



## 공학박사 학위논문

## 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정 및 지진과 지진해일파의 동시작용에 따른 해안안벽의 안정성 평가

Estimation of Tsunami Force Acting on Onshore Structures and Stability Evaluation of Quay Wall under Simultaneous Actions of Earthquake and Tsunami



2018년 2월

한국해양대학교 대학원 토목환경공학과

이귀섭



한국해양대학교 대학원 토목환경공학과 이 귀 섭

## 2018년 2월

위원장	공학박사	배기성	(인)	
위 원	공학박사	신문섭	(엔)	
위 원	공학박사	경갑수	(엔)	
위 원	공학박사	이광호	(엔)	
위원	공학박사	김도삼	(엔)	
「1945」1945				

본 논문을 이귀섭의 공학박사 학위논문으로 인준함

## Estimation of Tsunami force Acting on Onshore Structures and Stability Evaluation of Quay Wall under Simultaneous Actions of Earthquake and Tsunami

by

Kui Seop Lee

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

# ABSTRACT

In this study, tsunami-induced forces on the seawall and onshore structures were numerically evaluated from the numerical wave tank based on a three-dimensional one-field model for immiscible multi-phase flows (air and gas) with Navier-Stokes solver (TWO-PM 3D). With respect to onshore structures, several numerical experiments were conducted to examine the characteristics of tsunami forces due to the arrangement of terrestrial structures and distance from the seawall with the consideration of the building group, single building and oil reservoir. The three-dimensional numerical model, TWO-PM 3D, used in this study was proved to be a reliable tool for reproducing tsunami force by comparing the available experimental data. The hydrostatic and hydrodynamic methods using the numerical calculation results were also applied to estimate the tsunami force, and the applicability of the numerical method for tsunami force calculation is discussed by comparing the experimental results and design criteria. Then, considering both experimental results and numerical analysis results, semi-empirical formula based on the regression analysis was proposed. Regression analysis revealed that the newly proposed formula in this study can effectively predict the tsunami forces acting on the onshore structures.

Next, in order to analyze the stability of the quay wall including both sliding and overturning, the limit equilibrium method was adopted taking into account the influence of the earthquake and tsunami forces. The



tsunami forces acting on the quay were estimated by both the previously proposed formulas and the TWOPM-3D model, and the estimated external forces were applied to the stability analysis. Variations of the stability of the quay wall were investigated via the parametric study including tsunami water height, horizontal seismic acceleration coefficient, the internal friction angle of soil, friction angle between the wall and the soil and the pore water pressure ratio. In the parametric study, the stability of quay wall was also considered even in absence of earthquake and tsunami. It was numerically clarified that the tsunami force calculated by the numerical model is the same as the result using the proposed formula. Furthermore, it was found that considering both the earthquake and the tsunami at the same time, the stability of the wall in the passive state was significantly reduced, but in the active state the stability of the structure increased as the tsunami force acts as a resistance.

Finally, even when the wave overtopping due to the tsunami occurs, the stability of the quay wall by the influence of earthquake and tsunami is also examined by applying the limit equilibrium method. Since there is no formula that can estimate the tsunami force in case of the wave overtopping, the external force caused by the tsunami is numerically evaluated by the numerical wave tank built in this study. The additional tsunami force acting on behind the quay wall after the overtopping of the tsunami is also considered in consideration of the permeable characteristics in the backfilling material of the quay. In the consideration of the passive and active state of the quay wall, the variation characteristics of the safety factor against both sliding and overturning are investigated with respect to the main factors affecting the stability of the wall such as pore water pressure ratio, wall friction angle, internal friction angle, vertical and horizontal seismic acceleration coefficients, water level of back filler and tsunami wave height. As a result, it was confirmed that the tsunami force of the overtopping increases the stability of the wall in the passive state, whereas it acts as a factor decreasing the stability of the wall in active state.



## 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정 및 지진과 지진해일파의 동시작용에 따른 해안안벽의 안정성 평가

#### 이귀섭

#### 한국해양대학교 대학원

#### 토목환경공학과

#### 요 약

본 연구에서는 해안안벽 및 단일 혹은 복수의 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 Navier-Stokes solver 에 기초한 3차원혼상류해석법의 수치파동수로로부터 수치적으로 추정하였다. 육상구조물로는 육상가옥군, 단 일육상가옥 및 단일육상저유탱크를 고려하며, 육상구조물의 배치형상과 호안에서의 이격거리 등에 따른 지진 해일파력의 특성을 수치실험을 통해 검토하였다. 그리고, 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력에 대한 기존 의 수리실험결과와 비교 및 분석하여 본 3차원수치해석의 적용성을 논의하였다. 육상구조물에 작용하는 지진 해일파력의 추정에 정수압적인 방법과 동수압적인 방법을 각각 적용하여 기존실험결과 및 설계기준과의 비교 로부터 3차원혼상류해석법에 의한 수치파동수로의 유용성을 검토하였으며, 기존실험결과와 수치해석결과를 동시에 고려하여 동수압적인 추정법에 관한 회귀식을 제안하였다

해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대해서는 한계평형상태해석법을 적용하여 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성 평가를 실시하였다. 또한, 지진해일파력에 대해 기존의 제안식과 3차원혼상류해 석법으로부터 추정된 지진해일파력을 적용하여 해안안벽의 안정성 평가를 비교·분석하였다. 지진해일파고, 수 직지진가속도계수, 흙의 내부마찰각, 벽면마찰각, 간극수압비 등의 변화에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 제 시하였고, 해안안벽의 안정성에 대해 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 이로부터 지 진해일파력에 대한 수치해석결과는 제안식을 적용한 결과와 유사한 것으로 나타났으며, 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우 수동상태에서 해안안벽의 안정성은 현저히 감소하고 있으며, 주동상태에서 지진해일파 는 저항력으로 작용하여 해안안벽의 안정성을 증가시키는 것으로 나타났다.

또한, 본 연구에서는 지진해일파의 월류시 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일의 영향에 대해서도 한계 평형상태해석법을 적용하여 안정성을 검토하였다. 이의 경우는 지진해일파력에 대한 제안식이 없기 때문에 본 연구의 수치파동수로로부터 추정된 값을 적용하였으며, 월류에 따른 해안안벽에 작용하는 추가적인 외력을 안



iii

정성 평가에서 고려하였다. 그리고, 수동적인 상황과 주동적인 상황에 대해 해안안벽의 안정성에 영향을 주는 요인인 지진해일파고, 뒷채움재의 수위, 수평·수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등을 변 화하여 활동과 전도에 대한 안전율의 변화특성을 검토하였다. 이로부터 지진과 지진해일파의 작용하에 지진해 일파가 안벽을 월류하는 경우 수동적인 상황에 대한 안전율은 결과적으로 안전율을 증가시키는 요인으로 작 용하는 반면, 주동적인 상황에 대해 결과적으로 안전율을 감소시키는 요인으로 작용함을 확인할 수 있었다.





목 차

ABSTRACT	i
요약	111
목차	v
LIST OF FIGURES	viii
LIST OF TABLES	xi
LIST OF PHOTOS	xii

## **제** 1 장 서론

1.1	연구의	배경과	목적		1
1.2	연구의	구성과	내용	ATT UCEANING	2

## 제 2 장 지진해일파와 육상구조물과의 상호작용해석을 위한 수치파동수로의 이론적인

N

## 배경

1945	
2.1 서언	4
2.2 기초방정식	4
2.3 LES에 의한 난류응력의 해석	5
2.4 각 상에서 경계면의 추적	6
2.5 SMAC법에 의한 이산화	6
2.6 고립파의 수치조파	8
<참고문헌>	9

## 제 3 장 육상가옥에 작용하는 지진해일파력

3.1 서언	11
3.2 육상가옥군에 작용하는 지진해일파력	14
3.2.1 Simamora et al.(2007)에 의한 수리실험의 개요	14





vi

4.	3 결언	47
<	참고문헌>	48
না হ	5 장 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 안정성 평가	
" .		
5.	1 서언	49
5.	2 안정성 평가방법	50
	5.2.1 지진에 의한 토압	51
	5.2.2 안벽의 지진관성력	53
	5.2.3 동수압	54
	5.2.4 정수압	54
	5.2.5 지진해일파력	54
	5.2.6 지진해일파력에 관한 수치해석조건 및 결과	55
5.	3 해안안벽의 안정성	56
	5.3.1 활동	57
	5.3.2 전도	58
5.4	4 안정성 평가결과	59

## 제 4 장 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력

	3.2.3 지진해일파력의 추정	21
3.	3 단일육상가옥에 작용하는 지진해일파력의 평가	26
	3.3.1 수치해석에 의한 최대지진해일파력	27
	3.3.2 지진해일파력의 추정	27
3.	4 결언	34
<	참고문헌>	35

32.2 수치해석결과와 수리실험결과의 비교 ...... 15

5.4.1 수동적인 상황	59
5.4.2 주동적인 상황	64
5.5 결언	69
<참고문헌>	70

## 제 6 장 지진 및 지진해일파의 월류를 고려한 해안안벽의 안정성 평가

6.1	서언	72
6.2	해안안벽의 안정성해석을 위한 이론적 배경	73
	6.2.1 지진해일파력	74
	6.2.2 지진에 의한 토압	75
	6.2.3 안벽의 지진관성력	75
	62.4 동수압	75
	6.2.5 정수압	76
6.3	안정성 평가방법	76
	6.3.1 수동적인 상황	76
	6.3.2 주동적인 상황	77
6.4	안정성 평가결과 1945	78
	6.4.1 지진해일파력에 대한 수치해석결과	78
	6.4.2 수동적인 상황	79
	64.3 주동적인 상황	87
6.5	결언	94
<침	고문헌>	96

## 제 7 장 결론

7.1 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력	
7.2 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력	
7.3 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 여	안정성 평가 100
7.4 지진 및 지진해일파의 월류를 고려한 해안	안벽의 안정성 평가 101
<참고문헌>	



#### LIST OF FIGURES

Fig. 3.1. Definition sketch of experimental wave tank.		15	
Fig. 3.2. Rayouts of onshore structures in experiments.		16	
Fig. 3.3. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.		16	
Fig. 3.4. Time variation of the water level at the measuring points $A_1, A_2$		17	
and $A_3$ by numerical analysis and experiment.		17	
Fig. 3.5. Time variation of the wave force in CASE 6 according		20	
to the change of $D/B$ .		20	
Fig. 3.6. Comparison of the maximum tsunami forces for all CASES.		20	
Fig. 3.7. Time evolution of the computed water level fluctuation		01	
in the CASE 6.		21	
Fig. 3.8. Time variation of the computed water level and velocities		22	
at the proposed positions in the absence of structure.		23	
Fig. 3.9. Comparison of the non-dimensional tsunami wave force.		23	
Fig. 3.10. Distribution of the value of $\alpha$ .		24	
Fig. 3.11. Comparison of the non-dimensional tsunami wave force.		25	
Fig. 3.12. Comparison of the $C_D$ value and the regression curve			
by $(h_i u_i^2)_m$ .		26	
Fig. 3.13. Comparison of the $C_D$ value and the regression curve by $h_{im}u_{im}^2$ .		27	
Fig. 3.14. Maximum tsunami forces. 1945		28	
Fig. 3.15. Time variation of the computed water levels and velocities		20	
at the proposed positions in the absence of the onshore house.		30	
Fig. 3.16. Comparison between the estimated maximum tsunami forces		21	
by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.		31	
Fig. 3.17. Time variation of the computed and estimated wave forces		22	
in the onshore house.		33	
Fig. 3.18. Comparison between the estimated maximum tsunami forces			
by Morison eq. considering both drag and inertia forces		33	
and the numerical ones.			
Fig. 3.19. Comparison of computed and estimated wave forces acting		24	
on the onshore house.		34	
Fig. 4.1. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model	Fig. 4.1. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model		
in order to estimate tsunami forces acting on onshore oil storage tank.	in order to estimate tsunami forces acting on onshore oil storage tank.		
Fig. 4.2. Maximum tsunami forces.		40	



Fig. 4.3. Time evolution of the computed water level fluctuation	/1
in the CASE 1.	 41
Fig. 4.4. Time variation of the computed water levels and velocities	
at the proposed positions in the absence of the onshore	 42
oil storage tank.	
Fig. 4.5. Comparison between the estimated maximum tsunami forces	13
by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.	 45
Fig. 4.6. Time variation of the computed and estimated wave forces	15
in onshore oil storage tank.	 43
Fig. 4.7. Comparison between the estimated maximum tsunami forces	
by Morison eq. considering both drag and inertia forces	 45
and the numerical ones.	
Fig. 4.8. Comparison of computed and estimated maximum tsunami forces	17
for onshore oil storage tank.	 4/
Fig. 5.1. Waterfront retaining wall subjected to different forces	50
for the passive CASE.	 52
Fig. 5.2. Waterfront retaining wall subjected to different forces	50
for the active CASE.	 32
Fig. 5.3. Seismic passive earth pressure coefficient.	 53
Fig. 5.4. Seismic active earth pressure coefficient.	 53
Fig. 5.5. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.	 55
Fig. 5.6. Time variations of runup heights and tsunami forces.	 56
Fig. 5.7. Factor of safety for different $h_t/h_{wu}$ values.	 60
Fig. 5.8. Factor of safety for different $k_v$ values.	 61
Fig. 5.9. Factor of safety for different $\phi$ values.	 62
Fig. 5.10. Factor of safety for different $\delta$ values.	 63
Fig. 5.11. Factor of safety for different $r_u$ values.	 64
Fig. 5.12. Factor of safety for different $h_t/h_{wu}$ values.	 65
Fig. 5.13. Factor of safety for different $k_v$ values.	 66
Fig. 5.14. Factor of safety for different $\phi$ values.	 67
Fig. 5.15. Factor of safety for different $\delta$ values.	 68
Fig. 5.16. Factor of safety for different $r_u$ values.	 69
Fig. 6.1. Failure process of quay wall by overtopping of tsunami.	 73
Fig. 6.2. Free body diagram of the quay wall subjected to various forces.	 74



Fig. 6.3. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank	75
model (unit : cm).	 15
Fig. 6.4. Tsunami forces acting on quay wall according to the various	 79
tsunami heights.	
Fig. 6.5. Time evolution of the computed water level fluctuation.	 80
Fig. 6.6. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_i$ values.	 81
Fig. 6.7. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_{wd}$ values.	 82
Fig. 6.8. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_v$ values.	 83
Fig. 6.9. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_h$ values.	 84
Fig. 6.10. Time series of safety factor of the quay wall for various $\phi$ values.	 85
Fig. 6.11. Time series of safety factor of the quay wall for various $\delta$ values.	 86
Fig. 6.12 Time series of safety factor of the quay wall for various $r_u$ values.	 87
Fig. 6.13 Time series of safety factor of the quay wall for various $h_i$ values.	 88
Fig. 6.14. Time series of safety factor of the quay wall for various $h_{wd}$ values.	 89
Fig. 6.15. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_v$ values.	 90
Fig. 6.16. Time series of safety factor of the quay wall for various $k_h$ values.	 91
Fig. 6.17. Time series of safety factor of the quay wall for various $\phi$ values.	 92
Fig. 6.18. Time series of safety factor of the quay wall for various $\delta$ values.	 93
Fig. 6.19. Time series of safety factor of the quay wall for various $r_u$ values.	 94



#### LIST OF TABLES

Table 3.1. Average estimated drag coefficients $C_{D1}$ .	 30
Table 3.2. Estimated drag and inertia coefficients.	 32
Table 4.1. Estimated drag coefficients $C_{D1}$ .	 42
Table 4.2. Estimated drag and inertia coefficients.	 44
Table 5.1. Values/Range of different parameters in present study.	 55
Table 5.2. Results of numerical analysis about wave height and wave force.	 56
Table 6.1 Conditions of soil parameters and solitary waves.	 75





#### LIST OF PHOTOS

	11
	12
•••••	38
	49
	51
	······





# 1장 서론

## 1.1 본 연구의 배경과 목적

2011년 3월 11일 일본의 태평양 연안에서 규모 M9.0의 강진에 의한 지진해일이 발생하여 일본 미야기현 을 중심으로 동일본 연안역이 막대한 인적·물적피해를 입었다. 특히, 후쿠시마 원자력발전소가 폭발하는 사 상 초유의 사태가 발생하였으며, 뿐만 아니라 동일본지진 및 그의 지진해일에 의하여 2만 5000여명의 사상자 가 발생하였고, 항만과 어항, 공항, 철도, 교량, 도로와 같은 사회기반시설 및 육상가옥 및 저유시설과 같은 다 양한 육·해상구조물들이 큰 피해를 받은 것을 많은 매스컴으로부터 보도되어 알려졌다.

또한, 최근에 칠레, 일본, 아이티, 인도네시아 및 중국 등지를 비롯하여 세계적으로 빈번히 발생하고 있는 지진 및 지진해일에 의해 막대한 인적 · 물적피해가 발생하고 있다. 그 대표적인 예로 2004년 12월 26일에 발 생한 규모 M9.0의 인도네시아 수마트라지진은 1900년대 이후로 세계에서 3번째로 강한 지진으로 기록되었으 며, 약 22만 8천명이 사망 또는 실종되었고, 지진과 지진해일로 인하여 남아시아와 동아프리카의 14개 국가에 서 약 170만명의 이재민이 발생하였다(http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews, USGS). 특히, 지진해일의 최대피해지로 알려진 수마트라섬의 북단에 위치한 반다아체주의 경우는 12만 6천명의 사망자와 3만 7천명의 실종자가 발생한 것으로 보고되었다. 그리고, 2009년 9월 30일 남태평양의 사망자제도 부근에서 규모 M8.1의 지진으로 미국령 사모아, 통가 등에서 지진해일이 발생하여 189명의 사망자가 발생하였으며, 2010년 1월 12일 에 발생한 규모 M7.0의 아이티지진에 의해서는 최소 25만명에서 최대 30만명의 사망자와 30만명의 부상자 및 100만명이 넘는 이재민이 발생하였다(http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eqinthenews, USGS). 2010년 2월 27일에 발생한 규모 M8.8의 칠레지진으로 인하여 최소 500여명의 사망자와 약 20만채에 달하는 가옥의 피해를 입었 으며, 세계 53개국에 지진해일경보가 발령되었다(http://earthquake.usgs.gov/earthquakes/ eqinthenews, USGS). 이러한 지진 및 지진해일에 의한 피해는 최근 빈번히 발생하고 있으며, 그 규모는 점점 증가되는 추세이다.

우리나라도 동해연안에서 일본 근해에 기원한 1983년 동해중부지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해 일로 다소의 피해를 입은 경험이 있으며, 최근의 연구결과에 따르면 향후 일본의 지진공백역 등에서 발생될 수 있는 지진해일로 인한 피해가 예상된다.

지진해일은 대부분 해저지진에 의해 발생되며, 천해로 전파됨에 따라 천수, 굴절 및 회절변형과 지형적인 요소에 의해 파고가 급격히 증가하게 되고, 경우에 따라 많은 인명피해를 비롯하여 항만과 같은 주요한 사회 간접자본시설물의 파괴, 침수 등에 의한 가옥피해 및 대규모의 지형변동 등을 유발시키며, 주로 연안구조물에 막대한 피해를 유발시킨다.

본 연구는 이상과 같은 배경하에 지진해일파가 육상으로 월류하는 경우를 대상으로 대표적인 육상구조물 로 판단되는 육상가옥과 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력을 본 연구의 수치해석법으로부터 정밀하게

1

추정하고, 해석방법에 따른 파력계수 등을 제시하는 것을 목적으로 한다. 더불어, 지진해일파가 해안안벽에 영 향을 미치는 경우 지진과 지진해일파를 동시에 고려하여 육상안벽의 안정성을 평가하는 방법을 논의한다. 이 의 경우 지진시에 해안안벽에 작용하는 외력 이외에 지진해일파력을 동시에 고려하여야 하며, 따라서 지진해 일파력으로 기존의 제안식으로 평가하는 방법과 본 연구에서 적용하는 3차원혼상류해석법에 기초한 수치파동 수로로부터 정밀하게 추정된 지진해일파력으로 평가하는 방법을 함께 논의한다. 또한, 본 연구에서는 일반적 으로 고려되는 바와 같이 지진해일파로 고립파를 적용하며, 고립파가 해안안벽을 월류하지 않는 경우와 월류 하는 경우 모두를 고려하며, 특히 월류시에는 해안안벽에 추가적으로 작용되는 동수압 등이 부가된다.

## 1.2 본 연구의 구성과 내용

본 연구는 [지진해일파]-[육상구조물]의 상호작용 및 [지진]-[지진해일파]-[육상구조물]-[지반]의 상호작 용이라는 큰 주제하에 육상구조물로 육상가옥군과 단일육상가옥, 단일육상저유탱크 및 해안안벽을 다루며, 이 에 대한 본 연구는 모두 7개의 장으로 구성된다. 제2장의 3차원혼상류해석에 의한 수치파동수로의 이론적인 부분과 제1장의 서론 및 제7장의 결론을 제외하면 주된 장은 제3장의 육상가옥군 혹은 단일육상가옥에 작용 하는 지진해일파력, 제4장의 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력, 제5장의 지진과 비월류의 지진해일파가 동시작용하는 경우에 해안안벽의 안정성 평가 및 제6장의 지진과 월류의 지진해일파가 동시작용하는 경우에 해안안벽의 안정성 평가로 구성된다. 보다 구체적으로 기술하면 다음과 같다.

먼저, 본 연구에서는 지진해일의 육상으로 처오름 혹은 월류에 따라 육상구조물에 작용하는 지진해일파력 을 검토한다. 육상구조물로는 육상가옥군, 단일육상가옥 및 단일육상저유탱크를 고려하며, 이를 위하여 본 연 구에서는 다양한 해상 및 육상구조물에 작용하는 지진해일파력을 고정도로 평가할 수 있는 3차원혼상류해석 법에 기초한 3차원수치파동수로를 연구·개발한다. 이로부터 가옥에 작용하는 지진해일파력 등을 본 3차원수 치파동수로를 통하여 추정하였고, 가옥 혹은 저유탱크에 작용하는 지진해일파력에 관한 기존의 추정법 및 설 계기준과의 비교를 통하여 지진해일파력에 관한 본 3차원수치해석법의 유용성을 검토하였다. 실제 해석에서 는 육상구조물의 배치형태, 지진해일파고, 해안으로부터 구조물의 이격거리 등에 따른 지진해일파력의 변동특 성을 논의·검토하였다.

다음으로, 본 연구에서는 지진과 지진해일파가 해안안벽에 동시에 작용한 경우를 대상으로 해안안벽의 안 정성을 평가하였다. 해안안벽의 안정성에 대한 초기의 연구들은 대부분 지진 혹은 지진해일만이 작용한 경우 에 대해 해안안벽의 안정성을 평가하고 있다. 여기서, 지진해일파는 일반적으로 고립파로 고려되며, 기존의 해 석에서는 비월류를 대상으로 한 제안식의 결과를 적용하고 있다. 본 연구에서는 제안식의 결과 및 전술한 3차 원혼상류해석법에 의한 수치파동수로에서 고립파의 작용으로부터 얻어지는 수치해석결과도 병용하여 한계평 형상태해석법으로부터 해안안벽의 안정성을 평가하였다. 여기서, 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우 각각 주동상태 및 수동상태에서 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성 검토를 실시하였으며, 기존의 제안식



으로 주어지는 지진해일과력을 적용하여 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성 평가도 병행하여 실시하였 다. 해안안벽에 작용하는 외력으로 지진토압, 지진관성력, 동수압, 정수압, 지진해일파력 등을 고려하며, 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고, 수평 및 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등을 변화시켰고, 해안안벽의 안정성에 대해 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우 와도 비교하였다.

특히, 지진해일파가 해안안벽을 월류하는 경우에는 기존의 제안식이 적용될 수 없으므로 연직벽체에 작용 하는 지진해일파력을 수치적으로 정밀하게 평가할 필요가 있다. 따라서, 본 연구에서는 월류시 지진해일파력 을 전술한 3차원환상류해석법에 기초한 수치파동수로로부터 지진해일파력을 추정하였으며, 월류에 따른 해안 안벽상 및 배후에 추가적으로 작용하는 동수압도 고려하여 비월류의 경우와 동일한 한계평형상태해석법으로 해안안벽의 안정성을 평가하였다.

여기서, 본 연구는 다음에 게재 및 발표된 저자의 논문을 근거로 작성되었다.

- (1) 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력의 3차원수치해석, <u>대한토목학회논문집</u>, 제31권, 제2-B호, pp. 175-185, 2011
- (2) 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 안정성 평가, 한국지반공학회논문집, 제27권, 제3호, pp. 41-54, 2011
- (3) 육상저유탱크 및 교량에 작용하는 지진해일파력의 3차원수치해석, <u>한국해양과학기술협의회 공동 학술대회</u> 발표논문집, pp. 1895-1898, 2011
- (4) 지진 및 지진해일파를 고려한 해안안벽의 안정성 평가, <u>해양환경안전학회 추계학술발표회 논문집</u>, pp. 107-112, 2011
- (5) 고립파작용에 의한 육상구조물군에 작용하는 3차원파력해석, <u>한국해안/해양공학회발표논문집</u>, pp. 200-203, 2009



# 2장 지진해일파와 육상구조물과의 상호작용해석을 위한 수치파동수로의 이론적인 배경

## 2.1 세언

본 장에서는 다양한 해상 및 육상구조물로의 적용이 가능하고, 지진해일파력에 대한 영향을 정밀하게 평 가할 수 있는 Navier-Stokes solver의 3차원혼상류에 기초한 3차원수치파동수로의 기초이론을 개괄한다. 특히, 수 치파동수로에서는 수면형의 추적에 VOF법(Hirt and Nichols, 1981)을, 이산방정식에 SMAC법(Amsden and Harlow, 1970)을, 난류해석에 LES모델(Smagorinsky, 1963)을 각각 적용하며, 또한 대상파랑(고립파)을 조파소스에 의해 조파하고, 파랑의 무반사에 스폰지층을 이용한다.

## 2.2 기초방정식

서로 혼합되지 않는 혼상(multi-phase)의 점성 · 비압축성의 유체를 고려하면 각각의 유체는 서로 다른 상 의 유체와 명확한 경계면으로 식별될 수 있다. 즉, 혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서 로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해 단일유체모델(one-filed model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 본 연구에서는 해석영역내에 액체와 기체를 함께 고려하는 혼상류를 대상으로 한다. 단일유체모델은 각 상의 유체가 국소질량중심과 함께 이동하는 것으로 가정하여 다음에 제시하는 단일의 연속방정식(2.1)과 각 방향으로의 Navier-Stokes운동방정식(2.2)~(2.4)의 시스템에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^*$$
(2.1)

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{xx} + 2\hat{v}D_{xx})$$
(2.2)

$$+\frac{\partial}{\partial y}\left(-\tau_{xy}+2\hat{v}D_{xy}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left(-\tau_{xz}+2\hat{v}D_{xz}\right)+\frac{F_s}{\hat{\rho}}-\frac{2\hat{v}}{3}\frac{\partial q^*}{\partial x}$$

 $\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left( -\tau_{yx} + 2\hat{v}D_{yx} \right)$  $+ \frac{\partial}{\partial v} \left( -\tau_{yy} + 2\hat{v}D_{yy} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( -\tau_{yz} + 2\hat{v}D_{yz} \right) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{v}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y}$ (2.3)

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{zx} + 2\hat{v}D_{zx})$$
(2.4)



$$+ \frac{\partial}{\partial y} \left( -\tau_{zy} + 2\hat{v}D_{zy} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( -\tau_{zz} + 2\hat{v}D_{zz} \right) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{v}}{3}\frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases}$$

$$(2.5)$$

여기서,  $t \in \Lambda$ 간,  $u, v, w \in x, y, z$  방향에 대한 각 유속성분,  $p \in$ 압력,  $g \in$ 중력가속도,  $\tau_{ij} \in$ SGS(Sub-Grid Scale)에서 난류응력,  $D_{ij} \in$ 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분,  $F_s \in$ 표면장력에 의한 체적력,  $\lambda \in$ 부가감 쇠영역에서의 감쇠계수,  $\hat{\rho} \in$ 밀도,  $\hat{v} \in$ 동점성계수를 각각 나타낸다.  $q^* \in$ 조파소스의 유량밀도로 조파소스 가 위치하는  $x = x_s$  이외의 영역에서는 0으로 주어진다.  $\delta_x = x = x_s$ 를 포함하는 x 방향의 격자폭이다. 또한, 위의 식에서 밀도 및 동점성계수는 기체 혹은 액체를 결정하는 공간과 시간의 함수이다. 즉, 서로 다른 유체 (여기서는 액체와 기체)는 밀도와 점성을 고려함으로써 운동방정식(2.2)~(2.4)에 의해 표현된다.

이와 같은 단일유체모델은 계산격자내에 다상유체의 균질혼합을 가정한 혼합유체모델과 대조적인 것으로 경계면을 통한 각 상 사이의 상호작용을 고려할 수 있는 장점이 있다(Akiyama and Aritomi, 2002). 또한, 경계면 에서 혼상유체의 거동을 밀도와 점성에 대해 가중평균을 이용한 단일의 운동방정식을 적용함으로 혼상류해석 에서는 복잡한 자유수면경계조건이 필요하지 않게 되며, 구조물의 천단상으로의 월류 및 월류와 같은 복잡한 수면변동에 대한 물리현상을 용이하게 재현할 수 있고, 자유수면의 처리에 대한 수치프로그램을 보다 간략하 게 구성할 수 있다는 큰 장점을 지닌다.

### 2.3 LES에 의한 난류응력의 해석

SGS에서 외(vortex)에 의한 에너지소산을 고려하기 위해 Smagorinsky모델(Smagorinsky, 1963)을 적용한다. Smagorinsky모델은 필터폭을 대표길이로 하는 와점성모델이며, LES(Large Eddy Simulation)와 동일시될 정도로 대표적인 모델이다. Smagorinsky모델에서는 난류응력  $\tau_{ii}$ 를 와점성근사를 도입하여 다음의 식으로 나타낸다.

1945

$$\tau_{ij} = -2\nu_e D_{ij} \tag{2.6}$$

여기서,  $v_e$ 는 와동점계수로 다음의 식(2.7)에 나타내는 바와 같이 특성길이(필터폭) 4와 변위-응력텐서  $D_{ij}$ 의 강도에 비례한다.

$$v_e = (C_s \Delta)^2 \left| D_{ij} \right| \tag{2.7}$$

여기서,  $C_s$ 는 Smagorinsky상수로 본 연구에서는  $C_s$ =0.173을 적용한다. 또한, SGS의 특성길이  $\Delta$ 와 변위-응 력텐서  $D_{ii}$ 의 강도는 다음과 같이 결정된다.



$$\Delta = \sqrt[3]{\Delta_x \Delta_y \Delta_z} \tag{2.8}$$

$$\left|D_{ij}\right| = 2\left(D_{xx}^2 + D_{yy}^2 + D_{zz}^2\right) + 4\left(D_{xy}^2 + D_{yz}^2 + D_{zx}^2\right)$$
(2.9)

#### 2.4 각 상에서 경계면의 추적

본 연구에서는 2상의 기체와 액체가 구성하는 경계면의 추적법으로 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 적용한 다. Hirt and Nichols(1981)에 의해 제안된 VOF법 이후로 GENSMAC(Tome and McKee, 1994), TUMMAC(Miyata and Nishimura, 1985), FCT-VOF(Rudman, 1997) 및 MARS(Kunugi, 2000)를 포함한 많은 수정 및 확장된 경계면의 추적 법이 접면의 재구축으로 인한 오차를 줄이기 위하여 대체스킴으로 제안되어 왔다. 그러나, 이러한 방법은 수치 모델 자체가 가지고 있는 복잡한 알고리즘 때문에 부가적인 계산시간이 요구되며, 특히 3차원수치해석의 경우 에는 수치모델의 적용성이 분명하지 않을 뿐만 아니라 상당한 부가적인 계산시간이 요구된다. 비록 Hirt and Nichols(1981)의 VOF법이 경계면의 재구축에 SLIC(Simplified Line Interface Calculation)을 사용하지만 그의 적용에 대해서는 많은 연구자들에 의해 검증되어 왔다. 이와 같은 배경에 기초하여 본 연구는 상당한 계산시간을 요 구하는 3차원수치해석이므로 기존의 VOF법을 적용하는 것으로 하였다.

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 < 1을 갖는 각 계산셀에서 혼합되지 않는 두 유체간의 경계면 이 결정된다. 또한, 경계면이 위치하는 계산셀에서 2상의 유체밀도 pំ와 동점성계수 û는 각각 다음과 같이 주 어지는 VOF함수에 의해 평가된다.

$$\hat{\rho}_{ijk} = F_{ijk} < \rho_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < \rho_a >_{ijk}$$
(2.10)

$$\hat{v}_{ijk} = F_{ijk} < v_w >_{ijk} + (1 - F_{ijk}) < v_a >_{ijk}$$
(2.11)

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

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial (uF)}{\partial x} + \frac{\partial (vF)}{\partial y} + \frac{\partial (wF)}{\partial z} = q^*$$
(2.12)

경계면의 위치는 각각의 경계면셀에서 VOF함수의 기울기 VF에 의해 결정된다.

## 2.5 SMAC법에 의한 이산화

본 연구에서 Navier-Stokes운동방정식(2.1)~(2.4) 및 VOF함수의 이류방정식(2.12)는 직교교호격자를 적용한



유한차분법에 의해 이산화된다. 이산방정식은 Amsden and Harlow(1970)에 의해 개발된 SMAC법에 기초하여 계 산된다. SMAC법에서 운동량방정식의 모든 항은 n + 1의 시간스텝에서 임시유속  $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 에 대해 첫 번째 스텝 에서 다음의 식과 같이 양적으로 계산된다.

$$\frac{\tilde{u} - u^n}{\Delta t} = \left[ -\left( u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + VIS + SOR + EXT \right]^n$$
(2.13)

$$\frac{\tilde{\nu} - \nu^{n}}{\Delta t} = \left[ -\left( u \frac{\partial \nu}{\partial x} + \nu \frac{\partial \nu}{\partial y} + w \frac{\partial \nu}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + VIS + SOR + EXT \right]^{n}$$
(2.14)

$$\frac{\widetilde{w} - w^{n}}{\Delta t} = \left[ -\left( u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + VIS + SOR + EXT \right]^{n}$$
(2.15)

여기서, VIS는 점성항, SOR은 소스항, EXT는 부가감쇠영역에서의 감쇠항이나 표면장력에 의한 체적력 등을 나타낸다. 두 번째 스텝에서는 연속방정식이 만족되도록 식(2.13)~(2.15)의 임시유속장에 대한 Poisson방정 식을 음적으로 해석한다. 즉, 임시유속장은 다음의 시간스텝에서 압력을 사용하여 다음과 같이 개선된다.

$$u^{n+1} = \tilde{u} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial (\delta p)^{n+1}}{\partial x}$$
(2.16)

$$v^{n+1} = \tilde{v} - \Delta t \frac{1}{\tilde{p}^n} \frac{\partial (\delta p)^{n+1}}{\partial y}$$
(2.17)

$$w^{n+1} = \widetilde{w} - \Delta t \frac{1}{\widetilde{p}^n} \frac{\partial (\delta p)^{n+1}}{\partial z}$$
(2.18)

여기서,  $(\delta p)^{n+1} = p^{n+1} - p^n$ 이다. 계산된 임시유속장  $\tilde{u}, \tilde{v}, \tilde{w}$ 가 연속방정식을 만족함으로서 다음의 식과 같은 압력보정에 대한 Poisson방정식을 얻는다. 다음의 식(2.19)로부터 압력보정  $\delta p$ 에 관한 연립1차방정식을 구성하여 Bi-CGSTAB으로부터  $\delta p$ 를 산정한다.

$$\frac{\partial^2 (\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 (\delta p)^{n+1}}{\partial x^2} = -\frac{1}{\Delta t} \left( \frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} + \frac{\partial \tilde{v}}{\partial y} + \frac{\partial \tilde{w}}{\partial z} \right)$$
(2.19)

이상의 기초방정식을 교호격자를 이용한 유한차분법에 의해 해석하였다. 경계조건으로는 전술한 바와 같 이 서로 혼합되지 않는 혼상류의 유체운동을 고려하고 있으므로 액체만을 고려하는 단상류의 경우와 달리 자 유수면의 경계조건이 불필요하고, 계산영역의 최상단에서는 압력의 일정조건을, 수로 바닥과 측면경계를 처리 하기 위하여 불투과조건과 slip조건을 각각 적용하였다.

Collection @ kmou

## 2.6 고립파의 수치조파

여기서.

본 연구에서 지진해일파로 고려되는 고립파와 육상구조물과의 상호간섭을 해석하기 위하여 2차원수치파 동수로(Hinatsu, 1992; 김도삼 등, 2001)를 3차원으로 확장한 3차원수치파동수로(이광호 등, 2008)를 고려한다. 해 석영역내에서는 수치적으로 고립파를 발생시키기 위한 조파소스(Brorsen and Lasen, 1987; 김도삼 등, 2001)와 무 반사조파시스템을 위한 에너지감쇠영역이 고려되고, 조파소스에서의 조파강도는 다음의 식으로 주어진다.

$$q(y, z; t) = 2U_0 (2.20)$$

여기서,  $U_0$ 는 발생파의 수평유속성분을 각각 나타내며, 본 연구에서는 조파소스강도 q 로 식(2.21)과 같이 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고립파의 3차근사이론에 의한 수평방향유속  $U_0$ 를 적용한다(Fenton, 1972).

$$U_{0} = \sqrt{gh} [E_{s}S^{2} - E_{s}^{2}C_{a} - E_{s}^{3}\{C_{b} + C_{c}\}]$$

$$C_{a} = -\frac{1}{4}S^{2} + S^{4} + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^{2} \left(\frac{3}{2}S^{2} - \frac{9}{4}S^{4}\right)$$

$$C_{b} = \frac{19}{40}S^{2} + \frac{1}{5}S^{4} - \frac{6}{5}S^{6} + \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^{2} \left(-\frac{3}{2}S^{2} - \frac{15}{4}S^{4} + \frac{15}{2}S^{6}\right)$$

$$C_{c} = \left(1 + \frac{\bar{z}}{h}\right)^{2} \left(-\frac{3}{8}S^{2} - \frac{45}{16}S^{4} + \frac{45}{16}S^{6}\right)$$

$$(2.21)$$

그리고, z는 물입자의 연직방향 평균위치를 나타내며, E<sub>s</sub>와 S는 다음의 식과 같이 정의된다.

$$E_s = \frac{H_i}{h} \tag{2.22}$$

$$S = \operatorname{sech}\alpha \hat{x} \tag{2.23}$$

여기서, h는 수심, H<sub>i</sub>는 고립파의 입사파고를 나타내며, α와 x는 각각 다음의 식으로 주어진다.

$$\alpha = \sqrt{\frac{3}{4}} E_s \left\{ 1 - \frac{5}{8} E_s + \frac{71}{128} E_s^2 \right\}$$
(2.24)

$$\hat{x} = \frac{x_s - C_t}{h} \tag{2.25}$$



여기서, C는 고립파의 파속으로 고립파의 3차근사이론에 의하면 다음의 식과 같이 표현된다.

$$C = \sqrt{gh} \left[ 1 + \frac{1}{2}E_s - \frac{3}{20}E_s^3 + \frac{3}{56}E_s^3 \right]$$
(2.26)

Ohyama and Nadaoka(1991)는 수치파동수로내에서 구조물이 설치될 경우 조파소스의 위치에서 반사파의 영 향을 고려하여 조파소스지점에서 연직적분치가 반사파가 없는 경우와 분포형상이 상사되도록 다음의 식을 고 려하고 있다.

$$q = 2U_0 \frac{\eta_0 + h}{\eta_s + h} \tag{2.27}$$

여기서,  $\eta_0$ 와  $\eta_s$ 는 각각 조파소스의 위치에서 수위변동과 조파소스에 의해 기대되는 수위변동이다. 본 연 구에서  $\eta_0$ 는 다음의 식과 같은 고립파의 3차근사식을 적용하여 산정된다(Fenton, 1972).

NTIME HILD ULEAN

$$\eta_{0} = h \left[ 1 + E_{s} S^{2} \hat{t} + E_{s}^{3} \left( \frac{5}{8} S^{2} \hat{t}^{2} - \frac{101}{80} S^{4} \hat{t}^{2} \right) \right]$$
(2.28)  
여기서, *t*는 다음의 식(2.29)와 같이 주어진다.  
$$\hat{t} = \tanh \alpha \frac{x_{s} - Ct}{h}$$
(2.29)

이상에서 제시된 3차원수치파동수로에 의한 지진해일파-구조물의 상호작용에 의한 작용파력의 산정법은 다음의 제3장, 제4장, 제5장 및 제6장에서의 육상가옥군, 단일육상가옥, 단일육상저유탱크 및 해안안벽에 작용 하는 지진해일파력의 산정에 적용된다.

#### <참고문헌>

• 김도삼, 이광호, 허동수, 김정수(2001), VOF법에 기초한 불투과잠제 주변파동장의 수치해석. 대한토목학 회논문집, 대한토목학회, 제21권 제5B호, pp. 551-560.

• 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼(2008), 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비 선형파랑변형의 3차원해석. 한국해안해양공학회논문집, 한국해안해양공학회, 제20권, 제1호, pp. 1-13.

• 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 Alaomos, N.M.

• Brorsen, M. and Larsen, J. (1987), Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method. Coastal Engrg., Vol. 11, pp. 93-113.

• Fenton, J. (1972), A ninth-order solution for the solitary wave. J. of Fluid Mech., Vol. 53, No. 2, pp. 257-271.

• Grimshaw, R. (1971), The solitary wave in water of variable depth: Part 2. J. Fluid Mech., Vol. 46, pp. 611-622.

• Hinatsu, M. (1992), Numerical simulation of unsteady viscous nonlinear waves using moving grid system fitted on a free surface. J. of Kansai Soc. Nav. Archit., Japan, No. 217, pp. 1-11.

• 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.

• Kunugi, T. (2000), MARS for multiphase calculation. CFD J., Vol. 9, No. 1, IX-563.

• Miyata, H. and Nishimura, S. (1985), Finite-difference simulation of nonlinear waves generated by ships of arbitrary threedimensional configuration. J. Comput. Phys., Vol. 60, pp. 391-436.

• Ohyama, T. and Nadaoka, K. (1991), Development of a numerical wave tank for analysis of non-linear and irregular wave field. Fluid Dyna. Res., Vol. 8, pp. 231-251.

• Rudman, J.D. (1997), Volume-tracking methods for interfacial flow calculations. Int. J. Numer. Methods in Fluids, Vol. 24, pp. 671-691.

• Smagorinsky, J. (1963), General circulation experiments with the primitive equations. Mon, Weath. Rev., Vol. 91, No. 3, pp. 99-164.

• Tome, M.F. and McKee, S. (1994), GENSMAC : A computational marker and cell method for free-surface flows in general domains. J. of Comput. Phys., Vol. 110, pp. 171-186.



# 3장 육상가옥에 작용하는 지진해일파력

## 3.1 세언

대표적으로 2004년 12월에 발생한 인도네시아 슈마트라지진해일 및 2011년 3월 11일 발생한 동일본지진 해일에 의한 엄청난 인명의 손실과 사회간접자본시설의 파괴 및 가옥을 포함한 자산의 피해(예로, Photos 2.1, 2.2를 참조) 등을 겪었으며, 이후에 재해의 원인, 피해규모 및 복구방안 등에 대한 대대적인 조사가 많은 국가 의 전문가그룹에 의해 수행되었다(예로, UNESCO/IOC, <u>http://ioc.unesco.org/iosurveys/ index.htm</u>). 또한, 해안공학적 인 측면에서도 지진해일의 정확한 예·경보시스템과 추정법을 위시하여 주변지형 및 연안구조물에 미치는 지 진해일의 영향을 보다 정밀하게 추산할 수 있는 예측 및 설계법에 대한 연구가 다각도로 수행되어 왔다.

한편, 지진해일의 피해가 빈번한 일본과 미국 등지에서는 폭풍해일과 지진해일을 대비한 연안건축메뉴얼 (Coastal Construction Manual(CCM))에 따른 설계지침(Dames and Moore, 1980; CCH(City and Country of Honolulu Building Code), 2000; Asakura et al., 2000; FEMA-CCM(Federal Emergency Management Agency-Coastal Construction Manual), 2005; ASCE(American Society of Civil Engineers), 2006)을 제공하고 있으며, 구조물에 작용하는 지진해일에 의한 설계파력으로 ① 정수력(hydrostatic force), ② 부력(buoyant force), ③ 동수력(hydrodynamic force), ④ surge force, ⑤ 표류물에 의한 충격력(debris impact force) 및 ⑥ 쇄파력(wave-breaking force)의 적용을 권고하고 있다 (Yeh and Robertson, 2005; Yeh, 2006, 2007).



Photo 3.1. Onshore hotel damaged by Indian ocean tsunami (2004) (http://www.enterprisemission.com.uake.htm).

미국과 일본을 중심으로 한 지진해일파력에 관한 연구의 강력한 동기는 1960년의 칠레지진해일과 우리나 라에도 다소의 영향을 미친 1983년 동해중부지진해일의 내습에 의한 심각한 해·육상구조물의 피해에 따른 것 으로 판단되며, 따라서 본격적인 파력연구는 이와 같은 지진해일에 의한 피해원인의 규명 및 합리적인 복구대



책을 수립하기 위하여 1960년부터 시작된 것으로 볼 수 있다(이광호 등, 2009a). 우리나라 동해상의 지진해일에 대해 직접적인 연관을 갖는 일본의 경우는 칠레지진해일에 의한 피해복구차원에서 수행된 Fukui et al.(1963)의 연구를 위시하여 동해중부지진해일 발생 이후로 Tanimoto et al.(1983, 1984), Matsutomi(1991), Matsutomi and Ohmukai(1999), Ikeno et al.(1998, 2001), Ikeno and Tanaka(2003), Asakura et al.(2000), Mizutani and Imamura(2000, 2002), Arikawa et al.(2005) 등에 의한 연구가 다수 수행되었으며, 미국의 경우는 Cumberbatch(1960), Cross(1967), Dames and Moore(1980), Ramsden and Raichlen(1990), Ramsden(1993) 등에 의해 지진해일의 작용하에 구조물에 작용하는 파력의 특성이 실험 및 이론을 통하여 규명되기 시작하였다.



Photo 3.2. Onshore houses damaged by great east Japan tsunami(2011)(left photo : http://the-earth-story.com/image/ 140849944332; right photo : http://geologycafe.com/oceans/images/tsunami\_mosque\_2004.jpg).

그리고, 지진해일에 의한 파력의 연구들은 다음의 4분야로 대별될 수 있다(이광호 등, 2009a). 즉, ① 해중 구조물에 작용하는 파력(Fukui et al., 1963; Cross, 1967; Tanimoto et al., 1984; Matsutomi, 1991; Ramsden and Raichlen, 1990; Ramsden, 1993; Ikeno et al., 1998, 2001; Mizutani and Imamura, 2000, 이광호 등, 2009b), ② 해중구조물에 작용하 는 표류물에 의한 충돌력(Ikeno et al., 2001; Matsutomi, 1989), ③ 육상구조물에 작용하는 파력(Cross, 1967; Dames and Moore, 1980; Hamzah et al., 1998; Matsutomi and Ohmukai, 1999; Asakura et al., 2000; Mizutani and Imamura, 2002; Ikeno and Tanaka, 2003; Arikawa et al., 2005; Xiao and Huang, 2008; 이광호 등, 2009a) 및 ④ 육상구조물에 작용하는 표류물 에 의한 충돌력(Ikeno and Tanaka, 2003; Yeom et al., 2007, 2008)으로 각각 분류될 수 있다.

여기서, Asakura et al.(2000)과 CCH(2000)는 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 대해 (9/2)ρgη<sup>2</sup>max (ρ 는 유체밀도, g는 중력가속도, η<sub>max</sub>는 최대수심)을 제안하였으며, 이에 대해 Yeh(2007)는 구조물이 존재하지 않는 경우에 대한 구조물의 위치에서 지진해일의 최대수심으로 정의되는 η<sub>max</sub>에 최대침수고를 적용하는 경 우에는 정수압의 9배까지 과대평가할 수 있음을 지적하고 있다(Yeh, 2007). Asakura et al.(2000)은 비분열파와 soliton분열파에 대해 각각의 지진해일파력을 검토하여 비분열파의 경우에는 Dames and Moore(1980)의 결과에 기초한 CCH(2000)와 동일한 식을 제안하였고, soliton분열파의 경우에는 비분열파의 경우보다 대략 20%가 커지 는 (11/2)ρgη<sup>2</sup>max</sub>의 파력식을 제안하였다. 이의 결과는 FEMA-CCM(2005)의 결과와 동일하다. 이 이외에도 Mizutani and Imamura(2002)는 사다리꼴호안을 월류하는 경우에 대해서, Ikeno and Tanaka(2003)은 댐파괴류로부터



평탄한 육상으로 소상하는 경우에 대해서, Arikawa et al.(2005)는 육상에 설치된 호안의 경우에 대해서, Matsutomi and Ohmukai(1999)는 댐파괴류의 소상파에 의한 경우에 대해서 각각 지진해일파력을 검토하였다. 하지만, 이와 같은 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 검토에서 Hamzah et al.(1998), Arikawa et al.(2005), Xiao and Huang(2008) 및 이광호 등(2009a)의 일부 수치해석을 제외하면 거의 대부분이 수조실험에 의한 결과에 기초하고 있다.

제시된 육상구조물에 작용하는 파력의 수치해석에 관한 연구는 공통적으로 Navier-Stokes운동방정식류와 자유수면의 추적에 VOF법을 병용하여 유한차분법으로 해석하고 있으며, 이는 수심적분된 천수방정식이나 Boussinesq방정식류에 의한 평면파랑의 추정식에 의해서는 연직방향으로 속도, 가속도 및 압력의 변화과정을 합리적으로 나타낼 수 없기 때문이다.

Hamzah et al.(1998)은 경사해빈상의 평탄한 육상부에 설치된 제방에 작용하는 고립파의 파압을 논의하고 있고, 검증으로는 경사면상의 고립파의 처오름현상을 검토하고 있다. Arikawa et al.(2005)는 육상부에 설치된 제 방에 작용하는 단파의 파압과 수면변동을 수치적으로 해석하고, 수리실험결과와 비교하고 있다. 또한, Xiao and Huang(2008)은 경사해빈의 연장선상에 놓인 육상부의 가옥에 작용하는 파력을 RANS(Reynolds-Averaged Navier-Stokes)모델, *k* – ε난류모델 및 VOF법을 결합한 수치해석법으로부터 처오름 및 파력을 논의하고 있고, 검증으 로 Hamzah et al.(1998)의 경우와 동일하게 경사면상의 고립파의 처오름현상을 검토하고 있다.

이상의 거의 모든 수치해석연구에서는 단면 2차원적인 접근법을 사용하고 있으므로 구조물 주변으로의 회절현상과 구조물이 전후 및 좌우로 배치된 구조물군의 영향 등을 고려할 수 없기 때문에 3차원성의 수위변 동과 파력을 평가할 수 없다는 단점을 지닌다. 따라서, 육상가옥으로 대표되는 육상구조물에 지진해일이 미치 는 영향을 정확히 평가하기 위해서는 3차원적인 접근이 요구되며, 이에 대한 실증적인 사실로 인도네시아 슈 마트라지진해일시에 태국 Phuket에서는 지진해일이 육상을 전파하여 단파상으로 육상가옥에 작용하고, 동시에 연안구조물의 배후역에서 그의 위세가 감쇠되면서 시가지로 유입되는 당시의 영상자료를 볼 수 있다.

한편, 지진해일이 육상구조물에 미치는 3차원파력 혹은 수위변동에 관한 연구로는 대표적으로 Simamoraet al.(2007), Fujima et al.(2009)에 의한 연구를 들 수 있다. Simamora et al.(2007)은 육상구조물이 해안선으로부터의 이 격거리, 전면에 구조물의 존재유무, 구조물의 배치방법에 따른 지진해일파력의 변화에 대해 수조실험을 수행 하였으며, 실험에서는 구조물의 전면에서 측정된 지진해일파력을 최대침수심, 최대처오름고 및 항력계수를 도 입하여 산정한 지진해일파력과를 비교하였다. Fujima et al.(2009)은 사각형상을 갖는 육상구조물에 작용하는 지 진해일파력에 관해 해안선으로부터의 이격거리를 변화시켜 작용파력을 측정하였고, 구조물이 존재하지 않을 때의 최대침수심과 유속을 사용하여 지진해일파력을 산정하였다. 또한, 해안선으로부터의 이격거리에 따라 정 수압 혹은 동수압이 지배적인 영역을 분할·고려하여 각 영역에서 지진해일파력의 산정식을 제안하였다.

본 장에서는 전술한 제2장의 3차원수치파동수로(TWOPM-3D)를 적용하여 육상가옥군과 단일가옥과 같은 육상구조물에 대한 지진해일파력을 3차원수치해석으로부터 평가한다. 이로부터 얻어지는 수치해를 검증하기 위하여 3차원수리실험결과와 비교·분석하고, 동시에 육상가옥군과 단일가옥과 같은 육상구조물에 작용하는





지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 검토한다.

## 3.2 육상가옥군에 작용하는 지진해일파력

#### 3.2.1 Simamora et al.(2007)에 의한 수리실험의 개요

제2장에서 제시한 본 연구의 3차원수치파동수로에 의한 수치해석결과의 검증과 특성분석을 위하여 3차원 고립파 작용하에 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력을 실험적으로 검토한 Simamora et al.(2007)의 수리실 험결과와 비교한다. 여기서, Simamora et al.(2007)의 수리실험조건에 대해 간략히 기술한다.

Simamora et al.(2007)는 Fig. 3.1에 나타내고 있는 바와 같이 폭 7m, 길이 11m의 평면수조에서 대상의 고립 파를 피스톤형의 조파기로 조파하였으며, 지진해일의 천수변형에서부터 육상으로의 처오름까지를 재현하였다. 심해역에서 수심을 *h*=60cm로, 천해역에서 수심을 3cm로 각각 설정하였으며, 그 사이에 천수변형을 이용하 여 큰 파고의 고립파를 얻기 위하여 1:3의 경사면을 설치하였다. 그리고, 직립호안의 배후는 평탄한 육지역으 로 구성되고, 육상구조물로 정사각형의 목재를 사용하였다. 수리실험에서의 조파방법은 조파판을 약 4초간에 걸쳐 5cm 정도 뒤로 후퇴시킨 중립위치에서부터 20cm의 위치까지 약 4초간에 걸쳐 전방으로 전진시키고, 되 돌아오는 과정으로 구성된다. 조파판은 조파개시부터 17초 뒤에 중립위치로 되돌아온다. 이상의 과정으로 조 파시킨 파는 zero-up-cross와 zero-down-cross 사이(정수면 위로 파봉의 시작과 끝)의 시간은 약 7초, 파고 *H<sub>i</sub>*는 3.5cm(*H<sub>i</sub>/h=*0.0583)에 상당한다. 계측에서 파력은 3분력계로, 침수심은 용량식파고계로 각각 측정되었다. 샘플 링간격은 3분력계에서 1/100초, 용량식파고계에서 1/200초로 하였으며, 3번의 반복실험을 수행하여 그 평균치를 사용하였다.

육상구조물의 배치형태는 Fg. 3.2와 같이 총 6 CASES로 설정되었으며, 그림 중에 검은 색의 구조물이 파 력측정을 위한 것이며, *B*는 구조물의 폭으로 10cm이고, *L*은 계측대상구조물과 호안측 구조물간의 간격으로 모든 CASE에서 *L* = *B* 이다. *D*는 호안에서 계측대상구조물까지의 거리를 나타내며, *D* = *nB* 의 관계를 가진 다. 여기서, CASE 1은 1개의 구조물로 주위에 다른 구조물이 없는 배치이다. CASES 2와 3은 해일의 내습방향의 전면에 구조물이 존재하는 경우이며, CASE 2는 계측대상구조물과 호안측 구조물과의 간격이 일정하고, CASE 3 은 호안측의 구조물의 위치가 고정된 경우이다. CASES 4와 5는 호안측으로 2개의 구조물이 계측대상구조물의 좌우에 배치되어 전면이 개방되어 있는 경우이며, 계측대상구조물의 배치는 CASES 2와 3의 경우와 동일하다. 또한, 호안에서 계측대상구조물까지의 거리를 나타내는 *n* 값은 CASE 1의 경우 1~8, CASES 2와 4는 2, 4, 6, 8, CASES 3과 5는 4, 6, 8이다. 한편, CASE 6은 구조물군이 밀집된 경우로 중앙의 구조물에서 파력을 측정하였다. 이상에서 언급된 구조물의 배치형태는 수치해석에서도 동일하게 적용되었다.



14



Fig. 3.1. Definition sketch of experimental wave tank.

#### 3.2.2 수치해석결과와 수리실험결과의 비교

#### (1) 조파 및 침수심고

Simamora et al.(2007)의 수리실험을 재현하기 위하여 전술한 Fig. 3.1과 유사한 3차원수치파동수로를 구축하였다. 3차원수치파동수로에 수리실험에서와 같은 고립파의 천수변형을 유도하기 위한 경사면과 육상구조물을 동일하게 설치하였지만 수치해석에서는 계산효율의 향상을 위하여 수조폭을 Fig. 3.3에 나타내는 바와 같이 182cm로 축소·적용하였다.Fig. 3.3에 나타나고 있는 수조폭의 변화에 따른 수위변화를 수치해석에서 고려하기 위하여 수리실험의 수위측정지점 A<sub>1</sub> 및 A<sub>2</sub>에서 측정된 파고가 수치해석에서 동일한 파고가 재현되도록 입사 파고를 조절하였다. 또한, 호안을 월류한 고립파의 침수심은 호안으로부터 20cm 떨어진 측정지점 A<sub>3</sub>에서의 값으로 비교되었다.

Fig. 3.4는 측정지점 A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> 및 A<sub>3</sub>에서 실험수위의 시간변화와 동일한 지점에서 계산수위의 시간변화를 비교한 것이다. Fig. 3.4(a)의 결과를 살펴보면 수위측정지점 A<sub>1</sub>에서 수리실험과 수치해석상에서 측정된 파고는 약 3.5cm로 유사하게 나타났지만 고립파형은 수리실험의 경우 최대값 이후로 다소 짧은 시간에 걸쳐 波狀으로 줄어든다. 그리고, 수치해석의 경우 수리실험보다 다소 늦은 위상인 약 0.6초 후에 수위의 최대값이 관측되며, 수위변화가 수리실험에서보다 약간 완만하게 줄어드는 것으로 나타났다.





Fig. 3.3. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.

Fig. 3.4(b)의 결과를 살펴보면 수위측정지점 A<sub>2</sub>에서 수리실험과 수치해석에서 측정된 파고는 약 4.5cm로 유사하게 나타났고, 고립파형은 전술한 Fig. 3.4(a)와 비슷한 波狀을 나타낸다. 즉, 조파된 고립파의 파고는 수리 실험과 수치해석에서 모두 동일하게 나타났지만 고립파형에서 약간 차이가 나타나는 것을 알 수 있다. 이러한 차이는 수리실험과 수치해석에서 조파방법의 차이에 기인한 것으로 판단된다.



Fig. 3.4. Time variation of the water level at the measuring points  $A_1$ ,  $A_2$  and  $A_3$  by numerical analysis and experiment.

수리실험에서의 조파방법은 전술한 바와 같이 조파판을 중립위치에서 뒤로 당긴 후에 앞으로 밀어 조파 한 반면, 수치해석의 경우 조파판의 중립위치에서 조파소스에 의해 수치조파되었기 때문에 두 조파방법에서 근본적으로 위상차이가 존재한다. Fig. 3.4(c)는 두 결과를 비교하기 위하여 전술한 약 0.6초 정도의 위상이동을 고려한 측정지점 A<sub>3</sub>에서의 침수심을 나타낸 것으로 수리실험과 수치해석에서의 값이 유사하게 주어지는 것 을 알 수 있다. 침수심의 최대값은 약 2.5cm로 나타났으며, 수치해석에서 측정된 침수심이 수리실험에 비하여 최대값을 나타낸 후에 더욱 완만하게 감소되는 것으로 나타났다. 이것은 전술한 조파방법의 차이가 육상에서 침수심의 변화에도 일정부분의 영향을 미치는 것으로 판단된다.

Collection @ kmou

#### (2) 지진해일파력

육상가옥군에 작용하는 지진해일파력을 산정하기 위하여 구조물의 전면에 압력계를 설치하고, 구조물의 중심에서 측정된 파력을 사용하여 다음의 결과를 도출하였다.Fig.3.5는 CASE 6에 대해 D/B의 값의 변화에 따 른 파력의 시간변화에 대한 수치해석결과를 수리실험에 의한 결과와 비교한 것이다. 그림에서는 전술한 위상 차이를 고려한 결과이며, D/B=2의 경우에 파력 작용이 시작되는 순간부터 최대파력이 나타나는 동안은 거의 동일한 변화양상을 나타내는 것을 알 수 있다. 하지만, 최대파력이 측정된 이후에 수리실험의 경우는 짧은 시 간에 감소하지만 수치해석의 경우는 보다 완만한 감소를 나타낸다. 이러한 현상은 D/B=4인 경우에도 나타나 지만 호안으로부터 보다 이격되어 있는 D/B=6, 8의 경우는 전술한 현상은 거의 발생되지 않고 파력의 변화가 유사하게 나타난다. 이상의 파력의 시간이력에서 수치해석과 수리실험에서 나타나는 차이는 근본적으로 조파 방법의 차이에 따른 것으로 판단되지만 파력의 최대치는 거의 동일하게 나타나는 것을 알 수 있다.

Fg. 3.6은 수리실험의 모든 CASE에 대해 측정된 최대파력을 동일한 조건하의 수치해석결과와 비교한 것 이다. 결과로부터 호안에서의 이격거리에 따라 지진해일파력의 변화양상이 약간 상이하다는 것을 알 수 있다. 전체적인 경향은 *D/B*의 값이 증가함에 따라(호안으로부터의 거리가 멀어질수록) 작용파력이 감소하는 경향 을 나타낸다. 이 경향은 수치해석결과 및 실험결과에서도 동일하게 나타나지만 CASE 3의 경우는 반대의 경향 을 나타내는 것을 알 수 있다. CASE 3에서 주어지는 역현상은 Simamora et al.(2007)에서도 지적하고 있는 바와 같이 *D/B* 값이 커짐에 따라 호안측의 전면 구조물로 인하여 좌우 2방향으로 분리되었던 흐름이 일정거리의 경과 후에 회절현상에 의하여 중심부로 흐름이 집중되고, 이에 따라 작용파력이 증가된 것으로 판단된다.

전체적으로는 수치해석결과가 실험의 경우보다 타소 큰 값을 나타내며, 이것은 수치해석에서는 바닥마찰 을 고려할 수 없기 때문에 흐름속도에서의 감쇠가 발생되지 않기 때문인 것으로 판단된다. 고립파는 조파된 이후 경사면에서 천수변형을 일으키고, 호안을 월류하여 선단부가 단파상으로 육상구조물에 작용한다. 이러한 과정에서 비감쇠의 흐름속도로부터 산정되는 수치해석의 결과는 *D/B*가 커짐에 따라 수리실험에 비하여 최대 파력이 크게 된다.

그리고, 구조물에 작용하는 파력에서 구조물의 배치가 작용파력에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 측 정대상구조물의 바로 전면에 구조물이 존재하는 CASE 2와 전면이 열려 있고 좌우로 구조물이 존재하는 CASE 4를 비교하면 동일한 위치에서 작용한 파력이 2배 정도의 차이가 나는 것을 확인할 수 있다. 또한, 전면 에 구조물이 존재하는 경우가 구조물이 존재하지 않는 경우에 비하여 구조물에 작용하는 최대파력이 감소하 는 것을 확인할 수 있다. 특히, 전면에 구조물이 존재하지 않는 CASE 1의 경우는 다른 CASE에 비하여 전체적 으로 큰 최대파력을 나타내고 있다. 특히,CASES 2와 4에서 *D/B=2~*4인 호안으로부터 짧은 이격거리의 경우에 측정된 파력이 CASE 1의 *D/B=6~*8인 이격거리가 먼 경우보다 작용파력이 낮게 측정되었으며, 가옥군으로 이 루어진 CASE 6의 경우는 *D/B*의 값이 증가함에 따라 파력이 급격히 감소하고 있는 것을 볼 수 있다. 이러한 결과들로부터 호안으로부터의 이격거리보다 전면에 구조물의 존재가 파력의 감쇠효과에는 더 큰 영향을 미치 는 것으로 나타났다.



이상의 결과들에서 *D/B*의 값이 큰 부분에서 수리실험과 수치해석 사이에 다소의 차이가 주어지는 CASE 도 있지만 수치해석은 수리실험에서 측정된 지진해일파력을 잘 재현하고 있는 것으로 판단되고, 특히 전체적 인 변화경향과 값의 변화추이는 두 결과에서 매우 유사한 것으로 판단된다.







Fig. 3.5. Time variation of the wave force in CASE 6 according to the change of D/B.



Fig. 3.6. Comparison of the maximum tsunami forces for all CASES.

Fig. 3.7은 본 연구에서 검토한 CASE 6에서 시간에 따른 수위변동(침수)를 나타낸 3차원결과로 고립파의 조파후 경과시간 9.6초, 10.0초, 10.6초, 11.584초에서 상황을 나타낸다.





Fig. 3.7. Time evolution of the computed water level fluctuation in the CASE 6.

1945

#### 3.2.3 지진해일파력의 추정

육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 추정에서 일본과 미국 등의 설계지침(Dames and Moore(1980); CCH(2000); Asakura et al.(2000); FEMA-CCM(2005); ASCE(2006))에 따르면 정수압적인 평가방법과 동수압적인 평가방법이 제안되어 있다. 본 연구에서는 동수압적인 평가방법으로 수치해석을 통해 얻어진 육상에서의 침수 심과 유속으로부터 지진해일파력을 추정하여 수치해석의 유용성을 검토한다. Fig. 3.8은 전술한 CASE 1의 파력 측정지점에 구조물이 존재하지 않는 경우에 침수심과 유속에 대한 시간이력을 나타낸다. 그림을 살펴보면 육 상부에서의 유속은 유체가 측정지점에 도달하는 순간에 급격히 상승하며, 시간의 경과에 따라 감소하는 경향 을 나타낸다. 또한, 침수심의 경우 수심이 측정되기 시작된 이후의 시간에서 최대값을 나타내고 있으며, 유체 는 육상에서 전파거리가 길수록 지반과의 상호작용 등에 의해 유체분리현상과 soliton분열현상이 발생되는 것 을 확인할 수 있다. 따라서, 호안으로부터 이격거리가 멀어질수록 비정상흐름이 발달하게 되고, 복잡한 수면형 과 유속분포를 나타내게 된다. 또한, 최대침수심과 최대유속이 측정되는 시간은 동일하지 않으며, 어느 정도의 위상차가 발생한다는 것을 알 수 있다.


#### (1) 정수압적인 지진해일파력의 추정

육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 평가에 사용되는 Asakura et al.(2000) 및 CCH(2000) 등이 제안하고 있는 정수압적인 추정식의 경우는 육상에 구조물이 존재하지 않는 때의 침수심만으로 지진해일파력을 산정할 수 있고, 압력분포는 정수압분포로 표현된다. 현재까지 육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 산정에 대해 다음과 같은 식이 제안·사용된다.

$$F_s = \alpha \rho g h_{im}^2 B \tag{3.1}$$

여기서, *h<sub>im</sub>*은 최대침수심, *B*는 파압이 작용하는 구조물의 폭이며, *α* 값에 대해 Asakura et al.(2000) 및 CCH(2000) 등은 육상구조물의 경우에 *α*=4.5, Tanimoto et al.(1984)은 해중방파제의 경우에 *α*=3.3을 각각 제안하 고 있다.

Fig. 3.9에서는 Fig. 3.8의 각 지점에서 측정된 최대침수심과 Tanimoto et al.(1984) 및 Asakura et al.(2000) 등이 제안한 α 값으로 산정된 지진해일파력을 수치해석에서 측정된 지진해일파력으로 무차원화한 값을 제시하였다. 여기서, 세로축의 *F*<sub>st</sub>는 최대침수심과 α 값으로 산정된 식(3.1)에 의한 지진해일파력이며, *F*<sub>obs</sub>는 수치해석에서 측정된 지진해일파력이다. 그림을 살펴보면 전체적으로 Asakura et al.(2000)의 지진해일파력의 산정식(α=4.5)은 Tanimoto et al.(1984)의 산정식(α=3.3)에 비하여 지진해일파력을 크게 평가하며, 또한 산정식의 결과는 수치해석 결과보다 큰 값을 나타내는 것을 알 수 있다.



Collection @ kmou



Fig. 3.8. Time variation of the computed water level and velocities at the proposed positions in the absence of structure.



Fig. 3.9. Comparison of the non-dimensional tsunami wave force.

Fig. 3.10은 Yeom et al. (2007, 2008)과 Fujima et al. (2009)의 수리실험결과, 식(3.1)에 의한 결과 및 본 수치해석에 서 얻어진 α값의 분포를 함께 나타낸 것이다. 수치해석에 α의 평균치는 2.68로 Asakura et al. (2000)의 산정식에 비해 Tanimoto et al. (1984)의 산정식에 더욱 근사한 것으로 나타났다. 이러한 결과는 Yeom et al. (2007, 2008)과 Fujima et al. (2009)의 수리실험결과에서도 유사하게 나타난다. 여기서, Yeom et al. (2007, 2008)과 Fujima et al. (2009)에 의한 수리실험결과를 살펴보면 전체의 평균 α값은 1.9이고, α값은  $h_{im}/D$ >0.05인 영역에는 0.5~4.0 사이에 분 포하며,  $h_{im}/D$ <0.05인 영역에서는 α=0.5~7.0 사이에 분포하는 것으로 나타난다. 또한, Asakura et al. (2000)의 정 수압적인 제안식은  $h_{im}/D$ <0.05인 구간(호안으로부터 멀리 떨어진 곳)에서 지진해일과력을 산정하는 것에는 적합하지 않으며,  $h_{im}/D$ >0.05인 구간에서는 Fujima et al. (2009)도 지적하고 있는 바와 같이 Tanimoto et al. (1984) 이 제안한 추정식이 안전평가에 더욱 적합하다는 사실을 나타내고 있다.





Fig. 3.10. Distribution of the value of  $\alpha$ .

#### (2) 동수압적인 지진해일파력의 추정

육상구조물에 작용하는 지진해일파력의 평가에 사용되는 동수압적인 산정식에 대해 Yeh(2006, 2007)는 비 정상흐름에서의 파력을 동수력으로 불리는 항력에 관한 항으로 나타내고, 항력을 유체의 밀도, 침수심, 유속 및 구조물의 형상에 따른 항력계수에 관한 함수로 표현하고 있다. 또한, 구조물에 작용하는 동수력(항력)에 대 해 다음과 같은 식을 제안하여 구조물에 작용하는 파력을 산정하였다.

$$F_d = \frac{1}{2} \rho C_D B \left( h_i u_i^2 \right)_m \tag{3.2}$$

여기서,  $u_i$ 는 평균유속,  $C_D$ 는 항력계수이다.  $C_D$  값에 대해 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007) 등은 사각 형구조물의 경우는  $C_D$ =2.0, 원주구조물의 경우는  $C_D$ =1.2를 적용할 것을 권고하고 있다. 그리고, 최대침수심  $h_{im}$ 과 최대평균유속  $u_{im}$ 은 정수압적인 산정법과 동일하게 구조물이 존재하지 않는 경우에 측정된 값을 사 용한다. 따라서, 수치해석에서는 Fig. 3.8에서 얻어진  $h_i$ 와  $u_i$ 의 시간변화를 근거로 하여  $(h_i u_i^2)_m$ 을 산정하였 다. 여기서,  $(h_i u_i^2)_m \in h_i u_i^2$ 의 최대값을 나타내며,  $(h_i u_i^2)_m \neq h_{im} u_{im}^2$ 이다.

Simamora et al.(2007)은 항력계수를 추정하기 위하여 실험을 통하여 측정된 지진해일파력을 식(3.2)에 적용 하여 역산하였고, 추정된 *C<sub>D</sub>* 값은 1.21로 얻어졌다. 본 연구에서도 이와 동일하게 측정된 파력을 역산하여 각 지점에서의 *C<sub>D</sub>* 값을 추정하였다. 이로부터 추정된 *C<sub>D</sub>*의 평균값은 1.26으로 Simamora et al.(2007)에 의해 산정된 값과 유사하다는 것을 확인하였다. 또한, Fig. 3.11에 수치해석에서 추정된 *C<sub>D</sub>* 값으로 산정된 지진해일파력과 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007) 등에 의해 제안된 *C<sub>D</sub>* 값으로 추정한 지진해일파력을 측정된 지진해일파 력으로 무차원화한 값을 각각 제시한다. 결과를 살펴보면 지진해일파력에 대해 FEMA-CCM(2005) 등에서 제 안한 *C<sub>D</sub>* 값을 적용하여 추정한 지진해일파력이 측정된 지진해일파력을 크게 평가하고 있는 것을 확인할 수 있 다.





Fig. 3.11. Comparison of the non-dimensional tsunami wave force.

Fujima et al.(2009)은 지진해일파력의 추정에 대해 다음의 식(3.3)의  $(h_i u_i^2)_m$ 을 적용하는 방법과 현장조사에서  $h_i u_i^2$ 의 시간이력을 추정하기 어려운 것에 착안하여 보다 용이한 지진해일파력의 추정식으로 식(3.4)의 $h_{im}u_{im}^2$ 을 적용하는 방법을 제시하였다. 또한, 수리실험에서는 측정된 지진해일파력을 역산하여  $C_D$  값을 추정하였으며, Yeom et al.(2007, 2008)의 수리실험결과를 고려하여 다음과 같은 제안식을 나타내었다.

$$F_{D1} = \frac{1}{2} \rho C_{D1} B(h_i u_i^2)_m, C_{D1} \approx 2.0+5.4 \left(\frac{h_{im}}{D}\right)$$
(3.3)

$$F_{D2} = \frac{1}{2} \rho C_{D2} B h_{im} u_{im}^2, C_{D2} \approx 1.3 + 6.3 \left(\frac{h_{im}}{D}\right)$$
(3.4)

본 연구에서는 수치해석결과를 Fujima et al.(2009)과 동일한 방법으로 동수압적인 지진해일파력을 추정하였으며, Fujima et al.(2009)과 Yeom et al.(2007, 2008)의 수리실험결과에 수치해석에서 산정된 C<sub>D</sub> 값을 함께 고려하여 회귀분석을 실 시하여 다음과 같은 결과식을 얻었다.

$$F'_{D1} = \frac{1}{2}\rho C'_{D1} B(h_i u_i^2)_m, C'_{D1} \approx 1.98 + 3.73 \left(\frac{h_{im}}{D}\right)$$
(35)

$$F'_{D2} = \frac{1}{2} \rho C'_{D2} B h_{im} u^2_{im}, C'_{D2} \approx 1.34 + 4.23 \left(\frac{h_{im}}{D}\right)$$
(3.6)

다음의 Figs. 3.12, 3.13은 수리실험과 본 수치해석에서 산정된  $C_D$  값의 분포 및 회귀곡선을 나타낸 것이다. 그림에서 Fig. 3.12는  $(h_i u_i^2)_m$ 을 적용하여 추정된  $C_D$  값의 분포이며, 회귀곡선 1은 수리실험의 결과만으로 추 정된 것이고, 회귀곡선 2는 수리실험과 수치해석의 결과를 모두 고려하여 추정된 것이다. 또한, Fig. 3.13은  $h_{im}u_{im}^2$ 을 적용하여 추정된  $C_D$  값의 분포이며, 회귀곡선의 경우는 Fig. 3.12와 동일한 방법으로 추정되었다. Fig. 3.12를 살펴보면  $C_D$  값의 분포는 수치해석의 경우 대부분 0.8~1.7 정도의 범위에서 나타나며, 수리실험의 경우 0.9~7 정도의 범위에서 분포하고 있다. 전체적으로 수치해석에 의해 추정된  $C_D$  값이 수리실험의  $C_D$  값에 비해 낮게 분포한다. 즉, 수치해석의 결과가 전체적으로 수리실험에 비하여  $C_D$  값을 작게 평가하고 있는 것이다. 또 한, 수치해석의 결과를 포함하고 있는 회귀곡선 2가 1에 비하여  $h_{im}/D$ 의 값이 증가할수록 완만하게 증가하는



것으로 나타났다. 그러나,  $h_{im}/D<0.05$ 인 영역(D/B>4)에 비하여  $h_{im}/D>0.05$ 인 영역(D/B<4)에서는 수리실험 의 결과와 유사하다는 것을 확인할 수 있다.

Fg. 3.13을 살펴보면 C<sub>D</sub> 값의 분포는 수치해석의 경우 0.7~1.4 정도의 범위에서 나타나며, 수리실험의 경우 는 0.6~4.0 정도의 범위에서 분포하고 있다. 그리고, Fig. 3.12와 비교하여 C<sub>D</sub> 값이 전체적으로 낮게 추정되고 있 다. 즉,  $(h_i u_i^2)_m$ 을 적용하여 C<sub>D</sub> 값을 추정하는 경우가  $h_{im} u_{im}^2$ 을 적용하는 경우보다 큰 C<sub>D</sub> 값이 얻어진다. 또 한, 수리실험의 경우 C<sub>D</sub> 값의 변동폭이 큰 반면에 수치해석의 경우 C<sub>D</sub> 값의 변동폭이 작은 것으로 나타난다. 하지만, C<sub>D</sub> 값과 회귀곡선의 전체적인 경향은 Fig. 3.12와 거의 유사하며, 전술한 것과 같이 일정영역( $h_{im}$ / D>0.05, D/B<4)에서 수리실험결과와 수치해석간의 유사성이 탁월한 것을 확인할 수 있다.

전술한 결과들은 제한된 조건하에서 수행된 수치해석이지만 수리실험결과와 매우 유사한 경향을 나타내 고 있는 것을 알 수 있다. 하지만, 지진해일파력의 추정에서 정수압적인 방법에서는 최대침수심과 α값에 의해 산정되고, 동수압적인 방법에서는 최대침수심, 최대유속 및 *C*<sub>D</sub> 값에 의해 산정된다. 따라서, 지진해일파력의 산 정은 α값과 *C*<sub>D</sub> 값에 크게 의존하므로 이에 대한 α값과 *C*<sub>D</sub> 값의 정확한 산정이 가장 중요한 부분이라고 할 수 있다. 따라서, 정확한 α 및 *C*<sub>D</sub> 값의 산정을 위해서는 보다 다양한 조건하에서 많은 검토가 수행될 필요가 있을 것이다.

# 3.3 단일육상가옥에 작용하는 지진해일파력의 평가

본 절에서는 단일육상가옥에 작용하는 지진해일과력를 평가한다. 이는 전술한 바와 같이 Simamora et al. (2009)의 수리실험과 동일한 조건으로 설정되었다. 이 때, 호안과 단일육상가옥 사이의 무차원거리 D/B를 D/ B=1.0~8.0으로 변화시켜 단일육상가옥에 작용하는 지진해일과력을 측정하였다. 여기서는 전술한 바와 같이 동 수압적인 추정법에서 Morison식에 항력만을 적용하여 추정치의 정도와 파력계수를 검토함과 동시에 항력과 관성력을 동시에 적용한 추정법으로부터 추정치의 정도와 파력계수의 변화도 함께 검토한다.



Fig. 3.12. Comparison of the  $C_D$  value and the regression curve by  $(h_i u_i^2)_m$ 





Fig. 3.13. Comparison of the  $C_D$  value and the regression curve by  $h_{im}u_{im}^2$ 

## 3.3.1 수치해석에 의한 최대지진해일파력

수심 h 과 입사파고 H<sub>i</sub> 의 비가 H<sub>i</sub>/h =0.05(CASE A), 0.067(CASE B), 0.083(CASE C), 0.10(CASE D) 및 0.12(CASE E)인 경우에 D/B의 변화에 따른 육상가옥에 작용하는 지진해일파력을 수치해석으로부터 산정한다. Fig. 3.14는 호안과 단일육상가옥 사이의 이격거리에 따른 최대지진해일파력 F<sub>Mmax</sub>을 나타내며, 전체적으로 호안으로부터 이격거리가 멀어질수록 접차 감소함을 알 수 있다. 또한, H<sub>i</sub>/h가 작은 경우 이격거리에 따른 작 용파력의 감소는 매우 작으나 H<sub>i</sub>/h가 커질수록 최대지진해일파력은 이격거리의 증가에 따라 급격히 감소하 는 경향을 보인다. 여기서, D/B가 멀어짐에도 작용파력이 감소하지 않고 증가하는 경우가 존재하였다. 예를 들어 CASE E의 D/B=2와 같은 경우는 지진해일파의 쇄파력이 작용하여 D/B가 증가함에도 불구하고 작용파 력이 감소하지 않고 증가하는 것으로 나타난다.

## 3.3.2 지진해일파력의 추정

단일육상가옥에 작용하는 지진해일파력을 추정하기 위하여 식(3.2)과 다음의 식(3.7)을 적용한다.

$$\begin{cases} F_{D2} = C_{D2}f_D + C_M f_I \\ f_D = \frac{1}{2}\rho A(h_i)u_i^2 \\ f_i = \rho V(h_i)\frac{\partial u_i}{\partial t} \end{cases}$$
(3.7)

여기서,  $F_{D2}$ 는 Morison식에 의한 예측파력으로 항력과 관성력을 동시에 고려하는 경우이고,  $C_{D2}$ 는 항력계 수,  $C_M$ 은 관성력계수,  $A(h_i)$ 는 흐름방향으로 구조물의 투영면적으로  $h_i$ 의 함수,  $V(h_i)$ 는 구조물의 배수체적 으로  $h_i$ 의 함수,  $\partial u_i/\partial t$ 는 가속도,  $f_D$ 는 항력,  $f_I$ 는 관성력이다.





Fig. 3.14. Maximum tsunami forces.

항력계수와 관성력계수는 예측치와 관측치(측정치)와의 사이에 주어지는 다음의 관계식(3.8)과 같은 오차 ε의 자승을 최소로 하는 최소자승법으로부터 산정되며, 가속도의 시간이력은 수치해석으로 얻어진 유속의 시 간이력을 Fourier변환하여 산정된다.

$$\varepsilon^2 = \sum F_M^2 (F_{D2} - F_M)^2 \tag{3.8}$$

여기서,  $F_M$ 은 수치해석에 의한 측정파력을 나타낸다. 그리고, 최소자승법의 최소화과정인  $\partial \epsilon^2 / \partial C_{D2} = 0, \partial \epsilon^2 / \partial C_M = 0$ 으로부터 식(3.8)을 적용하여 항력계수와 관성력계수를 산정하면 다음의 식과 같이 주어질 수 있다.

Collection @ kmou

$$C_{D2} = \frac{\sum (F_M^3 f_D) \sum (F_M^2 f_I^2) - \sum (F_M^3 f_I) \sum (F_M^2 f_D f_I)}{\sum (F_M^2 f_D^2) \sum (F_M^2 f_I^2) - [\sum (F_M^2 f_D f_I)]^2}$$
(3.9)  
$$C_{D2} = \frac{\sum (F_M^3 f_I) \sum (F_M^2 f_D^2) - \sum (F_M^3 f_D) \sum (F_M^2 f_D f_I)}{\sum (F_M^2 f_D^2) - \sum (F_M^3 f_D) \sum (F_M^2 f_D f_I)}$$
(3.9)

 $C_M = \frac{1}{\sum (F_M^2 f_I^2) \sum (F_M^2 f_D^2) - [\sum (F_M^2 f_D f_I)]^2}$ (3.10)

이상의 식들을 적용하기 위하여 구조물이 존재하지 않는 경우의 침수심과 유속을 각각의 CASE에 대해 측정하였다. 다음의 Fig. 3.15는 전체 CASE 중의 CASE B(*H<sub>i</sub>*/*h*=0.067)에 대해 호안으로부터의 이격거리의 변화 에 따른 침수심과 유속을 시간이력으로 나타낸 것이다. 그림으로부터 유속의 경우 지진해일파가 구조물의 위 치에 도달하는 순간 최고치에 이르는 반면, 침수심의 경우 구조물의 위치에 도달 후 약 0.1초 이후에 최고치에 이르렀다가 완만하게 감소하는 것을 알 수 있다. 이로부터 유속과 침수심의 최대치는 동시에 나타나지 않으며, 어느 정도의 위상차를 가진다는 것을 확인할 수 있다. 이러한 결과는 전체 CASE에서 유사하게 나타났다.



Collection @ kmou



Fig. 3.15. Time variation of the computed water levels and velocities at the proposed positions in the absence of the onshore house.

#### (1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정

Table 3.1은 각 CASE별로 식(3.2)에  $F_{Mmax}$ 과  $(h_i u_i^2)_{max}$ 를 적용하여 산정된 항력계수와 그 평균값을 나 타낸 것이다. 또한, Fig. 3.16은 식(3.2)에 의해 추정된 최대지진해일파력  $F_{D1max}$ 과 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)가 제안하는  $C_{D1}$ =2.0을 적용하여 추정한 결과를 수치해석결과  $F_{Mmax}$ 로 나누어 무차원화한 값 을 나타낸 것이다. 결과에 의하면 CASES A, B 및 D는 설계기준에 의한 최대지진해일파력이 다소 크게 평가하 고 있음을 확인할 수 있으나 CASES C과 E의 결과에서는 추정치가 설계기준치와 매우 유사한 값을 나타내었 다.

D/B	1.0	2.0	2.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	Average value
CASE A	1.61	1.27	1.23	1.44	1.32	1.00	0.84	1.37	1.26
CASE B	1.97	0.95	0.92	1.86	1.97	2.03	2.14	2.00	1.73
CASE C	2.60	2.22	1.80	1.78	1.86	1.81	1.69	1.55	2.01
CASE D	1.78	1.66	1.61	1.58	1.57	1.49	1.31	-	1.62
CASEE	2.08	2.20	1.82	1.73	1.69	1.67	1.65	1.62	1.90

Table 3.1. Average estimated drag coefficients  $C_{D1}$ .





(e) CASE E Fig. 3.16. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.

## (2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정

Collection @ kmou

다음의 Table 3.2는 식(3.5)와 (3.6)을 적용하여 산정된 항력계수와 관성력계수 및 그의 평균치를 나타낸 것 이다. 결과를 살펴보면 항력계수  $C_{D2}$ 는 2.1~1.5의 값을, 관성력계수  $C_M$ 은 약 0.5~0.2의 값을 나타냄을 알 수 있 다. 여기서, Fujima et al.(2009)은 육상가옥의 경우 항력계수와 관성력계수를 각각 2.0과 1.0으로 제안하고 있는 점을 감안하면 본 연구의 결과인 관성력계수에서 다소 차이가 있음을 알 수 있다. 또한, 항력계수 및 관성력계 수는  $H_i/h$  가 증가할수록 작은 값을 나타냄을 알 수 있다.

Fig. 3.17은 Table 3.2에 나타낸 각 CASE의 평균항력계수와 평균관성력계수를 적용하여 추정된 지진해일파 력과 수치해석에 의한 결과치의 시계열을 대표적인 CASE B의 경우에 대해서만 나타낸 것이다. 결과에서 관성 력에 비해 항력이 탁월하며, 추정된 지진해일파력은 수치해석치를 잘 재현하고 있는 것으로 판단된다.

Fig. 3.18은 전체 CASE에서 추정된 최대지진해일파력 F<sub>D2max</sub> 를 수치해석에 의한 최대지진해일파력
 F<sub>Mmax</sub>로 나누어 무차원한 결과이다. 결과에서 F<sub>Dmax</sub>/F<sub>Mmax</sub>는 1.0에 근접한 값을 나타냄을 확인할 수 있으
 며, 이로부터 추정된 지진해일파력이 수치해석에 의한 지진해일파력을 잘 재현하고 있음을 알 수 있다.

다음의 Fig. 3.19는 Figs. 3.16, 3.17 및 3.18의 결과를 바탕으로 추정치와 수치해석치의 관계로 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)가 제안한 항력계수로 추정된 지진해일과력은  $H_i/h$ 가 낮은 경우 전술한 바와 같이 다소 크게 평가되어 있으나  $H_i/h$ 가 큰 경우 항력만을 고려하여 추정된 최대지진 해일파력  $F_{D1max}$ 와 유사한 값을 보였다. 그리고, 항력만을 고려하여 추정한 지진해일파력보다 항력 및 관성 력을 모두 고려하여 추정된 지진해일파력이 수치해석의 결과를 보다 잘 재현하고 있음을 알 수 있다. 이로부 터 고정도의 지진해일파력의 평가를 위하여 항력만을 고려하여 추정한 방법보다 항력과 관성력을 동시에 고

	CAS	SEA	CAS	SE B	CASE C		CASE D		CASEE	
D/B	<i>CD</i> 2	C <sub>M</sub>								
1	2.00	0.05	2.33	0.98	2.38	0.65	2.36	0.27	2.33	0.31
2	1.07	0.42	1.04	0.31	2.07	0.66	2.01	0.35	2.04	0.43
3	1.03	0.20	0.95	0.48	1.89	0.81	1.86	0.34	1.79	0.41
4	2.30	0.36	1.83	0.66	1.80	0.58	1.73	0.34	1.72	0.41
5	2.24	0.89	2.03	0.63	1.76	0.67	1.63	0.39	1.64	0.39
6	1.90	0.48	1.95	0.55	1.79	0.92	1.67	0.40	1.59	0.40
7	2.54	0.28	2.05	0.61	1.71	0.63	1.61	0.35	1.50	0.43
8	2.67	0.26	2.07	0.47	1.62	0.65	-	-	1.49	0.42
Average values	2.1	0.4	1.8	0.4	1.7	0.5	1.5	0.2	1.5	0.2

Table 3.2. Estimated drag and inertia coefficients.



Collection @ kmou



Fig. 3.17. Time variation of the computed and estimated wave forces in the onshore house.



Fig. 3.18. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering both drag

and inertia forces and the numerical ones.





Fig. 3.19. Comparison of computed and estimated wave forces acting on the onshore house.

# 3.4 결언

본 장에서는 복수의 육상가옥 및 단일의 육상가옥에 작용하는 지진해일파력과 육상에서 전면 가옥의 유 무에 따른 그 배후 가옥에서의 파력감쇠효과를 제2장의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 검토하고, 더불어 수리실험결과(Simamora et al., 2007)과 비교·분석하였다. 그리고, 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관 한 추정법 및 설계기준과의 비교를 통하여 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 확인하였다. 이로 부터 다음과 같은 중요한 사항을 확인하였다. 수치해석결과에서 호안으로부터 이격거리가 멀어지는 경우에 수리실험결과와 다소의 차이를 나타낸다.
 이러한 문제의 원인은 바닥마찰을 고려하지 않아 비감쇠의 흐름속도가 적용되었기 때문으로 판단되며, 향후
 바닥마찰의 영향을 고려한 모형의 개발이 필요하다.

 2) 지진해일파력의 크기는 연안으로부터 육상가옥까지의 거리, 전면 가옥의 유무, 가옥군의 배치방식에 따 라 각각 달라지며, 육상가옥까지의 이격거리보다는 전면 가옥의 유무가 더 크게 영향을 미치는 것을 확인하였 다.

3) 수치해석에 의한 지진해일파력의 결과는 수리실험의 결과를 잘 재현하고 있는 것으로 나타났다. 비록, 호안으로부터 이격거리가 멀어짐에 따라 바닥마찰의 미고려 등으로 인하여 부분적으로 불일치가 나타나지만 전체적인 경향은 매우 유사하다.

4) 정수압적인 방법으로 지진해일파력을 산정한 경우 Fujima et al.(2009)의 수리실험과 수치해석의 결과 모 두 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉, Tanimoto et al.(1984)이 제안한 산정식(α=3.3)이 지진해일파력의 산정에 더 유효하다는 것을 알 수 있다. 하지만, 정수압적인 지진해일파력의 평가에는 최대침수심과 α값에 따라 산정되 는 지진해일파력의 변동폭이 크므로 다양한 조건하에서 많은 실험과 수치해석이 수행되어야 할 것이다.

5) 항력만을 고려하는 동수압적인 방법으로 지진해일과력을 산정한 경우 Simamora et al.(2007)이 제시한  $C_D$  값( $C_D$ =1.21)과 수치해석의 평균  $C_D$  값( $C_D$ =1.26)이 유사한 값을 가지며, FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등 에 의한 결과가 지진해일과력을 크게 평가하는 것으로 나타났다. 또한, Fujima et al.(2009)이 제안한 지진해일과 력의 추정에 관한 두 가지 방법에 대해 수치해석이 수리실험결과를 잘 재현하고 있으며, 수리실험결과와 수치 해석결과가 매우 유사한 경향을 가지는 것으로 확인하였다. 또한, 수리실험결과와 수치해석결과를 모두 고려 한 회귀식을 제시하였다.

6) 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일파력을 추정한 경우가 항력만을 고려하여 추정한 지진해일 파력의 경우보다 수치해석으로 추정된 지진해일파력을 더 정도 높게 예측하였다. 이로부터 지진해일파력의 평 가에 항력과 관성력을 동시에 고려하는 추정법이 더 적합한 것으로 판단된다.

# <참고문헌>

• 이광호, 김창훈, 김도삼, Harry Yeh, 황용태(2009a), 해안안벽과 육상구조물에서 지진해일파의 처오름 및 작용파력에 관한 수치해석. 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제29권 제3B호, pp. 289-301.

• 이광호, 김창훈, 김도삼, 황용태(2009b), 2차원수조내에서 단파의 변형과 구조물에 작용하는 단파파력에

35

Collection @ kmou

관한 수치해석. 대한토목학회논문집, 대한토목학회, 제29권 제5B호, pp. 473-482.

• 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 Alaomos, N.M.

• Arikawa, T., Yamada, F., and Akiyama, M. (2005), Study of the applicability of tsunami wave force in a three-dimensional numerical wave flume. Ann. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 52, pp. 46-50.

• ASCE (2006), Minimum design loads for buildings and other structures. ASCE/SEI Standard 7-05, ASCE.

• Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N., and Omori, M. (2000), An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, pp. 911-915.

• CCH(City and County of Honolulu Building Code) (2000), Department of Planning and Permitting of Honolulu Hawaii. Chapter 16, Article 11, Hawaii, USA.

• Cross, R.H. (1967), Tsunami surge forces. J. of the Waterways and Harbours Division, ASCE, Vol. 93, No. WW4, pp. 201-231.

• Cumberbatch, E. (1960), The impact of a water wedge on a wall. J.of Fluid Mech., Vol. 7, No. 3, pp. 353-373.

• Dames and Moore (1980), Design and Construction Standards for Residential Construction in Tsunami-prone Areas in Hawaii. FEMA, USA.

• FEMA-CCM (2005), Coastal Construction Manual. FEMA 55 Report, Edition 3, FEMA, USA.

• Fujima, K., Achmad, F., Shigihara, Y., and Mizutani, N. (2009), Estimation of Tsunami force Acting on Rectangular Structures. J. of Disaster Research. Vol. 4, No. 6, pp. 404-409.

• Fukui, Y., Nakamura, M., Shiraishi, H., and Sasaki, Y. (1963), Hydraulic study on tsunami. Coastal Engrg. in Japan, Vol. 6, pp. 67-82.

• Hamzah, M.A., Mase, H., and Takayama, T. (1998), Direct simulation of solitary wave runup and pressure on coastal barrier. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 45, pp. 176-180.

• 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.

• Ikeno, M. and Tanaka, H. (2003), Experimental study on impulse force of drift body and tsunami running up to land. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 50, pp. 721-725.

• Ikeno, M., Matsuyama, M., and Tanaka, H. (1998), Shoaling soliton fission of tsunami on a shelf and wave pressure for tsunami resistant design of breakwater by large wave flume-experiments. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 45, pp. 366-370.

• 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. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 48, pp. 846-850.

• Matsutomi, H. (1989), Impulsive force due to the collision of a bore with a floating body. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 36, pp. 574-578.

• Matsutomi, H. (1991), An experimental study on pressure and total force due to bore. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 38, pp. 626-630.

• Matsutomi, H. and Ohmukai, T. (1999), Laboratory experiments on fluid force of tsunami flooded flows. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 46, pp. 336-340.



• Mizutani, S. and Imamura, F. (2000), Hydraulic experimental study on wave force of a bore acting on a structure. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, pp. 946-950.

• Mizutani, S. and Imamura, F. (2002), Design of coastal structure including the impact and overflow on tsunamis. Proc. Of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 49, pp. 731-735.

• Ramsden, J.D. (1993), Tsunami : Forces on a vertical wall caused by long waves, bores, and surges on a dry bed. Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, California, USA.

• Ramsden, J.D. and Raichlen, F. (1990), Forces on vertical wall caused by incident bores, J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 116, No. 5, pp. 592-613.

• Simamora, C., Shigihara, Y., and Fujima, K. (2007), Experimental study on tsunami forces acting on structures. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 54, pp. 831-835.

• Smagorinsky, J. (1963), General circulation experiments with the primitive equations. Mon, Weath. Rev., Vol. 91, No. 3, pp. 99-164.

• Tanimoto, K., Takayama, T., Murakami, K., Murata, S., Tsuruya, H., Takahashi, S., Morikawa, M., Yoshimoto, Y., Nakano, S., and Hiraishi, T. (1983), Field and laboratory investigations of the tsunami caused by 1983 Nihonkai chubu earthquake. Technical note, PARI, Japan, No. 470, pp. 299.

• Tanimoto, K., Tsuruya, H., and Nakano, S. (1984), Experimental study of tsunami force and investigation of the cause of sea wall damages during 1983 Nihonkai chubu earthquake. Proc. of 31th Japanese Conf. on Coastal Engrg., JSCE, pp. 257-261.

• Xiao, H. and Huang, W. (2008), Numerical modeling of wave runup and forces on an idealized beachfront house. Ocean Engrg., Vol. 35, pp. 106-116.

• Yeh, H. (2006), Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 496-500.

• Yeh, H. (2007), Design tsunami forces for onshore structures. J. of Disaster Research, Vol. 2, No. 6, pp. 1-6.

• Yeh, H. and Robertson, I. (2005), Development of design guideline for tsunami shelters, First International Conference on Urban Disaster Reduction, Kobe, Japan.

• Yeom, G.S., Mizutani, N., Shiraishi, K., Usami, A., Miyajima, S., and Tomita, T. (2007), Study on behavior of drifting containers due to tsunami and collision forces. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 54, pp. 851-855.

• Yeom, G.S., Nakamura, T., Usami, A., and Mizutani, N. (2008), Study on estimation of collision force of a drifted container using fluid-structure interaction analysis. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 55, pp. 281-285.



# 4장 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력

# 4.1 서언

제3장에서 언급한 바와 같이 인도네시아 슈마트라지진해일에 의해 심각한 피해를 입은 것이 육상구조물 중에 가옥뿐만 아니라 다음의 Photo 4.1에 나타내는 바와 같은 육상저유탱크의 피해도 많이 보고되어 있다. 제3 장에서 기술한 육상가옥군과 단일육상가옥과 같은 육상구조물에 작용하는 지진해일파력에 대한 기존의 수리 실험, 설계기준 및 수치해석에 관한 연구는 본 장의 논의에 직·간접적인 참고자료로 적용될 수 있을 것이다. 단지, 육상구조물로 단일의 저유탱크를 적용하는 것만이 차이가 나며, 결과적으로 형상의 차이에 따른 결과의 차이만이 나타날 것이다.

육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력에 관한 연구의 한 예로 首藤(1987)는 지진해일내습시 석유관련 시 설에 대한 과거의 재해를 5개 종류로 분류하였고, Ikeya et al.(2005)은 석유관련 시설의 현지조사와 지진해일의 파력특성에 관한 Asakura et al.(2000)의 연구성과를 기본으로 저유탱크의 피해를 추정하여 피해에 관한 관계도 를 작성하였다. Ikeya et al.(2005)에 따르면 지진해일에 의해 육상부가 침수되면 저유탱크는 부력에 의해 수면에 떠오르게 되어 수평압력이나 양압력을 받아 활동 혹은 전도가 발생되기 쉬워진다고 지적하고 있다. Fujii et al.(2006)은 首藤(1987)가 분류한 과거 지진해일의 내습시에 석유관련 시설에 있어서 재해의 분류를 토대로 ① 수리실험에 의해 지진해일수위로부터 저유탱크에 작용하는 해일파력을 추정하는 방법을 제안하였고, ② 월류 량에 따른 저유탱크에 작용하는 지진해일파력에 의한 피해정도의 관계도를 작성하였으며, ③ 수치해석을 통하 여 복잡한 지형조건에 있는 저유탱크에 작용하는 지진해일파력의 수면형과 시계열을 추정하였다.



Photo. 4.1. Oil storage tanks damaged by Indian ocean tsunami (http://atdr.tdmrc.org:8084/jspui/bitstream.AIWEST-DR.pdf).



# 4.2 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력

육상저유탱크에 작용하는 지진해일파에 의한 파력을 해석하기 위하여 제3장에서와 동일하게 구성된 Fig. 4.1과 같이 길이와 폭이 각각 60cm, 182cm인 3차원수치조파수조를 사용하였고, 수치해석은 제2장에서 기술한 혼상류에 관한 이론에 기초하여 수행되었다. 수치해석에서는 제3장에서 언급한 바와 같이 고립파의 천수변형 을 도모하여 큰 파고의 고립파를 재현하기 위하여 1:3의 경사면을 설치하였으며, 직립호안의 배후는 평탄한 육지역으로 구성된다. 그림에서 D는 호안과 구조물과의 이격거리로 D = nd(n은 임의상수, d는 구조물의 직 경)의 관계를 가진다. 수치해석에서 적용한 육상저유탱크는 Fujii et al.(2006)의 연구에서 적용한 1:100 축척에 상 당하는 크기를 적용하였으며, 지름 d는 20cm이다. 저유탱크에 작용하는 파력은 구조물의 全面에 설치된 파압 계로부터 얻어지는 파압의 적분으로부터 산정되었다. 심해역에서의 수심 h는 60cm로 설정하였으며, 수심에 대한 입사파고  $H_i$ 의 비를  $H_i/h=0.05$ (CASE 1), 0.067(CASE 2), 0.083(CASE 3), 0.10(CASE 4) 및 0.12(CASE 5)로 변 화시켜 총 5 CASES로 수행하였다. 이를 바탕으로  $H_i/h$ 와 D = nd의 변화에 따른 육상저유탱크에 작용하는 지진해일 파력을 평가하였다.



Fig. 4.1. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model in order to estimate tsunami forces acting on onshore oil storage tank.

# 4.2.1 수치해석에 의한 최대지진해일파력

전술한 모든 CASE에 대해 호안과 저유탱크간의 이격거리 변화에 따른 지진해일파력을 수치해석을 통하 여 측정하였다. 다음의 Fig. 4.2는 측정된 지진해일파력을 바탕으로 무차원이격거리의 변화 D/d =0.5~4.0에 따 른 최대지진해일파력  $F_{Mmax}$ 를 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면 모든 CASE에서 D = nd가 증가할수록 저유 탱크에 작용하는  $F_{Mmax}$ 는 감소하는 것으로 나타났다. 또한,  $H_i/h$ 가 가장 낮은 CASE 1이 가장 적은  $F_{Mmax}$ 



가 측정되었고,  $H_i/h$ 가 가장 높은 CASE 5에서 가장 큰  $F_{Mmax}$ 을 나타내었다. 즉,  $F_{Mmax}$ 은 저유탱크에서 D = nd가 작을수록, 또는  $H_i/h$ 가 높을수록 크게 나타남을 확인하였다.

 Fig. 4.3은 본 연구의 CASE 1의 경우에 시간에 따른 수위변동을 시·공간적으로 나타낸 것으로 고립파의

 조파 후 9.50s, 10.00s, 10.50s 및 11.50s에서의 상황을 나타낸다.



Fig. 4.2. Maximum tsunami forces.

### 4.2.2 지진해일파력의 추정

지진해일파력의 추정에 제3장의 식(3.2)과 (3.7)을 적용하기 위하여 침수심과 유속을 산정할 필요가 있다. 따라서, 본 연구에서는 수치해석으로부터 모든 CASE에 대해 저유탱크가 존재하지 않을 때 저유탱크의 중앙 점 위치에서 침수심과 유속을 측정하였다. Fig 4.4는 CASE 1의 경우에 호안과의 이격거리에 따른 침수심과 유 속의 경시변화를 나타낸 일례이다. 결과를 살펴보면 유속과 침수심은 육상부에 도달하면서 급격하게 증가하는 경향을 보이며, *D* = *nd*가 멀어질수록 유체분리현상에 의해 비정상흐름이 발달하게 되고, 복잡한 수면형을 나 타내는 것을 알 수 있다. 또한, 최대침수심과 최대유속이 나타나는 시간은 동일하지 않으며, 위상차가 존재한 다는 것을 알 수 있다.



Fig. 4.3. Time evolution of the computed water level fluctuation in the CASE 1.

#### (1) 항력만을 고려한 지진해일파력의 추정

Collection @ kmou

먼저, 식(3.2)에 수치해석으로부터 추정된  $F_{Mmax}$ 와 Fig. 4.4로부터 산정되는  $(h_i u_i^2)_{max}$ 을 적용하여 각 CASE에서 항력계수를 산정하였으며, 각 CASE에서 D = nd의 변화에 따른 항력계수와 그 평균값을 Table 4.1 에 나타내었다. 산정된 평균항력계수는 CASE 1의 경우 1.05, CASES 2~5에서 각각 0.96, 0.79, 0.97 및 0.90로 전체 적으로 1.0에 근접한 값을 나타내었으며, 이는 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)가 제안한 항력계수  $C_{D1}$ =1.2보다 약간 작은 값을 나타냄을 알 수 있다.



41



Fig. 4.4. Time variation of the computed water levels and velocities at the proposed positions in the absence of the onshore oil storage tank.

D/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	2.0	2.5	4.0	Average value
CASE 1	1.08	1.17	1.35	1.23	0.89	0.89	0.90	0.86	1.05
CASE 2	1.25	0.95	0.95	0.94	0.89	0.88	0.89	0.85	0.96
CASE 3	0.96	0.80	0.78	0.72	0.73	0.77	0.70	0.78	0.79
CASE 4	0.96	1.04	1.10	1.03	0.88	0.83	0.80	0.99	0.97
CASE 5	-	1.08	0.76	0.79	0.90	0.90	-	0.89	0.90

1945Table 4.1. Estimated drag coefficients  $C_{D1}$ .

다음으로, Fig. 4.5는 Table 4.1로부터 산정된 평균항력계수를 적용하여 각 CASE에 대한 육상구조물에 작용 하는 최대지진해일파력  $F_{D1max}$ 을 수치해석치  $F_{Mmax}$ 로 나누어 무차원화한 결과이다. 여기서, FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)에 의해 제안된 원주구조물에 대한 항력계수  $C_{D1}$ =1.2를 적용하여 추정된 최대지 진해일파력도 병기ㆍ비교한다. 이로부터 설계기준치보다 본 연구에서 산정한 항력계수에 의해 추정된 최대지 진해일파력  $F_{D1max}$ 이  $F_{Mmax}$ 를 더 잘 재현하는 것을 알 수 있고, 따라서 설계기준에서 제안한 항력계수  $C_{D1}$ =1.2를 적용하여 추정한 최대지진해일파력이  $F_{Mmax}$ 를 크게 평가하고 있음을 확인할 수 있다.



#### (2) 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정

육상저유탱크의 全面에서 측정된 지진해일파압의 적분으로부터 산정되는 지진해일파력과 침수심 및 유속 의 시간이력으로부터 항력 및 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력을 각각 평가하였다. 항력계수와 관성력계 수 및 지진해일파력을 추정하기 위하여 식(3.7)을 적용하였으며, 항력계수와 관성력계수는 식(3.9)와 (3.10)으로 부터 추정되었다.

Table 4.2는 각 CASE의 산정된 항력계수와 관성력계수와 그의 평균치를 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면 각각의 CASE에서 *D/d*가 증가함에 따른 항력계수와 관성력계수의 차이는 미소하며, 대체적으로 일정한 값을 나타냄을 알 수 있다. 여기서, CASE 1의 경우 추정된 평균항력계수와 평균관성력계수는 각각 2.1과 0.4이며, *H<sub>i</sub>/h*가 커질수록 각 CASE의 평균치는 점차 감소하는 경향을 나타내지만 각 CASE에서 큰 차이가 없는 비슷 한 값이 산정되었다.



D/d	CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4		CASE 5	
Dju	<i>CD</i> 2	C <sub>M</sub>	<i>CD</i> 2	C <sub>M</sub>	<i>CD</i> <sup>2</sup>	C <sub>M</sub>	<i>CD</i> 2	C <sub>M</sub>	<i>CD</i> 2	C <sub>M</sub>
0.5	2.06	0.56	2.00	0.52	1.93	0.41	2.04	0.28	-	-
1.0	1.97	0.22	1.79	0.45	1.86	0.50	1.71	0.17	1.75	0.20
1.5	2.12	0.34	1.78	0.42	1.73	0.51	1.62	0.16	1.56	0.23
2.0	2.13	0.44	1.74	0.43	1.66	0.52	1.51	0.18	1.51	0.23
2.5	1.96	0.60	1.82	0.37	1.62	0.57	1.45	0.23	1.45	0.22
3.0	2.11	0.37	1.81	0.40	1.63	0.46	1.45	0.17	1.42	0.22
3.5	2.32	0.25	1.75	0.35	1.64	0.40	1.20	0.12	-	-
4.0	2.28	0.29	1.90	0.22	1.68	0.41	1.43	0.14	1.34	0.23
Average values	2.1	0.4	1.8	0.4	1.7	0.5	1.5	0.2	1.5	0.2

Table 4.2. Estimated drag and inertia coefficients.

Table 4.2에 나타낸 평균항력계수와 평균관성력계수로부터 지진해일파력을 추정하였으며, 다음의 Fig. 4.6은 전 CASE에서 대표적인 예로 CASE 2에서 추정된 지진해일파력과 수치해석에 의한 결과치의 시간이력을 나타 낸 것이다. 추정파력과 수치해석치의 변화양상 및 두 최대지진해일파력이 매우 일치함을 알 수 있다. 이러한 추정치와 Fig. 4.4의 결과를 비교하면 추정치는 관성력에 비해 항력이 지배적인 것을 확인할 수 있다. 파가 구 조물에 부딪히는 순간에는 가속도가 크게 나타나므로 관성력이 다소 큰 값을 나타낼 수 있지만 시간이 경과함 에 따라 전체적으로는 항력이 지배적인 적으로 판단되고, 특히 관성력계수가 항력계수보다 작은 값을 나타내 는 것으로부터 알 수 있을 것이다. 또한, *D/d* 가 증가함에 따라 추정된 지진해일파력에서 쌍봉형의 파력분포 가 나타나는 것을 확인할 수 있으며, 이와 같은 분포는 육상에서의 전파거리가 긴 경우에 지반과의 상호간섭 등에 의한 유체분리현상에 의한 결과로 판단된다. 그리고, 이러한 파력분포는 *H<sub>i</sub>/h*가 높아질수록 감소하는 경 향을 나타내었다.

다음의 Fig. 4.7은  $\pm$  CASE에서 추정된 최대지진해일파력  $F_{D2max}$  를 수치해석치의 최대지진해일파력  $F_{Mmax}$ 으로 나누어 무차원한 결과이며,  $F_{D2max}/F_{Mmax}$ 가 1.0에 근접할수록 추정치는 수치해석치에 근접한다 는 것을 의미한다. Fig. 4.7를 통하여  $\pm$  CASE에서 추정치가 수치해석치를 잘 재현하고 있음을 알 수 있다.



Collection @ kmou



Fig. 4.6. Time variation of the computed and estimated wave forces in onshore oil storage tank.



Fig. 4.7. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering both drag and inertia forces and the numerical ones.

이상의 Figs. 4.5, 4.6 및 4.7에 나타낸 결과를 추정치  $F_{Dmax}$ 와 수치해석  $F_{Mmax}$ 의 관계를 Fig. 4.8에 나타내 었다. 전술한 바와 같이 설계기준에 의해 추정된 지진해일파력은 전체적으로 수치해석치에 비해 다소 큰 값을 나타냄을 확인할 수 있으며, 추정방법에 대해 항력만을 고려한 방법과 항력과 관성력을 동시에 고려한 방법에 의한 차이는 미소하나 보다 정도 높은 지진해일파력의 추정을 위해서는 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정





Collection @ kmou

46



(e) CASE 5

Fig. 4.8. Comparison of computed and estimated maximum tsunami forces for onshore oil storage tank.

# 4.3 결언

본 장에서는 단일의 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력의 해석에 제2장 및 제3장에서와 동일한 수치 해석이론과 3차원수치파동수로를 적용하여 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과의 비교 등을 통하여 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 확인하였다. 이로부터 다음과 같은 중요한 사항을 확인하였다.

1) 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력은 全 CASE에서 호안과 구조물과의 이격거리가 멀어지거나
 H<sub>i</sub>/h가 낮을수록 감소하는 것으로 나타났다. 이는 지진해일파가 육상으로 진행하면서 점차 감쇠하여 작용파
 력이 점차 감소하기 때문인 것으로 판단된다.

2) 항력만을 고려하여 추정한 지진해일과력의 평가에서 산정된 항력계수는 全 CASE에서 1.0에 가까운 값을 나타내었으며, 산정된 항력계수로 추정된 최대지진해일과력은 수치해석치를 잘 재현함을 확인하였다. 또한, 추정된 최대지진해일과력을 통해서 C<sub>D1</sub> = 1.2로 주어지는 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)에 의한 결과가 다소 크게 평가되고 있음을 확인하였다.

3) 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일과력을 추정한 경우 관성력에 비해 항력이 지배적이며, 이는 호안과의 이격거리가 증가할수록 더욱 명확히 나타남을 알 수 있었다. 또한, 각 CASE의 항력계수 및 관성 력계수는 H<sub>i</sub>/h가 작을수록 큰 값을 나타내었으나 그 차이는 미소하며, 전체적으로 비슷한 값을 나타내었다.



47

4) 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정한 지진해일파력은 항력만을 고려하여 추정된 지진해일파력보 다 수치해석으로부터 추정된 지진해일파력과 더 잘 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합한 것으로 판단된다.

# <참고문헌>

• Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N., and Omori, M. (2000), An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, pp. 911-915.

• FEMA-CCM (2005), Coastal Construction Manual. FEMA 55 Report, Edition 3, FEMA, USA.

• Fujii, N., Ohmori, M., Ikeya, T. and Inagaki, S. (2006). Evaluation of Tsunami Wave Force Acting on Oil Stotage Tanks and Predictive Method for Tsunami Damages. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol.53, 271-275.

• Ikeya, T., Akiyama, S., Fujii, N. and Ohmori, M. (2005). Evaluation of Tsunami Wave Force Acting on Oil Stotage Tanks and Predictive Method for Tsunami Damages. Journal of social safety science, Vol.7, 307-314.

• Yeh, H. (2006), Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 496-500.

• Yeh, H. (2007), Design tsunami forces for onshore structures. J. of Disaster Research, Vol. 2, No. 6, pp. 1-6.

・ 首藤伸夫(1987). 津波来襲時の石油に関する災害. 東北大學工學部津波防災実験所研究報告, 第4号, 4

1945

2-60.



# 5 장 지진 및 지진해일파의 작용하 해안안벽의 안정성 평가

# 5.1 서언

2011년 3월 11일 일본에서 규모 M9.0의 강진에 의한 지진해일이 발생하여 일본 미야기현을 중심으로 동 일본 연안이 막대한 피해를 받았으며, 특히 후쿠시마 원자력발전소가 큰 피해를 입는 사상 초유의 사태가 발 생하였다. 또한, 2만 5000여명의 사상자를 발생시켰고, 항만과 어항, 공항 및 교량 등 다양한 육·해상구조물들 이 피해를 받은 것으로 알려져 있다. 이처럼 최근 몇 년간 칠레, 인도네시아, 터기, 멕시코 등 세계 각국에서 지진 및 지진해일이 발생하고 있으며, 국내의 지진발생수도 계속해서 증가하고 있는 추세이다. 그리고, 최근 수 십년간 지진동기록이 나타나고 있지 않는 일본 연안의 지진공백역은 상당한 잠재에너지를 가진 것으로 알 려져 있고, 향후 지진활동이 발생할 가능성이 높으며, 이에 따른 지진해일 발생으로 큰 피해가 예상되고 있다.

일반적으로 지진해일은 해저지진과 같이 지층의 수직이동에 의해 발생하며, 실제로 우리나라에 피해를 준 1993년 일본 북해도 남서외해지진의 경우 지진 발생 3분 후에 가까운 인근 해역에 지진해일이 내습하였고 (Shuto and Matsutomi, 1995), 우리나라에서는 약 1시간 30분이 경과한 후에 지진해일이 내습하였다. 이와 같이 최악의 경우 지진과 지진해일에 의한 두 힘이 동시에 육 · 해상구조물에 작용할 수 있으며, 이의 경우 지진 혹 은 지진해일 하나의 작용력에 의해 평가된 구조물의 안정성은 큰 위협을 받을 것으로 판단된다.

본 장에서는 지진과 지진해일이 해안안벽에 동시에 작용한 경우를 상정하여 구조물의 안정성을 평가한다. Photo 5.1은 해안안벽이 지진해일의 작용으로 파괴된 사례를 나타낸다.



(a) Damage by southwest Hokkaido tsunami(1993).



(b) Damage by Chilean tsunami(1960).

Photo 5.1. Quay wall damaged by tsunami.



해안안벽의 안정성에 대한 초기의 연구들은 대부분 지진 혹은 지진해일 하나만이 작용한 경우에 대해 해 안안벽의 안정성을 평가하고 있다. 해안안벽의 안정성에 대한 기존의 연구는 지진횡토압에 대한 Okabe (1924), Mononobe and Matsuo(1929), Matsuo and Ohara(1960), Richards and Elms(1979), Morrison and Ebeling(1995), Choudhury and Subba Rao(2002), Choudhury et al.(2004), Choudhury and Nimbarkar(2005)의 연구가 있으며, 지진횡토압과 지진에 의한 동수압에 대한 연구로 Chakrabarti et al.(1978), Ebeling and Morrison(1992), Kim et al.(2005), Nozu et al.(2004) 등이 있다. 또한, 지진해일의 의한 구조물에 작용하는 파력에 관한 연구로 Yeh(2006) 및 Asakura et al.(2000)등이 있다. 여기서, 지진 및 지진해일을 동시에 고려하여 안정성을 평가한 연구는 대표적으로 Choudhury et al. (2007a)의 연 구를 들 수 있다. Choudhury et al. (2007a)은 한계평형상태해석법을 적용하여 지진과 지진해일파가 동시에 작용하 는 경우에 수동상태에서 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성을 수행하였으며, 지진해일파력으로는 기존의 해석해의 결과를 적용하여 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성 평가를 실시하였다.

지진과 지진해일이 동시에 작용하는 경우 해안안벽에 작용하는 힘은 기본적으로 토압, 지진력, 정수압, 지 진동수압 및 지진해일파력 등으로 나눌 수 있다. 이러한 힘들은 동시에 작용하므로 해안안벽의 설계가 매우 복잡해진다. 본 연구에서는 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대해 기존의 연구결과 (Choudhury et al., 2007)를 바탕으로 활동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성 평가를 한계평형상태해석법을 적용 하여 실시하였다. 안정성 평가는 지진과 지진해일파의 작용하 해안안벽의 운동방향에 따른 각각 수동적인 상 황 및 주동적인 상황에 대해 수행되었다.

본 연구에서는 해안안벽에 작용하는 지진토압 및 지진토압계수의 산정에 Mononobe-Okabe의 방법(Kramer, 1996)을 적용하고, 지진관성력은 지진가속도계수를 고려하여 산정되었으며, 지진에 의한 동수압에는 Westergaard의 제안식(1933)을 적용하였다. 또한, 지진해일파력에 대해 기존의 제안식(Yeh, 2006; CRATER, 2006) 을 적용한 해안안벽의 안정성과 제2장에서 제시한 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 추정된 지진해일 파력을 적용한 해안안벽의 안정성을 각각 비교·분석하였다. 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가 하기 위하여 지진해일파고 *h*<sub>t</sub>, 수직지진가속도계수 *k*<sub>v</sub>, 내부마찰각 φ, 벽마찰각 δ, 간극수압비 *r*<sub>u</sub> 등을 변화 시켰으며, 해안안벽의 안정성에 대해 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 다음의 Photo 52는 2004년에 발생한 인도양지진해일로 발생한 피해사례이다.

# 5.2 안정성 평가방법

본 연구에서는 다음의 Figs. 5.1 및 5.2와 같은 폭 b, 높이 H를 갖는 해안안벽의 안정성을 평가한다. 해안안 벽의 한쪽(Fig. 5.1의 안벽을 기준으로 오른편)은 지하수위  $h_{wd}$ 가 존재하는 뒷채움재가 안벽의 높이만큼 수평 으로 채워져 있으며, 이를 편의상 내측방향으로 정의한다. 또한, 안벽의 다른 한쪽(Fig. 5.1의 안벽을 기준으로 왼편)은 안벽 전면에 수위  $h_{wu}$ 가 존재하며, 이를 외측방향으로 정의한다. 여기서, 해안안벽에 대해 안벽의 벽 체 및 지반은 불투과성으로 가정되며, 지진해일파는 안벽을 월류하여 내측방향으로 작용하지 않는 것으로 한



다. 다음의 Figs. 5.1과 5.2에 지진과 지진해일의 동시 작용조건하에 해안안벽에 작용하는 각각의 힘들을 나타낸 것이며, Fig. 5.1은 지진 및 지진해일 작용하 해안안벽의 수동적인 상황(안벽의 운동방향이 내측방향인 상황)이 고, Fig. 5.2는 주동적인 상황(안벽의 운동방향이 외측방향인 상황)의 자유물체도이다. 여기서, 벽체에 작용하는 힘으로는 지진에 의한 수동 및 주동토압(*P<sub>pe</sub>*, *P<sub>ae</sub>*), 지진관성력(*k<sub>h</sub>*W<sub>w</sub>, *k<sub>v</sub>*W<sub>w</sub>), 동수압(*P<sub>dyn</sub>*), 정수압(*P<sub>stu</sub>*, *P<sub>std</sub>*)과 지진해일파력(*P<sub>t</sub>*)이 존재하며, 각각의 작용력에 관한 상세한 내용은 다음에 기술하는 바와 같다.



Photo 5.2. Pier damaged at Maafushi.

# 5.2.1 지진에 의한 토압

안벽에 작용하는 지진수동토압 및 지진주동토압의 산정에 Mononobe-Okabe방법(Kramer, 1996)을 적용하였으며, 뒷채움재에 존재하는 지하수위와 과잉간국수압 등을 고려하여 다음과 같은 수정된 식을 사용하였다. 식 (5.1)은 안벽에 작용하는 지진수동토압, 식(5.2)는 안벽에 작용하는 지진주동토압의 산정식이다. 또한, 지진수동 및 주동토압이 작용하는 지점은 안벽의 바닥으로부터 0.5H이다(Ebeling and Morison, 1992; Kramer, 1996).

$$P_{pe} = \frac{1}{2} K_{pe} H^2 \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u)$$
(5.1)

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} H^2 \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u)$$
(5.2)

여기서,  $r_u$ 는 과잉간극수압과 초기유효구속압의 비로 나타내는 간극수압비이며,  $\theta$ 는 안벽의 기울기,  $\beta$ 는 뒷채움재의 기울기,  $\phi$ 는 내부마찰각,  $\delta$ 는 벽마찰각이며,  $\psi$ 는 지진관성각(seismic inertia angle),  $\bar{p}$ 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 흙의 등가단위중량(equivalent specific weight),  $K_{pe}$ ,  $K_{ae}$ 는 지진수동토압계수와 지진주동토압계 수로 각각 다음의 식과 같이 주어진다.



Fig. 5.1. Waterfront retaining wall subjected to different forces for the passive CASE.



Fig. 5.2. Waterfront retaining wall subjected to different forces for the active CASE.

$$r_u = \frac{u_{excess}}{\sigma'_0} \tag{5.3}$$

$$\psi = \tan^{-1} \frac{\gamma_{sat} k_h}{\bar{\gamma}(1 - k_v)} \tag{5.4}$$

$$\bar{\gamma} = \left(\frac{h}{H}\right)^2 \gamma_{sat} + \left(1 - \left(\frac{h}{H}\right)^2\right) \gamma_d \tag{5.5}$$



$$K_{pe} = \frac{\cos^{2}(\phi + \theta - \psi)}{\cos\psi\cos^{2}\theta\cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^{2}}$$

$$K_{ae} = \frac{\cos^{2}(\phi - \theta - \psi)}{\cos\psi\cos^{2}\theta\cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi)\cos(\beta - \theta)}}\right]^{2}}$$
(5.6)
(5.6)
(5.7)

또한, 다음의 Figs. 5.3과 5.4는 식(5.6)과 (5.7)에서  $\theta = 0^\circ, \beta = 0$ 인 경우의 지진수동토압계수  $K_{pe}$ 와 지진 주동토압계수  $K_{ae}$ 의 분포를 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면 Fig. 5.3의 지진수동토압계수의 경우에  $k_v$ 값이 증 가에 따라  $K_{pe}$ 값이 감소하고 있으며, Fig. 5.4의 지진주동토압계수의 경우에는  $k_v$ 값이 증가에 따라  $K_{pe}$ 값 역시 증가하고 있다.



#### 5.2.2 안벽의 지진관성력

지진이 발생하면 수직과 수평방향으로 안벽에 관성력이 발생하게 되며, 이 힘들을  $k_v W_w$ 와  $k_h W_w$ 로 표현 한다. 여기서,  $k_v$ 와  $k_h$ 는 수직과 수평방향의 지진가속도계수이고, 각 가속도계수의 방향에 따라 총 4 CASES 의 경우가 발생할 수 있다. 하지만, 수동적인 상황과 주동적인 상황에서 설계를 위한 임계조합을 적용하면 Fig. 5.1의 수동적인 상황과 Fig. 5.2와 같은 주동적인 상황으로 나타낼 수 있다. 또한, 지진관성력의 작용점은 안벽 의 바닥으로부터 0.5H인 지점이다.



## 5.2.3 동수압

안벽에 작용하는 동수압의 산정에 다음의 식(5.8)에 나타내는 Westergaard의 방법(Westergaard, 1933; Kramer, 1996)을 적용하였다. 동수압은 지진에 의해 지하수위가 존재하는 뒷채움재의 내부에서 수중흙입자의 진동으로 발생하며, 안벽의 내측방향에서 바닥으로부터 0.4*h<sub>wd</sub>*인 지점에 작용한다(Ebeling and Morison, 1992).

$$P_{dyn} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w (h_{wd})^2$$
(5.8)

## 5.2.4 정수압

안벽에 작용하는 정수압은 외·내측방향 모두에서 작용하고 있으며, 외측방향에 작용하는 정수압의 산정 식은 다음과 같다.

$$P_{stu} = \frac{1}{2} \gamma_w h_{wu}^2$$
 (5.9)  
또한, 내측방향의 정수압에 대한 산정식은 다음과 같다.  
 $P_{std} = \frac{1}{2} \gamma_{we} h_{wd}^2$  (5.10)

여기서,  $\gamma_{we}$ 는 뒷채움재의 지하수위로 인한 물의 등가단위중량(equivalent specific weight)으로 다음의 식 (5.11)과 같이 주어진다(Ebling and Morison, 1992). 또한, 두 힘의 작용하는 작용점은 안벽의 바닥으로부터 각각  $h_{wu}/3, h_{wd}/3$ 인 지점이다.

$$\gamma_{we} = \gamma_w + (\bar{\gamma} - \gamma_w) r_u \tag{5.11}$$

#### 5.2.5 지진해일파력

Collection @ kmou

본 연구에서는 지진해일파력의 산정에 두 방법을 적용하여 비교 · 분석하였다. 첫 번째 방법은 Choudhury etal.(2007)이 적용한 Yeh(2006), CRATER(2006) 등의 제안식을 이용하여 지진해일파력을 산정하는 것이며, 두 번 째 방법은 제2장의 3차원혼상류을 적용하여 해안안벽에 작용하는 지진해일파력을 수치해석을 통하여 산정하 는 방법이다. 다음의 식(5.12)는 지진해일파력의 산정에 관해 Yeh (2006), CRATER(2006) 등이 제안한 식이다.

$$P_t = 4.5\gamma_w (h_t)^2$$
(5.12)

여기서,  $h_t$ 는 지진해일파고이며, 지진해일파가 작용하는 지점은  $h_t/2$ 인 지점이다.

# 5.2.6 지진해일파력에 관한 수치해석조건 및 결과

제2장에서 기술한 바와 같이 본 장의 해안안벽에 작용하는 지진해일파력의 산정에 적용한 3차원수치파동 수로는 다음의 Fig. 5.5와 같으며, Table 5.1과 같은 조건을 적용하기 위하여 안벽의 폭 b과 높이 H는 각각 3cm 로, 15cm로, 안벽 전면수심 h<sub>wu</sub>는 6cm로 각각 설정되었다. 여기서, 안벽 전면에서 지진해일파고 h<sub>t</sub>는 Table 5.1 의 h<sub>t</sub>/h<sub>wu</sub> 값을 만족하도록 입사파고를 조절하였으며, 다음의 Fig. 5.6은 수치해석에 측정된 안벽 전면에서의 처오름고와 지진해일파력을 나타낸다.



Fig. 5.5. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank.

Parameters	Value / Range	Parameters	Value / Range
b/H	0.2	$h_t/h_{wu}$	0, 0.375, 0.750, 1.125, 1.5
φ(°)	25, 30, 35, 40	$\delta(^{\circ})$	$-\phi/2, 0, \phi/2$
k <sub>h</sub>	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4	k <sub>v</sub>	$0, k_h/2, k_h$
r <sub>u</sub>	0, 0.2, 0.4	$\gamma_c, \gamma_{sat},$ $\gamma_d, \gamma_w (kN/m^3)$	25, 19, 16, 10

Table 5.1. Values/Range of different parameters in present study.





Fig. 5.6. Time variations of runup heights and tsunami forces.

다음의 Table 5.2는 입사파고  $h_i$ , 안벽 전면에서의 지진해일파고  $h_t$ , 수치해석에서 측정된 지진해일파력  $P_{num}$  및 제안식에 의한 지진해일파력  $P_{prop}$ 을 나타낸 것이다. 결과를 살펴보면 전체적으로 큰 차이는 보이지 않았지만  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 0~0.75까지는 수치해석이 제안식에 비하여 크게 나타났으며,  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 1.125~2.250까지는 제안식에 의한 지진해일파력이 크게 나타났다. 또한, 지진해일파고가 증가할수록 두 결과간에 차이도 증가하는 것으로 나타났다.

$h_t/h_{wu}$	$h_i$ (cm)	$h_t$ (cm)	$h_R(\text{cm})$	$P_{num}$ (N/m)	$P_{prop}(N/m)$
0.000	0	0	0	0	0
0.375	0.9	2.25	2.28	25.33	23.39
0.750	1.7	4.5	4.53	93.45	92.34
1.125	2.75	6.75	6.74	211.59	204.42
1.500	3.63	9	9.02	360.4	366.12
1.875	4.4	11.25	11.19	515.25	563.47
2.250	5.1	13.5	13.54	681.05	824.99

Table 5.2. Results of numerical analysis about wave height and wave force.

# 5.3 해안안벽의 안정성

본 연구에서는 지진 및 지진해일파에 의한 전술한 각 외력들이 동시에 작용한다는 가정하에 해안안벽의



56

활동과 전도에 대한 안정성을 한계평형상태해석법으로부터 평가한다.

# 5.3.1 활동

#### (1) 수동적인 상황

Fig. 5.1과 같은 수동적인 상황에서 안벽에 대한 총 저항력  $F_r$ , 활동력  $F_d$  및 활동에 대한 안전율  $FS_s$ 를 나 타내면 다음의 식과 같다.

$$F_r = \mu \left( W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta \right) + P_{std} + P_{pe} \cos \delta$$
(5.13)

$$F_d = P_{stu} + P_t + k_h W_w + P_{dyn}$$
(5.14)

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu \left( W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta \right) + P_{std} + P_{pe} \cos \delta}{P_{stu} + P_t + k_h W_w + P_{dyn}}$$
(5.15)

여기서,  $\mu$ 는 바닥마찰,  $W_w$  (=  $bH\gamma_c$ )는 안벽의 자중이다.

식(5.1)~(5.12)를 각각 식(5.13), (5.14)에 대입하여 안벽의 높이 H로 무차원하여 정리하면 다음의 식(5.16)과 같다.

$$FS_{s} = \frac{F_{r}}{F_{d}} = \frac{\mu\left[\left(\frac{b}{H}\right)\gamma_{c}(1-k_{v})-K_{p}\sin\delta\right] + \frac{1}{2}\gamma_{we}\left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{2} + K_{p}\cos\delta}{\frac{P_{t}}{H^{2}} + \frac{1}{2}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{2} + k_{h}\frac{b}{H}\gamma_{c} + \frac{7}{12}k_{h}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{2}}$$
(5.16)

여기서,  $K_p = 0.5 K_{pe} \bar{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u)$ 이다.

#### (2) 주동적인 상황

Fig. 5.2와 같은 주동적인 상황에서 안벽에 대한 총 저항력  $F_r$ , 활동력  $F_d$  및 활동에 대한 안전율  $FS_s$ 를 나 타내면 다음의 식과 같이 주어진다.

$$F_r = P_t + P_{stu} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin\delta]$$
(5.17)

$$F_d = P_{std} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos\delta$$
(5.18)

$$FS_{s} = \frac{F_{r}}{F_{d}} = \frac{P_{t} + P_{stu} + \mu[W_{w} - k_{v}W_{w} + P_{ae}\sin\delta]}{P_{std} + P_{dyn} + k_{h}W_{w} + P_{ae}\cos\delta}$$
(5.19)

여기서, μ는 바닥마찰, W<sub>w</sub>(= bHγ<sub>c</sub>)는 안벽의 자중이다. 식(5.1)~(5.12)를 각각 식(5.17), (5.18)에 대입하여 안벽의 높이 H로 무차원하여 정리하면 다음의 식(5.20)과




같이 주어진다.

$$FS_{s} = \frac{F_{r}}{F_{d}} = \frac{\frac{P_{t}}{H^{2}} + \frac{1}{2}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{2} + \mu(1 - k_{v})\frac{b}{H}\gamma_{c} + K_{a}\sin\delta}{\frac{1}{2}\gamma_{we}\left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{2} + \frac{7}{12}k_{h}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{2} + k_{h}\frac{b}{H}\gamma_{c} + K_{a}\cos\delta}$$
(5.20)

여기서,  $K_a = 0.5 K_{ae} \overline{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u)$ 이다.

# 5.3.2 전도

# (1) 수동적인 상황

수동적인 상황에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 활동에 대한 안정성의 경우와 유사한 방법으로 평 가될 수 있으며, Fig. 5.1의 안벽의 바닥 M 점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하면 다 음의 식(5.21)과 같이 나타난다.

$$FS_{o} = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{b}{H}\right)^{2} \gamma_{c} (1 - k_{v}) + \frac{1}{6} \gamma_{we} \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{3} + K_{p} y \cos\delta}{\frac{P_{t}}{H^{2}} \frac{h_{wu}}{H} \left(\frac{h_{t}}{2h_{wu}} + 1\right) + \frac{1}{6} \gamma_{w} \left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{3} + \frac{1}{2} k_{h} \frac{b}{H} \gamma_{c} + \frac{2.8}{12} k_{h} \gamma_{w} \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{3}}$$
(5.21)

# (2) 주동적인 상황

Collection @ kmou

주동적인 상황에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 활동에 대한 안정성의 경우와 유사한 방법으로 평 가될 수 있으며, Fig. 4.2의 안벽의 바닥 M점을 기준으로 각 힘들이 작용하는 작용점까지의 거리를 고려하면 다 음의 식(5.22)와 같이 나타난다.

$$FS_{o} = \frac{\frac{P_{t}}{H^{2}}\frac{h_{wu}}{H}\left(\frac{h_{t}}{2h_{wu}}+1\right) + \frac{1}{6}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{3} + \frac{1}{2}(1-k_{v})\left(\frac{b}{H}\right)^{2}\gamma_{c} + \frac{b}{H}K_{a}\sin\delta}{\frac{1}{6}\gamma_{we}\left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{3} + \frac{2.8}{12}k_{h}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{3} + \frac{1}{2}k_{h}\frac{b}{H}\gamma_{c} + \frac{1}{2}K_{a}\cos\delta}$$
(5.22)

이상의 식들을 적용하여 수동 및 주동적인 상황에서 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성을 평가한다. 또한, 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고  $h_t$ , 수직지진가속도계수  $k_v$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ , 간극수압비  $r_u$  등을 전술한 Table 5.1과 같이 변화시켜 검토한다.

# 5.4 안정성 평가결과

# 5.4.1 수동적인 상황

#### (1) 지진해일파고의 영향

Fig. 5.7은  $h_t/h_{wu}$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율의 변화와 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우 의 안전율을 함께 나타낸 것이다. Fig. 5.7(a)는 활동에 대한 안전율의 변화를, Fig. 5.7(b)는 전도에 대한 안전율의 변화를 각각 나타내며, 그림의 가로축은 수평지진가속도계수  $k_h$ 이고, 세로축은 각각 활동 및 전도에 대한 안 전율이다. 또한, 안전율 평가에 사용된 다른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $r_u = 0.2$ 이다. 결과를 살펴보면  $h_t/h_{wu}$ 와  $k_h$ 의 값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율이 감소된다. 이는 수동토압작용하에서 지진해일파는 활동력으로 벽체의 안정을 감소시키는 요인 이므로  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 증가함에 따라(지진해일의 파고가 증가함에 따라) 안전율이 감소하는 것으로 판단된다. 또한, 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우(활동에 대한 안전율 : 52.58, 전도에 대한 안전율 : 145.14)와 비 교해도 안전율이 급격히 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 지진해일파력의 산정법에 따른 안전성 평가에 관해 본 연구에서 적용한 제2장의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)과 지진해일파력의 제안식 사이에 유사한 결과가 나타나는 것을 확인할 수 있다.



(a) Sliding mode





Fig. 5.7. Factor of safety for different  $h_t/h_{wu}$  values.

WE AND OCC

# (2) 수직지진가속도계수의 영향

Fg. 5.8은 수직지진가속도계수  $k_v$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율 평가에 사용 된 다른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $h_t/h_{wu} = 1.125 \phi = 30^\circ$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $r_u = 0.2$ 이다. 결과를 살펴보면  $k_v$ 의 값이 증가할수록 활동 및 전도에 대한 안전율이 감소하는 것을 확인할 수 있 다. 활동에 대해  $k_v = 0.2$ 인 경우에 안전율은  $k_v$ 값이 증가함에 따라 27.5% 감소하며, 전도에 관한 안전율 역 시 23.5% 감소한다. 이러한 결과는 제안식과 수치해석의 두 경우에서 동일하게 나타나며, 제안식과 수치해석 간의 안전율의 차이는  $k_h$ 값이 커짐에 따라 줄어든다. 하지만, 두 결과의 차이가 크지 않고, 변화양상이 유사한 것으로 나타난다.



(a) Sliding mode





Fig. 5.8. Factor of safety for different  $k_v$  values.

AF AND OCC

# (3) 내부마찰각의 영향

Fig. 5.9는 내부마찰각  $\phi$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율 평가에 사용된 다른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $h_t/h_{wu} = 1.125$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $r_u = 0.2$ 이다.  $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면  $\phi$ 가 25°~40°까지 증가함에 따라 활동에 대해 안전율이 약 2.2~5.5까지 증가하며, 전도에 대한 안전율도 약 1.9~5.6까지 증가한다.



#### (a) Sliding mode





Fig. 5.9. Factor of safety for different  $\phi$  values.

NF AND OCC

# (4) 벽마찰각의 영향

Fig. 5.10은 벽마찰각  $\delta$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율 평가에 사용된 다른 조 건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $h_t/h_{wu} = 1.125$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $r_u = 0.2$ 이다.  $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면  $\delta$ 의 값이 증가함에 따라 활동에 대한 안전율은 1.8~2.8로 증가하고, 전도에 대해 안전율은 약 1.2~2.5로 증가한다.



(a) Sliding mode





Fig. 5.10. Factor of safety for different  $\delta$  values.

NF AND OCC

# (5) 간극수압비의 영향

Fig. 5.11은 간극수압비  $r_u$ 의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 또한, 안전율 평가에 사용된 다른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $h_t/h_{wu} = 1.125$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $\delta = \phi/2$ 이다.  $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면  $r_u$ 의 증가에 따라 활동에 대한 안전율은 34% 정도 감소하며, 전도에 대한 안전 율은 38% 정도로 감소한다.







# 5.4.2 주동적인 상황

#### (1) 지진해일파고의 영향

Fg. 5.12는  $h_t/h_{wu}$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율의 변화와 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우 의 안전율을 함께 나타낸 것이다. Fig. 5.12(a)는 활동에 대한 안전율의 변화를, Fig. 5.12 (b)는 전도에 대한 안전율 의 변화를 각각 나타내며, 그림의 가로축은 수평지진가속도계수  $k_h$ 이고, 세로축은 각각 활동 및 전도에 대한 안전율이다. 또한, 안전율 평가에 사용된 다른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $r_u = 0.2$ 이다. 결과를 살펴보면  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안 전율은 증가하며,  $k_h$  값이 증가함에 따라 활동과 전도에 대한 안전율은 감소한다. 이는 주동토압작용하에서 지 진해일파는 저향력으로 작용함으로써  $h_t/h_{wu}$ 의 값이 증가함에 따라(지진해일의 파고가 증가함에 따라) 안전 율이 증가하는 것으로 판단되며, 지진수평가속도  $k_h$ 는 활동력으로 작용함으로써  $k_h$  값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 판단된다. 또한, 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우(활동에 대한 안전율 : 0.702, 전도에 대한 안전율 : 0.668)와 비교하면 안전율은 지진해일파고가 증가함에 따라 함께 증가하는 것을 알 수 있다. 또 한, 지진해일파력의 산정법에 따른 안전성 평가에 관해 본 연구에서 적용한 수치해석과 제안식 사이에 유사한 결과가 나타나는 것을 확인할 수 있다.

#### (2) 수직지진가속도계수의 영향

Fig. 5.13은 수직지진가속도계수  $k_v$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 다 른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $h_t/h_{wu} = 1.125 \phi = 30^\circ$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $r_u = 0.2$ 이 다. 결과를 살펴보면  $k_v$ 의 값이 증가할수록 활동 및 전도에 대한 안전율이 감소하는 것을 확인할 수 있다. 활 동에 대해  $k_v = 0.2$ 인 경우에 안전율은  $k_v$ 값이 증가함에 따라 26.7% 감소하며, 전도에 관한 안전율 역시 20.0%



감소한다. 이러한 결과는 제안식과 수치해석의 두 경우에 동일하게 나타나며, 제안식과 수치해석 사이의 안전 율의 차이는  $k_h$  값이 커짐에 따라 줄어든다. 하지만, 두 결과의 차이가 크지 않고 변화양상이 유사한 것을 알 수 있다.



Fig. 5.12. Factor of safety for different  $h_t/h_{wu}$  values.

#### (3) 내부마찰각의 영향

Fig. 5.14는 내부마찰각  $\phi$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/h = 0.4, h_{wd}/h = 0.75, h_t/h_{wu} = 1.125, \delta = \phi/2, k_v = k_h/2, r_u = 0.2$ 이다.  $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면  $\phi$ 가 25°-40°까지 증가함에 따라 활동에 대해 안전율이 약 1.8~2.3까지 증가하며, 전도





Fig. 5.13. Factor of safety for different  $k_v$  values.

# (4) 벽마찰각의 영향

Collection @ kmou

Fig. 5.15는 벽마찰각  $\delta$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/h = 0.4$ ,  $h_{wd}/h = 0.75$ ,  $h_t/h_{wu} = 1.125$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $r_u = 0.2$ 이다.  $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면  $\delta$ 의 값이 증가함에 따라 활동에 대한 안전율은 1.7~2.0로 증가하며, 전도에 대해 안전율은 약 4.7~5.0으로 증가한다.





# (5) 간극수압비의 영향

Collection @ kmou

Fig. 5.16은 간극수압비  $r_u$ 의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/h = 0.4, h_{wd}/h = 0.75, h_t/h_{wu} = 1.125, \phi = 30^\circ, k_v = k_h/2, \delta = \phi/2$ 이다.  $k_h = 0.1$ 인 경우를 살펴보면  $r_u$ 의 증가에 따라 활동에 대한 안전율은 35% 정도 증가하며, 전도에 대한 안전율은 20% 정도로 증가한다.











Fig. 5.16. Factor of safety for different  $r_u$  values.

# 5.5 결언

본 장에서는 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대해 한계평형상태해석법을 적용하여 활 동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성을 평가하였다. 여기서, 지진해일파력의 산정에 대한 제안식(Yeh, 2006; CRATER, 2006)과 제2장에서 기술한 본 연구의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 추정된 지진해일파력 을 적용한 경우에 해안안벽의 안정성을 비교·분석하였다. 또한, 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰 각, 벽마찰각, 간극수압비 등의 변화에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 제시하였고, 해안안벽의 안정성에 대해 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 이로부터 다음과 같은 사항을 확인하였다.

1) 지진에 의하여 해안안벽은 수동적인 상황과 주동적인 상황이 발생할 수 있으며, 각 상황에서 지진해일 파는 안정성에 영향을 미치는 한 요인으로 작용한다. 지진해일파는 수동적인 상황에서 활동력으로 작용하여 안정성을 저하시키는 요인으로 작용하며, 주동적인 상황에서는 저항력으로 작용하여 안정성을 증가시키는 요 인으로 작용하는 것으로 나타났다. 일반적인 경우 주동적인 상황에서 안벽의 파괴가 발생하지만 본 연구에서 는 전술한 가정하에 한계평형상태해석법을 적용하여 실제 현상을 극히 단순화하였으며, 작용하는 힘의 방향, 크기 및 작용점을 고려하였다. 따라서, 본 연구에서는 통상적인 파괴의 상황인 주동적인 상황에서 안전율이 상승하는 현상이 발생한 것으로 판단된다.

2) 지진해일파력의 산정에 기존의 제안식을 사용하는 방법과 3차원혼상류해석법에 의한 수치해석결과를 사용하는 방법을 검토하였으며, 결과적으로 해안안벽의 안정성에 미치는 영향은 유사한 것으로 나타났다. 비 록, 지진해일파고가 증가할수록 두 결과 사이에 약간 차이가 증가하는 것으로 나타났지만 전체적으로는 매우 3) 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각 및 간극수압비 등을 변화에 따른 해안안벽의 안정성을 평가한 결과를 살펴보면 내부마찰각 및 벽마찰각의 경우 수동적인 상황과 주동적인 상황에서 값이 증가할수록 안정성도 함께 증가하는 것으로 나타났으며, 수직지진가속도계수의 경우에 두 상황에서 값이 증가 할수록 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 지진해일파고 및 간극수압의 경우에 값이 증가할수록 수동적인 상황 에서는 안정성이 감소하며, 주동적인 상황에서는 증가하는 것으로 나타났다.

4) 지진과 지진해일을 고려하지 않은 경우에 수동적인 상황에서 활동 및 전도에 대한 안전율은 각각
52.58, 145.14로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 높은 것으로 나타났으며, 주동적인 상황에서 활동에 대한
안전율은 0.702, 전도에 대한 안전율은 0.668로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 매우 낮게 나타났다.

5) 비록 제한된 안정성해석을 수행한 결과이지만 수동적인 상황에서 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우에 해안안벽의 안정성은 현저히 감소한다. 반면, 주동적인 상황에서는 지진해일파는 저항력으로 작용하여 해안안벽의 안정성을 증가시킨다.



- 국립방재연구소 (1998), 동해안에서의 쯔나미 위험도 평가. 국립방재연구소 연구보고서 NIDP-98-06.
- 해양수산부 (2005), 항만 및 어항설계기준, 해양수산부 설계기준.

• Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N. and Omori, M. (2000), An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, pp. 911-915.

 Chakrabarti, S., Husak, A.D., Christiano, P.P., Troxell, D.E. (1978), Development of seismic design criteria for category I cofferdams. Nuclear Engineering and Design., Vol. 45, pp. 277-283.

• Choudhury, D., Ahmad, S.M. (2007), Design of waterfront retaining wall for the passive CASE under earthquake and tsunami. Applied Ocean Research., Vol. 29, pp.37-44.

• CRATER (2006), Coastal risk analysis of tsunamis and environmental remediation. Italian Ministry for the Environment and the Territory(IMET).

• Ebeling, R.M., Morison, E.E. Jr. (1992), The seismic design of waterfront retaining structures. US Army Technical Report ITL-92-11.

 Kim, S.R., Jang I.S., Chung, C.K., Kim, M.M. (2005), Evaluation of seismic displacements of quay walls. Soil dynamics and earthquake Engrg., Vol. 25, pp. 451-459.

- Kramer, S.L. (1996), Geotechnical earthquake engineering. New Jersey: Pearson Education Inc.
- Mononobe, N, Matsuo, H. (1929), On the determination of earth pressures during earthquakes. In: Proc. of the world



engineering congress., pp. 177-185.

• Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T. (2004), Seismic design of port structures. J. of Japan Association for Earthquake Engrg., Vol. 4(3-special issue), pp.195–208.

• Okabe, S. (1924), General theory of earth pressure. J of the Japanese Society of Civil Engineers., Vol. 12, No. 1

• Yeh, H. (2006), Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 496-500.

• Westergaard, H.M. (1933), Water pressures on dams during earthquakes. Transactions. ASCE., Vol.98, pp.418-433.





# 6장 지진 및 지진해일파의 월류를 고려한 해안안벽 의 안정성 평가

# 6.1 서언

본 장에서는 전술한 제5장의 경우와 모든 상황이 동일하지만 Fig. 6.1과 같이 지진해일파가 안벽을 월류하는 경우를 대상으로 해안안벽의 안정성을 검토한다. 월류시에는 안벽의 뒷채움재에서 지하수위가 상승하면서 안벽에 작용하는 동수압이 발생하여 안벽의 안전율에 큰 변화를 발생시킬 것으로 판단된다. 일례로 2011년 동일본대지진 당시 이와테현에서 지진해일파가 지진해일안벽을 월류하여 구조물이 피괴되어 안벽 배후의 저지 대에 위치한 가옥들이 피해를 받은 것으로 보고된 바 있다. 하지만, 기존의 연구들은 지진해일파가 안벽을 월류하지 않는다는 가정하에 이루어졌으며, 현재까지 지진해일파가 월류하는 경우에 안벽의 안정성을 평가한 연구는 거의 수행되지 않은 것으로 판단된다.

본 장에서는 뒷채움재를 투과성재료로 가정하고, 지진해일파가 안벽을 월류하는 경우를 상정한다. 그리고, 지진해일파고와 뒷채움재내에서 지하수위고의 변화에 따른 작용력의 평가에 제2장의 3차원혼상류해섭법 (TWOPM-3D)을 적용하여 해안안벽에서 안정성의 시간변화특성을 수치적으로 검토한다. 이로부터 해안안벽의 안전율에 영향을 주는 지진해일파고  $h_i$ , 뒤채움재의 무차원지하수위  $h_{wd}/H$ , 수직·수평지진가속도계수  $k_v, k_h$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각 δ, 간극수압비  $r_u$ 등의 변화에 따른 안정성 평가를 실시하며, 지진과 지진해일 파를 고려하지 않는 경우의 안정성 평가도 수행한다.



Collection @ kmou



Fig. 6.1. Failure process of quay wall by overtopping of tsunami.

# 6.2 해안안벽의 안정성해석을 위한 이론적 배경

지진해일이 해안안벽을 월류하는 경우에 해안안벽의 안정성 평가를 위하여 Figs. 6.2(a) 및 6.2(b)와 같이 폭 b와 높이 H의 해안안벽을 대상으로 한다. 해안안벽의 내측방향(Fig. 6.2(a)의 안벽을 기준으로 오른편 (downstream side))은 안벽의 높이만큼 뒷채움재가 채워져있으며, 지하수위 h<sub>wd</sub>가 존재한다. 안벽의 외측방향 (Fig. 6.2(a)의 안벽을 기준으로 왼편(upstream side))은 수위 h<sub>wu</sub>가 존재한다.







Fig. 6.2. Free body diagram of the quay wall subjected to various forces.

안벽의 벽체를 불투과성으로 안벽 배후의 뒷채움재를 투과성으로 각각 가정하며, 지진해일파가 안벽을 월 류함에 따라 안벽 내측의 지하수위가 변화하도록 하였다. Fig. 6.2(a)는 안벽이 뒤채움재의 안쪽으로 변위를 일 으키는 수동상태의 자유물체도이며, Fig. 6.2(b)는 안벽이 뒤채움재의 바깥쪽으로 변위를 일으키는 주동상태의 자유물체도이다. 안정성 평가를 위한 입력변수는 다음에 상술한다.

# 6.2.1 지진해일파력

안벽에 작용하는 지진해일파로 고립파를 적용하며, 안벽 전면에 작용하는 지진해일파력  $P_t$ , 월류 후 안벽 배후에 작용하는 지진해일파력  $P_{t,overtopping}$ 과 월류시 안벽의 위에서 아래로 작용하는 지진해일파력  $P_{t,top}$ 을 산정하기 위하여 제2장의 3차원혼상류해석법(TOWPM-3D)를 적용한다.

해안안벽에 작용하는 지진해일파력, 정수압 및 뒷채움재의 수위변동을 측정하기 위하여 Fig. 6.3과 같이 길 이 930cm 폭 80cm의 3차원수치조파수조를 적용하였다. Table 6.1은 수치해석에서 지진해일파(고립파)의 조건 및 뒷채움재의 토질상수를 나타낸 것이다. Table 6.1과 같은 조건을 만족하기 위하여 안벽의 폭 b과 높이 H를 각각 4cm와 20cm로 적용하였으며, 지진해일파가 안벽을 월류하도록 입사파고  $h_i$ 를 5cm~8cm까지 변화시켰다. 안벽 전 · 후의 지하수위는 전면수심  $h_{wu}$ 를 8cm로 적용하였으며, 뒷채움재의 무차원지하수위  $h_{wd}/H$ 를 0(dry), 0.25, 0.5, 0.75 및 1(fully wet)로 변화시키면서 안벽의 안전율과  $h_{wd}/H$ 의 관계를 확인하였다.





Fig. 6.3. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank model (unit : cm).

Parameter	Value/Range
b/H	0.2
h <sub>i</sub> (cm)	5.0, 6.0, 7.0, 8.0
h <sub>wu</sub> /H	0.4
h <sub>wd</sub> /H	0 (dry), 0.25, 0.50, 0.75, 1.00(fully wet)
φ(°)	25, 30, 35, 40
$\delta(^{\circ})$	0, φ/2
k <sub>h</sub>	0, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4
k <sub>v</sub>	$0, k_h/2, k_h$
r <sub>u</sub>	0, 0.2, 0.4
$\gamma_c, \gamma_{sat}, \gamma_d, \gamma_w (kN/m^3)$	25, 19, 16, 10

Table 6.1 Conditions of soil parameters and solitary waves.

# 6.2.2 지진에 의한 토압

안벽에 작용하는 지진수동토압 및 지진주동토압의 평가는 제5장의 경우와 동일하다.

# 6.2.3 안벽의 지진관성력

지진 발생으로 안벽에 작용하는 수평 및 수직방향의 관성력도 제5장의 경우와 동일하다.

# 6.2.4 동수압

안벽에 작용하는 동수압도 제5장의 경우와 동일하다.



# 6.2.5 정수압

안벽에 작용하는 정수압도 제5장의 경우와 동일하다.

# 6.3 안정성 평가방법

지진해일파가 월류하는 본 장에서는 Choudhury et al.(2007a) 및 전술한 제5장에서 적용한 안정성 평가식을 연구의 목적에 부합하도록 일부 수정하였다.

# 6.3.1 수동적인 상황

# (1) 활동

Fig. 6.2(a)와 같이 수동상태의 활동에 대해 안벽에 대한 총 저항력  $F_r$ , 활동력  $F_d$  및 안전율  $FS_s$ 은 다음과 같이 주어지며, 활동력으로 작용하는 지진해일파력은 월류 후 안벽의 저항력으로 작용하게 된다.

$$F_r = \mu (W_w - k_v W_w - P_{pe} sin\delta) + P_{t,overtopping} + P_{pe} cos\delta + P_{t,top}$$
(6.1)

$$F_d = P_{upstream} + k_h W_w + P_{dyn}$$
(6.2)

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{\mu(W_w - k_v W_w - P_{pe} \sin \delta) + P_{downstream} + P_{pe} \cos \delta + P_{t,top}}{P_{upstream} + k_h W_w + P_{dyn}}$$
(6.3)

여기서,  $\mu$ 는 바닥마찰(= tan  $\phi$ , Choudhury et al., 2007b),  $W_w$ (=  $bH\gamma_c$ )는 안벽의 자중이며,  $P_{upstream}$ 은 안 벽 전면의 정수압과 지진해일파력의 합( $P_t + P_{stu}$ ),  $P_{downstream}$ 은 뒷채움재의 정수압과 월류 후 지진해일파 력의 합 ( $P_{t,overtopping} + P_{std}$ )이다.

식(6.1)~(6.3)으로부터 안벽의 높이 H로 무차원하여 정리하면 다음의 식(6.4)와 같이 주어진다.

$$FS_{s} = \frac{F_{r}}{F_{d}} = \frac{\mu\left[\left(\frac{b}{H}\right)\gamma_{c}(1-k_{v})-K_{p}sin\delta\right] + \frac{P_{downstream}}{H^{2}} + K_{p}cos\delta + \frac{P_{t,top}}{H^{2}}}{\frac{P_{upstream}}{H^{2}} + k_{h}\frac{b}{H}\gamma_{c} + \frac{7}{12}k_{h}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{2}}$$
(6.4)

여기서,  $K_p = 0.5 K_{pe} \overline{\gamma} (1 - k_v) (1 - r_u)$ 이다.

Collection @ kmou

# (2) 전도

수동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 Fig. 6.2(a)의 안벽의 바닥 M 점을 기준으로 각 힘들이 작 용하는 작용점까지의 거리를 고려하면 다음의 식(6.5)와 같이 나타난다.

$$FS_{o} = \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{b}{H}\right)^{2} \gamma_{c} (1 - k_{v}) + \frac{P_{downstream}}{H^{3}} x + K_{p} y \cos\delta + \frac{P_{t,top}}{H^{3}} a}{\frac{P_{upstream}}{H^{3}} x + \frac{1}{2} k_{h} \frac{b}{H} \gamma_{c} + \frac{2.8}{12} k_{h} \gamma_{w} \left(\frac{h_{wd}}{H}\right)^{3}}$$
(6.5)

# 6.3.2 **주동적인 상황**

# (1) 활동

Fig. 6.2(b)와 같은 주동상태에서 안벽에 대한 총 저항력  $F_r$ , 활동력  $F_d$  및 활동에 대한 안전율  $FS_s$ 를 나타 내면 다음과 같이 주어지고, 저항력으로 작용하는 지진해일파력은 월류 후 안벽의 활동력으로 작용하게 된다.

$$F_r = P_{upstream} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin\delta] + P_{t,top}$$
(6.6)

$$F_d = P_{downstream} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos\delta$$
(6.7)

$$FS_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{P_{upstream} + \mu[W_w - k_v W_w + P_{ae} \sin\delta] + P_{t,top}}{P_{downstream} + P_{dyn} + k_h W_w + P_{ae} \cos\delta}$$
(6.8)

여기서,  $\mu$ 는 바닥마찰(= tan  $\phi$ , Choudhury et al., 2007b),  $W_w$ (=  $bH\gamma_c$ )는 안벽의 자중이며,  $P_{upstream}$ 은 안 벽 전면의 정수압과 지진해일파력의 합( $P_t + P_{stu}$ ),  $P_{downstream}$ 은 뒷채움재의 정수압과 월류 후 지진해일파 력의 합 ( $P_{t,overtopping} + P_{std}$ )이다.

식(6.6)~(6.8)로부터 안벽의 높이 H로 무차원하여 정리하면 다음의 식(6.9)와 같다.

$$FS_{s} = \frac{F_{r}}{F_{d}} = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^{2}} + \mu\left\{\left(1 - k_{v}\right)\frac{b}{H}\gamma_{c} + K_{a}sin\delta\right\} + \frac{P_{t,top}}{H^{2}}}{\frac{P_{downstream}}{H^{2}} + \frac{7}{12}k_{h}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{2} + k_{h}\frac{b}{H}\gamma_{c} + K_{a}cos\delta}$$
(6.9)

# (2) 전도

주동상태에서 해안안벽의 전도에 대한 안정성은 Fig. 6.2(b)의 안벽의 바닥 M 점을 기준으로 각 힘들이 작 용하는 작용점까지의 거리를 고려하면 다음의 식(6.10)과 같이 나타난다.



$$FS_{o} = \frac{\frac{P_{upstream}}{H^{3}}x + \frac{1}{2}(1 - k_{v})\left(\frac{b}{H}\right)^{2}\gamma_{c} + \frac{b}{H}K_{a}\sin\delta + \frac{P_{t,top}}{H^{3}}}{\frac{P_{downstream}}{H^{3}}x + \frac{2.8}{12}k_{h}\gamma_{w}\left(\frac{h_{wu}}{H}\right)^{3} + \frac{1}{2}k_{h}\frac{b}{H}\gamma_{c} + \frac{1}{2}K_{a}\cos\delta}$$
(6.10)

이상의 식들을 적용하여 수동 및 주동상태에서 해안안벽의 활동 및 전도에 대한 안정성을 평가한다. 보다 다양한 조건하에서 안벽의 안정성을 평가하기 위하여 지진해일파고  $h_i$ , 안벽 배후의 수심  $h_{hwd}$ , 수직지진가 속도계수  $k_v$ , 내부마찰각  $\phi$ , 벽마찰각  $\delta$ , 간극수압비  $r_u$  등을 전술한 Table 6.1과 같이 변화시켜 검토하였다.

# 6.4 안정성 평가결과

# 6.4.1 지진해일파력에 대한 수치해석결과

다음의 Fig. 6.4는 해안안벽의 전면과 배후면에 대해 지진해일파고의 변화에 따른 지진해일파력의 시간변 화에 대한 결과를 나타낸 것이며, 여기서 지진해일파력은 전술한 바와 같이 3차원환상류해석법(TWOPM-3D) 에 의해 산정되었다. 그림에서 지진해일파고의 차이 따른 구조물에 작용하는 파력은 파력의 작용이 나타나는 동안 거의 비슷한 변화양상을 나타내지만 지진해일파고가 클수록 최대작용파력은 크며, 구조물에 도달하는 시 간은 빨라짐을 확인할 수 있다. 그러나, 구조물의 전면에 작용하는 파력의 경우(Fig. 6.4(a)) 파력의 작용이 시작 되는 순간부터 작용파력은 급격히 증가하게 되고, 최대파력 이후 점차 감소하는 형상을 나타내는 반면, 배후면 에 작용하는 파력의 경우(Fig. 6.4(b)) 지진해일파가 월류하는 순간 파력의 작용이 시작되며, 파력의 최대치는 시 간이 경과된 후에 나타남을 알 수 있다. 또한, 이후 작용파력은 감소하지 않고 뒷채움재의 수위를 상승시키며, 계속하여 일정한 힘이 안벽의 배후면에 작용함을 확인할 수 있다.







(b) Downstream side

Fig. 6.4. Tsunami forces acting on quay wall according to the various tsunami heights.

다음의 Fig. 6.5는  $h_{wd}/H = 0.5$ 에 있어서 입사파고가  $h_i = 6.0 cm$ 인 경우에 시간에 따른 수위변동을 나 타낸 결과이며, 그림을 통하여 지진해일파가 안벽을 월류하고, 뒷채움재의 지하수위가 변화하는 과정을 확인 할 수 있다.

1945

# 6.4.2 수동적인 상황

# (1) 지진해일파고의 영향

Fig. 6.6에서 지진해일파가 해안안벽을 월류하는 경우 시간에 따른 안벽의 안정성 변화를 검토한다. 이 때, 지진해일파를 5cm~8cm로 변화시키고, *H<sub>i</sub>* 을 제외한 안전율 평가에 사용된 조건들은 *b/H* = 0.2, *h<sub>wu</sub>/H* = 0.4, *k<sub>v</sub>* = *k<sub>h</sub>/2, <i>k<sub>h</sub>* = 0.2, *h<sub>wd</sub>/H* = 0.5, *r<sub>u</sub>* = 0.2, *δ* = *φ/2*, *φ* = 30° 이다. 안벽의 안전율 변화를 살펴보면 활동(Fig. 6.6(a))의 경우 7초대까지 지진의 영향만을 받고 있으며, 안전율은 약 7.2의 값을 가진다. 그 후, 지진해 일파가 안벽에 도달하면서 안벽을 내측으로 미는 힘(활동력)이 지배적으로 작용하면서 안전율은 급격히 감소 되고, *h<sub>i</sub>* 에 따라 12%씩 감소한다. 지진해일파가 안벽을 월류한 후 저항력으로 작용하여 안전율이 다시 초기의 상태로 돌아오게 되고, 시간이 지날수록 저항력이 강해지면서 안전율은 초기의 값보다 큰 값을 가지게 된다. 이는 전도에 대해서도 활동과 동일하며, 입사파고가 증가할수록 안전율이 더욱 낮아지며, 월류 후 안전율이 가 장 높아지는 경향을 나타낸다. 그리고, 지진과 지진해일파를 고려하지 않는 경우와 비교할 때 안전율이 급격히 감소함을 알 수 있으며, 지진과 지진해일파를 고려하지 않는 경우 해안안벽의 안전율은 활동과 전도에서 각각 43.24, 123.86을 나타낸다.





Fig. 6.5. Time evolution of the computed water level fluctuation.







Fig. 6.6. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_i$  values.

NF. AND OCED

# (2) 뒷채움재의 지하수위의 영향

다음의 Fig. 6.7은 뒷채움재의 초기지하수위변화에 따른 안전율의 변화를 나타낸다. 초기지하수위와 안벽의 높이 비  $h_{wd}/H$ 는 0(dry), 0.25, 0.5, 0.75 및 1(fully wet)로 변화시키며,  $h_{wd}/H$ 를 제외한 안전율 평가에 사용된 조 건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/H = 0.4$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $k_h = 0.2$ ,  $h_i = 6cm$ ,  $r_u = 0.2$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $\phi = 30^\circ$  이다. 먼저, 활동에 대해  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 안전율은 약 7.6%씩 소폭 증가하며,  $h_{wd}/H = 0$ 인 경우 2.4로 안전율은 최저를 나타낸다. 전도에 대해 안전율은  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 약 8.2%씩 증가하며, 활동과 마찬가지로  $h_{wd}/H = 0$ 인 경우 5.03으로 안전율은 최저값을 나타내는 것을 알 수 있다.







Fig. 6.7. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_{wd}$  values.

NF. AND OCF

# (3) 수직지진가속도계수의 영향

수직지진가속도계수  $k_v$ 의 증가(0,  $k_h/2, k_h$ )에 따른 안전율 변화를 Fig. 6.8에 나타낸다.  $k_v$ 를 제외한 안전 율 평가에 사용된 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_h = 0.2, h_i = 6cm, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30^{\circ}$ 이다. Fig. 6.8에 나타난 바와 같이,  $k_v$ 가 증가할수록 시간의 변화에 따른 안전율이 일정 한 비율로 감소하는 것을 확인할 수 있다. 안전율은 활동에 대해  $k_v$ 가 증가할수록 약 12.8%씩 감소되며, 전도 에 대해서도 약 13.3%씩 감소된다.







(b) Overturning

Fig. 6.8. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_v$  values.

ME AND OCF

# (4) 수평지진가속도계수의 영향

Fig. 6.9는 수평지진가속도계수  $k_h$ 의 증가에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다.  $k_h$ 를 제외한 안전율 평가 에 사용된 다른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/H = 0.4$ ,  $h_{wd}/H = 0.5$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $h_i = 6cm$ ,  $r_u = 0.2$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $\phi = 30^\circ$ 이다. 먼저, 수동에 대한 결과로  $k_h$ 가 증가할수록 안전율은 점차 감소하며, 감소된 비율은 약 43.5%로 큰 폭으로 감소한다. 전도에 대해서도  $k_h$ 가 증가할수록 약 50.3%씩 큰 폭으로 감소하고 있음을 확인 할 수 있다.





(b) Overturning

Fig. 6.9. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_h$  values.

AF AND OCF

# (5) 흙의 내부마찰각의 영향

다음의 Fig. 6.10은 내부마찰각  $\phi$ 의 차이(25°~40°)에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다.  $\phi$ 를 제외한 안 전율에 사용한 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6cm, r_u =$  $0.2, <math>\delta = \phi/2, k_h = 0.2$ 이다. Fig. 6.10(a)와 같이  $\phi$ 의 증가에 따라 약 39.2%씩 증가하며,  $\phi = 35°$ 인 경우 초기 안전율이 9.7에서 안벽에 도달하는 순간 급격히 떨어지고 월류 후 안전율은 점차 상승하다가 최고 11.3까지 증 가한다. 그리고, 전도의 경우(Fig. 6.10(b))  $\phi$ 가 증가함에 따라 48.42%씩 안전율이 증가하며, 초기안전율은 12.7~41.6까지 증가한다.







(b) Overturning

Fig. 6.10. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\phi$  values.

NE AND OCE

# (6) 벽마찰각의 영향

Fig. 6.11은 벽마찰각 δ의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. δ을 제외한 안전율 평가에 사용된 조 건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/H = 0.4$ ,  $h_{wd}/H = 0.5$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $h_i = 6cm$ ,  $r_u = 0.2$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $k_h = 0.2$  이다. 활동(Fig. 6.11(a))에 대해 δ가 0~ $\phi/2$ 로 증가하면서 안전율은 21.3% 가량 증가하며, 초기안전율은 5.81~7.05로 증가한다. 전도(Fig. 6.11(b))에 대해 안전율은  $\delta$ 가 0~ $\phi/2$ 로 증가하면서 45.8% 증가하며, 초기안전율은 12.2~17.9로 증가한다.







(b) Overturning

Fig. 6.11. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\delta$  values.

NE AND OCK

# (7) 간극수압비의 영향

간극수압비  $r_u$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 Fig. 6.12에 나타낸다. 안전율 평가에 사용되는 다 른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6cm, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ, k_h = 0.2$ 이다. 활동의 경우  $r_u$ 가 0~0.4까지 증가하면서 안전율은 약 19.4%씩 감소하는 경향을 나타낸다. 전도의 경우  $r_u$ 가 증가하면서 안전율은 약 21.5%씩 감소하는 것을 알 수 있다.







Fig. 6.12 Time series of safety factor of the quay wall for various  $r_u$  values.

# 6.4.3 주동적인 상황(1) 지진해일파고의 영향

전술한 바와 같이 내측에서 외측으로 변위가 발생하는 상태를 주동상태라 하며, 안벽의 안전율 변화에 지 진해일파고의 영향이 어떻게 미치는지 확인하기 위하여 지진해일파가 안벽을 월류하도록 지진해일파고를 5cm~8cm까지 변화시켰다. 이 경우,  $h_i$ 를 제외한 다른 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/H = 0.4$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $k_h = 0.2$ ,  $h_{wd}/H = 0.5$ ,  $r_u = 0.2$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $\phi = 30^\circ$  이다. 지진해일파가 안벽에 도달하기 전까지 지진에 의한 영 향만이 존재하며, 이 때의 안전율은 일정한 값을 나타낸다. 이후 지진해일파가 안벽에 도달하는 순간 안전율은 급격히 상승하게 되며, 지진해일파가 월류되면서 안전율은 점차 감소하여 초기치보다 더 낮은 안전율을 나타 낸다. 일례로 Fig. 6.13(a)의  $h_i = 5cm$ 인 경우 초기안전율은 0.92로 약 8초까지 일정한 값을 나타낸다가 지진해 일파가 도달하는 순간 안전율은 최대 1.91까지 상승한다. 이후, 월류한 지진해일파가 안벽의 배후에 작용하게 되면서 안전율은 초기치보다 더 낮은 0.72까지 낮아짐을 확인할 수 있다. 이는 전도(Fig. 6.13(b))에서도 비슷한 경향을 나타낸다.





Fig. 6.13 Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_i$  values.

# (2) 뒷채움재의 지하수위의 영향

Collection @ kmou

Fig. 6.14는 뒷채움재의 초기지하수위와 해안안벽의 높이와의 비  $h_{wd}/H$ 의 변화에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이다.  $h_{wd}/H$ 를 건조한 상태에서 포화상태까지 5단계로 변화시키며,  $h_{wd}/H$ 를 제외한 안전율 변화 에 사용된 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/H = 0.4$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $k_h = 0.2$ ,  $h_i = 6cm$ ,  $r_u = 0.2$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $\phi = 30^\circ$ 이다. 주동상태의 경우는 활동과 전도 모두  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 안전율이 감소하는 경향이 나타나며, 활 동의 경우  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 약 20.6%씩, 전도의 경우  $h_{wd}/H$ 가 증가할수록 약 19.1%씩 감소한다.



Fig. 6.14. Time series of safety factor of the quay wall for various  $h_{wd}$  values.

#### (3) 수직지진가속도계수의 영향

수직지진가속도계수  $k_v$ 의 차이에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 Fig. 6.15에 나타낸다. 안전율 평가에 사용되는 다른 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_h = 0.2, h_i = 6cm, r_u = 0.2, \delta = \phi/2, \phi = 30°$ 이다. 활동의 경우  $k_v$ 가 증가함에 따라 안전율은 약 3.8%씩 감소하는 경향을 나타내며, 전도의 경우  $k_v$ 가 증가하면서 안전율은 약 3.58%씩 감소한다. 이것으로 안벽의 안정성에 수직지진가속도계수의 영향은 미소한 것으로 판단된다.





Fig. 6.15. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_v$  values.

#### (4) 수평지진가속도계수의 영향

Fig. 6.16은 수평지진가속도계수  $k_h$ 의 차이에 따른 안전율의 변화를 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/H = 0.4$ ,  $h_{wd}/H = 0.5$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $h_i = 6cm$ ,  $r_u = 0.2$ ,  $\delta = \phi/2$ ,  $\phi = 30^\circ$ 이다. 활동의 경우  $k_h$ 가 0.1~0.4로 증가함에 따라 30.8%씩 감소하며, 안전율은  $k_h = 0.1$ 인 경우 3.07로 가장 큰 값 을 나타낸다. 전도에 대해서 안전율은  $k_h$ 가 증가함에 따라 25.6%씩 감소하며,  $k_h = 0.1$ 인 경우 1.83로 가장 큰 값을 나타낸다.





Fig. 6.16. Time series of safety factor of the quay wall for various  $k_h$  values.

# (5) 흙의 내부마찰각의 영향

Fig. 6.17은 내부마찰각 φ의 변화에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. φ을 제외한 안전율 평가에 사용된
다른 조건들은 b/H = 0.2, h<sub>wu</sub>/H = 0.4, h<sub>wd</sub>/H = 0.5, k<sub>v</sub> = k<sub>h</sub>/2, h<sub>i</sub> = 6cm, r<sub>u</sub> = 0.2, δ = φ/2, k<sub>h</sub> = 0.2 이다. 활동에 대해 φ가 25°~40°로 증가함에 따라 초기안전율은 0.830~1.167로 증가하며, 이는 각각 13.3%
가량의 증가율을 나타낸다. 또한, 전도에 대해 안전율은 11.9%씩 증가하며, 초기안전율은 0.3~0.42까지 증가한
다.



Fig. 6.17. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\phi$  values.

# (6) 벽마찰각의 영향

Fig. 6.18은 벽마찰각 δ의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. δ을 제외하고 안전율 평가에 사용된 조건들은 b/H = 0.2,  $h_{wu}/H = 0.4$ ,  $h_{wd}/H = 0.5$ ,  $k_v = k_h/2$ ,  $h_i = 6cm$ ,  $r_u = 0.2$ ,  $\phi = 30^\circ$ ,  $k_h = 0.2$ 이다. 활동의 경우 δ가 0에서  $\phi/2$ 으로 증가함에 따라 안전율은 18.7%가 증가하며, 전도의 경우 31.4%가 증가한다.







Fig. 6.18. Time series of safety factor of the quay wall for various  $\delta$  values.

# (7) 간극수압비의 영향

Fig. 6.19는 간극수압비  $r_u$ 의 차이에 따른 안전율 변화를 나타낸 것이다. 안전율 평가에 사용된 조건들은  $b/H = 0.2, h_{wu}/H = 0.4, h_{wd}/H = 0.5, k_v = k_h/2, h_i = 6cm, \delta = \phi/2, \phi = 30^\circ, k_h = 0.2$ 이다.  $r_u = 0.4$ 인 경우 활동에 대해 초기안전율은 1.08이며, 지진해일파가 안벽에 도달하는 8초 이후 2.55로 급격히 증가 하다가 월류 후 점차 감소하여 초기안전율보다 낮은 0.67까지 감소한다.  $r_u$ 가 증가함에 따라 안전율은 약 18.9% 섹 증가한다. 전도의 경우  $r_u = 0.4$ 에서 안전율은 시간에 따라 초기 0.38에서 최대 1.58까지 증가하였다가 0.25 로 감소하며,  $r_u$ 가 증가함에 따라 12.6%씩 증가하는 경향을 나타낸다.


Fig. 6.19. Time series of safety factor of the quay wall for various  $r_u$  values.

# 6.5 결언

본 장에서는 해안안벽의 전면에서 지진해일파력의 작용 및 지진해일파의 월류시에 안벽 배후의 작용력을 수치적인 방법으로 추정하기 위하여 제2장의 3차원혼상류해석법(TOWPM-3D)을 이용하였다. 본 연구에서 지 진과 지진해일파가 동시에 고려된 상황에서 지진해일파가 월류하게 되면 해안안벽의 안전율이 시간적으로 어 떠한 변화를 나타내는가 하는 목적으로 연구를 수행하였다. 또한, 안전율에 영향을 미치는 변수들, 즉 지진해 일파고, 뒤채움재의 지하수위, 수직 · 수평지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등의 변화에 따 른 해안안벽의 안전율 변화를 제시하였다. 그리고, 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 연구로부터 다음과 같은 중요한 사항을 알 수 있었다.



1) 해안안벽의 안전율에 대한 시간이력은 초기 지진에 의한 영향만 존재하므로 안전율은 일정한 값을 보 이며, 수동상태의 경우 지진해일파가 도달하면서 이 때의 힘이 안벽에 활동력으로 작용하게 되고, 안전율은 감 소하게 된다. 이후, 지진해일파가 안벽을 월류하게 되면서 이 힘은 저항력으로 변화게 되고, 안전율은 점차 상 승하여 초기치보다 더 큰 값을 나타냄을 확인하였다. 반면, 주동상태의 경우 해안안벽에 도달한 지진해일파는 저항력으로 작용하게 되어 오히려 안전율은 상승하게 된다. 그러나, 이후 월류한 지진해일파로 인하여 안전율 은 감소하여 초기치보다 더 감소함을 확인하였다. 이로부터 주동적인 상황의 경우 지진 및 지진해일파의 동시 작용하에 해안안벽의 안전율이 초기치보다 떨어지는 경우에는 해안안벽의 파괴로 연결될 수 있다고 판단된다.

2) 지진해일파고, 뒤채움재의 무차원지하수위, 수직 · 수평지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각 및 간극 수압비의 변화에 따른 해안안벽에서 안전율에 대한 시간이력은 지진해일파고의 경우, 지진해일파고가 클수록 안벽에 도달하는 시간이 빨라지며, 안전율 변화가 큰 것으로 나타났다. 내부마찰각, 벽마찰각의 경우 수동상태 와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율이 증가하는 것으로 나타났으며, 반면 수직 · 수평지진가속도계수의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 간극수압비의 경 우 수동상태에 대해 값이 증가할수록 안전율은 감소하나 주동상태에 대해서 안전율이 약간 증가하는 것으로 나타났으며, 뒤채움재의 지하수위의 경우 수동상태에 대해 값이 증가할수록 안전율은 증가하나 주동상태에 대 해 값이 증가할수록 안전율은 감소함을 확인하였다.

3) 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우 수동상태에서 안전율은 활동의 경우 47.92, 전도의 경우 132.7로 지진 및 지진해일파를 고려한 경우보다 높게 나타났으며, 주동상태에서 안전율은 활동의 경우 0.86, 전 도의 경우 0.703으로 지진의 영향만 있는 구간(약 0sec~7sec)보다 높게 나타났으나 지진해일파의 영향으로 안 전율이 높아지는 구간(약 7sec~9sec)에 비해 작은 값을 나타내었다. 또한, 지진, 지진해일파 및 뒤채움재의 지하 수위가 존재하지 않는 경우에 대해 안전율은 수동상태의 경우 활동 및 전도 각각 44.24, 124.86으로 나타났으며, 주동상태의 경우 활동 및 전도 각각 1.23, 0.94로 나타났다.

4) 해안안벽에 지진해일파의 월류를 허용하는 본 장의 경우 수동상태에서 지진해일파는 월류 전의 안전율 을 감소시키는 활동력으로 작용하지만 월류 후의 안전율을 높이는 저항력으로 작용하면서 최종적으로 안벽의 안전율이 증가하였음을 확인하였다. 또한, 주동상태에서 지진해일파는 월류전의 저항력으로 작용하여 안전율 을 증가시키는 반면, 월류 후 활동력으로 작용하면서 최종적으로 안전율을 감소시키는 요인이라는 것을 확인 하였다.



# <참고문헌>

• 이광호, 이상기, 신동훈, 김도삼 (2008), 복수연직주상구조물에 작용하는 비선형파력과 구조물에 의한 비선형파랑변형의 3차원해석. 한국해안해양공학회논문집, 한국해안해양공학회, Vol. 20, No. 1, 1-13.

• 이광호, 하선욱, 이귀섭, 김도삼, 김태형 (2011), 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 안정성 평가. 한국지반공학논문집, Vol. 27, No. 3, 41-54.

• 이광호, 토미타 타카시, 카와사키 코지, 나카므라 토모아키, 스즈키 신고 (2011), 동일본 대지진에 따른 지진해일 피해 현황조사를 다녀와서. 대한토목학회지, Vol. 59, No. 11, 59-66.

 Akiyama, M. and Aritomi, M. (2002), Advanced numerical analysis of two-phase flow dynamics multidimensional flow analysis. corona Publishing Co., LTD. Tokyo, Japan.

• Asakura, R., Iwase, K., Ikeya, T., Takao, M., Kaneto, T., Fujii, N. and Omori, M. (2000), An experimental study on wave force acting on on-shore structures due to overflowing tsunamis. Proc. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 47, 911-915.

 Chakrabarti, S., Husak, A.D., Christiano, P.P., Troxell, D.E. (1978), Development of seismic design criteria for category I cofferdams. Nuclear Engineering and Design., Vol. 45, 277–283.

• Choudhury, D. and Ahmad, S.M. (2007a), Design of waterfront retaining wall for the passive case under earthquake and tsunami. Applied Ocean Reaserch., Vol. 29, 37-44.

Choudhury, D., Ahmad, S.M. (2007b), Stability of waterfront retaining wall subjected to pseudo-static earthquake forces.
 Ocean Engrg., Vol. 34, 1947-1954.

Choudhury, D. and Nimbalkar, S. (2005), Seismic passive resistance by pseudo-dynamic method. Geotechnique. Vol. 55, No. 7, 699-702.

Choudhury, D., Sitharam, T.G., Subba Rao, K.S. (2004), Seismic design of earth retaining structures and foundations.
 Current Science., Vol. 87, 1417-1425.

 Choudhury, D. and Subba Rao, K.S. (2002), Seismic passive resistance in soils for negative wall friction. Canadian Geotechnical Journal., Vol. 39, 971–981.

• Ebeling, R.M. and Morison, E.E.Jr. (1992), The seismic design of waterfront retaining structures. US Army Technical Report ITL-92-11.

• Kim, S., Jang, I., Chung, C., Kim, M. (2005), Evaluation of seismic displacements of quay walls. In: Proceedings of the international conference on geotechnical engineering for disaster mitigation & rehabilitation., 84–93.

• Kramer, S.L. (1996), Geotechnical earthquake engineering. New Jersey : Pearson Education Inc.

• Matsuo, H. and Ohara, S. (1960), Lateral earthquake pressure and stability of quay walls during earthquake. In: Proc. of second world conference on earthquake engineering., 165-173.

• Mononobe, N. and Matsuo, H. (1929), On the determination of earth pressures during earthquakes. In: Proc. of the world engineering congress., 177-185.

• Morrison, E.E. and Ebeling, R.M. (1995), Limit equilibrium computation of dynamic passive earth pressure. Canadian geotechnical Journal., Vol. 32, 481–487.



• Nozu, A., Ichii, K., Sugano, T. (2004), Seismic design of port structures. Journal of Japan Association for Earthquake Engineering., Vol.4, No. 3(special issue), 195–208.

• Okabe, S. (1924), General theory of earth pressure. J of the Japanese Society of Civil Engineers., Vol. 12, No. 1.

• Richeds Jr, R. and Elms, D.G. (1979), Seismic behavior of gravity retaining walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 105, No. 4, 449-469.

• Shuto, N., and Matsutomi, H. (1995), Field survey of the 1993 Hokkaido Nansei-Oki earthquake tsunami. Pure and Appl. Geophysics, 144(3/4), pp. 649-663.

• Westergaard, H.M. (1933), Water pressures on dams during earthquakes transactions. ASCE., Vol. 98, 418-433.

• Yeh, H. (2006), Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 132, No. 6, 496-500.





# 7<sub>장 결론</sub>

본 연구에서는 육상구조물 중에서 육상가옥군, 단일육상가옥 및 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력을, 그리고 비월류시와 월류시 지진해일파력을 포함한 외력의 작용에 의한 해안안벽의 안정성을 논의하였으며, 지진해일파력의 산정에 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)의 의한 3차원수치파동수로를 적용하였다.

육상구조물군에 작용하는 지진해일파력에서는 먼저, 육상에서 전면 구조물의 유무에 따른 그 배후구조물 에서의 파력감쇠효과를 수리실험과 비교하였으며, 단일육상구조물에 작용하는 지진해일파력에서는 해안으로 부터 이격거리에 따른 지진해일파력을 검토하였고, 모두에서 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과의 비교·검토를 통하여 지진해일파력의 산정에 관한 3차원수치해석의 유용성을 검토하였다.

해안안벽의 안정성 평가에서는 안벽을 월류하지 않는 경우와 월류하는 경우를 대상으로 검토하였고, 안정 성 평가는 각각 수동적인 상황과 주동적인 상황에 대해 한계평형상태해석법을 적용하여 수행하였다. 또한, 평 가에서는 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등을 변화시켰으며, 해안안벽 의 안정성에 대해 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다.

이상의 각 장에서 얻어진 중요한 사항을 취합하여 본 논문의 최종결론으로 하여 아래에 기술한다.

# 7.1 육상구조물군에 작용하는 지진해일파력

제3장에서 복수의 육상가옥 및 단일의 육상가옥에 작용하는 지진해일파력과 육상에서 전면 가옥의 유무 에 따른 그 배후 가옥에서의 파력감쇠효과를 제2장의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 검토하고, 더 불어 수리실험결과(Simamora et al., 2007)과 비교·분석하였다. 그리고, 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과의 비교를 통하여 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 확인하였다. 이로부 터 다음과 같은 중요한 사항을 확인하였다.

수치해석결과에서 호안으로부터 이격거리가 멀어지는 경우에 수리실험결과와 다소의 차이를 나타낸다.
 이러한 문제의 원인은 바닥마찰을 고려하지 않아 비감쇠의 흐름속도가 적용되었기 때문으로 판단되며, 향후
 바닥마찰의 영향을 고려한 모형의 개발이 필요하다.

 2) 지진해일파력의 크기는 연안으로부터 육상가옥까지의 거리, 전면 가옥의 유무, 가옥군의 배치방식에 따 라 각각 달라지며, 육상가옥까지의 이격거리보다는 전면 가옥의 유무가 더 크게 영향을 미치는 것을 확인하였
 다.

3) 수치해석에 의한 지진해일파력의 결과는 수리실험의 결과를 잘 재현하고 있는 것으로 나타났다. 비록,



호안으로부터 이격거리가 멀어짐에 따라 바닥마찰의 미고려 등으로 인하여 부분적으로 불일치가 나타나지만 전체적인 경향은 매우 유사하다.

4) 정수압적인 방법으로 지진해일파력을 산정한 경우 Fujima et al.(2009)의 수리실험과 수치해석의 결과 모 두 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉, Tanimoto ea al.(1984)이 제안한 산정식(α=3.3)이 지진해일파력의 산정에 더 유효하다는 것을 알 수 있다. 하지만, 정수압적인 지진해일파력의 평가에는 최대침수심과 α값에 따라 산정되 는 지진해일파력의 변동폭이 크므로 다양한 조건하에서 많은 실험과 수치해석이 수행되어야 할 것이다.

5) 항력만을 고려하는 동수압적인 방법으로 지진해일파력을 산정한 경우 Simamora et al.(2007)이 제시한  $C_D$  값( $C_D$ =1.21)과 수치해석의 평균  $C_D$  값( $C_D$ =1.26)이 유사한 값을 가지며, FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등 에 의한 결과가 지진해일파력을 크게 평가하는 것으로 나타났다. 또한, Fujima et al.(2009)이 제안한 지진해일파 력의 추정에 관한 두 가지 방법에 대해 수치해석이 수리실험결과를 잘 재현하고 있으며, 수리실험결과와 수치 해석결과가 매우 유사한 경향을 가지는 것으로 확인하였다. 또한, 수리실험결과와 수치해석결과를 모두 고려 한 회귀식을 제시하였다.

6) 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일과력을 추정한 경우가 항력만을 고려하여 추정한 지진해일 과력의 경우보다 수치해석으로 추정된 지진해일과력을 더 정도 높게 예측하였다. 이로부터 지진해일과력의 평 가에 항력과 관성력을 동시에 고려하는 추정법이 더 적합한 것으로 판단된다.

1945

# 7.2 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력

제4장에서는 단일의 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력의 해석에 제2장 및 제3장에서와 동일한 수치 해석이론과 3차원수치파동수로를 적용하여 구조물에 작용하는 지진해일파력에 관한 추정법 및 설계기준과의 비교 등을 통하여 지진해일파력에 관한 3차원수치해석의 유용성을 확인하였다. 이로부터 다음과 같은 중요한 사항을 확인하였다.

1) 육상저유탱크에 작용하는 지진해일파력은 全 CASE에서 호안과 구조물과의 이격거리가 멀어지거나
 H<sub>i</sub>/h가 낮을수록 감소하는 것으로 나타났다. 이는 지진해일파가 육상으로 진행하면서 점차 감쇠하여 작용파
 력이 점차 감소하기 때문인 것으로 판단된다.

2) 항력만을 고려하여 추정한 지진해일파력의 평가에서 산정된 항력계수는 全 CASE에서 1.0에 가까운 값을 나타내었으며, 산정된 항력계수로 추정된 최대지진해일파력은 수치해석치를 잘 재현함을 확인하였다. 또한, 추정된 최대지진해일파력을 통해서 C<sub>D1</sub> = 1.2로 주어지는 FEMA-CCM(2005) 및 Yeh(2006, 2007)에 의한 결과



가 다소 크게 평가되고 있음을 확인하였다.

3) 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 지진해일과력을 추정한 경우 관성력에 비해 항력이 지배적이며, 이는 호안과의 이격거리가 증가할수록 더욱 명확히 나타남을 알 수 있었다. 또한, 각 CASE의 항력계수 및 관성 력계수는 H<sub>i</sub>/h가 작을수록 큰 값을 나타내었으나 그 차이는 미소하며, 전체적으로 비슷한 값을 나타내었다.

4) 항력 및 관성력을 동시에 고려하여 추정한 지진해일과력은 항력만을 고려하여 추정된 지진해일과력보 다 수치해석으로부터 추정된 지진해일과력과 더 잘 일치함을 알 수 있었다. 이로부터 지진해일과력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 더 적합한 것으로 판단된다.

# 7.3 지진 및 지진해일파 작용하의 해안안벽의 안정성 평가

제5장에서는 해안안벽에 작용하는 지진과 지진해일파의 영향에 대해 한계평형상태해석법을 적용하여 활 동 및 전도에 대한 해안안벽의 안정성을 평가하였다. 여기서, 지진해일파력의 산정에 대한 제안식(Yeh, 2006; CRATER, 2006)과 제2장에서 기술한 본 연구의 3차원혼상류해석법(TWOPM-3D)으로부터 추정된 지진해일파력 을 적용한 경우에 해안안벽의 안정성을 비교·분석하였다. 또한, 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰 각, 벽마찰각, 간극수압비 등의 변화에 따른 해안안벽의 안전율 변화를 제시하였고, 해안안벽의 안정성에 대해 지진과 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 이로부터 다음과 같은 사항을 확인하였다.

#### 1945

1) 지진에 의하여 해안안벽은 수동적인 상황과 주동적인 상황이 발생할 수 있으며, 각 상황에서 지진해일 파는 안정성에 영향을 미치는 한 요인으로 작용한다. 지진해일파는 수동적인 상황에서 활동력으로 작용하여 안정성을 저하시키는 요인으로 작용하며, 주동적인 상황에서는 저항력으로 작용하여 안정성을 증가시키는 요 인으로 작용하는 것으로 나타났다. 일반적인 경우 주동적인 상황에서 안벽의 파괴가 발생하지만 본 연구에서 는 전술한 가정하에 한계평형상태해석법을 적용하여 실제 현상을 극히 단순화하였으며, 작용하는 힘의 방향, 크기 및 작용점을 고려하였다. 따라서, 본 연구에서는 통상적인 파괴의 상황인 주동적인 상황에서 안전율이 상승하는 현상이 발생한 것으로 판단된다.

2) 지진해일파력의 산정에 기존의 제안식을 사용하는 방법과 3차원혼상류해석법에 의한 수치해석결과를 사용하는 방법을 검토하였으며, 결과적으로 해안안벽의 안정성에 미치는 영향은 유사한 것으로 나타났다. 비 록, 지진해일파고가 증가할수록 두 결과 사이에 약간 차이가 증가하는 것으로 나타났지만 전체적으로는 매우 유사한 것으로 판단된다.

3) 지진해일파고, 수직지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각 및 간극수압비 등을 변화에 따른 해안안벽의



안정성을 평가한 결과를 살펴보면 내부마찰각 및 벽마찰각의 경우 수동적인 상황과 주동적인 상황에서 값이 증가할수록 안정성도 함께 증가하는 것으로 나타났으며, 수직지진가속도계수의 경우에 두 상황에서 값이 증가 할수록 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 지진해일파고 및 간극수압의 경우에 값이 증가할수록 수동적인 상황 에서는 안정성이 감소하며, 주동적인 상황에서는 증가하는 것으로 나타났다.

4) 지진과 지진해일을 고려하지 않은 경우에 수동적인 상황에서 활동 및 전도에 대한 안전율은 각각
52.58, 145.14로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 높은 것으로 나타났으며, 주동적인 상황에서 활동에 대한
안전율은 0.702, 전도에 대한 안전율은 0.668로 지진과 지진해일을 고려한 경우보다 매우 낮게 나타났다.

5) 비록 제한된 안정성해석을 수행한 결과이지만 수동적인 상황에서 지진과 지진해일파가 동시에 작용하는 경우에 해안안벽의 안정성은 현저히 감소한다. 반면, 주동적인 상황에서는 지진해일파는 저항력으로 작용하여 해안안벽의 안정성을 증가시킨다.

# F AND OCE

# 7.4 지진 및 지진해일파의 월류를 고려한 해안안벽의 안정성 평가

제6장에서는 해안안벽의 전면에서 지진해일파력의 작용 및 지진해일파의 월류시에 안벽 배후의 작용력을 수치적인 방법으로 추정하기 위하여 제2장의 3차원혼상류해석법(TOWPM-3D)을 이용하였다. 본 연구에서 지 진과 지진해일파가 동시에 고려된 상황에서 지진해일파가 월류하게 되면 해안안벽의 안전율이 시간적으로 어 떠한 변화를 나타내는가 하는 목적으로 연구를 수행하였다. 또한, 안전율에 영향을 미치는 변수들, 즉 지진해 일파고, 뒤채움재의 지하수위, 수직 · 수평지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각, 간극수압비 등의 변화에 따 른 해안안벽의 안전율 변화를 제시하였다. 그리고, 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우와도 비교하였다. 연구로부터 다음과 같은 중요한 사항을 알 수 있었다.

1) 해안안벽의 안전율에 대한 시간이력은 초기 지진에 의한 영향만 존재하므로 안전율은 일정한 값을 보 이며, 수동상태의 경우 지진해일파가 도달하면서 이 때의 힘이 안벽에 활동력으로 작용하게 되고, 안전율은 감 소하게 된다. 이후, 지진해일파가 안벽을 월류하게 되면서 이 힘은 저항력으로 변화게 되고, 안전율은 점차 상 승하여 초기치보다 더 큰 값을 나타냄을 확인하였다. 반면, 주동상태의 경우 해안안벽에 도달한 지진해일파는 저항력으로 작용하게 되어 오히려 안전율은 상승하게 된다. 그러나, 이후 월류한 지진해일파로 인하여 안전율 은 감소하여 초기치보다 더 감소함을 확인하였다. 이로부터 주동적인 상황의 경우 지진 및 지진해일파의 동시 작용하에 해안안벽의 안전율이 초기치보다 떨어지는 경우에는 해안안벽의 파괴로 연결될 수 있다고 판단된다.

2) 지진해일파고, 뒤채움재의 무차원지하수위, 수직·수평지진가속도계수, 내부마찰각, 벽마찰각 및 간극 수압비의 변화에 따른 해안안벽에서 안전율에 대한 시간이력은 지진해일파고의 경우, 지진해일파고가 클수록

 $1 \ 0 \ 1$ 

안벽에 도달하는 시간이 빨라지며, 안전율 변화가 큰 것으로 나타났다. 내부마찰각, 벽마찰각의 경우 수동상태 와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율이 증가하는 것으로 나타났으며, 반면 수직·수평지진가속도계수의 경우 수동상태와 주동상태 모두 값이 증가할수록 안전율은 감소하는 것으로 나타났다. 또한, 간극수압비의 경 우 수동상태에 대해 값이 증가할수록 안전율은 감소하나 주동상태에 대해서 안전율이 약간 증가하는 것으로 나타났으며, 뒤채움재의 지하수위의 경우 수동상태에 대해 값이 증가할수록 안전율은 증가하나 주동상태에 대 해 값이 증가할수록 안전율은 감소함을 확인하였다.

3) 지진 및 지진해일파를 고려하지 않은 경우 수동상태에서 안전율은 활동의 경우 47.92, 전도의 경우 132.7로 지진 및 지진해일파를 고려한 경우보다 높게 나타났으며, 주동상태에서 안전율은 활동의 경우 0.86, 전 도의 경우 0.703으로 지진의 영향만 있는 구간(약 0sec~7sec)보다 높게 나타났으나 지진해일파의 영향으로 안 전율이 높아지는 구간(약 7sec~9sec)에 비해 작은 값을 나타내었다. 또한, 지진, 지진해일파 및 뒤채움재의 지하 수위가 존재하지 않는 경우에 대해 안전율은 수동상태의 경우 활동 및 전도 각각 44.24, 124.86으로 나타났으며, 주동상태의 경우 활동 및 전도 각각 1.23, 0.94로 나타났다.

4) 해안안벽에 지진해일파의 월류를 허용하는 본 장의 경우 수동상태에서 지진해일파는 월류 전의 안전율 을 감소시키는 활동력으로 작용하지만 월류 후의 안전율을 높이는 저항력으로 작용하면서 최종적으로 안벽의 안전율이 증가하였음을 확인하였다. 또한, 주동상태에서 지진해일파는 월류전의 저항력으로 작용하여 안전율 을 증가시키는 반면, 월류 후 활동력으로 작용하면서 최종적으로 안전율을 감소시키는 요인이라는 것을 확인 하였다.

# <참고문헌>

• FEMA-CCM (2005), Coastal Construction Manual. FEMA 55 Report, Edition 3, FEMA, USA.

• Fujima, K., Achmad, F., Shigihara, Y., and Mizutani, N. (2009), Estimation of Tsunami force Acting on Rectangular Structures. J. of Disaster Research. Vol. 4, No. 6, pp. 404-409.

• Simamora, C., Shigihara, Y., and Fujima, K. (2007), Experimental study on tsunami forces acting on structures. J. of Coastal Engrg., JSCE, Vol. 54, pp. 831-835.

• Tanimoto, K., Tsuruya, H., and Nakano, S. (1984), Experimental study of tsunami force and investigation of the cause of sea wall damages during 1983 Nihonkai chubu earthquake. Proc. of 31th Japanese Conf. on Coastal Engrg., JSCE, pp. 257-261.

• Yeh, H. (2006), Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engrg, ASCE, Vol. 132, No. 6, pp. 496-500.

• Yeh, H. (2007), Design tsunami forces for onshore structures. J. of Disaster Research, Vol. 2, No. 6, pp. 1-6.



# 감사의 말씀

해양수산부 공무원으로 직장생활을 하면서 부끄럽지만 이처럼 박사학위논문을 완성하기까지 제 주위의 많은 분들의 도움으로 가능하였기에 그 분들에게 한없이 고마운 마음을 간직하면서 최종논문을 탈고하였습니다.

우선, 학문적으로 미숙한 저에게 박사학위 수여를 위한 논문 작성에 아낌없는 가르침과 지도 편달을 해주신 지도 교수님인 김도삼 교수님께 감사의 인사를 올립니다.

초라하고 부족한 논문임에도 불구하고, 소중한 충고와 조언으로 저의 학위논문을 심사해 주신 배기성 교수님, 신 문섭 교수님, 경갑수 교수님, 이광호 교수님. 세심한 배려와 관심 속에서 그나마 논문이 완성되었음을 가슴에 새기 며 감사의 마음을 드립니다.

특히, 후배라는 이유로 논문 작성 과정에 저에게 많은 도움을 주었던 이광호 교수에게 글로써나마 고맙다는 말을 전합니다. 그리고, 논문을 준비하는 과정에 힘이 되어주고, 도움을 준 해안공학연구실의 백동진, 배주현, 이준형님 에게도 감사를 드립니다. 또한, 이번에 같이 최종논문을 탈고하게 된 김동욱 전무님. 졸업시험 및 논문 심사일정 등 하나하나 챙겨주셔서 감사합니다.

더불어, 작은 영광이지만 저의 이 기쁨을 함께 나누고 싶은 분들이 있습니다. 학업에서 학위논문에 이르기까지 관 심과 배려를 해주신 항만국, 세월호 후속대책 추진단 등 직장 동료들께 깊은 감시를 드리며, 한 분 한 분 모두의 앞 날에 무궁한 영광과 건승을 기원드립니다.

또한, 6남매의 막내 아들을 위해 지금까지 고생하신 아버님과 어머님, 멀리서 저를 걱정해준 형님, 형수님, 누님, 자 형들에게 감사드리며,

마지막으로, 97년 결혼하여 현재까지 옆에서 묵묵히 나의 버팀목이 되어준 사랑히는 아내 유은영, 이제 고 3이 되는 큰딸 채희, 우리집의 웃음 바이러스 지윤, 영원한 우리집 막내 채원이와 이 보람과 기쁨을 함께 나누고자 합니다.

저의 곁에 있는 많은 여정의 동반자분들의 도움으로 이 논문과 박사과정의 연구를 무사히 마칠 수 있었습니다. 오 늘의 끝은 곧 내일의 시작이라는 신념으로 끊임없는 새로운 도전에 나서겠습니다. 이 자리를 빌어 다시 한번 모든 분들게 감사의 인시를 드립니다.

2017년 12월 28일

이 귀 섭올림

