



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공학박사 학위논문

이론적 · 수치해석적 접근을 통한 월류 시
제방도로 파괴원인 규명

A Study on the Causes of a Levee Road Failure During
the Overflow by an Analytical and Numerical Investigation



2015 년 8 월

한국해양대학교 대학원

토목환경공학과

최명호

본 논문을 최명호의 공학박사 학위논문으로 인준함.

위원장	박	춘	식	(인)
위원	서	영	교	(인)
위원	김	도	삼	(인)
위원	945	경	갑	수 (인)
위원	김	태	형	(인)

2015년 6월 25일

한국해양대학교 대학원

목 차

List of Tables	iv
List of Figures	v
Abstract	x

1. 서 론

1.1 연구의 배경	1
1.2 연구의 동향	7
1.3 연구의 목적	9

2. 기존 연구

2.1 월류에 의한 제방도로의 파괴 사례	10
2.2 수리모형실험	14
2.2.1 개요	14
2.2.2 결과	16
2.3 수치해석	17
2.3.1 월류외력 : 2D-NIT 모델	17
2.3.2 지반거동 해석 : FLIP 모델	23
2.3.3. 결합모델(2D-NIT+FLIP)의 검증	28

3. 동압력(수압) 및 유속 산정에 대한 이론해

3.1 조건	39
3.2 이론해	40
3.2.1 마루부(crown)	40

3.2.2	선단부(toe)	42
3.3	분석 및 적용성 검토	45
3.3.1	마루부	45
3.3.2	선단부	48
3.3.3	적용성	51
4.	수치해석	
4.1	해석 조건	54
4.1.1	2D-NIT	54
4.1.2	FLIP	55
4.2	해석 결과	57
4.2.1	2D-NIT	57
4.2.2	FLIP	62
5.	결과 분석 및 제방도로 적용 검토	
5.1	수압분석	77
5.1.1	이론해와 수리모형실험 및 수치해석간 비교·분석	77
5.1.2	제방도로의 적용	81
5.2	유속분석	82
5.2.1	이론해와 수리모형실험 및 수치해석간 비교·분석	82
5.2.2	제방도로의 적용	86
5.3	제방과 주변지반의 동적해석	87
5.3.1	수평 및 연직방향의 변위	87
5.3.2	과잉간극수압비	93
5.3.3	유효응력경로	98
5.3.4	제방도로의 적용	101

6. 결 론

참고문헌 109

부 록

부록. 이론해 적용성 116



List of Tables

Table 2.1 Froude similarity law	15
Table 2.2 Physical properties of soils for verification	27
Table 2.3 Physical properties of soil for numerical analysis	29
Table 2.4 Physical properties of the wave and seabed soil (Chang et al., 2007)	35
Table 2.5 Physical properties of the seabed soil	35
Table 4.1 Sand properties used for FLIP analysis	56
Table 5.1 Flow velocities of representative points	83



List of Figures

Fig. 1.1 Layout of a typical sea levee	1
Fig. 1.2 Decision-making process of the levee section	2
Fig. 1.3 Typical section of Saemangeum seadike and levee roads	3
Fig. 1.4 Natural disasters trends(EM-DAT Disaster Trend)	4
Fig. 1.5 Changes in temperature, sea level and Northern Hemisphere snow cover(IPCC, 2007: Synthesis report)	5
Fig. 1.6 Sequence of tsunami overflow-induced dike failure from the top of the landward slop(Redrawn from Kato et al., 2012)	8
Fig. 2.1 Seadike failure due to Tsunami in Kanahama	10
Fig. 2.2 Tsunami at Japan at 2011	11
Fig. 2.3 Overflow at levee roads by flood	11
Fig. 2.4 Levee slope failure due to the overflow(Kim, 2014)	12
Fig. 2.5 Missouri river levee road's pavement damage by flood at 2013	12
Fig. 2.6 Levee railroad destruction by typhoon	13
Fig. 2.7 Failure exposed position due to the overflow	13
Fig. 2.8 Wave flume layout used for Kato's experiments	14
Fig. 2.9 Grain size distribution curves(Experiment result of Kato)	15
Fig. 2.10 Experiment result of Kato's hydraulic experimental model (Overflow depth 1m)	16
Fig. 2.11 Experiment result of Kato's hydraulic experimental model (Overflow depth 2m)	16
Fig. 2.12 Experiment result of Kato's hydraulic experimental model (Overflow depth 6m)	17

Fig. 2.13 Comparison of the reflection coefficients for the water exchange structure(Lee et al., 2013).	22
Fig. 2.14 Comparison of the transmission coefficients for the water exchange structure(Lee et al., 2013).	22
Fig. 2.15 Schematic diagram of multi-spring shear mechanism model (Towhata and Ishihara, 1985)	24
Fig. 2.16 Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a, 1992b)	25
Fig. 2.17 Comparison of FLIP analysis and cyclic torsion shear test for loose sand(Kim, 2014).	27
Fig. 2.18 Comparison of FLIP analysis and cyclic torsion shear test for dense sand(Kim, 2014).	28
Fig. 2.19 Wave pressure history produced in 2D-NIT	30
Fig. 2.20 Finite element mesh for numerical modeling in FLIP	30
Fig. 2.21 Comparison of non-dimensional horizontal and vertical effective stress increments between Yamamoto and 2D-NIT & FLIP results	31
Fig. 2.22 Comparison of non-dimensional excess pore water pressure increment between Yamamoto and 2D-NIT & FLIP results	32
Fig. 2.23 Model set-up (Chang et al., 2007)	34
Fig. 2.24 Comparisons of non-dimensional excess pore pressure and effective stress increments between Chang and 2D-NIT & FLIP results	38
Fig. 3.1 Schematic diagram of a mound-type levee during overflow	39
Fig. 3.2 Assumed energy equivalent level and flow line in the vicinity of the crown	40
Fig. 3.3 Assumed energy equivalent level and flow line in the vicinity of the toe	42
Fig. 3.4 Distribution of water level and piezometric head(Results of hydraulic model experiments(Redrawn from Kato et al., 2012))	45

Fig. 3.5 Pressure and velocity variation at the crown	47
Fig. 3.6 Pressure and velocity variation at the toe	50
Fig. 3.7 Graph of theoretical solution at the crown	51
Fig. 3.8 Graph of theoretical solution at the toe	52
Fig. 4.1 Measurement points of pressure and velocity	54
Fig. 4.2 Representative location of points and elements in the soil analysis	55
Fig. 4.3 Representative point of levee	57
Fig. 4.4 Pressure and velocity of water in the representative points (Overflow depth 1 m)	58
Fig. 4.5 Pressure and velocity of water in the representative points (Overflow depth 2 m)	60
Fig. 4.6 Pressure and velocity of water in the representative points (Overflow depth 6 m)	61
Fig. 4.7 Representative point of displacement	62
Fig. 4.8 Time series displacement at P1	63
Fig. 4.9 Time series displacement at P2	64
Fig. 4.10 Time series displacement at P3	65
Fig. 4.11 Time series displacement at P4	66
Fig. 4.12 Time series displacement at P5	67
Fig. 4.13 Time series displacement at P6	68
Fig. 4.14 Representative point of excess pore water pressure ratio	69
Fig. 4.15 Time series excess pore water pressure ratio at E1 ~ E14	76
Fig. 5.1 Results of comparison between 2D-NIT and Kato's experiment at overflow depth $H=6m$	78
Fig. 5.2 Results of comparison between 2D-NIT and Kato's experiment at overflow depth $H=2m$	78

Fig. 5.3 Results of comparison between 2D-NIT and Kato's experiment at overflow depth $H=1\text{m}$	79
Fig. 5.4 Pressure due to change R_A & overflow depth at the crown ...	79
Fig. 5.5 Pressure due to change R_B & overflow depth at the toe	80
Fig. 5.6 Converging and diverging flow sketches	81
Fig. 5.7 Standard cross-section of road	81
Fig. 5.8 Flow velocity results of Kato and 2D-NIT	82
Fig. 5.9 velocity during overflow (redrawn from Kato et al., 2012) ...	84
Fig. 5.10 Velocity at the crown vs. the toe	85
Fig. 5.11 Representative points of displacement	87
Fig. 5.12 Displacement due to the overflow at 200sec	88
Fig. 5.13 Displacement due to the overflow at 400sec	89
Fig. 5.14 Displacement due to the overflow at 600sec	90
Fig. 5.15 Displacement due to the overflow at all times	91
Fig. 5.16 Maximum excess pore pressure ratio at 600 sec during overflow	94
Fig. 5.17 Overflow-induced scour range for different overflows	95
Fig. 5.18 Maximum excess pore pressure ratio distribution during computation (Overflow depth 1 m)	95
Fig. 5.19 Maximum excess pore pressure ratio distribution during computation (Overflow depth 2 m)	96
Fig. 5.20 Maximum excess pore pressure ratio distribution during computation (Overflow depth 6 m)	96
Fig. 5.21 Representative point of effective stress path	99
Fig. 5.22 Effective stress path during overflow	99
Fig. 5.23 Effective stress path at E8 & E11	100
Fig. 6.1 A cross-section of levee road with parapet wall	106

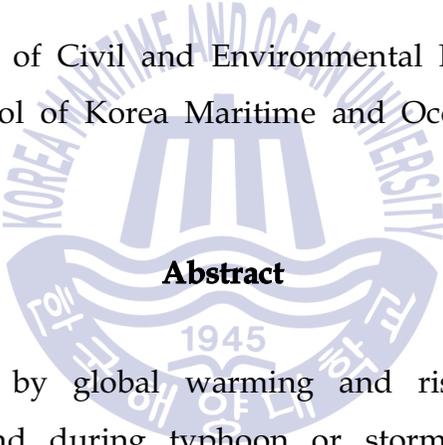
Fig. 6.2 Cost vs. design frequency 107
Fig. 6.3 2008 IJkdijk sliding experiment, post-failure(www.deltares.nl) 108



A Study on the Causes of a Levee Road Failure During the Overflow by an Analytical and Numerical Investigation

Myungho Choi

Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Korea Maritime and Ocean University



Abstract

Rising sea level by global warming and rising water level by heavy rain and wind during typhoon or storm cause overflow on levee and sometimes lead to damage in the sea levee structures.

In particular, until now the results of the field surveys on levees failure show that the failure of the crown and scouring of the toe at the landward by overflow is the most representative example of levee failure patterns. And these destructions of levees are accompanied by the destruction of the built road on levees. Thus, many researches have already been done to understand the failure mechanism of levees with the laboratory model experiments and numerical model

analyses. The numerical analyses were not included the levee structure and its surrounding ground and mainly focused on the hydraulics analysis.

In this study, with a view to complement the existing researches, the destruction mechanism of levee by overflow on a mound-type levee roads (such as the Saemangeum seadike road) is investigated with the theoretical approach and the numerical analysis, which have not been accessed yet.

Theoretical approach proposes a solution that can specifically compute the water pressure and velocity which are the causes of the destruction on the mound type levee road during overflow. Numerical analysis investigates the hydraulic characteristic of overflow and their effect on geotechnical characteristics on levee structure itself and its surrounding ground. The following approach is adopted.

First, theoretical solution developed by in condition of critical state flow and Bernoulli's equation can determine the pressure and flow velocity at the vicinity of crown and toe of the levee. And then, this is confirmed through comparison with the existing hydraulic model experiment result and 2D-NIT numerical analysis result.

The results estimated by 2D-NIT are used as an input data in FLIP(Finite element analysis LIquefaction Program) model for investigation of time series dynamic responses in levee and ground such as excess pore water pressure, displacement, and effective stress path.

As a result, if the overflow depth increases, negative pressure increases at the vicinity of crown, meanwhile a significant amount of positive pressure increases at the toe and slope. Flow velocity also is

changed by the overflow depth. The negative pressure induces a levee road failure at the vicinity of the crown and the positive pressure and flow velocity induce the liquefaction on the slope and ground near the toe of levee.

Therefore, in order to reduce the negative pressure at road crown, this study was proposed the increasing radius of the curve at the road shoulder. Also, in order to prevent road's ground liquefaction and slope's scouring by overflow, this study was proposed to assess the liquefaction of the levee material, build foundation block at the toe of the levee and cover the slope at the landward like covering layer at the seaward slope.



제 1 장 서 론

1.1 연구의 배경

제방(levee)은 하천이나 해안, 호수나 늪의 수류(水流)를 일정한 유로 내로 제한하고 범람을 방지하거나 폭풍, 해일, 파도 등으로부터 해안·항만을 보호하기 위한 토목 구조물로서 하천제방, 간척제방, 방조제방, 해안제방 등이 있으며, 장소나 목적에 따라 잔디·돌·콘크리트 기타의 호안공작물로 보호하고 있다. 제방의 형태는 바깥쪽 비탈경사에 따라 경사형, 직립형, 혼성형이 있으며, 수리, 구조, 축조재료 등에 차이가 있다. 혼성형은 장소와 목적에 따라서 직립형과 경사형의 장·단점을 절충한 형태이다. 과거의 제방(소규모 제방)은 마운드 형태의 혼성형을 많이 축조하였으나, 근래에는 제방 규모가 커지고 비탈붕괴 등에 대한 안전성 확보를 고려하여 주로 완경사형(1:3 또는 이 보다 완만한 구조)을 적용하고 있다(Korea Rural Community Corporation, 2011, 하천설계기준, 2009). Fig. 1.1은 해안제방 단면의 구조와 명칭을 나타내고 있으며, Fig. 1.2는 제방단면 결정과정이다.

제방도로는 하천이나 해안의 제방을 이용하여 개설된 도로 또는 제방형식으로 건설된 도로를 말하며, 이러한 도로에는 제방 관리용뿐만 아니라, 지점간 이동을 목적으로 하는 도로법령을 만족하는 도로를 포함하며, 우리나라에서는 새만금 방조제 도로, 올림픽대로를 대표적인 제방도로라 할 수 있다. Fig. 1.3은 새만금 제방도로 단면(a) 및 여러 제방도로들(b)을 나타내고 있다.

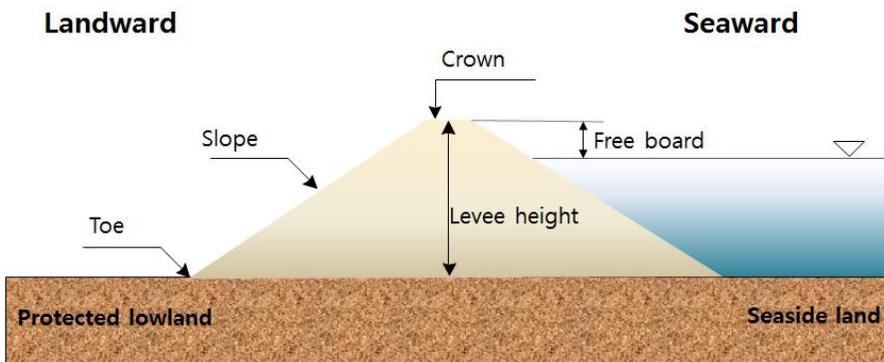


Fig. 1.1 Layout of a typical sea levee

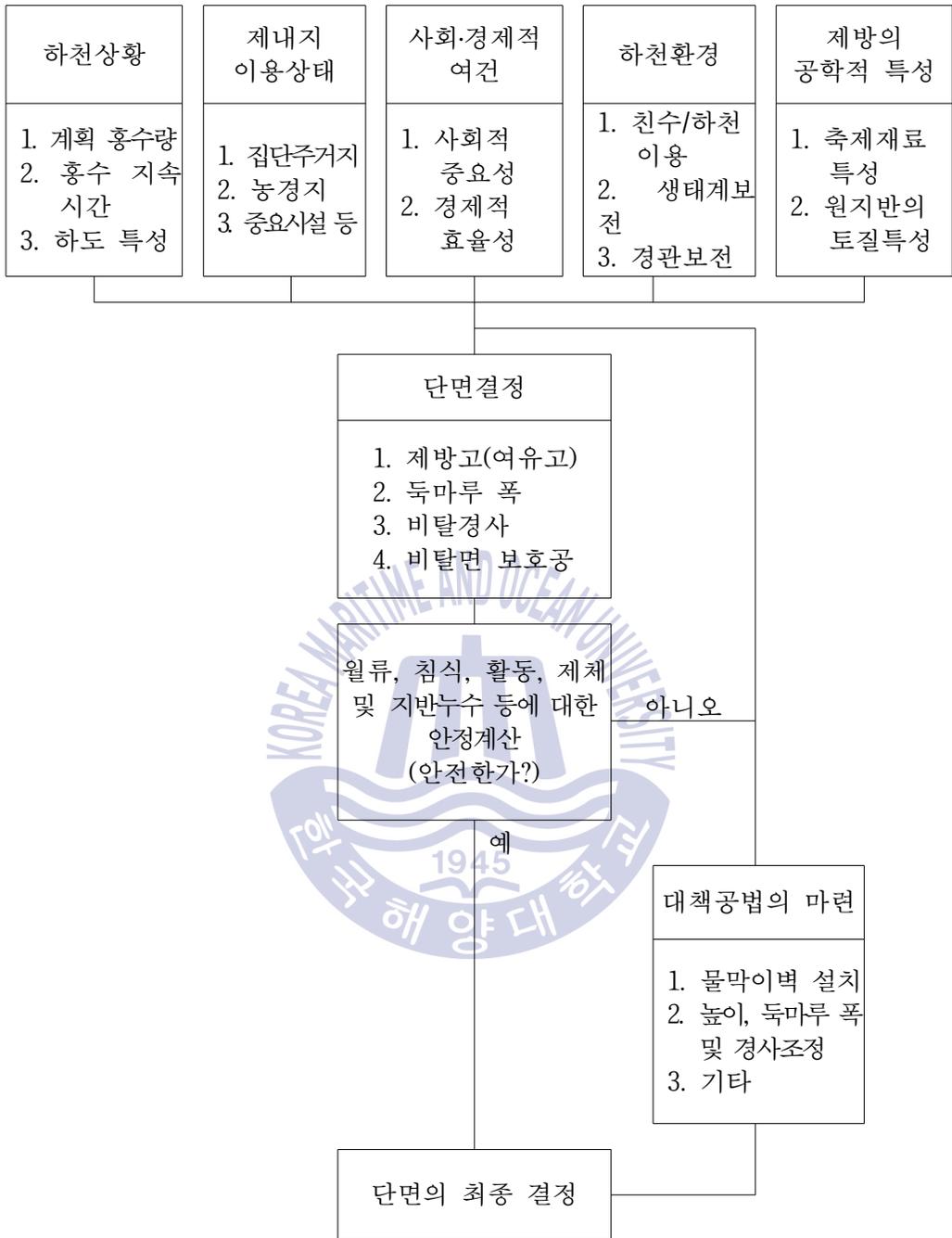
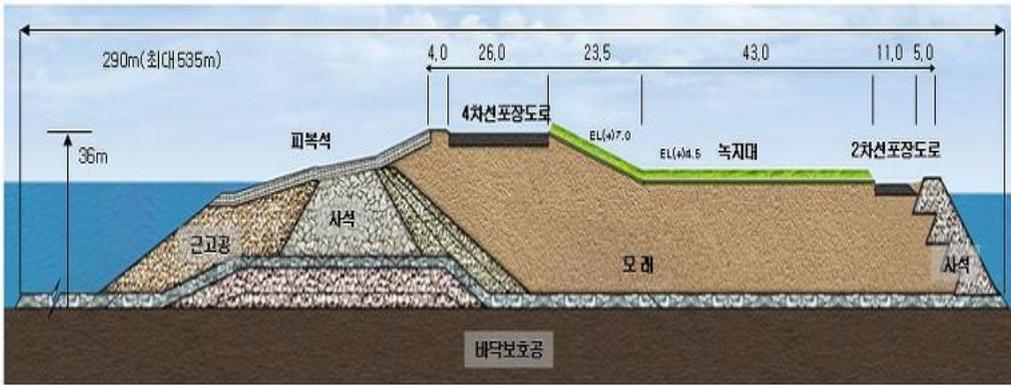
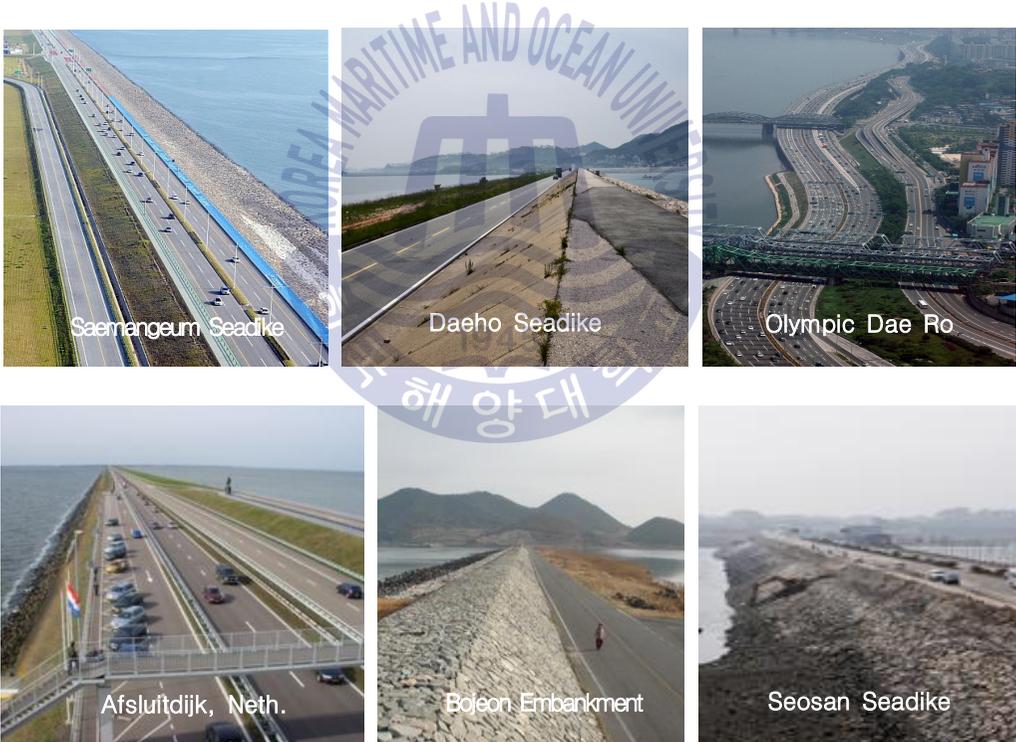


Fig. 1.2 Decision-making process of the levee section

(Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea, Design criteria on the river, 2009)



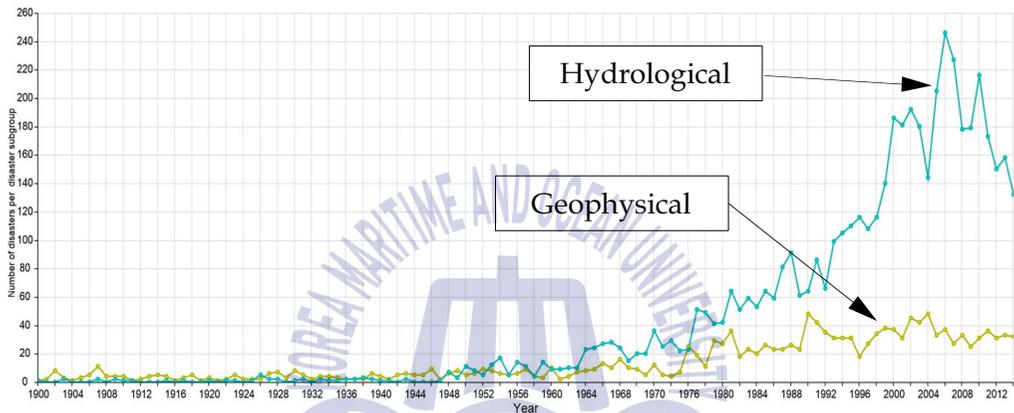
(a) Typical section of Saemangeum seadike
(Korea Rural Community Corporation, 2011)



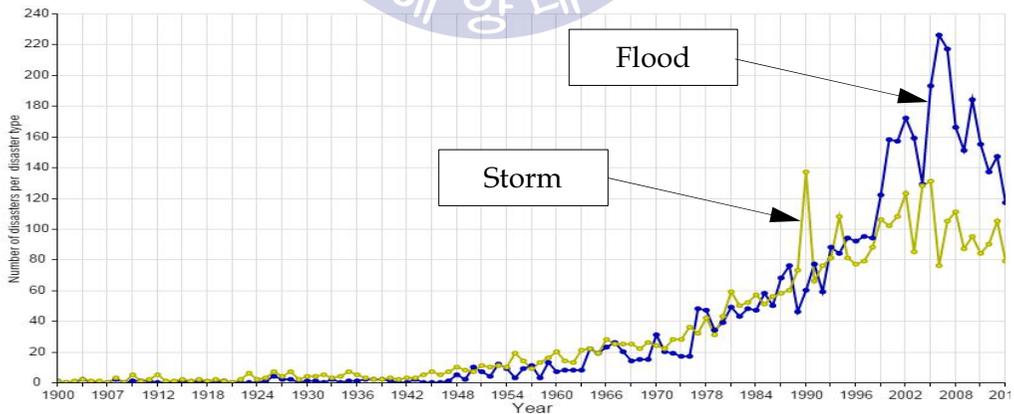
(b) Levee road's views

Fig. 1.3 Typical section of Saemangeum seadike and levee roads

Fig. 1.4는 세계 재난통계 연구센터(CRED : Centre for Research on the Epidemiology of Disasters)에서 전 세계적으로 발생한 자연재해를 조사한 결과를 유형별로 분류하여 나타낸 그림이다. Fig 1.4(a)는 1900년 이후 2014년까지 전 세계에서 발생한 수문학적 재해와 지구물리학적 재해의 발생횟수를 보여주는 그림이며, Fig. 1.4(b)는 1900년 이후 2014년까지 전 세계에서 발생한 홍수와 폭풍우(풍수해)에 의한 재해발생 횟수를 나타낸 그림이다. 이 들 그림에서 최근 자연재해, 특히 수문학적 재해가 급격한 증가 추세를 알 수 있다.



(a) Hydrological and geophysical disasters



(b) Storm and flood disaster(Disaster type)

Fig. 1.4 Natural disasters trends(EM-DAT¹) Disaster trend)

Fig 1.5 (a)는 지구 평균 지표기온 변화를 Fig. 1.5 (b)는 조위계(파란색)와 위성(빨간색) 자료에 의한 지구 평균 해수면 높이 변화를 Fig. 1.5 (c)는 3월 ~ 4월 북반구 적설면적변화를 나타낸 그림이며, 모든 변화는 1961-1990년의 평균에 대한 상대적인 변화이다. 완만한 곡선은 십년 평균치이며, 둥근 점은 연별 값을 나타낸다.

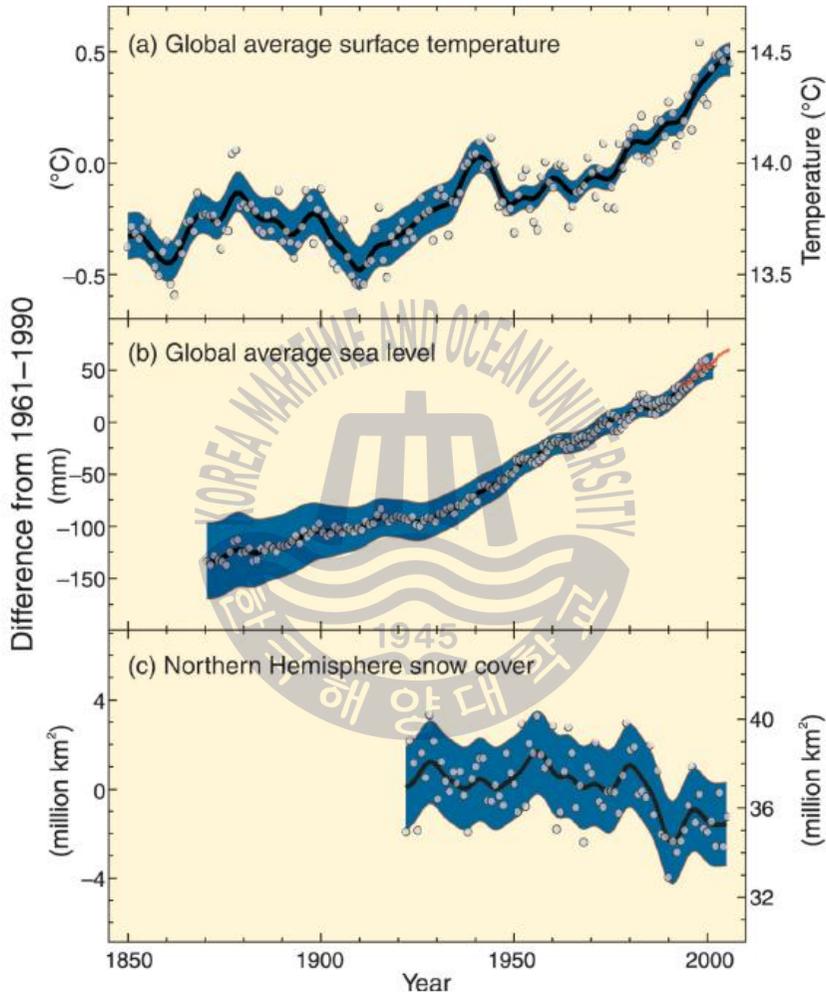


Fig. 1.5 Changes in temperature, sea level and Northern Hemisphere snow cover(IPCC2), 2007: Synthesis report)

- 1) EM-DAT : the OFDA/CRED International Disaster Database - www.emdat.be
- 2) IPCC : Intergovernmental Panel on Climate Change

이처럼 최근의 지구 온난화에 따른 해수면의 지속적인 상승과 대형 지진 및 폭풍에 의한 자연재해가 많이 발생하고 있으며, 이러한 자연재해 발생 시 월류로 인한 제방도로가 파괴되는 경우가 종종 발생하고 있다(Chinnarasri et al., 2003; D'Eliso, 2007; Jayaratne et al., 2013). Fig. 1.4와 Fig. 1.5를 통해 앞으로 해수면 상승과 폭풍우와 같은 자연재해 등으로 인한 월류가 더욱더 빈번하게 발생할 수 있으며, 이러한 월류로 인한 제방도로파괴 가능성 또한 더욱더 높아 질 것임을 추측할 수 있다.

제방의 파괴 또는 기능 상실은 제방도로의 기능 상실 및 파괴를 불러와 도로 이용자 뿐만 아니라 국가 경제적으로 큰 손실이 발생하게 된다. 따라서 도로 설계 및 관리자는 제방에 도로 설치 시 제방의 기능 상실 방지에 중점을 두어야 할 것이다. 제방의 기능상실 또는 파괴 원인은 월류, 침식, 제체 불안정 및 하천 구조물에 의한 붕괴 4가지로 구분할 수 있으며, 이 중 주된 원인은 월류이다(Yoon, 2004). 제방 파괴 및 기능상실의 주요 원인인 월류에 의한 피해를 줄이기 위해 최근 제방의 표고를 높이거나 마루폭을 증가시키고 경사를 완화시키며 제체 침투 방지를 위한 사면 보호공법 또는 식생공법 등이 적용되고 있지만, 여전히 많은 제방 및 제방도로가 파손되고 있으며, 특히 주변 보통 흙을 성토용 재료로 사용하는 일반적인 제방의 경우 월류에 대해서 매우 취약한 실정이다.

제방도로의 파괴는 제방을 월류하는 물의 유속과 수압 그리고 구조물 구성 재료 등과 밀접하게 관련되며(Kang et al., 2015; Kato et al., 2012), 이들 요소 간 상호작용에 의해 발생된다. 월류에 의한 제방도로 파괴는 현장답사를 통한 파괴된 제방도로에 대한 고찰과 축소된 모형을 이용한 실내실험 연구가 주로 이루어졌고 그 결과를 이용하여 대책방안들이 제시되었다.

아직까지 월류에 의한 제방도로 파괴의 원인으로 지목된 물의 유속과 수압, 그리고 유속과 수압이 제방구조물과 그 주변지반에 미치는 부분에 대한 이론적 및 수치 해석적 연구는 깊이 이루어지지 않아 이 부분에 대한 연구의 필요성이 제기되고 있는 실정이다.

1.2 연구의 동향

제방의 마루부와 선단부에 대한 월류시 파괴 및 세굴에 대한 연구는 주로 수리모형에 대한 수치해석 및 실험 연구로 몇몇 연구자들에 의해 이미 진행되었다(Nakao et al., 2012; Kato et al., 2012).

제방에 대한 수리모형 수치해석 연구는 주로 제방 구조체에 가해지는 물의 외력을 정확하게 산정하는 연구 위주로 진행되었다. 즉 해석연구는 제방에 작용하는 물의 외력과 관련된 연구 위주로 진행되어 월류가 진행되는 동안 방조제와 주변지반의 거동에 미치는 영향에 대한 연구는 이루어지지 않았다. 이들 수치해석은 기본적으로 연속방정식과 Navier - Stroke 운동방정식을 사용하고 있다(Smagorinsky, 1963; Suzuki et al., 2007). Mizutani & Imamura(2002)는 평평한 지반에 건설된 제방에 작용하는 해일에 의한 충격과 수직 월류 파압의 관계를 제시하였다. Yamamoto et al.(2006)은 2004년 발생한 인도양 지진해일을 분석하여 지진해일에 의한 콘크리트 방조제와 둑 제방의 파괴 메커니즘을 조사하여 지진해일에 대한 구조물의 한계높이를 제시하였다. 최근에 Jayaratne et al. (2013)은 동일본 대지진에 의한 지진해일을 분석하여 해일 내습 시 해안구조물의 안정에 중요한 요소인 압력, 와류(vorticity), 유속을 결정하는 수치해석을 수행하였다. 해석 결과 제방 제내지 쪽(landward) 마루부에서 빠른 유속이 선단부에서는 큰 와류가 작용하는 것으로 나타나 방조제 안정 확보 측면에서 제내지 쪽(landward) 사면과 선단부의 보강을 제안하였다.

수조모형 실험연구는 수치해석연구에 비해 지반분야를 좀 더 고려한 연구가 이루어졌다. 즉 월류 시 방조제와 주변 지반의 거동 변화에 대해 분석이 이루어졌다. Nakao et al.(2012)은 2D 수조모형실험을 통해서 제방 제체 내 침윤선 상승에 따른 제방 내부의 공기압 증가에 의한 양압력과 마루부에서의 부압을 제방 파괴 원인으로 지목하였다. Fig. 1.6은 모델 제방 제내지 쪽 보호사면 주변의 파괴를 보여주는 그림으로 Kato et al.(2012)의 실험결과이다. Kato et al. (2012)는 수조모형실험을 통해 마루부에서 부압과 선단부에서 세굴을 방조제 파괴 원인으로 지목하였다.

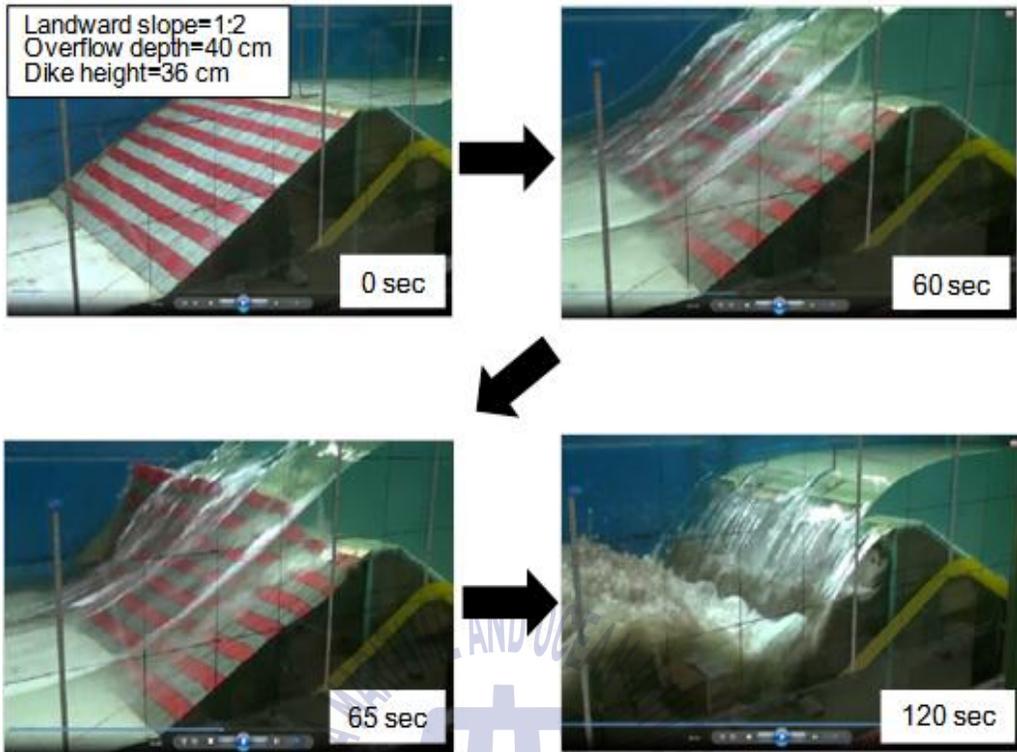


Fig. 1.6 Sequence of tsunami overflow-induced dike failure from the top of the landward slope (Redrawn from Kato et al., 2012)

1.3 연구의 목적

본 연구는 기존연구를 보완하는 측면에서 아직까지 구체적으로 접근하지 않은 월류에 의한 제방도로 파괴 메커니즘을 이론적 및 수치 해석적으로 규명하는 것이다. 이론적 접근은 구체적으로 월류에 의한 마운드형 제방도로의 파괴 원인인 월류 시 물의 수압과 유속을 산정할 수 있는 이론해를 제안하는 것이다. 수치 해석적 연구는 기존 수치해석 연구에서 고려하지 못한 월류 시 수압과 유속이 제방 구조체와 주변지반에 미치는 상호 작용을 같이 규명하는 것이다.

이론해는 방조제 표면을 불투수층으로 가정하여 방조제 제체 및 하부지반의 침투, 마루폭 등의 영향은 제외한 상태에서 발생하는 유속 및 수압 등을 한계 흐름조건과 베르누이정리를 적용하여 에너지 관점에서 고찰하고자 한다. 이때 방조제 마루부와 선단부의 월류 흐름을 유사 정적 비회전류로서 동심원 유선이 마루부와 선단부에 형성된다고 가정한다.

수치해석은 기존수치해석의 단점을 보완하기 위해 결합모델을 사용하여 총 2 단계에 걸쳐 해석을 실시하고자 한다. 첫 단계는 결합모델 중 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)를 이용하여 제방의 월류를 재현하고, 이때 발생하는 수압과 유속 및 전단응력을 산정한다. 두 번째 단계는 2D-NIT에서 산정된 수압 및 유속을 FLIP(Finite element analysis LIquefaction Program) 모델에 외력으로 적용시켜 월류에 따라 주변지반과 제방 내에서 발생하는 변위, 과잉간극수압비, 유효응력경로 등을 파악한다.

또한 향후 월류에 강한 제방도로 설계기준 개선방안으로 활용할 수 있도록 연구된 이론해와 수치해석 결과와 기존 연구 결과들을 종합하여 제방도로에 적용성을 분석하고자 한다.

제 2 장 기존 연구

2.1 월류에 의한 제방도로의 파괴 사례

Fig. 2.1 (a)는 Iwate현 Kanahama항의 마운드형태 방조제가 지진해일의 월류 의해 파괴된 모습이다. 마루부 콘크리트 포장층이 파괴되고, 제내지 선단부 하부지반에 큰 세굴이 발생된 것을 볼 수 있다. Fig. 2.1 (b)는 방조제 파괴가 심하게 발생한 부분을 개략적으로 도식화 한 것이다.

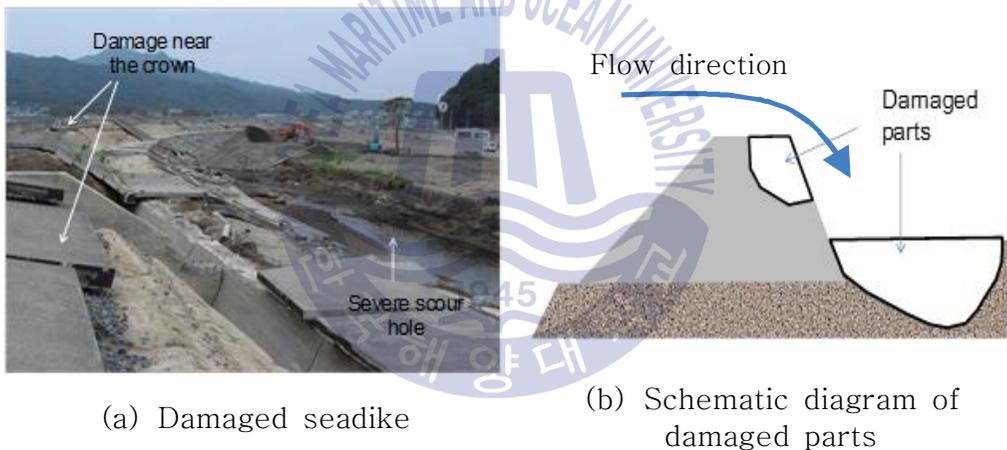


Fig. 2.1 Seadike failure due to Tsunami in Kanahama

Fig. 2.2와 Fig. 2.3은 각각 지진해일과 태풍 홍수에 의해 물이 제방(제방도로)를 월류하는 모습이다. Fig. 2.4는 월류로 인해 일본 미야기현 Iwaunma City의 파괴된 제방의 모습이다. Fig. 2.5 또한 월류로 인한 2013. 6 미국 미주리강 제방도로 포장이 파괴된 모습이며, Fig. 2.6은 2014. 2 폭풍에 의한 영국 Dawlish 제방철도가 파괴된 사례이다. 사진 모두 월류 발생 시 포장층 파손과 제방내측

경사면, 선단부 배면 지반에 큰 세굴이 발생한 것을 볼 수 있다.



Fig. 2.2 Tsunami at Japan at 2011(Picture : Kyodo News/AP)



(a) Mississippi River levee road flood at 2011 (Picture : KBS1 TV News)



(b) Olympic Dae Ro, Han River Flood at 2011 (Picture : YONHAPNEWS)

Fig. 2.3 Overflow at levee roads by flood



Fig. 2.4 Levee slope failure due to the overflow(Kim, 2014)



Fig. 2.5 Missouri river levee road's pavement damage by flood at 2013
(Picture : <http://mdc.mo.gov/node/22711>)



Fig. 2.6 Levee railroad destruction by typhoon
 (Picture : <http://www.bbc.co.uk/news/uk-26042990>)

지금까지 발생된 월류에 의한 제방의 파괴 유형은 Fig. 2.7과 같이 육지 쪽 마루부(crown) 파손과 선단부(toe)의 세굴이 대표적인 파괴 사례로 지목되었다. 이와 같은 파괴를 유발하는 가장 큰 요인으로 지목되는 것은 월류 시 발생된 수압과 유속이다.

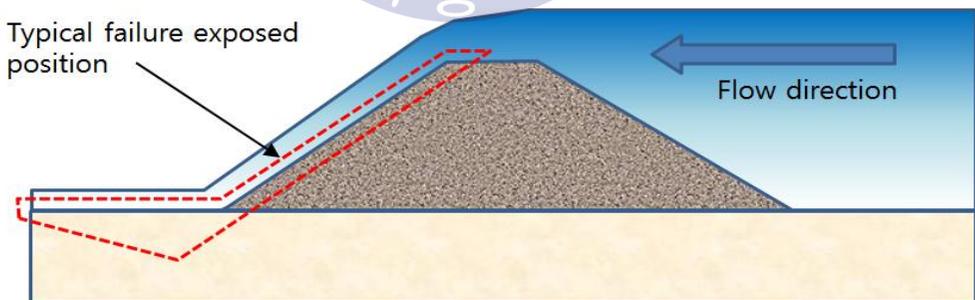


Fig. 2.7 Failure exposed position due to the overflow

2.2 수리모형실험

2.2.1 개요

율류에 의한 제방 파괴를 설명하는 대표적인 수리모형실험은 Kato et al.(2012)에 의해 실시되었다. Kato et al.(2012)은 수조모형 실험을 통해 마루부에서 부압과 선단부에서 세굴을 제방 파괴의 주원인으로 지목하였다. 수리모형 실험은 길이 40 m, 폭 1 m, 높이 1.5 m인 수조안에 사다리꼴 단면 높이 24 cm(실제 스케일 6 m)인 제방을 비탈면 경사 1:2로 설치하여 실험하였다. 이 Kato 실험은 실지 규모를 1/25로 축소된 규모이며 실제크기와 축소된 크기의 관계를 고려하기 위해 Froude의 상사 법칙을 적용하였다. Froude의 상사법칙은 Table 2.1과 같다. Fig. 2.8은 수조를 실지 크기로 환산한 것이다.

이 실험에서는 60개 지점에 계측기를 설치하여 수압 및 유속을 측정하였으며, 제방과 하부지반에는 두 종류의 모래를 사용하였다. 두 모래의 입도 분포 곡선은 Fig. 2.9와 같다.

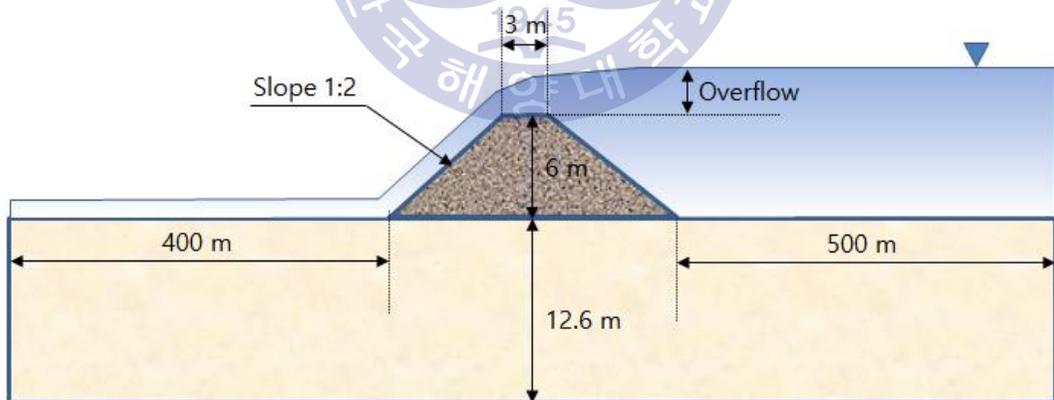


Fig. 2.8 Wave flume layout used for Kato's experiments

Table 2.1 Froude similarity law

Definitio n	Variable	Scaling law	Distortion scaling law $G = X_r/Y_r$
Length	L	$L_r = X_r = Y_r$	$L_{rx} = X_r, L_{ry} = Y_r$
Slope	S	$S_r = \frac{L_r}{L_r} = 1$	$S_r = \frac{Y_r}{X_r} = \frac{1}{G}$
Velocity	U	$U_r = L_r^{1/2}$	$U_r = Y_r^{1/2} = \left(\frac{X_r}{G}\right)^{1/2}$
Time	t	$t_r = \frac{L_r}{U_r} = L_r^{1/2}$	$t_X = \frac{X_r}{Y_r^{1/2}} = (GX_r)^{1/2}$ $t_Y = \frac{X_r}{Y_r^{1/2}} = Y_r^{1/2}$

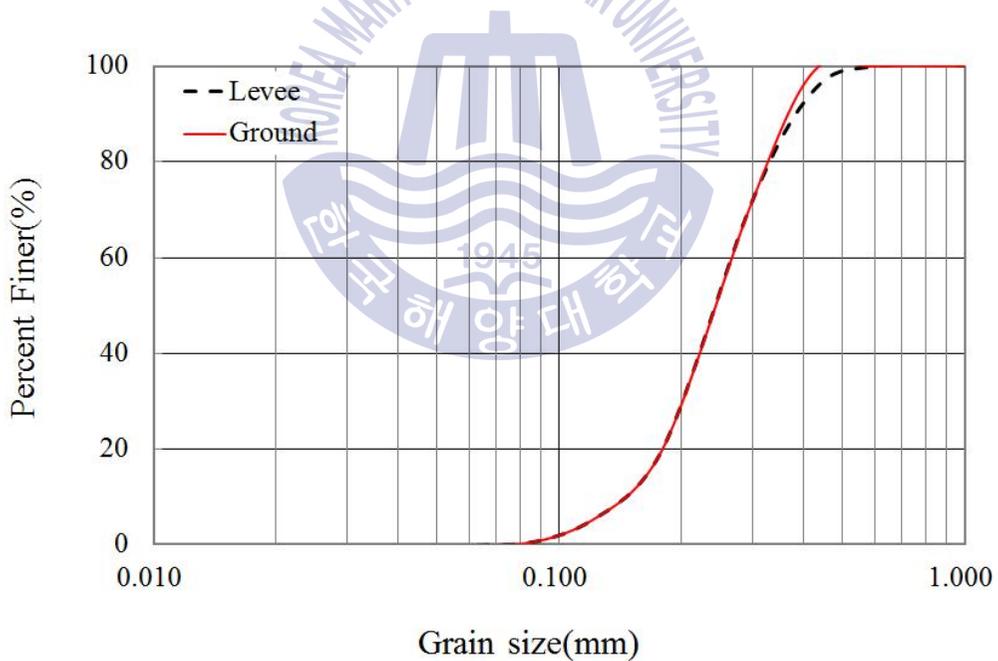


Fig. 2.9 Grain size distribution curves of soils(Kato et al., 2012)

2.2.2 결과

각각의 월류고에 따라 구해진 수압 및 유속은 Figs. 2.10 ~ 2.12에 나타내었다.

① 월류고 1 m

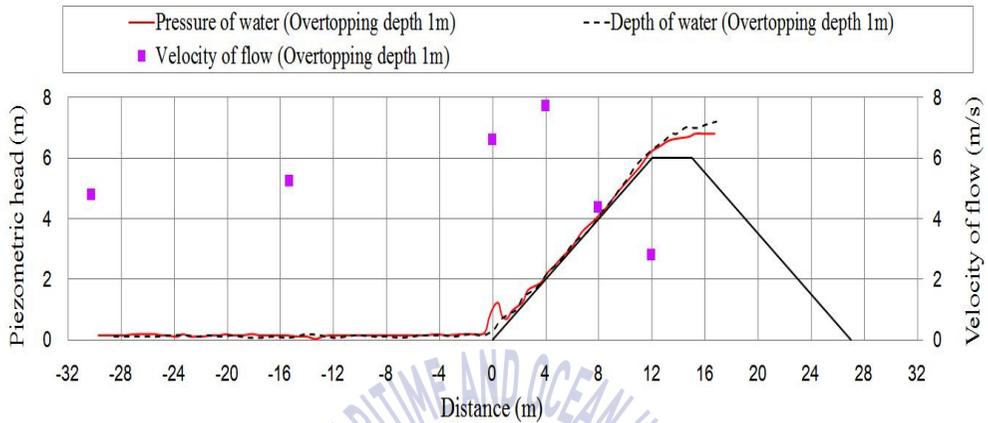


Fig. 2.10 Experiment Result of Kato's Hydraulic Experimental Model (Overflow depth 1 m)

② 월류고 2 m

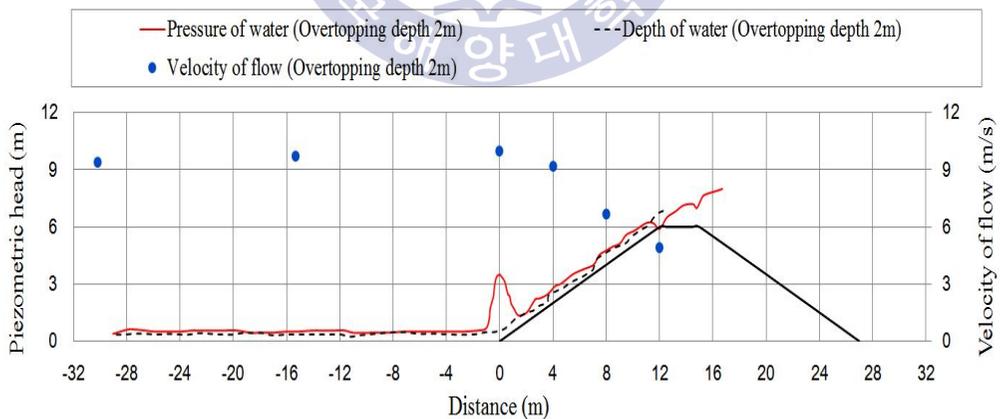


Fig. 2.11 Experiment Result of Kato's Hydraulic Experimental Model (Overflow depth 2 m)

③ 월류고 6 m

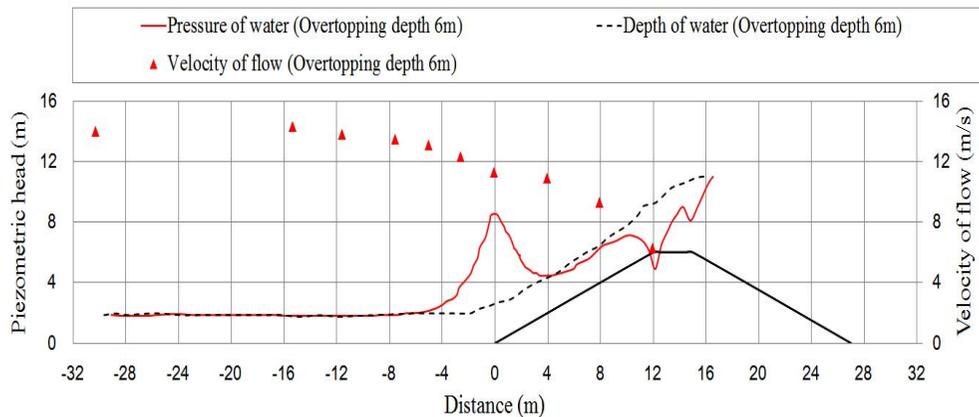


Fig. 2.12 Experiment Result of Kato's Hydraulic Experimental Model
(Overflow depth 6 m)

2.3 수치해석

지금까지 제방에 대한 수리모형 수치해석 연구는 주로 제방 구조체에 가해지는 물의 외력을 정확하게 산정하는 연구 위주로 진행되었다(Mizutani & Imamura, 2002; Yamamoto et al., 2006; Jayaratne et al., 2013). 이들 수치해석은 기본적으로 연속방정식과 Navier - Stroke 운동방정식을 사용하고 있다(Smagorinsky, 1963; Suzuki et al., 2007). 본 연구에서 사용될 2D-NIT 모델역시 기본식으로 연속방정식과 Navier - Stroke 운동방정식을 사용하고 있다. FLIP모델은 지반해석 모델로 지금까지 제방의 수리모형 수치해석에서 고려하지 못한 월류에 따른 제방 구조체와 그 주변지반의 거동을 해석하기 위해 사용되었다.

2.3.1 월류 외력 : 2D-NIT 모델

① 기초방정식

서로 혼합되지 않는 2상의 점성 및 비압축성 유체를 고려하면, 각각의 유체는 서로 다른 상의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 2상 유체의

흐름운동에서 경계면의 추적이 가능한 경우, 서로 혼합되지 않는 2상 유체의 운동에 대해 단일유체모델(one-filed model for immiscible two - phase fluid)을 적용할 수 있게 된다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 Navier - Stokes 운동방정식을 PBM (Porous Body model; Sakakiyama and kajima, 1992)에 근거하여 식 (2.2) ~ (2.3)으로 기술할 수 있다(Lee et al., 2014)

$$\frac{\partial(\lambda_x u)}{\partial x} + \frac{\partial(\lambda_z w)}{\partial z} = \lambda_v S \quad (2.1)$$

$$[\lambda_v + (1 - \lambda_v)C_M] \frac{\partial u}{\partial t} + \lambda_x u \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda_z w \frac{\partial u}{\partial z} \quad d$$

$$= -\frac{\lambda_v}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \lambda_x (-\tau_{xx} + 2\hat{\nu}D_{xx}) \quad (2.2)$$

$$+ \frac{\partial}{\partial z} [\lambda_z (-\tau_{xz} + 2\hat{\nu}D_{xz})] + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\lambda_x \hat{\nu}}{3} \frac{\partial s}{\partial x} - R_x \quad d$$

$$[\lambda_v + (1 - \lambda_v)C_M] \frac{\partial w}{\partial t} + \lambda_x u \frac{\partial w}{\partial x} + \lambda_z w \frac{\partial w}{\partial z} \quad d$$

$$= -\frac{\lambda_v}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \lambda_x (-\tau_{zx} + 2\hat{\nu}D_{zx}) \quad (2.3)$$

$$+ \frac{\partial}{\partial z} [\lambda_z (-\tau_{zz} + 2\hat{\nu}D_{zz})] + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\lambda_z \hat{\nu}}{3} \frac{\partial s}{\partial z} - R_z - \lambda_v g - D_z w \quad d$$

여기서, t 는 시간, u, w 는 x, z 방향에 대한 각 유속성분, p 는 압력, g 는 중력 가속도, λ_x, λ_z 는 면적 공극률, λ_v 는 체적 공극률, C_M 은 투과성구조물에 의한 관성력계수, R_i 는 투과성구조물에 의한 i 방향의 항력, τ_{ij} 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력, D_{ij} 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분, F_s 는 표면 장력에 의한 체적력, S 는 해석 영역내의 조파를 위한 소스항, D_x, D_z 는 부가 감쇠영역에서의 감쇠계수, $\hat{\rho}$ 는 밀도, $\hat{\nu}$ 는 동점성계수를 각각 나타낸다. 또한,

위의 식에서 밀도 및 동점성 계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체(여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식 (2.2) ~ (2.3)에 의해 표현된다.

SGS(Sub-Grid scale)의 와에 의해 발생하는 에너지소산을 함께 고려하기 위해서는 Smagorinsky 모델(Smagorinsky, 1963)을 사용한다. 이 모델은 필터 폭을 대표 길이로 하는 와점성 모델로써 LES(Large Eddy Simulation)와 동일시 될 정도로 대표적인 난류해석모델이다. Smagorinsky 모델에서 SGS의 난류응력 τ_{ij} 는 와점성 근사를 도입하여 다음의 식으로 정의된다.

$$\tau_{ij} = -2\nu_e D_{ij} \quad (2.4)$$

여기서, ν_e 는 다음의 식으로 주어지는 와동점성계수로, SGS의 특성길이(필터폭) Δ 와 변위-응력텐서의 강도($|\overline{D_{ij}}|$)에 비례한다(Lesieur et al., 2005).

$$\nu_e = (C_s \Delta)^2 |\overline{D_{ij}}| \quad (2.5)$$

식 (2.5)의 C_s 는 Smagorinsky의 상수로 다음의 식으로 근사될 수 있다.

$$C_s = \frac{1}{\pi} \left(\frac{3\alpha}{2}\right)^{-3/4} = 0.235\alpha^{-3/4} \quad (2.6)$$

여기서, Kolmogorov상수(Lesieur et al., 2005)로 불리는 α 에 대해 $\alpha = 15$ 를 식 (2.6)에 적용하면 Smagorinsky상수는 $C_s \approx 0.173$ 으로 주어진다.

2상류의 시뮬레이션에서 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한다. VOF법은 0(기체의 경우)에서 1(액체의 경우)까지의 범위를 갖는 컬러함수(color function)인 VOF함수 F 에 기초를 두고 있다. VOF함수를 사용하면 $0 < F < 1$ 을 갖는 각 계산 셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산 셀에서 2상의 유체밀도 $\tilde{\rho}$ 와 동점성계수 $\tilde{\nu}$ 는 다음과 같이 주어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\tilde{\rho}_{i,j,k} = F_{i,j,k} \langle \rho_w \rangle_{i,j,k} + (1 - F_{i,j,k}) \langle \rho_a \rangle_{i,j,k} \quad (2.9)$$

$$\tilde{v}_{i,j,k} = F_{i,j,k} \langle v_w \rangle_{i,j,k} + (1 - F_{i,j,k}) \langle v_a \rangle_{i,j,k} \quad (2.10)$$

여기서, 첨자 w 및 a 는 액체와 기체의 물리량을 각각 나타낸다. 한편, VOF함수의 이류는 다음과 같이 각 셀에서 액체의 보존을 고려함으로써 얻어진다.

$$S = \frac{\partial(mF)}{\partial t} + \frac{\partial(muF)}{\partial x} + \frac{\partial(mwF)}{\partial z} \quad (2.11)$$

경계면의 위치는 각각의 경계면 셀에서 VOF함수의 기울기 ∇F 에 의해 결정된다.

기초방정식 (2.1) ~ (2.3) 및 VOF 함수의 이류방정식 (2.11)는 직교 교호 격자를 적용한 유한차분법에 의해 이산화 된다. 이산 방정식은 Amsden and Harlow (1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계산된다.

SMAC법에서 운동량 방정식의 모든 항은 $n+1$ 의 시간스텝에서 임시유속 \tilde{u} , \tilde{v} , \tilde{w} 에 대해 첫 번째 스텝에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \hat{M} \left[- \left(\lambda_x u \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda_z w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{\lambda_v}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.12)$$

$$\frac{\tilde{w} - w^n}{\Delta t} = \hat{M} \left[- \left(\lambda_x u \frac{\partial w}{\partial x} + \lambda_z w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{\lambda_v}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VIS + SOR + EXT \right]^n \quad (2.13)$$

여기서, $\hat{M} = (\lambda_v + (1 - \lambda_v)C_M)^{-1}$ 이며, VIS 는 점성항, SOR 은 소스항, EXT 는 부가 감쇠 영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다.

두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족하도록 식 (2.12) ~ (2.13)의 임시 유속장에 대한 Poisson방정식을 음해법(implicit method)으로 해석한다. 즉, 임시 유속장은 다음의 시간 스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.

$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{\lambda_x \hat{M}}{\tilde{\rho}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial x} \quad (2.14)$$

$$w^{n+1} = \tilde{w} - \Delta t \frac{\lambda_z \hat{M}}{\tilde{\rho}^n} \frac{\partial(\delta p)^{n+1}}{\partial z} \quad (2.15)$$

여기서, $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시 유속장 \tilde{u} , \tilde{w} 가 연속방정식을 만족함으로써 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 식 (2.19)로부터 압력보정 δp 에 관한 1차 연립방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터 δp 를 산정한다.

$$\begin{aligned} & \frac{\partial^2(\lambda_x \hat{M} \delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2(\lambda_z \hat{M} \delta p)^{n+1}}{\partial z^2} & 1 \\ & = -\frac{1}{\Delta t} \left(\frac{\partial \lambda_x \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z \tilde{w}}{\partial z} \right) \end{aligned} \quad (2.16)$$

경계조건으로는 서로 혼합되지 않는 2상류의 유체운동을 고려하므로 액체만을 고려하는 단상류의 경우와 달리 자유수면의 경계조건이 필요하지 않게 되며, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로의 바닥 및 측면경계를 처리하기 위하여 불투과 조건과 slip 조건을 각각 적용한다.

② 검증

2D-NIT모델의 타당성은 Nakamura(1999)가 제시하고 있는 해수교환구조물의 반사율 및 전달율에 대한 수치모형실험의 결과(Nakamura et al., 2003)와 2D-NIT의 해석결과를 비교·분석을 통해 이미 검증되었다(Lee et al., 2013).

수치해석의 수치 파동수로는 Nakamura(1999)가 수행한 조건과 동일한 입사 파랑(규칙파)의 제원으로 구성되었으며, Figs. 2.13 ~ 2.14에 해수교환구조물에 의한 반사율 K_r , 전달율 K_t 를 파장 L 과 유공부의 폭 B 와의 비인 L/B 에 대해 산정된 결과를 비교 제시한다. Fig. 2.13의 결과를 살펴보면, 반사율의 경우 입사 파고 $H=5\text{ cm}$ 와 $H=10\text{ cm}$ 에 대한 실험치(Nakamura, 1999; Nakamura et al., 2003), 2D-NIT에 의한 해석치 모두 공진현상이 나타나는 $L/B=9.56$ 의 값에서 최소치를 취하고, L/B 의 양측으로 갈수록 반사율이 증가하는 경향을 나타낸다. 또한, $L/B=11.76 \sim 14.44$ 인 비교적 장주기파랑의 경우에 기존의 실험결과와 거의 동일한 결과를 나타내고 있으며, $L/B=5.84 \sim 9.56$ 인 비교적 단주기파랑의 경우에 해석치가 기존의 실험치보다 약간 높은 결과를 나타낸다. 이는 계산

영역을 크기가 일정한 직사각형의 격자로 분할하는 과정에서 단주기 파랑 및 장주기 파랑을 모의하는 격자크기를 동일하게 설정하였기 때문이라 판단되지만, 실험치와의 대응성은 만족스러운 것으로 판단된다.

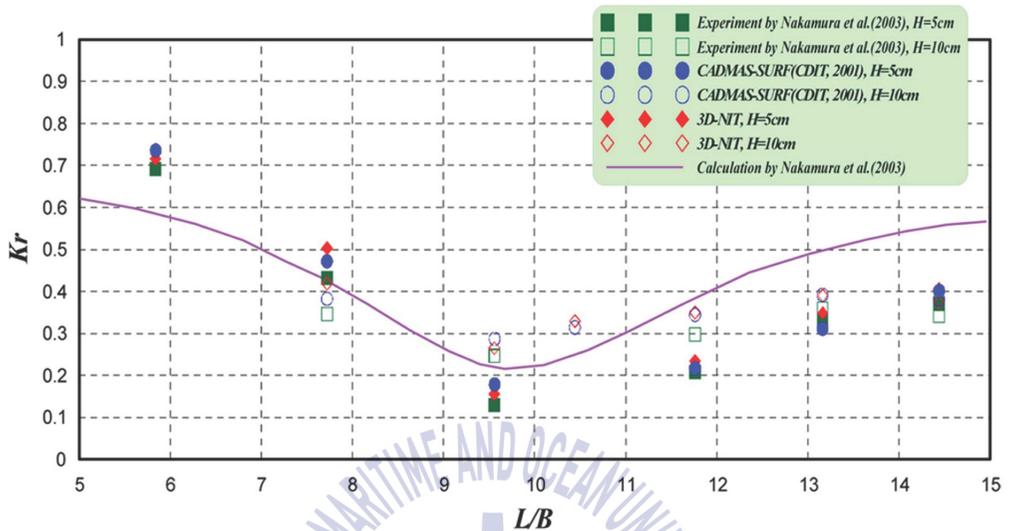


Fig. 2.13 Comparison of the reflection coefficients for the water exchange structure(Lee et al., 2013).

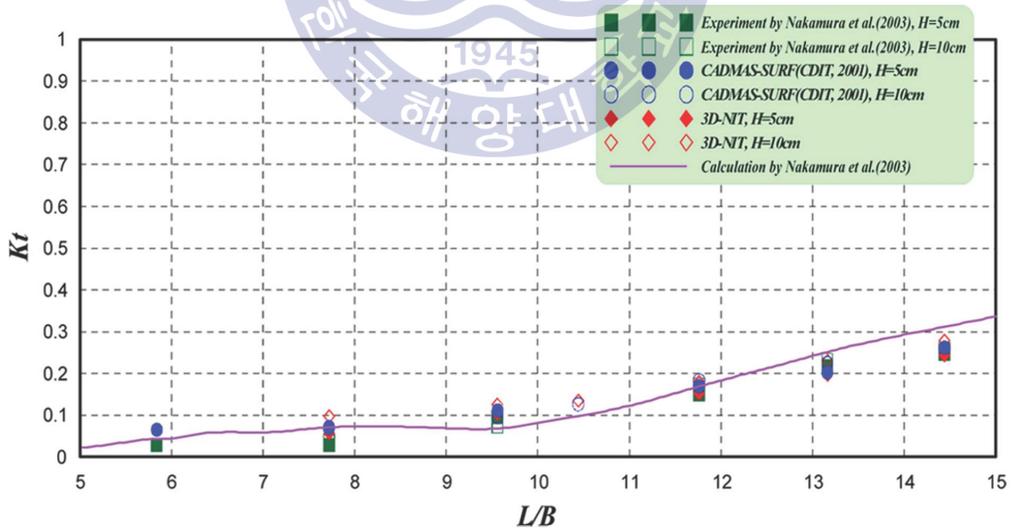


Fig. 2.14 Comparison of the transmission coefficients for the water exchange structure(Lee et al., 2013).

Fig. 2.14의 결과를 살펴보면, $H=5\text{ cm}$ 와 $H=10\text{ cm}$ 에 대한 실험치 (Nakamura, 1999; Nakamura et al., 2003), 2D-NIT에 의한 해석치 모두 L/B 의 값이 커질수록 전달율이 증가하는 경향을 나타내는 것으로 대응성을 살펴보면, $H=5\text{ cm}$ 및 $H=10\text{ cm}$ 에 대해 모두 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

2.3.2 지반거동 해석 : FLIP모델

유체-지반 상호작용 거동을 해석하기 위해 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program) 모델(Iai et al., 1992a, 1992b)을 이용하였다 FLIP에서는 Multi-spring shear mechanism(Towhata and Ishihara, 1985)을 이용한 2차원 유효응력의 유한요소 해석모델로 지반 내 간극수를 비압축성으로, 흙 골격을 탄소성체로 가정하며, 액상화에 따른 지반과 구조물의 안정성을 검토하는 모델로, 원래 지진과 같은 동적인 하중이 작용할 때 액상화 등에 의한 지반-구조물 상호작용 문제를 검토하기 위하여 개발된 유한요소 프로그램이다.

지반의 유효응력 해석을 위해서는 주응력 방향 회전과 과잉간극수압에 대한 영향을 필수적으로 고려해야 하며 이를 위해 전단변형 에너지를 계산하는 것이 필요하다. 전단변형 에너지를 계산하기 위해서는 전단변형률 이력에 따른 변형 에너지의 증분을 적분함으로써 가능하다. FLIP에서는 변형 에너지 계산을 위한 구성방정식으로 Multi Inelastic Spring Model을 도입하였으며, 그 내용은 다음과 같다(Kang et al., 2015).

① 기초 방정식

Multi-spring shear mechanism에서 원형고정경계는 Fig. 2.15와 같이 전단변형 영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순 전단 메커니즘이라 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력-변형률 관계를 잘 묘사할 수 있다.

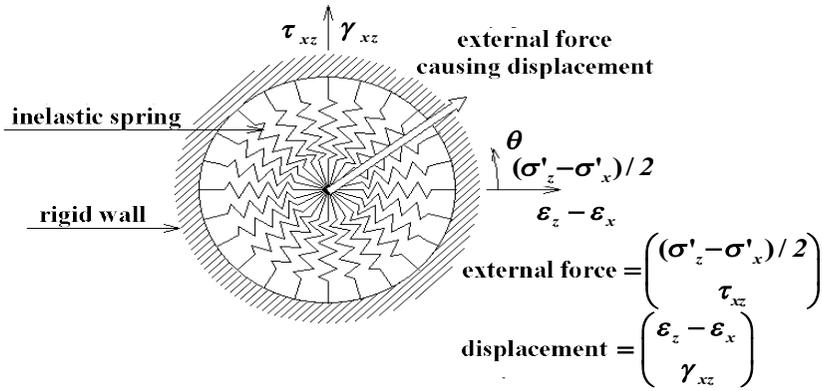


Fig. 2.15 Schematic diagram of multi-spring shear mechanism model(Towhata and Ishihara, 1985)

각 스프링에서 힘과 변위관계는 쌍곡선형태의 하중-변위관계를 따른다. 원의 중심에서 이동점의 변위는 외력에 의해 발생한 전단변형을 나타내며, 절점에 작용외력의 결과로 흙에서 발생하는 전단응력이 나타난다. 평면변형상태에서 유효응력과 변형벡터를 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xz}\} \quad (2.17)$$

$$\{\epsilon'\}^T = \{\epsilon'_x, \epsilon'_y, \gamma_{xz}\} \quad (2.18)$$

구성방정식은 기본적으로 식 (2.19)와 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\epsilon\} - \{d\epsilon_p\}) \quad (2.19)$$

여기서, σ' 는 유효응력, $\{\epsilon\}$ 은 변형률, $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력증분, $\{d\epsilon\}$ 는 변형률증분, $[D]$ 는 다음의 식 (2.20)로 정의되고, $\{d\epsilon_p\}$ 는 다음의 식 (2.21)으로 주어지는 다이러턴시에 따른 체적변형률증분을 각각 나타낸다.

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\} + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)}\{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (2.20)$$

$$\{d\epsilon_p\} = \{d\epsilon_p/2, d\epsilon_p/2, 0\} \quad (2.21)$$

여기서, K 는 반력계수, $R_{L/U}^{(i)}$ 은 접선전단계수, $\sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\} \{n^{(i)}\}^T$ 는 multi-spring shear mechanism으로, 각 메커니즘 $i=1,2,3,\dots,I$ 는 각각 단순전단 메커니즘으로 나타나며, 각각의 단순전단평면의 각도는 $\theta/2$ 이다. x 축에 관련된 접선전단계수는 복원력특성과 쌍곡선의 응력-변형관계를 나타낸다. 식 (2.20)의 우변에서 $\{n^{(0)}\}$ 은 방향벡터, $\{n^{(i)}\}^T$ 는 방향벡터로 각각 다음의 식으로 정의된다.

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1, 1, 0\} \quad (2.22)$$

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos\theta_i, -\cos\theta_i, \sin\theta_i\} \quad (\text{for } i=1,2, \dots, I) \quad (2.23)$$

여기서,

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta_i \quad (\text{for } i=1,2,3, \dots, I) \quad (2.24)$$

$$\Delta\theta_i = \pi/I \quad (\text{for } i=1,2,3,\dots,I) \quad (2.25)$$

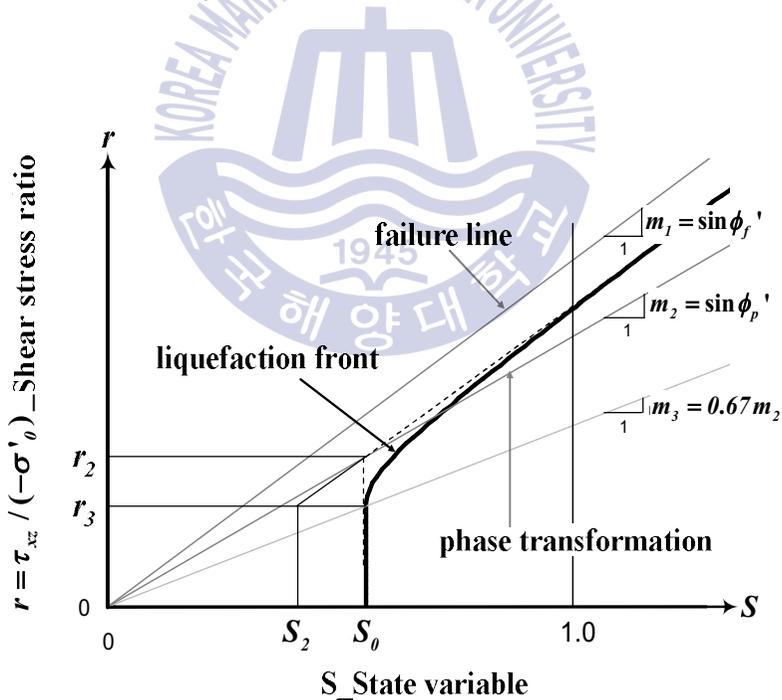


Fig. 2.16 Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a, 1992b)

과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와의 관계로부터 산정되고, (+)다이러턴시의 영향은 Iai et al. (1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 2.16의 액상화 경계(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 cyclic mobility 및 액상화 거동을 재현할 수 있으며, 그것의 정식화는 다음과 같다.

$$S = S_0 \quad \text{for } r \leq r_3$$

$$S = S_2 \sqrt{(S_0 - S_2) + \{(r - r_3)/m_1\}^2} \quad \text{for } r > r_3 \quad (2.26)$$

여기서, $r_2 = m_2 S_0$ (2.27)

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (2.28)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m \quad (2.29)$$

S_0 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며, m_1 은 파괴선의 기울기, 전단 저항각 ϕ'_f 는 $m_1 = \sin\phi'_f$ 에 의해 정의된다. m_2 는 상태변형(phase transformation) 각도 ϕ'_p 로부터 $m_2 = \sin\phi'_p$ 로 정의되고, m_3 는 $m_3 = 0.67m_2$ 로 정의되는 상태변형선의 기울기로, 하나의 영역에서 다른 영역으로 자연스럽게 변형되기 위한 것이며, 실제 응력경로 형태와의 조화에 의해 결정된다. Fig. 2.16에서 S 는 비배수 상태에 대한 일정 구속압에서 유효응력변화를 의미하고, r 은 전단 응력비이며, 초기유효응력은 $\sigma'_0 = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{z0})/2$ 로 정의된다.

② 검증

FLIP의 자체 검증은 1992년 반복전단시험과 수치해석의 비교로 이미 검증된 바 있을 뿐 아니라, 현재 프로그램 버전으로 수치해석을 재 실시한 결과 FLIP모델이 상당한 타당성을 가지고 있음을 재확인 할 수 있었다(Kim, 2014).

현재 프로그램 버전으로 수치해석 재실시를 위해 사용된 2가지 흙 상태는 조밀한 것과 느슨한 것으로 나뉘며, 그 물성치 값들은 Table 2. 2와 같다.

Table 2.2 Physical properties of soils for verification

Parameters	Loose sand	Dense sand
Shear modulus (kPa)	1.037×10^5	1.407×10^5
Bulk modulus (kPa)	2.705×10^5	3.668×10^5
Bulk modulus of pore water (kPa)	2.0×10^6	2.2×10^6
Saturated unit weight (kN/m^3)	20.50	20.50
Porosity	0.45	0.4
Internal friction angle ($^\circ$)	60.45	65.51

Fig. 2.17은 느슨한 상태 흙을 Fig. 2.18은 조밀한 상태의 흙을 반복 전단시험 및 수치해석 한 결과로 위쪽은 유효응력경로를 나타내며, 아래쪽은 응력-변형률 곡선이다.

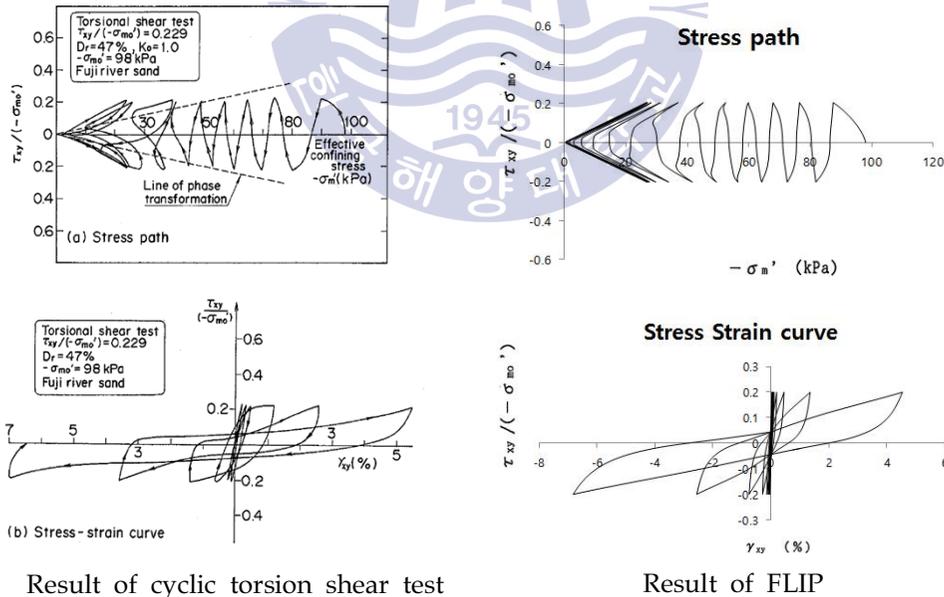


Fig. 2.17 Comparison of FLIP analysis and cyclic torsion shear test for loose sand(Kim, 2014).

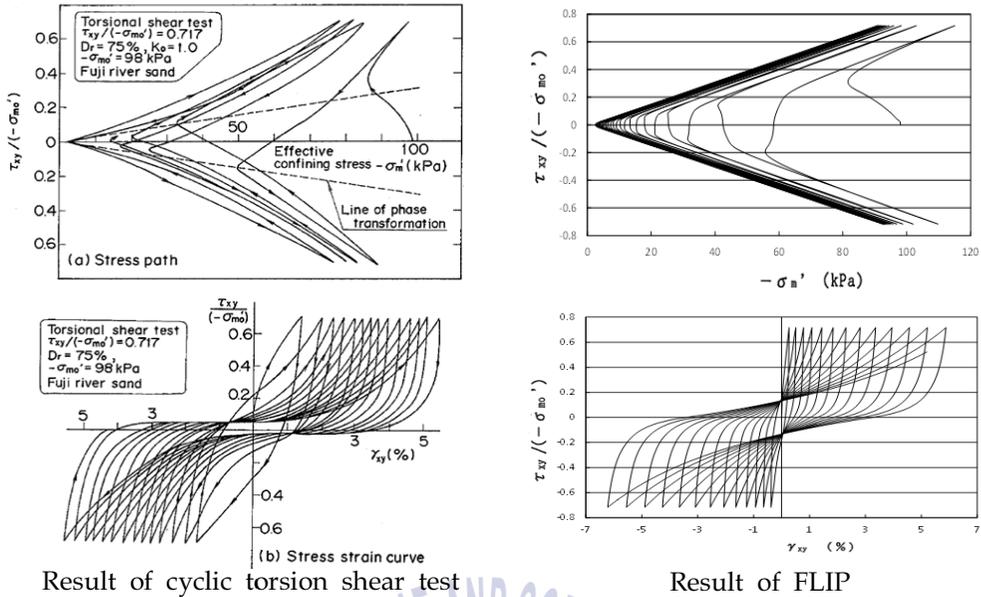


Fig. 2.18 Comparison of FLIP analysis and cyclic torsion shear test for dense sand(Kim, 2014).

2.3.3 결합모델(2D-NIT+FLIP)의 검증

본 연구에서 제안된 결합모델은 압력과 유속에 의해 발생하는 전단응력을 2D-NIT 모델로 산정하고, 이를 외력치로 입력, FLIP으로 과잉간극수압과 응력의 변화를 산출하는 방법을 사용하였다. 따라서 2D-NIT모델과 FLIP모델 결합에 의한 수치해석 결과와 이론해(Yamamoto et al., 1978) 및 실험결과(Chang et al., 2007)와의 비교 분석을 통해 검증을 실시한 Kim(2014) 및 Kang et al.(2015)의 연구결과를 따랐으며, 그 내용은 다음과 같다

① Yamamoto모델 이론과 비교

Yamamoto et al.(1978)은 진행성과 하중조건에서 Biot의 압밀이론에 기초하여 해저지반을 반무한 다공성 탄성체로, 간극수는 비압축성이고, 간극수의 흐름이 등방이고 Darcy법칙에 지배된다고 가정하였다.

완전 포화된 반 무한깊이의 수평지반을 대상으로 하는 Yamamoto 모델에 의한 무차원 수평 및 연직 유효응력 증분 $|\Delta\sigma'_x/p_0|, |\Delta\sigma'_z/p_0|$, 무차원 과잉 간극수압 증분 $|\Delta p/p_0|$ 은 다음의 식으로 주어진다.

$$\left| \frac{\Delta\sigma'_x}{p_0} \right| = \left| \frac{\Delta\sigma'_z}{p_0} \right| = kze^{-kz} e^{i(kx + \omega t)} \quad (2.30)$$

$$\left| \frac{\Delta p}{p_0} \right| = e^{-kz} e^{i(kx + \omega t)} \quad (2.31)$$

여기서 $\Delta\sigma'_z$ 는 연직 유효응력 증분, p_0 는 해저면상에서 과의 최대동압을, k 는 파수, $i = \sqrt{-1}$, ω 는 각주파수이다.

식 (2.30) 및 식 (2.31)에서 알 수 있는 사실은 무차원 수평 및 연직 유효응력 증분 $|\Delta\sigma'_x/p_0|, |\Delta\sigma'_z/p_0|$ 과 무차원 과잉 간극수압 증분 $|\Delta p/p_0|$ 는 흙의 물성치와는 관계가 없고, 오직 파수, 즉 주기와 수심만의 함수인 것을 알 수 있다. 이것은 매우 중요한 사실로 Yamamoto 해가 가진 한계성을 나타낸다.

2D-NIT와 FLIP에 의해 수행된 수치해석에서는 비선형 규칙파($T = 3 \text{ sec}$, $H = 1 \text{ m}$)를 사용하였고, 지반 물성치는 Yamamoto et al.(1978)에서 사용된 전단계수와 간극수체적계수를 사용하였으며, 그 외 수치해석에 필요한 물성치는 조밀한 모래에 대한 Das(2006)가 제한한 일반적인 값을 사용하였으며 Table 2.3과 같다.

Table 2.3 Physical properties of soil for numerical analysis

Shear modulus (kPa)	4.8×10^5
Bulk modulus (kPa)	1.252×10^6
Bulk modulus of pore water (kPa)	2.2×10^6
Saturated unit weight (kN/m^3)	20.50
Poisson's ratio	0.33
Porosity	0.487
Internal friction angle ($^\circ$)	34

2D-NIT를 이용한 파압산정에서 경계조건은 중복파의 영향을 최소화하기 위해 양쪽 경계면에 적용된 파장의 두 배인 50.764 m의 감쇠영역을 고려하였다. Fig. 2.19는 2D-NIT에 의해 산정된 해저지반 표면에서의 파압으로 최대파압은 1.86 kPa를 나타내고 있다. 여기서 “+(양)”의 파압은 해저지반에 압축력으로 작용하며, “-(음)”의 파압은 인장력으로 작용하게 된다.

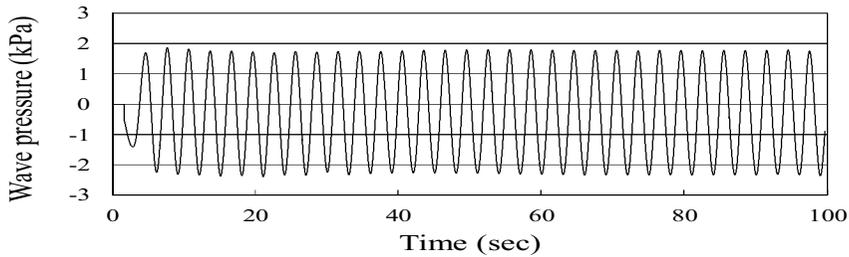


Fig. 2.19 Wave pressure history produced in 2D-NIT

Fig. 2.20는 FLIP에 의한 지반수치해석 조건을 나타낸다. 경계조건으로 하부 지반은 고정, 양쪽 경계는 수직방향의 변위만 허용하였다. 2D-NIT에서 산출된 파압은 Fig. 2.20에서처럼 양쪽 4 m를 제외한 중앙부분에 0.2 m 간격으로 총 16개 지점에 입력하였다. 또한, 결과산정을 위한 지점은 깊이 방향으로 총 50개를 지정하였다.

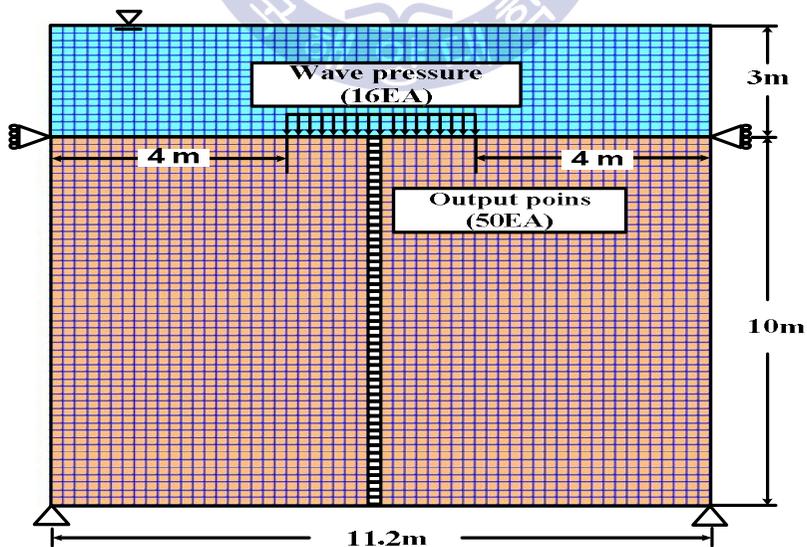


Fig. 2.20 Finite element mesh for numerical modeling in FLIP

Fig. 2.21은 무차원 수평 및 연직 유효응력 증분에 대한 Yamamoto의 이론해와 2D-NIT & FLIP모델에 의한 수치해석결과를 비교한 것이다. 그림에 나타낸 바와 같이 Yamamoto에 의한 이론해와 해석결과가 비슷한 경향을 나타내고 있다. 두 경우, 지반에서 깊어질수록 작용과압의 영향이 감소하기 때문에 $|\Delta\sigma'_x/p_0|$, $|\Delta\sigma'_z/p_0|$ 가 감소하는 경향을 보이고 있다.

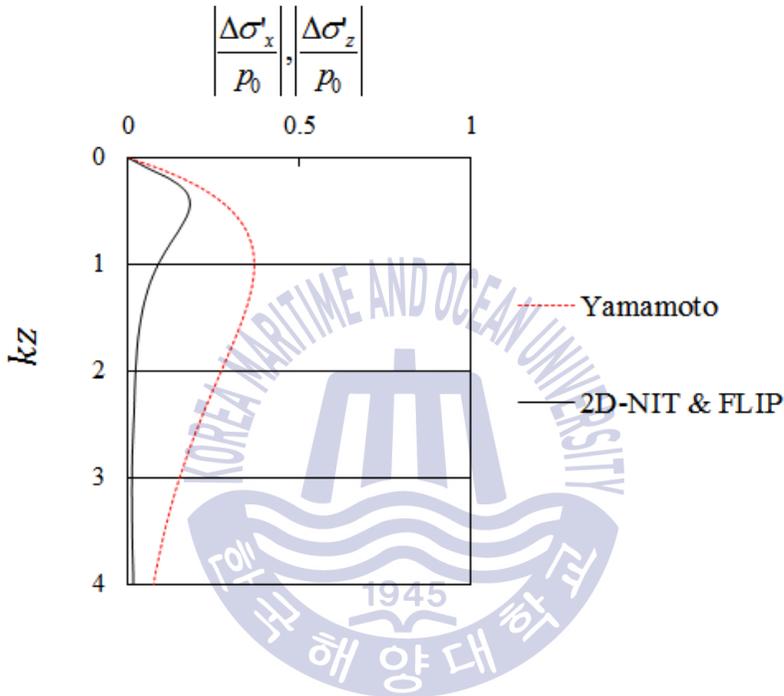


Fig. 2.21 Comparison of non-dimensional horizontal and vertical effective stress increments between Yamamoto and 2D-NIT & FLIP results

Yamamoto 결과를 보면 지반 깊이에 따른 무차원 수평 및 연직 유효응력 증분의 최대치가 kz 가 1인 연직위치에서 발생된다는 것을 알 수 있다. 즉, 수평 및 연직 유효응력 증분의 값은 $z/L=1/2\pi$ 일 때 최대치가 되며, 이는 파장에 따라 연직 유효응력 증분 최대치의 발생위치가 달라짐을 확인할 수 있다. $kz=1$ 일 때 무차원 유효응력 증분은 0.368로 산정된다. 한편, 2D-NIT & FLIP의 경우는 kz 가 0.4일 때 무차원 수평 및 연직 유효응력 증분의 최대치는 0.181이 발생하였다. 2D-NIT & FLIP의 경우는 작용한 과압에 대해서 kz 가 2정도까지만 영향이 있

지만, Yamamoto의 이론해는 kz 가 4까지 영향이 있는 것을 알 수 있다. 전체적으로 2D-NIT & FLIP모델이 Yamamoto모델의 경우보다 약간 작은 값을 나타낸다.

Fig. 2.22는 무차원 과잉간극수압 증분에 대한 Yamamoto et al.(1978)에 의한 이론치와 2D-NIT & FLIP모델에 의한 해석결과를 비교한 것이다. 그림으로부터 무차원 과잉간극수압 증분은 지반표층에서 가장 큰 $|\Delta p/p_0|=1$ 의 값을 나타내고, 깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 변화과정에서 Yamamoto 해와 2D-NIT & FLIP모델의 해석치가 매우 잘 일치한다.

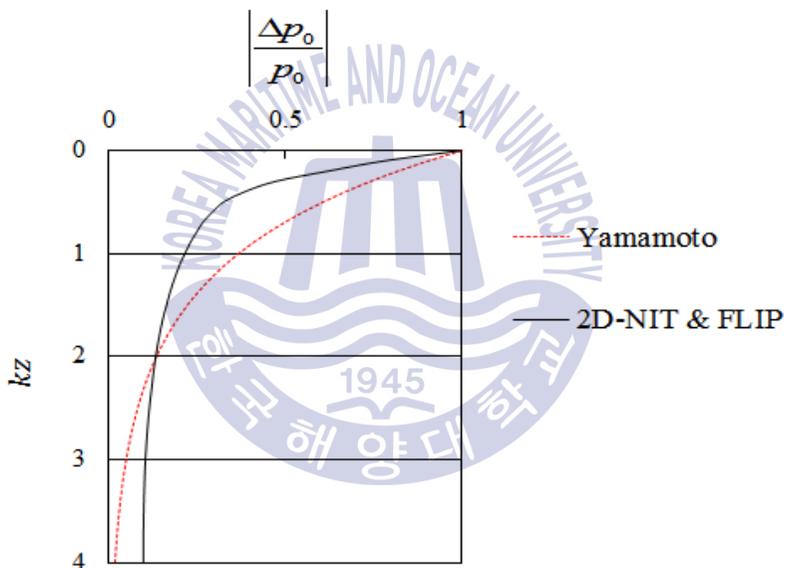
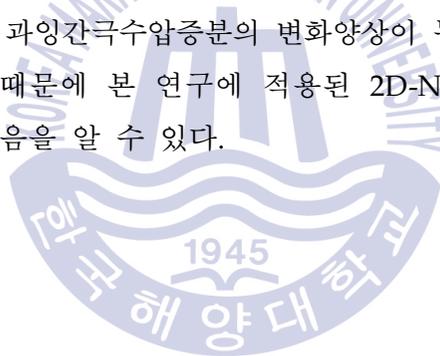


Fig. 2.22 Comparison of non-dimensional excess pore water pressure increment between Yamamoto and 2D-NIT & FLIP results

이상으로부터 Yamamoto모델과 2D-NIT & FLIP모델에 의한 결과값을 비교하면 두 모델에서 발생된 차이는 다음과 같은 이유 때문으로 판단된다. 먼저 기본적으로 지반에 대한 거동이론의 차이에 기인하는 것으로 판단된다. 즉,

Yamamoto모델은 지반을 다공성탄성체로 가정함으로써 무차원 유효응력증분이 흙의 물성치와 관계없는 결과를 나타내지만, 실질적으로 지반은 다공성탄성체라기보다 FLIP모델에서 고려하는 탄소성체에 가까운 거동을 나타낸다. 즉 지반의 물성치가 결과에 영향을 미친 것으로 판단된다. 다른 원인으로 지반의 배수를 들 수 있다. FLIP 모델에서는 비배수 조건을 적용하고 있어 실지 지반의 배수조건과는 다르기 때문에 Yamamoto 모델과 차이가 발생하는 것으로 판단된다. 또 다른 원인으로 파동장에 적용된 파이론을 고려할 수 있다. Yamamoto모델에서는 선형파이론을 적용하고 있는 반면, 2D-NIT & FLIP모델에서는 강비선형 파랑해석법을 적용하고 있기 때문에 파의 비선형이론이 2D-NIT & FLIP모델의 수치해석에 영향을 미친 것으로도 판단된다. 하지만 이 영향은 작을 것으로 판단된다.

결론적으로 두 결과 값에 차이는 보이지만, 두 모델에 적용된 조건에 의해 이론상 필연적으로 나타날 수 있는 합리적인 차이로 볼 수 있다. 깊이에 따른 지반내의 유효응력증분과 과잉간극수압증분의 변화양상이 두 모델의 결과에서 상당히 잘 일치하고 있기 때문에 본 연구에 적용된 2D-NIT & FLIP모델이 상당한 타당성을 가지고 있음을 알 수 있다.



② Chang의 수조모형실험결과와 비교

Chang et al.(2007)은 모래질 지반상에서 진행파동으로 인한 지반 내 과잉 간극수압 증분 및 유효응력 증분을 실내수조실험으로부터 측정하였다. Chang et al.(2007)의 실험에서 길이 100 m, 폭 1.5 m, 높이 2 m의 수조를 사용하였으며, 해저지반은 Fig. 2.23에 나타난 바와 같이 Fixed seabed와 Sandy seabed(길이 5.5 m, 폭 1.5 m, 높이 6 m)로 나누었으며, 해저지반의 재료는 균일한 재료를 사용하였다.

Sandy seabed에서 계측기를 설치하여 과잉간극수압과 유효응력을 측정하였다. 계측기 각각의 위치는 Fig. 2.23에서 확인할 수 있으며, 그 간격은 수직으로 0.1 m, 수평으로 0.2 m 이다. 실험에 적용된 파의 물리량 및 해저지반의 물성치는 다음의 Table 2.4에 나타난 바와 같다.

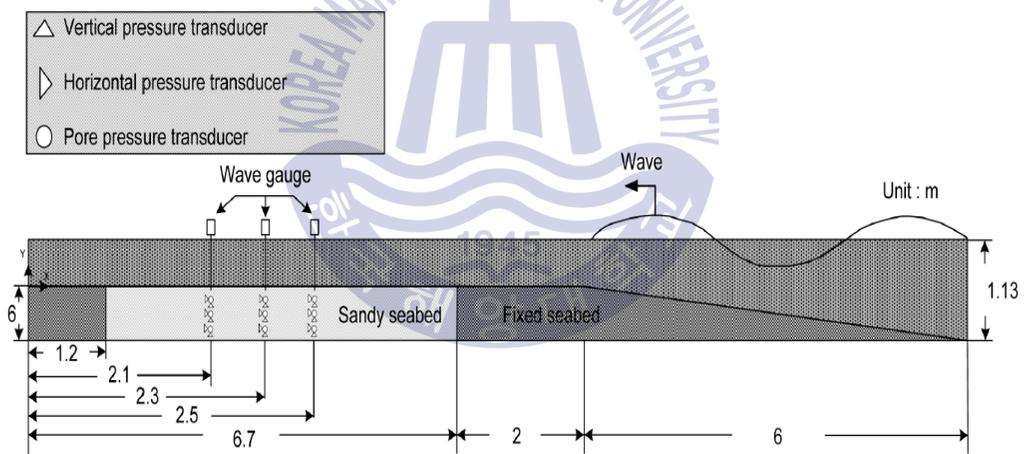


Fig. 2.23 Model set-up (Chang et al., 2007)

FLIP모델에서는 Table 2.4에서 제시된 물성치 이외의 값이 요구되는데, 이들의 값은 문헌자료를 참고하여 선택하였으며 Table 2. 5와 같다.

Table 2. 4 Physical properties of the wave and seabed soil (Chang et al., 2007)

Wave	Wave height (m)	0.3
	Wave period (sec)	2
Seabed soil	Specific gravity	2.654
	Minimum dry density (g/cm ³)	1.286
	Coefficient of uniformity	2.415
	Soil type (Unified Soil Classification System)	SP
	Wave period (sec)	2
	Maximum dry density (g/cm ³)	1.607
	Mean diameter (mm)	0.220
	Coefficient of curvature	0.932

Table 2. 5 Physical properties of the seabed soil

Internal friction angle (°)	33
Shear modulus (kPa)	1.0×10^3
Bulk modulus of pore water (kPa)	2.2×10^6
Saturated unit weight (kN/m ³)	18.62
Porosity	0.5
Bulk modulus (kPa)	2.607×10^3
Poisson's ratio	0.33

사질 지반상에서 진행과동으로 인한 지반 내 과잉 간극수압 증분 및 연직 및 수평 유효응력 증분을 수조실험으로부터 측정된 Chang et al.(2007)의 실험결과와 2D-NIT & FLIP모델에 의한 해석 결과를 비교한 것은 Fig. 2.24과 같다. Chang et al.(2007)의 실험결과는 점으로 2D-NIT & FLIP모델에 의한 해석값은 실선으로 각각 나타내었다.

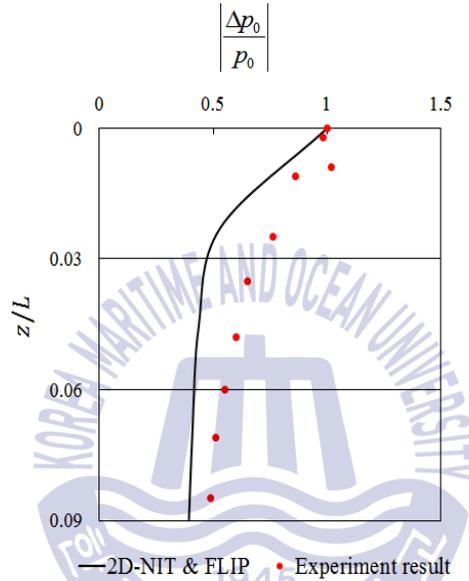
Fig. 2.24(a)는 무차원 과잉 간극수압 증분을 나타낸 것으로 무차원 과잉 간극수압 증분이 실험치의 비해, 해석치가 조금의 작은 값을 나타내고 약간의 차이는 있지만 대체적으로 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 두 결과 모두 파랑하중의 영향이 지반이 깊어짐에 따라 감소하여 과잉 간극수압 증분 값이 감소하는 경향을 보이고 있다.

Fig. 2.24(b)의 무차원 수평 유효응력 증분의 경우 지반상부에서는 실험치와 해석치가 잘 일치하나 하부에서는 해석치가 실험치에 비해 작은 것을 알 수 있다. Fig. 2.24(c)은 무차원 연직 유효응력 증분의 경우 실험치가 해석치에 비해 작은 값을 보인다. 전체적으로 연직유효응력증분은 해석치가 크고 수평유효응력증분은 실험치가 큰 것으로 나타났으며 경향은 서로가 대체적으로 잘 일치하는 것을 알 수 있다.

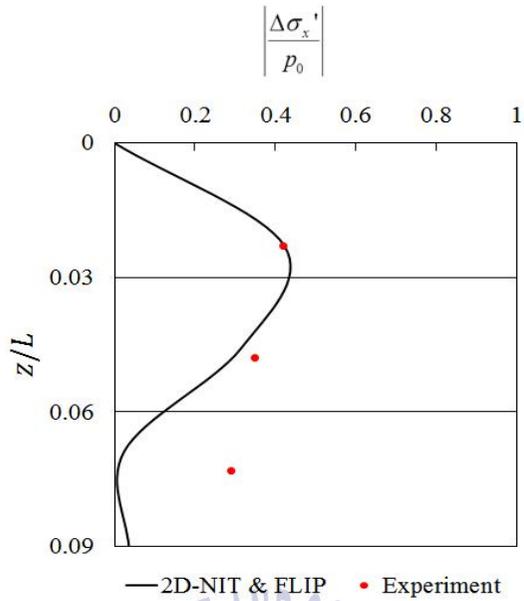
깊이에 따른 수평유효응력증분 값(Fig. 2.24(b))과 연직유효응력증분 값(Fig. 2.24(c))을 비교해 보면 서로 다른데 이것은 Yamamoto 해와 다르게 흙이 가지고 있는 비등방성을 실험치와 해석치가 잘 표현하고 있는 것을 보여준다. 또한 실험치와 해석치 모두 수평유효응력증분 값이 연직유효응력증분에 비해 큰 것은 파랑에 의해 발생된 과잉간극수압이 상대적으로 유효응력이 작은 수평방향 유효응력에 크게 영향을 미치기 때문으로 판단된다.

실험과 해석 사이에 차이를 발생시킨 원인은 실험에서 파장에 비해 토층이 얇은 유한두께의 지반을 적용하고 구성입자가 축적에 맞게 축소되지 않은 문제와 관련된 것으로 판단된다. 다른 원인으로 과동장에 적용된 파로 실험에서 조파판(wave paddle)을 사용하여 발생된 파는 Cnoidal파로 이것은 선형파와 고립파사이에 존재하는 파인 반면, 2D-NIT & FLIP모델에서는 강비선형 파랑해석법을 적용한 파가 사용되었기 때문으로 판단된다.

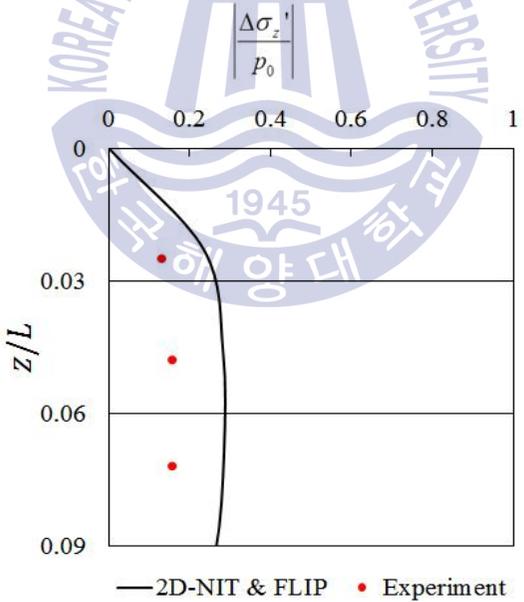
결론적으로 두 결과값에 차이는 보이지만, 그 차이는 해석조건과 실험조건에 따른 필연적으로 발생하는 합리적인 범위 안에 속하는 것으로 볼 수 있다. 전체적으로 깊이에 따른 지반내의 유효응력증분과 과잉간극수압증분의 변화 양상이 실험값과 해석값이 상당히 잘 일치하고 있기 때문에 본 연구에 적용된 2D-NIT & FLIP모델이 상당한 타당성을 가지고 있음을 알 수 있다.



(a) Non-dimensional excess pore water pressure increment



(b) Non-dimensional horizontal effective stress increment



(c) Non-dimensional vertical effective stress increment

Fig. 2.24 Comparisons of non-dimensional excess pore pressure and effective stress increments between Chang and 2D-NIT & FLIP results

제 3 장 동압력(수압) 및 유속 산정에 대한 이론해

3.1 조건

Fig. 3.1은 마운드형태 제방 월류 시 모습을 도식화 한 것이다. 이 장에서는 월류 발생 시 제방도로가 주로 설치되는 마운드형태 제방의 마루부 및 선단부에 대하여 파괴와 세굴의 원인인 압력 및 유속을 산정할 수 있는 이론해를 제안하고 이를 검증하였다. 이론해 개발을 위해 한계흐름조건과 베르누이정리를 적용하여 에너지의 관점에서 고찰이 이루어졌다. 제방 마루부와 선단부에 흐름을 유사 정적 비회전류로 가정하여 동심원 유선이 마루부와 선단부에 형성된다고 가정하였다. 제방 표면은 피복공이 설치된 불투수층으로 가정하였으며 제방 제체 및 하부 지반의 침투, 마루폭 등의 영향은 제외하였다.

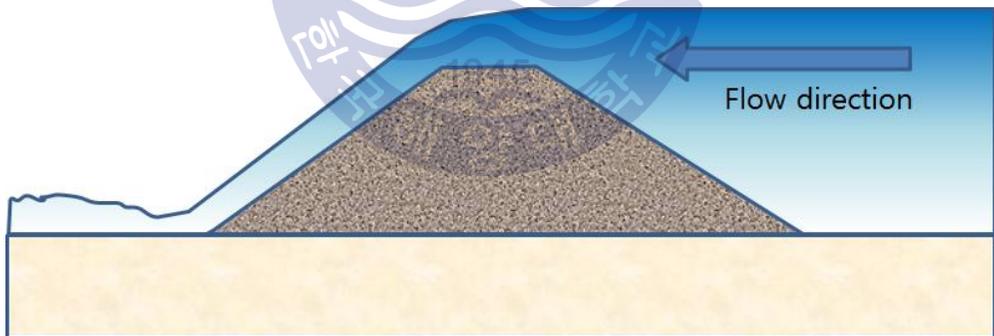


Fig. 3.1 Schematic diagram of a mound-type levee during overflow

3.2 이론해

3.2.1 마루부(crown)

Fig. 3.2는 월류 시 제방 제내지로 흐르는 물의 흐름을 계략적으로 도시한 것이다. 제방 마루부에서 파괴메커니즘을 규명하기 위해 흐름을 유사 정적 비회전류(irrotational flow)라고 가정하고, 마루부 A점(뒷비탈머리) 주위로 동심원유선이 형성된다고 가정한다(Munson et al., 2012). 즉 제방 전면의 에너지와 후면의 에너지 차가 크게 발생하는 것으로 가정한다. 이 그림에서 EGL은 Energy equivalent level을 의미하고, Z은 제방 높이, H는 월류고(overflow depth)로 제방 제외지쪽 마루부 상단에서 자유수면까지 높이를 나타낸다.

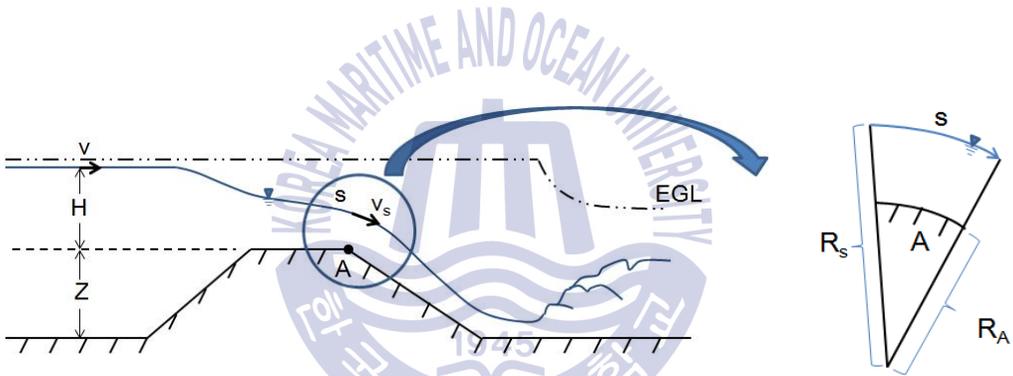


Fig. 3.2 Assumed energy equivalent level and flow line in the vicinity of the crown

① 압력(P_A)

A점에서의 압력은 A점을 datum으로 잡고 위치 s에 대해 Bernoulli 방정식을 적용하면 다음과 같은 식으로 정리된다.

$$P_A = \frac{1}{2} \rho v_s^2 - \frac{1}{2} \rho v_A^2 + \rho g y_s \quad (3.1)$$

여기서, ρ 는 물의 밀도, g 는 중력가속도, y_s 는 위치 A에서 S의 수위이다.

② 유속(v_S , v_A)

전제 조건에서 마루부에서 흐름을 유사 정적 비회전류라고 가정하고 동심원 유선이 A점 주위로 형성된다고 보면, 유속과 반경의 관계는 다음과 같다.

$$\begin{aligned}v_S &= \frac{c}{R_S} \\v_A &= \frac{c}{R_A}\end{aligned}\tag{3.2}$$

여기서, v_S , v_A 는 위치 S와 A에서 유속, R_S 와 R_A 는 동심원 중심으로부터 위치 S와 A까지 반경, c 는 상수이다.

수면에서 v_S 는 제방 제외지 쪽과 A점에서 대해 Bernoulli 방정식을 적용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$v_S = \sqrt{2g(H-y_S)}\tag{3.3}$$

유선 안쪽의 A점에서의 유속 v_A 는 식 (2)과 식 (3)을 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$v_A = \sqrt{2g(H-y_S)} \frac{R_S}{R_A}\tag{3.4}$$

③ 반경 R_S 와 R_A 의 관계

반경 R_S 와 R_A 의 관계는 단위 폭 당 흐르는 유량 q 를 이용하여 구할 수 있다.

$$q = \int_{R_A}^{R_S} \frac{R_S c}{r} dr = c \ln\left(\frac{R_S}{R_A}\right)\tag{3.5}$$

여기서, $c = v_S \cdot R_S = R_S \sqrt{2g(H-y_S)}$

유량은 또한 한계흐름조건을 이용하여 다음과 같이 개략적으로 구할 수 있다.

$$q = y_C v_S = \frac{2}{3} H \sqrt{\frac{2}{3} g H} \quad (3.6)$$

식 (3.5)과 식 (3.6)을 같다고 보면 상류에서 수위와 동심원 유선 반경 R_S 와 R_A 의 관계는 다음과 같이 표현 할 수 있다.

$$\frac{2}{3} H \sqrt{\frac{2}{3} g H} = R_S \sqrt{2g(H - y_S)} \ln\left(\frac{R_S}{R_A}\right) \quad (3.7)$$

3.2.2 선단부(toe)

월류 시 선단부는 주로 세굴로 인해 파괴되는 형태를 보이는데 이를 규명하기 위해 Fig. 3.3 와 같이 제방으로 흐르는 물의 흐름을 유사 정적 비회전류라고 가정하였다. Fig. 3.2에서와 같이 EGL은 Energy equivalent level을 의미하고, Z 는 제방 높이, H 는 월류고로 제방 제외지쪽 마루부 상단에서 자유수면까지 높이를 나타낸다.

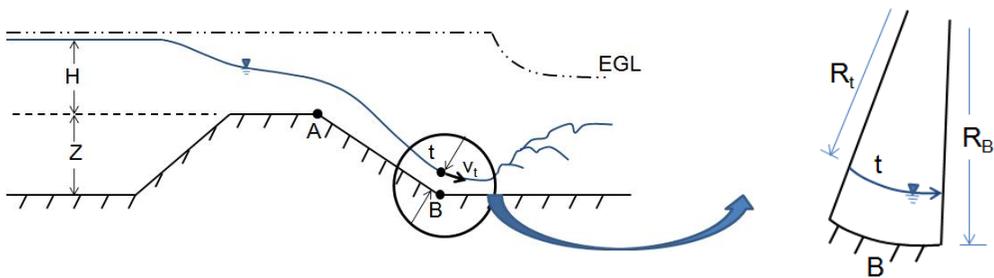


Fig. 3.3 Assumed energy equivalent level and flow line in the vicinity of the toe

① 압력(P_B)

B점에서 압력은 B점을 datum의 잡고 위치 t에 대해 Bernoulli 방정식을 적용하면 다음과 같은 식으로 정리된다.

$$P_B = \frac{1}{2}\rho v_t^2 - \frac{1}{2}\rho v_B^2 + \rho g(R_B - R_t) = \frac{1}{2}\rho v_t^2 \left[1 - \left(\frac{R_t}{R_B} \right)^2 \right] + \rho g(R_B - R_t) \quad (3.8)$$

② 유속(v_t, v_B)

제방 선단부에서 흐름을 유사 정적 비회전류라고 가정하였으므로 B점 주위로 동심원 유선이 형성된다고 보면, 유속과 반경의 관계는 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$v_t = \frac{c}{R_t} \quad (3.9)$$

$$v_B = \frac{c}{R_B}$$

여기서, v_t, v_B 는 위치 t와 B에서 유속, R_t 와 R_B 는 동심원 중심으로부터 위치 t와 B까지 반경, c는 상수이다.

수면에서 v_t 는 제방 바다쪽과 B점에서 대해 Bernoulli 방정식을 적용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$v_t = \sqrt{2g(H + Z - (R_B - R_t))} \quad (3.10)$$

B점에서의 유속 v_B 는 식 (9)와 식 (10)을 이용하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$v_B = \frac{R_t}{R_B} \sqrt{2g(H + Z - (R_B - R_t))} \quad (3.11)$$

③ 반경 R_t 와 R_B 의 관계

반경 R_t 과 R_B 의 관계는 단위폭 당 흐르는 유량을 이용하여 구 할 수 있다.

$$q = \int_{R_t}^{R_B} \frac{c}{r} dr = c \ln\left(\frac{R_B}{R_t}\right) \quad (3.12)$$

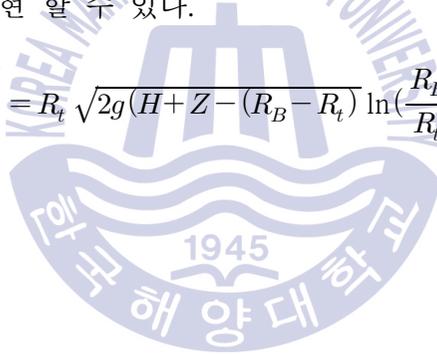
여기서 $c = v_t \cdot R_t = R_t \sqrt{2g(H+Z-(R_B-R_t))}$ 이다.

흐름을 한계흐름이라 가정하였으므로 유량은 다음과 같이 표현될 수도 있다.

$$q = y_C v_S = \frac{2}{3} H \sqrt{\frac{2}{3} g H} \quad (3.13)$$

식 (12)과 식 (13)을 같다고 보면 수위 $(H+Z)$ 와 동심원 유선 반경 R_t 와 R_B 의 관계는 다음과 같이 표현 할 수 있다.

$$\frac{2}{3} H \sqrt{\frac{2}{3} g H} = R_t \sqrt{2g(H+Z-(R_B-R_t))} \ln\left(\frac{R_B}{R_t}\right) \quad (3.14)$$



3.3 분석 및 적용성 검토

3.3.1 마루부

마루부에 대해 제안된 이론해 (식 (3.1) ~ 식 (3.7))을 이용하여 마루부에서 압력과 유속을 계산해 보면 다음과 같다. 예를 들어 제방에서 월류고 H 가 2.0 m 이고, 마루부의 높이가 6 m인 경우, 만약 R_A 를 2.0 m로 가정하고 R_s 를 식 (3.7)로부터 구하면 $R_s \approx 2.86$ m 이다. 이 값을 유속 식에 대입하여 유속을 구한 ($v_A = 6.8$ m/s) 후 식 (3.1)에 대입하면 A 점에서 압력 P_A 는 -3.26 kN/m²이다. 이것을 수두로 환산하면 -0.33 m이다. 동일한 조건에서 만약 R_A 를 1 m로 가정하고 A 점에서 압력을 구하면 P_A 는 -17.9 kN/m²이고 수두로 환산하면 -1.82 m에 해당된다.

추가로, 월류고 H 를 3.0 m, 마루부의 높이를 8.5 m, R_A 를 2.0 m로 가정할 경우 R_s 를 식 (3.7)로부터 구하면 $R_s \approx 3.19$ m 이다. 이 경우 A 점에서 압력 P_A 는 -15.74 kN/m²이다. 이것을 수두로 환산하면 -1.60 m이다. 또한 같은 조건에서 만약 R_A 를 1.5 m로 가정하고 A 점에서 압력을 구하면 P_A 는 -26.84 kN/m²이고 수두로 환산하면 -2.74 m에 해당된다. 이 결과는 Kato et al.(2012) 수조모형실험 결과(Fig. 3.4)와 정성적인 측면에서 잘 일치한다고 볼 수 있다.

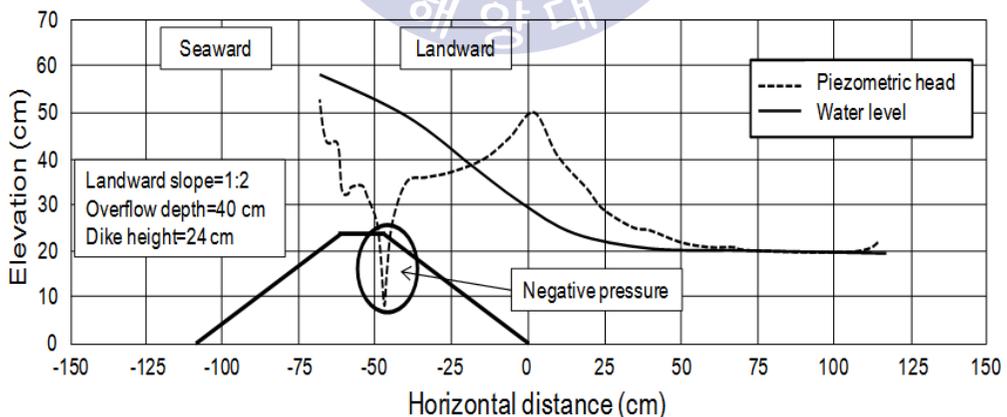


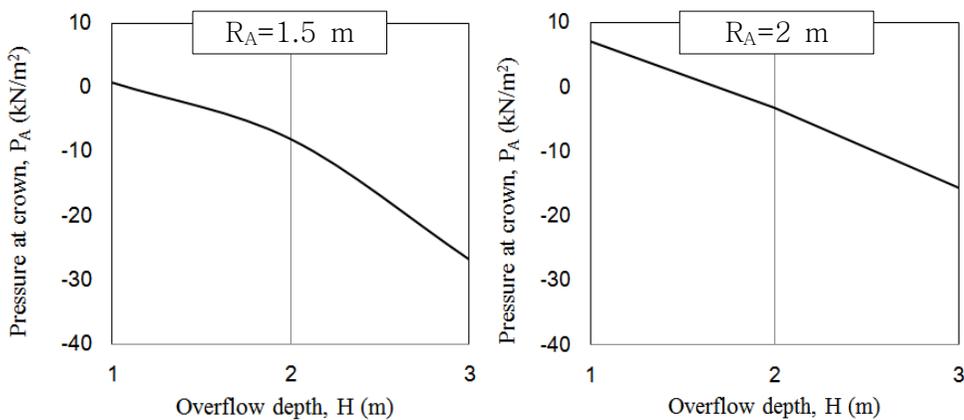
Fig. 3.4 Distribution of water level and piezometric head(Results of hydraulic model experiments(redrawn from Kato et al., 2012))

A 점에서 발생한 -26.84 kN/m^2 정도의 부(-) 압력은 25 cm 두께의 콘크리트 슬래브를 쉽게 들어 올릴 수 있는 압력이다. 마루부에서 유속 v_A 는 식 (3.4)를 사용하여 계산하면 9.50 m/sec ($R_A=2.0 \text{ m}$), 10.61 m/sec ($R_A=1.5 \text{ m}$)이다. 이 유속에 의한 전단응력을 Yeh & Mason(2014)이 제한한 식 (3.15)에 Darcy 마찰 계수 f 를 0.01로 가정했을 때 유속에 의한 전단응력이 0.11 kN/m^2 ($R_A=2.0 \text{ m}$), 0.14 kN/m^2 ($R_A=1.5 \text{ m}$)로 작용하는 것을 알 수 있다.

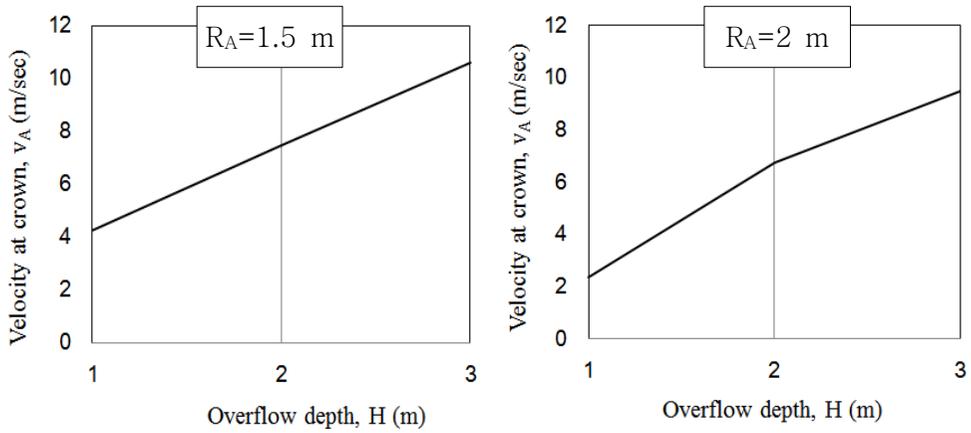
$$\tau = (f/8)\rho v^2 \quad (3.15)$$

마루부에서 발생하는 압력변화를 좀 더 구체적으로 알기 위해 제방 높이 Z 를 8.5m로 가정한 상태에서 반경 R_A 가 1.5 m와 2.0 m일 때 월류고 H 변화에 따른 마루부에서 압력변화를 보면 Fig. 3.5(a)와 같다. 월류고 높이 1.0 m를 기점으로 마루부에서 압력이 양(+)에서 부(-)로 바뀌는 것을 알 수 있다. 부의 압력 증가 비율도 월류고 증가에 따라 증가되는 것을 알 수 있다. 압력이 양(+)에서 부(-)로의 변화는 월류고 증가에 따른 유속이 증가로 발생된 것이다(Fig. 3.5(b)). 이것은 Jayaratne et al.(2013)의 수치해석 결과와도 유사하다.

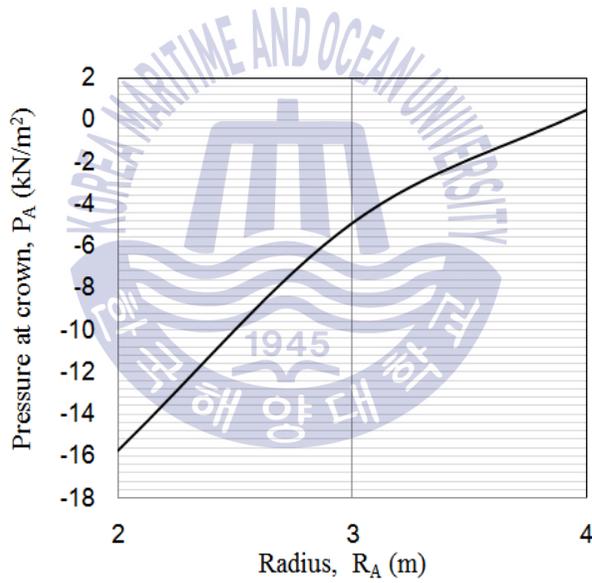
Fig. 3.5(c)는 반경 R_A 에 따른 마루부에서 압력 변화를 나타낸 것이다. 반경이 증가할수록 부의 압력이 감소되어 약 $R_A=3.9 \text{ m}$ 에서 압력이 양으로 변하는 것을 알 수 있다. 곡률(curvature)이 작을수록(반경 R_A 가 클수록) 부의 압력이 감소되므로 이를 고려한 마루부 설계가 요구된다.



(a) Overflow depth vs. pressure



(b) Overflow depth vs. velocity



(c) Radius vs. pressure

Fig. 3.5 Pressure and velocity variation at the crown

3.3.2 선단부

제안된 이론해(식 (3.8) ~ 식 (3.14))를 이용하여 선단부에서 압력과 유속을 계산해 보면 다음과 같다. 3.3.1 마루부 해석결과에서처럼 제방 월류고 H 가 2.0 m 이고, 마루부 높이 Z 가 6 m인 경우, 만약 R_B 를 6 m로 가정하고 R_t 를 식 (3.14)로부터 구하면 약 5.59 m 이다. 이 값을 유속식에 대입하여 유속을 구한 ($v_A = 13.1 \text{ m/s}$) 후 식 (3.8)에 대입하면 B점에서 압력 P_B 는 17.07 kN/m^2 이다. 이것을 수두로 환산하면 1.7 m이다.

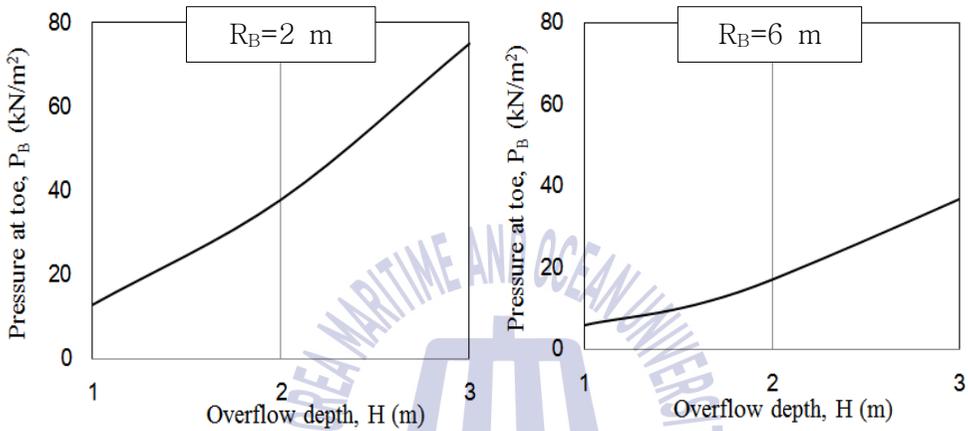
이번에는 월류고 H 를 3.0 m, 마루부 높이 Z 를 8.5 m, R_B 를 2.0 m로 가정하여 R_t 를 구하면 R_t 는 약 1.2 m 이다. 이 값을 유속식에 대입하여 유속을 구한 후 식 (3.8)에 대입하면 B점에서 압력 P_B 는 75.03 kN/m^2 이 되며 이것을 수두로 환산하면 7.6 m이다. 마루부에서와 다르게 큰 양의 압력이 작용하는 것을 알 수 있다. 선단부에서 유속 v_B 는 8.69 m/sec 이다. 이 유속에 의한 전단응력을 Yeh & Mason(2014)이 제한한 식 (3.15)로 계산해 보면 유속에 의한 전단응력은 0.094 kN/m^2 ($R_A=2.0 \text{ m}$)이다.

선단부에서 발생하는 압력변화를 좀 더 구체적으로 알기 위해 제방 마루부 높이 Z 를 8.5m로 가정한 상태에서 R_B 가 2.0 m와 6m일 때 월류고 H 변화에 따른 선단부에서 압력변화를 보면 Fig. 3.6(a)와 같다. 월류고가 증가함에 따라 선단부에서 양의 압력이 증가되는 압력 증가 비율도 같이 증가되는 것을 알 수 있다.

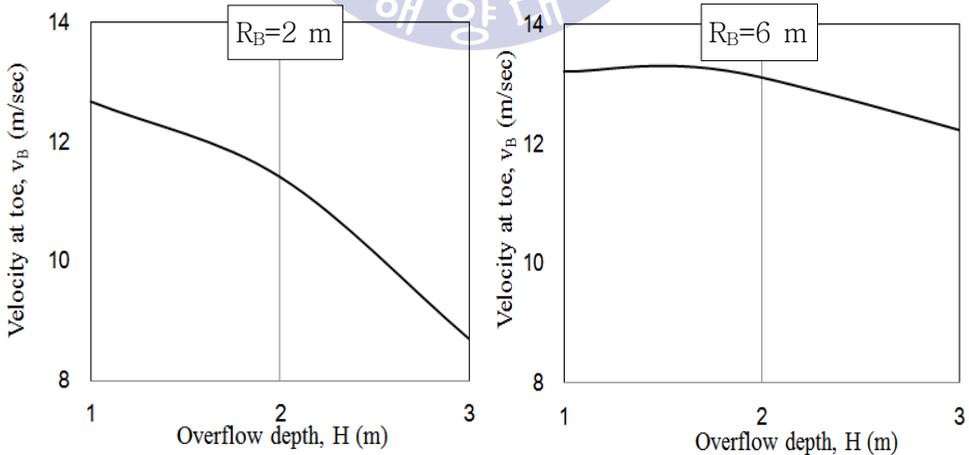
선단부에서 유속은 월류고가 낮은 경우(2 m 이하) 마루부의 유속보다 크게 나타난다. 에너지보존 관점에서 유속이 마루부보다 선단부에서 커지는 것은 당연한 결과로 판단되면 일반적인 경우 선단부 유속은 마루부 보다 커야 한다는 사실과 잘 일치한다. 다만 월류고가 2 m보다 큰 경우 예를 들어 3 m인 경우 마루부 유속이 선단부 유속과 별 차이가 없고 선단부에서 유속의 변화(Fig. 3.6(b)) 경향이 마루부와는 반대로 월류고가 증가할수록 감소하는 것이다. 일반적인 경우 특정 월류고 이후에는 유속이 선단부 이후 평지부분에서 발생하는 도수 현상에 의해 감소되는 것으로 알려져 있어 이론해가 타당성을 가지고 있다고 볼 수 있다. 즉 선단부 지점에서 흐름을 유사정적 비회전류라하고 동심원유선이

형성된다는 가정이 타당하다고 볼 수 있다.

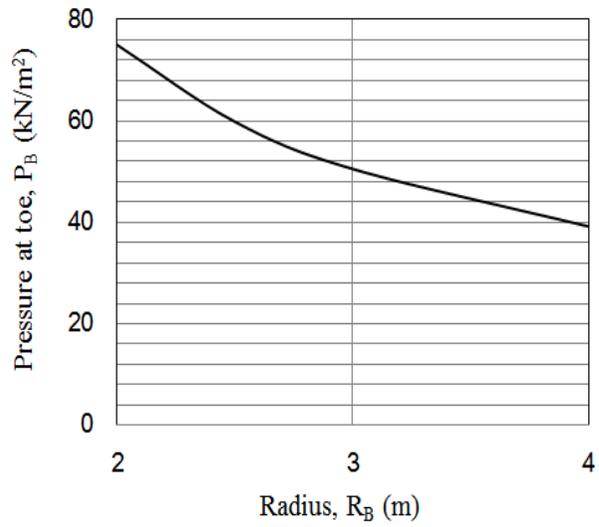
Fig. 3.6(c)는 반경 R_B 에 따른 선단부에서 압력 변화를 나타낸 것이다. 반경이 증가할수록 압력이 감소되는 것을 알 수 있다. 곡률(curvature)이 작을수록(반경 R_B 가 클수록) 압력이 감소되므로 선단부 설계 시 이를 고려하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.



(a) Overflow depth vs. pressure

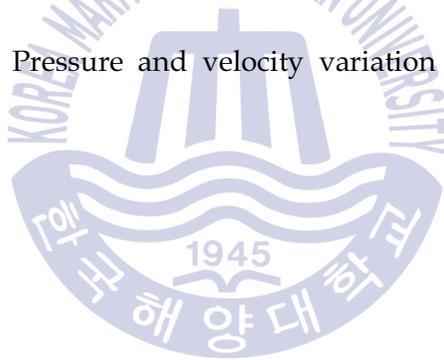


(b) Overflow depth vs. velocity



(c) Radius vs. pressure at overflow depth $H=3$ m

Fig. 3.6 Pressure and velocity variation at the toe



3.3.3 적용성

제안된 이론해를 이용하여 마루부(A점, 뒷비탈머리)와 선단부(B점, 뒷비탈기슭)에서 압력과 유속을 산정해 본 결과 기존의 실내수조모형실험 결과와 유사한 결과를 얻을 수 있었다. 이것은 본 연구에서 제방 마루부와 선단부에 흐름을 유사정적비회전류로 가정하여 동심원유선이 마루부와 선단부에 형성된다고 가정한 것이 어느 정도 타당성이 있음을 의미한다. 제방 마루부와 선단부에서 동심원 유선의 형성은 제방 전면의 에너지와 후면의 에너지 차가 크게 발생한다는 가정 하에 가능하다. 제방 전면과 후면에서 에너지 차가 작은 경우 다시 말해 월류고가 아주 작거나 반경이 아주 커 원호흐름이 생기지 않는 경우 본 이론해의 정확도는 떨어진다고 볼 수 있다.

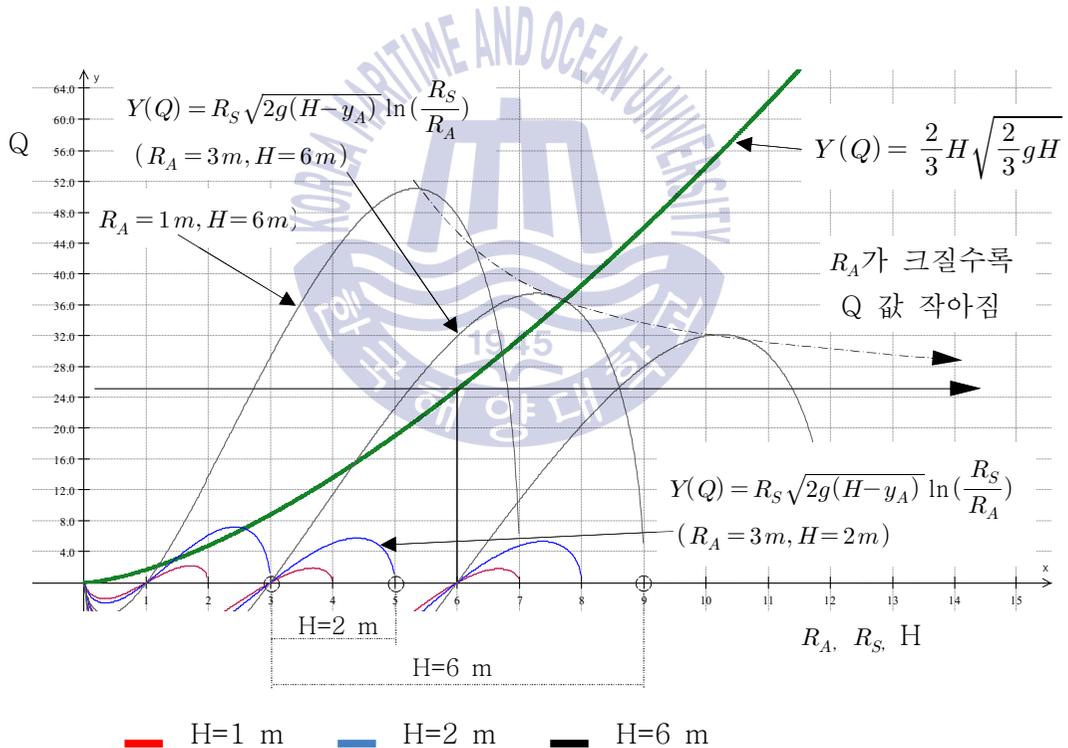


Fig. 3.7 Graph of theoretical solution at the crown

Fig. 3.7은 마루부에 대한 이론해식 (3.5 ~ 3.7) 간의 관계를 그래프로 나타낸 그림이다. 그래프는 Peanut software의 Winplot(<http://math.exeter.edu/rparris>)를 사용하여 그렸다. 식 (3.7)의 좌항인 식 (3.6)을 나타낸 그래프($Y(Q) = \frac{2}{3} H \sqrt{\frac{2}{3} g H}$)는 수평축인 월류고(H)변화에 따른 유량(Q)를 나타낸 것이며, 식 (3.7)의 우항인 식 (3.5)를 나타낸 그래프($Y(Q) = R_S \sqrt{2g(H-y_A)} \ln(\frac{R_S}{R_A})$)는 R_A 가 1, 3, 6 m 이며 $H=1, 2, 6$ m 일 때 R_S 변화(수평축)에 따른 유량(Q)를 나타낸 것이다. 그래프에서 확인 할 수 있듯이 반경(R_A)가 커짐에 따라 유량(Q)가 점차적으로 감소하여 식 (3.7)을 만족할 수 없게 된다.

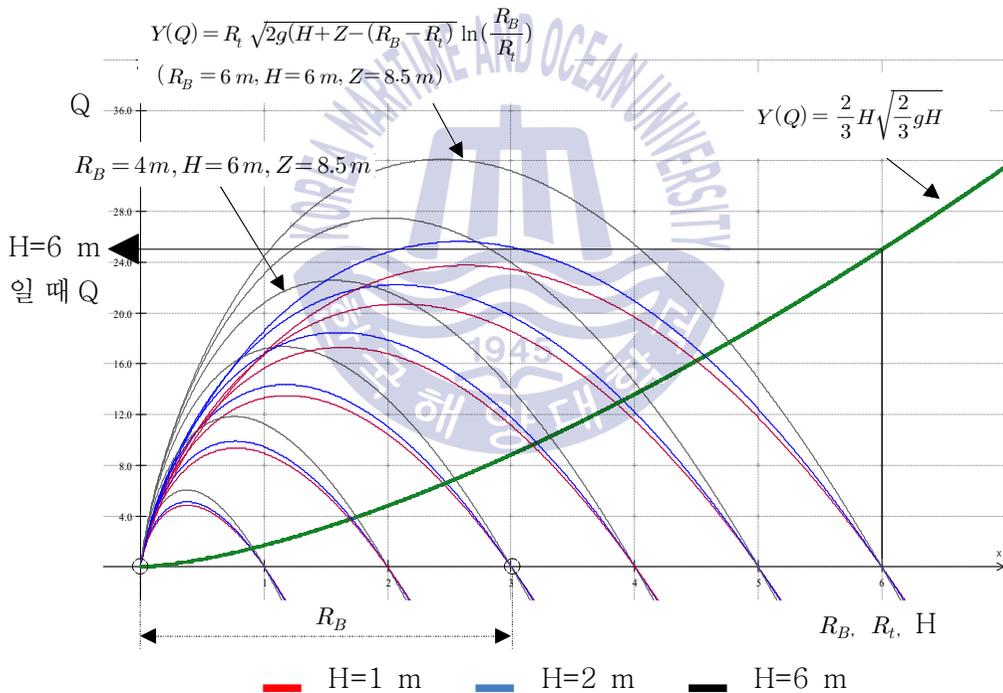


Fig. 3.8 Graph of theoretical solution at the toe

Fig. 3.8은 선단부에 대한 이론해식 (3.12 ~ 3.14) 간의 관계를 그래프로 나타

낸 그림이다. 식 (3.14)의 좌항인 식 (3.13)을 나타낸 그래프($Y(Q) = \frac{2}{3}H\sqrt{\frac{2}{3}gH}$)는 수평축인 월류고(H)변화에 따른 유량(Q)를 나타낸 것이며, 식 (3.14)의 우항인 식 (3.12)를 나타낸 그래프($Y(Q) = R_t \sqrt{2g(H+Z-(R_B-R_t)) \ln(\frac{R_B}{R_t})}$)는 R_B 가 1, 2, 3, 4, 5, 6 m 이며 H=1, 2, 6 m 일 때 R_t 변화(수평축)에 따른 유량(Q)를 나타낸 것이다. 그래프에서 확인 할 수 있듯이 월류고가 작을 경우(2 m 이하)에는 식 (3.14)를 만족하나, 월류고가 이 보다 크질 경우에는 월류고에 맞춰 반경(R_B)가 일정 크기 이상이 되어야 식 (3.14)를 만족할 수 있게 된다.

또한, 선단부 B점에 이론해가 일반적인 경향과 유사성이 있으나 흐름을 유사 정적 비회전류라하고 동심원유선이 형성된다는 가정은 Kato et al.(2012)의 실험 결과인 Fig. 1.6(at 120 sec)을 보면 약간의 한계가 있음을 알 수 있다. 이것은 물의 흐름이 선단부를 흘러 육지 쪽 지반과 만나는 평지 부분에서 도수(hydraulic jump)가 형성되기 때문이다. Jayaratne et al.(2013)도 제방 파괴에 있어 선단부에서 도수의 영향이 매우 크다고 지적하였는데 도수와 관련해서 본 연구에서 제안된 이론해는 제한성을 가지고 있다.

월류 흐름은 또한 제방 마루폭에 의해서도 지배된다. 마루폭이 큰 경우는 작은 경우에 비해 유속이 감소될 것이다. Henderson (1966)은 한계조건에서 마루폭을 고려한 유량 산정식을 제안하였는데 본 연구에서 제안된 이론 해에서는 마루폭을 감안한 영향 검토는 제외되었다.

해일에 의한 제방 파괴는 월류 뿐만 아니라 제방 체체 및 하부지반으로의 침투나 제방 내부의 양압력 상승에 의해서도 발생한다. 본 연구에서는 기본 가정에서 제방 표면을 피복공이 설치된 불투과층으로 가정하고 제방 체체 및 하부지반의 침투는 고려를 하지 않았으므로 여기서 제안된 이론해는 한계점을 가지고 있다.

앞서 언급된 이론해의 적용성 한계점은 4장에서 수치해석을 통한 추가적인 연구에서 규명하고자 한다. 특히 월류에 따른 제방 체체 및 주변지반에서 수압과 유속에 작용에 의한 시간에 따른 체체와 주변지반의 거동을 중점적으로 살펴보고자 한다.

제 4 장 수치해석

4.1 해석조건

4.1.1 2D-NIT

2D-NIT모델의 모델링은 Fig. 4.1과 같이 영역을 크게 제방과 하부지반으로 구분한 후 Kato 수리모형 실험 시 사용된 제방의 제원(제방고 6 m, 경사 1 : 2)을 모델링하여 월류로 인해 발생하는 수압 및 유속을 산정 하였다. 제방은 가로 0.5 m, 세로 1 m의 격자들로 나타내었고, 하부지반은 가로 세로 1 m의 격자들로 나타내었다(Kim, 2014).

유체의 진행방향은 우측에서 좌측으로 하였으며, 월류시간 재현을 위해 총 10분간 월류고 1 m, 2 m, 6 m에 대해 수치해석을 실시 수압과 유속을 산정하였다. 수압과 유속 측정지점으로는 제방부에는 1 m간격으로 26개소가 있으며, 하부지반에는 2 m간격으로 29개소가 있다, 그 위치는 Fig 4.1과 같다.

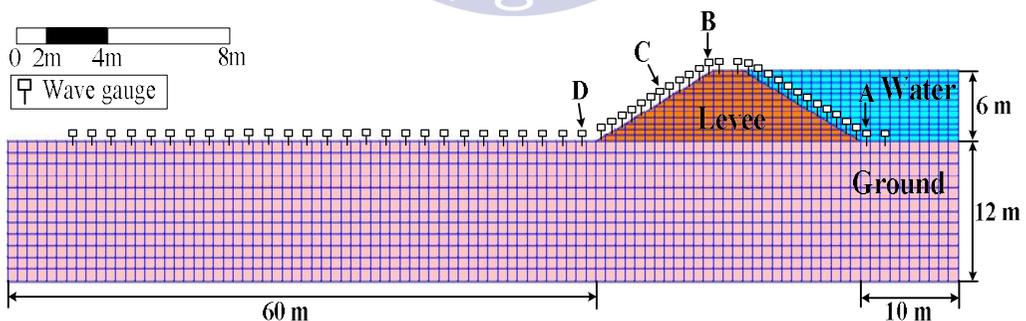


Fig. 4.1 Measurement points of pressure and velocity

4.1.2 FLIP

월류고(1 m, 2 m, 6 m)에 따른 2D-NIT에서 구한 수압과 유속으로 산정된 전단 응력을 2D-NIT와 동일한 규모와 격자 크기의 모델링을 한 FLIP에 외력으로 작용시켜 제방과 제방도로가 설치되는 제내지에서 발생하는 수평 및 연직방향 변위를 구하고, 과잉간극수압비 변화를 구해 도로가 위치하는 제내지의 세굴 발생 가능성 구하였다.

경계조건은 상부·하부 및 좌우경계로 구분, 하부경계는 수직 및 수평변위를 구속하고, 좌우경계는 수평변위만을 구속하여 모델링 하였으며 제방 및 하부지반의 물성치는 두 종류의 모래를 사용 하였으며, 그 물성치의 값들은 기본적으로 Kato 모형수조실험에 사용된 모래(SP, 평균입경 0.25 mm)를 기준으로 하였다. Kato 실험결과 입도분포곡선 외 구체적인 물성값이 제시되어 있지 않아 기존 Kim(2014)에서 제시된 값을 준용하였으며 Table 4.1과 같다.

제방과 하부지반의 변위를 확인하기 위해 제방과 하부지반에 각각 절점 3개를 지정하였고, 과잉간극수압비의 변화를 확인하기 위한 -1 m, -4 m, -7 m 하부지반에 제내지 제방 선단부로부터 0 m, 5 m, 10 m 20 m 이격된 지점에 12개의 요소를, 제방에 2개의 요소를 지정 하였다. 절점과 요소의 위치는 Fig. 4.2와 같다.

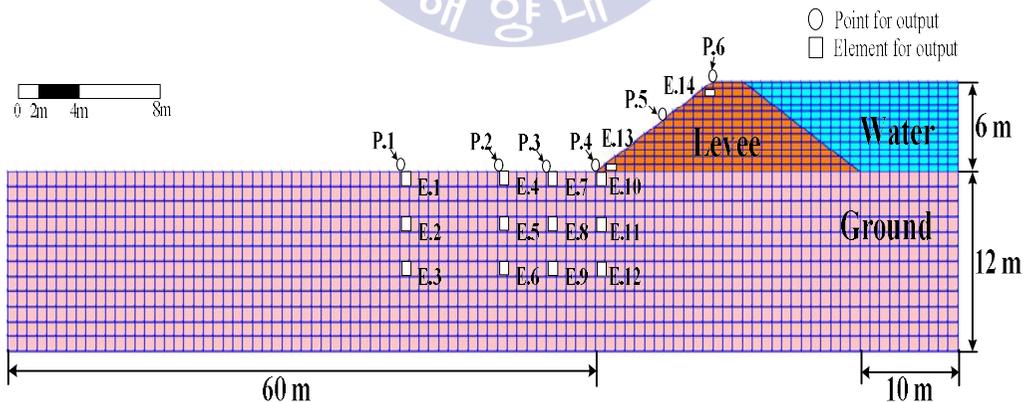


Fig. 4.2 Representative location of points and elements in the soil analysis

Table 4. 1 Sand properties used for FLIP analysis

Parameters		Levee	Ground
Saturated unit weight (kN/m ³)		20	
Shear modulus(kPa)		4.7×10 ⁴	5.4×10 ⁴
Bulk modulus(kPa)		1.2×10 ⁵	1.4×10 ⁵
Internal friction angle(°)		35	36
Porosity		0.476	0.469
Poisson's ratio		0.35	0.35
Phase transformation angle(°)		28	
Liquefaction parameters	Dilatancy limit(S1)	0.005	
	Overall dilatancy(W1)	3.521	
	Initial dilatancy(P1)	0.5	
	Final dilatancy(P2)	0.976	
	Threshold limit(C1)	1.822	

4.2 해석결과

4.2.1 2D-NIT

Figs. 4.4 ~ 4.6은 제방 대표지점 4곳(Fig 4.3의 A, B, C, D점)에서 1 m, 2 m, 6 m의 월류고 발생 시 각 지점에서 산정된 수압 및 유속이다. 수압은 압력으로 작용하여 제방 구조체와 주변지반에 변위와 과잉간극수압을 발생시킨다. 유속 또한 표면에 추가적인 전단응력을 유발하여 제방 구조체와 주변지반의 변위와 과잉간극수압에 영향을 미치는 요소이다.

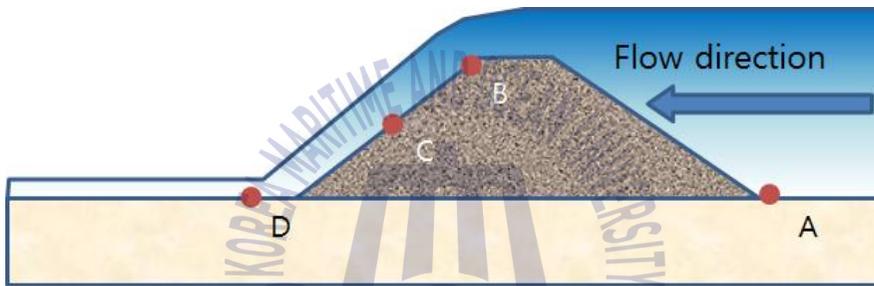


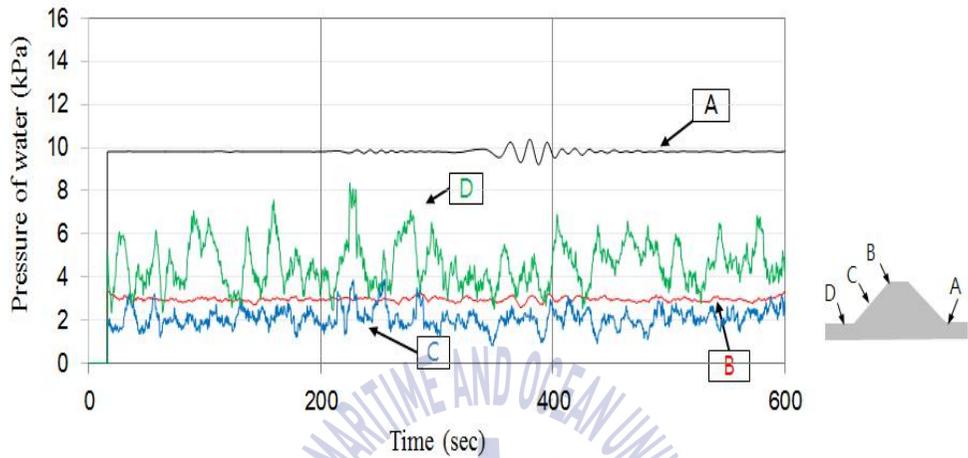
Fig. 4.3 Representative points of levee

① 월류고 1 m

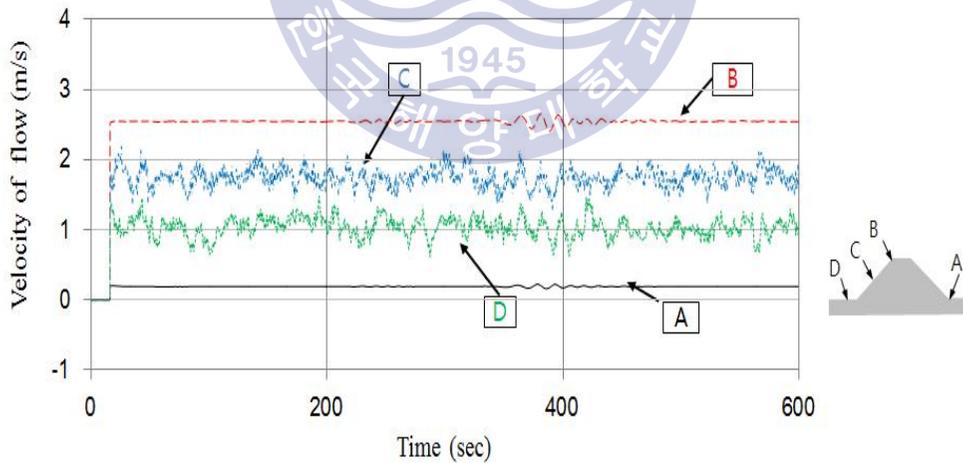
월류고 1 m 발생 시 대표지점들의 평균수압(최대수압)을 확인해보면, A = 9.6 kpa(최대 10.4 kPa), B = 2.9 kpa(최대 3.3 kPa), C = 2.0 kpa(최대 3.9 kPa), D = 4.5 kpa(최대 8.4 kPa)로 나타났다. 대표지점에서 평균유속(최대유속)은 A=0.18 m/sec(최대 0.22 m/sec), B=2.47 m/sec(최대 2.65 m/sec), C=1.7 m/sec(최대 2.19 m/sec), D=1.0 m/sec(최대 1.48 m/sec)로 나타났다.

대표지점들의 수압 및 유속을 크기순으로 배열해보면, 수압의 경우 $A > D > B > C$ (최대수압은 $A > D > C > B$)순으로 제외지측 선단부(A)에서 가장 큰 수압을 확인할 수 있다. 이것은 A측의 수위가 높기 때문으로 당연한 결과이다. A점을 제외한 나머지 대표지점에서 D점의 평균수압이 크게 나타났는데 이것은

선단부가 경사부와 평면부가 만나는 지형적 특징으로 수위가 상승한 것으로 판단된다. 유속은 $B > C > D > A$ 순으로 체내지쪽 마루부(B)에서 가장 큰 유속을 확인할 수 있었다.



(a) Pressure of water in the representative points



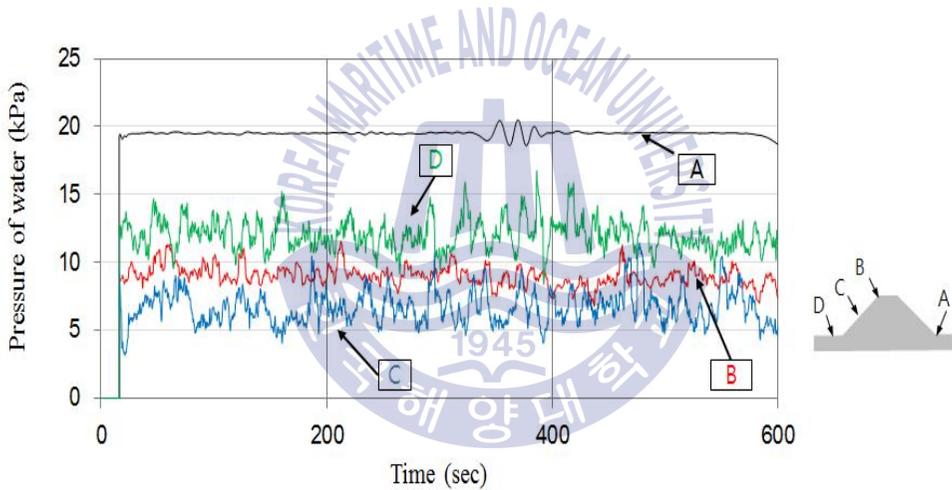
(b) Velocity of water in the representative points

Fig. 4.4 Pressure and velocity of water in the representative points (Overflow depth 1 m)

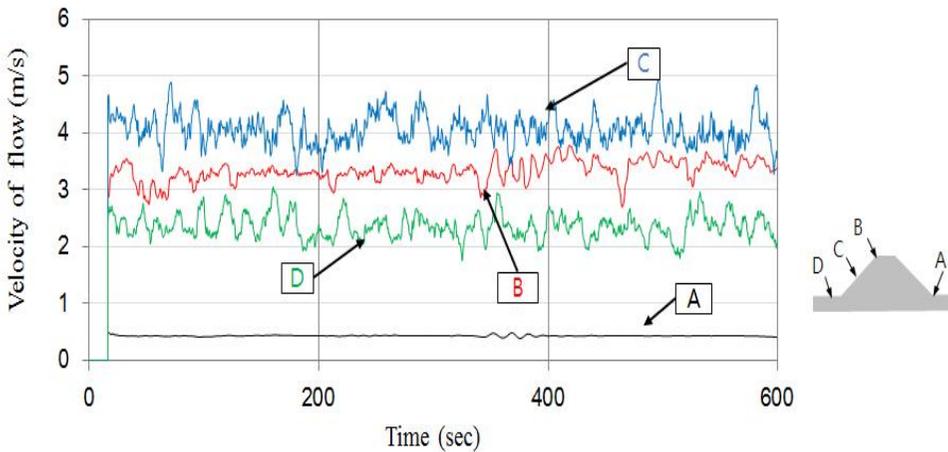
② 월류고 2 m

월류고가 2 m일 때 대표지점의 평균수압(최대수압)을 확인해보면, A = 19 kpa(최대 20.5 kPa), B = 8.8 kpa(최대 11.6 kPa), C = 6.5 kpa(최대 11.5 kPa), D = 11.7 kpa(최대 16.8 kPa)로 나타났다. 평균유속(최대유속)은 A = 0.4 m/s(최대 0.4 m/s), B = 3.2 m/s(최대 3.8 m/s), C = 4.0 m/s(최대 5.1 m/s), D = 2.3 m/s(최대 3.1 m/s)로 나타났다.

수압 및 유속들을 크기순으로 배열해보면, 수압의 경우는 A > D > B > C순으로 제외지쪽 선단부(A)에서 가장 큰 수압이 발생하고 있으며, 유속은 C > B > D > A순으로 체내지내측 경사면(C)에서 가장 큰 유속이 발생하는 것을 알 수 있다.



(a) Pressure of water in the representative points



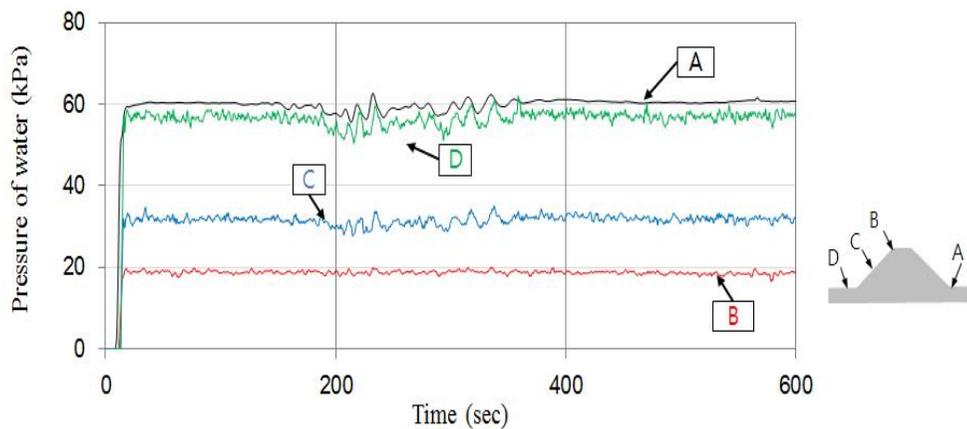
(b) Velocity of water in the representative points

Fig. 4.5 Pressure and velocity of water in the representative points
(overflow depth 2 m)

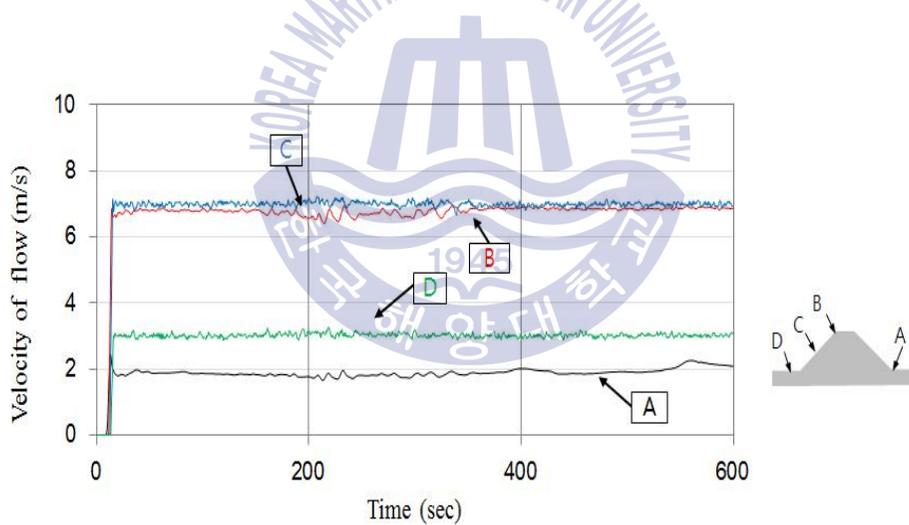
③ 월류고 6 m

마지막으로, 월류고 6 m일 때 대표지점의 평균수압(최대수압)을 확인해보면, A = 58.8 kPa(최대 62.7 kPa), B = 18.4 kPa(최대 20.0 kPa), C = 30.9 kPa(최대 35.1 kPa), D = 55.3 kPa(최대 62.1 kPa)로 확인되었다. 대표지점에서 평균유속(최대유속)은 A = 1.9 m/sec(최대 2.4 m/s), B = 6.6 m/sec(최대 7.0 m/s), C = 6.8 m/sec(최대 7.2 m/s), D = 3.0 m/sec(최대 3.3 m/s)로 나타났다.

B점에 비해 D점의 유속이 작게 발생하였으며 특히 월류고가 클수록 그 차이는 크게 나타나고 있다. 이는 D점이 월류수가 바닥과 마주치고 도수가 발생하는 지점으로 이로 인한 유속감소로 판단된다.



(a) Pressure of water in the representative points



(b) Velocity of water in the representative points

Fig. 4.6 Pressure and velocity of water in the representative points (overflow depth 6 m)

4.2.2 FLIP

① 수평 및 연직변위

Figs. 4.8 ~ 4.13은 제방 및 주변지반 대표지점 6곳(Fig. 4.7의 P1 ~ P6)에서 1 m, 2 m, 6 m의 월류고 발생 시 산정된 수평 및 연직방향 동적변위이다. 월류 발생 후 지점에서 변위가 발생되고 시간에 따라 약간 증가하나 그 양은 크지 않은 것으로 나타났다. 수직보다는 수평방향의 변위가 크게 나타났는데 이것은 제외지 쪽에서 제내지 쪽으로 일방향 흐름이 제방을 따라 작용하기 때문으로 판단된다.

월류고 1 m, 2 m의 경우 P5, P6지점을 제외하고 변위량이 작고 수평 및 연직 방향 변위에서 월류고에 따른 차이가 거의 없는 것으로 나타났다. 월류고 6 m의 경우 모든 지점에서 변위량은 증가하였으나 제방으로부터 먼 거리에 위치한 지점의 경우 그 양이 작고 반면 제방에서 변위량은 크게 나타났다. 제방 마루부에 해당되는 P6지점에서 수평변위는 -0.025 m(제내지 방향), 수직변위는 -0.005 m(아래 방향)로 발생되었다.

또한, 제방 마루부인 P6의 경우(Fig. 4.13(b)), 다른 지점과 달리 월류고가 6 m 일 때 보다 월류고가 2 m 일 때 수직 변위 값이 크게 나타났다. 이러한 변위 발생에 대한 자세한 사항은 5.3.1 “수평 및 연직방향 변위 분석”에서 그 확인코자 한다

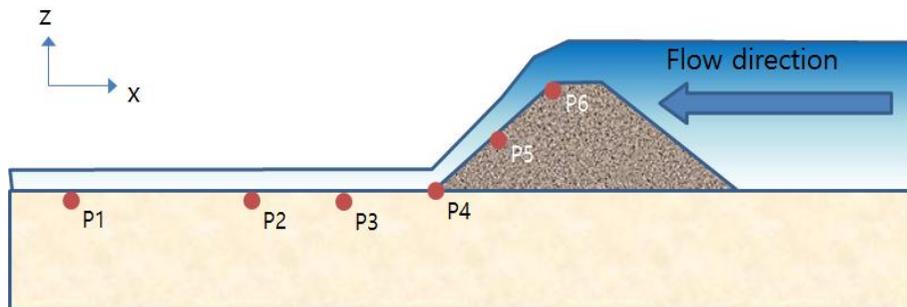
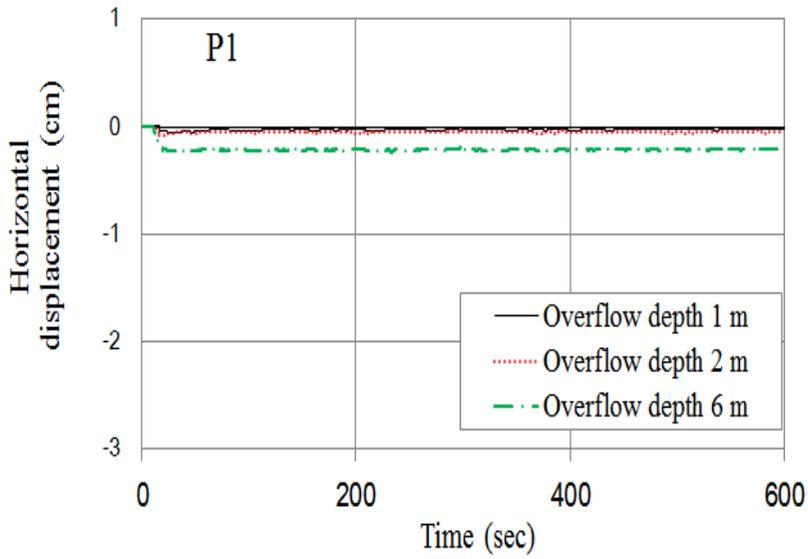
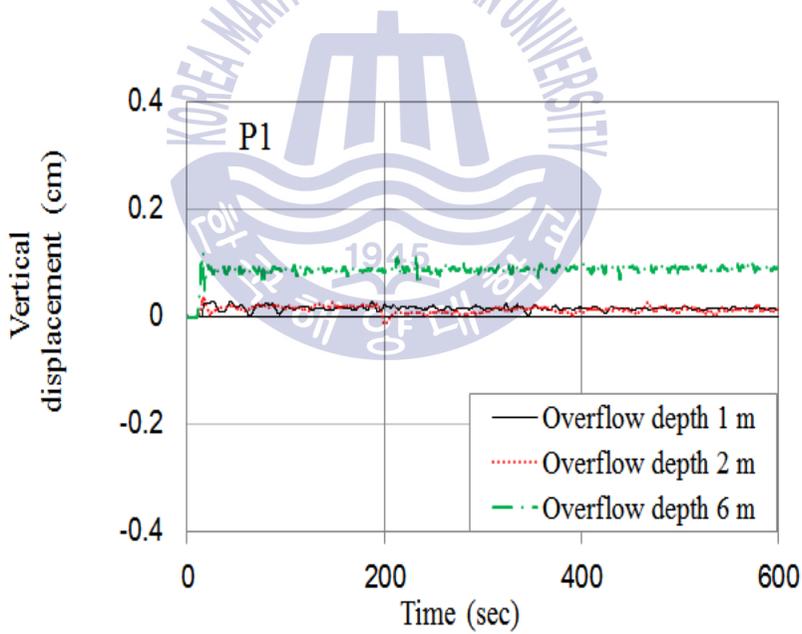


Fig. 4.7 Representative points of displacement

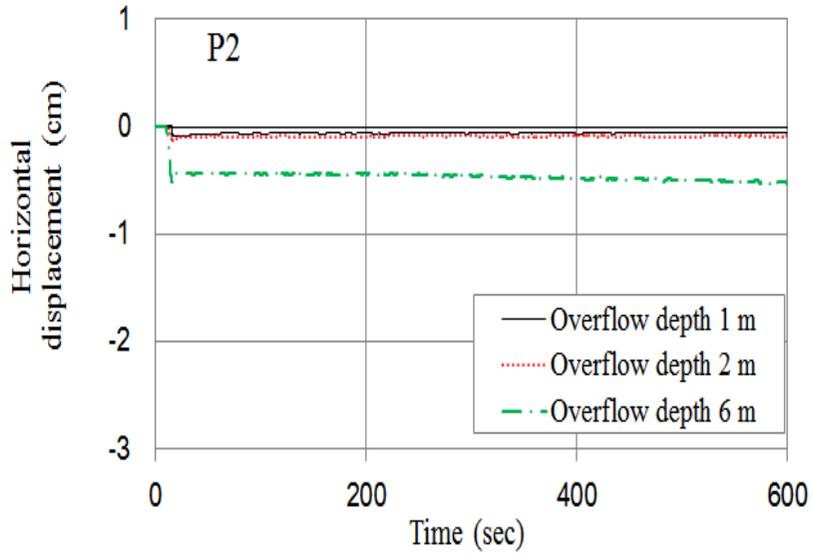


(a) Horizontal displacement

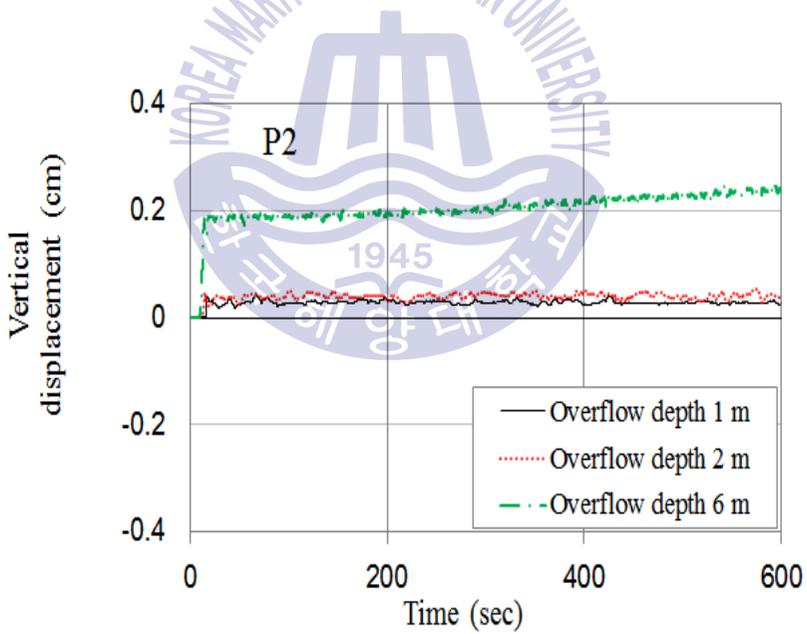


(b) Vertical displacement

Fig. 4.8 Time series displacement at P1

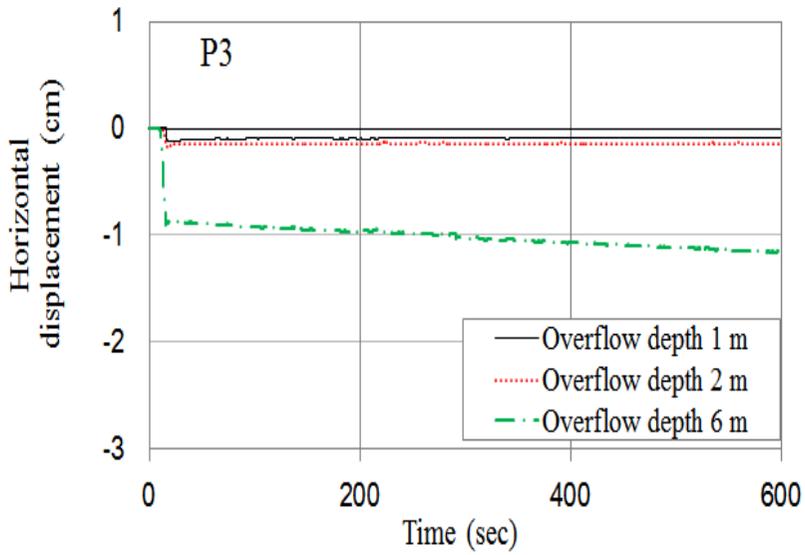


(a) Horizontal displacement

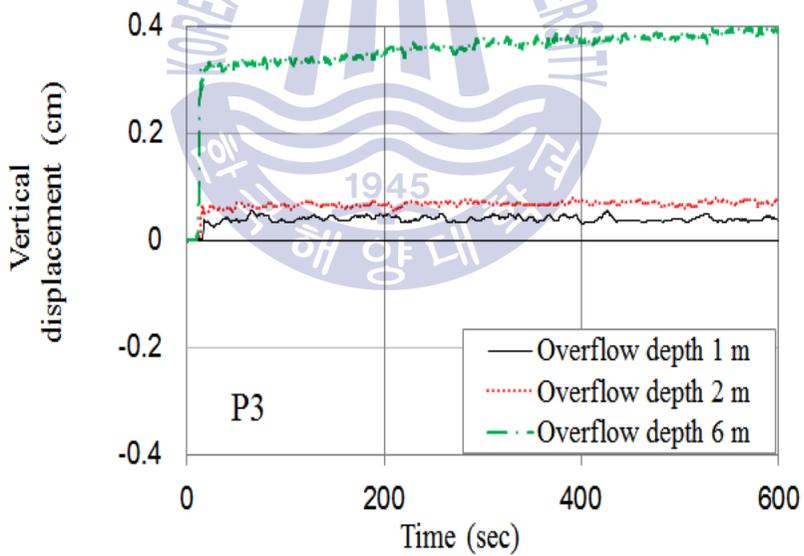


(b) Vertical displacement

Fig. 4.9 Time series displacement at P2

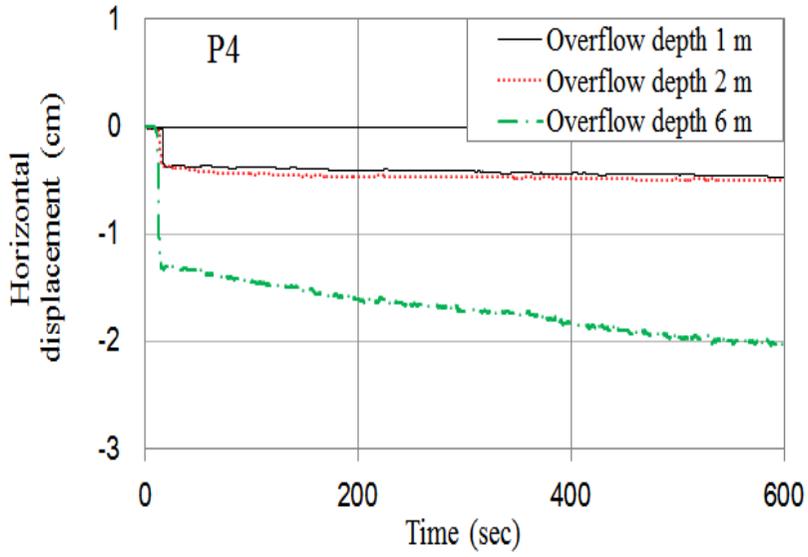


(a) Horizontal displacement

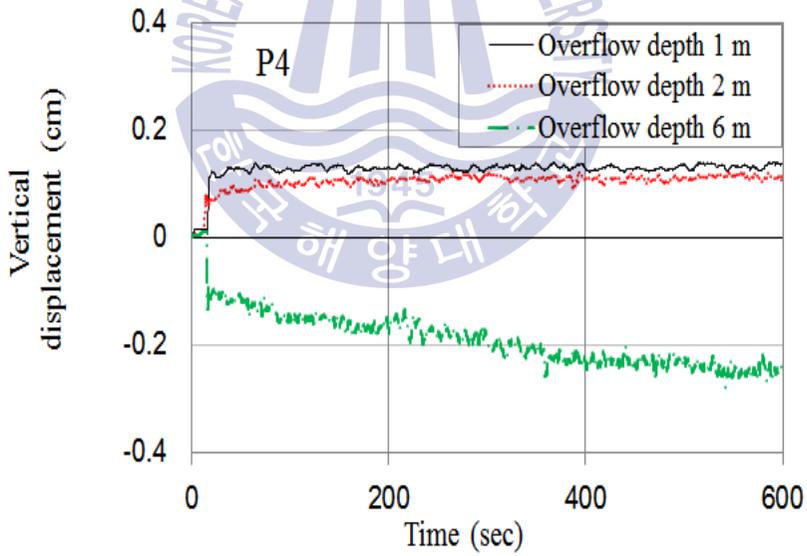


(b) Vertical Displacement

Fig. 4.10 Time series displacement at P3

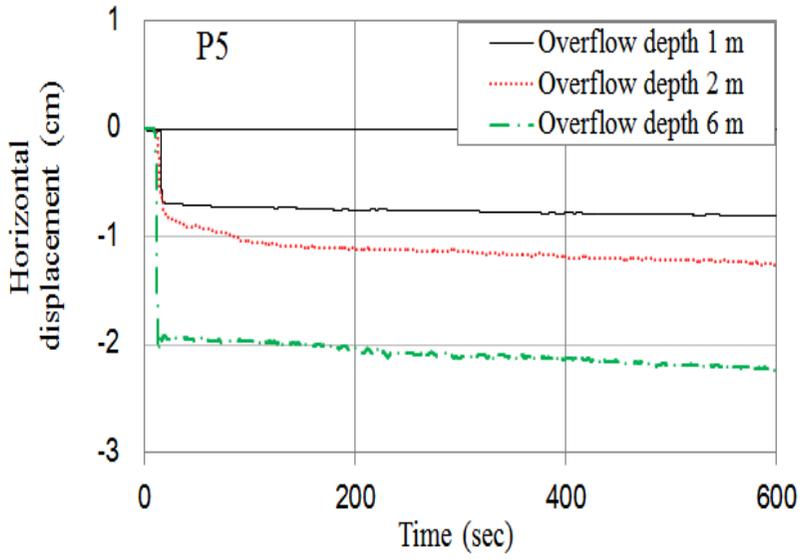


(a) Horizontal displacement

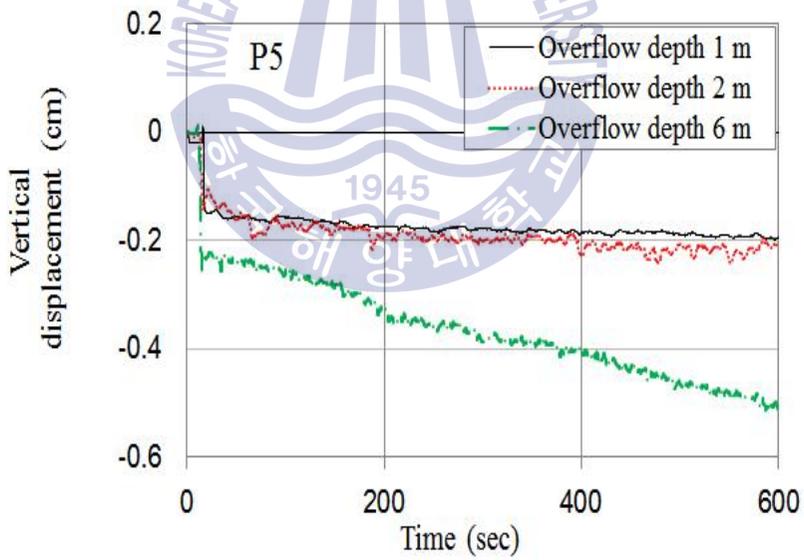


(b) Vertical displacement

Fig. 4.11 Time series displacement at P4

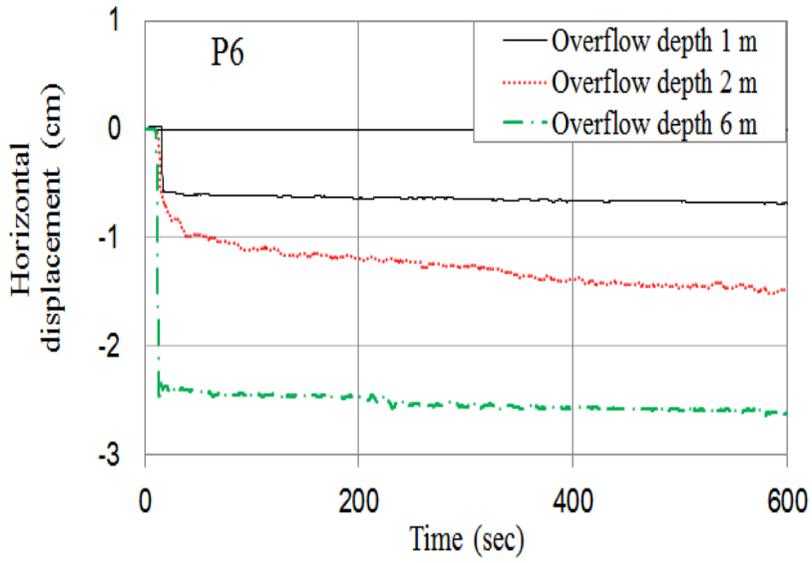


(a) Horizontal displacement

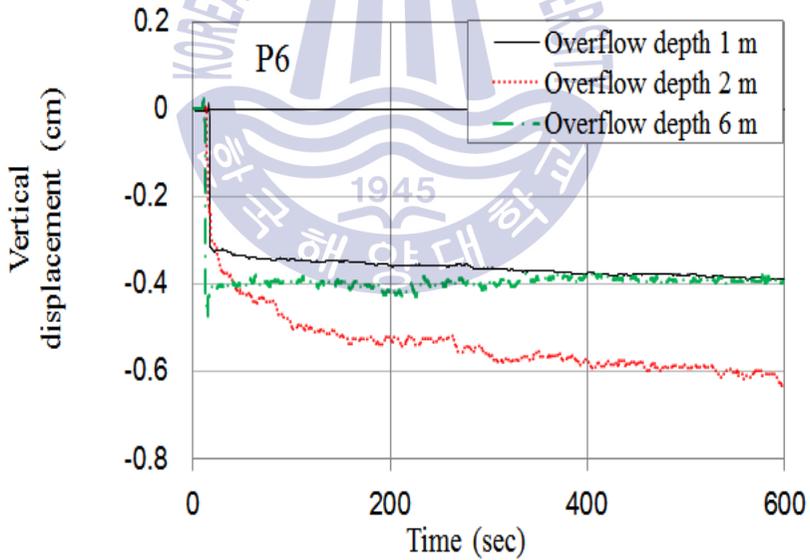


(b) Vertical displacement

Fig. 4.12 Time series displacement at P5



(a) Horizontal displacement



(b) Vertical displacement

Fig. 4.13 Time series displacement at P6

② 과잉간극수압비

Fig. 4.15 (a) ~ (n)은 -1 m, -4 m, -7 m 지점 하부지반에 제내지 제방 선단부로부터 0 m, 5 m, 10 m 20 m 이격된 12개 요소와 제방(Fig. 4.14의 E13 ~ E14)에서 1 m, 2 m, 6 m의 월류고에 따른 과잉간극수압비를 시계열로 나타낸 그림이다.

과잉간극수압비($\Delta u/\sigma'_0$)는 초기유효응력(σ'_0)에 대한 과잉간극수압(Δu)의 비율로서 과잉간극수압이 초기유효응력과 같아질 경우($\Delta u/\sigma'_0 \approx 1$) 지반이 액상화된 것을 의미하며, 저항력 상실로 제방과괴 가능성을 높하게 된다. 지표면에 해당되는 E1, E4, E7에서 과잉간극수압이 시간에 따라 증가하는 경향을 보였다.

이들 요소의 하부지반 E2, E5, E8에서 과잉간극수압은 표면에서 보다 작게 나타났다. 제방과 가까운 요소에서 보다 큰 과잉간극수압이 발생하는 것으로 나타났다. 이것은 수압과 유속이 제방으로부터 멀어짐에 따라 감소하기 때문이다. 제방의 경우 E10과 E13 요소에서 과잉간극수압비가 0.8 정도까지 크게 발생하는 것으로 나타났다.

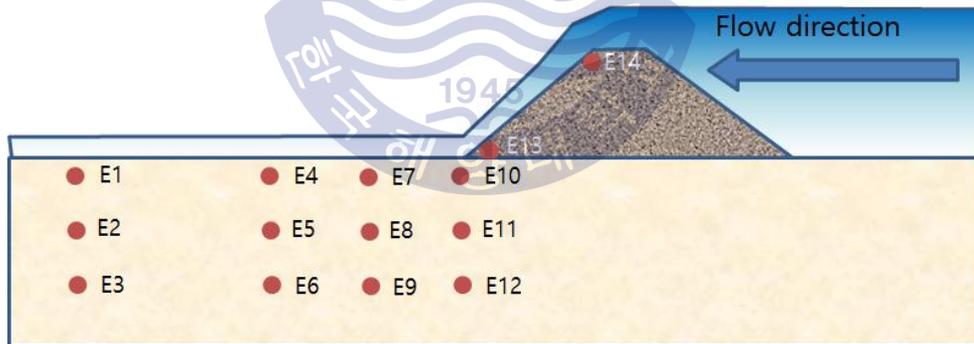
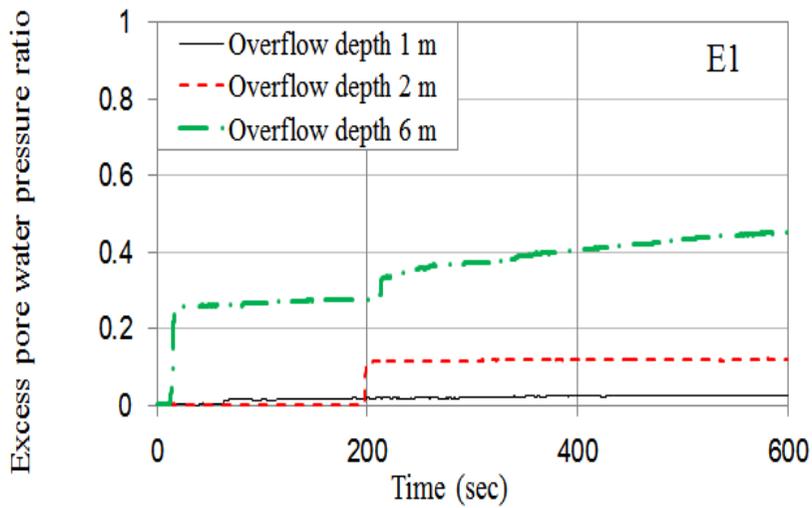
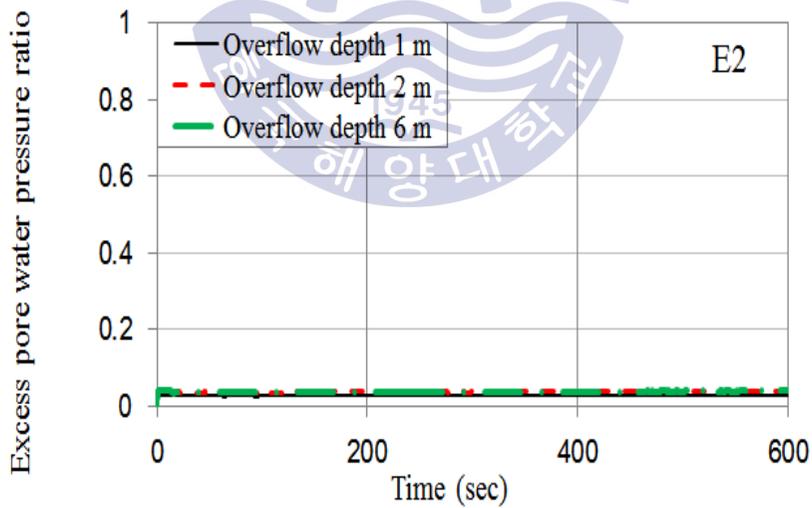


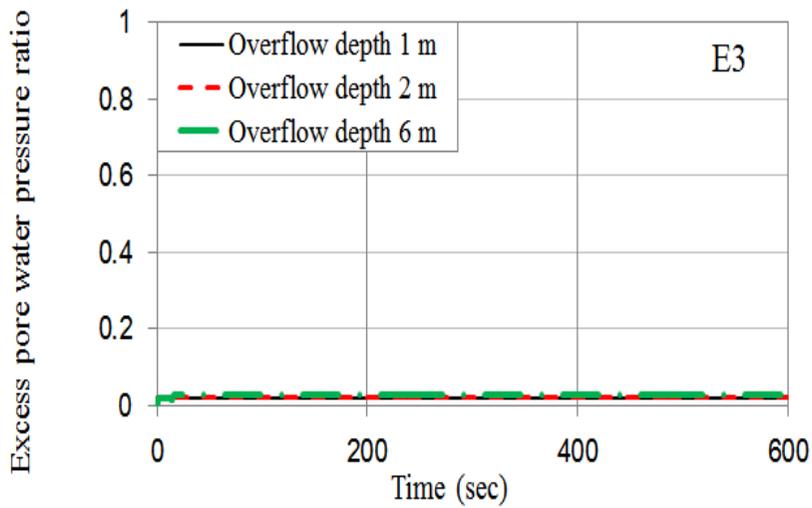
Fig. 4.14 Representative point of excess pore water pressure ratio



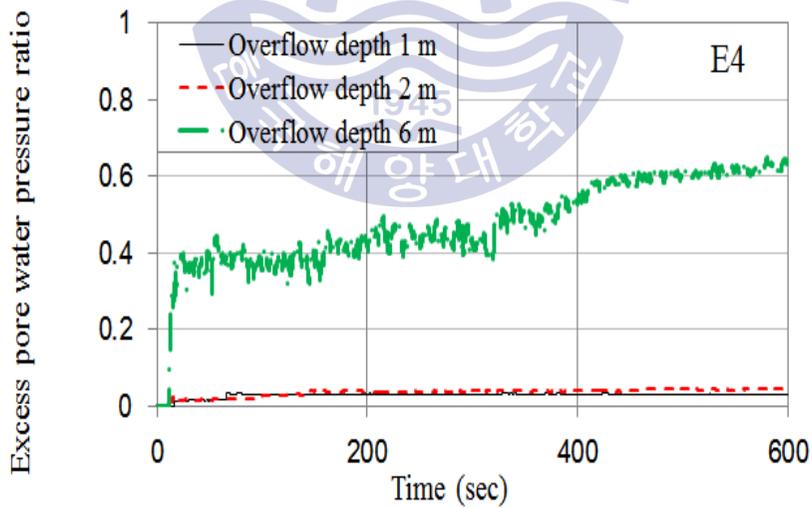
(a) Time series excess pore water pressure ratio at E1



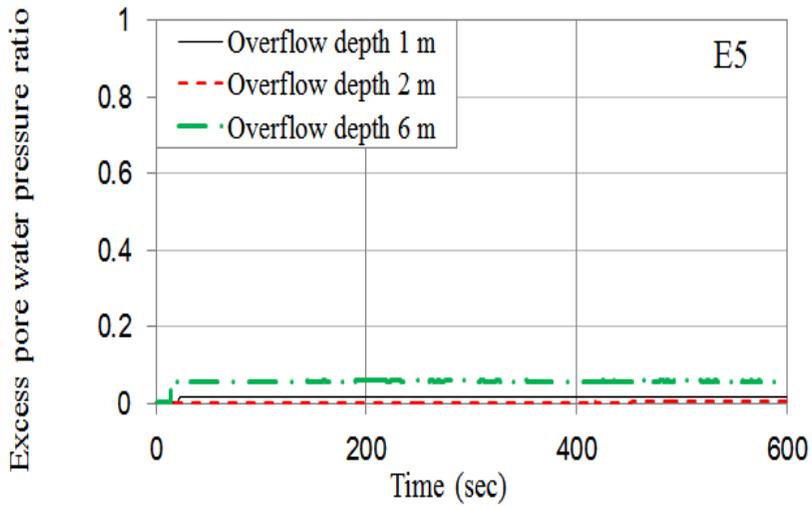
(b) Time series excess pore water pressure ratio at E2



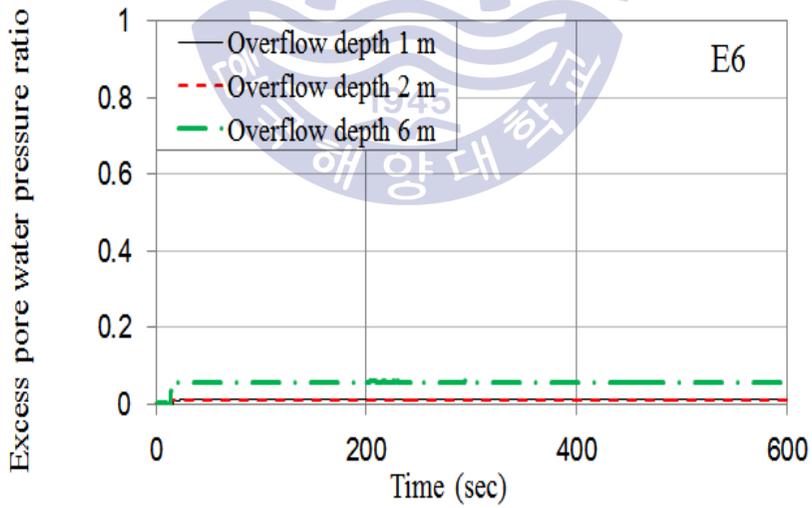
(c) Time series excess pore water pressure ratio at E3



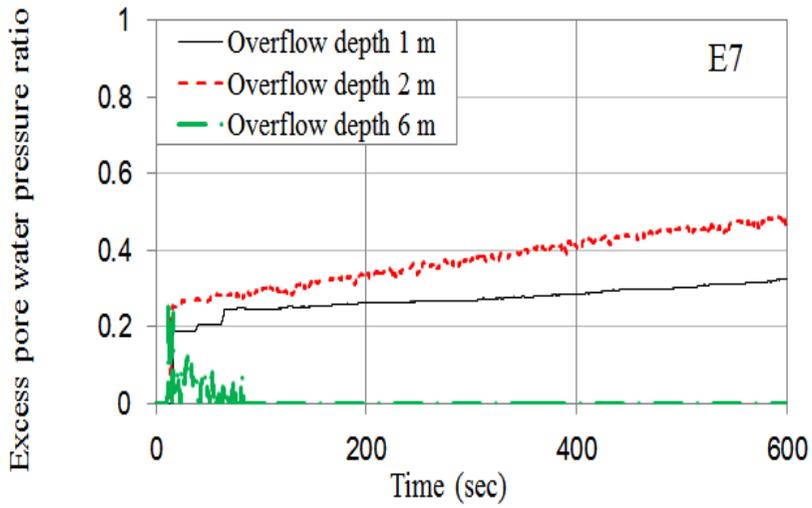
(d) Time series excess pore water pressure ratio at E4



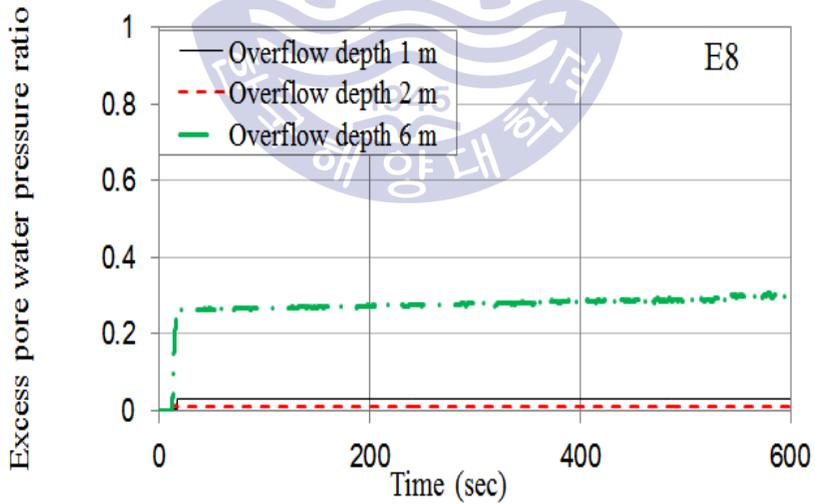
(e) Time series excess pore water pressure ratio at E5



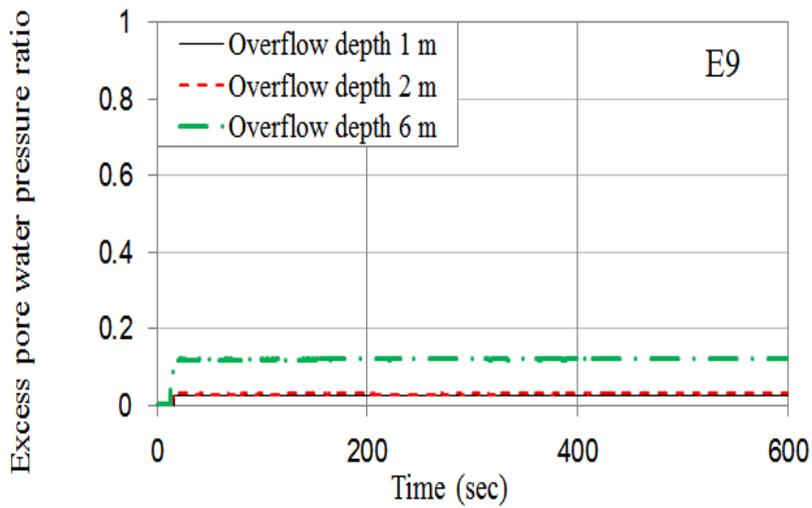
(f) Time series excess pore water pressure ratio at E6



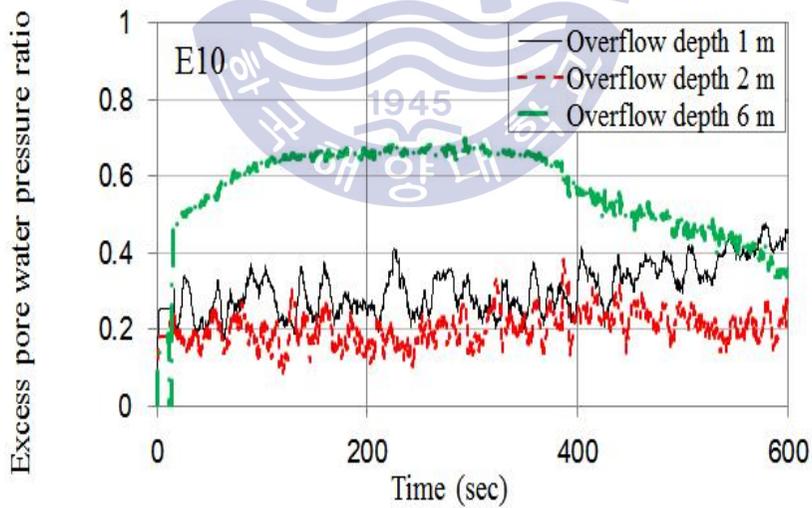
(g) Time series excess pore water pressure ratio at E7



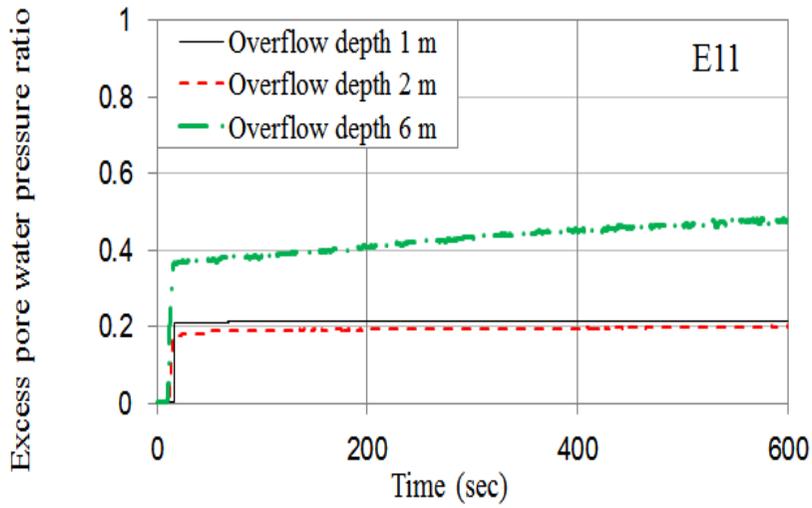
(h) Time series excess pore water pressure ratio at E8



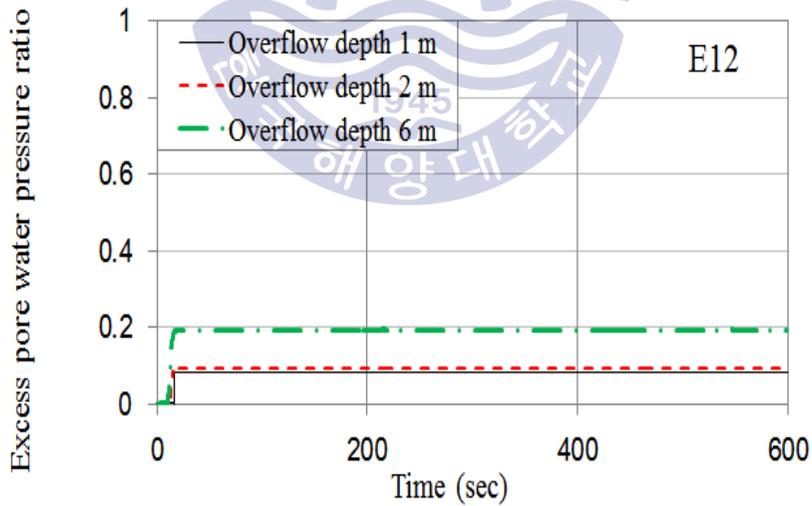
(i) Time series excess pore water pressure ratio at E9



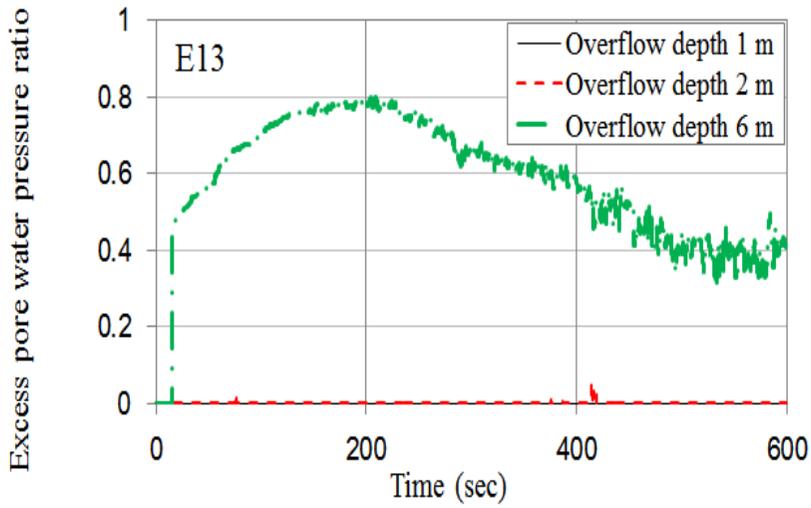
(j) Time series excess pore water pressure ratio at E10



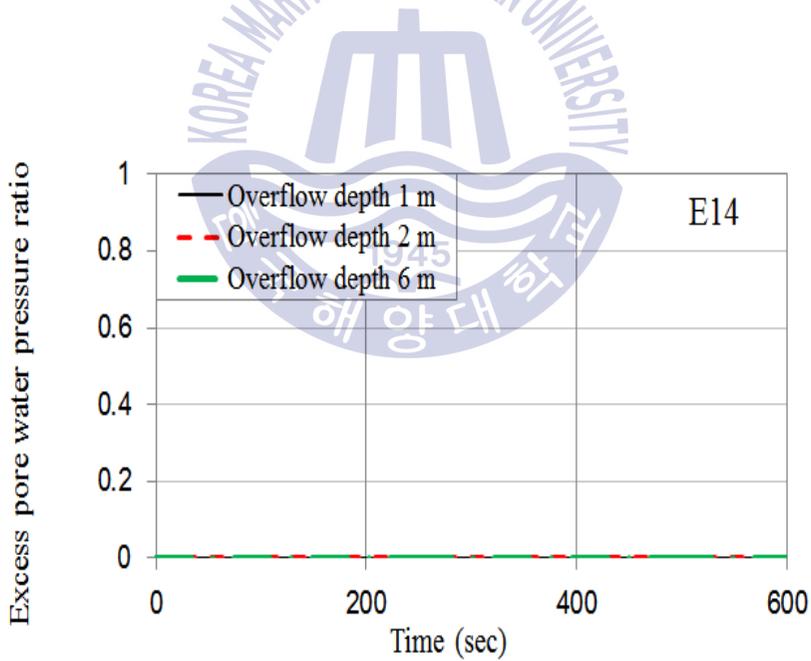
(k) Time series excess pore water pressure ratio at E11



(l) Time series excess pore water pressure ratio at E12



(m) Time series excess pore water pressure ratio at E13



(n) Time series excess pore water pressure ratio at E14

Fig. 4.15 Time series excess pore water pressure ratio at E1 ~ E14

제 5 장 결과 분석 및 제방도로 적용 검토

5.1 수압 분석

5.1.1 이론해와 수리모형실험 및 수치해석간 비교 · 분석

Figs. 5.1 ~ 5.3은 Kato의 수리모형실험과 수치해석(2D-NIT)에서 구한 수두를 비교한 것이다. 수리모형실험과 수치해석의 결과를 비교해 보면 수두 변화가 발생하는 시종점이 약간의 차이는 있지만 전체적인 위치에서 수두 변화 형태는 서로 아주 잘 일치하고 있다. 마루부에서 수두가 낮아지고 선단부에 수두가 커지는 모형을 나타내고 있다. 특히 월류고 6 m의 경우 이와 같은 경향이 가장 뚜렷하게 보인다. Kato의 수리모형실험과 수치해석(2D-NIT)의 결과비교는 수치해석으로 수리모형실험을 재현할 수 있음을 보여준다.

Fig. 5.4는 3장에서 제안된 이론해 식을 이용하여 월류고와 제방 마루부의 동심원 반경의 변화에 따른 수압변화를 산정한 것이다. 동일한 동심원 반경조건에서는 마루부에서 월류고가 증가할수록 부의 수압이 크게 발생하였다. 동심원 반경이 커지면 유선형 흐름 형성이 어려워지므로 이때 부의 수압은 작게 발생되고 월류고 증가에 따른 부의 수압 증가폭도 감소되는 것으로 나타났다. 마루부에서 이론해(Fig. 5.4)와 수치해석과 수리모형실험 결과(Figs. 5.1 ~ 5.3)를 보면 정량적인 비교는 어렵지만 정성적인 측면에서 같은 경향을 보임을 알 수 있다. 수두 감소로 인한 부의 수압이 발생되고 월류고가 증가 할수록 그 (-)크기가 증가하는 것을 알 수 있다.

Fig. 5.5는 3장에서 제안된 이론해 식을 이용하여 월류고와 제방 선단부의 동심원 반경의 변화에 따른 수압변화를 산정한 것이다. 동일한 동심원 반경조건에서 선단부에서 월류고가 증가할수록 양의 수압 증가가 발생하였다. 동심원

반경이 커지면 유선형 흐름 형성이 어려워지므로 이때 양의 수압은 작게 발생되고 월류고 증가에 따른 양의 수압 증가폭도 감소되는 것으로 나타났다. 마루부 결과와 유사하게, 선단부에서 이론해(Fig. 5.5)와 수치해석과 수리모형실험 결과(Figs. 5.1 ~ 5.3)를 보면 수두 증가로 인한 양의 수압이 발생되고 월류고가 증가할수록 그 크기가 증가하는 것을 알 수 있다.

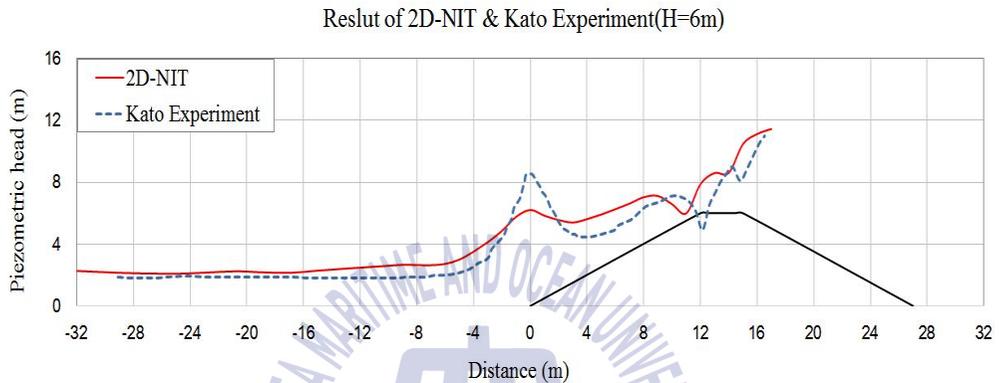


Fig. 5.1 Results of comparison between 2D-NIT and Kato's experiment at overflow depth $H=6\text{m}$

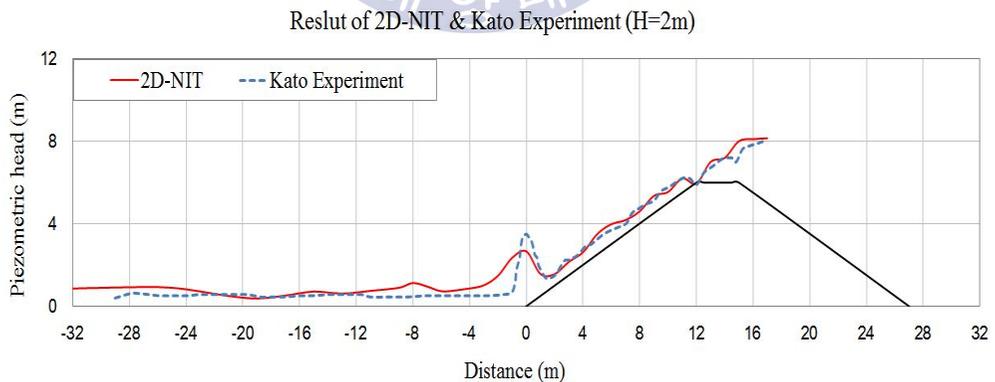


Fig. 5.2 Results of comparison between 2D-NIT and Kato's experiment at overflow depth $H=2\text{m}$

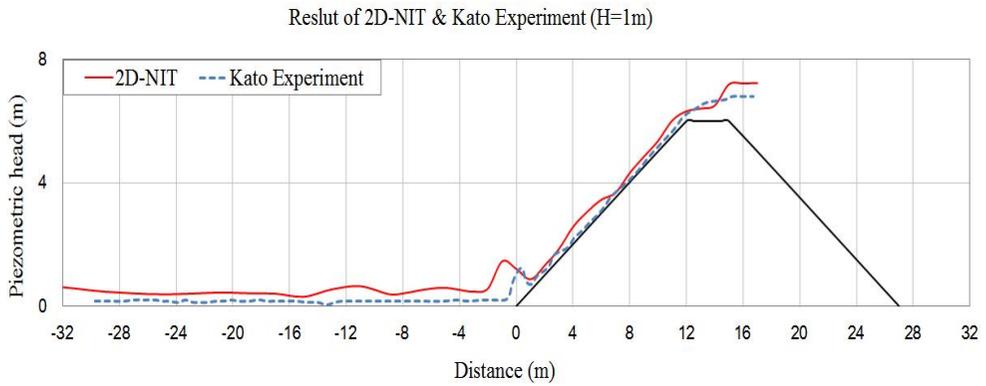


Fig. 5.3 Results of comparison between 2D-NIT and Kato's experiment at overflow depth $H=1\text{m}$

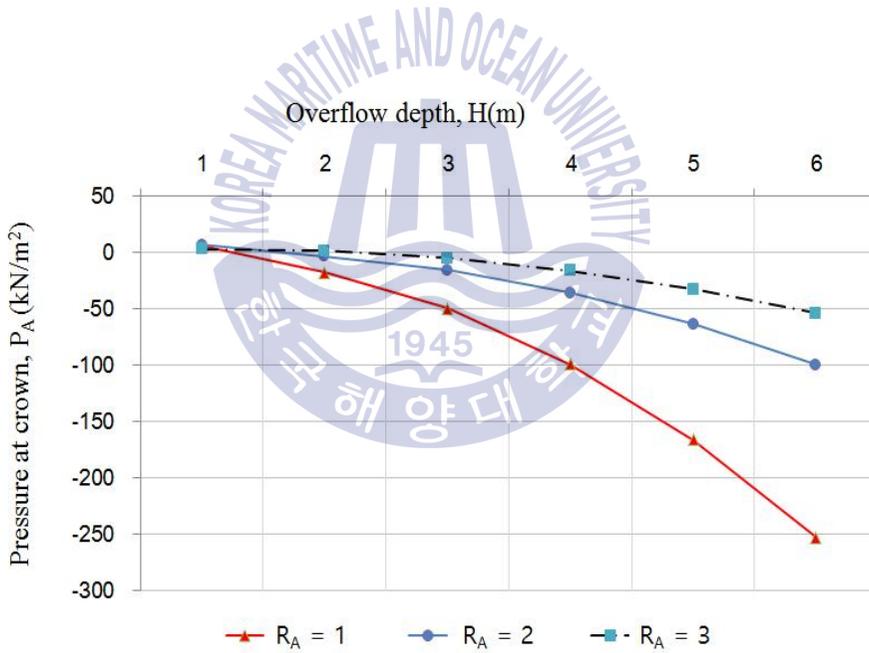


Fig. 5.4 Pressure due to change R_A & overflow depth at the crown

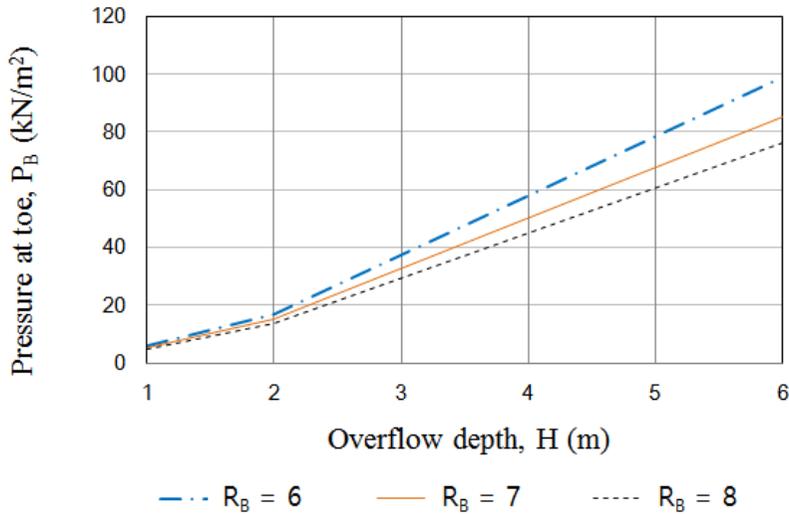


Fig. 5.5 Pressure due to change R_B & overflow depth at the toe

마루부에서 압력의 급격한 감소와 선단부에서의 압력의 급격한 증가원인은 월류 흐름의 형태(凸, 凹)에 기인하고 있다. Fig. 5.6과 같이 물의 흐름이 凸, 凹를 통과 시 원심력과 중력의 영향을 받는다, 즉 마루부(凸형태)는 중력과 반대로 원심력이 작용하여 압력이 감소되며, 선단부(凹형태)는 중력의 방향과 원심력의 방향 일치로 압력이 더욱더 가중하게 된다. 다시 말해 마루부의 경우 월류고 증가로 속도는 증가하지만, 중력과 반대방향인 원심력 또한 증가하여 압력이 감소하게 되는 것이다.

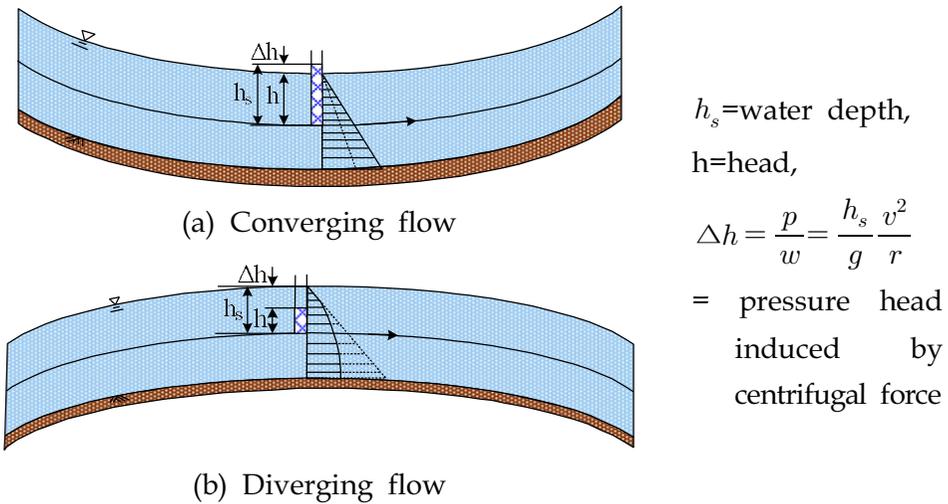


Fig. 5.6 Converging and diverging flow sketches(Kim, 2014)

5.1.2 제방도로의 적용

Figs. 5.4 ~ 5.5는 이론해 식을 이용하여 동심원 반경 크기에 따라 마루부 및 선단부에서 월류고가 변화될 때의 압력변화를 나타낸 그림이다. 동심원 반경을 크게 할수록 발생하는 압력의 크기를 줄일 수 있는 것을 알 수 있다.

국토교통부(2013) “도로의 구조 시설기준에 관한 규칙 및 해설”에서는 도로설치 시 보호 길어깨의 표준폭원을 Fig. 5.7과 같이 0.5 m로 규정하고 있지만 제방 마루부에 도로를 조성할 경우 도로 가장자리 단부(보호 길어깨 설치구간)의 곡선반경 R을 크게 할 경우 월류에 인한 도로피해발생 가능성을 크게 낮출 수 있을 것이다

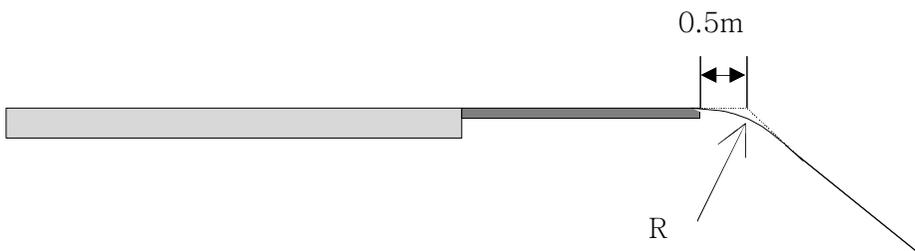


Fig. 5.7 Standard cross-section of road

5.2 유속 분석

5.2.1 이론해와 수리모형실험 및 수치해석간 비교 · 분석

Fig. 5.8와 Table 5.1은 수리모형실험결과와 수치해석결과로 산출된 유속분포를 나타낸 것이다. 제방높이는 6m이며 월류고는 1, 2, 6m 세 가지 경우에 대한 결과이다. 두 결과 모두 비슷한 경향을 확인 할 수 있다. 월류고가 증가할수록 유속이 증가하는 경향을 보이고 선단부 유속이 마루부에 비해 크게 발생됨을 알 수 있다. 이러한 빠른 유속은 표면에 추가적인 전단응력을 발생시켜 범면 및 선단부에서 세굴, 침식 및 제방의 파괴를 유발할 수 있을 것이다. 다만, 정량적인 측면에서 선단부와 제내지 지점에서 유속이 수치해석 결과와 달리 수리모형실험 결과가 크게 나오는 것으로 나타났다. 이것은 수치해석과 수리모형실험간의 조건 차이에 의해 발생된 것으로 판단된다. 수리모형 실험에서는 유속 측정을 수위와 유량을 이용하여 간접적으로 산정하였는데 선단부 아래에서 도수(hydraulic jump)로 인한 측정에서 오차가 발생되어 유속이 크게 산정된 것으로 판단된다.

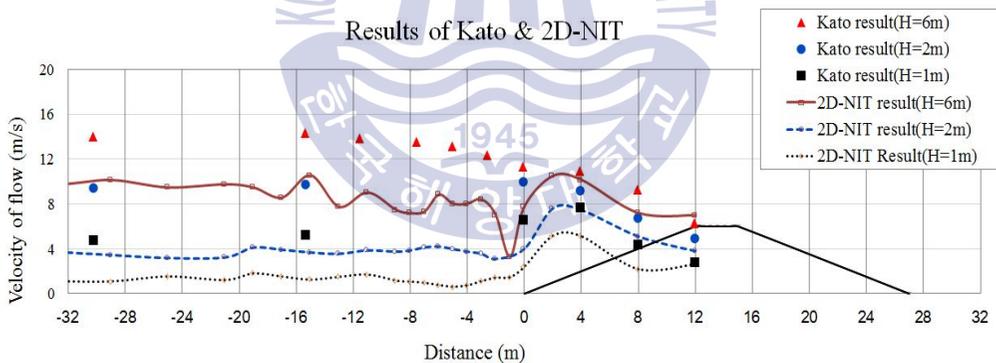


Fig. 5.8 Flow velocity results of Kato's experiment and 2D-NIT

Table 5. 1 Flow velocities of representative points

Case		Flow velocity (m/s)			
		Crown	Slope	Toe	Beyond toe (-1 ~ -5 m)
Overflow depth 1 m	2D-NIT	2.7	2.2 ~ 5.2	2.4	0.6 ~ 1.8
	Kato's exp.	2.8	4.4 ~ 7.7	6.6	7.7
Overflow depth 2 m	2D-NIT	3.8	5.1 ~ 7.6	4	3.1 ~ 3.9
	Kato's exp.	4.9	6.7 ~ 9.2	10.0	10.2
Overflow depth 6 m	2D-NIT	7.0	7.2 ~ 10.5	7.8	3.3 ~ 8
	Kato's exp.	6.3	9.3 ~ 10.9	11.3	9.9

Fig. 5.9는 Kato et al.(2012) 추가적인 수리모형실험결과로 제방고가 24 cm (실제 6 m)일 때 월류고가 12 cm (실제 3 m)인 경우 마루부에서 약 100 cm/sec(실제 5 m/sec) 경사부에서 약 180~190 cm/sec(실제 9~9.5 m/sec)의 유속이 발생하는 것으로 나타났다. 이는 월류고 증가 시 뿐만 아니라 제방고가 36 cm (실제 9 m)인 경우에도 경사부 유속이 마루부 보다 크게 발생되고 있어 수치해석과 수리모형실험결과가 서로 잘 일치하는 것을 알 수 있다. 이러한 빠른 흐름에 의해 경사부에서 세굴이 발생하는 것을 알 수 있다.

또한, 한 가지 특이한 사항은, 월류한 물이 선단부 이후 도수 발생으로 월류고가 클수록 유속이 더 감소하고 있음을 알 수 있다. 높이 6 m의 제방(모형 24 cm)에서 월류고가 6 m인 경우 보다 월류고가 10 m인 경우가 선단부 유속이 작은 것을 볼 수 있으며, 제방고 10 m(모형 40 cm)인 경우에도 동일한 현상이 발생되고 있음으로 확인할 수 있다.

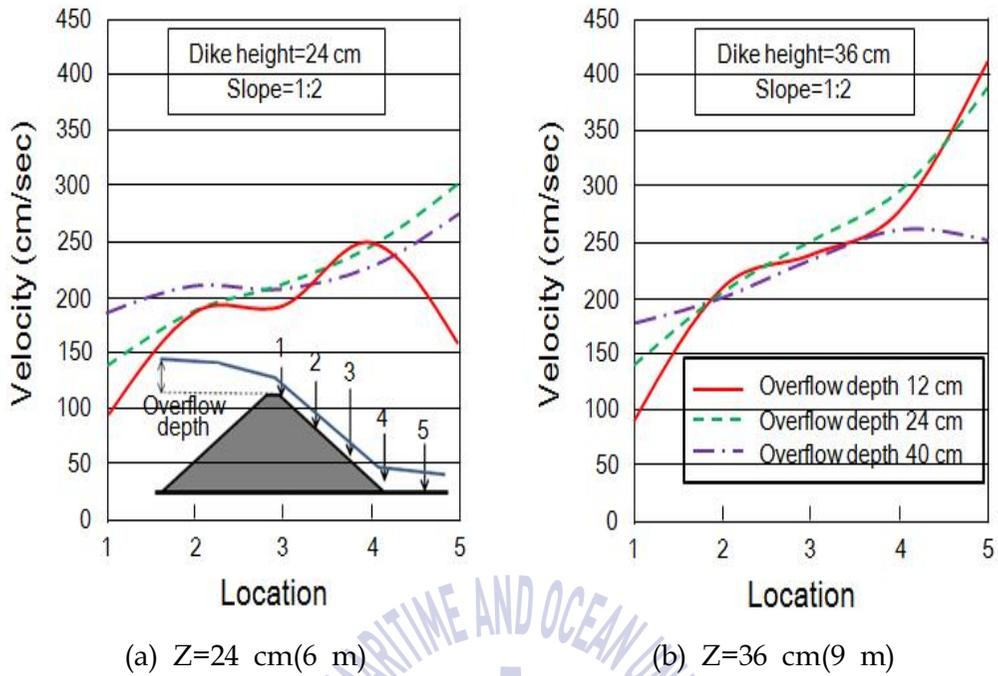


Fig. 5.9 velocity during overflow (Redrawn from Kato et al., 2012)

Fig. 5.10은 3장의 이론해를 이용하여 월류고 변화에 따른 마루부와 선단부에서의 유속을 산정한 결과이다. 수치해석 및 수리모형실험에서와 같이 선단부 유속이 마루부 유속보다 크다는 것을 보여주고 있어 이론해가 타당함을 알 수 있다. 단 월류고가 6 m 이상일 경우에는 선단부보다 마루부의 유속이 크게 나타나 월류고가 과다할 경우 이론해 적용의 한계가 있음을 알 수 있다. 또한 Fig. 5.9의 결과와 유사하게 월류고 증가에 따라 선단부에서의 유속이 감소하는 것을 보여주고 있다. 이것 또한 이론해의 타당성을 입증하는 자료로 수조모형실험에서 나타난 도수현상을 표현하고 있음을 알 수 있다.

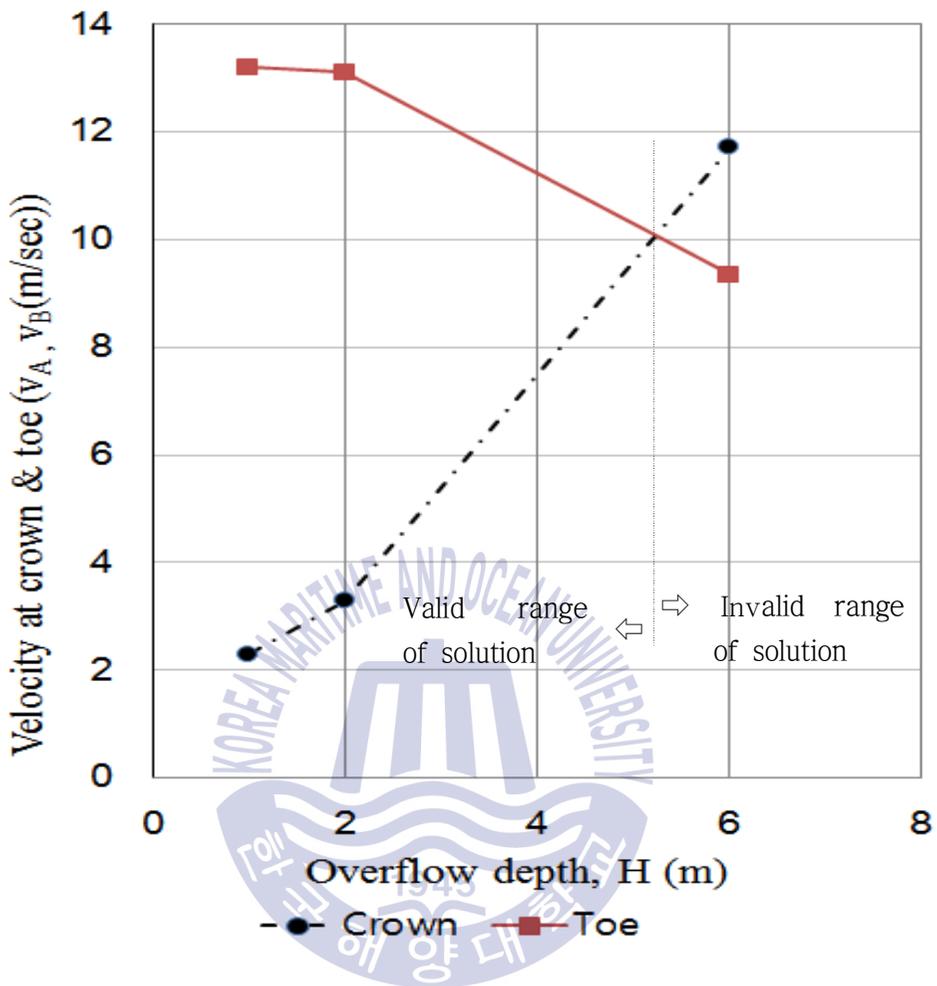


Fig. 5.10 Velocity at the crown vs. the toe

5.2.2 제방도로의 적용

Hong et al.(2005)은 제방 경사면 세굴을 “강우 시 빗방울이 흙의 표면에 떨어질 때 충격력에 의해 입자가 분리되기 시작하고, 표면 유출수에 의해 작은 규모의 수로(세류(rill))가 형성됨으로써 침식이 발전하며, 이것이 더욱 발전하여 더 크고 깊은 규모의 수로인 협곡(gully)의 형태를 가진다”고 정의 하였다.

이 처럼 물의 흐름속도가 높고 흙의 저항성이 낮은 곳에서는 세굴 및 침식에 의한 제방(또는 제방도로) 경사면 붕괴 또는 경사면 유실로 인한 제방도로 기능 상실 등이 일어나기 쉬워 침식 저항성이 큰 재료를 포토재료나 뒷채움 재료로 사용하고 필요시 적극적인 침식방지 공법 도입 필요하다. Hong et al.(2005)이 제안한 통일 분류법에 의한 재료의 침식저항 분류기준은 아래와 같다

침식성 높음 ← → 침식성 낮음

ML > SM > SC > MH > OL > CL > CH > GM > GP > GW

또한 수리모형실험에서 알 수 있듯이 선단부에서는 와류 및 유속의 증가로 인한 세굴이 우려되는 실정으로 이에 대한 보강이 필요할 것이다. 세굴에 대한 검토는 제 5.3장에서 검토코자 한다.

5.3 제방과 하부지반의 동적해석

5.3.1 수평 및 연직방향의 변위

Figs. 5.12 ~ 5.14는 월류고(H = 1 m, 2 m, 6 m)에 따른 수평 및 연직방향 변위를 시간대(200 sec, 400 sec, 600 sec) 별로 비교한 그림이다. Figs. 5.12 ~ 5.15에서 P1, P2, P3는 하부지반을, P4, P5, P6은 제방을 말한다(Fig. 5.11 참조). Figs. 5.15를 통해 월류 시 발생하는 수평 및 연직방향 변위는 월류 지속시간 보다 월류고에 의해 주로 지배받는 것을 확인할 수 있다.

또한 하부지반과 제방에 발생한 전체적인 수평변위(a)들은 음(-)의 값으로 월류 방향인 좌측(제내지)으로 활동한 것을 알 수 있으며, 좌측으로의 활동 변위량은 1차적으로 월류고에 의해 주 지배를 받으며, 시간이 경과하고 제방에 가까울수록 그 변위량이 점차적으로 증가함을 알 수 있다.

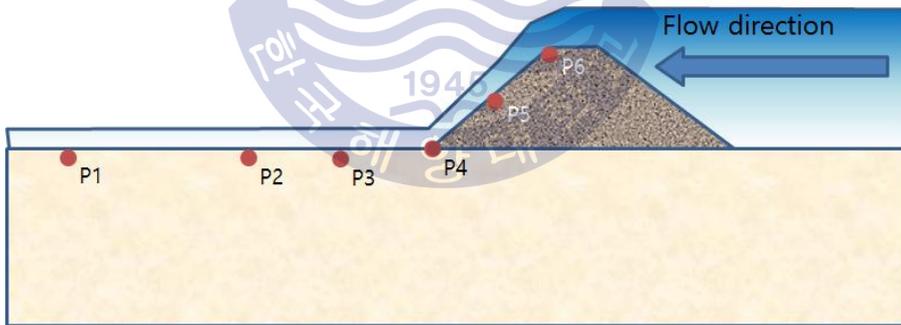
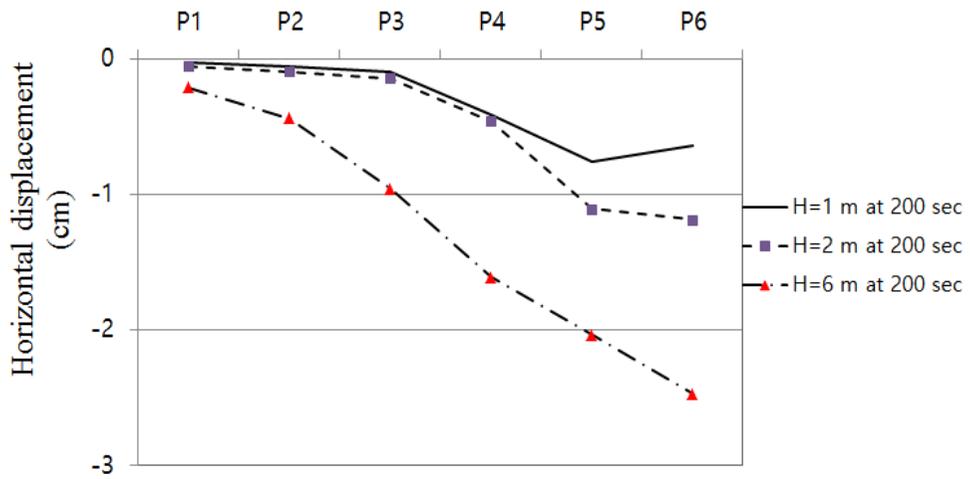
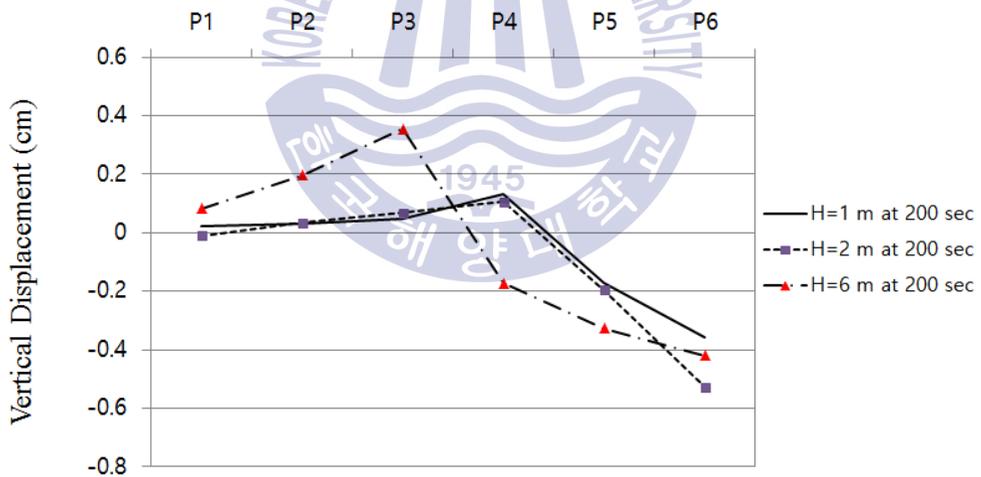


Fig. 5.11 Representative points of displacement

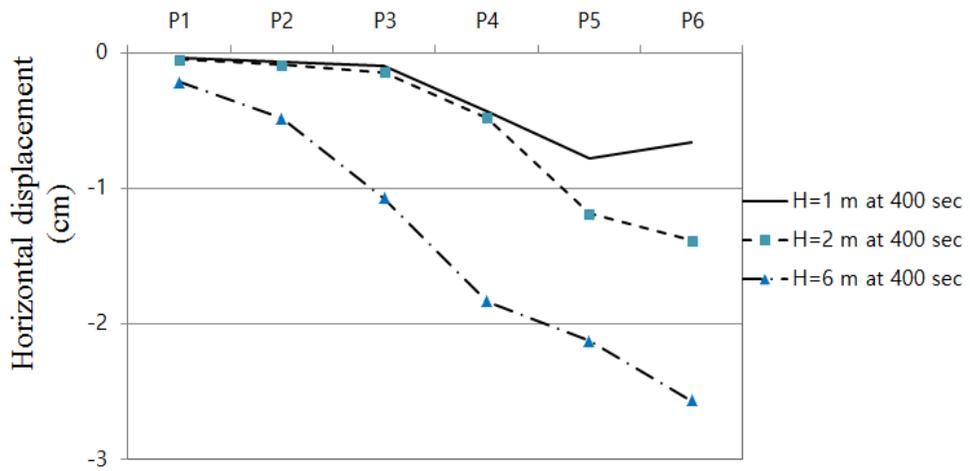


(a) Horizontal displacement

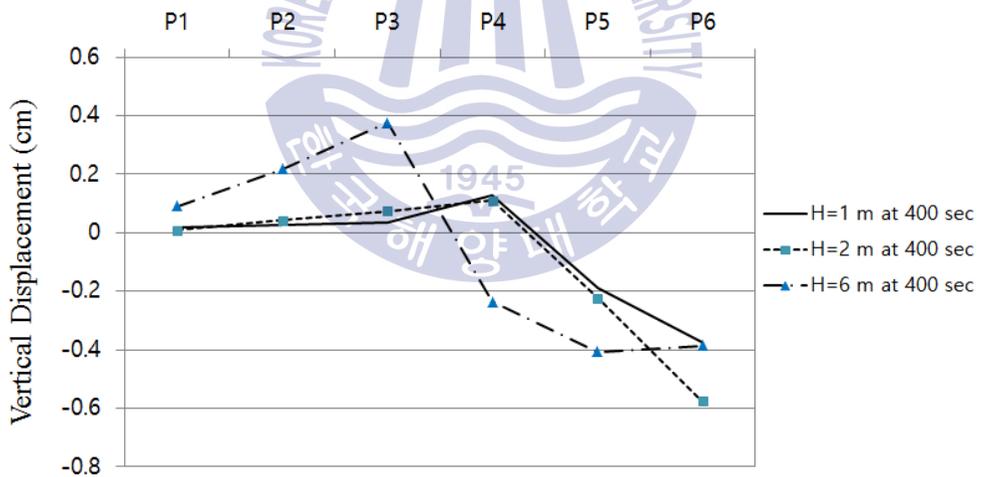


(b) Vertical displacement

Fig. 5.12 Displacement due to the overflow at 200sec

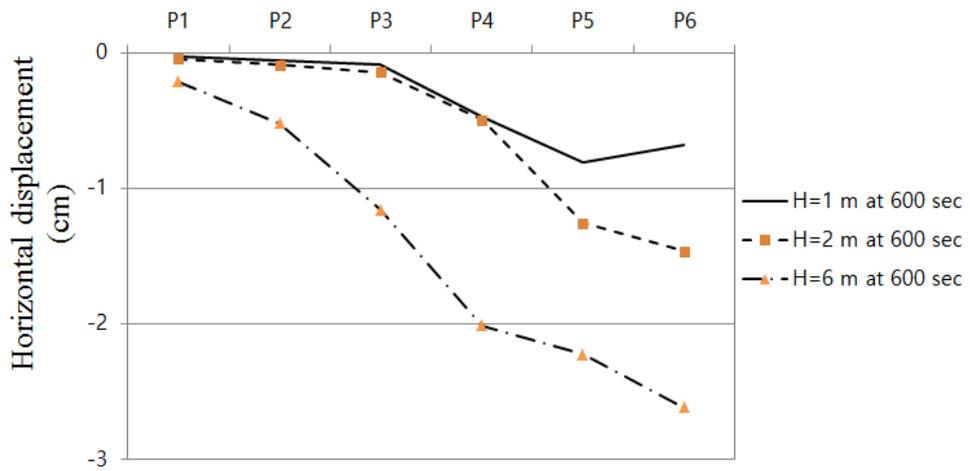


(a) Horizontal displacement

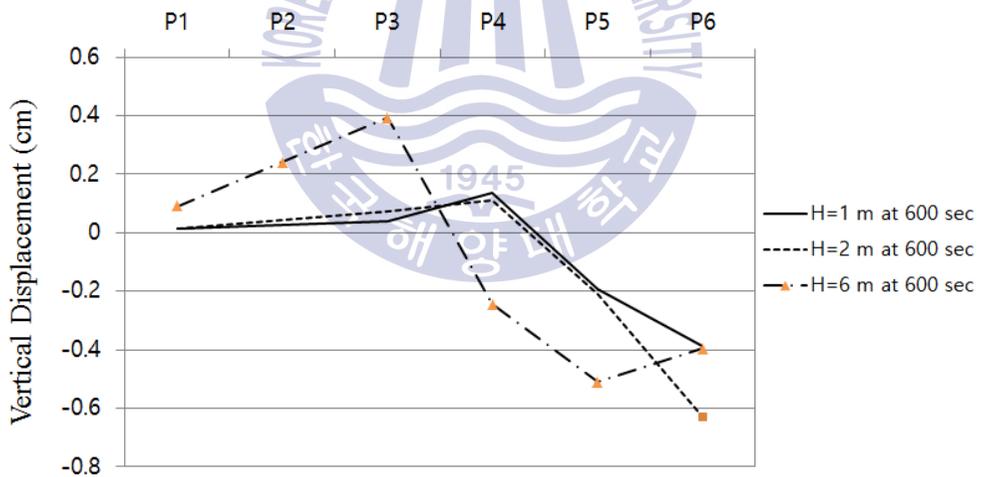


(b) Vertical displacement

Fig. 5.13 Displacement due to the overflow at 400sec

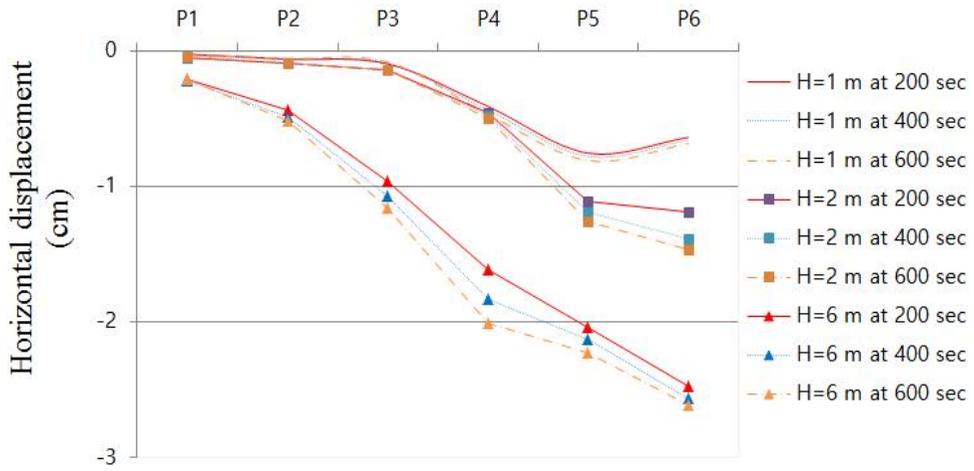


(a) Horizontal displacement



(b) Vertical displacement

Fig. 5.14 Displacement due to the overflow at 600sec



(a) Horizontal displacement



(b) Vertical displacement

Fig. 5.15 Displacement due to the overflow at all times

연직 변위량(Figs. 5.12 ~ 5.15의 (b))은 하부지반(P1~P3)에서는 양(+)의 값으로 융기된 것을 알 수 있다. 하지만 이와 반대로 제방(P4~P6)에서는 음(-)의 값으로 침하된 것을 알 수 있다. 단 지반과 제방의 경계인 제내지쪽 제방 선단부의 경우 (P4)에는 월류고가 작을 경우에는 하부지반의 영향을 받아 융기가 발생하고, 월류고가 클 경우는 침하가 발생함을 알 수 있다.

또한 제방 마루부(P6)에서는 제 4장의 Fig. 4.13(b) 및 Figs. 5.12 ~ 5.15 (b)에서 나타난 바와 같이 월류고 증가 시 수직 변위량이 크게 나타나는 타 지점(P1 ~ P5)와 달리 월류고가 6 m 일 때 보다 월류고가 2 m 일 때 오히려 수직 변위량이 크게 발생한 것을 확인 할 수 있다.

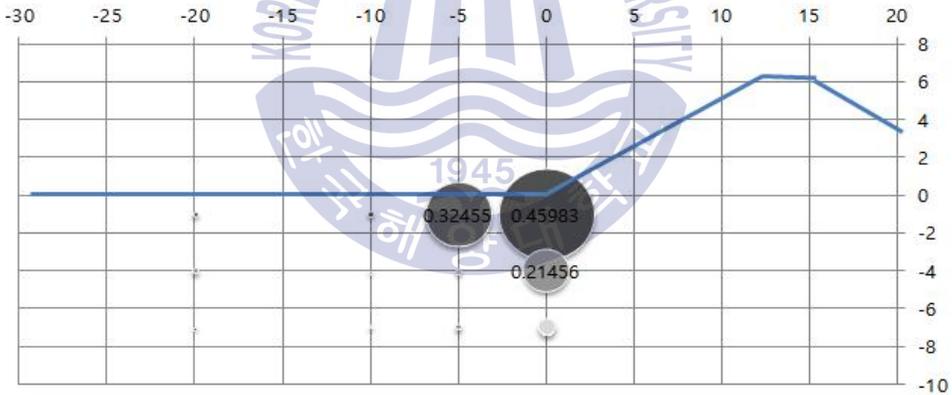
이는 이론해에서 확인한 바와 같이 제방 마루부에서 발생하는 동적 부압의 영향으로 판단된다. 즉, 월류고가 작을 때(2 m)는 부압이 작아 중력방향의 변위가 주로 작용하나, 월류고 6 m일 때는 부압의 영향이 커, 중력방향의 변위가 작게 발생하기 때문이다. 월류고가 작을 때에는 수압이 작아 융기하고, 월류고가 클 때에는 수압이 커 침하하는 P4 지점의 변위 메카니즘과 반대로 생각하면 될 것이다.

이러한 변위 양상은 월류가 제방체체 및 주변지반 전체의 거동에 영향을 미치는 것을 보여주는 증거이다. 주변지반의 변위는 지반 모래입자간의 구성을 변화시켜 지반 내 과잉간극수압을 발생시키는 요인으로 작용한다.

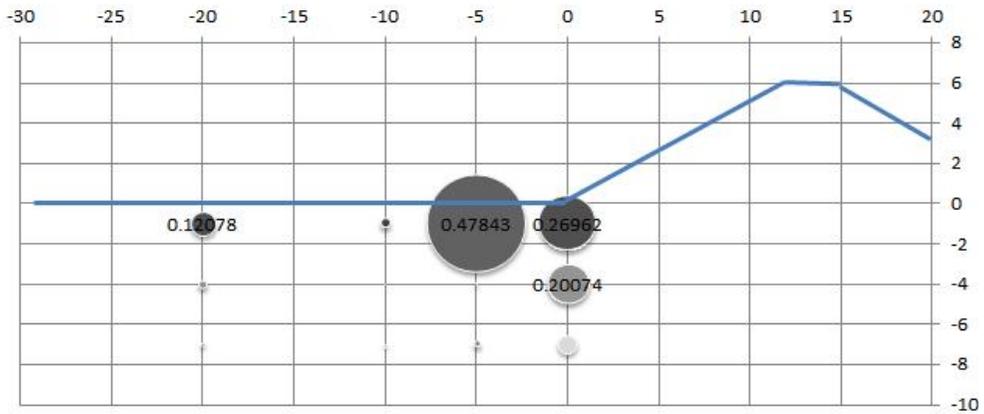
5.3.2 과잉간극수압비

Fig. 5.16은 월류시간이 600 sec 일 때의 과잉간극수압비를 그래프로 형상화한 것이다. 색상이 진하고 원이 클수록 높은 과잉간극수압비가 발생한 곳이다. 월류로 인해 지반 표면에서 높은 과잉간극수압비가 발생하였는데 그 이유는 과잉간극수압비($\Delta u/\sigma'_0$)가 과잉간극수압과 초기유효응력의 비이므로 초기유효응력이 작은 지반표면에서 높은 과잉간극수압비가 나온 것으로 판단되며, 지표면이 월류로 인한 외력을 더 직접적으로 받기 때문으로 판단된다.

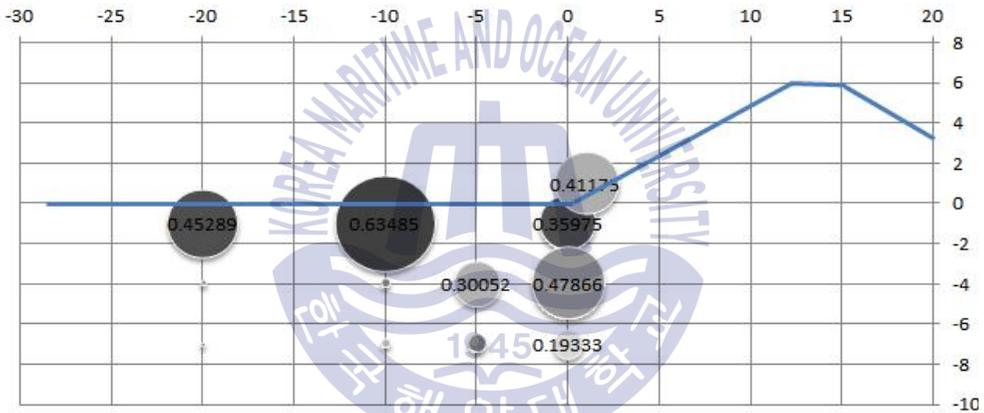
Fig. 5.16 (c)에서는 제방으로부터 5 m떨어진 곳의 요소들(E7~E9)에서 타 지점(20 m, 10 m)의 요소들과 다르게 지표 하부지반(E8, E9)에서 과잉간극수압비가 나타난 것을 볼 수 있다. 이렇게 과잉간극수압비가 발생한 것은 U형류의 흐름으로 생긴 압력상승 지역이기 때문이며, 또 하나는 제방의 전체적인 변위가 하부지반까지 영향을 미쳐 지반도 변위를 일으키기 때문으로 판단된다.



(a) Maximum excess pore pressure ratio at 600 sec during overflow(H=1 m)



(b) Maximum excess pore pressure ratio at 600 sec during overflow(H=2 m)



(c) Maximum excess pore pressure ratio at 600 sec during overflow(H=6 m)

Fig. 5.16 Maximum excess pore pressure ratio at 600 sec during overflow

Fig. 5.16에서도 알 수 있듯이 제방내측 마루부에서는 과잉간극수압비가 나타나지 않고 있다. 이는 제방내측 마루부에凸형류의 흐름으로 인해 생긴 동압에서의 부압으로 유효응력이 증가하기 때문으로 판단된다.

Fig. 5.17는 Kato의 수리모형실험결과로 각 월류고에 따른 제내지층 지반의

세굴 정도를 나타내고 있다. 앞서 밝힌 바와 같이 FLIP은 세굴을 표현할 수 없어 Figs. 5.18 ~ 5.20에 월류고에 따른 Kato의 세굴범위와 FLIP의 과잉간극수압비로 액상화 범위를 비교해 보았다.

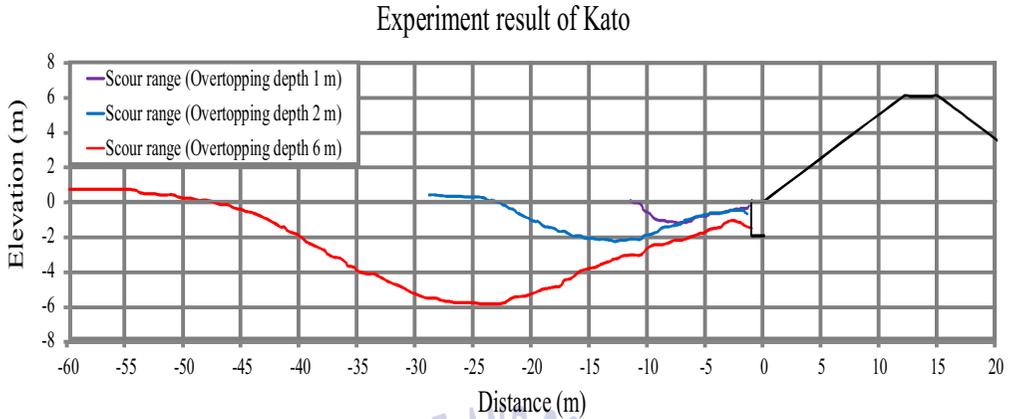


Fig. 5.17 Overflow-induced scour range for different overflows

Figs. 5.18 ~ 5.20의 점선은 Kato의 수리모형실험으로 발생한 세굴의 범위를 나타내며, 실선은 결합모델로 발생한 과잉간극수압비로 액상화의 여부와 범위를 나타내는 그림이다. 여기서 나타내는 과잉간극수압비는 그 요소에서 발생한 최대 과잉간극수압비를 나타낸다.

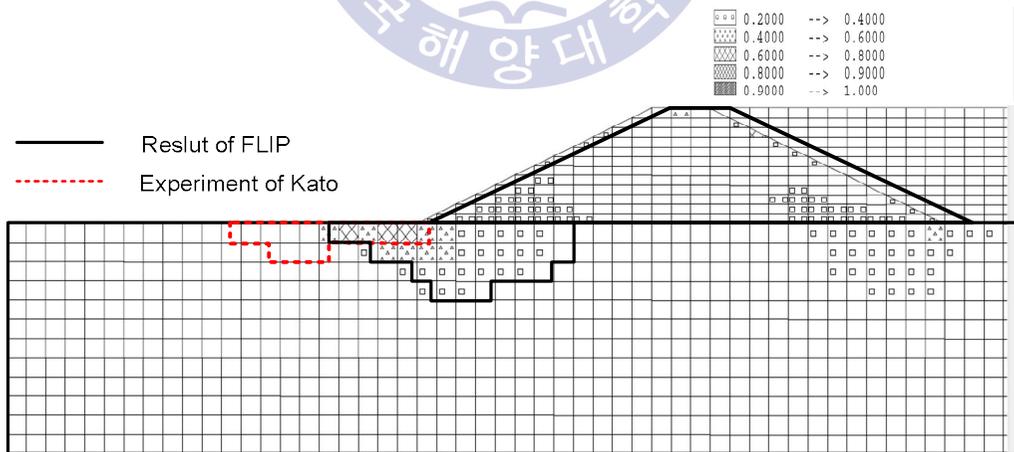


Fig. 5.18 Maximum excess pore pressure ratio distribution during computation (Overflow depth 1 m)

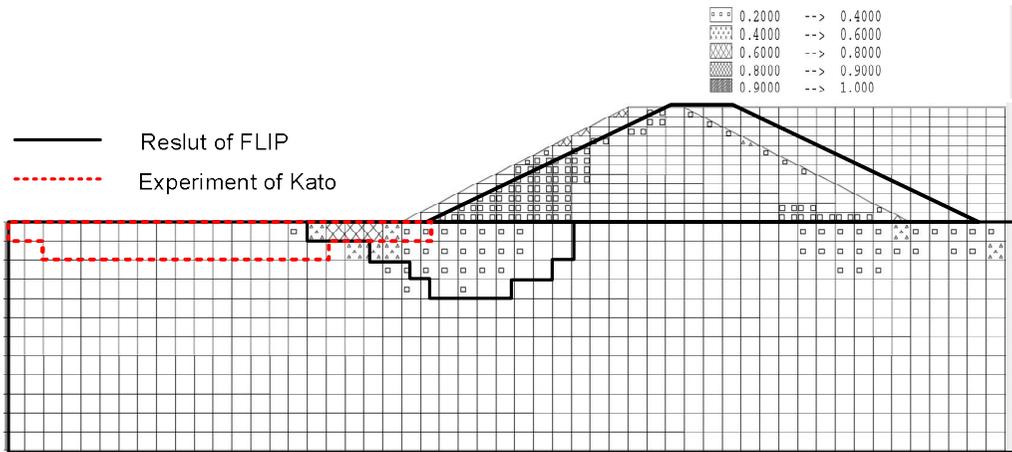


Fig. 5.19 Maximum excess pore pressure ratio distribution during computation (Overflow depth 2 m)

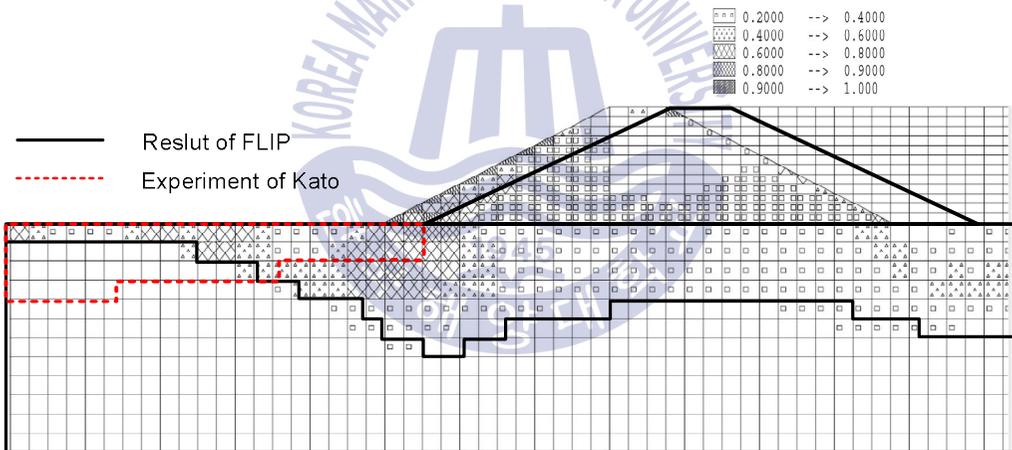


Fig. 5.20 Maximum excess pore pressure ratio distribution during computation (Overflow depth 6 m)

각각의 월류고에 따른 Kato의 실험결과와 결합모델의 결과를 보면 세굴의 양과 범위에서 조금씩의 차이는 발생하였지만, 그 경향은 비슷하다고 볼 수 있다. 결합모델의 경우 지반의 표면에서 주로 액상화가 된 것을 확인할 수 있는 반

면, Kato의 실험의 경우 약 3 ~ 4 m까지 세굴이 발생된 것을 확인할 수 있다. 이렇게 깊이의 차이가 있는 것은 해석에서 적용된 물성치와 실험에서 사용된 지반의 물성치의 차이와 외력인 수압과 전단응력의 차이로 보인다. 다른 원인으로서는 Kato의 실험에서는 인위적으로 제방하단에 기초를 설치하여 이 부분에서 세굴 발생을 원천적으로 차단한 반면 결합모델에서는 일반지반으로 보고 해석을 실시하였기 때문이다.



5.3.3 유효응력경로

Fig. 5.22와 Fig. 5.23은 Fig. 5.21과 같이 E1 ~ E12 지점의 유효응력경로를 월류고에 따라 나타낸 결과로 그림에서는 중간주응력효과를 무시한 평면변형률조건에서 많이 이용하는 $p' = (\sigma_x' + \sigma_z')/2$ 와 $q' = \sqrt{\tau_{xz}^2 + (\sigma_z' - \sigma_x')/2}$ 를 사용하였다. 응력경로는 지반의 유효응력 변화를 검토하는데 매우 편리한 방법이다. Figs. 5.22와 Fig. 5.23에서 알 수 있는 바와 같이 월류고가 클수록, 지표면에 가까울수록 유효응력이 감소하여 Mohr-Coulomb 파괴선에 근접함을 알 수 있다.

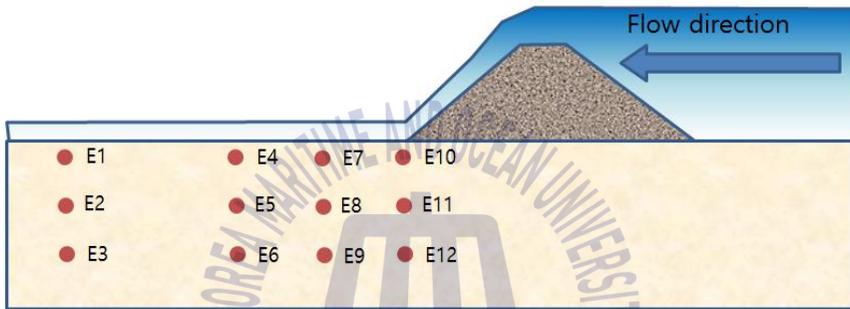
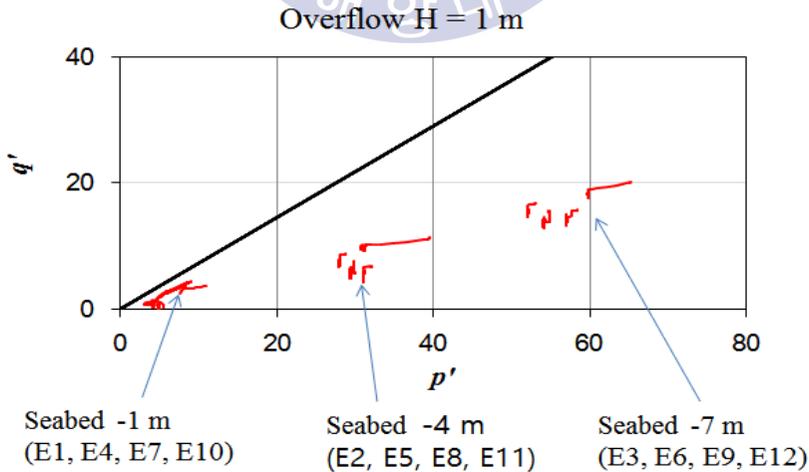
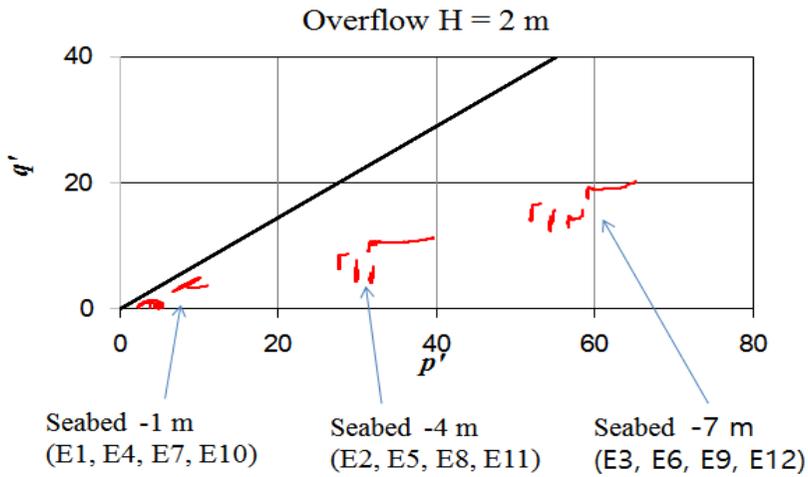


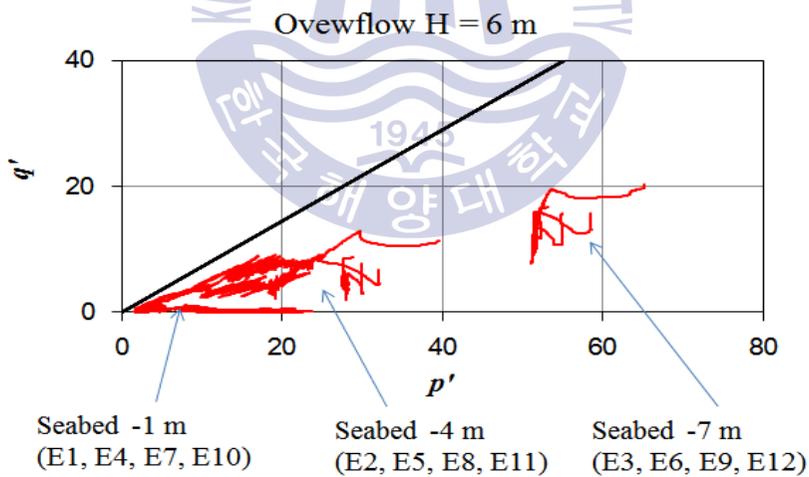
Fig. 5.21 Representative points of effective stress path



(a) Effective stress path during overflow at H=1 m

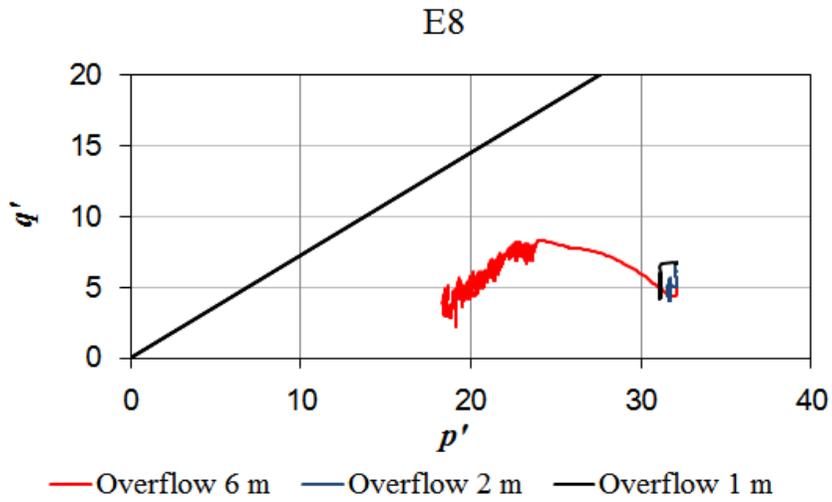


(b) Effective stress path during overflow at H=2 m

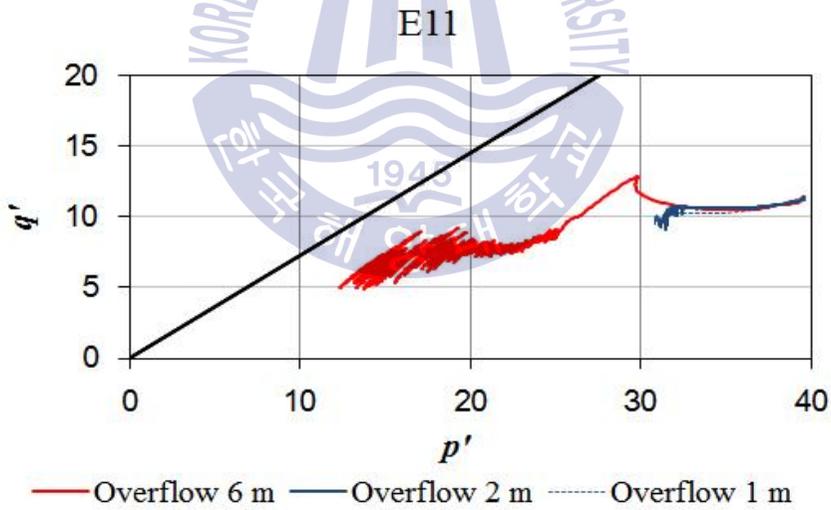


(c) Effective stress path during overflow at H=6 m

Fig. 5.22 Effective stress path during overflow



(a) Effective stress path at E8 during overflow



(b) Effective stress path at E11 during overflow

Fig. 5.23 Effective stress path at E8 & E11

5.3.4 제방도로의 적용

제내지 선단부에는 제방 월류시 5.2.1절에서 언급한 바와 같이 큰 유속 등으로 Kato 실험 및 FLIP 해석결과에서 확인할 수 있듯이 세굴 및 액상화 발생 가능성이 높다. 따라서 선단부에 도로를 설치할 경우에는 세굴 및 액상화 방지를 위해서는 Kato et. al(2012)에서 선단부와 제방접합부에 세굴방지를 위한 기초공사공을 제시하고 있듯이 선단부 보강 등 세굴 방지공 검토가 필요하다.

또한, 국토교통부 하천설계기준·해설(2009)에 의하면 재방에 사용되는 재료는 모래인 경우 $C_u \geq 6$ 일 때 양호하다고 정의하고 있으며, 통일분류법상 GM, GC, SM, SC, ML, CL 등과 같은 일정 정도 점토(C) 및 실트(M)와 같은 세립분을 함유해야 하는 것으로 규정하고 있다

하지만 국토해양부 도로설계편람(2000)에는 $C_u < 10$ 일 경우 액상화 발생 가능성이 높으며, 한국도로공사 도로설계요령(2009)에 의하면 통일분류법에 의한 지반그룹이 GW, GP, GM, SW, SP, SM, ML에 속할 경우 액상화 평가를 시행, 대책공법을 수립토록 되어있다.

따라서 선단부에 도로를 설치할 경우 도로구간의 사용되는 토질은 균등계수 (C_u) ≥ 10 이상의 흙을 사용하고, GM, SM, ML의 흙을 사용할 경우 반드시 액상화 평가를 시행한 후 도로를 조성하여야 할 것이다

제 6 장 결 론

본 논문에서는 마운드 형태 제방도로에 대해 에너지 관점에서 제방도로 파괴의 원인이 되는 압력과 유속을 산정할 수 있는 이론해를 제안·검증하였으며, 결합모델을 이용해 일정한 수심으로 월류를 일으켜 마운드형태 제방의 마루부(crown) 및 선단부(toe) 주변 하부지반의 파괴메커니즘에 대한 수치해석을 통해 마운드 형태 제방도로의 마루부 또는 선단부에서 발생될 수 있는 도로파괴 유발 가능성을 확인하였다. 또한 향후 월류에 강한 제방도로 설계기준 개선방안으로 활용할 수 있도록 연구결과의 제방도로에 적용성도 분석하였다.

먼저 이론해는 한계흐름조건과 베르누이정리를 적용하여 압력(수압)과 유속을 산정하였으며, 이것을 기존 실내수조모형실험 결과 및 2D-NIT 모델에 의한 수치해석 결과와 비교를 통해 적용 타당성을 확인하였다. 또한 제방과 하부지반의 파괴메커니즘을 확인하기 위해 Kato의 수리모형실험과 동일한 조건으로 결합모델(2D-NIT와 FLIP)를 통해 수치해석을 실시하여 제방과 하부지반에 작용하는 수압과 유속, 그리고 제방과 하부지반의 변위, 과잉간극수압비, 유효응력경로 등을 산정하였으며, 그 결과와 Kato의 수리모형실험결과를 비교·검토하였다. 이론해와 수치해석 결과 그리고 기존 연구 결과를 종합하여 월류에 강한 제방도로 단면과 포장 및 제체 구성 재료에 대해 검토하였다.

1) 이론해

제안된 이론해를 이용하여 마루부와 선단부에서 동적 압력(수압)을 산정해 보면, 마루부에서는 압력의 급격한 감소로 인한 부의 압력(negative pressure)이 나타나며 월류고가 증가 할수록 그 (-)크기가 증가하는 것을 알 수 있었다. 이는 월류로 인한 제방도로체의 포장 파손(Fig 2.5) 원인에 대한 충분한 설명이

되리라 판단된다. 선단부에서는 월류고가 증가할수록 (+)압력이 크게 증가하는 등 실내수조모형실험 결과와 같은 유사한 결과를 얻을 수 있다.

선단부 유속의 경우는 월류고가 증가함에 따라 도수(hydraulic jump) 발생에 따라 선단부에서 유속이 감소하는 것으로 나타났다. 이것은 Kato et al.(2012) 실험결과에서 월류고 증가 시 선단부 유속이 감소한 것과 잘 일치한다. 이는 마운드 형태의 제방 마루부와 선단부에 흐름을 유사정적비회전류로 가정하여 동심원 유선이 마루부와 선단부에 형성된다고 가정한 것이 어느 정도 타당성이 있음을 의미한다.

월류 흐름은 방조제 마루쪽에 의해서도 지배된다. 마루폭이 큰 경우에는 작은 경우에 비해 유속이 감소되어 부(-)의 압력이 작게 발생될 것이다. Henderson (1966)은 한계조건에서 마루폭을 고려한 유량 산정식을 제안하였으나 본 논문에서 제안된 이론해에서는 마루폭에 대한 영향은 제외되어 향후 추가적인 연구 검토가 필요하다.

2) 수치해석

해일 등에 의한 제방 파괴는 월류 뿐만 아니라 방조제 제체 및 하부지반의 침투나 방조제 내부의 양압력 상승 등에 의해서도 발생한다. 수치해석에서는 월류에 따른 제방 제체 및 주변지반으로 해수 침투 작용에 의한 시간에 따른 제체와 주변지반의 거동을 중점적으로 살펴보았다.

● 압력(수압) 및 유속

월류의 흐름은 마루부와 선단부를 통과함에 따라 흐름의 형태도 **凸**, **凹**형으로 흐르게 된다. 흐름이 **凸**, **凹**를 통과할 때 위치별로 원심력과 중력의 작용방향에 따라 압력의 급격한 변화가 발생함을 확인할 수 있었다. 즉 선단부(**凹**형태)에서는 중력의 방향과 원심력의 방향 일치로 월류고가 커질수록 압력도 더욱더 커지나, 이와 반대로 마루부(**凸**형태)에서는 월류고 증가로 속도는 증가하

나 중력과 반대방향으로 작용하는 원심력의 영향으로 마루부에 작용하는 압력은 이론해 계산값과 마찬가지로 감소되는 것을 확인할 수 있었다.

또한 제방 경사면의 경우 마루부나 선단부에 비해 훨씬 큰 유속이 작용, 유속에 의한 경사면 세굴로 침식 후 제방과괴 흐름의 가속화 원인으로 판단할 수 있었다.

● 수평 및 연직방향 변위

발생하는 수평 및 연직방향 변위량은 제방에 가까울수록 큰 변위량을 가지고 있으며, 월류 지속시간에 따라 일부 변화가 발생하지만 주로 월류고에 의해 지배 받는 것으로 나타났다. 또한 하부지반과 제방에 발생한 전체적인 수평변위는 음(-)의 값으로 월류 방향인 좌측으로 활동하는 것으로 나타났다

연직 변위량은 하부지반은 양(+)의 값으로 융기, 제방은 음(-)의 값으로 침하 되는 것으로 나타났다. 단 지반과 제방의 경계인 제내지쪽 제방 선단부의 경우 월류고가 적을때에는 지반변위에 의한 영향을 크게 받아 융기하고, 월류고가 클 때에는 제방의 변위에 의한 영향을 크게 받아 침하하는 것으로 나타났으며, 마루부의 경우에는 월류고가 증가함에 따라 (-)압력이 부력으로 작용하여 침하 변위량이 감소되는 현상이 나타났다.

이 결과로 월류가 제방제체 및 주변지반의 거동에 영향을 미치는 것을 확인할 수 있었으며, 이러한 주변지반의 변위는 지반 모래입자간의 구성을 변화시켜 지반 내 과잉간극수압을 발생시키는 요인으로 작용한다.

● 과잉간극수압비

하부지반의 경우 표면일수록, 제방에 가까울수록 높은 과잉간극수압비를 나타냈으며, 제방내측 마루부에서는 동압에서의 부압으로 인해 과잉간극수압비가 발생되지 않았다.

세굴 및 액상화 검토에 있어, Kato의 실험결과와 결합모델의 결과를 비교해보면 지반의 입력 물성치와 외력인 수압과 전단응력의 차이로 인해 결과가 조금씩의 차이는 발생하였지만 그 경향은 비슷하다고 볼 수 있었다.

제방과 하부지반의 파괴는 액상화에 따른 세굴로 인한 진행성 파괴로 판단되며, 액상화 취약지점은 월류로 발생하는 수압과 유속 증가량이 큰 제내지측 하부경사면과 선단부이다. 이러한 제방내측 경사면과 선단부에서 액상화 진행으로 세굴이 쉽게 발생하여 제방과 그 하부지반의 진행성 파괴를 유발시키는 것이라 볼 수 있다.

- 유효응력경로

월류 발생 시 지표면에 가까울수록, 월류고가 클수록 유효응력경로는 Mohr - Coulomb 파괴선에 근접하고 있음을 알 수 있었다. 지표면에서 유효응력경로가 Mohr - Coulomb 파괴선에 근접한다는 것은 과잉간극수압비와 검토 결과와 같이 지반의 강도가 약화되어 액상화가 발생하였다는 것을 의미한다.

3) 제방도로에 적용성

- 단면형상

이론해 식을 이용한 압력변화 산출결과에서 마루부와 선단부의 동심원반경을 크게 할수록 이 지점에 작용하는 압력(절대값)은 감소하는 것으로 나타났다. 따라서 제방도로를 건설할 경우에는 도로가 위치한 곳의 끝 단부 곡선반경을 크게 할 것을 제안 하며, 이 경우 정·부 압력을 모두 낮춰 도로에 예상되는 피해발생 가능성을 낮출 수 있을 것으로 판단된다.

도로의 포장은 아스팔트 콘크리트 포장보다 시멘트 콘크리트 포장을 제안한다. 콘크리트는 아스팔트에 비해 단위중량이 무겁고 침수성에서 유리한 특성을 가지고 있으므로 월류시 제방도로 마루부 파손을 감소시켜 줄 수 있을 것으로 판단된다.

또한 제방의 월류는 해수면 상승 시 또는 장마 시에도 발생할 수 있으므로 제방 마루부에 도로를 설치할 경우에는 가드레일에 의한 차량방호시설 설치보다는 월류방지벽 예를 들어 parapet wall을 설치하여 차량방호 및 작은 월류에 대비할 수 있도록 설계할 것을 제안한다.

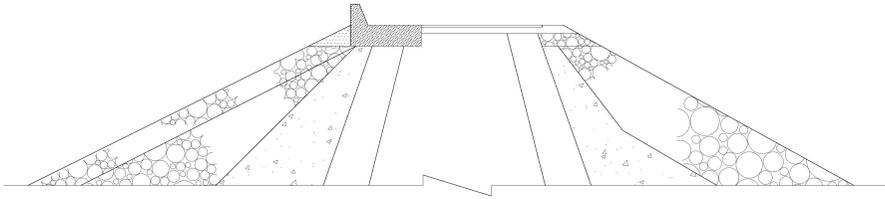


Fig. 6.1 A cross-section of levee road with parapet wall

● **세굴, 침식, 액상화 방지**

수위가 증가하는 것은 비탈면에 간극수압을 상승시키고 유효 강도를 감소시켜 비탈면 붕괴를 유발할 수 있다. 또한 물의 흐름속도가 높고 흙의 저항성이 낮은 곳에서는 세굴 및 침식에 의한 제방도로 경사면 붕괴 또는 경사면 유실로 인한 제방도로 기능상실 등이 일어나기 쉬우며, 제방침투수 등에 의해서 도로 지표층이 포화될 경우 유출량이 증가하여 경사면과 도로의 비탈면을 침식시킬 수 있다.

침식이 장기화되면 비탈면은 국부적인 불안정 상태가 되고 붕괴 가능성이 높아짐으로 침식 저항성이 큰 재료(GM<GP<GW)를 표토재료나 채움 재료로 사용하고 필요시 제외지 경사면과 같은 피복처리 도입을 제안한다.

침식성 높음 ← → 침식성 낮음

ML > SM > SC > MH > OL > CL > CH > GM > GP > GW

액상화 발생 가능성이 있는 지반은 균등계수(C_u)가 10미만의 비교적 입도가 나쁜 사질토 지반으로서 실트 및 점토 크기의 입자 함량이 10% 이하이고 평균 입경이 0.075~2.0mm이다. 따라서 액상화 우려가 큰 제방내측 하부 경사면과 선단부에는 이와 같은 재질의 재료사용이 지양되어야 할 것이다.

4) 기타 제방도로 건설 및 운용 시 고려사항

- 위험성과 경제성

제방도로 건설 후 월류로 인한 인명 및 재산의 손실, 교통장애, 환경피해는 예상될 수 있는 위험이다. 이러한 위험요소에 대처하기 위한 시설을 계획하는 것이 필요하다. 그러나 안전만을 고려한 설계가 비경제적인 경우 계획자체가 타당성을 상실할 수 있으므로 위험성과 경제성의 상반된 항목을 함께 고려해야 한다. 높은 생기빈도로 설계된 경우, 초기공사비와 관리비용이 많이 들게 되고 낮은 생기빈도를 적용한 시설물은 재산피해, 유지보수비용이 높아질 수 있다. 비용과 설계생기빈도의 관계는 Fig. 6.2와 같다.

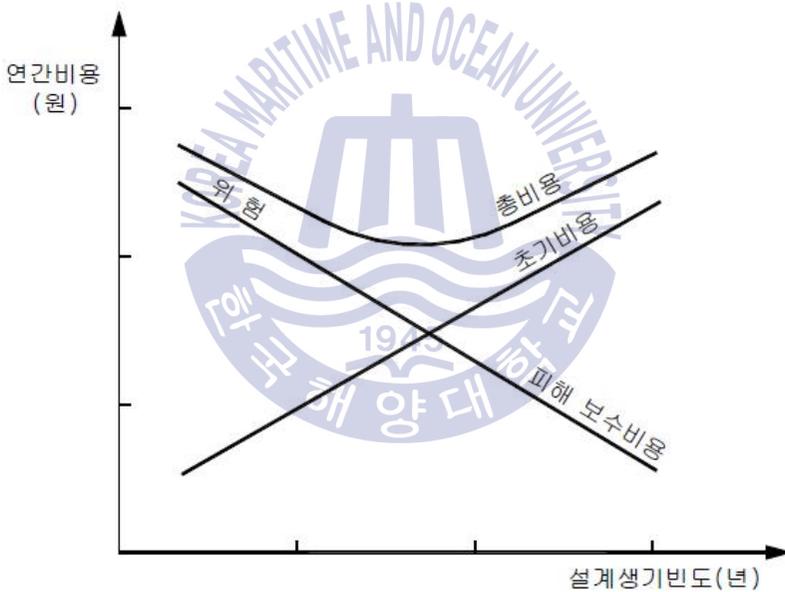


Fig. 6.2 Cost vs. design frequency

이러한 상관관계를 고려하여 도로가 갖는 기능성, 교통량, 지역 경제에 미치는 영향과 기타 특성에 따라 분류하고 이러한 인자들을 설계생기빈도 요소로 활용 제방도로를 설계하여야 할 것이다.

- 선제적 대응체계 구축

Fig. 6.3은 네덜란드의 제방 슬라이딩 실험 모습이다. 네덜란드는 최근 급격한 기후변화로 범람의 위험을 예측하기가 어려워짐에 따라 실시간 데이터 수집 및 분석을 통한 범람에 대한 선제적인 대비를 위해 제방에 내장된 센서가 실시간으로 정보를 전송하는 ‘스마트 제방’으로 물의 흐름을 실시간으로 수집, 분석하여 범람으로 인한 제방과 과 위험에 대비하고 있다.

우리도 이처럼 중요 제방도로의 경우 실시간 데이터 수집 및 분석을 통한 선제적 재난 대비 시스템을 앞으로 갖춰야 할 것이며, 집중호우와 홍수 등에 따른 재난에 효과적으로 대응해 신체나 생명에 대한 위험과 국가적 부의 손실을 최소화하는 역량인 워터 세이프티(water safety)를 키워야 할 것이다.



Fig. 6.3 2008 IJkdijk sliding experiment, post-failure(www.deltares.nl)

참고문헌

- 국립해양조사원. (2013). 해양조사기술연보 2013, IV 해안침수예상도 제작
- 국민안전처. (2014). 2014년 재해경감대책협의회 활동상황 종합보고서
- 국토교통부. (2000). 도로설계편람
- 국토교통부. (2004). 하천제방 관련 선진기술 개발 최종보고서
- 국토교통부. (2009). 하천설계기준·해설
- 국토교통부. (2013). 도로의 구조 시설기준에 관한 규칙 및 해설
- 전북발전연구원. (2010). 기후변화 대비 전라북도 홍수대책 선진화 방안
- 중앙재난안전대책본부, 소방방재청. (2009, 2010, 2011, 2012, 2013). 재해연보
- 한국도로공사. (2009). 도로설계요령
- 한국지반공학회. (1997). 진동 및 내진설계, 구미서관
- 한국지반공학회. (2005). 지반공학시리즈 6권. 연약지반. 구미서관
- Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002). Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics multi-dimensional flow analysis. Corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.
- Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970). The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow. Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
- Cheng, L., Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2001). Solutions I of pore pressure build up due to progressive waves, Intl. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.25, pp.885-907.

- Chinnarasri, C., Tingsanchali, T., Weesakul, S. and Wongwises, S. (2003). Flow patterns and damage of dike overtopping, *International Journal of Sediment Research*, Vol.18, No.4, pp.301-309.
- D'Eliso, C. (2007). Breaching of sea dikes initiated by wave overtopping. A tiered and modular modeling approach. Ph.D. thesis, Dissertation, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technical University Braunschweig, p.142
- Foundation Flood Control 2015 (2015). Five years of innovation in flood risk
- Henderson, F.M. (1966). *Open Channel Flow*, Macmillan, New York, pp.211~213
- Hirt, C. W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries. *J. of Comput. Phys.*, Vol.39, pp.201-225.
- Hong, B.-M., Kim, H.-T., Kang, B.-Y. and Yoo, K.-C. (2005). Disaster reduction technique based on the case study on embankment failures, *Joint Conference of Geotechnical Engineering*, October 7~8, pp.117-128
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., Vol.32, No.2, pp.16-20.
- Ikeno, M., Mori, N. and Tanaka, H. (2001). Experimental study on tsunami force and impulsive force by a drifter under breaking bore like tsunamis, *Proc. Conf. Coastal Engineering*, JSCE, Vol.48, pp.846-850 (In Japanese).
- IPCC. (2007). *Climate Change 2007 : Synthesis Report*
- Jayaratne, R., Mikami, T., Esteban, M., and Shibayama, T. (2013). Investigation of coastal structure failure due to the 2011 Great Eastern

- Japan Earthquake Tsunami, Coasts, Marine Structures and Breakwaters, Institution of Civil Engineers (ICE), Edinburgh, UK, p.1-10.
- Kang, G.-C., Kim, S.-W., Kim, T.-H., Kim, D.-S. and Kim, J.-H. (2015). Verification of numerical analysis technique of dynamic response of seabed induced by the interaction between seabed and wave. Journal of the Korean Geotechnical Society Vol 31, No1, pp.5-14
- Kato, F., Inagaki, S. and Fukuhama, M. (2006). Wave force on coastal dike due to tsunami, 30th ICCE, San Diego.5, 5150-5161, World Scientific, NJ
- Kato, F., Suwa, Y., Watanabe, K. and Hatogai, S. (2012). Mechanics of coastal dike failure induced by the Great East Japan earthquake tsunami, Proceedings of the 33rd International Conference Coastal Engineering, structures. 40.
- Kim, N.-H. and Kim, N.-G. (2001). Visual modelling of the overtopping using SMAC method, The Korean Society of Ocean Engineers, Vol.15, No.4, pp.46-52
- Kim, S.-W. (2014). A numerical study of an overflow-induced levee failure. Master thesis, Korea Maritime and Ocean University, Chapter 2
- Korea Rural Community Corporation. (2011). Investigation and design practical manual(revised) : chapter 4 reclamation, pp. 50-53.,pp.487.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H., Weissmann, R. and Richwein, W. (2002). Failure mode and fault tree analysis for sea and estuary dikes, Proceedings 28th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), Cardiff, Wales, UK., pp.1-13.
- Kunugi, T. (2000). MARS for multiphase calculation. CFD J. Vol.9, No.1, IX-563.
- Lee, K.-H., Baek, D.-J., Kim, D.-S., Kim, T.-H. and Bae, K.-S. (2014). Numerical simulation on seabed-structure dynamic responses due to the

- interaction between waves, seabed and coastal structure. *Journal of Korean society of Coastal and Ocean Engineers* Vol.26, No.1, pp.49-64
- Lee, K.-H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.-S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC wave generation system considering sea water exchange. *Journal of Korean society of Coastal and Ocean Engineers* Vol. 25, No.3, pp.128-137
- Lesieur, M., Metais, O. and Comte, P. (2005). *Large-eddy simulations of turbulence*. Cambridge Univ. Press, New York, N.Y.
- Nakao, H., Sato, S. and Yeh, H. (2012). Laboratory study on destruction mechanisms of coastal dyke due to overflowing tsunami, *JSCE, Ser. B2 (Coastal Engineering)*. 2012, Vol.68, No.2, pp.1281-1285.
- Mikami, T., Shibayama, T., Esteban, M. and Matsumaru, R. (2012). Field survey of the 2011 Tohoku Earthquake and Tsunami in Miyagi and Fukushima Prefectures, *Coastal Engineering Journal*, Vol. 54, No.1, pp.1-26.
- Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korea. (2009). Design criteria on the river
- Miyata, H. and Nishimura, S. (1985). Finite-difference simulation of nonlinear waves generated by ships of arbitrary three-dimensional configuration. *J. Comput. Phys.*, Vol.60, pp.391-436.
- Mizutani, S. and Imamura, F. (2002). Proposal of a design external force calculation flow in consideration of the impact and overflow of tsunami bores, *Coastal Engineering, JSCE*, Vol.49, pp.731-735 (In Japanese).
- Munson, B.R., Rothmayer, A.P., Okiishi, T.H., and Huebsch, W.W. (2012). *Foundation fluid mechanics*, John Wiley & Sons, NJ, pp.292~296.
- Nakao, H., Sato, S. and Yeh, H. (2012). Laboratory study on destruction mechanisms of coastal dyke due to overflowing tsunami, *Coastal Engineering, JSCE*, Vol.68, No.2, pp.1281-1285 (In Japanese).

- Ogasawara, T., Y. Matsubayashi, S. Sakai, and T. Yasuda. (2012). Characteristics of the 2011 Tohoku Earthquake and Tsunami and its impact on the northern Iwate Coast, *Coastal Engineering Journal*, Vol.54, No.1, pp.1-16.
- Rudman, J.D. (1997). Volume-tracking methods for interfacial flow calculation. *Int. J. Numer. Methods in Fluids*, Vol.24, pp.671-691.
- Sakakiyama, T. and Kajima, R. (1992). Numerical simulation of nonlinear waves interacting with permeable breakwaters. In: *Proceedings of the 23rd International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, pp.1517 - 1530.
- Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiment with the primitive equations. *Mon. Weath. Rev.*, Vol.91, No.3, pp.99-164.
- Suzuki, T., Okayasu, A. and Shibayama, T. (2007). A numerical study of intermittent sediment concentration under breaking waves in the surf zone, *Coastal Engineering*, Vol. 54, No. 5, pp.433-444.
- Tome, M.F. and McKee, S. (1994). GENSMAC : A computational marker and cell method for free-surface flows in general domain. *J. of Comput. Phys.*, Vol.110, pp.171-186.
- Yamamoto, T., Koning, H., Sillmeijer, H. and Van Hijum, E. (1978). On the response of a poroelastic bed to water waves, *J. of Fluid Mechanics*, Vol.87, pp.193-206.
- Yamamoto, Y., Takanashi, H., Hettiarachchi, S. and Samarawickrama, S. (2006), Verification of destructive mechanism of structures in Sri Lanka and Thailand due to the Indian ocean tsunami, *Coastal Engineering*, Vol.48, No.2, pp.117-145.
- Yeh, H. and Mason, H. B. (2014), Sediment response to tsunami loading: mechanisms and estimates, *Geotechnique*, Vol.64, No.2, pp.131-143.

Yoon, K.-S. (2004). Levee collapse type analysis and design methods,
Magazine of Korea water resources association, Vol.37, No.5, pp.50-60.

<http://math.exeter.edu/rparris>

<http://www.deltares.nl>

<http://www.embat.be>

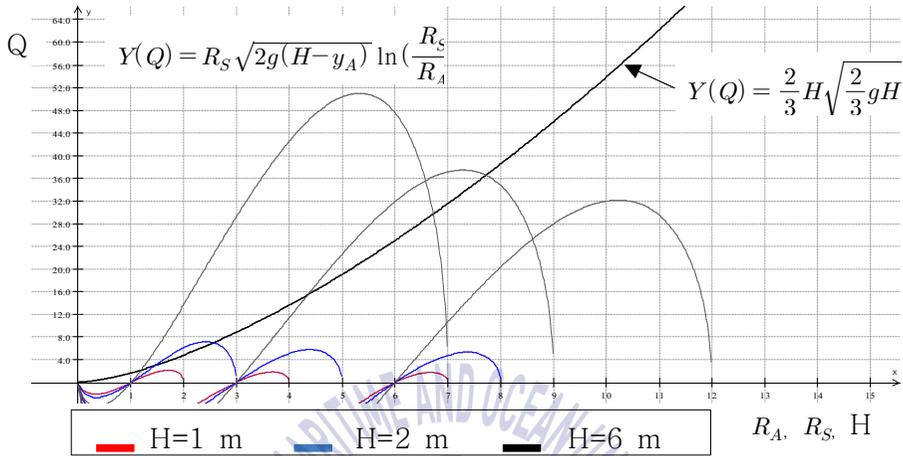


부 록

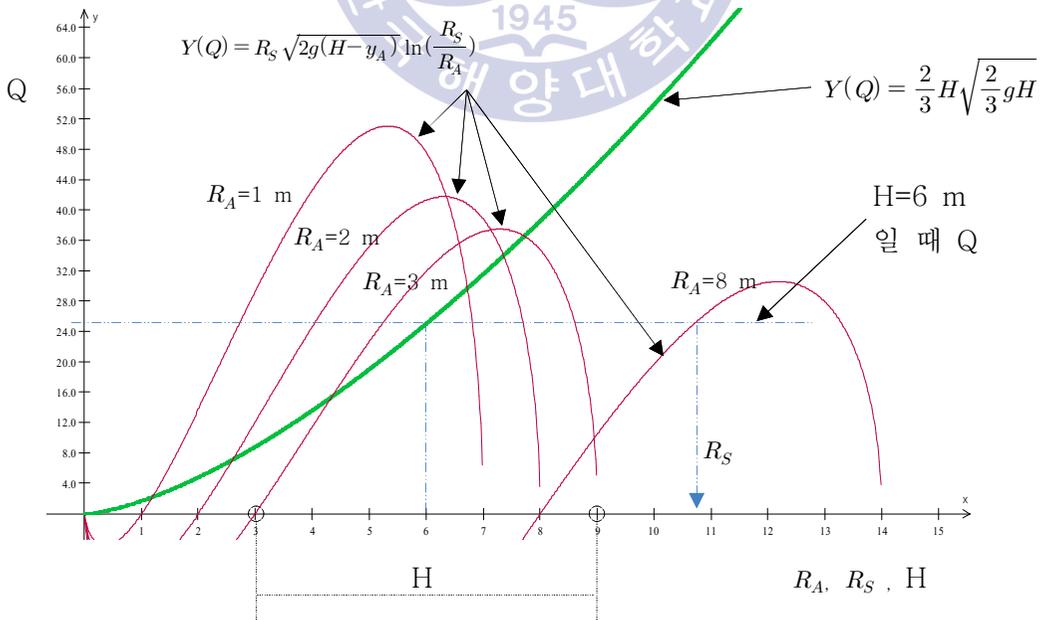


[부록] 이론해 적용성

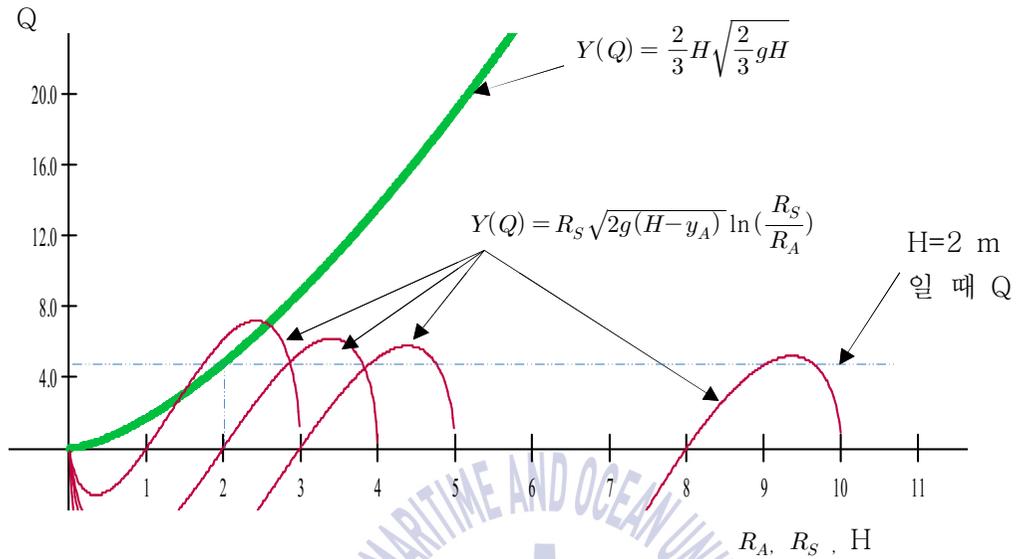
1. 마루부에서 월류고 H가 1, 2, 6 m이고 R_A가 1, 3, 6 m 일 때 이론해 그래프



2. 마루부에서 월류고 H가 6 m이고 R_A가 1, 2, 3, 8 m 일 때 이론해 그래프



3. 마루부에서 월류고 H가 2 m이고 R_A가 1, 2, 3, 8 m 일 때 이론해 그래프



4. 마루부에서 월류고 H가 1 m이고 R_A가 1, 2, 3, 8 m 일 때 이론해 그래프

