수치해석 프로그램에서 표현할 수 있는 가장 작은 격자(0.4m)로 형성하였고, 복통 배출구와 경계부에서 누수로 인한 제체의 파이프링 현상을 모사하기 위하여 제체 중앙부에 복통을 설치(높이 20cm, 하류사면 선단으로부터 76cm) 하였다.

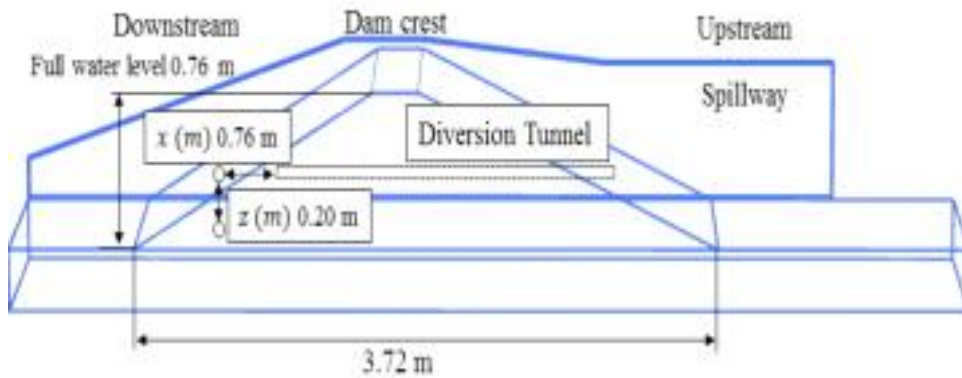
복통의 외관은 불투수 조건으로 설정하였고, 복통내관은 침투수가 원활하게 배수되도록 하였으며 해석조건은 실험모형과 동일하게 만수위 (H: 55.7cm) 조건에서 공극수압, 침윤선, 변위 및 변형형상을 검토하였다

그림 2.21은 만수위 상태에서 공극수압과 침윤선 분포를 나타낸 것으로 공극수압은 상류사면에서는 크고 하류사면으로 갈수록 점차적으로 작게 나타났다.

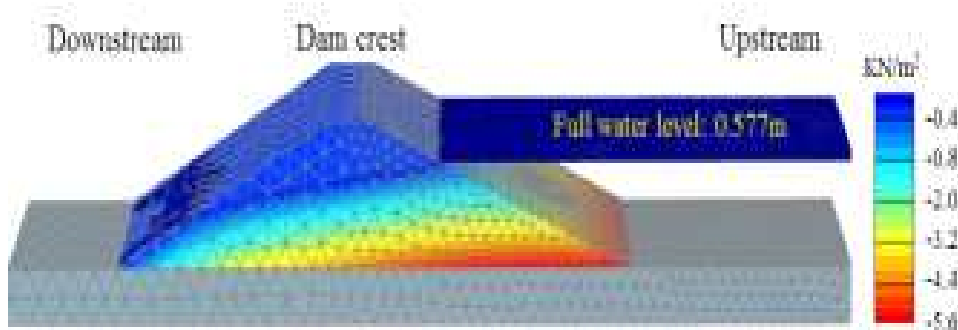
침윤선은 하류사면 복통 배출구 부분에 위치하는데 이는 복통 외관이 불투수층으로 설정되어 있고 복통내는 투수계수가 크기 때문에 배출구 지점에 침윤선이 위치하는 것으로 나타났다.

침윤선의 위치 결정은 저수지 안정성 검토에 반드시 고려해야 하고, 침윤선의 상승은 제체내의 침투수량을 증가시켜 동수경사를 커지게 하고, 공극수압을 상승시켜 유효응력이 감소되므로 파이핑 위험가능성을 더 커지게 한다.

이러한 지점은 침투수의 흐름이 집중되는 취약부로서 복통누수로 인해 파이핑이 시작되는 위치이므로 3차원 해석과 같은 수치해석을 통하여 침출점 위치를 파악하고 보수보강공법에 적용할 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 복통의 해석조건



(b) 공극수압과 침윤선의 분포

[그림 2.21] 만수위상태에서의 공극수압과 침윤선 분포

나. 동수경사의 분포

노후화된 저수지의 복통은 대부분 너무 오랜 시간이 경과되어 누수현상이 발생되고 있고, 완전한 보수보강을 위해서는 수위를 저하시킨 후에 상류 및 하류사면을 절취하고 시공하여야 한다.

그러나 영농시기별 담수용량 제한문제, 복통 보수 후 신설성토와 기존성토와의 비균질성으로 인한 안정성 문제, 예산문제 등 여러 가지 어려움 때문에 촬영장비에 의해 복통내의 누수현상을 파악한 후 부분적으로 보수보강하고 있는 실정이다.

이러한 누수현상이 복통 주변부와 하류사면에 어떠한 영향을 미치는가를 3차원 수치해석에 의해 파악할 수 있다면 보수보강뿐만 아니라 파이핑에 대한 안정성을 평가하는데 효율적이라고 판단된다.

파이핑에 대한 안정성을 평가하는 방법 중에 하나는 한계동수경사에 의한 방법으로 공극비와 비중에 따라 다르게 나타나지만 일반적으로 0.8-1.4범위로 분포하고 있고, 모형실험에서는 $I_{cr}=0.99$ 로 나타났다.

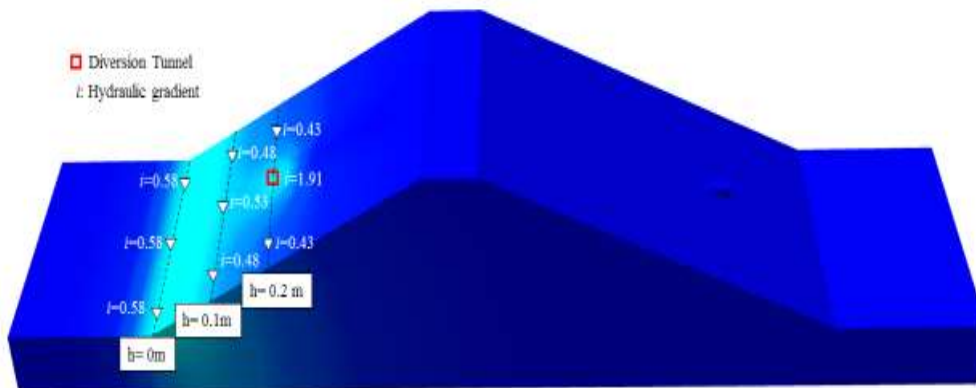
그림 2.22는 3차원 침투해석에 의해 하류사면의 비탈끝으로부터($h=0m$) 복통이 매설된 지점(기초지반으로부터 0.2m 높이)까지의 동수경사를 위치별로 나타낸 것이다.

성토존의 재료특성에 따라 파이핑의 발생조건이 달라질 수 있으나, 기준안전율(F_s)을 2.0이상으로 평가해보면 그 범위는 하류사면의 출구동수경사가 약 0.5이내의 범위에서만 안전성을 확보할 수 있다.

따라서 복통 배출구는 동수경사 최대값은 1.91이고 안전율은(F_s) 0.52로 나타나 파이핑에 매우 불안정한 상태를 나타냈고, 복통과 동일선상($h=0.2m$)에 있는 좌우의 동수경사는 0.43으로 파이핑이 발생할 가능성이 높게 나타났다.

복통의 매설지점으로부터 하류 비탈끝으로 갈수록 동수경사는 증가하고, 0.1m의 높이에서 하류사면 중앙값은 0.53이고, 사면 비탈끝에서는 0.58으로 복통의 누수가 집중되고 있어 파이핑이 발생 가능성이 높게 나타났다.

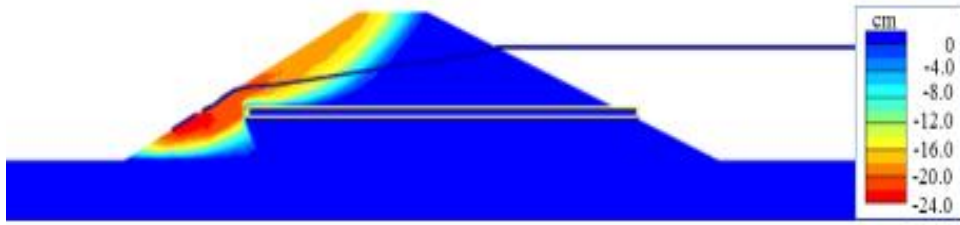
전체적으로 동수경사는 복통의 출구에서 가장 크게 나타났고, 하류사면의 중앙부에서는 크고 좌우측에서는 작게 나타났다. 복통 출구 및 주변부는 제체내 취약부가 되며 파이핑 발생 가능성이 높은 지점이고, 복통 출구에서는 침투수의 도달이 빠르고 내부침식이 시작되는 지점이기 때문에 이에 대한 보강방법을 강구하여야 한다.



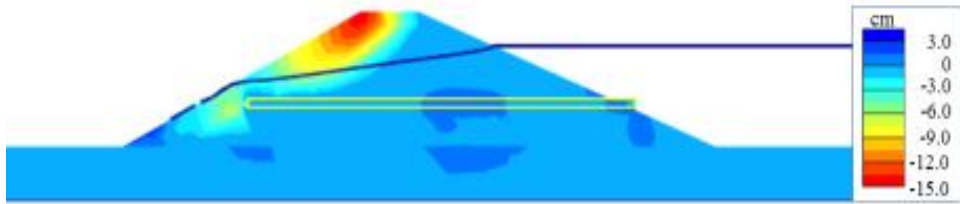
[그림 2.22] 하류사면에서의 동수경사 분포

다. 시간에 따른 변형형상

그림 2.23은 3시간 경과 후 복통이 매설된 단면과 복통으로부터 임의의 거리에 떨어져 있는 단면에서 변위분포를 나타낸 것이다.



(a) x축 변위분포(t=3hr)



(b) z축 변위분포(t=3hr)

[그림 2.23] 복통단면에서의 변위분포

x축 변위(수평변위)는 하류사면의 비탈끝으로 갈수록 증가하고, 복통이 매설된 지점의 변위는 동일 높이 ($h=0.2$ m)에서 발생된 변위보다 크게 나타났다. 이는 복통 배출구 지점에 큰 수압이 작용하기 때문이며 복통의 실제위치가 하류사면으로부터 0.76 m 떨어져 있음에도 불구하고 복통매설지점의 변위는 제체의 사면안정에 미치는 영향이 큰 것으로 판단된다.

z축 변위(수직변위)에서는 댐마루 부근에서 가장 크게 나타났고, 3시간 경과 후 복통매설지점과 그 주변부에서는 약 $3-9$ cm의 큰 변위가 발생되었고 복통 출구 지점에서는 복통의 상부와 주변부에서 침하가 약간 감소하였다. 이는 복통시설물의 강성으로 인해 복통 상부면에 작용하는 하중에 대하여 일부 저항효과가 발생되었기 때문인 것으로 판단된다.

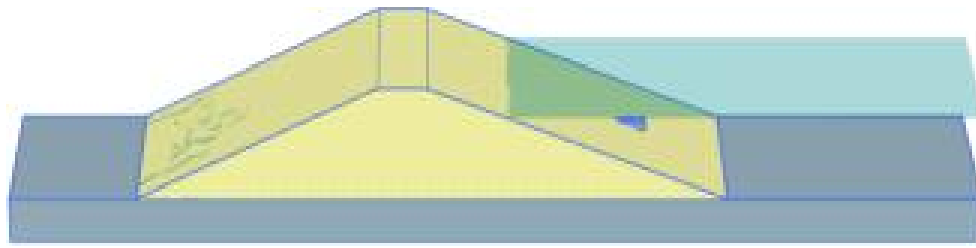
그림 2.24는 만수위로 담수한 후 모형실험과 같은 조건에서($t=3.0$ 시간) 시간별로 변형 형상을 3차원 해석으로 나타낸 것이다.

담수 후 1시간 경과상태에서는 댐마루에서 작은 침하가 나타났고 사면활동으로 인하여 하류사면에서 변형이 발생되었으며 복통 매설지점에서는 융기되는 현상이 나타났다.

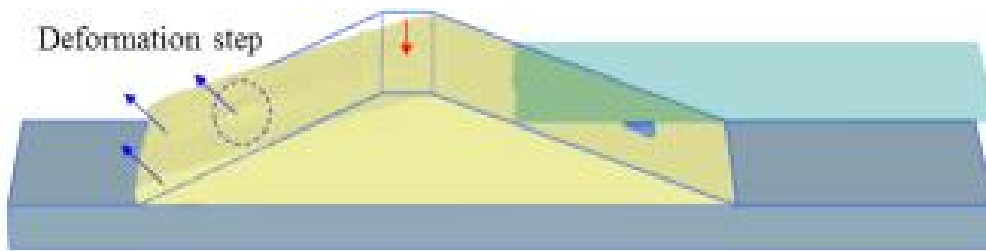
담수 후 2시간 경과상태에서는 제체 붕괴가 가속화되면서 복통매설지점에서 복통이 노출될 정도의 큰 변형이 발생되었고, 댐마루가 침하되면서 하류사면으로 제체가 이동되는 붕괴형상을 나타냈다.

담수 후 3시간 경과상태에서는 댐마루 침하가 커지면서 하류사면으로의 침식량이 더 많아졌고 점차적으로 댐마루 부근으로 변형이 확장되었으며, 상류측에서 월류가 발생하여 하류사면이 완전붕괴 상태로 더 이상 변형이 발생되지 않았다.

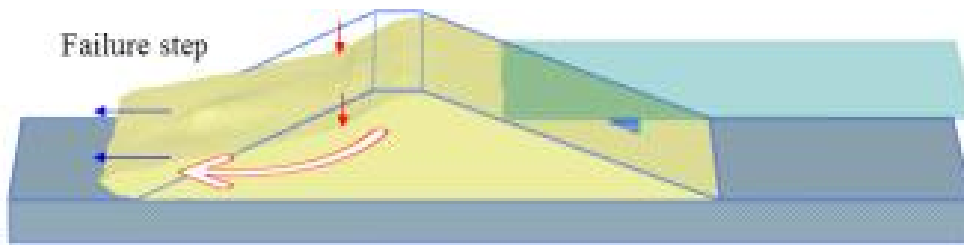
3차원 수치해석은 파이핑에 대한 안정성 평가뿐만 아니라 복통이 설치된 저수지가 누수되었을 경우의 붕괴형상을 파악할 수 있기 때문에 향후 노후화된 저수지 리모델링시에 침투거동을 비교분석하는데 효과적으로 적용할 수 있을 것으로 판단된다.



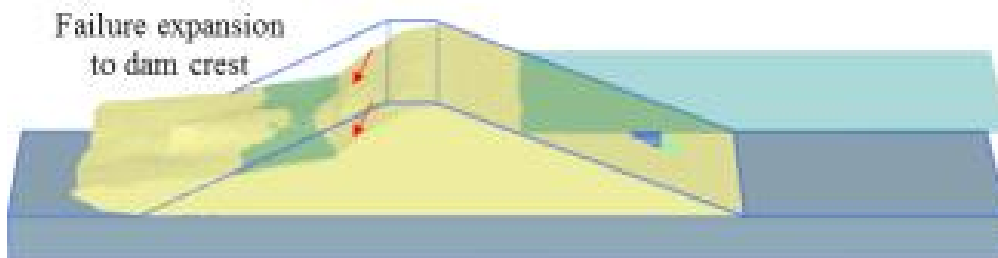
(a) $t=0$ hr



(b) $t=1.0$ hr



(c) $t=2.0$ hr



(d) $t=3.0$ hr

[그림 2.24] 시간에 따른 제체의 변형형상

제5절 농업용저수지 제체의 내진성능평가

1. 내진성능평가 개요

1.1 목적 및 배경

국내 농업용 저수지의 형식은 99 %가 필댐으로 구성되어 있고, 축조된 지 50년이 경과된 저수지가 82 % 에 이르고 있기 때문에 월류, 파이핑 및 누수로 인한 재해위험도가 더욱 가중되고 있다. 특히, 최근의 강우특성은 집중호우나 홍수에 의한 자연재해가 과거보다 증가되고 있어 월류에 의한 피해가 더욱 확대될 것으로 전망된다 (Lee et al., 2019; Lee et al., 2020 a).

월류에 의한 제방 붕괴속도는 침투나 세굴에 의한 붕괴보다 훨씬 빠르고 계획홍수량 이상의 홍수량이 발생하거나 제체의 여유고가 작을 때 발생한다. 저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 둑마루 폭, 사면 경사 등에 따라 다르게 나타나지만, 단기적 및 장기적으로 적합한 보강방법을 적용한다면 붕괴되는 시간을 지연할 수 있어 제체 안정성을 높일 수 있다 (Lee and Noh, 2014; Lee et al., 2018).

노후화된 균일형 저수지의 안정성을 향상시키기 위해 상류사면과 댐마루 및 하류사면 등에 여러 가지 보강공법을 사용하고 있다. 현재 저수지 리모델링 사업으로 설계 시공되는 저수지는 기존 제체내의 코어, 필터가 정상적인 상태로 판단하고 저수지 전체를 두 높이는 방법으로 보수보강을 실시하여 왔지만, 경제적, 제도적 및 기술적인 문제로 순차적으로 진행되고 있어 오랜 시간이 소요될 것으로 예상된다 (Lee and Lee, 2017; Lee et al., 2020 b).

이러한 단점을 극복하기 위하여 단기간에 Parapet 또는 Gabion 옹벽을 댐마루에 설치하여 제체 높이를 증가시키면 월류로 인한 전체붕괴를 사전에 예방할 수 있는 현장에서 매우 유용한 방법이라고 판단된다. 그러나 이러한 구조물은 정적상태의 안정성 평가뿐만 아니라, 지진과 같은 동적상태에서도 흙-구조물 상호작용으로 인하여 침하 및 변형이 발생할 가능성이 있어 이에 대한 실험적 검증이 필요하다.

우리나라는 지진발생 가능성이 낮은 지역으로 분류되고 있으나, 1978년-2017까지 발생한 경주 지진(2016년 규모 5.8)과 포항지진(2017년 규모 5.4)을 포함한 진도 5.0 이상의 중규모 지진이 10회 정도 발생하였고 (KMA, 2020) 그에 따라 현장에서 내진설계의 중요성이 높아지고 있어 내진 설계 및 성능평가 시설물의 범위를 확대적용하고 있다.

설계지반운동은 구조물이 건설되기 전과 부지정지작업이 완료된 지면에서의 지반운동을 기준으로 설정하며, 지진에 의해 수직방향의 영향이 댐 안전에 영향을 주는 경우에는 수위 및 수위의 변화상태에 따라 댐체 안전에 가장 불리한 방향으로 지진하중을 작용하는 것을 기초로 안정해석을 하도록 되어 있다 (MOLIT, 2018).

이때 사용되는 설계 최대지반가속도(PGA: Peak Ground Acceleration)는 지진구역계수(Z), 평균 재현주기별 위험도계수를 곱한 값인 유효수평지반가속도(S)에 지반분류에 따른 단주기 지반증폭계수 및 댐 형식별 (농업용필댐의 경우 1.2) 영향계수를 곱하여 설정하도록 되어 있다. 필댐의 설계거동한계는 기능수행수준과 붕괴방지수준으로 구분되며, 농업용필댐의 경우 붕괴방지수준의 내진성능목표는 500년과 1000년이다 (MAFRA, 2019).

내진설계시에는 댐체와 기초지반에 균열과 강도 등 영향을 끼치는 과도한 침하 및 액상화 현상을 고려하여야 하며, 대표적으로 정역학적 검토방법과 동역학적 검토방법을 실시한다.

필댐 설계시 진도법에 의한 정역학적 설계방법은 한계상태평형해석법에 의해 간편하게 프로그램을 이용하여 보수적인 방법으로 해석할 수 있지만 내진성능을 정량적으로 평가하지 못하므로 지진발생시 실제거동을 예측하기 어려운 한계점을 가지고 있다.

따라서 구조물의 정량적인 내진성능을 평가하기 위해 최근 도입되고 있는 성능기반내진설계를 위해서는 실제 지진거동을 예측할 수 있는 동역학적 해석방법이 요구되며 이를 위해서는 실지진기록을 활용한 지반운동 시간이력에 대한 거동특성을 파악하여야 한다.

실지진 기록은 국내여건과 유사한 판내부 지역에서 계측된 기록을 선정하여야 하는데, 이때 관측소 하부지반이 암반지반 또는 이에 준하는 보통암 지반에서 계측된 지지기록이어야 하며, 고려하는 설계지진과 유사한 규모의 기록을 선정하여야 한다.

그러나 우리나라는 적합한 실지진 기록이 거의 없어 국외의 지진과 기록을 대상지역의 설계지반 가속도에 맞게 수정하여 사용하거나 인공합성 지반운동 시간이력을 표준설계응답스펙트럼에 부합되도록 인공적으로 합성하여 생성한다 (MAFRA, 2019).

최근에 제정된 내진설계일반 (MOLIT, 2018)에서는 내진성능기준과 지반종류에 따른 기반암 깊이와 토층평균 전단파 속도를 기초로 지반분류 (S1~S6)를 하였고, 그에 따른 가속도표준설계응답스펙트럼을 제시하였다.

환경부에서 개정된 댐 내진설계 (ME, 2019)에서는 댐에 대한 내진설계를 위한 지진해석방법, 설계지반운동, 내진등급별 설계지진 수준, 댐 형식별 내진설계 조건에 대해 제시하였다. 농림축산식품부에서 개정된 농업용 필댐설계 (MAFRA, 2019)에서는 필댐의 내진성능확보를 위하여 총 저수량 30만 m³ 이상인 저수지 및 부속시설에 적용하는 내진설계 기준을 제시하였다.

동역학적 해석에 의한 내진성능평가 방법은 국토교통부에서 “기존 제방의 내진성능 평가 및 향상요령”을 통해 제방의 변형에 대한 허용범위를 체높이의 1%로 제시하였고, 정역학적 안정해석방법의 기준으로 KDS 67 10 00에 의해 사면안전율의 기준을 1.15로 제시하고 있다. (MOLIT and KISC, 2005; Lee et al, 2020).

과잉간극수압비에 의한 액상화 평가방법은 안전율을 1로 제시하고 있고, 댐 규모, 안전도, 재료물성의 정확성, 붕괴 시 피해 등을 고려하여 적절한 방법을 선정한다. Seed의 액상화 간편법은 대상지역의 지반계수들을 알 경우 적용이 간편하다는 특징을 가지고 있으나, 국내의 내진설계기준 (MOLIT, 2018)에 의하면 진도 6.5가 기준으로 실시하도록 되어 있어 반영되는 진도에 따라 액상화의 판단이 모호할 수 있다.

그 동안 국내에서 필댐의 정역학적 거동에 대한 수치해석적인 연구와 실내모형실험은 많이 진행되어 왔지만, 동역학적인 연구는 내진성의 검증이 가능한 진동대와 원심모형실험기와 같은 특수장비 등의 희소성으로 인해 비교적 연구 사례가 적은 실정이다.

필댐의 내진성능 평가시 준별 구성요소 및 종류가 수치해석에 영향을 미치는 것으로 나타나고, 사면경사가 클수록 지반증폭이 크다고 하였으며 (Choi, 2015 ; Kim et al, 2020), 지진시 하천제방에서 동적거동은 제방의 활동안전율을 저하시키고 발생한 과잉간극수압으로 인하여 연직유효응력을 감소시키며 액상화 현상이 발생된다고 하였다 (Kim et al, 2020). 수치해석에 의한 동역학적 안정해석 결과는 정역학적 해석결과보다 안정성이 더 낮기 때문에 지진에 대한 위험성 평가는 동역학적 안정해석을 통해 안정성을 분석해야 한다고 제시하였다 (Lee et al, 2020). 진동하중 상태에서 흙의 거동은 지진에 의해 상대적으로 손상되지 않은 상태와 완전 파괴된 상태인 경우로 구분되어 복잡한 응력-변형관계를 나타낸다고 하였다 (Desai, 2001).

이처럼 지진에 의한 동적거동특성은 제체의 조건에 따라 상이한 결과들을 나타내기 때문에,

새로운 공법 적용 시 동적거동특성분석의 필요성을 제시하였다 (Nakazawa et al., 2017; Sawada et al, 2018, 2019; Jeong et al, 2020). 따라서 제체 안정성에 취약할 것이라고 생각되던 공법에 대해 실내모형실험 및 수치해석을 통한 동적거동특성 및 안정성 검증을 위한 연구가 필요하다. 특히, 저수지 댐마루에 설치되는 Parapet 또는 Gabion 옹벽의 지진시 안정성을 객관적으로 평가하기 위해서는 진동대 실험을 통하여 흙-구조물의 거동을 비교분석하여야 할 것으로 판단된다. 따라서 본 연구에서는 농업용저수지의 월류 방지를 위한 Parapet을 댐마루에 설치하여 지진가속도에 따른 가속도 반응, 변위거동 및 과잉공극수압 거동을 진동대 모형시험으로 비교분석하여 동적내진성능 평가시 기초자료를 제공하고자 한다.

2. 재료 및 방법

2.1 저수지 제체 모형 축조를 위한 상사법칙

실내모형실험은 원형과 상사관계에 있다고 가정하여 상사치를 구한 후 현상을 예측하는데 광범위하게 이용되고 있다. 모형에서 측정된 결과를 원형에 적용하기 위해서는 상사법칙이 성립되어야 하는데 일반적으로 기하학적 상사(길이비, 면적비, 체적비), 운동학적 상사(시간비, 가속도비, 속도비, 유량비), 동력학적 상사(힘의 비, 질량비)법칙이 적용된다.

일반적인 상사치의 가정조건은 실물에 사용된 재료는 하나의 물리적 공학적 특성 (응력, 변형률, 시간 등)을 가지고 있고, 모형의 재료는 실물의 재료와 동일한 물리적 공학적 특성을 가진다는 가정조건이 성립된다는 조건에서 유도된다.

상사법칙은 적용한계가 있고 엄밀한 이론적인 측면에서 운동현상을 완전하게 상사법칙으로 구현하기는 불가능하지만, 축척비의 선정이 적합하다면 현장에서 만족할 수 있을 정도의 결과를 재현할 수 있다. 그러나 여러 가지 물리량에 따라 축소모형에서 나타난 결과는 실제와는 다른 거동을 나타내기 때문에 축소모형에서 측정하고자 하는 부분이 현장에서도 적용가능한가를 미리 파악하여야 한다.

Iai (1989)는 1 g 중력장에서 포화된 지반-구조물-유체 모델에 대한 진동대 실험으로 상사법칙을 유도하였다. 흙의 구성법칙으로 이용한 기본방정식은 적절한 축소 요소를 고려한다면 응력-변형 관계는 구속응력에 관계없이 결정할 수 있다. 따라서 상사법칙은 지반-구조물-유체 시스템의 극한 안정 상태보다는 변형에 관심이 있는 모델에 적용할 수 있다.

상사법칙을 만족하기 위한 기하학적 조건은 $l_p/l_m = \lambda$ 이다. (l_m, l_p : 모형 및 원형 길이)이며, 운동학적 상사 조건에서 시간, 밀도, 가속도, 변위, 응력, 변형률, 공극수압에 대한 상사비는 다음과 같다. 밀도와 가속도 상사비는 실제 현장의 중력장이 같아야 하므로 1.0이고, 응력과 공극수압은 기하학적 상사비와 동일하다. 변형률에 대한 상사비는 모형과 원형사이의 변형특성과 반응이 같을 경우($\lambda_\epsilon=1.0$)와 다를 경우($\lambda_\epsilon=\lambda^{0.5}$)로 구분되는데, 모형과 원형의 전단과 속도를 알고 있는 경우에는 $\lambda_\epsilon=1.0$ 을 사용하고, 전단과 속도를 측정하지 않았을 경우에 모형과 원형의 질량이 거의 유사하다는 가정하에서 반복유동 형태(cyclic mobility type)를 나타낸다. 이러한 상태에서의 지반변형은 진동이 멈추는 순간 변형이 멈추는 형태를 나타내므로 본 연구에서는 $\lambda_\epsilon=\lambda^{0.5}$ 로 줄인 값을 사용하였다.

본 진동모형시험에서는 상사법칙의 효율성과 진동대 규모의 여건 등을 고려하여 상사비를

1/80로 적용하였으며 상사법칙에 따른 모형과 원형의 관계는 표 2.5과 같다.

[표 2.5] 적용된 상사법칙

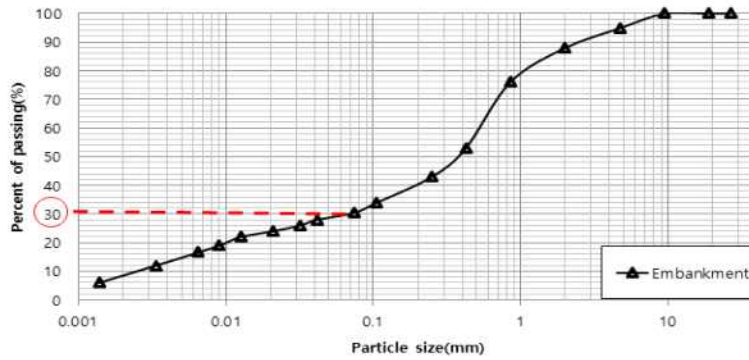
Similarity law for model tests in 1g gravitational field			
Physical quantity		Scaling factors (prototype/model)	Converted value
χ	Length	λ	80
t	Time	$\lambda^{0.75}$	26.75
σ	Total stress of soil	λ	80
σ'	Effective stress of soil	λ	80
p	Pressure of pore water and or external water	λ	80
u	Displacement of soil and or structure	$\lambda^{1.5}$	715.54
\ddot{u}	Acceleration of soil and or structure	1	1

2.2 대상저수지 선정 및 사용시료

연구대상 저수지는 공주시 소재 계룡 저수지로 zoned fill-type (H = 17.1 m)으로 50년 이상(축조년도: 1964년) 경과되어 노후화 되었고 이러한 저수지는 균일형 형식에 포함되고, 중·소규모 제체의 최대 높이(H ≤ 30 m)에 대하여 평균 높이에 근접하므로 표준 단면이 될 수 있을 것으로 판단하였다(Lee et al, 2018). 대상지구의 하부지반은 심도가 20m 이하이며, 세립토의 함유분이 약 30%로 기준인 35% 이하이기 때문에 액상화 평가를 실시하여야 한다 (MOLIT and KISC, 2020). 실험에 사용된 성토시료의 물리적 성질, 역학적 성질은 그림 2.25 및 표 2.6과 같다.

[표 2.6] 사용된 시료의 물리·역학특성

Sample	G_s	PI (%)	k_v (m/s)	W_{opt} (%)	γ_{dmax} (KN/m ³)	c (kPa)	ϕ°	USCS
Embankment	2.65	9.2	2.37E-07	8.6	17.75	16.7	24	SC



[그림 2.25] 입경가적곡선

2.3 저수지 모형 축조 및 계측기 위치

진동대 모형토조는 그림 2.26과 같이 길이 (L) 100 cm × 폭 (W) 60 cm × 높이 (H) 80 cm로 철제 및 투명 특수강화 재질로 제작하였고, 진동대의 구성은 모형토조, 유압서보시스템, 서보컨트롤 장치, 데이터 수집장치 등으로 구성되어 있다. 진동대의 최대시험하중은 49 kN, 최대가속도 1.0 g, 최대주파수 0.1~100 Hz 이고 일축방향으로 진동을 발생시킬 수 있다.

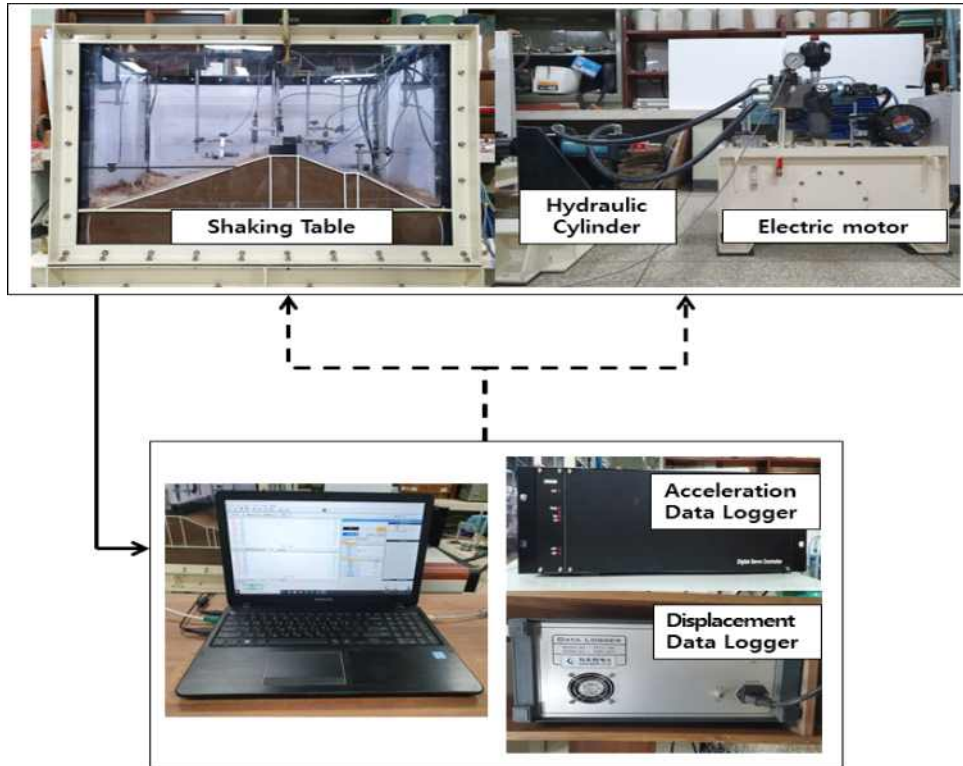
그림 2.27은 모형 제체의 축조 규모와 계측기 매설 위치를 나타낸 것으로 축소된 실험모형 (1/80)의 규모는 높이(H) 19 cm, 길이(L) 60 cm, 폭(W) 100 cm이다.

매설된 계측기는 가속도계(최대측정값 1 g)는 기초지반, 제체하부, 댐마루에 각각 매설하고(3개), 공극수압계 (정격용량 : 200kPa)는 기초지반, 상류사면, 제체하부, 하류사면에 각각 매설하였으며(4개), 수직 및 수평변위계 (정격용량 : 50mm)는 상류사면, parapet, 하류사면 소단에(6개) 매설하였다.

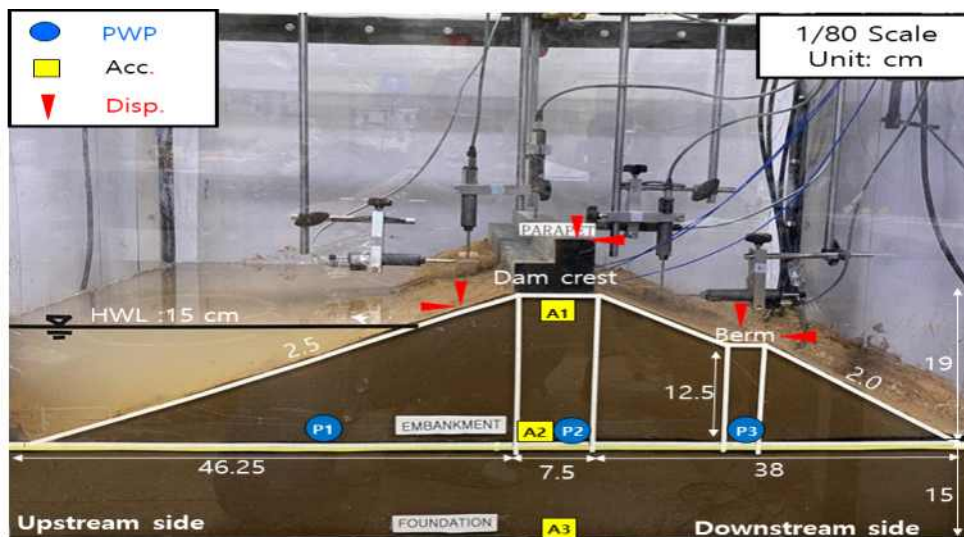
계측된 Data들은 Data Logger를 통해 측정되어 Computer에 의해 저장되도록 하였다. 댐마루에 설치된Parapet은 길이 60 cm, 폭 7 cm, 높이 10 cm 크기의 강화 재질로 제작하였다.

제체 모형 축조에 사용된 성토재료는 균질한 상태로 포설하기 위하여 2 mm체를 통과한 시료만 사용하였다. 모형축조는 최적함수비 상태로 조절한 후 기반암부터 약 5 cm 씩 포설한 후 다짐하였고, 제체 다짐전에 상류사면에서 기반암으로 누수를 방지하기 위하여 차수매트를 포설한 후 방수테이프와 벤토나이트로 차수한 후에 최대건조밀도의 95 % 이상으로 제체를 축조하였다.

모형 제체의 비탈면 경사는 1 : 2.0 (하류사면), 1 : 2.5 (상류사면)으로 적용하였고, 상류사면의 수위는 만수위 (HWL=15 cm)를 유지한 상태로 실험을 실시하였다.



[그림 2.26] 진동대 실험장치



[그림 2.27] 모형 제체 및 계측기 매설 위치

2.4 실지진 기록을 활용한 지반운동 시간이력

실지진파를 이용한 국내 내진해석은 국내지진발생 빈도가 실질적으로 낮고 국내의 지반특성과 해외의 지반특성이 모두 다르기 때문에 실측파형인 일본에서 계측된 장주기 및 단주기에 탁월주기를 가지는 특성을 보이는 Hachinohe (1968년, 진도:7.9, 최대가속도: 0.170 g, 장주기파(저주파수)), Ofunato (1978년, 진도:7.4, 최대가속도: 0.161 g, 단주기파(중/고주파수))파를 보편적으로 사용하고, 주기 영역에서 차이가 나는 특징을 가지기 때문에 이를 표준응답설계스펙트럼

(KDS 17 10 00)에 맞게 수정하여 사용하고 있다. 또한 표준설계응답스펙트럼의 주파수 및 푸리에 스펙트럼을 고려한 인공지진과 등을 구현하여 3가지 파형을 사용하고 있다.

진동대 시험시에는 지진력의 크기와 주파수 성분을 해당지역의 설계지반가속도에 적합하게 수정하여 사용하는데 실지진 기록을 활용하여 선정된 지반운동 시간이력은 기존파형의 응답스펙트럼을 수평설계지반운동의 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 보정 적용한다.

그동안 국내저수지의 내진안정평가는 장주기 및 단주기를 고려하는 2종의 파형에 대한 안정 해석이 보편적으로 진행되어 왔으나 지진파형이 정현파, 췌기파, 충격형, 진동형 으로 분류되고 있고, 지진파형이 다양하기 때문에 이와 같은 특성들이 포화사질토 지반에 미치는 영향에 대해서는 일부 연구가 진행되었다.

이때, 최대하중 가속도 기록 중 최대하중의 60% 이상이 3회 이상일 경우 진동형, 미만일 경우는 충격형으로 구분하는데 (Ishihara and Perlea, 1984; Choi et al., 2007), 국내에서 이와 같이 지진을 분류하는 특성에 따른 저수지의 동적거동특성에 대한 연구는 없는 실정이다.

최근 일본에서는 대규모 지진 성능조사에서 정회전파(채용된 원래파형)과 반전파(채용파의 부호를 거꾸로 한 파형)을 선정하여 내진성능평가를 수행하고 있다(Inomata, 2005).

따라서 본 연구에서는 일본의 필댐 기초지반에서 관측한 진동형 특성을 가진 Gongen 댐 파형(1995년 효고현 남부지진)과 충격형 특성을 가진 Minogawa 댐 파형(1995년 효고현 남부지진)을 이용하여 대상지구의 기초지반에서의 설계지반최대가속도를 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 수정하였고, 그림 2.28는 사용된 파형에 대한 시간이력 및 응답스펙트럼이다.

Gongen 댐 파형은 진동형으로 최대가속도에 가까운 진폭의 파고가 약 10초정도로 비교적 긴 파형으로 1.5 Hz 부근에서 피크주파수를 가진 지진파형이다.

Minogawa 댐 파형은 Prototype 파형에 대한 푸리에 파워스펙트럼 분석 결과, 최대가속도 파형이 단시간에 집중적으로 작용되는 충격형으로 0.8-1.8 Hz 부근에서 탁월한 주파수를 가진 지진파형이다.

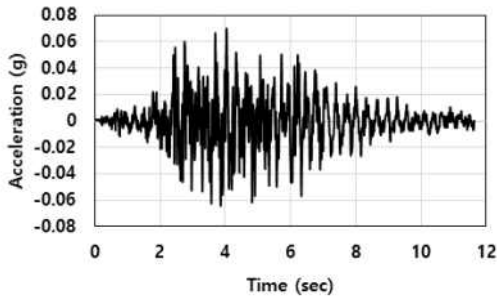
보정된 Gongen 파의 경우 탁월주기가 단주기(약 0.05초)와 장주기(약 0.3초)에서 형성되고 있으며, Minogawa 파의 경우 장주기(약 0.3초)에서 형성되고 있다. Hachinohe 파와 Ofunato 파는 표준설계응답스펙트럼에서 제시하는 주기 구간을 모두 고려할 수 있지만, Gongen 파와 Minogawa 파의 경우 특정구간에서 탁월주기를 나타내는 특징을 가지고 있다.

국내 내진설계기준에 따르면 균일형 필댐이고 기반암 지반인 S1지반일 때 설계가속도의 범위는 0.084g~0.264g이다. 각각의 계수를 고려하여 제시된 설계가속도는 S1지반에서 필댐의 내진 붕괴방지 목표가 평균재현주기 1,000년일 경우 0.184g로 진도 7.0~7.5 범위이므로 그 동안 발생했던 국내 지진발생 규모를 고려하면 과대 설정된 가능성이 있는 것으로 판단된다. 또한 진도 규모에 따른 체체안정성 평가에 대한 실험 및 해석연구는 아직까지 미흡한 실정이기 때문에 합리적인 설계가속도의 선정기준이 어렵고, 경제적인 측면에서도 상당히 안정성 측면으로 평가될 수 있다.

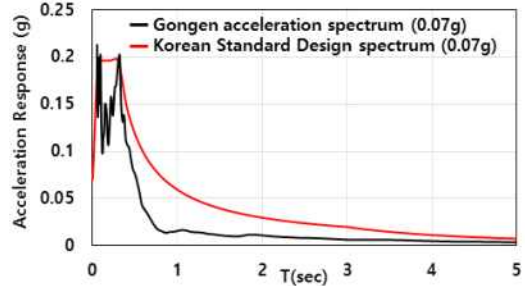
따라서 본 실험에선 국내기준과 진도규모에 따른 지진가속도범위를 고려하여 설계가속도를 4가지 Case별로 분류하고, 충격형과 진동형 특성을 가지는 파형인 Gongen 파와 Minogawa 파를 구현하여 균일형 저수지에 작용하는 동적거동특성을 진동대 실험에 의해 비교분석하고 안정성 평가를 실시하였다.

설계지진가속도 분석방법은 우리나라 지진구역에 따라 Case 1은 1지역 0.11 g, Case 2는 2지역 0.07 g, Case 3은 재현주기에 따른 위험도 계수(I)를 고려하여 0.154 g, Case 4는 0.22 g 로

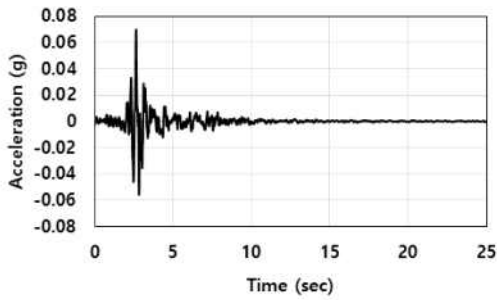
구분하였고, 전체적인 분석조건은 표 2.7과 같다.



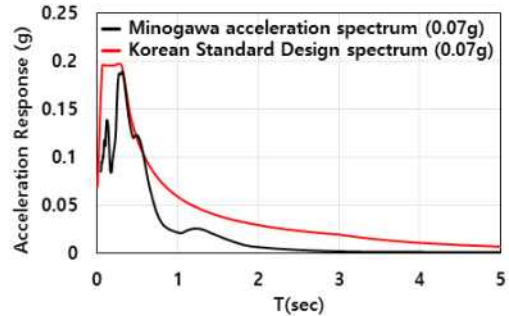
(a) Gongen wave



(b) Gongen response spectrum



(b) Minogawa wave



(b) Minogawa response spectrum

[그림 2.28] 보정된 시간-가속도 및 응답스펙트럼

[표 2.7] 설계지진가속도 분석조건

Classification	PGA(g)	MMI, Acceleration range (g)	Seismic zone coefficient(Z) and risk factor(I)	Seismic classification
Case 1	0.07	6.0-6.5 (0.0686-0.1080)	Z=0.07 (Zone 2) I=1.0 (recurrence period: 500 yr)	Grade 2: Total storage 300,000m ³ or more
Case 2	0.11	6.5-7.0 (0.1080-0.1473)	Z=0.11 (Zone 1) I=1.0 (recurrence period: 500 yr)	Grade 1: Total storage 20,000,000m ³ or more
Case 3	0.154	7.0-7.5 (0.1473-0.2320)	Z=0.11 (Zone 1) I=1.4 (recurrence period: 1,000 yr)	Grade 1: Total storage 20,000,000m ³ or more
Case 4	0.22	7.0-7.5 (0.1473-0.2320)	Z=0.11 (Zone 1) I=2.0 (recurrence period: 2,400 yr)	Superior grade: over 45m in height and over 50 millionm ³ of total storage

3. 결과 및 고찰

3.1 가속도 반응

그림 2.29와 그림 2.30 및 표 2.8은 설계지진가속도에 따라 Case 별로 Gongen 파형(진동형)과 Minogawa 파형(충격형)의 가속도반응과 증폭비를 나타낸 것이다.

실측한 파형은 표준응답설계스펙트럼과 부합하도록 수정하였고 (MOLIT, 2018), Gongen 파형은 응답스펙트럼의 주기 약 0.05초와 약 0.3초에서 피크치를 나타내는 진동형 파형이며,

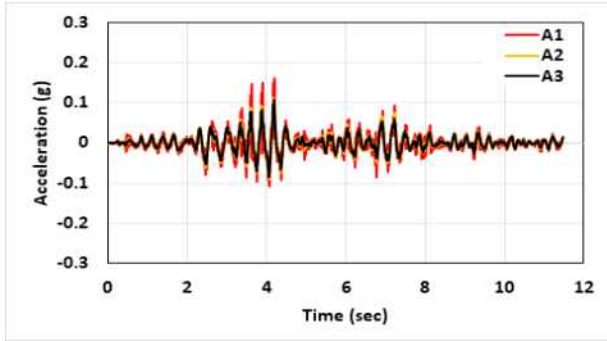
Minogawa 파형은 약 0.3초에서 피크치를 나타내는 충격형 파형이다.

Gongen 파형에서 상사율을 고려한 가속도 반응은 모든 Case에서 댐마루(A1)쪽으로 갈수록 점차적으로 증가하였고, 기초지반(A3)과 제체하부(A2)에서는 큰 차이가 나타나지 않았다.

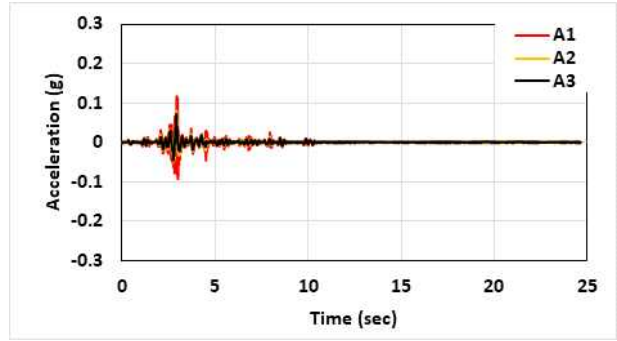
Minogawa 파형에서 가속도 반응은 모든 Case에서 댐마루(A1)쪽으로 갈수록 점차적으로 증가하였고, 기초지반(A3)과 제체하부(A2)에서도 약간씩 증가하였으며, 입력가속도가 높은 단계 (Case 4)에서는 가속도 반응이 증가하였다. 기초지반에서의 설계지반가속도는 Gongen 파형의 경우는 탁월주기가 약 0.05초 및 0.3초 2곳에 위치하기 때문에 구조물의 고유주기와 비슷하여 공진현상이 발생되어 크게 나타났고, Minogawa 파형의 경우에는 탁월주기가 약 0.3초에만 형성되어있기 때문에 감소되어 작게 나타난 것으로 판단된다.

[표 2.8] 설계지진가속도에 따른 최대반응 가속도와 증폭비

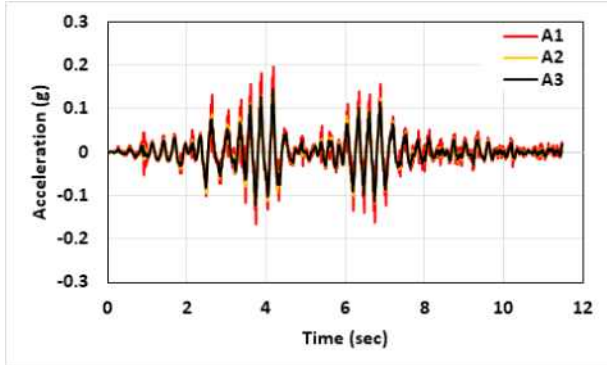
Classification	PGA (g)	Buried location	Maximum acceleration response (g)		Amplification ratio	
			Gongen	Minogawa	Gongen	Minogawa
Case 1	0.07	Crest(A1)	0.161	0.117	2.30	1.67
		Bottom(A2)	0.113	0.080	1.61	1.14
		Foundation(A3)	0.107	0.072	1.53	1.03
Case 2	0.11	Crest(A1)	0.197	0.152	1.79	1.38
		Bottom(A2)	0.143	0.107	1.30	0.97
		Foundation(A3)	0.145	0.093	1.32	0.85
Case 3	0.154	Crest(A1)	0.228	0.188	1.48	1.22
		Bottom(A2)	0.184	0.141	1.19	0.92
		Foundation(A3)	0.182	0.124	1.18	0.81
Case 4	0.22	Crest(A1)	0.268	0.249	1.22	1.13
		Bottom(A2)	0.240	0.174	1.09	0.79
		Foundation(A3)	0.233	0.173	1.05	0.78



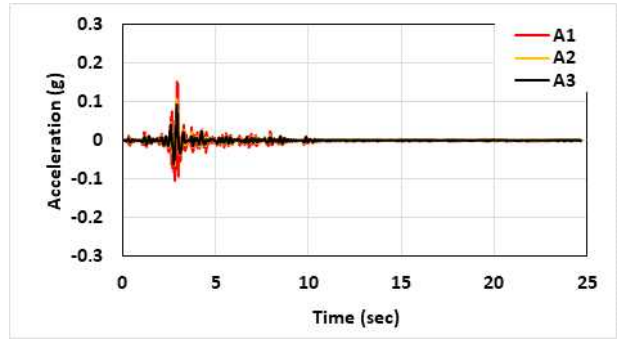
(a) Gongen; Case 1



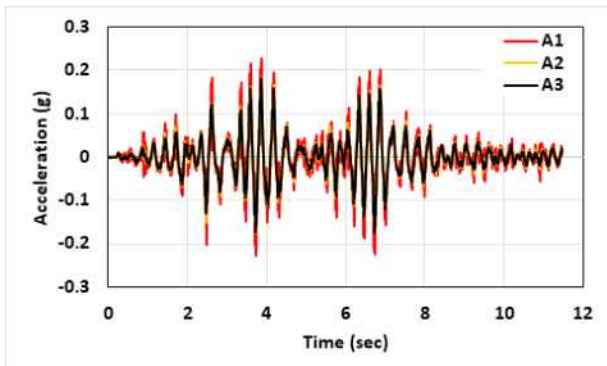
(b) Minogawa; Case 1



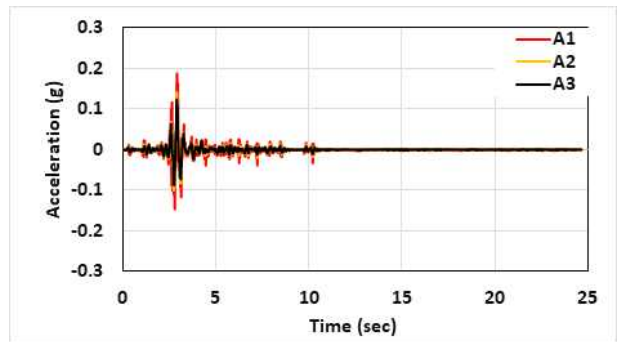
(c) Gongen; Case 2



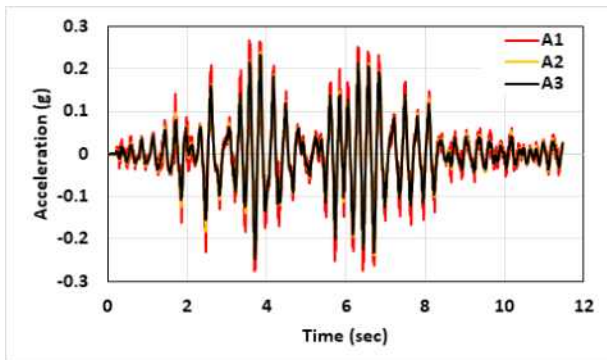
(d) Minogawa; Case 2



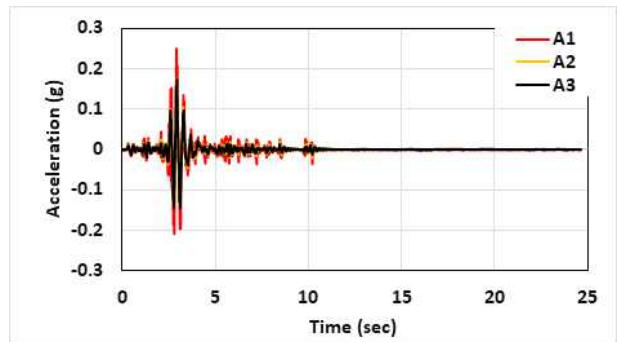
(e) Gongen; Case 3



(f) Minogawa; Case 3

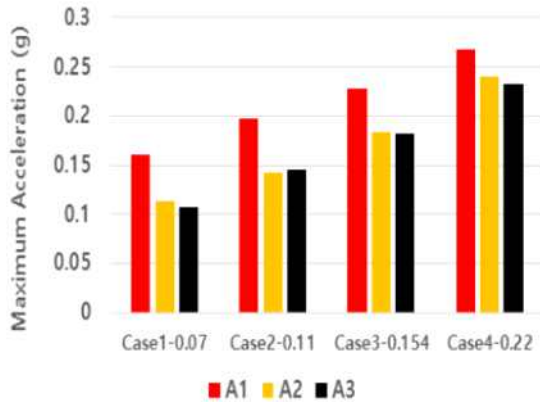


(g) Gongen; Case 4

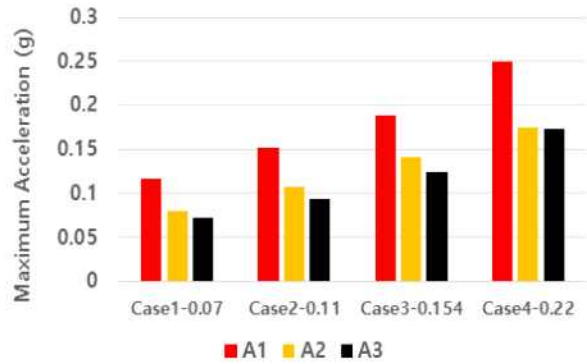


(h) Minogawa; Case 4

[그림 2.29] 설계지진가속도 변화에 따른 시간-가속도



(a) Gongen wave



(b) Minogawa wave

[그림 2.30] 설계지진가속도 변화에 따른 최대반응가속도

진동형 및 충격형 파형의 차이는 동일한 가속도 조건에서 제체에 영향을 미칠 만큼의 변위가 발생하는가 여부이다. 진동형 파형에서는 Case 3의 가속도 조건부터 약 7초대에 형성된 가속도 값이 약 4초 부근에 형성되어 있는 최대가속도와 유사해지는 것으로 나타났다. 충격형 파형에서는 3초때의 가속도값이 증가함에 따라 최대가속도에 근접하고는 있으나 그 증가율이 진동형과 비교하여 현저하게 작게 나타났다. 이는 지진 가속도의 크기가 증가함에 따라 제방내부에서 저항력 상실과 함께 증폭된 결과로 분석된다. 이러한 결과들은 진동형 파형이 저수지 제방에 작용시 응력 거동에 따라 상대적으로 제체 균열과 같은 위험성의 발생 가능성이 높을 수 있음을 제시한다.

설계지진가속도를 입력하였을 경우에 위치에 따라서 가속도반응에 차이가 나타나는 것은 균열이 발생할 가능성이 높다는 것을 의미하므로 댐마루쪽으로 갈수록 안정성이 작고, 기초지반(A3)에서는 큰 차이가 발생하지 않아 안정한 것으로 판단된다.

그림 2.31은 Gongen 파형과 Minogawa 파형에서의 증폭비 변화를 나타낸 것이다.

Gongen 파형에서 Case에 따른 증폭비는 1.1~2.3배 범위로 댐마루(A1)에서 가장 크고 기초지반과 제체하부는 유사하게 나타났으며, 측정지점의 높이가 증가함에 따라 증폭비는 비례하는 것으로 나타났다. 설계지진가속도가 작은 경우(Case 1)의 증폭비는 더 크고, 높은 단계(Case 4)로 갈수록 작게 나타났다.

Minogawa 파형에서 Case에 따른 증폭비는 0.8-1.7배 범위로 댐마루(A1)에서 가장 크고 기초지반과 제체하부로 갈수록 작게 나타났다. 설계지진가속도가 작은 경우(Case 1)의 증폭비는 더 크고, 높은 단계(Case 4)로 갈수록 작게 나타났으며, 진동형인 Gongen 파형보다는 증폭비가 더 작게 나타났다. 이와 같은 원인은 충격형 파형에서는 진동형보다 탁월주기가 더 크고, 매설된 가속도계의 움직임이 작기 때문에 동일한 조건에서 설계지진가속도를 가하였을 경우에 제체에 미치는 피해가 Gongen 파형보다 작을 것으로 판단된다.

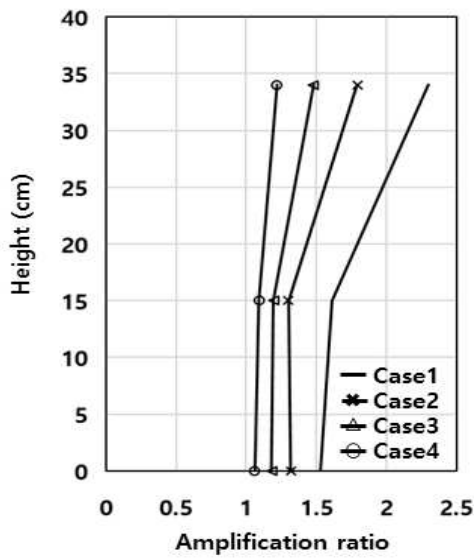
그러나 1g의 소규모 진동대모형시험은 정밀한 조건하에서 수행되어야 하고, 지진시 가속도 반응은 대규모 모형시험보다 더 크게 나타내며, 이러한 결과는 저수지의 지진 성능을 과대추정하므로 신중하게 평가하여야 할 것으로 판단된다.

설계지진가속도가 0.154 g(Case 3), 0.22 g(Case 4) 인 경우는 지진규모가 7.0~7.5 범위에 해당되고, 내진 1등급 및 특등급 저수지에 적용된다. 그러나 국내 대부분의 저수지는 중소규모로서

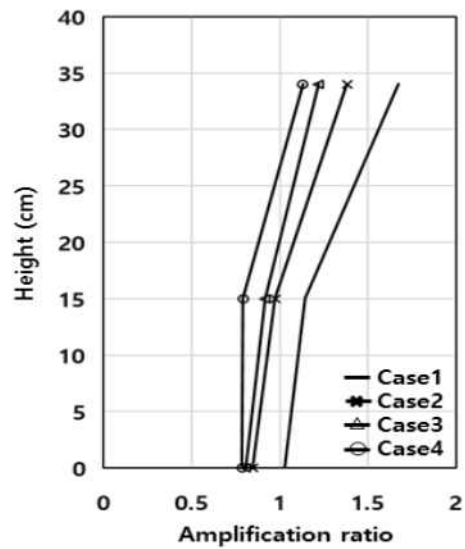
Case 3와 Case 4의 지진이 발생할 가능성을 고려하는 것은 과대설계가 된다.

따라서 Case 1과 Case 2 정도의 지진이 발생할 경우를 고려하여 설계하는 것이 적합한 것으로 판단되고, 이러한 상태에서 진동형과 충격형 파형에서 가속도반응을 적용하면 지진성능을 예측하는데 효과적일 것으로 판단된다.

전체적으로 가속도 반응은 모든 Case에서 댐마루(A1)쪽으로 갈수록 증가하였고, Gongen 파형에서의 증폭비는 1.1~2.3배 범위이고, Minogawa 파형(충격형)에서의 증폭비는 0.8~1.7배 범위로 Gongen 파형(진동형)은 지진이 발현시 체재 기능이 손상될 가능성이 더 높을 수 있음을 제시한다. 증폭비는 댐마루(A1)에서 가장 크고, 설계지진가속도가 작은 경우(Case 1)는 더 크고, 높은 단계(Case 4)로 갈수록 작게 나타났다.



(a) Gongen 파형



(b) Minogawa 파형

[그림 2.31] 설계지진가속도에 따른 증폭비 변화

3.2 저수지 제체의 변형거동

그림 2.32와 그림 2.33 및 표 2.9는 저수지 상류사면, Parapet(댐마루), 하류사면에서의 변위를 분석하기 위해 설계지진가속도에 따라 Case 별로 Gongen 파형과 Minogawa 파형에서 수평 및 수직변위를 비교분석한 것이다.

제체높이(h)에 따른 침하비(s/h)는 지진으로 유발된 피해를 추정하는데 중요한 지표가 된다. 제방변형에 대한 허용범위기준은 제체높이의 1 % 이고 (MOLIT and KISC 2005), 지진시 수평 허용변위량을 30cm 이내를 기준으로 제시된 바 있다 (MOF, 2018).

그러나 댐마루의 최대변위의 허용범위기준인 1%는 안정성을 평가하는 기준으로서 불합리하다는 결과를 제시하였고 (Choo et al, 2011), 또한 침하비가 0.1~1% 범위이면 최소한의 성능평가 및 보수가 필요하다고 제시하였다 (Torisu et al., 2009). 본 실험에서는 상기의 기준에서 침하비 1%를 기초로 댐마루의 상부구조물 적용에 의해 제체 내부에서 발생하는 응력 거동의 경향을 평가하였다.

Gongen 파형에서 상사율을 고려한 수평변위는 설계지진가속도가 증가할수록 모든 위치에서 증가하였고, 상류사면에서 가장 크고 하류사면, 댐마루 순으로 나타났다. Case 4에서는 하류사면에서 상류사면보다 크게 나타났는데 이는 포화-불포화상태에서의 동적특성은 큰 차이가 발생할 수 있다는 것을 의미한다. 상사율을 고려한 수평침하량은 47 mm로 수평허용변위량 기준인 30 cm 이내에 포함되어 안정한 것으로 평가되었다.

수직변위는 설계지진가속도가 증가할수록 상류사면과 하류사면에서는 큰 차이를 나타내지 않았고, 댐마루에 설치된 Parapet은 자중의 영향으로 지진가속도의 증가에 따라 점차적으로 침하가 증가하는 것으로 나타났다.

상사율을 고려한 침하비(%)는 설계지진가속도가 증가할수록 댐마루에서 크게 나타났고, 원형 저수지 높이 (15.2m)를 고려하여 가장 큰 설계지반가속도인 Case 4 (0.22 g)에서 평가하면 0.22% 이내로 설계기준 이내 (1%)로 만족하여 안정한 것으로 평가되었다.

[표 2.9] 설계지진가속도에 따른 최대수평변위와 최대수직변위

Classification	PGA (g)	Location	Max. horizontal displacement (mm)		Gongen		Minogawa	
			Gongen	Minogawa	Max. vertical displacement (mm)	Settlement ratio (%)	Max. vertical displacement (mm)	Settlement ratio (%)
Case 1	0.07	Upstream	13.95	9.30	5.08	0.03	3.15	0.02
		Parapet	2.65	1.93	5.08	0.03	5.29	0.03
		Downstream	4.08	7.51	7.01	0.05	6.73	0.04
Case 2	0.11	Upstream	30.84	17.96	7.44	0.05	8.44	0.06
		Parapet	3.79	15.24	6.30	0.04	4.79	0.03
		Downstream	9.80	6.15	7.02	0.05	3.58	0.02
Case 3	0.154	Upstream	36.99	39.49	7.01	0.05	7.44	0.05
		Parapet	12.09	4.65	12.52	0.08	9.15	0.06
		Downstream	23.33	6.08	11.38	0.07	4.36	0.03
Case 4	0.22	Upstream	26.97	35.49	9.02	0.06	5.87	0.04
		Parapet	17.67	10.59	32.70	0.22	8.37	0.06
		Downstream	46.79	12.52	9.59	0.06	7.87	0.05

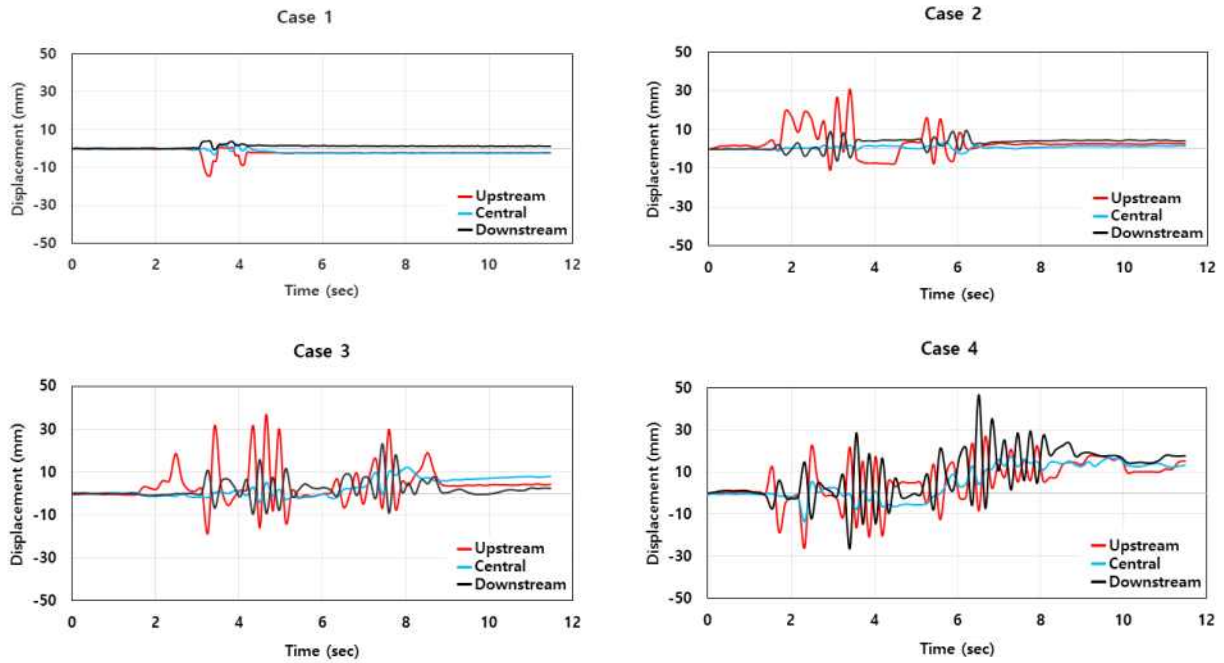
Minogawa 파형에서의 수평변위는 설계지진가속도가 증가할수록 상류사면에서 매우 크게 증가하였고, 하류사면에서는 변화가 나타나지 않았으며, 댐마루에 설치된 Parapet 에서는 약간의 변위가 발생하였다. 상사율을 고려한 수평침하량은 40 mm로 수평허용변위량 기준인 30cm 이내에 포함되어 안정한 것으로 평가되었다.

수직변위는 설계지진가속도가 증가할수록 상류사면과 하류사면에서는 큰 변화를 나타내지 않았고, 댐마루에 설치된 Parapet은 약간씩 침하가 증가하였으나, Gongen 파형보다는 매우 작은 침하를 나타냈다.

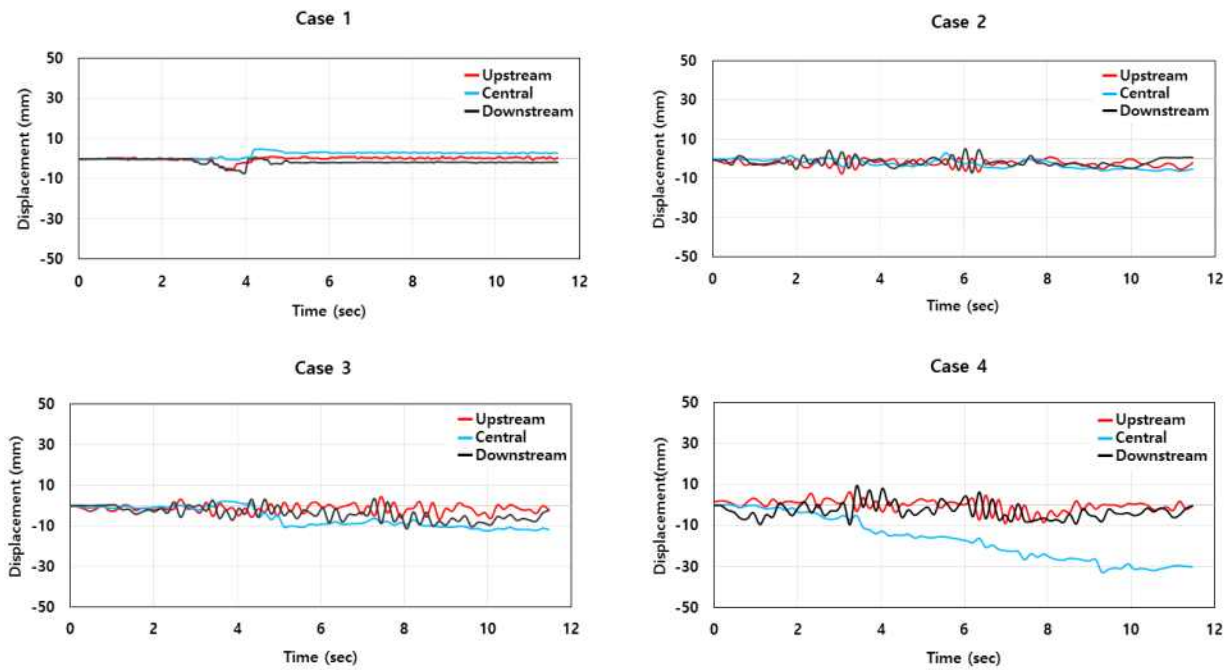
상사율을 고려한 침하비(%)는 설계지진가속도가 증가할수록 댐마루에서 크게 나타났고, 원형 저수지 높이(15.2m)를 고려하여 가장 큰 설계지반가속도인 Case 4(0.22 g)에서 평가하면 0.06% 이내로 설계기준 이내(1%)로 만족하여 안정한 것으로 평가되었다.

전체적으로 2개 파형 모두에서 수평변위는 상류사면에서 가장 크고, 수직변위는 댐마루에서 가장 크게 나타났다. 상사율을 고려한 수평변위와 침하비는 허용범위 이내에 포함되어 안정한 것으로 평가 되었다. 이와 같이 상류사면, 댐마루, 하류사면에서의 수평 및 수직변위의 차이는 각 위치에서 균열가능성이 존재한다는 것을 의미하므로 동적거동 파악시 붕괴형태를 분석하는데 기초자료로 사용할 수 있다.

댐마루에 설치된 Parapet은 설계가속도가 증가할수록 증가하지만 변동폭이 작고 수평 및 수직변위가 허용기준범위내에 포함되어 월류로 인한 제체 안정성을 증가시킬 수 있고 경제적 및 시공적인 측면에서도 매우 효과적인 방법이라고 판단된다.

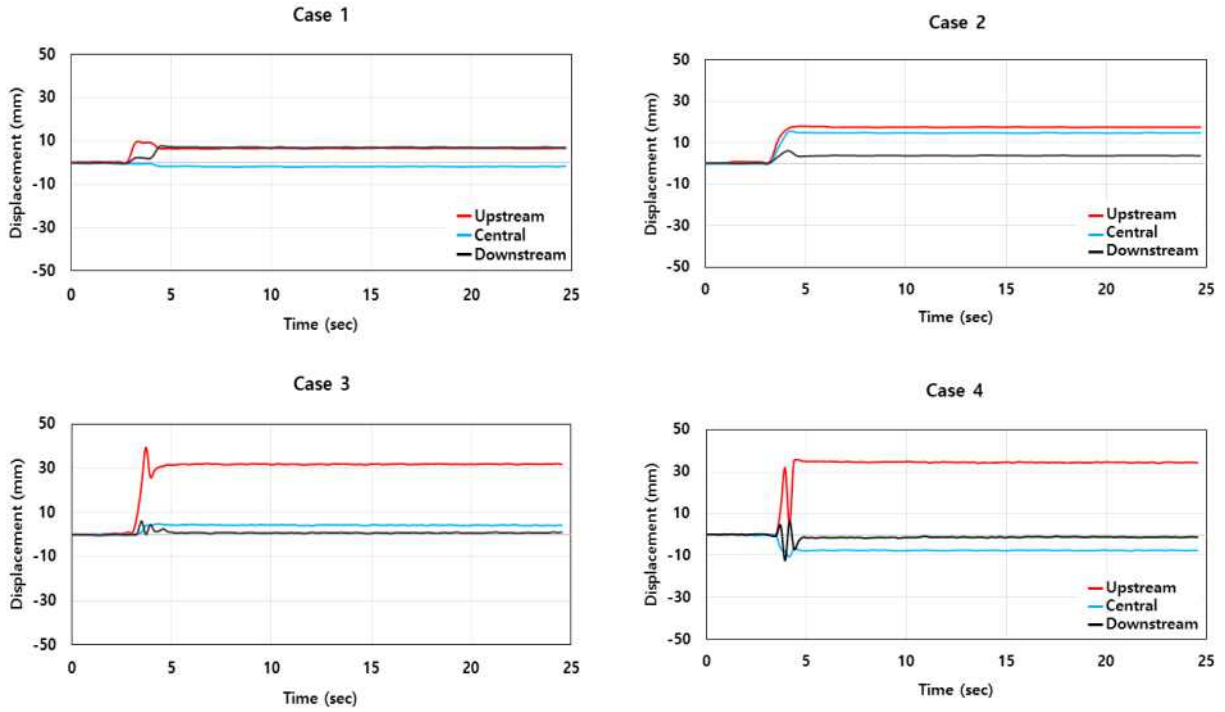


(a) Horizontal displacement

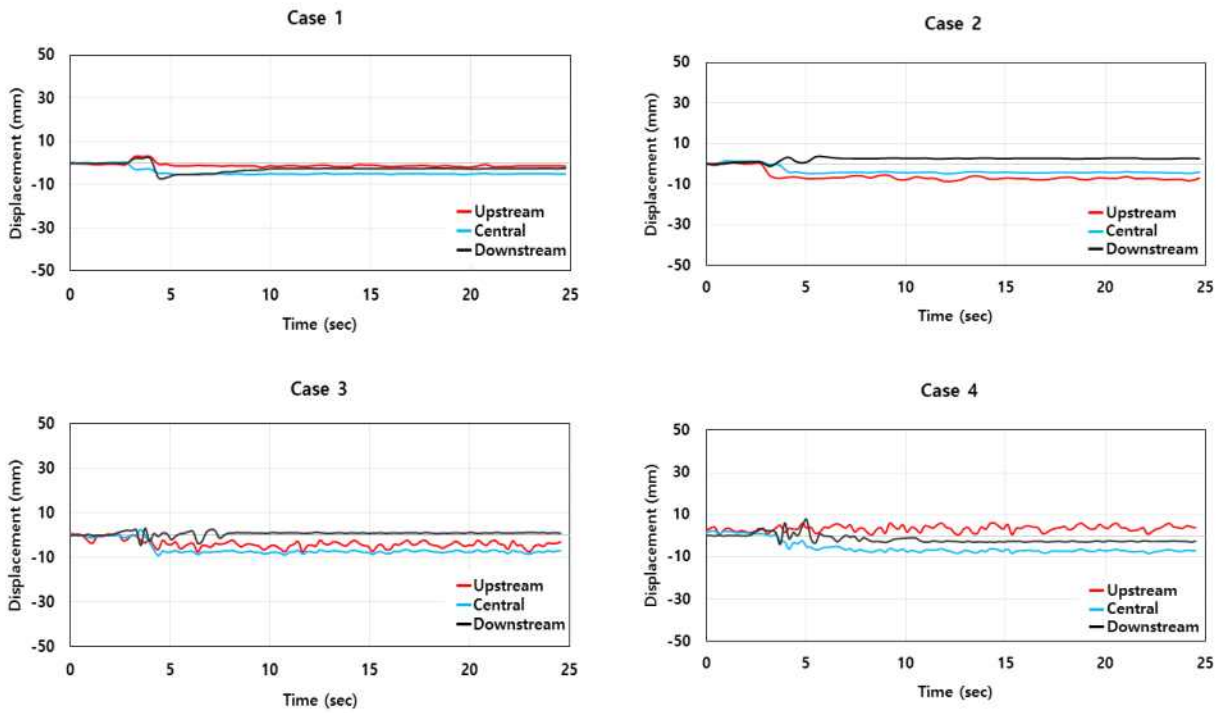


(b) Vertical displacement

[그림 2.32] Gongen 파형에서 수평 및 수직변위



(a) Horizontal displacement



(b) Vertical displacement

[그림 2.33] Minogawa 파형에서 수평 및 수직변위

3.3 과잉공극수압 거동

지진시 발생된 과잉공극수압은 액상화(Liquefaction) 현상을 일으키는 주원인이 되고, 국내의 액상화 평가 기준은 내진설계일반에 제시되어 있다 (MOLIT, 2018). 제시된 액상화 평가는 깊이별 액상화 발생 가능성을 진동전단응력비(Cyclic Stress Ratio, CSR)와 진동저항전단응력비(Cyclic Resistance Ratio, CRR)의 비 ($F_s=CRR/CSR$)로 평가하는 방법이다. 이때, 안전율 1.0 미만 ($F_s<1.0$)의 지반은 액상화가 발생하는 것으로 판단한다. 진동전단응력비(CSR)는 지반응답해석으로 얻어진 각 깊이의 최대전단응력을 유효구속압(σ'_v)으로 나누어서 구한다.

댐체 또는 기초지반의 지진 시 작용응력 산정방법은 액상화를 유발하는 깊이별 지진하중으로 깊이별 응력과 깊이별 최대지반가속도(PGA, peak ground acceleration)로 표현된다. 깊이별 응력은 지반조사를 통해 산출되며 최대지반가속도는 실지진기록을 통해 결정될 수 있다. 이때, 실지진기록을 활용한 지반운동 시간이력을 입력 지진파로 사용할 경우 표준설계응답스펙트럼에 맞추어 실기록 지진파를 보정한 결과가 입력 지진파로 사용된다(Kim et al., 2020).

진동저항전단응력비(CRR)은 진동저항전단응력을 유효구속압(σ'_v)으로 나누어서 구하고, 진동저항전단응력 산정시에는 현장실험결과(N값, qc 값, Vs 등)을 통해 결정한다. 액상화 평가는 비선형 유효응력해석법으로부터 산정된 최대공극수압으로부터 액상화를 직접적으로 판정하는 방법이 있는데, 이때 과잉공극수압비($\Delta u/\sigma'_v$)가 1.0 이상이면 액상화 가능성이 있다고 평가하며 액상화 거동특성은 반복된 지진하중에 의해 액상화 상태전, 초기 액상화 상태, 액상화 후 거동으로 구분하고 변동성이 큰 특징을 나타내는 것으로 알려져 있다(Desai and Gigby, 1997 ; Choi and Kim 2004; Park et al., 2006). 따라서 본 연구에서는 액상화 평가를 비선형 유효응력해석법으로부터 산정된 최대공극수압비로부터 댐 체체와 기초지반의 액상화를 직접적으로 분석하였다. 표 2.10는 설계지진가속도에 따른 과잉간극수압 및 과잉공극수압을 나타낸 것이다.

[표 2.10] 설계지진가속도에 따른 과잉공극수압비의 변화

Classification	PGA (g)	Location	EPWP		EPWP ratio	
			Gongen	Minogawa	Gongen	Minogawa
Case 1	0.07	Upstream	0.0236	0.0025	0.0230	0.0024
		Central	0.0113	0.0069	0.0031	0.0019
		Downstream	0.0123	0.0018	0.0118	0.0017
Case 2	0.11	Upstream	0.0129	0.0256	0.0126	0.0250
		Central	0.0238	0.0120	0.0065	0.0033
		Downstream	0.0291	0.0143	0.0279	0.0137
Case 3	0.154	Upstream	0.0099	0.0168	0.0097	0.0164
		Central	0.0078	0.0127	0.0021	0.0035
		Downstream	0.0588	0.0191	0.0564	0.0183
Case 4	0.22	Upstream	0.0344	0.0173	0.0336	0.0169
		Central	0.0159	0.0004	0.0044	0.0001
		Downstream	0.1107	0.0334	0.1062	0.0321

그림 2.34과 그림 2.35 은 상류사면, 제체하부, 하류사면에서의 액상화 가능성을 분석하기 위해 설계지진가속도에 따라 Case 별로 Gongen 파형과 Minogawa 파형에서 과잉공극수압비를 나타낸 것이다.

과잉공극수압비에 의한 액상화 가능성을 평가하기 위하여 상류사면, 댐마루, 제체하부에서의 유효응력은 침투해석을 통한 침윤선 높이를 바탕으로 상류사면은 1.03 kPa, 댐마루는 3.63 kPa, 하류사면은 1.04 kPa 로 계산되었다.

Gongen 파형에서 과잉공극수압비는 설계지진가속도가 증가할수록 모든 위치에서 약간씩 증가하였고, 상류사면과 제체하부에서는 작고, 하류사면에서는 변화폭이 크게 나타났다.

이와 같이 하류사면에서 과잉공극수압비가 더 크게 나타난 원인은 균일형 제체 상태에서는 코어가 없기 때문에 상류사면 침투수가 빠르게 하류사면으로 이동하기 때문에 포화영역이 쉽게 형성되었기 때문으로 판단된다. 또한 지진가속도가 증가함에 따라 진동형 파형에서는 탁월 주기가 크기 때문에 공극수압 변화가 크게 나타난 것으로 판단된다.

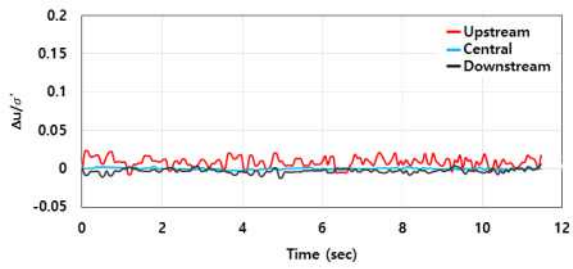
Minogawa 파형에서 과잉공극수압비는 설계지진가속도가 증가할수록 큰 변화를 나타내지 않았고, 하류사면에서만 약간씩 변화폭이 증가하였으며, Gongen 파형보다는 매우 작게 나타났다.

최대과잉공극수압비는 Gongen의 경우 약 0.044, Minogawa의 경우 약 0.014로 액상화 평가기준인 1.0 이내에 포함되어 매우 안전한 것으로 평가되었다.

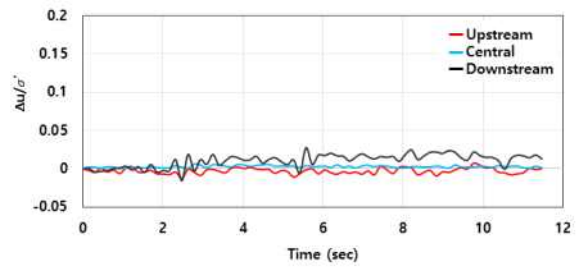
전체적으로 Gongen 파형에서의 과잉공극수압비는 하류사면에서 가장 크고 설계지진가속도가 증가할수록 모든 위치에서 증가하였고, Minogawa 파형에서는 설계지진가속도가 증가할수록 큰 변화를 나타내지 않았고, 하류사면에서만 약간씩 변화폭이 증가하였다.

과잉공극수압비에 의한 액상화 가능성을 평가하여 보면 하류사면에서 가장 크게 나타났고, Gongen 파형과 Minogawa 파형에서는 액상화 평가기준인 1.0 이내에 포함되어 매우 안전한 것으로 평가되었다.

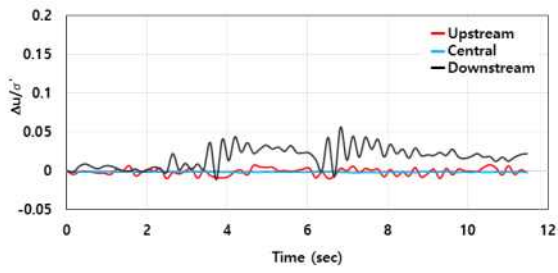
일반적으로 지진파형에 의해 발생된 과잉공극수압은 가장 큰 가속도 값의 시간이력과 매설깊이에 주로 영향을 받게 되고, 액상화 가능성은 다짐도와 밀접한 관련이 있기 때문에 저수지 보수보강시 제체의 다짐도를 90~95%로 실시하여 액상화 가능성을 저감시켜야 할 것으로 판단된다.



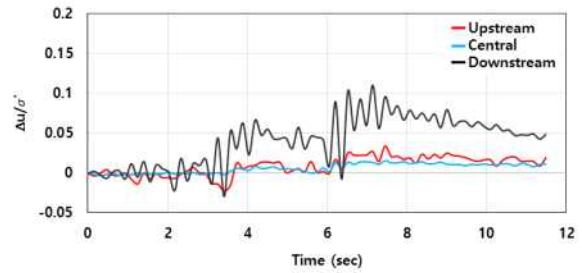
(a) Case 1



(b) Case 2

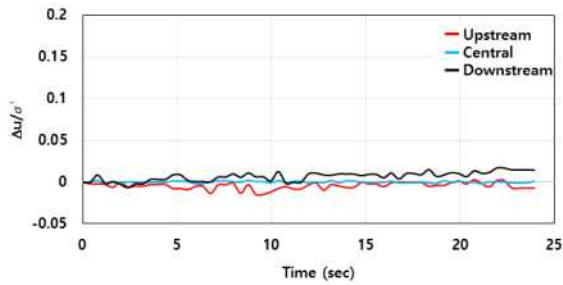


(c) Case 3

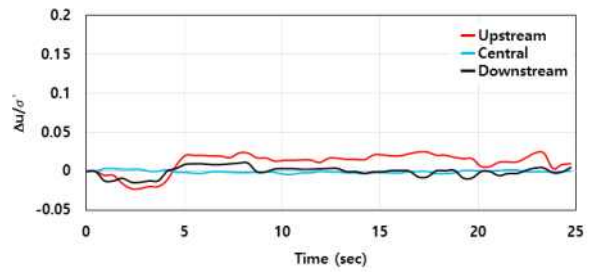


(d) Case 4

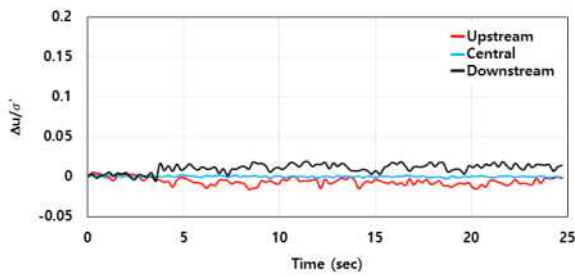
[그림 2.34] Gongen 파형의 과잉공극수압비 변화



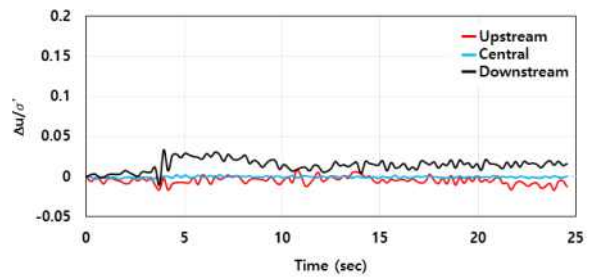
(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3



(d) Case 4

[그림 2.35] Minogawa 파형의 과잉공극수압비 변화

제6절 농업용저수지 제체 수치해석을 통한 거동 특성 평가

1. 수치해석을 위한 조건

1.1 수치해석의 개요

댐 및 저수지는 다양한 원인에 의하여 붕괴에 이를 수 있다. 일반적으로 저수지를 설계하고, 건설하고, 유지관리 하는 동안 발생할 수 있는 인위적인 결함에 의하여 붕괴될 수 있으며, 태풍, 지진 등 극단적인 자연현상으로 인하여 붕괴에 이를 수 있다(환경부, 2019).

흙댐의 붕괴는 월류, 파이핑 및 누수에 의한 붕괴가 가장 많이 차지하고 있다. 월류에 의한 제방 붕괴속도는 침투나 세굴에 의한 붕괴보다 훨씬 빠르고 계획홍수량 이상의 홍수량이 발생하거나 제체의 여유고가 작을 때 발생한다. 저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 독마루폭, 사면경사 등에 따라 다르게 나타나지만, 월류 시 제체가 일시에 붕괴되는지 또는 하류사면의 세굴로 점차적으로 붕괴되는지 여부를 파악하고, 가장 중요한 댐마루에서 성토체의 붕괴속도와 독높임 시 설치되었던 코어가 안정성에 어떠한 영향을 미치는지를 평가하는 것은 매우 중요하다고 판단된다(이달원 등, 2014)

농업용 저수지 제체의 침투해석, 월류 및 내부침식에 의한 연구는 다수 수행되었지만 저수지 제체 내부에 위치하는 복통 구조물의 파손에 따른 누수 발생에 의한 제방의 안정성을 분석은 미비한 실정이다.

수치해석은 유한요소법을 활용한 정상, 비정상 침투류 해석이 가능한 MIDAS GTS NX 와 SoilWorks을 이용하여 2차원, 3차원 해석을 수행하였다.

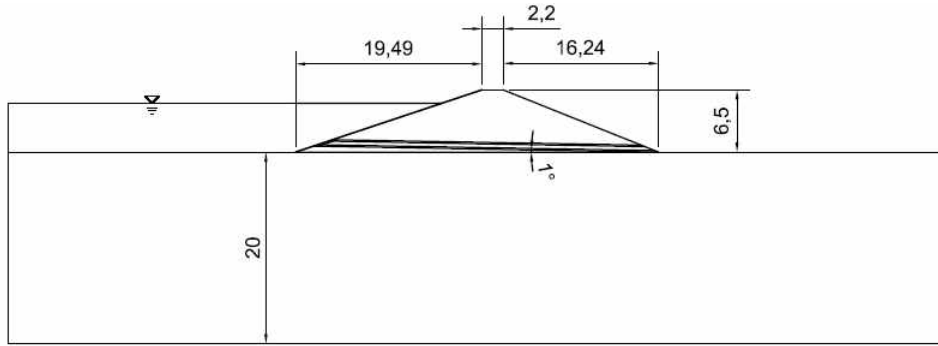
본 연구에서는 복통의 누수로 내부침식이 발생한 균일형 제체, 중심코어형 제체의 침투해석을 수행하여 제체의 파이핑 발생 가능성과 안정성 평가를 수행하였다.

1.2 해석을 위한 조건

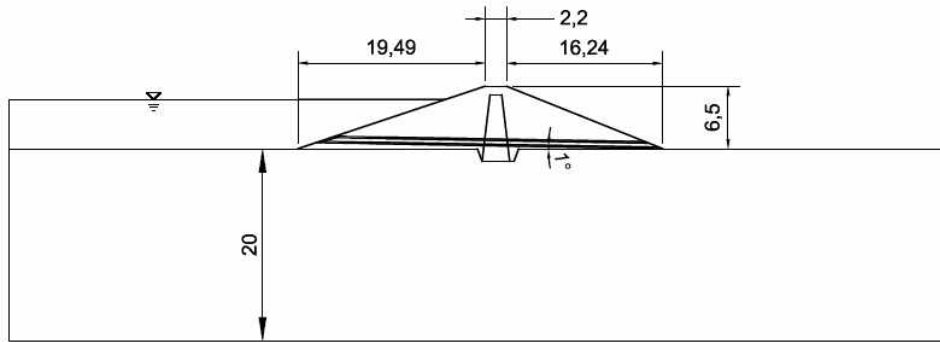
가. 해석조건

본 연구는 댐설계기준과 농업생산기반시설 설계기준에 따라 저수지 제방의 비정상 침투조건에 따라 안정성 해석을 수행하였다. 제체 복통 구조물의 누수로 인한 파이핑을 분석하기 위하여 균일형 필댐 형식과 제체 중심부 코어를 설치한 코어형 필댐의 침투해석을 수행하였다(김한일, 2017; 김한일 등, 2017).

저수지 제체의 높이는 농업생산기반정비사업 통계연보(2017)를 분석하여 지자체 관리 저수지의 평균 높이 6.5m, 평균 길이 90m로 수치해석을 위한 모델링을 수행하였다.

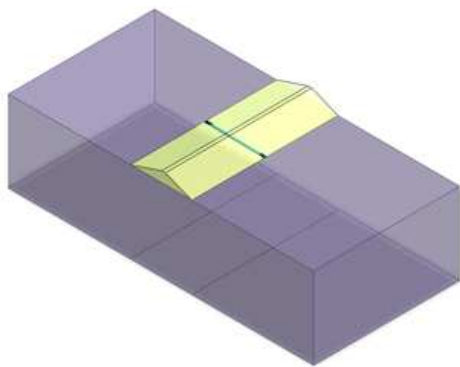


(a) 균일형 단면

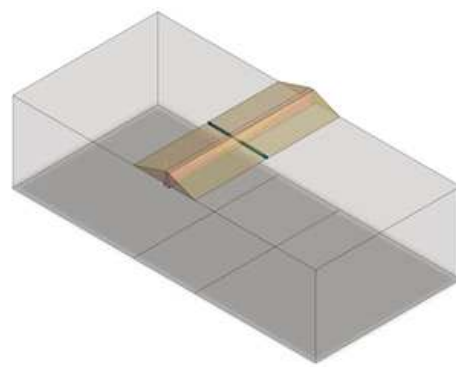


(b) 코어형 단면

[그림 2.36] 2차원 해석단면



(a) 균일형 단면



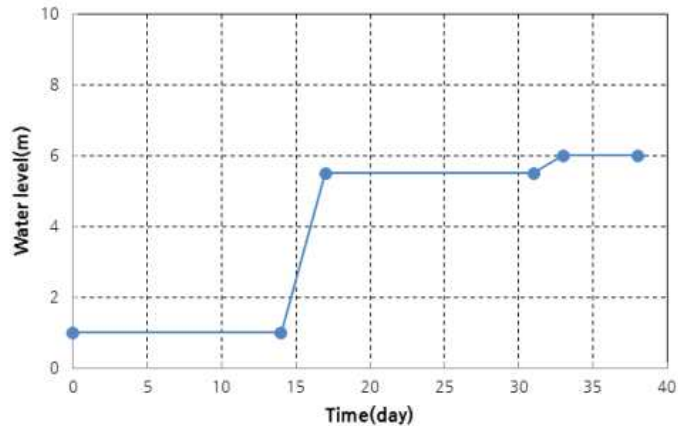
(b) 코어형 단면

[그림 2.37] 3차원 해석단면

해석에 사용된 지반의 물성치는 30개 지구의 저수지 EAP 보고서를 참고하여 단위중량, 점착력, 내부마찰각, 투수계수 및 변형계수 등을 산정하였다. 침투류 해석을 위한 불포화 함수특성의 체적함수비와 부간극수압의 관계는 기존 설계자료를 활용하여 해석을 수행하였다.

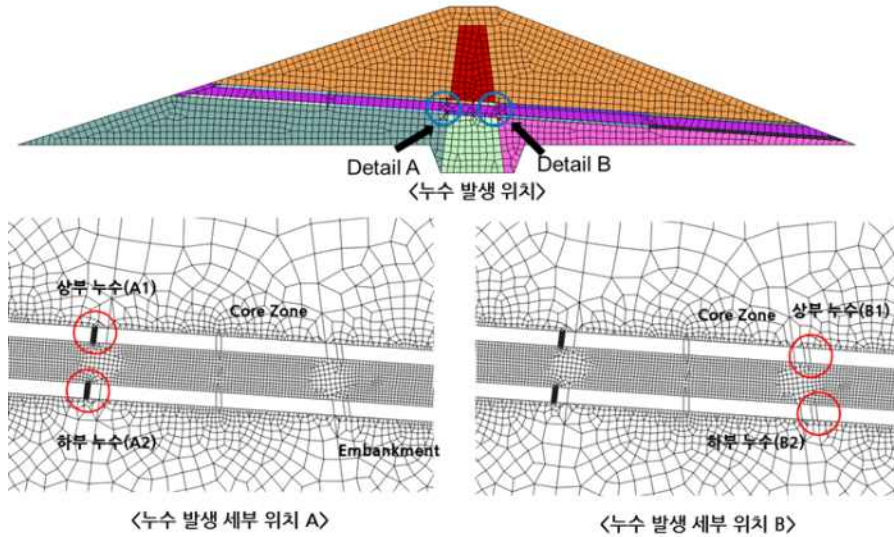
해석시 수위 조건은 2013년 북동 주변 파이핑으로 제체 파괴가 발생한 경주 ○○저수지의 수위 자료를 바탕으로 해석을 수행하였다. 수위 조건은 지자체관리 농업용저수지 평균 높이에 맞게 수정하여 활용하였다. 저수위에서 3일간 4.5m 상승하고 고수위 상태로 17일간 상승된 상태

를 유지하다가 이후 2일간 수위가 더 상승하는 것으로 하였다(김한일, 2017; 김한일 등, 2017).



[그림 2.38] 저수지 수위변화

누수 위치는 점토와 성토재의 침하거동이 다르므로 발생하는 파손을 가정하여 코어에서 10cm 상류와 하류에서 보통의 누수 위치를 정하였다. 코어의 설치에 따른 제체의 침투거동에 따른 안정성을 검토하기 위해 코어형 단면과 균일형 단면의 동일한 위치에서 보통의 누수가 발생하는 것으로 제체를 모델링하여 분석하였다.



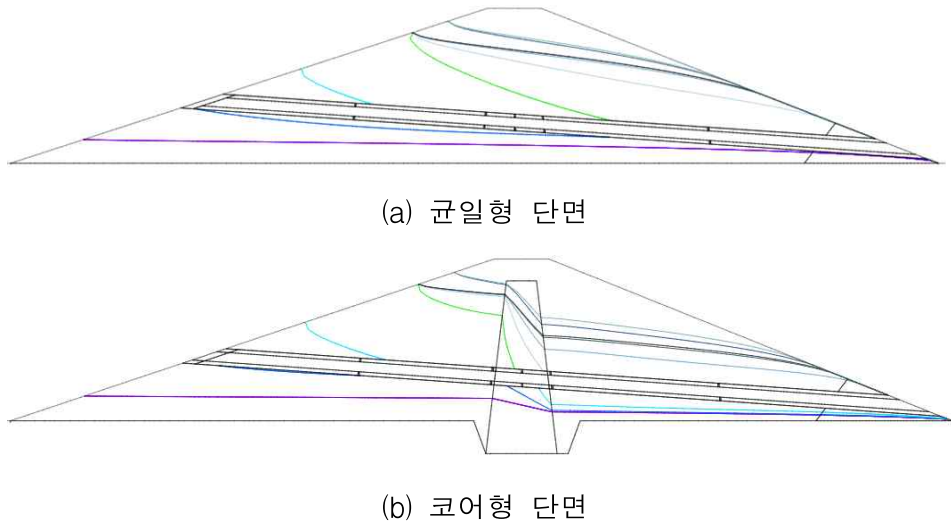
[그림 2.39] 해석단면의 누수발생 위치

2. 복통의 누수로 인한 저수지 제당 거동 분석

2.1 2차원 침투거동

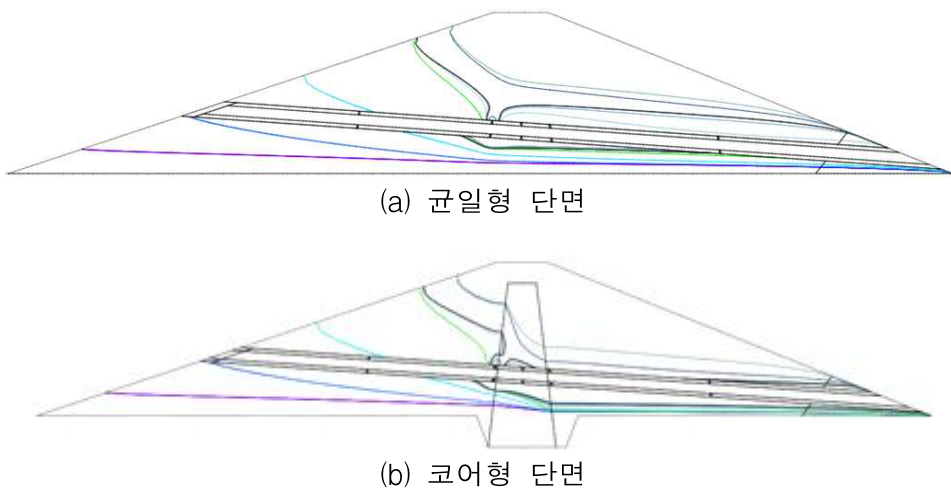
가. 침윤선 변화

그림 2.40은 복통 내부로 누수가 발생하지 않을 경우의 제체 수위 변화에 따른 침윤선의 변화를 볼 수 있다. 코어형 제체의 경우 저수위 일때는 침윤선이 복통의 하부위치 하류사면에 형성되지만, 수위상승후 부터는 침윤선이 상승하는 것으로 나타났다. 균일형 단면에서는 코어형 단면 보가 같은 침윤선이 상부에 위치하는 것으로 나타났다.



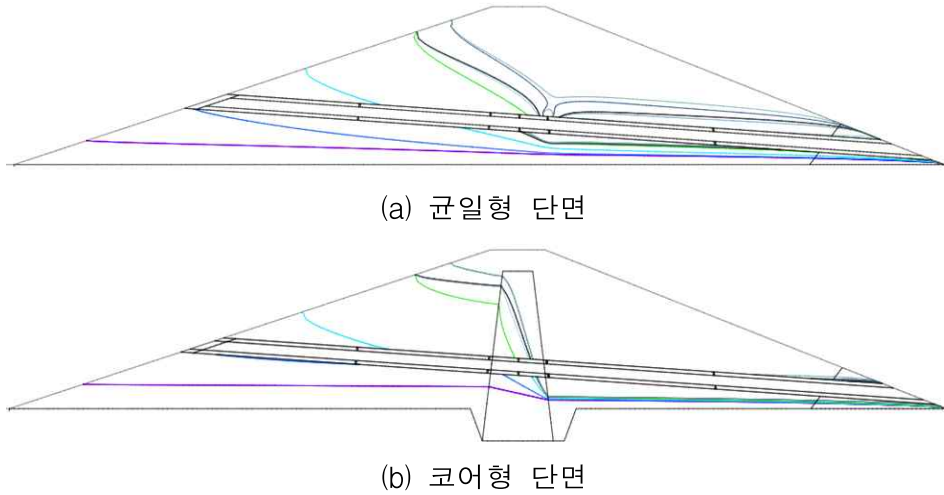
[그림 2.40] 침윤선 변화(누수없음)

상류측 누수 발생시 균일형 단면의 경우 수위가 상승하는 과정에서 복통의 파손으로 영향을 받아 침윤선이 누수가 발생하지 않는 단면보다는 침윤선이 집중하는 것으로 나타났으며, 침윤선이 하류사면 하부로 내려오는 것으로 나타났다. 침윤선이 저하하는 현상은 코어형 단면에서도 동일하게 분석되었다.



[그림 2.41] 침윤선 변화(상류 누수)

하류측 누수 발생시 균일형 단면의 경우 침윤선이 누수 위치까지 하강하는 것으로 나타났다. 코어형 단면에서는 코어부에서 침윤선이 복통까지 내려오고, 침윤선이 누수위치 전면에 형성되고 있다. 누수가 발생하지 않는 단면과 비교할 때 침윤선이 위치가 제체 하류사면 하부에 형성되는 것으로 나타났다.

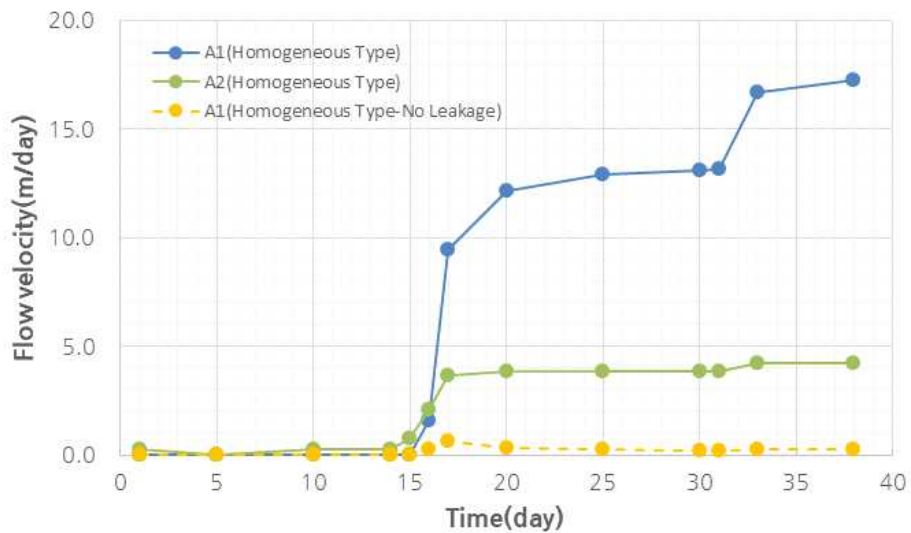


[그림 2.42] 침윤선 변화(하류 누수)

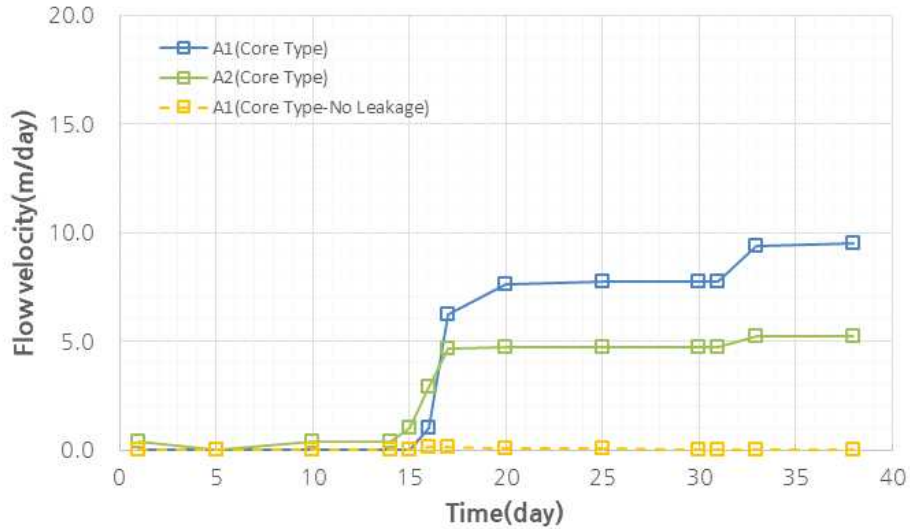
나. 유출속도 변화

(1) 상류측 누수

상류측 누수가 발생할 경우 유출속도의 변화를 그림 2.43에 나타냈고, 한계유속 산정결과 비교를 표 2.11에 나타냈다.



(a) 균일형 단면



(b) 코어형 단면

[그림 2.43] 유출속도 변화(상류 누수)

수위가 상승하면서 누수 발생 위치에서의 유출속도가 증가하는 것으로 나타났다. 고수위 상태로 일정하게 유지되면 유출속도도 일정하게 유지한다. 수위 상승 초기 복통의 누수 발생 위치가 복통하부인 경우 유출속도 상승이 복통상부보다 먼저 영향을 받는 것으로 나타났다. 17일 경과후부터 복통 하부의 유출속도는 변화가 없는 것으로 나타났다. 복통 상부의 유출속도는 복통 하부의 유출속도에 비해 균일형 단면은 4.5배, 코어형 단면은 1.8배 크게 분석되었다..

복통 상부에서 누수가 발생하는 경우의 유출속도는 한계유속에 근접하는 것으로 나타났다. 복통의 파손으로 누수가 발생하는 경우 복통 상부에서 복통 하부보다 파이핑이 발생할 가능성이 큰 것으로 분석되었다.

[표 2.11] 한계유속(상류 누수)

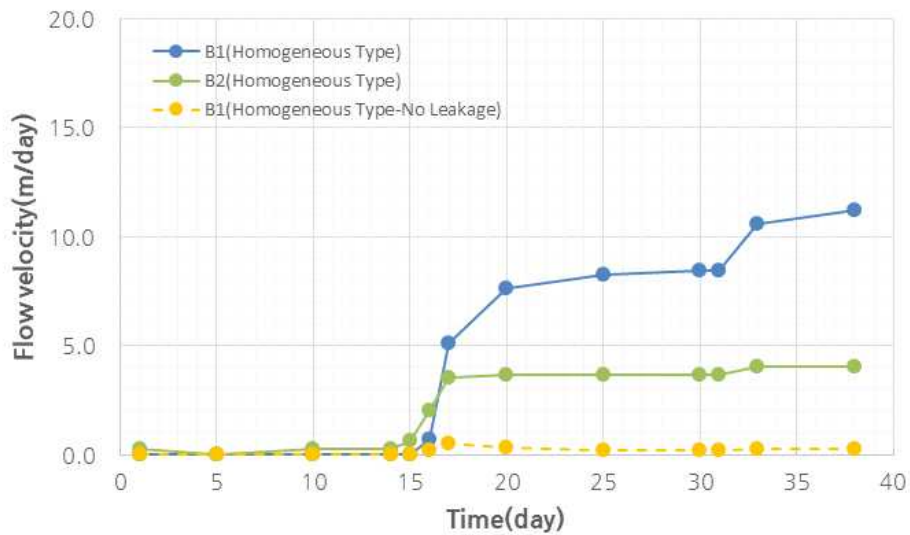
구 분	투수계수, k(m/sec)		유효입경 D10 (mm)	유출속도, Vmax(m/day)		Justin 한계유속 Vcr(m/day)
	성토재	코어		상류사면 누수	누수 없음	
A1(Homogeneous type)	1.98×10^{-5}	-	0.06	17.27	0.24	17.28
A2(Homogeneous type)	1.98×10^{-5}	-	0.06	3.85	-	17.28
A1(Core type)	1.98×10^{-5}	3.51×10^{-7}	0.06	9.48	0.04	17.28
A2(Core type)	1.98×10^{-5}	3.51×10^{-7}	0.06	5.21	-	17.28

(2) 하류측 누수

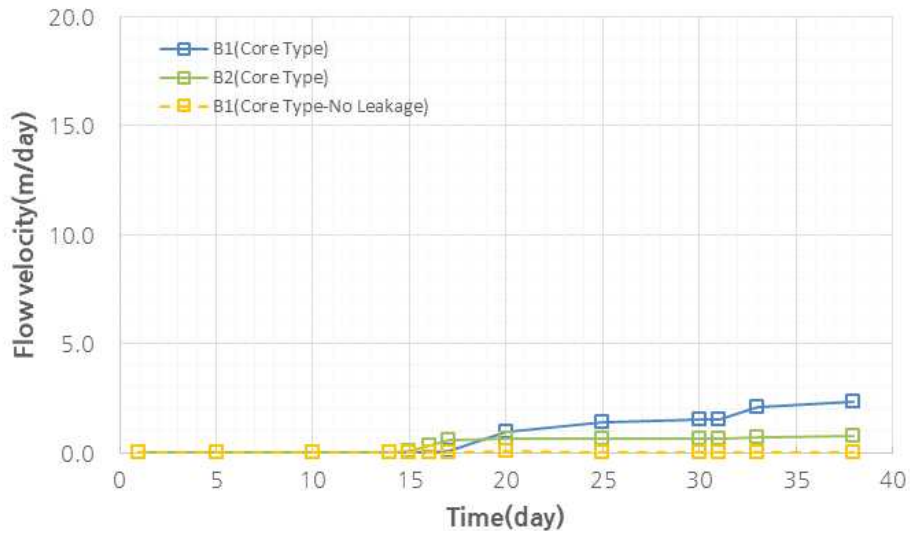
하류측 누수가 발생할 경우 유출속도의 변화를 그림 2.12에 나타냈고, 한계유속 산정결과 비교를 표 2.12에 나타냈다.

[표 2.12] 한계유속(하류 누수)

구 분	투수계수, k(m/sec)		유효입경 D10 (mm)	유출속도, Vmax(m/day)		Justin 한계유속 Vcr(m/day)
	성토재	코어		상류사면 누수	누수 없음	
A1(Homogeneous type)	1.98×10^{-5}	-	0.06	8.29	0.24	17.28
A2(Homogeneous type)	1.98×10^{-5}	-	0.06	3.67	-	17.28
A1(Core type)	1.98×10^{-5}	3.51×10^{-7}	0.06	2.33	0.04	17.28
A2(Core type)	1.98×10^{-5}	3.51×10^{-7}	0.06	0.76	-	17.28



(a) 균일형 단면



(b) 코어형 단면

[그림 2.44] 유출속도 변화(하류 누수)

수위가 상승하면서 누수 발생 위치에서의 유출속도가 증가하는 것으로 나타났으며, 고수위 상태로 일정하게 유지되면 유출속도도 일정하게 유지된다. 수위 상승 초기 보통의 누수 발생 위치가 보통하부인 경우 유출속도 상승이 보통상부보다 먼저 영향을 받는 것으로 나타났다. 17일

경과후부터 보통 하부의 유출속도 변화는 미비한 것으로 나타났다. 보통 상부의 유출속도는 보통 하부의 유출속도에 비해 균일형 단면은 2.3배, 코어형 단면은 3.1배 크게 분석되었다.

보통 상부에서 누수가 발생하는 경우의 유출속도는 한계유속과 유사하게 나타났다. 보통의 파손으로 누수가 발생하는 경우 보통 상부에서 보통 하부보다 파이핑이 발생할 가능성이 큰 것으로 분석되었다.

다. 동수경사 변화

(1) 상류측 누수

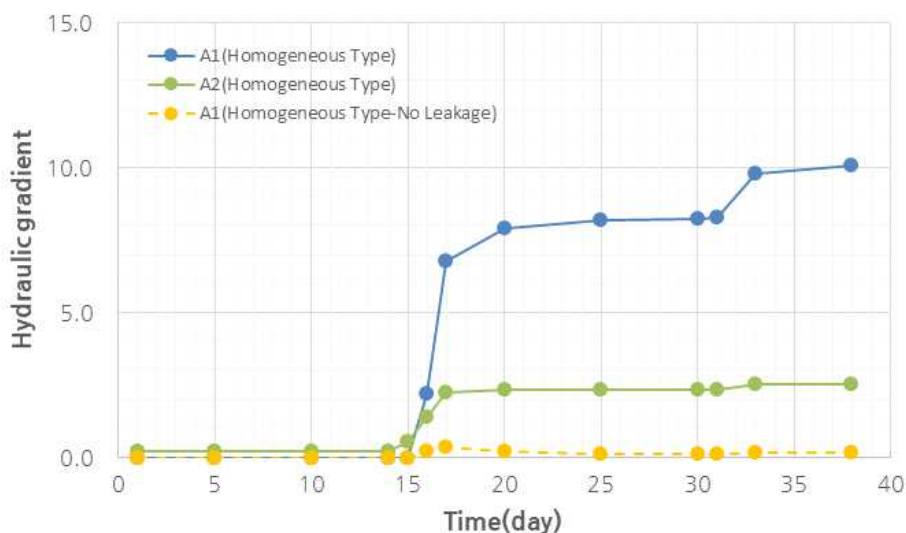
보통상부 누수 위치에서의 동수경사 변화는 수위가 상승함에 따라 동수경사는 급격하게 증가하고 일정한 수위가 유지되는 조건에서는 동수경사의 변화도 미비한 것으로 나타났다.

수위 상승 초기에 보통 하부의 동수경사 상승이 보통 상부보다 먼저 발생하는데, 침투수가 보통 하부에 먼저 도달하여 나타나는 것으로 판단된다. 보통 상부의 동수경사는 보통 하부의 동수경사와 비교하여 코어형 단면 1.7배, 균일형 단면 4.0배 크게 분석되었다.

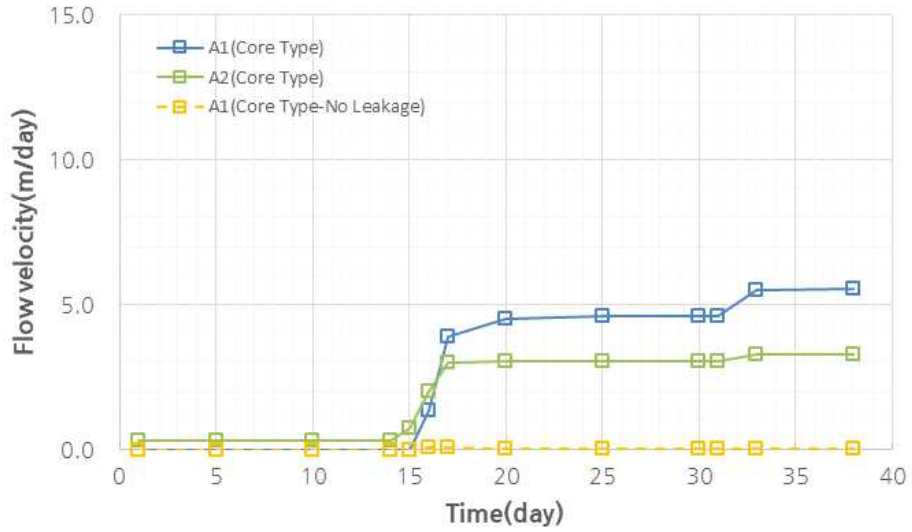
보통 상부, 하부에서의 동수경사는 한계동수경사보다 크게 나타나 파이핑에 의한 제체의 불안정한 가능성이 있는 것으로 판단된다.

[표 2.13] 동수경사(상류 누수)

구 분	비중	간극비	최대동수경사		한계동수경사
	Gs		e	상류사면 누수	
A1(Homogeneous type)	2.61	0.54	10.09	0.15	1.05
A2(Homogeneous type)	2.61	0.54	2.51	-	1.05
A1(Core type)	2.61	0.54	5.54	0.02	1.05
A2(Core type)	2.61	0.54	3.28	-	1.05



(a) 균일형 단면

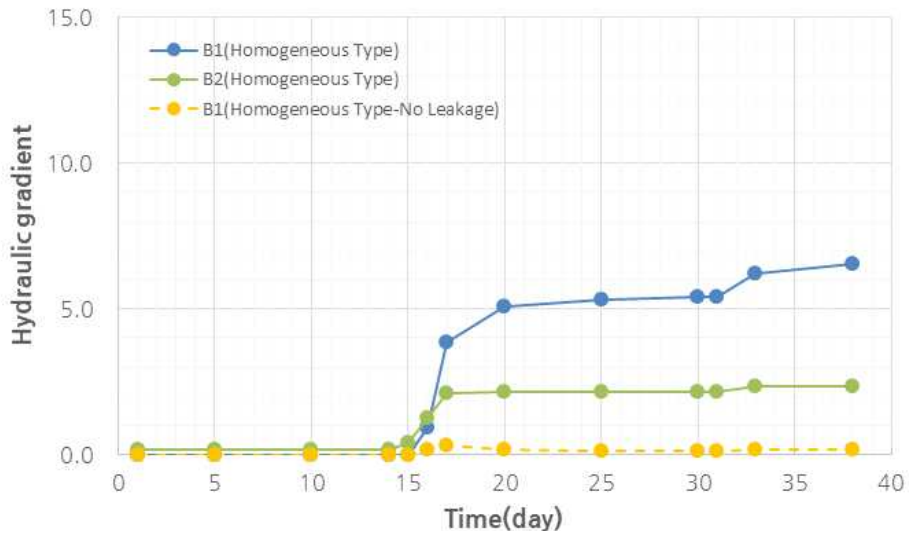


(b) 코어형 단면

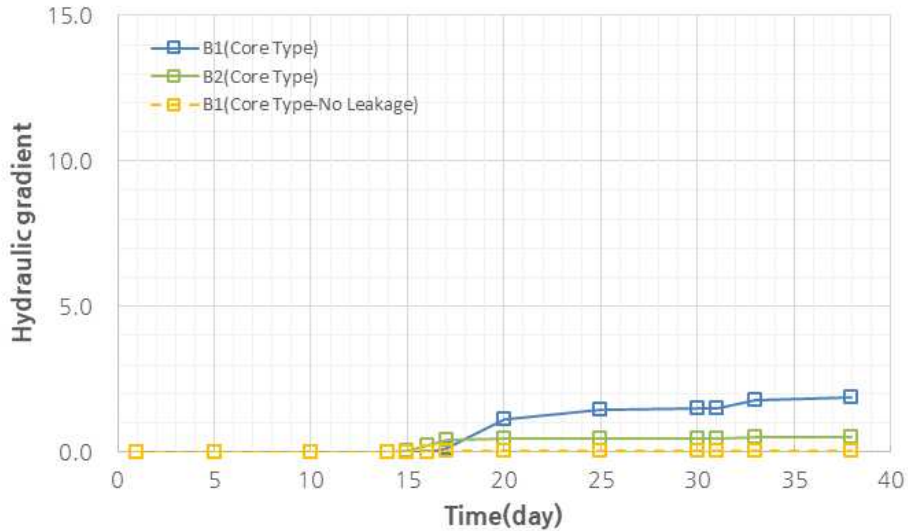
[그림 2.45] 동수경사 변화(상류 누수)

(2) 하류측 누수

복통하부 누수 위치에서의 동수경사 변화는 수위가 상승함에 따라 동수경사는 급격하게 증가하고 일정한 수위가 유지되는 조건에서는 동수경사의 변화도 미비한 것으로 나타났다.



(a) 균일형 단면



(b) 코어형 단면

[그림 2.46] 동수경사 변화(하류 누수)

수위 상승 초기에 복통 하부의 동수경사 상승이 복통 상부보다 먼저 발생하는데, 침투수가 복통 하부에 먼저 도달하여 나타나는 것으로 판단된다. 복통 상부의 동수경사는 복통 하부의 동수경사와 비교하여 코어형 단면 2.78배, 균일형 단면 3.73배 크게 분석되었다.

복통 상부, 하부에서의 동수경사는 한계동수경사보다 크게 나타나 파이핑에 의한 제체의 불안정한 가능성이 있는 것으로 판단된다.

[표 2.14] 동수경사(하류 누수)

구 분	비중	간극비	최대 동수경사		한계 동수경사
	Gs	e	상류사면 누수	누수 없음	ic
A1(Homogeneous type)	2.61	0.54	6.55	0.15	1.05
A2(Homogeneous type)	2.61	0.54	2.36	-	1.05
A1(Core type)	2.61	0.54	1.90	0.02	1.05
A2(Core type)	2.61	0.54	0.51	-	1.05

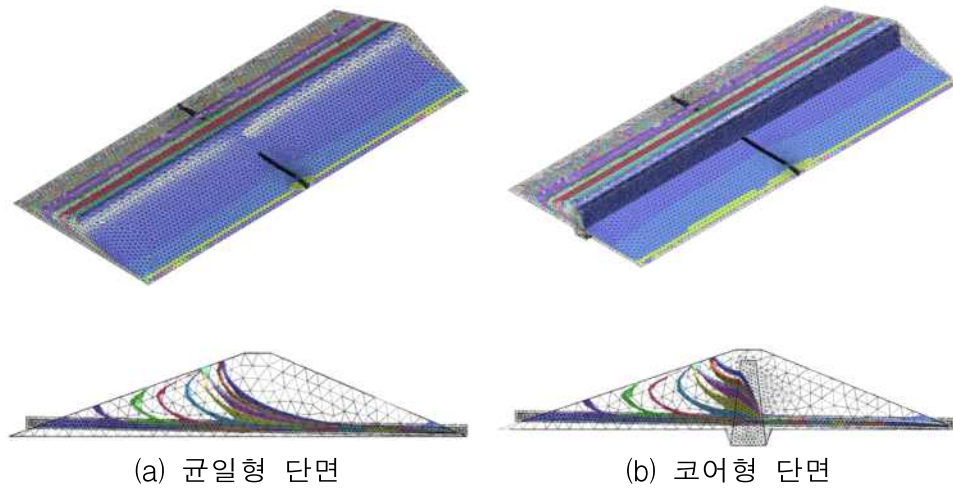
2.2 3차원 침투거동

가. 침윤선 변화

그림 2.47은 복통 내부로 누수가 발생한 경우의 제체 수위 변화에 따른 침윤선의 변화를 볼 수 있다. 코어형 제체의 경우 저수위 일때는 침윤선이 복통의 하부위치 하류사면에 형성되지만, 수위상승후 부터는 침윤선이 상승하는 것으로 나타났다. 균일형 단면에서는 코어형 단면 보가 같은 침윤선이 상부에 위치하는 것으로 나타났다.

누수 발생시 코어형 단면의 경우 수위가 상승하는 과정에서 복통의 누수의 영향을 받아 침윤선이 누수가 발생하지 않는 단면보다는 침윤선이 집중하는 것으로 나타났으며, 침윤선이 저하

하는 것으로 나타났다. 침윤선이 저하하는 현상은 균일형 단면에서도 동일하게 분석되었다. 침윤선의 변화는 균일형 단면에서 코어형 단면보다 크게 나타났다.

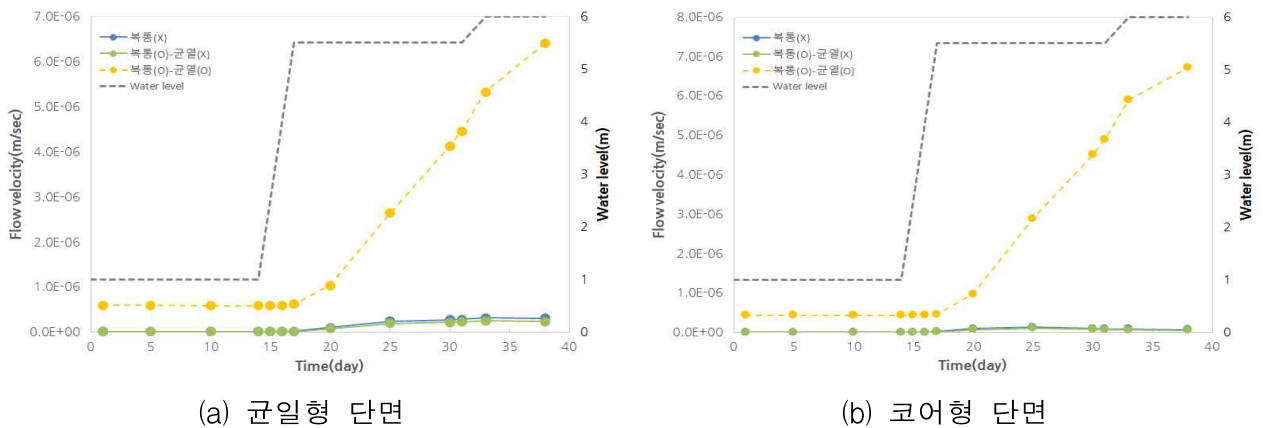


<그림 3-47> 침윤선 변화(3차원)

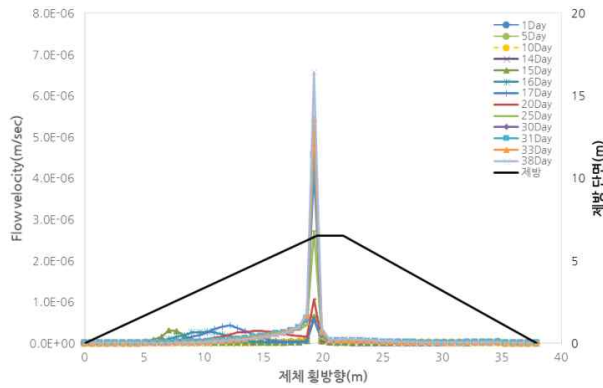
나. 유출속도 변화

상류측 누수가 발생할 경우 누수위치에서의 수위변화에 따른 유출속도의 변화를 그림 2.48에 나타냈고, 누수위치에서 유출속도가 변화하는 결과를 그림 2.49에 나타냈다.

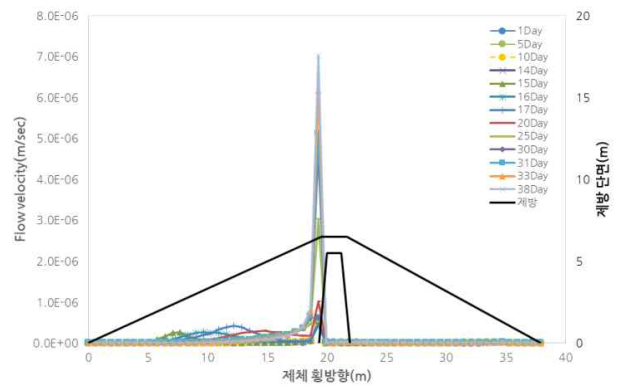
수위가 상승하면서 누수 발생 위치에서의 유출속도가 증가하는 것으로 나타났지만, 2차원 해석과는 다르게 고수위 상태로 일정하게 유지되어도 누수위치에서의 유출속도가 계속 증가하는 것으로 나타났다. 균일형 단면과 코어형 단면에서 유사한 분석결과가 나타났다.



[그림 2.48] 유출속도 변화(3차원)



(a) 균일형 단면



(b) 코어형 단면

[그림 2.49] 유출속도 변화(3차원)

제3장 농업용저수지 제체 월류 붕괴 방지 기술 개발

제1절 저수지 제체 보호기술 대형모형실험

1. 대형모형실험

가. 축소모형실험을 위한 상사 법칙

실내모형실험은 원형과 상사관계에 있다고 가정하여 상사치를 구한 후 현상을 예측하는데 광범위하게 이용되고 있다. 모형에서 측정된 결과를 원형에 적용하기 위해서는 상사법칙이 성립되어야 하는데 일반적으로 기하학적 상사(길이비, 면적비, 체적비), 운동학적 상사(시간비, 가속도비, 속도비, 유량비), 동력학적 상사(힘의 비, 질량비)법칙이 적용된다.

일반적인 상사치의 가정조건은 실물에 사용된 재료는 하나의 물리적 공학적 특성 (응력, 변형률, 시간 등)을 가지고 있고, 모형의 재료는 실물의 재료와 동일한 물리적 공학적 특성을 가진다는 가정조건이 성립된다는 조건에서 유도된다.

상사법칙은 적용한계가 있고 엄밀한 이론적인 측면에서 운동현상을 완전하게 상사법칙으로 구현하기는 불가능하지만, 축척비의 선정이 적합하다면 현장에서 만족할 수 있을 정도의 결과를 재현할 수 있다. 그러나 여러 가지 물리량에 따라 축소모형에서 나타난 결과는 실제와는 다른 거동을 나타내기 때문에 축소모형에서 측정하고자 하는 부분이 현장에서도 적용가능한가를 미리 파악하여야 한다.

저수지에서는 중력과 관성력이 지배하고 Froude number가 같으면 역학적 상사법칙이 근사적으로 성립한다. 저수지 제체는 자유 수면이 존재하고 수위조건에 따라 침투조건이 크게 변화하기 때문에 원형과 모형에서의 중력비와 관성력비가 동일한 조건으로 해석할 수 있다.

상사법칙을 만족하기 위한 기하학적 조건은 $l_m/l_p = n$ 이다. (l_m, l_p : 모형 및 실물 길이) 운동학적 상사 조건에서 시간, 유속 및 투수계수는 다음과 같다.

$$t_m/t_p = n^{1/2}, v_m/v_p = n^{1/2}, k_m/k_p = n^{1/2} \quad (1)$$

본 모형에서는 Darcy 법칙이 적용되고 실내모형축척이 1/30이며, 모형에서 사용한 흙이 원형과 동일재료로 사용하였으므로 입자크기 변환계수 N=1이고 상사법칙을 적용하면 (표 3.1)과 같다.

[표 3.1] 모형실험 상사비

Definition	Dimension (MLT)	Scale factor (model/prototype)	Scale ratio (1/30)
Length	L	l_m/l_p	0.033
Time	T	t_m/t_p	0.183
Density	ML^{-3}	D_m/D_p	0.95
Force	MLT^{-2}	F_m/F_p	3.02E-05
Stress	$ML^{-1}T^{-2}$	σ_m/σ_p	3.16E-02
Quality	$L^{-3}T^{-1}$	Q_m/Q_p	2.02E-04

나. 저수지 모형 축조

실내축소모형은 제체재료의 입도분포와 다짐도 등에 많은 영향을 미치기 때문에 원형과 다른 거동을 나타나게 된다. 수리모형실험의 축척은 원형에서 구하고자 하는 거동에 따라서 축척 범위도 다르게 결정되지만 본 연구에서는 상사법칙의 효율성과 실내모형실험규모의 여건 등을 감안하여 1/30으로 결정하였다.

모형은 길이(L) 270cm×폭(W) 680cm×높이(H) 95cm로 콘크리트와 철제 및 아크릴로 제작하였고, 비탈면 경사는 1:2.0(하류사면), 1:2.5(상류사면)으로 모형을 제작하였다.

여수토는 모형의 뒤 쪽에 나무 합판(두께=2.0cm)을 이용하여 현장저수지 표고를 기준으로 1/30로 축소하고, 방수로 마루표고가 만수위에서 월류되도록 약 41cm로 하였고, 방수로 폭은 20cm로 설치하였다. 실내대형모형 토조는 콘크리트와 철제 및 아크릴로 제작하였고, 토조 내부에는 실리콘 및 방수페인트로 처리하여 누수를 방지하였다.

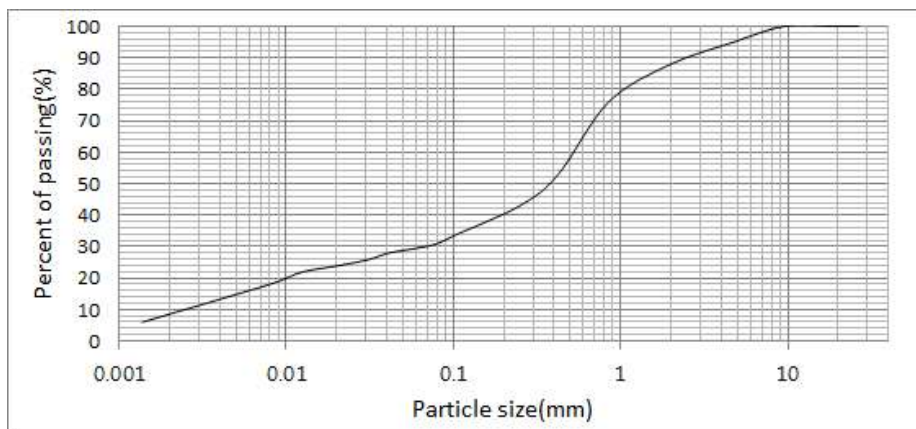
실험대상저수지는 공주시 OO저수지로 제체는 Zoned Fill-type으로 축조 년수(1964년)는 50년 이상 경과되었다. 이러한 형식의 노후화된 저수지는 전체저수지의 82%(50년 이상)정도이고, 앞으로 노후화된 저수지를 리모델링할 경우에 제체의 코어, 경사 및 수평필터가 정상적이라는 판단하에 설계 시공되고 있지만, 실제 제체의 코어와 필터는 너무 오랜 기간이 경과되어 본래의 기능을 할 수 없는 상태가 대부분이다.

이러한 저수지는 균일형 형식으로 볼 수밖에 없고 이와 같은 상태에서 이상강우에 의한 월류 및 파이핑 현상이 발생하였을 경우는 붕괴가능성이 매우 높을 것으로 판단된다. 따라서 균일형 형식의 저수지에 대한 붕괴거동을 파악하여 앞으로 노후화된 저수지의 효율적인 리모델링 방법과 현장실용화 방안을 제시하는데 적합하다고 판단하여 연구대상 저수지로 선정하였다.

실험에 사용된 시료는 성토재는 OO저수지 토취장에서 채취하였고, 사용된 시료의 물리적 성질, 역학적 성질 및 입도곡선은 표 3.2 및 그림 3.1과 같다.

[표 3.2] 사용된 흙의 지반특성

Sample	G_s	PI (%)	k_v (m/s)	W_{opt} (%)	γ_{dmax} (KN/m ³)	c (kPa)	ϕ°	USCS
Embankment	2.65	9.2	2.37E-05	8.6	17.75	16.7	24	SC



[그림 3.1] 흙의 입도곡선

다. 모형실험 방법

월류에 의한 저수지 붕괴 현상은 가장 취약한 댐마루 사면전 부분부터 침식으로 붕괴가 시작되고, 월류가 진행됨에 따라 하류사면 표면으로 흐르던 물이 사면내부로 침투하여 침식을 확대시키면서 점차로 커지는 점진적 붕괴 형태를 나타낸다.

월류에 의한 제방 붕괴 속도는 침투나 세굴에 의한 붕괴보다 훨씬 빠르고 계획홍수량 이상의 홍수량이 발생하거나 제체의 여유고가 작을 경우 발생한다. 저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 둑마루 폭, 사면 경사 등에 따라 다르게 나타나지만 단기적 및 장기적으로 적합한 보강방법을 적용하면 붕괴에 걸리는 시간을 길게 할 수 있어 제체를 안정시키는데 큰 역할을 할 수 있다.

실험은 이상강우에 의해 홍수량을 여수토에서 정상적으로 처리할 수 없어 댐마루로 월류되었을 경우를 모사하여 붕괴형태와 공극수압 변화를 분석하였다.

모형저수지는 현장저수지를 1/30로 축소하여 높이(H) 51cm, 폭(W) 270cm, 길이(L) 250cm로 축조하였고, 이상강우에 의해 댐마루(51cm)로 월류되는 월류량은 유량공급조절장치를 통하여 월류심을 조절하였다. 나머지 유입량은 여수토 방수로로 통하여 하류부로 유출되도록 미리 토조에서의 유량검증을 통하여 조절하였다.

실험은 상류측에 만수위(41cm)와 홍수위(44cm)를 기준으로 담수를 시작하여 제체내로 충분히 침투하여 정상 침투가 이루어졌다고 판단될 때 측정하고, 상류사면, 댐마루, 하류사면에서 공극수압을 측정하였다.

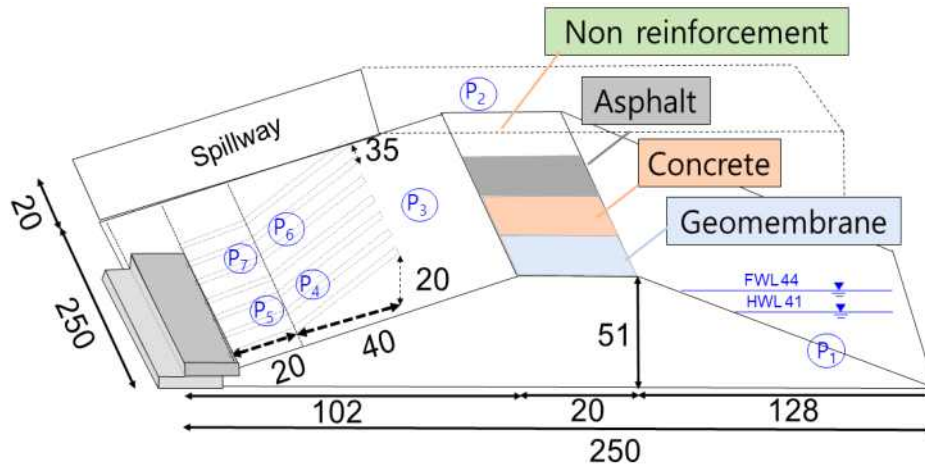
실험방법은 노후화된 균일형 저수지가 이상강우에 의해 월류될 경우, 댐마루의 영구적인 보호공법으로 콘크리트 및 아스팔트를 사용하고, 응급적 방법으로 차수시트를 사용하였으며, 하류사면 비탈면에는 월류에 의한 사면선 보강을 위해 Gabion 옹벽을 설치하여 붕괴형태와 붕괴억제 효과를 비교분석하였다.

라. 계측기 매설

제체를 구성하는 성토재 내부에 작용하는 공극수압을 측정하기 위해 <그림 3.2>와 같이 공극수압계 (P) 7개를 각각의 위치에 매설하였다. 공극수압계의 매설위치는 제체의 상류사면 P1, 댐마루 P2, 하류사면 중앙 P3, 쇄석으로 포설된 수평 및 경사필터 경계부 P4, 모래로 포설된 수평 및 경사필터 경계부 P6, 쇄석으로 포설된 수평필터사이 성토존 P5, 모래로 포설된 수평필터사이 성토존 P7에 매설하였다.

매설깊이는 상하류사면의 침윤선이 위치하는 지점을 고려하고 월류 시 공극수압 측정 시 비교가 용이하도록 제체 하부로부터 P1:20cm, P2:43cm, P3:20cm, P4, P6:5cm, P5, P7:5cm 떨어진 지점에 매설하였다. 계측기는 모형 토조내 적용할 수 있는 초소형 크기의 공극수압계 (정격용량: 50kPa)를 사용하였고, 각각의 측정값은 Data Logger와 Computer에 의해 자동적으로 저장하도록 하였다. 댐마루 보강 단면은 각 단면별로 길이 60cm, 폭 40cm, 두께 2cm 로 포설하였다.

저수지는 균일형 형식으로 제체 모형 축조에 사용된 시료는 균질한 상태로 포설하기 위하여 12mm체를 통과한 시료만 사용하였다. 다짐은 최적 함수비 습윤층 2%~4% 범위에서 조절하였고, 다짐 시 밀도를 균일하게 하기 위하여 먼저 1층을 약 5~10cm 가량 포설한 후 최대건조밀도 (17.75kPa)의 90%~95%로 다짐을 하였다.



(a) 모형실험 단면 및 계측기 매설위치



(b) 댐마루 보호단면

[그림 3.2] 축조모형 단면과 계측기 매설위치

2. 월류에 의한 댐마루 보호공법 모형실험

가. 댐마루 보호공법 모형실험

일반적으로 월류초기단계에서는 지속시간이 오래 걸리고 월류량이 급증하면서 붕괴폭이 점차로 발달하며 침투월류단계에서는 급격히 붕괴되면서 지속시간이 짧아진다.

모형축조 완료 후 월류 전까지 만수위와 홍수위 상태에서 제체에 충분한 침투가 이루어지도록 하였고, 이상강우시에는 홍수량이 점차적으로 증가하므로 이를 가정하여 유량공급조절장치를 통하여 월류량을 증가시키고 나머지는 방수로로 방류되도록 하였다.

월류 초기단계에서는 유량공급장치를 통하여 홍수량을 0.69 L/s(월류수심:0.5cm)로 일정하게 공급하고 나머지는 여수토(0.28 L/s)로 방류되도록 하였다. 월류량 증가 단계에서는 월류량을 2.58 L/s(월류수심: 1.8cm)로 증가하면서 붕괴 형태를 분석하였다.

그림 3.3은 무보강, 아스팔트, 콘크리트 및 차수시트로 보강한 경우의 붕괴형태를 나타낸 것이다.

나. 월류시 제체사면의 붕괴형태

무보강 조건에서는 월류가 시작되면서 하류사면에서 여러 개의 세굴방향이 나타났고 점차적으로 댐마루 부분으로 이동하면서 붕괴 폭과 깊이가 확대되었고, 최종적으로 붕괴 폭 40cm~60cm, 깊이 12cm~25cm로 크게 나타났다. 이러한 조건에서는 월류에 대한 저항성이 전혀 없고, 하류사면 비탈면에 Gabion 옹벽이 설치하지 않았기 때문에 하류사면이 완전히 붕괴되는 것으로 나타났다.

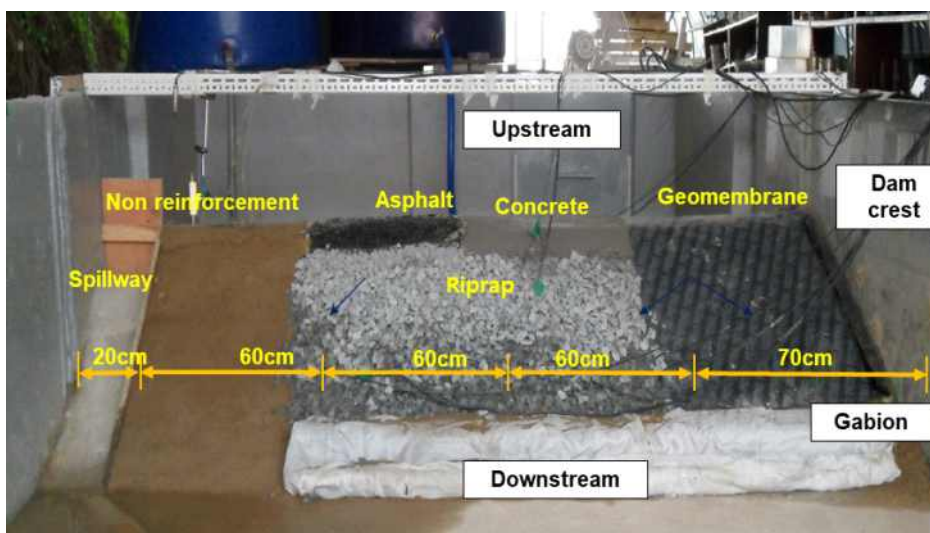
아스팔트로 보강한 조건에서는 댐마루는 월류에 대해 안정하였고, 무보강 성토존과 접촉부에서 성토재의 붕괴로 일부가 약간 붕괴되었으며, 하류사면 선단에서는 Gabion 옹벽의 영향으로 붕괴가 발생되지 않았다. 이와 같은 조건으로 댐마루에서 상류사면 사석 접속부까지 포설하고, 댐마루에서 하류사면의 일정부분까지 시공한다면 사석존과의 접합효과로 월류 저항성을 증가시킬 수 있을 것으로 판단된다.

콘크리트로 보강한 조건에서는 댐마루는 월류에 대해 안정하였고, 콘크리트 자체의 저항성은 크게 나타났으나 하류사면 사석과 경계부가 유속에 의한 세굴로 점차적으로 붕괴영역 증가하였으며, 붕괴 폭 15cm~23cm, 깊이 16~19cm로 나타났다. 이와 같은 조건에서는 아스팔트 조건과 동일하게 댐마루에서 상류사면 사석접속면까지 콘크리트를 연장하여 포설하고, 댐마루에서 하류사면 사석접속면까지 시공한다면 경계부 세굴로 인한 붕괴확대를 억제할 수 있을 것으로 판단된다.

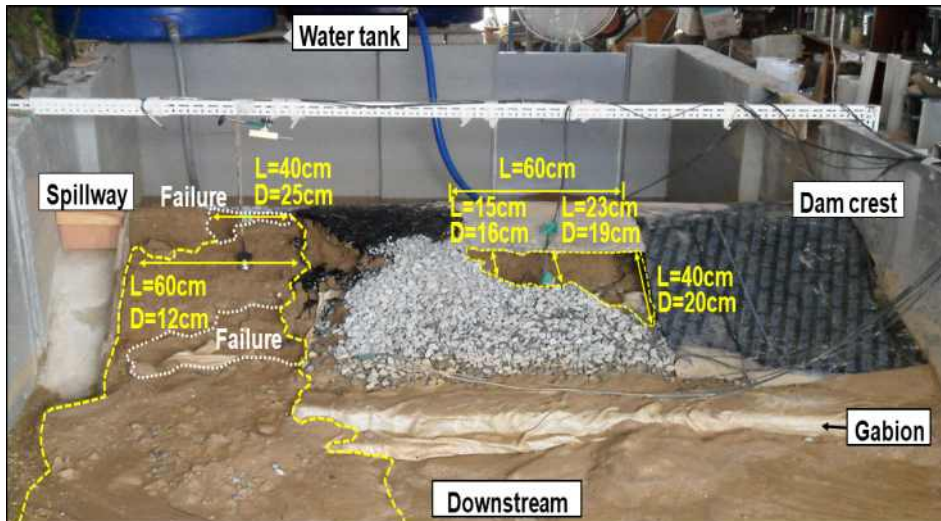
차수시트로 보강한 조건에서는 댐마루는 월류에 대해 안정하였고, 하류사면에서도 세굴이 발생되지 않아 응급적인 보호공법으로 안정한 것으로 나타났다.

실험동안 붕괴억제시간은 아스팔트, 콘크리트, 차수시트로 보강한 경우가 무처리 조건보다 전체적으로 약 1시간 40분정도 붕괴를 지연시킬 수 있는 것으로 나타나 월류시 재해를 예방하는데 매우 효과적인 방법으로 판단된다.

하류사면 선단에 설치한 Gabion 옹벽은 월류시 세굴 및 침식에 의한 사면안정성을 증가시키는 것으로 나타났다. 또한 만수위 또는 홍수위시에는 하류사면으로 누수되는 침투수를 빠르게 배출시켜 침윤선을 저하시키므로써 파이핑에 대한 안정성을 증가시킬 수 있을 것으로 판단된다.



(a) 실험전(t=0)



(b) 최종단계(t=1:40)

[그림 3.3] 월류시 제체 사면의 붕괴형태

다. 월류시 공극수압의 변화

저수지 제방의 월류로 인한 붕괴는 다짐도, 축조재료, 둑마루 폭, 사면 경사 등에 따라 다르게 나타나지만, 월류시 제체의 붕괴형태와 붕괴속도 여부를 파악하고 월류시 제체내에서 어떠한 거동을 하는지를 예측기를 통하여 안정성을 평가하는 것은 매우 중요하다. 수위가 상승하면 성토재는 비압밀 비배수 상태가 되어 사면 안전율이 감소하게 되고, 월류가 발생되면 제방 붕괴 속도는 매우 빠르게 진행된다.

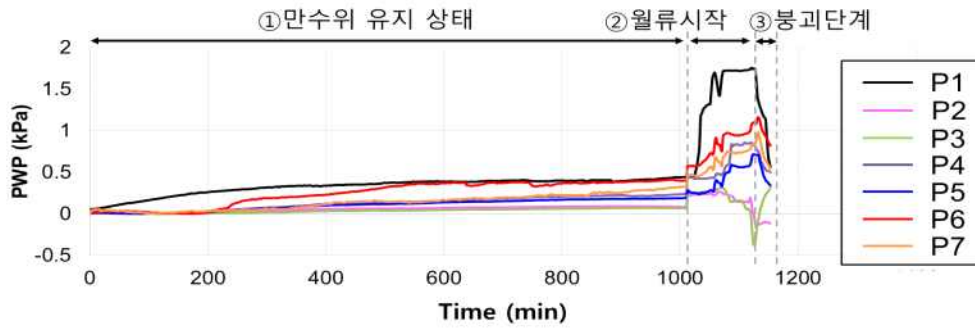
그림 3.4>는 월류시 공극수압 변화를 나타낸 것으로, 만수위(41cm)까지 담수하여 일정하게 유지시키고 약 1,030분 후에 월류를 시작하여 붕괴단계까지 약 130분 동안 각 위치에서의 변화를 측정하는 것이다. 홍수량 조절은 유량공급장치를 통하여 일정하게 공급하고 나머지는 여수토로 방류되도록 하였다. 이상강우를 모사하여 점차적으로 홍수량을 증가시키면서 월류수심을 측정하고 붕괴에 이르도록 유도하였다.

만수위 상태에서는 상류사면에서의 공극수압 (P1)이 가장 크고, 모래필터(P6, P7), 쇄석필터 (P4, P5), 댐마루(P2), 하류사면 상부(P3) 순으로 나타났다.

월류시작 단계(약 105분 동안)에서는 P1, P4, P5, P6, P7에서는 점차적으로 증가하였고, P2, P3에서는 댐마루와 하류사면 상부에 위치하기 때문에 월류 후에 약간 감소하였다.

월류 후 붕괴단계(약 25분)에서는 모든 위치에서 공극수압이 감소하는 것으로 나타났다.

공극수압은 매설위치마다 변화량은 다르지만 성토재, 모래필터, 쇄석필터의 침투특성으로 인하여 제체내에서의 거동을 매우 정확하게 알 수 있기 때문에 제체 위치별로 붕괴 가능성을 미리 판단하는데 유용한 자료로 이용할 수 있다.



[그림 3.4] 월류시 공극수압의 변화

3. 월류 유도수로 모형실험

3.1 월류 유도수로 조건

농업용 저수지는 이상 강우시 월류의 위험이 높고, 붕괴로 인한 하류지역의 인명과 재산피해가 크게 발생하고 있다. 농업용저수지에는 이상강우에 의한 하류지역의 홍수피해를 줄이기 위하여 유입홍수량과 유출홍수량의 차이인 홍수조절용량을 설정하여 관리함으로써 홍수시 하류 하천과 농경지의 침수피해를 저감시키고 있다. 홍수조절용량을 확보하지 않는 저수지 중에서 하류지역에 피해가 예측되는 경우에는 이상홍수에 대비하여 월류유도수로, 비상여수로 등과 같은 비상방류시설이 필요하다.

농업용 댐의 설계홍수량은 200년 확률홍수량, 기왕 최대홍수량, 지역 최대홍수량 중 큰 값을 설계홍수량으로 하며 필댐에서는 20 %를 증가시킨 유량을 기준으로 하되 붕괴에 따른 인적, 물적 피해가 크게 예상 되는 지구는 가능최대홍수량 (PMF)을 설계홍수량으로 한다. 국내 여수로의 설계기준 홍수량은 필댐의 경우 200년 빈도의 저수지 유입 홍수량의 120 % (500 ~1,000년 빈도)를 채택하여 저수지 추적에 의한 방류량으로 사용한다.

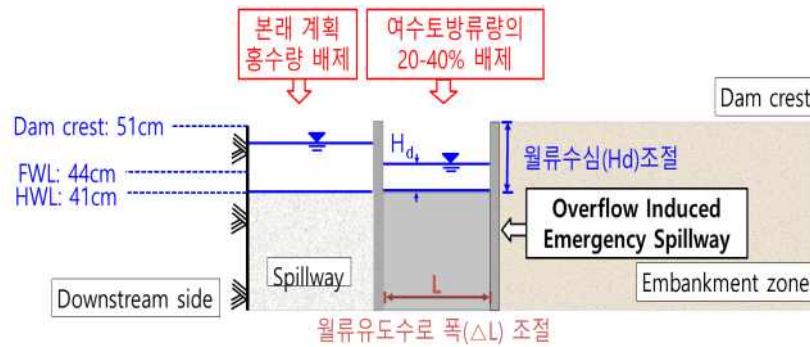
필댐의 댐마루 표고는 홍수위(FWL)에 여유고를 더한 값과 최악의 조건으로 볼 수 있는 가능최대홍수(PMF) 유입 시 여수로의 홍수배제능력의 초과로 상승하는 저수지 최고수위(MWL)에 여유고(H_f)를 더한 값 중 큰 것을 택한다. 홍수조절용량이 없는 댐에서 상시만수위를 기준으로 여유고는 댐의 비탈면 조도에 따라 매우 변화가 크지만 필댐의 여유고 표준은 2~3m가 보통이고 6 m 이상 높은 수문식 여수로를 가진 필댐이라면 3 m 이상의 여유고를 둔다(MAFRA, 2019).

월류유도수로의 규모를 결정하기 위해서는 여수토 방수로에서의 방류량에 따라 결정되어 진다. 월류유도수로는 여수토에서 처리할 수 없는 방류량을 한시적으로 처리하여 저수지 제체 전체가 붕괴되는 것을 방지하는데 목적이 있으므로 규모를 크게 하는 것은 비경제적이고 안정성에도 문제가 있다.

방류시설의 규모는 저수지 규모와 하류지역 홍수피해 정도를 고려하여 결정하되 최소한 1~3 일 내에 홍수기 제한수위 (유효저수량의 70~80 % 수준에서 설정)까지 낮출 수 있는 규모로 설치한다. 따라서 여수토 전체방류량의 어느 정도를 월류유도수로에서 처리할 것인가를 분석하여 월류유도수로 폭(L)과 월류수심(Hd)을 합리적으로 결정해야 한다.

그림 3.5는 월류 유도수로 실험 조건을 나타낸 것으로 홍수위를 기준으로 하여 여수토 계획홍수량 (홍수위-만수위)의 20%, 40%를 유도수로에서 방류하는 방법과, 댐마루를 기준으로 하여

계획홍수량(댐마루-만수위)의 20%, 40%를 유도수로에서 방류하는 방법으로 구분하여 실험하였다. 수로 깊이는 월류수심(Hd)의 변화에 따라 조절되고, 수로 폭(L)은 여수토 계획홍수량의 20~40%를 유도수로에서 방류할 수 있도록 방류량을 이론적으로 분석하고 모형실험으로 측정하였다.



[그림 3.5] 월류 유도수로 조건

방류량 계산(Francis formula)은 여수토 방류량을 결정하는데 적용되는 다음 식을 이용하여 이론방류량을 계산하였고 실측치와 비교하였다.

$$Q=C * L * Hd^{1.5} \quad (C : \text{유량계수}, L : \text{길이}, Hd : \text{월류수심})$$

유량계수 C 는 예측곡선 모델을 이용하여 구하였고, 월류수심은 만수위(41cm)와 댐마루 높이(51cm) 차인 0~10cm 범위에서 결정하였으며, 폭(L)은 방류량의 배수능력을 고려하여 10~100cm 범위에서 10cm 씩 단계별로 분석하였다.

3.2 저수지 모형 축조

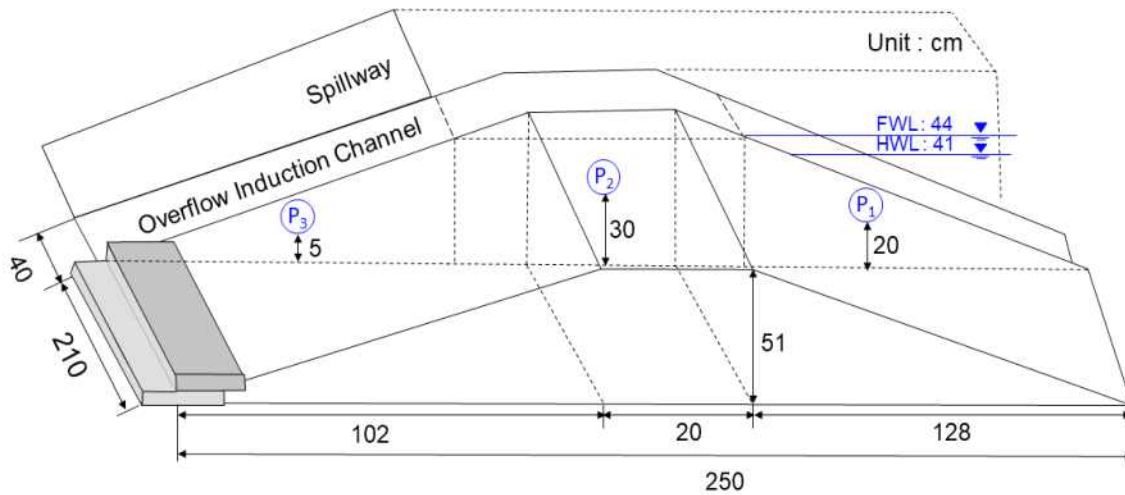
실내축소모형은 제체재료의 입도분포와 다짐도 등에 많은 영향을 미치기 때문에 원형과 다른 거동을 나타나게 된다. 수리모형실험의 축척은 원형에서 구하고자 하는 거동에 따라서 축척 범위도 다르게 결정되지만 본 연구에서는 상사법칙의 효율성과 실내모형실험규모의 여건 등을 감안하여 1/30으로 결정하였다.

전체적인 모형토조는 길이 (L) 270 cm × 폭 (W) 680 cm × 높이 (H) 95 cm로 콘크리트와 철제 및 아크릴로 제작하였고, 모형 제체의 비탈면 경사는 1 : 2.0 (하류사면), 1 : 2.5 (상류사면)으로 적용하였고, 여수토 방수로의 규모는 높이(H) 41 cm, 폭(W)은 20 cm로 설치하였다.

그림 3.6은 모형 제체의 축소 규모와 계측기 매설 위치를 나타낸 것이다. 실험모형의 규모는 높이(H) 51 cm, 길이(L) 270 cm, 폭(W) 250 cm이며, 계측기는 월류유도수로와 제체 경계부인 상류사면에 P1 (매설깊이: 하부에서 20 cm), 댐마루 P2 (매설깊이: 하부에서 30 cm), 하류사면 P3 (매설깊이: 하부에서 5 cm)를 매설하였다.

계측기는 모형 토조 내 적용할 수 있는 초소형 크기의 공극수압계(정격용량: 50 kPa)가 사용되었다. Gabion은 길이 190 cm, 폭 20 cm, 높이 5 cm 철망속에 13 mm 이하 쇠석을 사용하여 2단으로 설치하였다.

제체 모형 축조에 사용된 성토재료는 균질한 상태로 포설하기 위하여 12 mm체를 통과한 시료만 사용하였다. 다짐은 최적함수비의 습윤축 2 - 4% 범위에서 조절하였고, 다짐 시 밀도를 균일하게 하기 위하여 단계별로 약 10 - 20 cm 층씩 형성한 후 최대건조밀도의 90 - 95%로 다짐하였다.



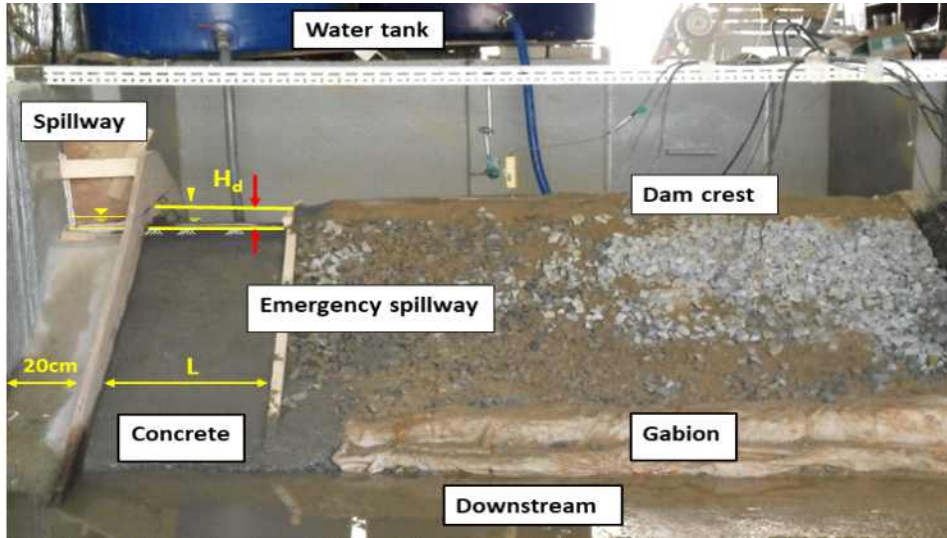
[그림 3.6] 모형 단면도 및 계측기 매설 위치

3.3 월류유도수로 모형실험

그림 3.7은 월류 유도수로를 콘크리트로 축조하고 유도수로의 효과성과 현장 적용성을 대형모형실험으로 분석하였다. 월류 유도수로 폭(L)은 월류수심과 방류량 결과로부터 40cm로 설정하고, 모형실험에서 수조에서 유량조절이 가능한 범위에서 월류수심(Hd)을 0~4.5cm 범위로 조절하였다.

콘크리트로 포설한 유도수로에서 월류수심을 변화시켜 방류량을 측정한 결과, 여수토에서 초과하는 방류량을 효과적으로 처리할 수 있었고 월류시 제체 붕괴현상은 나타나지 않았다. 콘크리트는 재료강성으로 인한 저항성이 높아 안정적으로 방류량을 처리할 수 있기 때문에 현장 적용성이 매우 우수한 방법으로 평가되었다.

월류 유도수로는 여수토에서 처리하지 못하는 이상홍수량을 한시적으로 방류하기 때문에 현장조건에 적합한 월류수로 폭, 월류수심, 재료특성 등을 고려하여 적용한다면 저수지 전체붕괴를 사전에 예방하는데 매우 효과적인 방법으로 판단된다.

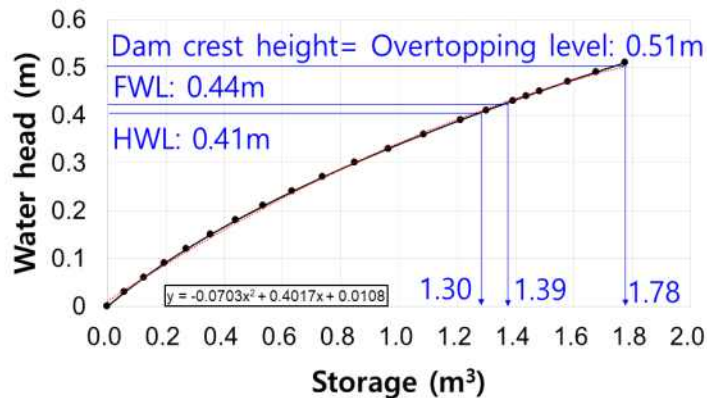


[그림 3.7] 월류유도수로 모형단면

3.4 월류유도수로 모형실험 결과 분석

가. 월류수심과 방류량의 변화

그림 3.8은 모형실험 토조의 수위-저수용량 곡선을 나타낸 것이다. 만수위(41cm), 홍수위(44cm), 댐마루(51cm)에서 저수용량은 각각 1.30 m³, 1.39 m³, 1.76 m³ 로 나타났다. 따라서 만수위에서 댐마루 높이까지 저수용량이 0.48 m³ 이므로 만수위 이상의 홍수량은 여수토에서 처리하고 초과되는 홍수량은 유도수로에서 처리할 수 있도록 계획하여야 저수지 붕괴를 예방할 수 있다.

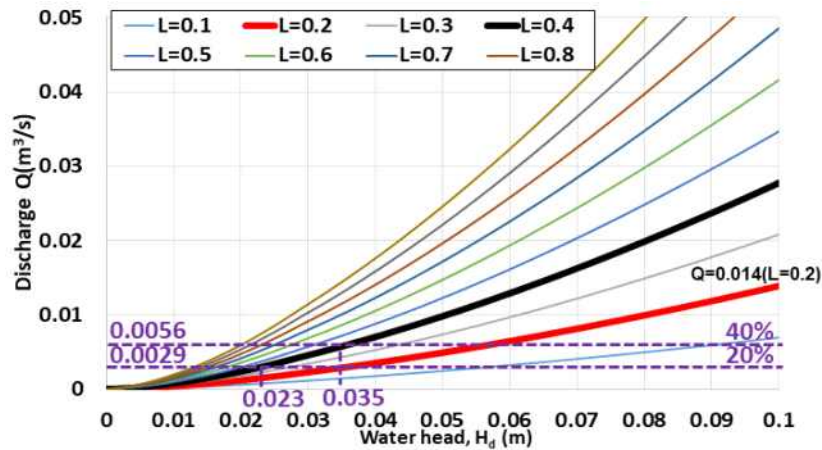


[그림 3.8] 수위-저수용량 곡선

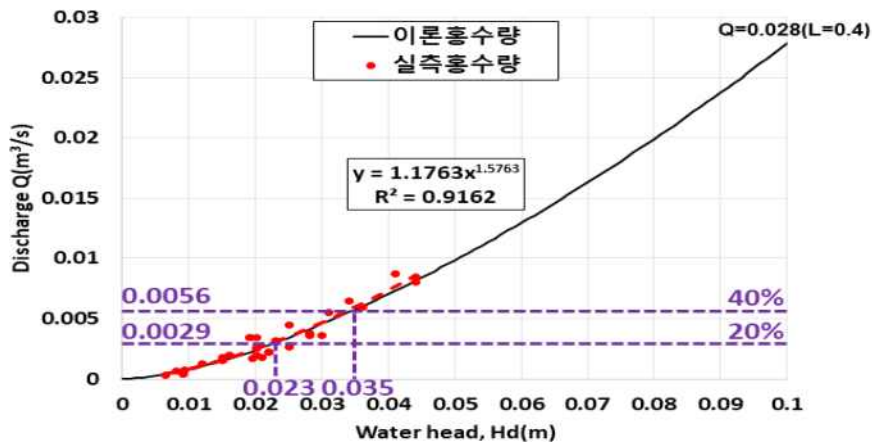
그림 3.9(a)는 월류수심과 폭에 따른 이론 방류량 변화를 나타낸 것으로 월류수심을 댐마루로 기준(51 cm)으로 하였을 경우(H_d : 10 cm), 월류수심이 증가함에 따라 방류량은 지수적으로 증가하고, 월류 폭은 월류수심이 작을 경우에는 약간씩 증가하지만 월류수심이 증가함에 따라 점차적으로 큰 폭으로 증가하는 것으로 나타났다.

월류 유도수로 폭(L)이 40cm일 때, 여수토 방류량의 20% (0.0028 m³/s)를 처리할 수 있는 월

류수심(Hd)은 2.3cm 이고, 여수토 방류량의 40%(0.0056 m³/s)를 처리할 수 있는 월류수심(Hd)은 3.5cm 로 나타났다. 그림 3.9(b)는 월류수심에 따른 방류량 변화를 실측치와 이론치를 비교한 것이다. 실측 방류량은 월류수심이 증가함에 따라 지수적으로 증가하고($Q=1.18 Hd^{1.58}$) 이론방류량과 유사하게 나타났다. 월류 폭(L)이 40cm 이고, 월류수심을 0~4.5cm 범위로 변화시켜 방류량을 측정 한 결과, 월류수심(Hd) 3.5cm 이상에서는 여수토 방류량의 40% (0.0056 m³/s)를 처리 할 수 있는 것으로 나타났다.



(a) Theoretical discharge



(b) Measured discharge

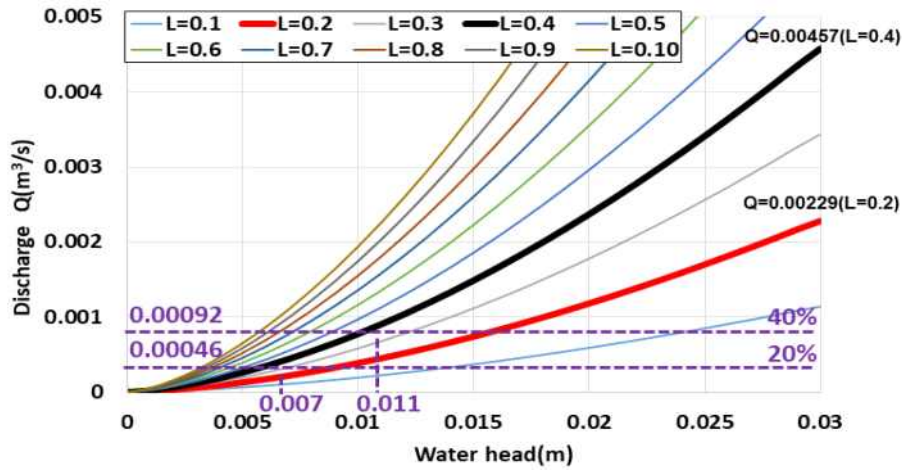
[그림 3.9] 월류수심과 폭에 따른 방류량 변화(Hd : 10cm)

그림 3.25(a) 은 월류수심과 폭에 따른 방류량 변화를 나타낸 것으로 월류수심을 홍수위로 기준(44 cm)으로 하였을 경우 (Hd : 3 cm), 월류수심과 폭이 증가함에 따라 방류량은 급격하게 증가하는 것으로 나타났다.

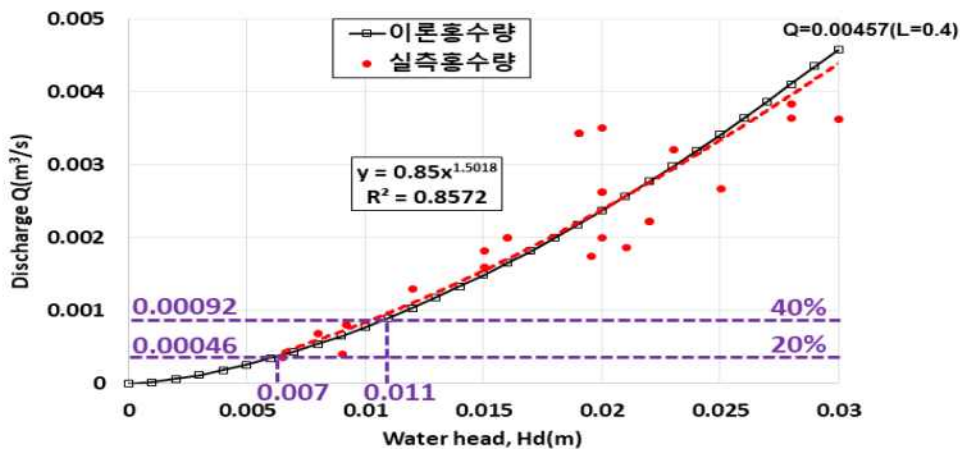
월류 유도수로의 폭(L)이 40cm일 때, 여수토 방류량의 20% (0.00046 m³/s)를 처리할 수 있는 월류수심(Hd)은 0.7cm 이고, 여수토 방류량의 40%(0.00092 m³/s)를 처리할 수 있는 월류수심(Hd)은 1.1cm 로 나타났다.

그림 3.25(b)는 월류수심에 따른 방류량 변화를 실측치와 이론치를 비교한 것이다. 실측 방류량은 월류수심이 증가함에 따라 지수적으로 증가하고($Q=0.85 Hd^{1.50}$) 이론방류량과 유사하게 나타났다.

월류 폭(L)이 40cm 이고, 월류수심을 0~3.0 cm 범위로 변화시켜 방류량을 측정한 결과, 월류수심(Hd) 1.1 cm 이상에서는 여수토 방류량의 40% (0.00092 m³/s)를 처리 할 수 있는 것으로 나타났다.



(a) Theoretical discharge



(b) Measured discharge

[그림 3.10] 월류수심과 폭에 따른 방류량 변화(Hd : 3cm)

나. 모형실험에 의한 공극수압의 분포

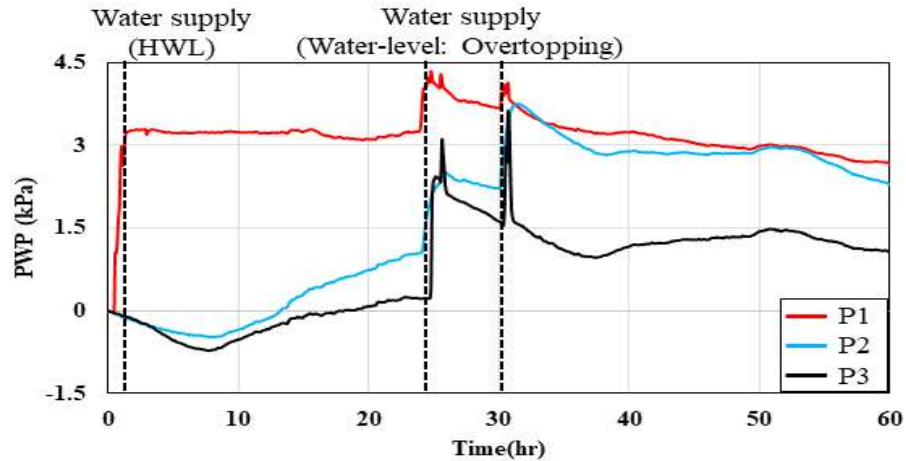
그림 3.26은 월류유도수로와 제체 경계부에서 공극수압 변화를 나타낸 것이다. 공극수압은 제체가 포화될때까지 만수위(h=41cm)상태로 수위를 유지시킨 후에 측정하였다.

상류사면에서는 (P1) 제체 수위가 상승하면서 급격하게 증가하고 만수위 상태로 유지한 후 월류유도수로의 방류량이 상승하면서 급격하게 증가하였다.

댐마루에서는 (P2) 월류수위가 상승하면서 급격한 증가현상을 나타냈고 최대수위인 약 30시간 정도에서 가장 큰 공극수압을 나타냈다. 월류시 댐마루 제체와 콘크리트로 축조된 월류유도수로 접촉부는 가장 취약한 지점으로 공극수압을 상승시킨다. 이러한 위치는 파이핑 위험가능성이 크기 때문에 댐마루에 코어를 설치하거나 댐마루 상류부와 하류부를 Parapet과 같은 구조물로 연결하여 방류량을 유도할 필요가 있다.

하류사면에서는 (P3) 월류수위가 상승하면서 급격하게 증가하였고 최대방류량에서 급격하게

증가한 후에 감소하였는데 이는 하류사면에서 일시적으로 배수가 지연되었기 때문으로 판단된다. 이와 같이 하류사면선 부근에서는 월류유도수로에서의 방류량 집중으로 공극수압이 증가하게 되므로 이를 억제하기 위해서는 배수로를 설치하여 여수토 방수로와 연결해야 할 것으로 판단된다.



[그림 3.11] 월류유도수로에서의 공극수압 변화

4. 3차원 수치해석에 의한 월류유도수로의 침투특성

4.1 해석 조건

침윤선의 위치 결정은 저수지 안정성 검토에 반드시 고려해야 하고, 침윤선의 상승은 제체내의 침투수량을 증가시켜 동수경사를 커지게 하고, 공극수압을 상승시켜 유효응력이 감소되므로 파이핑 위험가능성을 더 커지게 한다.

저수지 제체는 흙 재료의 투수성, 구조물의 상재하중 등 수리학적 경계의 영향을 받기 때문에, 시간경과에 따른 수압의 변화는 일정하지 않다. 따라서 실제 제체 내부에 작용하는 침투거동을 모사하기 위해서는 흙 간극 내부의 물의 흐름과 하중으로 인한 지반 변형을 동시에 반영할 수 있는 응력-침투 완전연계 해석(Fully-coupled analysis)이 적합하다. 응력-침투 완전연계 해석은 침투해석에 의한 결과가 응력해석에 활용되고, 응력해석결과 발생한 지반의 변형이 다시 지반의 투수특성에도 영향을 미치는 양방향 해석으로 수위조건을 고려한 침하 및 부재력 변화 등의 평가가 가능하다.

저수지 제체를 구성하는 해석 단면은 실내모형과 동일한 시간조건에서 하류사면의 필터조건에 따른 침투특성을 분석하였다. 내부침식에 따른 붕괴현상을 최대한 구현하기 위하여 각 절점별 동수경사 정보의 처리가 가능한 3-D 유한요소해석 프로그램인 MIDAS GTS NX을 이용하였다(MIDAS GTS NX, 2019). 제체를 구성하고 있는 성토존, 콘크리트, gabion은 임의의 방향에 대하여 동일한 성질을 가지는 등방성 재료로 설정하였고, gabion 등의 강성 구조물은 과잉간극수압을 허용하지 않도록 배수조건을 적용하였다.

침투해석은 실내모형실험과 동일한 조건에서 댐마루를 기준(51 cm)으로 하였을 경우(Hd : 10 cm)에 월류 폭(L)이 40cm 이고, 월류수심(Hd) 3.5 cm 이상에서 여수토 방류량의 40% (0.0056

m3/s)를 처리할 수 있도록 하였다.

표 3.3은 실험에 사용된 재료의 물성 정보를 나타낸 것이다. 토질 정수는 실내 시험치를 사용하였고, 성토재료는 Mohr-coulomb 모델, 콘크리트는 Elastic model을 사용하였다.

[표 3.3] 수치해석에 사용된 재료의 물성

Model	Unit weight (kN/m ³)	Permeability coefficient (m/s)	Cohesion (Kpa)	Angle of Internal friction(ϕ)	Young's modulus (kPa)	Poisson's ratio(ν)	USCS
Embankment	20.88	2.37E-007	16.7	24	25,000	0.35	SC
Core	19.57	3.11E-008	34.3	9	20,000	0.45	CL
Gabion(CS)	22.56	2.55E-003	0	45	100,000	0.23	SP
Geotextile	0.008	3.00E-003	0	0	42,000	0.3	-
Concrete	25	1.00E-012	0	60	20,000,000	0.15	-

4.2 수치해석 결과 분석

가. 공극수압 분포

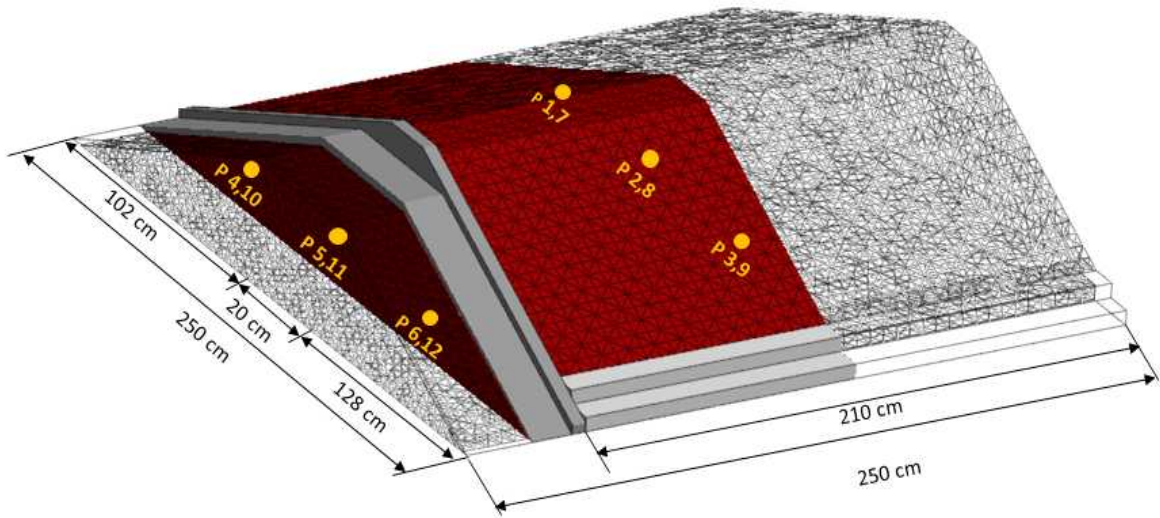
그림 3.12는 월류유도수로에서의 공극수압 측정위치를 나타낸 것이다. 그림 3.28은 월류유도수로와 저수지 제체에서 Gabion 설치 유무에 따라 공극수압 변화를 나타낸 것이다. 공극수압계는 제체와 월류유도수로의 상류사면, 댐마루, 하류사면에 매설하여 공극수압을 비교하였고 수위조건은 모형실험과 동일한 조건에서 분석하였다.

Gabion이 미설치된 조건에서의 공극수압은 수위가 상승함에 따라 급격하게 증가하였고 월류유도수로로 홍수량을 방류하는 동안에는 일정한 공극수압을 나타냈다.

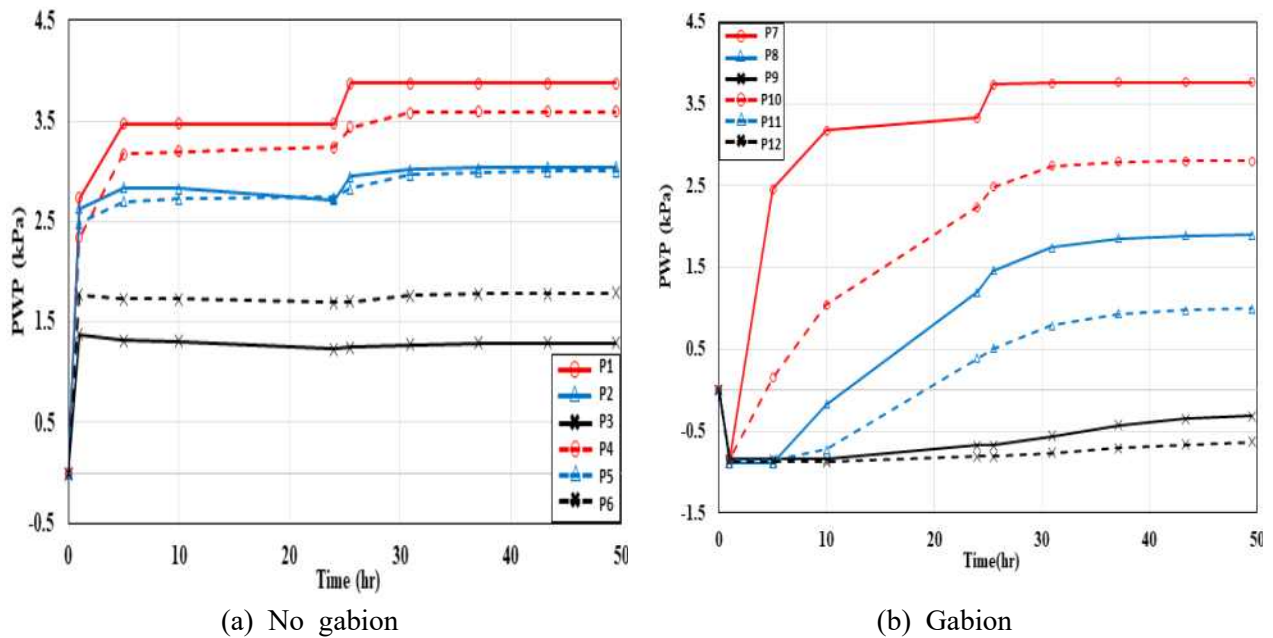
월류유도수로에서의 공극수압은 상류사면(P4)과 댐마루(P5)에서 제체 중앙부의 상류사면(P1)과 댐마루 (P2)보다 약간 작게 나타났고, 하류사면(P6)에서는 배수지연으로 인하여 제체 중앙부(P3)보다 약간 더 크게 나타나서 유도수로 하류사면 끝에서는 보강이 필요한 것으로 판단된다.

Gabion이 설치된 조건에서의 공극수압은 수위가 상승함에 따라 완만하게 증가하였고 월류유도수로로 홍수량을 방류하는 동안에는 일정한 공극수압을 나타냈다.

월류유도수로에서의 공극수압은 상류사면(P10)과 댐마루(P11)에서는 제체 중앙부(P7, P8)보다 매우 작게 나타났고, 하류사면(P12)에서는 빠른 투수성으로 인하여 제체 중앙부 (P9)보다 약간 작게 나타났다. 내부침식에 의해 하류사면의 붕괴 가능성이 높은 것을 감안하면, Gabion이 설치된 조건에서는 공극수압의 저감효과가 더 크게 나타나서 현장 적용시 내부침식을 감소시킬 수 있을 것으로 판단된다.



[그림 3.12] 월류유도수로에서의 공극수압 측정 위치

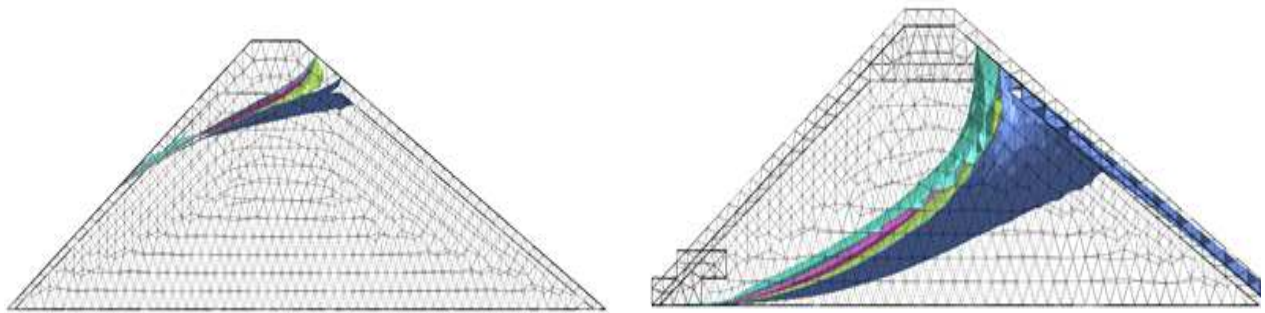


[그림 3.13] 공극수압의 분포

다. 침윤선 분포

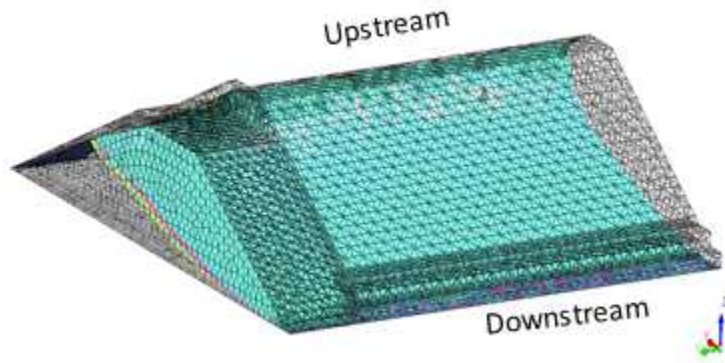
그림 3.14는 월류유도수로에서 시간에 따른 침윤선 분포를 나타낸 것이다. 시간 0~ 86,400 초 (약 24시간)까지는 만수위를 유지하고, 시간 91,800 초(약 26시간)부터 수위를 상승하여 일정한 상태에서 침윤선 변화를 분석하였다. Gabion이 설치되지 않았을 경우 (a)의 침윤선은 하류사면에 중간에 집중하고 있어 불안정한 상태를 나타냈지만, Gabion이 설치된 경우 (b)에는 우수한 배수기능으로 하류사면의 침윤선을 저감시켜 파이핑에 대한 안정성을 크게 증가시키는 것으로 나타났다.

월류유도수로에서의 침윤선 (c)은 수위 상승에 따라 점차적으로 증가하지만 파이핑 위험성은 나타나지 않았고, 월류유도수로 하부는 흙으로 축조되어 있기 때문에 주변의 제체를 통해 월류유도수로의 하부로 침투되어 침윤선이 형성되는 것으로 나타났다. 따라서 이 부분은 취약한 위치이므로 침윤선을 저감하기 위해 보강이 필요한 것으로 판단된다.



(a) No gabion

(c) Gabion



(c) Distribution of seepage

[그림 3.14] 시간에 따른 침윤선 분포

라. 파이핑에 의한 안정성 평가

농업용 저수지에서 내부침식으로 인한 붕괴는 대부분 월류유도수로를 포함한 구조물과 제체 재료와의 경계면 접촉부에서 발생하기 쉽다. 따라서 이와 같은 취약지점은 저수지 제체의 안정성에 심각한 영향을 미치고 있고, 경계면 접촉부에서 발생하는 내부침식은 곧바로 제체붕괴로 이어질 가능성이 매우 크다.

파이핑에 의한 안정성을 평가하는 방법 중에 하나는 한계동수경사에 의한 방법(I_{cr})으로 공극비와 비중에 따라 다르게 나타나지만 일반적으로 0.8 ~ 1.4범위로 분포하고 있고 모형실험에서는 $I_{cr} = 0.99$ 로 나타났다.

내부침식에 의한 붕괴는 하류사면선과 콘크리트와 제체와의 경계부에서 주로 발생되므로 월류유도수로를 설치하였을 경우 어느 지점에서 파이핑 가능성이 발생하는지를 검토하여야 한다.

콘크리트로 덮힌 흙 구조물의 경우 콘크리트와 토체의 접촉부에서 나타나는 분리현상 및 내부침식이 예상되기 때문에 설계 시 이의 영향을 검토하는 것이 필요하다 (Chanson, 2009; Omid and Mohsen, 2019).

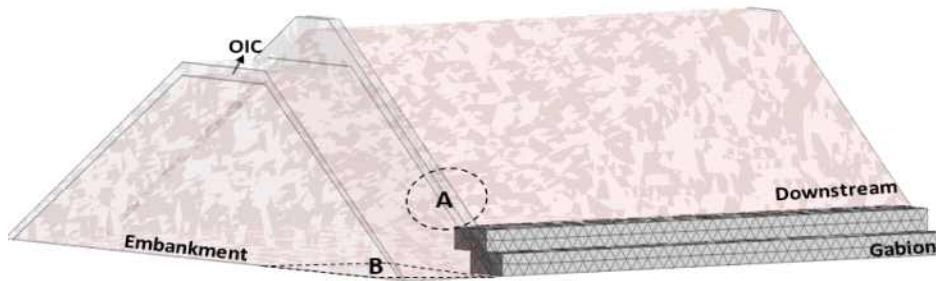
그림 3.15는 3차원 침투해석에 의해 하류사면 비탈끝에서 월류유도수로와 제체경계부(A지점), 월류유도수로 바닥부(B지점)에서 동수경사의 분포를 나타낸 것이다.

성토재와 필터의 재료특성에 따라 파이핑의 발생조건이 달라질 수 있으나, 기준안전율(F_s) 2.0 이상으로 평가해보면 그 범위는 하류사면의 출구동수경사가 약 0.5 이하에서만 안전성을 확보할 수 있다.

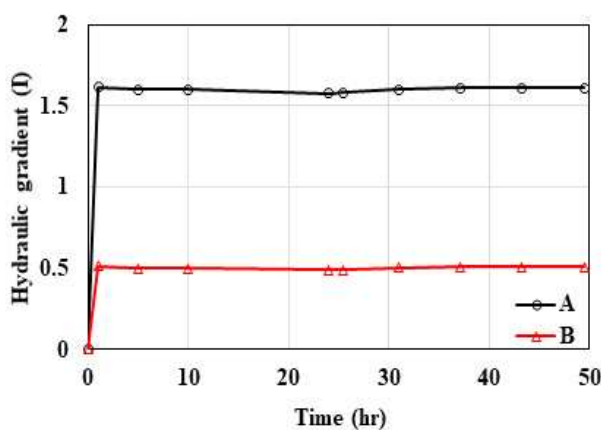
Gabion이 설치되지 않았을 경우 (b)의 동수경사는 수위상승후에 급격하게 증가한 후 일정한 상태를 나타냈고, 경계부(A 지점)에서는 침투수가 집중되어 월류유도수로 바닥부(B 지점)보다 약 3.2배 정도로 매우 크게 나타나 파이핑 가능성이 높은 불안정한 상태를 나타냈다.

최대월류상태에서 한계동수경사를 기준으로 안전율($F_s > 2.0$)을 평가하면 경계부는 기준안전율 이하($F_s = 0.7$)로 나타났고, 바닥부는 기준안전율보다 크게($F_s = 2.3$) 나타나서 안정한 것으로 평가되었다. Gabion이 설치된 경우 (c)에는 수위상승에 따라 약간씩 증가하였지만 경계부에서는 Gabion의 배수효과로 급격하게 감소하였고, 바닥부에서도 0.5이하로 작게 나타나 파이핑에 대한 안정성을 크게 증가시키는 것으로 나타났다.

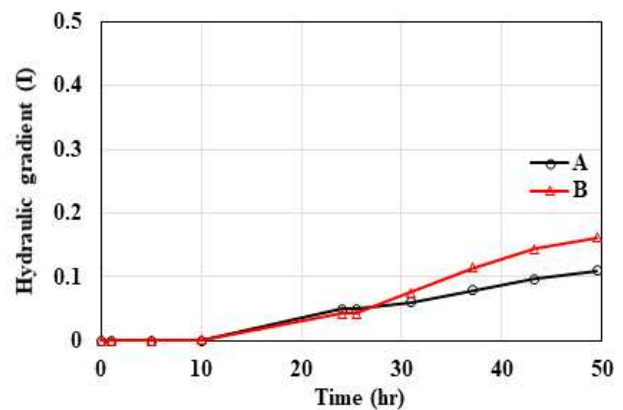
한계동수경사를 기준으로 안전율 ($F_s > 2.0$)을 평가하면 경계부와 바닥부 모두에서 기준안전율보다 매우 크게($F_s = 7.0$) 나타나서 안정한 것으로 평가되었고, Gabion이 미설치된 경우보다 약 3 ~ 10배 정도 크게 나타났다.



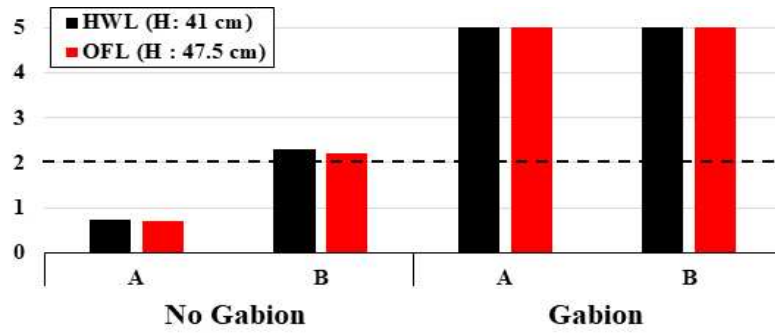
(a) Location of evaluation



(b) No gabion



(c) Gabion



(d) Safety factor

[그림 3.15] 파이프에 의한 안정성 평가

제2절 저수지 제체 보호기술 원심모형실험

1. 원심모형실험 과정

1.1 저수지 단면 및 계측위치 결정

본 연구에서는 한반도 중부지역에 소재 저수지를 참고로 하여 상류부 및 하류부 모두 1:2의 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 제체 내 간극수압의 변화, 침하거동, 가속도 응답을 고찰하고자 하였으며, 각 계측기별 설치위치는 그림 3.16에 나타내었다.

[표 3.4] 실험 단면의 지반정수

Case	Material	ρ_t (g/cm ³)	E (kPa)	ν	W_n (%)	c (kPa)	ϕ (deg)	k (cm/sec)	USCS
Case1	Shell	2.01	15,000	0.35	16.00	0	35.0	5.80E-4	SW
	Core	1.94	30,000	0.30	20.00	10	27.4	2.96E-7	SC
Case2	Shell	1.79	15,000	0.35	16.00	0	35.0	1.35E-3	SW
	Core	1.94	30,000	0.30	20.00	10	27.4	2.96E-7	SC

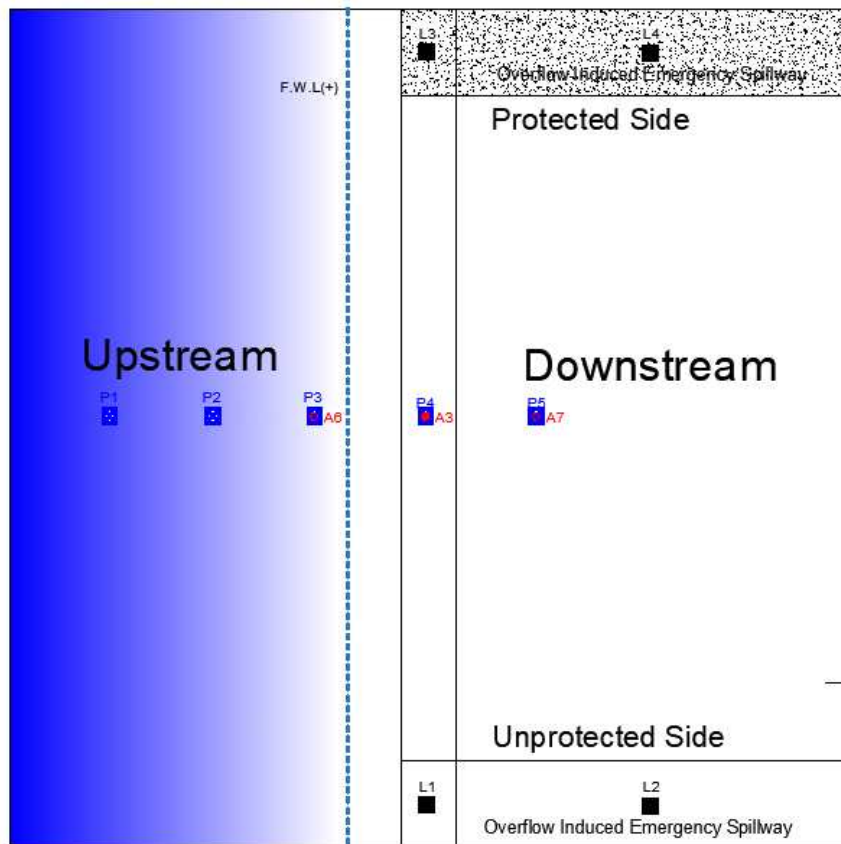
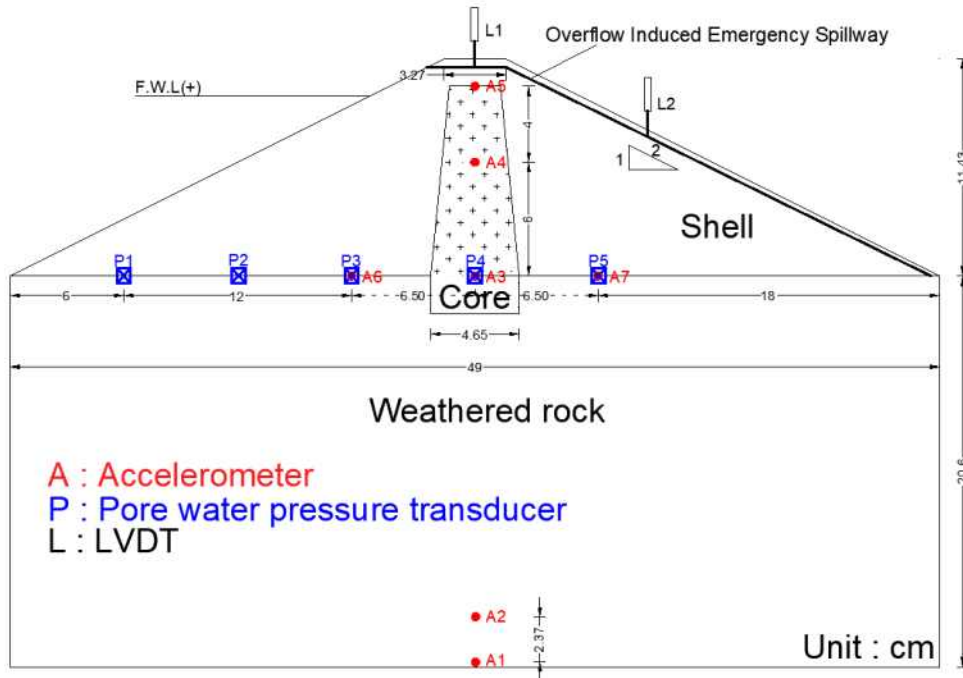


(a) Centrifuge shaking table test equipment



(b) 2D shaking table

[그림 3.16] 동적원심모형실험 장치(KOCED Center for geotechnical Geo-Centrifuge at KAIST)



[그림 3.17] 모형실험 단면

1.2 모형 저수지 제작

제체 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 제체의 제작을 위해 먼저 사력재료를 24시간 동안 건조시키고, 제체 내의 간극수압 측정을 위한 간극수압계는 24시간 이상 포화시켰으며 준비를 완료하였다(그림 3.18).



(a) Drying shell material



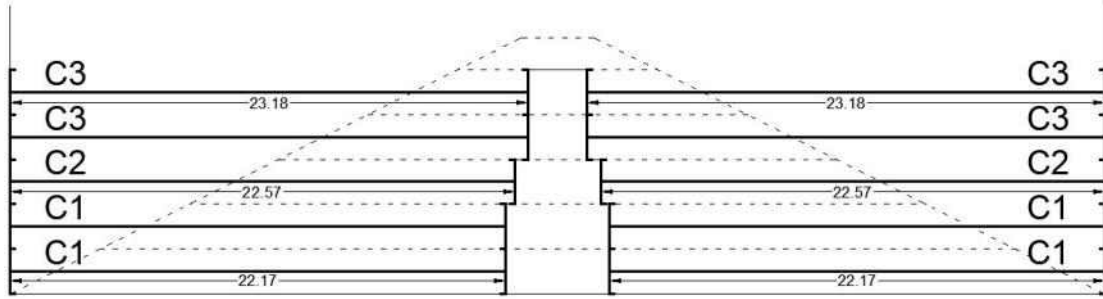
(b) Saturating pore pressure transducers

[그림 3.18] 실험 준비

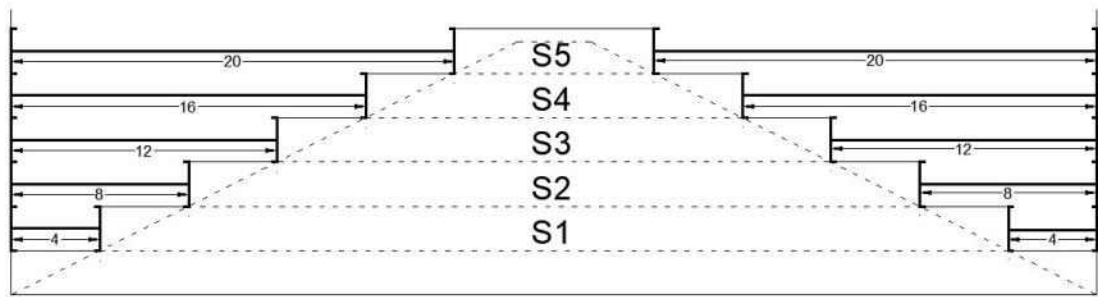
또한, 토조 벽면에 Silicone grease를 도포하여 제체와 토조 벽면 경계부 사이의 누수와 유수의 차단 및 지수성을 높였으며, 모형제체 축조 시에는 목형을 제작·활용하였고(그림 3.19), 사력 및 코어재료의 양은 각 층별 CAD 도면상의 면적을 활용해 산정하였다(그림 3.20~그림 3.21).



[그림 3.19] Formworks의 모형



[그림 3.20] 점토에 대한 formworks(Case 1, Case 2)



[그림 3.21] 제체에 대한 formworks(Case 1, Case 2)

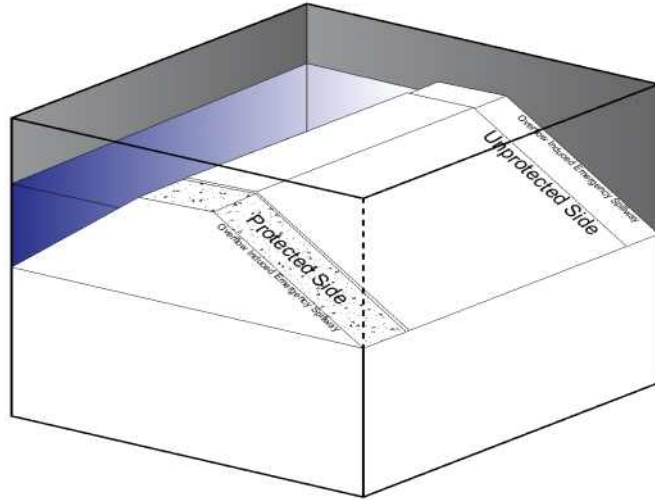
이후 저수지 모형의 축조를 위해, 코어는 5층으로, 상하류 제체는 6층으로 각각 분할하여 다짐에 의한 시공을 수행하였다. 여기서 중심 코어용 거푸집을 이용하여 코어를 1층 축조하고 사력 재료용 거푸집을 이용하여 상·하류측 제체를 축조하였으며, 각 층별로 반복하는 과정으로 제체 시공을 완료하였다.

실제의 기존 제체는 시공 후 오랜 시간이 경과되어 상류측 제체부가 포화되어 있는 것을 고려하여 60g의 원심재하에 의한 안정화 작업을 수행하였으며, 이는 상류측 제체 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 제체 형상을 만들기 위해 여분의 흙을 제거하였다.

1.3 월류 유도수로 제작

월류 유도수로는 월류 유도수로에 관한 설계자료가 존재하지 않으므로 저수지의 제원을 고려하여 적정하게 폭을 결정하였으며 제체 정상부부터 하류사면 하부까지 시멘트 밀크로 도포하는 것으로 모형을 제작하였다[그림 3.22 참조]. 또한 월류 유도수로를 설치하지 않은 경우와 설치한 경우의 비교를 위해 제체 좌안은 흙수로, 우안은 월류 유도수로로 설계하였다. 시멘트밀크는 시멘트와 물을 1:1비율로 혼합하였고, 단시간 동안에 경화시키기 위해 시멘트 경화제를 약 10%를 추가하였다. 시멘트밀크를 우안측의 월류 유도수로에 고르게 도포하고, 완전 경화까지 30분 대기하였다[그림 3.23 참조]. 제체의 변위를 측정하기 위하여 LVDT 변위계를 제체 제정마루부(L1), 하류사면 하부로부터 1/2지점(L2)에 설치하고 모형 제체의 시공을 완료하였다. 저수지 모형 및 월류유도수로 제작과정은 그림 3.24와 같다.



[그림 3.22] 월류 유도수로 모식도



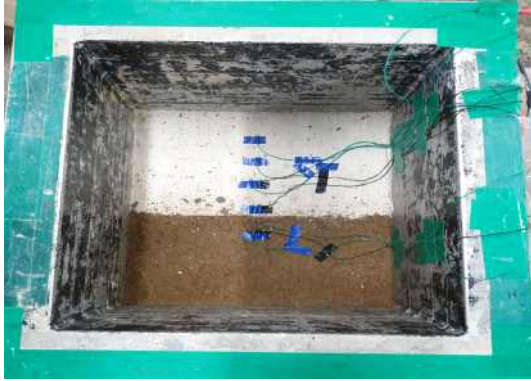
[그림 3.23] 월류 유도수로 모형 형성(Case 1, Case 2)



a. 제체시료 준비



b. 기반암 가속도계 설치



c. 제체저부에 간극수압계 및 가속도계 설치



d. 제체모형 제작완성



e. Sloping fill



f. 압밀 후 월류 유도수로 설계



g. 월류 유도수로에 시멘트로 포장



h. 원심모형진동박스에 설치



I. 제체모형 상류부에 담수



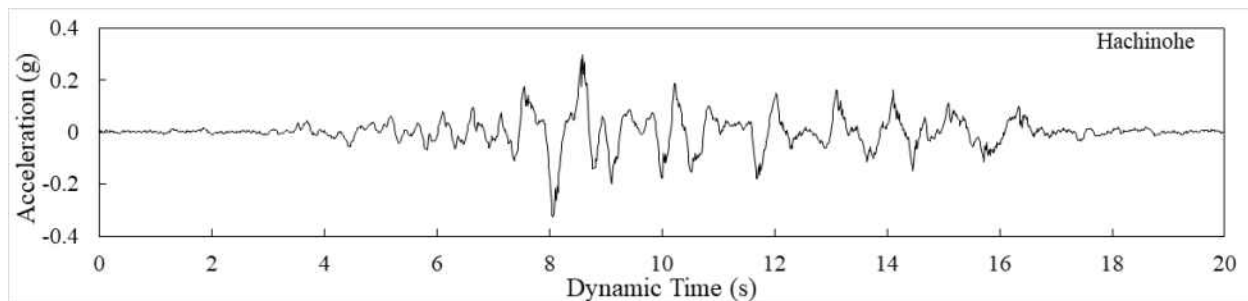
j. LVDT 및 고속카메라 설치

그림 3.24 저수지 모형 형성

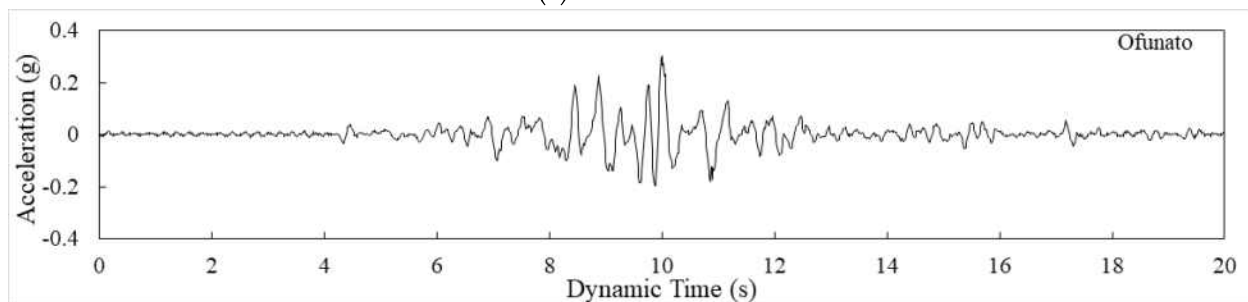
2. 원심모형실험 결과 분석

2.1 동적 원심모형실험 방법

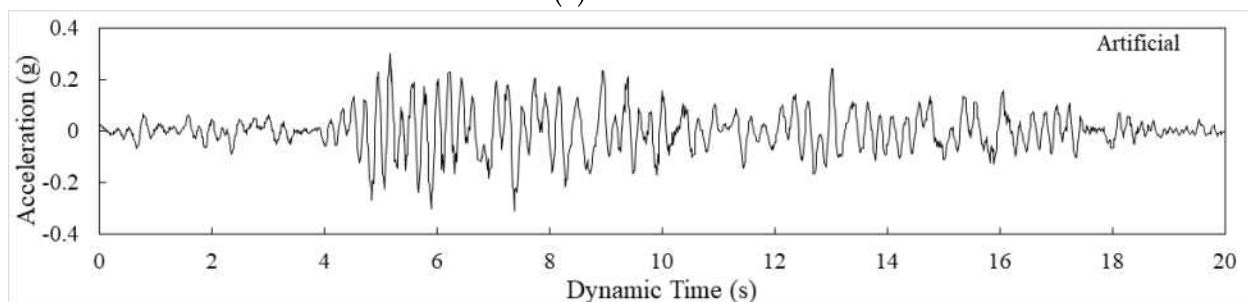
동적원심모형실험은 1단계 저수지 모형 축조, 2단계 원심장(60g)에서의 수위 상승 및 안정화, 3단계 원심가속도상(60g)에서의 지진가속도 재하에 따른 모니터링 등 단계별로 진행하였다. 수위 상승은 솔레노이드 밸브를 제어실에서 원격 제어하여 원심재하(60g) 중에 홍수위까지 물을 공급하였다. 다양한 분석을 위하여 입력지진파는 장주기파로서는 Tokachi-oki에서 1968년 발생한 Hachinohe파와 단주기파로는 Miyagi-ken-oki에서 1978년 발생한 Ofunato파 이외에도 인공지진파를 이용하여 지진응답해석을 수행하였으며, 해석을 위한 인공지진파는 지진등급에 맞게 작성하고 설계스펙트럼 부합여부를 확인한 후 최종적으로 결정하였다. 지진 발생 방향은 수평방향으로 저수지 축 직각방향인 상·하류 방향으로 하였다. 지진파별 가진속도는 Case에 따라 표 3.5와 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) Hachinohe



(b) Ofunato



(c) Artificial

[그림 3.25] 입력지진파

[표 3.5] 입력 지진파

Step	Hachinohe wave		Ofunato wave		Artificial wave	
Case	Case1	Case2	Case1	Case2	Case1	Case2
1	0.023	0.028	0.022	0.022	0.014	0.014
2	0.047	0.044	0.060	0.057	0.036	0.039
3	0.066	0.057	0.101	0.108	0.055	0.056
4	0.093	0.097	0.165	0.171	0.132	0.151
5	0.132	0.133	0.232	0.232	0.221	0.228

2.2 동적원심모형실험 결과

가. 장주기 지진파(Case1)

(1) Hachinohe 0.022g

그림 3.26은 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.022g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.029g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.071g로 기반암 기준으로 볼 때 3.22배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.45배 증가되었다.

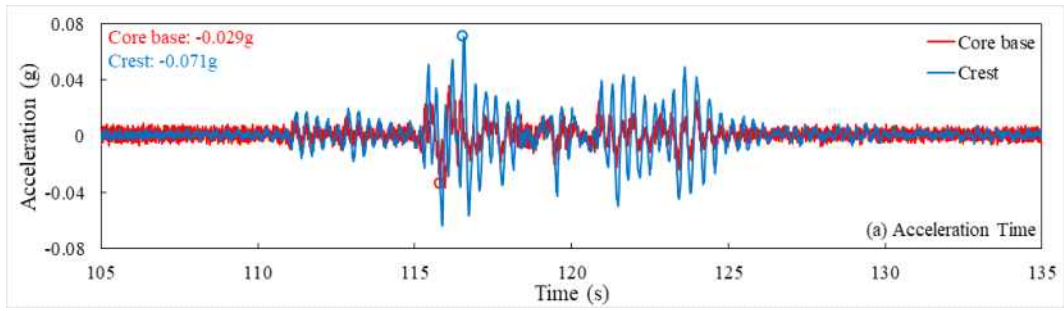
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.19와 0.03초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.32초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.4배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 9.45mm와 3.03mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 율류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 4.99mm와 2.68mm 발생하였다.

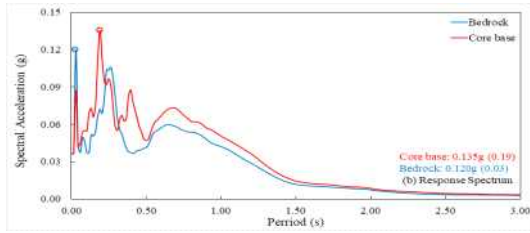
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.6] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

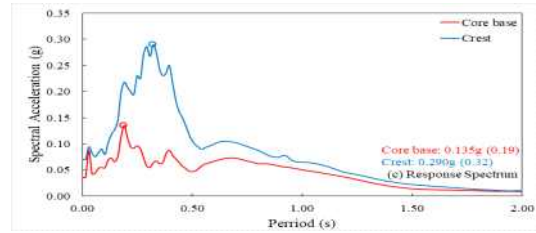
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	104.2	76.2	77.3	73.6	55.0
과잉간극수압	1.2	1.6	1.1	0.8	0.5



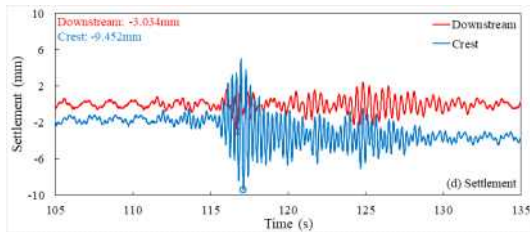
(a) Time vs. Acceleration



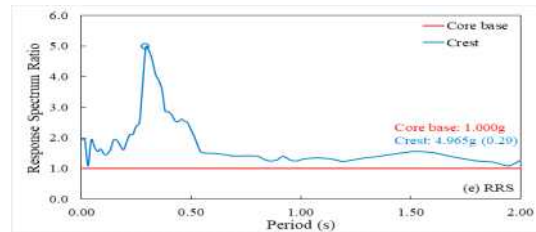
(b) Period vs. Spectral Acceleration



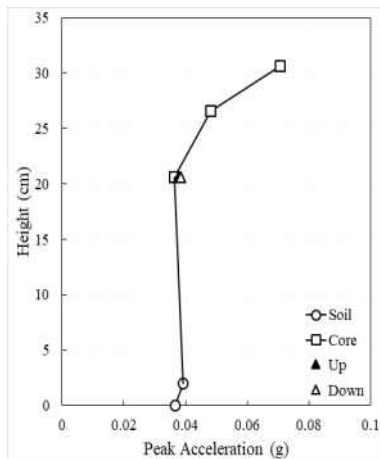
(c) Period vs. Spectral Acceleration



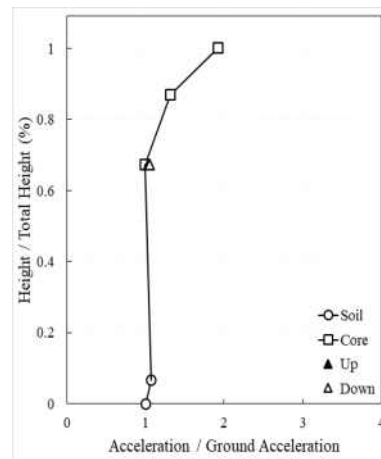
(d) Time vs. Settlement



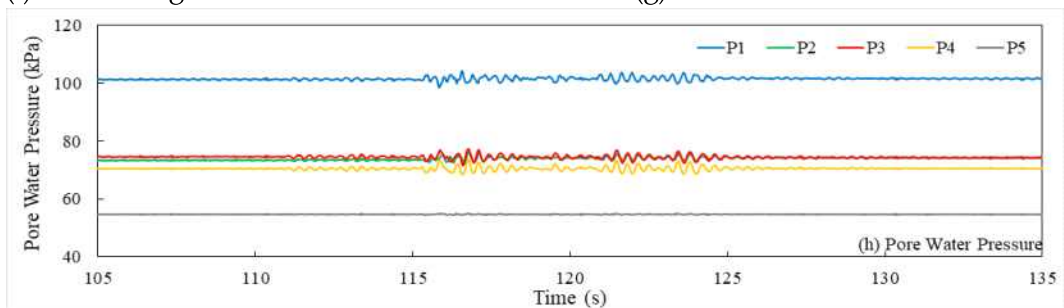
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.26] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.022g)

(2) Hachinohe 0.060g

그림 3.27은 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.060g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.078g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.149g로 기반암 기준으로 볼 때 2.48배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.91배 증가되었다.

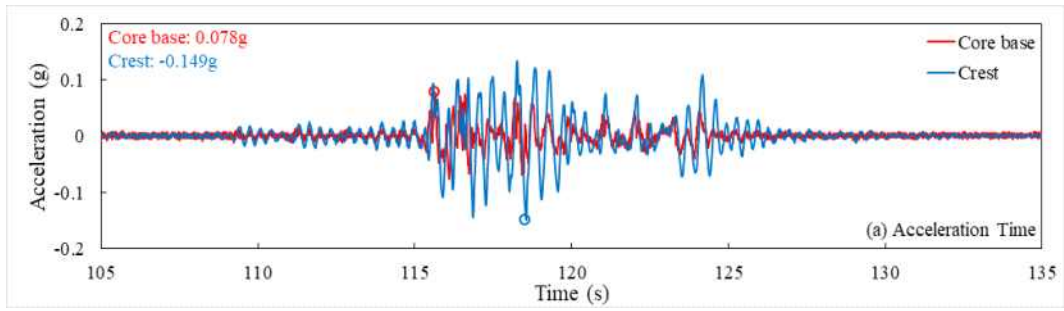
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.31와 0.19초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.45초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 3.6배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 14.74mm와 9.10mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 10.87mm와 7.31mm 발생하였다.

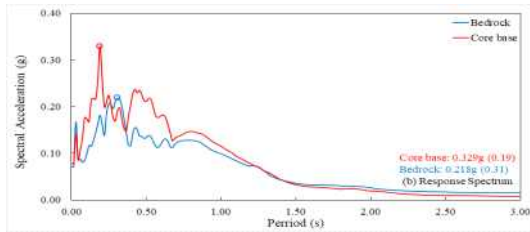
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.7] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

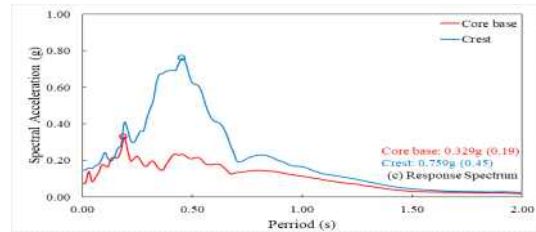
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	107.1	78.6	81.9	78.1	55.3
과잉간극수압	1.7	2.6	1.5	1.5	0.6



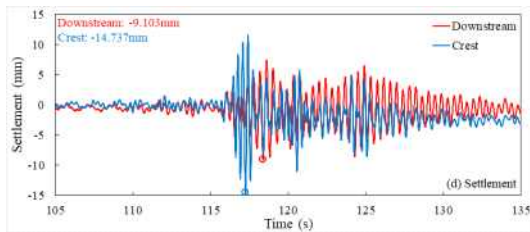
(a) Time vs. Acceleration



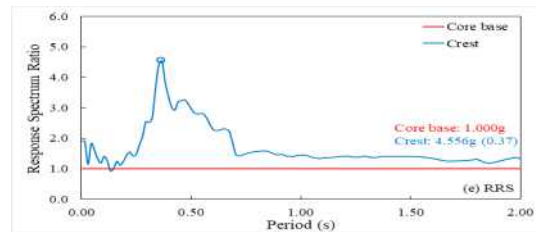
(b) Period vs. Spectral Acceleration



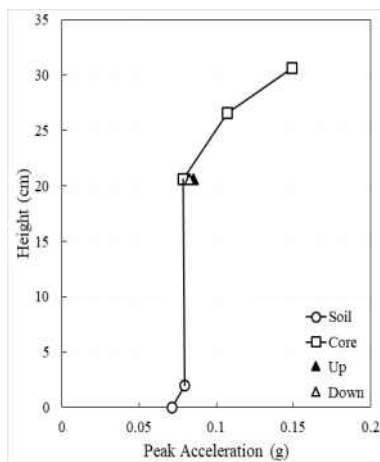
(c) Period vs. Spectral Acceleration



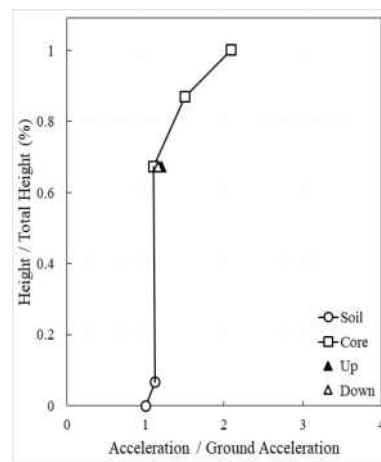
(d) Time vs. Settlement



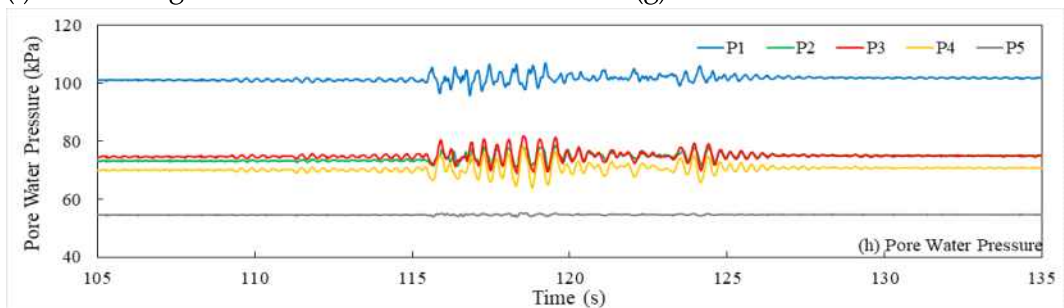
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.27] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.060g)

(3) Hachinohe 0.101g

그림 3.28는 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.101g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.138g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.242g로 기반암 기준으로 볼 때 2.40배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.75배 증가되었다.

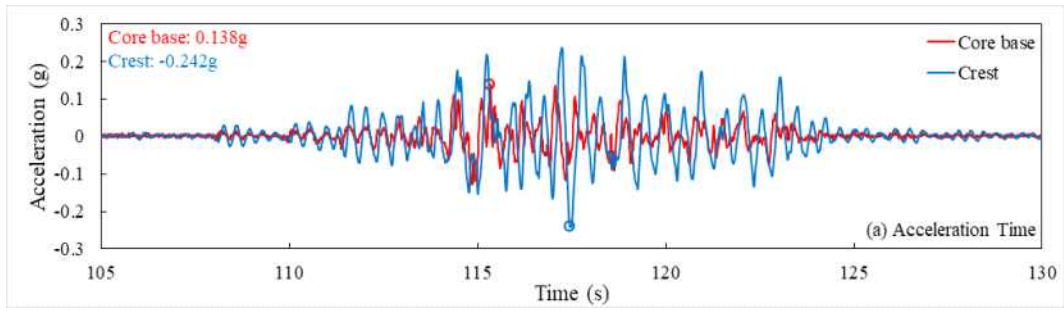
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.35와 0.41초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.47초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.7배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 22.26mm와 23.44mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 17.22mm와 20.97mm 발생하였다.

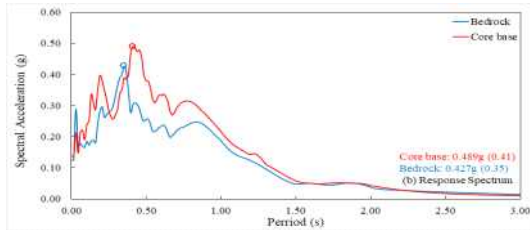
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.8] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

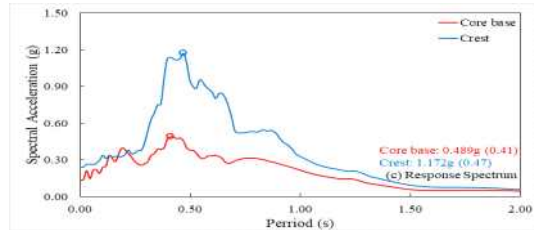
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	114.2	82.2	91.2	83.9	55.8
과잉간극수압	2.7	3.2	1.7	2.3	0.8



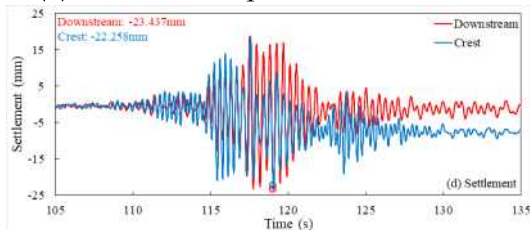
(a) Time vs. Acceleration



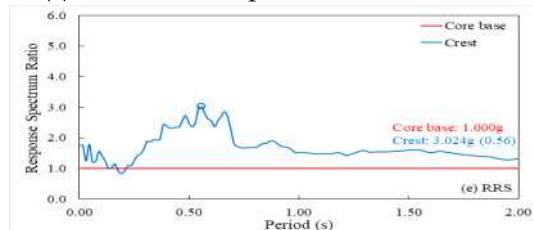
(b) Period vs. Spectral Acceleration



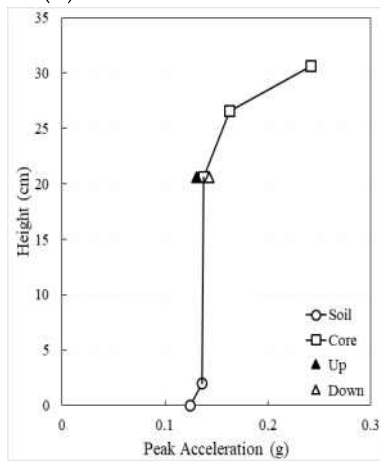
(c) Period vs. Spectral Acceleration



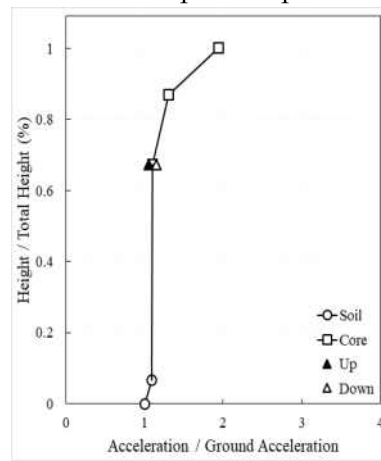
(d) Time vs. Settlement



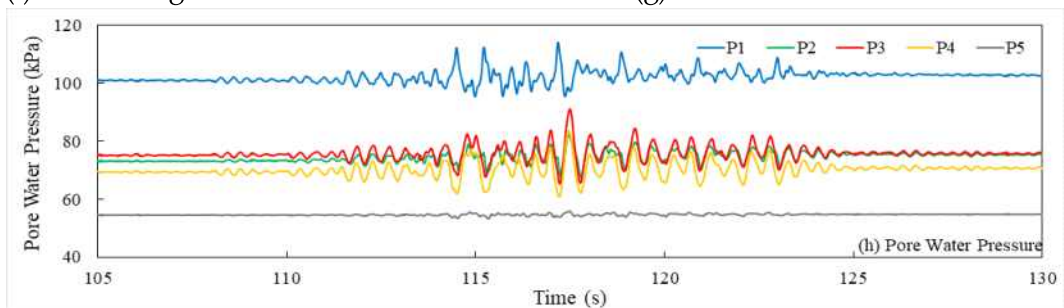
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.28] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.101g)

(4) Hachinohe 0.165g

그림 3.29은 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.165g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.190g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.402g로 기반암 기준으로 볼 때 2.44배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.12배 증가되었다.

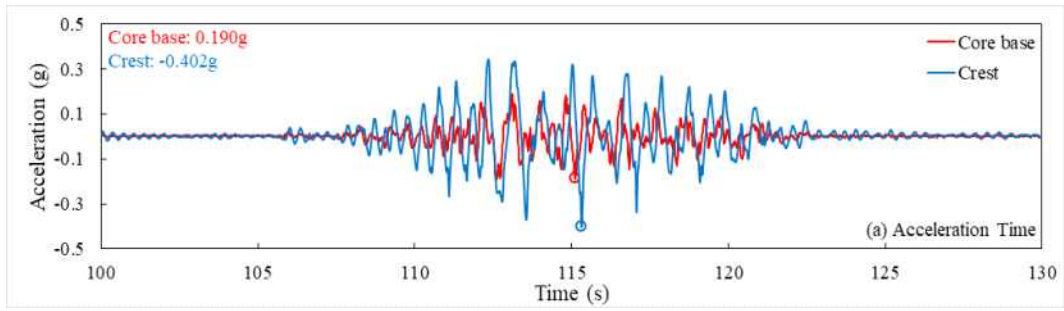
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.35와 0.45초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.51초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 3.1배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 48.13mm와 38.61mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 19.95mm와 32.93mm 발생하였다.

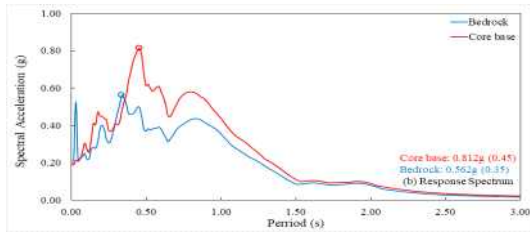
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.9] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

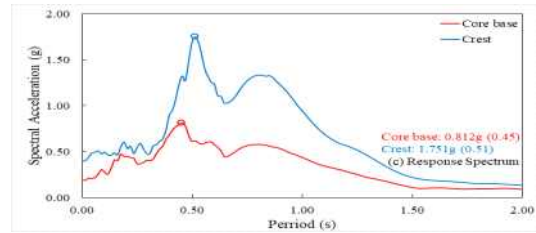
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	131.7	87.9	102.1	92.6	57.4
과잉간극수압	6.8	4.0	3.2	3.4	1.1



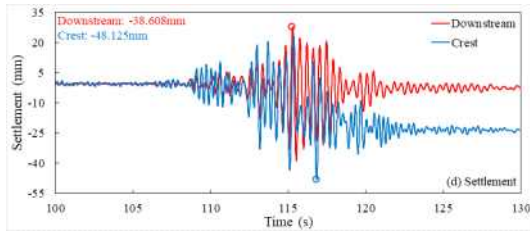
(a) Time vs. Acceleration



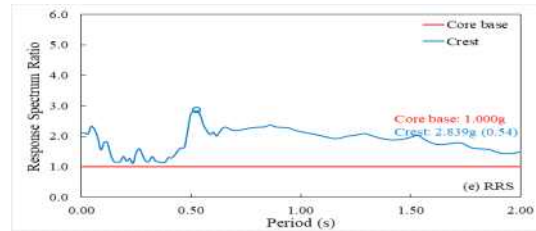
(b) Period vs. Spectral Acceleration



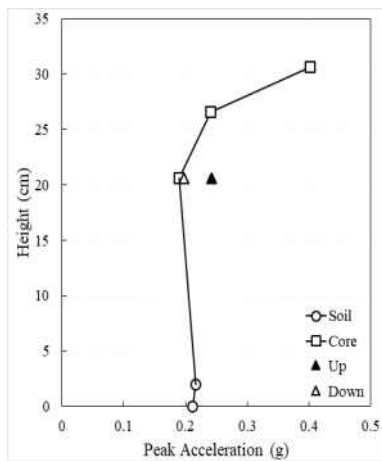
(c) Period vs. Spectral Acceleration



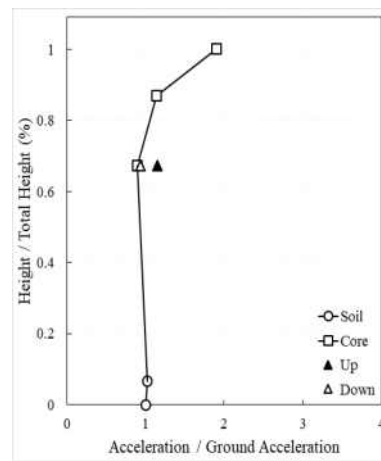
(d) Time vs. Settlement



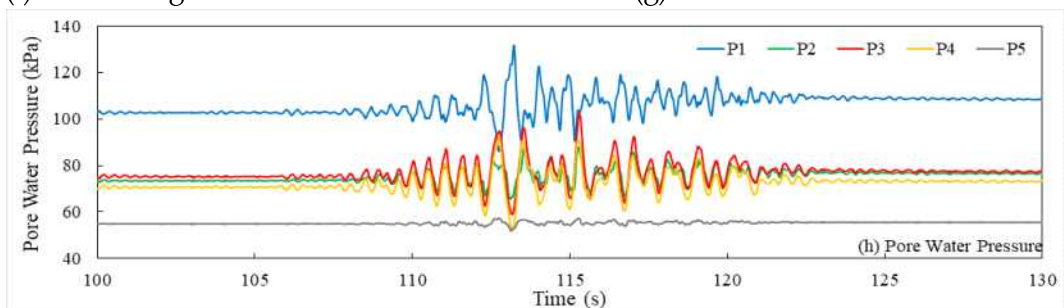
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.29] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.165g)

(5) Hachinohe 0.232g

그림 3.30은 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.232g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.261g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.583g로 기반암 기준으로 볼 때 2.51배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.23배 증가되었다.

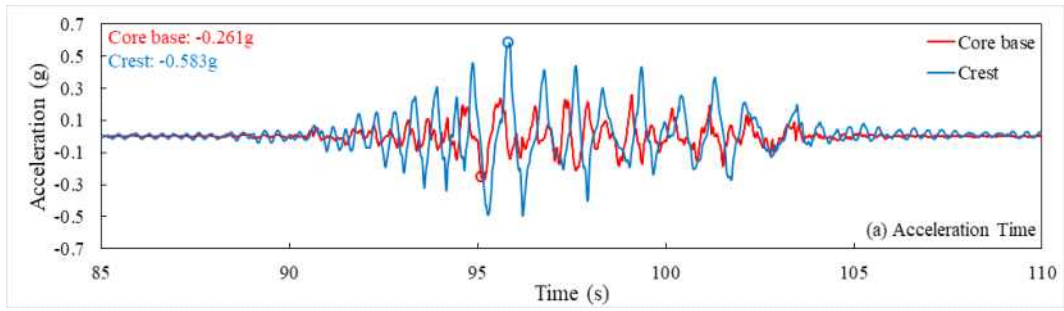
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.35와 0.45초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.35초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.9배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 280.31mm와 50.12mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 24.94mm와 43.54mm 발생하였다.

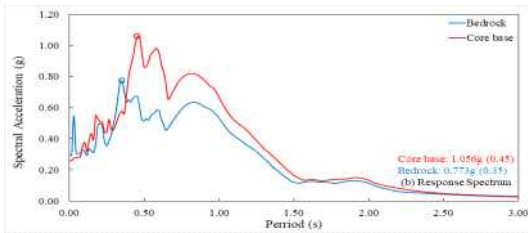
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.10] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

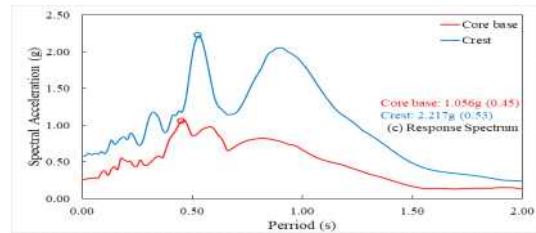
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	165.2	95.3	113.8	103.9	59.7
과잉간극수압	5.9	5.4	8.0	5.7	1.3



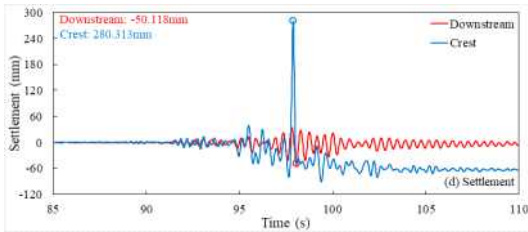
(a) Time vs. Acceleration



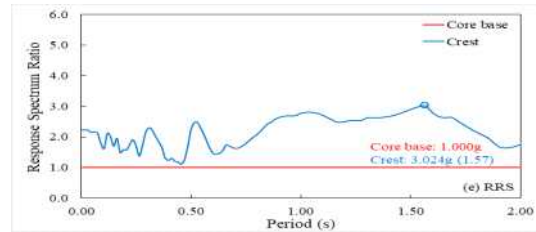
(b) Period vs. Spectral Acceleration



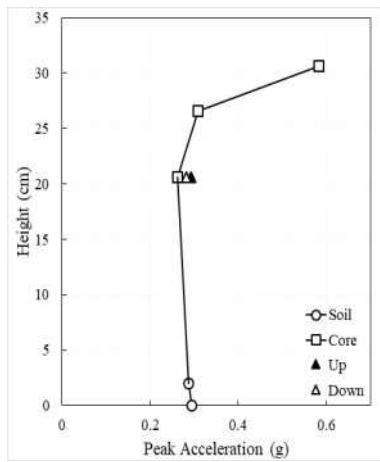
(c) Period vs. Spectral Acceleration



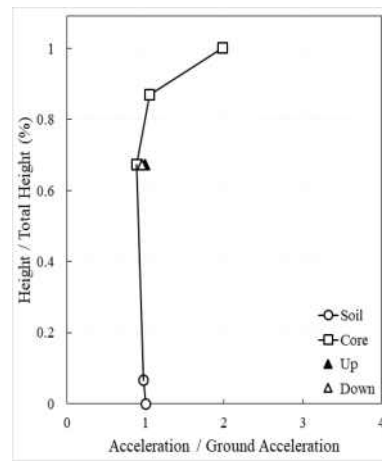
(d) Time vs. Settlement



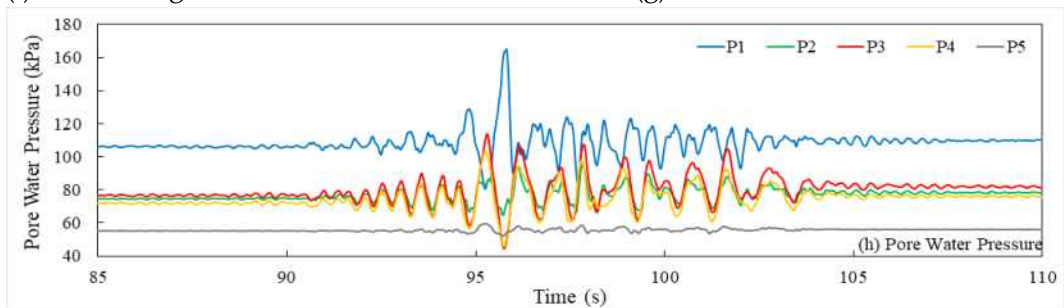
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.30] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.232g)

나. 단주기 지진파(Case1)

(1) Ofunato 0.014g

그림 3.31는 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.014g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.019g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.054g로 기반암 기준으로 볼 때 3.86배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.84배 증가되었다.

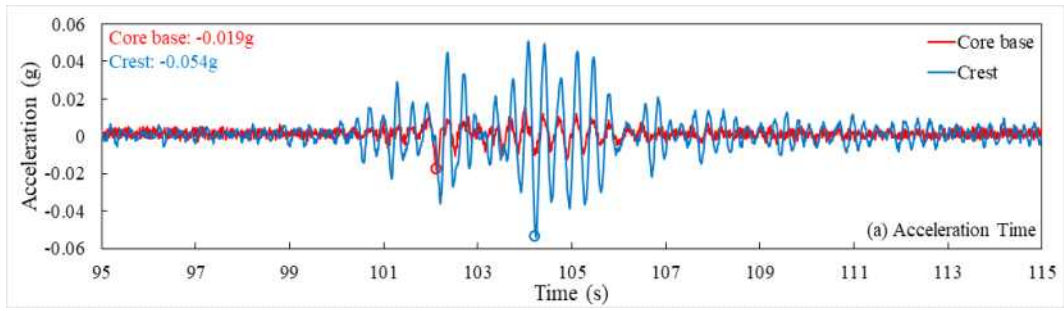
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.30와 0.35초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.34초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 6.5배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 3.41mm와 1.88mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 1.24mm와 1.23mm 발생하였다.

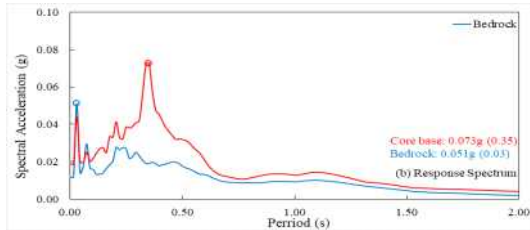
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.11] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

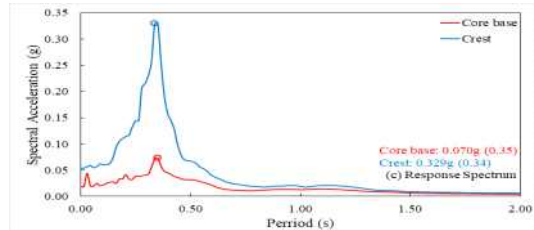
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	107.4	74.8	80.2	70.9	50.4
과잉간극수압	1.4	1.4	1.2	0.8	0.5



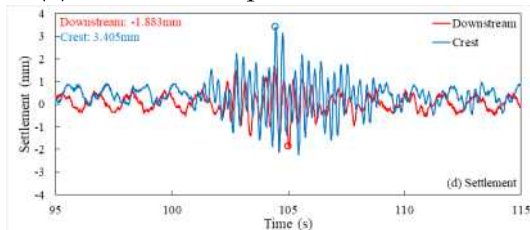
(a) Time vs. Acceleration



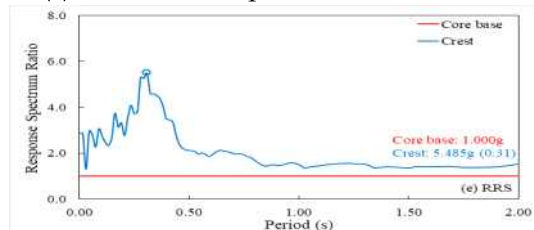
(b) Period vs. Spectral Acceleration



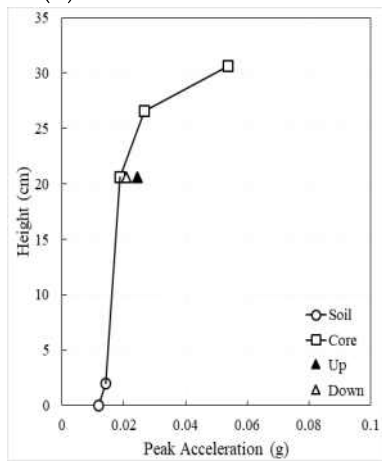
(c) Period vs. Spectral Acceleration



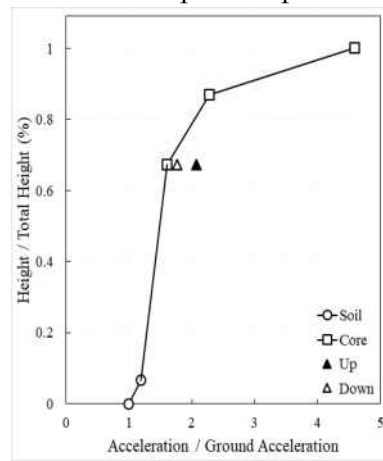
(d) Time vs. Settlement



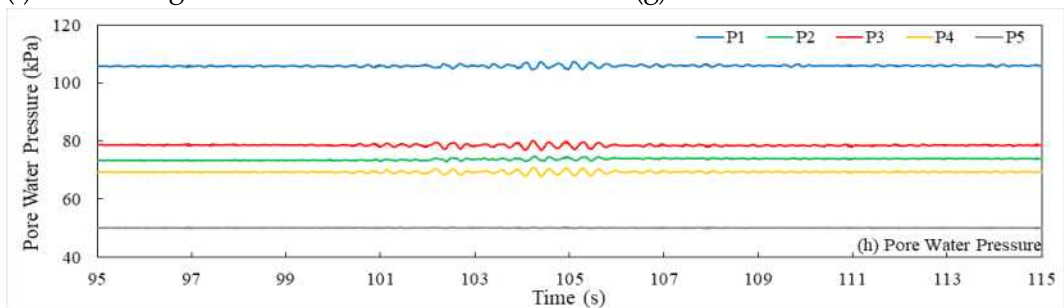
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.31] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.014g)

(2) Ofunato 0.036g

그림 3.32은 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.036g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.068g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.165g로 기반암 기준으로 볼 때 4.58배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.43배 증가되었다.

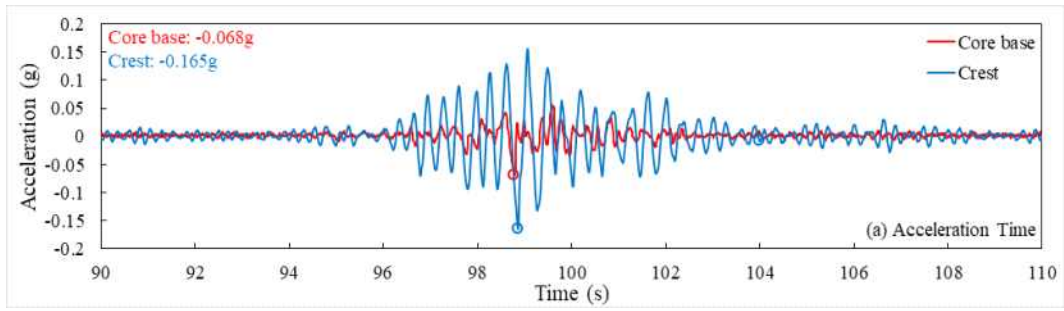
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.19초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.34초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 5.8배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 6.61mm와 6.38mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 4.53mm와 4.50mm 발생하였다.

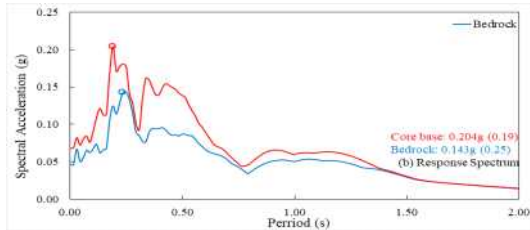
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.12] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

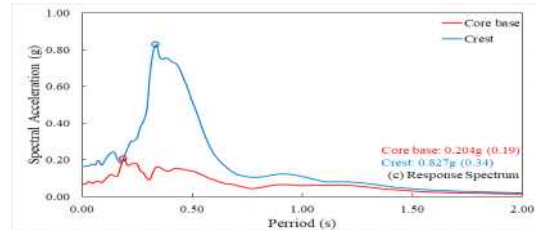
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	110.3	78.6	84.4	75.4	50.6
과잉간극수압	2.3	2.5	1.0	1.6	0.6



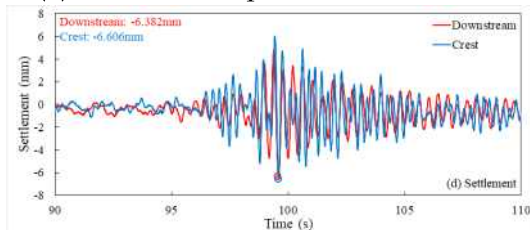
(a) Time vs. Acceleration



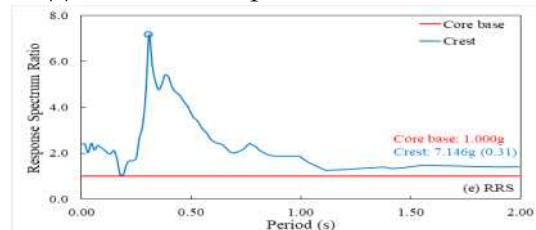
(b) Period vs. Spectral Acceleration



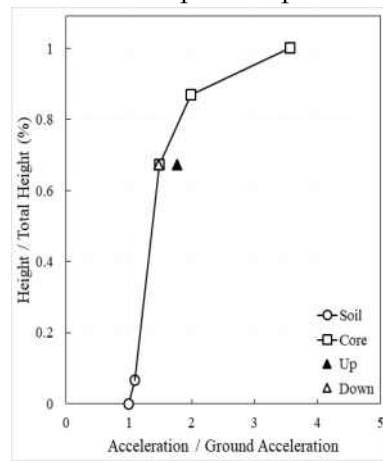
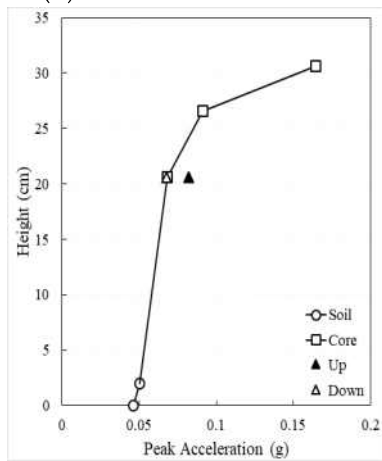
(c) Period vs. Spectral Acceleration



(d) Time vs. Settlement

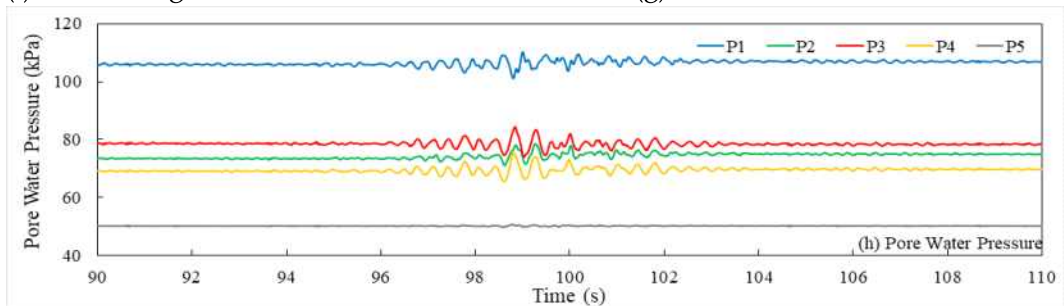


(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration

(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.32] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.036g)

(3) Ofunato 0.055g

그림 3.33은 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.055g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.100g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.254g로 기반암 기준으로 볼 때 4.62배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.54배 증가되었다.

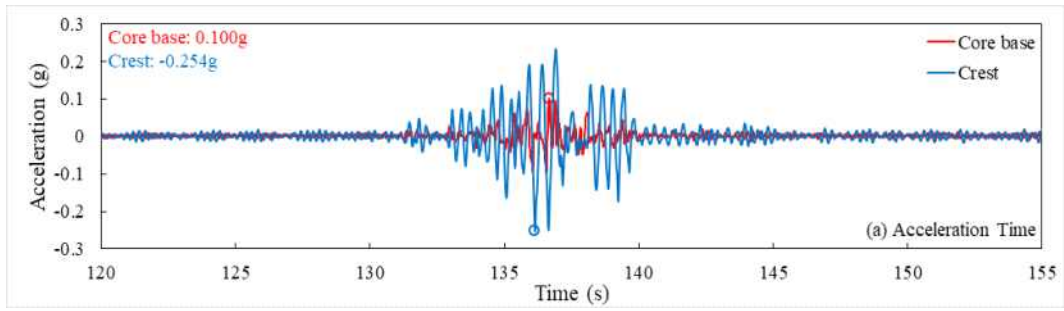
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.28와 0.19초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.48초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 4.2배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 14.38mm와 12.29mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 10.87mm와 12.16mm 발생하였다.

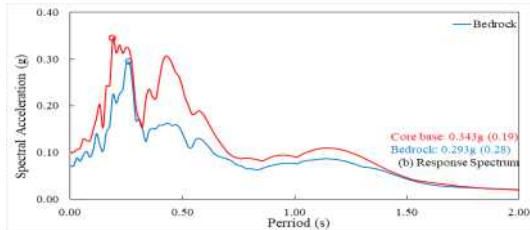
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.13] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

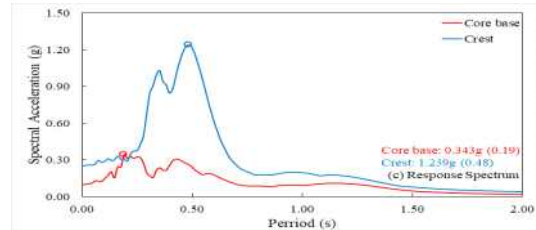
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	111.5	80.2	86.9	77.6	51.0
과잉간극수압	3.1	3.1	1.9	2.4	0.5



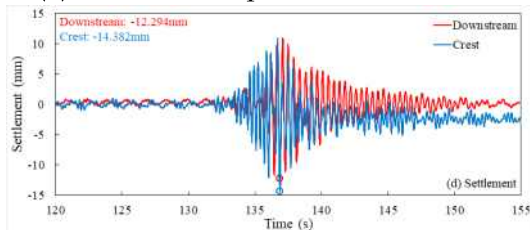
(a) Time vs. Acceleration



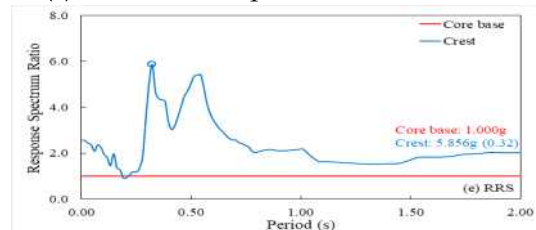
(b) Period vs. Spectral Acceleration



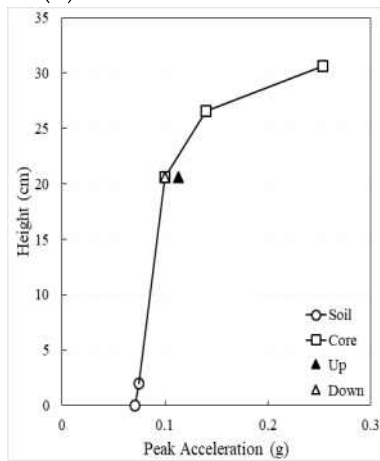
(c) Period vs. Spectral Acceleration



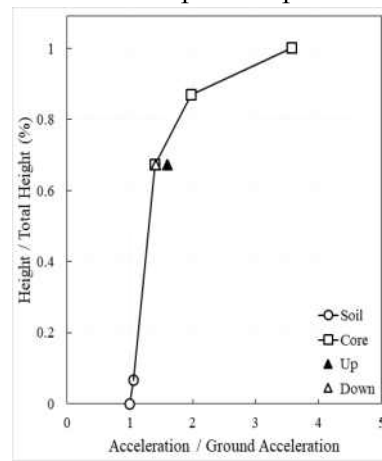
(d) Time vs. Settlement



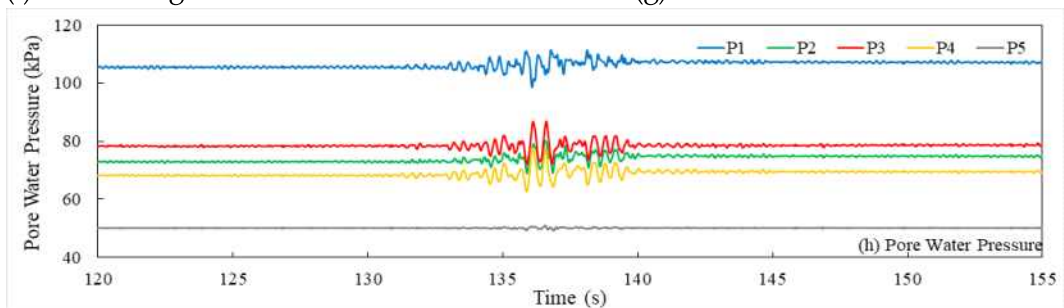
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.33] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.055g)

(4) Ofunato 0.132g

그림 3.34는 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.132g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.162g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.387g로 기반암 기준으로 볼 때 2.93배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.39배 증가되었다.

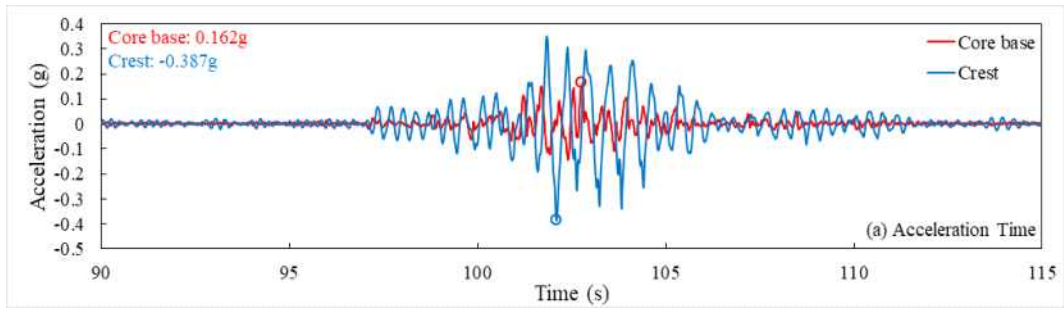
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.26와 0.26초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.56초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 3배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 29.40mm와 21.14mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 18.37mm와 29.78mm 발생하였다.

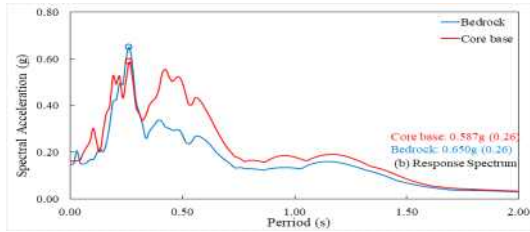
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.14] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

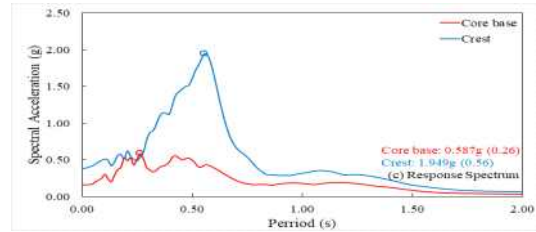
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P3	P4
간극수압	115.9	81.9	91.9	82.6	51.2
과잉간극수압	3.7	3.0	2.6	3.2	0.6



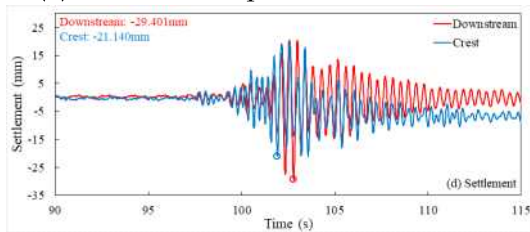
(a) Time vs. Acceleration



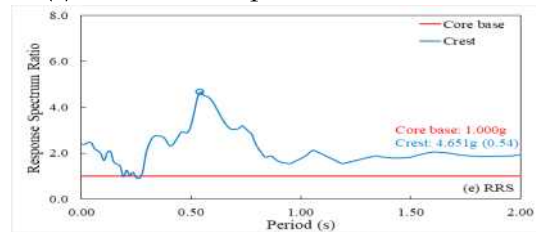
(b) Period vs. Spectral Acceleration



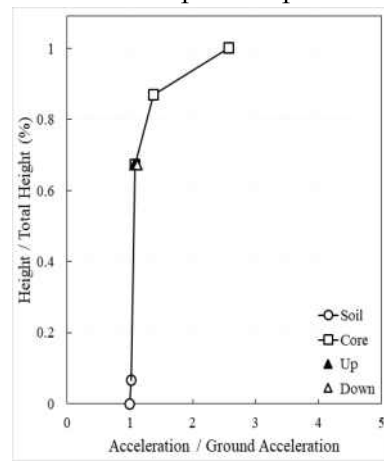
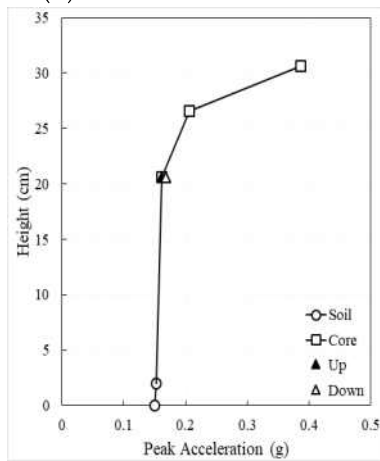
(c) Period vs. Spectral Acceleration



(d) Time vs. Settlement

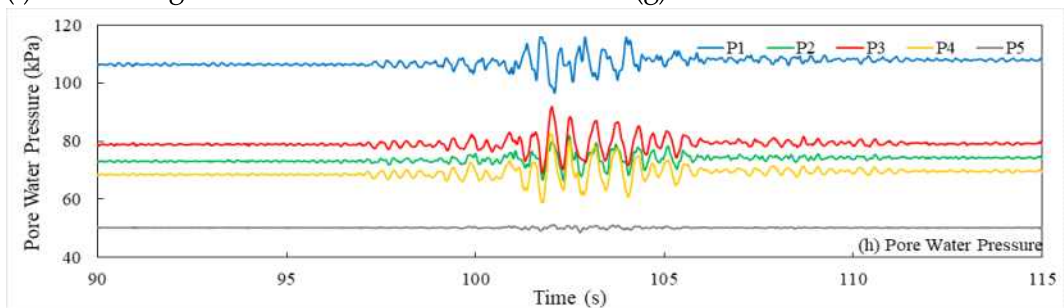


(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration

(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.34] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.132g)

(5) Ofunato 0.221g

그림 3.35은 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.221g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.273g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.491g로 기반암 기준으로 볼 때 2.22배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.80배 증가되었다.

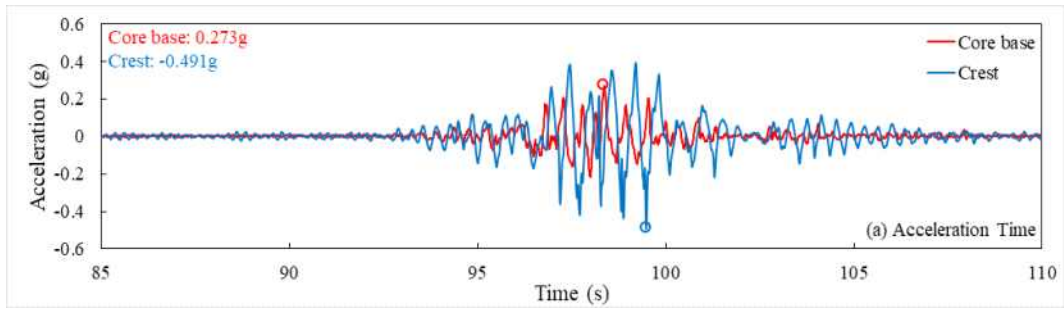
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.26와 0.26초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.57초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.6배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 51.52mm와 42.27mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 22.20mm와 57.28mm 발생하였다.

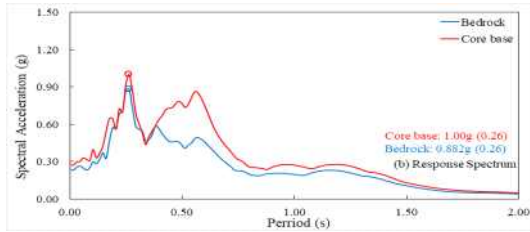
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.15] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

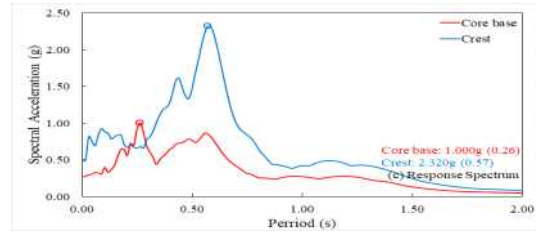
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	128.4	84.5	98.2	88.1	52.1
과잉간극수압	5.5	4.6	4.3	4.7	0.6



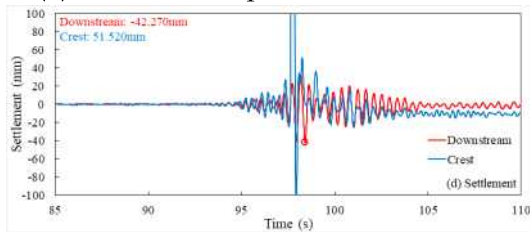
(a) Time vs. Acceleration



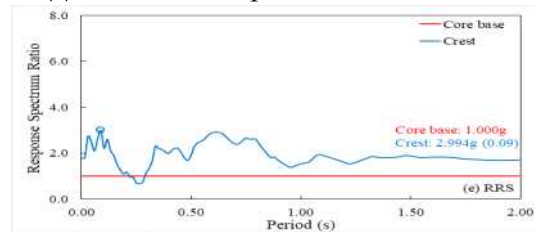
(b) Period vs. Spectral Acceleration



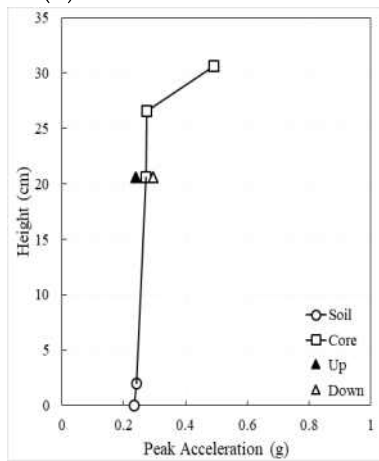
(c) Period vs. Spectral Acceleration



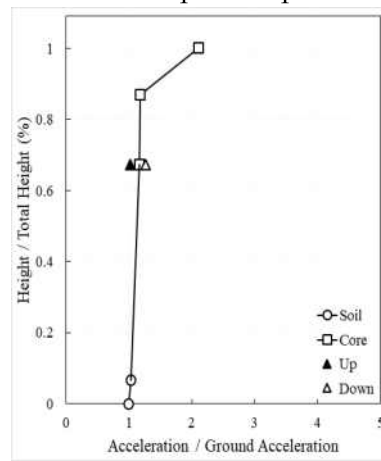
(d) Time vs. Settlement



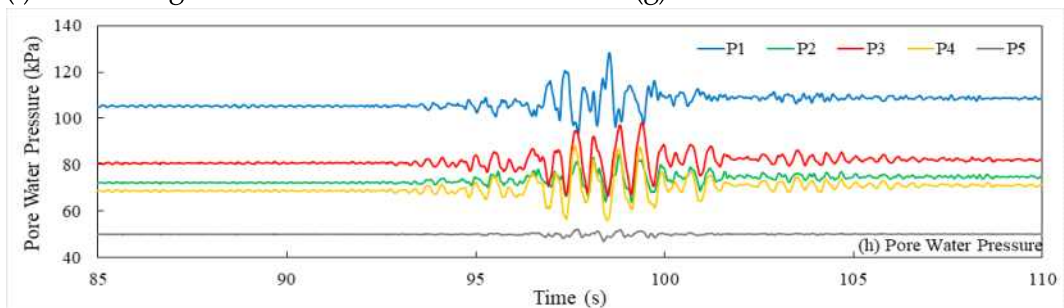
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.35] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.221g)

다. 인공지진파(Case1)

(1) Artificial 0.023g

그림 3.36은 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.023g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.041g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.087g로 기반암 기준으로 볼 때 3.78배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 2.12배 증가되었다.

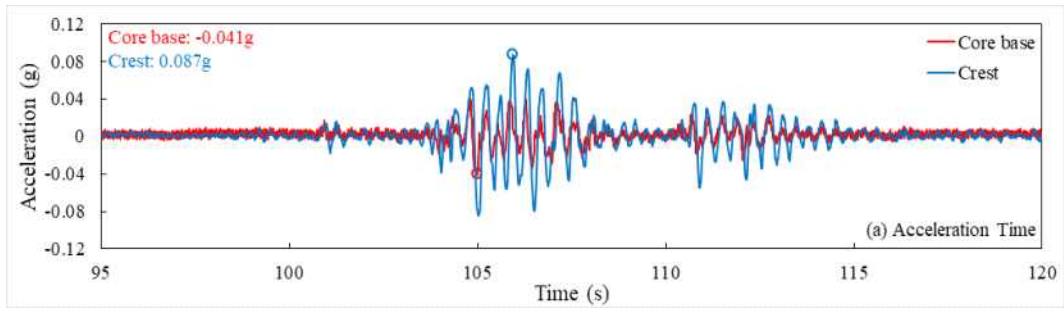
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.26와 0.37초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.37초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 4.8배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 6.05mm와 5.18mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 4.83mm와 3.35mm 발생하였다.

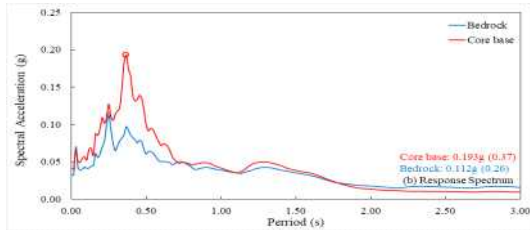
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.16] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

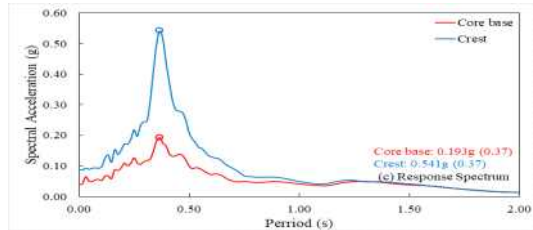
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	100.7	76.6	81.9	75.1	48.7
과잉간극수압	0.2	1.2	1.1	1.1	0.7



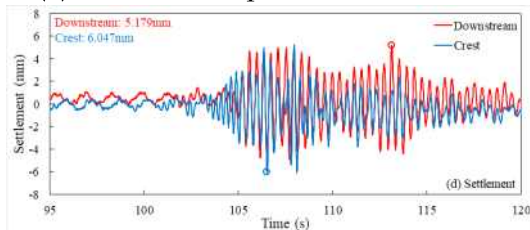
(a) Time vs. Acceleration



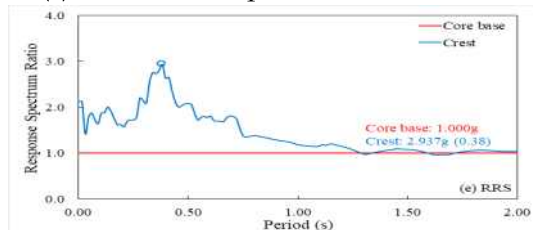
(b) Period vs. Spectral Acceleration



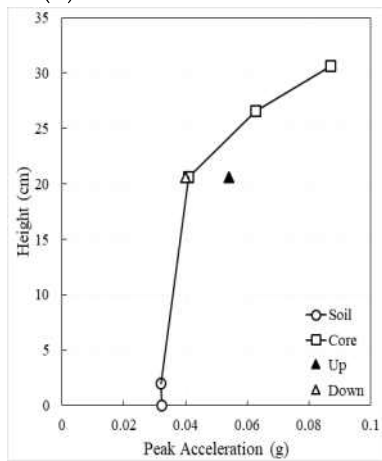
(c) Period vs. Spectral Acceleration



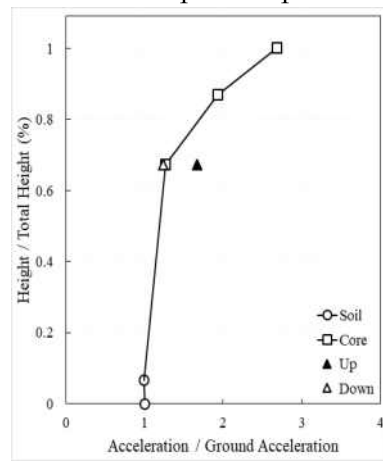
(d) Time vs. Settlement



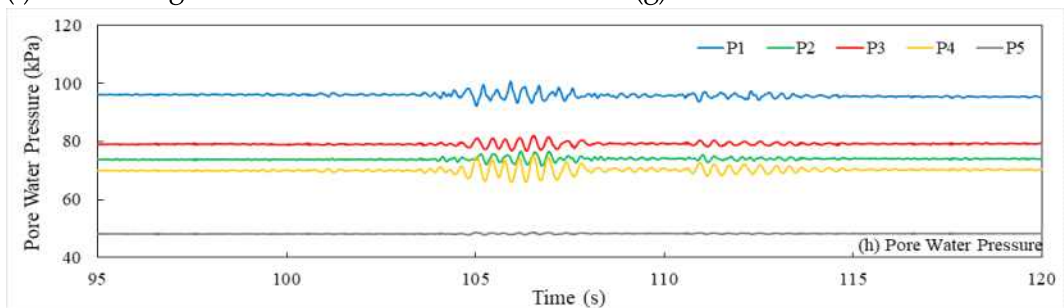
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.36] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.023g)

(2) Artificial 0.047g

그림 3.37은 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.047g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.076g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.131g로 기반암 기준으로 볼 때 2.79배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.72배 증가되었다.

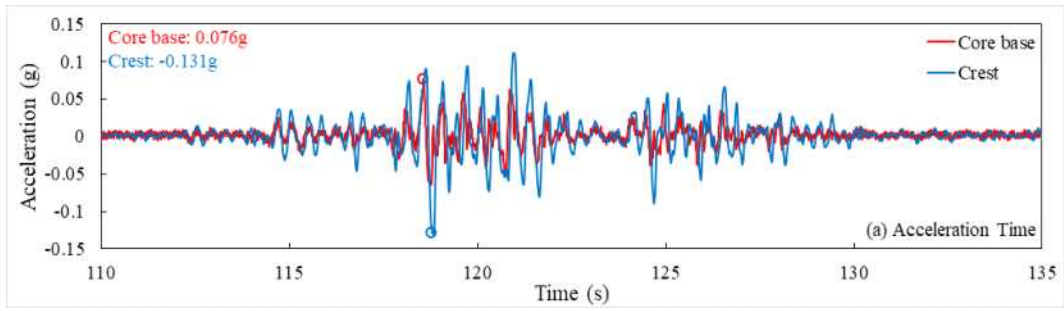
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.38초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.40초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.3배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 11.08mm 와 8.89mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 5.98mm와 5.10mm 발생하였다.

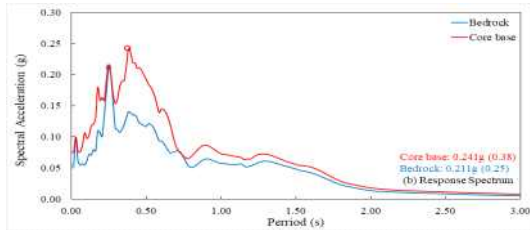
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.17] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

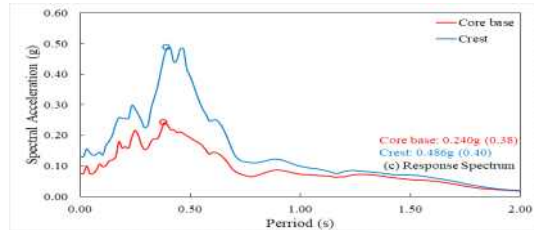
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	100.4	76.7	82.9	77.2	49.1
과잉간극수압	0.7	1.8	1.2	1.6	0.8



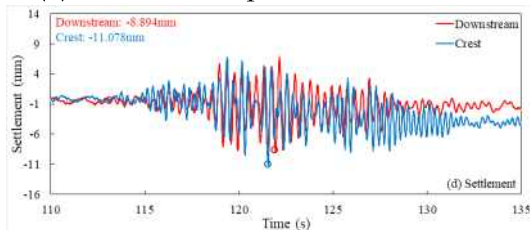
(a) Time vs. Acceleration



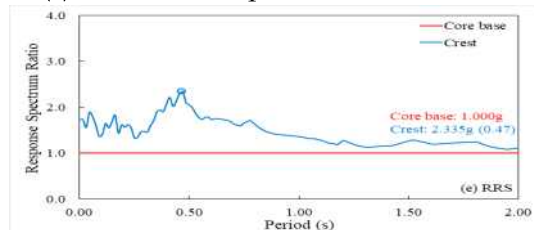
(b) Period vs. Spectral Acceleration



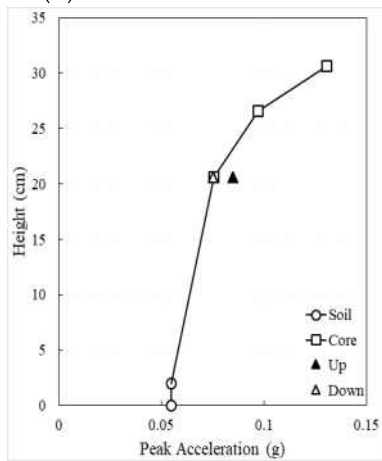
(c) Period vs. Spectral Acceleration



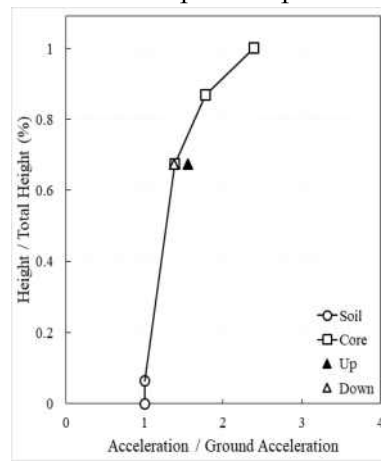
(d) Time vs. Settlement



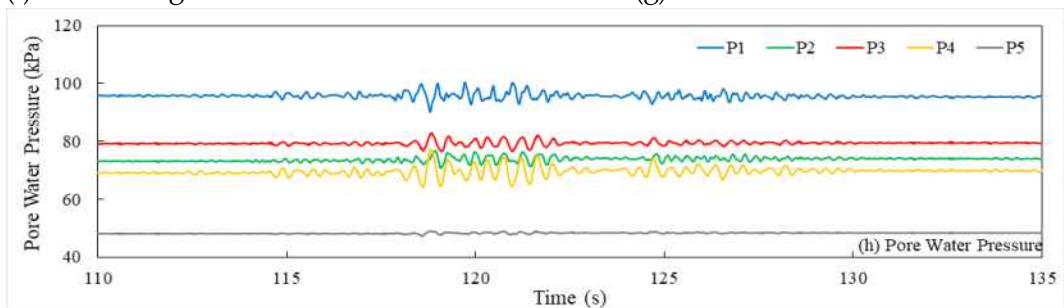
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.37] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.047g)

(3) Artificial 0.066g

그림 3.38은 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.066g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.076g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.131g로 기반암 기준으로 볼 때 1.98배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.72배 증가되었다.

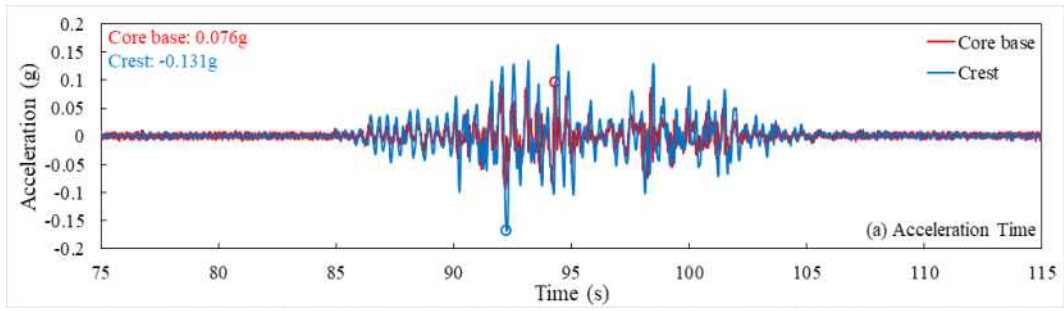
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.25초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.45초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.0배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 20.43mm와 14.54mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 12.65mm와 11.75mm 발생하였다.

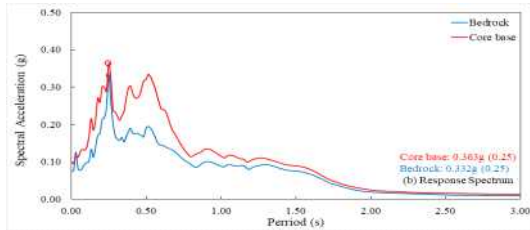
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.18] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

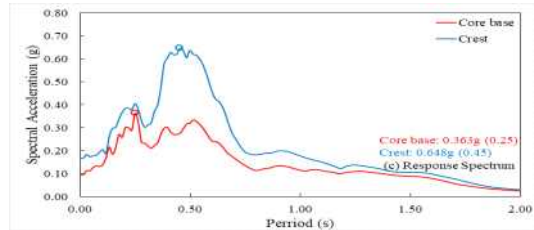
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	102.9	78.1	84.8	80.2	49.9
과잉간극수압	1.1	1.7	1.4	2.0	1.0



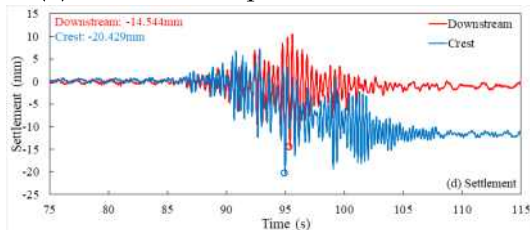
(a) Time vs. Acceleration



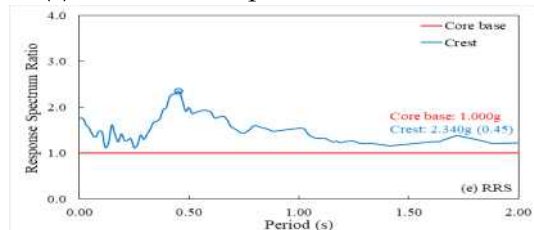
(b) Period vs. Spectral Acceleration



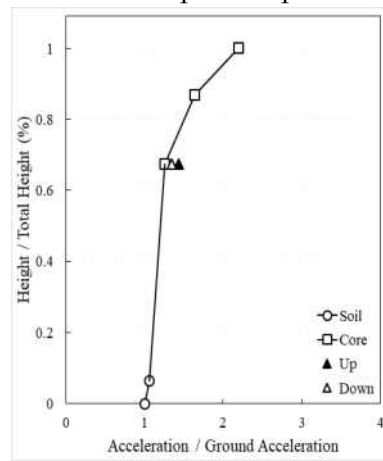
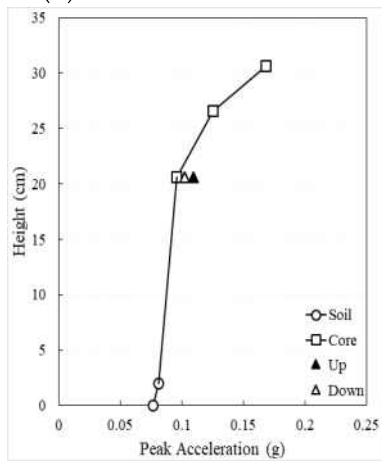
(c) Period vs. Spectral Acceleration



(d) Time vs. Settlement

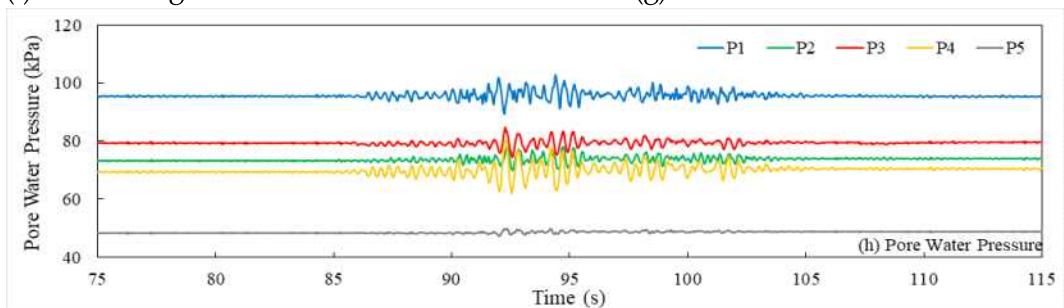


(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration

(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.38] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.066g)

(4) Artificial 0.093g

그림 3.39은 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.093g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.140g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.210g로 기반암 기준으로 볼 때 2.26배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.50배 증가되었다.

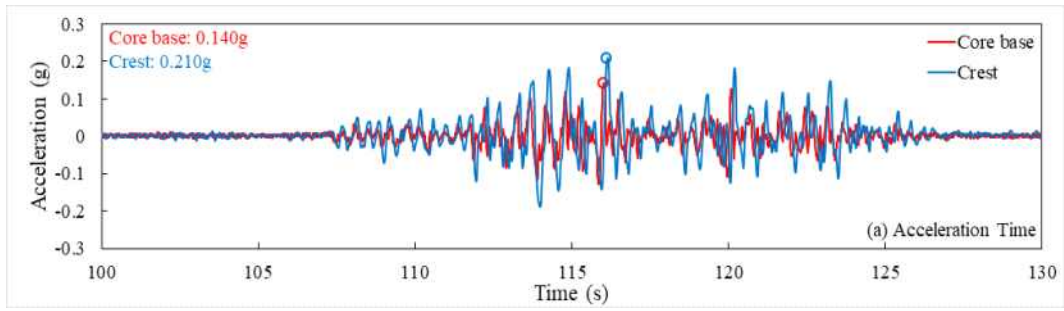
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.25초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.53초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.0배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 33.13mm와 23.02mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 24.09mm와 18.34mm 발생하였다. .

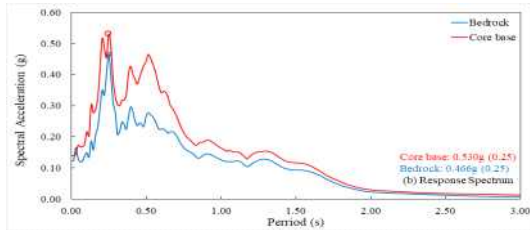
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.19] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

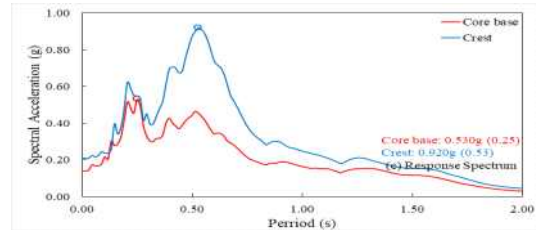
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	107.6	80.4	88.5	84.1	51.4
과잉간극수압	4.4	2.0	1.9	2.5	1.8



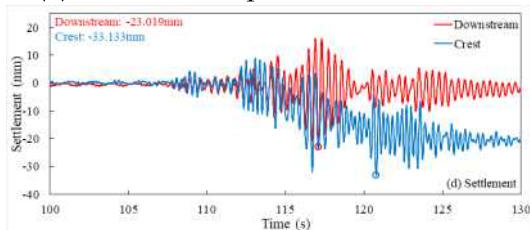
(a) Time vs. Acceleration



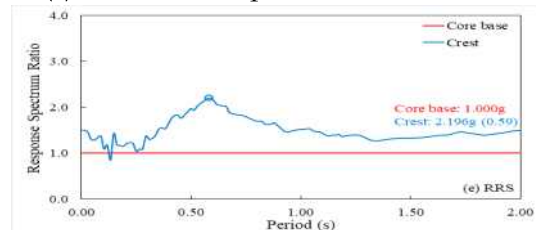
(b) Period vs. Spectral Acceleration



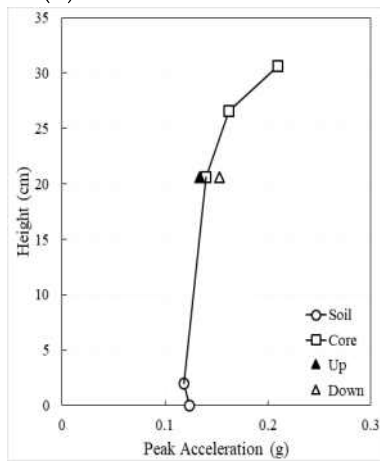
(c) Period vs. Spectral Acceleration



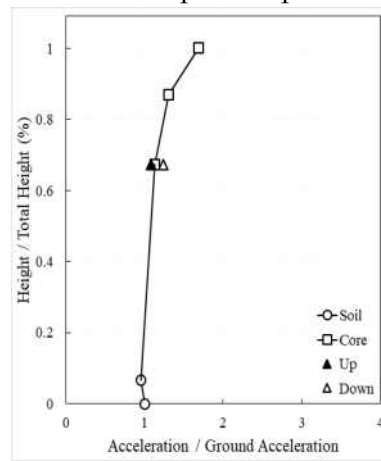
(d) Time vs. Settlement



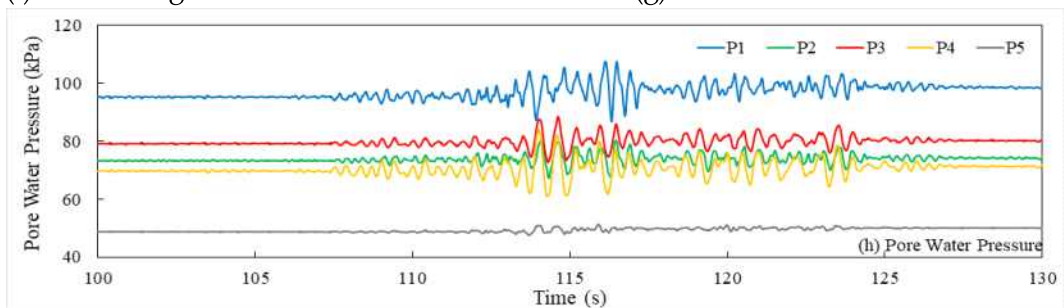
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.39] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.093g)

(5) Artificial 0.132g

그림 3.40은 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.132g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.156g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.255g로 기반암 기준으로 볼 때 1.93배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.63배 증가되었다.

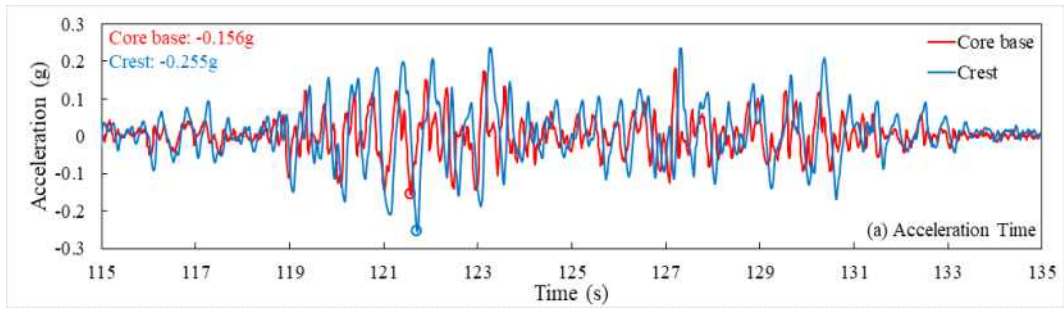
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.51초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.53초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.3배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 60.37mm와 31.08mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 49.29mm와 28.29mm 발생하였다.

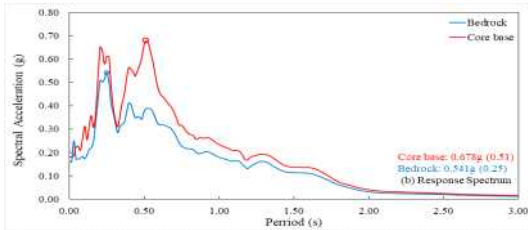
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.20] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

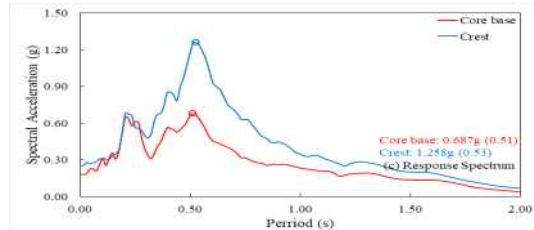
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	114.1	83.3	93.6	88.0	53.5
과잉간극수압	4.9	2.3	1.6	3.0	2.9



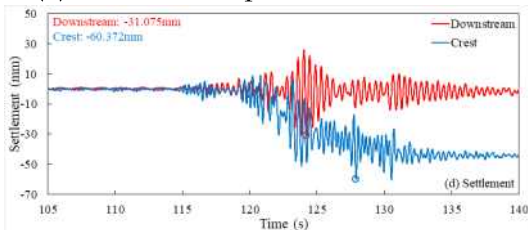
(a) Time vs. Acceleration



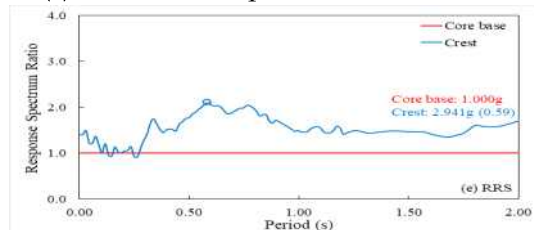
(b) Period vs. Spectral Acceleration



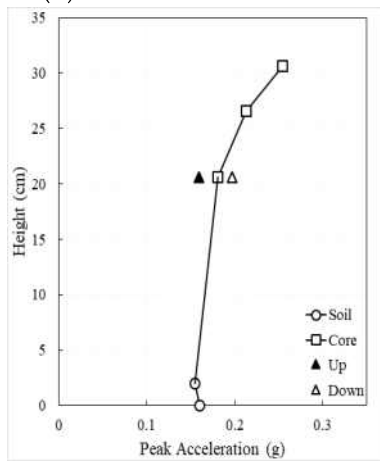
(c) Period vs. Spectral Acceleration



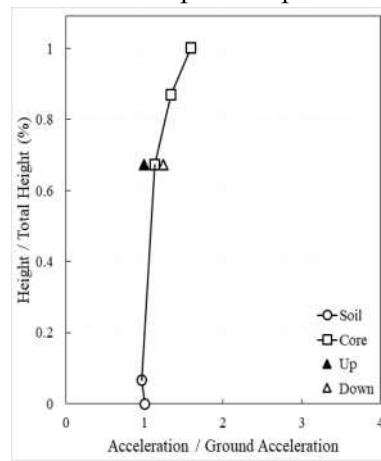
(d) Time vs. Settlement



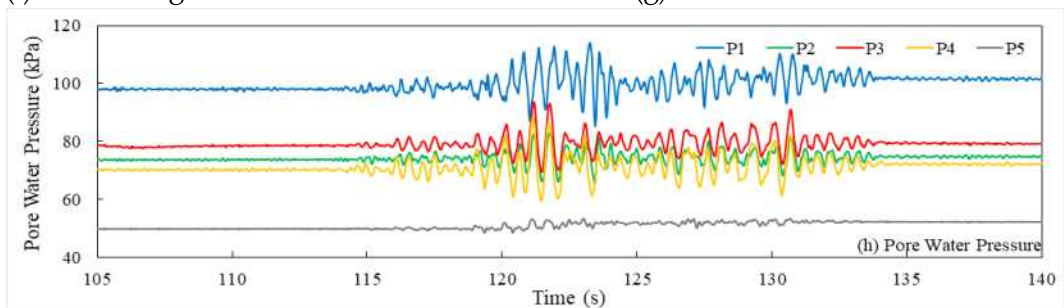
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.40] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.132g)

라. 장주기 지진파(Case2)

(1) Hachinohe 0.022g

그림 3.41은 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.022g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.045g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.072g로 기반암 기준으로 볼 때 3.22배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.60배 증가되었다.

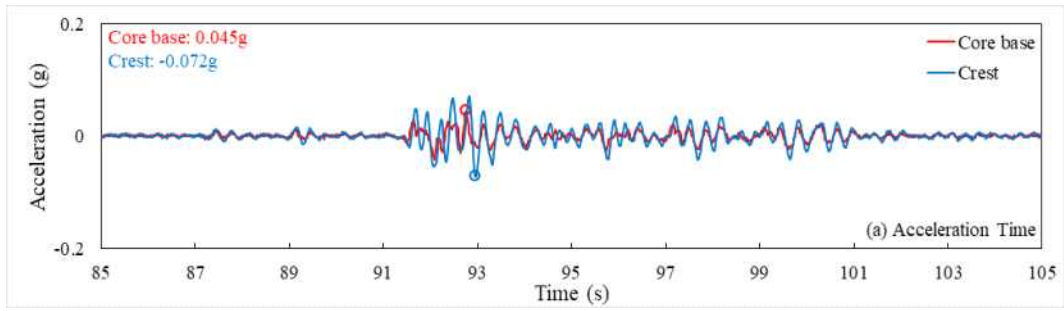
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.19초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.29초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 3.0배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 6.86mm와 2.72mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 3.94mm와 2.72mm 발생하였다.

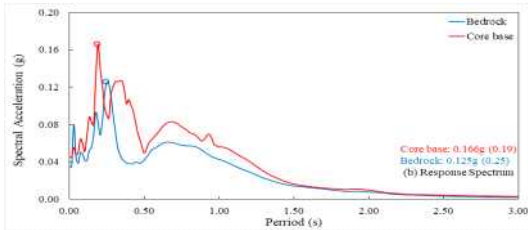
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.21] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

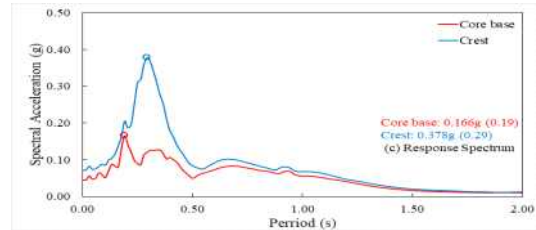
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	62.4	64.0	58.3	43.8	27.7
과잉간극수압	0.9	0.7	0.6	0.3	0.4



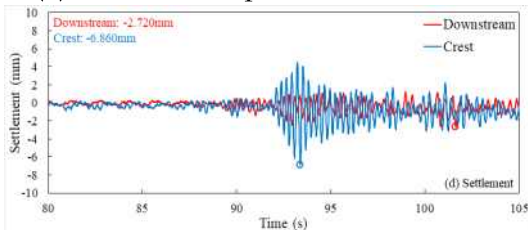
(a) Time vs. Acceleration



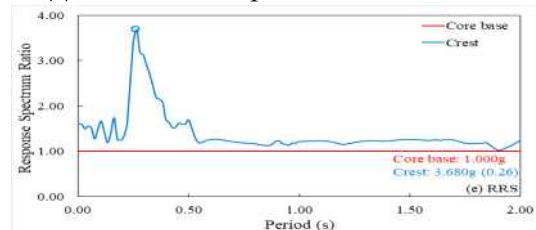
(b) Period vs. Spectral Acceleration



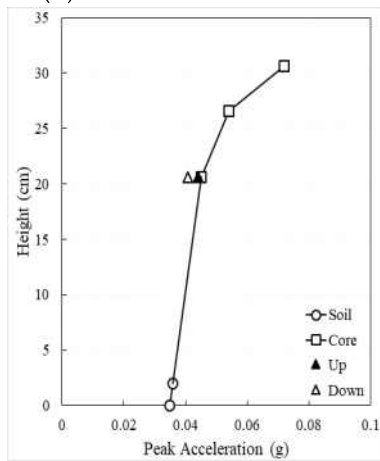
(c) Period vs. Spectral Acceleration



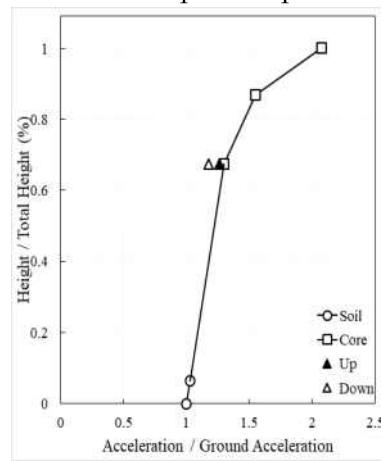
(d) Time vs. Settlement



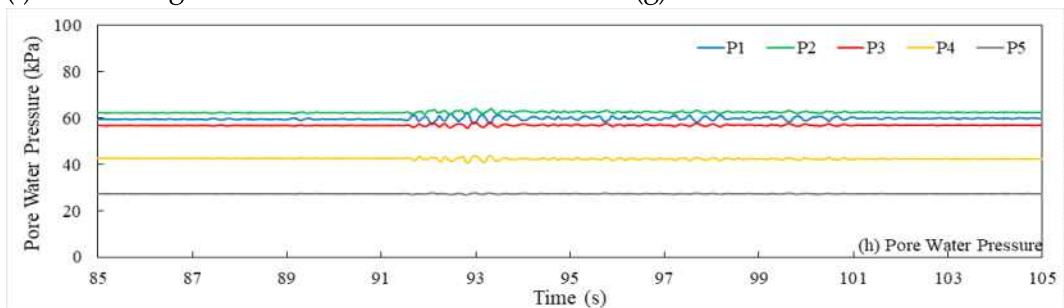
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.41] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.022g)

(2) Hachinohe 0.057g

그림 3.42는 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.057g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.092g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.144g로 기반암 기준으로 볼 때 2.53배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.57배 증가되었다.

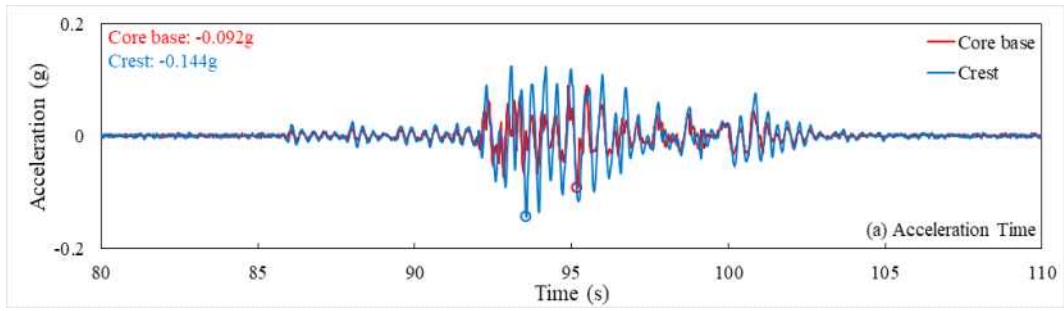
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.19와 0.19초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.37초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 4.0배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 13.06mm와 8.00mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 10.71mm와 6.43mm 발생하였다.

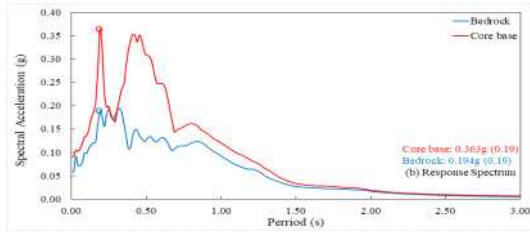
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.22] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

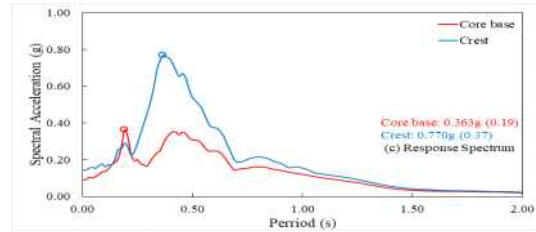
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	64.7	67.1	61.2	45.4	28.4
과잉간극수압	0.7	1.2	1.2	0.5	0.4



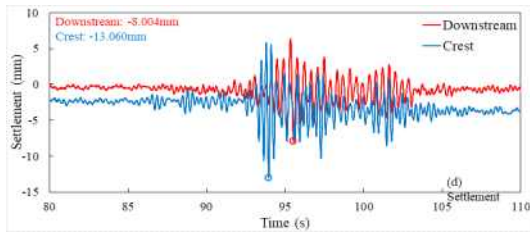
(a) Time vs. Acceleration



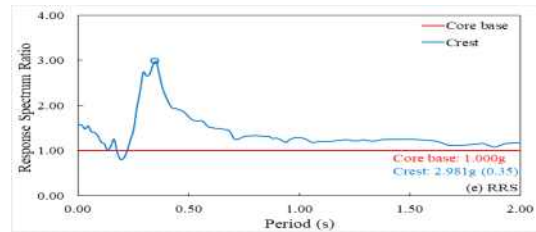
(b) Period vs. Spectral Acceleration



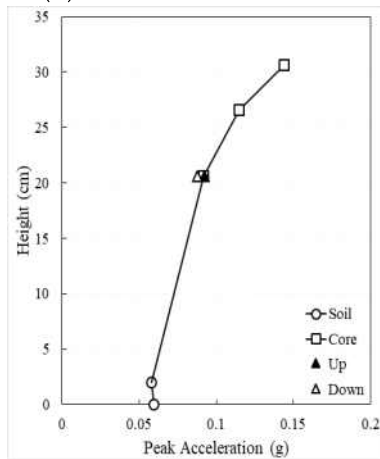
(c) Period vs. Spectral Acceleration



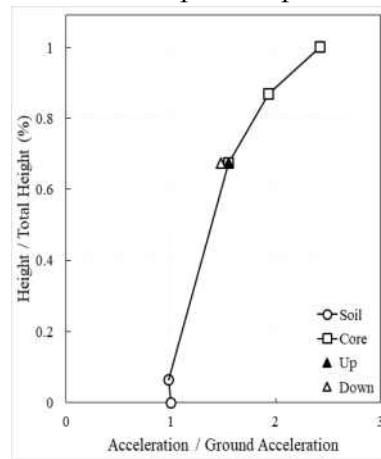
(d) Time vs. Settlement



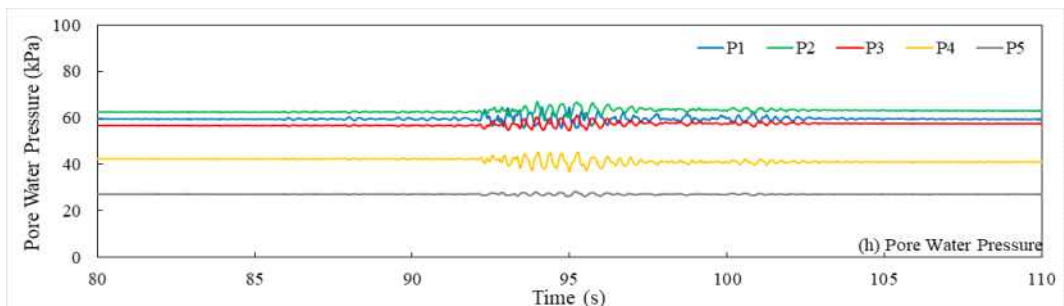
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.42] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.057g)

(3) Hachinohe 0.108g

그림 3.43은 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.108g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.130g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.242g로 기반암 기준으로 볼 때 2.24배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.86배 증가되었다.

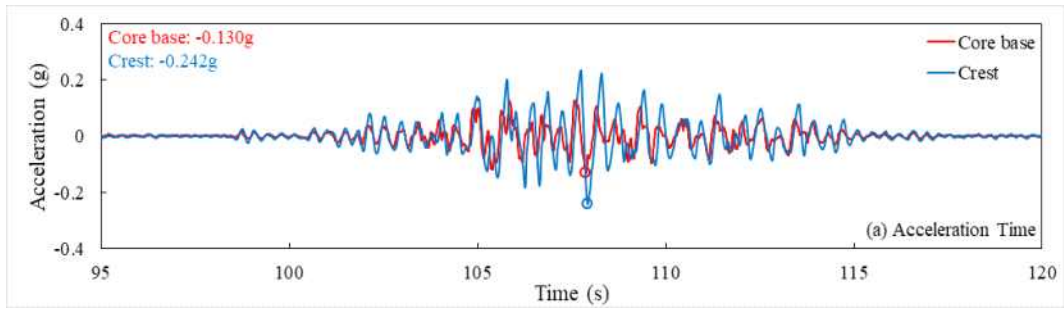
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.38와 0.45초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.41초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.7배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 16.11mm와 16.32mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 18.53mm와 15.06mm 발생하였다.

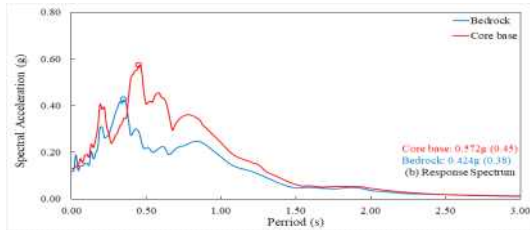
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.23] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

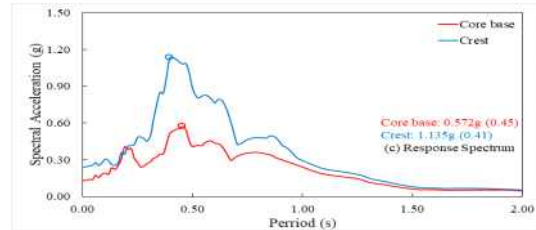
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	67.7	75.5	67.1	50.5	29.0
과잉간극수압	1.7	2.7	2.5	1.6	0.4



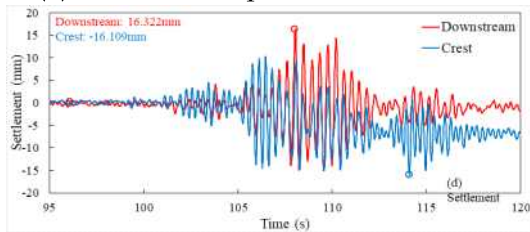
(a) Time vs. Acceleration



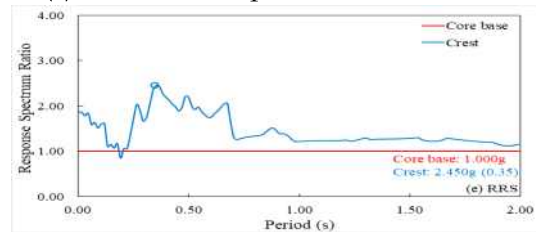
(b) Period vs. Spectral Acceleration



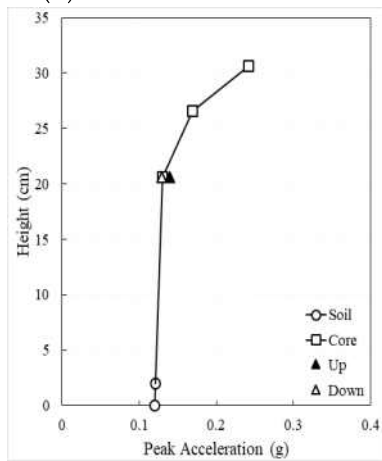
(c) Period vs. Spectral Acceleration



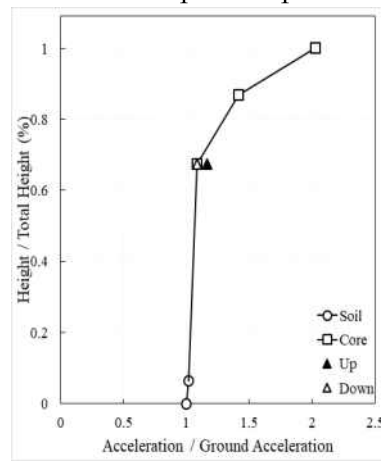
(d) Time vs. Settlement



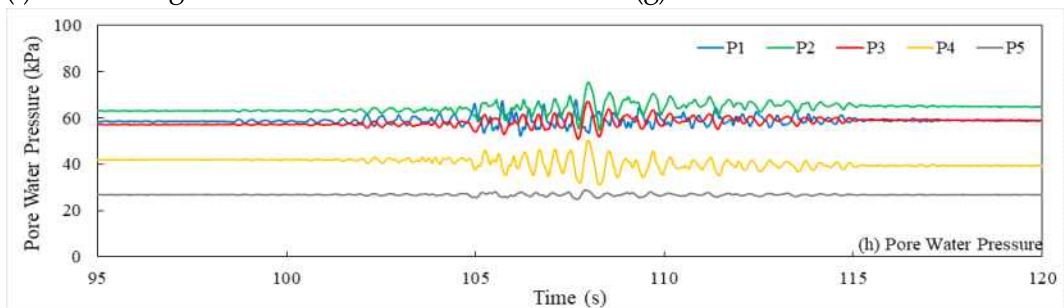
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.43] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.108g)

(4) Hachinohe 0.171g

그림 3.44는 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.171g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.215g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.357g로 기반암 기준으로 볼 때 2.09배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.66배 증가되었다.

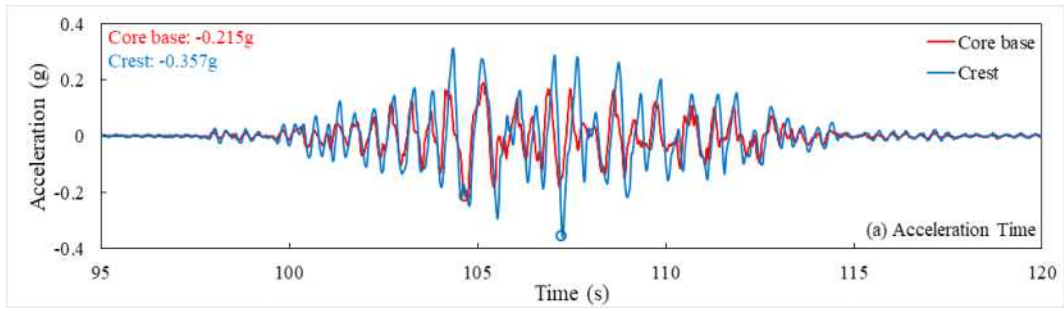
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.37와 0.45초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.51초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.6배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 32.98mm와 25.95mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 19.42mm와 22.23mm 발생하였다.

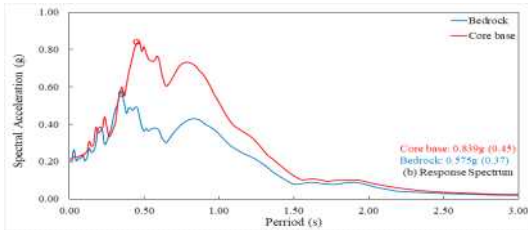
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.24] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

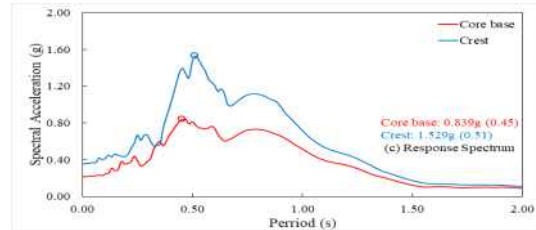
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	70.1	82.0	75.0	53.9	30.0
과잉간극수압	2.7	1.5	4.8	3.5	0.8



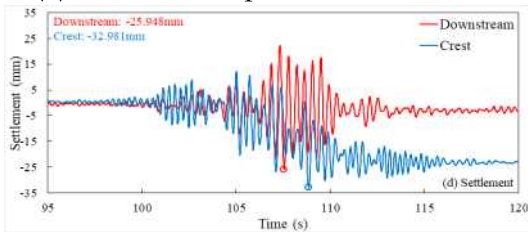
(a) Time vs. Acceleration



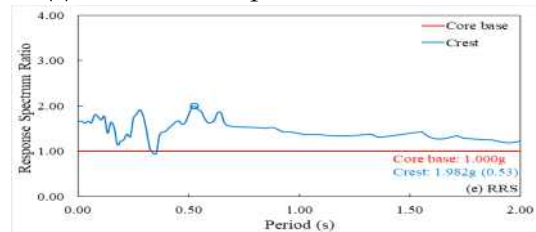
(b) Period vs. Spectral Acceleration



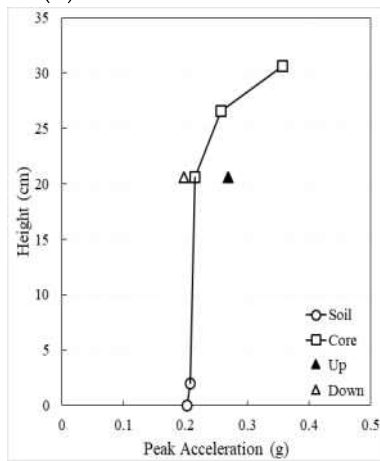
(c) Period vs. Spectral Acceleration



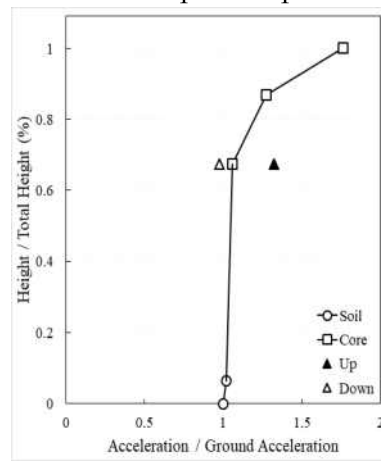
(d) Time vs. Settlement



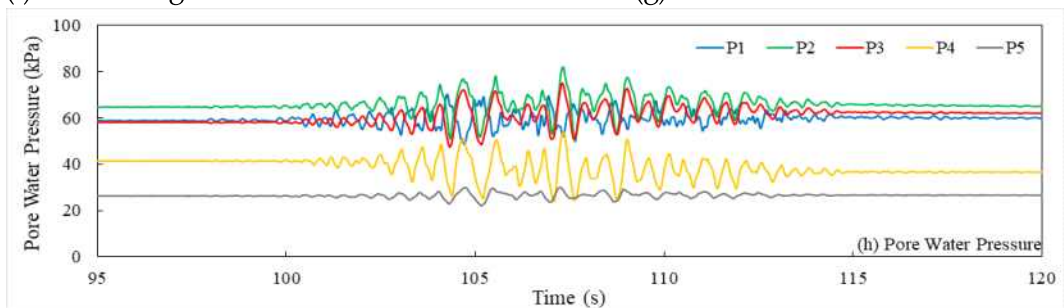
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.44] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.171g)

(5) Hachinohe 0.232g

그림 3.45는 Hachinohe 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.232g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.318g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.510g로 기반암 기준으로 볼 때 2.20배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.60배 증가되었다.

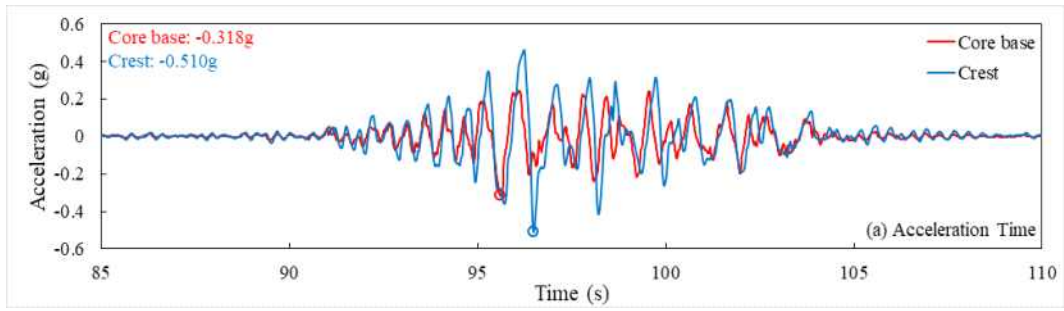
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.35와 0.59초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.86초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.3배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 85.43mm와 35.68mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 32.97mm와 36.48mm 발생하였다.

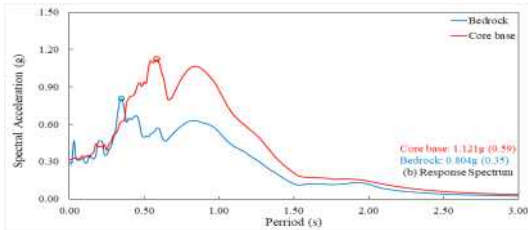
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.25] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

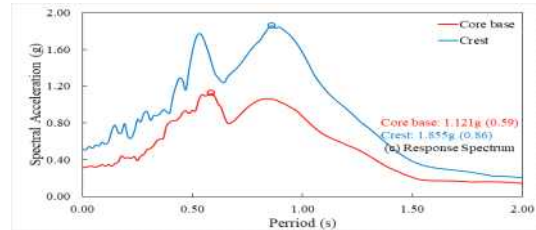
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	81.7	81.9	82.4	59.4	30.2
과잉간극수압	2.7	4.5	7.1	2.4	2.4



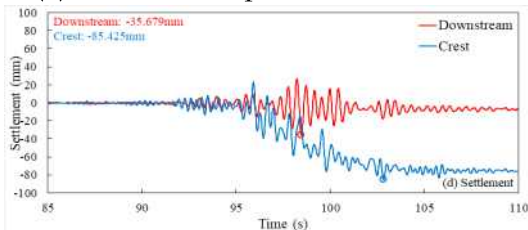
(a) Time vs. Acceleration



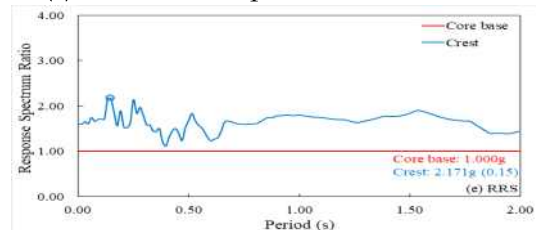
(b) Period vs. Spectral Acceleration



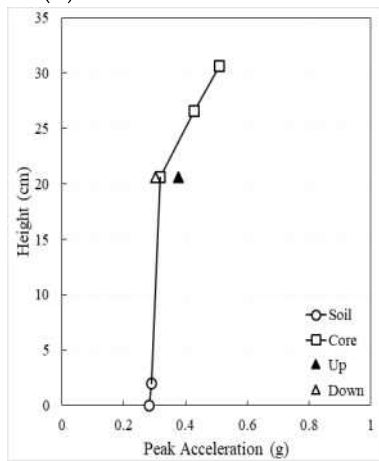
(c) Period vs. Spectral Acceleration



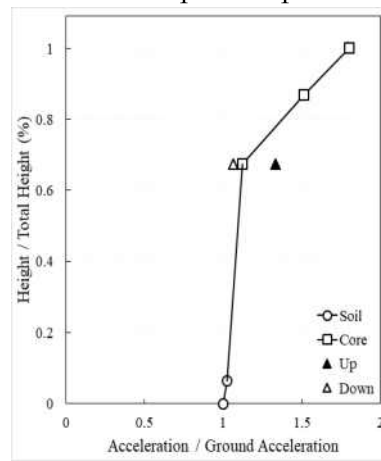
(d) Time vs. Settlement



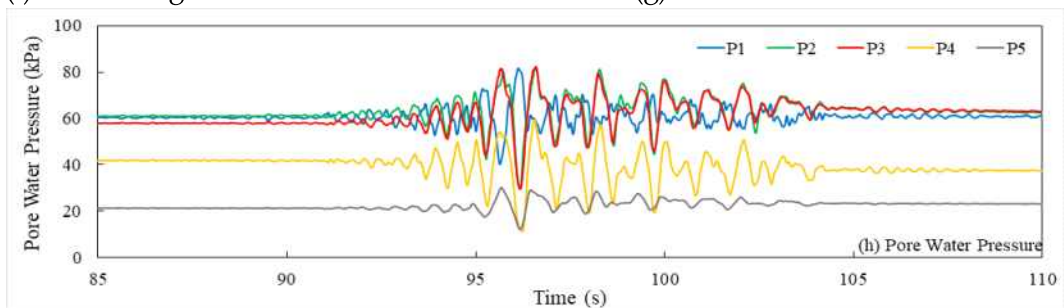
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.45] Measured results for Hachinohe wave (Bedrock PGA : 0.232g)

마. 단주기 지진파(Case2)

(1) Ofunato 0.014g

그림 3.46은 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.014g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.025g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.047g로 기반암 기준으로 볼 때 3.36배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.88배 증가되었다.

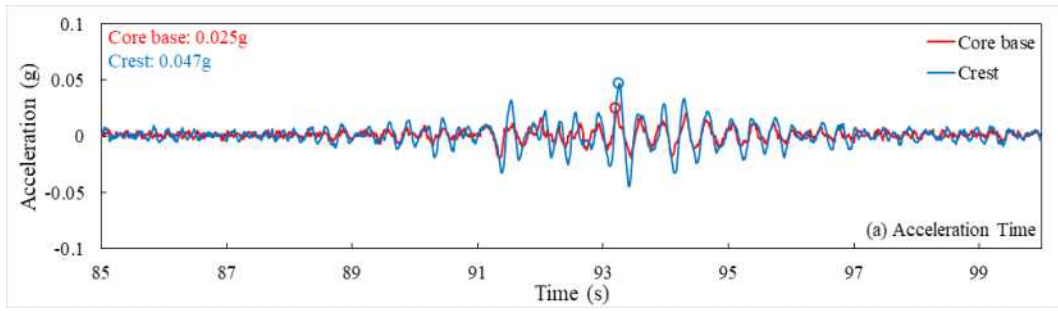
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.03와 0.35초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.34초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 4.2배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 3.10mm와 1.62mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 2.40mm와 1.60mm 발생하였다.

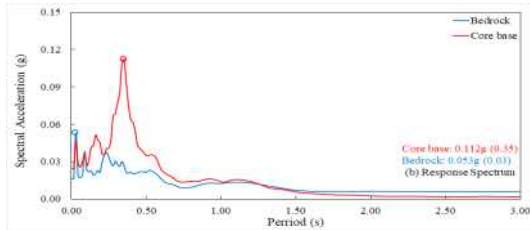
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.26] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

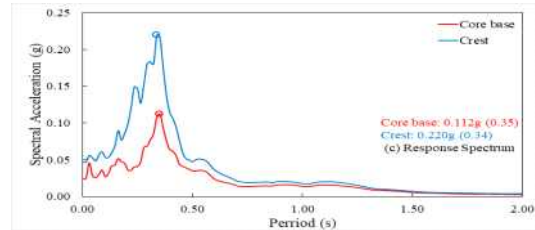
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	61.8	59.9	56.7	44.4	6.8
과잉간극수압	1.0	1.0	3.4	0.4	2.3



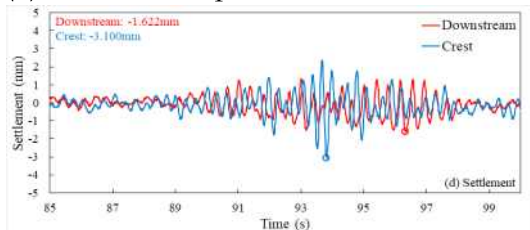
(a) Time vs. Acceleration



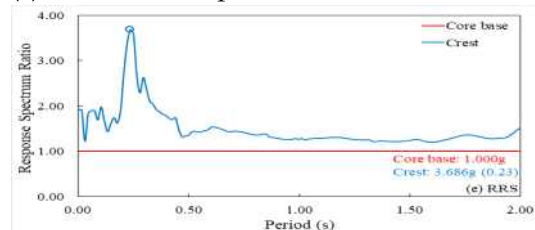
(b) Period vs. Spectral Acceleration



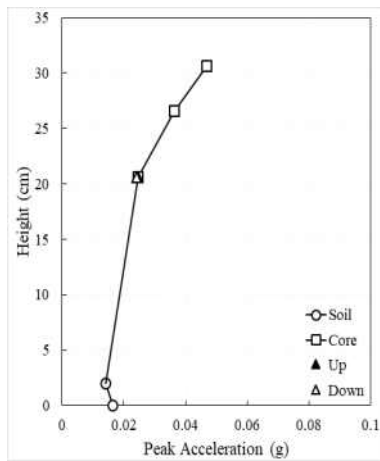
(c) Period vs. Spectral Acceleration



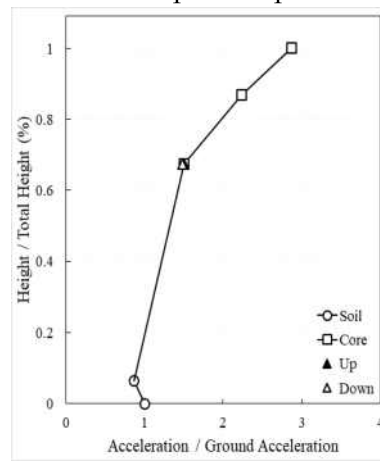
(d) Time vs. Settlement



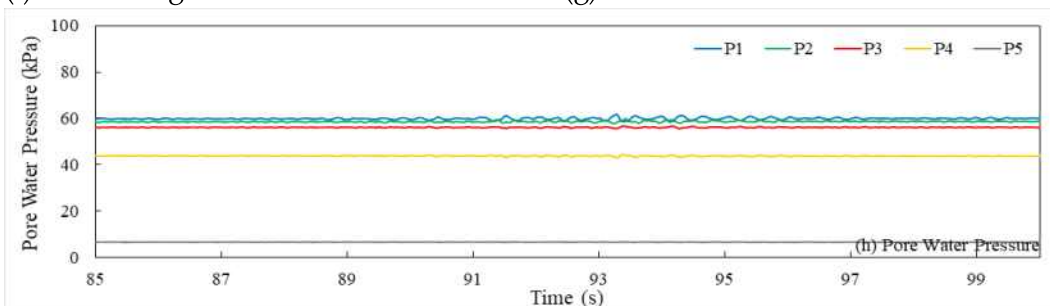
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.46] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.014g)

(2) Ofunato 0.039g

그림 3.47은 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.039g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.066g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.106g로 기반암 기준으로 볼 때 2.72배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.61배 증가되었다.

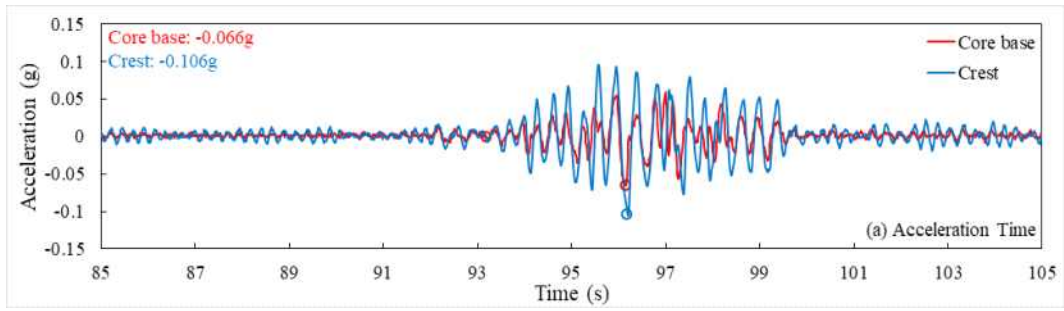
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.19초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.34초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 3.6배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 6.56mm와 4.13mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 6.46mm와 7.21mm 발생하였다.

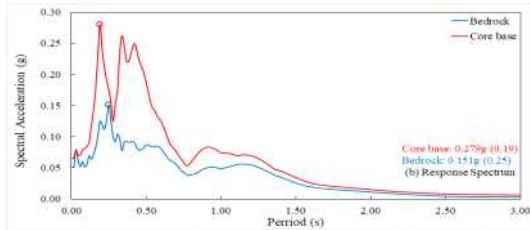
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

표 3.27 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

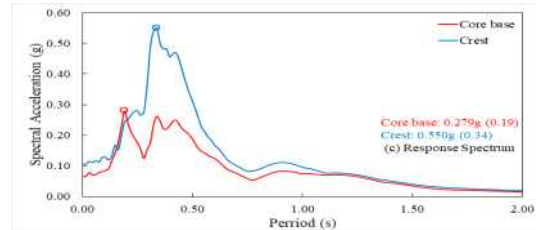
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	64.2	62.9	58.2	44.7	6.8
과잉간극수압	1.5	1.7	1.0	0.3	0.4



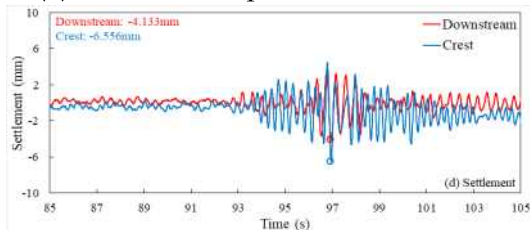
(a) Time vs. Acceleration



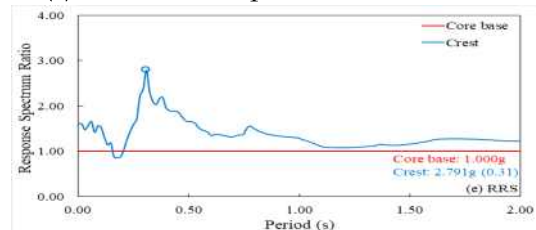
(b) Period vs. Spectral Acceleration



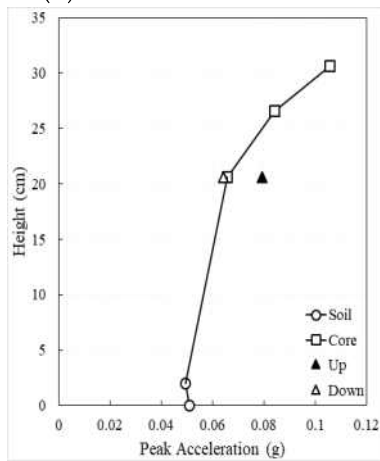
(c) Period vs. Spectral Acceleration



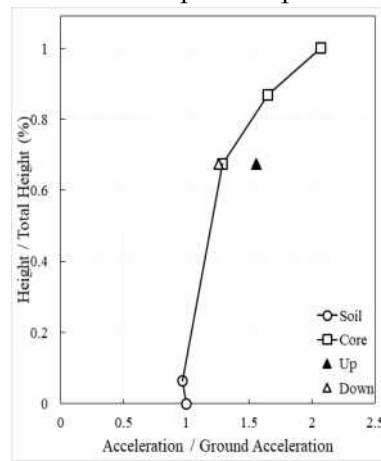
(d) Time vs. Settlement



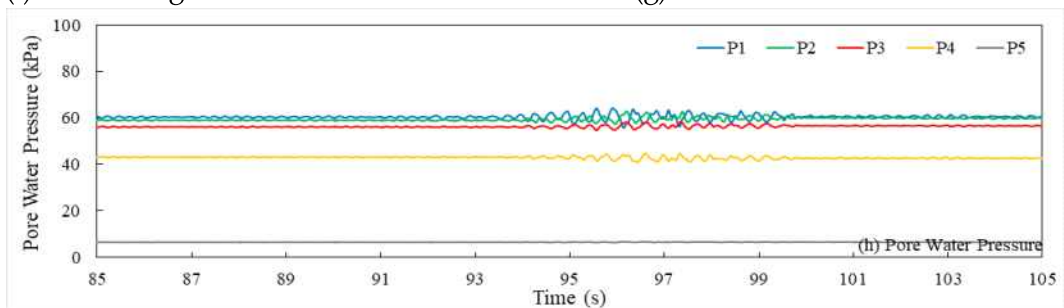
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.47] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.039g)

(3) Ofunato 0.056g

그림 3.48은 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.056g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.101g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.170g로 기반암 기준으로 볼 때 3.04배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.68배 증가되었다.

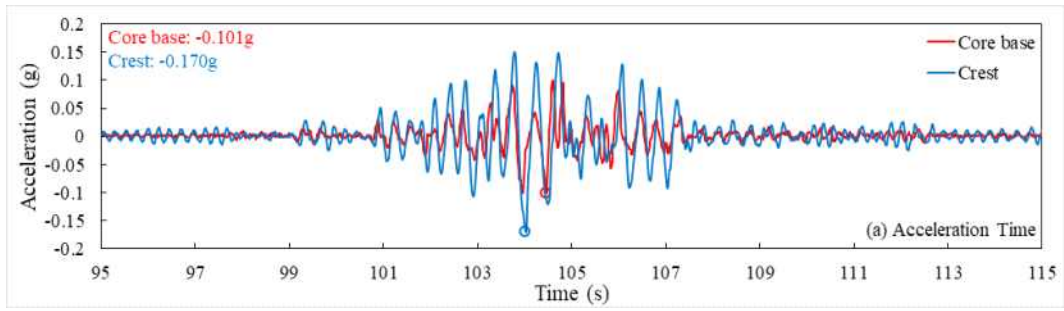
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.42초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.45초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.6배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 9.66mm와 8.79mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 9.98mm와 13.91mm 발생하였다.

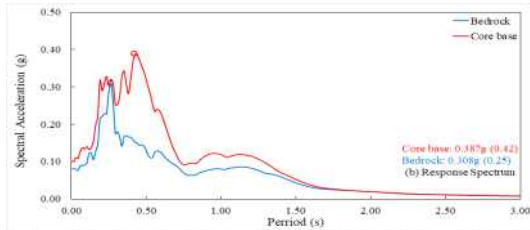
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.28] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

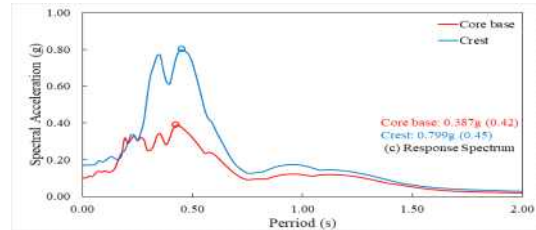
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	66.0	66.1	61.0	46.6	6.9
과잉간극수압	1.5	2.3	1.8	0.1	0.4



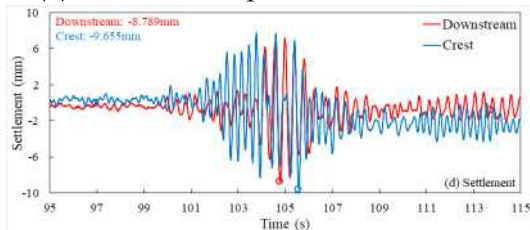
(a) Time vs. Acceleration



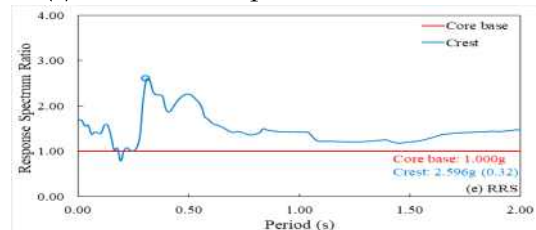
(b) Period vs. Spectral Acceleration



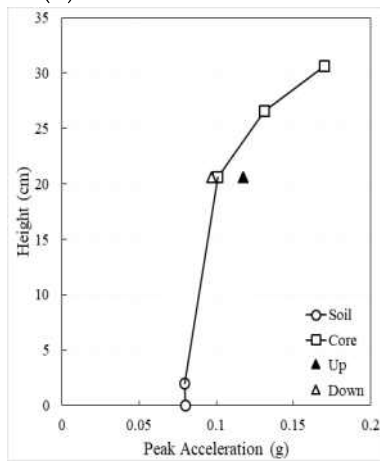
(c) Period vs. Spectral Acceleration



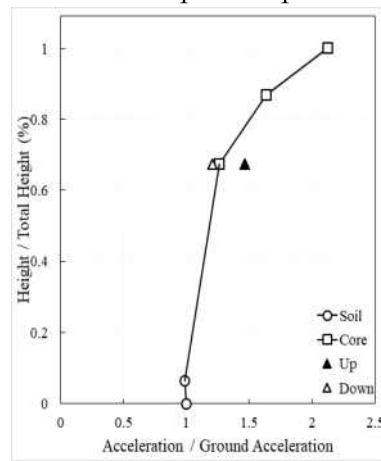
(d) Time vs. Settlement



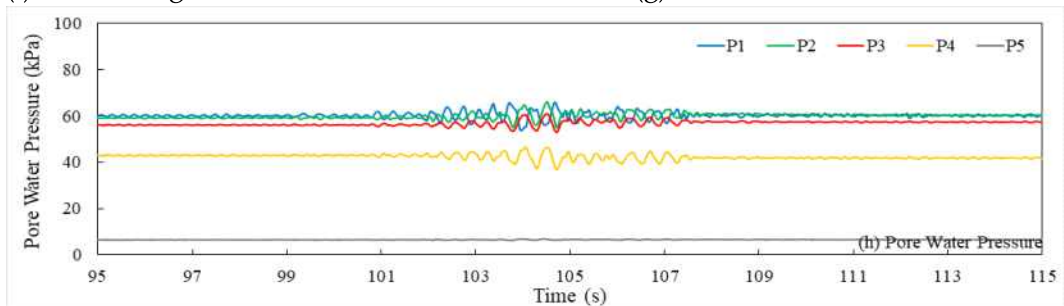
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.48] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.056g)

(4) Ofunato 0.151g

그림 3.49는 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.056g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.170g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.289g로 기반암 기준으로 볼 때 1.91배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.70배 증가되었다.

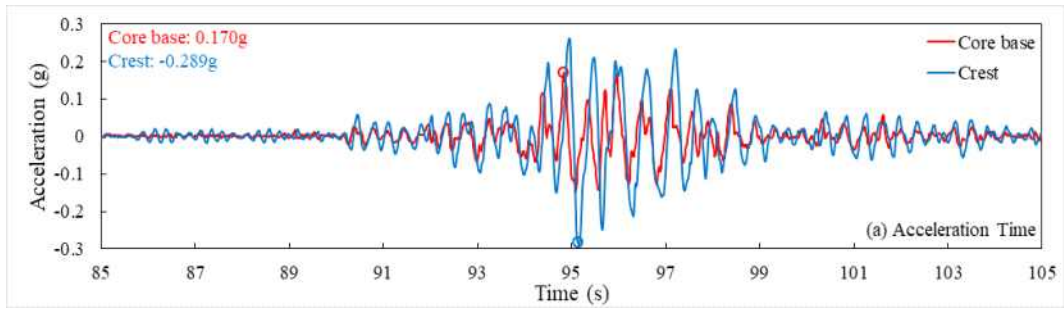
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.26와 0.56초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.56초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.0배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 25.00mm와 21.92mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 17.06mm와 23.29mm 발생하였다.

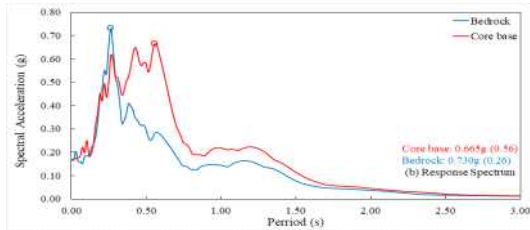
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.29] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

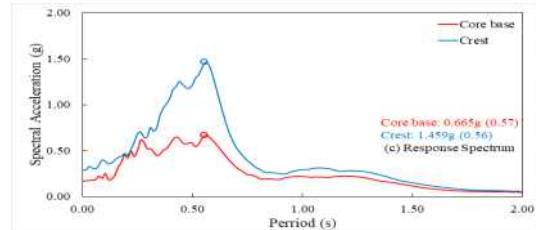
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	72.4	73.3	65.2	54.0	7.2
과잉간극수압	2.3	2.2	2.1	0.3	0.4



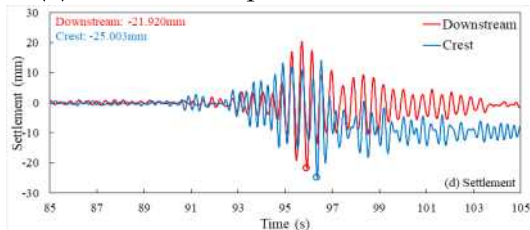
(a) Time vs. Acceleration



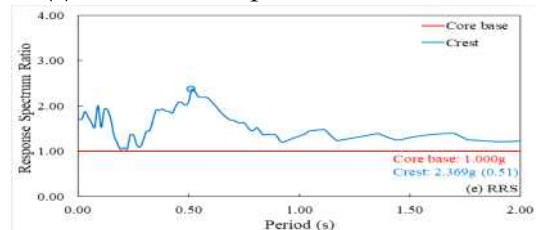
(b) Period vs. Spectral Acceleration



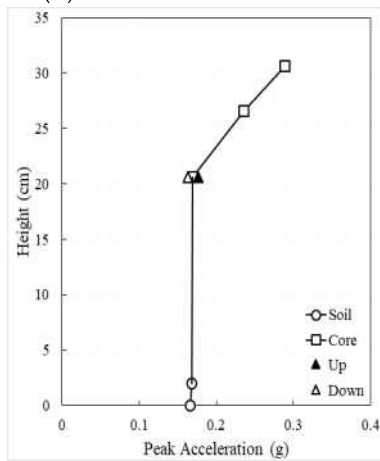
(c) Period vs. Spectral Acceleration



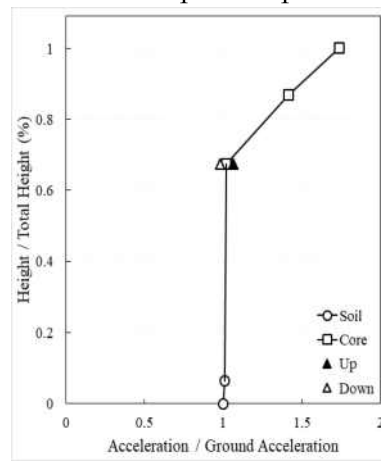
(d) Time vs. Settlement



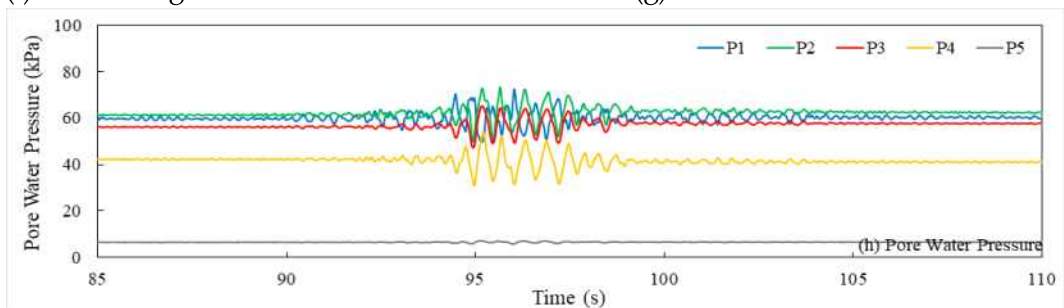
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.49] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.151g)

(5) Ofunato 0.228g

그림 3.50은 Ofunato 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.228g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.272g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.379g로 기반암 기준으로 볼 때 1.66배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.39배 증가되었다.

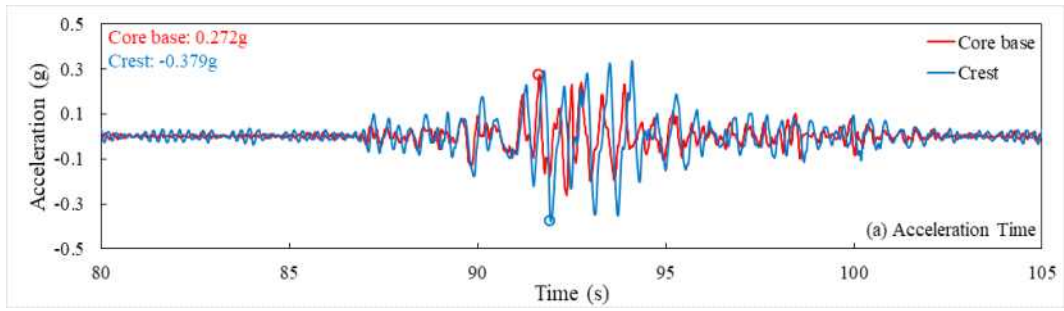
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.26와 0.29초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.57초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 1.7배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 40.65mm와 30.13mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 26.72mm와 29.11mm 발생하였다.

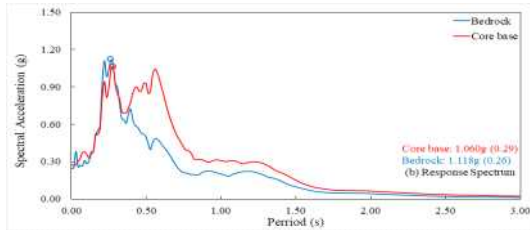
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.30] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

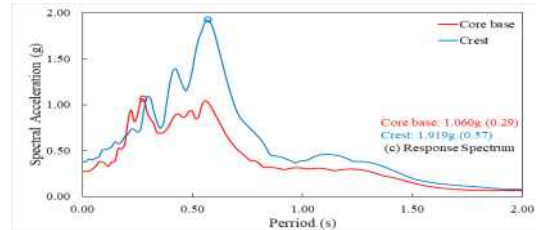
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	82.9	80.5	72.1	58.9	7.8
과잉간극수압	3.6	3.6	3.8	0.5	0.5



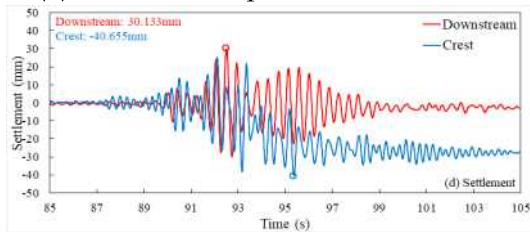
(a) Time vs. Acceleration



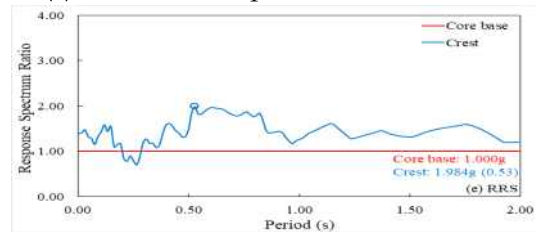
(b) Period vs. Spectral Acceleration



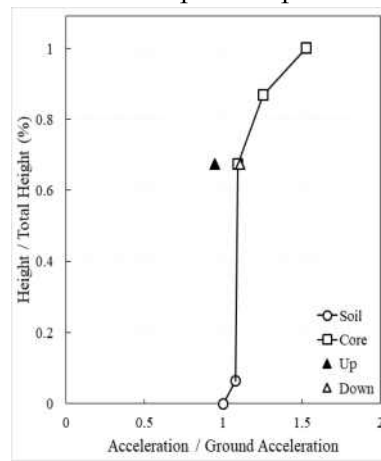
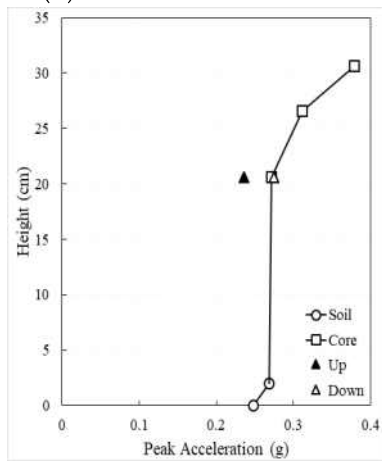
(c) Period vs. Spectral Acceleration



(d) Time vs. Settlement

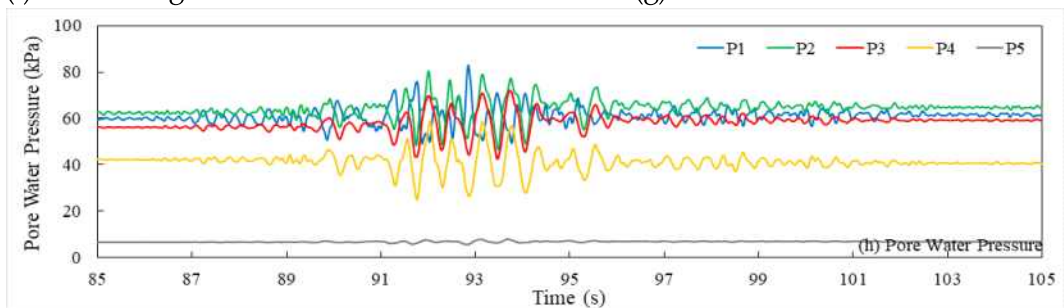


(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration

(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.50] Measured results for Ofunato wave (Bedrock PGA : 0.228g)

바. 인공지진파(Case2)

(1) Artificial 0.028g

그림 3.51은 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.028g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.051g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.081g로 기반암 기준으로 볼 때 2.89배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.59배 증가되었다.

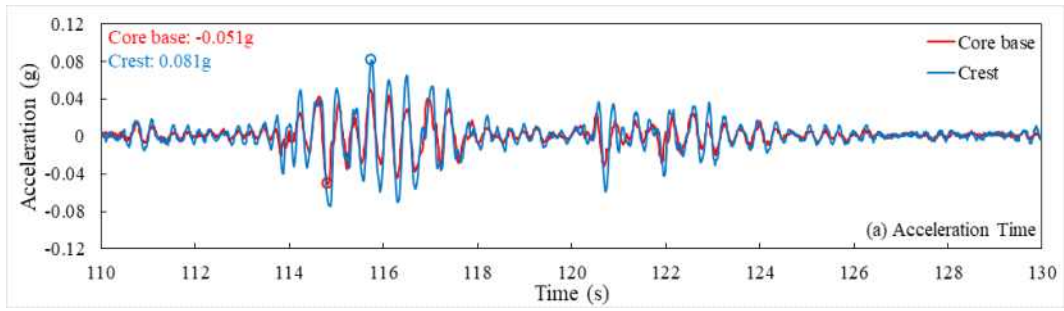
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.37초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.37초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 4.0배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 4.93mm와 4.29mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 3.83mm와 2.88mm 발생하였다.

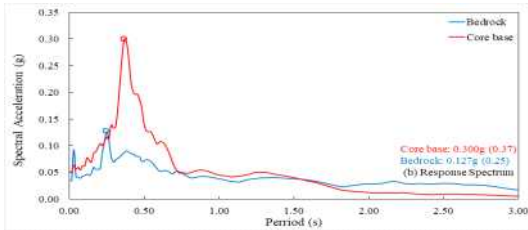
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.31] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

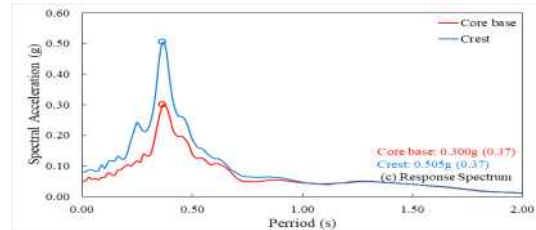
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	60.8	53.2	53.7	34.6	20.8
과잉간극수압	0.9	0.7	0.4	1.8	0.5



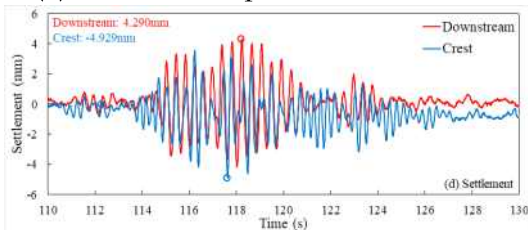
(a) Time vs. Acceleration



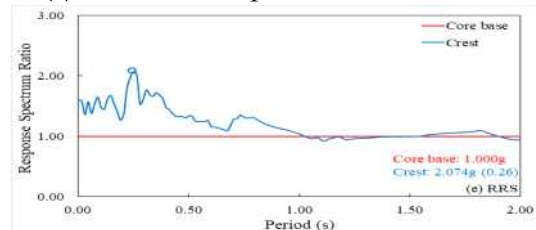
(b) Period vs. Spectral Acceleration



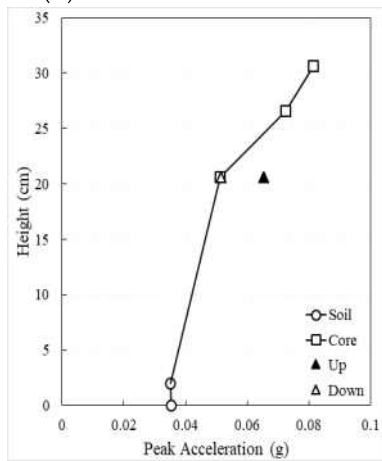
(c) Period vs. Spectral Acceleration



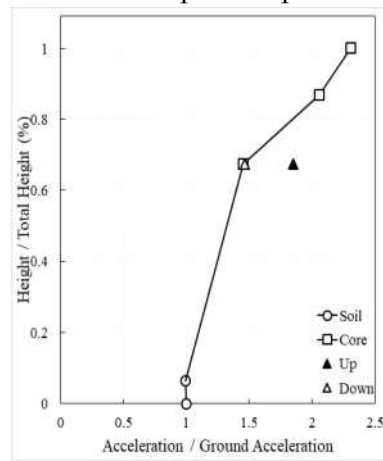
(d) Time vs. Settlement



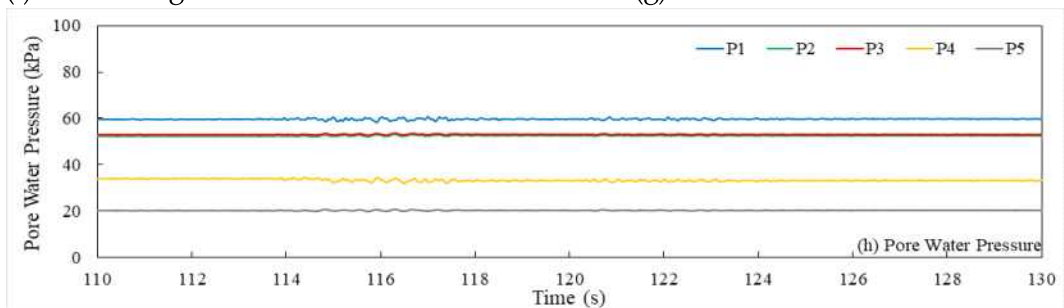
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.51] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.028g)

(2) Artificial 0.044g

그림 3.52는 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.044g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.081g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.115g로 기반암 기준으로 볼 때 2.61배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.42배 증가되었다.

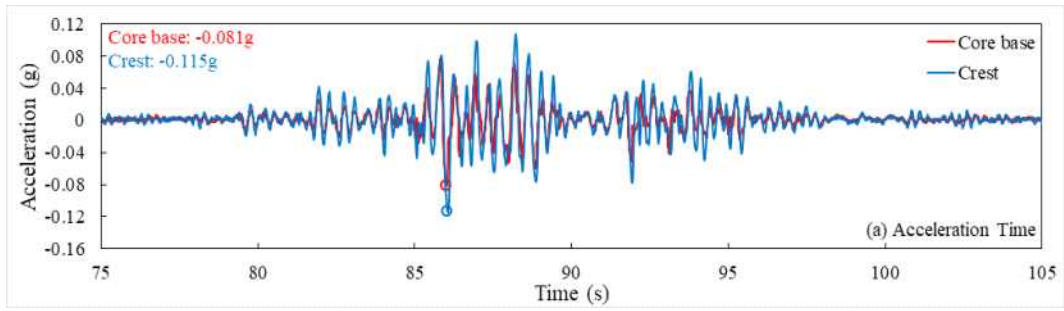
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.25와 0.41초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.41초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.4배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 7.67mm와 6.28mm으로 나타났고, 시멘트믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 6.87mm와 7.89mm 발생하였다.

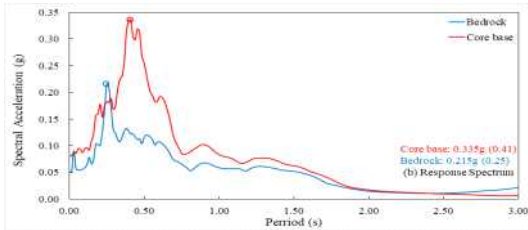
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.32] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

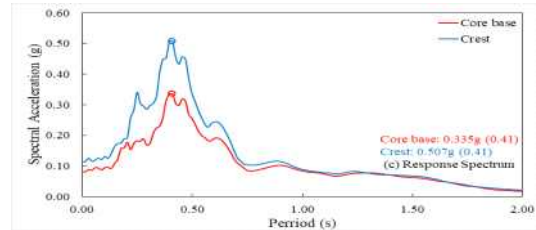
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	62.3	54.1	54.0	34.4	21.4
과잉간극수압	1.5	0.8	0.4	0.5	0.9



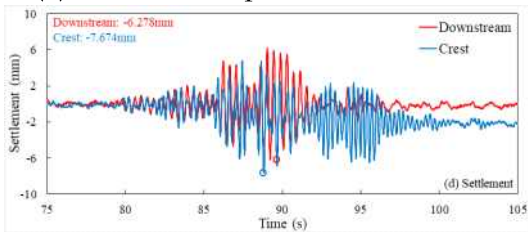
(a) Time vs. Acceleration



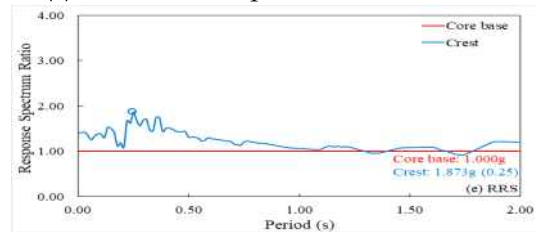
(b) Period vs. Spectral Acceleration



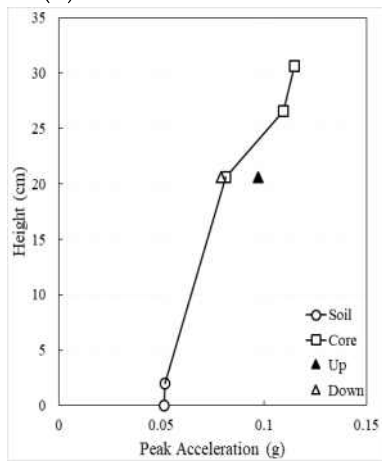
(c) Period vs. Spectral Acceleration



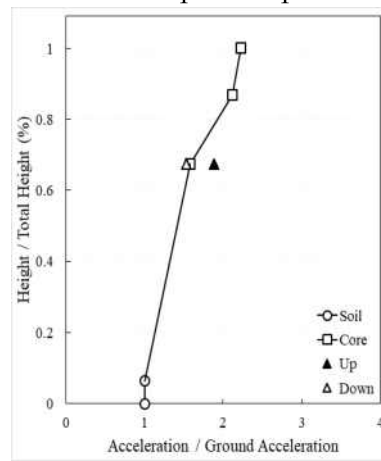
(d) Time vs. Settlement



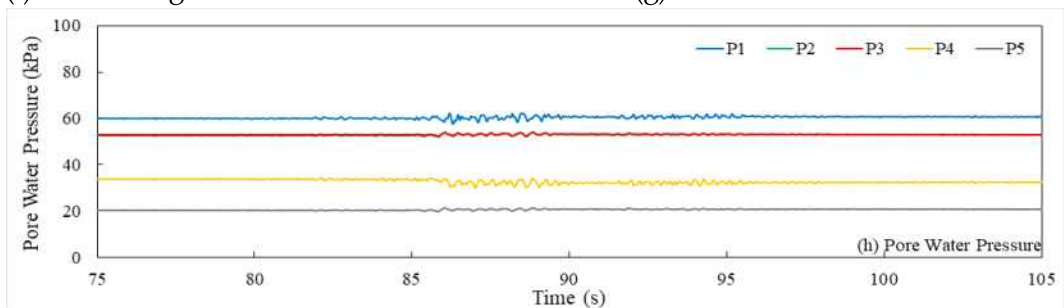
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.52] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.044g)

(3) Artificial 0.057g

그림 3.53은 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.057g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.112g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.169g로 기반암 기준으로 볼 때 2.96배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.51배 증가되었다.

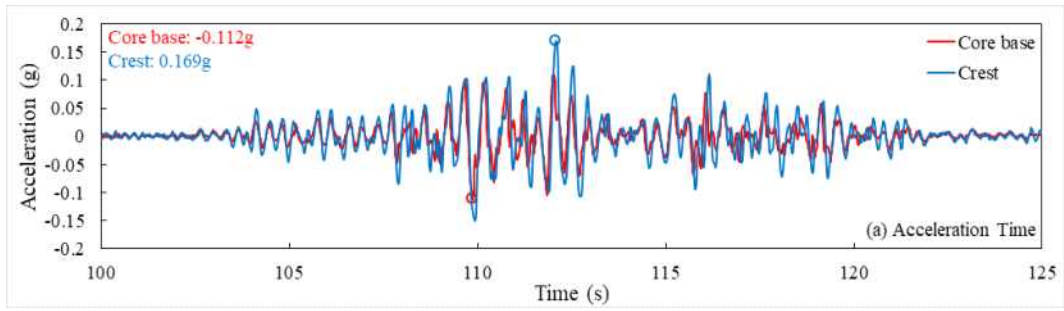
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.26와 0.51초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.47초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.4배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 14.94mm와 10.20mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 11.39mm와 9.53mm 발생하였다.

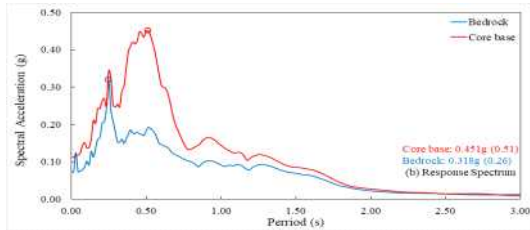
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.33] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

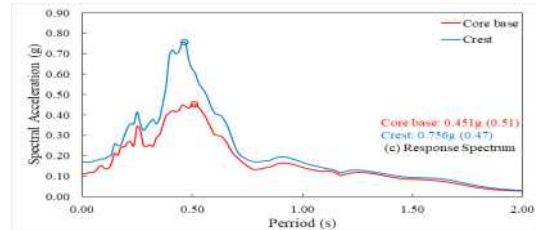
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	64.9	57.5	55.8	37.0	23.2
과잉간극수압	0.2	1.3	0.8	0.2	1.9



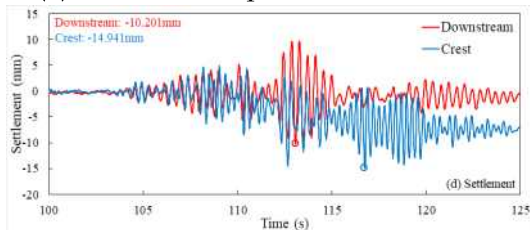
(a) Time vs. Acceleration



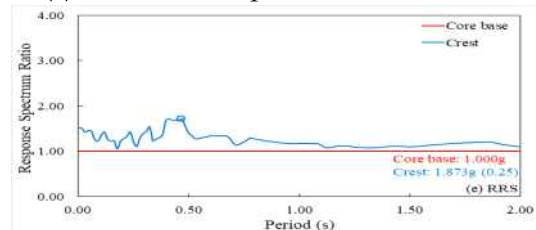
(b) Period vs. Spectral Acceleration



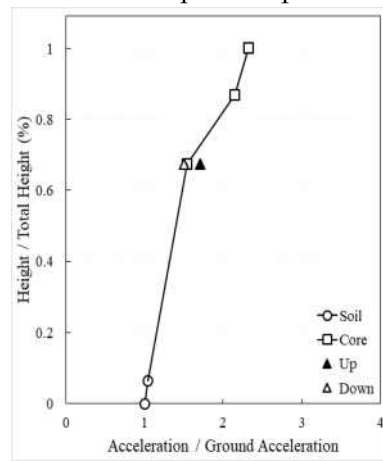
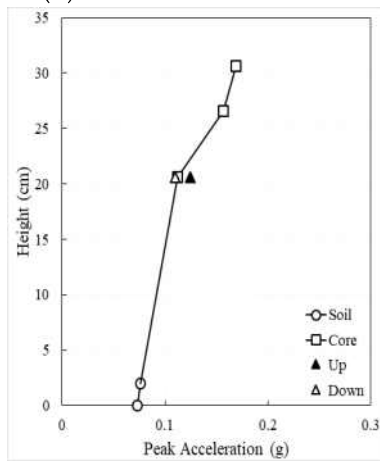
(c) Period vs. Spectral Acceleration



(d) Time vs. Settlement

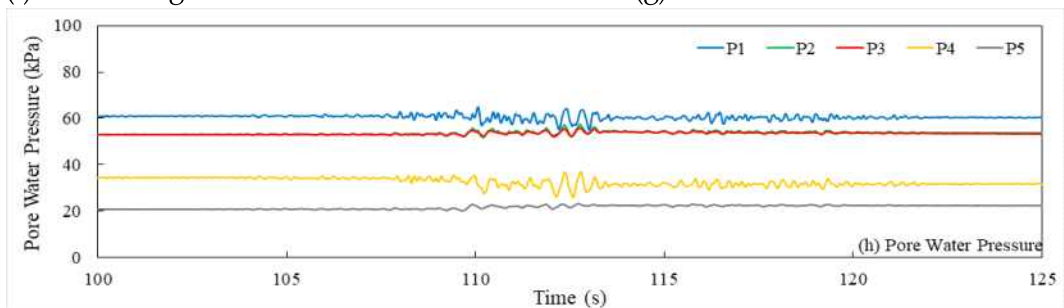


(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration

(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.53] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.057g)

(4) Artificial 0.097g

그림 3.54는 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.097g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.150g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.213g로 기반암 기준으로 볼 때 2.20배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.42배 증가되었다.

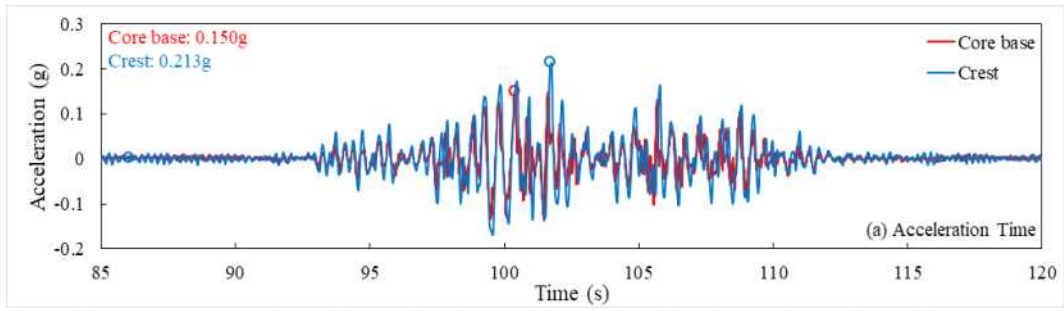
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.26와 0.51초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.53초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.0배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 25.41mm와 17.06mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 20.84mm와 18.14mm 발생하였다.

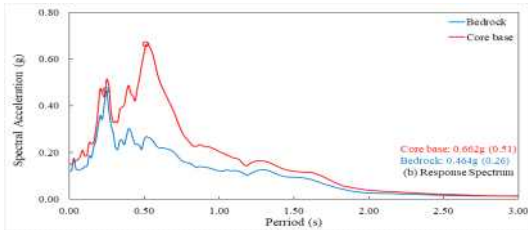
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.34] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

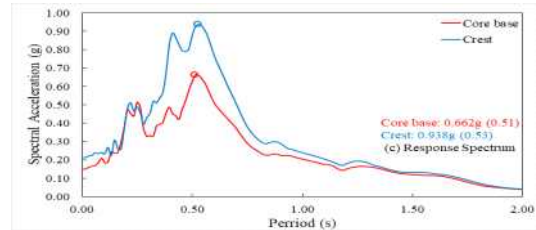
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	65.5	63.3	58.1	39.7	25.9
과잉간극수압	0.8	2.5	1.2	1.5	2.4



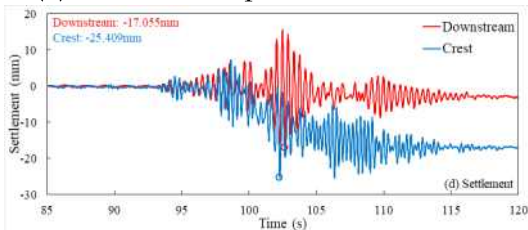
(a) Time vs. Acceleration



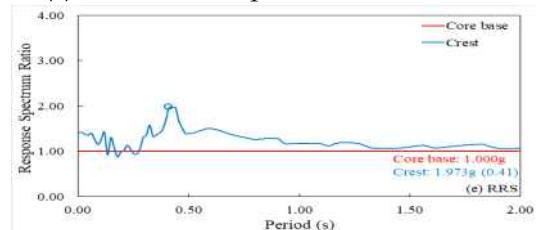
(b) Period vs. Spectral Acceleration



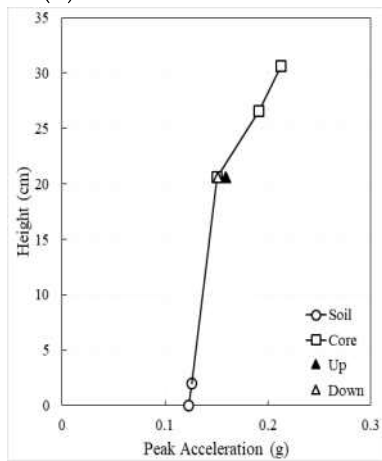
(c) Period vs. Spectral Acceleration



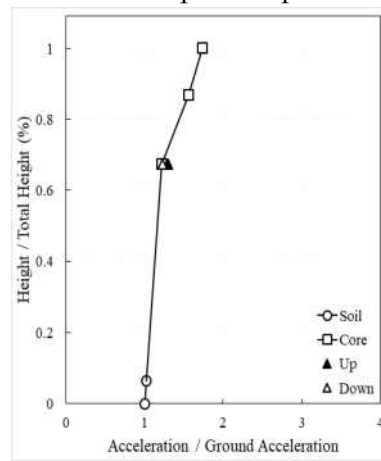
(d) Time vs. Settlement



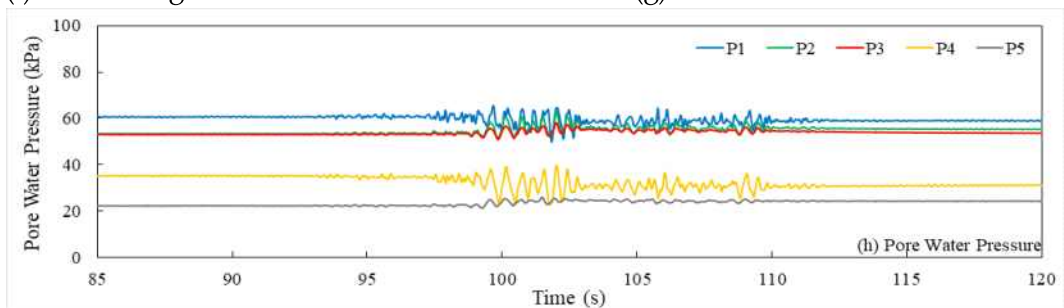
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio



(h) Pore Water Pressure over time

[그림 3.54] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.097g)

(5) Artificial 0.133g

그림 3.55는 Artificial 지진파가 해석면 바닥에서 약 0.133g의 입력가속도 수준으로 가진되었을 때 계측된 결과이다.

기반암 부근에서의 지진파 증폭은 미미하지만 코어 저면에서는 0.189g로 약간 증폭하였으며, 최상단 마루에 최대 가속도는 0.250g로 기반암 기준으로 볼 때 1.88배 증폭하였다. 코어 저면과 최상단 마루의 가속도 값을 비교해 보면 최상단 마루에서의 최대 지반 가속도는 코어 저면에서의 가속도와 비교해 볼 때 약 1.32배 증가되었다.

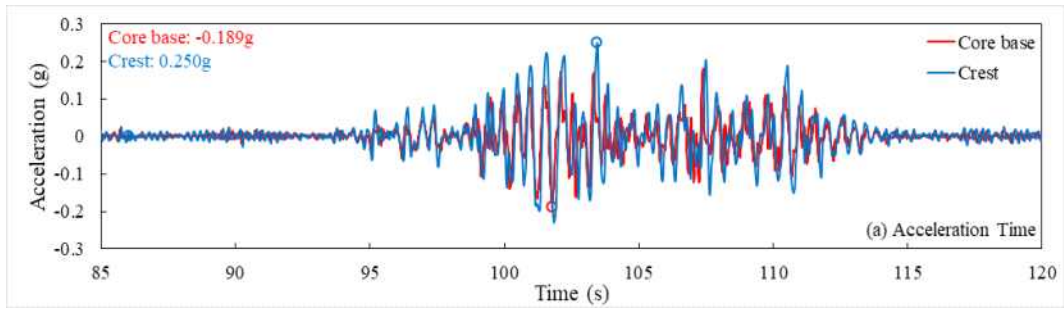
기반암과 코어 저면, 최상단 마루의 가속도 응답스펙트럼을 살펴보면, 기반암과 코어저면의 탁월주파수가 각각 0.19와 0.53초로 나타났으며, 마루의 탁월주파수는 0.54초로 나타났다. 기초 지반과 코어 제체를 통한 가속도의 증폭이 어느 정도 발생한 것으로 보이나 주파수의 특성은 최상단 마루가 기반암과 코어 저면에 비해 2.5배 크게 발생한 것으로 확인되었다.

또한, 제정부와 하류사면의 최대 연직변위는 각각 42.23mm와 24.38mm으로 나타났고, 시멘트 믹스로 포장된 월류유도수로의 설치된 L3과 L4는 각각 38.64mm와 18.45mm 발생하였다.

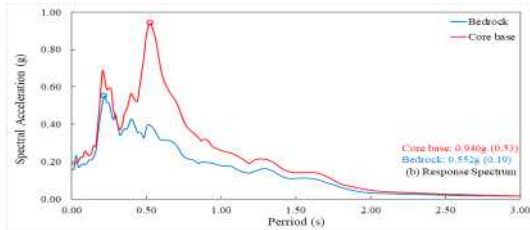
가진 시 간극수압 경시변화를 살펴보면 저수지 상류측 저면에 설치된(P1과 P2)계측기와 코어 저면에 설치된(P3)계측기에서 유사한 경향을 나타내고, 저수지 하류측 저면에 설치된(P4)계측기에서는 변화가 미미하였다. 각 계측기에서 계측된 최대간극수압과 과잉간극수압은 아래 표와 같다.

[표 3.35] 위치에 따른 저수지 간극수압과 최대 과잉간극수압

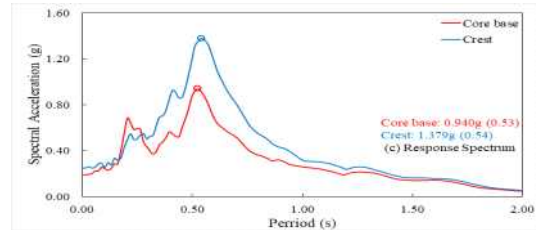
계측기위치 구분	P1	P2	P3	P4	P5
간극수압	65.1	71.4	61.9	46.0	28.3
과잉간극수압	2.5	6.7	1.9	1.3	3.5



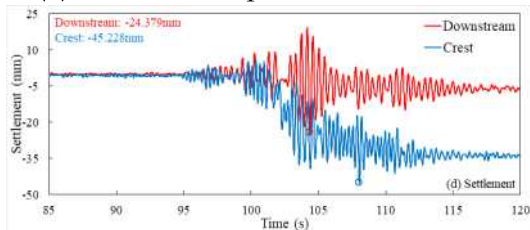
(a) Time vs. Acceleration



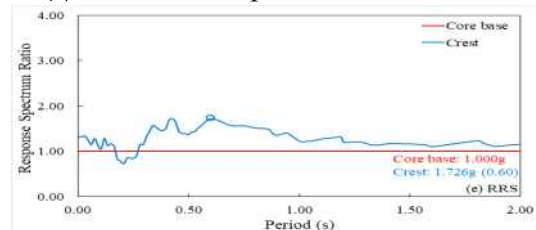
(b) Period vs. Spectral Acceleration



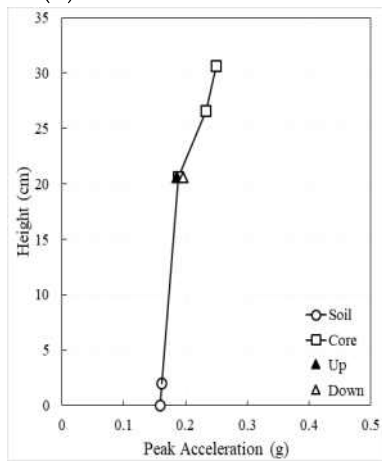
(c) Period vs. Spectral Acceleration



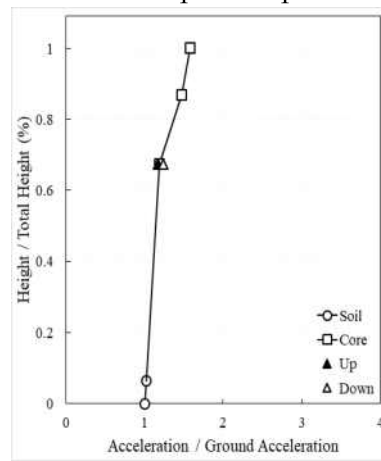
(d) Time vs. Settlement



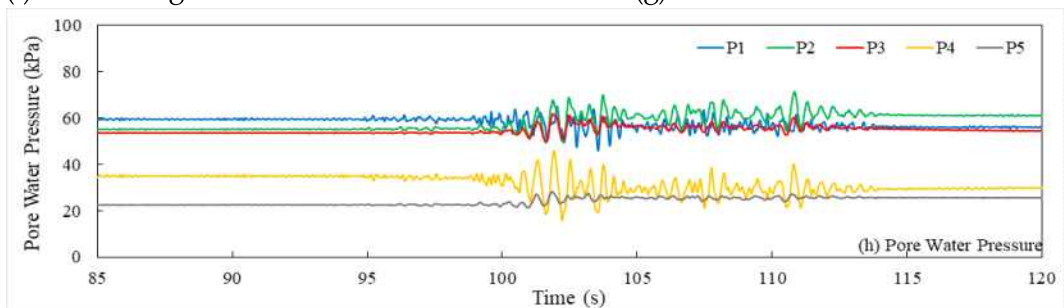
(e) Period vs. Response spectrum ratio



(f) Dam Height vs. Peak Acceleration



(g) Peak Acceleration Ratio

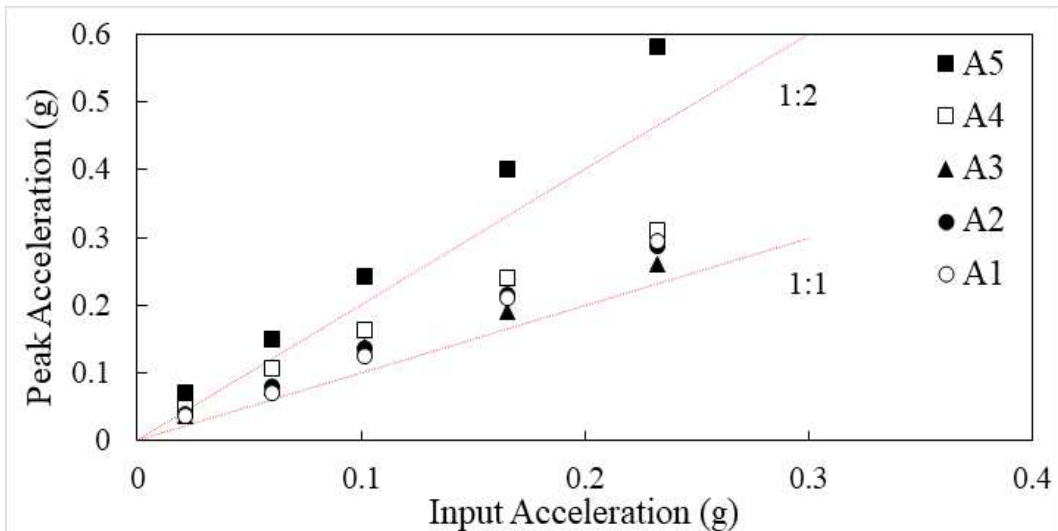


(h) Pore Water Pressure over time

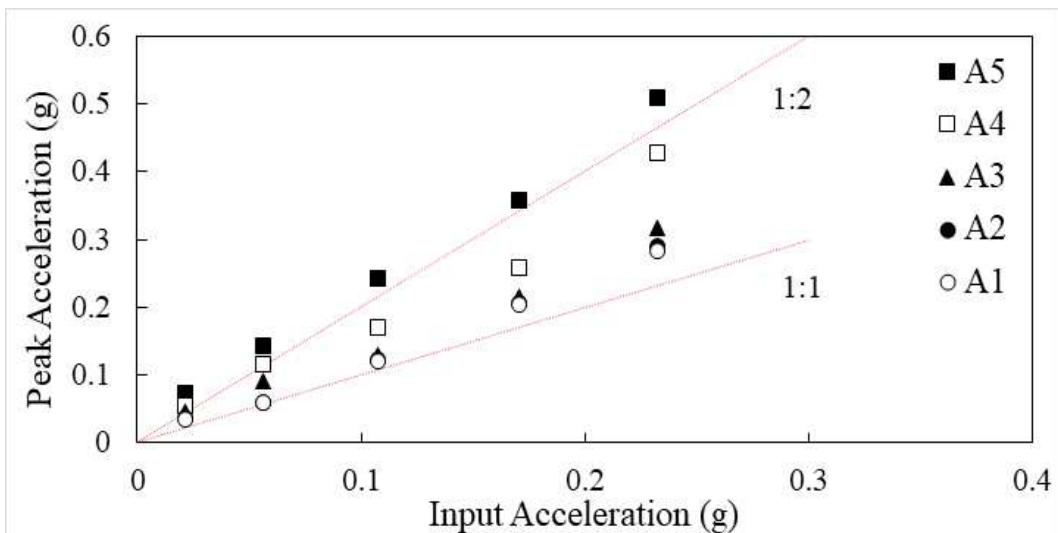
[그림 3.55] Measured results for Artificial wave (Bedrock PGA : 0.133g)

사. 가속도 증폭 특성

그림 3.56, 그림 3.57은 장주기 지진파를 수준에 따라 입력해서 기반암에 입력 가속도 대비 위치별 최대 가속도를 도식한 그래프이다. 모든 가속도에 대한 응답가속도 측정결과, Case1의 경우 저수지 정상부의 A5에 대한 응답가속도 값은 코어저부의 A3에 비해서는 1.7~2.2배, 기반암의 A1에 비해서는 1.9~2.0배 나타났고, Case2의 경우 저수지 정상부의 A5에 대한 응답가속도 값은 코어저부의 A3에 비해서는 1.6~1.9배, 기반암의 A1에 비해서는 1.7~2.4배 높게 나타나 모두 저수지 제체를 통과하면서 증폭하는 경향을 나타냈다.

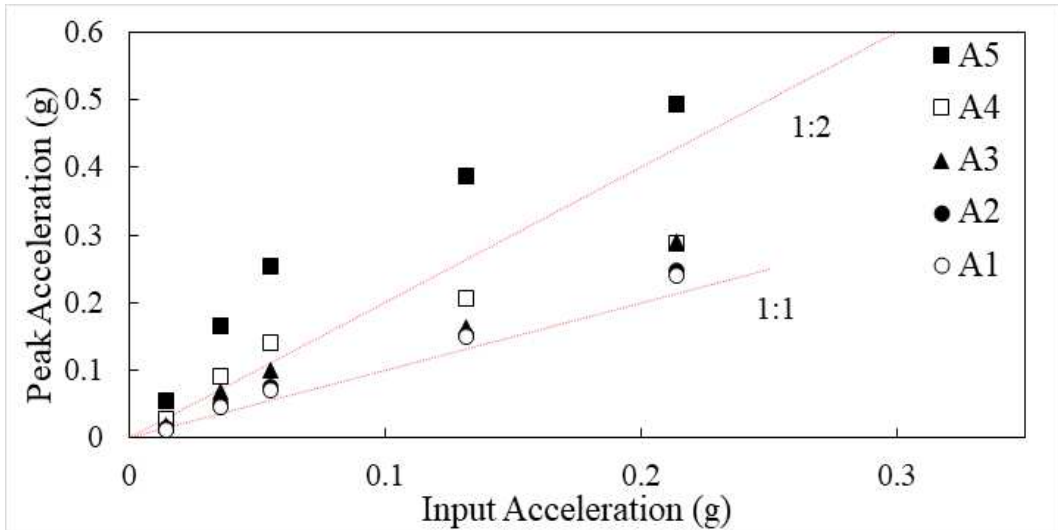


[그림 3.56] Input acceleration vs. peak acceleration (Case1)

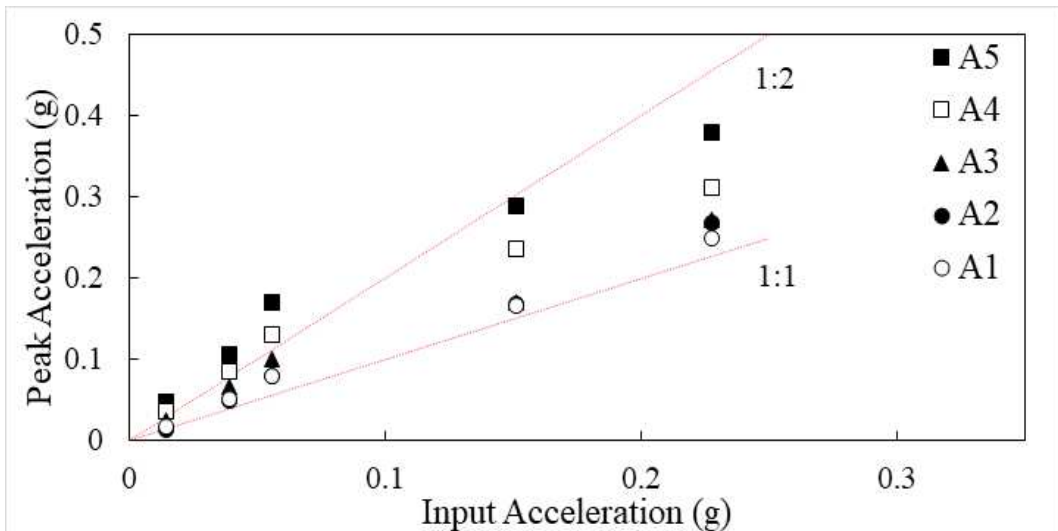


[그림 3.57] Input acceleration vs. peak acceleration (Case2)

그림 3.58, 그림3.59는 단주기 지진파를 수준에 따라 입력해서 기반암에 입력 가속도 대비 위치별 최대 가속도를 도시한 그래프이다. 모든 가속도에 대한 응답가속도 측정결과, Case1의 경우 저수지 정상부의 A5에 대한 응답가속도 값은 코어저부의 A3에 비해서는 1.7~2.9배, 기반암의 A1에 비해서는 2.0~4.6배 나타났고, Case2의 경우 저수지 정상부의 A5에 대한 응답가속도 값은 코어저부의 A3에 비해서는 1.4~1.9배, 기반암의 A1에 비해서는 1.5~2.9배 높게 나타나 모두 저수지 체체를 통과하면서 증폭하는 경향을 나타냈다.

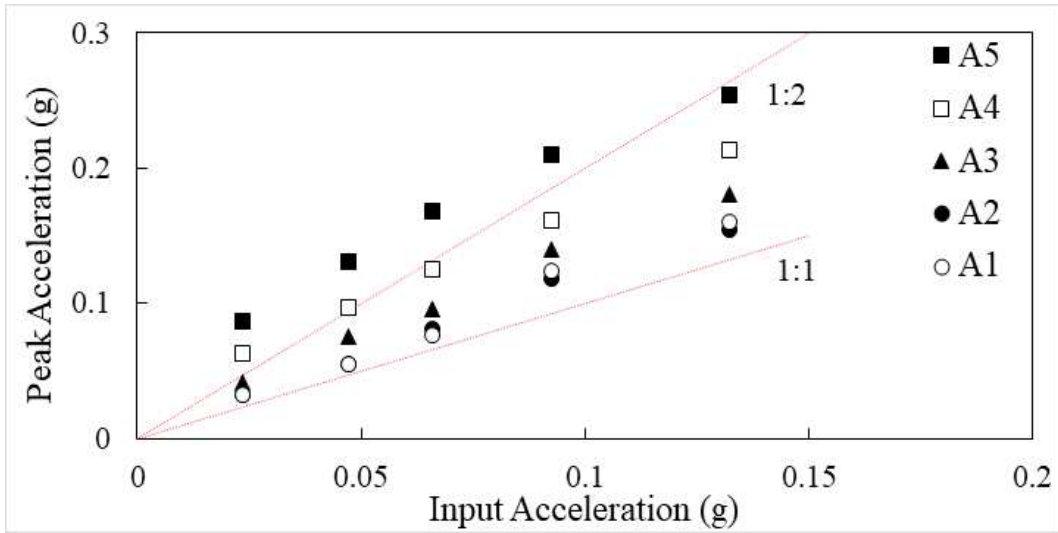


[그림 3.58] Input acceleration vs. peak acceleration (Case1)

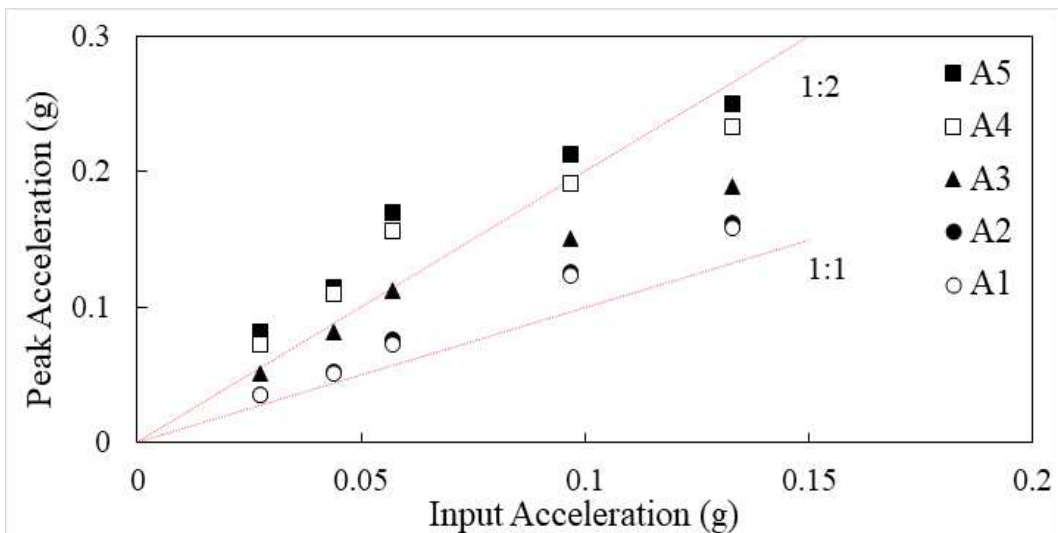


[그림 3.59] Input acceleration vs. peak acceleration (Case2)

그림 3.60, 그림 3.61은 인공지진파를 수준에 따라 입력해서 기반암에 입력 가속도 대비 위치별 최대 가속도를 도시한 그래프이다. 기반암 가속도의 증가에 따라서 모두 증가하는 경향을 보이나, 각 위치 및 높이별 차이는 크게 나타나지 않았다. 모든 가속도에 대한 응답가속도 측정결과, Case1의 경우 저수지 정상부의 A5에 대한 응답가속도 값은 코어저부의 A3에 비해 1.4~2.1배, 기반암의 A1에 비해 1.6~2.7배 나타났고, Case2의 경우 저수지 정상부의 A5에 대한 응답가속도 값은 코어저부의 A3에 비해서는 1.3~1.6배, 기반암의 A1에 비해서는 1.6~2.3배 높게 나타나 모두 저수지 제체를 통과하면서 증폭하는 경향을 나타냈다.



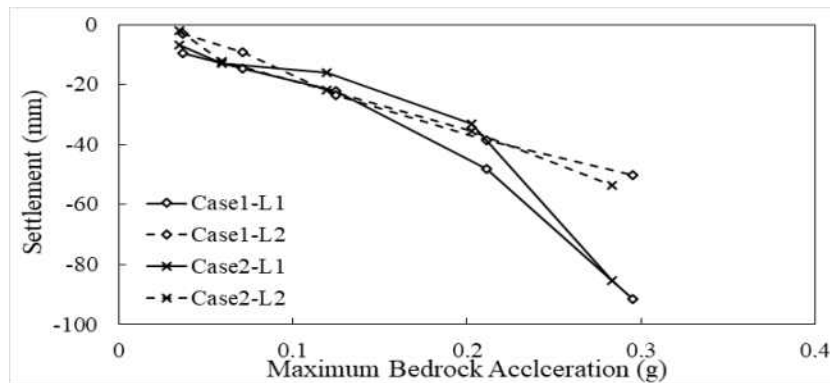
[그림 3.60] Input acceleration vs. peak acceleration (Case1)



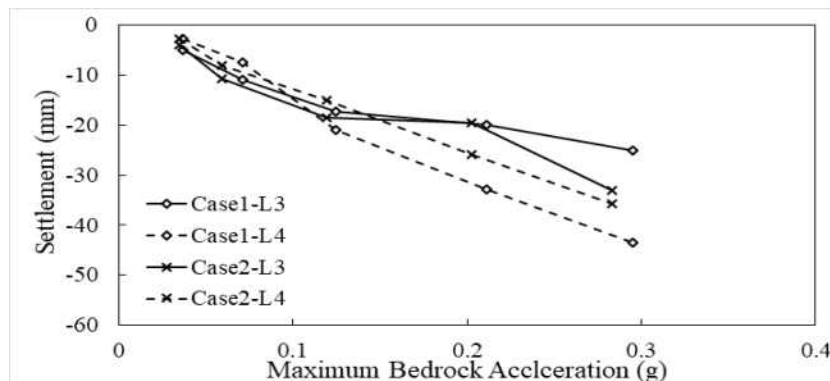
[그림 3.61] Input acceleration vs. peak acceleration (Case2)

아. 제체 침하 특성

그림 3.62, 그림 3.63은 장주기 지진파를 가속도 수준에 따라 최대기반암가속도 대비 각각 위치의 최대 침하량을 도시한 그래프이다. 입력된 지진파의 가속도 크기가 증가할수록 지진 후 침하량이 큰 것을 확인할 수 있으며, 하류 사면에 비해 제체정상부에서 약 1.2~3.1배 크게 나타났다. 월류 유도수로의 L3와 L4의 경우 월류 유도수로가 없는 경우에 비해 침하량이 작게 발생하였으며, 0.12g이상 큰 지진이 발생 시 급격히 증가하는 경향이 나타났다.

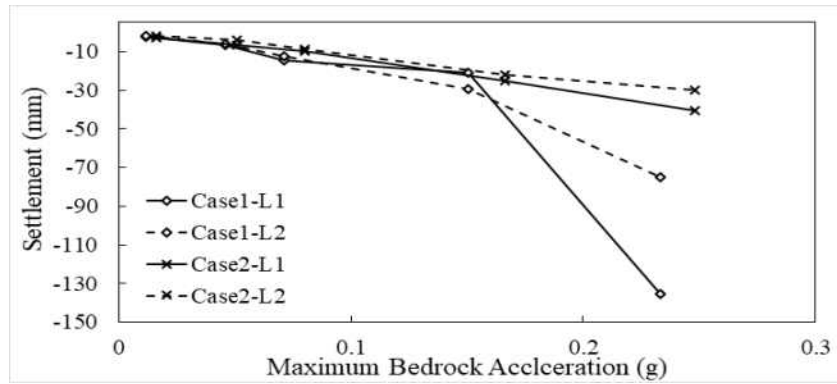


[그림 3.62] Peak acceleration of bedrock vs. settlement

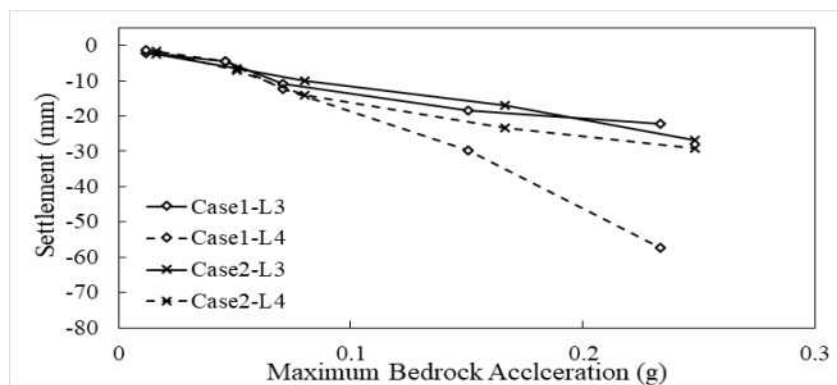


[그림 3.63] Peak acceleration of bedrock vs. settlement

그림 3.64, 그림 3.65는 단주기 지진파를 가속도 수준에 따라 최대기반암가속도 대비 각각 위치의 최대 침하량을 도시한 그래프이다. 입력된 지진파의 가속도 크기가 증가할수록 지진 후 침하량이 큰 것을 확인할 수 있으며, 하류 사면에 비해 제체정상부에서 약 1.1~1.8배 크게 나타났다. 월류 유도수로의 L3와 L4의 경우, 월류 유도수로가 없는 경우에 비해 침하량이 작게 발생하였으며, 0.15g이상 큰 지진이 발생시 급격히 증가하는 경향을 나타냈다.

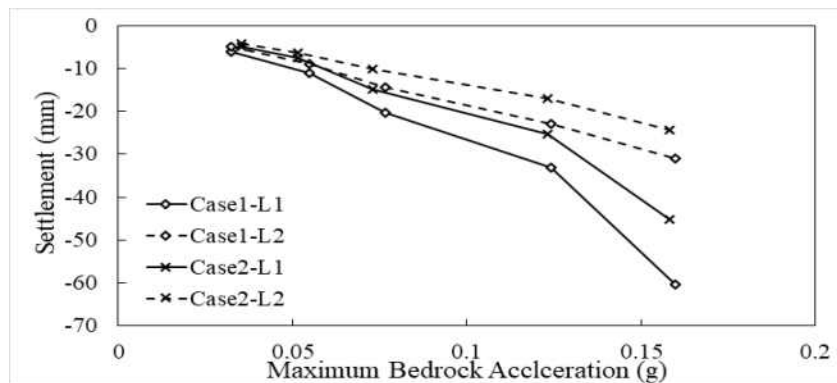


[그림 3.64] Peak acceleration of bedrock vs. settlement

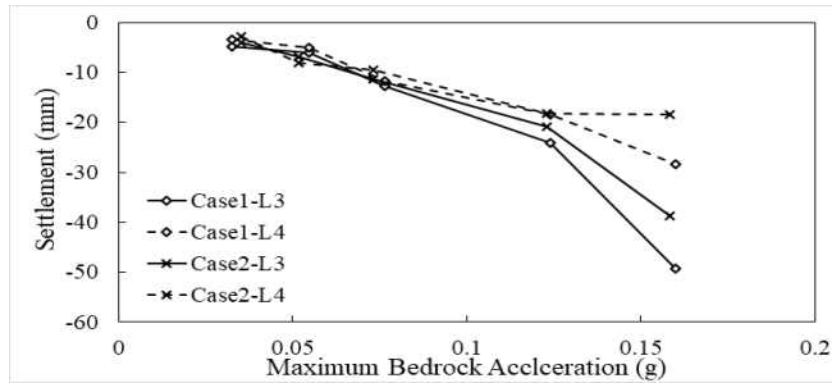


[그림 3.65] Peak acceleration of bedrock vs. settlement

그림 3.66, 그림 3.67은 인공지진파를 가속도 수준에 따라 최대기반암가속도 대비 각각 위치의 최대 침하량을 도시한 그래프이다. 입력된 지진파의 가속도 크기가 증가할수록 지진 후 침하량이 큰 것을 확인할 수 있으며, 하류 사면에 비해 체체정상부에서 약 1.3~2.0배 크게 나타났다. 월류 유도수로의 L3와 L4의 경우는 월류 유도수로가 없는 경우에 비해 침하량이 작게 발생하였으며, 0.1g이상 큰 지진이 발생시 급격히 증가하는 경향을 나타냈다.



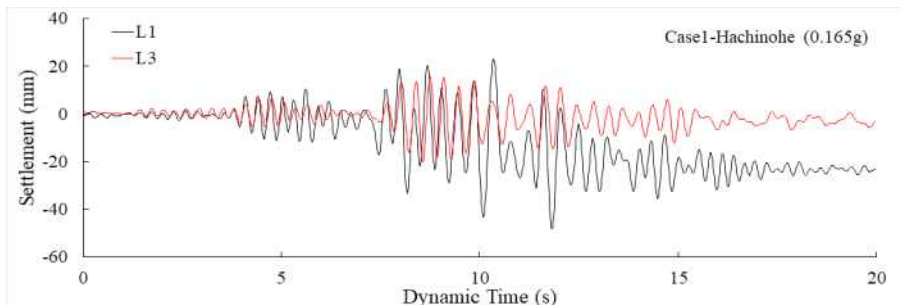
[그림 3.66] Peak acceleration of bedrock vs. settlement



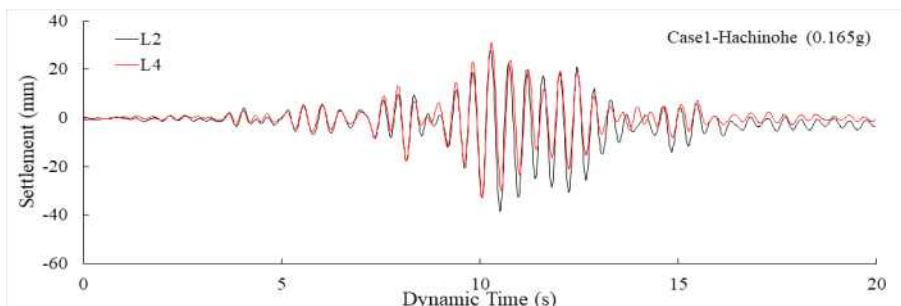
[그림 3.67] Peak acceleration of bedrock vs. settlement

2.3 월류 유도수로 안정성 평가

그림 3.68, 그림 3.69는 Hachinohe과를 0.165g수준으로 입력했을 때 월류 유도수로 유무에 따른 정상부와 하류측 1/2지점인 침하량의 시간이력을 나타낸다. 정상부의 경우 지진이 발생 9초전 L1과 L3에서 일정한 경향을 나타내고, 그 이후 흙수로인 L1은 급격히 증가하는 추세를 보여준다. 최종 침하량은 L1이 L3에 비해 약 4배 크게 발생하였다. 하류측 1/2지점의 경우 흙수로 위치인 L2는 5mm, 월류 유도수로 위치인 L4에서는 약 1mm침하가 발생하였다.



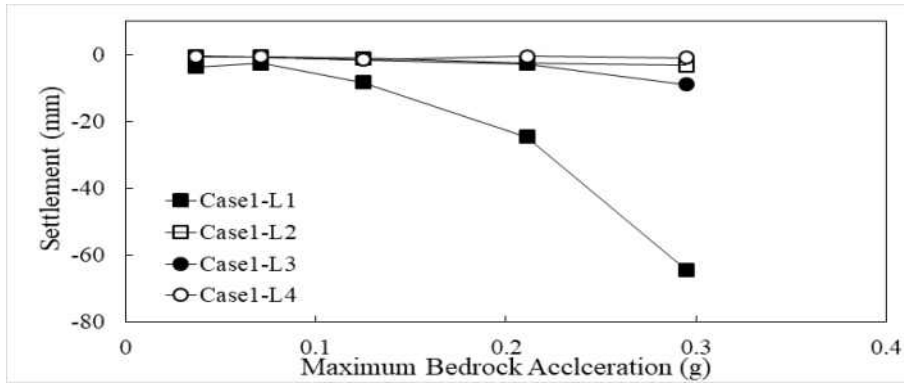
[그림 3.68] Settlement over time (L1, L3)



[그림 3.69] Settlement over time (L2, L4)

그림 3.70은 Case1에 대한 장주기 지진파를 가속도 수준에 따라 가진하였을 때 최대기반암가속도 대비 각각 위치의 누적 침하량을 도시한 그래프이다. 입력된 지진파의 가속도 크기가 증

가할수록 지진 후 누적침하량은 증가하는 것을 확인할 수 있으며, 하류 사면의 비해 제정부에서 크게 발생하였고. 율류 유도수로의 L3와 L4는 흙수로에 비해 매우 작게 발생하였다. 측정결과, L1은 L3에 비해 8배, L2는 L4에 비해 약 3배 크게 나타났다.



[그림 3.70] Peak acceleration of bedrock vs. settlement

그림 3.71는 Case1에 대한 동적시험 후의 제체의 모습을 나타낸다.

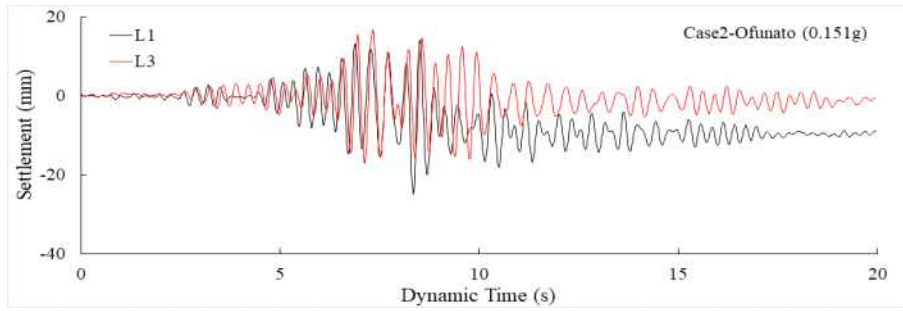


Unprotected Side

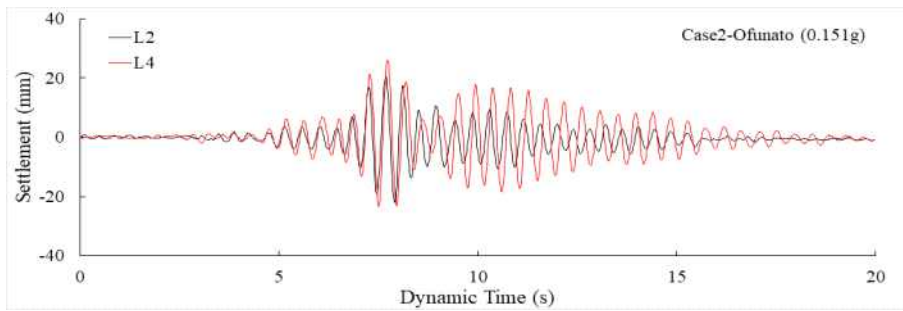
Protected Side

[그림 3.71] Model after experiment (Downstream)

그림 3.72, 그림 3.73은 Ofuanto과를 0.151g수준으로 입력했을 때 율류 유도수로와 흙수로의 정상부와 하류측 1/2지점인 침하량의 시간이력을 나타낸다. 정상부의 경우 지진이 발생 8초전 L1과 L3에서 일정한 경향을 나타내고, 그 이후 흙수로의 L1은 급격히 증가하는 추세를 나타낸다. 최종 침하량은 L1이 L3에 비해 약 5배 크게 발생하였다. 하류측 1/2지점의 경우 모두 약 1mm 침하가 발생하였다.

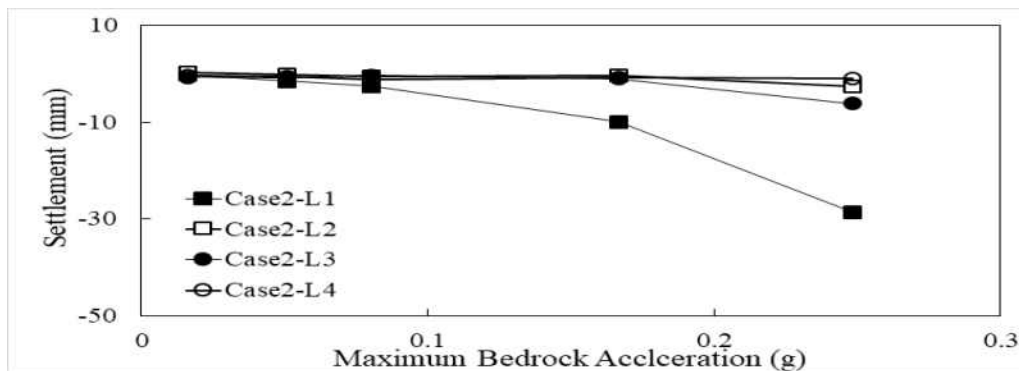


[그림 3.72] Settlement over time (L1, L3)



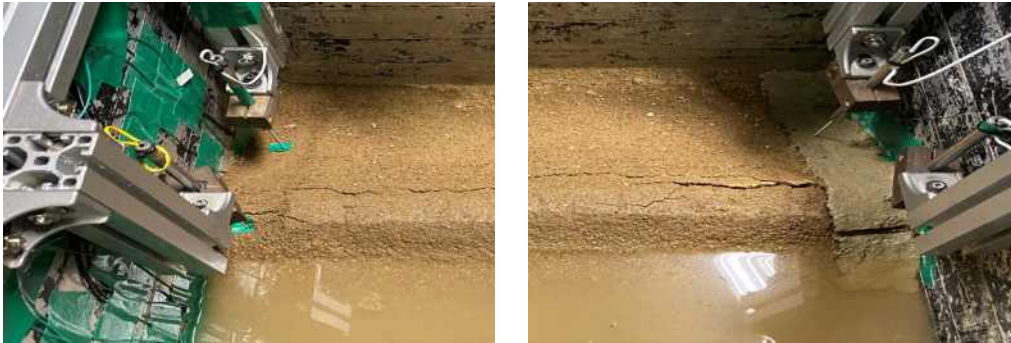
[그림 3.73] Settlement over time (L2, L4)

그림 3.74는 Case2에 대한 단주기 지진파를 가속도 수준에 따라 가진하였을 때 최대기반암가속도 대비 각각 위치의 누적 침하량을 도시한 그래프이다. 입력된 지진파의 가속도 크기가 증가할수록 지진 후 누적침하량은 증가하고 하류 사면에 비해 제정부에서 크게 발생하였음을 확인할 수 있다. 월류 유도수로의 L3과 L4는 흡수로에 비해 매우 작게 발생하였다. 측정결과, L1은 L3에 비해 4배, L2는 L4에 비해 약 3배 크게 나타났다.



[그림 3.74] Peak acceleration of bedrock vs. settlement

그림 3.75는 Case2에 대한 동적시험 후의 제체의 모습을 나타낸다.



Unprotected Side

Protected Side

[그림 3.75] Model after experiment (Downstream)

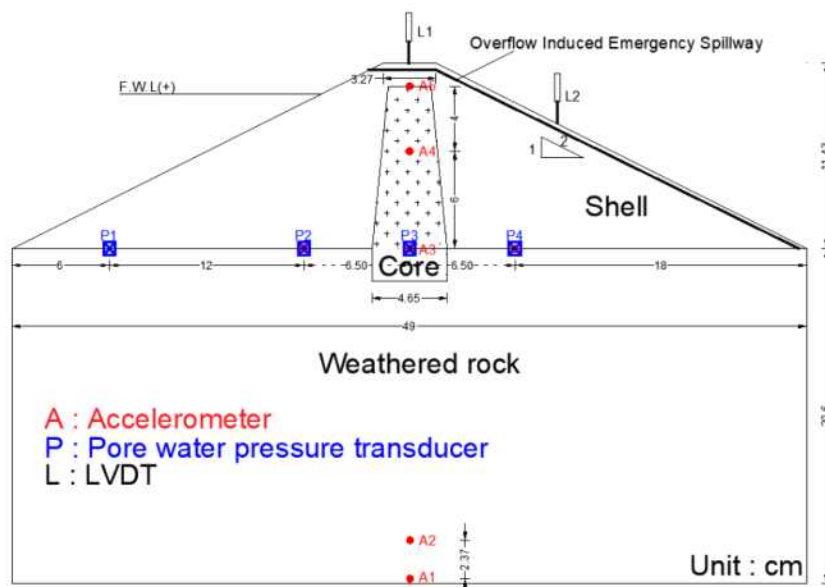
3. 수치해석에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 거동 특성

3.1 수치해석 개요

저수지 제체의 지진 거동을 파악하는 것을 목적으로 하였으며 아래와 같은 순서와 내용으로 연구를 진행하였다. LIQCA-SF 프로그램을 이용하여 수치해석을 수행하였다. 원심모형실험과 동일한 지역에 실제 저수지의 설계 단면을 토대로 해석단면을 선정하였다.

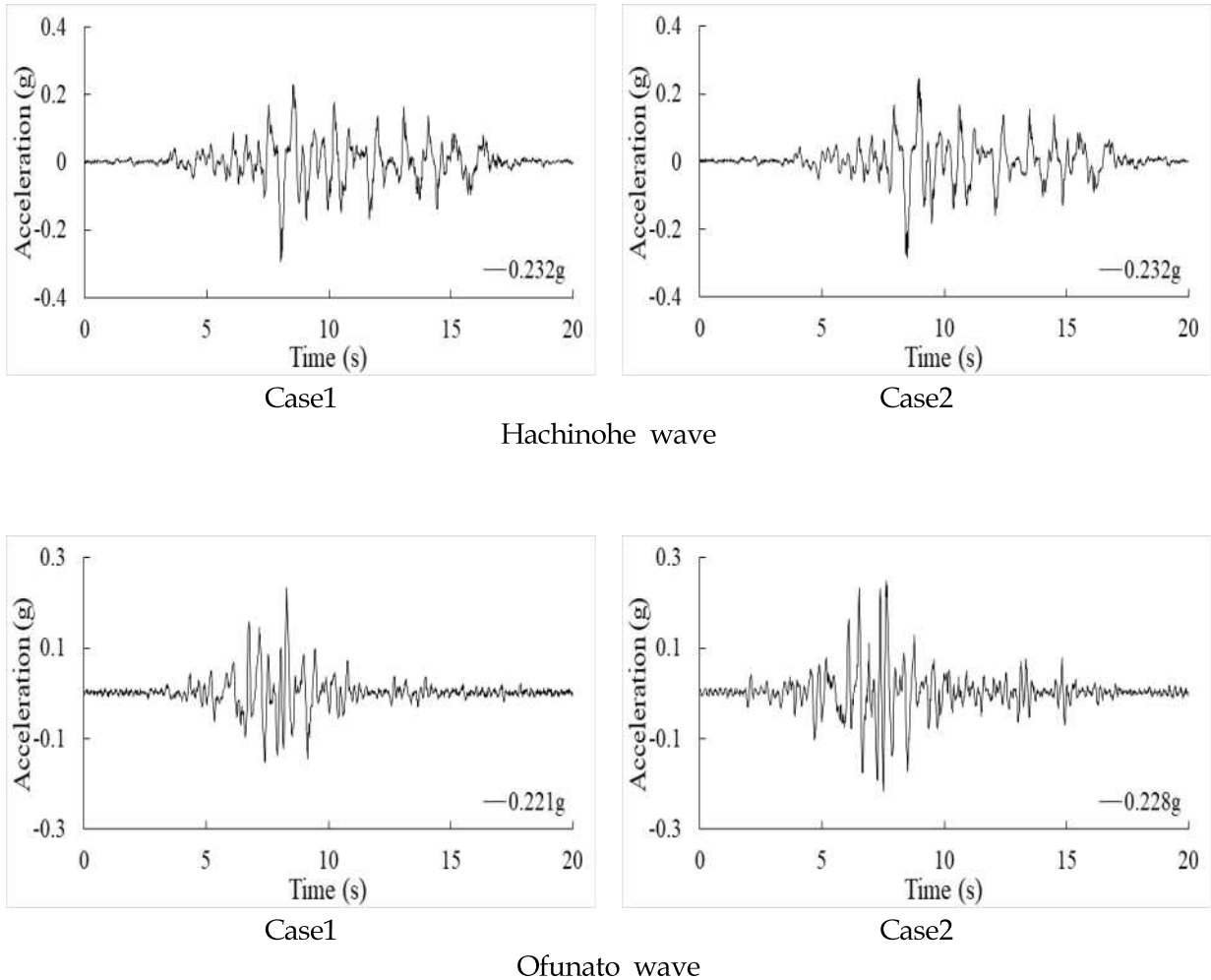
또한, 설계에 적용하기 위한 저수지 제체의 물리적 특성과 설계정수, 지진파 등은 실험과 기존 연구를 분석하여 결정하였다. 본 연구에서는 입력파형으로 장주기 성분의 특성을 나타내는 Hachinohe 지진파 및 단주기 성분을 나타내는 Ofunato 지진파와 인공지진파를 입력파형으로 취하여 20초 동안 가진하였으며, 이때 저수지 제체의 동적 거동 특성을 분석하였다.

해석단면은 동적원심모형시험의 실험 대상저수지에 대한 조건으로 구성하였다. 두 Case의 단면은 제체 높이 4.8m와 상류 및 하류사면 1:2의 경사로 선정하였다(그림 3.68 참조).



[그림 3.76] 저수지 시험단면도 및 계측기 배치도

동적 수치해석을 위한 입력지진파는 Tokachi-oki(1968) 지진 시 계측된 대표적 장주기파인 Hachinohe파, Miyagi-ken-oki(1978) 지진 시 계측된 대표적 단주기파인 Ofunato파 및 인공지진파를 사용하였다. 원심모형실험기의 진동대를 이용하여 수행한 동적 원심모형시험 시 가진된 가속도파형으로써 동적 수치해석 시에도 이 지진파를 입력파로 활용하였다. 이때 설계지반가속도는 Ofunato 지진파의 경우 0.21g를 Hachinohe 지진파의 경우 0.232g를 적용하였다.



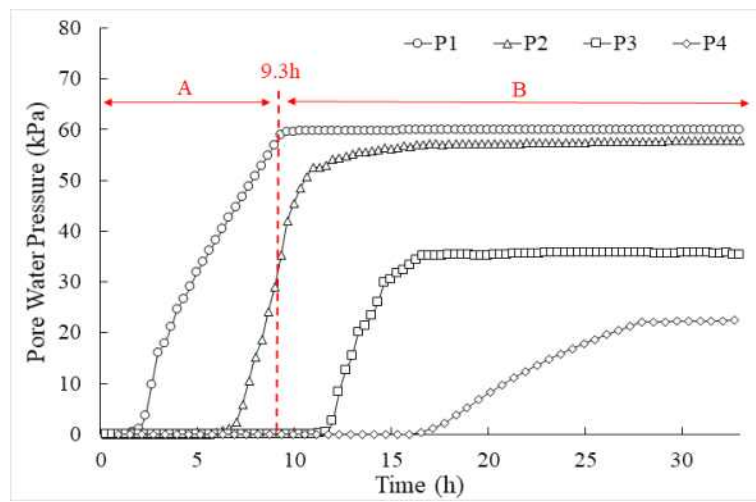
[그림 3.77] Input waveform for dynamic numerical analysis

3.2 수치해석 결과

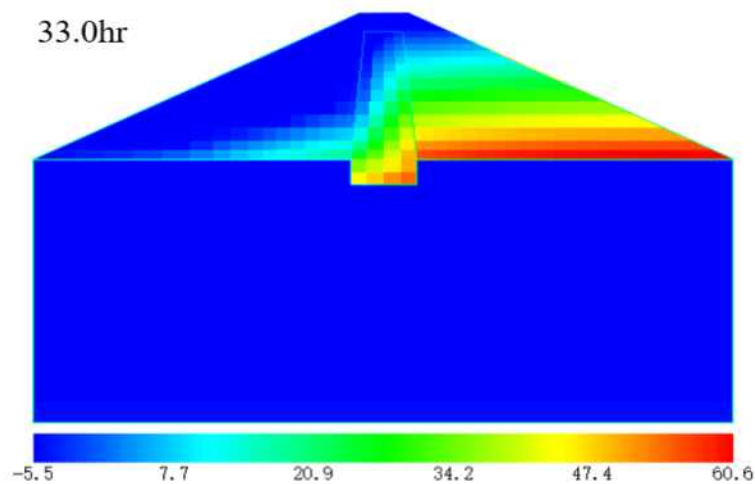
가. 침투거동

(1) Case 1

그림 3.78과 그림 3.79는 저수지 초기 담수 시 수위 상승 과정에서의 간극수압과 침하의 분포 양상을 나타낸다. 수위 상승과정(A구간)의 간극수압 계측자료에서 홍수위(GL. 18.04m) 레벨 까지 수위 상승 시 상류제체는 급속히 포화되는 양상을 나타내고, 하류 제체는 투수성 낮은 코어부로 인하여 침윤선이 급격히 하강하는 경향을 보이고 있다. 이후 하류부 간극수압의 완만한 거동이 나타나고 있다.



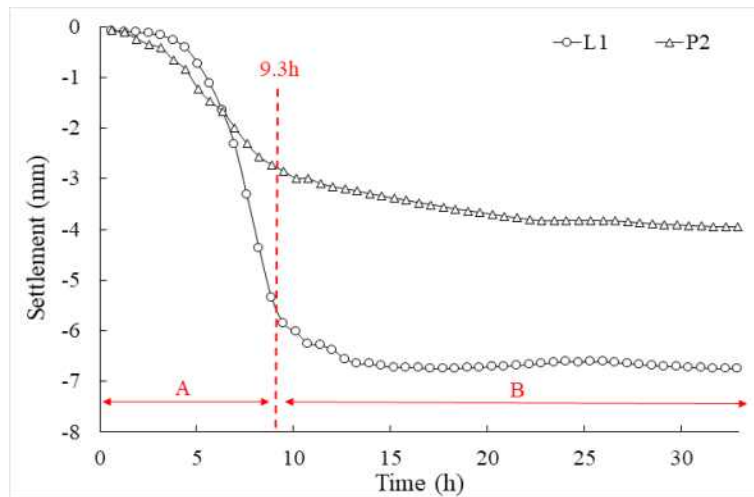
[그림 3.78] Variation of pore water pressure with time



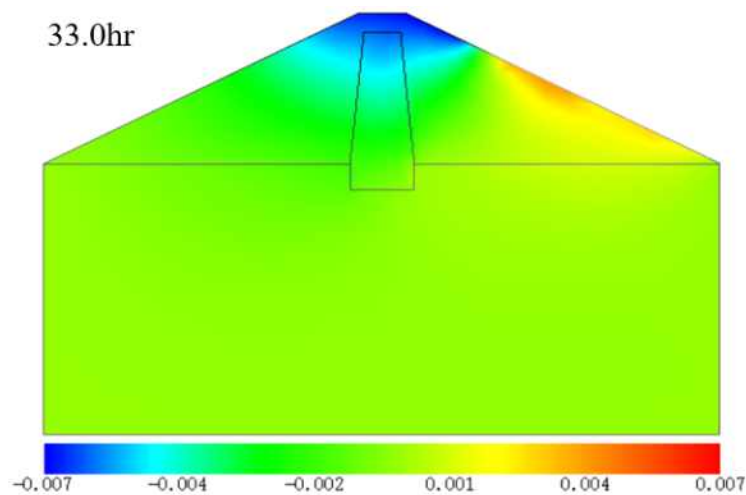
[그림 3.79] Pore pressure variations during water level rise

수위 상승 완료 후(B구간), 상류측의 간극수압(P1, P2)은 안정되고 하류측의 간극수압(P4)은 해석 시작 후 약 17시간부터 증가하기 시작하며, 이후 수렴되는 경향을 나타낸다.

그림 3.80과 그림 3.81에서 보는 바와 같이 하류사면 하부로부터 1/2지점(L2)은 침하가 발생하지 않지만, 수위 상승과 동시에 침투에 의한 상류측 제체의 변형에 수반하여 제정마루(L1)에서 변위가 급증하는 것으로 사료된다. 침투로 인해 포화도가 상승하면서 유발되는 제체의 강성저하에 따른 체적 수축이 발생하며, 이와 함께 두위치의 침하속도가 해석 개시 9.3시간 이후부터 완만하게 증가하는 것이 확인되었다. 이후 제체의 침투가 지속되면서 L1 및 L2의 침하량이 계속 증가하며, 해석 종료 시 최종침하량은 각각 L1 및 L2에서 6.8mm와 3.7mm임을 확인할 수 있다.



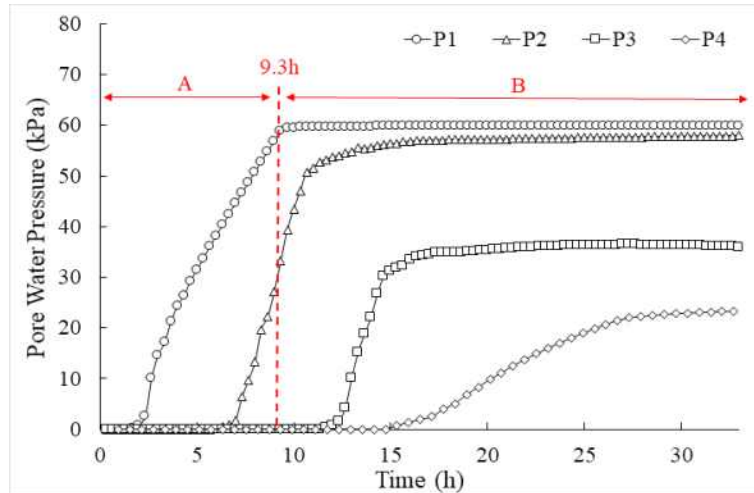
[그림 3.80] Variation of vertical displacement with time



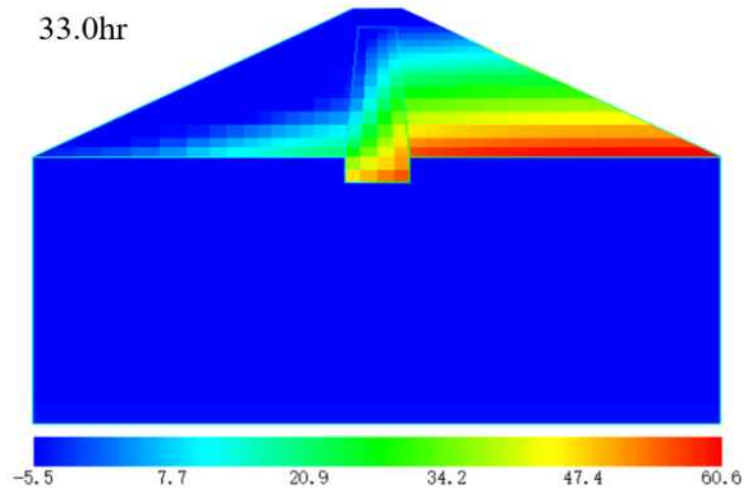
[그림 3.81] Distribution of vertical displacement

(2) Case 2

수위가 상승함에 따른 간극수압과 침하의 분포를 그림 3.82과 그림 3.83에 나타내었다. Case1와 유사한 결과를 나타냈다. 수위 상승과정(A구간)의 간극수압은 수위 상승에 따라 증가하고, 수위 상승 완료 후(B구간), 상류측의 간극수압(P1, P2)은 안정되고 코어 및 하류측의 간극수압(P3, P4)은 해석 시작 후 각각 13시간, 15시간부터 증가하기 시작하며, 이후 수렴되는 경향을 나타낸다. 밀도가 높은 Case1의 비해 Case2 하류측의 간극수압(P4)가 빨리 포화된 것을 알 수 있다.

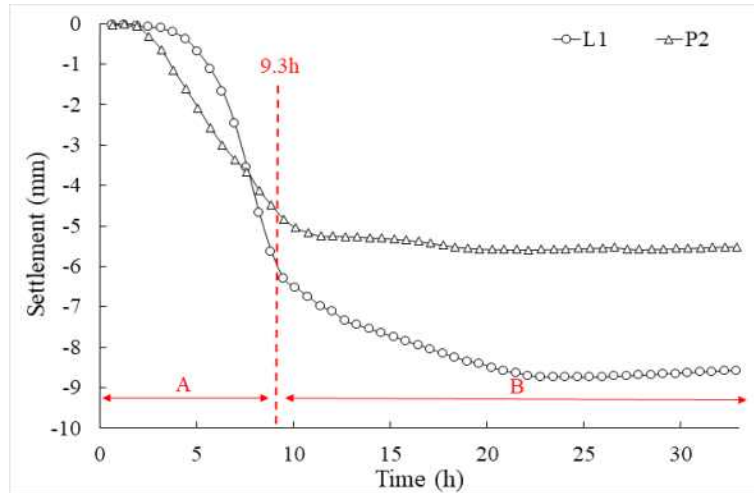


[그림 3.82] Variation of pore water pressure with time

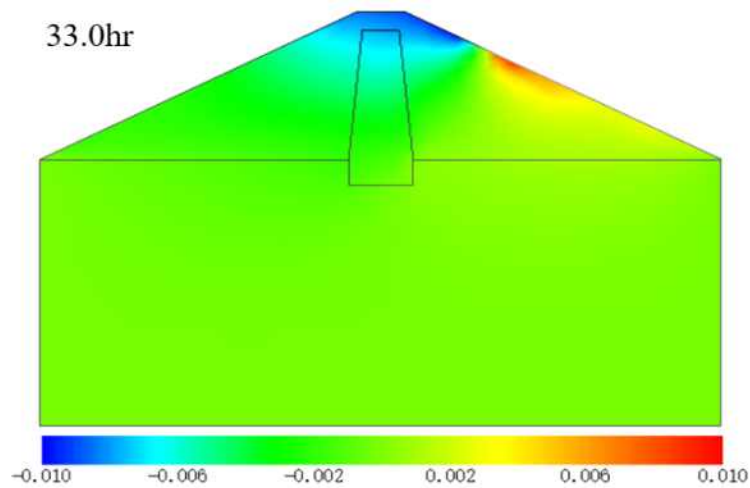


[그림 3.83] Pore pressure variations during water level rise

그림 3.84와 그림 3.85에서 보는 바와 같이 하류사면 하부로부터 1/2지점(L2)은 침하가 약5.5mm 발생하고, 수위 상승과 동시에 침투에 의한 상류측 제체의 변형에 수반하여 제정마루(L1)에서 변위가 급증하는 것으로 사료된다. 밀도가 높은 Case1의 비해 L1와 L2은 1.3배 크게 발생하였다.



[그림 3.84] Variation of vertical displacement with time



[그림 3.85] Distribution of vertical displacement

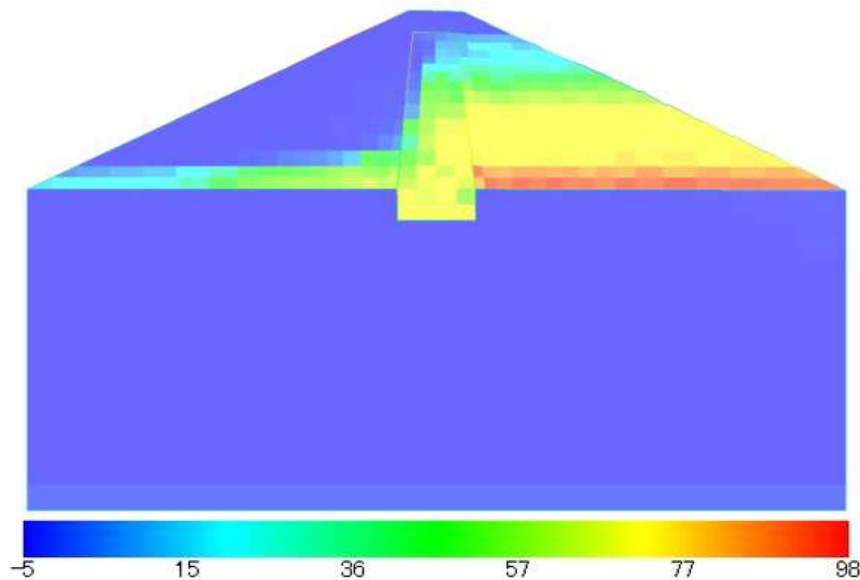
나. 동적거동

(1) Case 1

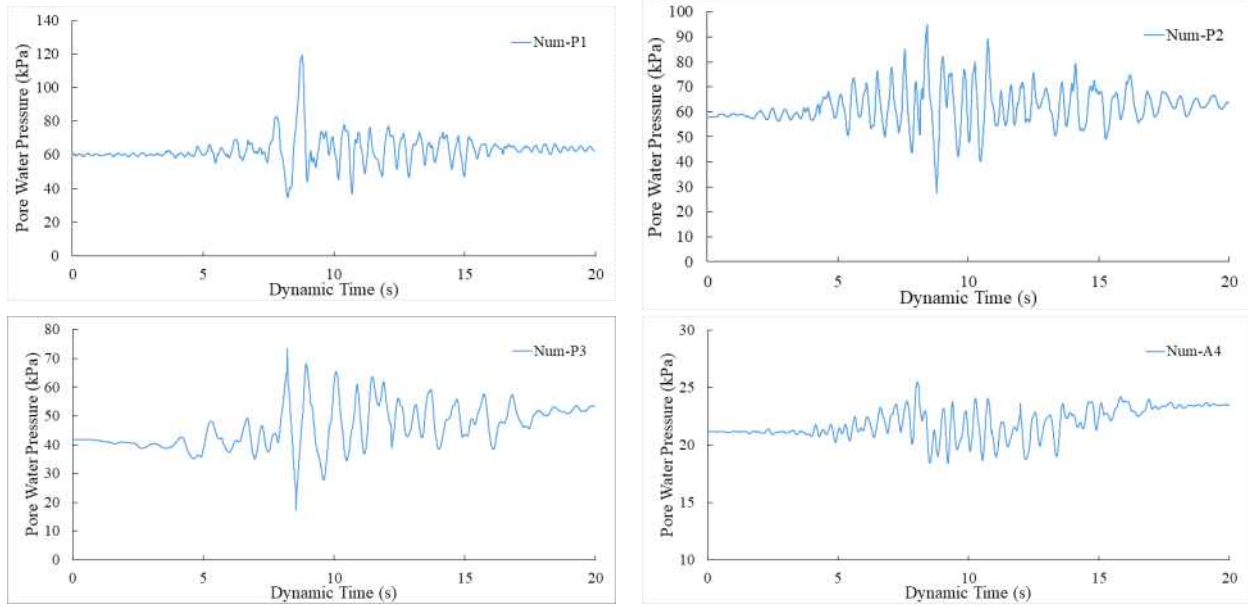
그림 3.86과 그림 3.88은 밀도가 높은 저수지에 대한 동적재하 과정 중의 제체 내 간극수압의 분포를 나타내고 있다. 저수지 제체의 동적재하 과정에서 급격한 간극수압의 증가 경향을 확인할 수 있다.

그림 3.87과 그림 3.88은 동적과정 중 시간에 따른 간극수압의 변화를 나타냈다. Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파를 적용한 결과 모두에서 제체의 상류측(P1, P2)과 코어부 및 하류측(P3, P4)에서 가진으로 인한 과잉간극수압이 발생하며, 동적하중 재하 종료시 급격하게 소산되고 있다. 제체 상류측에서의 과잉간극수압 소산이 하류측에서의 과잉간극수압 소산보다 비교적 느리게 나타나고 있는데, 상류측과 하류측의 침투 조건에 따른 포화도 차이에 기인하는 것으로 사료된다.

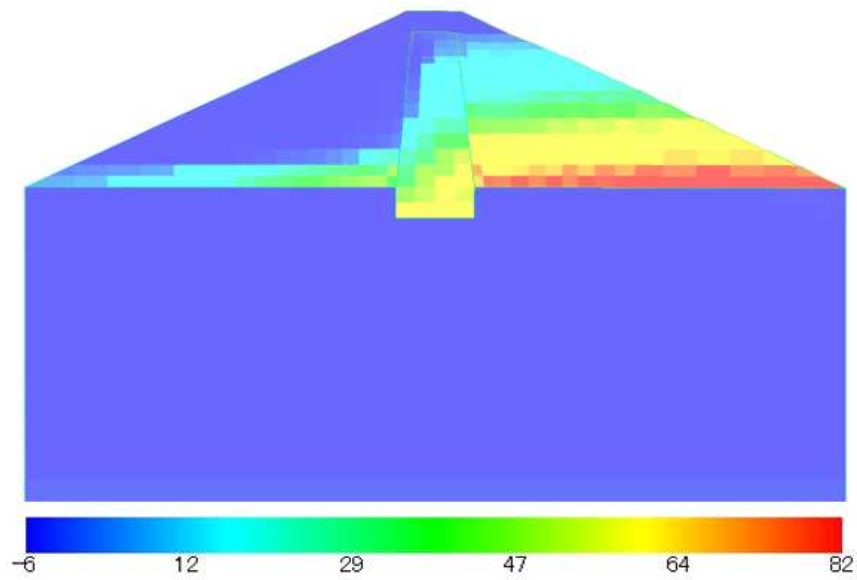
그림 3.90은 Hachinohe파의 경우 각 측정 위치에서의 최대가속도 증폭현상을 나타낸다. 또한 입력지진파별 가진에 따른 저수지 내 위치별 가속도 응답을 그림 3.85에 나타내었다. 모든 측정 위치에서의 가속도응답은 입력파보다 크게 나타났으며, 또한 제체 저면으로부터 높이가 증가할수록 크게 증폭되어 제정마루인 A5에서 최대값을 나타내었다. 최대응답가속도비교결과 기반암인 A1에 비해 코어저부 A3는 1.07배 제정마루 A5는 1.97배 크게 발생하였다. 이와 같은 가속도 증폭 패턴은 중복반사이론에 기초한 선형탄성체 내에서의 증폭 경향과 유사한 것으로 사료된다.



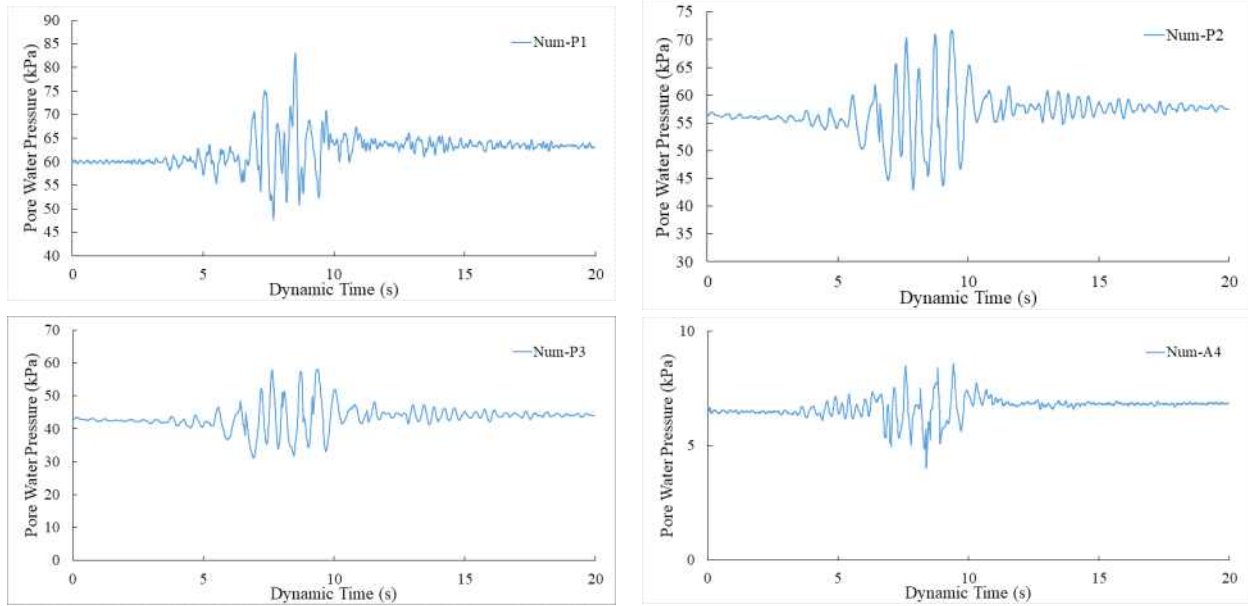
[그림 3.86] Pore pressure distributions during dynamic loading (Hachinohe wave)



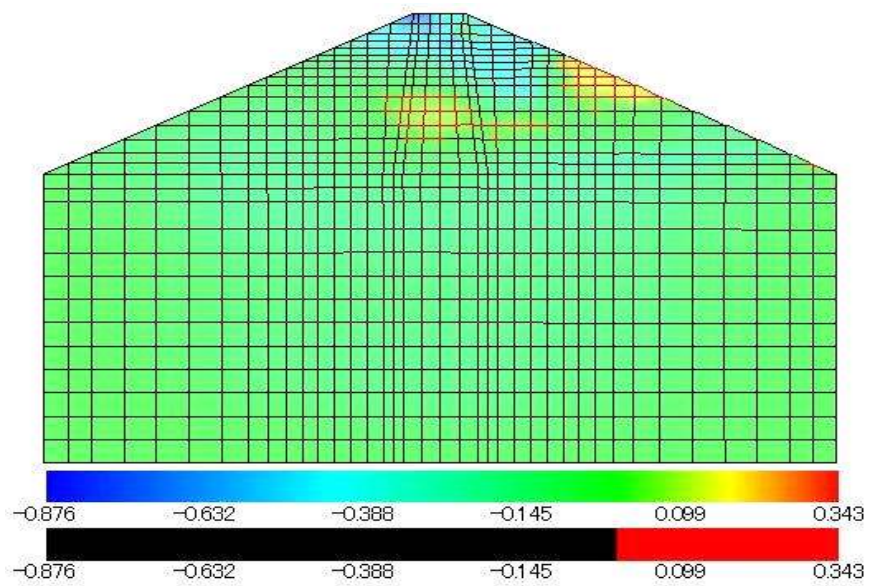
[그림 3.87] Change in pore pressure over time during dynamic loading (Hachinohe wave)



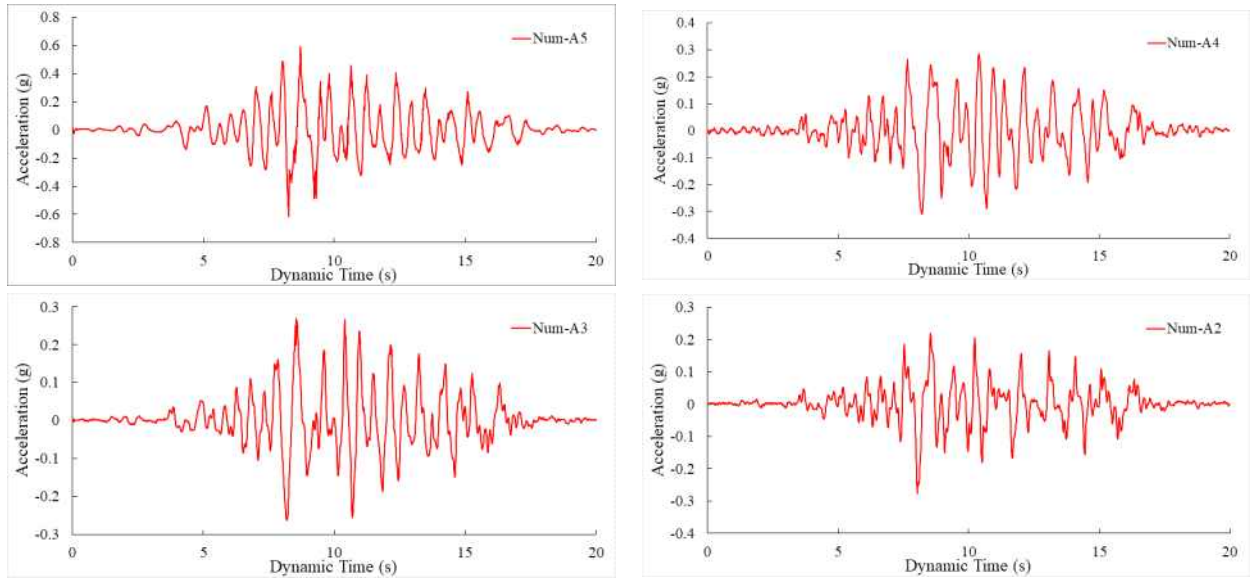
[그림 3.88] Pore pressure distributions during dynamic loading (Ofunato wave)



[그림 3.89] Change in pore pressure over time during dynamic loading (Ofunato wave)

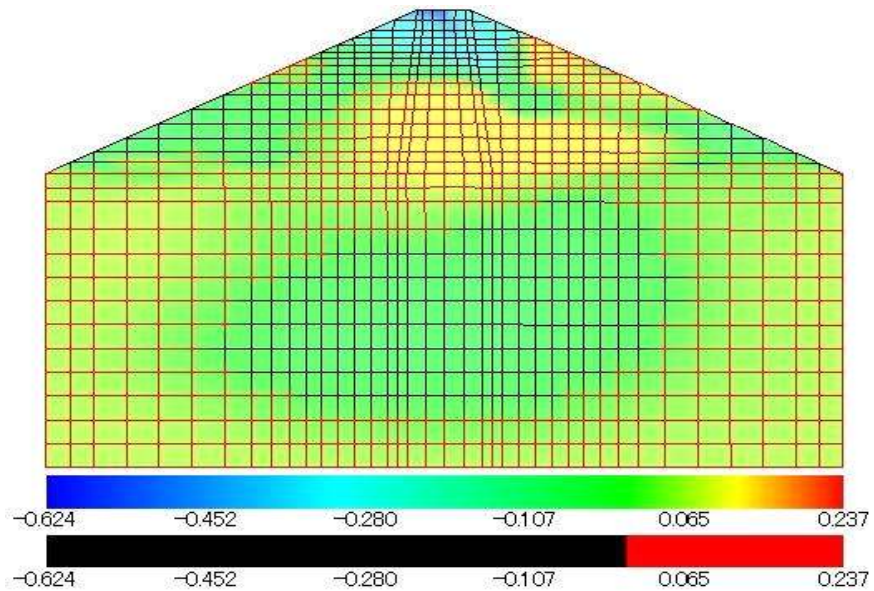


[그림 3.90] Acceleration distributions during dynamic loading (Hachinohe wave)

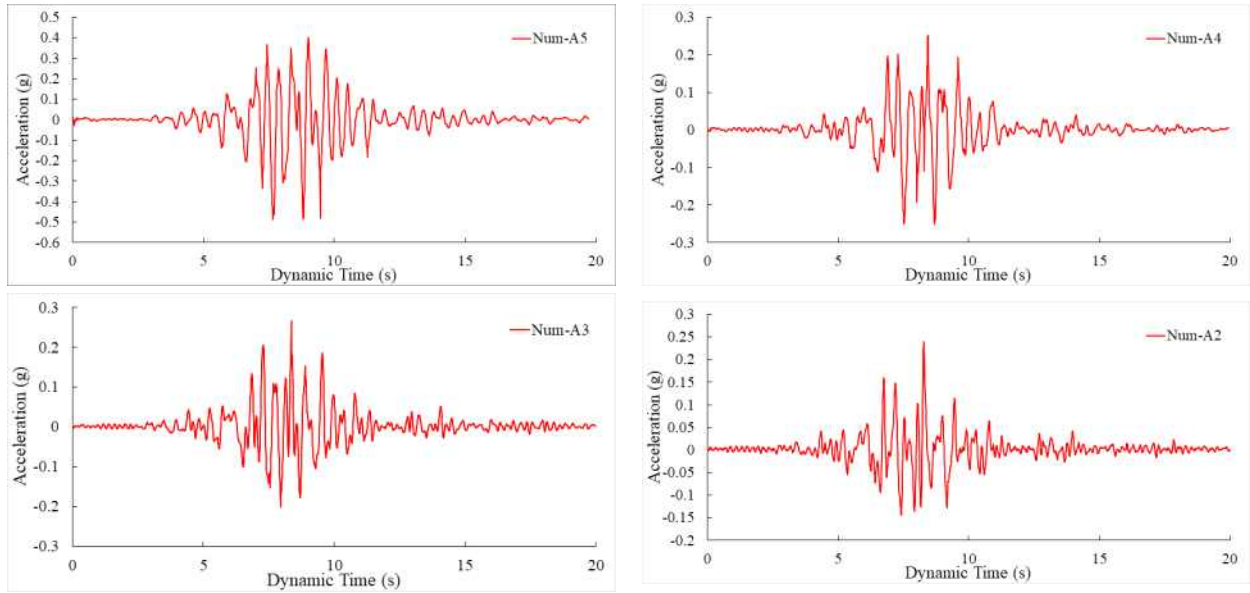


[그림 3.91] Acceleration response at measurement positions (Hachinohe wave)

그림 3.92는 Ofunato파의 경우 각 측정 위치에서의 최대가속도 증폭현상을 나타낸다. 또한 입력지진파별 가진에 따른 저수지 내 위치별 가속도 응답을 그림 3.93에 나타내었다. 모든 측정 위치에서의 가속도응답은 Hachinohe파의 경우와 유사한 경향을 나타내었다. 최대응답가속도 비교결과 기반암인 A1에 비해 코어저부 A3는 1.02배 제정마루 A5는 2.11배 크게 발생하였다.

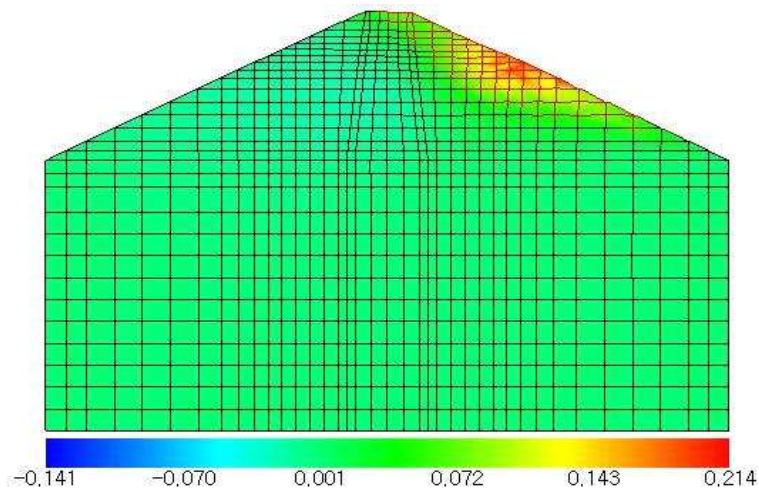


[그림 3.92] Acceleration distributions during dynamic loading (Ofunato wave)



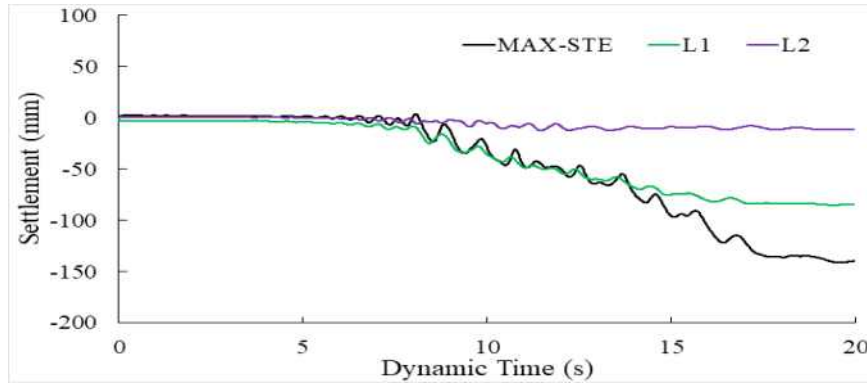
[그림 3.93] Acceleration response at measurement positions (Ofunato wave)

그림 3.94~그림 3.97은 동적재하 과정 중 연직변위분포와 시간에 따른 변화를 나타낸다. 제체의 연직변위는 동적하중 재하에 따라 제정마루(L1)와 하류사면의 하부로부터 1/2지점(L2) 모두 증가하기 시작하여 동적 하중 재하 종료이후 부터는 소산됨을 볼 수 있다. 이때, Hachinohe 지진파의 경우 최종 침하량은 제정마루에서 84.6mm, 하류측 사면에서 11.2mm로 나타났다.

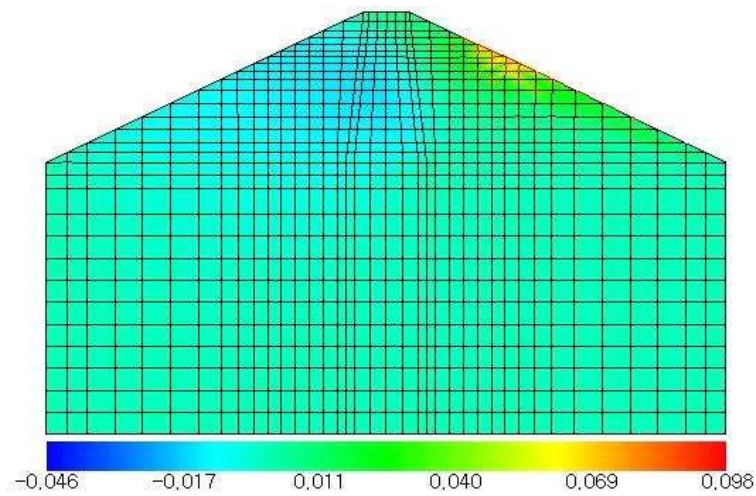


[그림 3.94] Settlement distributions during dynamic loading (Hachinohe wave)

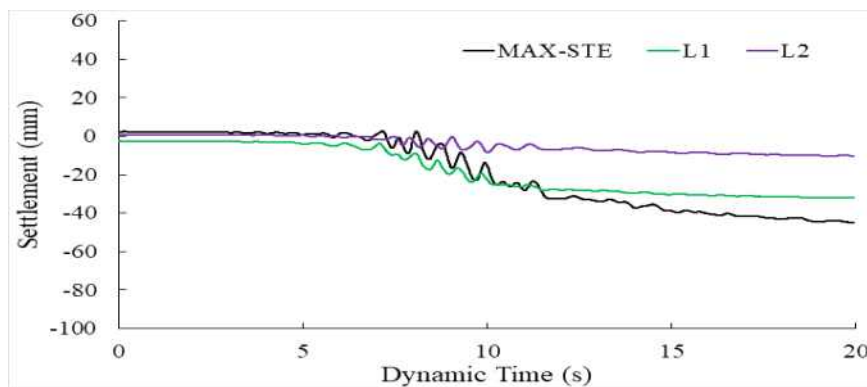
Ofunato 지진파의 경우 제정마루에서 31.9mm, 하류측 사면에서 10.1mm의 침하량이 나타났으며, 제정마루와 하류측 사면 모두 침하와 융기가 복합적으로 발생하는 것으로 나타났다. 이때, 모든 조건에서 진폭이 작을 경우에 전반적으로 변위도 작게 발생하고, 진폭이 클 경우에는 변위가 크게 발생함을 확인할 수 있다. 또한 하류사면보다는 제정마루에서 비교적 이른 시점에서 침하가 발생하고, 최종 침하량도 크게 발생하는 것으로 확인되었다.



[그림 3.95] Variation of settlement with time (Hachinohe wave)



[그림 3.96] Settlement distributions during dynamic loading (Ofunato wave)



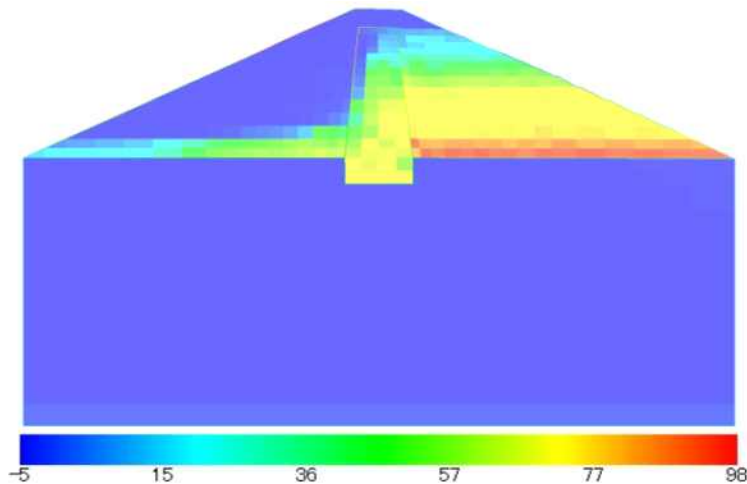
[그림 3.97] Variation of settlement with time (Ofunato wave)

(2) Case2

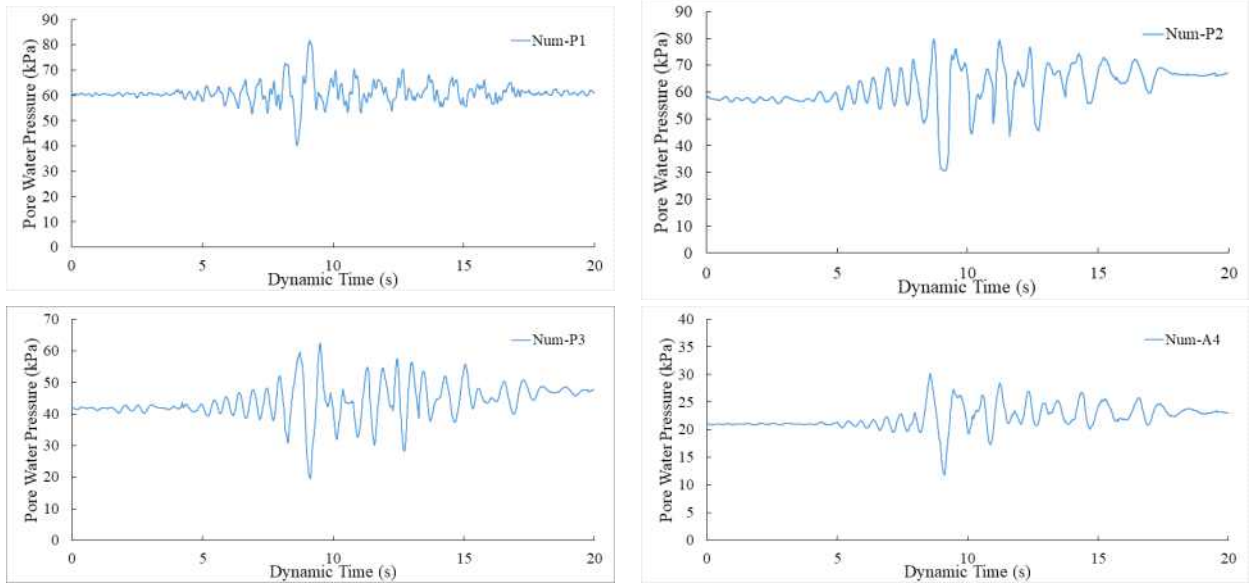
그림 3.98과 그림 3.100은 밀도가 낮은 저수지에 대한 동적재하 과정 중의 제체 내 간극수압의 분포를 나타내고 있다. 저수지 제체의 동적재하 과정에서 급격한 간극수압의 증가 경향을 확인할 수 있다.

그림 3.99와 그림 3.101은 동적과정 중 시간에 따른 간극수압의 변화를 나타낸다. Hachinohe 지진파와 Ofunato 지진파를 적용한 결과 모두에서 제체의 상류측(P1, P2)과 코어부 및 하류측(P3, P4)에서 가진으로 인한 과잉간극수압이 발생하며, 동적하중 재하 종료 시 급격하게 소산되고 있다. 제체 상류측에서의 과잉간극수압 소산이 하류측에서의 과잉간극수압 소산보다 비교적 느리게 나타나고 있는데, 상류측과 하류측의 침투 조건에 따른 포화도 차이에 기인하는 것으로 사료된다.

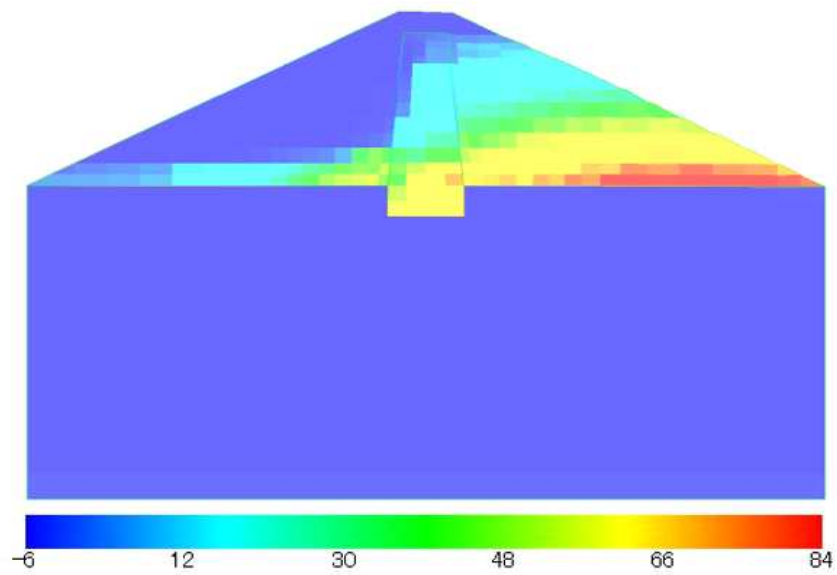
그림 3.102는 Hachinohe과의 경우 각 측정 위치에서의 최대가속도 증폭현상을 나타낸다. 또한 입력지진파별 가진에 따른 저수지 내 위치별 가속도 응답을 그림 3.103에 나타내었다. 모든 측정 위치에서의 가속도응답은 입력파보다 크게 나타났으며, 또한 제체 저면으로부터 높이가 증가할수록 크게 증폭되어 제정마루인 A5에서 최대값을 나타내었다. 최대응답가속도비교결과 기반암인 A1에 비해 코어저부 A3는 1.33배 제정마루 A5는 1.80배 크게 발생하였다. 이와 같은 가속도 증폭 패턴은 중복반사이론에 기초한 선형탄성체 내에서의 증폭 경향과 유사한 것으로 사료된다.



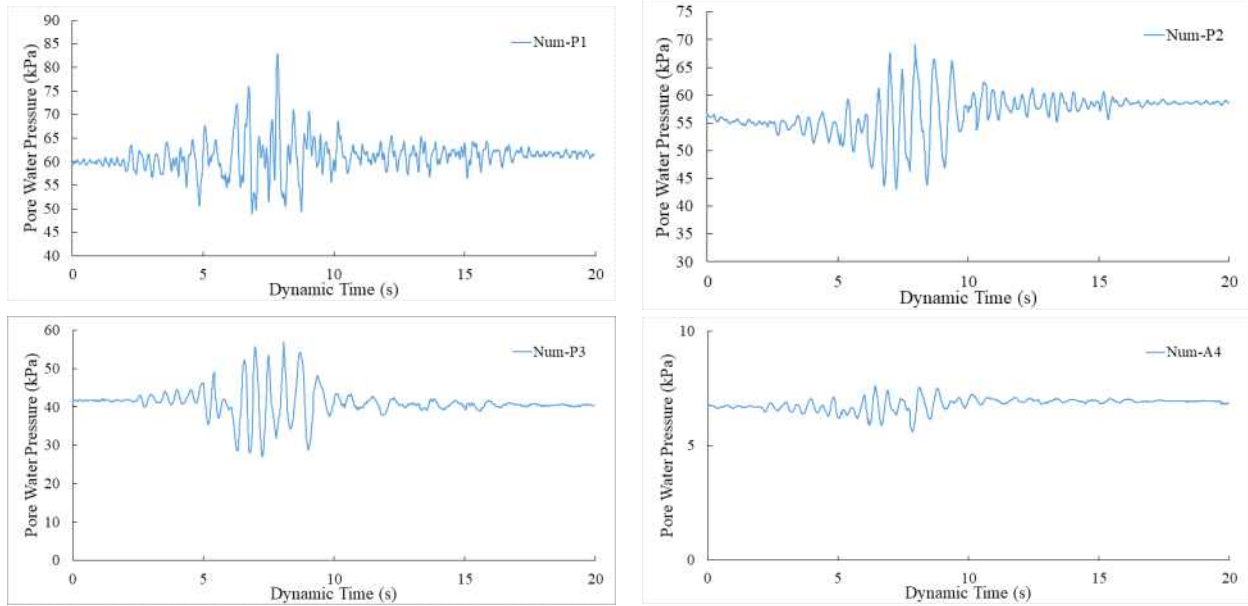
[그림 3.98] Pore pressure distributions during dynamic loading (Hachinohe wave)



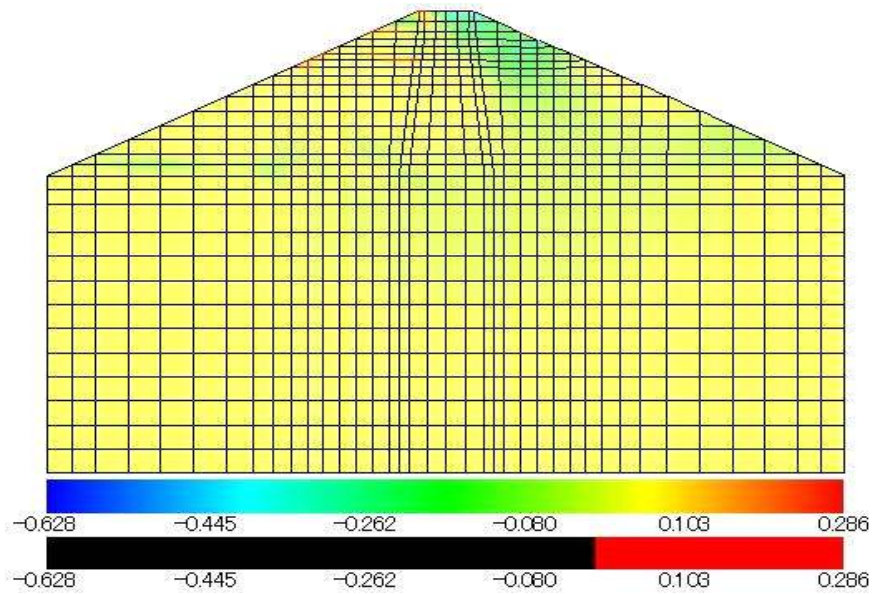
[그림 3.99] Change in pore pressure over time during dynamic loading (Hachinohe wave)



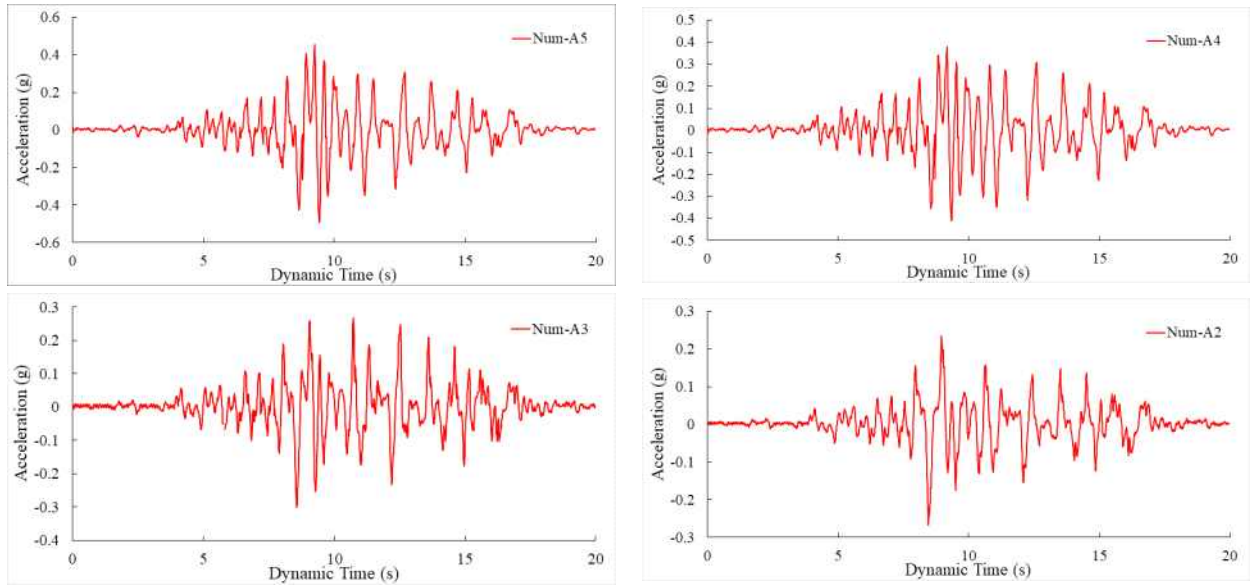
[그림 3.100] Pore pressure distributions during dynamic loading (Ofunato wave)



[그림 3.101] Change in pore pressure over time during dynamic loading (Ofunato wave)

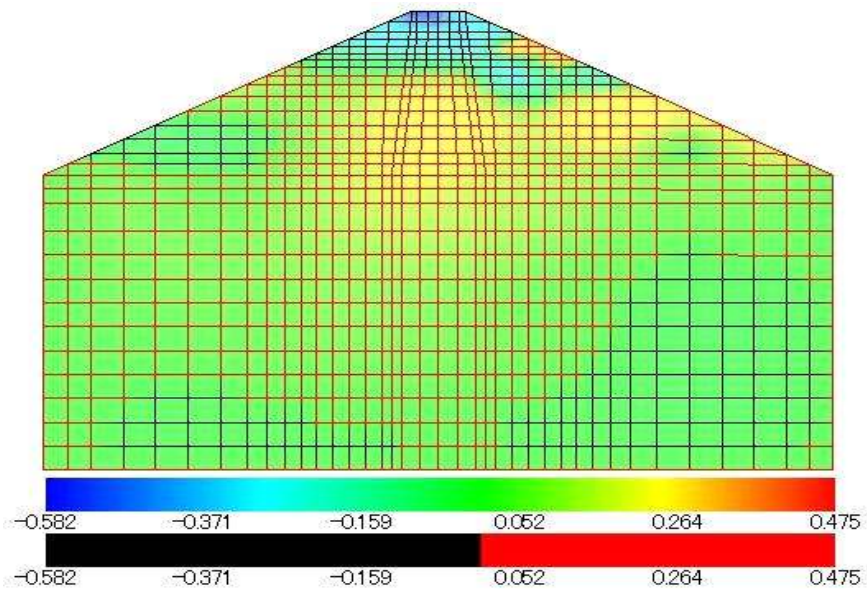


[그림 3.102] Acceleration distributions during dynamic loading (Hachinohe wave)

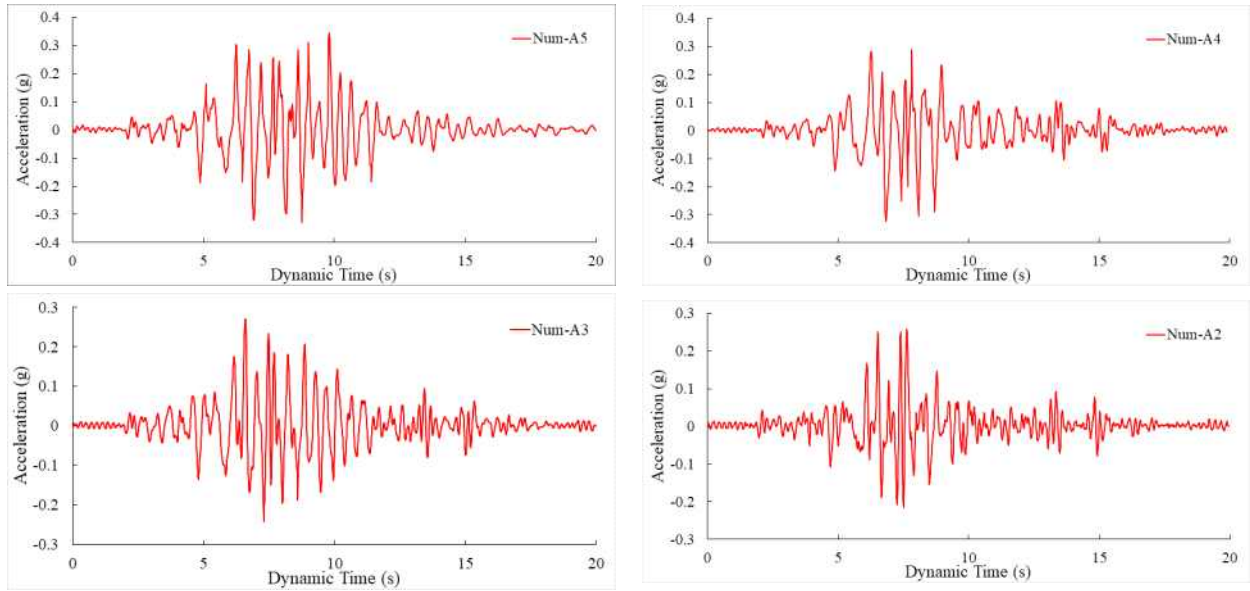


[그림 3.103] Acceleration response at measurement positions (Hachinohe wave)

그림 3.104는 Ofunato파의 경우 각 측정 위치에서의 최대가속도 증폭현상을 나타낸다. 또한 입력지진파별 가진에 따른 저수지 내 위치별 가속도 응답을 그림 3.99에 나타내었다. 모든 측정 위치에서의 가속도응답은 Hachinohe파의 경우와 유사하게 나타내었다. 최대응답가속도비교결과 기반암인 A1에 비해 코어저부 A3은 0.95배 제정마루 A5는 1.53배 크게 발생하였다.

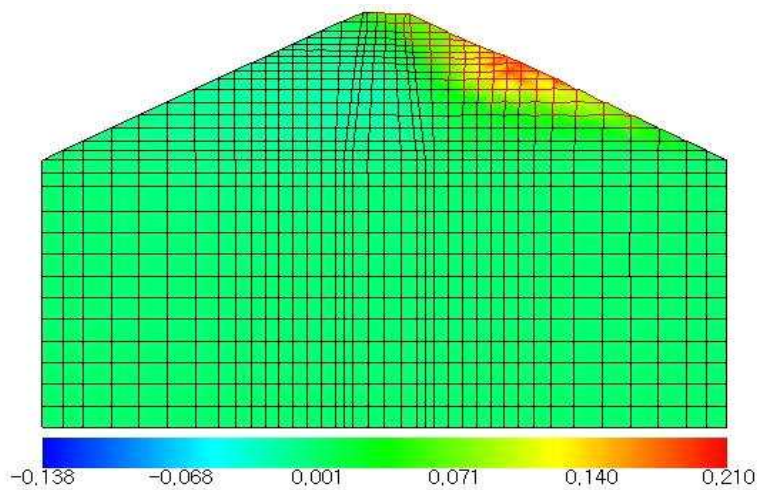


[그림 3.104] Acceleration distributions during dynamic loading (Ofunato wave)



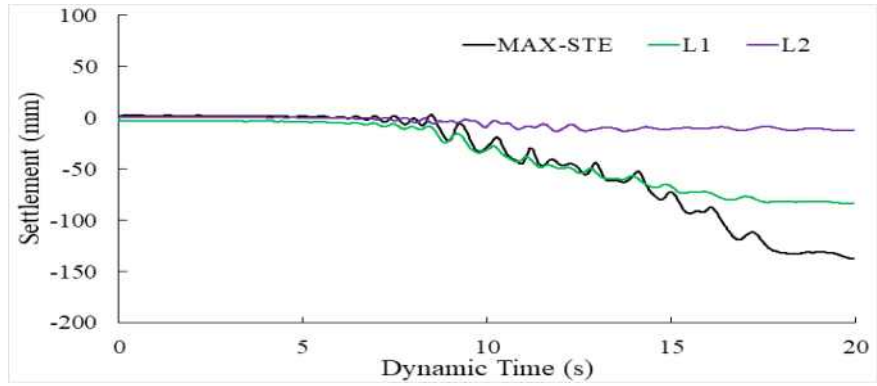
[그림 3.105] Acceleration response at measurement positions (Ofunato wave)

그림 3.106~그림 3.109는 동적재하 과정 중 연직변위분포와 시간에 따른 변화를 나타낸다. 제체의 연직변위는 동적하중 재하에 따라 제정마루(L1)와 하류사면의 하부로부터 1/2지점(L2) 모두 증가하기 시작하여 동적하중 재하 종료이후 부터는 소산됨을 볼 수 있다. 이때, Hachinohe 지진파의 경우 최종 침하량은 제정마루에서 83.1mm, 하류측 사면에서 11.8mm로 나타났다.

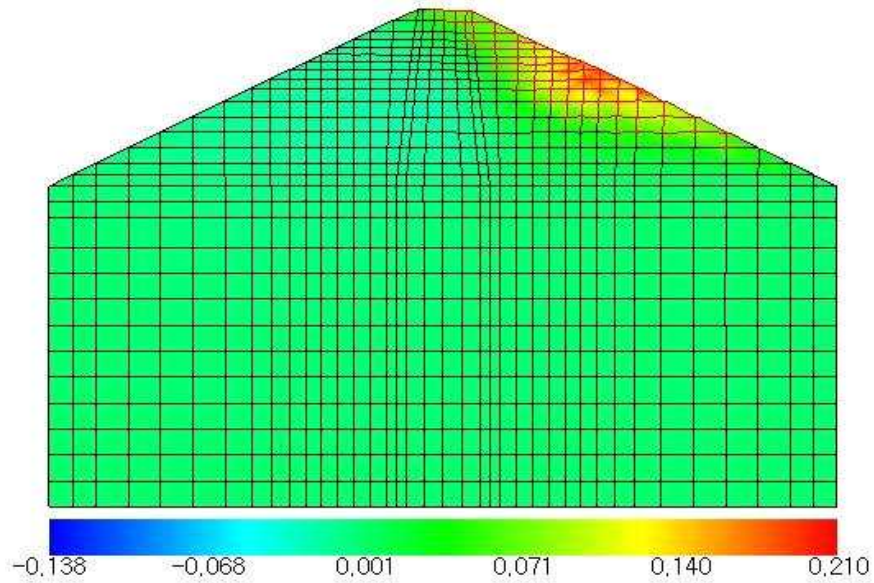


[그림 3.106] Settlement distributions during dynamic loading (Hachinohe wave)

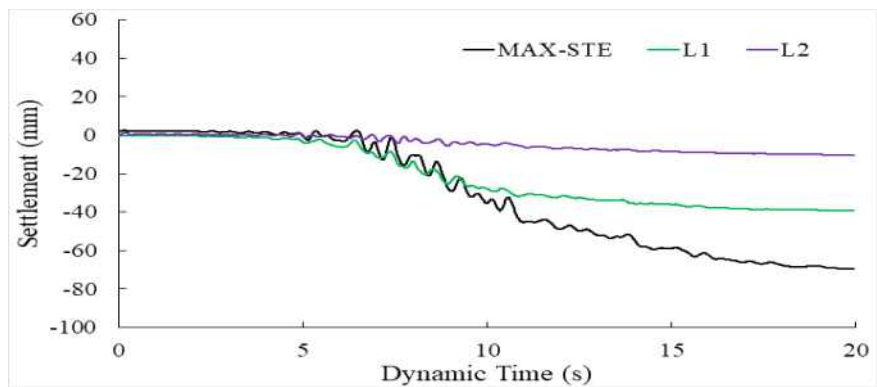
Ofunato 지진파의 경우 제정마루에서 39.5mm, 하류측 사면에서 10.2mm의 침하량이 나타났으며, 제정마루와 하류측 사면 모두 침하와 융기가 복합적으로 발생하는 것으로 나타났다. 이때, 모든 조건에서 진폭이 작을 경우에 전반적으로 변위도 작게 발생하고, 진폭이 클 경우에는 변위가 크게 발생함을 확인할 수 있다. 또한 하류사면보다는 제정마루에서 비교적 이른 시점에서 침하가 발생하고, 최종 침하량도 크게 발생하는 것으로 확인되었다.



[그림 3.107] Variation of settlement with time (Hachinohe wave)



[그림 3.108] Settlement distributions during dynamic loading (Ofunato wave)



[그림 3.109] Variation of settlement with time (Ofunato wave)

제3절 저수지 월류위험도 평가 및 월류유도수로 설계

1. 개요

현재 우리나라 저수지는 2017년 기준 17,313개소(한국농어촌공사 관리 3,403개소, 지자체 관리 13,910개소)가 있는 것으로 보고되고 있으며, 이 중 저수지 준공 후 50년 이상 경과된 저수지가 82%(한국농어촌공사 관리 저수지 73%, 지자체 관리 저수지 84%)로 노후화가 심한 것으로 보고되고 있다. 이러한 저수지 노후화는 단지 저수지를 구성하는 각 시설물의 노후화 및 안정성 감소뿐만 아니라 설계 당시 적용한 설계기준의 변화에 따른 현재 기준에서의 위험도 증가가 보다 큰 문제일 수 있다.

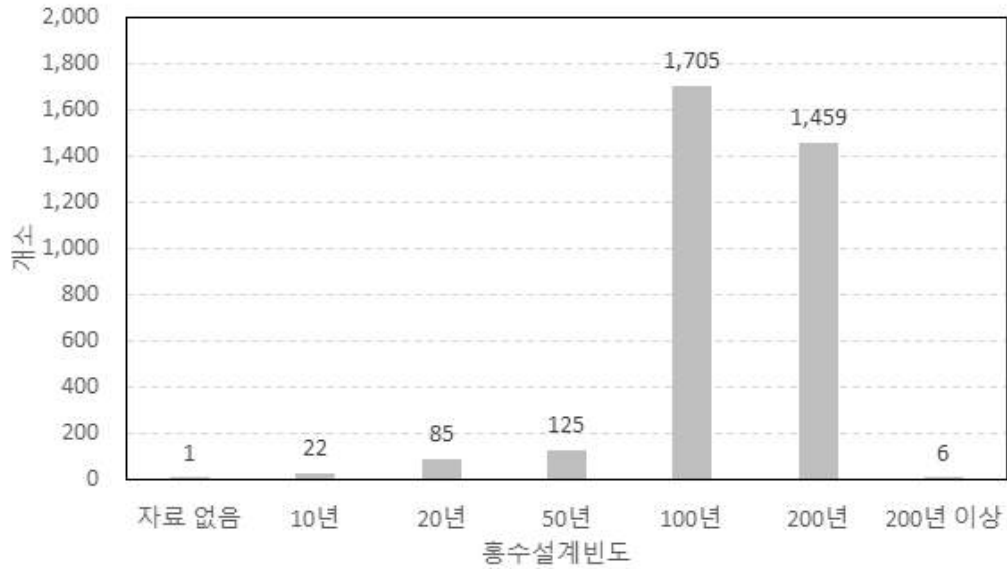
특히 저수지 설계에 있어서 가장 큰 설계변수로 볼 수 있는 홍수량은 저수지의 안정성뿐만 아니라 이수 및 치수적 관점에서의 저수지 운영에 있어서도 매우 중요한 변수이다. 특히 저수지의 설계홍수량은 과거부터 현재까지 지속적으로 증가해 왔다.

우리나라의 댐설계기준은 1968년 제정 발행된 토지개량사업계획설계기준 뮐댐편(농림부)이 최초이며 이 계획설계기준은 뮐댐에 국한하여 기술되었다. 농업용 저수지의 안전을 위한 홍수량 설계기준은 1982년 이전까지 100년 빈도를 적용하였으며 1982년 이후부터 200년 빈도로 상향 조정하고 흙댐의 경우 안전을 고려하여 20%를 가산하여 반영하고 있다. 이후 2002년 발생한 태풍 루사로 인한 피해를 계기로 농림축산식품부는 2003년 「재해대비 수리시설 설계기준」을 개정하였고 이어 2012년 농경지 침수피해 예방을 위한 「기후변화에 대응한 배수개선 설계기준」을 개정하였다. 이에 따라 2003년부터 유역면적 2,500ha 이상과 총저수량 500만^m 이상에 저수지에 대해서 가능최대홍수량(Probable Maximum Flood)을 적용하기 시작하였으나 이보다 작은 규모의 저수지는 현재 200년 빈도를 적용하고 뮐댐의 경우 20%를 가산하고 있다.

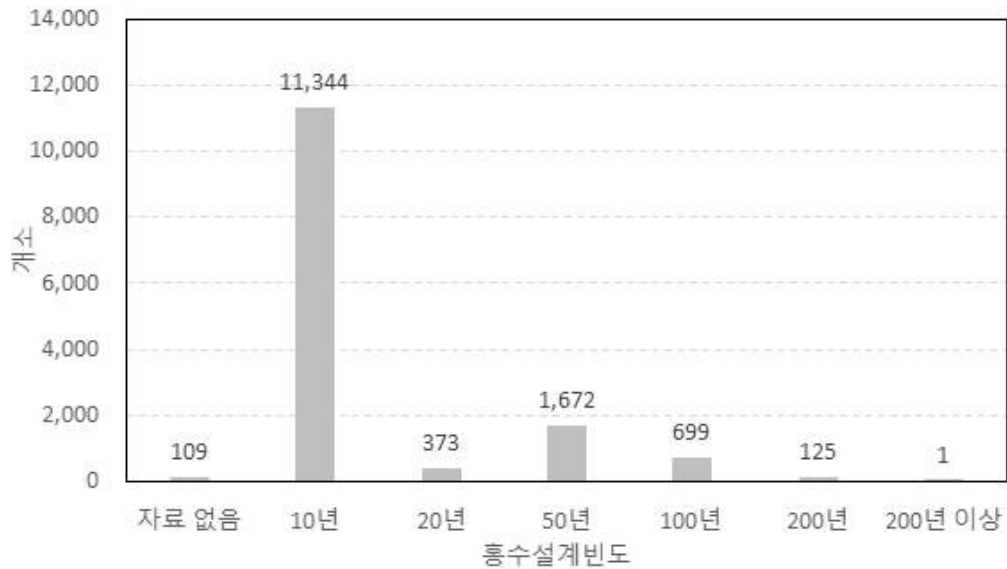
설계홍수량이란 홍수특성, 홍수빈도, 그리고 홍수피해 가능성과 사회·경제적 요인을 함께 고려한 후 최종적으로 어떤 수공구조물의 설계기준으로 채택하는 첨두유량이나, 또는 설계 강우에 따른 유량수문곡선 등으로 정의된다. 설계홍수량은 효율적인 시설물의 관리를 위해 지금까지 수문통계자료에 근거하여 수립되어 왔으나 최근의 기후현상을 관찰하면 연중 기온과 강수량의 변화가 심하게 변동하고 있어 미래의 홍수에 대비한 수공구조물의 설계기준에서는 이를 감안한 새로운 대책이 요구된다. 과거의 저수지들은 건설 당시에 제한된 수문자료를 가지고 수문분석을 통하여 설계수문량을 설정하였으며 해석의 기법에 있어서도 개략적인 경험적 기법이 대부분이었다. 근래에는 관측자료의 누적에 따른 수문자료의 확충과 해석기법이 발전한 현 시점에서 기존댐의 설계수문량을 평가하는 것은 매우 중요하다. 특히 최근에 들어 집중호우가 대규모로 자주 발생하고 있으며 매년 강우의 기록치를 갱신하고 있다. 이러한 현상을 고려할 때 수문자료의 변동이나 경향을 분석하여 앞으로의 변화 양상을 파악하는 것도 매우 중요하다.

[표 5.36] 연도별 저수지 설계기준 현황

구분	1945년 이전	1960년대	1970년대	1980년대	2003년 이후
여수로 홍수량	100년 빈도	100년 빈도×1.2	200년 빈도	200년 빈도×1.2	200년 빈도×1.2 또는 PMF



[그림 5.110] 한국농어촌공사 관리 저수지의 홍수량 설계빈도



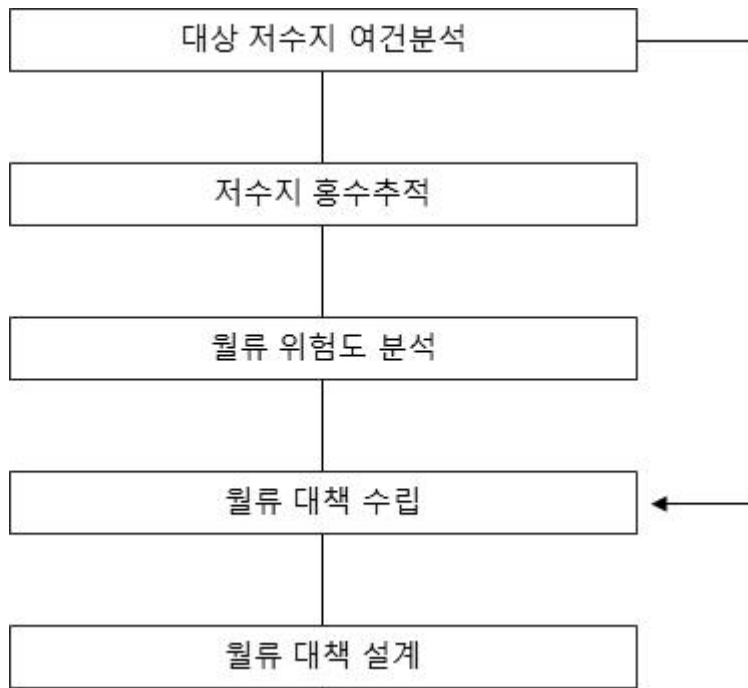
[그림 5.111] 지자체 관리 저수지의 홍수량 설계빈도

설계 및 시공 당시 안정성을 확보했다 하더라도 현재의 관점(설계기준의 증가 및 그 원인으로
써의 기상변화를 포함)에서는 불안정한 시설물로 볼 수 있다. 그러한 측면에서 보면 위 그림1)

1) 한국농어촌공사 관리 저수지 자료 : 농업생산기반정비사업 통계연보(2017) 조사자료, 농업기반시설관리시스템(RIMS),
지자체 관리 저수지 자료 : 소방방재청, 재해예방을 위한 저수지 안정성변화, 안전관리기준 및 DB모델 개발 연구(2011)

에서 보듯이 한국농어촌공사에서 관리하는 저수지의 57%는 현재의 설계기준인 200년 빈도 홍수량에 충족되지 못하여 설계기준의 측면에서는 불안정한 구조물로 인식될 수 있다. 지자체 관리 저수지의 경우에는 보다 심각한 수준으로 99% 이상이 현재의 설계홍수량에 미치지 못하는 것으로 나타났다.

본 장에서는 월류에 의한 제체 붕괴방지 방안으로 월류 유도수로를 검토하는 절차를 수립하고 각 과정에서 적용되어야 하는 기술을 제시하고자 하였으며, 특히 국내 농업수리 구조물의 설계 및 관리에 관한 기법과 실무기술을 정리하여 제시하였다. 본 과업에서 정리하는 주요 월류위험도 평가 및 대책수립의 절차는 다음 그림과 같다.

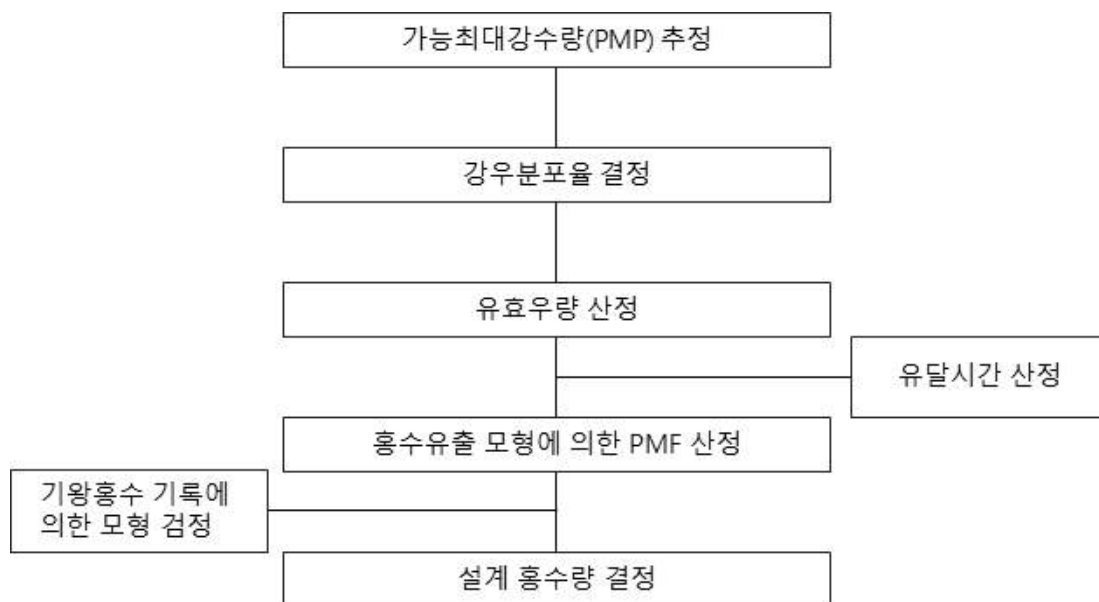


[그림 5.112] 월류 위험도 평가 및 대책수립 절차

2. 저수지 홍수추적에 의한 월류 위험도 분석

2.1 설계홍수량의 결정

개정된 기준에서는 「농업용저수지의 설계홍수량은 200년 확률 홍수량, 기왕최대홍수량, 지역 최대홍수량 중 큰 값을 설계홍수량으로 하며 월류에 대해서는 20%를 증가시킨 유량을 기준으로 하되 댐 파괴시 인적, 물적 피해가 클 것으로 예상될 경우에는 가능최대홍수량(PMF)과 비교하여 큰 값을 설계홍수량으로 한다.」라고 제시하고 있으며 또한 「유역면적 2,500ha 이상으로써 총 저수량 500만^m 이상이거나, 댐 하류에 도시 또는 집단거주지역, 국가 중요시설 등이 있어 재산 및 인명피해가 클 것으로 예상되는 댐은 PMF를 설계홍수량으로 적용할 수 있다.」라고 하였다. 본 연구에서는 월류에 따른 제체 파괴를 방지하기 위한 연구로 설계는 가능최대홍수량을 기준으로 제시하고 적용은 각 저수지의 설계 및 검토기준을 고려하여 적용할 수 있도록 하였다.



[그림 5.113] 가능최대홍수량(PMF) 산정의 흐름

2.2 설계강우량 산정

가. 확률강우량 산정

농업용저수지를 설계하는데 있어 가장 중요한 기준은 구조물의 설계빈도에 해당하는 확률강우량을 산정하여 침투유량을 결정하는 것이라 할 수 있다. 여수토의 설계나 댐여유고의 평가를 위해서 산정되는 홍수량은 어떤 설계기준보다 댐 안전성에 큰 영향을 끼칠 수 있으므로 정확한 분석이 요구된다.

일반적으로 설계홍수량은 강우-유출 모형이나 통계적인 분석을 통하여 분석할 수 있으며 크게 실측자료의 유무에 따라 다음과 같이 구분된다. 첫 번째로 장기적인 실측 관측자료가 있을 경

우 연최대 홍수유입량 자료로부터 설계홍수량의 직접적인 추정을 수행할 수 있다. 즉 관측된 유량을 통계분석하여 설계빈도년에 해당하는 설계홍수량을 추정한다. 두 번째로 실측자료가 부족할 경우 강우-유출 관계를 사용하여 강우자료로부터 설계홍수량을 추정할 수 있다. 이는 설계강우량이 먼저 계산되고 단위유량도 방법과 같이 강우-유출 모형을 적용하여 설계홍수량으로 변환하는 것이다.

강우빈도해석이란 임의 크기의 수문량의 발생빈도 또는 임의빈도로 발생할 수 있는 수문량의 크기를 관측 자료로부터 통계적으로 추정하는 방법을 말한다. 일반적으로 수자원계획 및 관리 목적으로 홍수통제, 배수 등과 같은 치수를 목적으로 설계를 하는 경우 홍수기간 동안의 첨두 유출이나 강우빈도해석을 통한 설계홍수량과 같은 수문량의 크기를 고려하여야 한다. 첫 번째로 강우자료가 구축되어야 하며 구축된 강우자료에 대해 기본적인 통계값인 평균, 표준편차, 왜곡도 계수 등의 계산이 필요하다. 강우자료는 기상관측소별 고정된 시간간격의 강우자료를 구축한 다음 다음의 표에 제시된 임의시간 환산계수를 적용하여 고정시간 강우자료를 임의시간 강우자료로 환산할 수 있다.

[표 3.37] 고정시간-임의시간 환산계수

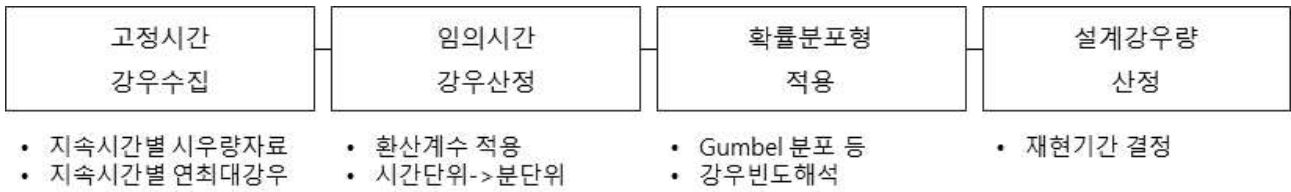
고정시간(시간)	1	2	3	4	6	9	12	18	24	48
임의시간(분)	60	120	180	240	360	540	720	1080	1440	2880
환산계수	1.136	1.051	1.031	1.020	1.012	1.007	1.005	1.004	1.003	1.002

임의시간 환산계수는 일반적으로 다음과 같은 회귀식으로 작성하여 고정시간 강우자료를 임의시간 자료로 변환할 수 있다.

$$Y = a \cdot X^b + c$$

여기에서 Y 는 환산계수, X 는 강우지속시간(hr), a , b , c 는 관측수에 따른 상수이다.

두 번째로 강우자료가 구축되고 나면 빈도해석에 사용할 확률분포형을 선정하여야 하며 선정된 확률분포형에 적용할 매개변수를 추정하여야 한다. 그리고 세 번째로 확률분포형을 적용하여 구해진 매개변수 추정값에 대한 적합성 검토와 적용한 확률분포형에 대한 적합도 검정을 거친 후 최종적으로 대상지점에 대한 확률강우량이 산정된다.



[그림 3.114] 설계강우량 산정절차

Gumbel 확률분포형은 극치 수문현상의 적용에 널리 사용되고 있으며 왜곡도계수(coefficient of skewness)를 1.1396으로 가정하는 GEV 분포의 특수형태로 누가분포함수와 확률밀도함수는 다음과 같다.

$$F(x) = \exp\left\{\exp\left[-\frac{\beta(x-x_0)}{\alpha}\right]\right\}$$

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left\{-\frac{x-x_0}{\alpha} - \exp\left[-\frac{x-x_0}{\alpha}\right]\right\}, \quad -\infty < x < \infty$$

여기에서 α 는 규모 매개변수, x_0 는 위치 매개변수이다.

분포형 확률강우량 계산을 위해서는 매개변수를 추정해야 하며 Gumbel 확률분포형의 매개변수를 추정하기 위해서 확률가중모멘트법을 적용할 수 있다. 확률가중모멘트법은 이상치가 있는 경우에도 왜곡특성을 크게 나타내지 않고 자료수가 충분하지 못한 경우에도 영향을 덜 받으며 상대적으로 안정적인 장점을 가지고 있다. 확률가중모멘트의 일반식은 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_{p,r,s} = E[X^p F^r(x) \{1 - F(x)\}^s], \quad p, r, s = \text{정수}$$

일반적으로 사용하는 모집단의 확률가중모멘트는 다음의 두 식으로 나타낼 수 있다.

$$M_{1,r,0} = E[X F^r(x)] \equiv B_r$$

$$M_{1,r,s} = E[X \{1 - F(x)\}^s] \equiv B_r'$$

상기 식에 정의된 모집단의 불편확률가중모멘트(Unbiased PWM(method of Probability Weighted Moments))는 다음과 같이 표시된다.

$$\hat{B}_r = \frac{1}{N} \sum_{j=0}^N x_j \frac{(j-1)(j-2)\cdots(j-r)}{(N-1)(N-2)\cdots(N-r)}, \quad r \geq 1$$

$$\widehat{B}_r = \frac{1}{N} \sum_{j=0}^N x_j \frac{(N-j)!(N-s-1)!}{(N-j-s)!(N-1)!}, \quad s \geq 0$$

여기에서 x_j 는 자료를 크기 순으로 정렬했을 때 j 번째 값이며 $\widehat{B} = \widehat{B}_0 = \bar{x}$ 는 자료의 평균이다.

나. 가능최대강수량(PMP)의 추정

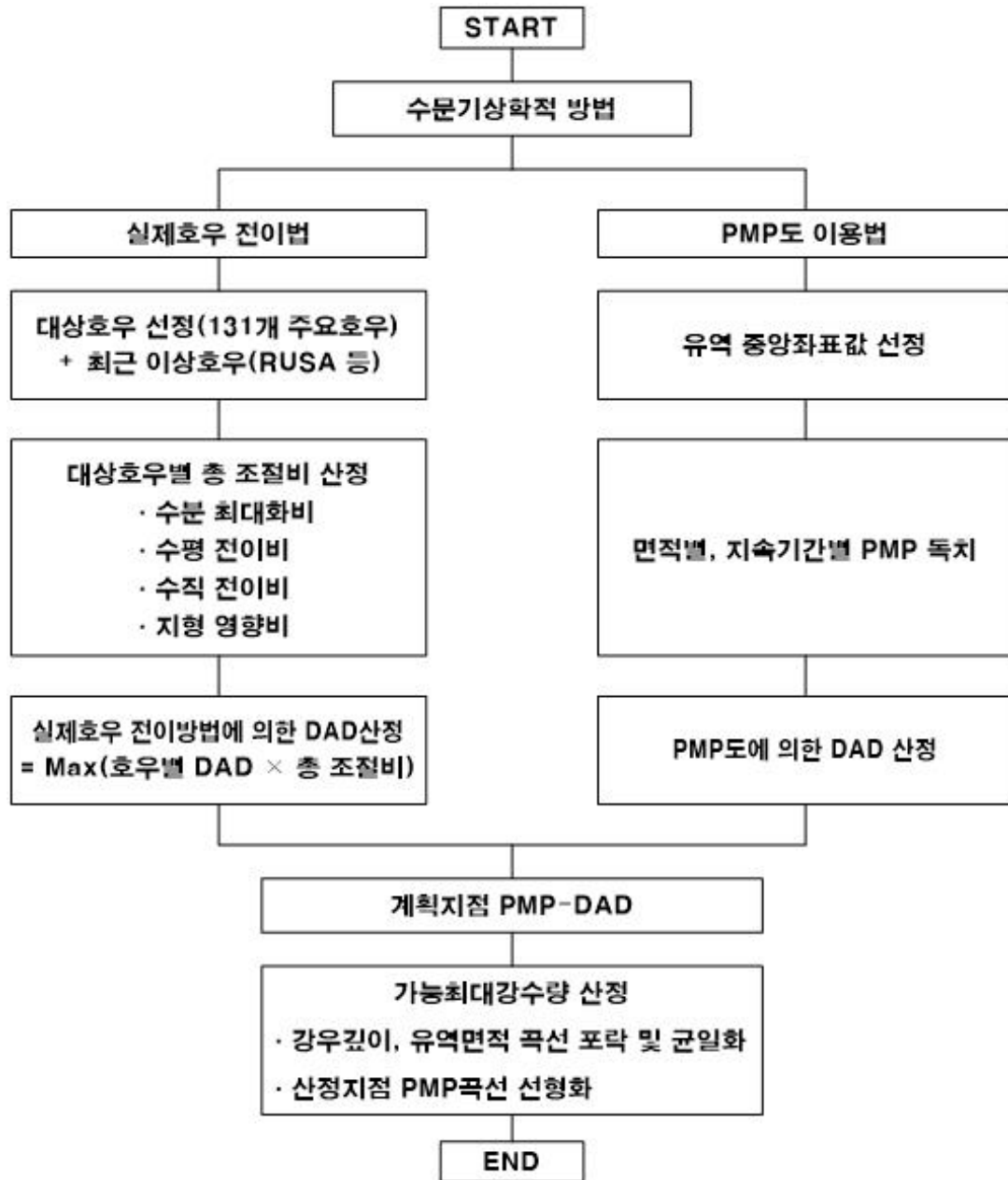
가능최대강수량(Probable maximum precipitation, PMP)이란 WMO(1973)에 의하면 “주어진 지속 기간에 있어서 특정유역에 대하여 연중 어느 지정된 기간 동안 물리적으로 발생할 수 있는 이론적 최대강수 깊이”로 정의되며, 어떤 지역에서 생성될 수 있는 가장 극심한 기상조건 하에서 발생 가능한 호우로 인한 최대 강우량으로 정의된다.

PMP는 댐 여유고 산정 및 안정적인 홍수량 배제를 위한 여수로 규모결정시 기준이 되는 PMF 산정을 위한 중요한 수문량이며, 추정방법에는 기왕 최대강우량으로부터 경험적으로 추정되는 경험적 방법, 대기 중의 수분함량을 고려하여 산정하는 수문기상학적 방법 및 과거 발생 호우의 극치를 통계적으로 해석하여 추정하는 통계학적 방법 등 3가지가 있다. 이 중 수문기상학적 방법은 기상학적으로 해당 유역의 특성이 잘 반영되는 장점이 있다.

기존에는 “한국의 가능최대강수량 추정(건설교통부, 2000)”보고서를 이용하고 여기에 최근에 발생한 극대호우사상에 의한 영향을 포함시키기 위하여 태풍 루사 등의 실제호우를 전이시킴으로써 PMP를 추정하였다. 상기 보고서에서는 1969년~1999년의 31개년 동안 발생한 총 강우량 150mm 이상의 호우를 대상으로 우리나라에서 발생한 132개의 주요호우를 선정하여 DAD 분석을 수행하고, 이에 의하여 전국적으로 일반화된 PMP도를 작성하였다. 그러나, 2000년 이후에 발생한 극치호우에 가까운 극대호우사상들이 PMP에 미친 영향을 판단하기 위하여 한국건설기술연구원에서는 2003년 9월부터 2000년 이후 우리나라에 발생한 주요호우의 규모와 크기를 정량적으로 평가하고 이들의 DAD 분석 결과를 이용하여 전국적으로 일반화된 PMP도를 재산정하기 위한 연구를 수행하여 「전국 PMP도 재작성 보고서-한국 가능최대 강수량도(2004, 건설교통부)」를 발표하였다.

(1) 수문기상학적 방법

수문기상학적인 방법은 최대 낮점온도에서 최대강우량이 발생하는 수분최대화와 기상학적 및 지형학적으로 동질성이 있는 다른 유역의 기왕 최대 강우량을 대상 유역으로 이전하는 강우전이(Storm Transposition)를 통하여 계산되며, 적용이론은 다음과 같고, 산정절차는 다음 그림과 같다.



[그림 3-115] 가능최대강수량 산정절차

(가) 기본방정식

$$\text{조절된 강수량} = RIP \times RHT \times RVT \times RGE \times OP$$

여기서, RIP는 수분최대화비, RHT는 수평전이비, RVT는 수직전이비, RGF는 지형영향비 또는 산악영향비, OP는 실측강우량이다.

실측강우량은 어느 특정지점의 지점우량이 아닌 면적우량으로 강우깊이-면적-지속기간 (Depth-Area-Duration, DAD) 관계에서 도출되며, 대상유역에 영향을 미칠 수 있는 실측강우량은

수분최대화비와 전이를 통하여 획득한 조절된 강우량을 지속기간별, 면적별로 포락 및 균일화하여 PMP를 결정한다(포락이란 어느 자료군에서 최대값을 찾기 위한 도해적인 방법).

(나) 수분최대화비

호우효율은 대기의 가강수량과 깊은 관계를 가지고 있으나, 가강수량을 직접 측정하기에는 많은 문제점을 가지고 있기 때문에 가강수량과 지상 이슬점에 따른 상관관계로 호우효율을 평가한다.

호우효율에 대한 기본 개념에 의해 도출된 수분최대화비는 PMP를 추정하는데 있어 주요 뼈대를 이루고 있으며 가장 중요한 요소이다.

수분최대화비는 호우지대의 고도를 고려한 최대 12시간 지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량과 대표 12시간 지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량의 비로 산정되며 이때 최대 12시간 지속 1000hPa 이슬점은 호우 발생일 약 15일 전후에서의 최대 이슬점이다.

$$R_{IP} = \frac{W_{pm,sl,se}}{W_{ps,sl,se}}$$

여기서, R_{IP} 는 수분최대화비, si 은 호우위치, se 는 호우지대의 고도를 나타내는 첨자이다.

$W_{pm,si,se}$: 호우지대의 고도를 고려한 최대 12시간 지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량

$W_{ps,si,se}$: 호우지대의 고도를 고려한 대표 12시간 지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량

(다) 수평전이비

강수량의 수평변화는 최대 12시간 지속 1000 hPa 이슬점에 기인된 수분의 차이라고 가정하여 호우를 전이시킬 때 호우발생지대의 수평비는 두 지대의 최대 12시간 지속 이슬점에 의한 가강수량의 비로 산정한다.

$$R_{HT} = \frac{W_{pm,ti,se}}{W_{pm,si,se}}$$

여기서, R_{HT} 는 수평전이비이고, ti 은 전이위치를 나타내는 첨자이다.

$W_{pm,ti,se}$: 호우지대의 고도를 고려한 전이지대의 최대 12시간 지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량

$W_{ps,si,se}$: 호우지대의 고도를 고려한 대표 12시간 지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량

(라) 수직전이비

실측강우량과 고도와 관계, 즉 고도에 따라 강우량의 증가나 감소의 관계는 일정하지 않으며, 따라서 호우지대와 전이지대의 수직적 조절은 수분을 근거로 하며 이를 수직전이비라 한다.

$$R_{VT} = 0.5 + 0.5 \left(\frac{W_{pm,ti,te}}{W_{pm,ti,(se \pm 300)}} \right)$$

여기서, R_{VT} 는 수직전이비이고, te 는 전이지대의 고도를 나타내는 첨자이다.

$W_{pm,ti,te}$: 전이지대 고도를 고려한 전이지대의 최대 12시간지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량이고,

$W_{pm,ti,(se \pm 300)}$: 호우지대와 전이지대의 고도차가 300 m 이상일 때 호우지대의 고도에 대한 가강수량의 1/2을 고려하고 최대 12시간지속 1000hPa 이슬점에 의한 가강수량

(마) 지형영향비

호우전이는 호우지대와 전이지대의 지형학적, 기상학적으로 동질성을 기준 가정으로 삼고 있으나 지형학적, 기상학적 동질성을 만족하는 객관적인 판단을 정확히 할 수 없을 뿐만 아니라 각 지역의 강우특성을 묘사할 수 없다.

따라서, 이를 해결하기 위해서 지속기간 24시간 100년빈도 확률강우량의 비를 지형영향비로 사용한다. 여기서 R_{GF} 는 지형영향비이다.

$$R_{GF} = \frac{(100year - 24hr)_{ti}}{(100year - 24hr)_{si}}$$

$(100year - 24hr)_{ti}$: 호우지대에서 호우면적과 동등한 면적에 해당하는 공간 평균 100년 24시간 확률강우량,

$(100year - 24hr)_{si}$: 호우지대의 공간평균 100년 24시간 확률강우량

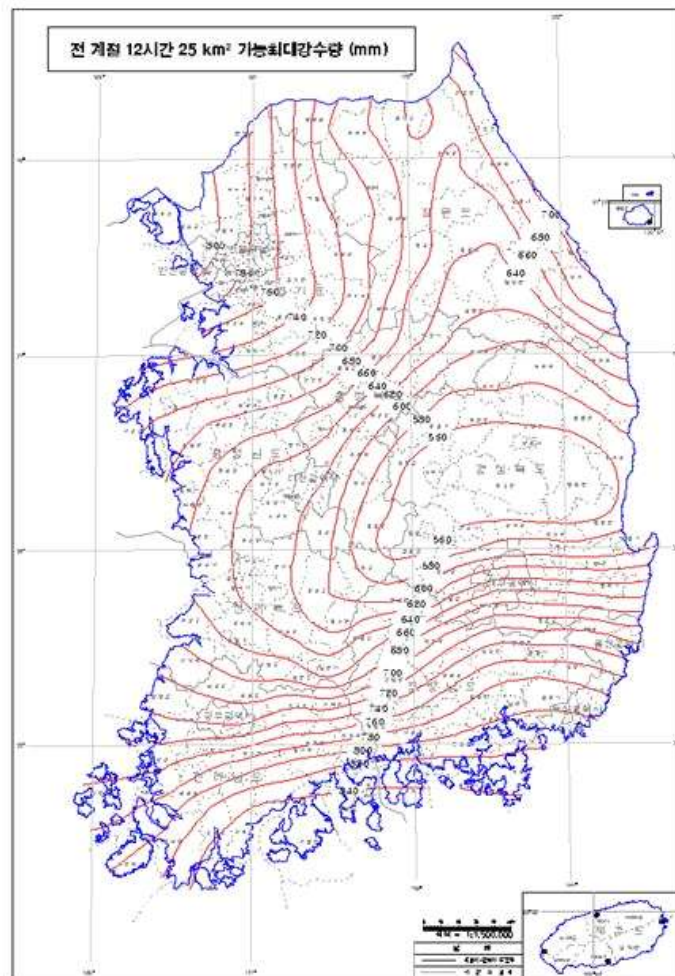
(2) PMP도를 이용한 댐별 가능최대강수량(PMP) 산정

「전국 PMP도 제작성 보고서-한국 가능최대 강수량도(2004, 건설교통부)」를 이용하여 계획유역에서 PMP를 추정하고자 할 때 다음의 절차를 통하여 결정할 수 있다.

- ① PMP를 추정하고자 하는 대상유역의 위치와 유역면적 및 유역중심을 결정한다.
- ② 가능최대강수량도를 이용하여 대상유역 중심을 기준으로 면적별, 지속기간별 PMP값을 추출한 후, 면적별 강우깊이-지속기간 관계를 도면상에 도시하여 포락 및 균일화를 수행하고, 여기서 채택된 값을 이용하여 반대수지상에 도시하여 지속기간별 강우깊이-면

적관계를 포락 및 균일화를 실시한다. 이 과정을 반복하여 두 관계에 의한 포락 및 균일화 곡선이 매끄럽게 되도록 반복수행 한다.

- ③ 포락과 균일화 과정을 거쳐 최종적으로 선택된 곡선상에서 지속기간별로 계획면적에 부합하는 PMP를 내삽하여 결정한다.
- ④ 필요한 지속기간에 대한 PMP 값을 내삽하여 결정한다. PMP의 공간분포 적용시 일반적으로 6시간 증분의 PMP 값이 필요하므로 18, 30, 36, 42, 54, 60, 66시간에 대해 내삽하여야 한다.
- ⑤ 기 기술된 절차에 의해 공간분포를 적용하여 PMP 값을 재산정한다. 본 연구에서는 지점 강우량의 지배면적을 25 km²로 가정하였으므로 계획면적이 25 km²보다 작으면 이 공간분포 과정은 생략된다.
- ⑥ 건설교통부(2000c)의 “지역별 설계강우의 시간적 분포”를 참조하거나, 그 유역특성에 알맞은 시간분포 방법을 이용하여(단, 충분한 자료해석 필요) PMP 값을 시간분포시킨다.
- ⑦ 이 PMP 값을 이용하여 가능최대홍수량(PMF) 등의 필요한 설계치를 추정한다.



[그림 3.116] 전 계절 12시간 25km² 가능최대강수량

2.3 홍수량의 추정

가. 강우의 시간분포

강우의 시간분포 산정방법으로는 Keifer & Chu 방법, Huff 방법, Pilgrim & Cordery 방법, Yen & Chow 방법, Blocking 방법(Mononobe 공식) 등이 있다. 과거 댐 설계당시의 시간적 분포에는 Blocking 방법이 많이 사용되었으나, 최근에는 해당지역 강우의 통계적 특성을 고려한 Huff 방법이 많이 적용되고 있다.

1967년 Huff는 미국 일리노이주의 강우기록을 통계학적으로 분석하여 강우량의 시간적 분포를 나타내는 무차원 시간분포곡선을 제시하였다. 이는 강우의 누가곡선을 이용하여, 전 지속기간을 4등분하였을 때 각 분류된 구간의 우량의 최대부위가 어느 부분에서 나타나는지 조사하였다.

즉, 강우지속기간을 4등분하였을 때 강우초기에 해당하는 처음 1/4구간을 제 1구간 호우(first-quartile storm), 다음 2/4구간에 있으면 제 2구간 호우(second-quartile storm), 다음 3/4구간에 있으면 제 3구간 호우(third-quartile storm), 그리고 마지막 구간일 경우는 제 4구간 호우(fourth-quartile storm)로 분류하였다.

이와 같이 4개 그룹으로 분류된 강우를 시간적으로 무차원화시키기 위하여 개개 강우의 누가지속기간과 이에 따른 강우량을 각각 백분율로 표시하고, 이를 식으로 나타내면 다음과 같다.

$$PT(i) = \frac{T(i)}{T0} \times 100 \%$$

$$PR(i) = \frac{R(i)}{R0} \times 100 \%$$

여기에서 $PT(i)$ 는 임의시간 $T(i)$ 에서의 강우지속기간 비, $T(i)$ 는 강우시작 후 i 번째 시각의 경과시간, $T0$ 는 총 강우지속기간, i 는 단위증분횟수, $PR(i)$ 는 임의시간 $T(i)$ 에서의 강우량 비, $R(i)$ 는 임의시간 $T(i)$ 까지의 누가우량, $R0$ 는 지속기간 $T0$ 의 총우량이다.

이와 같이 무차원 누가곡선을 이용하여 각 그룹에 속한 호우들을 분리하여 분석한다. 먼저, 제 1구간 호우의 분석일 경우 각 지속기간 증분회수별로 각 확률을 추정한 후 각 확률별로 시간분포를 추정한다. 동일한 방법으로 제 2구간, 3구간, 4구간 호우를 차례로 분석한다. 이때 각 확률누가곡선은 10%의 확률간격으로 작성하는 것이 일반적이다.

나. 홍수유출 분석

설계홍수량 산정방법은 관측홍수자료를 활용한 빈도해석 방법과 설계강우-유출모형을 활용한 홍수분석으로 크게 나눌 수 있다. 전자의 경우 실측자료를 바탕으로 직접 빈도해석하여 설계홍수량을 산정하는 방법으로 이론적으로는 가장 직접적이고 최상의 방법이다. 하지만 우리나라 농업용저수지 유역의 대부분은 관측자료를 보유하고 있지 않아 전자의 방법을 활용하기는 쉽지 않다. 설계강우-유출모형을 활용한 방법은 홍수관측자료가 미비하거나 거의 없을 경우 적용

할 수 있는 방법으로 침투홍수량은 물론 홍수수문곡선의 산정이 가능해 현재 실무에서 가장 많이 활용되고 있는 방법이다.

(1) 유효우량 산정

유효우량은 총강우량 중에서 차단, 지면저류, 증발, 침투 등으로 인한 강우의 손실 부분을 뺀 강우로서 직접유출에 기여하는 강우이다. 유효우량을 산정하는 방법에는 침투곡선을 이용하는 방법과 유출량 자료가 있을시에 Φ -지수 및 W-지수를 이용하는 방법들이 있다. 하지만 유역의 유출량자료가 없는 경우에는 유역 및 수문학적 조건 등을 이용하여 유효우량을 산정하게 되는데 일반적으로 SCS 방법이 널리 이용되고 있다. SCS 방법은 미계측유역에서 유역의 토양특성과 식생피복상태 등의 자료만으로 유효우량을 산정하는 방법으로 토양특성 및 식생피복도를 이용하여 CN값을 산정하고 이를 이용하여 유역의 최대잠재보유수량을 산정한다. 이를 통하여 다음의 식으로 유효우량을 결정한다.

$$P_e = \frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S}$$

여기에서 P_e 는 유효우량(mm), P 는 강우지속시간동안의 총강우량(mm), S 는 유역의 최대잠재보유수량(mm)이다.

위 식은 강우시점부터 임의시간까지 내린 누가우량 P 로 인한 유효우량 P_e 는 P 와 S 의 함수로 P 가 커짐에 따라 커지고 S 가 커짐에 따라 작아짐을 알 수 있다. 상기 식의 S 는 직접 유출능력을 표시하는 유출곡선지수(CN)와 다음과 같은 관계를 가진다.

$$S = \frac{25,400}{CN} - 254$$

유출곡선지수 CN 값은 선행강우에 따른 선행토양함수 조건(Antecedent Soil Moisture Condition, AMC)에 따라 Type I ~ III로 구분되며 Type III로 갈수록 선행강우로 인한 포화상태로 유출율이 높은 상태를 나타낸다. 유역에 동일한 강우가 내릴 경우 그 이전에 내린 강우 즉 선행강우가 많다면 토양이 함유하고 있는 수분이 많으므로 침투가 감소하여 유출율이 높아지게 된다. 반대로 선행강우가 적거나 없을 경우 토양은 건조한 상태가 되어 침투율이 높아 유출율은 감소하게 된다. 이와 같은 총강우량과 유효우량의 분석에 있어 선행강우는 중요한 역할을 하며 주로 5일 또는 30일 선행강우가 이용되고 SCS 방법에서는 5일 선행강우를 적용하고 있다.

우리나라의 경우 전국에 걸쳐 토양도(1:25,000 및 1:50,000도)가 작성되어 있고 토양 명칭별로 총 유출의 정도에 따라 A, B, C, D형으로 분류할 수 있도록 토양도에 그 특성이 서술되어 있다. 또한 유역의 식생피복형 및 처리상태, 처리형태별 침투조건 그리고 토양형에 따라 S.C.S는

장기간동안의 조사분석에 의하여 유출곡선지수를 결정한 바 있으며, 다음 표에서 보는 바와 같이 농경지역 및 산림지역의 유출곡선지수와 도시지역의 유출곡선 지수를 구분하여 적용토록 되어 있다.

[표 3.38] 수문학적 토양형의 분류

흙의 분류	특 성
A	최저 유출 가능성 (lowest runoff potential)을 가지고 있는 흙으로서 진흙, silt가 거의 없는 깊은 모래층 또는 자갈층
B	유출 발생 가능성이 다소 높은 (moderately low runoff potential) 사질토이며, 침투율은 평균보다 높으나 다소 진흙이나 silt가 포함된 흙
C	유출 발생 가능성이 B분류 보다는 높은 (moderately high runoff potential) 흙으로서 진흙과 silt가 많이 섞여 얇은 층을 구성하며, 침투율은 평균보다 다소 낮은 흙
D	유출 발생 가능성이 가장 높은 (highest runoff potential) 흙으로서 대부분이 진흙과 silt로서 불투수층과 직접 접하여 있는 흙

한편, 우리나라 설계대상호우는 주로 우기 시에 발생하므로 선행함수 조건은 포화된 상태인 AMC-III조건에서의 유출곡선지수를 적용하며 그 결과는 다음과 같다.

[표 3.39] 선행 토양 함수조건의 분류

A M C	5일 선행 강우량(mm)		비 고
	비 성 수 기	성 수 기	
I	< 13	< 36	건조한 상태
II	13 ~ 28	36 ~ 53	보 통 상 태
III	> 28	> 53	포화된 상태

[표 3.40] 농경지 및 삼림지역의 유출곡선지수(AMC-II 조건)

식생피복 및 토지이용상태	피복 처리 상태	토양의 수문학적 조건	토 양 형			
			A	B	C	D
휴경지(fallow)	경사경작(straight row)	-	77	86	91	94
이랑 경작지(rowcrops)	경 사 경 작	배수 나쁨	72	81	88	91
	경 사 경 작	배수 좋음	67	78	85	89
	등고선 경작(contoured)	배수 나쁨	70	79	84	88
	등 고 선 경 작	배수 좋음	65	75	82	86
	등고선, 테라스 경작	배수 나쁨	66	74	80	82
	등고선, 테라스 경작	배수 좋음	62	71	78	81
조밀경작지(small grains)	경 사 경 작	배수 나쁨	65	76	84	88
	경 사 경 작	배수 좋음	63	75	83	87
	등 고 선 경 작	배수 나쁨	63	74	82	85
	등 고 선 경 작	배수 좋음	61	73	81	84
	등고선, 테라스 경작	배수 나쁨	61	72	79	82
	등고선, 테라스 경작	배수 좋음	59	70	78	81
콩과식물(close seeded legumes) 또는 윤번	경 사 경 작	배수 나쁨	66	77	85	89
	경 사 경 작	배수 좋음	58	72	81	85
초지(rotation meadow)	등 고 선 경 작	배수 나쁨	64	75	83	85
	등 고 선 경 작	배수 좋음	55	69	78	83
	등고선, 테라스 경작	배수 나쁨	63	73	80	83
	등고선, 테라스 경작	배수 좋음	51	67	76	80
대초지(pasture)		배수 나쁨	68	79	86	89
또는 목장(range)		배수 보통	49	69	79	84
		배수 좋음	39	61	74	80
	등 고 선 경 작	배수 나쁨	47	67	81	88
	등 고 선 경 작	배수 보통	25	59	85	83
	등 고 선 경 작	배수 좋음	6	35	70	79
		배수 좋음	30	58	71	78
초지(meadow)		배수 좋음	30	58	71	78
삼림(woods)		배수 나쁨	45	66	77	88
		배수 보통	36	60	73	79
		배수 좋음	25	55	70	77
	관목숲(forests)	매 우 듦 성 듦 성	-	56	75	89
농가(farmsteads)		-	59	74	82	86

[표 3.41] 도시지역의 유출곡선지수(AMC-II 조건)

피복상태	평균 불투수율 (%)	토양형			
		A	B	C	D
<완전히 개발된 도시지역>					
(식생처리 됨)					
·개활지(잔디, 공원, 골프장, 묘지)					
나쁜상태 (초지 피복율이 50%이하)		68	79	86	89
보통상태 (초지 피복율이 50~75%)		49	69	79	84
양호한 상태 (초지 피복율이 75%이상)		39	61	74	80
·불투수지역					
포장된 주차장, 지붕, 접근로 (도로 경계선을 포함)		98	98	98	98
포함하지 않음)					
도로와 길 : 포함					
포장된 곡선길과 우수거(도로 경계선을 포함)		98	98	98	98
하지 않음)					
포장길 : 비수로 (도로 경계선을 포함)		83	89	92	93
자갈길 : (도로 경계선을 포함)		76	85	89	91
흙 길 : (도로 경계선을 포함)		72	82	87	89
·도시지역 : 사업 및 사무실 지역	85	89	92	94	95
·공업지역	72	81	88	91	93
·생활지역(구획지 크기에 따라) :					
150평 이하	65	77	85	90	92
300평	38	61	75	83	87
400평	30	57	72	81	86
600평	25	54	70	80	85
1,220평	20	51	68	79	84
1,440평	12	46	65	77	82
<개발중인 도시지역>		77	86	91	94

(1) 유역특성인자 산정

강우에 의한 유역의 유출반응은 유역반응이라 하고 유역반응을 나타내는 시간매개변수는 도달시간, 지체시간 등으로 사용되고 있다. 도달시간은 유역 최원점에서 유역출구점인 하도종점까지 유수가 흘러가는데 걸린 시간이며 지체시간은 일반적으로 유효우량 중심에서 직접유출수문곡선의 중심까지의 시간 또는 유효우량 중심에서 직접유출수문곡선의 첨두부까지 시간으로 정의되며 실무에서는 주로 도달시간과의 관계를 이용하여 산정하고 있다.

도달시간을 구하는 공식으로는 California 도로국, Rziha, Kerby, Kraven(I), Kraven(II) 공식 등이 있다. 도달시간은 지형도상에서 구한 구간별 유로연장 및 표고차를 이용하여 유역의 경사와 고저차를 구한 후 일반화된 공식에 적용하여 산정한다.

기존의 도달시간 공식들은 적용에 따라 산정결과의 차이가 매우 크며 현재 농업용저수지의 설계홍수량 산정시 가장 많이 적용하고 있는 공식은 California 도로국 공식으로 산간지역 소유역에 주로 적용성이 좋은 공식이며 산정 공식은 다음과 같다.

$$T_c = \left(\frac{0.869L^3}{H} \right)^{0.385}$$

여기서 T_c : 유달시간(hr), L : 가장 긴 유로장(km), H : 유로의 평균고저차(m)

또한, 현재 실무에서는 일반적인 하천유역의 도달시간을 구할 때 유속을 토대로 도달시간을 산정하는 수정 Kraven(II) 공식을 많이 사용하고 있으며 다음과 같이 급경사부와 완경사부로 나누어 유속을 산정하고 있다.

$$\text{급경사부}(S>3/400): V = 4.592 - \frac{0.01194}{S}, \quad V_{\max} = 4.5\text{m/s}$$

$$\text{완경사부}(S\leq 3/400): V = 35,151.515S^2 - 79.393939S + 16181818, \quad V_{\min} = 1.6\text{m/s}$$

이외에 설계홍수량을 산정하기 위한 기본적인 특성인자 즉, 유역면적, 유로연장, 유로경사, 형상계수 등의 인자들은 국토지리정보원에서 제작하는 수치지형도에서 구할 수 있다.

다. 홍수량의 산정

설계홍수량을 산정하는 방법에는 합리식에 의한 방법, 시간강우 및 유출자료가 관측된 경우 적용할 수 있는 단위유량도법, 강우-유출 관계를 분석하여 설계홍수량을 산정하는 방법, 홍수 수문모형을 이용하는 방법 등이 있다. 농업용저수지의 경우 유역 대부분이 미계측 유역으로 호우 사상별 강우-유출자료로부터 대표단위도를 유도하기 어렵기 때문에 미계측유역에서 쉽게 적용할 수 있고 현재 실무에서 가장 많이 활용되고 있는 합성단위도 방법을 적용하는 경우가 많다.

합성단위도법으로는 SCS, Clark, Snyder, Nakayasu 방법 등이 있으며 기존에 농업용 저수지 설계홍수량을 산정하기 위해서 SCS 합성단위도법을 많이 적용했다.

이 방법은 지금의 미자연자원보존국(NRCS)의 전신인 토양보존국이 개발한 방법으로 배수구역의 침투홍수량과 홍수유출 수문곡선을 작성하는데 널리 사용되고 있다.

침투홍수량 $Q_P(m^3/s)$ 와 우량의 질량중심 시간으로부터 침투홍수량 발생시각까지의 시간장경 $t_P(hr)$ 은 다음 식으로부터 구한다.

$$Q_P = \frac{0.208AP_e}{t_P}$$

$$t_P = \frac{1}{2}t_r + t_g$$

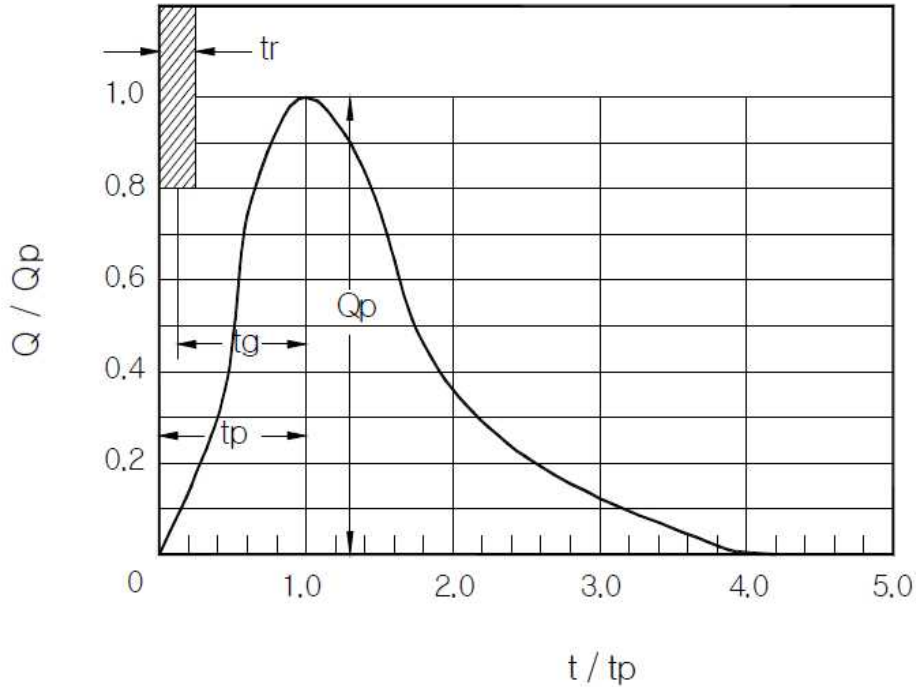
여기에서, A는 유역면적(km²), P_e 는 유효우량(mm), t_g 는 유역 지체시간(lag time, hr), t_r 은 유도되는 단위도의 적정 지속시간(hr)이다.

$$t_r = 0.133t_c$$

$$t_g = 0.6t_c$$

여기에서, t_c 는 해당 유역의 홍수도달시간(hr)을 나타낸다.

무차원 시간별 무차원 홍수량의 종거를 사용하여 t_P 와 Q_P 로 차원화하면 $Q-t$ 관계를 얻게 되며 이것이 바로 t_r 시간 합성단위도가 된다.



[그림 3.117] SCS의 무차원 단위유량도

2.4 저수지 홍수추적

저수지 홍수추적은 저수지를 통과하는 홍수파가 미치는 저수지의 홍수조절효과를 측정하는 수단을 제공하는 것으로 저수지의 홍수조절 용량의 결정과 댐 높이, 댐 부속 및 수공구조물의 수리설계를 위한 기준유량을 제공하게 된다.

저수지로 유입하는 홍수는 저수지의 저류효과로 인하여 첨두홍수량이 감소되고 첨두발생 시간이 지체되는데, 이러한 현상들에 대한 지배방정식은 다음과 같은 저류량(S) - 유입량(I) 관계식으로 표현할 수 있다.

$$I - O = \frac{dS}{dt}$$

여기서, I, O, S는 각각 유입량, 유출량, 저류량을 나타내며, 상기 식이 임의의 시간에서 변화하는 과정은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{1}{2} (I_{i-1} + I_i) \Delta t - \frac{1}{2} (O_{i-1} + O_i) \Delta t = S_i - S_{i-1}$$

여기서, Δt 는 시간간격(time step)을 나타내며, 이 식을 기지항과 미지항으로 나누어 표시하면 다음과 같다.

$$\frac{1}{2}(I_{i-1} + I_i)\Delta t + (S_{i-1} - \frac{1}{2}O_{i-1}\Delta t) = (S_i + \frac{1}{2}O_i\Delta t)$$

저수지 홍수추적은 상기 식을 반복하여 계산하므로써 가능해진다.

즉 저수지로 유입되는 홍수량과 여수로 규모에 따른 저수지로 부터의 유출량, 그리고 저수지의 수위-저수용량 자료를 이용하여 최고수위를 구할 수 있으며 이를 제체의 댐마루표고와 비교하여 월류여부를 판단할 수 있으며 월류가 예상되는 경우 월류량에 해당하는 수량을 유도할 수 있는 규모의 유도수로를 도입하는 것으로 하였다.

2.5 여수로 방류능력

저수지 홍수추적을 위해서는 여수로의 수위별 방류능력 곡선이 필요하며 설계시의 방류능력을 이용할 수 없는 경우 여수로 제원을 이용하여 다음에 제시되는 여수로 형식에 따른 유량과 수두 관계를 이용하여 추정할 수 있다.

저수지 홍수 방류시설인 여수로의 형식은 수리특성에 따라 개수로형과 관수로형, 유량조절시설 유무에 따라 조절형과 비조절형으로 구분되며, 이상 홍수시 또는 주여수로 고장시 주여수로와 별도, 혹은 동시에 작동하여 댐체 월류를 방지하여 댐의 안전을 확보하기 위하여 설치하는 비상여수로 등이 있다. 개수로형 여수로에는 월류 여수로, 자유낙하 여수로, 측수로 여수로 등이 있으며, 관수로형 여수로에는 터널 또는 암거 여수로, 선굴 여수로, 사이펀 여수로 등이 있다. 여수로는 수리학적으로 가장 유리한 직선 개수로형 여수로를 채택하고, 관수로형 여수로를 채택하는 경우 방류능력의 여유를 충분히 고려하여야 한다. 조절형은 여수로 조절부에 유량조절 시설인 수문 등을 설치하여 방류량을 조절할 수 있는 형식으로 대규모 댐 등에서 채택한다. 그러나 수문조작이 적절하지 않으면 인위적인 홍수를 야기할 수 있으므로 완전한 조작 및 유지관리가 전제 되어야 한다. 비조절형은 여수로 조절부에 유량조절 시설을 설치하지 않으므로 방류량을 조절할 수 없는 형식으로 소규모 댐 등에서 채택한다.

(1) 월류식

월류 여수로는 정부(crest)의 종단형상을 통기가 잘된 칼날모양의 예연웨어를 월류하는 수맥(nappe)의 곡선하부와 일치하도록 설계한 형식이며, 일반적으로 가장 많이 사용되는 형식이다. 월류식 여수로를 통한 방류량을 계산하는 유량공식은 다음과 같다.

$$Q = CLH_c^{3/2}$$

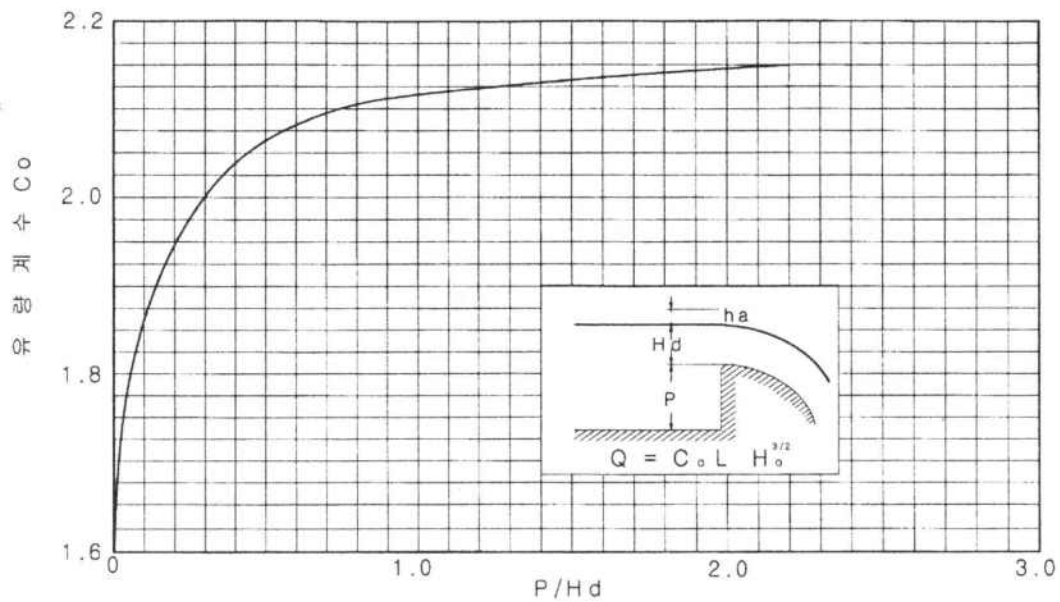
여기에서, Q 는 유량(m^3/s), C 는 유량계수, L 은 여수로의 길이(m), H_c 는 접근속도수두를 포함한 총수두(m)이다. 여기에서 접근수심이 $1.33H_d$ 보다 크면 접근유속의 영향은 무시하며, 식에서 유량계수 C 는 다음과 같이 구한다.

$$C = C_0 \times M_1 \times M_2$$

여기에서 C 는 유량계수, C_0 는 기본유량계수, M_1 은 설계수두와 다른 수두와의 보정인자, M_2 는 상류면 경사에 따른 유량계수 보정인자이다.

다음 그림은 상류면이 연직인 여수로에서 웨어마루의 압력이 대기압일 경우에 대한 기본 유량계수를 제공하며, 주어진 P/H_d 에 대한 유량계수 C_0 를 결정할 수 있고, 다음의 회귀식을 적용할 수 있으며 C_0 의 최소값은 1.6으로 제한된다.

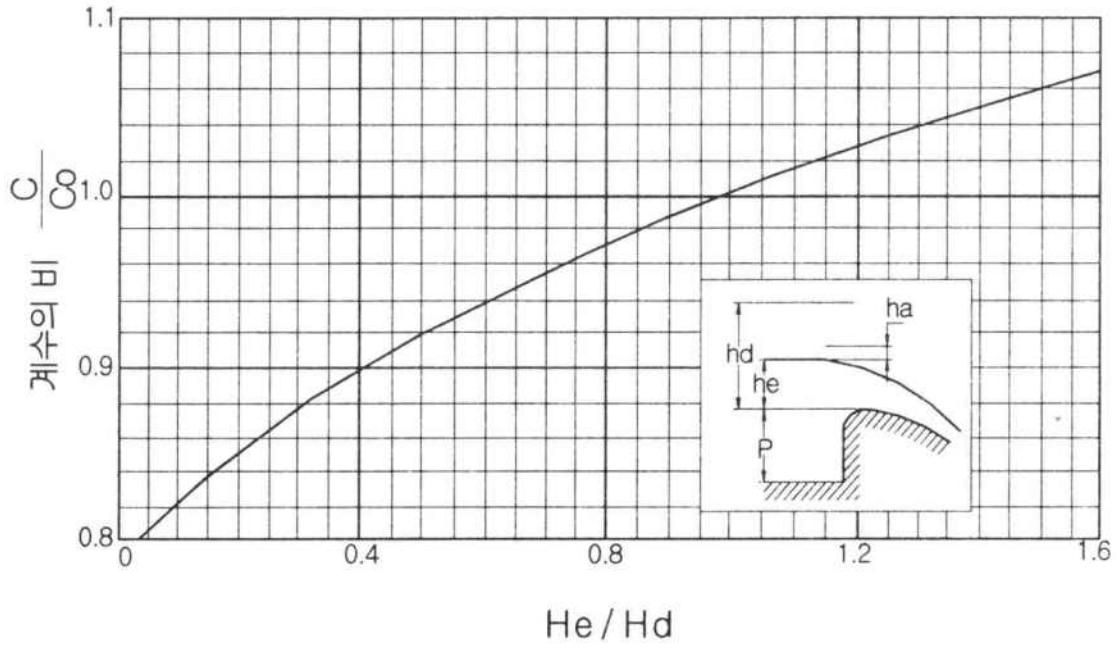
$$C_0 = \left[1.600512 \times 0.135278 + 2.212382 (P/H_d)^{0.936033} \right] / \left[0.135278 + (P/H_d)^{0.936033} \right]$$



[그림 3.118] 연직상류면 웨어마루의 유량계수

다음 그림에서는 설계수두와 다른 수두에 대한 보정인자로서 주어진 H_e/H_d 에 대한 유량계수 M_1 을 결정할 있고, 다음의 회귀식을 적용할 수 있으며 M_1 의 최소값은 0.8으로 제한된다.

$$M_1 = 1.2498071 - 0.46568085 \times \exp \left[-0.62873414 \times (H_e/H_d)^{0.87669517} \right]$$



[그림 3.119] 설계수두와 다른 수두와의 유량계수 보정인자

다음 그림에서는 설계수두와 다른 수두에 대한 보정인자로서 주어진 P/H_d 에 대한 유량계수 M_2 를 결정할 있고, 다음의 회귀식을 적용할 수 있으며 M_2 의 최소값은 0.99으로 제한된다.

- 상류면 경사도가 1/3인 경우

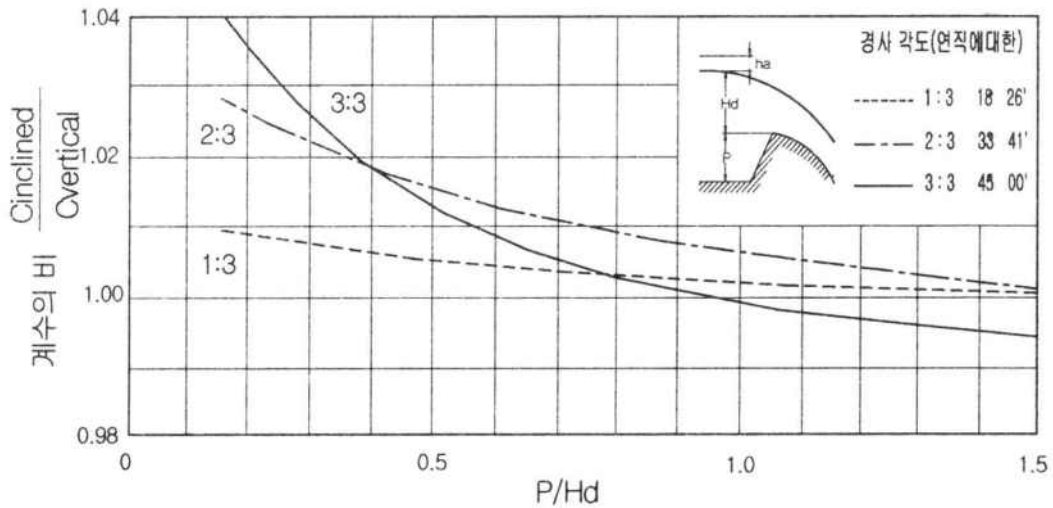
$$M_2 = 1.01832 - 0.108423(P/H_d) + 0.553319(P/H_d)^2 - 1.7543(P/H_d)^3 + 3.31042(P/H_d)^4 - 3.75142(P/H_d)^5 + 2.50086(P/H_d)^6 - 0.902208(P/H_d)^7 + 0.135713(P/H_d)^8$$

- 상류면 경사도가 2/3인 경우

$$M_2 = 1.03656 - 0.045561(P/H_d) - 0.138474(P/H_d)^2 + 0.785833(P/H_d)^3 - 1.77182(P/H_d)^4 + 2.20683(P/H_d)^5 - 1.56361(P/H_d)^6 + 0.588086(P/H_d)^7 - 0.0910403(P/H_d)^8$$

- 상류면 경사도가 3/3인 경우

$$M_2 = 1.07066 - 0.312807(P/H_d) + 1.03435(P/H_d)^2 - 2.66222(P/H_d)^3 + 4.51329(P/H_d)^4 - 4.7906(P/H_d)^5 + 3.05987(P/H_d)^6 - 1.07296(P/H_d)^7 + 0.15838(P/H_d)^8$$



[그림 3.120] 상류 경사면에 대한 유량계수 보정인자

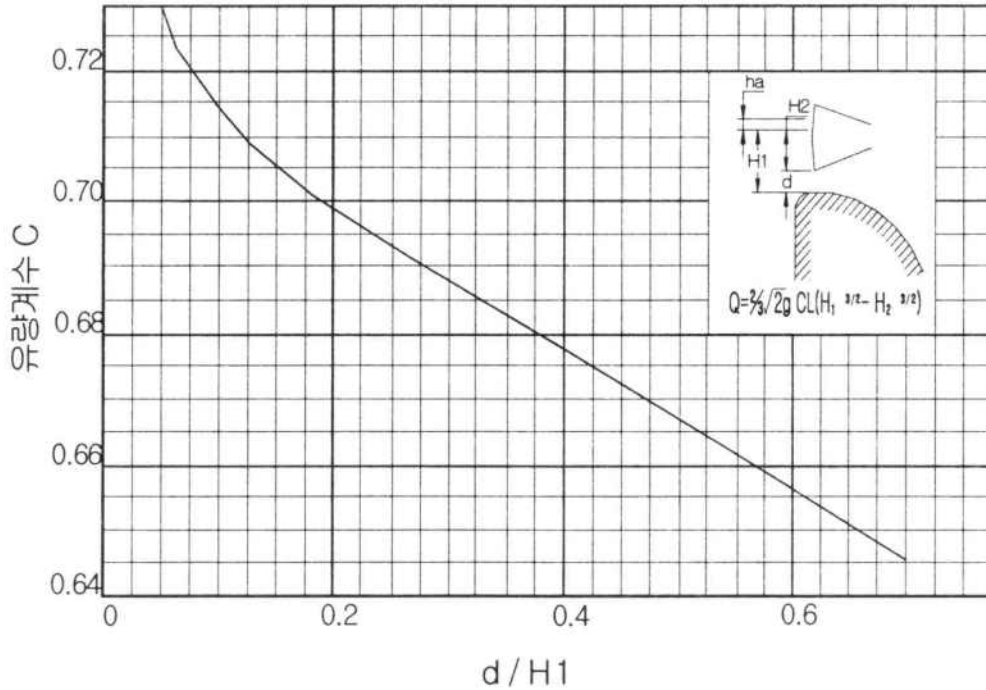
(2) 게이트식

수문조절형 여수로의 월류형상은 월류식 여수로와 동일하나 조절수문을 달아 방류량을 조절할 수 있도록 설계한 형식이며, 대규모 댐 경우 가장 많이 사용되는 여수로 형식이다. 수문조절형 여수로의 유량은 수문의 개문고와 저수위에 따라 흐름 양상이 달라지므로 개문고와 저수위에 따라 별도의 유량 계산식이 필요하게 된다. 수문이 잠기지 않은 상태에서의 방류량은 월류 흐름이 되므로 월류 흐름일 경우는 앞서 설명한 월류식 여수로의 유량계산 방법과 동일하며, 수문이 잠긴 상태에서 방류될 경우에는 오리피스 흐름이 되어 다음의 유량 계산식을 적용한다. 수문조절형 웨어 마루에서 수문이 잠긴상태로 유량이 조절되는 경우 유량은 다음 식으로 계산된다.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} CL(H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$$

여기에서 H_1 과 H_2 는 접근유속수두를 포함한 웨어마루와 수문하단에 대한 총수두이다. 다음 그림은 설계수두와 다른 수두에 대한 보정인자로서 주어진 d/H_1 에 대한 유량계수를 결정할 수 있다. 다음과 같은 회귀식에 의하여 보정인자 C 를 결정할 수 있으며 최소값은 0.645, 최대값은 0.73으로 제한된다.

$$C = 3.9726(d/H_1)^6 - 12.037(d/H_1)^5 + 14.907(d/H_1)^4 + 9.5297(d/H_1)^3 + 3.2628(d/H_1)^2 - 0.6624(d/H_1) + 0.756$$



[그림 3.121] 수문이 있는 경우의 유량계수

(3) 사이펀식

사이펀 여수로는 역U자형 관수로 여수로이며, 방류량이 저수지와 유출구의 수두차의 함수로 결정되므로 낮은 수두로 방류량을 증가시킬 수 있고, 기계적인 장치 없이 자동조작이 되는 장점을 지닌 반면, 얼음과 부유물을 소통시킬 수 없고, 막힘과 결빙의 우려가 있으며, 사이펀 작동시 소음과 구조물의 진동발생 및 간헐적인 중단에 의한 하류 수위의 심한 변동을 유발하는 등의 단점을 지니는 형식이다.

저수지의 수위가 상승하여 웨어 마루를 초과하면 초기에는 율류웨어의 원리로 방류되며, 흐름의 유속은 점점 빨라져 사이펀 정점에서 모인 공기를 계속 흡입하여 하류로 방류하게 되고 사이펀내 공기유입이 없을 때 완전한 사이펀작용으로 작동하게 된다. 사이펀 작동이 개시되면 저수지 수위가 점점 낮아져 웨어 정점보다 낮아지더라도 사이펀 유입부에 공기가 유입되기 이전까지는 사이펀 작용은 지속되게 된다. 최근에는 사이펀 내부에 보조 사이펀을 부착하여 만수위를 유지시킬 수 있는 개량형 사이펀 여수로도 개발되어 있다.

사이펀의 저수지내 수위와 하류부 수위의 차이인 전수두 H 는 다음과 같이 표시할 수 있으며, 사이펀 목에서의 한계 부압수두는 이론적으로는 10.34m이나 안전을 위해 보통 약 8m이하로 하는 것이 보통이다.

$$H = \frac{V^2}{2g} \left(K_c + f \frac{l_1}{d} K_b + f \frac{l_2}{d} + K_e \right)$$

이를 유속에 대해 정리하면 다음과 같다.

$$V = \sqrt{\frac{2gH}{K_c + f \frac{l_1}{d} K_b + f \frac{l_2}{d} + K_e}}$$

여기에서 V 는 유속(m/s), H 는 수위차(m), l_1 는 입구측 관길이(m), l_2 는 출구측 관길이(m), K_c 는 입구손실수두계수(1.0), K_b 는 곡관손실수두계수(0.2), K_e 는 출구손실계수(1.0), f 는 관마찰손실계수($124.5n^2/d^{1/3}$)이다. 여수로의 방류량은 관 단면적과 유속으로 구할 수 있다.

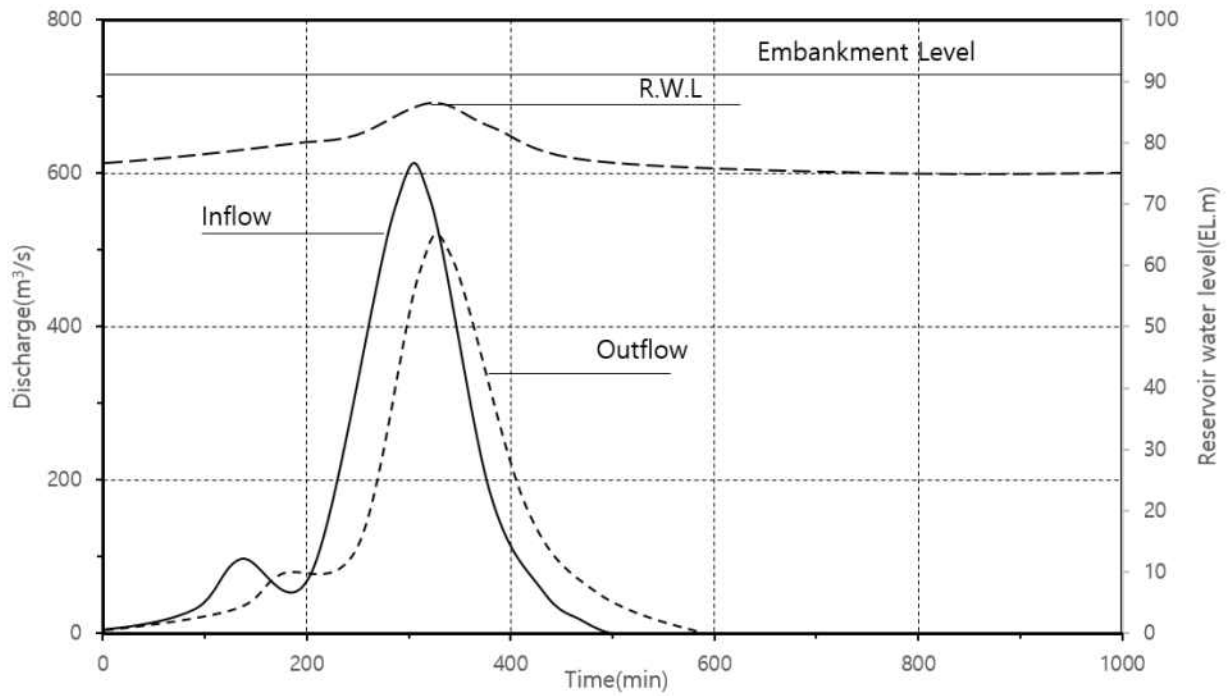
2.6 월류위험도 분석

이상의 월류위험도를 분석하기 위한 절차를 간략하게 요약하면 다음과 같다.

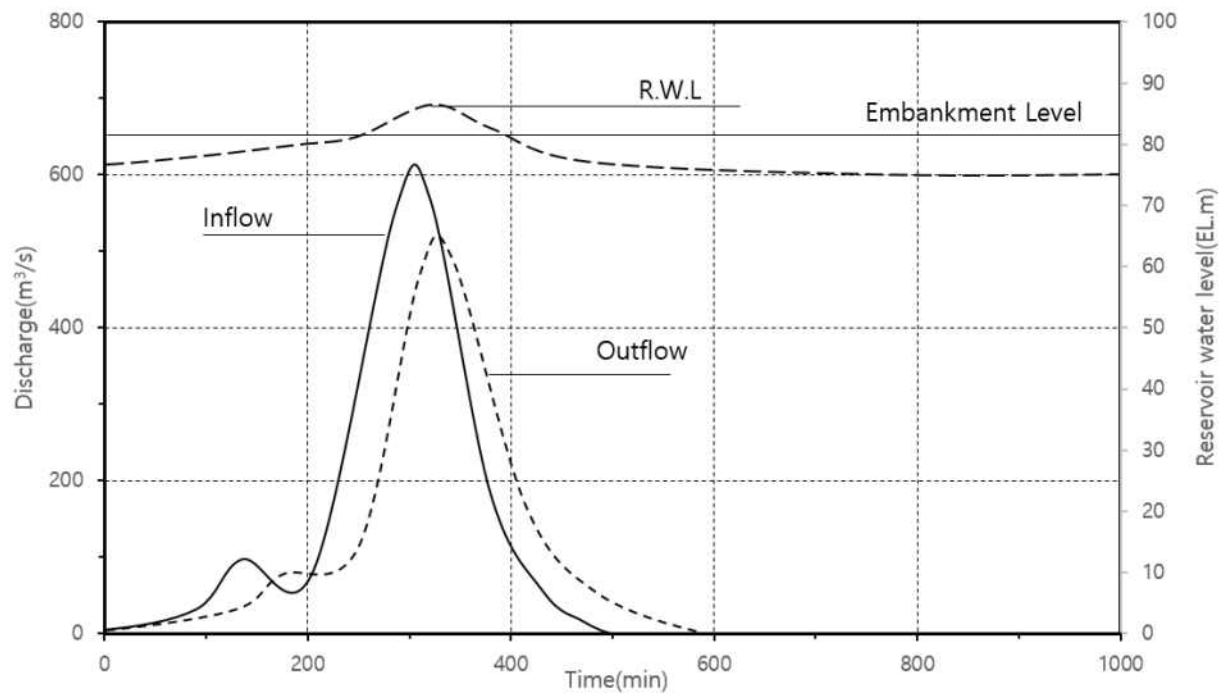


[그림 3.122] 저수지 월류 위험도 평가 절차

이상의 결과로 다음과 같은 홍수추적결과를 얻게 되며 이를 통하여 검토대상 저수지의 월류 위험도를 평가할 수 있다. 다음의 그림과 같이 홍수추적결과에 의한 저수지의 최고 수위가 제체의 높이를 넘지 않는다면 월류에 의한 제체의 파괴위험은 없는 것으로 평가할 수 있으나 최고 수위가 제체의 높이를 넘는다면 검토한 강우량에 대하여 제체의 월류 위험성이 있는 것으로 평가할 수 있다.



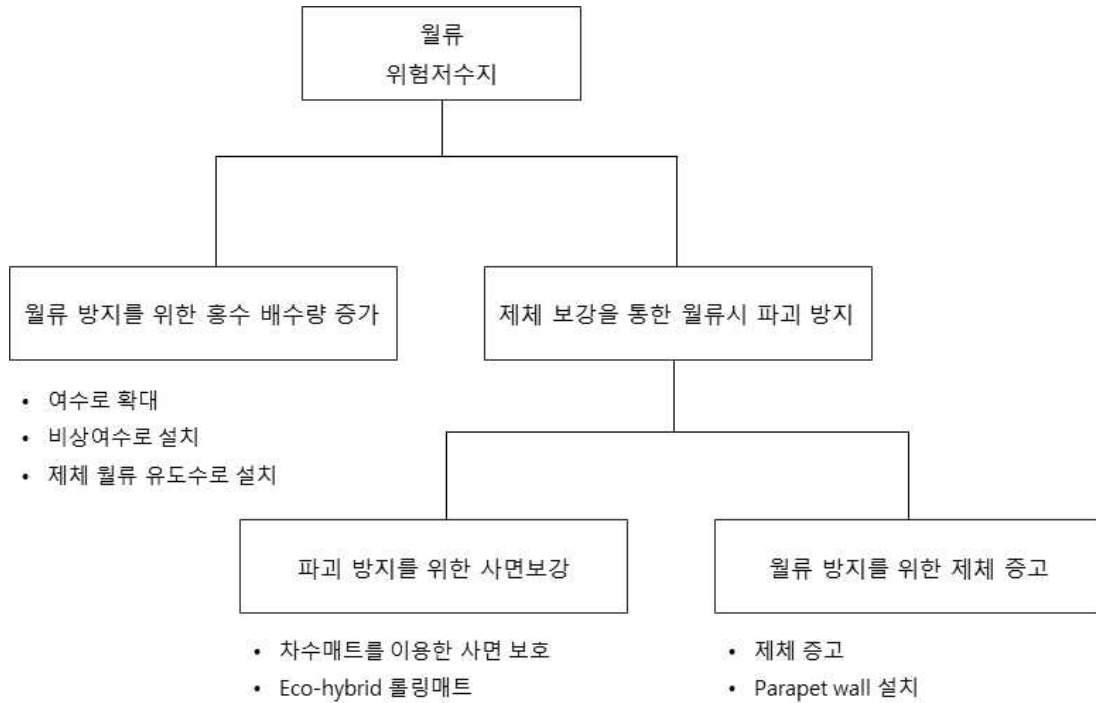
[그림 3.123] 저수지 홍수추적 결과(월류 위험 없음)



[그림 3.124] 저수지 홍수추적 결과(월류 위험 있음)

3. 월류 위험 저수지 대책

3.1 월류위험 저수지의 보강기술 개요



[그림 3.125] 월류위험 저수지의 보강기술 구분

저수지가 월류에 위험성이 있는 것으로 판단되는 경우 유입되는 홍수량을 보다 빠르게 배수하여 월류를 예방할 수 있다. 이러한 경우는 기존의 여수로를 확대하거나 비상여수로를 설치하는 것으로 저수지의 당초 설계 배수량보다 큰 배수량을 확보함으로써 이상홍수에 따른 저수지의 수위증가를 억제하는 것이다. 또 다른 방법으로는 제체를 보강하여 월류를 방지하는 것으로 기본적으로 월류 발생을 방지하기 위해서는 제체를 증고하는 것이 타당하지만 긴급대응 수단으로는 일시적 월류시 사면 파괴를 방지하기 위하여 사면보강 기법을 사용할 수 있을 것이다.

3.2 여수로 유량 증대 및 예비방류시설

기존의 여수로를 확대하거나 비상여수로를 설치하는 방안은 기본적으로 여수로의 유량을 증대하는 것으로 기존의 배수 유량에 더하여 제체월류 방지를 위한 추가 배수용량을 확보하는 것이다.

(1) 여수로 유량 증대

기존 여수로의 방류량을 증대시키기 위해서는 기존의 여수로를 확장하는 방법이 사실상 유일하다고 할 수 있다. 단지 기존 저수지의 여수로는 제체의 끝단과 기존 사면 사이에 위치하는

경우가 대부분으로 여수로를 확장이 매우 어려운 경우가 대부분으로 볼 수 있다. 하지만 예당저수지의 경우와 같이 제체신설 및 여수로 확장 이외의 방법이 없는 경우 대규모 공사로 수행한 사례가 있다.



[그림 3.126] 예당저수지 여수로 확장 사례

(2) 예비방류시설 설치

예비방류시설은 저수지 수위 관리 측면에서 위험도가 증가하는 경우 기존 물넘이 높이 이전의 수위에서 방류를 실시함으로써 월류 등의 위험도를 낮추는 방안으로 볼 수 있다.

예비 방류시설은 상시만수위에서 홍수기 제한수위까지의 저류수를 가능한 한 짧은 시간에 안전하게 배수시킬 수 있는 구조물로, 농업용 저수지에서의 예비방류시설은 자유 월류식 물넘이의 부분 게이트, 방류관, 게이트식 물넘이의 게이트 등이 있다.

자유 월류식 물넘이 부분게이트는 기존의 물넘이 일류언체의 일부를 홍수기 제한수위 이하까지 제거하고 게이트를 설치하는 것이다. 측구식 물넘이의 경우 게이트의 바닥 표고가 홍수기 제한수위보다 낮아야 하며 홍수기 제한수위까지 규정된 시간 내에 방류 할 수 있을 만큼 측수로 바닥이 홍수시제한수위보다 상당히 낮아야 한다. 방류수에 의한 하류 수리현상에 문제가 없어야 하며, 특히 보조물넘이로 겸용시는 측수로, 방수로, 정수지의 수리현상에 문제가 없어야 한다. 홍수시 게이트의 개방이 이루어지지 않았을 경우에 대비하여 일류언장의 축소에 의한 비상시 홍수처리 능력이 있어야 한다.



[그림 3.127] 물넘이 부분게이트 예비방류시설

사이편 여수로는 공간부족으로 인해 기존 여수로 확장이 어려운 경우에 적용이 가능한 대책 중의 하나로 볼 수 있다. 미호 저수지의 경우 기존 여수로에 사이편 여수를 설치한 경우로 여수로의 방류량이 줄고 증가된 사이편 방류량으로 PMF 유입에 대비한 사례이다.



[그림 3.128] 미호 저수지 사이편 여수로 추가시공 사례

[표 3.42] 미호 저수지 사이편 여수로 추가시공에 따른 방류량 변화

구분	시공 이전	시공 후
제원	웨어 : 132.0m	웨어 : 63.6m 사이편 : $\phi 3.0\text{m} \times 17\text{런}$ $\phi 2.7\text{m} \times 1\text{런}$ (사전방류) $\phi 0.7\text{m} \times 2\text{런}$ (사전방류)
설계빈도	200년빈도 $\times 1.2$	PMF
홍수유입량	905.0 m^3/sec	1,780.0 m^3/sec
방류량	웨어 : 890.7 m^3/sec	웨어 : 424.9 m^3/sec 사이편 : 1,316.5 m^3/sec 계 : 1,741.3 m^3/sec

3.3 제체 정부 월류 유도수로 설치

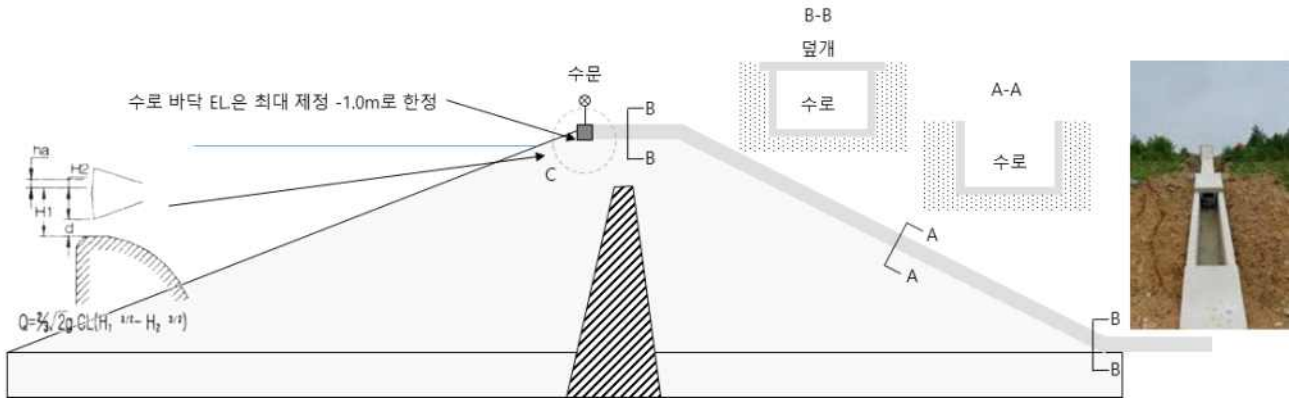
이상의 경우에는 기존의 여수로의 방류능력을 확대하거나 예비방류시설을 추가 설치하여 월류를 방지하는 대책으로 기존의 방류시설의 능력을 확대하는 것이다. 또한 현재 한국농어촌공사에서 관리하는 저수지의 경우 이전에 제시한 절차와 방법으로 홍수추적을 실시하면 월류의 위험도를 평가할 수 있으며 대부분의 저수지는 상기한 방수량 증대 방안이 대책으로 적합할 것으로 판단되며, 기존의 기법으로 설계 및 대책수립이 가능한 것으로 판단된다. 단지 한국농어촌공사 관리가 아닌 지자체에서 관리하는 저수지의 경우 매우 소규모이고 홍수량 방류에 필요한 시설이 설치되지 않았거나 망실 또는 폐쇄된 상태로 방치된 경우가 많다. ‘재해예방을 위한 저수지 안정성변화, 안전관리기준 및 DB모델 개발 연구(소방방재청, 2011)’에서 실시한 지자체관리 저수지에 대한 조사결과에 의하면 약 15%의 저수지에서 여수로시설이 없거나 기능을 상실한 것으로 조사된 바 있다.

[표 3.43] 지자체 관리 저수지 중 홍수설계빈도별 여수로 시설 현황

홍수설계빈도	10년 이하	10년 이하	50년 이하	100년 이하	200년 이하
전체 개소	11.344	373	1672	699	125
여수로 없음	1.890	33	145	86	12

단지 이러한 저수지의 경우 경지 중간 등 평지에 설치되어 홍수추적을 통한 월류위험도의 평가가 무의미한 경우도 있으나 상기한 평가과정을 거쳐 방류능력의 확대가 필요함에도 불구하고 시설이 없거나 확장이 불가능한 경우 또는 예상되는 피해 대비 시설의 확장 또는 사이펀 등의 예비방류시설의 설치에 과대한 대책으로 판단되는 경우에는 제체 정부에 월류를 유도하여 제체 파괴를 방지하는 방안을 고려할 수 있을 것이다.

이 경우 제체 정부에 설치되는 유도수로의 깊이는 제정에서 심도 1.0m로 제한하는 것으로 제안하였다. 저수지 제체에 비해 유도수로의 규모가 키지는 것은 유지 관리 및 하부 제체 사면에 지나치게 큰 구조물이 설치되는 것으로 보았다. 따라서 임구에 수문을 설치하는 경우 다음 그림에서 보듯이 게이트를 가지는 여수로 설계로 볼 수 있으며 홍수추적 결과에 의한 월류유량을 방류할 수 있는 폭을 설계하는 문제로 단순화할 수 있을 것이다. 제체 정부에는 유도수로를 매설하고 통행을 위해 덮개를 설치하도록 하며, 사면에 연장하여 수로를 매설하는 것으로 하였다. 또한 하단부 또는 소단이 있는 경우에는 그림에서 보듯이 월류수가 도수하는 것을 방지하기 위한 덮개를 설치하는 것이 바람직할 것이다. 유도수로는 현장타설 또는 기성제품을 사용할 수 있을 것이다.



[그림 3.129] 제체 정부 설치 월류 유도수로

유지관리 및 시공의 용이성을 위하여 수로의 폭 또한 1.0m로 제한할 것을 제안하고, 설계에 의한 배수용량이 부족한 경우 2연장 또는 3연장 이상으로 설치하는 것이 바람직할 것이다. 단지 이러한 제체 정부에 설치하는 유도수로는 최소한의 설계 및 시공비용을 투입하는 임시적 대책으로 인식할 필요가 있으며 이전에 대책으로 제시된 항구적인 대책의 수립 및 적용 이전에 비상대응수단으로 활용하는 것이 타당할 것이다.

제4장 농업용저수지 제체 내부침식 붕괴 방지 기술 개발

제1절 저수지 제체 보호기술 대형모형실험

1. 내부침식에 의한 제체 보호공법 모형실험

가. 모형실험 방법

내부침식은 토립자의 이동과 운반에 의해 발생되고 침식과정에 따라 수리학적 및 역학적인 특성이 상당히 변하기 때문에 내부침식의 메커니즘을 규명하기가 매우 복잡하다.

기존 노후화된 저수지 리모델링시에는 코어, 경사 및 수평필터가 정상적이라는 판단하고 설계 시공하지만 대부분의 저수지가 50년 이상 경과되어 차수 및 배수기능을 상실하였고 설계도가 없어 확인할 방법도 없다. 또한 리모델링시에는 이들의 위치가 변경되기 때문에 제체 중심축의 설치위치를 현장상황에 적합하게 상부 및 하부로 이동하여 적용하여야 한다.

또한 리모델링에 따른 저수량 증가로 침투수압이 증가하고 이로 인한 누수는 하류사면을 포화시키고 과잉공극수압이 증가함에 따라 파이핑 발생 가능성을 높이게 된다. 내부침식은 하류사면부로 확대되어 파이핑 가능성을 증가시키므로 하류부에서는 우수한 배수효과를 도모할 수 있는 필터 재료의 선정이 중요하다.

현재 하류사면에 설치하는 수평 및 경사드레인은 모래를 사용하고 있지만, 우수한 배수효과를 얻기 위해서는 투수계수가 양호한 양질의 모래를 사용하여야 하고 이로 인한 필터간격과 필터개수의 증가로 비용이 증가되어 시공효율이 저하되고 있다. 그러나 하천모래의 고갈로 수급이 어렵고 해사도 환경문제로 채취가 금지되고 있어 양질의 모래를 사용하는 것은 어려운 실정이다.

따라서 장기간 내부침식으로 인한 성토재료유실 방지, 배수효과 증진, 모래 구입시 경제적인 문제와 재료취득의 어려움을 해결하고자 쇄석으로 대체하여 배수효과를 분석하였다. 쇄석필터(Crush stone)는 배수성, 가요성, 경제성이 우수하지만 모래 및 성토재보다 투수성이 크므로 성토재 혼입으로 인한 막힘현상 방지 및 재료분리를 위해 Geotextile로 감싸는 방법을 적용하였다.

이와 같이 내부침식을 방지하고 침윤선 저하시키기 위한 공법으로 쇄석필터를 이용하여 수평 및 경사드레인 설치하고, 하류사면 선단의 침식 및 세굴억제를 위한 공법으로 Gabion 옹벽을 사용하면 Toe drain 역할을 병행할 수 있어 안정성을 보다 더 향상시킬 수 있을 것으로 판단된다.

나. 실험단면 구성 및 계측기 매설

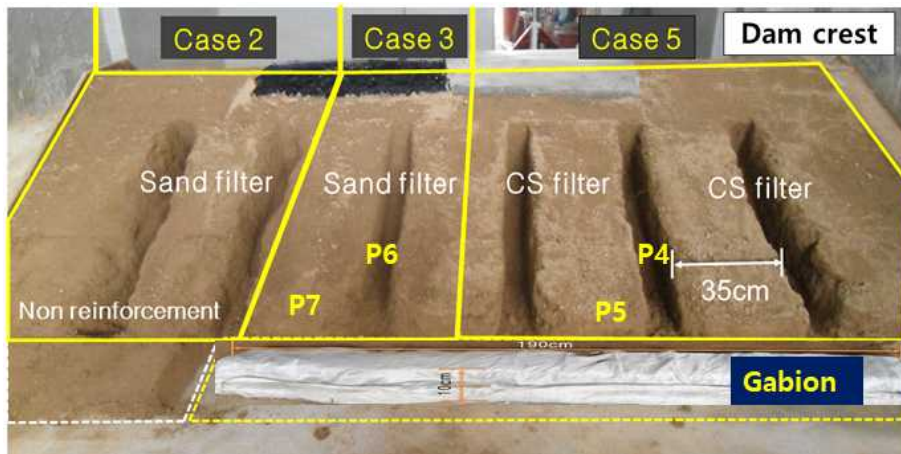
수평 및 경사필터를 모래와 쇄석으로 포설하였을 경우의 3-D 침투해석은 표 4.1 및 그림 4.1과 같이 Case 1~Case 5로 구분하여 분석하였고, 모형실험은 Case 2, Case 3, Case 5의 3개의 단면에 대해서만 수행하였다.

모래와 쇄석의 공극수압 변화를 측정하기 위해 그림 12와 같이 공극수압계 (P) 5개를 각각의 위치에 매설하였다. 공극수압계의 매설위치는 제체의 상류사면 P1(매설깊이: 20cm), 수평 및 경사필터 경계부 P4, P6(매설깊이: 5cm), 수평필터 사이 성토존 P5, P7(매설깊이: 5cm)에 매설하였다. Gabion은 길이 190cm, 폭 20cm, 높이 5cm, 13cm 이하 쇄석 사용하여 2단으로 설치하였다. 계측기는 모형 토조내 적용할 수 있는 초소형 크기의 공극수압계 (정격용량: 50kPa)를 사용하

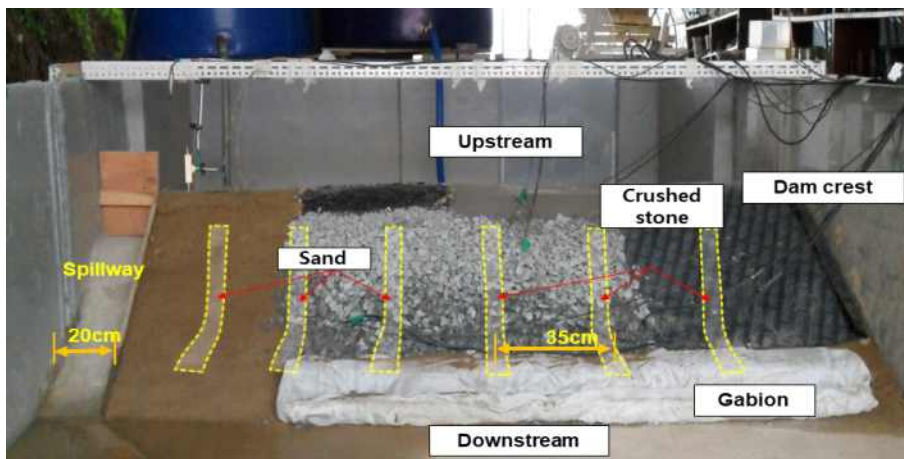
였고, 각각의 측정값은 Data Logger와 Computer에 의해 자동적으로 저장하도록 하였다.

[표 4.1] 수평 및 경사필터의 구분

구분	수평 및 경사필터	공극수압계
Case 1 (해석)	균일형	
Case 2 (해석및실험)	모래	P6
Case 3 (해석및실험)	모래 및 Gabion	P7(모래사이 성토존)
Case 4 (해석)	쇄석	P4
Case 5 (해석및실험)	쇄석 및 Gabion	P5(쇄석사이 성토존)

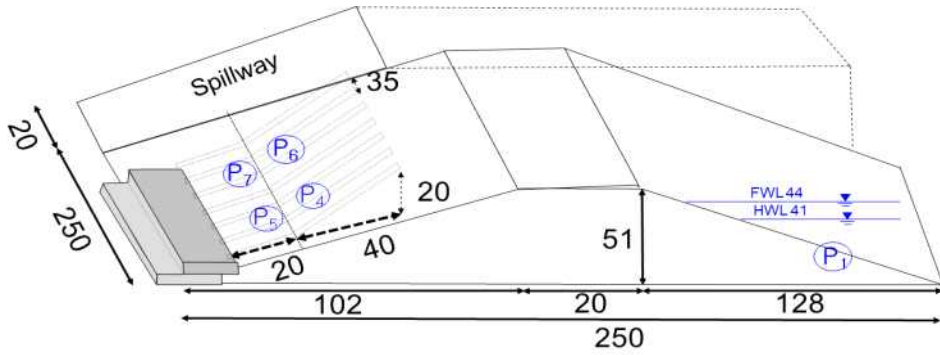


(a) 시공전 단면



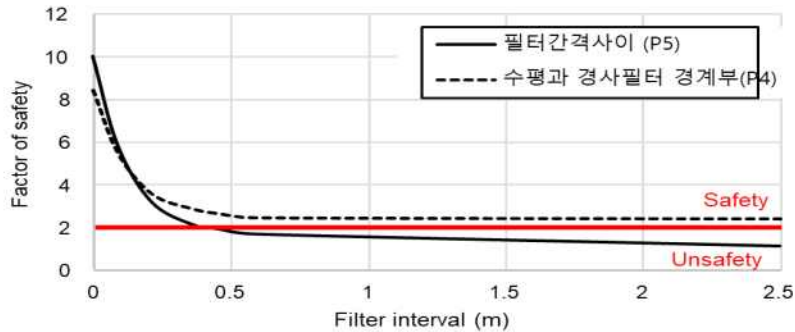
(b) 시공후 단면

[그림 4.1] Case에 따른 실험단면



[그림 4.2] 실험단면 및 계측기 매설

그림 4.3은 수치해석에 의해 수평필터 간격에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것으로 쇄석필터 간격 사이 성토준(P5)과 수평과 경사필터 경계부(P4)에서의 동수경사를 이용하여 구하고, 파이핑에 대한 안전율을 기준($F_s > 2.0$)으로 분석한 결과 약 35cm로 산정되었다.



[그림 4.3] 필터간격 결정방법

다. 모형실험에 의한 공극수압 변화

그림 4.4는 시간에 따른 공극수압 변화를 나타낸 것으로, 만수위(41cm)까지 일정하게 유지시키고 약 55시간 동안 모래와 쇄석, 필터와 성토준 사이에서의 변화를 측정하였다.

제체가 불포화 상태에서는 초기침투에 의해 포화가 진행되는 단계로 상류사면에서의 공극수압(P1)이 가장 크게 나타났다. 침투수가 필터에 도달하는 단계에서는 모래필터(P6)에서는 공극수압이 크게 증가한 반면에 쇄석필터(P4)에서는 배수가 원활하게 진행되어 모래보다는 공극수압의 감소폭이 약 4.2배 작게 나타났다.

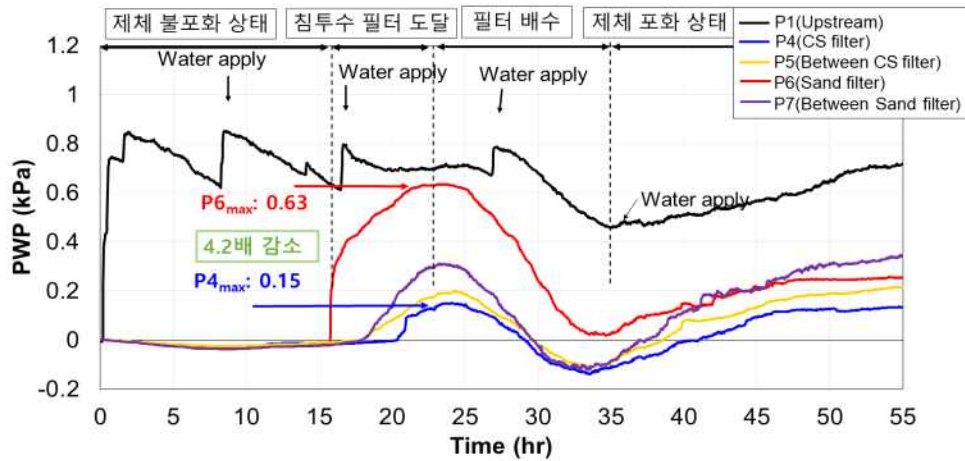
쇄석사이 성토준에서의 공극수압(P5)도 모래사이 성토준에서의 공극수압(P7)보다 약간 작게 나타나 배수가 더 빠르게 진행되는 것으로 나타났다. 필터배수가 진행되는 단계에서는 모든 위치에서 공극수압이 감소하였다.

전체적으로 쇄석필터가 모래필터보다는 배수성이 크기 때문에 공극수압이 감소되어 내부침식 가능성을 저감하는 효과가 있는 것으로 나타났다. 경제성을 비교하면 하천모래는 15,000원~17,000원/m³, 쇄석골재(13mm)는 14,500원~23,000원/m³(상차도 기준, 대한건설협회(2019.11)) 범위로 지역별로 큰 차이가 있다. 그러나 향후 하천모래의 고갈과 해사 수급이 불가능한 실정을 감안하면 양질의 모래를 사용하는 것은 어려운 실정이므로 수평 및 경사필터의 대체재료로서 쇄

석은 현장 적용성이 우수하다고 판단된다.

하류사면 선단에 설치한 Gabion 옹벽은 하류사면 비탈끝의 안정성을 증가시켜줄 뿐만 아니라 누수되는 침투수를 빠르게 배출시켜 침윤선을 저하시키므로서 내부침식에 대한 안정성을 증가시킬 수 있을 것으로 판단된다.

이러한 결과는 쇄석재료의 배수성, 가요성, 경제성 측면에서 모래의 대체재료로 적합하며, 최근의 재해빈도를 감안하였을 때 제체의 안정성을 크게 강화시킬 수 있는 방안으로 판단된다.



[그림 4.4] 모래와 쇄석의 공극수압 변화

라. 수치해석에 의한 제체의 침투특성

침윤선의 위치 결정은 저수지 안정성 검토에 반드시 고려해야 하고, 침윤선의 상승은 제체내의 침투수량을 증가시켜 동수경사를 커지게 하고, 공극수압을 상승시켜 유효응력이 감소되므로 파이핑 위험가능성을 더 커지게 한다.

저수지 제체는 흙 재료의 투수성, 구조물의 상재하중 등 수리학적 경계의 영향을 받기 때문에, 시간경과에 따른 수압의 변화는 일정하지 않다. 따라서 실제 제체 내부에 작용하는 침투거동을 모사하기 위해서는 흙 간극 내부의 물의 흐름과 하중으로 인한 지반 변형을 동시에 반영할 수 있는 응력-침투 완전연계 해석(Fully-coupled analysis)이 적합하다. 응력-침투 완전연계 해석은 침투해석에 의한 결과가 응력해석에 활용되고, 응력해석결과 발생한 지반의 변형이 다시 지반의 투수특성에도 영향을 미치는 양방향 해석으로 수위조건을 고려한 침하 및 부재력 변화 등의 평가가 가능하다.

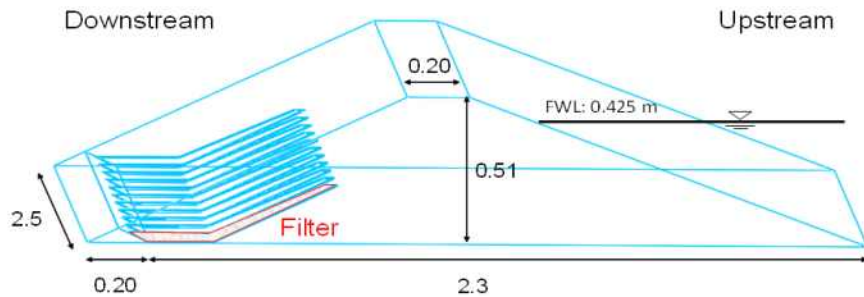
저수지 제체를 구성하는 해석 단면은 실내모형과 동일한 시간조건에서 하류사면의 필터조건에 따른 침투특성을 분석하였다. 내부침식에 따른 붕괴현상을 최대한 구현하기 위하여 각 절점별 동수경사 정보의 처리가 가능한 3-D 유한요소해석 프로그램인 MIDAS GTS NX을 이용하였다. 침투해석은 실내모형실험과 동일한 조건에서 모래필터 및 쇄석필터 사이 성토존에서 공극수압 및 동수경사, 침윤선 형상, 파이핑에 대한 안전성을 비교분석하였다.

(1) 침윤선 분포

수치해석에서 제체를 구성하는 성토존, 필터, Gabion은 임의의 방향에 대하여 동일한 성질을 가지는 등방성(Isotropic) 재료로 적용하고, 수위조건은 만수위를 기준으로 하였다. 상류사면에서

설정된 수위는 제체내 성토존의 물성조건에 따라 하류사면에서 누수가 되도록 하류사면에 침윤면을 설정하고, Gabion 등의 구조물은 과잉간극수압이 발생하지 않는 배수조건으로 경계조건을 적용하였다.

그림 4.5는 필터간격이 적용된 해석 단면을 보여주며, Case별 필터 적용조건을 (표 4.3)과 같다. 해석단면에서는 모형실험과 동일한 시간 및 필터 간격이 적용되었으며, 각 Case별로 나누어 침투특성을 파악하였다.



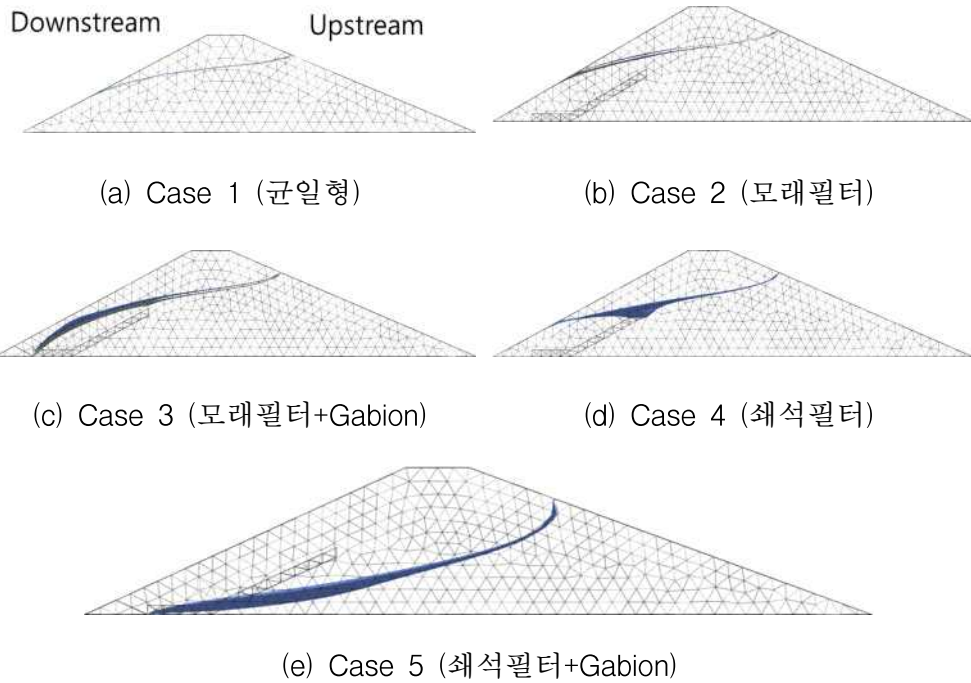
[그림 4.5] 필터간격이 적용된 해석 단면

그림 4.6은 Case별로 침투해석에 의한 침윤선 분포를 나타낸 것이다.

균일형(Case 1)의 경우는 하류사면 중간에 침윤선이 분포하여 불안정한 상태를 나타냈고, 모래(Case 2)와 쇄석필터(Case 4)만 포설하였을 경우는 쇄석필터가 약간 작고 경사필터 경계부에 침윤선이 집중되어 배수효과가 우수한 것으로 나타났지만, 하류사면에서의 파이핑 가능성은 있는 것으로 나타났다.

모래필터+Gabion(Case 3) 경우의 침윤선은 블록형으로 하류사면에 근접하여 불안정한 상태이고, 쇄석필터+Gabion(Case 5)의 경우는 오목형으로 쇄석필터의 배수기능이 우수하여 파이핑에 대해 안정적인 상태를 나타냈다.

전체적으로 쇄석필터와 Gabion을 결합한 보강방법은 하류사면의 침윤선을 저감시켜 파이핑에 대한 안정성을 크게 증가시키는 것으로 나타났다. 현재 저수지의 수평필터 설계기준은 간격 10m~40m 범위이고, 필터 폭은 제방고에 따라 0.5m~3.0m, 높이는 0.5m~1.5m 범위로 설계하고 있다. 그러나 쇄석필터를 사용할 경우는 실험 및 해석방법에 의해 설계단면을 결정해야 할 것으로 판단된다.



[그림 4.6] Case에 따른 침윤선 분포

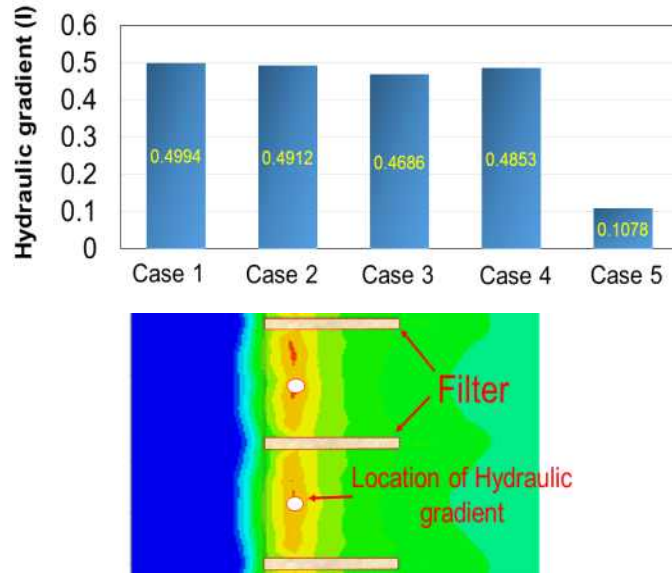
(2) 파이핑에 의한 안정성 평가

파이핑에 의한 안정성을 평가하는 방법 중에 하나는 한계동수경사에 의한 방법(I_{cr})으로 공극비와 비중에 따라 다르게 나타나지만 일반적으로 0.8~1.4범위로 분포하고 있고 모형실험에서는 $I_{cr} = 0.99$ 로 나타났다.

그림 4.7은 3차원 침투해석에 의해 필터사이에서 동수경사의 분포를 Case별로 나타낸 것이다. 성토재와 필터의 재료특성에 따라 파이핑의 발생조건이 달라질 수 있으나, 기준안전율(Fs) 2.0 이상으로 평가해보면 그 범위는 하류사면의 출구동수경사가 약 0.495이하에서만 안전성을 확보할 수 있다.

균일형(Case 1)의 경우는 약간 불안정하고, 모래(Case 2), 모래필터+Gabion(Case 3), 쇄석(Case 4)을 포설하였을 경우의 안전율은 2.02~2.11 범위로 기준안전율내에는 포함되지만 약간 불안정한 상태로 나타났다. 쇄석필터+Gabion(Case 5)의 경우는 안전율이 9.18로 나타나 다른 방법보다 약 4.4배 크게 나타났다.

이와 같이 쇄석필터와 Gabion 공법을 병행하면 안전율을 약 4.4배 증가시킬 수 있어 내부침식에 의한 파이핑 발생 가능성을 크게 감소시킬 수 있는 것으로 나타났다.



[그림 4.7] Case에 따른 동수경사 분포

(3) 공극수압 분포

내부침식을 최소화하기 위한 쇄석 필터의 현장 적용성과 Gabion 보강의 효용성을 파악하기 위하여 하류측 제체 필터바닥부에 위치한 지점에서 공극수압을 비교분석하였다.

표 4.2는 Gabion 설치 여부, 모래필터 및 쇄석필터로 따라 Case별로 구분하였고, <그림 4.18>은 하류사면 필터 바닥부에서 공극수압 분석 위치를 나타낸 것이고 공극수압은 최초 만수위상태를 유지한 이후 실험이 종료된 시점에서 공극수압을 나타냈다.

[표 4.2] Gabion 설치 여부와 필터구분

구분	수평 및 경사필터
Case 1	모래필터
Case 2	모래필터 + Gabion
Case 3	쇄석필터
Case 4	쇄석필터 + Gabion
Case 5	쇄석필터 + Gabion + Geotextile

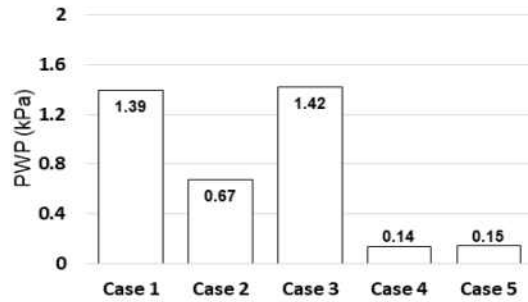
공극수압은 Gabion이 미설치된 조건에서 Case 1(모래필터)와 Case 3(쇄석필터)가 가장 높게 나타나 불안정한 상태를 나타냈다. Gabion이 설치된 조건에서 Case 2(모래필터+Gabion)는 Case 1보다 약 2.1배 낮았으며, Case 4(쇄석필터+Gabion)는 Case 3(쇄석필터)와 비교하여 약 10.1배로 큰 감소를 나타내었다.

Case 5(쇄석필터+Gabion+Geotextile)는 쇄석의 빠른 투수성으로 인해 토립자의 혼입을 방지하기 위하여 Geotextile로 필터를 감싼 조건을 나타낸 것이다. Case 5는 Case 4와 유사한 해석 조건이 적용되었기 때문에 해석상에서 영향은 극히 미미한 것으로 나타났다.

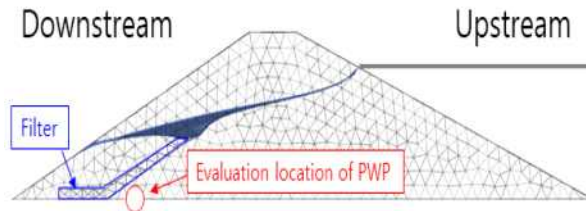
전체적으로, 내부침식에 의해 하류사면에서 토사유출로 인한 붕괴로 발전하는 현상을 감안하

면, Gabion 보강은 하류사면에서 침투수의 배수효과에 큰 영향을 미치고, 필터는 Gabion과 병행하여 설치하는 조건에서 배수효과가 우수한 것으로 나타났다.

또한, Gabion이 설치된 조건하에서 Case 4(쇄석필터+Gabion)의 공극수압은 Case 2(모래필터+Gabion)보다 약 4.5배 낮게 나타나 쇄석 재료 사용에 의한 공극수압의 분산효과가 큰 것으로 판단된다. 이러한 결과는 쇄석재료의 배수성, 가요성, 경제성 측면에서 모래의 대체재료로 적합하며, 최근의 재해빈도를 감안하였을 때 제체의 안정성을 크게 강화시킬 수 있는 방안으로 판단된다.



(a) Case에 따른 공극수압 분포



(b) 공극수압 분석 위치

[그림 4.8] 공극수압의 분포

2. 복통 균열로 인한 저수지 제체 위험성 평가 및 안정성 개선

2.1 안정성 평가 및 개선 개요

가. 목적 및 배경

최근 노후화된 저수지의 복통 균열로 인한 사고 사례가 증가하고 있고, 제체하부에 축조된 복통의 균열은 제방 내부의 누수로 인한 내부침식을 가속화시키기 때문에 제방의 안정성을 위협하는 요소가 된다.

노후화된 제방은 낮은 수준의 다짐으로 인해 재료 변동성이 높을 수 있으며, 일반적으로 매우 독특한 이질성을 나타내는 것으로 알려져 있다(Selig and Waters, 1994; Skempton, 1996). 이러한 노후화된 제방은 구조적 결함으로 인하여 안정성에 문제가 발생하고 항상 잠재적인 위험성을 내포하고 있다.

물의 흐름과 관련된 제방 댐의 붕괴 메커니즘은 내부침식과 관련이 있고, 이는 제체의 다짐, 점토 입자의 비율, 함수비, 침식률에 크게 의존하며 제방 내부의 구조적 결함이나 시공 실패와 같은 다양한 요인에 의해 발생하는 것으로 알려져 있다 (Coleman et al., 2002; Fell et al., 2003; Flores-Berrones et al., 2011; Fox et al., 2014).

특히, 콘크리트로 구성된 복통과 성토존의 경계부는 재료의 특성 차이로 인하여 내부침식이 더욱 발생하기 쉬운 조건이 될 수 있다 (Noh and Lee, 2014; Lee et al., 2019). 이러한 내부침식이 지속되어 파이프링이 발생되기 때문에 시설물의 안전 관리를 위해 신중한 접근이 필요하다 (Wand and Fell, 2004). 파이프링은 Fill-type 제방에서 30.5%의 매우 높은 붕괴율을 제시하고 있기 때문에(Foster et al., 2000), 복통의 균열이 제방의 안정성에 미치는 영향에 대하여 많은 기초적인 자료 확보가 필요하다.

현재 복통의 보강방법은 촬영장비에 의해 복통내의 누수현상의 조사결과를 기초로 손상 수준에 따라 복통의 불량비가 20% 이상은 전체보수가 실시되며, 20% 미만은 부분적인 보수가 채택되고 있다 (MAFRA, 2002). 그러나, 복통의 균열에 관한 근본적인 대책으로서 과거에 축조된 많은 수의 제방에 대하여 정기적인 안전 점검과 보강은 예산 및 기술인력 등의 부족으로 한계가 발생되고 있다.

또한, 복통이 제방에서 가장 낮은 위치에 매설되어 있고, 환경이 작아 인력이나 장비의 출입이 제한된다는 점도 보수보강에 불리한 환경이다. 이러한 문제들의 개선을 위해 복통 상부의 하류측 사면에서 부분적 굴착에 의해 침투수압을 분산시킬 수 있는 배수층의 적용은 비교적 간단하게 내부침식을 지연시키는 효과를 기대할 수 있다.

따라서 본 연구에서는 현재 설계 모델과 개선 모델을 바탕으로 대규모실내모형실험과 3 차원 응력-침투해석을 통해 복통균열 발생시 침식특성을 분석하였다. 또한 내부 침식을 저감하기 위해 제안된 개선모델의 보강효과를 평가하고 그 타당성을 비교분석하여 향후 노후화된 저수지의 현장실용화 방안을 마련하고자 한다.

2.2 재료 및 방법

가. 현장저수지 선정 및 사용 시료

50년이 넘은 저수지 제체에서 코어와 필터는 노후화로 인하여 안정적인 기능을 할 수 없는 상태가 된다 (Lee and Lee, 2018a, Selig and Waters, 1994 ; Skempton, 1996). 이러한 조건의 제방은 균일형 제방과 같은 침투거동이 나타날 수 있으며, 파이프이 발생하는 경우 붕괴의 위험성이 매우 높을 것으로 판단된다.

계룡저수지는 제체는 Zoned Fill-type으로 축조년수 (1964년)는 50년 이상 경과되어 노후화된 제방의 조건에 가까우므로 본 연구의 표본저수지로 선정하였다. 모형에 사용된 시료는 균질한 상태로 포설하기 위하여 12 mm 체를 통과한 시료만 사용하고, 다짐은 최적 함수비 습윤축 2~4% 범위에서 조절하여 최대건조밀도의 90%~95%으로 적용하였다. 표 4.3은 모형에 사용된 시료의 물리적 및 역학적 특성을 나타낸 것이다.

[표 4.3] 사용된 시료의 물리·역학특성

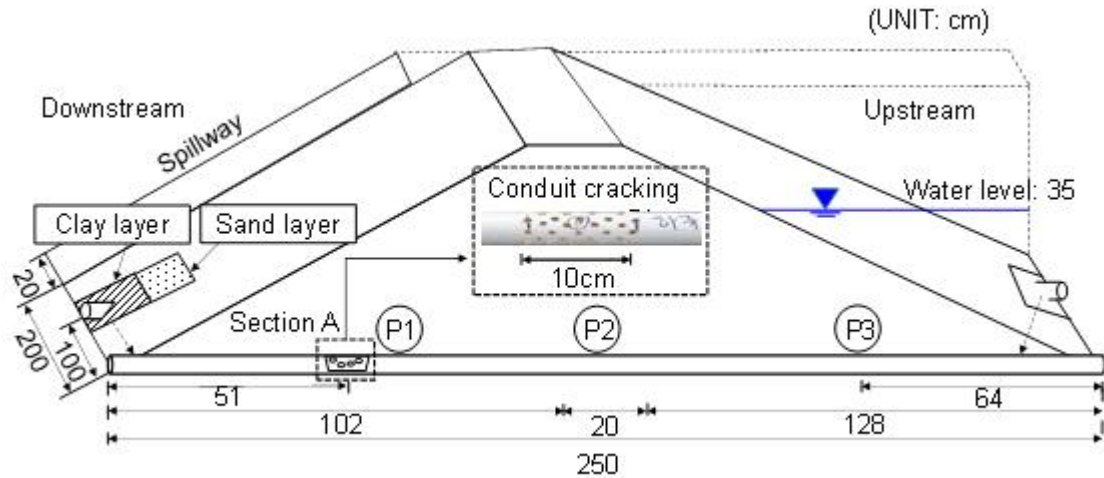
Sample	G_s	PI(%)	W_{opt} (%)	γ_{max} (kN/m^3)	e_0 (%)	c (kPa)	ϕ	$k_v(m/s)$	USCS
Clay	2.76	8.6	-	13.66	0.98	29.43	0	3.70E-09	CL
Embankment	2.65	9.2	8.6	17.75	0.46	16.7	24	2.37E-07	SC
Filter (Sand)	2.62	NP	8.98	16.95	0.51	0	33	5.40E-05	SP

* G_s : Specific gravity; PI: plasticity index, k_v : Coefficient of permeability, W_{opt} : optimum Water content, γ_{max} : maximum drydensity, c : Cohesion, ϕ : Internal friction angle, USCS: Unified soil classification system

나. 계측기 위치 및 복통 모델링

본 연구에서는 상사법칙의 효율성과 실내모형실험규모의 여건을 감안하여 원형의 1/30으로 결정하였다. 모형은 높이(H) 51cm, 폭(W) 250cm, 길이(L)270cm의 규모이고, 여수토가 포함되어 있으며, 방수로는 만수위 조건에서 월류되도록 약 41 cm의 높이로 축조하였다. 계측기는 모형의 규모에 적용할 수 있는 공극수압계 (정격용량: 50 kPa)를 사용하였고, 복통 상부 구간 (P1, P2, P3)에 각각 1개씩 매설하였다.

그림 4.9은 실험모형단면 및 계측기 위치를 나타낸 것이고, 복통은 설계기준을 기초로 길이 250cm, 직경 $\phi 50$ mm의 파이프로 구성되었고 균열폭 10cm, 균열직경 $\phi 8\sim 10$ mm으로 제작하였다 (MAFRA, 2002).



[그림 4.9] 실험모형단면 및 계측기 매설

다. 실험 조건

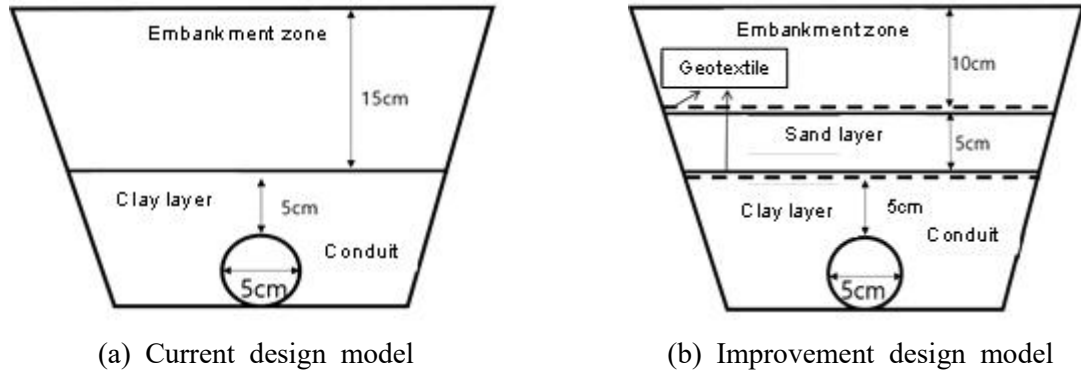
복통에 대한 실험모델은 현재 사용되고 있는 현행모델과 내부침식을 저감하기 위해 본 연구에서 구성한 개선모델로 구분하였다.

그림 4.10은 현행모델과 개선모델의 개요를 나타낸 것으로 현행모델은 복통주위에 점토층으로 둘러쌓는 방법이며 누수를 방지하는데 목적이 있고, 개선모델은 현행모델의 점토층 상부에 Sand층과 Geotextile을 적용한 방법으로 침투수압의 저감과 함께 성토존에서 토립자 유실을 최소화하는데 목적이 있다.

일반적으로 제체에서는 침투수를 안정적으로 배수하기 위해서는 적절한 배수구조물을 필요로 하며, 일반적으로 하류비탈 끝에 위치되어 있다. 그러나, 복통의 균열면으로부터 침식현상이 발생하는 경우 배수구조물은 침투수에 대하여 빠른 배수를 유도하므로 내부침식의 위험성이 오히려 커질 수 있다.

따라서, 복통의 상부에 Sand층(배수층)이 위치되면 복통의 균열면에 집중되는 침투수압의 분산으로 인해 내부침식의 지연효과를 기대할 수 있다. 침투수의 분산이 효과적으로 유도하기 위해서는 배수층의 폭과 침윤선 높이의 관계에 의해 설정되어야 하고, 개선모델은 노후화된 저수지에 적용하면 간단한 방법으로 안정성을 확보할 수 있고 적은 비용으로 시공이 가능하기 때문에 경제성 측면에서 매우 효과적인 방법이라고 판단된다.

표 4.4는 현행모델과 개선모델에 대하여 각각의 실험 조건을 나타낸 것이다. 현행모델에서는 하류측에 위치된 복통에서 균열된 조건과 Geomebrane에 의해 균열을 보강한 조건으로 침식특성과 보강효과를 평가하였다.



[그림 4.10] 복통 설계 모델

[표 4.4] 설계모델에 따른 Case 분류

Model	Case No.	Crack location of conduit
Current model	Case1-Crack	Downstream side
	Case 1-Reinforcement	-
Improvement model	Case 2-Crack	Downstream side
	Case 2-Reinforcement	-

2.3 결과 및 고찰

가. 현행모델과 개선모델의 침식특성 비교

그림 4.11과 그림 4.12는 현행모델에서의 균열 조건(Case 1-Crack)과 Geomembrane으로 보강한 조건(Case 1)의 침식특성을 비교하기 위하여 복통내부, 하류사면, 그리고 균열부위 주변에서의 침식 상태를 나타낸 것이다.

Case 1-Crack에서 복통의 배출구와 내관에서는 균열면으로부터 다량의 토립자 유실이 관찰되었으며, 이는 그림 4.11(a), (b)와 같이 침식이 진행중임을 나타낸다. 하류사면의 복통 주위에서는 그림 4.11(b)와 같이 불포화 상태로 나타났는데, 이와 같은 원인은 복통에 균열이 없는 조건에서는 침투수의 영향으로 인해 하류사면은 일부 포화상태가 될 수 있지만, 복통균열이 발생한 조건에서는 흙과 물이 지속적으로 복통균열 내부로 유실되어 침투수가 하류사면 주위에 도달하지 않기 때문으로 판단된다.

그림 4.11(c)와 같이 복통의 균열 부근의 점토층에서는 침식으로 인하여 Cavitation이 발생되었는데, Cavitation은 제방 댐의 부분적 또는 전체적인 붕괴로 이어질 수 있는 원인중에 하나로 지목받고 있기 때문에 (FEMA, 2005), Case 1-Crack는 제방의 붕괴 위험성이 매우 높은 것으로 평가되었다.

Geomembrane에 의해 보강된 조건(Case 1)은 그림 4.12(a), (c)와 같이 복통 내부의 토립자 유실과 복통 부근에서의 침식현상이 나타나지 않았다. 그러나, 그림 4.12(b)와 같이 복통의 약 5-10cm 상부에 위치한 하류사면에서 느슨한 상태의 넓은 포화 영역대가 관찰되어 제방 내부의

침윤선이 점토층 위로 형성되어 있음을 알 수 있다. 이러한 결과는 점토층이 정상적으로 차수 기능을 하고 있으나 오랜시간이 경과되거나 복통에 구조적 결함이 발생하는 경우 하류사면의 성토존에서 잠재적인 붕괴면이 형성될 수 있음을 의미한다.

상기의 결과를 기초로 본 연구에서는 하류사면에서 포화영역의 억제와 점토층의 수압 저감을 위해 현행모델의 점토층 상부에 Sand층과 Geotextile을 적용하였다.

그림 4.13 및 그림 4.14는 개선모델에서 복통내부, 하류사면, 그리고 복통 부근의 침식상태의 측정 결과를 나타낸 것이다.

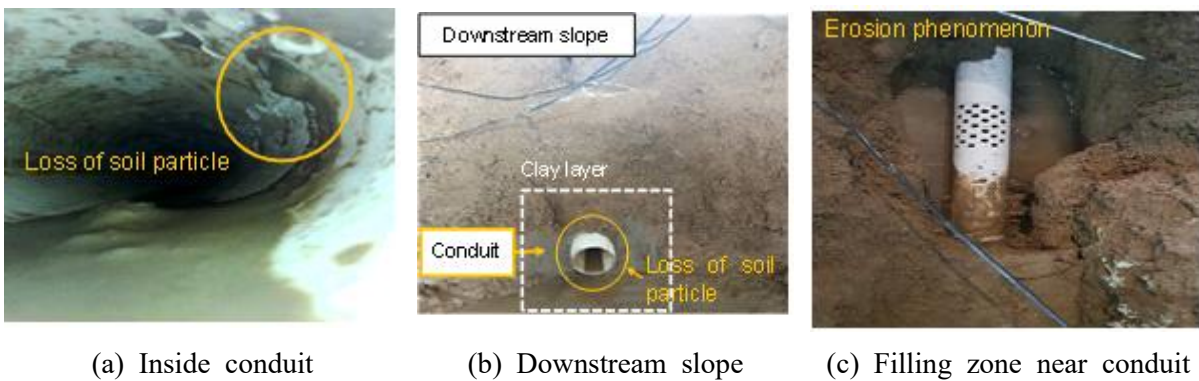
균열조건 (Case 2-Crack)은 그림 4.13(a)와 같이 복통내부에서 현저하게 적은 양의 흙의 유실이 관찰되었고, 복통의 바닥부에서 침식 면적은 동일한 시간동안 개선 모델이 현재 모델보다 약 1.7배 적어 내부침식이 억제되고 있는 것으로 나타났다.

그림 4.13(b)의 하류사면에서 국부적으로 분포된 포화영역이 관찰되었는데, 이는 복통균열 영역에 집중된 침투수가 모래층에 부분적으로 분산되어 있음을 나타낸다.

그림 4.13(c)에서는 복통에 침식이 발생되었음에도 불구하고 복통의 균열부위 부근에서 공동현상은 나타나지 않았는데, 이러한 결과는 복통 균열 부위에 Geotextile이 토립자의 침식속도를 크게 억제하기 때문인 것으로 판단된다.

Geomembrane으로 보강한 조건(Case 2)은 그림 4.14(a), (c)와 같이 복통내부로 토립자의 유실은 없었으며, 복통 부근도 침식에 안정된 상태를 나타냈다. 또한, 하류사면에서는 그림 4.14(b)와 같이 제방내의 침투수가 sand layer에 집중되면서 포화영역이 매우 축소된 상태로 나타났다.

본 연구에서 검토한 개선모델은 복통균열과 같은 구조적 결함이 발생되더라도 공동현상과 파이프의 발달을 억제할 수 있기 때문에 현행방법과 비교하여 제방의 안전성을 상당히 개선시킬 수 있는 방법으로 평가되었다.



[그림 4.11] 현행 모델의 균열 조건(Case 1-Crack)



(a) Inside conduit



(b) Downstream slope

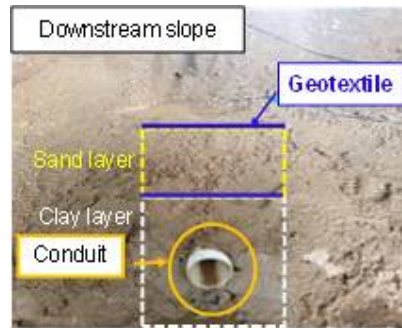


(c) Filling zone near conduit

[그림 4.12] 현행 모델의 보강 조건(Case 1)



(a) Inside conduit



(b) Downstream slope

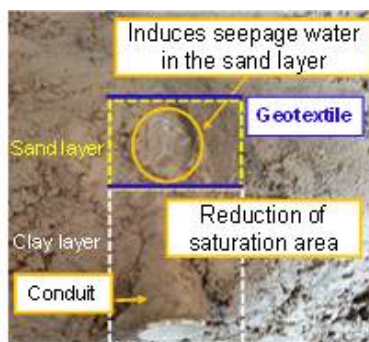


(c) Filling zone near conduit

[그림 4.13] 개선모델의 균열 조건 (Case 2-C)



(a) Inside conduit



(b) Downstream slope



(c) Filling zone near conduit

[그림 4.14] 개선모델의 보강 조건 (Case 2)

나. 모형실험에 의한 공극수압 분포

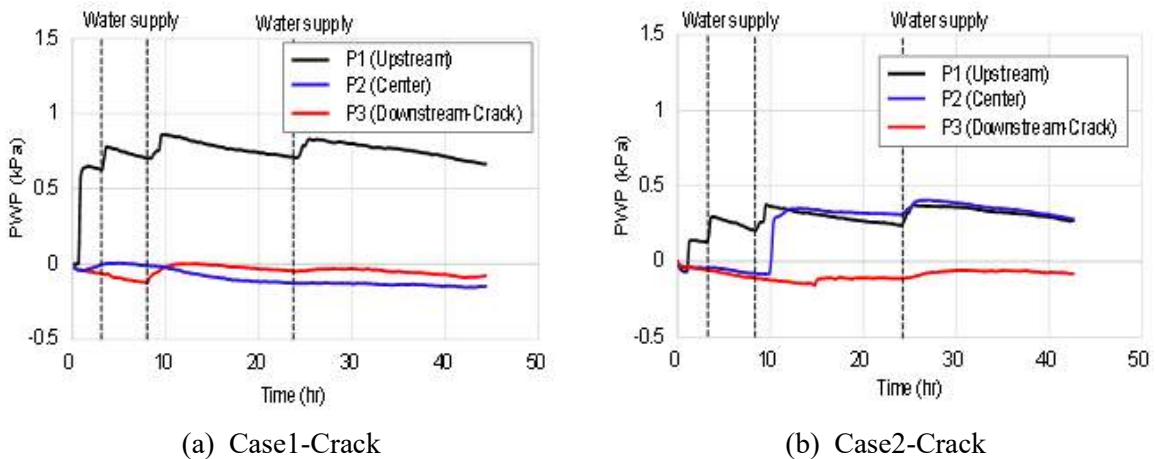
공극수압계는 기초지반으로부터 20cm 높이에 위치되어 있고, 모형제체가 포화된 상태에서 계측이 시작되었기 때문에 계측 초기에는 수압의 변동 조건에 따라 부의 공극수압이 나타날 수 있는 조건이다.

그림 4.15는 하류사면 복통에 균열이 발생하였을 경우에 현행모델과 개선모델에서 공극수압 변화를 나타낸 것이다.

Case 1-Crack에서 상류측 공극수압(P1)은 지속적인 감소를 나타내서 복통균열부는 누수의 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 하류측 공극수압(P3)의 변화는 미미하였는데, 이는 복통 균열부에서의 누수가 계측기가 설치된 지점의 하부로 빠져나가고 있어 수압의 영향이 거의 나타나지 않았기 때문으로 판단된다. 이러한 경향은 모든 Case에서 동일한 계측 결과를 나타냈다.

또한, 중앙측 공극수압 (P2)도 수압변화가 매우 작았는데, 이는 하류측 복통 균열부위에서 누수가 집중적으로 발생되어 침투수가 제방존의 중앙측까지 도달되지 못한 것으로 판단된다. 이러한 조건을 가지는 제방 단면은 침투수가 복통 균열부위에서 매우 빠르게 진행되기 때문에, 하류측 복통균열부 주변에서 내부침식의 위험성이 커질 수 있는 것으로 판단된다.

Case 2-Crack에서 상류측 (P1)과 하류측(P3)에서의 공극수압 경향은 Case 1-Crack과 유사하였으나, 중앙측의 공극수압 (P2)만 증가를 나타냈다. 중앙측 공극수압 (P2)의 증가는 하류사면에 설치된 Sand 층에서 누수되고 있다는 근거가 될 수 있는데, 이러한 결과는 Sand 층이 복통균열 부위에 집중적으로 작용하는 수압을 분산시키고 있음을 의미하며, 누수 속도를 지연시킴으로 인해 내부침식의 위험성을 억제하는데 효과가 있는 것으로 평가되었다.



[그림 4.15] 현행모델과 개선모델에서 복통 균열에 따른 공극수압 변화

다. 수치해석에 의한 침투특성

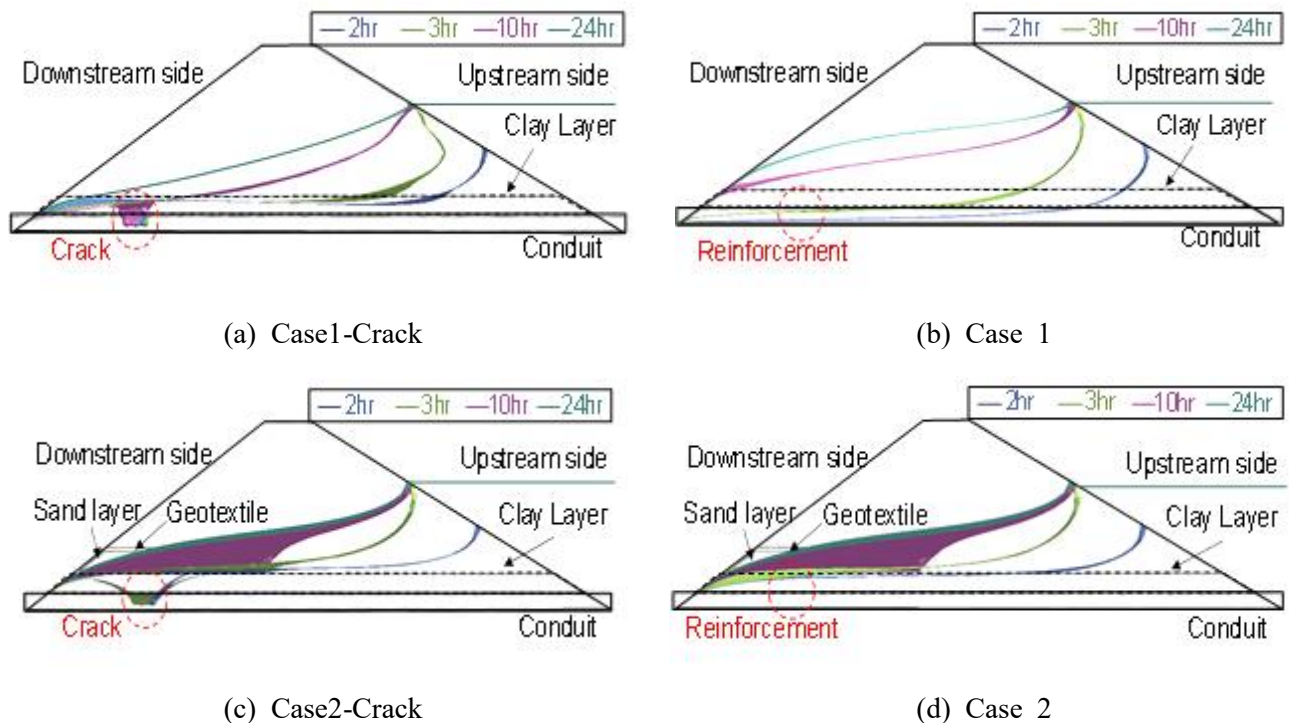
(1) 해석 적용 조건

저수지 제체는 흙 재료의 투수성, 구조물의 상재하중 등 수리학적 경계의 영향을 받기 때문에, 시간경과에 따른 수압의 변화는 일정하게 나타나지 않는다. 따라서 본 연구에서는 제방 내부에 작용하는 침투거동을 재현하기 위해서 흙 간극 내부에서 물의 흐름과 하중 작용으로 인한 지반 변형을 동시에 반영할 수 있는 3-D 응력-침투 완전연계 해석(Fully-coupled analysis)을 적용하였다 (MIDAS, 2019).

저수지 제체를 구성하는 해석 단면의 치수, 수위 (H: 35cm), 그리고 시간경계(1일=86,400 초)는 실험모형과 동일하며, 해석 파라메타는 실내 실험 결과를 기초로 적용되었다. 복통의 내관 및 외관은 침투가 발생되지 않는 조건으로 설정되었으며, 제방 내부의 복통에서 균열에 의한 누수상태를 판단하기 위하여 기초지반은 불투수층으로 구성되었다. 적용된 해석 Case는 실내모형과 동일한 조건으로 침윤선 분포와 동수경사를 분석하였다.

(2) 현행모델과 개선모델의 침윤선 분포

침윤선의 분포와 형상은 제방의 배수상태와 안정상태를 판별할 수 있는 근거가 되기 때문에 제방의 안정성 평가에 필수적인 평가 항목이다. 침윤선의 분포는 각 2시간, 3시간, 10시간, 24 시간 동안 수위 상승 조건을 기초로 변화형상을 분석하였다. 그림 4.16은 현행모델과 개선모델에서 침윤선을 비교한 결과를 나타낸 것이다.



[그림 4.16] 현행모델과 개선모델에서 복통 균열에 따른 침윤선 비교

Case 1-Crack (그림 4.16(a))은 2-24시간 동안 하류측 복통의 균열부에 침윤선이 집중되는 구간으로 나타났다. 이러한 구간은 수위의 변동과 관계없이 항상 침투와 누수가 일어나는 구간이

기 때문에 내부침식이 쉽게 형성될 수 있는 조건이 될 수 있다.

Case 1 (그림 4.16(b))은 하류측 복통의 균열부위를 Geomembrane으로 보강한 조건으로 제방이 구조적 결함 없이 정상적으로 기능하고 있는 상태를 나타낸다. Case 1의 침윤선은 각 상류 수위에 따라 하류측 제방의 침윤선의 높이가 달라지만, 24시간의 수위조건에서는 침윤선은 하류사면에 접촉하고 있어 배수기능이 충분하지 않은 제방에서는 파이핑에 대해 불안정할 수 있다.

그림 4.16(c)와 그림 4.16(d)는 본 연구에서 내부침식을 최소화하기 위하여 Sand층과 Geotextile이 적용된 개선모델을 나타낸 것이다.

Case 2-crack (그림 4.16(c))의 침윤선은 초기 3시간동안 복통의 균열부로 형성되어 있으나, 24시간의 수위조건에서는 하류사면의 비탈끝으로 침윤선이 급격히 감소하였다. 이러한 결과는 점토층 상부의 Sand층에서 배수의 촉진으로 인하여 침윤선 상승이 억제되고 있음을 의미하며, 결과적으로 하류측 복통의 균열부위에서 내부침식의 가능성을 크게 저감시킬 수 있는 것으로 판단된다.

Case 2 (그림 4.16(d))는 Case 1과 같이 복통의 균열부위를 Geomembrane으로 보강한 조건이다. Case 2의 침윤선은 모든 시간 조건(0-24hr)에서 침윤선이 하류사면 비탈끝으로 집중되는 것으로 나타나 안정한 상태로 분석되었다. 또한, 침윤선의 변화 형상은 복통의 균열조건(Case 2-crack)과 거의 유사한 형태를 보여 개선모델은 내부침식 저감에 효과적인 방법으로 판단된다.

(3) 동수경사와 안정성

내부 침식의 초기단계는 한계동수경사와 흙의 투수계수 관계에 의해 설명되고 (Ojha et al., 2001, 2003), 내부침식이 장기화 되는 경우 파이핑의 위험성이 증가하는 것으로 알려져 있다 (USSD, 2010).

내부침식에 대한 동수경사는 한계동수경사의 약 1/5 ~ 1/3의 범위를 가지며 0.5 이상의 동수경사는 전단강도가 급격하게 변화 한다 (Ke and Takahashi, 2012). 이와 같이 내부 침식 위험에 대비하기 위한 안정성 평가는 중요하고 한계동수경사와 출구동수경사의 비인 안전율 (F_s)로 평가한다 (Terzaghi and Peck 1967). 실험모형에서는 제방존의 한계동수경사(I_{cr})가 0.99이며, 파이핑의 기준 안전율 (F_s) 2.0이상을 기초로 계산하면 해석에 의해 산출된 하류사면의 출구동수경사(I_{exit})가 약 0.5이하에서만 안전성을 확보할 수 있다.

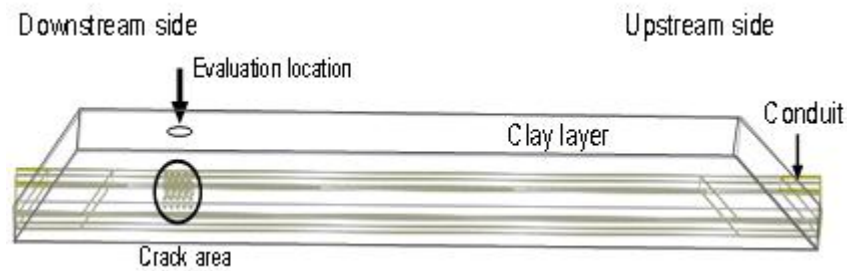
그림 4.17은 하류사면 점토층과 복통 경계부에서 출구 동수경사의 평가 위치를 나타낸 것이다. 그림 4.18(a)와 (b)는 현행모델과 개선모델에서 동수경사를 비교한 것이다.

그림 4.18(a)에서 Case 1-Crack (현재 모델)은 점토층과 제방존 사이의 동수경사가 3.8-4.2 범위이며, 제시하는 내부 침식에 대한 안전기준을 상당히 초과한다. 현재 모델에서는 복통에 균열이 발생하는 경우 수위의 변동에 관계없이 내부침식이 발생되고, 파이핑 현상으로 발전 할 가능성이 매우 높은 것으로 평가되었다.

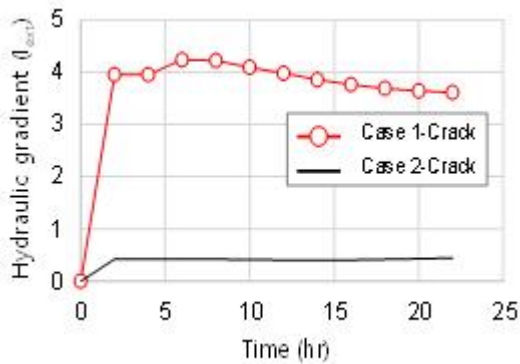
Case 2-Crack (개선 모델)은 0.42-0.44의 동수경사를 가지며 내부 침식에 대한 안전한 것으로 나타났다. Case 2-Crack의 배수층 단면의 작은 규모에도 불구하고 Case 1-Crack에 비해 동수경사가 크게 감소한 것으로 나타나서 개선 모델은 내부침식에 대한 효과적인 모델로 평가된다.

그림 4.18(b)에서 Case 1 (현재 모델)은 제방존과 복통이 구조적 결함 없이 정상적으로 작동하는 조건이므로 동수경사는 매우 작게 나타났다. 동수경사는 점진적으로 증가하는 경향을 보이지만 내부 침식에 대한 안전 조건을 만족한다. Case 2 (개선 모델)에서는 동수경사가 부분적으

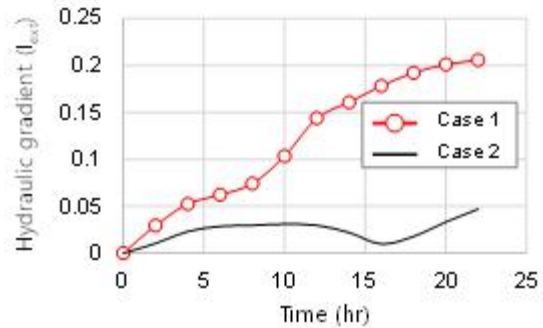
로 불규칙한 경향이 있었지만 증가는 없어 내부 침식에 대해 매우 안정적인 것으로 판단된다. 전체적으로 본 연구에서 제시한 동수경사는 제방존의 불포화 함수특성, 물성특성, 구조물의 단면 형태에 따라 다양한 범위를 가질 수 있기 때문에 해석에서 산출된 동수경사 값이 높아진다 하더라도 파이핑에 대해 안전한 것은 아니다. 그러나, 제방의 불안정성을 야기할 수 있는 이상 징후에 대하여 중요한 신호가 될 수 있기 때문에 분석에 의한 접근은 합리적인 평가기준이 될 수 있다. 개선모델에서 Sand층은 보통 균열 부위에 집중되는 동수경사를 상당히 억제하기 때문에 보통균열 부위에서 Sand층의 폭과 높이를 적절하게 고려되면 시간적인 측면에서 내부침식을 지연시킬 수 있고, 재해 저감 측면에서 파이핑에 의한 붕괴의 위험성을 크게 낮출 수 있는 효과적인 방법으로 판단된다.



[그림 4.17] 출구 동수경사의 평가 위치



(a) 현행모델(Case 1-Crack)



(b) 개선모델(Case 2-Crack)

[그림 4.18] 하류측 보통 균열시 동수경사 비교

3. 복통 균열로 위치에 따른 내부침식 거동 및 붕괴 방지 기술

3.1 내부침식 거동 개요

가. 목적 및 배경

국내 농업용 저수지는 99%가 필댐이며, 이 중 50년이 경과된 저수지가 82%로 노후화에 대한 저수지 제체의 안정성 강화와 대책이 요구되고 있다. 필댐은 제체를 구성하는 재료가 비교적 침투에 취약하여 제체 및 부속구조물의 노후화로 인한 침식을 완전히 방지할 수 없다 (Lee and Lee, 2017; Lee et al., 2019; Lee et al., 2020a; Lee et al., 2020b). 이러한 침식은 상당기간 노후화가 진행된 복통에서 잠재적인 균열이나 구조적 결함의 가능성을 높일 수 있다는 점에서 복통의 구조적 결함이 제체에 미치는 영향을 중요하게 고려할 필요가 있다.

필댐의 붕괴는 월류(35.9%)와 파이핑(30.5%)이 주된 원인으로 평가되고 있으며, 파이핑 붕괴 사례의 원인은 복통과 관계된 것으로 제시되고 있다 (Foster et al., 1988; Foster et al., 2000; FEMA, 2015). 또한, 농업용저수지에서 내부침식으로 인한 붕괴는 콘크리트 구조물과 제체 재료와의 경계면 접촉부에서 주로 발생하는 것으로 보고되고 있다. 이는 이방성구조물과 성토재의 경계부가 침투에 취약한 조건인 것과 관계가 있다 (Noh and Lee, 2014).

복통의 균열은 제체의 내부침식을 일으키는 조건이 될 수 있고, 복통과 성토재의 경계부에서 발생하는 내부침식은 잠재적인 파이핑의 위험성이 잔존해 있다. 이러한 조건들은 제체의 안정성에 심각한 영향을 미칠 수 있음에도 불구하고, 재해 예측이나 기술적 대응에는 한계가 있다. 이러한 이유들은 제방 내에서 이루어지는 내부침식의 거동이 침식과정에 따라 수리학적 및 역학적인 특성이 상당히 변하기 때문이며, 메커니즘을 규명하기가 매우 복잡한 것에 원인이 있다 (Calamak and Yilmaz, 2018).

현재까지 파이핑 현상의 메커니즘 조사와 안정성에 관한 연구들이 수치해석과 모형실험에 의해 많은 연구결과가 제시되어 왔으나 (Stephen et al., 2002; Chahar, 2004; Kumar and Sreeja, 2012; Van Beek et al., 2014; Sharif et al., 2015; Rotunno et al., 2017), 복통의 균열에 관한 연구는 미진한 상황이다. 특히, 복통 균열은 특정위치에서 발생되지 않고 내부침식 진행과정을 관찰하기 어려우며, 인위적으로 예측하지도 못하기 때문에 이에 대한 위험성을 객관적으로 제시하기 위한 기초자료를 마련할 필요가 있다.

따라서 본 연구는 상류측, 중앙측 및 하류측 복통에서 각각 균열이 발생되었을 경우와 전체균열이 발생된 조건을 적용하여 제체와 복통사이에서의 침식거동과 안정성에 미치는 영향을 비교분석하였다.

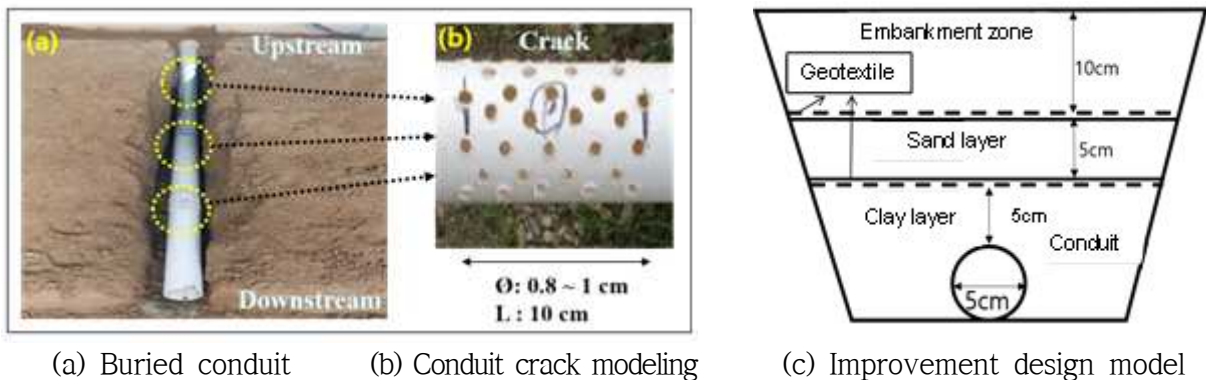
3.2 재료 및 방법

가. 복통 균열 모델링

국내저수지의 복통의 구조는 콘크리트 홉관이 가장 많고 이음이 있기 때문에 누수에 대한 취약한 것으로 제시되어 왔다(RRI, 2014).

그림 4.19은 복통 균열에 대한 모델링을 나타낸다. 조사내용을 기초로 복통은 국내에서 가장 많은 형태인 원형(홉관)형태를 선정하였으며, 복통 균열은 길이(L) 250 cm, 직경(ϕ) 50 mm 인 파이프에 길이(L) 10 cm, 직경(ϕ) 8-10 mm로 구멍을 뚫어 각각 상류사면, 중앙부, 하류사면에 균열이 발생하였을 경우와 동시에 전체균열이 발생한 상태를 모사하였다.

복통은 현재 모델을 개선하여 점토층 상부에 Sand층과 Geotextile을 적용한 방법으로 침투수압의 저감과 함께 성토존에서 토립자 유실을 최소화하여 내부침식을 지연시킬 수 있는 개선모델을 적용하였다.

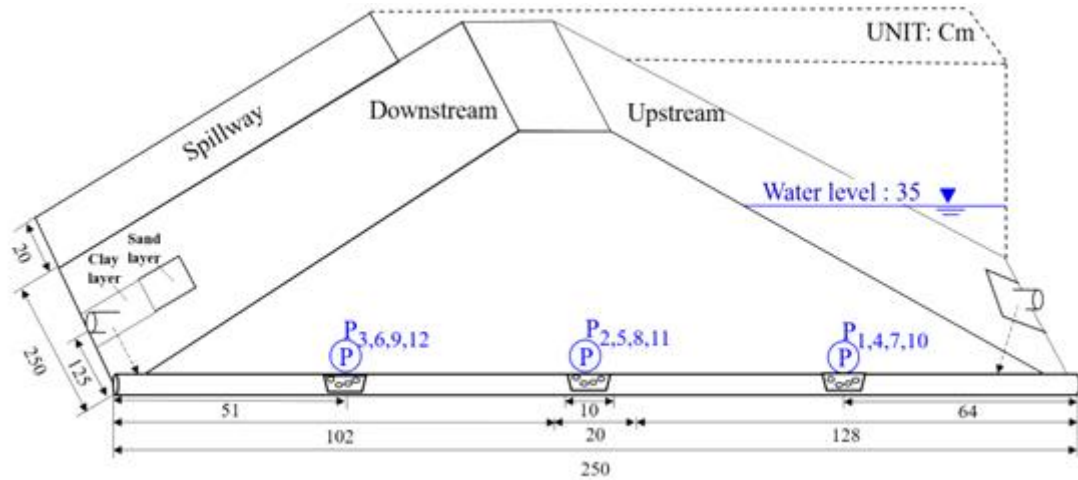


[그림 4.19] 복통 균열 모델링

나. 저수지 모형 구성 및 계측기 매설

실험모형은 모형의 축소 비율을 가능한 원형(prototype)에 가까운 규모로 설정하는 것이 모형에 작용하는 실제적인 강도 및 하중차이에 의한 영향을 최소화 할 수 있기 때문에 실험결과와의 신뢰성 확보 측면에서 유리하다. 분석대상 저수지는 공주시 계룡저수지로 제체는 zoned fill-type 으로 콘크리트와 철제 및 아크릴로 제작된 토조의 크기를 고려하여 구현 가능한 최대 크기인 1/30로 축조하였다.

그림 4.12는 실험단면과 계측기 매설위치를 나타낸 것이다. 계측기는 제체를 구성하는 성토제 내부에 작용하는 공극수압을 측정하기 위해 복통단면에 공극수압계 (Ⓟ)를 각각 1개씩을 복통 상부에 매설하였다. 계측기는 침투특성을 파악하기 위해 공극수압계(정격용량: 50 kPa)를 사용하였고, 각각의 측정값은 data-logger와 computer에 의해 자동적으로 저장되도록 하였다.



[그림 4.20] 모형 구성 및 계측기 매설

다. 사용재료 및 실험조건

제체 모형 축조에 사용된 시료는 현장에서 채취하였고, 물리적, 역학적 성질은 표 4.5과 같다. 표 4.6은 실내모형실험과 해석을 통해 복통균열의 보강방법의 적용 및 균열 발생위치에 따른 조건을 분류한 것을 나타낸다.

[표 4.5] 사용된 시료의 물리·역학특성

Sample	G_s	PI(%)	W_{opt} (%)	γ_{max} (kN/m^3)	e_0 (%)	c (kPa)	ϕ	$k_v(m/s)$	USCS
Clay	2.76	8.6	-	13.66	0.98	29.43	0	3.70E-09	CL
Embankment	2.65	9.2	8.6	17.75	0.46	16.7	24	2.37E-07	SC
Filter (Sand)	2.62	NP	8.98	16.95	0.51	0	33	5.40E-05	SP

* G_s : Specific gravity; PI: plasticity index, k_v : Coefficient of permeability, W_{opt} : optimum Water content, γ_{max} : maximum dry density, c : Cohesion, ϕ : Internal friction angle, USCS: Unified soil classification system

[표 4.6] 실험조건별 Case 분류

Classification	Crack location	Reinforced condition	PWP sensor
Case 1	Downstream	Non-reinforced	P1, P2, P3(C)
Case 2	Center	Non-reinforced	P4, P5(C), P6
Case 3	Upstream	Non-reinforced	P7(C), P8, 9
Case 4	-	Reinforced	Same as case 2,3,4
Case 5	All crack site	Non-reinforced	P10(C), P11(C), P12(C)

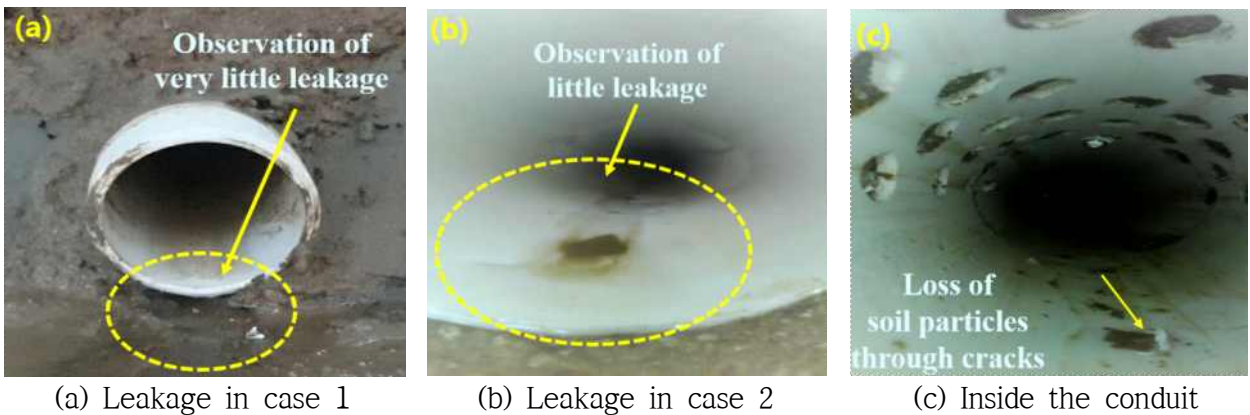
* PWP, pore water pressure; P, piezometer; C, crack

3.3 결과 및 고찰

가. 균열에 위치에 따른 침식특성

현장에서 복통의 안전진단이 어려운 이유는 구조물이 가장 낮은 위치에 매설되어 있고, 관경이 작아 인력이나 장비의 출입이 제한된다는 점이다. 따라서 본 실험은 실내모형실험시 내시경 촬영장비에 의해 복통내부를 조사함으로써 복통의 균열 위치에 따른 제체의 침식특성과 누수량을 확인하였다.

그림 4.21은 복통의 하류사면(Case 1)과 중앙부(Case 2)에 각각 균열이 발생된 조건의 침식특성을 나타낸 것이다.



[그림 4.21] 하류사면(case 1)과 중앙부(case 2) 균열 조건

복통내부의 침투형태는 하류사면과 중앙사면이 유사한 형태를 나타내었으며, 침투수가 균열부를 통해 복통내관에 유로를 형성함으로써 토립자와 함께 누출되었다.

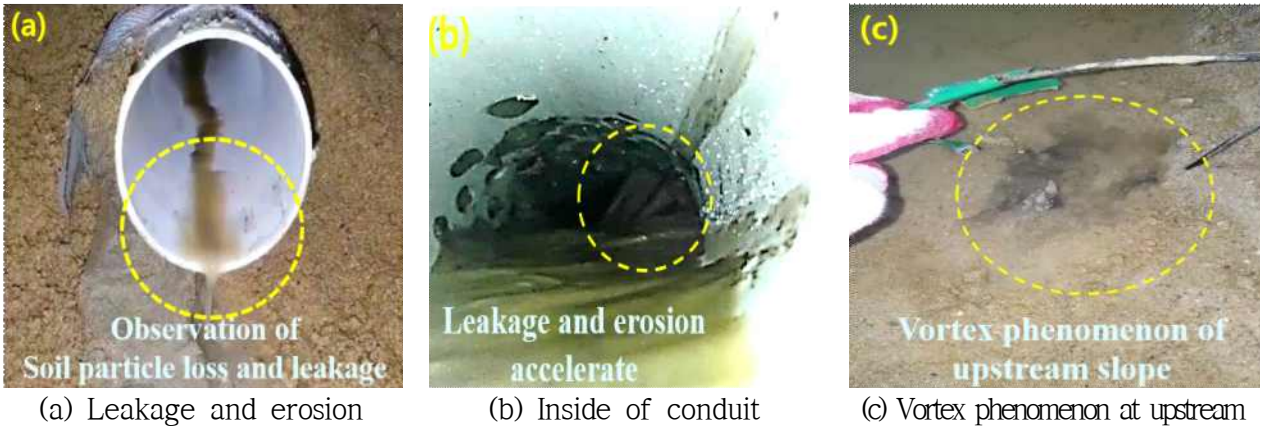
복통외부로 유출되는 침투수는 하류사면(Case 1)에서는 침투수가 도달하는 양이 상대적으로 적고 균열을 통한 누수량이 매우 작은 것으로 확인되었다. 또한, 최종적으로 복통외관을 타고 흐르며 하류사면 끝을 미세하게 세굴시키며 고여 있는 형태로 나타났다. 반면 중앙부(Case 2)의 경우, 복통의 끝단에서 약간의 토립자 유실과 함께 하류사면부보다 누수량이 많은 것으로 나타났다.

그림 4.22는 상류사면(Case 3) 복통에 균열이 발생하였을 경우의 침식특성을 나타낸 것이다.

복통내부를 통한 침투형태는 초기에 균열 부위의 주변에서 누수가 발생되었고 균열부를 통해 토립자 유실이 크게 증가하였다. 시간이 경과하면서 상류사면측 수위에서 소용돌이 현상의 발생과 함께 토립자 유실량도 증가하면서 균열부분을 통한 침식현상이 가속화되었다.

복통외부로 유출되는 침투수는 누수량이 많고 토립자의 유실량도 많은 것으로 나타났다. 이는 제방 내부의 복통 균열의 위치가 수위면과 가장 가깝게 위치하여 이른 시간 점토층을 빠르게 포화시켜 균열부를 통해 집중침투가 시작되었기 때문이다.

상기의 결과들은 각각 균열 발생 시, 상류사면에 균열이 발생한 경우가 내부침식으로 인한 파이프의 발달속도가 가장 빠르기 때문에 재해위험성 측면에서 가장 위험한 위치가 될 수 있음을 보여준다.



[그림 4.22] 상류사면 균열 조건 (case 3)

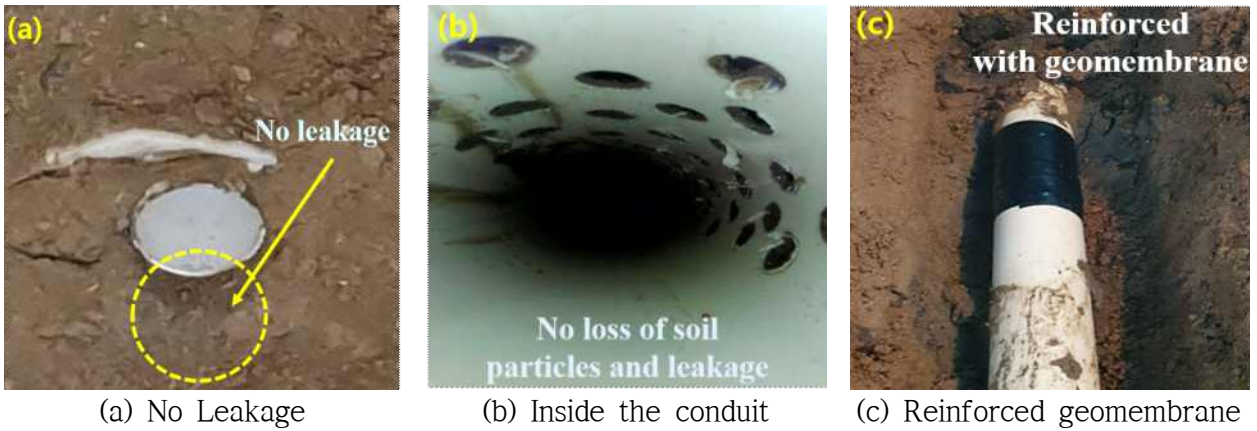
그림 4.23은 Case 2에서 발생된 균열부와 점토층의 접촉부에서 내부침식으로 인해 발생한 빈 공간 및 하류비탈끝에서 복통외관과 점토층 경계부의 침식을 나타낸 것이다.

제체 내부의 빈 공간은 내부침식이 발생하는 조건에서 나타나고, 부등침하를 일으켜 파이핑 붕괴를 유발할 수 있다. 또한 제체 하류사면 내의 공극수압을 높이거나 누수경로를 단축시키고, 후방형 파이핑을 유발하여 제체의 안정성을 크게 위협하는 것으로 알려져 있다(FEMA, 2015). 하류사면과 제체 중앙부에 균열이 발생할 경우 복통 균열 발생부위 및 하류사면 비탈끝에서 시작되는 지속적인 침식으로 인해 제방을 관통하는 후방형 파이핑으로 발생할 가능성이 큰 조건으로 분석된다.



[그림 4.23] 복통균열부와 점토층 경계부에서 내부침식 (case 2)

그림 4.24는 차수 멤브레인에 의해 보강된 상태(균열이 발생하지 않은 상태)의 침식특성을 나타낸다. 균열이 발생하지 않은 경우(Case 4) 복통 내·외부로 토립자 유실 및 누수가 나타나지 않았다.



[그림 4.24] 복통 균열부 보강 조건 (case 4)

그림 4.25는 복통의 하류사면, 중앙부, 상류사면에서 동시에 전체균열(Case 5)이 발생한 조건에서 침식형태를 나타낸 것이다.

복통내부의 침투형태는 상류사면에서는 균열부의 누수로 점토층이 침식되고 침투경로가 확장되어 많은 양의 누수량이 복통내부로 배출되었다. 또한 약 50시간 경과 후 파이핑 현상이 발생되며 강한 소용돌이 현상이 관찰되었다. 중앙부와 하류사면에서는 각각 균열발생시보다 작은 침투수량과 토립자의 유실을 나타냈다.



[그림 4.25] 전체균열 발생시 침투거동 (case 5)

복통외부에서 관찰되는 누수량은 각각 각각균열의 상태보다 많았으며 이는 모든 균열부위를 통해 누수가 진행되고 있기 때문에 제방에 가장 심각한 영향을 미치는 것으로 나타났다.

동시균열이 발생한 경우의 침식형태는 위치별로 누수량과 토립자 유실량이 각각균열이 발생한 조건과 매우 유사한 것으로 나타났으나, 각각균열이 발생한 경우보다 동시균열이 발생한 경우가 복통외부에서 관찰되는 누수량이 많고 파이핑 현상과 함께 발생한 소용돌이가 보다 강하게 발생하였다. 이는 발생위치별 균열들을 통한 내부침식이 하류측 사면으로 가중되고 있기 때문에 제체가 붕괴하기 쉬운 조건으로 분석되었다.

나. 공극수압 거동

그림 4.26은 상류수위를 35 cm 상태까지 담수하고 일정하게 유지시킨 후에 Case에 따른 공극수압의 거동을 나타낸 것이다. Case 1은 보강된 경우로써 실험조건인 균열위치에 따라 각각 측정하였으며 균열이 각각 위치별로 발생된 Case들과 비교분석하기 위해 제시하였다.

하류사면 복통에 균열이 발생하였을 경우(Case 1)와 균열이 발생하지 않은 경우(Case 4)를 비교한 결과, 균열부(P3)에서는 큰 변화를 나타내지 않았지만 균열보강부(P3)에서는 공극수압이 증가하여 중앙보다 더 큰 값을 나타냈다. 이는 균열이 발생할 경우 복통내부로 작은 유출량이 발생하기 때문에 공극수압이 작용하지 않은 것으로 판단된다. 중앙부 복통에 균열이 발생하였을 경우(Case 2)와 중앙부 균열을 보강한 경우(Case 4)를 비교한 결과, 균열부(P5)에서는 초기에 공극수압이 상승한 후 계속해서 하강하고, 약 20시간에서 수위상승에도 불구하고 부(-)의 공극수압을 나타냈다. 균열보강부(P5)에서는 공극수압이 수위상승에 따라 증가하는 것으로 나타났다. 이는 Case 2에서 중앙균열부(P5)를 통한 침투수가 공극수압계 하부의 점토층과 균열부의 접촉부에서 내부침식을 발생시키고, 침투수가 주변 흙보다 상대적으로 침투에 취약한 빈 공간으로 집중 침투되어 공극수압계보다 낮은 위치의 균열부를 통해 누수되기 때문인 것으로 분석된다. 상류사면 복통에 균열이 발생하였을 경우(Case 3)와 균열이 발생하지 않은 경우(Case 4)를 비교한 결과, 균열부(P7)의 공극수압은 균열부를 통한 누수영향으로 감소하는 경향을 나타냈으며 약 50시간에서 상류사면에서 소용돌이현상과 함께 토립자 유실이 크게 발생되면서 급격하게 감소하였다

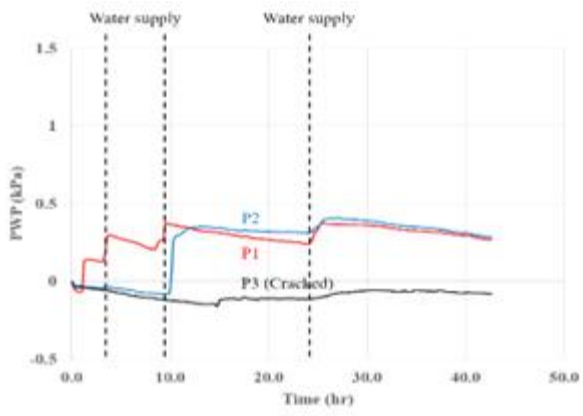
또한 Case 4의 공극수압은 균열 보강부(P7)가 중앙부(P8)보다 높지만 Case 3의 균열부(P7)에서는 중앙부(P8)보다 낮은 것으로 나타나서 투수계수가 낮은 점토층에 둘러 쌓여 있고 균열면적의 크기가 작더라도 균열이 수압에 미치는 영향이 큰 것으로 분석되었다.

동시균열이 발생한 경우(Case5)의 공극수압은 상류사면(P10)과 중앙부(P11)에서는 각각균열이 발생한 조건들과 유사하게 낮은 공극수압을 나타냈고, 수위상승 이후 감소하거나 일정한 경향을 나타냈다.

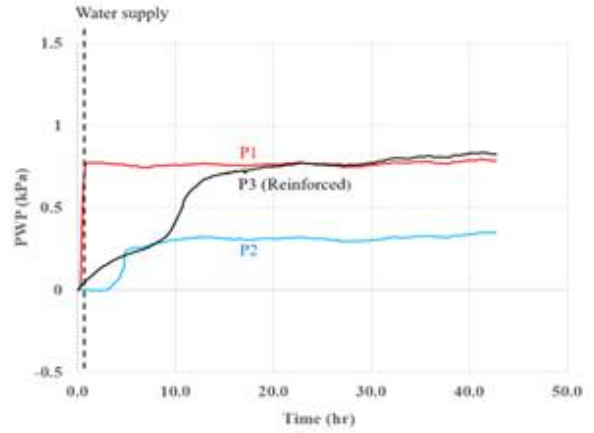
동시균열 조건에서 하류사면(P12)은 정(+)의 공극수압이 나타냈는데, 이는 상류균열부(P10)로 누수량이 많아 각각균열이 발생한 경우보다 도달하는 침투수의 양이 상대적으로 적어 내부침식이 시간내에 크게 발생되지 못한 결과로 분석된다.

따라서 상류측 복통균열이 제체의 중앙부와 하류측 복통의 침식과 수압변화에도 큰 영향을 미치므로 복통 부근의 상류사면에도 수압 저감을 위한 별도의 보강대책이 필요한 것으로 나타났다.

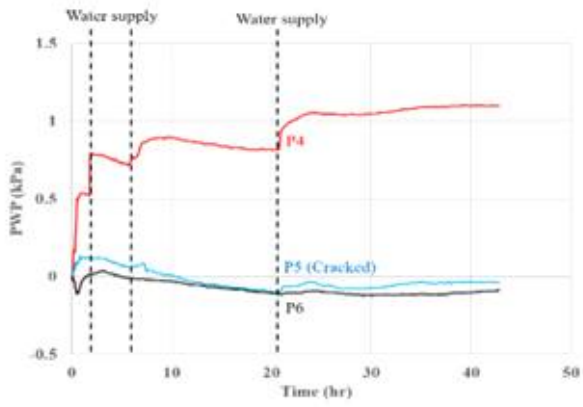
상기의 결과들은 복통 균열면에서 공극수압 거동이 침식에 의한 연속적인 파괴나 수리학적 변화를 즉시 반영하지 못하는 한계가 있으나, 상류수위가 낮음에도 불구하고 복통균열이 공극수압에 미치는 영향이 매우 큰 것으로 나타나 현장저수지에서 공극수압의 관측을 통해 균열의 발생을 진단하여 붕괴가능성을 미리 예측할 수 있을 것으로 사료된다.



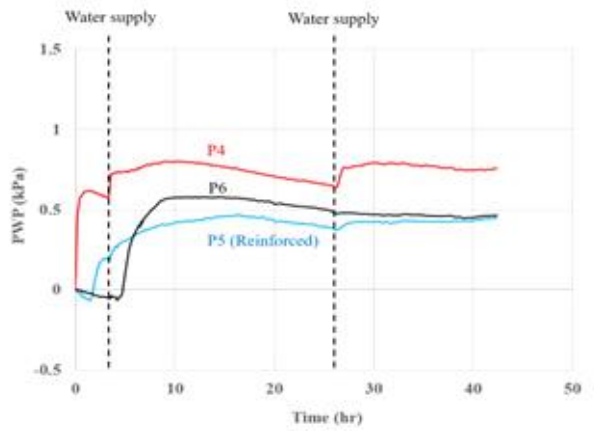
(a) Case 1 (Downstream)



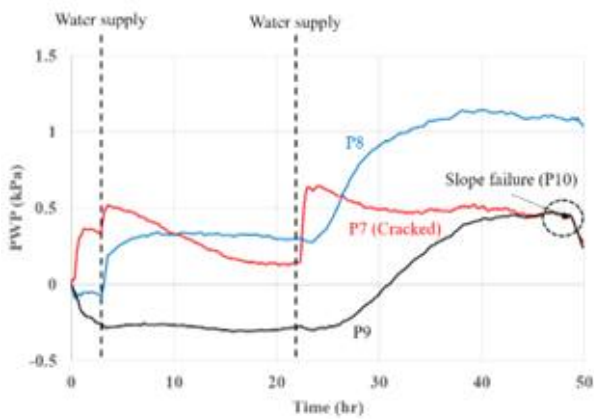
(d) Case 4 (Downstream)



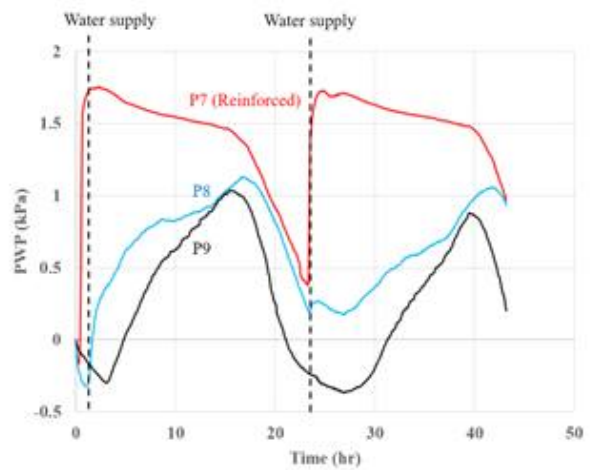
(b) Case 2 (Center)



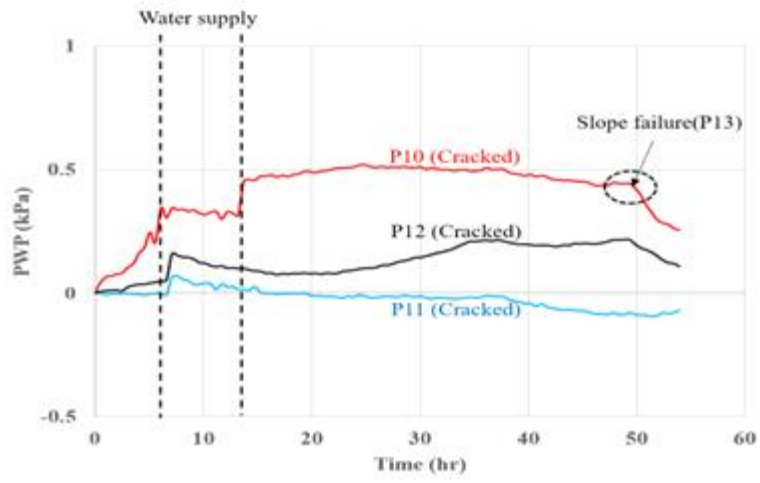
(e) Case 4 (Center)



(c) Case 3 (Upstream)



(f) Case 4 (Upstream)



(g) Case 5 (Simultaneous)

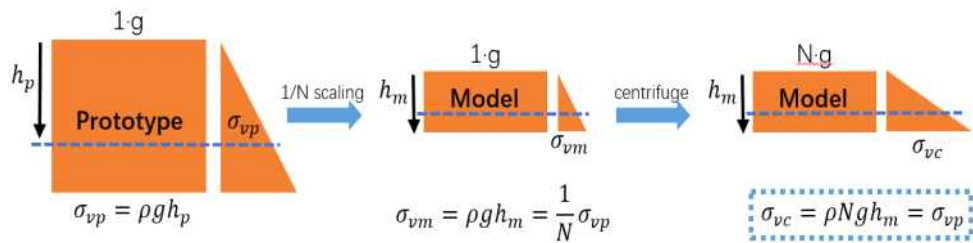
[그림 4.26] 공극수압의 거동

제2절 저수지 제체 보호기술 원심모형실험

1. 원심모형실험

가. 원심모형실험 개요

원심모형실험은 축소된 모형을 고속으로 회전시켜 실제중력보다 매우 큰 가속도를 인위적으로 적용함으로써 현장의 실 응력상태를 구현할 수 있고, 설계와 시공 사이에 발생할 수 있는 지반거동의 차이를 극복함과 동시에 여러가지 변수를 고려하여 신뢰성 있는 현장의 응력상태를 재현할 수 있는 장점이 있다. 특히 수치해석이나 실제 구조물의 거동에서는 구현이 불가능한 극한상태의 파괴 특성까지도 눈으로 직접 확인할 수 있으므로, 지반 구조물의 복잡한 거동 메커니즘을 직접적으로 규명하기에 적합한 수단이다. 또한 진동대를 이용하여 원심모형실험을 수행할 경우 원심모형실험 중에 사용자가 원하는 크기와 형태의 지진을 자유로이 모사할 수 있으므로, 이는 불확실성이 많은 동적거동 특성을 합리적으로 파악할 수 있다.



[그림 4.27] 원심모형실험의 모형지반 내 응력상태 관계

나. 실험장치 및 모델박스

본 연구에서 월류 시험 및 수위승강 실험은 저수위조건을 만족하도록 하는 수위 공급 장치가 없기 때문에 스페이서를 이용하여 수위를 유지하도록 하다가 저수량이 부족하면 스페이서를 상승 후 저수량이 확보되면 다시 하강시켜 실험을 유지하도록 반복하는 방법을 적용하였다. 스페이서는 토조 박스크기 기준과 모형사면 상류의 경사를 고려하여 제작하였다. 자세한 규격은 표 4.7에 나타내었다. 모델제작에 사용한 직사각형 토조 박스는 120cm * 45cm * 70cm(길이*폭*높이) 규격이다.



[그림 4.28] 수위변화용 더미



[그림 4.29] 직사각형 토조 박스



〈그림 4.30〉 원심모형실험 장치

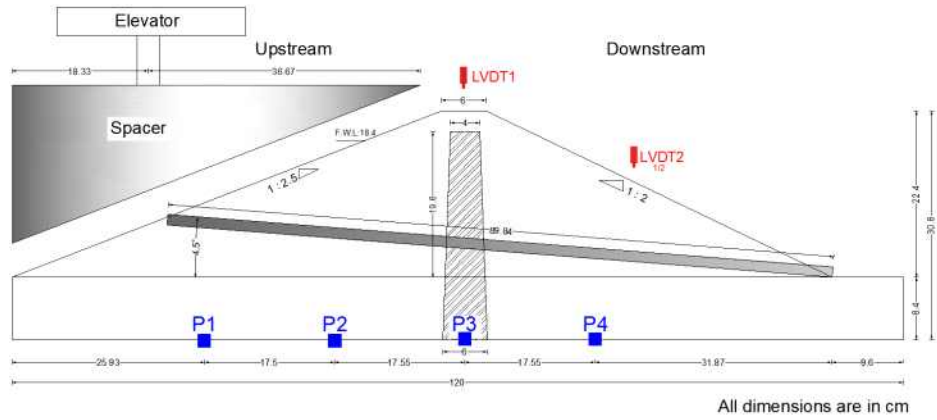
2. 원심모형실험 과정

가. 저수지 단면 및 계측위치 결정

본 연구에서는 다짐도 85%(밀도: 1.78) 저수지 (Case 1) 및 다짐도 95%(밀도: 1.99) 저수지 (Case 2), 두 Case에서 상류부 1 : 2.5, 하류부 1 : 2.0의 경사를 갖는 제방고 2.8m의 저수지 단면을 선정하였다. 저수지는 사력존(Shell)과 코어존(Core)으로 구성되어 있으며, 각 재료별 물리·역학적 특성값은 표 4.5에 나타내었다. 두 Case의 투수층은 사력존 재료를 사용하였으며, 코어존 재료는 투수성 낮은 점성토를 사용하였다. 여기서, 제체 Case 1은 반전공법을 이용한 복통을 사용하였고, Case 2는 파손된 복통을 사용하였다. 또한 월류시험에서는 비닐을 제체의 내측만 만수위 지점부터 하류사면에 설치하였다.

[표 4.7] 셸 및 코어 재료의 특성

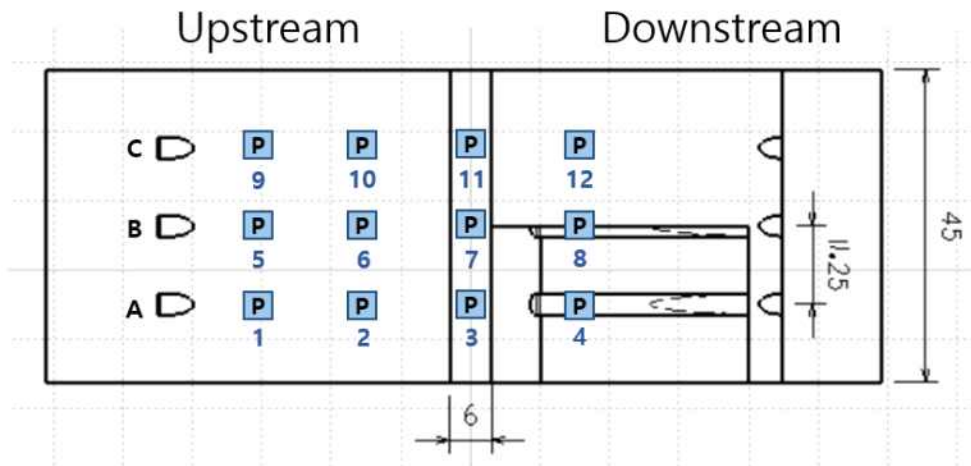
Material	Case 1						Case 2					
	shell	core	복통			shell	core	복통				
γ_t (g/cm ³)	1.78	1.70	No.	A	B	C	1.99	1.70	No.	A	B	C
E (kPa)	15,000	30,000	L	90	90	90	15,000	30,000	L	90	90	90
ν	0.35	0.30	r	1.5	1.5	1.5	0.35	0.30	r	1.5	1.5	1.5
W_n (%)	16.4	20.0	상 태	파 손	보 수	보 강	16.4	20.0	상 태	보 강	보 강	보 강
c (kPa)	0	10					0	10				
ϕ (deg)	35.0	27.4	공 법	없 음	보 강 부 재	보 강 부 재+ 반 전 공 법	35.0	27.4	공 법	보 강 부 재+ 반 전 공 법	보 강 부 재+ 반 전 공 법	보 강 부 재+ 반 전 공 법
k (cm/sec)	1.35E-3	2.96E-7					1.35E-3	2.96E-7				
USCS	SW	SC					SW	SC				



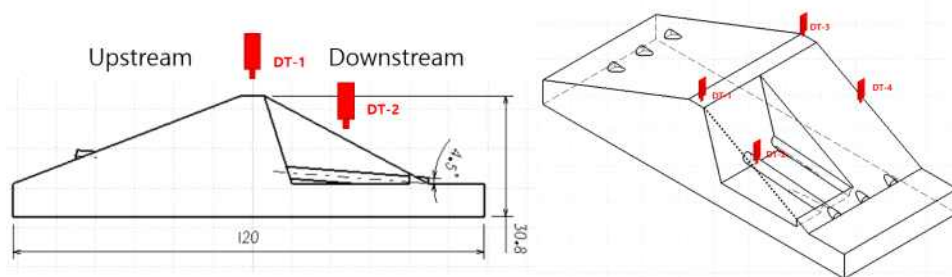
[그림 4.31] 저수지 모델의 단면

본 연구에서는 원심모형실험기를 이용하여 공주시 OO저수지의 축소 모형에 대하여 월류 시 체체의 붕괴 거동특성을 파악하고, 수위상승 및 하강속도에 따른 저수지 체체 내 간극수압의 변화 및 침하 거동을 고찰하고자 하였으며, 각 계측기별 설치위치는 그림 4.31에 나타내었다.

700kPa용량의 간극수압계를 상류측에서 하류측으로 각 복통을 설치한 하부에 4개씩 총 12개를 매설하였고, 여기서 P3, P7과 P11는 코어에 매설하였다[그림 4.32]. 그리고 이 모형실험에는 수직변위의 측정을 위해서 $\pm 25.4\text{mm}$ 까지 측정이 가능한 LVDT를 사용하였다. 코어 및 1/2하류 사면측에 각 두 개씩 총 4개를 설치하였다[그림 4.33].



[그림 4.32] 간극수압계 설치위치 평면도



[그림 4.33] LVDT 설치도

제체 모형은 직사각형 토조박스의 크기, 저수지 단면 등을 고려하여 50g의 원심가속도, 1/50 축척으로 선정하였고, 코어존은 10%의 벤토나이트와 90%의 점토를 혼합하여 높은 차수성을 갖도록 제작하였다. 모형 제체의 제작을 위해 먼저 사력재료를 24시간 동안 건조시키고, 제체 내의 간극수압 측정을 위한 간극수압계는 24시간 이상 포화시켰으며, 이후 모형 제체의 형상을 토조 내에 도시하여 준비를 완료하였다.



(a) 건조 셸 재료

(b) 간극수압계 포화

[그림 4.34] 건조 셸 재료 및 간극수압계 포화



(a) 저수지모형 테두리 테이핑

(b) 그리스 벽면 도포

[그림 4.35] 토조 내 모형 제체 형상

모형제작 편리를 위해 토조박스의 투명유리벽에 저수지모형을 테이프로 나타냈고[그림 4.35], 또한, 토조 벽면에 Silicone grease를 도포하여 제체와 토조 벽면 경계부 사이의 누수와 유수의 차단 및 지수성을 높였으며, 모형제체 축조 시에는 목형을 제작·활용하였고[그림 4.36], 사력 및 코어재료의 양은 각 층별 CAD 도면상의 면적을 활용하여 산정하였다.



[그림 4.36] 거푸집의 목형

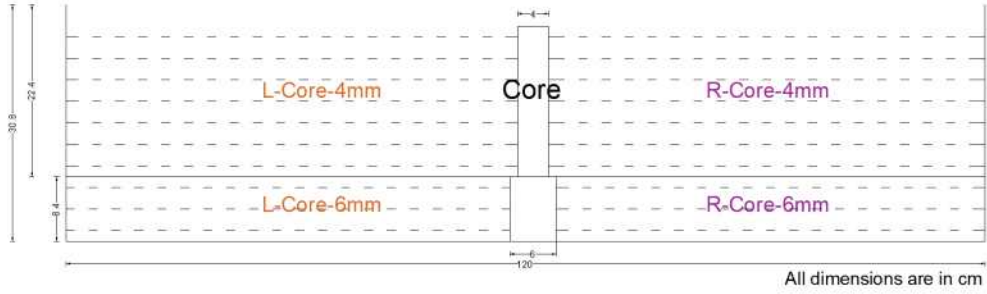
본 연구에 사용한 복통은 실제 저수지의 복통사이즈에서 50배를 축소하여 스틸재질로 된 파이프를 계획대로 파손, 보강부재(ECS패널 등)로 보수, 보강부재 보수 + 반전공법으로 제작하였다[그림 4.37].



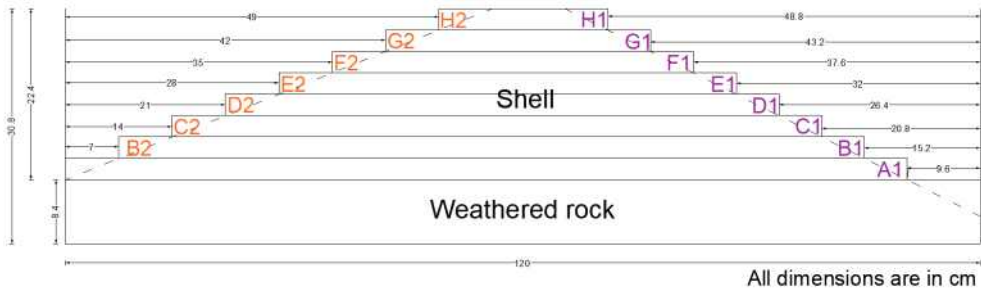
<그림 4.37> 실험용 복통

이후 저수지 모형의 축조를 위해, 코어는 7층으로, 상·하류 제체는 8층으로 각각 분할하여 다짐에 의한 시공을 실시하였다[그림 4.38]. 여기서 중심 코어용 거푸집을 이용하여 코어를 1층 축조하고 사력 재료용 거푸집을 이용하여 상·하류측 제체를 축조하였으며, 각 층별로 반복하는 과정으로 제체의 축조를 완료하였다[그림 4.39].

실제의 기존 제체는 시공 후 오랜 시간이 경과되어 상류측 제체부가 포화되어 있는 것을 고려하여 50g의 원심재하에 의한 안정화 작업을 수행하였으며, 이는 상류측 제체 저면에 설치된 간극수압계로 확인하였다.



[그림 4.38] 코어존 제작 도면



[그림 4.39] 셸존 제작 도면

함수비 및 다짐도를 동일하게 하기 위하여 각 층별로 요구되는 흙 및 물의 양을 계산하여 혼합 후 다짐을 실시하였다. 거푸집을 모두 제거하고 모형 제체 형상을 만들기 위하여 여분의 흙을 제거하고 마지막으로 제체의 변위를 측정하기 위하여 레이저 LVDT를 제정 정상부와 하류 측 사면에 설치하고 모형제체의 시공을 완료하였다.

저수지 모형 제작과정 및 제작 완료된 모형은 그림 4.40과 같다.



(a) 계측기 위치 표시



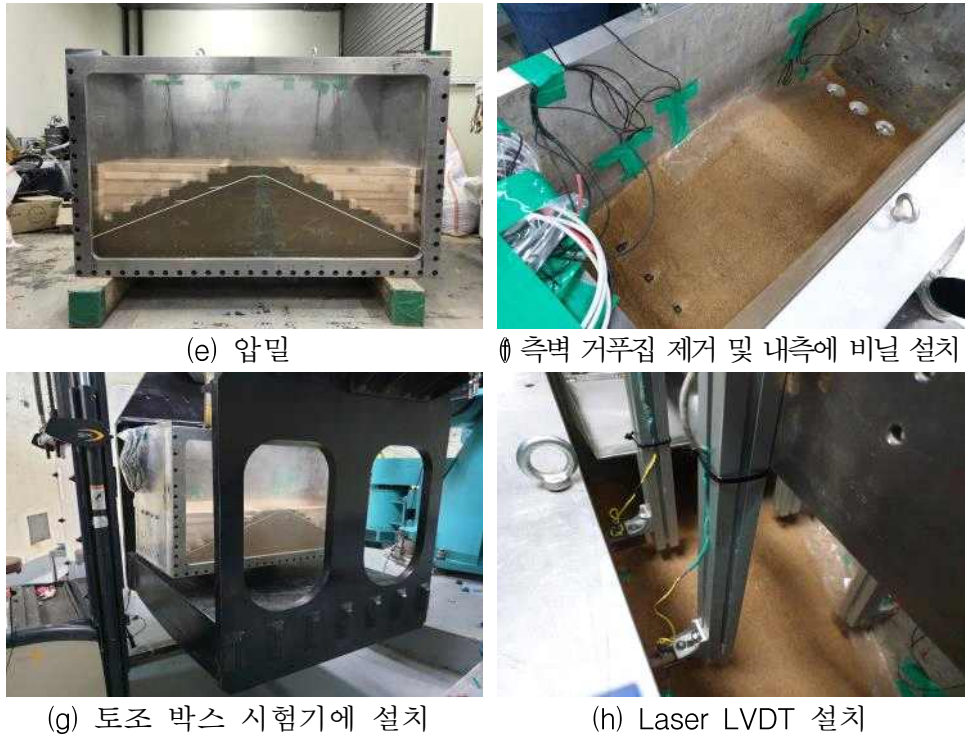
(b) 간극수압계 설치



(c) 다짐



(d) 복통 설치



(e) 압밀

(f) 측벽 거푸집 제거 및 내측에 비닐 설치

(g) 토조 박스 시험기에 설치

(h) Laser LVDT 설치

[그림 4.40] 저수지 모형 제작

나. 실험 절차

원심모형실험은 ① 원심모형실험을 위한 기초지반 및 제방 다짐 제작, ② 실험체의 50g에서 압밀 및 안정화, ③ 제체용측벽 거푸집 제거 후 사면 정리, ④ 극한상태(저수지 월류)에서 무보강 및 제정 등 일부 보강에 따른 저수지의 거동 특성 및 고찰 등과 같이 총 4단계로 수행하였다.

제체의 안정화는 제체용 측벽 거푸집을 제거 하지 않은 상태에서 30분간 50g 조건에서 가속시켜 제체의 침하를 유도 안정화 시킨 다음 제체용 측벽 거푸집을 제거 후 사면의 표면다짐을 실시하였다. 수위상승 및 하강 모사는 원심 가속 중에 솔레노이드 밸브를 제어하여 상류측에 홍수위 까지 물을 공급한 후 스페이서(spacer)의 상승 및 하강속도를 각각 0.63mm/sec, 0.10mm/sec로 제어하도록 하였다. 월류 모사는 수위상승 및 하강 모사와 마찬가지로 원심 가속 중에 솔레노이드 밸브를 제어하여 상류측에 홍수위까지 물을 공급한 후 스페이서를 물속에 침수시키는 방법으로 수위 상승속도를 각각 0.63mm/sec, 0.10mm/sec로 하여 월류를 발생시키도록 하였다. 본 연구의 원심모형 실험 조건은 표 4.8과 같다.

[표 4.8] 원심모형실험의 조건

Case	Acceleration	Speed of water level control		Remarks
		Prototype, cm/h	Model, mm/s	
1	50 g	0.72	0.10	① Water level control test
2		4.54	0.63	② Overflow test

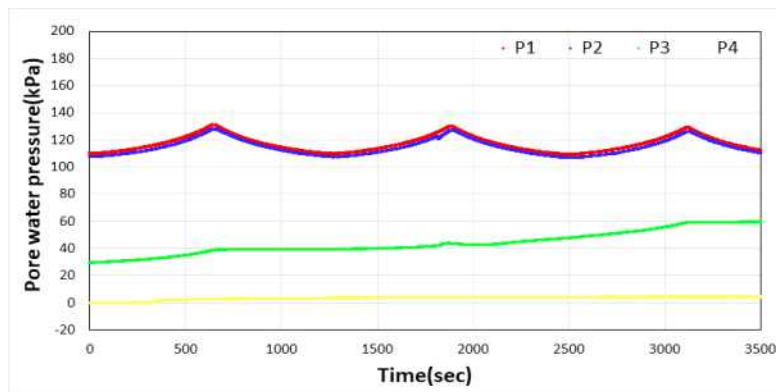
3. 원심모형실험 결과 분석

가. 수위승강 실험

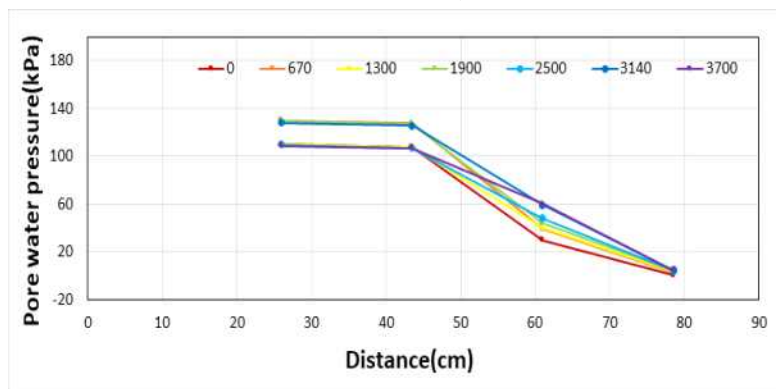
(1) 복통의 파손 및 보강 조건에 따른 간극수압

본 실험에서는 수위승강을 수행하였는데 Case 1은 실규모(Prototype, 0.72cm/hr) 환산 후 0.10mm/sec속도로, Case 2는 실규모(Prototype, 4.54cm/hr) 환산 후 0.63mm/sec속도 수위상승 및 하강을 3번 반복 시행하였다. [그림 4.41], [그림 4.42]은 모형 토조의 복통 저부에서 측정된 Case 1의 간극수압(P1~P4) 시간이력 및 시간에 따른 침윤선의 변화양상을 나타낸다. 그림 4.35에서 복통A(파손) 저부의 간극수압(P1~P4) 및 시간에 따른 침윤선 변화추이를 살펴보면, 상류사면측의 간극수압(P1, P2)은 저수위의 상승 및 하강에 따라서 연동하는 특성을 보이고 있으나, 차수역할을 담당하는 코어부(P3)의 간극수압은 상류사면측의 간극수압과 달리 점차적으로 상승하는 현상을 보이고 있다. 이는 상류사면측에 위치한 복통의 손상부에서 유입된 유입수가 코어에 위치한 복통의 손상부를 통해 댐체로 유출되면서 수압 즉 침윤선이 점차적으로 상승하도록 하고 있기 때문으로 판단된다. 또한 이 코어부의 간극수압은 상류사면측의 간극수압 즉 저수위와 연동하고 있는데 이는 손상부를 통한 유입수량이 저수위에 영향을 받기 때문에 나타나는 현상으로 판단된다.

반면 하류사면측의 간극수압(P4) 역시 미소하지만 증가 현상을 보이고 있다. 이러한 현상은 복통의 파손부위를 방치할 경우에는 댐체의 침윤선을 상승키는 결과를 나타내게 되어 댐체의 안전성에 악영향을 미칠 수 있다는 것을 의미한다고 할 수 있다.



(a) 간극수압

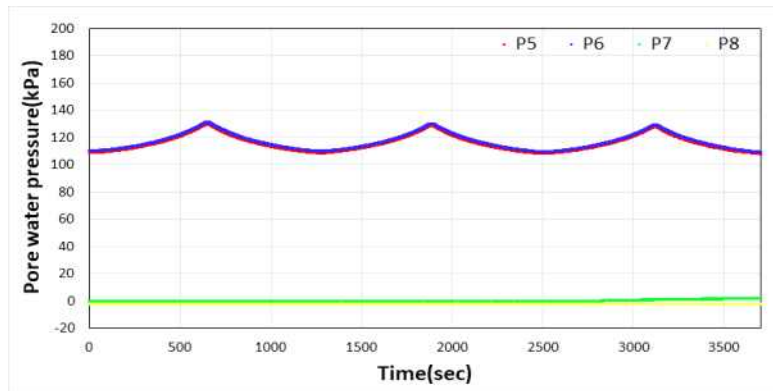


(b) 침윤선 변화추이

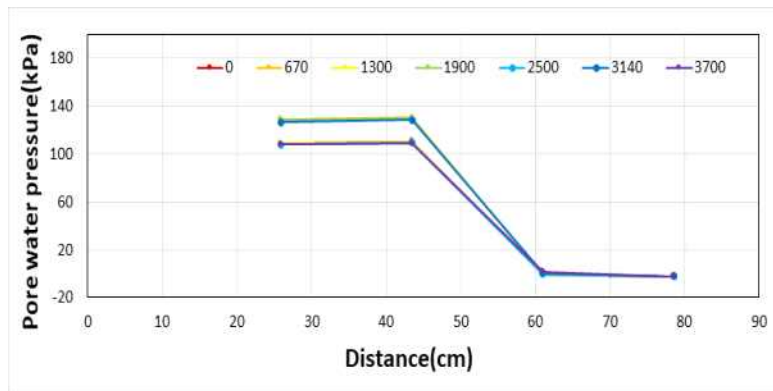
[그림 4.41] 복통A 저부에서의 간극수압 시간이력 및 침윤선 변화 추이(0.10mm/sec)

그림 4.42는 복통B(보강부재(ECS패널 등) 보수) 저부의 간극수압(P5~P8) 및 시간에 따른 침윤선 변화추이를 나타낸다.

상류사면측의 간극수압(P5, P6)은 저수위와 연동하여 변화하고 있으나 코어부(P7)의 간극수압은 보수효과로 인하여 큰 변화가 없었으며, 하류사면측의 간극수압(P8) 역시 큰 변화가 없는 것으로 나타났다. 복통 파손부위를 보강부재(ECS패널 등)로 보수할 경우 복통의 균열 부위를 통해 유출되는 침투수를 적절하게 제어할 수 있을 것으로 사료된다.



(a) 간극수압

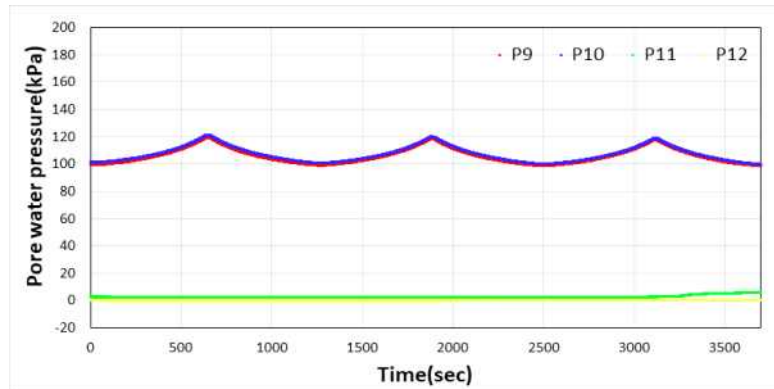


(b) 침윤선 변화추이

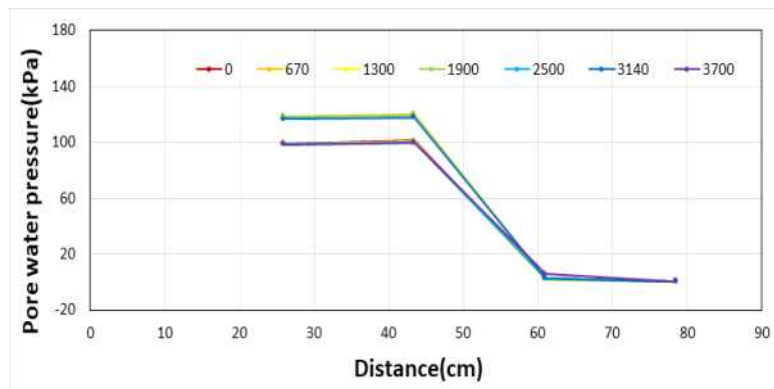
[그림 4.42] 복통B 저부에서의 간극수압 시간이력 및 침윤선 변화 추이(0.10mm/sec)

복통C(보강부재(ECS패널 등)보수+반전공법) 저부의 간극수압(P9~P12) 및 시간에 따른 침윤선 변화 추이를 그림 4.43에 나타내었다.

상류사면측의 간극수압(P9, P10)은 저수위와 연동하여 간극수압이 변화하고 있으나 코어부(P11)의 간극수압은 보수 및 보강 효과로 인하여 큰 변화가 없었으며, 하류사면측의 간극수압(P12) 역시 큰 변화가 없는 것으로 나타났다. 이러한 결과는 복통 파손 부위를 보강부재(ECS패널 등) 보수 후 반전공법을 적용할 경우, 보수공법을 적용한 경우와 마찬가지로 확실한 보강 효과를 담보할 수 있을 것으로 사료된다.



(a) 간극수압

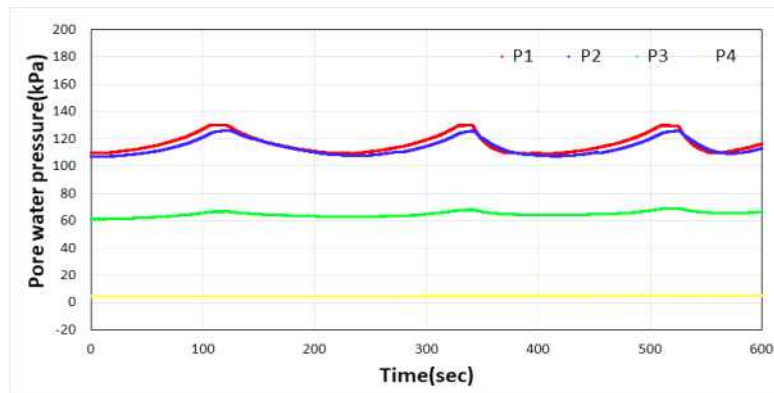


(b) 침윤선 변화추이

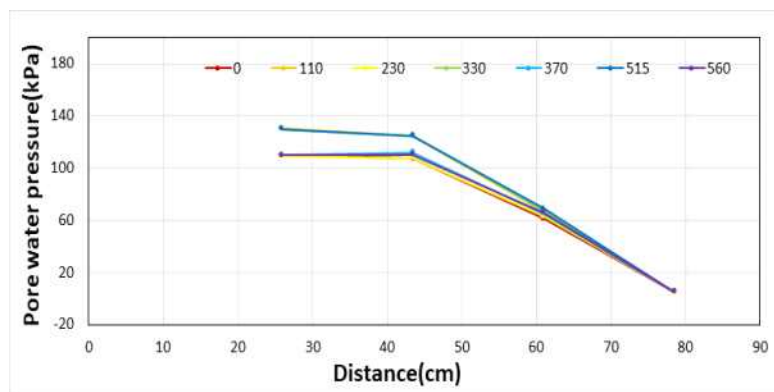
[그림 4.43] 복통C 저부에의 간극수압 시간이력 및 침윤선 변화 추이(0.10mm/sec)

그림 4.44, 그림 4.45는 Case 2 (수위승강속도 0.63mm/sec 조건)의 복통(A~C) 저부에서 측정된 간극수압(P1~P12)의 시간이력과 시간에 따른 침윤선 변화추이를 나타낸다. 파손부가 존재하는 복통A 저부의 간극수압(P1~P4) 및 시간에 따른 침윤선 변화추이를 그림 52에서 살펴보면, 상류사면측의 간극수압(P1, P2)은 저수위와 연동하고 있지만 저수위의 승강 및 하강 속도가 상대적으로 빠르기 때문에 상류사면의 중앙부에 위한 간극수압(P2)이 지연되어 발현하고 있는 것을 확인할 수 있다.

코어부(P3)의 간극수압 역시 시간경과에 따른 침윤선 상승은 미미하지만 간극수압 자체가 승강속도가 낮은 Case 1의 최종 간극수압과 거의 일치하고 있는데 이는 Case 1의 모형실험 후 시험이 진행되었기 때문으로 판단되며, 이 모형실험이 별도로 진행되었으며 Case 1과 동일하게 간극수압이 상승되었을 것으로 사료된다. 그림에도 불구하고 저수위와 연동하는 경향을 Case 1의 경우보다 뚜렷이 나타내고 있음을 볼 수 있다. 하류사면측의 간극수압(P4)은 큰 변화가 없는 것으로 나타났다. 저수위의 승강속도가 빠르면 복통의 파손부위를 통해 침투한 간극수압이 진동효과를 발휘할 수 있기 때문에 댐체의 안전성에 보다 큰 악영향을 미칠 수 있다.



(a) 간극수압

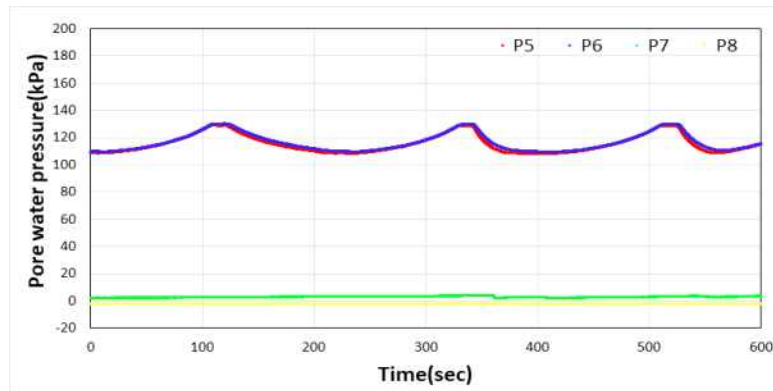


(b) 침윤선 변화추이

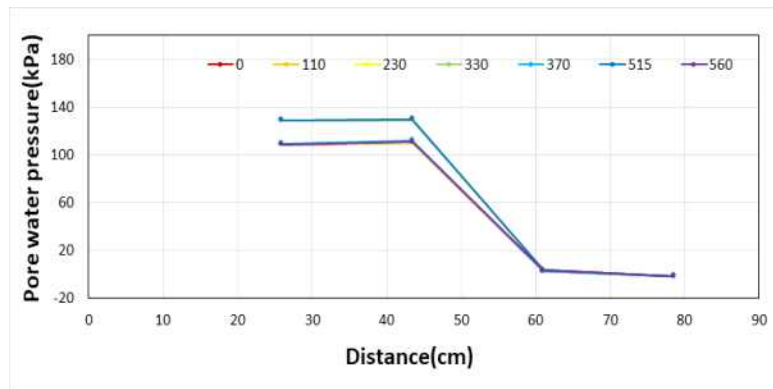
[그림 4.44] 복통A 저부에서의 간극수압 시간이력 및 침윤선 변화 추이(0.63mm/sec)

파손 부위를 보강부재(ECS패널 등)로 보수한 복통B 저부의 간극수압(P5~P8) 및 시간에 따른 침윤선 변화추이를 그림 4.45에 나타내었다.

상류사면측의 간극수압(P5, P6)은 저수위와 연동하여 간극수압이 변화하고 있으나 코어부(P7)의 간극수압은 보수효과로 인하여 큰 변화가 없었으며, 하류사면측의 간극수압(P8) 역시 큰 변화가 없는 것으로 나타났다. 복통 파손부위를 보강부재(ECS패널 등)로 보수할 경우 그 효과를 나타내는 것으로 볼 수 있다.



(a) 간극수압

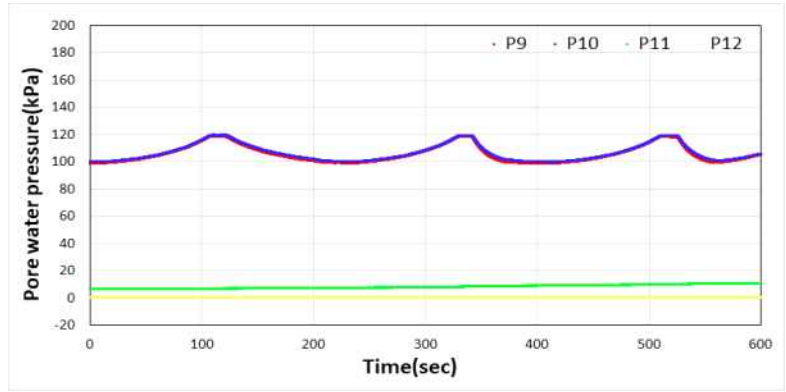


(b) 침윤선 변화추이

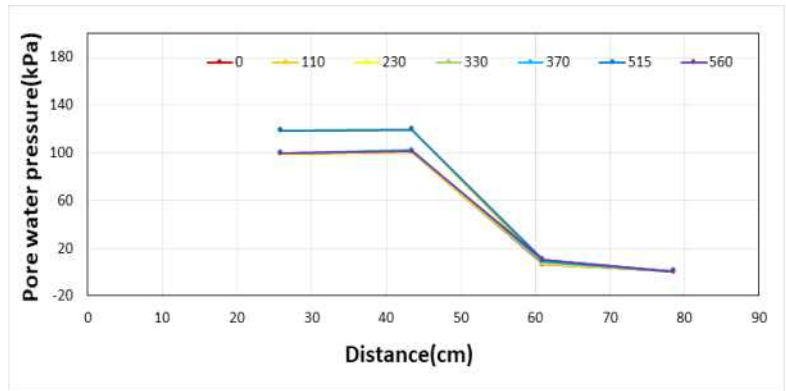
[그림 4.45] 복통B 저부에의 간극수압 시간이력 및 침윤선 변화 추이(0.63mm/sec)

그림 4.46은 보강부재(ECS패널 등) 보수 +반전공법을 적용한 복통C 저부의 간극수압(P9~P12) 및 시간에 따른 침윤선 변화추이를 나타낸다.

상류사면측의 간극수압(P9, P10)은 저수위와 연동하나 다소의 지연 현상이 나타나며 코어부(P11) 및 하류사면측의 간극수압은 보수 및 보강 효과로 인하여 큰 변화가 없는 것으로 나타났다.



(a) 간극수압



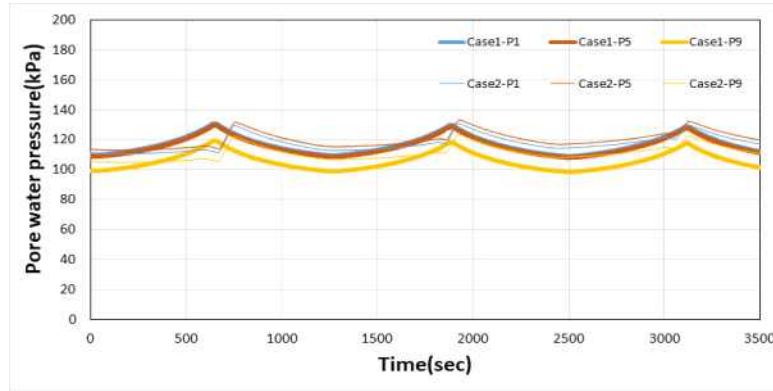
(b) 침윤선 변화추이

[그림 4.46] 복통C 저부에서의 간극수압 시간이력 및 침윤선 변화 추이(0.63mm/sec)

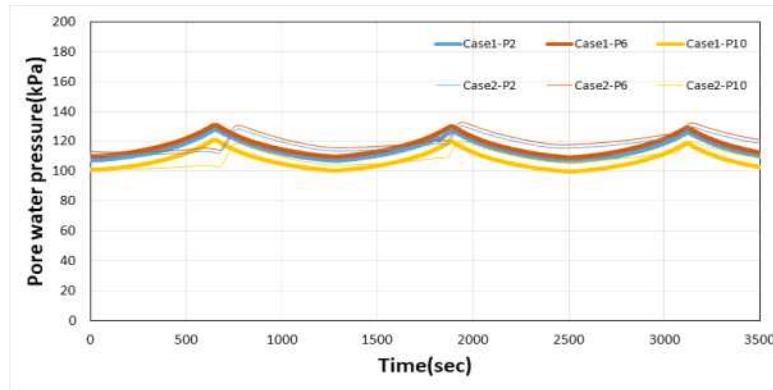
(2) 저수지 제체 밀도에 따른 간극수압

그림 4.47, 그림 4.48는 두 Case의 상류측 각 위치에서의 간극수압 변화를 나타낸 것으로 전체적으로 저수위가 상승함에 따라서 간극수압이 상승하고 수위가 일정하게 유지되면 간극수압도 일정하게 유지되며 저수위가 하강하면 간극수압도 하강하는데 이는 상류측 제체가 사질토로 구성되어 간극수압이 상대적으로 저수위 의존성 경향이 뚜렷함에 따른 것이다.

그림 4.47은 Case 1(0.10mm/sec)의 수위승강에 따른 상류측 각 위치에 간극수압의 계측결과를 나타내며, 표 4.9는 각 위치에서 측정된 간극수압 최대값을 나타내는데 두 Case 모두 유사한 결과를 보여주고 있다. 이는 Case 1-1의 습윤밀도(1.78)가 Case 1-2(1.99)에 비해 작지만 상류측 사면 완전포화상태에서 낮은 수위변화속도에 미치는 영향은 미미함을 의미한다.



(a) 상류 1



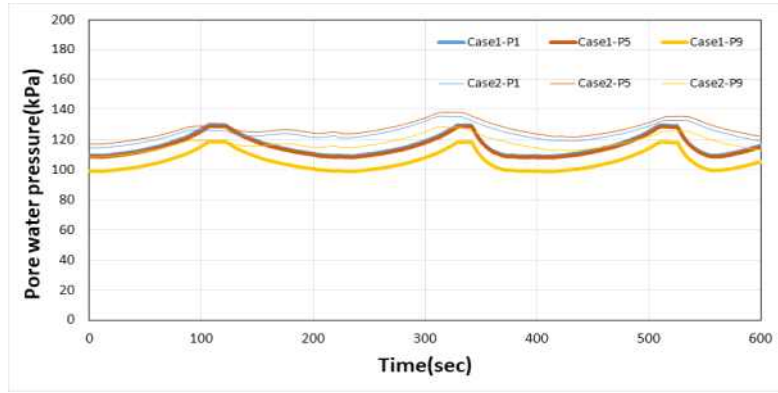
(b) 상류 2

[그림 4.47] 시간에 따른 상류측의 간극수압(0.10mm/sec)

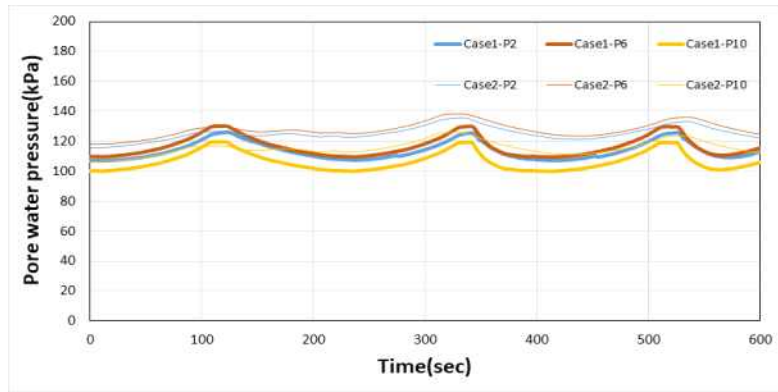
[표 4.9] 각 위치에서 측정된 간극수압 최대값(단위: kPa)

구분	P1	P2	P5	P6	P9	P10
Case 1-1	131.3	128.1	130.3	131.3	119.6	121.2
Case 1-2	131.1	130.3	133.4	132.9	123.7	120.5

그림 4.48는 Case 2 (0.63mm/sec)의 수위승강에 따른 상류측 각 위치에 간극수압의 측정결과를 나타내며, 표 4.10은 각 위치에서 측정된 간극수압 최대값을 나타낸다. 표 12에서 살펴보면 Case 2-2의 측정결과가 Case 2-1 보다 전체적으로 크게 나타났는데 빠른 수위승강 속도에서 상류측 제체의 습윤밀도가 간극수압에 영향을 미치고 있음을 보여준다.



(a) 상류 1



(b) 상류 2

[그림 4.48] 시간에 따른 상류층의 간극수압(0.63mm/sec)

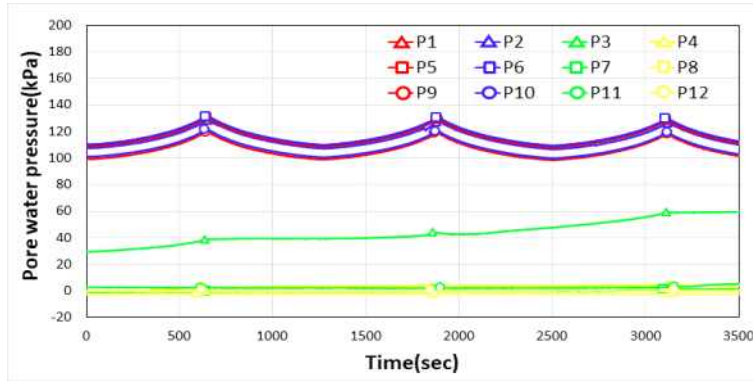
[표 4.10] 각 위치에서 측정된 간극수압 최대값(단위: kPa)

구분	P1	P2	P5	P6	P9	P10
Case 2-1	130.3	126.2	129.2	130.3	118.9	119.8
Case 2-2	135.8	135.8	138.5	138.4	128.6	126.0

(3) 저수위 변화속도에 따른 간극수압

그림 4.49는 Case 1(0.10mm/sec)의 수위승강 시 저수지 모형의 저부에 측정된 각 간극수압계 (P1~P12)의 시간이력을 나타낸 것으로, 상류층 간극수압은 저수위의 상승 및 하강에 따라 수압이 증감 경향이 뚜렷하고, P3을 제외하고 코어 및 하류층 간극수압은 변화가 미미함을 볼 수 있다.

상류층의 간극수압이 코어와 하류층에 비해 크게 나타났는데 투수성이 높은 사질토의 간극수압이 투수성이 낮은 코어의 간극수압보다 수위변화에 더 민감하게 반응한다는 것을 알 수 있다.



[그림 4.49] Case 1의 간극수압계 시간이력(0.10mm/sec)

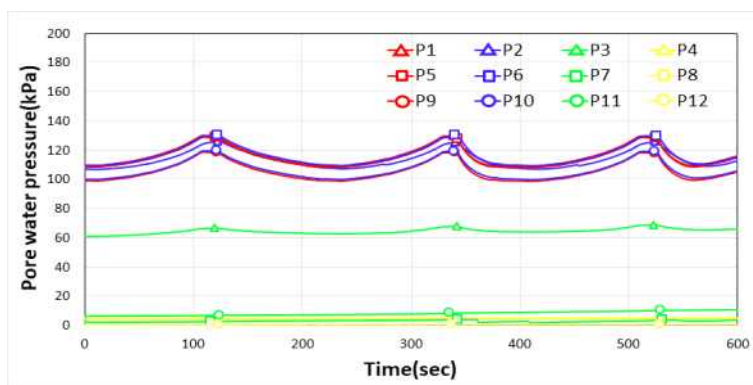
[표 4.11] 각 위치에서 측정된 간극수압 Peak값(단위: kPa)

P1	131.3	P2	128.1	P3	50.1	P4	4.3
P5	130.3	P6	131.3	P7	0.1	P8	-1.8
P9	119.6	P10	121.2	P11	2.9	P12	0.4

그림 4.50은 Case 2의 수위상승 및 하강 속도가 0.63mm/sec일 때 저수지모형의 저부에 측정된 각 간극수압계(P1~P12)의 시간이력을 나타낸다.

계측결과는 모든 경우 저수위가 상승에 따라 간극수압이 증가하고 수위가 일정하게 유지되면 간극수압도 일정하게 유지되며 저수위가 하강하면 간극수압도 감소한다. 실험 전후 간극수압의 수위차를 볼 수 있는데 코어와 하류측의 간극수압은 실제보다 크게 나타났다. 이는 실험에서 저수위가 빠른 속도로 급상승 및 급하강 때문에 상류측의 빠른 수압 변화에 의해 파손된 복통에서 물이 하류측으로 유출해서 간극수압이 증가한 것으로 판단된다.

표 4.12에서 각 위치의 Peak값은 느린 수위속도(0.10mm/sec)와 유사한 경향을 보이고 있다.

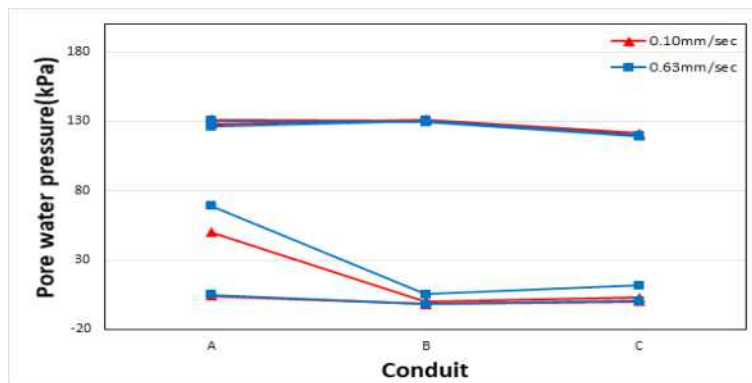


[그림 4.50] Case 1의 각 간극수압계 시간이력(0.63mm/sec)

[표 4.12] 각 위치에서 측정된 간극수압 Peak값(단위: kPa)

P1	130.3	P2	126.2	P3	68.9	P4	5.1
P5	129.2	P6	130.3	P7	5.5	P8	-1.6
P9	118.9	P10	119.8	P11	11.8	P12	0.8

그림 4.51은 Case 1의 간극수압 값을 복통 A(파손), B(보수), C(보강)에 따라 비교한 그래프로서 느린 속도의 비해 빠른 속도에서 동일한 위치의 간극수압이 전체적으로 크게 나타났다. 이는 수위승강 속도가 간극수압에 영향을 미칠 수 있음을 의미한다.



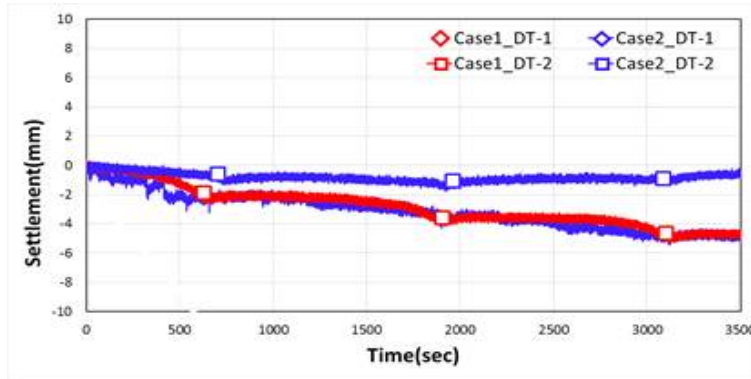
[그림 4.51] Case 1의 복통 상태(파손, 보수, 보강)에 따른 간극수압 최대값 비교

(4) 저수위 승강 속도에 따른 침하량

저수위 승강 속도에 따른 제체의 침하 양상을 파악하기 위해 제체를 보강하지 않은 경우(Case 1-1)와 보강한 경우(Case 1-2) 등 두 가지 Case를 대상으로 제체 정상부와 하류사면 측에 각 2개씩 총 4개의 LVDT를 설치하여 침하를 측정하였다. 이 중 Case 3(무보강)에 설치된 DT-1과 DT-2에서 측정된 침하량을 그림 4.52와 그림 4.53에 도시 하였다.

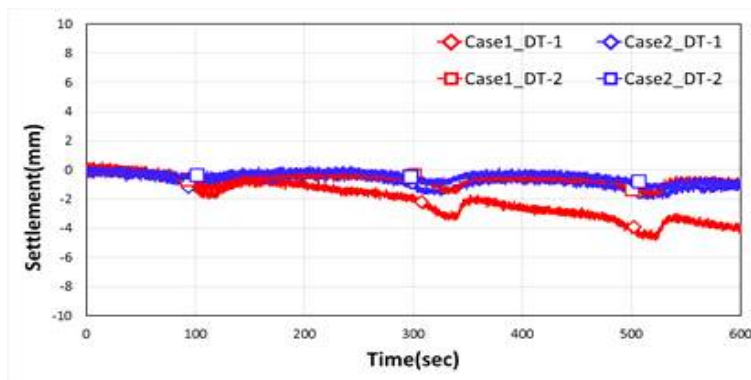
그림 4.52는 0.10mm/sec 수위승강 실험 동안 저수지 정상부와 하류사면 측에 발생한 침하량을 나타낸 것으로, 저수위의 상승에 따라 침하량이 증가하고, 저수위가 하강과 동시에 침하가 또 다시 증가하는 경향을 확인할 수 있다.

Case 1-1 및 1-2에서 제체 정상부의 침하량이 하류의 비해 약 1.5배 크게 발생하였고, 다짐도가 낮은 제체에서 다짐도가 높은 제체보다 침하량이 뚜렷하게 나타났는데 이는 다짐도가 높아 질수록 간극비가 감소되어 제체가 밀실 함에 따라 상대적으로 침하량이 작게 발생 된 것으로 판단된다.



[그림 4.52] 시간에 따른 침하량(0.10mm/sec)

그림 4.53은 Case 2(0.63mm/sec)의 수위승강 시 저수지 정상부와 하류사면 측에 발생한 침하량을 나타낸 것으로서 측정 결과로부터 모든 경우에서 느린 수위승강속도(0.10mm/sec)와 유사한 경향이 나타났다. 두 Case에서 제정 정상부의 침하량이 하류의 비해 약 1.7배 크게 발생하였고, 다짐도가 낮은 Case 2-1이 다짐도가 높은 Case 2-2보다 침하량이 크게 나타났다.



<그림 4.53> 시간에 따른 침하량(0.63mm/sec)

수위 상승 시 침하가 증가하는 원인을 살펴보면, 급상승 시는 투수계수가 작은 코어 때문에 수위가 급상승하고 대부분 수(水)하중으로 작용하여 침하가 크게 발생하는 반면 느린 수위변화 속도의 경우는 상승한 수위의 많은 부분이 간극수압으로 작용하게 되어 변형에 영향을 미치는 유효응력이 작아져서 침하가 상대적으로 작게 발생한 것으로 판단된다.

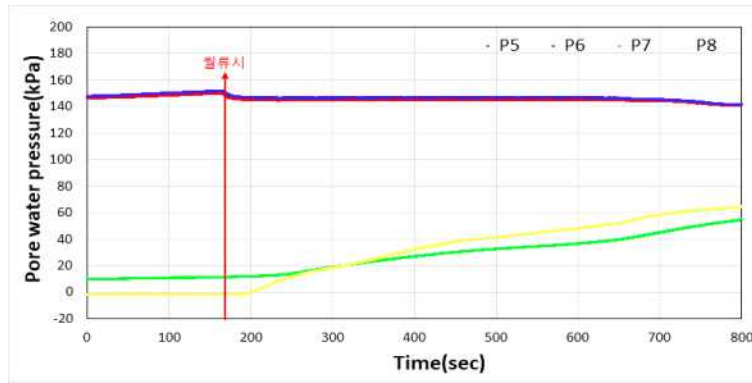
나. 월류실험

(1) 월류 속도에 따른 간극수압

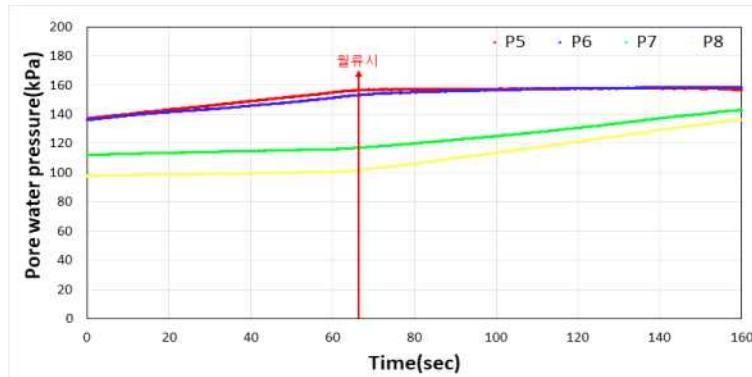
월류시험은 월류조건을 만족하도록 하는 수위 공급 장치가 없기 때문에 스페이서를 이용하여 수위를 월류심 2cm를 유지하도록 하다가 저수량이 부족하면 스페이서를 상승 후 저수량이 확보되면 다시 하강 시켜 월류심을 유지하도록 반복하는 방법을 적용하였다.

그림 4.54, 그림 4.55는 월류실험에서 수위상승으로 인해 발생된 간극수압을 나타낸 것이다. 두 Case의 상류측에 설치한 P5, P6의 경우 저수위가 월류수위까지 도달하기 전은 간극수압이 증가하고 Case 1에 비해 Case 2의 증가속도가 더 빠르게 나타났다. 월류 시 두 Case의 간극수

압이 일정하게 유지되는 경향을 보이고 있는 반면, P7 및 P8의 경우 월류 후의 간극수압은 월류로 인하여 하류 측에 침투가 발생하면 간극수압도 증가하는 현상을 보이고 있으며 그 상승 속도는 Case 2에 비해 Case 1의 경우에서 더 빠르게 나타나고 있는데 이는 월류속도가 빠르면 표면을 따라 유출되는 월류수가 많아 토사유출에 의한 침식피해의 가능성이 큰 반면 월류속도가 느리게 되면 하류체로 침투하는 월류수로 인하여 침윤성이 급속히 증가하게 되어 사면안정성에 악영향을 미칠 수 있는 가능성이 높다진다고 추론할 수 있다.



[그림 4.54] 시간에 따른 중앙위치의 간극수압(0.10mm/sec)

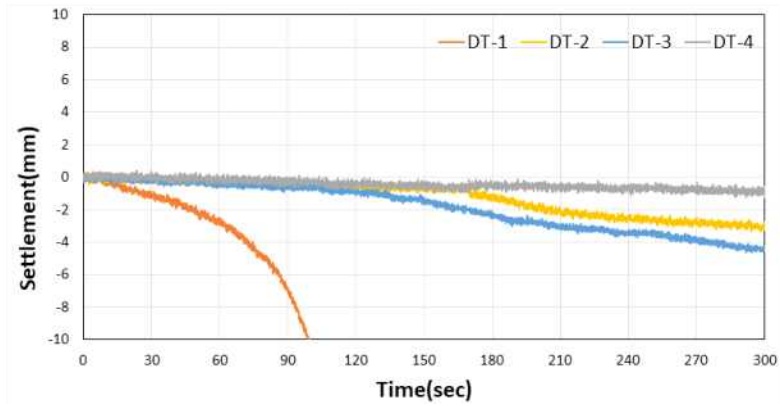


[그림 4.55] 시간에 따른 중앙위치의 간극수압(0.63mm/sec)

(2) 월류 속도에 따른 침하량

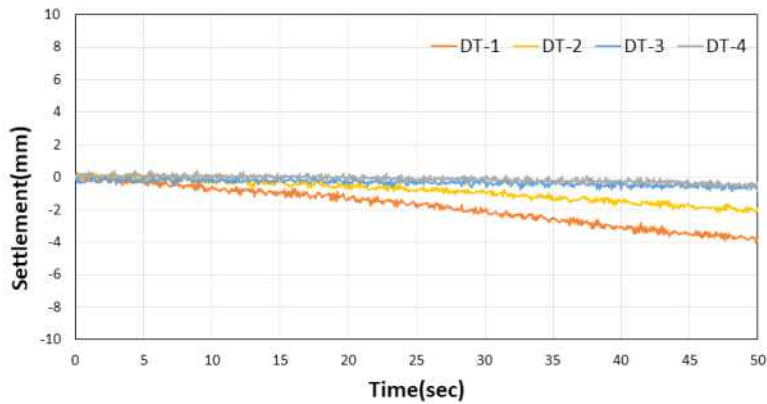
그림 4.56은 0.10mm/sec의 월류 속도에 따른 제체 및 하류사면 침하량을 나타낸 것으로 DT-1은 무보강한 제체 정상부, DT-2는 무보강한 하류사면 1/2지점, DT-3은 보강한 제체 정상부, DT-4는 보강한 하류사면 1/2지점에 설치한 변위계의 계측 기록을 나타낸다.

월류가 진행됨에 따라 제체의 유실이 진행되고 약 15초에서 DT-1지점에서의 급격한 제체의 붕괴가 발생됨을 확인하였고, 약 150초 후에는 DT-2지점의 사면에서 급격한 침하가 발생하였음을 볼 수 있었다.



[그림 4.56] 시간에 따른 침하량(0.10mm/sec)

그림 4.57은 월류 0.63mm/sec속도에 따른 제체 및 하류사면 변형의 계측 기록으로서 DT-1은 무보강한 제체 정상부, DT-2는 무보강한 하류사면 1/2지점, DT-3은 보강한 제체 정상부, DT-4는 보강한 하류사면 1/2지점에 설치한 변위계의 계측 기록을 나타낸다. 월류가 진행됨에 따라 제체의 유실이 진행되고 약 5초부터 DT-1 및 DT-2에서 지반 침하가 증가하고 있음을 확인할 수 있다.



[그림 4.57] 시간에 따른 침하량(0.63mm/sec)

표 4.13에 나타낸 바와 같이, 0.10mm/sec의 경우 DT-1은 DT-3에 비해 2배 이상, DT-2는 DT-4에 비해 침하량이 약 3배 크게 발생하였다. 0.63mm/sec의 경우에는 DT-3 및 DT-4는 1mm 이하의 미세한 변형이 기록되었으나 제체에 문제를 일으킬 정도의 큰 변형이라고는 볼 수 없다.

[표 4.13] 각 위치에서 측정된 침하 Peak값(단위:mm)

월류속도							
0.10 mm/sec				0.63 mm/sec			
DT-1	> 10.0	DT-2	3.3	DT-1	4.0	DT-2	2.2
DT-3	4.5	DT-4	1.2	DT-3	0.9	DT-4	0.7

제체 월류 시 보강을 하지 않았을 경우 제체의 하류사면이 거의 붕괴되나 보강한 경우 침식이 발생하지 않는 것으로 나타나 제체 표면 보강은 저수지 월류 시 제체 보호에 효과가 있는 것으로 판단된다.

3. 목표 달성도 및 관련 분야 기여도

3-1. 목표

- 농업용저수지 붕괴원인 및 붕괴방지 기술 분석
 - 국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석
 - 농업용저수지 제체 취약부 분석
 - 농업용저수지 붕괴원인 분석, 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술분석
- 농업용저수지 월류 및 내부침식 붕괴방지 기술 개발
 - 농업용저수지 제체 월류 및 내부침식 모형실험
 - 농업용저수지 월류 및 내부침식 제체 거동 특성 규명
 - 모형실험 및 대형실험을 통한 제체보호기술 적용 및 개발
 - 제체 보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석
 - 수치해석을 통한 월류·내부침식 붕괴방지를 위한 제체보호기술 검증

3-2. 목표 달성여부

구 분	세부연구목표	달성도 (%)	연구개발 수행내용
2018년 (1차년도)	저수지 제체 주요 붕괴 원인 및 붕괴 방지 기술 분석	100	○농업용저수지 제체 주요 붕괴 원인 분석 -농업용저수지 통계 및 안전진단 현황 조사 -국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석 -댐 붕괴원인 및 제체 취약부 분석 -저수지 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술 분석
	월류 및 내부침식 제체 거동특성 규명	100	○저수지 월류 및 내부침식 제체 거동 특성 규명 -월류 및 내부침식 등 실내모형실험 계획 수립 -월류 및 내부침식 제체 모형실험 -월류 등으로 인한 붕괴시 간극수압, 토압 계측 -월류 및 내부침식 제체 변형 및 파괴형상 분석

2019년 (2차년도)	저수지 제체 보호기술 분석 및 수치해석을 통한 효과분석	100	○월류대책 수립을 위한 농업용저수지 홍수특성 분석 -농업용저수지 규모별 홍수유입량 분석 -농업용저수지 홍수지체 및 저류 특성분석 ○저수지 제체 보호기술 조사 및 분석 -저수지 제체 월류 및 내부침식 보호기술 조사분석 -저수지 붕괴방지를 위한 비구조적 대책 수집분석 ○제체 보호기술 수치해석 분석 및 평가 -수치해석 프로그램을 이용한 제체 보호기술 분석 -제체 보호기술별 수치해석·모형실험 결과 분석 -수치해석을 이용한 보호기술 개선방안 분석
	저수지 제체 월류 및 내부침식 보호기술 모형실험	100	○저수지 제체 월류 보호기술 모형실험 -월류유도 구간 및 월류유도 여수로 설치 모형실험 -간극수압, 토압 등 계측을 통한 붕괴거동 분석 -보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석 ○저수지 제체 내부침식 보호기술 모형실험 -하류부 드레인, 복통보강기술 모형실험 -간극수압, 토압 등 계측을 통한 붕괴거동 분석 -보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석
2020년 (3차년도)	농업용저수지 제체 보호기술 및 수치해석 방안	100	○농업용저수지 정밀안전진단 결과 분석 ○농업용저수지 내부침식 수치해석 방안 ○농업용저수지 제체 붕괴 방지 방안
	월류 유도수로 및 제체의 동적 거동 분석	100	○월류 유도수로 모델링 기법 개발 ○원심모형실험에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 취약성 평가 ○수치해석에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 거동 특성 평가
	저수지 제체의 내부침식 방지 및 내진성능평가	100	○저수지 제체 내부 침식 방지를 위한 모형실험 ○저수지 제체 보호기술 개발 보완 모형실험 ○저수지 제체 보호기술 내진성능 평가
	월류 유도수로 설계기술	100	○농업용저수지 여수로 및 취수시설 분석 ○농업용저수지 홍수량 특성 분석 ○제체붕괴 방지를 위한 월류 유도수로 설계기술 개발

3-3. 목표 미달성 시 원인(사유) 및 차후대책(후속연구의 필요성 등)

<해당사항 없음>

4. 연구결과의 활용 계획 등

- 농업용저수지 피해사례, 붕괴원인 분석을 통하여 제체붕괴 형태 및 취약부 위치를 파악 할 수 있음
- 농업용저수지 복통의 파괴에 따른 침윤선의 변화, 복통 파괴 주변의 영향범위 및 내부침식 수치해석을 통하여 농업기반시설물 관리에 유용하게 이용될 것으로 판단됨
- 농업용저수지 붕괴시 거동 및 변형 특성 분석을 통하여 안전진단 및 안전점검시 취약부 점검자료로 활용 가능성이 높을 것으로 판단됨
- 물리 모형실험을 통한 저수지 붕괴시 구조물의 거동, 변형 특성 등을 합리적으로 평가하여 국내 농업용저수지의 취약부 분석에 활용 될 것으로 기대됨
- 농업용저수지 제체 특성에 맞는 월류 및 내부침식에 의한 보강방법 개발을 통해 농업기반 시설의 효율적이고 체계적인 관리에 활용 될 수 있는 기술임
- 기상이변, 각종재해로 인한 피해저감 대책 수립 및 사전 예방으로 재해 대처 능력 향상에 활용 될 것으로 판단됨
- 월류시 저수지 제체의 보호공법, 내부침식 방지를 위한 저수지 하류사면의 보수보강방법, 월류 유도수로 설치시 제체붕괴 억제 성능평가를 통해 농업기반시설물이 안정성을 향상 시킬 수 있을 것으로 판단됨
- 노후화된 저수지의 보강방법을 통하여, 중소규모 저수지에 적합한 리모델링 방법과 정밀안전진단 방법 개선 등 농업용 저수지의 안정성 평가에 직접 활용될 것으로 기대됨
- 농업용저수지 제체 특성에 맞는 월류 및 내부침식에 의한 보강방법을 통한 농업기반시설의 효율적이고 체계적인 관리에 활용 될 것으로 판단됨

5. 참고문헌

1. 국민안전처, 자연재해 예측 및 저감 연구개발사업, 2018, 저수지 정량적 위험도 분석 및 보수보강 우선순위 평가기술 개발.
2. 김범주, 김용성, 신동훈, 2005, 화강편마암 댐 축조재료의 전단강도 및 일차원 압축특성, 한국지반공학회 논문집, Vol.21, No.7, pp.31-42.
3. 김수일, 2001, 기존 시설물에 대한 내진성 평가기법 개발(댐), 연세대학교.
4. 김영익 외, 2011, 저수지 월류시 여수토 접속부 세굴에 따른 붕괴현상의 실험적 연구.
5. 김영익, 연규석, 김기성, 정종우, 김용성, 2011, 저수지 월류 시 여수토 접속부 세굴에 따른 붕괴 현상의 실험적 연구, 한국농공학회 논문집, Vol.53, No.2, pp.27-33.
6. 김영익, 이익상, 최돈환, 임은상, 김용성, 2010, 차수매트 포설 범위에 따른 저수지 월류시 거동 특성, 한국농공학회 논문집, Vol. 52, No. 2, pp. 59~66.
7. 김영익, 이익상, 최돈환, 임은상, 김용성, 2010, 차수매트 포설범위에 따른 저수지 월류시 거동 특성, 한국농공학회 논문집, Vol.52, No.2, pp.59-66.
8. 김용성, 2006, Dynamic Analysis of Sand-Clay Layered Ground Considering Viscous Effect of Clay, 한국농공학회 논문집, Vol.48, No.7, pp.45-52.
9. 김용성, 2006, 모형실험에 의한 콘크리트 표면차수벽형 석괴댐의 주응력비 특성 분석, 한국농공학회논문집, Vol.48, No.4, pp.33-40.
10. 김용성, 2006, 점성토의 진동삼축시험시 대변형률영역에서의 주파수 의존성, 한국농공학회 논문집, Vol.48, No.5, pp.65-73.
11. 김용성, 2006, 표준간극비를 이용한 콘크리트 표면차수벽형 석괴댐 축조재료의 다짐 관리, 한국농공학회 논문집, Vol.48, No.4. pp.59-66.
12. 김용성, 2011, 점성토의 점탄성 특성을 고려한 층상지반의 지진응답특성, 한국농공학회 논문집, Vol.53, No.3, pp.19-26.
13. 김용성, 김범주, 신동훈, 박한규, 2006, CFRD의 담수 후 침하 거동 예측, 대한토목학회 논문집, Vol.26, No.3, pp.209-218.
14. 김용성, 김범주, 오상은, 2012, 인공신경망기법을 이용한 중심차수벽형 석괴댐의 정부침하량 예측, 한국농공학회 논문집, Vol.54, No.4, pp.73-81.
15. 김용성, 서민우, 오상은, 2012, Cyclic Strength and Deformation Characteristics of Marine Cohesive Soil, 한국농공학회 논문집, Vol.54, No.3, pp.159-168.
16. 김진만 외, 2017, 파이핑에 의한 하천제방 붕괴 메커니즘 분석 및 대책공법평가, 한국건설기술연구원.
17. 김진만, 문인중, 2017. 파이핑에 의한 하천제방 붕괴 메카니즘 분석 및 대책공법 평가. 한국산학기술학회 논문지, Vol. 18, No. 3 pp. 600-608, DOI:http://doi.org/10.5762/KAIS.2017.18.3.600.
18. 김한일, 양학영, 김영목, 2017, 저수지 제체 내 배수통관의 누수로 인한 파이핑 분석, 대한토목학회논문집, Vol.37, No.5, pp.787-799.
19. 김한일, 2016, 통관구조물 누수에 의한 저수지 제방의 안정성 분석, 한밭대학교 석사학위논문.
20. 노재진, 이달원, 2014. 농업용저수지 월류시 제체와 여수토 접속부의 붕괴거동, 한국농공학

회 논문집, 56(1): 71-79.

21. 농림수산식품부, 한국농어촌공사, 2009, 공주 계룡지구 농업용저수지 독높임 사업 사전재해 영향성 검토서.
22. 농림축산식품부, 한국농어촌공사, 2013, 강우재현 원심모형실험을 이용한 방조제 안정성 검토 연구용역.
23. 농림축산식품부, 한국농어촌공사, 2018, 저수지 제체 지진진동 모형실험을 통한 내진 성능 평가 연구용역.
24. 농림부, 2002, 농업생산기반정비사업계획설계기준(필담편).
25. 농림축산식품부, 2016, 저수지(담) 재해예측 및 붕괴예경보를 위한 복합위험 기준연구.
26. 농림축산식품부, 한국농어촌공사, 2017, 농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수 보강공법 선정기술 개발.
27. 농림축산식품부, 한국농어촌공사, 2018, 농업기반시설물 피해유형별 응급대책공법 및 보수 보강공법 선정기술 개발(최종).
28. 農研機構農村工学研究所, ため池の低コストリニューアル工法.
29. 박성용, 장석현, 임현택, 김정면, 김용성, 2016, 동적원심모형실험에 의한 재개발 저수지의 동적 거동 특성, 한국농공학회 논문집, Vol.58, No.3, pp.91-100.
30. 박성용, 장석현, 임현택, 김정면, 김용성, 2016, 수치해석에 의한 노후저수지의 침투 및 동적거동, 한국농공학회 논문집, Vol.58, No.3, pp.81-90.
31. 박세훈, 문영일, 2007, 측수로형 여수로의 홍수배제능력증대를 위한 월류부 개축방안에 관한 연구, 한국방재학회 논문집, Vol. 7, No. 3, pp. 9~18.
32. 박재홍, 천명호, 한건연, 2008, 제방붕괴 모의를 위한 수치해석 모형의 적용, 수자원학회 논문집, Vol. 2008, No. 5, pp. 1639~1643.
33. 박한규, 서민우, 김용성, 임희대, 2005, 콘크리트 표면 차수벽형 석괴담의 축조 중 침하거동 특성 -대곡담을 중심으로-, 한국지반공학회 논문집, Vol.21, No.7, pp.91-105.
34. 서민우, 김용성, 2007, 초기 담수시 CFRD 거동 모사를 위한 원심모형실험, 한국지반공학회 논문집, Vol.23, No.10, pp.109-119.
35. 서민우, 김용성, 2010, 석괴담의 축조 중 내부 침하 거동 평가, 한국농공학회 논문집, Vol.52, No.4, pp.45-52.
36. 소방방재청, 재난안전기술개발기반구축사업, 2009, 차수매트를 이용한 저수지 월류시 제체 보호기법 개발.
37. 소방방재청, 재난안전기술개발기반구축사업, 2016. 재개발 저수지의 안전성 평가 및 차수보강공법 개발.
38. 松島健一, 2011, 地震・洪水に強いため池、堤防・水路護岸等の盛土補強技術の開発.
39. 수해방지기획단, 1999. 수해방지대책 보고서.
40. 신은철, 강정구, 김성환, 2010, 사면의 침식방지를 위한 토목섬유의 적용사례, 한국토목섬유학회 봄 학술발표회 논문집, Vol. 2010, No. 4, pp. 99~106.
41. 윤용선, 이재득, 김용성, 2013, Liquefaction Analysis at Multi-Layered Ground Considering Viscoplastic Effect of Clay, 한국농공학회 논문집, Vol.55, No.5, pp.59-69.
42. 이광술, 이달원, 이영학, 2016. 현장계측과 수치해석에 의한 농업용저수지 제체의 안정성 평가, 한국농공학회 논문집, 58(2): 31-44. doi:10.5389/ KSAE.2016.58.2.031.

43. 이달원, 2012, 월류에 의한 저수지 제체의 붕괴 거동.
44. 이달원, 2014, 농업용저수지 월류시 제체와 여수토 접촉부의 붕괴거동.
45. 이달원, 김용성, 2004, 농업 기반시설의 내진성능 평가기법 - 동적 수치해석 중심으로-, 한국농공학회 논문집, Vol.46, No.4, pp.75-84.
46. 이달원, 노재진, 2012, 월류에 의한 저수지 제체의 붕괴 거동, 충남대학교 농업과학연구, Vol. 39, No. 3, pp. 427~439.
47. 이달원, 노재진, 2014. Riprap으로 보강된 농업용 저수지 제체의 붕괴거동, 한국농공학회 논문집, 56(6): 63-73.
48. 이달원, 노재진, 2014. 지오텍스타일로 보강된 농업용 저수지 제체의 붕괴거동, 한국농공학회 논문집, 56(2): 59-64.
49. 이달원, 이영학, 2012, 농업용 저수지 둑 높이에 따른 제체의 공극수압 거동, 한국농공학회 논문집, Vol. 54, No. 3, pp. 11~17.
50. 이달원, 이영학, 2012. 농업용저수지 둑 높이에 따른 제체의 공극수압 거동, 한국농공학회 논문집, 54(3): 11-17.
51. 이시가키 시게나오, 연구석, 김용성, 2010, 재구성 점토의 반복전단강도 및 전단탄성계수의 재하주파수 의존성, 한국농공학회 논문집, Vol.52, No.3, pp.73-79.
52. 이영학, K. I. Tokida, 이달원, 2013. The safety evaluation reservoir due to heightening embankment in Korea. The 5th International Geotechnical Symposium- Incheo, 327-335.
53. 이영학, 이달원, 2017. 노후화된 농업용 저수지의 효율적인 리모델링 방법, 한국농공학회 논문집, 59(4): 43-52. doi:10.5389/KSAE.2017.59.4.043.
54. 이영학, 이달원, 2018. 필터간격을 고려한 농업용저수지 제체의 침투특성, 한국농공학회 논문집, 60(1): 1-10.
55. 이종태, 이상태, 2001, 하천제방의 붕괴양상의 실험적 연구-축조재료 및 다짐도, 한국수자원학회 논문집, Vol. 34, No. 2, pp. 155~167.
56. 이지원, 1996. 댐의 설계와 시공편람.
57. 이충원, 김용성, 2014, 계측자료를 이용한 중심코어형 석괴댐의 장기침하량 예측, 한국지반환경공학회 논문집, Vol.15, No.11, pp.21-27.
58. 이충원, 김용성, 2015, 시공 중 및 담수 후 계측데이터를 이용한 CFRD의 침하량 예측 연구, 한국지반환경공학회 논문집, Vol.16, No.2, pp.5-13.
59. 이충원, 김정면, 문용배, 김용성, 2014, 다짐시공이 불량한 증고 저수지 제체의 수위상승시 거동, 한국농공학회 논문집, Vol.56, No.6, pp.113-119.
60. 이충원, 맹영수, 김용성, 2014, 원심모형실험을 이용한 증고 저수지 제체의 거동 특성 연구, 한국방재학회 논문집, Vol.14, No.3, pp.151-161.
61. 이충원, 맹영수, 김용성, 2014, 지속적 수위변동 및 월류에 따른 저수지 제체의 거동 연구, 한국지반환경공학회 논문집, Vol.15, No.6, pp.41-48.
62. 이충원, 박성용, 김용성, 2014, 강우재현 원심모형실험에 적용하기 위한 수평변위 계측장치의 개발, 한국지반환경공학회 논문집, Vol.15, No.12, pp.71-77.
63. 이충원, 박성용, 김용성, 2014, 원심모형실험시 강우 재현을 위한 강우장치의 개발, 한국방재학회 논문집, Vol.14, No.6, pp.141-150.
64. 이충원, 박성용, 오현문, 김용성, 2015, 다짐시공이 불량한 증고 저수지 제체의 침투 및 동

- 적거동 해석, 한국농공학회 논문집, Vol.57, No.4, pp.85-99.
65. 이충원, 장동수, 박성용, 김기성, 김용성, 2013, 원심모형실험에 의한 수위상승시 필댐의 간극수압 거동 연구, 한국농공학회 논문집, Vol.55, No.2, pp.87-95.
 66. 이충원, 장동수, 박성용, 김용성, 2014, 수위상승속도에 따른 저수지 체체의 거동특성 연구, 한국방재학회 논문집, Vol.14, No.1, pp.155-165.
 67. 이충원, 장동수, 박성용, 김용성, 2014, 토목섬유 매트 파손이 방조제 내 준설성토에 미치는 영향, 한국방재학회 논문집, Vol.14, No.1, pp.145-154.
 68. 임은상, 서민우, 하익수, 김우구, 2005, 원심모형시험기를 이용한 댐수위 변화에 따른 댐체의 거동 모사, 대한토목학회 논문집, Vol. 25 No. 2, pp. 95~102.
 69. 장동수, 김용성, 추연욱, 임은상, 2013, 홍수로 인한 저수지 월류 시 체체보호기법, 한국방재학회 논문집, Vol.13, No.1, pp.191-198.
 70. 주요한, 여창건, 이승오, 2013, 흙댐 체체의 보강재 설치에 따른 월류 붕괴 지연효과, 대한토목학회 논문집, Vol. 33, No. 4, pp. 1377~1387.
 71. 최홍석, 류근준, 박세훈, 신철식, 2007, 측수로형 여수로의 세굴파괴에 대한 안전관리, 대한토목학회 학술대회, Vol. 2007, No. 10, pp. 3392~3395.
 72. 한국농어촌공사, 2007, 수리시설개보수사업 업무편람(저수지편).
 73. 한국농어촌공사, 2007, 충도저수지 비상대처계획(EAP).
 74. 한국농어촌공사, 2011, 농업생산기반시설 정밀안전진단실무 세부요령.
 75. 한국수자원공사, 2004. 기존댐의 재개발 사례연구.
 76. 한국연구재단, 기본연구지원사업, 2015, 구성모델을 이용한 저수지의 내진성능 평가 및 대책공법 개발.
 77. 한국연구재단, 일반연구자지원사업, 2012, 원심모형실험을 이용한 저수지 월류시 체체보호 공법 개발.
 78. (사)한국지반공학회, 2012, 댐 및 제방의 설계, 시공, 안전관리기술.
 79. 행정안전부, 2018, 저수지정량적 위험도 분석 및 보수보강 우선순위 평가기술 개발.
 80. 허경한, 장옥성, 2008. Piping현상 발생에 미치는 투수계수비와 침투유속의 영향에 대한 연구. 한국방재학회논문집, 제 8권 2호 pp. 129~138.
 81. Chapuis, R. P., and M. Aubertin, 2001. A simplified method to estimate saturated and unsaturated seepage through dikes under steady state conditions. Canadian Geotechnical Journal 38: 1321-1328.
 82. Chen, Q., and L. M. Zhang, 2006. Three-dimensional analysis of water infiltration into the Gouhou rock fill dam using saturated unsaturated seepage theory. Canadian Geotechnical Journal 43(5): 449-461. doi:10.1139 /T06-011.
 83. Chung-Won Lee, Yong-Seong Kim, Sung-Yong Park, 2016, Loss with Time of Dredged Sea Sand in Tidal Embankment Subjected to Sea Level Variation, Marine Georesources & Geotechnology, Vol.34. pp.97-105. (Taylor & Francis).
 84. Coleman, S. E., D. P. Andrews, and M. G. Grant Webby, 2002. Overtopping breaching of noncohesive homogeneous embankments. Journal of Hydraulic Engineering 128(9): 829-838.
 85. Costa, L. M., and E. E. Alonso, 2009. Predicting the behavior of an earth and rockfill dam under construction. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 135(7):

851-862.

86. Federal Emergency Management Agency(FEMA), 2011. Filter for embankment dams: Best practice for design and construction. U.S. Department of Homeland Security.
87. Federal Emergency Management Agency(FEMA), 2011. Filter for embankment dams: Best practice for design and construction. U.S. Department of Homeland Security.
88. Fell. R., Wan. C. F., Cyganiewiewicz. J., Foster. M., 2003, Time for development of erosion and piping in embankment dams, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 4, pp. 307~314, DOI:10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:4(307)
89. Foster, M. A., R. Fell, and M. Spannagle, 2000. The statistics of embankment dam failures and accidents. *Canadian Geotechnical Journal* 37(5): 1000-1024.
90. Foster. M., Fell. R, 2001, Assessing embankment dam filter that do not satisfy design criteria, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 127, No. 5, pp. 398~407
91. Foster. M., Fell. R., 1999, A framework for estimating the probability of failure of embankment dams by internal erosion and piping, School of civil and environmental engineering, University of New South Wales, UNICIV Rep, No. R~377
92. Foster. M., Fell. R., Spannagle. M., 2000, A method for assessing the relative likelihood of failure of embankment dams by piping, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 37, No. 5, pp. 1025~1061
93. Fread, D. L., 1977. The development and testing of dam-break flood forecasting model, *Proceeding of the dam-break flood routing workshop water resources council*
94. Garey A. Fox, Rachel G. Felice, Taber L. Midgley, Glenn V. Wilson, and Abdul-Sahib T. Al-Madhhachi, 2014. Laboratory soil piping and internal erosion experiment: evaluation of a soil piping model for low-compacted soils. *EARTH SURFACE PROCESSES AND LANDFORMS*. DOI:10.1002/esp.3508
95. HORI Toshikazu, 2005, *Damage of Small Earth Dams for Irrigation Induced by Heavy Rainfall*
96. ICOLD, 2011, *Small dams(Design, Surveillance and Rehabilitation)*
97. J.David Rogers etc, 2013, *The St. Francis Dam Failure*
98. Jung, H. S., 1989. An experimental study on piping failure of earth embankment. *Journal of Korean Geotechnical Society* 5(4): 17-26 (in Korean).
99. Kim, J. H., 2001. Analysis on embankment failure due to overflow. *Korea Environmental Industry and Technology Institute* 12(2): 97-107 (in Korean).
100. Kim, M. H., and D. W. Lee, 2009. Safety evaluation of reservoir embankment by instrument system. *Journal of the Korean Society of Agricultural Engineers* 51(6): 33-43 (in Korean).
101. Kim, Y. S., Seo, M. W., Lee, C. W., Kang, G. C., 2014, Deformation Characteristics During Construction and After Impoundment of the CFRD-Type Daegok Dam, Korea, *Engineering Geology*, Vol.178. pp.1-14. (Elsevier).
102. Korea Rural Community Corporation (KRC), 2011. The project of raising embankment of

agricultural reservoir. <http://www.ekr.or.kr>

103. Korean Society of Agricultural Engineers (KSAE), 2013. Rural resources, Magazine of the Korean Society of Agricultural Engineers 55(3): 5-50 (in korean).
104. Kumar, C., and P. Sreeja, 2012. Evaluation of selected equations for predicting scour at downstream of ski-jump spillway using laboratory and field data. *Engineering Geology* 129: 98-103.
105. Lauchlan, C. S., and B. W. Melville, 2001. Riprap protection at bridge piers. *Journal of Hydraulic Engineering* 127(5): 412-418.
106. Lee, C.W., Kim, Y.S., Yoon, Y.S., Chang, D.S., Choo, Y.W., Jung, M.C., 2015, Stability Study of a Tide Embankment Subjected to Sea Level Variations Using Centrifugal Model Tests, *Marine Georesources & Geotechnology*, Vol.33, No.5. pp.376-390. (Taylor & Francis).
107. Lee, Chung-Won, Kim, Yong-Seong, Park, Sung-Yong, Kim, Dong-Gyun, Heo, Gunn, 2017, The Behavior Characteristics of a Reservoir Levee Subjected to Increasing Water Levels, *Journal of Civil Engineering and Management*, Vol.23, No.1, pp.15-27. (Taylor & Francis).
108. Ministry of Land, Transport and Maritime Affairs (MLTM), 2011. The 4 major rivers restoration. <http://4rivers.go.kr>.
109. Min-Woo Seo, Ik Soo Ha, Yong-Seong Kim and Scott M. Olson, 2009, Behavior of Concrete Faced Rockfill Dams During Initial Impoundment, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.135, No.8, pp.1070-1081.
110. Paul W. Cleary, Mahesh Prakash, Stuart Mead, Vincent Lemiale, Geoff K. Robinson, Fanghong Ye, Sida Ouyang, Xinming Tang, 2015. A scenario-based risk framework for determining consequences of different failure modes of earth dams. *Nat Hazards*, 75:1489-1530 ,DOI 10.1007/s11069-014-1379-x
111. Raúl Flores-Berrones, F., Martín Ramírez-Reynaga, Emír José Macari, 2011. Internal Erosion and Rehabilitation of an Earth-Rock Dam. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* pp.151-160, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000371
112. Stephen E. Coleman, Darryl P. Andrews, and M. Grant Webby, 2002. Overtopping Breaching of Nonchhesive Homogeneous Embankments. *Journal of Hydraulic Engineering*. DOI:10.1061/(ASCE)0733-9429(2002) 128:9(829)
113. Sun. Y., Chang. H., Miao. Z., Zhong. D., 2012, Solution method of overtopping risk model for earth dams, *Safety Science*, Vol. 50, pp. 1906~1912
114. Tae-Hoon Kim and Yong-Seong Kim, 2011, Amplification Characteristics at Artificial Island Considering Viscoelastic Effects of Cohesive Soil, *Scientific Research and Essays*, Vol.6(4), pp.809-818.
115. Tae-Hoon Kim, Yong-Seong Kim, 2007, Unified Analysis of Liquefaction and the Ground Flow Phenomenon, *International Applied Mechanics*, Vol.43, No.8, pp.129-144.
116. United States Army Corps of Engineers (USACE), 2004. General design and construction considerations for earth and rock-fill dams. Appendix B. Filter design.
117. USBR Design of Small dams

118. Van Beek. V. M., A. Bezuijen, J. B. Sellmeijer, and F. B. J. Barends, 2014. Initiation of backward erosion piping in uniform sands. *Geotechnique*, DOI:[http://dx.doi.org.org /10.1680/geot.13.P.210](http://dx.doi.org.org/10.1680/geot.13.P.210)
119. Wang, G. S., C. H. Tan, M. S. Tsay, and H. C. Kao, 2013. 3-d seepage analysis of earth dam-case study of Pao-shan second reservoir in Taiwan. *International Society of Offshore and Polar Engineers (ISOPE)*.
120. Yarahmadi, N., S. R. Khodashenas, and S. Ansan, 2015. A comparison between two and three dimensional seepage analysis results in earth dams using SEEP/W and SEEP/3D (Case study: Shian and Khaan -Abad Dams). *Eco. Env. and Cons.* 21(1) : 585-592.
121. Yusuf A. Sharif, Mohamed Elkholy, M. Hanif Chaudhry, and Jasim Imran,, 2015. Experimental Study on the Piping Erosion Process in Earthen Embankments. *American Society of Civil Engineers*. DOI:10.106/(ASCE) HY. 1943-7900.0001019.

[별첨 1]

연구개발보고서 초록

과 제 명	(국문) 농업용 저수지 제체 붕괴 방지 기술 개발				
	(영문) Development of collapse prevention technology for agricultural dams				
주관연구기관	한국농어촌공사 농어촌연구원		주 관 연 구 책 임 자	(소속) 한국농어촌공사 농어촌연구원	
참 여 기 업	-			(성명) 허 준	
총연구개발비 (700,000천원)	계	700,000	총 연구 기간	2018. 04. 10. ~ 2020. 12. 31.(2년9월)	
	정부출연 연구개발비	700,000	총 참 연 구 원 수	총 인원	46
	기업부담금	-		내부인원	46
	연구기관부담금	-		외부인원	-
<p>○ 연구개발 목표 및 성과</p> <p>[연구개발 목표]</p> <ul style="list-style-type: none"> - 농업용 저수지 월류, 내부침식 모형실험을 통한 제체 변형 및 붕괴특성 분석 - 농업용 저수지 월류 및 내부침식에 의한 제체 붕괴방지 기술 개발 <p>[연구개발의 성과]</p> <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 붕괴원인 및 붕괴방지 기술분석 <ul style="list-style-type: none"> ● 국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석, ● 농업용저수지 제체 취약부 분석 ● 농업용저수지 붕괴원인 분석, 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술분석 - 농업용저수지 월류 및 내부침식 붕괴방지 기술 개발 <ul style="list-style-type: none"> ● 농업용저수지 제체 월류 및 내부침식 모형실험 ● 농업용저수지 월류 및 내부침식 제체 거동 특성 규명 ● 모형실험 및 대형실험을 통한 제체보호기술 적용 및 개발 ● 제체 보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석 ● 수치해석을 통한 월류·내부침식 붕괴방지를 위한 제체보호기술 검증 <p>○ 연구내용 및 결과</p> <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 붕괴원인 및 붕괴방지 기술 분석 - 농업용저수지 제체 취약부 제시, 월류 및 내부침식에 의한 붕괴 형태 - 월류시 저수지 제체의 보호공법 개발, 내부침식 방지를 위한 제체 하류사면의 보수보강 개발 - 월류 유도수로 설치시 제체붕괴 억제 성능평가 - 저수지 복통 누수에 의한 제체의 침투특성 및 붕괴방지 기술 개발 <p>○ 연구성과 활용실적 및 계획</p> <ul style="list-style-type: none"> - 농업용저수지 붕괴시 거동 및 변형 특성 분석을 통하여 안전진단 취약부 점검자료로 활용 - 물리 모형실험을 통한 저수지 붕괴시 구조물의 거동, 변형 특성 등을 합리적으로 평가하여 국내 농업용저수지의 취약부 분석에 활용 - 농업용저수지 제체 특성에 맞는 월류 및 내부침식에 의한 보강방법을 개발하여 농업기반시설의 효율적이고 체계적인 관리에 활용 - 기상이변, 각종재해로 인한 피해저감 대책 수립 및 사전 예방으로 재해 대처 능력 향상에 활용 					

[별첨 2]

자체평가의견서

1. 과제현황

		과제번호		320002-01	
사업구분	농업기반 및 재해대응 기술개발사업				
연구분야				과제구분	단위
사업명	농업기반 및 재해대응 기술개발사업				주관
총괄과제	기재하지 않음			총괄책임자	기재하지 않음
과제명	농업용 저수지 제체 붕괴 방지 기술 개발			과제유형	(기초,응용,개발)
연구기관	한국농어촌공사 농어촌연구원			연구책임자	허준
연구기간 연구비 (천원)	연차	기간	정부	민간	계
	1차연도	2018.04~2018.12	100,000	-	100,000
	2차연도	2019.01~2019.12	300,000	-	300,000
	3차연도	2020.01~2020.12	300,000	-	300,000
	4차연도	-	-	-	
	5차연도	-	-	-	
	계	2018.04~2020.12	700,000	-	700,000
참여기업	-				
상대국	-	상대국연구기관		-	

2. 평가일 : 2020. 12. 31

3. 평가자(연구책임자) :

소속	직위	성명
한국농어촌공사 농어촌연구원	주임전임연구원	허준

4. 평가자(연구책임자) 확인 :

본인은 평가대상 과제에 대한 연구결과에 대하여 객관적으로 기술하였으며, 공정하게 평가하였음을 확약하며, 본 자료가 전문가 및 전문기관 평가 시에 기초자료로 활용되기를 바랍니다.

확약	
----	---

I. 연구개발실적

※ 다음 각 평가항목에 따라 자체평가한 등급 및 실적을 간략하게 기술(200자 이내)

1. 연구개발결과의 우수성/창의성

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

저수지 제체 붕괴원인, 월류 및 내부 침식에 의한 붕괴형태와 함께 월류유도 수로 기술, 댐마루 및 하류사면 보호 기술, 복통 보강 기술 개발은 저수지 제체의 효율적인 보수보강 방안을 마련하였다. 이는 그동안 관리가 소홀했던 소규모 저수지에 대한 월류 및 내부침식에 의한 거동 규명, 저수지 제체 보수 보강 기술을 개발함으로써 향후 저수지 제체의 붕괴를 방지하기 위한 방안이 될 수 있을 것으로 판단된다.

2. 연구개발결과의 파급효과

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

국가적으로 농업생산기반시설 보수보강 예산투입에 한계가 있는 현실에서 저비용으로 농업용저수지의 안전확보를 위한 기술개발이 절실한 상황이며, 기후변화로 인한 집중호우, 태풍, 농업용저수지 노후화 등 다양한 요소를 고려하여 농업용저수지 안전확보를 위한 기술이 필요한 상황에서 본 과제의 기술을 통하여 농업용저수지 제체 현장에서 집중호우로 인한 저수지 월류 상황 및 내부침식으로 인한 저수지 붕괴 억제 방안으로 활용이 가능하다.

3. 연구개발결과에 대한 활용가능성

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

물리 모형실험을 통한 저수지 붕괴시 구조물의 거동, 변형 특성 등을 합리적으로 평가하여 국내 농업용저수지의 취약부 분석에 활용이 가능하며, 농업용저수지 붕괴시 거동 및 변형 특성 분석을 통하여 안전진단 및 안전점검시 취약부 점검자료로 활용이 가능할 것으로 기대된다. 농업용저수지 제체 특성에 맞는 월류 및 내부침식에 의한 보강방법을 통해 농업기반시설의 효율적이고 체계적인 관리에 활용이 가능하다.

4. 연구개발 수행노력의 성실도

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

최근의 기후변동성 증대, 빈번한 집중호우의 발생 등 재해환경의 변화와 맞물려, 오래전에 축조된 대다수 농업용 저수지의 노후화로 인하여 붕괴 및 피해가 발생할 가능성이 높아졌기 때문에 대책 마련의 필요성이 오래 전부터 제기되어 왔으며, 본 과제를 통하여 월류 및 내부침식에 의한 붕괴를 방지하기 위한 기술을 개발하였다.

5. 공개발표된 연구개발성과(논문, 지적소유권, 발표회 개최 등)

■ 등급 : (아주우수, 우수, 보통, 미흡, 불량)

[논문]

- 1) 논문명 : 노후화된 균일형 저수지 제체의 월류모형실험과 3차원 침투특성
- 게재연도 : 2019. 03.
- 저 자 : 이영학, 이태호, 이달원
- 학술지명 : 한국농공학회논문집 Vol.60, No.2, pp.13~23.
- 2) 논문명 : Model experiments for the reinforcement method of agricultural reservoirs by overtopping
- 게재연도 : 2020. 03.
- 저 자 : 이영학, 이달원, 허준, 류정현
- 학술지명 : Korean Journal of Agricultural Scienc Vol.47, No.1, pp.163~171.
- 3) 논문명 : An evaluation of a crushed stone filter and gabion retaining wall for reducing internal erosion of agricultural reservoirs
- 게재연도 : 2020. 09.
- 저 자 : 이영학, 이달원, 류정현, 김철한, 허준, 심재웅
- 학술지명 : Korean Journal of Agricultural Scienc Vol.47, No.3, pp.485~496.
- 4) 논문명 : Erosion behavior according to location of conduit cracks in agricultural reservoir
- 게재연도 : 2020. 12.
- 저 자 : 류정현, 허준, 심재웅, 김철한, 윤보라, 이영학, 이달원
- 학술지명 : 한국농공학회논문집 Vol.47, No.4, pp.1159~1168.
- 5) 논문명 : 지진계측 기록을 이용한 저수지 지진응답가속도 증폭 특성 분석
- 게재연도 : 2020. 12.
- 저 자 : 이무재, 김용성, 타망비백, 이승주, 이길용, 허준
- 학술지명 : 한국지반신소재학회 논문집 Vol.19, No.4, pp.51~63.

[지적소유권]

○ 특허출원

- 출원번호 : 10-2019-0167534
- 발명자 성명 : 김용성, 이달원, 조영권, 허준
- 발명의 명칭 : 저수지 제체의 복통 보수 공법

[수상내역]

1) 우수논문발표상

- 발표논문명 : 농업용 저수지 제당의 월류 및 내부침식 붕괴방지 기술
- 수상날짜 : 2019. 10. 11.
- 발표자 : 허준, 이태호, 조영권, 이달원
- 학술대회 : 2019년 한국농공학회 학술발표회

2) 우수논문발표상

- 발표논문명 : 강우 침투를 고려한 농업용 저수지 제체 제방의 안정성 평가
- 수상날짜 : 2020. 10. 16.
- 발표자 : 허준, 전상욱, 봉태호
- 학술대회 : 2020년 한국농공학회 학술발표회

3) 우수논문발표상

- 발표논문명 : 농업용저수지 제방의 지진 취약도 평가
- 수상날짜 : 2020. 10. 16.
- 발표자 : 허준, 전상욱, 허건, 양영진, 이백
- 학술대회 : 2020년 한국농공학회 학술발표회

II. 연구목표 달성도

세부연구목표 (연구계획서상의 목표)	비중 (%)	달성도 (%)	자체평가
저수지 제체 주요 붕괴 원인 및 붕괴 방지 기술 분석	10	100	○농업용저수지 통계 및 안전진단 현황 조사 실시 ○국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석, 댐 붕괴원인 및 제체 취약부 분석 수행 ○저수지 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술 분석 수행
월류 및 내부침식 제체 거동특성 규명	10	100	○월류 및 내부침식 제체 모형실험 수행 ○월류 등으로 인한 붕괴시 간극수압, 토압 분석 수행 ○월류 및 내부침식 제체 변형 및 파괴형상 분석
저수지 제체 보호기술 분석 및 수치해석을 통한 효과분석	20	100	○월류대책 수립을 위한 농업용저수지 홍수특성 분석 ○저수지 제체 월류 및 내부침식 보호기술 조사분석, 저수지 붕괴방지를 위한 비구조적 대책 수집분석 수행 ○수치해석 프로그램을 이용한 제체 보호기술 분석, 제체 보호기술별 수치해석·모형실험 결과 분석, 수치해석을 이용한 보호기술 개선방안 분석 수행

세부연구목표 (연구계획서상의 목표)	비중 (%)	달성도 (%)	자체평가
저수지 제체 월류 및 내부침식 보호 기술 모형실험	20	100	○월류유도 구간 및 월류유도 여 수로 설치 모형실험, 간극수압, 토압 등 계측을 통한 붕괴거동 분석, 보호기술 적용과 붕괴방 지효과 등 기술성능 분석 수행 ○저수지 제체 내부침식 보호기 술 모형실험 수행, 하류부 드 레인, 복통보강기술 모형실험, 계측을 통한 붕괴거동 분석 ○보호기술 적용과 붕괴방지효과 등 기술성능 분석
농업용저수지 제체 보호기술 및 수치 해석 방안	10	100	○농업용저수지 정밀안전진단 결 과 분석, 농업용저수지 내부침 식 수치해석 방안 수행
월류 유도수로 및 제체의 동적 거동 분석	10	100	○월류 유도수로 모델링 기법 개발 ○원심모형실험에 의한 월류 유 도수로 축조 제체의 동적 취약 성 평가 ○수치해석에 의한 월류 유도수 로 축조 제체의 동적 거동 특 성 평가
저수지 제체의 내부침식 방지 및 내 진성능평가	10	100	○저수지 제체 내부 침식 방지를 위한 모형실험 ○저수지 제체 보호기술 내진성 능 평가
월류 유도수로 설계기술	10	100	○농업용저수지 여수토 및 취수 시설 분석 ○농업용저수지 홍수량 특성 분 석 ○제체붕괴 방지를 위한 월류 유 도수로 설계기술 개발
합계	100점	100	

III. 종합의견

1. 연구개발결과에 대한 종합의견

소규모 저수지가 전국에 산재되어 있어 관리가 어렵고, 축조된 지 오래되어 재해의 위험에 노출되고 있기 때문에 종합적인 대책마련의 필요성이 오래 전부터 제기되어 왔으며, 본 연구기관은 본 과제를 통하여 농업용 저수지 제체의 월류 및 내부침식에 의한 붕괴를 방지하기 위한 기술을 개발하였다.

2. 평가시 고려할 사항 또는 요구사항

공공기관인 한국농어촌공사 농어촌연구원에서 농업용저수지에 대한 연구를 수행함에 있어 책임감과 의무감으로 연구를 수행하였으며, 최대한 신뢰성 있는 자료획득과 객관적이고 지속적으로 적용될 수 있는 저수지 붕괴 방지 기술을 개발하기 위해 최선의 노력을 하였

3. 연구결과의 활용방안 및 향후조치에 대한 의견

경제적이고 친환경적인 방법으로 저수지 월류시 제체 붕괴를 방지할 수 있는 제체보강기술로 활용이 가능할 것으로 기대된다. 환경변화에 대한 경제적 피해 사전 예방 및 복구 비용 절감이 가능하며, 각종 재해로 인한 피해저감 대책 수립 및 사전 예방으로 재해 대처 능력 향상에 활용이 가능할 것으로 판단된다.

IV. 보안성 검토

<해당사항 없음>

1. 연구책임자의 의견

본 연구개발 내용은 농업용 저수지 월류 및 내부침식에 의한 붕괴를 방지하기 위한 기술개발 과제로서, 보안성 필요에 해당하는 사항이 없음

2. 연구기관 자체의 검토결과

본 연구개발내용은 보안성 과제에 해당하는 사항이 없음

연구성과 활용계획서

1. 연구과제 개요

사업추진형태	<input type="checkbox"/> 자유응모과제 <input checked="" type="checkbox"/> 지정공모과제	분 야	농업기반 및 재해대응 기술개발	
연구과제명	농업용 저수지 제체 붕괴 방지 기술 개발			
주관연구기관	한국농어촌공사 농어촌연구원	주관연구책임자	허 준	
연구개발비	정부출연 연구개발비	기업부담금	연구기관부담금	총연구개발비
	700,000천원	-		700,000천원
연구개발기간	2018. 04. 10 ~ 2020. 12. 31			
주요활용유형	<input type="checkbox"/> 산업체이전 <input type="checkbox"/> 교육 및 지도 <input type="checkbox"/> 정책자료 <input checked="" type="checkbox"/> 기타(보수보강 설계) <input type="checkbox"/> 미활용 (사유:)			

2. 연구목표 대비 결과

당초목표	당초연구목표 대비 연구결과
① 저수지 제체 주요 붕괴 원인 및 붕괴 방지 기술 분석	○농업용저수지 통계 및 안전진단 현황 조사 ○국내외 댐 붕괴사례 조사 및 통계분석 ○댐 붕괴원인 및 제체 취약부 분석 ○저수지 제체 보호기술 및 붕괴방지 기술 분석
② 월류 및 내부침식 제체 거동특성 규명	○월류 및 내부침식 등 실내모형실험 계획 수립 ○월류 및 내부침식 제체 모형실험 ○월류 등으로 인한 붕괴시 간극수압, 토압 계측 ○월류 및 내부침식 제체 변형 및 파괴형상 분석
③ 저수지 제체 보호기술 분석 및 수치해석을 통한 효과 분석	○월류대책 수립을 위한 농업용저수지 홍수특성 분석 ○저수지 제체 보호기술 조사 및 분석 ○제체 보호기술 수치해석 분석 및 평가
④ 저수지 제체 월류 및 내부침식 보호기술 모형 실험	○저수지 제체 월류 보호기술 모형실험 ○저수지 제체 내부침식 보호기술 모형실험
⑤ 농업용 저수지 제체 보호기술 수치해석	○농업용저수지 정밀안전진단 결과 분석 ○농업용저수지 내부침식 수치해석 방안 ○농업용저수지 제체 붕괴 방지 방안
⑥ 월류 유도수로 및 제체의 동적 거동 분석	○월류 유도수로 모델링 기법 개발 ○원심모형실험에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 취약성 평가 ○수치해석에 의한 월류 유도수로 축조 제체의 동적 거동 특성 평가

⑦ 저수지 제체의 내부침식 방지 및 내진성능평가	○저수지 제체 내부 침식 방지를 위한 모형실험 ○저수지 제체 보호기술 개발 보완 모형실험 ○저수지 제체 보호기술 내진성능 평가
⑧ 월류 유도수로 설계 기술	○농업용저수지 여수토 및 취수시설 분석 ○농업용저수지 홍수량 특성 분석 ○제체붕괴 방지를 위한 월류 유도수로 설계기술 개발

3. 연구목표 대비 성과

성과 목표	사업화지표										연구기반지표									
	지식 재산권			기술 실시 (이전)		사업화					기술 인증	학술성과				교 육 지 도	인 력 양 성	정책 활용-홍보		기 타 (타 연 구 활 용 등)
	특 허 출 원	특 허 등 록	품 종 등 록	건 수	기 술 료	제 품 화	매 출 액	수 출 액	고 용 창 출	투 자 유 치		논문		학 술 발 표	정 책 활 용			홍 보 전 시		
												SCI	비 SCI						논 문 평 균 IF	
단위	건	건	건	건	백 만 원	백 만 원	백 만 원	백 만 원	명	백 만 원	건	건	건	건	명	건	건			
가중치	30	30											30	10						
최종목표	1	1									1	4		8	2					
연구기간내 달성실적	1	-									-	5		17	-					
달성율(%)	100	-									-	125		213	-					

4. 핵심기술

구분	핵심기술명
①	농업용 저수지 제체 붕괴 원인 분석
②	농업용 저수지 제체 월류 및 내부침식에 의한 붕괴 거동 분석
③	농업용 저수지 제체 보호기술 분석
④	농업용 저수지 제체 월류 및 내부침식 붕괴 방지 기술
⑤	농업용 저수지 제체 수치해석 기술
⑥	농업용 저수지 제체 월류유도수로 해석 기술
⑦	농업용 저수지 제체 내부침식 방지 기술
⑧	농업용 저수지 제체 월류유도수로 설계 기술

5. 연구결과별 기술적 수준

구분	핵심기술 수준					기술의 활용유형(복수표기 가능)				
	세계 최초	국내 최초	외국기술 복 제	외국기술 소화·흡수	외국기술 개선·개량	특허 출원	산업제이전 (상품화)	현장으로 해 결	정책 자료	기타
①의 기술		v								
②의 기술		v								
③의 기술		v								
④의 기술		v				v				
⑤의 기술		v								
⑥의 기술		v								
⑦의 기술		v								
⑧의 기술		v								

* 각 해당란에 v 표시

6. 각 연구결과별 구체적 활용계획

핵심기술명	핵심기술별 연구결과활용계획 및 기대효과
①의 기술	농업용저수지 붕괴시 거동 및 변형 특성 분석을 통하여 안전진단 및 안전점검시 취약부 점검자료로 활용
②의 기술	물리 모형실험을 통한 저수지 붕괴시 구조물의 거동, 변형 특성 등을 합리적으로 평가하여 국내 농업용저수지의 취약부 분석에 활용
③의 기술	수치해석적 안정성 검토의 정확도 제고를 통해 제체의 최적설계를 유도하여 지반구조물의 건설비용 절감에 활용
④의 기술	농업용저수지 제체 특성에 맞는 월류 및 내부침식에 의한 보강방법을 개발하여 농업기반시설의 효율적이고 체계적인 관리에 활용
⑤의 기술	노후화된 저수지의 단기 및 장기적인 보강방법 제시, 중소규모 저수지에 적합한 리모델링 방법 연구, 정밀안전진단 방법 개선 등 농업용 저수지의 안정성 평가에 활용
⑥의 기술	동적 원심모형실험과 수치해석을 이용하여 월류 유도수로 공법의 객관적인 신뢰성을 확보하고 동적 안전성 평가를 통해 내진 성능 향상에 활용
⑦의 기술	노후화된 저수지의 효율적인 리모델링시 기본 모델로서 현장적용이 가능하고 설계방법 개선, 재해저감 방안 등에 활용
⑧의 기술	농업용저수지 제체의 보수 보강 기술 개발로 기후변화, 도시화 등과 같은 환경변화에 대한 경제적 피해 사전 예방에 활용

7. 연구종료 후 성과창출 계획

성과목표	사업화지표										연구기반지표									
	지식 재산권			기술실시 (이전)		사업화					기술인증	학술성과			교육지도	인력양성	정책 활용·홍보		기타 (타연구활용등)	
	특허출원	특허등록	품종등록	건수	기술료	제품화	매출액	수출액	고용창출	투자유치		논문		논문평균 IF			학술발표	정책활용		홍보전시
												SCI	비SCI							
단위	건	건	건	건	백만원	건	백만원	백만원	명	백만원	건	건	건	건	명					
가중치	30	30												30	10					
최종목표	1	1									1	4		8	2					
연구기간내 달성실적	1	-									1	5		17	-					
연구종료후 성과창출 계획	-	1									1	-		-	2					

8. 연구결과의 기술이전조건(산업체이전 및 상품화연구결과에 한함)

핵심기술명 ¹⁾			
이전형태	<input type="checkbox"/> 무상 <input type="checkbox"/> 유상	기술료 예정액	천원
이전방식 ²⁾	<input type="checkbox"/> 소유권이전 <input type="checkbox"/> 전용실시권 <input type="checkbox"/> 통상실시권 <input type="checkbox"/> 협의결정 <input type="checkbox"/> 기타()		
이전소요기간		실용화예상시기 ³⁾	
기술이전시 선행조건 ⁴⁾			

주 의

1. 이 보고서는 농림축산식품부에서 시행한 농업기반 및 재해대응 기술개발 사업의 연구 보고서입니다.
2. 이 보고서 내용을 발표하는 때에는 반드시 농림축산식품부에서 시행한 농업기반 및 재해대응 기술개발 사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀 유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 안 됩니다.