



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

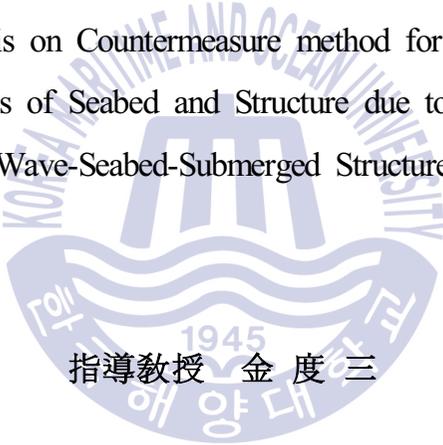
이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

工學碩士 學位論文

파랑-해저지반-잠재의 상호작용에 따른
지반과 구조물의 동적응답 및 액상화
대책에 관한 수치해석

Numerical analysis on Countermeasure method for Liquefaction and
Dynamic Responses of Seabed and Structure due to the Interaction of
Wave-Seabed-Submerged Structure



指導教授 金 度 三

2017年 2月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

柳 興 源

본 논문을 류홍원의 공학석사 학위논문으로 인준함.

위원장 : 김태형



위원 : 경갑수



위원 : 김도삼



2017년 2월

한국해양대학교 대학원

목 차

List of Tables	iv
List of Figures	v
List of Photos	x
Abstract	xi
제 1 장 서론	
1.1 연구의 배경과 목적	1
1.2 연구의 구성과 개요	2
1.3 파랑에 의한 해저지반내 간극수압과 액상화의 개요	3
1.3.1 해저지반내 간극수압	4
1.3.2 해저지반의 액상화	5
1.3.3 잔류간극수압에 의한 액상화와 다짐	6
References	7
제 2 장 수치해석 이론	
2.1 2D-NIT모델의 개요	9
2.2 FLIP모델의 개요	11
References	14
제 3 장 수치해석의 검증	
3.1 해석해(Yamamoto et al., 1978)	15
3.2 수리모형실험(Mizutani et al., 1998) 및 수치해석(Jeng et al., 2013)	19
References	23
제 4 장 규칙파-해저지반-잠재의 상호작용에 의한 해저지반과 구조물의 동적응답	
4.1 서언	25
4.2 계산조건	27

4.3 구조물 및 해저지반의 동적응답	28
4.3.1 구조물의 동적응답	28
4.3.2 해저지반의 동적응답	
(1) 간극수압	32
(2) 간극수압비	34
(3) 간극수압비의 공간분포	37
4.4 결언	38
References	39

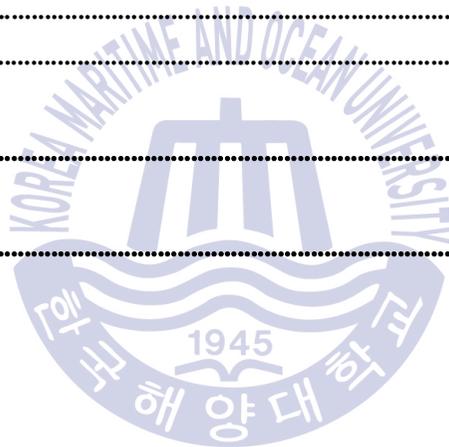
제 5 장 불규칙파-해저지반-잠제의 상호작용에 의한 해저지반과 구조물의 동적응답

5.1 서언	43
5.2 계산조건	44
5.3 불규칙파랑의 조파	45
5.4 구조물 및 해저지반의 동적응답	
5.4.1 구조물의 동적응답	
(1) 동적변위	46
(2) 동적변위에 대한 주파수스펙트럼 분석	50
5.4.2 해저지반의 동적응답	
(1) 간극수압	52
(2) 간극수압에 대한 주파수스펙트럼 분석	55
(3) 간극수압비	57
(4) 간극수압비의 공간분포	60
5.5 결언	61
References	62

제 6 장 잠제하 해저지반에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석

6.1 서언	65
6.2 계산조건	66
6.3 규칙파동장에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석	
6.3.1 구조물의 동적변위	68
6.3.2 해저지반의 동적응답	
(1) 간극수압	73

(2) 간극수압비	76
(3) 간극수압비의 공간분포	81
6.4 불규칙과동장에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석	
6.4.1 구조물의 동적응답	
(1) 동적변위	82
(2) 동적변위에 대한 주파수스펙트럼 분석	88
6.4.2 해저지반의 동적응답	
(1) 간극수압	90
(2) 간극수압에 대한 주파수스펙트럼 분석	94
(3) 간극수압비	95
(4) 간극수압비의 공간분포	101
6.5 결론	103
References	104
제 7 장 결론	105
감사의 글	109



List of Tables

Table 3.1.	Soil properties (Silt & Clay).	16
Table 3.2.	Wave characteristics.	16
Table 3.3.	Soil properties in numerical simulation.	20
Table 4.1.	Soil properties for silty-sand in this numerical analysis.	28
Table 5.1.	Soil properties for silty-sand in this numerical analysis.	45
Table 6.1.	Properties for silty-sand, submerged breakwater and concrete mat in this numerical analysis.	67
Table 6.2.	Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$.	70
Table 6.3.	Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$.	72
Table 6.4.	Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$.	85
Table 6.5.	Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$.	87

List of Figures

Fig. 1.1.	Elastic deformation of the seabed soil under a progressive wave(Sumer, 2014).	5
Fig. 1.2.	Schematic description of oscillatory and residual(buildup) pore-water pressures(Sumer, 2014).	5
Fig. 1.3.	Schematic description for time series of residual pore pressure at depth z (Sumer, 2014).	7
Fig. 2.1.	Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.	10
Fig. 2.2.	Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).	11
Fig. 2.3.	Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(lai et al., 1992a, 1992b).	14
Fig. 3.1.	Finite element mesh for FLIP model.	17
Fig. 3.2.	Time history of dynamic wave pressure on seabed.	17
Fig. 3.3.	Comparison of non-dimensional effective stress between Yamamoto model and FLIP model.	18
Fig. 3.4.	Comparison of non-dimensional excess pore water pressure between Yamamoto model and FLIP model.	19
Fig. 3.5.	Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models.	20
Fig. 3.6.	Comparison between measured and calculated free surface elevations.	21
Fig. 3.7.	Comparison between measured and calculated pore water pressure.	22
Fig. 4.1.	Mechanism of wave-induced oscillatory and residual pore water pressures(Jeng et al., 2006).	26
Fig. 4.2.	Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models (P1~P15: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)	27
Fig. 4.3.	Time histories of horizontal displacement according to variations of incident wave height, period and N value.	30
Fig. 4.4.	Time histories of vertical displacement according to variations of incident wave height, period and N value.	31
Fig. 4.5.	Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$.	32
Fig. 4.6.	Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.	32
Fig. 4.7.	Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.	32
Fig. 4.8.	Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=3$.	33
Fig. 4.9.	Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=5$.	34

Fig. 4.10.	Time histories of pore water pressure ratio at the point P2.	35
Fig. 4.11.	Time histories of pore water pressure ratio at the point P8.	36
Fig. 4.12.	Time histories of pore water pressure ratio at the point P14.	37
Fig. 4.13.	Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=0.5m$, $T=10s$.	38
Fig. 4.14.	Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=0.5m$, $T=15s$.	38
Fig. 4.15.	Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.	38
Fig. 4.16.	Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=15s$.	38
Fig. 5.1.	Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models. (P1~P15: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)	44
Fig. 5.2.	Comparison of target and measured wave profiles.	46
Fig. 5.3.	Comparison of target and measured frequency spectrums.	46
Fig. 5.4.	Time histories of horizontal displacement according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.	47
Fig. 5.5.	Time histories of vertical displacement according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.	48
Fig. 5.6.	Comparison of time histories of horizontal displacement between regular and irregular waves.	49
Fig. 5.7.	Comparison of time histories of vertical displacement between regular and irregular waves.	49
Fig. 5.8.	Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.	50
Fig. 5.9.	Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.	51
Fig. 5.10.	Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.	51
Fig. 5.11.	Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.	51
Fig. 5.12.	Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=3$.	53
Fig. 5.13.	Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=5$.	54
Fig. 5.14.	Pore water pressure spectrum according to variations of wave period and vertical position in seabed for $N=3$.	56
Fig. 5.15.	Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=3$.	58

Fig. 5.16.	Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=5$.	59
Fig. 5.17.	Comparison of time histories of pore water pressure ratio between regular waves and irregular waves.	60
Fig. 5.18.	Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.	60
Fig. 5.19.	Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.	61
Fig. 6.1.	Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models. (P1~P27: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)	67
Fig. 6.2.	Time history of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	69
Fig. 6.3.	Time history of vertical displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	70
Fig. 6.4.	Time history of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.	71
Fig. 6.5.	Time vertical of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.	72
Fig. 6.6.	Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75m$, $N=3$.	73
Fig. 6.7.	Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25m$, $N=3$.	74
Fig. 6.8.	Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75m$, $N=5$.	75
Fig. 6.9.	Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25m$, $N=5$.	76
Fig. 6.10.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=3$, $H=0.5m$, $T=10s$.	78
Fig. 6.11.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=3$, $H=0.5m$, $T=15s$.	79
Fig. 6.12.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.	79
Fig. 6.13.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=3$, $H=3.0m$, $T=15s$.	79
Fig. 6.14.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25m$, $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.	80
Fig. 6.15.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25m$, $N=3$, $H=3.0m$, $T=15s$.	80
Fig. 6.16.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$.	80
Fig. 6.17.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=5$, $H=3.0m$, $T=15s$.	81

Fig. 6.18.	Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the concrete mat is not.	81
Fig. 6.19.	Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 6m.	82
Fig. 6.20.	Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 9m.	82
Fig. 6.21.	Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 12m.	82
Fig. 6.22.	Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	83
Fig. 6.23.	Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	84
Fig. 6.24.	Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.	86
Fig. 6.25.	Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.	87
Fig. 6.26.	Comparison of time histories of displacement between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12m$) for $N=3$.	88
Fig. 6.27.	Horizontal displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $N=3$.	89
Fig. 6.28.	Vertical displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.	89
Fig. 6.29.	Horizontal displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $N=3$.	90
Fig. 6.30.	Vertical displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $N=3$.	90
Fig. 6.31.	Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75m$, $N=3$.	91
Fig. 6.32.	Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25m$, $N=3$.	92
Fig. 6.33.	Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75m$, $N=5$.	93
Fig. 6.34.	Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25m$, $N=5$.	94
Fig. 6.35.	Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=0.75m$, $N=3$.	95
Fig. 6.36.	Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=2.25m$, $N=3$.	95
Fig. 6.37.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=3$, $H_{1/3}=0.5m$, $T_{1/3}=10s$.	97
Fig. 6.38.	Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75m$, $N=3$, $H_{1/3}=0.5m$, $T_{1/3}=15s$.	97

- Fig. 6.39.** Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$. 98
- Fig. 6.40.** Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$. 98
- Fig. 6.41.** Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$. 98
- Fig. 6.42.** Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$. 99
- Fig. 6.43.** Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$. 99
- Fig. 6.44.** Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$. 99
- Fig. 6.45.** Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$. 100
- Fig. 6.46.** Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$. 101
- Fig. 6.47.** Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ when the concrete mat is not. 102
- Fig. 6.48.** Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ when the length of concrete mat is 6m. 102
- Fig. 6.49.** Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ when the length of concrete mat is 9m. 102
- Fig. 6.50.** Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ when the length of concrete mat is 12m. 102

List of Photos

- Photo 1.1.** Failure of quay walls at Malaga and Barcelona in Spain(José and Vicente, 2011). 2
- Photo 6.1.** Concrete mattresses. 66



Numerical analysis on Countermeasure method for Liquefaction and Dynamic Responses of Seabed and Structure due to the Interaction of Wave-Seabed-Submerged Structure

by

Heung-Won Ryu

Department of Civil and Environmental Engineering

Graduate School

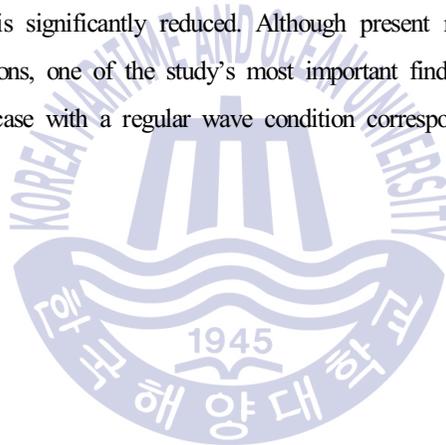
Korea Maritime and Ocean University

Abstract

In case of the seabed around and under gravity structures such as submerged breakwater is exposed to a large wave action long period, the excess pore pressure will be generated significantly due to pore volume change associated with rearrangement soil grains. This effect will lead a seabed liquefaction around and under structures as a result from decrease in the effective stress. Under the seabed liquefaction occurred and developed, the possibility of structure failure will be increased eventually. In this study, to evaluate the liquefaction potential on the seabed quantitatively, numerical analysis was conducted using the expanded 2-dimensional numerical wave tank model and the finite element elasto-plastic model. Under the condition of the regular/irregular wave field, the time and

spatial series of the deformation of submerged breakwater, the pore water pressure (oscillatory and residual components) and pore water pressure ratio in the seabed were estimated. Although present results are based on a limited number of numerical simulations, one of the study's most important findings is that a more safe design can be obtainable when analyzing case with a regular wave condition corresponding to a significant wave of irregular wave.

Also, This study suggested a concrete mat for preventing the seabed liquefaction near the submerged breakwater. The concrete mat was mainly used as a countermeasure for scouring protection in riverbed. According to installation of the concrete mattress, the time and spatial series of the deformation of submerged breakwater, the pore water pressure, and the pore water pressure ratio in the seabed were investigated. Their results were also compared with those of the seabed unprotected with the concrete mat. The results presented were confirmed that the liquefaction potential of seabed under the concrete mattress is significantly reduced. Although present results are based on a limited number of numerical simulations, one of the study's most important findings is that a safer design can be obtained when analyzing case with a regular wave condition corresponding to a significant wave of the irregular wave.



1장 서론

1.1 연구의 배경과 목적

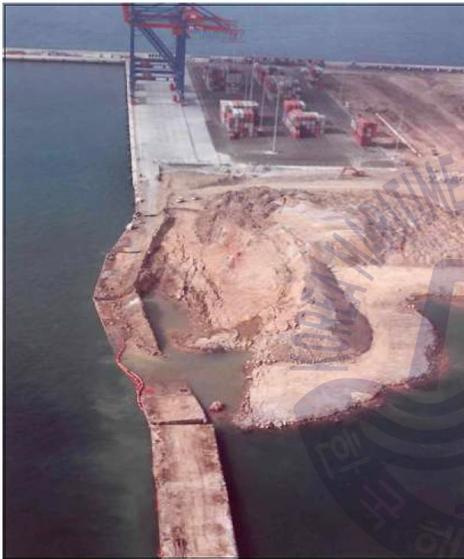
근래, 해역공간의 이용과 연안방재 차원으로 직립제, 경사제 혹은 혼성제로 대별되는 방파제가 건설되어 왔지만 해면상으로 돌출되는 방파제의 특성 때문에 해수교환의 차단에 따른 연안역의 수질악화라는 문제가 수반된다. 따라서 이러한 단점을 보완하면서 표사제어에도 대응 가능한 수중구조물인 잠제가 많이 계획 및 설치되고 있으며, 이에 따른 연구도 활발히 진행되고 있다. 일반적으로 잠제는 지반개량없이 이형블록이나 사석으로 실향질 모래지반상에 건설되는 경우가 많고, 설치 후 지반침하 및 이형블록이나 사석의 이탈 등으로 인하여 계획된 천단수심보다 깊어져 파랑제어기능 및 이에 따른 표사제어기능도 저하되는 현상이 발생되고 있다.

한편, 태풍 등에 의한 고파랑이 장시간에 걸쳐 지속되는 경우 잠제와 같은 해안구조물 및 해저지반은 반복적이고 지속적인 고파랑하중을 받게 된다. 이러한 동적 고파랑하중의 작용이 장시간 지속되는 경우 해저지반 내에서는 과잉간극수압의 증가와 유효응력의 감소로 인하여 지반지지력이 감소되고, Photo 1.1에 나타내는 바와 같이 중국에는 고파랑에 의한 지반액상화가 발생되어 지저지반의 침하에 의한 구조물의 파괴로 이어질 수 있다.

잠제를 대상으로 고파랑에 의한 지반거동을 다룬 연구로는 대표적으로 투수성의 강체지반(Kim, 2007) 및 Biot의 3차원압밀이론(Biot, 1941)에 기초한 탄성지반(Mostafa et al., 1999; Jeng et al., 2013)에 대한 해석을 각각 들 수 있다. 여기서, 투수성의 강체지반에서는 진동간극수압만이 대상으로 되고, 구조물의 변위, 잔류간극수압, 유효응력 및 액상화 등과 같이 해저지반의 파괴에서 중요한 지반응답 요소가 해석되지 않는다. 또한, 탄성지반에서는 토립자의 재배열에 따른 전단응력의 변화와 이에 따른 잔류간극수압 및 액상화를 해석할 수 없는 단점이 있다.

본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델(Lee et al., 2013)로부터 동일한 파고와 주기를 가지며 장시간 지속되는 고파랑환경 하에 해저지반 및 잠제표면에 작용하는 시간변동의 동과압을 산정하고, 그 결과를 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 외력으로 적용하여 잠제의 동적변위를 검토하며, 더불어 해저지반 내에서 진동 및 잔류간극수압과 간극수압비로부터 해저지반의 액상화 가능성을 입사파의 파고, 주기 및 해저지반의 N 값의 변화에 따라 고찰한다.

해안 및 해양구조물 하부의 해저지반에 고파랑이 장시간 작용하는 경우 흙이 체적 변화를 일으키는 과정에서 발생하는 수압 중 정수압을 초과한 과잉간극수압(진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 합)이 크게 발생할 수 있고 이어지는 유효응력의 감소에 따라 해저지반에 액상화가 발생될 수 있다. 따라서, 본 연구에서는 잠제 주변에 세굴을 방지하는데 사용되는 콘크리트 매트 를 설치하여 잠제의 동적변위와 간극수압비를 비교하여 액상화 가능성을 정량적으로 검토하고자 한다.



(a) Quay at Malaga(2004)



(b) Quay at Barcelona(2007)

Photo 1.1. Failure of quay walls at Malaga and Barcelona in Spain(José and Vicente, 2011).

1.2 연구의 구성과 개요

본 연구는 7장으로 구성되며, 각 장의 내용은 다음과 같다.

1) 제 1장에서는 본 연구의 배경 및 목적에 대하여 서술하고, 연구의 구성 및 파랑에 의한 해저지반내 간극수압과 액상화의 개요에 대하여 간단히 기술한다.

2) 제 2장에서는 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank) model에 기초하여 자유수면을 추적하고, 월파현상 및 고파랑에 대한 파랑특성을 예측할 수 있는 수치모델로 규칙파

뿐만 아니라 불규칙파에 대한 검토도 가능한 2D-NIT model과 지진동에 따른 지반거동과 액상화를 정밀하게 해석하고 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델인 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program) model의 이론적인 배경을 기술한다.

3) 제 3장에서는 2D-NIT & FLIP model의 검증을 위해 해석해(Yamamoto et al., 1978)와 수리모형실험(Mizutani et al., 1998), 수치해석(Jeng et al., 2013)을 비교 및 검토한다.

4) 제 4장에서는 규칙파-해저지반-잡재의 상호작용에 의한 해저지반과 구조물의 동적응답으로부터 잡재의 동적변위 및 해저지반내 간극수압과 간극수압비의 시공간적인 변화를 정량적으로 평가한다.

5) 제 5장에서는 불규칙파-해저지반-잡재의 상호작용에 의한 해저지반과 구조물의 동적응답으로부터 잡재의 동적변위 및 해저지반내 간극수압과 간극수압비의 시공간적인 변화를 정량적으로 평가한다.

6) 제 6장에서는 액상화 방지대책으로 잡재 주변의 세굴을 방지하는 콘크리트 매트를 설치하여 구조물 주변 해저지반의 액상화 방지를 규칙파랑과 불규칙파랑에 대하여 잡재의 동적변위 및 해저지반내 간극수압과 간극수압비의 시공간적인 변화를 정량적으로 평가한다.

7) 제 7장에서는 이상으로부터 도출된 중요한 사항을 요약하여 본 논문의 결론으로 한다.

1.3 파랑에 의한 해저지반내 간극수압과 액상화의 개요

본 절에서는 해저지반내에서 과잉간극수압(정수압을 초과하는 간극수압으로 파에 의한 동압으로부터 발생된다) 및 액상화에 대한 개요를 기술한다.

지반공학 용어에서 액상화는 개개 토립자 사이에 유효응력이 사라지고, 이로 인하여 물-저질의 혼합물 전체가 유체처럼 거동하는 흙의 상태를 일컫는다. 이의 경우 지반은 저항력을 상실하므로 상부 중력식구조물은 파괴된다. 매설파이프라인은 지반액상화로 해저지반의 표면으로 부상될 수 있고, 경우에 따라 침하될 수도 있다.

1.3.1 해저지반내 간극수압

진행파가 해저지반상을 통과할 때 지반내에서는 두 종류의 간극수압, 즉 진동간극수압과 잔류간극수압이 발생한다. 다음의 Fig. 1.1(b)에 나타내는 바와 같이 진행파의 파봉하 저면상에서는 (+)의 간극수압(지반에 대하여 압축)을, 파곡하에서는 (-)의 간극수압(지반에 대하여 팽창)을 작용시킨다. 따라서, 해저지반내의 임의지점은 해저면에 작용하는 동파압과 동일하게 (+)와 (-)의 간극수압이 주기적으로 나타나며, 이를 진동간극수압(oscillatory pore-water pressure)이라고 부른다. 일반적으로 진동간극수압은 해저면에서 제일 큰 값을 나타내고, 지반내 깊이가 깊어짐에 따라 소산되는 특징을 나타낸다. 특히, 불포화지반인 경우는 약간의 기포를 포함하고 있으므로 포화지반의 경우보다 간극수압이 깊이에 따라 매우 빠르게 소산된다.

다음으로, Fig. 1.1(c)에 나타내고 있는 바와 같이 파-지반의 경계면은 수면변동과는 180°의 위상차가 발생하며, 이로 인하여 지반내에 전단응력이 발생하게 된다. 이러한 전단응력은 파가 지속됨에 따라 주기적으로 변하며, 토립자들이 초기에 느슨하게 다져져 있다면 주기적인 전단응력과 그와 관련된 지반내 전단변형으로 지반내 간극체적이 감소되면서 점차적으로 토립자가 재배열될 것이다. 따라서, 간극수에 압력을 가하게 되고, 비배수지반의 경우 간극수압의 누적으로 이어질 것이다. 이와 같이 누적되는 간극수압을 잔류간극수압(residual pore-water pressure)이라고 부른다.

여기서, 진동간극수압과 잔류간극수압은 개별적으로 나타나는 것이 아니고 동시에 나타나며, 이를 시간변동과 함께 나타낸 것이 다음의 Fig. 1.2(그림에서 σ'_0 는 초기평균유효연직응력, p_{max} 는 잔류간극수압의 최대치, p 는 간극수압, t 는 시간이다)이다.

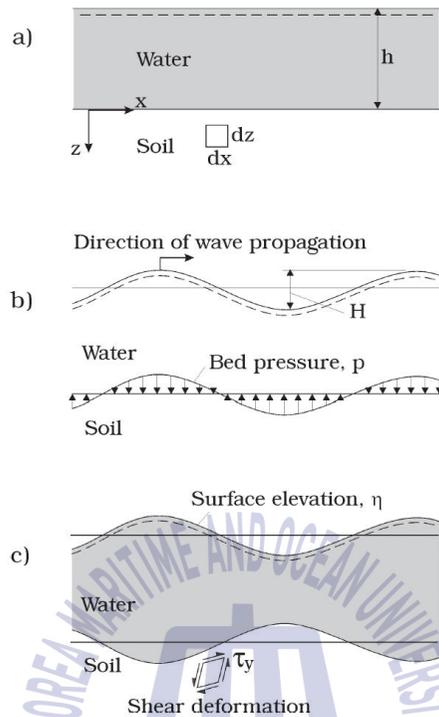


Fig. 1.1. Elastic deformation of the seabed soil under a progressive wave(Sumer, 2014).

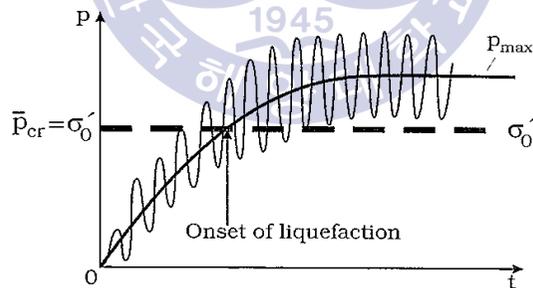


Fig. 1.2. Schematic description of oscillatory and residual (buildup) pore-water pressures(Sumer, 2014).

1.3.2 해저지반의 액상화

파동에 의한 지반액상화는 다음과 같은 두 다른 메커니즘에 의해 주로 발생된다.

- (1) 간극수압의 누적, 즉 잔류간극수압에 의한 잔류액상화(residual liquefaction)
- (2) 파곡 통과시 지반에서 상방연직압력(진동간극수압)경사에 의한 순간액상화

(momentary liquefaction)

먼저, 잔류액상화를 기술한다. 잔류간극수압의 형성에서 기술한 바와 같이 점차적으로 누적된 간극수압(잔류간극수압)은 상재압을 초과하는 단계(Fig. 1.3에서 $\bar{p}_{cr} = \sigma'_0$)에 도달할 수 있다. 이러한 마지막 상황에서 토립자는 비구속되어 완전히 자유롭게 될 것이며, 흙은 마치 액체와 같이 움직이기 시작할 것이다. 이 과정을 잔류액상화로 부른다.

그리고, 순간액상화는 전술한 진동간극수압의 연직분포에서 나타난 바와 같이 완전포화토에서는 거의 발생되지 않고, 지반내 기포가 함유된 불포화토에서 발생된다. 불포화토의 경우는 지반 깊이에 따른 압력경사가 대단히 클 수 있고, 특히 해지면 근방에서 대단히 클 수 있다. 따라서, 파곡의 통과시 해지면 근방에서는 상당한 크기의 양압이 발생할 수 있다는 것을 의미한다. 이 양압이 지반의 수중중량을 초과한다면 지반은 파괴될 것이고, 결과적으로 액상화될 것이다. 이러한 종류의 액상화를 순간액상화로 칭한다(여기서 파곡 통과시 짧은 기간에 걸쳐 액상화가 발생하며, 나머지 파주기 동안의 지반은 비액상화상태에 있다. “순간”이라는 용어는 액상화가 대단히 ‘짧은 기간’에 발생한다는 것을 의미한다).

1.3.3 잔류간극수압에 의한 액상화와 다짐

액상화는 전술한 바와 같이 순간액상화와 잔류액상화로 분류되지만, 발생메커니즘은 상이하다. 일반적으로 순간액상화는 불포화토에서 상향압력경사가 큰 해지면 근방에서 발생하지만, 액상화 깊이는 크지 않다. 반면에, 해지지반내 전단응력의 변화에 따른 간극수압의 누적으로 발생하는 잔류액상화는 해지면 근방에서는 작고, 저면깊이가 깊을수록 커지는 경향이 있고, 액상화에 의한 지반파괴는 주로 잔류액상화에 의한 경우가 대부분이다.

다음에 나타내는 Fig. 1.3은 해지의 임의깊이 z 에서 시간에 따른 잔류간극수압의 시간이력을 나타낸 것이다. 파랑의 내습과 더불어 과잉간극수압이 증가하기 시작한다(Fig. 1.3에서 A). 과잉간극수압의 증가에 따라 상향압력경사가 발생되며, 누적된 압력은 불투수면 저면에서 가장 크고, 상향압력경사를 발생시키는 해지면에서 가장 작다. 이러한 압력경사는 액상화된 지반에서 간극수를 상방으로 이동시킨다. 반면에 토립자는 서로 접촉하기 시작할 때까지 수중에서 침강한다. Fig. 1.3의 B에서 액상화가 시작되고, 짧은 동안에 간극수압은 최대치에 도달하며, 퇴적이 멈출 때까지 간극수압에서 실질적으로 변화는 없고, 저질입자가 접촉되는 다짐이 시작된다. 그러나 다짐 시작 후 어느 정도 시간 동안 과잉간극수압에서 실질적인 변화가 없을 것이다. 따라서 실제 다짐은 Fig. 1.3에서 D와 C 사이의 어딘가에서 시작될 것이다. 간극수가 지반으로부터 배수됨에

따라 과잉간극수압은 지속적으로 소산될 것이다(Fig. 1.3에서 F).

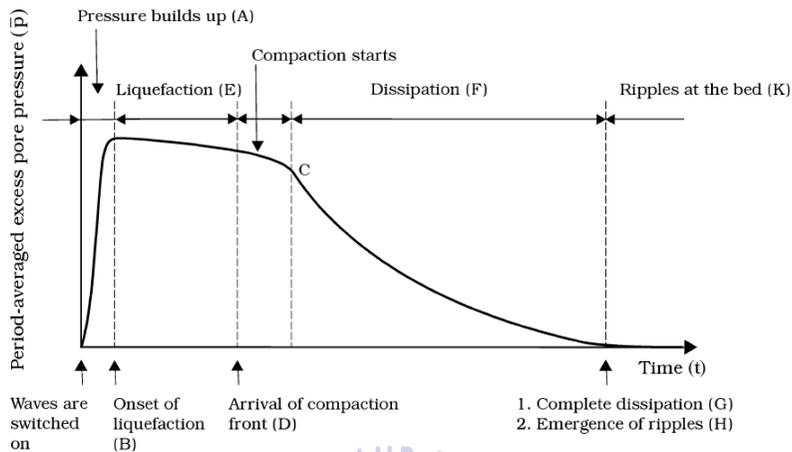


Fig. 1.3 Schematic description for time series of residual pore pressure at depth z (Sumer, 2014).

다짐의 결과로 해저면은 지속적으로 하향으로 이동할 것이다. 여기서 한 가지 중요한 점은 과잉간극수압이 완전히 소산되는 시간(Fig. 1.3에서 G)과 해저면에 다짐경계면이 도달하는 시간이 일치한다는 것이다.

References

- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation, *J. of Applied Physics*, 12, 155-165.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundation*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 16-20.
- Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S., & Liu, P.F. (2013). An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures : Model verifications and applications. *Coastal Engineering*, 72, 1-19.
- José, M. C. and Vicente, N. (2011). Failures of harbour walls at Malaga and Barcelona, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 70(1), 1-6.
- Kim, C.H. (2007). Nonlinear dynamic responses of soil in seabed and wave field around coastal-ocean structures under the wave action, Doctor thesis, Korea Maritime and Ocean Univ., 139p.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC

- generation system considering sea water exchange, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 25(3), 128-137.
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. and Iwata, K. (1998). Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. *Coastal Engineering*, 33, 177-202.
- Mostafa, A. M., Mizutani, N. and Iwata, K. (1999). Nonlinear wave, composite breakwater, and seabed dynamic interaction. *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, ASCE, 125(2), 88-97.
- Sumer, B.M. (2014). Liquefaction around marine structures, World Scientific, 453.
- Yamamoto, T., Koning, H., Sllmeijer, H. and Van Hijum, E. (1978). On the response of a poroelastic bed to water waves, *J. of Fluid Mechanics*, 87, 193-206.



2장 수치해석 이론

2.1 2D-NIT모델의 개요

복잡한 자유경계면 거동을 효과적으로 추적할 수 있는 VOF법(Hirt and Nichols, 1981)이 제안된 이후에 자유경계면을 취급하는 많은 학문분야에서 이를 활용한 연구가 활발하게 진행되어 왔다 (예로, CDIT, 2001). 특히, VOF법은 쇄파과정 및 쇄파후의 파형변형과 같이 자유수면이 극심하게 변형되는 형상을 수치적으로 고정도로 재현할 수 있어 해안공학분야에서도 VOF법을 활용한 다양한 수치모델이 제안되고 있다. VOF법은 격자내에 분포시킨 유체율 함수를 통해 자유수면을 추적하는 수치기법이므로 이를 해안공학분야에 적용하는 경우에는 파랑의 전달과 반사를 정확하게 모의할 수 있는 효과적인 무반사조건을 포함한 경계조건 및 수치조파수법이 수반되어야 한다. Fig. 2.1은 본 연구의 2D-NIT모델의 적용을 위한 수치파동수조를 나타내며, 그림에서는 조파를 위한 조파소스 및 무반사를 위한 감쇠영역 등이 주어지고, 감쇠영역의 폭 L_a 는 무반사조건을 실현하기 위하여 충분히 길 필요가 있다. 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)은 기존의 2차원수치 파동수로모델을 불규칙파동장으로 확장한 모델로, 자유표면의 해석모델에 VOF법을, 난류모델에는 $k-\epsilon$ 모델을 각각 적용하고 있다. 기초방정식은 2차원비압축성의 점성유체를 대상으로 한 연속식 및 Navier-Stokes방정식을 PBM (Porous Body Model; Sakakiyama and Kajima, 1992)에 근거하여 확장한 다음의 식(2.1)-(2.3)으로 주어진다.

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_v S_p \quad (2.1)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = & -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - D_x u - R_x + S_u \end{aligned} \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = & -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - D_z w - R_z + S_z - \gamma_v g \end{aligned} \quad (2.3)$$

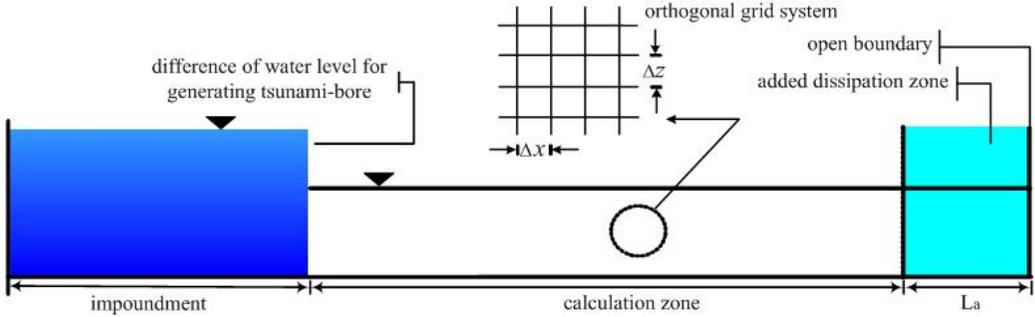


Fig. 2.1. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.

여기서, t 는 시간, x, z 는 수평 및 연직좌표, u, w 는 x, z 방향의 유속성분, ρ 는 유체밀도, p 는 압력, ν_e 는 분자동점성계수와 와점성계수의 합, g 는 중력가속도, λ_ν 는 체적공극율, λ_x, λ_z 는 x, z 방향의 면적공극율, D_x, D_z 는 경계에서 반사파의 제어를 위해 설치한 스폰지층에서의 에너지감쇠 계수, S_ρ, S_u, S_w 는 해석영역내의 조파를 위한 소스항이다. 한편, $\lambda_\nu, \lambda_x, \lambda_z$ 는 투과층내에 관성력 계수를 도입하여 구조물로부터 받는 관성력효과를 나타낸 파라미터로 식(2.4)와 같이 표현되고, R_x, R_z 는 투과층에서의 저항력으로 식(2.5)와 같이 주어진다.

$$\begin{cases} \lambda_\nu = \gamma_\nu + (1 - \gamma_\nu) C_M \\ \lambda_x = \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\ \lambda_z = \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M \end{cases} \quad (2.4)$$

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \\ R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \end{cases} \quad (2.5)$$

여기서, C_M 은 관성력계수, C_D 는 항력계수, $\Delta x, \Delta z$ 는 x, z 방향의 격자크기이다.

VOF함수 F 는 유체의 체적율로 $0 \leq F \leq 1$ 의 범위를 가지며, $F=1$ 의 경우는 유체셀, $F=0$ 의 경우는 기체셀, $0 < F < 1$ 의 경우는 표면셀로 판정하여 자유수면을 추적하며, 다음의 이류방정식에 의해 VOF함수가 이류된다.

$$\gamma_\nu \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = S_f \quad (2.6)$$

여기서, S_f 는 해석영역내의 조파소스에 의해 부가되는 항이다.

2.2 FLIP모델의 개요

FLIP모델은 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델(Lai et al., 1992a, 1992b)이며, 이 모델에서는 원형고정경계를 Fig. 2.2와 같은 전단변형영역과 무한개의 가상스프링 경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 여기서, 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력-변형률관계를 잘 묘사할 수 있다.

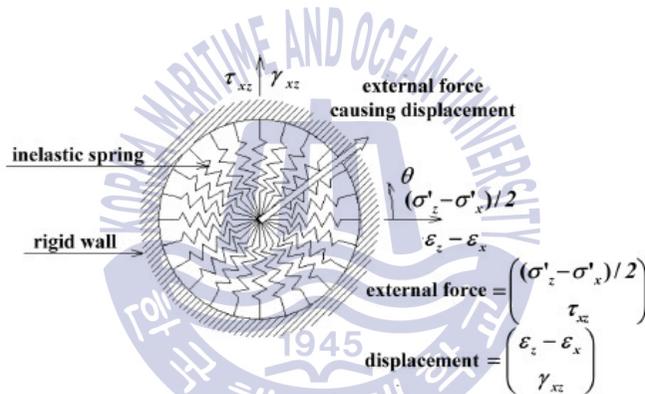


Fig. 2.2. Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).

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

$$\begin{cases} \{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xz}\} \\ \{\epsilon\}^T = \{\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xz}\} \end{cases} \quad (2.7)$$

여기서, $\{\sigma'\}$ 는 유효응력, $\{\epsilon\}$ 은 변형률을 나타낸다.

구성방정식은 기본적으로 식(2.8)과 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (2.8)$$

여기서, $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력증분, $\{d\varepsilon\}$ 는 변형률증분, $[D]$ 는 다음의 식(2.9)로 정의되고, $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다음의 식(2.10)으로 주어지는 다일러턴시에 따른 체적변형률증분을 각각 나타낸다.

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\} + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)}\{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (2.9)$$

$$\{d\varepsilon_p\} = \{d\varepsilon_p/2, d\varepsilon_p/2, 0\} \quad (2.10)$$

여기서, K 는 반력계수, $R_{L/U}^{(i)}$ 은 접선전단계수, $\sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)}\{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T$ 는 다중전단메커니즘으로, 각 메커니즘 $i = 1, 2, 3, \dots, I$ 는 각각 단순전단메커니즘으로 나타나며, 각각의 단순전단평면의 각도는 $\theta/2$ 이다. x 축에 관련된 접선전단계수는 복원력 특성과 쌍곡선의 응력-변형관계를 나타낸다. 그리고, 식(2.9)의 우변에서 $\{n^{(0)}\}$ 은 방향벡터, $\{n^{(i)}\}^T$ 은 다중전단메커니즘의 방향벡터로 각각 다음의 식으로 정의된다.

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1, 1, 0\} \quad (2.11)$$

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos\theta_i, -\cos\theta_i, \sin\theta_i\} \quad \text{for } i = 1, 2, \dots, I \quad (2.12)$$

여기서,

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta_i \quad \text{for } i = 1, 2, 3, \dots, I \quad (2.13)$$

$$\Delta\theta_i = \pi/I \quad \text{for } i = 1, 2, 3, \dots, I \quad (2.14)$$

과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와의 관계로부터 산정되고, (+)다일러턴시의 영향은 Iai et al.(1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 2.3의 액상화프론트(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에

의해 유발되는 반복변동(cyclic mobility) 및 액상화거동을 재현할 수 있으며, 그의 정식화는 다음과 같이 주어진다.

$$S = S_0 \quad \text{for } r \leq r_3 \quad (2.15)$$

$$S = S_2 \sqrt{(S_0 - S_2) + \{(r - r_3)/m_1\}^2} \quad \text{for } r > r_3 \quad (2.16)$$

여기서,

$$r_2 = m_2 S_0 \quad (2.17)$$

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (2.18)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1 \quad (2.19)$$

여기서, S_0 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며, m_1 은 파괴선의 기울기, 전단저항각 ϕ'_f 는 $m_1 = \sin \phi'_f$ 에 의해 정의된다. m_2 는 상태변형(phase transformation)각도 ϕ'_p 로부터 $m_2 = \sin \phi'_p$ 로 정의되고, m_3 는 $m_3 = 0.67m_2$ 로 정의되는 상태변형선의 기울기로, 하나의 영역에서 다른 영역으로 자연스럽게 변형되기 위한 것이며, 실제 응력경로 형태와의 조화에 의해 결정된다. 그리고, Fig. 2.3에서 S 는 비배수상태에 대한 일정구속압에서 유효응력변화를 의미하고, r 은 전단응력비이며, 후술하는 초기유효응력은 $\sigma'_0 = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{z0})/2$ 로 정의된다.

이상에서는 지반거동해석 프로그램인 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 이론적인 배경의 개요를 기술하였으며, FLIP모델에 의한 수치해석결과를 지진시 구조물의 손상에 대한 예측결과와 비교 및 검토로부터 충분히 검증되었다(Sawada et al., 2000; Ozutsumi et al., 2002; Iai et al., 1992a, 1992b).

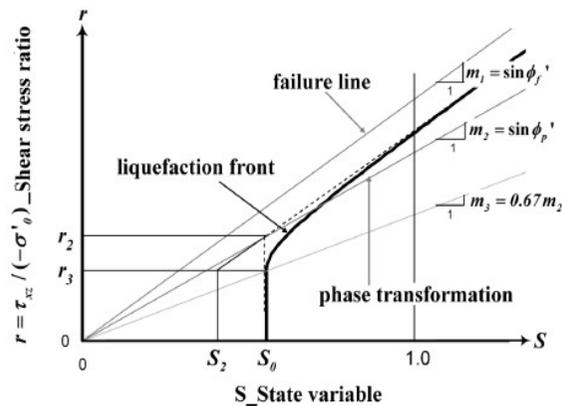


Fig. 2.3. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio (Iai et al., 1992a, 1992b).

References

- CDIT(2001). Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, 12.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries, *J. of Computational Physics*, 39, 201-225.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundation*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 16-20.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC generation system considering sea water exchange, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 25(3), 128-137.
- Ozutsumi, O., Sawada, S., Iai, S., Takeshima, Y., Sugiyama, W. and Shimasu, T. (2002). Effective stress analysis of liquefaction-induced deformation in river dikes, *J. of Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, 22, 1075-1082.
- Sakakiyama, T. and Kajima, R. (1992). Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, *Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE*, 1517-1530.
- Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S. (2000). Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay wall: analysis by "FLIP", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Eng.*, No.2486.
- Towata, I. and Ishihara, K. (1985). Modeling soil behaviour under principal stress axes rotation, *Proceeding of the 5th Intl. Conference on Numerical Method in Geomechanics*, 1, 523-530.

3장 수치해석의 검증

3.1 해석해(Yamamoto et al., 1978)

FLIP 모델은 지진의 경우에는 실현장의 설계와 문제해결에 널리 사용되고 있지만, 아직까지 고파랑의 파동장하에서 파동으로 인한 지반내 액상화문제에 적용된 예는 거의 없는 것으로 판단되며, 파랑하중하 지반내 진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 발생메커니즘은 지진의 경우와 동일하므로(Seed et al., 1975) 파동으로 인한 지반액상화의 문제해결에 그의 적용성이 기대된다. 진행파동장하 해저지반 표면에 작용하는 시간변동의 파압(미소진폭파이론)을 FLIP의 외력으로 적용하여 산출된 수치해석결과와 기존의 해석해(Yamamoto, 1978)를 비교 및 검토하였다.

해저지반과 상부파동장이 접하는 경계면상에서 시간변동의 압력은 Bernoulli의 에너지보존방정식으로부터 다음과 같이 산정된다.

$$P_0 = -\rho gz + \rho g \frac{H}{2} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (3.1)$$

여기서, H 는 입사파고, k 는 파수, h 는 수심이다. 식 (3.1)로부터 진행파동장하 해저지반 표면에 작용하는 시간변동의 파압을 산정하여 이를 FLIP모델의 해저지반상에 외력치로 하였으며, 산출되는 과잉간극수압(진동성분)과 유효응력 등의 수치해석결과의 타당성을 검증하기 위하여 기존의 해석해(Yamamoto et al., 1978)와 비교한다.

먼저, Fig. 3.1은 지반 폭 11.2m, 지반 깊이 10m, 수심 0.6m의 FLIP모델에 적용되는 유한요소격자망이며, 지반은 Table 3.1의 Silt & Clay의 물성치가 적용되었다. Fig. 3.2는 Table 3.2의 진행파 특성치를 식 (3.1)에 대입하여 산정한 FLIP모델에서 해저지반 표면 적용되는 외력파압의 시계열이다. FLIP모델에서는 제시된 지반물성치 이외에 액상화 파라미터의 값이 요구된다. 여기서, Yamamoto모델에서는 표면에서 모래표류와 파랑에 의한 모래지반의 액상화를 피하기 위해서 파고와 파형경사를 적게 하였으므로 FLIP모델에 적용되는 외력파압 산정 시에도 파고와 파형경사를 작게 하였으며, 따라서 액상화 파라미터 값도 모두 0으로 가정하였다. Biot의 3차원압밀이론(Biot, 1941)에 기초하여 흙골격에 다공성탄성체를, 간극수에 압축성을, 그리고 간극수의 흐름에 등방성과 Darcy법칙을 적용하고 있는 Yamamoto et al.(1978)에 의한 해석결과와 FLIP모델에 의한 수치해석결과를 비교한 것이 Fig. 3.3~3.4이다. 그림에서 완전포화된 무한깊이의 수평지반을 대상

으로 하는 Yamamoto모델에 의한 무차원최대수평 및 연직유효응력, 그리고 무차원과잉간극수압은 다음의 식으로 주어진다(Yamamoto et al., 1978).

$$\frac{\sigma'_x}{P_0} = -\frac{\sigma'_z}{P_0} = kz e^{-kz} e^{i(kx + \omega t)} \quad (3.2)$$

$$\frac{P}{P_0} = e^{-k'z} e^{i(kx + \omega t)} \quad (3.3)$$

여기서, σ'_x 는 수평유효응력, σ'_z 는 연직유효응력, p_0 는 해저면상에서 파의 최대동압을 각각 나타내며, k 는 파수, $i = \sqrt{-1}$, ω 는 각주파수, k' 는 다음의 식으로 정의되는 상수이다.

$$k'^2 = k^2 + i \frac{\gamma}{K'} \omega \left\{ \frac{n}{K'} + \frac{1 - 2\nu}{2(1 - \nu)G} \right\} \quad (3.4)$$

여기서, γ 는 간극수의 단위중량, K' 는 겉보기체적계수, n 은 공극율, ν 는 흙의 Poisson비, G 는 흙의 전단계수를 각각 나타낸다.

식 (3.2)로부터 수평 및 연직무차원최대유효응력 $|\sigma'_x/p_0|$, $|\sigma'_z/p_0|$ 은 파수 k , 즉 주기와 수심만의 함수로 나타나지만, 무차원최대과잉간극수압은 식 (3.4)에서 정의되는 k' 의 함수로 주어진다는 것을 알 수 있다. 여기서, 지반의 깊이에 따른 수평 및 연직무차원최대유효응력의 연직최대치는 다음의 식으로 주어지는 연직위치에서 발생된다는 것을 간단한 연산으로 알 수 있다.

$$kz = 1 \quad (3.5)$$

Table 3.1. Soil properties (Silt & Clay).

	Shear modulus	Bulk modulus	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle
Silt & Clay	4.8×10 ³ kPa	1.9×10 ⁶ kPa	0.45	0.469	15°

Table 3.2. Wave characteristics.

Wave type	h (m)	H (m)	T (s)
Progressive wave	0.6	0.05	1.0

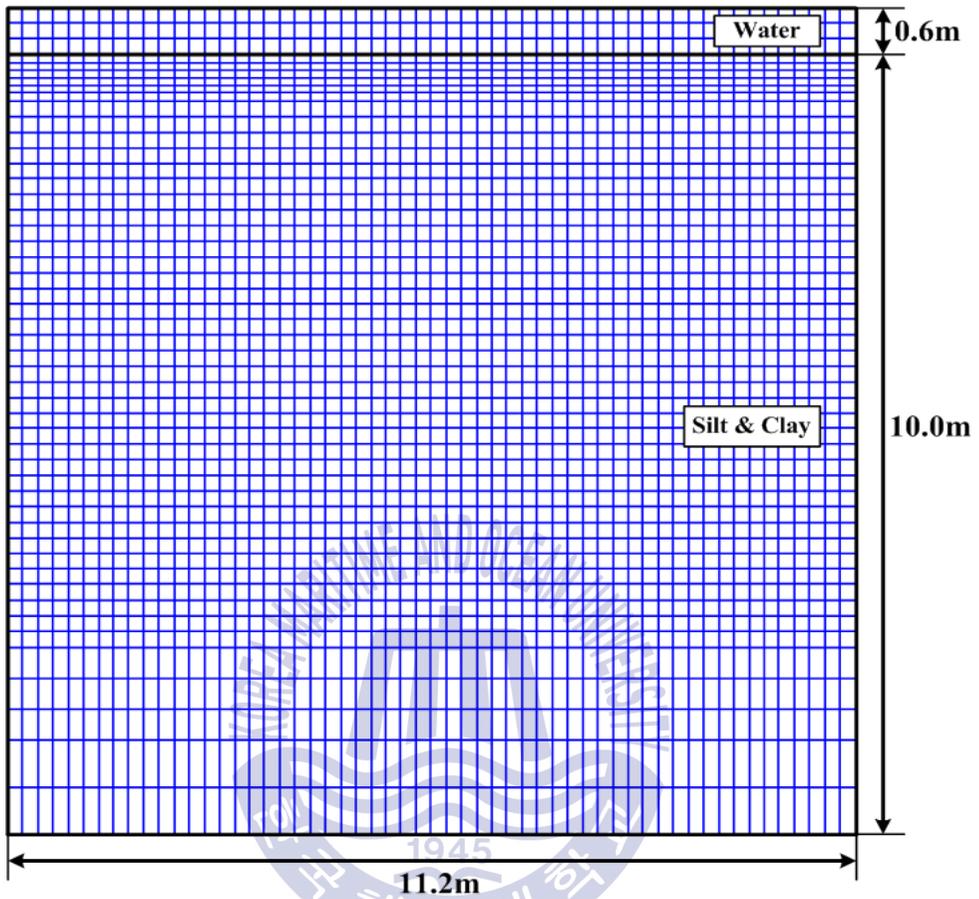


Fig. 3.1. Finite element mesh for FLIP model.

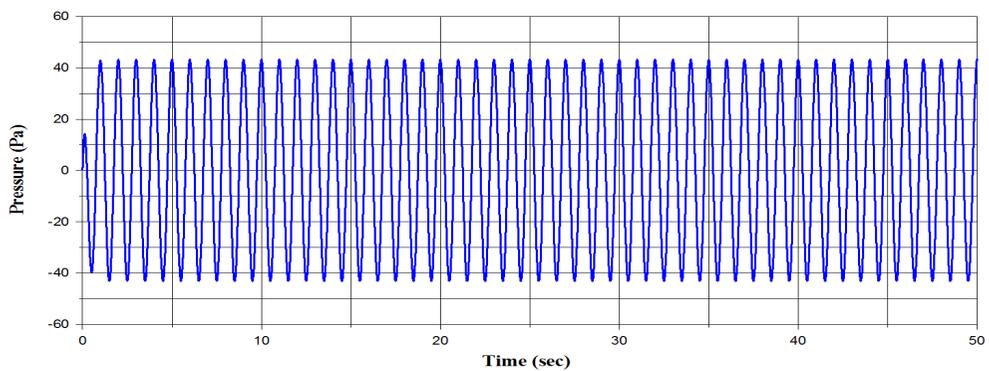


Fig. 3.2. Time history of dynamic wave pressure on seabed.

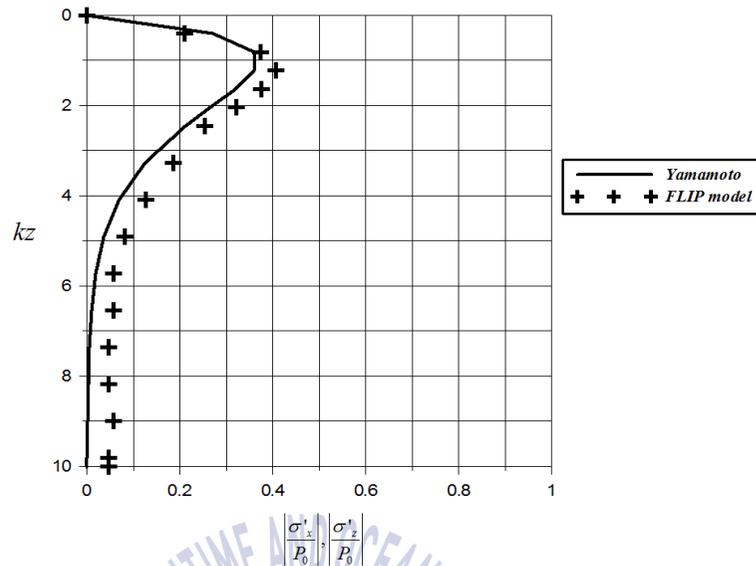


Fig. 3.3. Comparison of non-dimensional effective stress between Yamamoto model and FLIP model.

식 (3.2)와 식 (3.3)에 나타난 결과가 Fig. 3.3의 Yamamoto모델의 결과에 반영되어 있다. 즉, $kz = 0$ (해저지반표면)으로부터 $kz \approx 1$ 지점까지 $|\sigma'_x/p_0|$, $|\sigma'_z/p_0|$ 은 점차 커지고, 최대 수평 및 연직유효응력의 값은 $kz = 1$ 에서 발생한다. $kz = 1$ 의 결과를 식 (3.2)에 대입하면 무차원최대유효응력의 최대치는 0.36788로 산정되며, 이는 Fig. 3.3에서 나타난 Yamamoto모델의 결과로부터 확인할 수 있다. $kz > 1$ 구간은 감소하는 경향을 나타내며 무차원최대유효응력의 값이 점차적으로 0의 값에 가까워지는 것을 알 수 있다.

한편, Table 3.1의 조건하에 산정된 FLIP모델의 결과를 살펴보면 무차원최대연직유효응력이 $kz = 1$ 의 근방에서 연직최대치가 나타나고, $kz = 1$ 을 중심으로 연직방향의 상하로 갈수록 감소하는 경향은 Yamamoto모델의 경우와 동일하지만, 연직방향에 대해 전체적으로 Yamamoto모델의 경우보다 약간 큰 값을 나타낸다. 두 모델에서 이러한 차이는 기본적으로 지반내에서 흩골격을 대한 거동이론의 차이에 기인하는 것으로 판단된다. 즉, Yamamoto모델은 지반내 흩골격을 다공성탄성체로 가정함으로써 무차원최대유효응력이 흩의 물성치와 관계없는 결과를 나타내지만, 실질적으로 다공성탄성체라기보다 FLIP모델에서 고려하는 탄소성체에 가까운 거동을 나타낼 것이므로 흩의 물성치가 결과치에 다소 영향을 미친 것으로 판단된다.

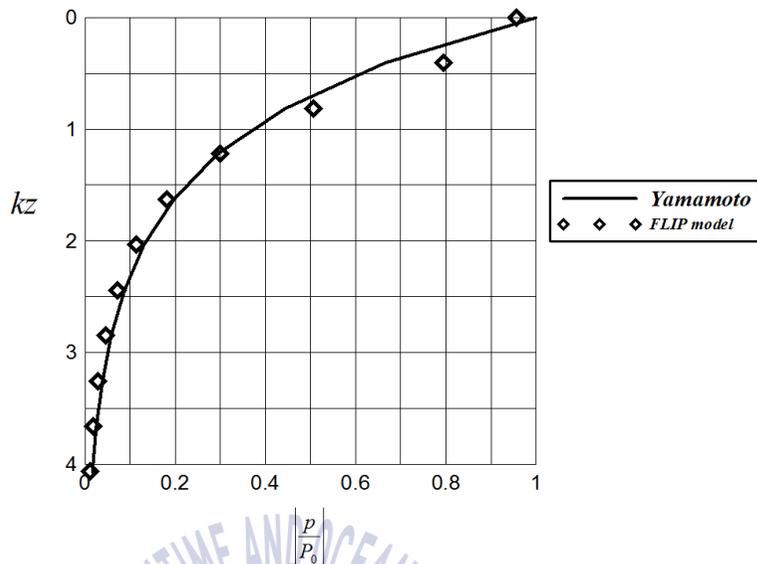


Fig. 3.4. Comparison of non-dimensional excess pore water pressure between Yamamoto model and FLIP model.

3.2 수리모형실험(Mizutani et al., 1998) 및 수치해석(Jeng et al., 2013)

본 연구에서는 2D-NIT & FLIP모델로부터 산정되는 직립안벽과 해저지반의 동적거동에 대한 계산정도를 검증하기 위하여 모래지반상의 진행파동으로 인한 지반내 과잉간극수압과 수위변동을 수리모형실험으로부터 측정된 Mizutani et al.(1998)에 의한 결과와 파동장과 지반거동의 해석에 각각 VARANS방정식(Hsu and Liu, 2002)과 Biot방정식(Biot, 1941)을 적용한 PORO-WSSI II에 의한 Jeng et al.(2013)의 수치해석결과와 비교·검토한다. Figs. 3.6와 3.7에는 Mizutani et al.(1998)의 실험 및 Jeng et al.(2013)의 수치해석을 본 수치해석결과와 비교한 예이다. 이 때, 입사파의 파고는 $H=3\text{cm}$, 주기는 $T=1.4\text{s}$ 이고, 정수심은 $d=0.3\text{m}$ 이다. 잠제의 제원은 Fig. 3.5에 주어져 있고, 해저지반의 물성치는 Table 3.3과 같다. 여기서, FLIP모델에서는 Table 3.3에서 제시된 물성치 이외에 액상화파라미터가 요구되지만 여기서 모두 0으로 가정되었다. 이는 해저지반이 모래만으로 구성되어 시립분이 포함되어 있지 않기 때문이며, 또한 Mizutani et al.(1998)과 Jeng et al.(2013)의 해석에서는 진동간극수압만을 대상으로 하고 있고, 장시간의 파랑하중 하의 지반거동에서 나타나는 잔류간극수압을 해석하지 않기 때문이다.(지반거동의 해석에 Biot방정식만을 적용하는 경우에는 잔류간극수압이 산정되지 않는다.)

먼저, Fig. 3.6에서는 2D-NIT모델의 검증차원에서 Fig. 3.5의 (a)~(d)지점에서 수위변동 η 를 입사파고 H 로 나눈 무차원 수위변동을 나타내며, 그림에서 흰 원은 Mizutani et al.(1998)에 의한 실험치, 파란 실선은 Jeng et al.(2013)에 의한 수치계산치, 붉은 실선은 본 2D-NIT모델에 의한 수치

계산치를 각각 나타낸다. 그림으로부터 잠제의 우측 (c)와 (d)지점에서는 기존의 해석결과들과 약간의 차이가 있지만 전체적으로 잠제로 인한 비선형파의 형성 및 발달과 파봉분열과 같은 수면 변동이 잘 일치한다. Fig. 3.7은 FLIP모델의 검증차원에서 Fig. 3.5에서 주어진 잠제내의 간극수압 측정점 (A) 및 해저지반내의

간극수압 측정점 (B)-(D)에서 간극수압 p_s 를 입사파에 의한 동압 ρgH (여기서, g 는 중력가속도)로 나눈 무차원간극수압(진동성분)의 시계열을 나타낸다. 그림으로부터 잠제내의 측정점 (A)에서 산정 및 측정된 무차원간극수압의 경우 본 결과치가 기존의 실험치 및 수치해석치와 미소한 차이를 나타내지만 전반적으로 실험치를 잘 재현하고 있는 것으로 판단된다.

이상의 수위변동에서 본 수치해석치가 Mizutani et al.(1998)에 의한 실험치와 약간의 차이를 나타내는 것은 실험치의 경우 모래지반상에 잠제를 설치한 상태에서 수위변동이 측정되었고, 반면에 본 계산치의 경우는 불투성의 강체지반상에 설치된 잠제를 대상으로 하였기 때문인 것으로 판단된다.

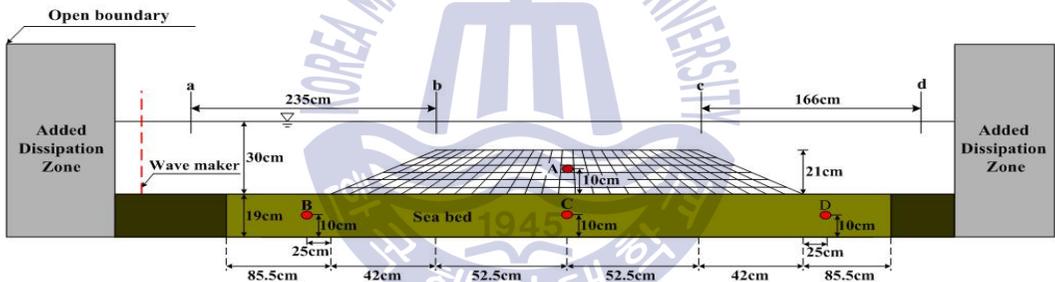
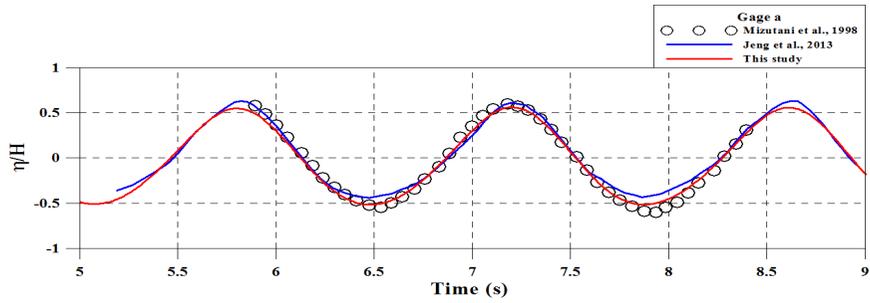


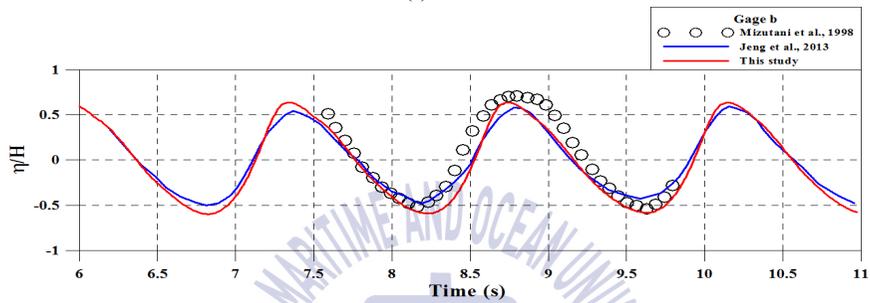
Fig. 3.5. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models.

Table 3.3. Soil properties in numerical simulation.

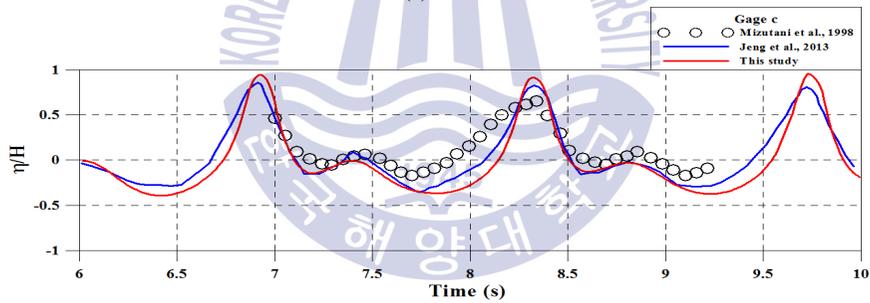
	Shear modulus	Bulk modulus	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle
Seabed	$5.0 \times 10^5 \text{ kPa}$	$1.304 \times 10^5 \text{ kPa}$	0.33	0.30	38°
Submerged breakwater	$1.0 \times 10^6 \text{ kPa}$	$1.590 \times 10^5 \text{ kPa}$	0.24	0.33	45°



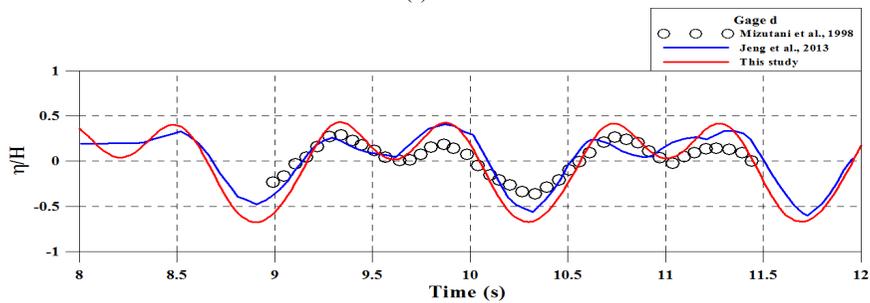
(a) Point a



(b) Point b



(c) Point c



(d) Point d

Fig. 3.6. Comparison between measured and calculated free surface elevations.

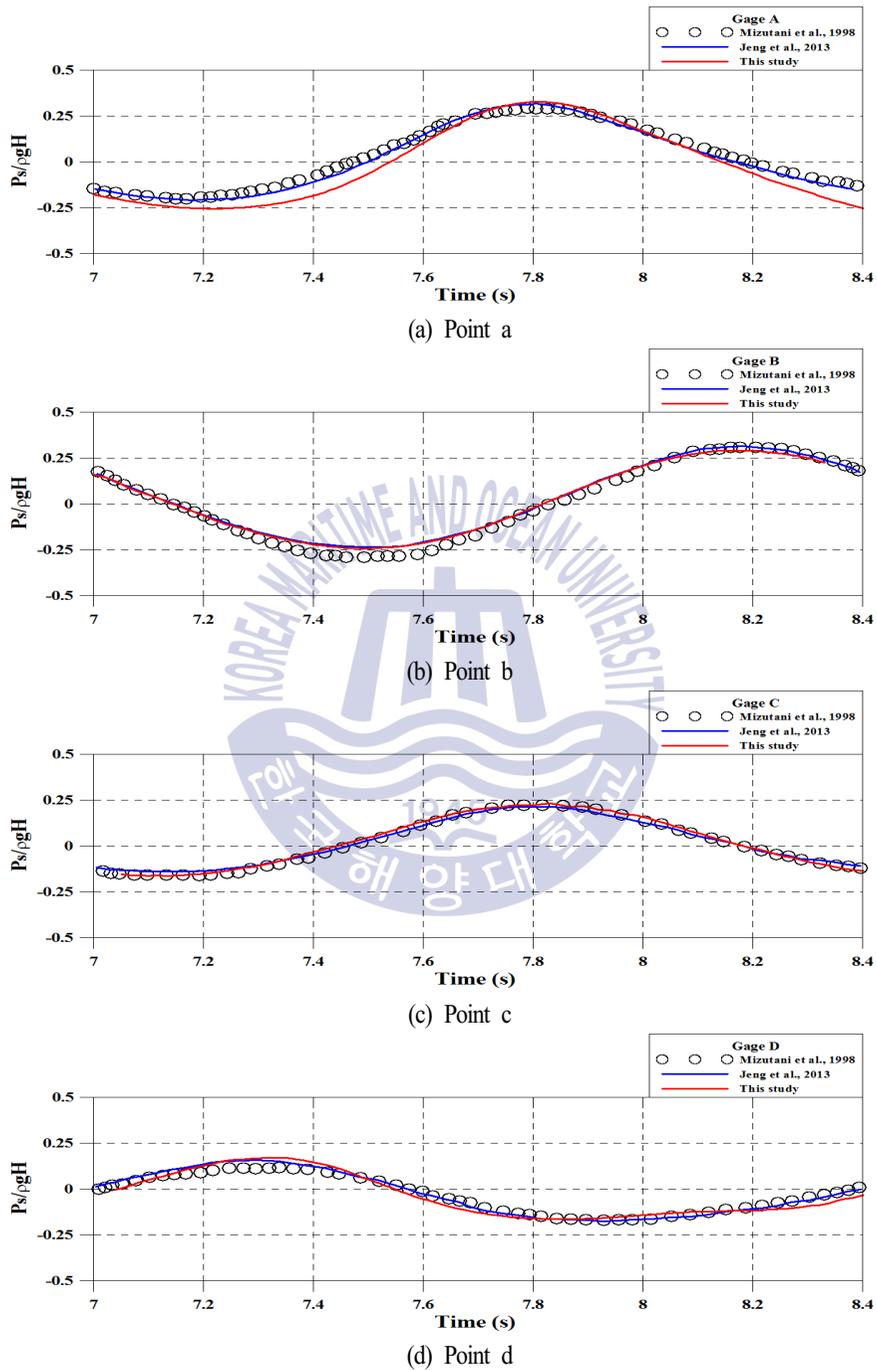


Fig. 3.7. Comparison between measured and calculated pore water pressure.

References

- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation, *J. of Applied Physics*, 12, 155-165.
- Hsu, T.J., Sakakiyama, T., and Liu, P.L.F. (2002). A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater. *Coastal Engineering*, 46(1), 25-50.
- Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S., & Liu, P.F. (2013). An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures : Model verifications and applications. *Coastal Engineering*, 72, 1-19.
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. and Iwata, K. (1998). Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. *Coastal Engineering*, 33, 177-202.
- Seed, H.B., Martin, P. O. and Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressure during soil liquefaction, Report EERC 75-26, Univ. of California, Berkeley, California.
- Yamamoto, T., Koning, H., Sllmeijer, H. and Van Hijum, E. (1978). On the response of a poroelastic bed to water waves, *J. of Fluid Mechanics*, 87, 193-206.





4장 규칙파-해저지반-잠제의 상호작용에 의한 해저지반과 구조물의 동적응답

4.1 서언

다양한 해안지형과 해저지반을 갖는 우리나라에서 잠제와 같은 해안구조물 근방에서 연안지역의 지형과 지반의 특성 및 파랑과 흐름의 성질에 따라 자연적 및 인위적인 요인들이 복잡하게 작용하여 국부적인 침식(세굴) 및 퇴적, 그리고 광역에 걸친 지형변동이 여러 가지 형태로 발생하고 있으며, 이러한 지형변동은 연안의 해저지반을 끊임없이 변화시키는 것으로 보고되고 있다(해양수산부, 2005). 연안역에서 발생하는 지형변동은 주로 연안역에서 각종 개발사업과 관련된 것으로 잠제를 위시한 인공구조물의 건설 등을 들 수 있지만, 보다 직접적인 원인중의 하나로 파동에 의한 해저지반의 액상화를 지목할 수 있다.

지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 파동에 기인한 지반내 과잉간극수압의 변동은 Fig. 4.1에 나타내는 바와 같이 현장계측 및 수리실험으로부터 다음과 같은 두 형태의 메커니즘이 인식되어 왔다. 첫 번째가 Madsen모델(Madsen, 1978)과 Yamamoto모델(Yamamoto et al., 1978)에서 대표적으로 논의된 진동과잉간극수압으로, 이는 해저지반내 연직깊이에 따라 간극수압의 변화에서 진폭의 감쇠와 위상지연이 수반된다. 두 번째 메커니즘으로 잔류과잉간극수압(residual pore water pressure)을 들 수 있으며, 이는 반복하중하에서 흙의 수축에 의해 야기되는 과잉간극수압의 축적으로 나타난다(Seed and Rahman, 1978; Sumer and Fredsøe, 2002). 이러한 잔류과잉간극수압은 파랑의 작용시간에 비례하여 축적되는 경향을 나타내므로 파랑조건과 해저지반의 특성에 따라 전술한 진동과잉간극수압보다 훨씬 큰 값을 나타내는 경우도 있고, 이로 인한 지반액상화는 지반 저항력의 상실을 초래하여 상부구조물이 파괴될 가능성이 높아진다.

한편, 진동과잉간극수압에 의한 일시적인 액상화현상은 지난 수 십년에 걸친 많은 연구를 통하여 관련 메커니즘이 거의 규명되었다고 하여도 과언이 아니다. 이와 관련한 대부분의 연구는 Yamamoto et al.(1978) 및 Madsen(1978)의 연구와 유산 체계를 갖는 무한두께의 다공질탄성지반과 압축성유체로 구성된 2상매체를 고려하였다. 반면에, Mei and Foda(1981)는 파동으로 인한 진동과잉간극수압에 대한 간략화된 정식화를 도출하기 위해하여 경계층근사를 제시하였지만, 거친 모래에 대해서만 적용성을 갖는 것으로 보고되고 있다(Hsu and Jeng, 1994). 한편, Okusa(1985)는 과잉간극수압에 미치는 해저지반내 흙의 포화도에 대한 중요성을 입증하고, 이에 따른 액상화기준을 제시하였다. Jeng(1997)은 해저질내에서 진동과잉간극수압에 관한 일련의 해석해를 유도하

였으며, Kianto and Mase(1999) 및 Yuhi and Ishida(2002)는 교차비등방해저지반(cross-anisotropic seabed)에서 파동으로 인한 과잉간극수압에 대해 간략화된 새로운 정식화를 제안하였다.

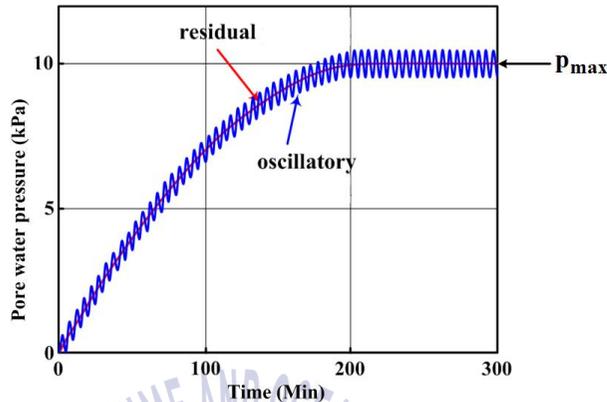


Fig. 4.1. Mechanism of wave-induced oscillatory and residual pore water pressures(Jeng et al., 2006).

한편, 파동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 메커니즘의 규명에는 지진시 지반내에서 발생하는 과잉간극수압과 유효응력과의 관계(Seed et al., 1975)를 준용하였다. 이에 대한 대표적인 연구로, Seed and Rahman(1978)은 반복전단응력의 분포와 과잉간극수압소산을 고려한 간단한 1차 원유한요소모델을 확립하였고, Sekiguchi et al.(1995)는 Laplace변환을 사용하여 중복파동으로 인한 액상화에 탄소성모델을 제안하였다. 이후, 해저질에서 액상화 후, 진행중인 액상화 및 고밀화에 대한 여러 수치해석모델들이 개발되었다(Miyamoto, et al., 2004; Sassa and Sekiguchi, 1999; Sassa and Sekiguchi, 2001; Sassa et al., 2001). 수치모델링에 부가하여, McDougal et al.(1989)은 비압축성토질의 가정하에 균질지반층에서 파동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 해석해를 제시하였다. 그들은 수정된 Biot압밀방정식(Biot, 1941)에서 소스항을 과잉간극수압비 (p/σ'_0 , 여기서 p 와 σ'_0 는 반복하중으로 인한 과잉간극수압의 발생과 유효상재하중을 각각 나타낸다)와 반복비 (N/N_i , 여기서 N 과 N_i 는 반복하중수(the number of cyclic loading)와 액상화에 대한 반복수(the number of cycles)를 각각 나타낸다) 사이의 선형관계를 적용하여 해석해를 유도하였다. 이러한 해석해는 복잡한 파동-지반-구조물의 상호간섭 문제에서 도출된 결과의 정성적 검토 및 수치해석결과의 타당성 검증에 유용하게 사용될 수 있다. 최근에, 유사한 접근법을 사용하여 Cheng et al.(2001), Chen et al.(2005), Jeng(2008), Jeng et al.(2006, 2010) 등은 McDougal et al.(1989)의 해석해를 재검토하고 있으며, 또한 Cheng et al.(2001)은 동일한 문제를 검토하기 위하여 수치해석 모델을 제안하고 있다.

전술한 바와 같이, 과잉간극수압축적에 관한 연구는 Seed et al.(1975)과 Sumer and Fredsøe(2002)에서 제안된 반복하중과 간극수압발생과의 선형관계에 기초하지만, De Alba et al.(1976)의 실험에 의하면 이의 관계는 선형보다는 비선형의 관계에 있는 것으로 보고되어 있다. 따라서, 보다 고정도의 해석을 위해서는 비선형성의 고려가 가능한 수치해석법을 적용하여야 하며, 대표적인 수치해석법으로 유한요소법에 기초한 Seed and Rahman(1978)의 연구 등을 들 수 있다.

4.2 계산조건

Fig. 4.2와 같은 일정수심 h 의 규칙파동장에 설치된 잠제를 대상으로 먼저 2D-NIT모델(Lee et al, 2013)로부터 해저면에서 파동으로 인한 동파압을 산정하였다. 파랑의 수치해석에 적용된 규칙 파는 파고 $H=0.5\text{m}$, 3.0m 주기는 $T=10\text{s}$, 15s 이고, 잠제의 제원은 Fig. 4.2에서 제시된 바와 같다. 격자는 파동장에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=1.0\text{m}$, 지반부에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=0.3\text{m}$ 로 각각 설정되었다. 그리고, Fig. 4.2에는 FLIP(Iai et al., 1992a, 1992b)에 적용되는 동파압의 산정위치, 잠제에서 침하량의 산정위치 E1, E2 및 해저지반내 간극수압의 변동위치 P1~P15 등을 나타내며, Table 4.1은 해저지반을 구성하는 실트질 모래의 물성치를 나타낸다. Table 4.1에는 N 값은 지반의 표준관입 시험으로부터 산출되며, 이에 따른 내부마찰각은 FLIP모델의 적용에 권장되는 간이설정법(Morita et al., 1997)으로부터 추정된 값이다.

해저면상 및 잠제표면에 설정되는 유한요소의 절점위치에서 동파압을 산정하기 위하여 2D-NIT 모델과 FLIP모델의 격자구성체계를 동일하게 구성하였으며, 절점위치는 Fig. 4.2에서 흰 원으로 표기되어 있다. 각 절점위치에서 압력데이터는 정수압성분을 제외한 동수압성분만으로 주어지며, 해저면상 및 잠제표면에서 이러한 동파압의 시-공간데이터는 FLIP모델에 의한 해저지반내의 동적거동해석에서 절점 사이에 등분포로 입력된다.

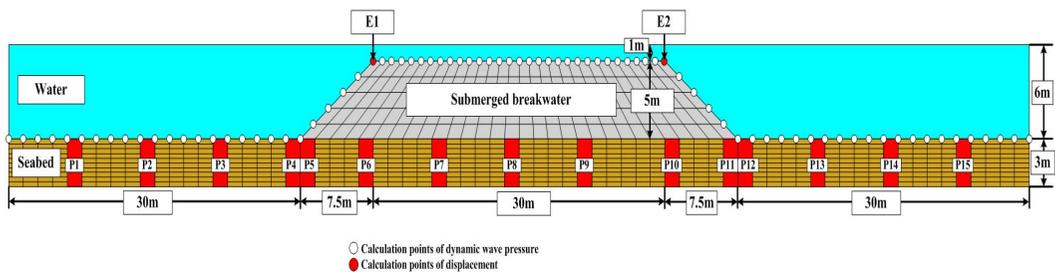


Fig. 4.2. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models. (P1~P15: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)

Table 4.1. Soil properties for silty-sand in this numerical analysis.

	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus (kPa)	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle(°)	Parameters for liquefaction characteristic					
						φ_p (°)	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
Sea bed	N=3 3.554×10 ⁴	9.270×10 ⁴	0.33	0.45	37	28.00	0.005	4.070	0.5	1.073	1.161
	N=5 4.840×10 ⁴	1.262×10 ⁵	0.33	0.45	38	28.00	0.005	4.634	0.5	1.037	1.548
Submerged breakwater	2.477×10 ⁵	6.461×10 ⁵	0.33	0.45	45	-	-	-	-	-	-

Here, φ_p (°) : Phase transformation angle
 S_1 : Ultimate limit of dilatancy
 w_1 : Overall cumulative dilatancy
 p_1 : Initial phase of cumulative dilatancy
 p_2 : Final phase of cumulative dilatancy
 c_1 : Threshold limit for dilatancy

4.3 구조물 및 해저지반의 동적응답

탄소성지반에서 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로, 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)로부터 이하에 나타내는 해저지반상의 구조물의 동적응답(연직 및 수평변위와 응답가속도)과 해저지반내 동적응답(과잉간극수압비와 유효응력경로)을 수치적으로 계산하였다. 이 때, 하부경계조건과 좌우경계조건으로 구분되는 지반경계에 대해 하부경계조건은 수직 및 수평변위의 구속조건으로, 좌우경계조건은 수직변위의 허용과 수평변위의 구속조건으로 각각 모델링하였다.

4.3.1 구조물의 동적응답

Fig. 4.3은 잠제 천단상의 양쪽 가장자리 E1과 E2에서 파고와 주기의 변화를 파라미터로 해저지반의 N 값에 따른 수평변위(활동)의 시계열을 나타내고, Fig. 4.4는 동일한 조건 하에 연직변위(침하)를 나타낸다. 각 그림에서 (1)과 (3)은 해저지반에서 $N=3$ 의 경우를, (2)와 (4)는 $N=5$ 의 경우이며, 녹색 실선은 파고 $H=0.5m$, 주기 $T=10s$, 주황색 실선은 파고 $H=0.5m$, 주기 $T=15s$, 파란색 실선은 파고 $H=3.0m$, 주기 $T=10s$, 적색 실선은 파고 $H=3.0m$, 주기 $T=15s$ 일 때의 변위를 각각 나타낸다.

먼저, 수평변위(활동)을 살펴보면 잠제 천단 좌측 가장자리(E1 지점)가 우측 가장자리(E2 지점)보다 큰 변위를 나타낸다(Figs. 4.3과 4.4에서 연직축의 크기가 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다). 이는 잠제 천단 좌측 가장자리 근방에서 입사파가 쇄파되기 시작하는 쇄파점으로 파고가 증가되는 반면, 우측 가장자리에서는 쇄파 후 에너지손실이 수반되어 파고가 크게 감소되기

때문이다.

따라서, 상대적으로 파고가 큰(파랑에너지가 큰) 잠제 천단 좌측 가장자리에서 큰 변위가 발생되는 것으로 추정된다. 다음으로, 잠제 천단 좌측 가장자리에서 수평변위는 좌측(입사파향에 반대)으로 발생되고, 우측 가장자리의 경우 우측(입사파향)으로 발생되지만 그의 크기는 파고의 차이로 좌측의 경우가 훨씬 크며, N 값이 작을수록 이러한 현상은 현저하게 나타난다.

잠제의 수평변위에서 동일한 주기에 대해 파고의 영향을 검토하면 파고가 커질수록 수평변위가 커지고, 이러한 경향은 N 값이 작을수록 명확하게 나타난다. 그러나, 동일한 파고에 대하여 좌측 가장자리에서는 주기가 짧을수록, 우측에서는 주기가 길수록 큰 수평변위가 나타난다. 이것은 주기가 길어질수록(파형경사가 작을수록) 전달율이 커지고, 주기가 짧을수록(파형경사가 클수록) 반사율이 증가되어 좌측 가장자리 근방에서 파고증폭효과가 커지며, 또한 우측 가장자리 근방에서는 쇄파 후 에너지 소산이 커지기 때문인 것으로 판단된다. 파고와 주기의 민감도에 대해서는 본 계산의 범위 내에서 주기보다는 파고의 변화에 보다 민감하다는 것을 알 수 있다.

Fig. 4.4에 제시된 연직변위, 즉 침하형상을 검토한다. 잠제 천단 좌측 가장자리의 E1 지점에서 침하는 수평변위에서와 동일하게 파고가 클수록 주기가 짧을수록 커지며, 또한 N 값이 커질수록 작아지는 경향을 나타낸다. 그러나, 우측의 E2 지점에서는 (+)의 수평변위를 나타낸 것과는 달리 (-)의 연직변위를 나타내며, 파고가 클수록 주기가 길수록 N 값이 작을수록 침하량이 커지지만 그 값의 크기는 좌측의 경우보다 매우 작다. 이러한 결과로부터 잠제 천단은 양측으로 퍼지면서 침하되며, 이 때 좌측 가장자리가 상대적으로 훨씬 큰 값을 나타낸다는 것을 확인할 수 있고, 이러한 수치해석결과는 실해역에 설치된 잠제에서 발생하는 현상과 부합되는 것으로 판단된다.

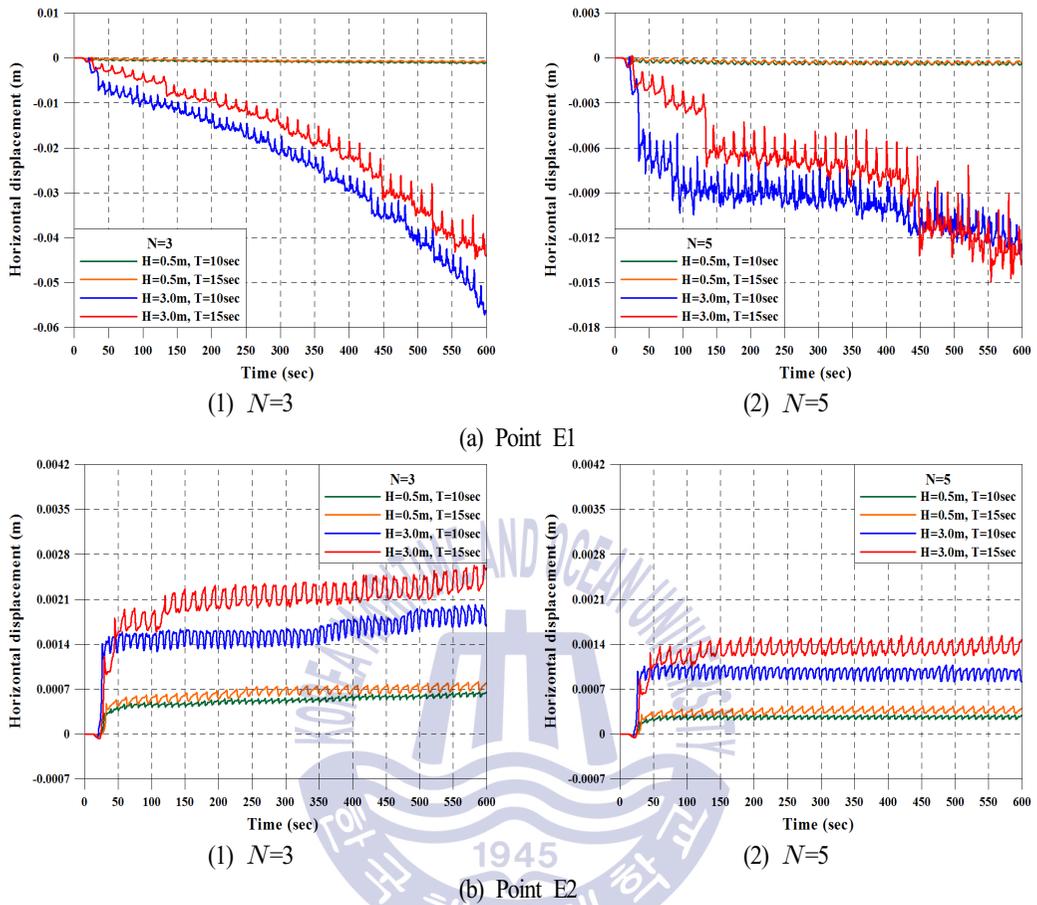


Fig. 4.3. Time histories of horizontal displacement according to variations of incident wave height, period and N value.

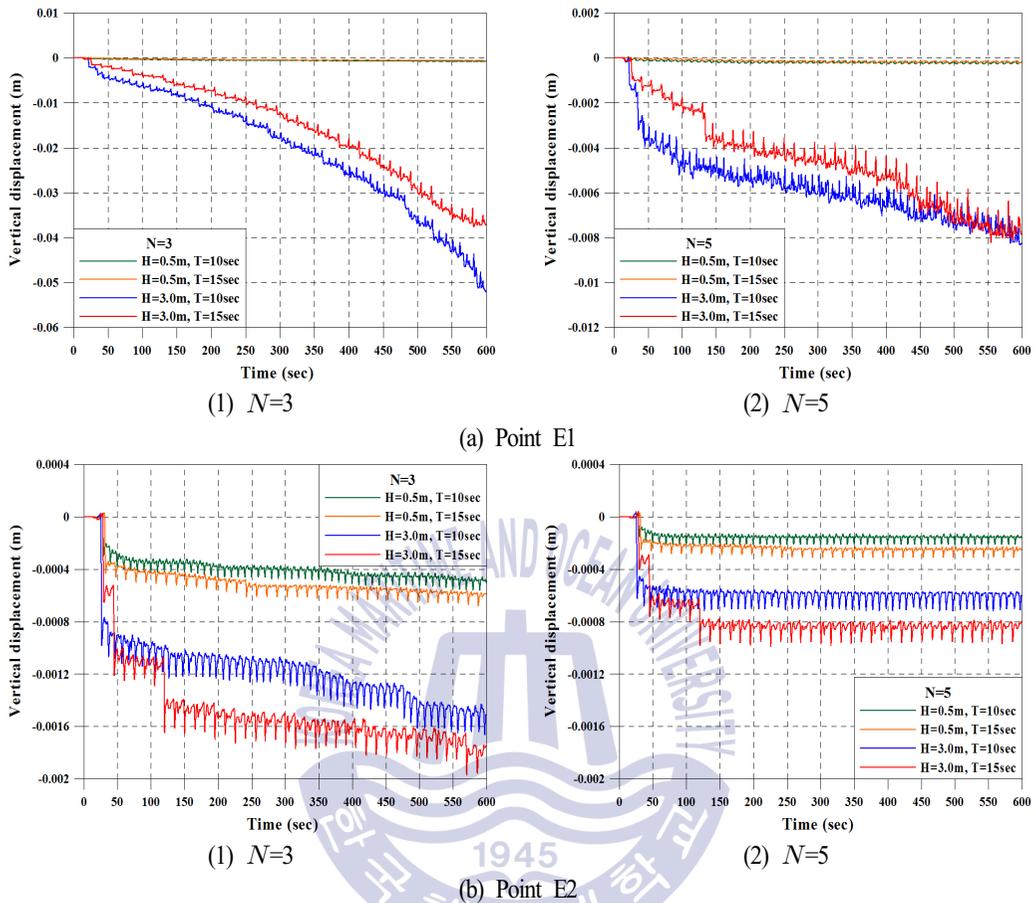


Fig. 4.4. Time histories of vertical displacement according to variations of incident wave height, period and N value.

다음의 Figs. 4.5~4.7은 잠제와 해저지반의 각 절점에서 산정되는 최대변위로부터 도출되는 최대변형단면을 나타낸 것이며, 그림에서의 결과는 50배로 확대된 것이다. 그림에서 파선은 초기상태를, 실선은 최대변형단면을 각각 나타낸다. 그림으로부터 파고가 커질수록 잠제 및 해저지반의 변위가 커지는 것을 시각적으로 확인할 수 있고, 동시에 동일한 파랑조건 하에 N 값이 작을수록 잠제 및 해저지반의 변위가 현저히 감소된다는 것을 볼 수 있다. 그리고, 전술한 바와 그림에서 잠제 천단이 양측으로 퍼져나가면서 침하되지만 잠제의 좌측부분이 상대적으로 큰 변위를 나타내며, 해저지반의 경우 잠제 전면의 해저면 근방에 큰 변형이 발생하는 것을 볼 수 있다.

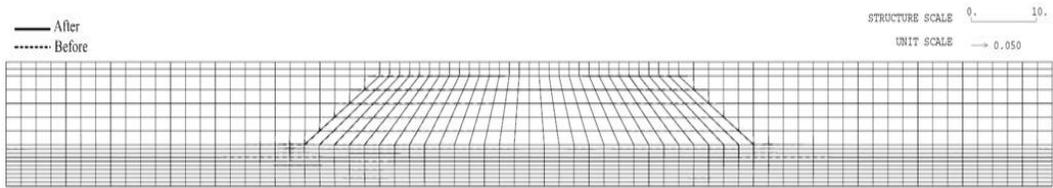


Fig. 4.5. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$.

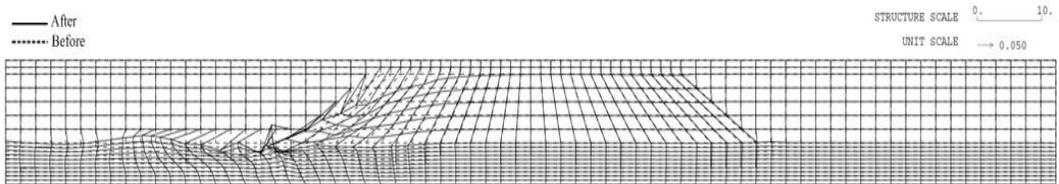


Fig. 4.6. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

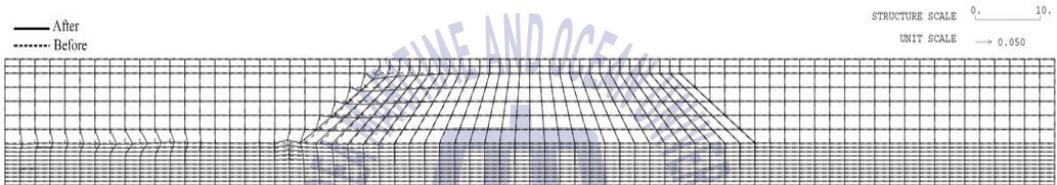


Fig. 4.7. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

4.3.2 해저지반의 동적응답

(1) 간극수압

지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 파동으로 인한 지반 내 간극수압의 변동은 Fig. 4.1에 나타내는 바와 같고, 이는 진동간극수압과 잔류간극수압을 포함한다. 파의 위상과 동일한 주기로 변동하는 진동간극수압은 지반 내에서는 진폭감쇠와 위상지연이 수반된다. 한편, 잔류간극수압은 전술한 바와 같이 파의 주기적인 반복하중에 의해 해저지반 내 전단응력이 시·공간적으로 변화되고, 이에 따라 토립자 내 간극의 체적감소가 점차적으로 발생되어 간극수압이 누적된다. 주기 평균된 누적간극수압, 즉 잔류간극수압은 Fig. 4.1에 나타내는 바와 같이 최종적으로 일정치 p_{max} 에 도달하게 된다. 일반적으로 투수성이 큰 모래지반의 경우는 진동간극수압이 크지만 완전 포화지반의 경우는 진동간극수압에 의한 액상화는 발생되지 않고 기포가 함유된 불포화지반에서 액상화 가능성이 높은 것으로 지적되고 있다(Mei and Foda, 1981). 본 연구에서와 같은 실트질의 모래지반의 경우는 투수계수가 매우 작기 때문에 잔류간극수압이 상대적으로 액상화에 매우 큰 영향을 미친다.

다음의 Figs. 4.8과 4.9는 N 값이 각각 3과 5일 때 파고와 주기의 변화에 따라 Fig. 4.1에서 정

의된 최종잔류간극수압 p_{max} 값을 공간적으로 나타낸 결과이며, 해저지반의 깊이는 $z=0.75m$ 와 $2.25m$ 이다. 그림에서 녹색 마름모는 $H=0.5m$, $T=10s$, 주황색 사각형은 $H=0.5m$, $T=15s$, 파란색 원은 $H=3.0m$, $T=10s$, 적색 십자형은 $H=3.0m$, $T=15s$ 인 경우이다.

먼저, $N=3$ 인 경우를 살펴보면 최종잔류간극수압 p_{max} 는 동일한 주기에 대해 파고가 증가할 수록 전체 공간에서 증가하고, 동일한 파고에 대해 주기에 따른 변화는 커지 않다는 것을 알 수 있다.

이는 잠제의 동적변위에서 기술한 바와 유사한 현상이며, 즉 잠제의 천단 좌측부에서 변위가 커기 때문에 해저지반에서 잔류간극수압도 크게 발생되고, 상대적으로 우측부에는 변위가 작기 때문에 잔류간극수압도 작게 발생하는 것으로 판단된다. 여기서, 잠제의 선단부(toe)에서는 파-잠제-지반의 작용이 직접적으로 상호영향을 미치기 때문에 파고가 큰 경우 잔류간극수압의 변화가 다소 복잡하게 나타나며, 전반적으로는 잠제 중앙부를 기준으로 좌측에서 큰 잔류간극수압을 나타낸다.

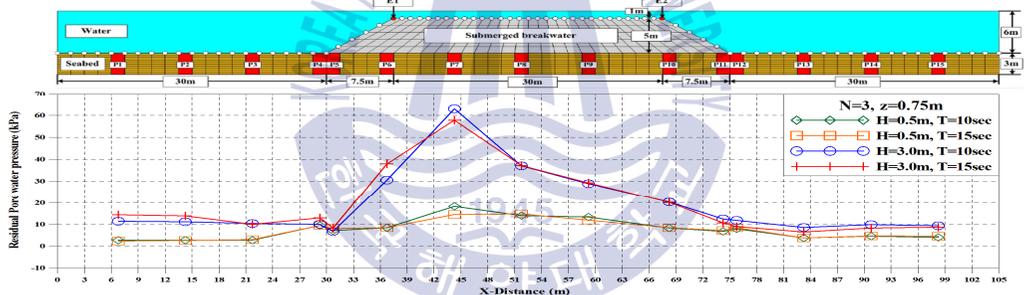
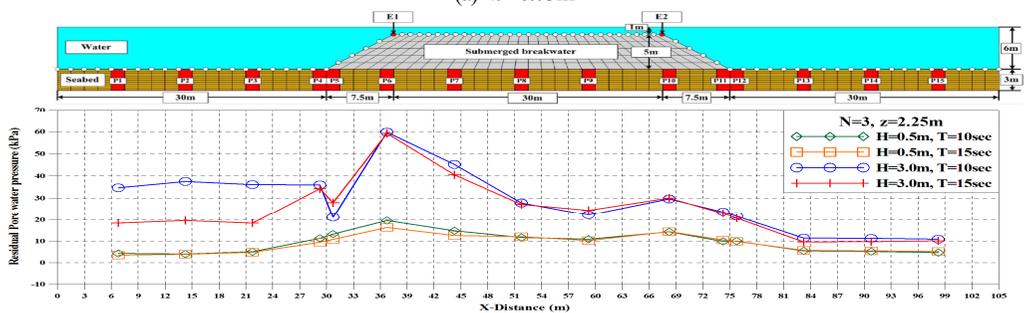
(a) $z=0.75m$ (b) $z=2.25m$

Fig. 4.8. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=3$.

최종잔류간극수압의 연직크기를 비교하면 잠제 중앙부를 기준으로 좌측을 제외하면 깊이가 깊어지면 잔류간극수압이 증가되고, 특히 이러한 현상은 잠제 전면에서 파고가 큰 경우에 탁월하게 나타난다. 그리고, 입사파가 잠제 전단상에서 쇠파되는 $H=3.0m$ 의 경우는 잠제 우측 전달파 영역에서 파고의 차이에 따른 값의 변화가 크지 않다는 것을 볼 수 있다. 다음으로, $N=5$ 의 경우는 전체적으로 $N=3$ 의 경우보다 작은 최종잔류간극수압을 나타내지만 파고가 클수록 그의 값이 커지는 것은 $N=3$ 의 경우와 동일한 현상이다. 반면에, $N=5$ 의 경우가 파고에 대한 민감도가 떨어지고, 깊이의 변화에 따른 잔류간극수압의 차이도 상대적으로 작아지는 것을 알 수 있다.

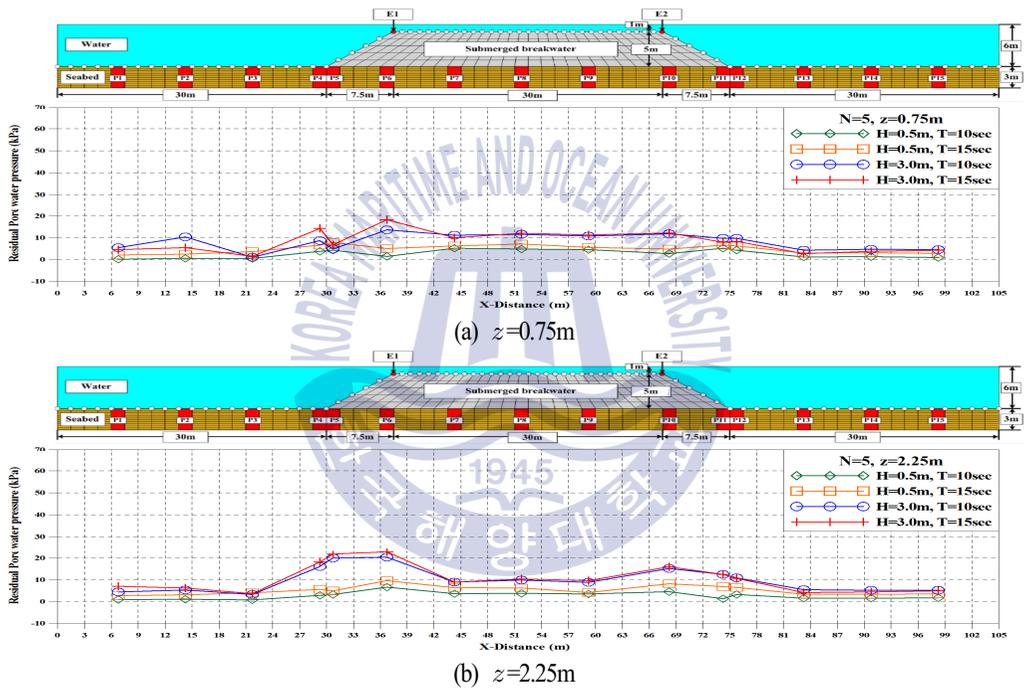


Fig. 4.9. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N=5$.

(2) 간극수압비

Figs. 4.10-4.12는 N 값이 각각 3과 5일 때 Fig. 4.2에서 나타내고 있는 P2(잠제의 전면), P8(잠제 중앙), P14(잠제의 배면)지점의 해저지반 내에서 파고와 주기의 변화에 따른 간극수압비의 시계열을 나타낸 결과이다. 여기서, 간극수압비는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst}$ 로 정의되고, σ'_m 은 평균유효응력, σ'_{mst} 는 초기유효응력을 나타낸다. 한편, 간극수압 p 와 초기유효응력 σ'_{mst} 의 비 p / σ'_{mst} 로 정의되는 간극수압비의 경우는 $p / \sigma'_{mst} \geq 1$ 이면 액상화로 판정되고, 본 연구의 경우는

$1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst} \geq 0.95$ 이면 지반액상화로 판정된다(Yasuda, 1988).

그림으로부터 연직깊이가 증가할수록 동시에 N 값이 증가할수록 간극수압비가 감소되며, 따라서 액상화 가능성이 떨어진다는 것을 알 수 있다.

이러한 형상은 연직깊이가 깊을수록 초기유효응력(상재하중)이 증가되고, 또한 지반지지력이 증가할수록 상대밀도가 커지기 때문이다. 액상화 가능성에 대해 검토하면 본 연구에서 적용된 파랑 및 지반조건 하에서는 잠제 전면의 $z=0.75\text{m}$ 에서 파고가 큰 $H=3.0\text{m}$ 의 경우에 액상화 가능성이 나타나지만 그 이외에서는 액상화 가능성은 없는 것으로 판단된다. 한편, 전술한 Figs. 4.11과 4.12에서 최종잔류간극수압의 공간분포에서 잠제 하의 해저지반 내 잔류간극수압이 잠제 전·후보다 큰 경향을 나타내는 점에 비취, 잠제 중앙부 하의 해저지반에 해당하는 Fig. 4.11에서 간극수압비가 잠제 전면·배면의 Figs. 4.10과 4.11의 경우보다 작거나 혹은 거의 동등한 값의 크기를 나타내는 것은 초기유효응력에 잠제의 수중중량이 포함되었기 때문이다.

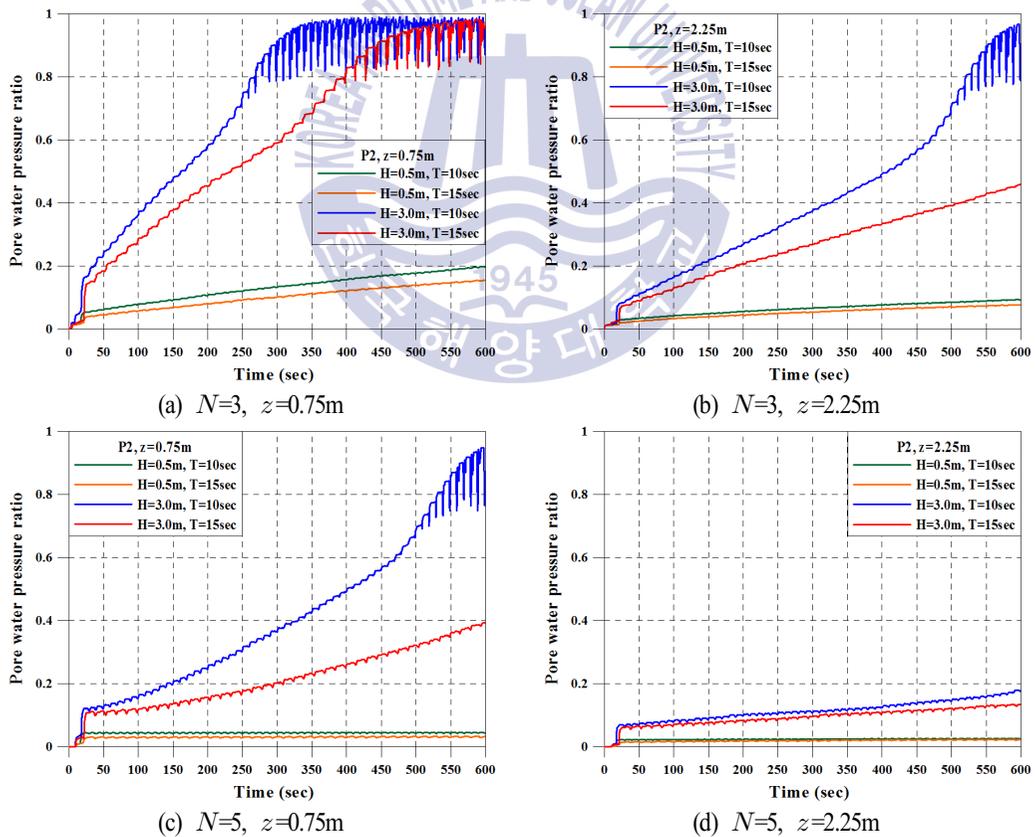
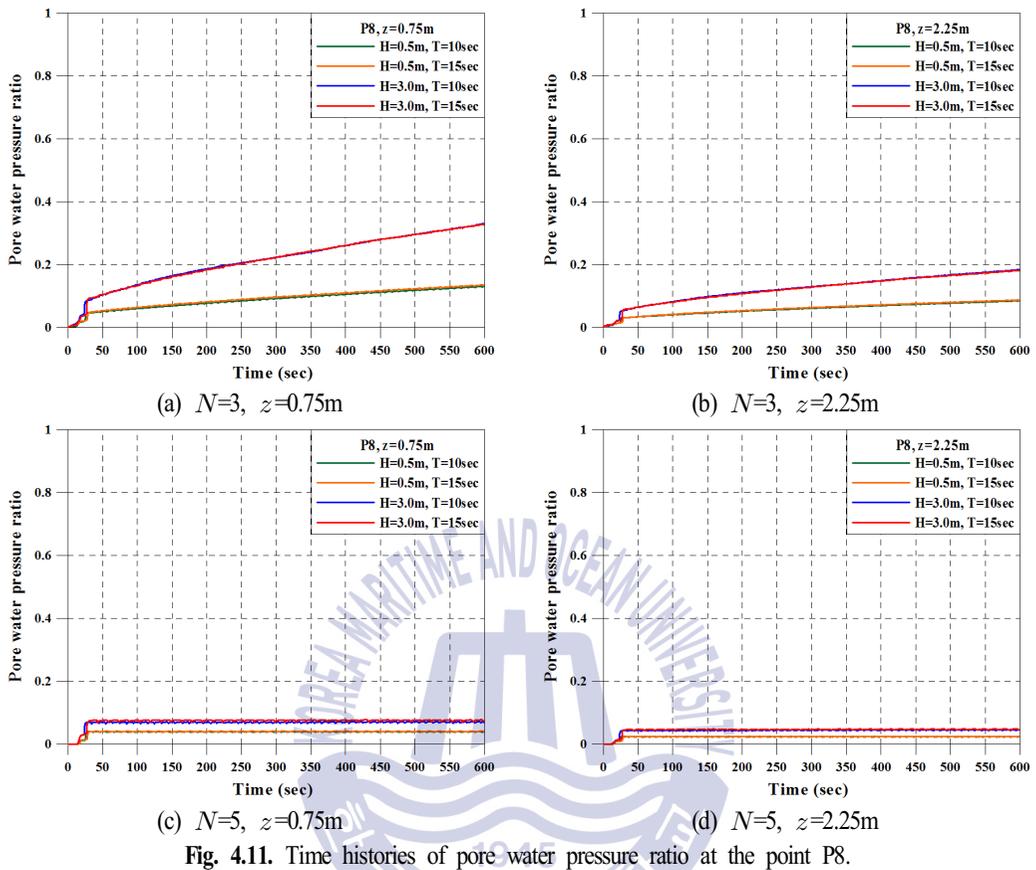


Fig. 4.10. Time histories of pore water pressure ratio at the point P2.



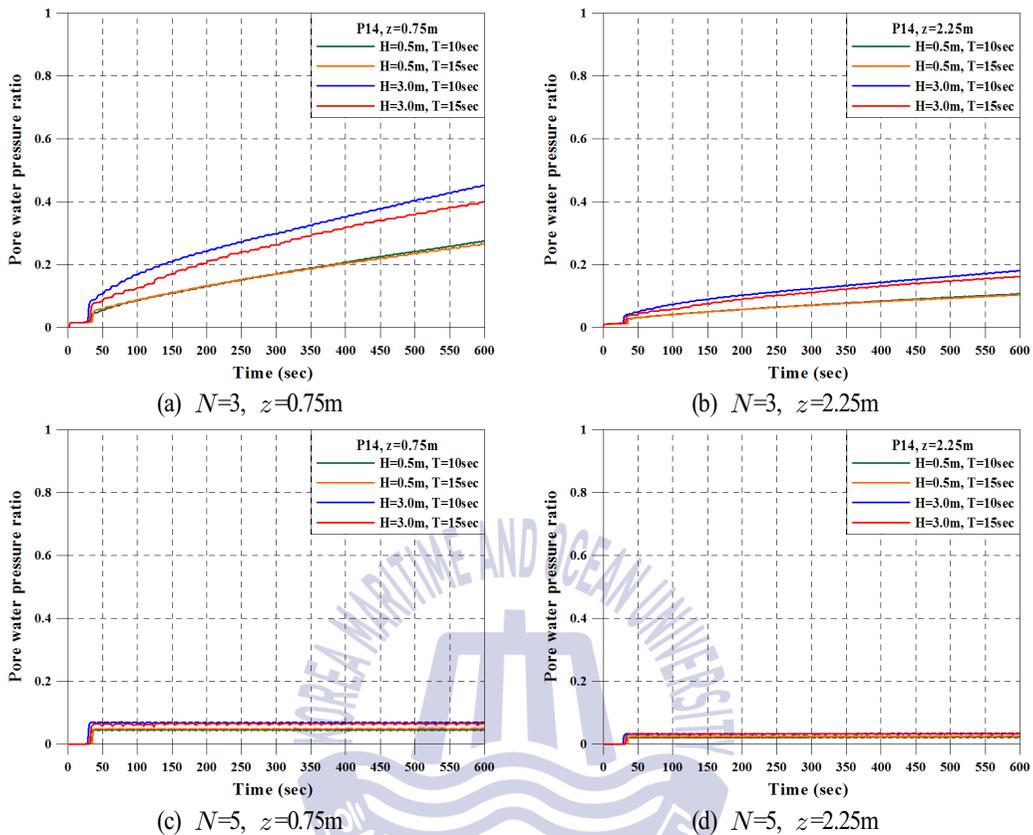


Fig. 4.12. Time histories of pore water pressure ratio at the point P14.

(3) 간극수압비의 공간분포

Figs. 4.13~4.16은 입사파와 지반의 특성변화에 따른 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것으로 그림에서 적색에 가까울수록 액상화 가능성이 높다는 것을 나타낸다. 그림으로부터 Fig. 4.15의 $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 잠제 전면해역에 액상화 범위가 넓고 깊게 발생되는 것을 확인할 수 있고, 전술한 바와 같이 N 값이 클수록, 또한 파고가 작을수록 액상화 가능성이 줄어든다는 것을 시각적으로 확인할 수 있다. 간극수압비의 연직분포를 살펴보면 국부적으로는 상이한 경향을 나타내는 곳도 있지만 깊이가 깊을수록 작은 값을 나타내는 것이 일반적인 경향이다. 그리고, 잠제의 전면 선단부에서 상대적으로 큰 간극수압비가 나타나는 경우도 있고, 선단부의 해저표면에서 액상화 가능성이 큰 값이 집중되는 현상을 볼 수 있다. 잠제 전면 선단부의 해저지반에서 액상화는 체체 안정성 및 기능성에 직접적인 영향을 미칠 수 있으므로 세굴방지공과 같은 사석보호공이 선단부에서 액상화와 세굴에 대한 대책공법으로 적용될 수 있다 (Sumer et al., 2011).

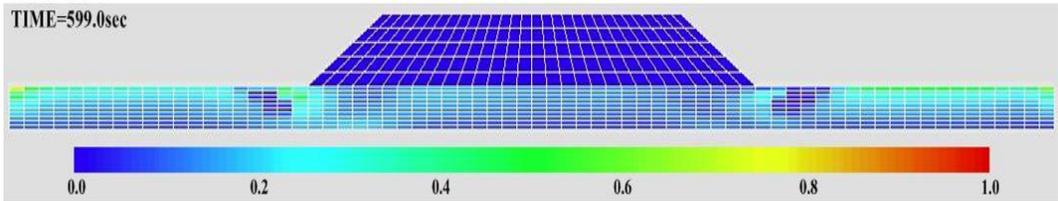


Fig. 4.13. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=0.5m$, $T=10s$.

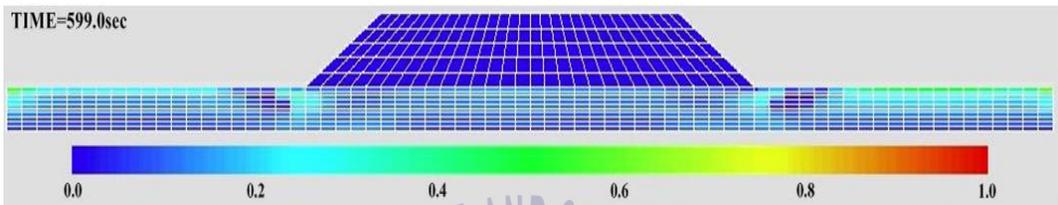


Fig. 4.14. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=0.5m$, $T=15s$.

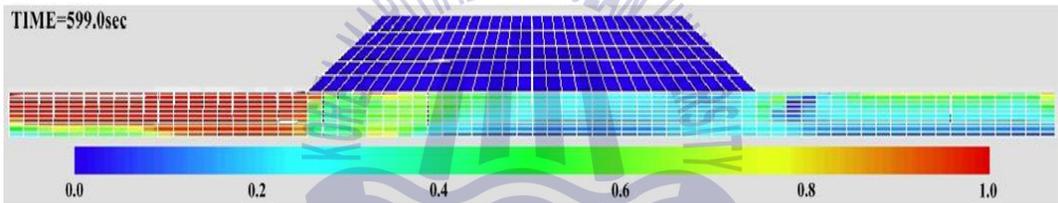


Fig. 4.15. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.

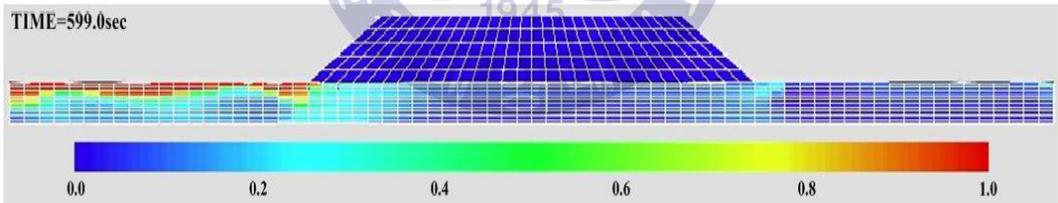


Fig. 4.16. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=15s$.

4.4 결론

본 연구에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 규칙파랑작용 하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 입력치로 적용하여 입사파(파고와 주기)와 지반(N 값)의 특성을 변화시키면서 해저지반상에 설치된 잠재의 동적거동(변위)과 해저지반내 간극수압과 간극수압비(액상화)와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정에서 얻어진 해와 기존의 실험결과와의 비교 및 검

토로부터 수치해석결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 언어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

(1) 잠제 천단의 변위는 기본적으로 지반변형에 의해 발생되며, 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 우측의 경우보다 시간의 경과와 더불어 변위가 지속적으로 증가한다. 수평변위(활동)의 경우 잠제 천단 좌측 가장자리는 입사파의 반대방향으로, 우측은 파 진행방향으로 나타나며, 연직변위(침하)의 경우 입사파 및 반사파의 영향을 직접적으로 받는 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 큰 침하가 발생되고, 쇄파 및 마찰 등에 의한 에너지손실이 동반되고, 또한 전달파의 영향을 받는 우측에서는 상대적으로 작은 침하가 발생된다.

(2) 잔류간극수압은 해저지반 내 연직깊이가 깊을수록 입사파의 파고가 높을수록 증가되지만 주기의 변화에는 상대적으로 민감도가 떨어진다. 간극수압비가 해저표면에서 큰 값을 나타내므로 해저표면에서 액상화가 발생될 가능성이 높고, 반면에 연직깊이가 깊어질수록 초기유효응력이 증가되기 때문에 액상화 가능성은 낮아진다. 또한, 해저지반의 N 값이 작은 연약지반일수록 동시에 파고가 높을수록 액상화 가능성이 높아진다.

(3) 잠제 천단 좌우측 가장자리에서 상대적으로 큰 변형이 발생되며, 잠제 전면 선단부의 해저면 주변에서 액상화 가능성이 높다.

References

- 해양수산부(2005). 연안침식방지 기술개발 연구용역 1차년도 보고서.
- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation, *J. of Applied Physics*, 12, 155-165.
- Cheng, L., Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2001). Solutions I of pore pressure build up due to progressive waves, *Intl. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25, 885-907.
- Chen, Y., Lai, X., Ye, Y., Huang, B. and Ji, M. (2005). Water-induced pore water pressure in marine cohesive soils, *Acta Oceanologica Sinica*, 24(4), 138-145.
- De Alba P., Seed, H.B. and Chan, C.K. (1976). Sand liquefaction in large-scale simple shear tests, *J. of Geotechnical Division, ASCE*, 102, 909-928.
- Hsu, J.R.C. and Jeng, D.S. (1994). Wave-induced soil response in an unsaturated anisotropic seabed of finite thickness, *Intl. J. for Numerical Analytical Methods in Geomechanics*, 18(11), 785-807.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and*

- Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 16-20.
- Jeng, D.S. (1997). Wave-induced seabed response in front of a breakwater, PhD thesis, Univ. of Western Australia.
- Jeng, D. S. (2008). Effects of wave non-linearity on residual pore pressures in marine sediments. Open Civil Engineering Journal, 2, 63-74.
- Jeng, D.S, Seymour, B. and Li, J. (2006). A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, Research Report No.R868, The Univ. of Sydney, Australia, 28pp.
- Jeng, D.S., Zhou, X.L., Luo, X.D., Wang, J.H., Zhang, J. and Gao, F.P. (2010). Response of porous seabed to dynamic loadings, Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 41(4).
- Kianoto, T. and Mase, H. (1999). Boundary-layer theory for anisotropic seabed response to sea waves, J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, 125(4), 187-194.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC generation system considering sea water exchange, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 25(3), 128-137.
- Madsen, O.S. (1978). Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, Geotechnique, 28, 377-393.
- McDougal, W.G., Tsai, Y.T., Liu, P.L-F. and Clukey, E.C. (1989). Wave-induced pore water pressure accumulation in marine soils, J. of Offshore Mechanics and Arctic Eng., ASME, 111(1), 1-11.
- Mei, C.C. and Foda, M.A. (1981). Wave-induced response in a fluid-filled poroelastic solid with a free surface-A boundary layer theory, Geophysical J. of the Royal Astrological Society, 66, 597-631.
- Miyamoto, J., Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2004). Progressive solidification of a liquefied sand layer during continued wave loading, Geotechnique, 54(10), 617-629.
- Morita, T., Iai, S., Hanlong, L., Ichii, Y. and Satou, T. (1997). Simplified set-up method of various parameters necessary to predict liquefaction damage of structures by FLIP program, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, PARI, Japan, 869, 1-36.
- Okusa, S. (1985). Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, Geotechnique, 32(3), 235-247.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (1999). Analysis of wave-induced liquefaction of beds of sand in centrifuge, Geotechnique, 49(5), 621-638.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2001). Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds, Geotechnique, 51(12), 115-126.
- Sassa, S., Sekiguchi, H. and Miyamoto, J. (2001). Analysis of progressive liquefaction as a moving-boundary problem, Geotechnique, 51(10), 847-857.
- Seed, H.B. and Rahman, M.S. (1978). Wave-induced pore pressure in relation to ocean floor stability of

- cohesionless soil, *Marine Geotechnology*, 3(2), 123-150.
- Seed, H.B., Martin, P.O. and Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressure during soil liquefaction, Report EERC 75-26, Univ. of California, Berkeley, California.
- Sekiguchi, H., Kita, K. and Okamoto, O. (1995). Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, *Soil and Foundations*, 35(3), 31-42.
- Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2002). *The mechanics of scour in the marine environment*, World Scientific.
- Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2011). Stability of submerged rock berms exposed to motion of liquefied soil in waves, *Ocean Engineering*, 38(7), 849-859.
- Yamamoto, T., Koning, H., Sllmeijer, H. and Van Hijum, E. (1978). On the response of a poroelastic bed to water waves, *J. of Fluid Mechanics*, 87, 193-206.
- Yasuda, S. (1988). From investigation to countermeasure for liquefaction, Kajima Press, 256p (in Japanese).
- Yuhi, M. and Ishida, H. (2002). Simplified solution of wave-induced seabed response in anisotropic seabed, *J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, ASCE, 128(1), 46-50.





5장 불규칙파-해저지반-잠제의 상호작용에 의한 해저지반과 구조물의 동적응답

5.1 서언

이전 장에서는 규칙파가 입사하는 경우에 대해 입사파의 제원과 지반물성치의 변화에 따른 잠제의 변위, 해저지반내에서 간극수압(진동성분과 잔류성분) 및 간극수압비 등과 같은 지반거동의 시·공간변화로부터 액상화 가능성을 수치해석에 의해 정량적으로 검토하였다. 수치해석에서는 파동부와 지반부를 각각 분리하였으며, 파동부에 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)을 적용하여 잠제와 해저지반의 각 표면에 작용하는 동압의 시·공간변화를 추정하고 이를 지반부의 해석에 경계조건으로 부과하였다. 지반부에는 유한요소법의 탄소성지반응답에 기초한 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)을 적용하였으며, 기존의 실험결과(Mizutani et al., 1998) 및 수치해석결과(Jeng et al., 2013)와의 비교로부터 2D-NIT모델과 FLIP모델의 타당성을 각각 검증하였다.

한편, 주지의 사실로 실해역은 불규칙파동장이므로 잠제하의 해저지반내에 동적거동특성을 보다 실질적으로 평가하기 위해서는 불규칙파동장에 기초한 해석이 필요하다.

잠제-불규칙파-해저지반에 관한 연구는 거의 수행되지 않은 것으로 판단되고, 불규칙파-해저지반의 상호작용에 대해서는 Sumer and Cheng(1999), Chen et al.(2008), Dong and Xu(2010) 및 Xu and Dong(2011) 등에 의해 일부 조사된 바가 있다. 결과에 따르면 간극수압의 누적과정은 규칙파의 경우와 대체로 동일하며(Sumer and Cheng, 1999), 규칙파의 경우보다 간극수압의 누적은 보다 긴 시간이 소요되고, 계단적인 형상을 나타내며, 보다 더 큰 값을 나타낼 개연성이 있고(Chen et al., 2008), 액상화깊이는 훨씬 클 수 있다(Dong and Xu, 2010)고 지적하고 있다.

5장에서는 4장에서 적용된 동일한 잠제, 수심, 지반 및 지반물성치를 대상으로 입사파랑으로 불규칙파랑을 적용한 경우에 불규칙파동장하에서 잠제의 동적변위, 해저지반내에서 간극수압과 간극수압비의 시·공간변화 및 각각의 주파수스펙트럼특성을 규칙파의 경우와 대비하면서 불규칙파에 따른 특성변화를 논의한다.

5.2 계산조건

Fig. 5.1과 같은 일정수심 h 의 불규칙파동장에 설치된 잠제를 대상으로 먼저 2D-NIT모델(Lee et al, 2013)로부터 해저면에서 파동으로 인한 동파압을 산정하였다. 파랑의 수치해석에 적용된 불규칙파는 파고 $H_{1/3}=0.5\text{m}, 3.0\text{m}$ 주기는 $T_{1/3}=10\text{s}, 15\text{s}$ 이고, 잠제의 제원은 Fig. 5.1에서 제시된 바와 같다. 격자는 파동장에서 $\Delta x=1.5\text{m}, \Delta z=1.0\text{m}$, 지반부에서 $\Delta x=1.5\text{m}, \Delta z=0.3\text{m}$ 로 각각 설정되었다. 그리고, Fig. 5.1에는 FLIP(lai et al., 1992a, 1992b)에 적용되는 동파압의 산정위치, 잠제에서 침하량의 산정위치 E1, E2 및 해저지반내 간극수압의 변동위치 P1~P15 등을 나타내며, Table 5.1는 해저지반을 구성하는 실트질 모래의 물성치를 나타낸다. Talbe 5.1에는 N 값은 지반의 표준관입시험으로부터 산출되며, 이에 따른 내부마찰각은 FLIP모델의 적용에 권장되는 간이설정법(Morita et al., 1997)으로부터 추정된 값이다.

해저면상 및 잠제표면에 설정되는 유한요소의 절점위치에서 동파압을 산정하기 위하여 2D-NIT 모델과 FLIP모델의 격자구성체계를 동일하게 구성하였으며, 절점위치는 Fig. 5.1에서 흰 원으로 표기되어 있다. 각 절점위치에서 압력데이터는 정수압성분을 제외한 동수압성분만으로 주어지며, 해저면상 및 잠제표면에서 이러한 동파압의 시·공간데이터는 FLIP모델에 의한 해저지반내의 동적거동해석에서 절점 사이에 등분포로 입력된다.

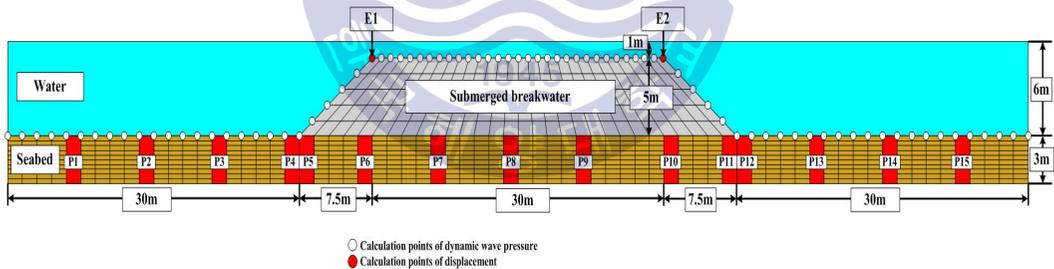


Fig. 5.1. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models.
(P1~P15: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)

Table 5.1. Soil properties for silty-sand in this numerical analysis.

	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus (kPa)	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle(°)	Parameters for liquefaction characteristic					
						φ_p (°)	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
Sea bed	N=3 3.554×10 ⁴	9.270×10 ⁴	0.33	0.45	37	28.00	0.005	4.070	0.5	1.073	1.161
	N=5 4.840×10 ⁴	1.262×10 ⁵	0.33	0.45	38	28.00	0.005	4.634	0.5	1.037	1.548
Submerged breakwater	2.477×10 ⁵	6.461×10 ⁵	0.33	0.45	45	-	-	-	-	-	-

Here, φ_p (°) : Phase transformation angle
 S_1 : Ultimate limit of dilatancy
 w_1 : Overall cumulative dilatancy
 p_1 : Initial phase of cumulative dilatancy
 p_2 : Final phase of cumulative dilatancy
 c_1 : Threshold limit for dilatancy

5.3 불규칙파랑의 조파

2D-NIT모델로부터 불규칙파를 조파하는 경우에 조파지점에서의 수위변동 및 물입자속도(수평 및 연직유속)를 사용자가 독자적으로 입력데이터로 작성할 필요가 있다. 본 연구에서는 2D-NIT 모델을 이용하여 불규칙파를 검토하는 경우에 문제로 지적되어 있는 평균수위상승을 억제하면서 안정적으로 불규칙파가 조파될 수 있는 시스템을 적용하였다(Lee et al., 2012). 불규칙파를 조파하기 위한 주파수의 선택방법으로는 Goda(2010)가 제안한 주파수스펙트럼을 등에너지로 분할하는 방법을, 주파수스펙트럼으로는 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼(Mitsuyasu, 1970)을 각각 적용하였으며, 실제계산에서는 성분파를 150개로, 조파시간은 600s로 실행하였다.

Fig. 5.2는 유의파고 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, 유의주기 $T_{1/3}=10\text{s}$ 의 불규칙파랑에 대해 조파기에 입력한 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼에 의한 목표파형(target wave profile)과 수심 $h=20\text{m}$ 의 조파판 바로 전면에서 얻어진 측정파형(measured wave profile)과의 비교를 나타낸 일례이다. 그림으로부터 시간변동에 따른 두 파형의 위상 및 수위변화가 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있고, 300s의 조파 시간에 대해서도 평균수위의 변화가 발생되지 않는 안정된 파형이 얻어지는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 수위변동의 피크에서 측정파형이 목표파형보다 다소 큰 값을 나타내는 것은 Bretschneider-Mitsuyasu스펙트럼에 의한 심해의 조파파랑이 천수변형에 의해 파고가 증폭된 결과로 판단된다. 따라서, Fig. 5.2의 수위변동에 기초한 Fig. 5.3의 주파수스펙트럼에서 측정스펙트럼이 목표스펙트럼보다 다소 큰 파랑에너지를 나타내지만 피크주파수의 발생위치 및 주파수의 변동에 따른 스펙트럼의 변화양상은 잘 일치하는 것으로 볼 수 있다.

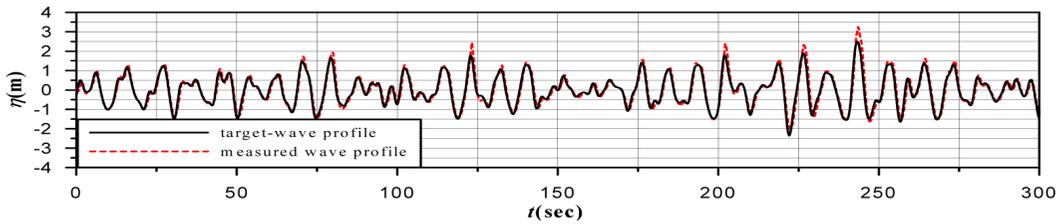


Fig. 5.2. Comparison of target and measured wave profiles.

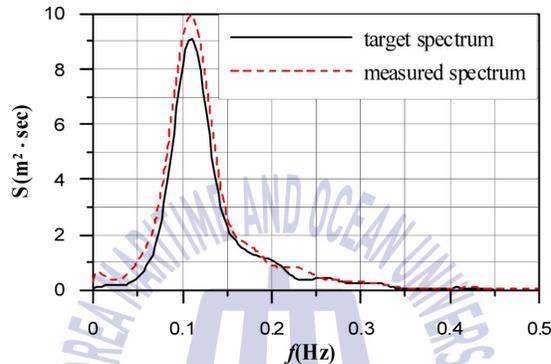


Fig. 5.3. Comparison of target and measured frequency spectra.

5.4 구조물 및 해저지반의 동적응답

5.4.1 구조물의 동적응답

(1) 동적변위

Fig. 5.4는 잠제 천단상의 양쪽 가장자리 E1과 E2에서 유의파고와 유의주기의 변화를 파라미터로 해저지반의 N 값에 따른 수평변위의 시계열을 나타내며, Fig. 5.5는 동일한 조건하에 연직변위(침하)를 나타낸다. 각 그림에서 (1)과 (3)은 해저지반에서 $N=3$ 의 경우를, (2)와 (4)는 $N=5$ 의 경우이다.

먼저, 수평변위를 살펴보면 잠제 천단 좌측 가장자리(E1 지점)는 (-)값(파진행방향에 반대)을, 우측 가장자리(E2 지점)는 (+)값(파진행방향과 동일)을 각각 나타내며, 이러한 수평변위의 결과로 잠제는 양측으로 퍼지게 되고, 이러한 경향은 N 값이 작을수록 현저하게 나타난다. 그리고, E1이 E2보다 큰 변위를 나타내는 것을 볼 수 있다(Figs. 5.4와 5.5에서 연직축의 크기가 경우에 따라 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다). 이는 E1의 근방에서 입사파가 쇄파되기 시작(쇄파점)하기 때문에 파고가 증가되는 반면, E2에서는 쇄파 후 에너지손실이 수반되어 파고가 크게 감소되

기 때문이다. 따라서, 상대적으로 파고가 큰 E1에서 큰 변위가 발생하는 것으로 추정된다. 잠제의 수평변위에서 동일한 유의주기에 대해 유의파고의 영향을 검토하면 유의파고가 커질수록 수평변위가 커지고, 이러한 경향은 N 값이 작을수록 명확하게 나타난다. 그러나, 동일한 유의파고에 대하여 E1에서는 유의주기가 짧을수록, E2에서는 유의주기가 길수록 큰 수평변위가 나타난다.

이것은 유의주기가 길수록 전달율이 커지고, 유의주기가 짧을수록 반사율이 증가되어, E1의 근방에서 파고증폭효과가 커지며, 또한 E2의 근방에서는 쇄파와 마찰과정에서 에너지소산이 커지기 때문이다. 유의파고와 유의주기의 민감도에 대해 본 계산의 범위내에서는 유의주기보다 유의파고의 변화에 보다 민감하다는 것을 알 수 있다.

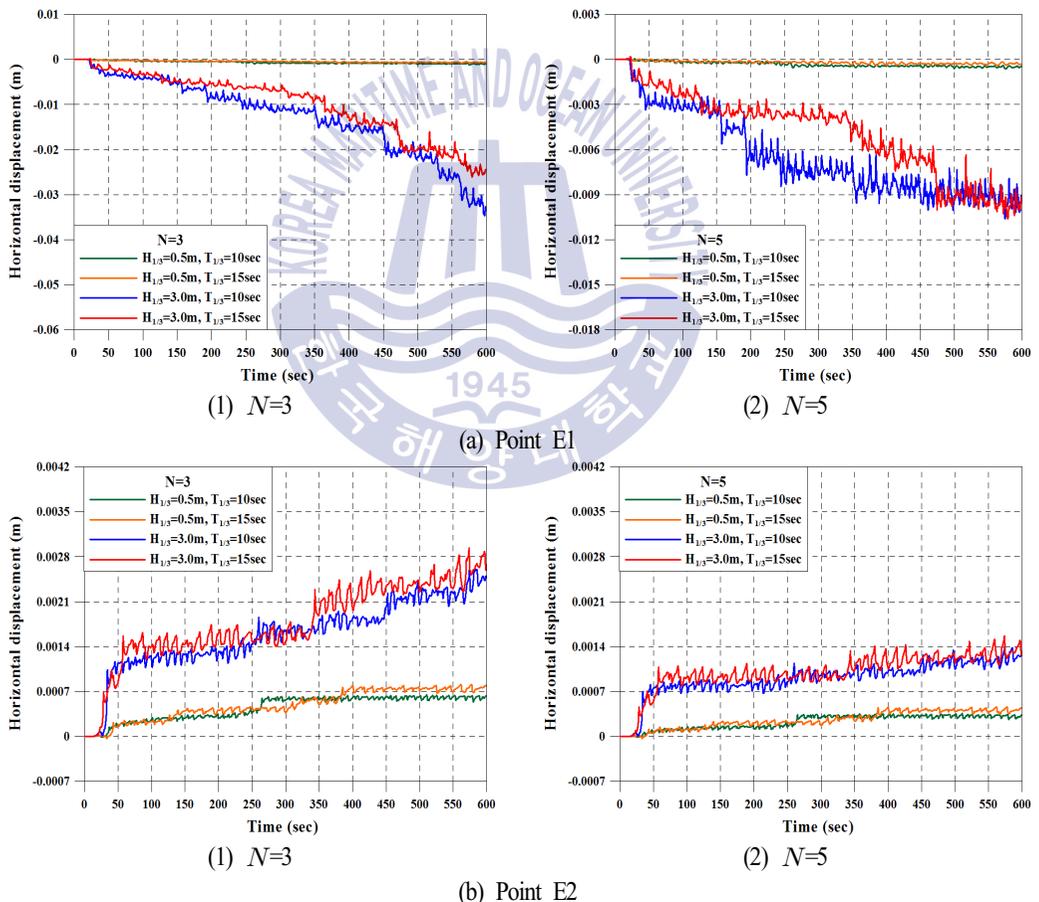


Fig. 5.4. Time histories of horizontal displacement according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.

다음으로, 연직변위를 검토한다. 연직변위는 잠제 천단의 좌·우측부 모두 (-)값을 나타내므로 두 지점 모두 침하되며, 잠제 천단의 좌측부가 우측부보다 큰 침하량을 나타낸다. 이러한 결과는 수평변위에서 언급한 바와 같이 잠제 천단의 우측부보다 좌측부에서 큰 파고가 형성되기 때문이다. 또한, N 값이 증가하는 경우는 수평변위와 같이 연 직변위가 작아지는 경향을 나타낸다.

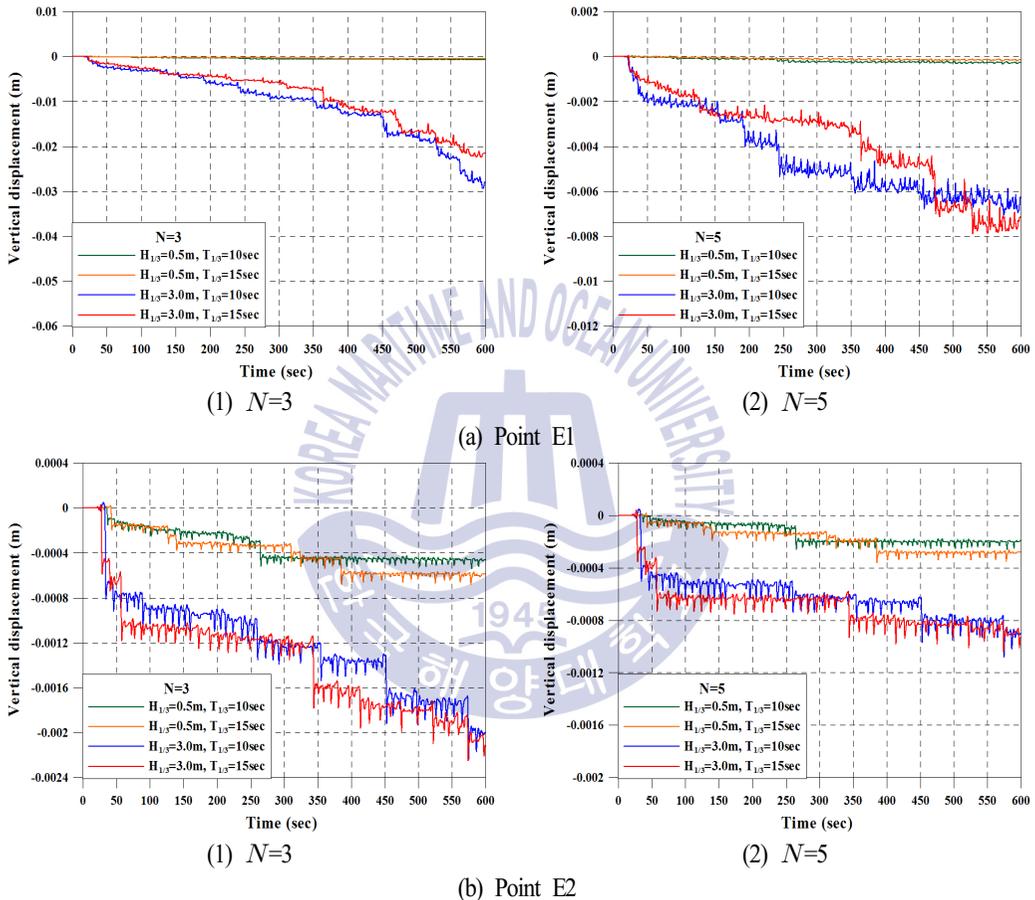


Fig. 5.5. Time histories of vertical displacement according to variations of significant wave height and period for $N=3$ and 5.

Figs. 5.6과 5.7은 잠제 천단상의 양쪽 가장자리 E1과 E2에서 규칙파(4장)와 불규칙파에 따른 동적변위의 수평 및 연직성분을 대비하고 있다. 이 때, 지반조건은 $N=3$ 으로 동일하고, 파랑조건은 규칙파의 경우 파고 $H=3.0m$, 주기 $T=10s$ 이고, 불규칙파의 경우 유의파고 $H_{1/3}=3.0m$, 유의주기 $T_{1/3}=10s$ 이다. 먼저, 수평변위를 살펴보면 E1에서는 규칙파의 경우가, E2에서는 시간에 경과에

따라 불규칙파의 경우가 각각 큰 변위를 나타낸다. 수직변위(침하)도 수평변위에서와 동일하게 E1에서 규칙파의 경우가, E2에서는 시간경과에 따라 불규칙파의 경우가 더 큰 변위를 나타내지만 변위의 차는 매우 작다. 이상과 같이 불규칙파와 규칙파와의 변동특성비교로부터 Sumer and Cheng(1999)이 지적하고 있는 바와 같이 시간에 따른 각각의 변동경향은 대체로 일치하며, 잔류변위성분이 정상상태에 도달하는 시간이 규칙파보다 길게 소요되고, 계단적인 변동양상(특히, 연직변위에서)이 규칙파보다도 명확히 나타나며, 규칙파의 경우보다 값의 크기가 클 개연성이 있다는 Chen et al.(2008)의 결과와 일치하는 것을 알 수 있다.

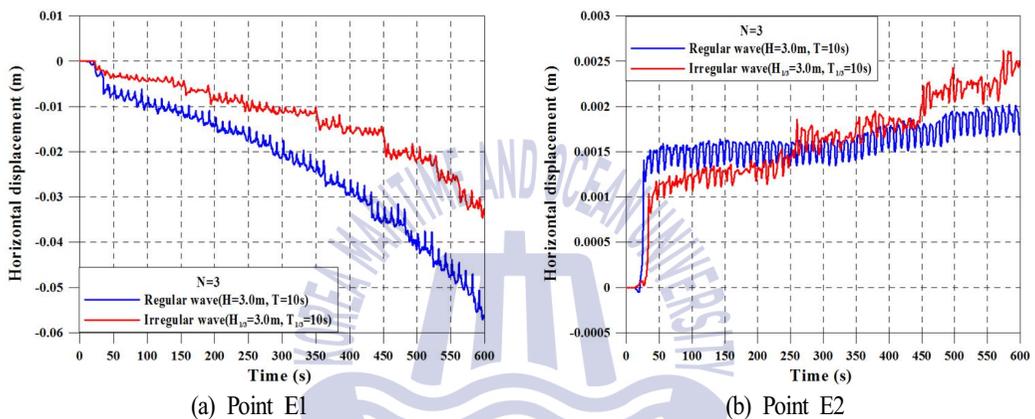


Fig. 5.6. Comparison of time histories of horizontal displacement between regular and irregular waves.

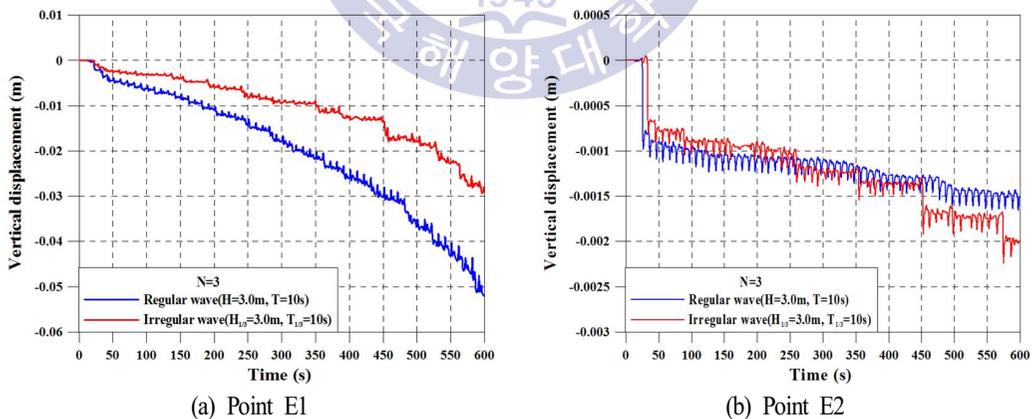


Fig. 5.7. Comparison of time histories of vertical displacement between regular and irregular waves.

(2) 동적변위에 대한 주파수스펙트럼 분석

Fig. 5.1의 잠제 천단상 E1 및 E2 지점에서 산정된 수평 및 수직변위로부터 얻어진 동적변위 스펙트럼을 도시하면 다음의 Figs. 5.8-5.11과 같다. $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸 Figs. 5.8(수평변위)과 5.9(연직변위)를 살펴보면 $f < 0.02\text{Hz}$ 에서 주어지는 피크치는 잔류변위성분을 나타내며, E1 지점에서는 $T_{1/3}=10\text{s}$ 의 경우가, E2 지점에서는 $T_{1/3}=15\text{s}$ 의 경우가 각각 큰 값을 나타낸다. 이러한 결과는 시계열을 나타낸 Figs. 5.4와 5.5로부터 추정될 수 있고, 또한 잠제에 의한 파랑제어에서 유의주기가 길수록 반사율은 작아지고 전달율이 커지며, 잠제 좌측부의 경사면상에서 크게 발달되는 비선형파와 쇄파 발생에 의해 파고가 커지는 사실로부터 충분히 유추될 수 있다. 여기서, 전반적으로 진동성분이 매우 작은 값으로 주어지는 것은 상대적으로 잔류성분이 매우 큰 값을 가지기 때문이기도 하지만 잠제의 구성재료가 가지는 큰 관성저항으로 파랑의 진동성분이 크게 나타나지 않기 때문이다.

$N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸 Figs. 5.10과 5.11을 살펴본다(연직축의 값이 Figs. 5.8과 5.9의 경우와 다르게 도시된 점을 유의바란다.). Figs. 5.8과 5.9의 경우보다 유의파고가 6배로 증가되었기 때문에 동적변위스펙트럼의 값이 보다 크게 나타나지만 주파수변동특성은 전술한 Figs. 5.8과 5.9의 경향과 유사하다는 것을 확인할 수 있다.

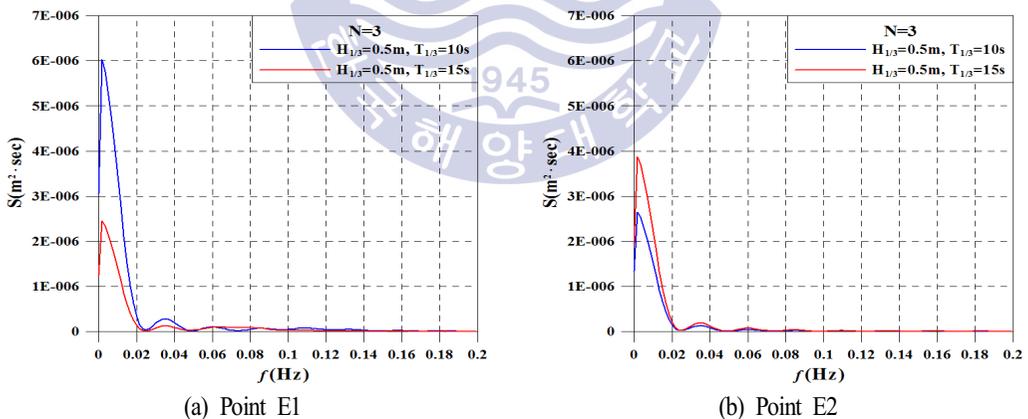


Fig. 5.8. Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.

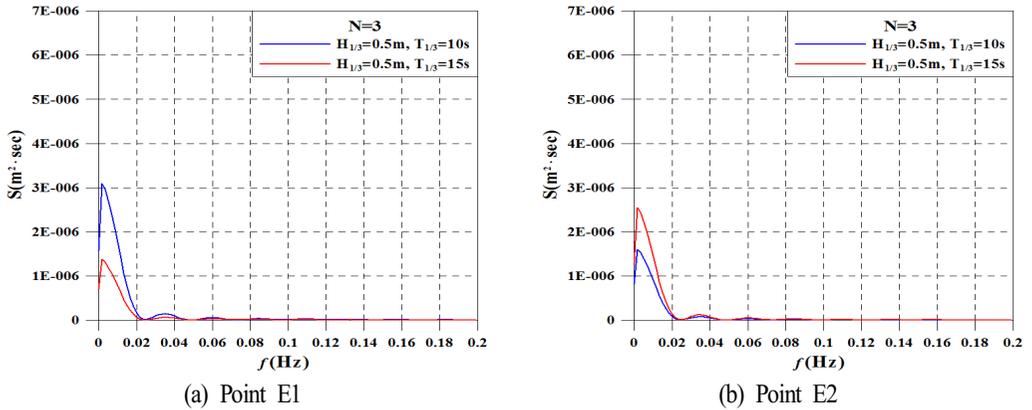


Fig. 5.9. Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.

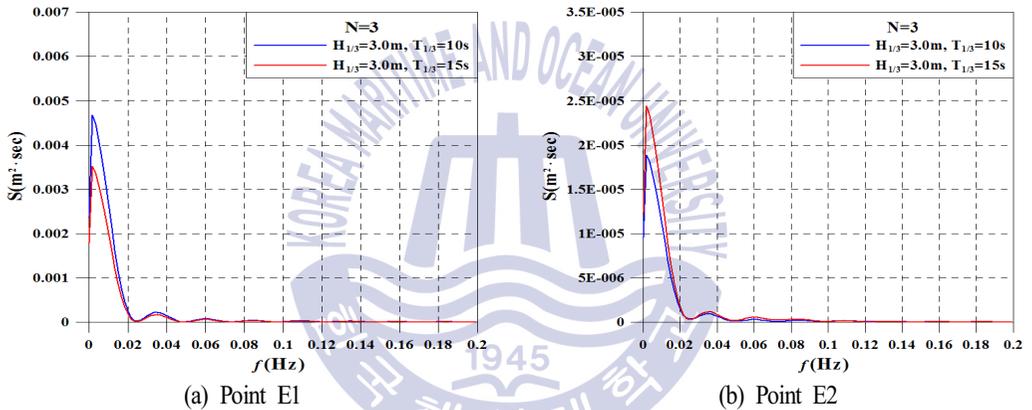


Fig. 5.10. Horizontal displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.

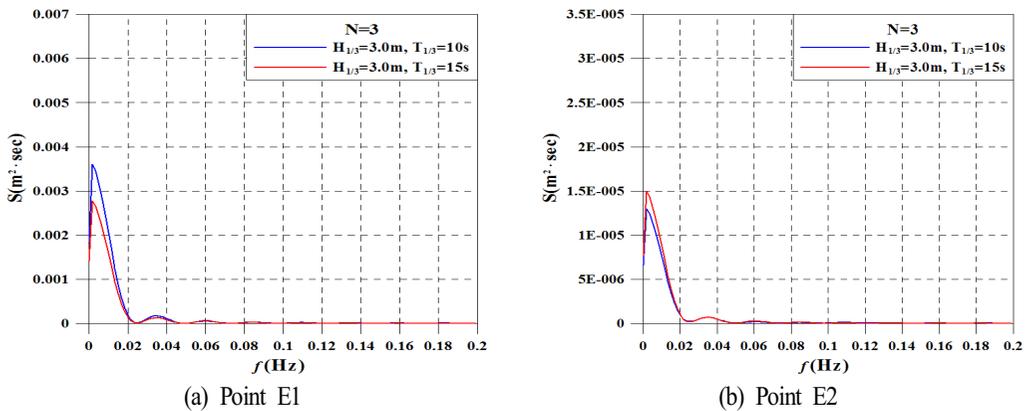


Fig. 5.11. Vertical displacement spectrum at points E1 and E2 according to variations of significant wave height, period and position on submerged breakwater.

5.4.3 해저지반의 동적응답

(1) 간극수압

해저지반내 간극수압은 전단응력의 변화에 따른 간극체적의 감소로부터 발생하는 주기평균의 잔류간극수압과 동압의 변동에 대응하는 진동간극수압의 합으로 나타난다.

Fig. 5.1에서 나타낸 잠제하의 해저지반에서 잠제의 좌측부 P1, 중앙부 P8 및 우측부 P15의 경우 해저표면상을 기점으로 아랫방향으로 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 에서 N , $H_{1/3}$ 및 $T_{1/3}$ 을 변화시켜 간극수압의 시계열을 나타낸 것이 다음의 Figs. 5.12와 5.13에 제시되어 있다.

먼저, $N=3$ 인 Fig. 5.12에서 잠제의 좌측부인 P1에서는 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 크게 나타나고, 동일한 유의파고에 대해 유의주기가 짧은 경우가 잔류간극수압은 작아지지만 진동성분은 대체로 증가하는 경향을 나타낸다. 이러한 변동상황을 제시된 Fig. 5.12로는 정확히 판별하기가 다소 어렵지만 후술하는 Fig. 5.14에 나타낸 간극수압의 스펙트럼으로부터 명확히 볼 수 있다. 따라서, Figs. 5.12와 5.14를 함께 분석하면 잠제의 중앙부인 P8에서 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 크게 나타나는 것은 P1의 경우와 동일하지만 동일한 유의파고에 대해 유의주기가 짧은 경우가 잔류성분은 증가하고 진동성분은 감소하는 경향을 나타내지만 지반깊이가 깊은 경우에는 큰 차이를 나타내지 않는다. 반면에, 잠제의 우측부인 P15에서는 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 크게 나타나는 것은 P1과 P8의 경우와 일치한다. 또한, 동일한 유의파고에 대해 유의주기의 변화가 잔류간극수압에 미치는 영향은 P1과 P8과는 달리 매우 작지만 유의주기가 짧을수록 잔류성분은 약간 증가하고 진동성분은 감소하는 경향은 P8의 경우와 일치하는 현상이다. 여기서, P15의 경우가 P1보다 간극수압의 변동이 작아지는 것은 잠제의 좌측에서보다 우측에서 파고가 작아지고, 잠제의 좌측부보다 우측부에서 동적변위가 작아지는 현상과 연관성을 갖는 것으로 판단된다. 그리고, 잠제 중앙부하 P8에서 잔류성분이 가장 크게 나타나는 것은 잠제의 동적변위를 직접적으로 가장 크게 영향을 받기 때문인 것으로 판단되며, 이는 혼성방파제하의 해저지반내에서 간극수압의 변동을 실험적으로 검토한 De Groot et al.(2006)의 결과와 일치한다. 연직위치에 따른 간극수압의 크기를 비교하면 잠제 중앙부를 제외하고는 깊이가 깊어지면 진동 및 잔류간극수압이 증가되는 것을 볼 수 있다.

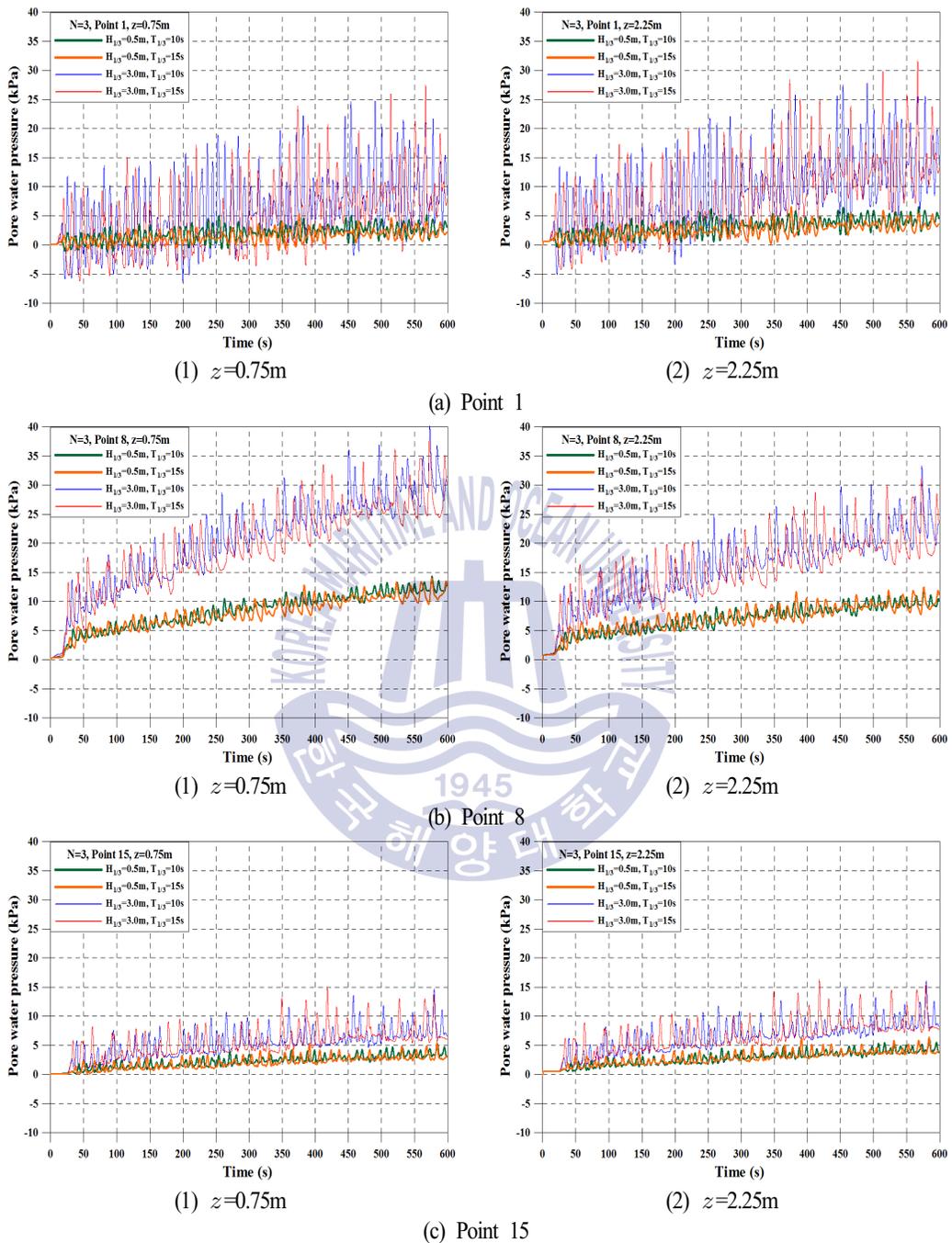


Fig. 5.12. Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=3$.

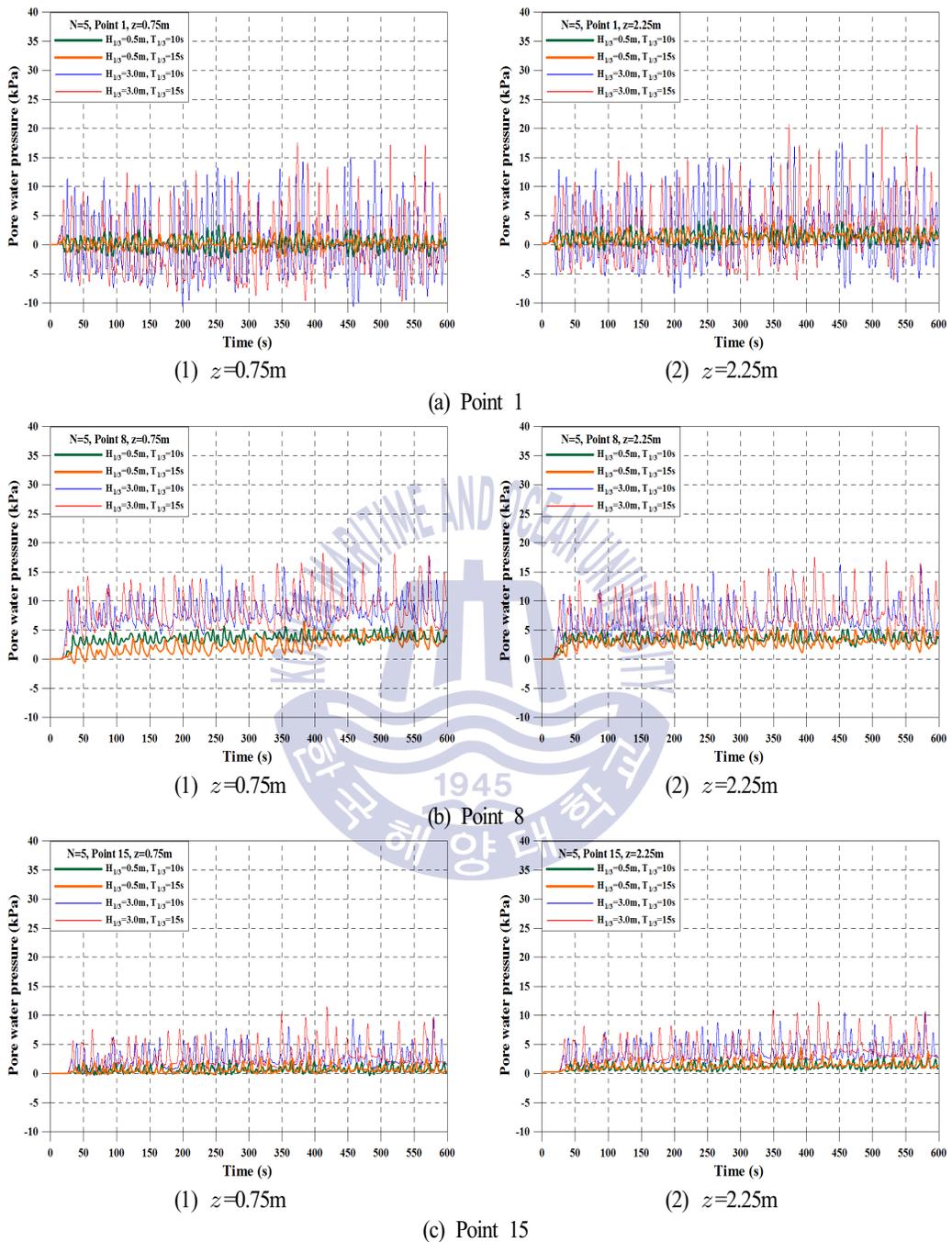


Fig. 5.13. Time history of oscillatory and residual pore water pressures according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed for $N=5$.

다음으로, $N=5$ 의 경우에 대한 Fig. 5.13을 검토한다. 전체적으로 $N=3$ 의 Fig. 5.12보다 진동 및 잔류간극수압의 크기가 작아지는 것을 확인할 수 있다. 또한, P8의 경우가 P1보다, 그리고 P15의 경우가 P8보다 진동간극수압의 변동이 작아지며, 잔류간극수압은 잠제 중앙부하 P8에서 가장 크게 나타나는 것은 전술한 Fig. 5.12의 경우와 일치한다.

그리고, P8을 제외하면 해저지반의 깊이가 깊은 경우가 진동 및 잔류성분이 커지는 것은 전술한 경우와 동일하다. 여기서, 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 클수록 진동 및 잔류간극수압이 증가하는 경향은 나타나지만 P1에서는 명확하지 않으며, 동일한 유의파고에 대해 유의주기가 길수록 진동 및 잔류간극수압이 증가하는 경향(P8과 P15에서 $H_{1/3}=3.0m$ 의 경우)도 일부 나타나지만 전체적으로 통일된 경향은 아니다.

(2) 간극수압에 대한 주파수스펙트럼 분석

전술한 Fig. 5.12에서 제시한 간극수압의 시간변동으로부터 스펙트럼을 분석한 결과가 다음의 Fig. 5.14에 주어져 있다. 그림에서는 $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$ 및 $T_{1/3}=10s$, $15s$ 의 경우에 Fig. 5.1의 P1, P8 및 P15지점에서 간극수압스펙트럼만을 나타낸다. 그림으로부터 검토된 모든 경우에 $f \approx 0Hz$ 근방의 잔류간극수압이 $f=0.072Hz$ 와 $0.105Hz$ 근방의 진동간극수압보다 큰 값을 나타내며, P1과 P15에서는 지반깊이가 깊을수록 잔류성분이 증가하고, P8에서는 반대로 지반깊이가 깊을수록 잔류성분은 감소하는 경향을 나타낸다. 전술한 Fig. 5.12에서도 지적한 바와 같이 유의주기의 변화에 따라서는 P1의 경우에 유의주기가 길어지면 잔류성분이 증가하고 진동성분은 감소하는 경향이 있지만 P8과 P15에서는 반대의 경향이 나타나는 것을 확인할 수 있다. 잠제 중앙부하 P8을 제외한 다른 위치에서는 간극수압의 변동에서 언급한 바와 같이 깊이가 깊을수록 잔류성분이 커진다. P1을 제외한 P8과 P15에서는 진동성분이 거의 나타나지 않으며, 이는 파동의 동파압에 대한 잠제 구성재료의 관성저항과 마찰 등의 영향으로 많은 부분이 소산되고, P15에서는 잠제상에서 쇄파와 그로 인한 에너지손실 및 잠제 구성재료와 파와의 마찰에 의한 에너지소산 등으로 진동성분의 많은 성분이 감소되기 때문이다.

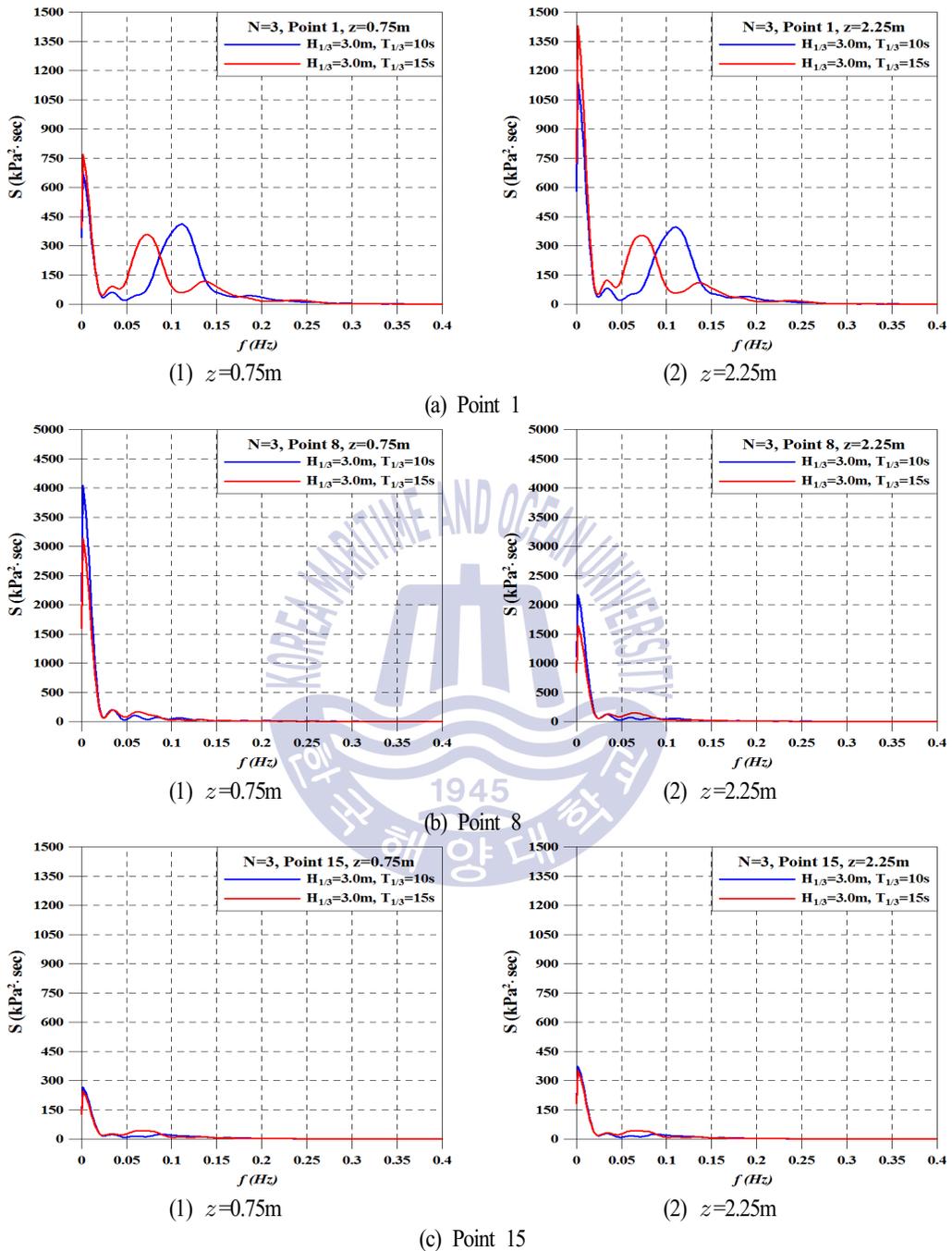


Fig. 5.14. Pore water pressure spectrum according to variations of wave period and vertical position in seabed for $N=3$.

(3) 간극수압비

Figs. 5.15와 5.16은 N 값이 각각 3과 5일 때 Fig. 5.1에서의 P1, P8 및 P15에서 유의파고와 유의주기의 변화에 따른 간극수압비의 시계열을 나타낸 결과이다. 여기서, 간극수압비는 $1 - \sigma_m' / \sigma_{mst}'$ 로 정의되고, σ_m' 은 평균유효응력, σ_{mst}' 는 초기유효응력을 나타낸다. 간극수압 p 와 초기유효응력 σ_{mst}' 의 비 p / σ_{mst}' 로 정의되는 간극수압비가 $p / \sigma_{mst}' \geq 1$ 이면 액상화로 판정되고, 본 연구의 경우는 $1 - \sigma_m' / \sigma_{mst}' \geq 0.95$ 이면 지반액상화로 판정된다(Yasuda, 1988).

그림으로부터 연직깊이가 증가할수록 동시에 N 값이 증가할수록 간극수압비가 감소되며, 따라서 액상화 가능성이 떨어진다는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 연직깊이가 깊을수록 초기유효응력(상재하중)이 증가되고, 이로 인하여 지반의 상대밀도가 커지기 때문이다. 액상화 가능성에 대해 검토하면 본 연구에서 적용된 불규칙파랑 및 지반조건하에서는 $N=3$ 의 경우 잠제 전면 P1의 $z=0.75\text{m}$ 에서 유의파고가 큰 $H_{1/3}=3.0\text{m}$ 에서 액상화 가능성이 나타나지만 그 이외는 액상화 가능성은 없는 것으로 판단된다. 한편, 전술한 Figs. 5.12와 5.13에서 잔류간극수압이 잠제의 중앙부 P8에서 잠제의 좌·우측 P1과 P15에서보다 큰 값을 나타내었다는 점을 고려하면 현재 간극수압비가 P8에서 값이 P1과 P15보다 작거나 혹은 거의 동등한 값의 크기를 나타내는 것은 초기유효응력에 잠제의 수중중량이 포함되었기 때문이다.

Fig. 5.17은 액상화 가능성이 높은 잠제 좌측 해저지반 P1에서 규칙파와 불규칙파에 따른 간극수압비의 시계열을 비교한 것이다. 파란색 실선이 규칙파($N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$), 빨간색 실선이 불규칙파($N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$)인 경우이다. 그림으로부터 규칙파의 경우가 보다 큰 간극수압비를 나타내고, 잔류간극수압의 정상상태도 보다 빨리 나타나는 것을 확인할 수 있다. 또한, 시간의 경과에 따라 불규칙파의 경우는 잔류간극수압이 계단상으로 증가되는 경향을 보이며, 이는 Chen et al.(2008)에서 지적된 결과와 일치한다.

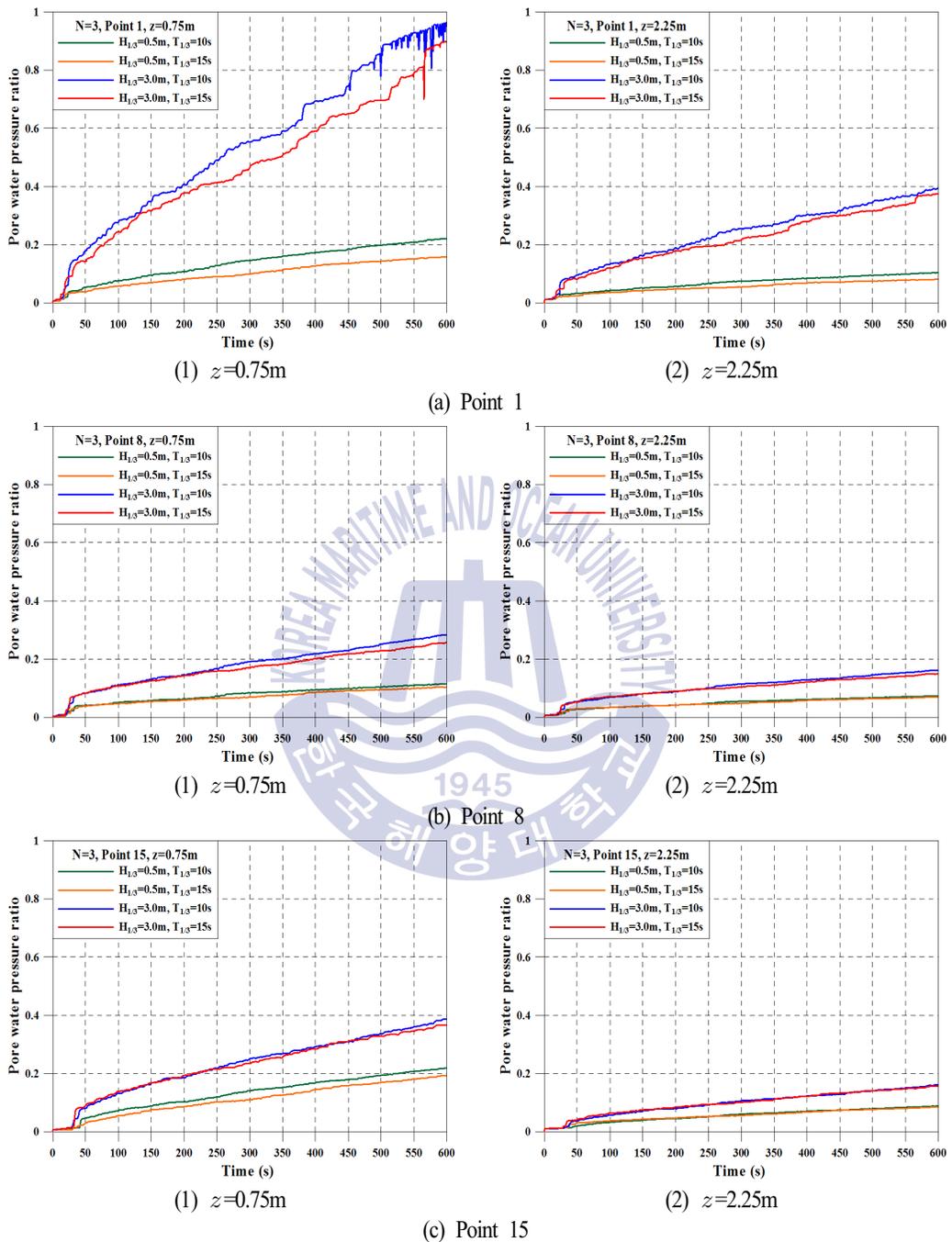


Fig. 5.15. Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=3$.

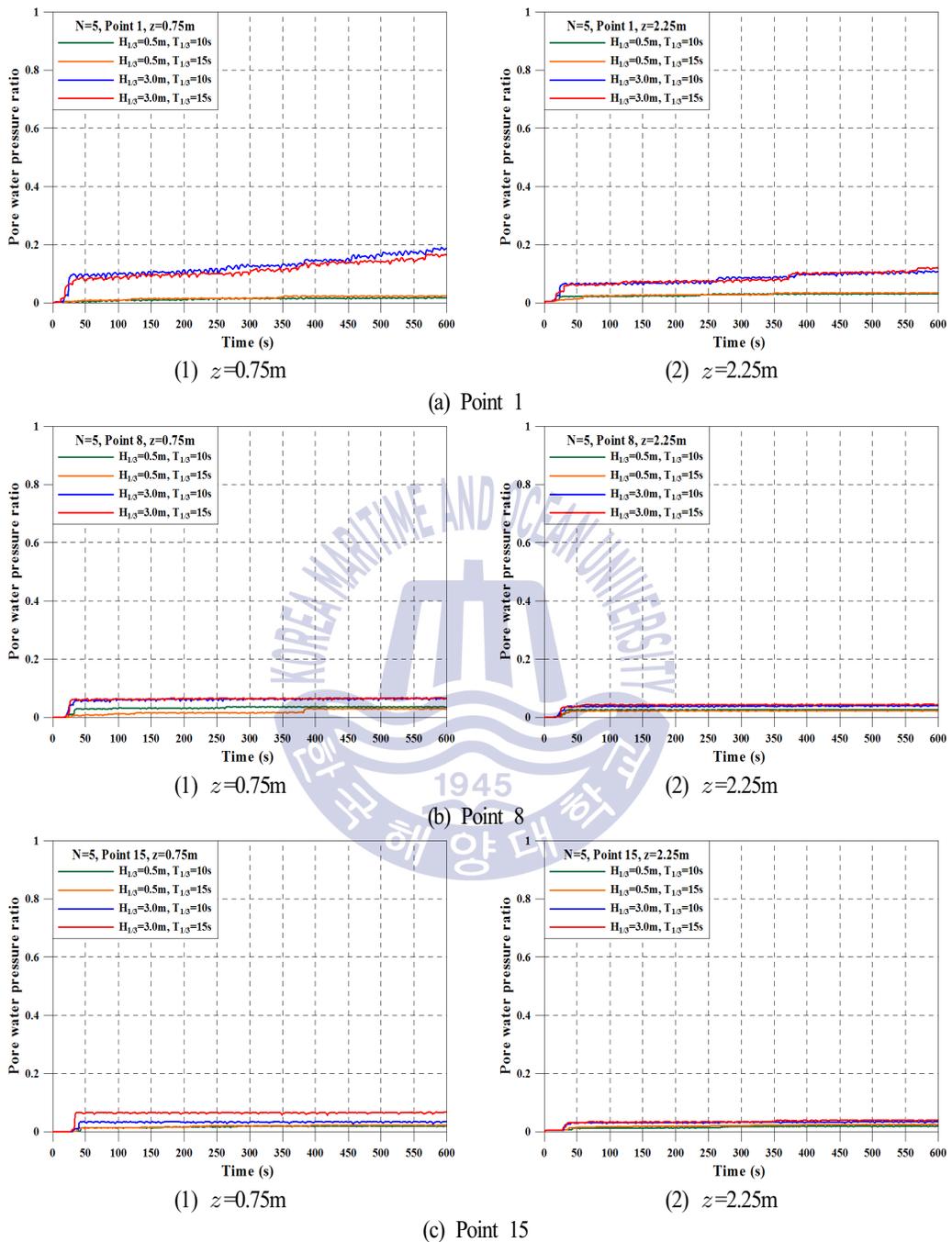


Fig. 5.16. Time history of pore water pressure ratios according to variations of significant wave height, period and vertical position of seabed in case of $N=5$.

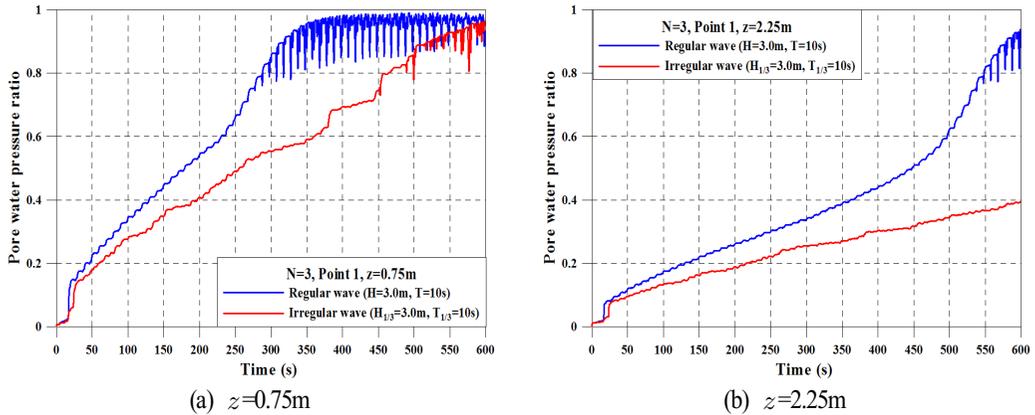


Fig. 5.17. Comparison of time histories of pore water pressure ratio between regular waves and irregular waves.

(4) 간극수압비의 공간분포

Figs. 5.18과 5.19는 규칙파와 불규칙파의 경우에 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것으로, 그림에서 빨간색에 가까울수록 액상화 가능성이 높다는 것을 나타낸다. 잠제의 배면해역보다는 전면해역에서 액상화에 가까운 영역의 범위가 넓게 발생하는 것은 규칙파와 불규칙파 모두 동일하지만 규칙파의 경우가 해저지반의 더욱 깊은 곳까지 액상화에 가까운 영역이 분포하는 것을 시각적으로 확인할 수 있다. 이상의 Figs. 5.18~5.19로부터 한정된 본 계산결과이지만 잠제하의 해저지반내에서 액상화 평가시 유의파에 해당하는 파고와 주기를 갖는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다는 것을 알 수 있다.

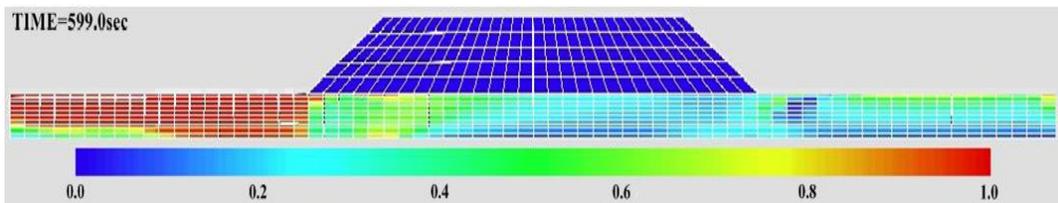


Fig. 5.18. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.

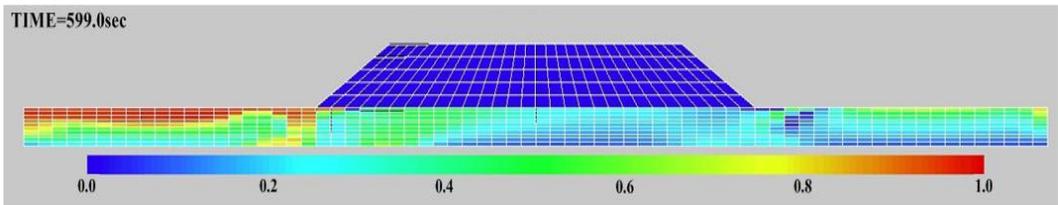


Fig. 5.19. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H=3.0m$, $T=10s$.

5.5 결론

본 연구에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 불규칙과랑작용하에 해저면상에서 동파압을 산정하고, 이를 탄·소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 입력치로 적용하여 입사파(유의파고와 유의주기)와 해저지반의 특성(N 값)을 변화시키면서 해저지반상에 설치된 잠제의 동적거동(변위)과 해저지반내 간극수압 및 간극수압비(액상화)와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

(1) 잠제 천단 좌우측부의 수평 및 연직변위방향으로부터 잠제는 양측 수평방향으로 퍼지면서 침하되는 변위특성을 나타낸다. 수평변위의 경우 유의파고가 크고, N 값이 작은 경우에 커진다. 또한, 잠제 천단 좌측부에서는 유의주기가 짧고, 우측부에서는 유의주기가 긴 경우에 커진다. 연직변위의 경우 잠제 천단 좌측부가 우측부보다 큰 침하량을 나타내며, 유의파고가 큰 경우에 크고, N 값이 큰 경우에 작아진다. 그리고, 잠제 천단 좌측부에서는 규칙파의 경우가, 우측부에서는 불규칙파의 경우가 큰 수평변위를 나타낸다.

(2) 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 증가하고, 유의주기가 짧은 경우가 잔류간극수압이 증가하는 반면에 진동성분은 감소하는 것이 일반적이지만 잠제의 좌측부에서는 반대의 경향을 나타낸다. 유의주기의 변화에 대한 민감도는 유의파고보다 떨어진다. 잠제 중앙부하의 해저지반내에서 잔류성분이 가장 크게 나타나며, 이는 지반의 연직깊이가 깊을수록 감소한다. 반면에, 잠제 좌우측부하 지반내에서는 지반의 연직깊이가 깊어지면 진동 및 잔류간극수압이 증가된다. 이러한 현상은 N 값이 커지면 값의 크기가 전반적으로 작아진다.

(3) 지반의 연직깊이가 깊어지고, 동시에 N 값이 커지면 간극수압비는 감소된다. 따라서, 액상

화 가능성이 줄어든다. 또한, 규칙파의 경우가 보다 큰 간극수압비를 나타내고, 잔류간극수압이 정상상태에 도달하는 시간도 상대적으로 빠르며, 불규칙파에서는 잔류간극수압이 계단상으로 증가되는 경향을 나타낸다.

(4) 한정된 본 계산결과이지만 잠제하의 해저지반내에서 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파고와 주기를 갖는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

References

- Chen, Y.L., Tzang, S.Y. and Ou, S.H. (2008). Application of the EEMD method to investigate pore pressure buildups in a wave-fluidized sandbed, *Proceedings of the 31st International Conference on Coastal Engineering*, 2, 1614-1624.
- De Groot, M.B., Kudella, M., Meijers, P. and Oumeraci, H. (2006). Liquefaction phenomena underneath marine gravity structures subjected to wave loads, *J. Waterway, Port, Coastal, Ocean Eng.*, ASCE, 132(4), 325-335.
- Dong, P. and Xu, H. (2010). An ensemble modelling for the assessment of random wave-induced liquefaction risks, *Abstract Book of the 32nd International Conference on Coastal Engineering, ICCE 2010*, Paper No. 214.
- Goda, Y. (2010). *Random seas and design of maritime structures*, World Scientific.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 16-20.
- Jeng, D.S., Ye, J.H., Zhang, J.S., & Liu, P.F. (2013). An integrated model for the wave-induced seabed response around marine structures : Model verifications and applications. *Coastal Engineering*, 72, 1-19.
- Lee, K.H., Park, J.H. and Kim, D.S. (2012). Numerical simulation of irregular airflow within wave power converter using OWC by action of 3-dimensional irregular waves, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 24(3), 189-202 (in Korean).
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC generation system considering sea water exchange, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 25(3), 128-137 (in Korean).
- Mitsuyasu, H. (1970). On the growth of spectrum of wind-generated waves(2)-spectral shape of wind waves at finite fetch, *Proc. Conf. on Coastal Eng., JSCE*, 1-7 (in Japanese).
- Mizutani, N., Mostafa, A.M. and Iwata, K. (1998). Nonlinear regular wave, submerged breakwater and seabed dynamic interaction. *Coastal Engineering*, 33, 177-202.

-
- Morita, T., Iai, S., Hanlong, L., Ichii, Y. and Satou, T. (1997). Simplified set-up method of various parameters necessary to predict liquefaction damage of structures by FLIP program, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, PARI, Japan, 869, 1-36.
- Sumer, B.M. and Cheng, N.S. (1999). A random-walk model for pore pressure accumulation in marine soils, Proceedings of the 9th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE-99, Brest, France, 1, 521-526.
- Xu, H. and Dong, P. (2011). A probabilistic analysis of random wave-induced liquefaction, Ocean Engineering, 38(7), 860-867.
- Yasuda, S. (1988). From investigation to countermeasure for liquefaction, Kajima Press, 256p (in Japanese).





6장 잠제하 해저지반에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석

6.1 서언

규칙파와 불규칙파의 조건하 잠제 주변지반내에서 진동 및 잔류간극수압의 변동특성을 검토한 선행연구(4장과 5장)에 의하면 실트질 혹은 실트질모래지반에서는 잔류간극수압의 누적에 따라 간극수압이 유효응력을 초과하여 해저지반내에서 액상화가 발생할 가능성이 충분히 있고, 특히 지반지지력이 작은 경우, 즉 지반의 표준관입시험으로부터 산정되는 N 치가 작은 경우는 액상화 가능성이 훨씬 높아지는 것으로 판정되었다.

이와 같은 액상화에 대한 대책공법을 목적에 따라 지반개량공법, 간극수압의 개선공법 및 구조적인 보강공법으로 대별할 수 있다. 지반개량공법은 중력식구조물이 설치되기 전에 해저지반의 압밀과 강도를 증대시키는 공법으로, 일반적으로 DCM, SCP 및 과채하공법 등이 이 공법의 범주에 포함된다. 간극수압의 개선공법은 중력식구조물 주변지반에 시간의 경과에 따른 누적간극수압을 저하시키기 위하여 배수패드 혹은 배수공을 설치하는 것(Gerwick, 2007)으로, 이에 의해 지반내 간극수의 배수가 촉진되어 간극수압의 상승이 억제되게 된다. 구조적인 보강공법으로는 파일을 박아 지반지지력을 확보하거나 구조물하에 스킵트를 설치하여 구조물의 요동에 의한 액상화를 방지하는 방법 등이 있다.

본 6장에서는 과채하공법의 하나인 보호사석을 포설하는 공법을 잠제의 주변지반에 적용하는 것으로 한다. 이는 해저지반에 추가적인 압력을 가하는 일종의 압성토공법이다(Gerwick, 2007). 해저지반에서 보호사석 혹은 추가재하의 영향을 검토한 연구사례는 매우 제한적이지만, 예로 Sekiguchi et al.(2000)은 원심모형과동수조실험에서, Sumer et al.(2010)은 일반과동수조실험에서 지반의 액상화 거동에 보호사석의 영향을 실험적으로 검토하였다. 두 연구결과에 따르면 보호사석의 하중으로 인하여 해저지반의 상대밀도가 충분히 증가하여 액상화가 발생되기 어렵게 된다는 중요한 사실이 밝혀졌다.

한편, 보호사석을 해저지반상에 포설한 경우 지반의 액상화에 따라 보호사석의 침하를 방지하기 위하여 보호사석과 해저지반 사이에 필터층을 적용하는 것이 일반적이고, Sumer et al.(2010)에 의한 실험에 따르면 필터층이 보호사석의 침하를 방지하면서 보호사석과 필터가 함께 침하되는 하향변위를 크게 감소시키며, 반복과랑하중에 의해 지반이 주기적으로 큰 인장과 압축이 발생되지 않도록, 즉 과랑에 의한 반복전단변형이 발생되지 않도록 조밀하게 밀착되었을 때 액상화되지 않는다는 사실도 알려졌다.

본 연구에서는 해저지반에 미치는 전술한 보호사석의 역할과 필터층의 역할을 동시에 수행할 수 있는 Photo 6.1의 콘크리트매트를 적용한다. 이 매트는 사진에 나타내는 바와 같이 파랑에 의해 흐트러지거나 개별로 침하되지 않으며, 일반적으로 하천에서 세굴방지공으로 포설되어 왔다. 따라서, 이러한 콘크리트매트(Godbold et al., 2014)를 잠제 주변지반에 적용하는 공법은 잠제 개구부와 전면에서 많이 발생하는 세굴도 방지하면서 액상화도 방지할 수 있는 대책공법인 것으로 판단된다.

본 연구에서는 이상의 콘크리트매트가 잠제 주변지반상에 설치된 경우에 콘크리트매트를 포함한 구조물의 동적변위, 지반내 간극수압과 간극수압비 등을 수치적으로 검토하기 위하여 선행연구(4장과 5장)와 동일한 수치해석법인 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델(Lee et al., 2013)과 유한요소법의 탄소성지반응답에 기초한 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)모델(Iai et al., 1992a, 1992b)을 적용하며, 이로부터 얻어진 결과와 콘크리트매트가 적용되지 않은 원지반에서의 결과와 비교 검토하여 콘크리트매트의 유용성을 논의한다. 이때, 적용한 파랑은 규칙파와 불규칙파이며, 실제 수치계산에서는 파랑조건(파고와 주기)과 지반조건(N 치)을 변화시켜 해의 특성변화를 검토한다.

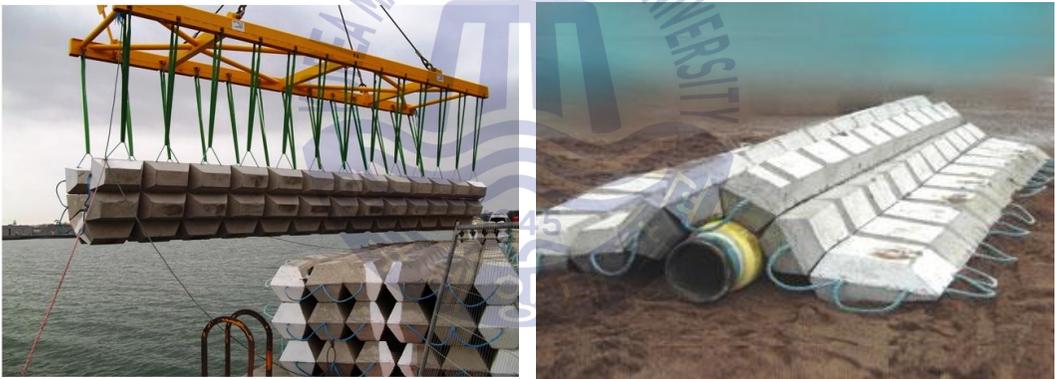


Photo. 6.1. Concrete mattresses.

6.2 계산조건

Fig. 6.1과 같은 일정수심 h 의 규칙파동장에 설치된 투과성잠제를 대상으로 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)로부터 잠제의 표면과 해저면에서 파동으로 인한 동파압을 산정하였다. 수치해석에 적용된 규칙파는 파고 $H=0.5\text{m}$, 3.0m 이고, 주기 $T=10\text{s}$, 15s 이다. 잠제의 제원은 Fig. 6.1에서 제시된 바와 같이 선행연구(4장과 5장)에서 검토한 규칙파랑 및 불규칙파랑의 경우와 동일하다. 격자는 파동장에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=1.0\text{m}$ 로, 지반부에서 $\Delta x=1.5\text{m}$, $\Delta z=0.3\text{m}$ 로 각각 설정되었다. 그리고, Fig. 6.1에는 FLIP(Iai et al., 1992a, 1992b)에 적용되는 동파압의 산정위치, 잠제에서 침하량

(변위)의 산정위치 E1, E2 및 해저지반내 간극수압비의 산정위치 P1~P27 등을 함께 나타낸다. 또한, Table 6.1은 해저지반을 구성하는 실트질모래의 물성치로, 선행연구(4장과 5장)의 규칙파와 불규칙파에서 적용된 값과 동일한 값이 적용되었고, 콘크리트매트는 현장에서 적용되는 두께 0.3m, 길이 6m를 기준으로, 수치해석에서는 길이에 따른 액상화 정도를 비교하기 위하여 6m, 9m, 12m로 각각 변화시켰다. Table 6.1에서 N 값은 지반의 표준관입시험으로부터 산출되며, 이에 따른 내부마찰각은 FLIP모델의 적용에서 권장되는 간이설정법(Morita et al., 1997)으로부터 추정된 값이다.

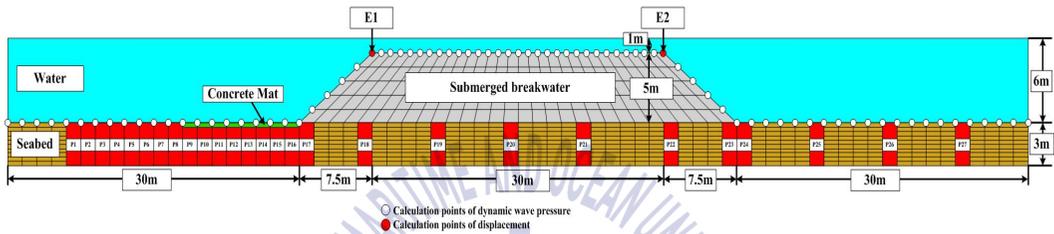


Fig. 6.1. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models. (P1~P27: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)

Table 6.1. Properties for silty-sand, submerged breakwater and concrete mat in this numerical analysis.

	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus (kPa)	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle(°)	Parameters for liquefaction characteristic					
						φ_p (°)	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
Sea bed $N=3$	3.554×10^4	9.270×10^4	0.33	0.45	37	28.00	0.005	4.070	0.5	1.073	1.161
Sea bed $N=5$	4.840×10^4	1.262×10^5	0.33	0.45	38	28.00	0.005	4.634	0.5	1.037	1.548
Submerged breakwater	2.477×10^5	6.461×10^5	0.33	0.45	45	-	-	-	-	-	-
Concrete mat	3.040×10^7	-	0.20	-	-	-	-	-	-	-	-

Here, φ_p (°) : Phase transformation angle
 S_1 : Ultimate limit of dilatancy
 w_1 : Overall cumulative dilatancy
 p_1 : Initial phase of cumulative dilatancy
 p_2 : Final phase of cumulative dilatancy
 c_1 : Threshold limit for dilatancy

6.3 규칙파동장에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석

6.3.1 구조물의 동적변위

Fig. 6.2는 해저지반이 $N=3$ 의 경우 잠제 천단상의 좌측 가장자리 E1에서 파고 H 와 주기 T 및 콘크리트매트의 유무에 따른 수평변위의 시계열을 나타내며, Fig. 6.3은 동일한 조건하에 연직변위(침하)의 경우를 나타낸다. 각 그림에서 (a)는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$, (b)는 $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$, (c)는 $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$, (d)는 $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 의 경우이며, 검은색 실선은 콘크리트매트가 설치되지 않은 원지반의 경우, 녹색 실선은 길이 6m의 콘크리트매트가 설치된 경우, 파란색 실선은 9m의 경우, 적색 실선은 12m의 경우에 대한 변위를 각각 나타낸다. 여기서, 잠제 천단상의 우측 가장자리 E2에 대해서는 콘크리트매트의 유무에 따른 변위차이가 거의 발생하지 않으므로 그 결과는 제시하지 않는다.

먼저, 수평변위를 살펴보면 좌측 가장자리(E1 지점)에서는 (-)값(파진행방향에 반대)을 나타내며, 지면관계상 제시하지 않지만, 우측 가장자리(E2 지점)에서는 (+)값(파진행방향과 동일)을 나타내는 점을 고려하면 이러한 수평변위의 발생방향으로부터 잠제는 양측으로 퍼지게 되는 것을 알 수 있고, 이는 선행연구(4장과 5장)에서와 동일한 결과를 나타낸다. 여기서, 콘크리트매트의 유무에 따른 차이를 살펴보면 포설된 경우가 포설되지 않은 경우보다 수평변위가 감소하며, 콘크리트매트 길이에 따른 수평변위는, Fig. 6.2(d)의 경우를 제외하면, 길이가 길어질수록 감소하는 경향을 나타낸다. 다음으로, Fig. 6.3에 제시한 연직변위를 검토한다. 연직변위는 잠제 천단에서 전체적으로 (-)값을 나타내므로 잠제가 침하되는 것을 알 수 있다. 이 때, 콘크리트매트의 유무에 따라서는 포설된 경우가 더 적은 연직변위를 나타내며, Fig. 6.3(d)의 경우를 제외하면, 길이가 길어질수록 더 적은 연직변위가 나타나는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분은 증가하며, 주기가 길어지면 진동성분은 큰 차이가 없지만, 수평 및 연직변위에서 잔류성분이 감소되는 경향을 공통적으로 볼 수 있다(연직축의 크기가 경우에 따라 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다). 이상에서 언급된 콘크리트매트의 유무에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합적으로 나타내 것이 Table 6.2에 요약되어 있다. 표로부터 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 수평변위는 최소 26%에서 최대 33%까지, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 25%에서 최대 31%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서는 최소 19%에서 최대 24%까지 저감되며, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 수평변위의 저감율이 증가한다. 그러나, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 의 경우 수평변위는 최소 17%에서 최대 35%까지 저감되지만, 전술한 경우와는 달리 콘크리트매트의 길이에 비례하는 저감율이 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 연직변위에 대해서는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 경우 최소 32%에서 최대 40%까지, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$ 의 경우 최소 32%에서 최대 38%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 경우 최소 17%에서 최대 22%까지 저감되며, 수평변위의 경우와 유사하게 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 연직변

위의 감소율이 증가한다. 역시, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 8%에서 최대 32%까지 저감되지만, 수평에서와 유사하게 전술한 경우와는 달리 콘크리트매트의 길이에 비례하는 저감율이 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 원지반에 콘크리트매트를 설치한 경우에 수평 및 연직변위가 저감되는 것은 해저지반상에 보호사석을 포설한 경우의 Sumer et al.(2010)과 Sekiguchi et al.(2000)에 의한 실험적인 연구결과에 따르면 콘크리트매트의 포설로 초기유효응력이 증가되고, 이에 따라 해저지반의 상대밀도가 증가되기 때문인 것으로 판단된다.

여기서, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 일반적으로 수평 및 연직변위가 보다 저감되는 현상은 해저지반내 상대밀도가 증가되는 수평범위가 넓어지기 때문이다.

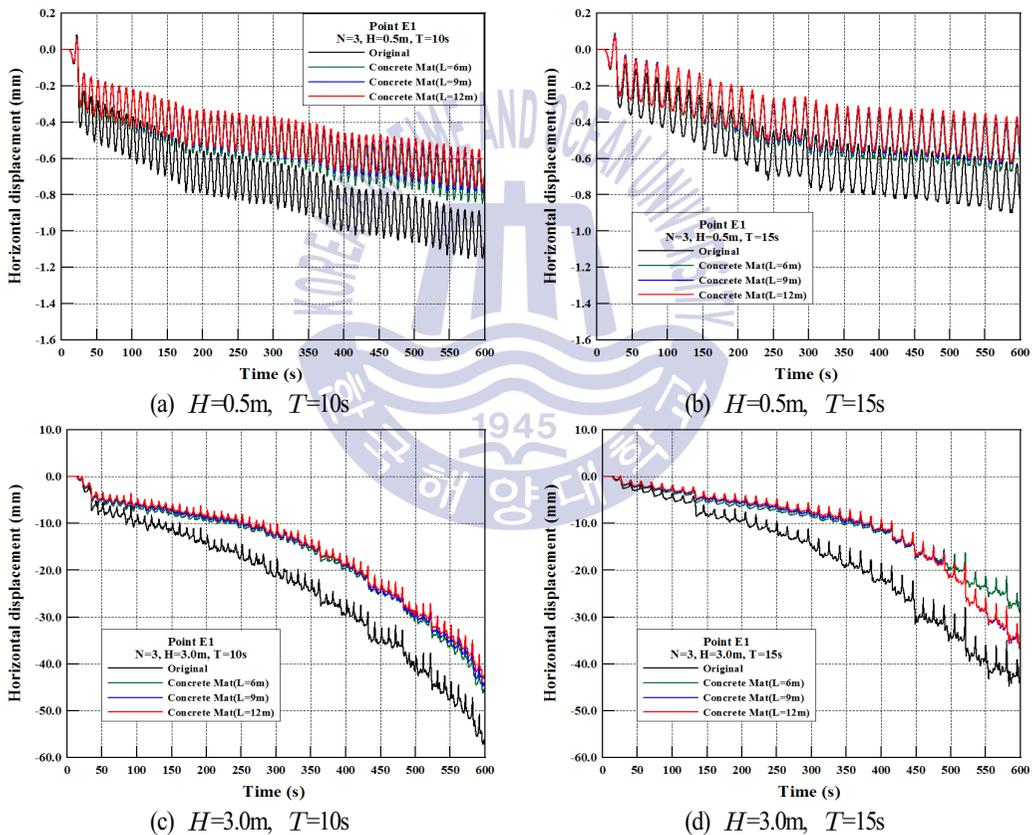


Fig. 6.2. Time history of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

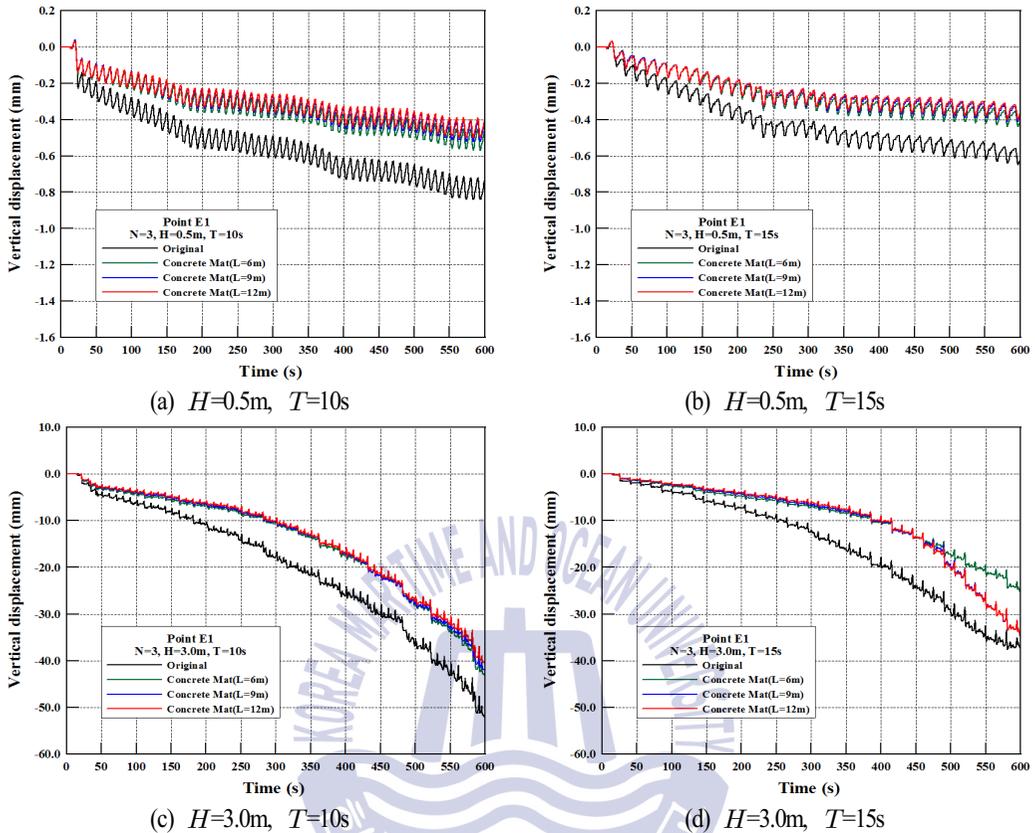


Fig. 6.3. Time history of vertical displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

Table 6.2. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$.

Wave Conditions		Concrete mat ($L=6m$)		Concrete mat ($L=9m$)		Concrete mat ($L=12m$)	
$H(m)$	$T(s)$	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)
0.5	10	26.09	32.14	31.30	38.10	33.04	40.48
	15	25.56	32.31	30.00	36.92	31.11	38.46
3.0	10	19.11	17.31	21.62	19.41	24.45	22.35
	15	35.21	32.91	17.78	8.27	18.40	8.27

다음으로, $N=5$ 를 갖는 해저지반에서 전술한 바와 동일하게 E1 지점에서 수평변위를 나타낸 Fig. 6.4 및 연직변위를 나타낸 Fig. 6.5를 검토한다. 그림으로부터 콘크리트매트의 유무에 상관없이 전술한 $N=3$ 일 때보다 해저지반이 더욱 고결화되어 수평 및 연직변위가 보다 작게 발생되고, 정상상태에 더욱 빨리 도달한다는 것은 규칙파 및 불규칙파에 대한 선행연구(4장과 5장)에서 도

출된 결과와 동일하다. 여기서, N 값이 증가하여도 콘크리트매트의 포설에 따른 변위의 감소효과는 동일하게 나타나는 것을 알 수 있다. Table 6.3은 $N=5$ 일 때 콘크리트매트의 길이에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합하여 나타낸다. 표로부터 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 수평변위는 최소 17%에서 최대 19%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서는 최소 21%에서 최대 26%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 29%에서 최대 34%까지 각각 저감효과가 나타나는 것을 알 수 있고(연직변위는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서 콘크리트매트의 길이에 상관없이 최대 26%까지, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 18%에서 최대 22%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 에서는 최소 19%에서 최대 23%까지, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$ 에서는 최소 28%에서 최대 33%까지), 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 각 변위의 저감율이 증가하는 것이 일반적인 현상으로 판단된다.

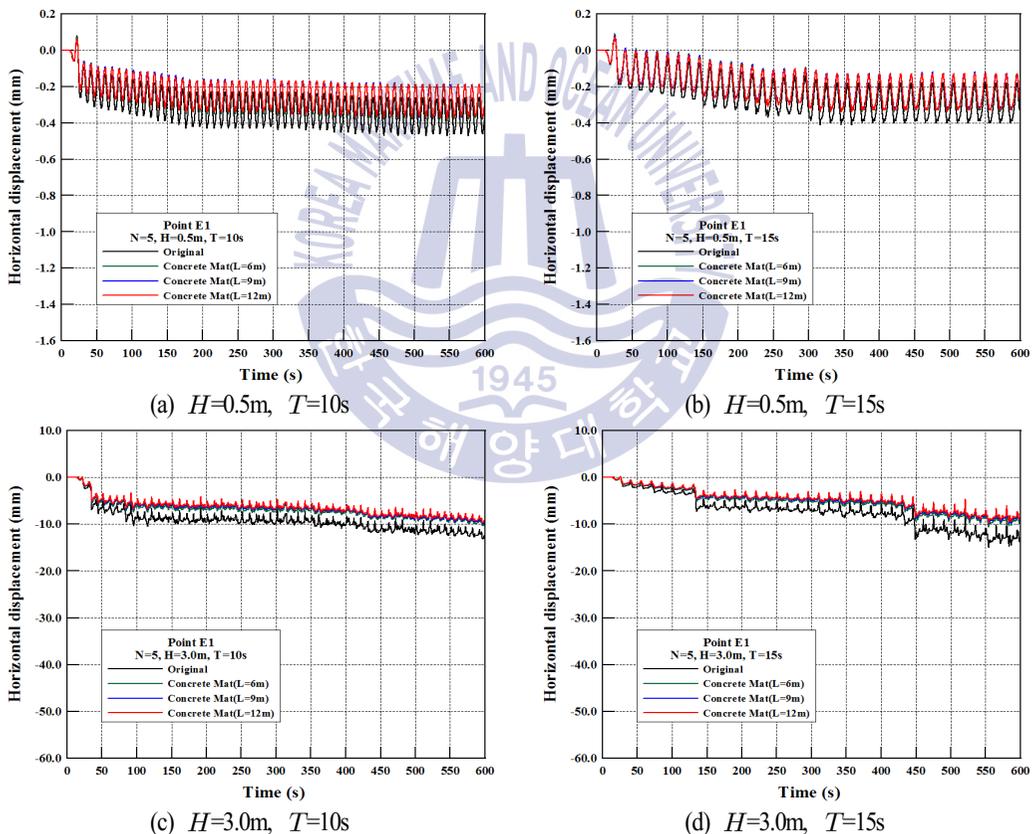


Fig. 6.4. Time history of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.

여기서, 수평 및 연직변위에서 파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분은 증가하며, 주기가 길어지면 진동성분은 큰 차이가 없지만, 잔류성분은 감소하는 경향을 나타내며, 이는 $N=3$ 의 경우와 동일한 현상이다.

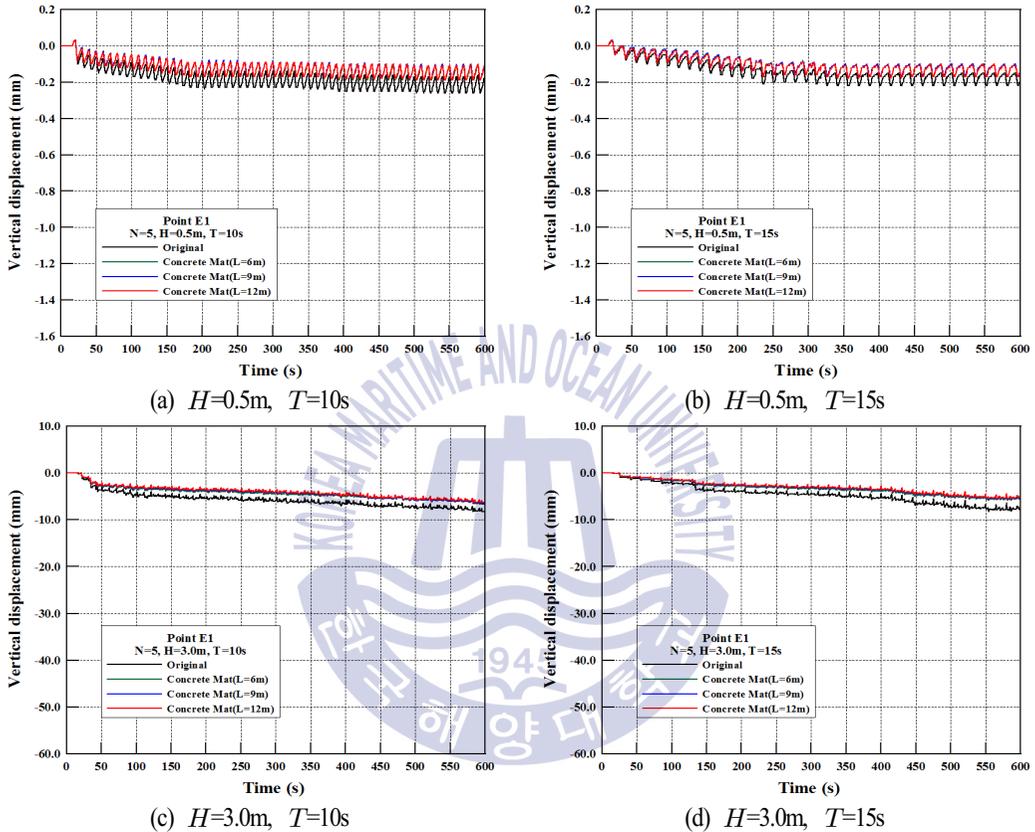


Fig. 6.5. Time vertical of horizontal displacements according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.

Table 6.3. Reduction ratio of displacement according to the wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$.

Wave Conditions		Concrete mat ($L=6\text{m}$)		Concrete mat ($L=9\text{m}$)		Concrete mat ($L=12\text{m}$)	
$H(\text{m})$	$T(\text{s})$	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)
0.5	10	17.02	26.92	19.15	26.92	19.15	26.92
	15	17.07	22.73	17.07	22.73	17.07	18.18
3.0	10	21.48	19.47	24.14	21.39	26.28	23.56
	15	29.16	28.83	32.91	31.63	34.85	33.09

6.3.2 구조물의 동적응답

(1) 간극수압

해저지반내 간극수압은 전단응력의 변화에 따른 간극체적의 감소로부터 발생하는 주기평균의 잔류간극수압과 동파압의 변동에 대응하는 진동간극수압의 합으로 나타난다. Fig. 6.1에서 정의된 바와 같이 잠재 전면부에 해당하는 P16에서 $z=0.75\text{m}$ 와 $z=2.25\text{m}$ (여기서, z 축은 해저면상을 기점으로 하향)의 두 경우에 지반정수 N , 파고 H , 주기 T 및 콘크리트매트 길이 L 의 변화에 따른 간극수압의 시간변동을 다음의 Figs. 6.6~6.9에 제시한다.

먼저, $z=0.75\text{m}$, $N=3$ 의 Fig. 6.6으로부터 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 진동간극수압의 크기는 비슷하지만, 잔류간극수압의 크기는 모두 감소되며, Fig. 6.6(c)의 경우 콘크리트매트의 포설에 따라 잔류간극수압은 감소하지만, 초기시간에서는 매트길이에 따른 감소효과가 명확히 나타나지 않는다.

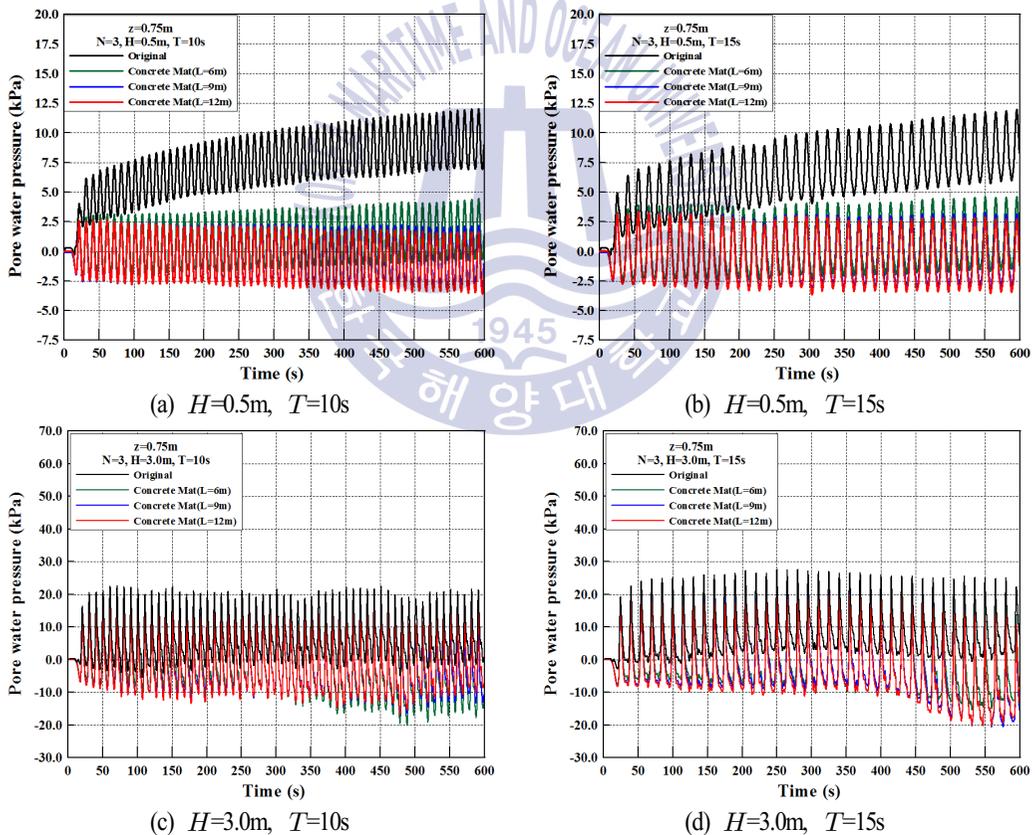


Fig. 6.6. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

그리고, 동일한 N 치에 대해 깊이가 다른 Figs. 6.7과 6.6을 비교하면 전체적으로 잔류간극수압이 증가하는 것을 알 수 있고, Figs. 6.7(a)와 6.7(b)에서는 Figs. 6.6(a)와 6.6(b)의 경우와 상이하게 콘크리트매트가 설치된 초기시간에 간극수압이 원지반보다 상승하는 현상을 볼 수 있다. 이러한 결과는 상대적으로 얇은 $z=0.75\text{m}$ 에서는 진동간극수압의 영향을 크게 받고, 반면에 보다 깊은 $z=2.25\text{m}$ 에서는 깊이가 깊을수록 급격히 증가하는 잔류간극수압의 영향이 커지기 때문이다(Lee et al., 2015).

또한, 동일한 깊이 $z=0.75\text{m}$ 에서 $N=5$ 의 Fig. 6.8과 $N=3$ 의 Fig. 6.6의 결과를 비교하면 콘크리트매트의 유무에 따라 진동간극수압은 비슷한 크기를 나타내지만, 잔류간극수압은 $N=5$ 의 경우가 감소하는 경향을 나타낸다. 하지만, $z=2.25\text{m}$ 에서 $N=5$ 인 Figs. 6.9(a)와 6.9(b)의 경우는 $N=3$ 인 Figs. 6.7(a)와 6.7(b)의 경우에 비해 콘크리트매트의 설치로 인하여 원지반보다 초기의 간극수압 증가가 지속되며, 시간의 경과에 따라 그 차이가 줄어드는 경향을 나타낸다.

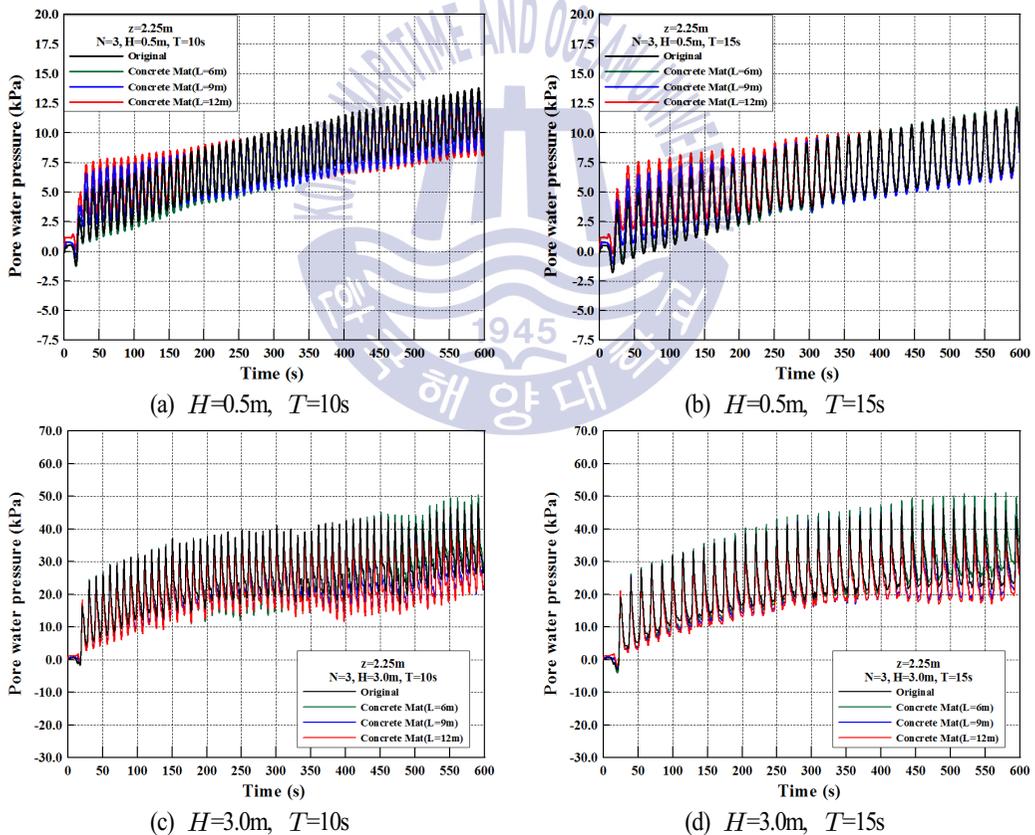


Fig. 6.7. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.

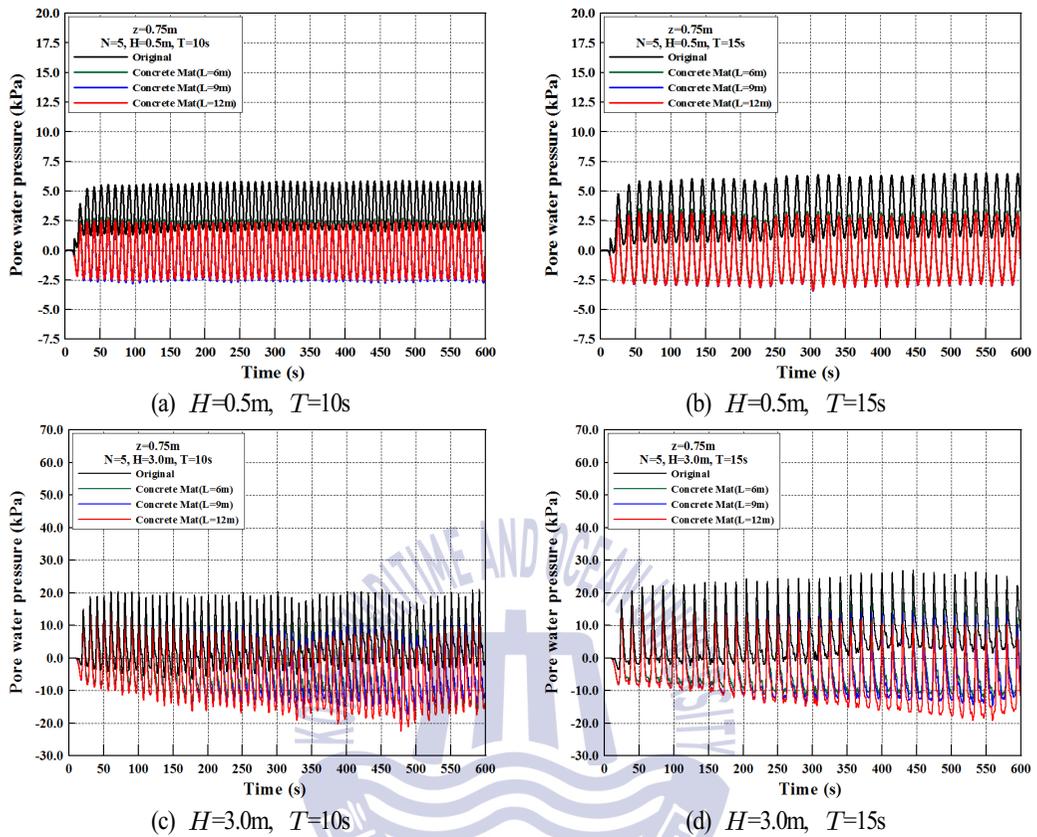


Fig. 6.8. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=5$.

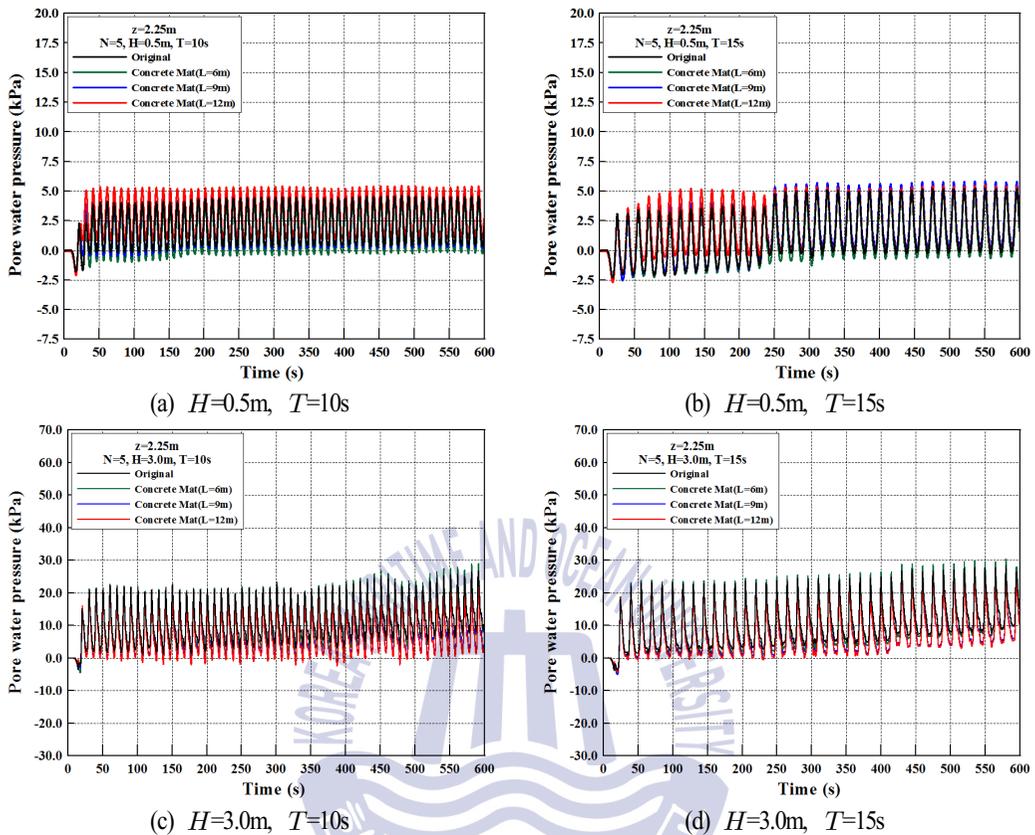


Fig. 6.9. Time history of pore water pressures according to variations of wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}, N=5$.

(2) 간극수압비

Figs. 6.10~6.17은 Fig. 6.1의 P1 지점에서 P27 지점까지 깊이 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 에서 N 값이 각각 3과 5일 때 입사파고, 주기 및 콘크리트매트 길이의 변화에 따른 간극수압비의 공간변화를 나타낸 것이다. 여기서, 간극수압비는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst}$ 로 정의되고, σ'_m 은 평균유효응력을, σ'_{mst} 는 초기유효응력을 나타낸다. 한편, 간극수압 p 와 초기유효응력 σ'_{mst} 의 비 p / σ'_{mst} 로 정의되는 또 다른 간극수압비의 경우는 $p / \sigma'_{mst} \geq 1$ 이면 액상화로 판정되지만, 본 연구의 경우는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst} \geq 0.95$ 이면 지반액상화로 판정된다(Yasuda, 1988). 각 그림에서 검은 십자기호는 원지반의 경우, 녹색 삼각기호는 길이 6m의 콘크리트매트, 파란색 원형기호는 길이 9m의 콘크리트매트, 적색 마름모기호는 길이 12m의 콘크리트매트가 각각 포설된 경우에 대한 결과이다.

먼저, $z=0.75\text{m}, N=3, H=0.5\text{m}, T=10\text{s}$ 의 Fig. 6.10을 살펴보면 콘크리트매트를 포설하지 않는 원지반의 경우 간극수압비는 최대 0.45로 나타나며, 콘크리트매트가 포설되어 그의 길이가 길어

지면 간극수압비가 줄어들고 최대 0.35까지 저감된다. 또한, 원지반의 $x=30\text{m}$ 에서 나타난 피크간극수압비가 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 잠제 전면부의 비탈면에서부터 해측으로 이동되는 것을 확인할 수 있다. 이것은 콘크리트매트의 중량에 의해 해저지반의 상대밀도가 증가되고, 매트의 길이가 해측으로 길어질수록 상대밀도가 증가되는 수평범위가 해측으로 넓어지기 때문이다. 따라서, 콘크리트매트를 적절한 길이로 포설하는 경우 잠제의 전면부하 해저지반내에 액상화 가능성이 상대적으로 저하되고, 동시에 세굴도 억제되어 잠제의 안정성이 증대되는 효과를 기대할 수 있다. 또한, 잠제의 중앙부하 및 배면하의 해저지반에서는 콘크리트매트의 포설에 따른 효과가 거의 나타나지 않는 것을 알 수 있다. 이는 잠제의 자중에 의해 초기에 이미 지반의 상대밀도가 증가된 상태에서 잠제로부터 이격되어 포설되는 콘크리트매트의 추가적인 중량에 의한 상대밀도의 변화는 크지 않기 때문이며, 동일한 의미로 잠제 배면하의 해저지반에서도 콘크리트매트가 상대적으로 더욱 많이 이격되어 포설되기 때문에 간극수압비에 미치는 영향 또한 매우 미미할 것으로 판단된다.

Fig. 6.11은 전술한 Fig. 6.10과 동일한 조건하에 주기를 $T=10\text{s}$ 에서 $T=15\text{s}$ 로 길게 한 경우의 결과이다. 얻어지는 결과는 전술한 Fig. 6.10에서의 경우와 동일하지만, 주기가 길어지면 잠제 전면부에서 간극수압비가 약간 감소하는 경향을 나타내며, 이는 선행연구(4장과 5장)에서 논의된 결과와 동일하다.

Fig. 6.12는 $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 의 경우로, 원지반에서 전술한 두 경우보다 잠제 전면하 해저지반에서 간극수압비가 0.95이상이므로 나타나며, 따라서 액상화 가능성이 매우 높은 경우이다. 따라서, 파고의 증가는 액상화 가능성을 높이는 중요한 요소이다. 이에 콘크리트매트를 포설한 경우에는 전체적으로 간극수압비가 0.4까지 줄어드는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 매트길이를 길게 할수록 간극수압비가 감소되는 수평영역이 넓어지지만, $L=9\text{m}$, 12m 의 경우는 잠제 비탈면 바로 앞에서는, 원지반보다는 작지만, 간극수압비가 재상승하는 현상이 나타난다. 따라서, 잠제 전면의 제각부 근방에서는 콘크리트매트의 중량을 더 무겁게 하거나 2층으로 포설하는 것도 하나의 방법인 것으로 판단된다. 여기서, 콘크리트매트하의 해저지반내에서는 액상화 가능성이 매우 줄어들고, 그 외의 해측에서는 액상화 가능성이 그대로 유지되지만, 액상화 가능영역은 제체로부터 많이 이격되어 나타나기 때문에 제체의 안정성에 미치는 직접적인 영향은 거의 없을 것으로 판단된다.

Fig. 6.13은 전술한 Fig. 6.12와 동일한 조건하에 주기를 $T=10\text{s}$ 에서 $T=15\text{s}$ 로 길게 한 경우의 결과이다. 콘크리트매트의 포설에 따라 간극수압비가 0.4까지 감소하는 것은 Fig. 6.12의 경우와 유사하지만, 매트하의 최대치가 보다 감소하며, $L=9\text{m}$, 12m 의 경우에 간극수압비가 재상승하는 현상에서 그의 값도 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 결과를 주기의 변화에 따른 반사율의 차

이에 기인하는 것으로 판단된다.

Figs. 6.14와 6.15는 동일한 $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$ 에 대해 역시 주기를 변화시킨 경우이다. $T=10\text{s}$ 의 Fig. 6.14에서는 콘크리트매트의 포설에 따른 간극수압비가 최대 0.8 정도까지 감소하고, 매트길이가 길어질수록 그의 감소치는 증가하면서 범위가 넓어지는 것은 전술한 결과들과 동일하다. 다음으로, $T=15\text{s}$ 의 Fig. 6.15의 경우를 살펴보면 매트의 포설에 따른 영향은 다소 있지만, 간극수압비의 변화는 크게 나타나지 않는다는 것을 알 수 있다. 이러한 결과로부터 매트하 지반 액상화 가능성에 파랑조건이 큰 영향을 미칠 수 있다는 중요한 사실을 알 수 있다.

Figs. 6.16과 6.17은 동일한 $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H=3.0\text{m}$ 에서 주기변화에 따른 간극수압비의 변화를 나타낸 것이다. 잠제 전면부의 원지반에서는 간극수압비가 최대 0.9가 나타나지만, 콘크리트매트를 포설한 경우에는 Fig. 6.11~6.13에서와 같이 매트길이를 길게 할수록 변동양상이 점차로 해측으로 이동되고, 결과적으로 제체의 안정성에 영향을 미치는 범위 밖으로 벗어나는 것을 알 수 있다. 이러한 경향은 주기가 길어지는 Fig. 6.17에서도 동일한 경향을 보이며, 역시 주기가 길어지면 최대치도 줄어들고, 잠제 전면부에서 수평위치에 따라 변동양상이 상이하게 나타나는 것을 알 수 있다. 그리고, 전술한 $N=3$ 의 경우에서와 같이 $N=5$ 의 경우에도 콘크리트매트의 포설에 따른 간극수압비의 감소가 동일한 정도로 주어진다는 것을 확인할 수 있다.

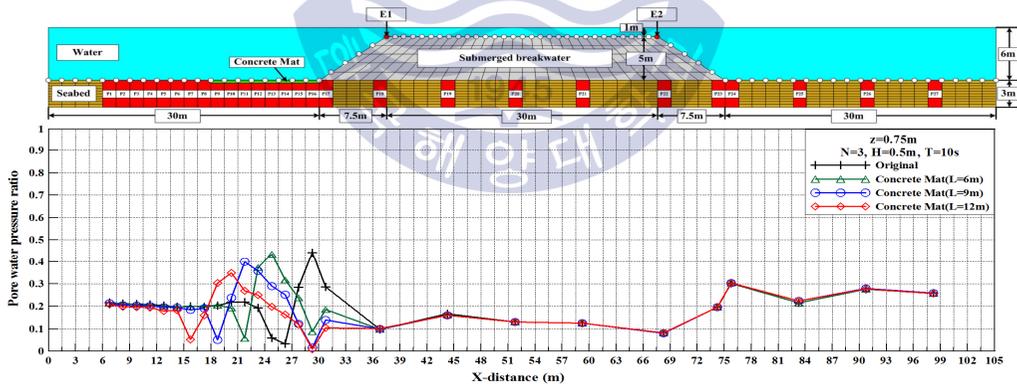


Fig. 6.10. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$.

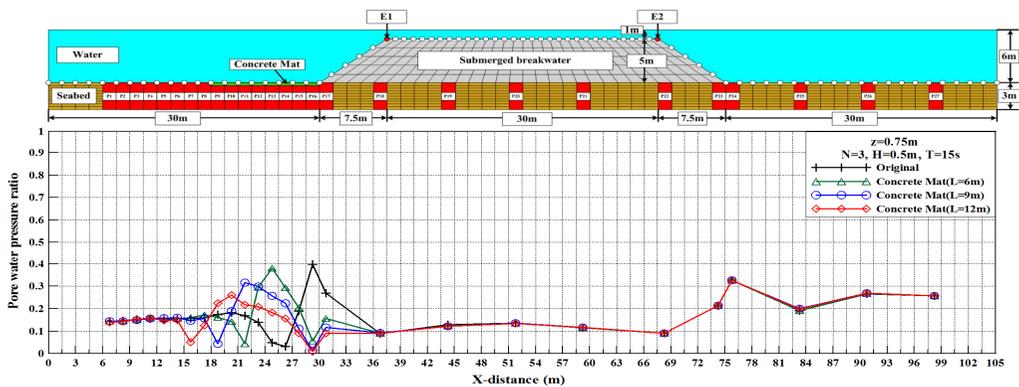


Fig. 6.11. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=0.5\text{m}$, $T=15\text{s}$.

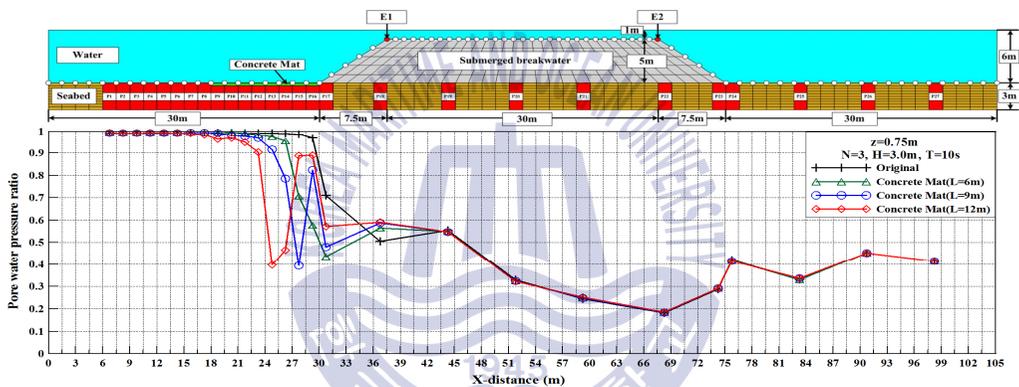


Fig. 6.12. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

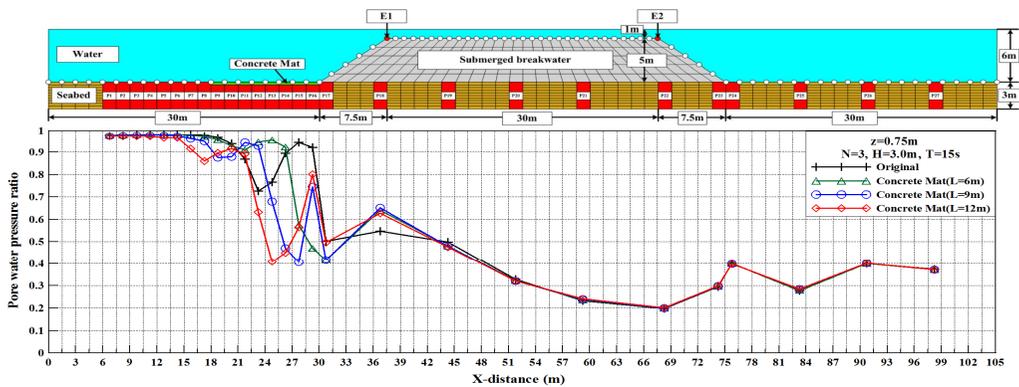


Fig. 6.13. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$.

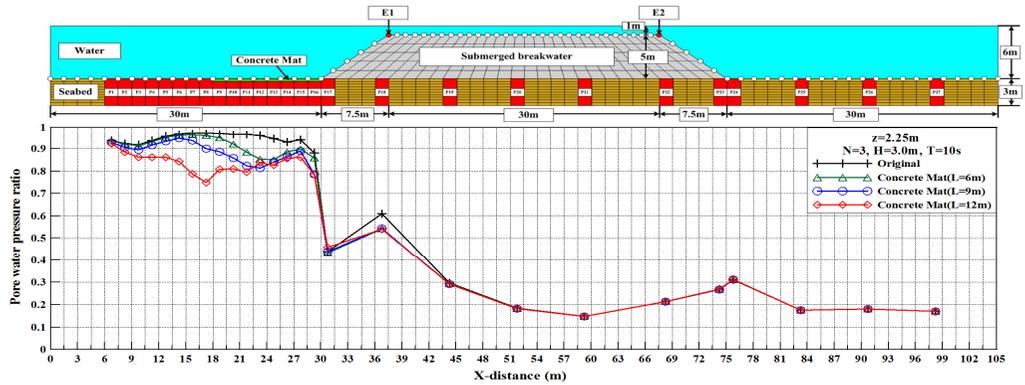


Fig. 6.14. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

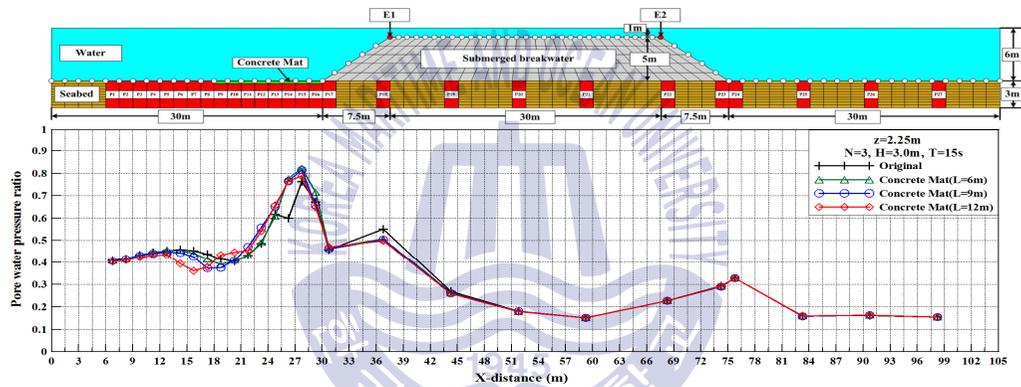


Fig. 6.15. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$.

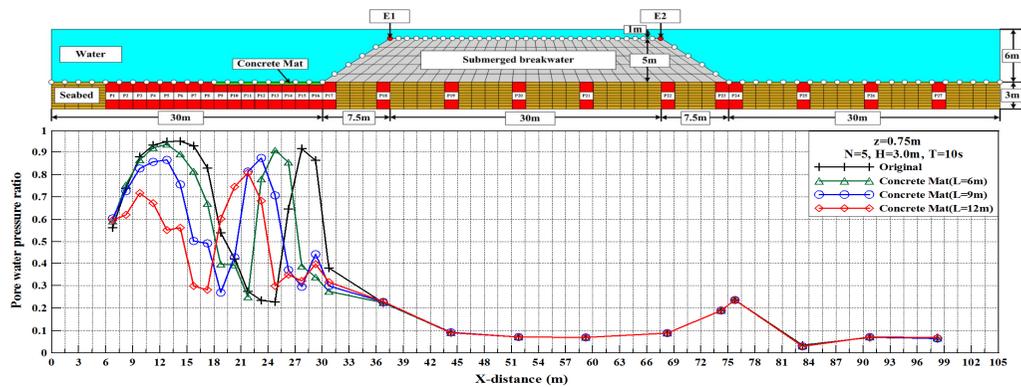


Fig. 6.16. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$.

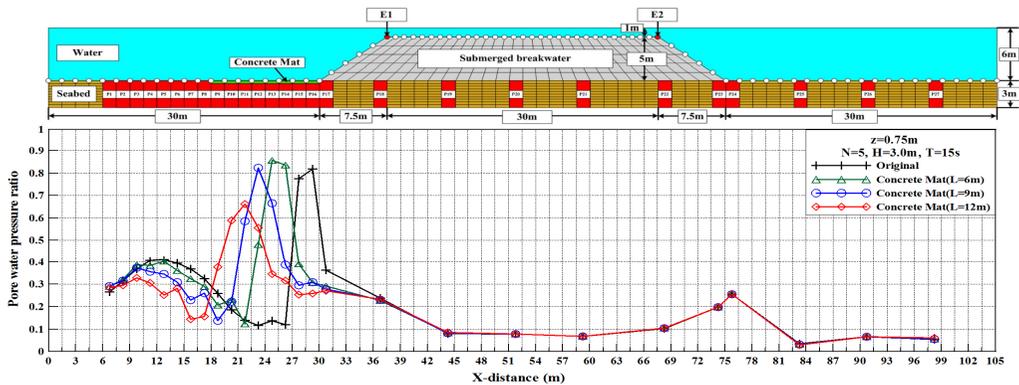


Fig. 6.17. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=15\text{s}$.

(3) 간극수압비의 공간분포

Figs. 6.18~6.21은 원지반의 경우와 콘크리트매트의 길이에 따라 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것으로, 그림에서 적색에 가까울수록 액상화 가능성이 높고, 파란색에 가까울수록 액상화 가능성이 낮다는 것을 의미한다. Fig. 6.18은 콘크리트매트가 없는 원지반의 경우이고, Figs. 6.19~6.21은 콘크리트매트가 길이 6m, 9m, 12m로 각각 포설된 경우이다. 동일한 파랑조건에서 잠제 전면 제각부하 해저지반에서 원지반의 경우는 적색으로 표기되어 액상화 가능성이 높게 나타나지만, 콘크리트매트가 포설됨에 따라 파란색으로 표기되고, 따라서 액상화 가능성이 현저히 줄어드는 것을 시각적으로 확인할 수 있다. 또한, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 제각부에서 나타난 적색이 해측으로 이동되어 제체의 안정성에 미치는 영향이 현저히 감소되는 것을 볼 수 있다.

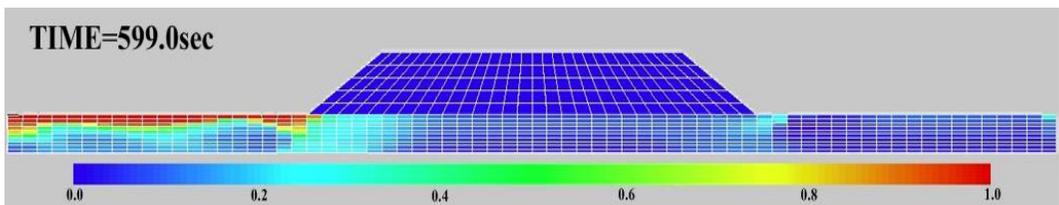


Fig. 6.18. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0\text{s}$ for $N=5$, $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ when the concrete mat is not.

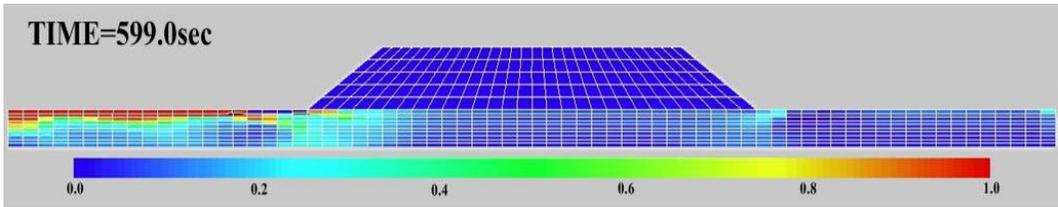


Fig. 6.19. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 6m.

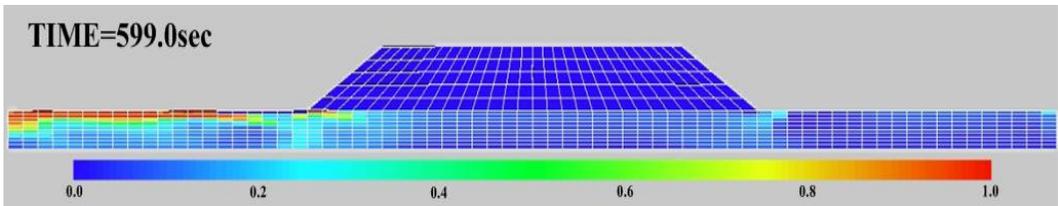


Fig. 6.20. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 9m.

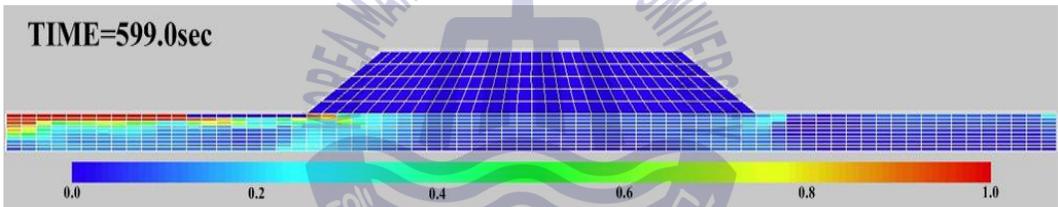


Fig. 6.21. Spatial distribution of pore water pressure ratio under regular wave loading at $t=599.0s$ for $N=5$, $H=3.0m$, $T=10s$ when the length of concrete mat is 12m.

6.4 불규칙파동장에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석

6.4.1 구조물의 동적응답

(1) 동적변위

Fig. 6.22는 해저지반 $N=3$ 의 경우 잠제 천단상의 좌측 가장자리 E1에서 유의파고 $H_{1/3}$ 와 유의주기 $T_{1/3}$ 및 콘크리트매트의 유무에 따른 수평변위 시계열을 나타내며, Fig. 6.23은 동일한 조건하에 연직변위(침하)를 나타낸다. 그림에서 (a)는 유의파고 $H_{1/3}=0.5m$, 유의주기 $T_{1/3}=10s$, (b)는 유의파고 $H_{1/3}=0.5m$, 유의주기 $T_{1/3}=15s$, (c)는 유의파고 $H_{1/3}=3.0m$, 유의주기 $T_{1/3}=10s$, (d)는 유의파고 $H_{1/3}=3.0m$, 유의주기 $T_{1/3}=15s$ 의 경우이며, 범례에 대한 설명은 이전 6.3.1과 동일하다. 여기서, 잠제 천단상의 우측 가장자리 E2에서는 콘크리트매트의 유무에 따른 변위차이가

발생하지 않으므로 그 결과는 제시하지 않는다. 먼저, 콘크리트매트의 유무에 따른 차이를 살펴 보면 포설된 경우가 포설되지 않은 경우보다 수평변위가 감소하며, 콘크리트매트 길이에 따른 수평변위는 길이가 길어질수록 감소하는 경향을 나타낸다. 원지반에 콘크리트매트를 설치한 경우에 수평 및 연직변위가 저감되는 것은 해저지반상에서 보호사석의 유용성을 지적한 Sumer et al.(2010)와 Sekiguchi et al.(2000)의 파동수조 및 원심모형수조의 실험에서와 같이 콘크리트매트의 포설로 초기유효응력이 증가되고, 이에 따라 해저지반의 상대밀도가 증가되기 때문이다. 그리고, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 일반적으로 수평 및 연직변위가 보다 저감되는 현상은 해저 지반내 상대밀도가 증가되는 수평범위가 넓어지기 때문인 것으로 판단된다. 이는 잠제-규칙과-콘크리트매트-지반의 상호작용을 해석한 6.3절의 결과와 동일하다.

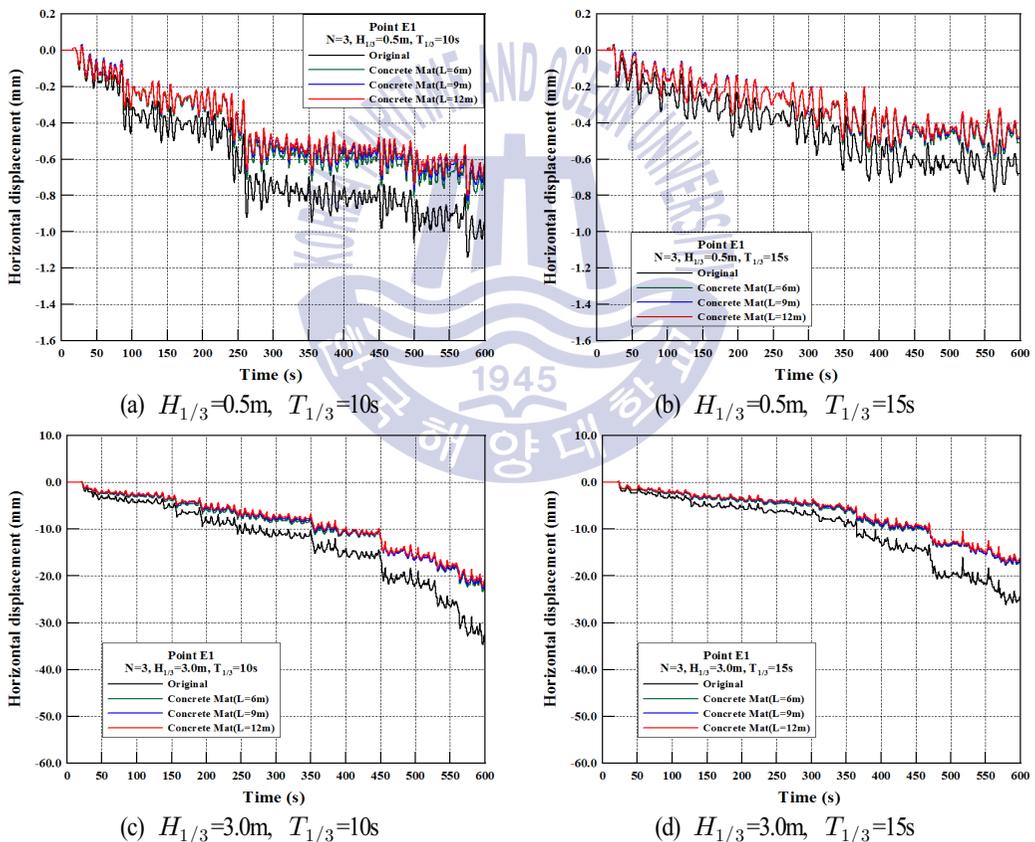


Fig. 6.22. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

Fig. 6.23에 제시한 연직변위의 경우는 잠제 천단에서 전체적으로 (-)값을 나타내므로 잠제가 침하되는 것을 알 수 있고, 콘크리트매트의 유무에 따라서는 포설된 경우가 더 적은 연직변위가 나타나며, 또한 길이가 길어질수록 더 적은 연직변위가 나타나는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 동일한 유의주기에 대해 유의파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분 모두 증가하며, 동일한 유의 파고에 대해 유의주기가 길어지면 진동성분은 큰 차이가 없지만 수평 및 연직변위에서 잔류성분이 감소되는 경향을 공통적으로 볼 수 있다(연직축의 크기가 경우에 따라 다르게 표기되어 있는 것에 유의바란다).

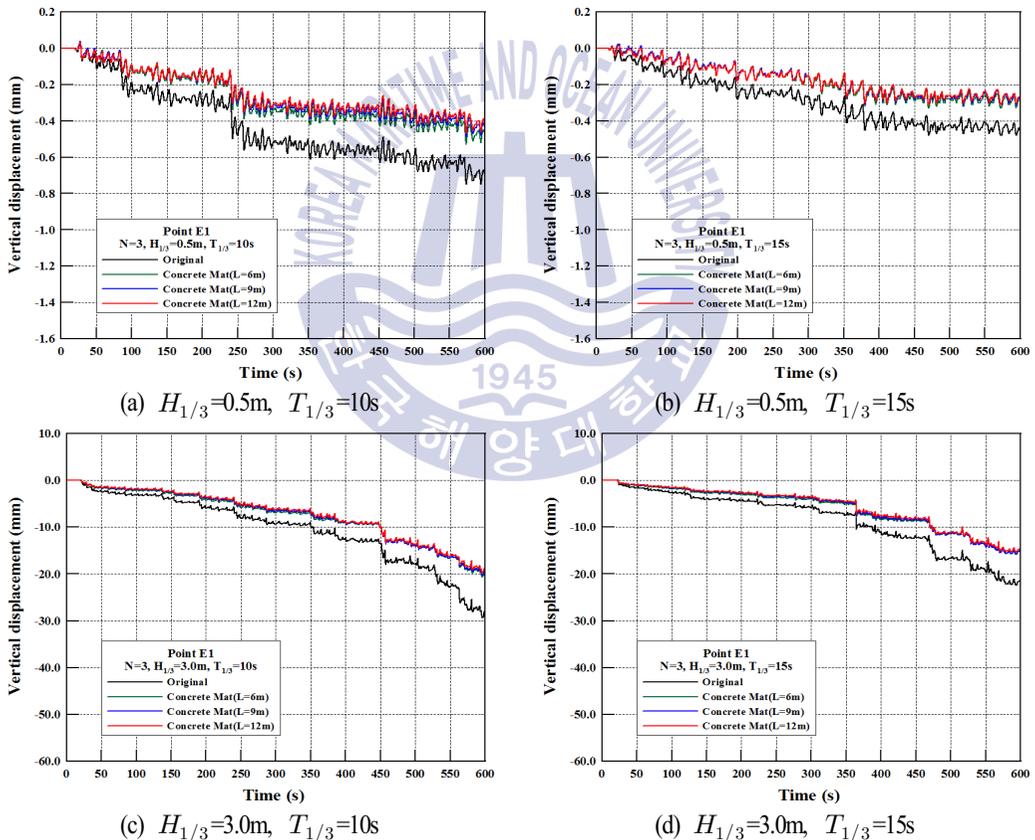


Fig. 6.23. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

이상의 결과 및 후술하는 일부 결과 중, 특히 $N=3$ 에서 정상상태에 이르지 못한 해석결과가 일부 제시된 경우가 있다. 이는 해석시간이 매우 장시간 소요되는 관계로 정상상태의 해를 제시하기 어려웠다는 점을 부기하여 두며, 이하의 모두는 600s까지의 계산시간으로부터 얻어진 결과를 분석한 것이다. 이상에서 언급된 콘크리트매트의 유무에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합적으로 나타낸 것이 Table 6.4에 요약되어 있다.

다음으로, $N=5$ 를 갖는 해저지반에서 전술한 바와 동일하게 E1지점에서 수평변위를 나타낸 Fig. 6.24와 연직변위를 나타낸 Fig. 6.25를 검토한다, 그림으로부터 $N=5$ 의 경우는 콘크리트매트의 유무에 상관없이 전술한 $N=3$ 일 때보다 해저지반이 더욱 고결화되기 때문에 수평 및 연직변위가 상대적으로 작게 발생되고, 정상상태에 더욱 빨리 도달한다는 것은 규칙파 및 불규칙파에 대한 선행연구(4장과 5장)에서 도출된 결과와 동일하다. 여기서, N 값이 증가하여도 콘크리트매트의 포설 유무에 따른 변위의 감소효과는 동일하게 나타나고, 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 각 변위의 저감율이 증가하는 것이 일반적인 현상으로 판단된다. 또한, 수평 및 연직변위에서 파고가 증가하면 진동성분과 잔류성분이 증가하는 경향을 나타내는 것은 $N=3$ 의 경우와 동일한 현상이다. $N=5$ 일 때 콘크리트매트 유무에 따른 수평 및 연직변위의 저감율을 종합적으로 Table 6.5에 요약하여 나타낸다.

Table 6.4. Reduction ratio of displacement according to the significant wave conditions and the length of concrete mat for $N=3$.

Wave Conditions		Concrete mat ($L=6\text{m}$)		Concrete mat ($L=9\text{m}$)		Concrete mat ($L=12\text{m}$)	
$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)
0.5	10	22.81	29.33	27.19	34.67	29.82	37.33
	15	23.08	31.25	25.64	35.42	26.92	35.42
3.0	10	32.57	29.49	34.19	30.69	35.98	32.42
	15	31.79	29.27	32.63	29.67	34.51	31.41

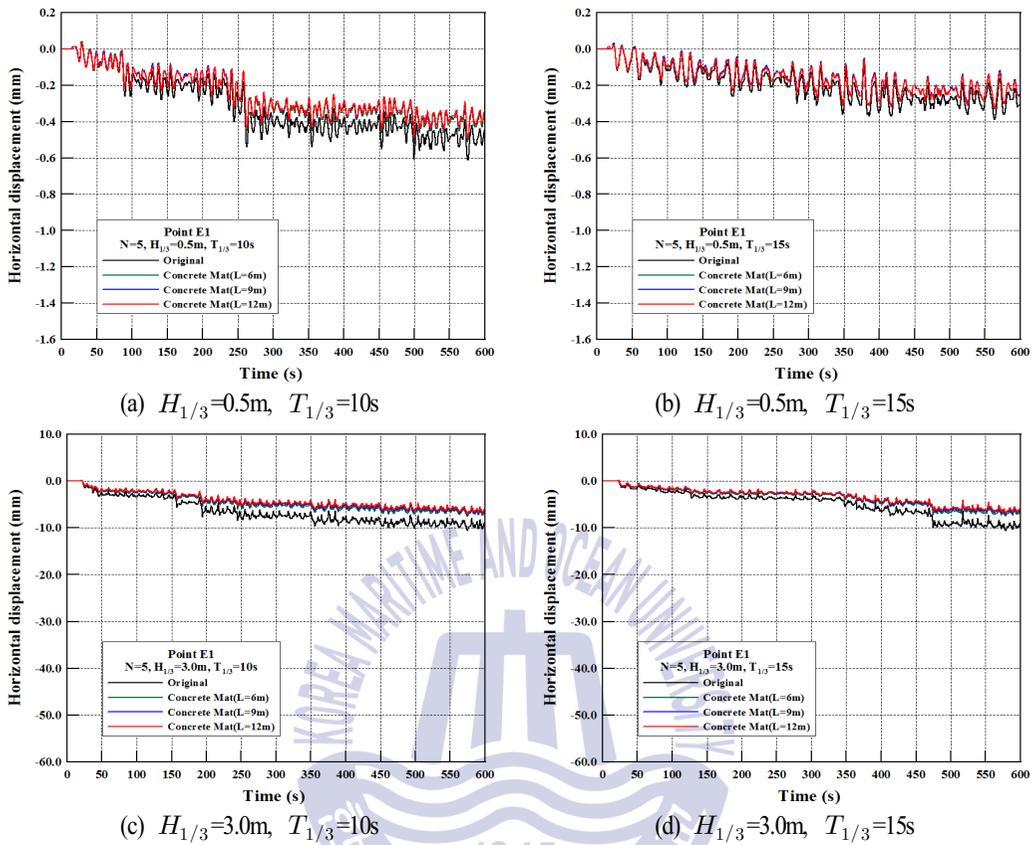


Fig. 6.24. Time history of horizontal displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.

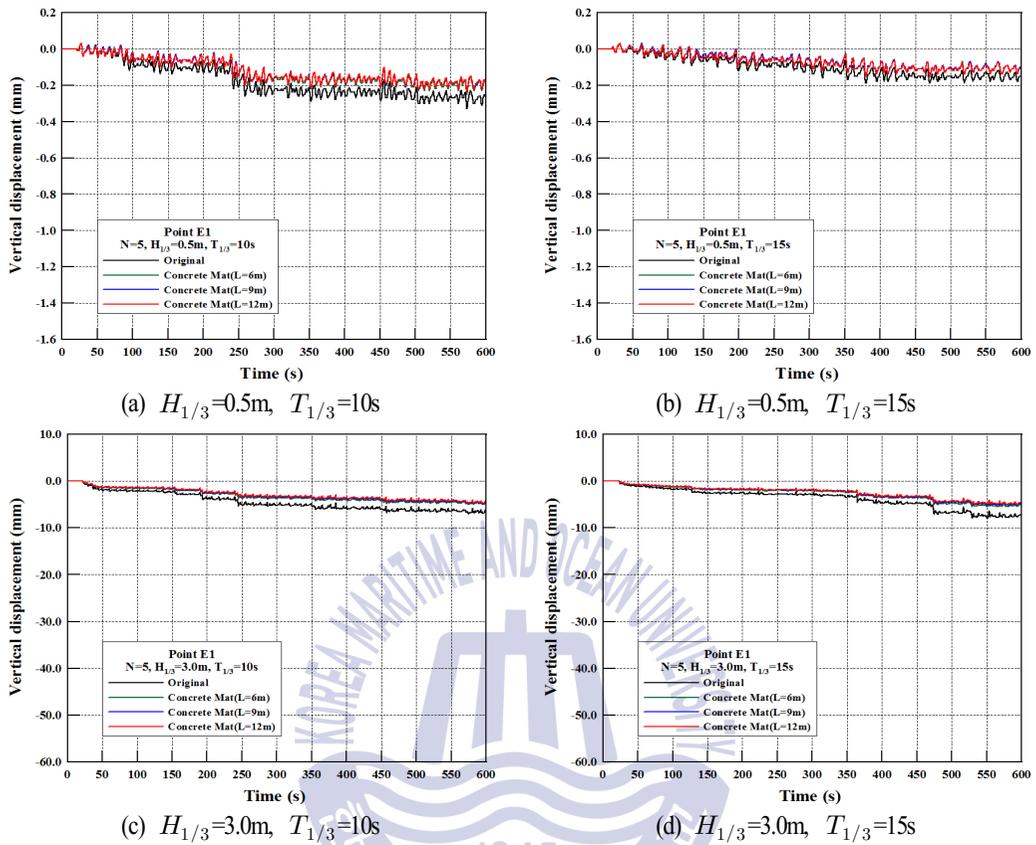


Fig. 6.25. Time history of vertical displacements according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=5$.

Table 6.5. Reduction ratio of displacement according to the significant wave conditions and the length of concrete mat for $N=5$.

Wave Conditions		Concrete mat($L=6m$)		Concrete mat($L=9m$)		Concrete mat($L=12m$)	
$H_{1/3}$ (m)	$T_{1/3}$ (s)	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)	Horizontal(%)	Vertical(%)
0.5	10	16.39	24.24	18.03	27.27	19.67	27.27
	15	15.38	21.05	15.38	21.05	15.38	21.05
3.0	10	28.84	28.37	31.76	30.21	33.84	32.06
	15	29.62	30.29	33.87	34.98	35.94	37.39

Fig. 6.26은 콘크리트매트 유무에 따른 잠제-규칙파-지반의 상호작용에 관한 6.3절의 결과와 본 절의 잠제-불규칙파-지반의 상호작용 해석으로부터 얻어진 결과를 비교한 일례로, 여기서는 잠제

천단상의 좌측 가장자리 E1에서 수평 및 연직변위를 대비하고 있다. 지반조건은 $N=3$ 으로 동일하고, 파랑조건은 규칙파의 경우가 파고 $H=3.0m$, 주기 $T=10s$ 이고, 불규칙파의 경우가 유의파고 $H_{1/3}=3.0m$, 유의주기 $T_{1/3}=10s$ 이다. 각 그림에서 파란색 실선은 규칙파를, 적색 실선은 불규칙파를, 얇은 실선은 콘크리트매트가 포설되지 않은 경우를, 두꺼운 실선은 12m의 콘크리트매트가 포설된 경우를 각각 의미한다.

변위를 살펴보면 규칙파의 경우는 불규칙파의 경우보다 더 큰 변위를 나타내고, 잔류변위에서는 불규칙파의 경우가 규칙파보다 정상상태에 빨리 도달하는 경향을 나타내며, 계단적인 변동양상이 나타나고, 또한 콘크리트매트 포설에 따른 변위의 명확한 저감효과를 확인할 수 있다.

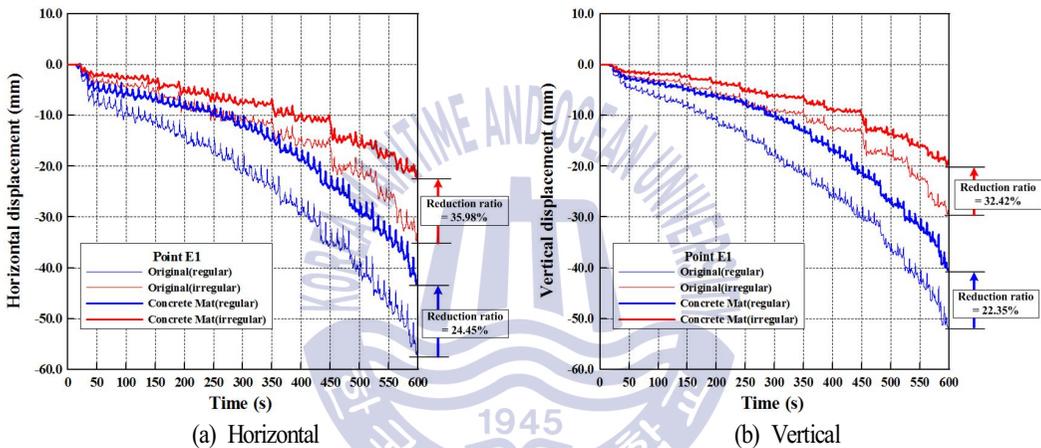


Fig. 6.26. Comparison of time histories of displacement between regular and irregular waves according to concrete mat ($L=12m$) for $N=3$.

(2) 동적변위에 대한 주파수스펙트럼분석

Fig. 6.1의 잠제 천단상 E1지점에서 산정된 수평 및 연직변위로부터 얻어진 동적변위스펙트럼을 도시하면 다음의 Figs. 6.27~6.30과 같다. $N=3$, $H_{1/3}=0.5m$, $T_{1/3}=10s$, $15s$ 에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸 Figs. 6.27(수평변위)과 6.28(연직변위)을 살펴보면 $f < 0.02Hz$ 의 범위에 나타나는 변위는 잔류성분에 해당하며, 여기서 전반적으로 진동성분이 매우 작은 값을 나타내는 것은 잠제의 구성재료가 큰 관성저항을 가지고 있기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 콘크리트매트를 포설한 경우는 원지반의 경우보다 변위의 피크치에서 50%정도의 감소를 나타내며, 콘크리트매트가 포설된 경우에도 길이가 길어질수록 변위의 피크치가 감소하는 경향을 나타내는 것을 명확히 확인할 수 있다. 이러한 결과는 변위의 시계열을 나타낸 Figs. 6.22와 6.23로부터도 추정될 수 있다. $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$, $15s$ 에 대한 동적변위스펙트럼을 나타낸 Figs. 6.29와 6.30을 살펴본

다(연직축의 값이 Figs. 6.27과 6.28의 경우와 다르게 도시된 점을 유의바란다.). Figs. 6.27과 6.28의 경우보다 유의파고가 6배로 증가되었기 때문에 동적변위스펙트럼의 값이 보다 크게 나타나지만 주파수변동특성은 전술한 Figs. 6.27과 6.28의 경향과 유사하다는 것을 확인할 수 있다.

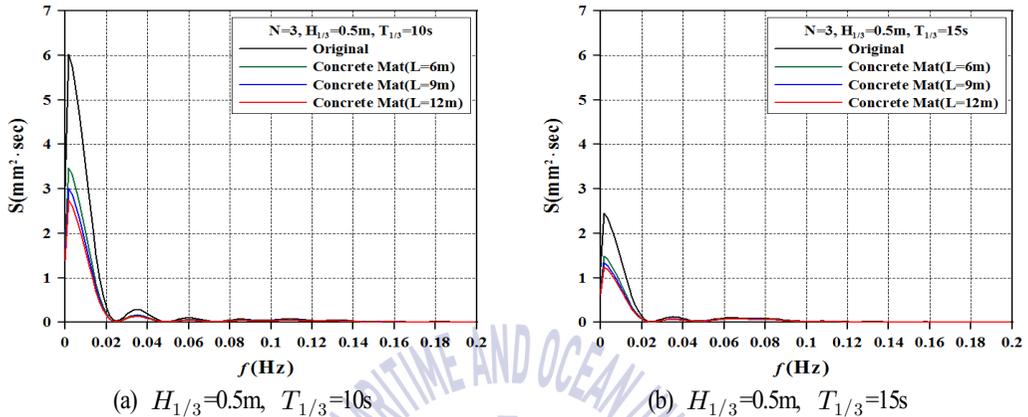


Fig. 6.27. Horizontal displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $N=3$.

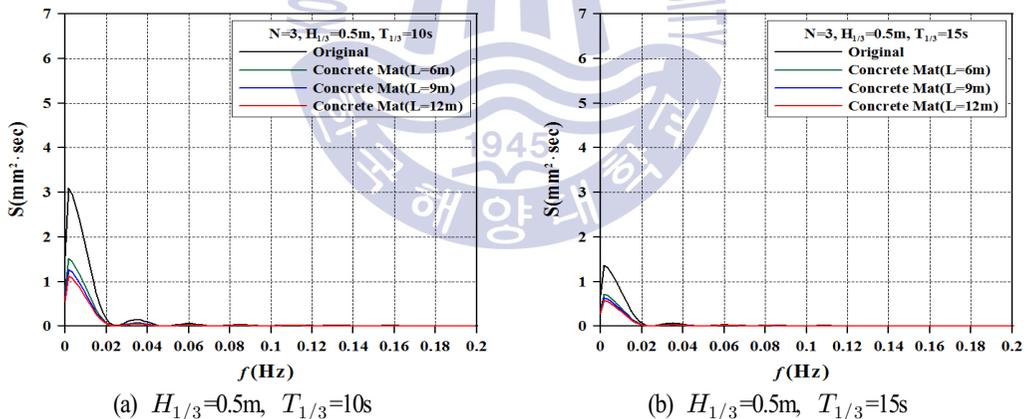


Fig. 6.28. Vertical displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $N=3$.

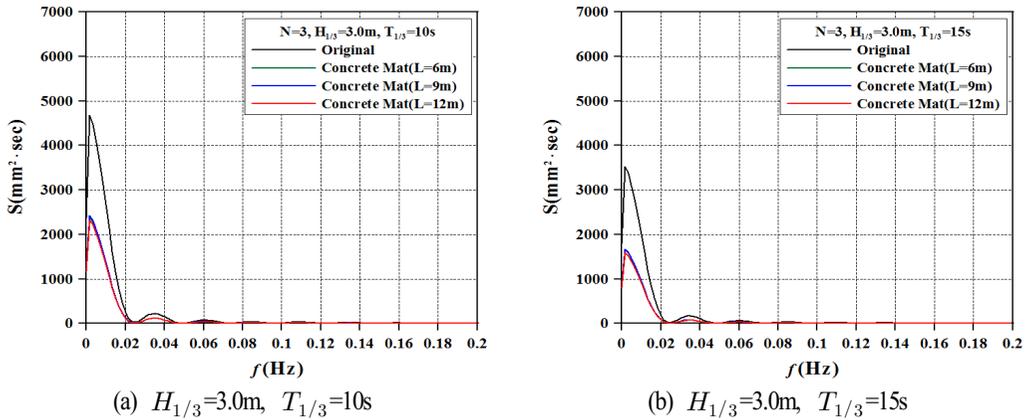


Fig. 6.29. Horizontal displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $N=3$.

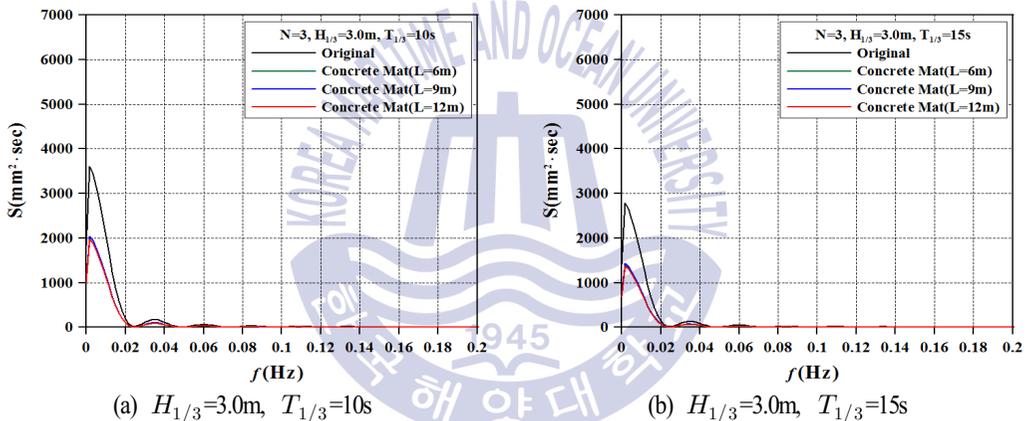


Fig. 6.30. Vertical displacement spectrum at points E1 according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $N=3$.

6.4.2 해저지반의 동적응답

(1) 간극수압

해저지반내 간극수압은 전단응력의 변화에 따른 간극체적의 감소로부터 발생하는 주기평균의 잔류간극수압과 동압의 변동에 대응하는 진동간극수압의 합으로 나타난다. Fig. 6.1에서 나타난 잠제하의 해저지반에서 P16의 경우 해저표면상을 기점으로 아랫방향으로 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 에서 지반정수 N , 유의파고 $H_{1/3}$, 유의주기 $T_{1/3}$ 및 콘크리트매트 길이의 L 을 변화시켜 간극수압의 시계열을 나타낸 것이 다음의 Figs. 6.31~6.34에 제시되어 있다.

먼저, $z=0.75\text{m}$, $N=3$ 의 Fig. 6.31로부터 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 진동간극수압의 크기는 비슷하지만 잔류간극수압의 크기는 모두 감소되며, Figs. 6.31(c)와 6.31(d)의 경우 콘크리트

매트의 포설에 따라 잔류간극수압은 감소하지만 매트길이에 따른 감소효과가 초기시간에서는 명확히 나타나지 않는다. 그리고, 동일한 N 값에 대해 깊이가 다른 Figs. 6.32와 6.31을 비교하면 깊이가 깊을수록 전체적으로 잔류간극수압이 증가하는 것을 알 수 있고, Figs. 6.32(a)와 6.32(b)에서는 Figs. 6.31(a)와 6.31(b)의 경우와 상이하게 콘크리트매트가 포설된 초기시간에 간극수압이 원지반보다 상승하는 현상을 볼 수 있다. 이러한 결과는 상대적으로 얇은 $z=0.75\text{m}$ 에서는 진동간극수압의 영향을 크게 받고, 반면에 보다 깊은 $z=2.25\text{m}$ 에서는 깊이가 깊을수록 급격히 증가하는 잔류간극수압의 영향이 커지기 때문이다.

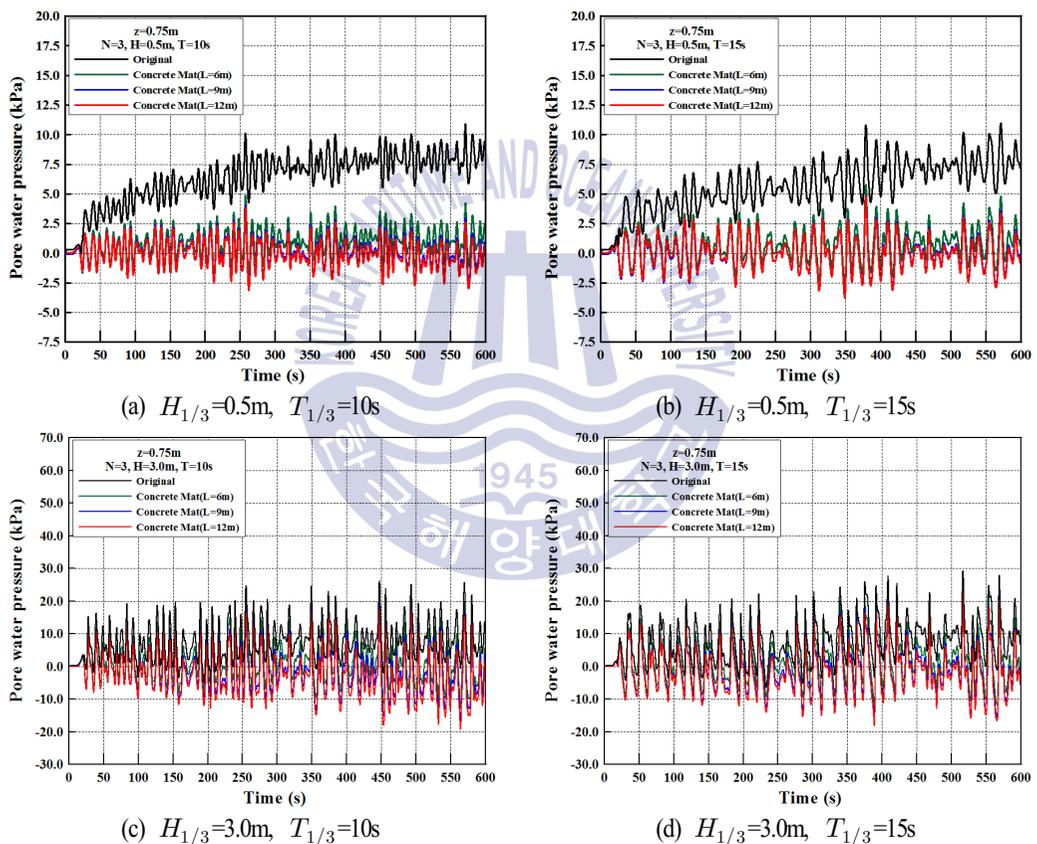


Fig. 6.31. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

또한, 동일한 $z=0.75\text{m}$ 에서 $N=5$ 의 Fig. 6.33과 $N=3$ 의 Fig. 6.31의 결과를 비교하면 콘크리트매트의 유무에 따라 진동간극수압은 비슷한 크기를 나타내지만 잔류간극수압은 $N=5$ 의 경우가 감소하는 경향을 나타내고, $z=2.25\text{m}$ 에서 $N=5$ 인 Fig. 6.34의 경우에도 $N=3$ 인 Fig. 6.32의 경우에

비해 잔류간극수압이 감소되는 경향이 나타난다.

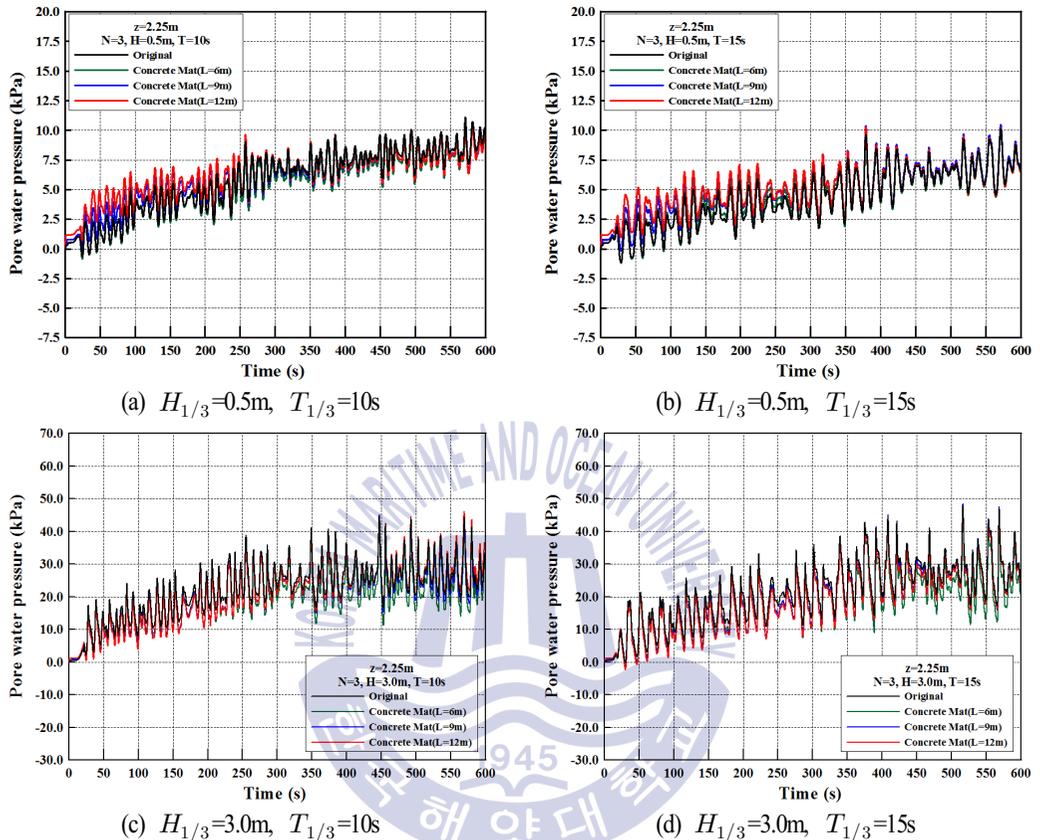


Fig. 6.32. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.

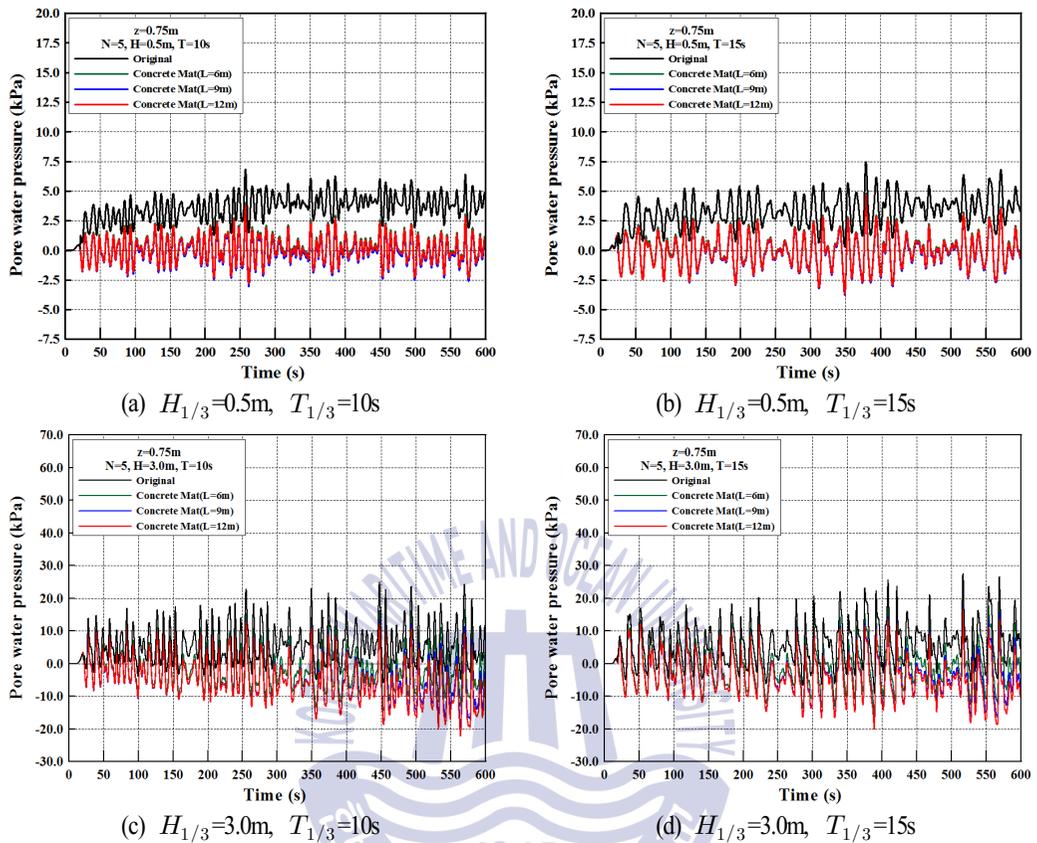


Fig. 6.33. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=5$.

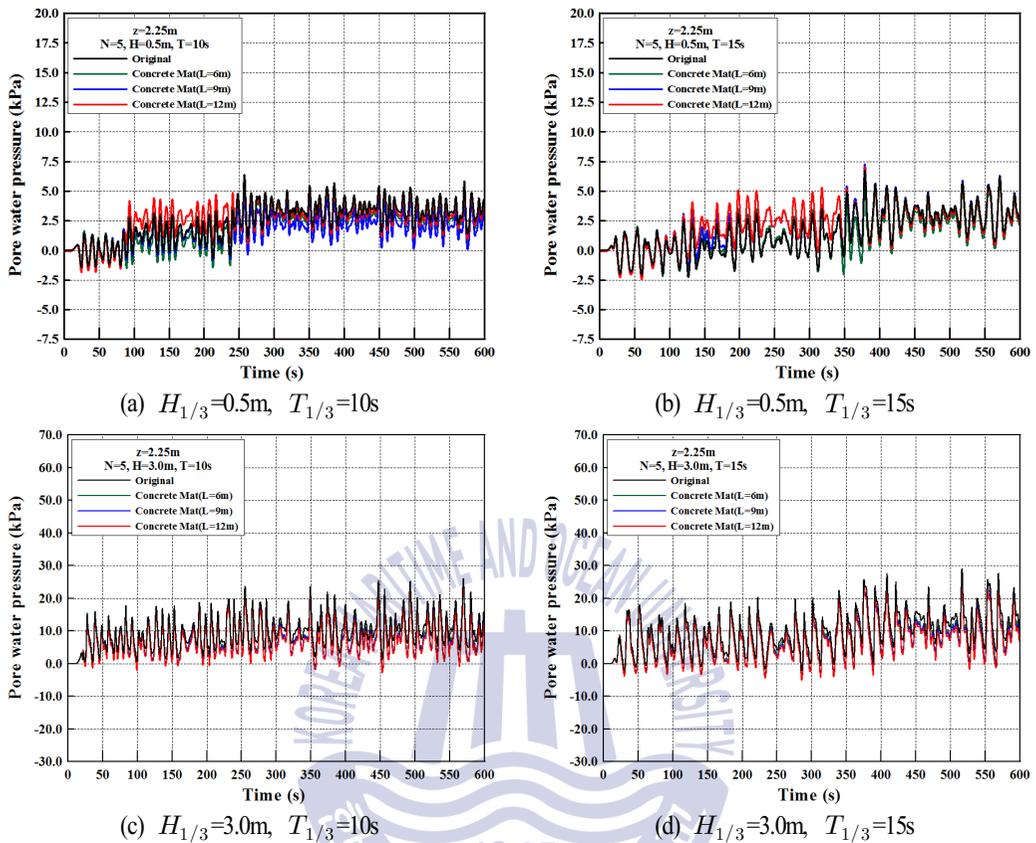


Fig. 6.34. Time history of pore water pressures according to variations of significant wave height, period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=5$.

(2) 간극수압에 대한 주파수스펙트럼 분석

전술한 Figs. 6.31과 6.32의 각 (a), (b)에서 제시한 간극수압의 시간변동으로부터 스펙트럼을 분석한 결과가 다음의 Figs. 6.35~6.36에 주어져 있다. 그림에서는 Fig. 6.1의 P16지점에서 $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$, 15s 의 경우만 간극수압스펙트럼을 나타낸다. 그림으로부터 $z=0.75\text{m}$ 에서 콘크리트매트가 포설된 경우를 제외한 모든 경우에 $f<0.02\text{Hz}$ 근방의 잔류간극수압이 $f=0.072\text{Hz}$ 와 0.105Hz 근방의 진동간극수압보다 큰 값을 나타내며, 지반이 깊을수록 잔류성분이 증가하고, 또한 콘크리트매트가 포설되고 매트길이가 길어질수록 잔류간극수압이 감소하는 경향이 나타났다. 상대적으로 얇은 $z=0.75\text{m}$ 의 경우 콘크리트매트가 포설되면 잔류간극수압은 대폭적으로 감소되고, $L=12\text{m}$ 인 경우는 잔류간극수압이 거의 나타나지 않는다. 반면에, 진동간극수압의 경우는 콘크리트매트가 포설되면 오히려 증가하는 것으로 나타난다. 이는 콘크리트매트를 포설함에 따라 $z > 0.75\text{m}$ 의 지반두께가 줄어들어 간극수압의 감쇠가 크게 발생되지 않고 $z=0.75\text{m}$ 에

전달되고, 동시에 콘크리트매트의 진동성분도 지반에 큰 감쇠없이 전달되기 때문인 것으로 판단된다. 한편, 깊이가 상대적으로 깊은 $z=2.25\text{m}$ 의 경우 콘크리트매트의 포설 유무 및 길이의 차이에 따른 진동성분의 변화가 거의 나타나지 않은 것을 알 수 있다.

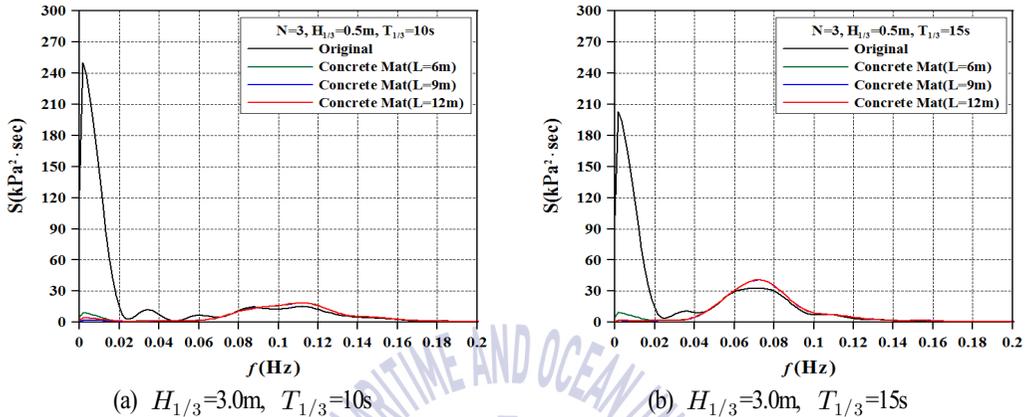


Fig. 6.35. Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

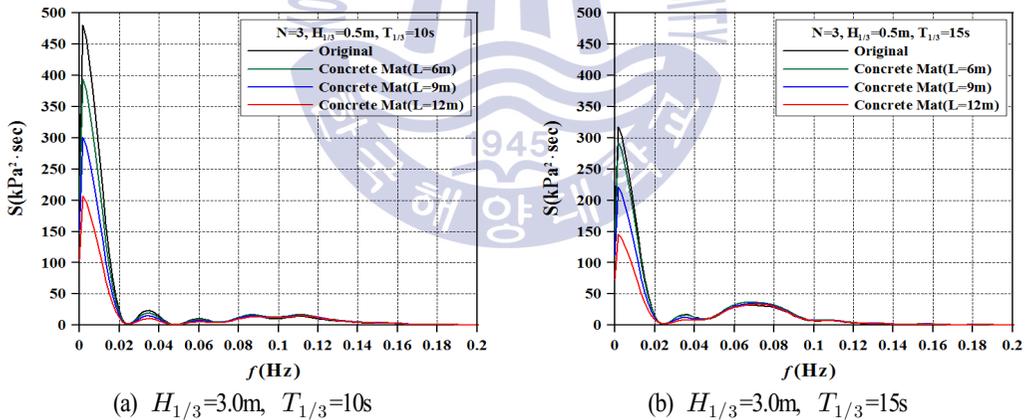


Fig. 6.36. Pore water pressure spectrum according to variations of significant wave period and the length of concrete mat for $z=2.25\text{m}$, $N=3$.

(3) 간극수압비

Figs 6.37~6.44는 N 값이 각각 3과 5일 때 Fig. 6.1에서 나타내고 있는 P1~P27까지 해저지반내 깊이 $z=0.75\text{m}$ 와 2.25m 에서 입사파(유의파고와 유의주기) 및 콘크리트매트의 길이에 따른 간극수압비를 공간적으로 나타낸다. 먼저, Fig. 3.37을 보면 $z=0.75\text{m}$ 에서 콘크리트매트를 포설되지 않는 원지반의 경우 간극수압비는 최대 0.45로 나타나며, 콘크리트매트가 포설된 경우 길이가 길어지

면 간극수압비가 줄어들고 최대 0.25까지 저감된다. 또한 원지반의 $x=30\text{m}$ 에서 나타난 피크간극수압비가 콘크리트매트의 길이가 길어질수록 잠제 전면부의 비탈면에서부터 해측으로 이동되는 것을 확인할 수 있다. 이것은 콘크리트매트의 증량에 의해 해저지반의 상대밀도가 증가되고, 매트 길이가 해측으로 길어질수록 상대밀도가 증가되는 수평범위가 해측으로 넓어지기 때문이다. 따라서, 규칙파와 동일하게 콘크리트매트를 적절한 길이로 포설하는 경우 잠제의 전면부하 해저지반내에 액상화 가능성이 상대적으로 저하되고, 동시에 세굴도 억제되어 잠제의 안정성이 증대되는 효과를 기대할 수 있다. Fig. 6.38은 전술한 Fig. 6.37과 동일한 조건하에 유의주기를 $T_{1/3}=10\text{s}$ 에서 $T_{1/3}=15\text{s}$ 로 길게 한 경우의 결과이다. 콘크리트매트에 의한 간극수압비 저감은 전술한 경우와 동일하지만, 유의주기가 길어지면 잠제 전면부에서 간극수압비가 약간 감소하는 경향을 나타내는데, 이는 5장에서 논의된 결과와 동일하다.

Fig. 6.39는 $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 의 경우로 원지반에서 전술한 두 경우보다 잠제 전면하 해저지반에서 간극수압비가 0.9이상으로 나타나 액상화 가능성이 매우 높은 경우이다. 따라서, 유의파고의 증가는 규칙파와 동일하게 액상화 가능성을 높이는 중요한 요인이다. 이에 콘크리트매트를 포설한 경우에는 전체적으로 간극수압비가 0.4까지 줄어드는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 매트의 길이를 길게 할수록 간극수압비가 감소되는 수평역역이 넓어지지만, 길이가 긴 경우 잠제 비탈면 바로 앞에서, 원지반보다는 작지만 간극수압비가 재상승하는 현상이 나타난다. 이러한 결과는 유의주기에 변화에 따른 반사율(Losada, et al, 1996)의 차이에 기인하는 것으로 판단된다. Fig. 6.40은 전술한 Fig. 6.39와 동일한 조건하에 유의주기를 $T_{1/3}=10\text{s}$ 에서 $T_{1/3}=15\text{s}$ 로 길게 한 경우의 결과이다. 콘크리트매트의 포설에 따라 간극수압비가 0.4까지 감소하는 것은 Fig. 6.38과 유사하다.

Figs. 6.41과 6.42는 동일한 $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$ 에 대해 역시 유의주기를 변화시킨 경우이다. 규칙파의 경우 콘크리트매트의 포설에 따른 간극수압비가 감소하는 것과 달리 잠제 전면의 최대 간극수압비는 동일하게 나타나며, $x=21\text{m}\sim 27\text{m}$ 의 범위에서는 콘크리트매트 포설에 따라 간극수압비가 증가하는 것으로 나타난다.

Figs. 6.43과 6.44는 동일한 $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$ 에서 유의주기변화에 따른 간극수압비의 변화를 나타낸 것이다. 잠제 전면부의 원지반에서는 간극수압비가 최대 0.7로 나타지만, 콘크리트매트를 포설한 경우에는 Fig. 6.37~6.40에서와 같이 매트길이를 길게 할수록 변동양상이 점차로 해측으로 이동되고, 결과적으로 제체의 안정성에 영향을 미치는 범위 밖으로 벗어나는 것을 알 수 있다. 이러한 경향은 유의주기가 길어지는 Fig. 6.44에서도 동일한 경향을 보이며, 역시 유의주기가 길어지면 최대치도 줄어들고, 잠제 전면부에서 수평위치에 따라 변동양상이 상이하게 나타나는 것을 알 수 있다. 그리고, 전술한 $N=3$ 의 경우에서와 같이 $N=5$ 의 경우에도 콘크리트매

트의 포설에 따른 간극수압비의 감소가 동일한 정도로 주어진다 것을 확인할 수 있다.

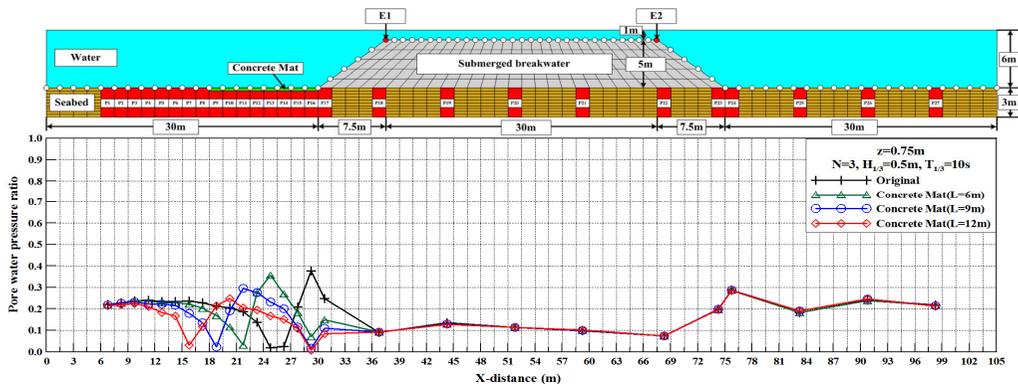


Fig. 6.37. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.

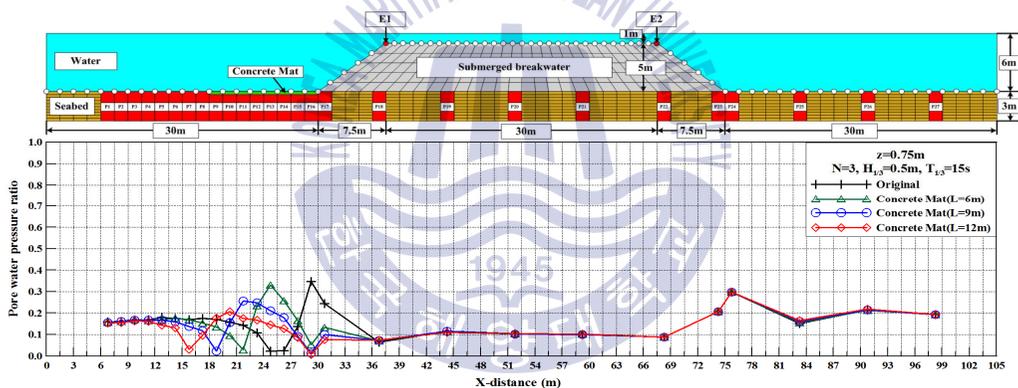


Fig. 6.38. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$.

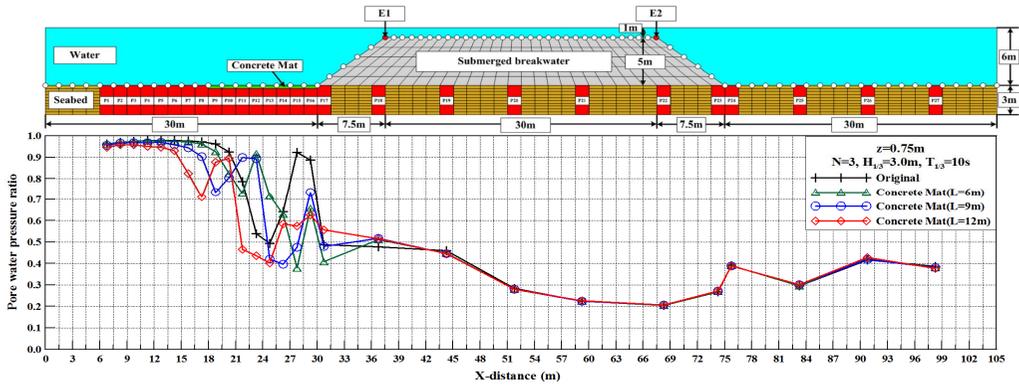


Fig. 6.39. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.

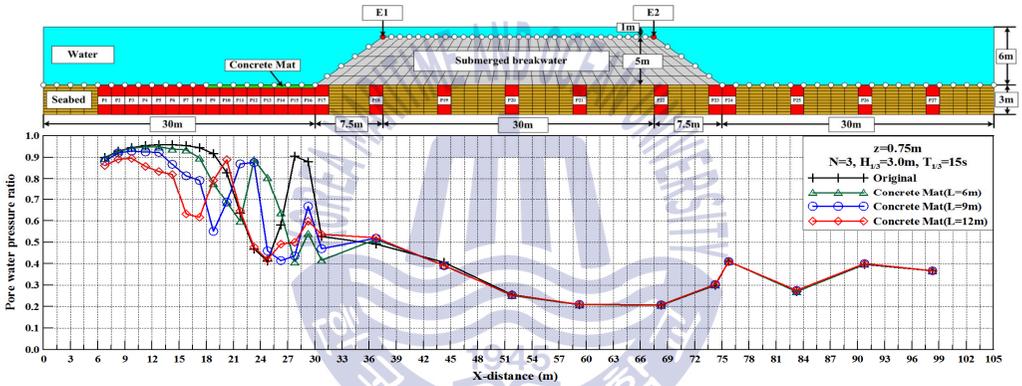


Fig. 6.40. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$.

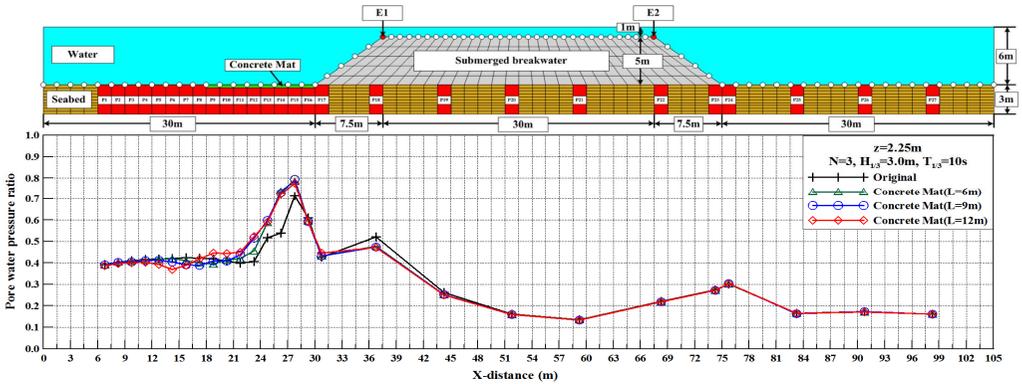


Fig. 6.41. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.

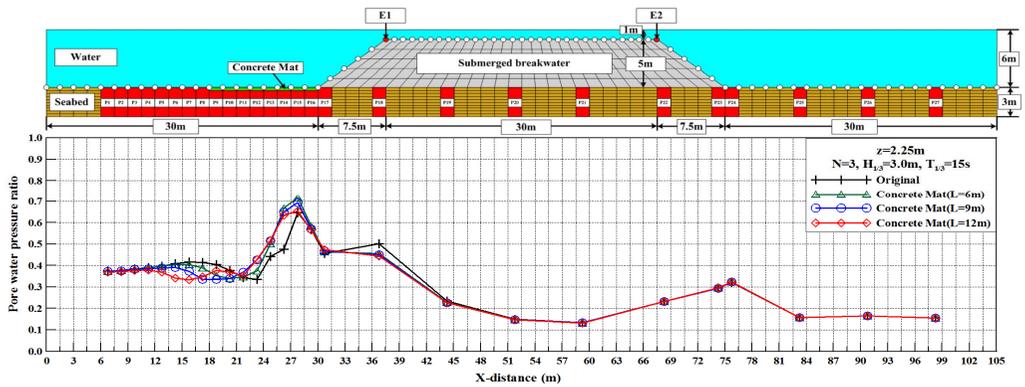


Fig. 6.42. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=2.25\text{m}$, $N=3$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$.

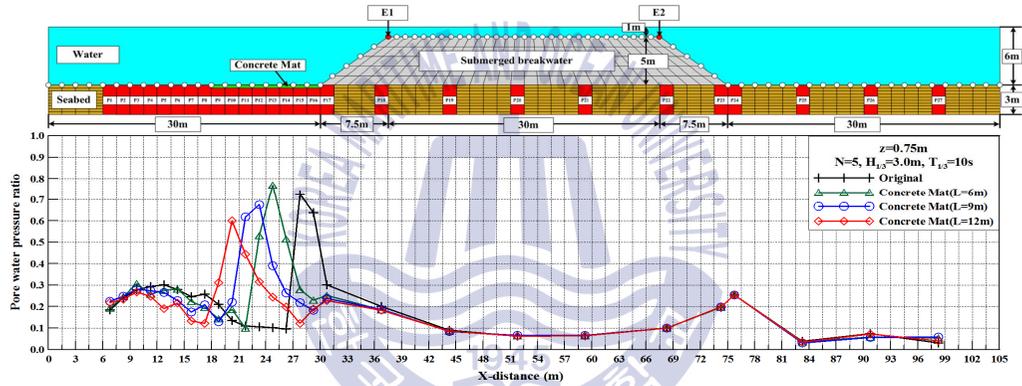


Fig. 6.43. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$.

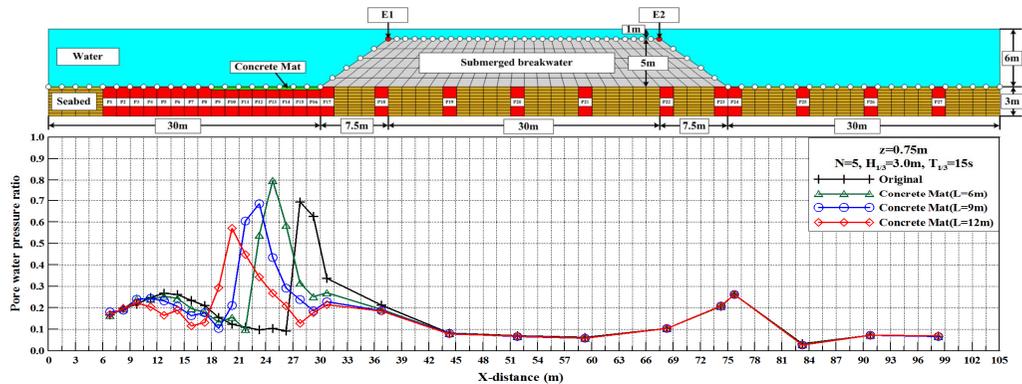


Fig. 6.44. Spatial distribution of pore water pressure ratio according to the length of concrete mat in case of $z=0.75\text{m}$, $N=5$, $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=15\text{s}$.

Figs. 6.45~6.46은 Fig. 6.1의 P1~P27에 대해 깊이 $z=0.75\text{m}$ 에서 $N=3$ 의 경우에 콘크리트매트 유무에 따른 규칙파와 불규칙파의 간극수압비를 대비하고 있다. Fig. 6.45에서 규칙파는 $H=0.5\text{m}$, $T=10\text{s}$ 이고, 불규칙파는 $H_{1/3}=0.5\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 이며, Fig. 6.46에서 규칙파는 $H=3.0\text{m}$, $T=10\text{s}$ 이고, 불규칙파는 $H_{1/3}=3.0\text{m}$, $T_{1/3}=10\text{s}$ 이다. 각 그림에서 파란색 원형기호는 콘크리트매트가 포설되지 않은 경우를, 적색 마름모기호는 12m의 콘크리트매트가 포설된 경우를 의미한다. 그림으로부터 규칙파의 경우가 불규칙파보다 큰 간극수압비를 나타내고, 파랑조건에 상관없이 콘크리트매트 포설에 따라 간극수압비의 저감효과가 나타났다. 또한, 불규칙파보다 규칙파에서 더욱 높은 간극수압비가 나타났고, 콘크리트매트가 포설된 경우도 동일하게 나타났다. 여기서, 한정된 결과이지만 잠제하의 해저지반내에서 액상화 평가시 불규칙파의 유의파고에 해당하는 파고를 가지는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계가 되는 것으로 판단된다.

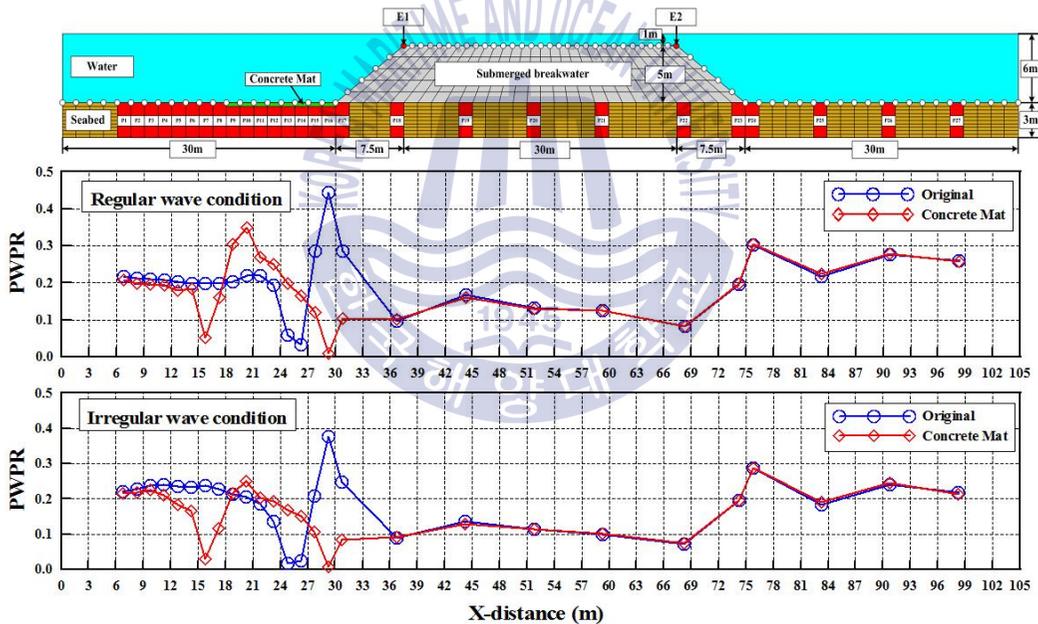


Fig. 6.45. Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat ($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

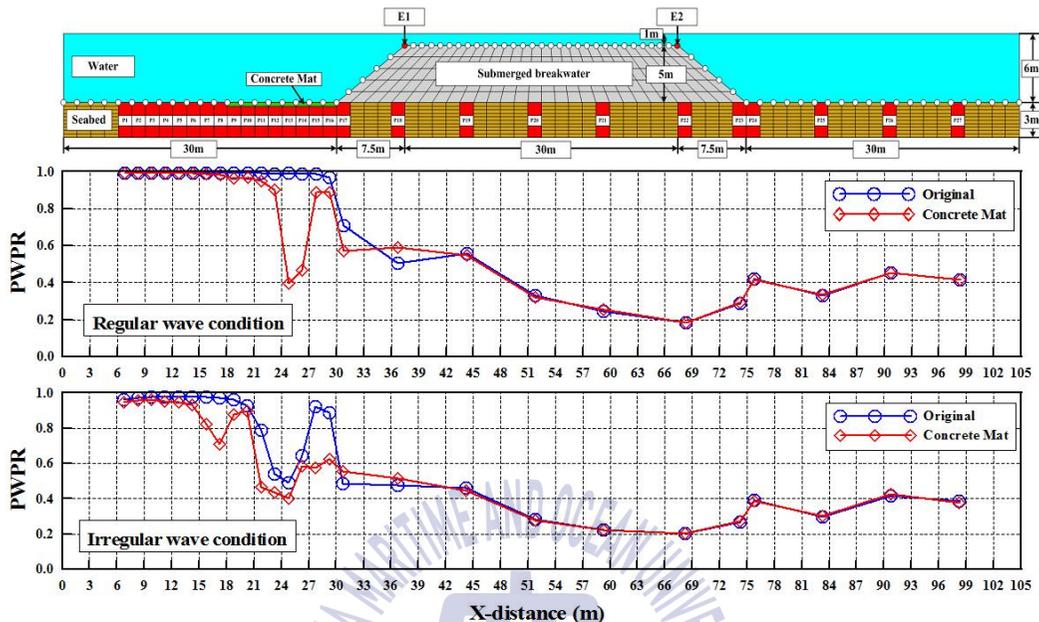


Fig. 6.46. Comparison of Spatial distribution of pore water pressure ratio between regular and irregular waves according to concrete mat ($L=12\text{m}$) in case of $z=0.75\text{m}$, $N=3$.

(4) 간극수압비의 공간분포

Figs. 6.47~6.50은 콘크리트 매트 설치 및 길이에 따른 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간 분포를 나타낸 것으로 그림에서 적색에 가까울수록 액상화 가능성이 높고 파란색에 가까울수록 액상화 가능성이 낮다는 것을 나타낸다. 그림으로부터 Fig 6.47은 콘크리트 매트가 없는 경우이며, Figs. 6.48~6.50은 콘크리트매트의 길이가 각각 6m, 9m, 12m로 설치된 경우이다. 동일한 파랑 조건에서 잠제 전면 제각부하 해저지반에서 콘크리트 매트가 없을 때에는 적색으로 나타나 액상화 가능성이 높지만, 콘크리트 매트가 설치됨에 따라 파란색에 가깝게 나타나 액상화 가능성이 현저히 낮아지는 것을 시각적으로 확인할 수 있다. 또한 콘크리트 매트의 길이가 길어질수록 제각부에서 나타난 적색이 해측으로 이동되어 제체의 안정성에 미치는 영향이 현저히 감소되는 것을 볼 수 있다.

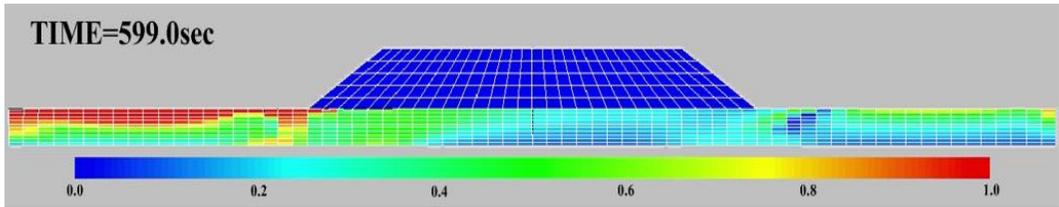


Fig. 6.47. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$ when the concrete mat is not.

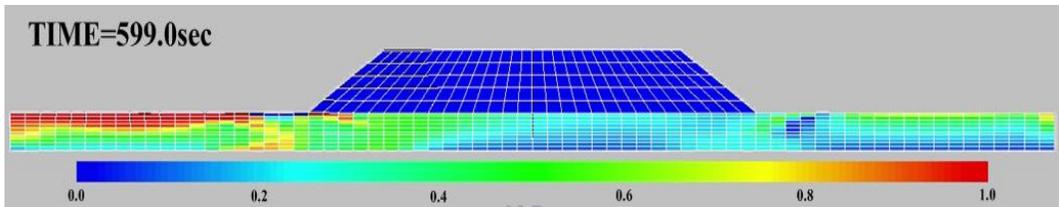


Fig. 6.48. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$ when the length of concrete mat is 6m.

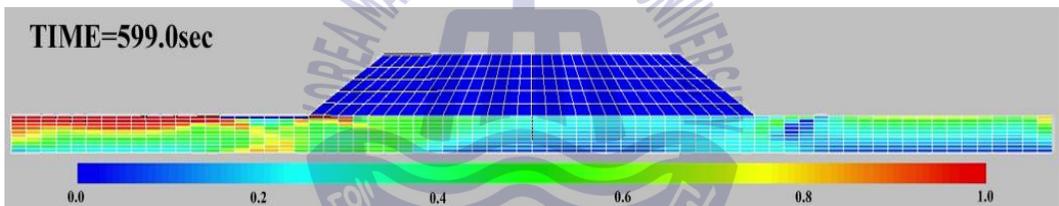


Fig. 6.49. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$ when the length of concrete mat is 9m.

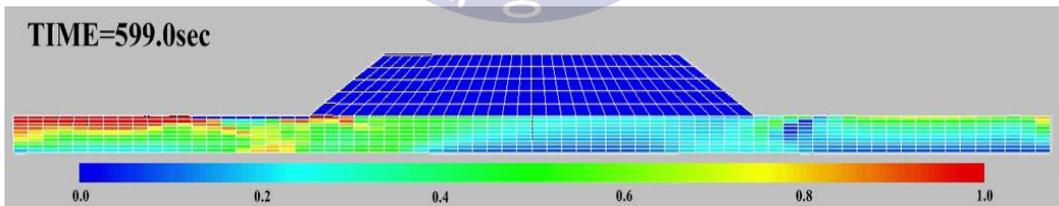


Fig. 6.50. Spatial distribution of pore water pressure ratio under irregular wave loading at $t=599.0s$ for $N=3$, $H_{1/3}=3.0m$, $T_{1/3}=10s$ when the length of concrete mat is 12m.

6.5 결론

본 연구에서는 잠제 전면부하 해저지반내에서 액상화 가능성을 규칙파와 불규칙파의 수치시물레이션으로부터 규명한 선행연구(4장과 5장)에 기초하여, 액상화 대책공법으로 하천에서 세굴방지용으로 사용되는 콘크리트매트를 잠제 전면부에 포설하는 방안을 제시하였다. 이에 선행연구(4장과 5장)에서와 동일한 해석수법(2D-NIT모델과 FLIP모델)을 적용하여 콘크리트매트의 유무 및 매트길이의 변화에 따른 잠제의 동적변위, 해저지반내 간극수압과 액상화에 대한 척도로 사용되는 간극수압비와 같은 동적응답을 수치해석으로부터 검토하였다. 이로부터 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약 기술한다.

(1) 콘크리트매트를 포설한 경우가 수평변위 및 연직변위가 작게 나타나고, 또한 포설길이가 길어질수록 두 변위가 감소하는 것이 일반적인 경향이지만, 규칙파의 경우 지반의 비선형적인 거동으로 예외가 발생하는 경우도 있다. 이는 불규칙파의 경우가 규칙파의 경우보다 중복파의 마디와 배의 위치가 고정되지 않기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 동일한 조건하에 지반정수 N 치가 증가하면 두 변위는 줄어든다. 이러한 결과는 콘크리트매트의 포설에 따른 지반의 상대밀도가 증가되는 것과 밀접한 관계를 가진다.

(2) 콘크리트매트를 포설한 경우 진동간극수압 성분은 크게 변화되지 않지만 잔류간극수압이 감소되고, 따라서 전체적으로 간극수압이 감소되는 결과를 나타낸다.

(3) 콘크리트매트를 포설하는 경우 매트의 추가적인 중량으로 지반의 상대밀도가 증가되며, 매트길이를 증가시킨 경우 지반의 상대밀도가 증가되는 영역의 범위가 넓어지므로 지반액상화의 가능성을 보다 줄일 수 있다. 한편, 매트길이에 따라 규칙파의 경우보다 작지만 잠제 전면 제각부하에서 간극수압비가 재상승하는 경우가 있으며, 이의 경우는 콘크리트매트의 중량을 높이거나 2층으로 포설할 필요가 있다.

(4) 콘크리트매트가 포설된 지반내 간극수압 및 간극수압비의 변동에서 유의파고는 큰 영향을 미치는 중요한 요소이고, 한정된 본 결과이지만 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파랑조건을 규칙파로 적용하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

(5) 지반정수 N 에 관계없이 액상화 대책공법으로 콘크리트매트의 유용성을 확인할 수 있었다.

References

- Gerwick, B.C. (2007). Construction of Marine and offshore structure, 3rd Edition, CRC Press, Taylor and Francis Group, Boca Raton, London, New York.
- Godbold, J., Sackmann, N. and Cheng, L. (2014). Stability design for concrete mattresses, Proceedings of 24th International Ocean and Polar Engineering Conference, ISOPE, 302-308.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 1-15 (in Japanese).
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 16-20 (in Japanese).
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC generation system considering sea water exchange, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 25(3), 128-137 (in Korean).
- Lee, K.H., Kim, D.W., Kim, D.S., Bae, K.S. and Jeon, J.H. (2015). An analytical study on generation of pore-water pressures induced by flow and waves in seabed, and resulting liquefaction, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 27(5), 324-338 (in Korean).
- Losada, I.J., Silva, R. and Losada, M.A. (1996). 3-D non-breaking regular wave interaction with submerged breakwaters, Coastal Engineering, 28, 229-248.
- Morita, T., Iai, S., Hanlong, L., Ichii, Y. and Satou, T. (1997). Simplified set-up method of various parameters necessary to predict liquefaction damage of structures by FLIP program, Technical Note of the Port and Harbour Research Institute Ministry of Transport, PARI, Japan, 869, 1-36 (in Japanese).
- Sekiguchi, H., Sassa, S., Miyamoto, J. and Sugioka, K. I. (2000). Wave-induced liquefaction, flow deformation and particle transport in sand beds, ISRM International Symposium, International Society for Rock Mechanics.
- Sumer, B. M., Dixen, F. H. and Fredsøe, J. (2010). Cover stones on liquefiable soil bed under waves. Coastal Engineering, 57(9), 864-873.
- Yasuda, S. (1988). From investigation to countermeasure for liquefaction, Kajima Press, 256p (in Japanese).

7장 결론

이 논문에서는 제1장에서 서술한 바와 같이 “파랑-해저지반-잠제의 상호작용에 따른 지반과 구조물의 동적응답”, “잠제하 해저지반에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석”라는 두 개의 주제를 다루었다.

[첫 번째 주제] : 파랑-해저지반-잠제의 상호작용에 따른 지반과 구조물의 동적응답

제 4 장에 대해서

(1) 잠제 천단의 변위는 기본적으로 지반변형에 의해 발생되며, 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 우측의 경우보다 시간의 경과와 더불어 변위가 지속적으로 증가한다. 수평변위(활동)의 경우 잠제 천단 좌측 가장리는 입사파의 반대방향으로, 우측은 파 진행방향으로 나타나며, 연직변위(침하)의 경우 입사파 및 반사파의 영향을 직접적으로 받는 잠제 천단 좌측 가장자리에서는 큰 침하가 발생되고, 쇄파 및 마찰 등에 의한 에너지손실이 동반되고, 또한 전달파의 영향을 받는 우측에서는 상대적으로 작은 침하가 발생된다.

(2) 잔류간극수압은 해저지반 내 연직깊이가 깊을수록 입사파의 파고가 높을수록 증가되지만 주기의 변화에는 상대적으로 민감도가 떨어진다. 간극수압비가 해저표면에서 큰 값을 나타내므로 해저표면에서 액상화가 발생할 가능성이 높고, 반면에 연직깊이가 깊어질수록 초기유효응력이 증가되기 때문에 액상화 가능성은 낮아진다. 또한, 해저지반의 N 값이 작은 연약지반일수록 동시에 파고가 높을수록 액상화 가능성이 높아진다.

(3) 잠제 천단 좌우측 가장자리에서 상대적으로 큰 변형이 발생되며, 잠제 전면 선단부의 해저면 주변에서 액상화 가능성이 높다.

제 5 장에 대해서

(1) 잠제 천단 좌우측부의 수평 및 연직변위방향으로부터 잠제는 양측 수평방향으로 퍼지면서 침하되는 변위특성을 나타낸다. 수평변위의 경우 유의파고가 크고, N 값이 작은 경우에 커진다.

또한, 잠제 천단 좌측부에서는 유의주기가 짧고, 우측부에서는 유의주기가 긴 경우에 커진다. 연직변위의 경우 잠제 천단 좌측부가 우측부보다 큰 침하량을 나타내며, 유의파고가 큰 경우에 크고, N 값이 큰 경우에 작아진다. 그리고, 잠제 천단 좌측부에서는 규칙파의 경우가, 우측부에서는 불규칙파의 경우가 큰 수평변위를 나타낸다.

(2) 유의파고가 큰 경우가 진동 및 잔류간극수압이 증가하고, 유의주기가 짧은 경우가 잔류간극수압이 증가하는 반면에 진동성분은 감소하는 것이 일반적이지만 잠제의 좌측부에서는 반대의 경향을 나타낸다. 유의주기의 변화에 대한 민감도는 유의파고보다 떨어진다. 잠제 중앙부하의 해저지반내에서 잔류성분이 가장 크게 나타나며, 이는 지반의 연직깊이가 깊을수록 감소한다. 반면에, 잠제 좌우측부하 지반내에서는 지반의 연직깊이가 깊어지면 진동 및 잔류간극수압이 증가된다. 이러한 현상은 N 값이 커지면 값의 크기가 전반적으로 작아진다.

(3) 지반의 연직깊이가 깊어지고, 동시에 N 값이 커지면 간극수압비는 감소된다. 따라서, 액상화 가능성이 줄어든다. 또한, 규칙파의 경우가 보다 큰 간극수압비를 나타내고, 잔류간극수압이 정상상태에 도달하는 시간도 상대적으로 빠르며, 불규칙파에서는 잔류간극수압이 계단상으로 증가되는 경향을 나타낸다.

(4) 한정된 본 계산결과이지만 잠제하의 해저지반내에서 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파고와 주기를 갖는 규칙파로 해석하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

[두 번째 주제] : 잠제하 해저지반에서 액상화 대책공법에 관한 수치해석

제 6 장에 대해서

(1) 콘크리트매트를 포설한 경우가 수평변위 및 연직변위가 작게 나타나고, 또한 포설길이가 길어질수록 두 변위가 감소하는 것이 일반적인 경향이지만, 규칙파의 경우 지반의 비선형적인 거동으로 예외가 발생하는 경우도 있다. 이는 불규칙파의 경우가 규칙파의 경우보다 중복파의 마디와 배의 위치가 고정되지 않기 때문인 것으로 판단된다. 또한, 동일한 조건하에 지반정수 N 치가 증가하면 두 변위는 줄어든다. 이러한 결과는 콘크리트매트의 포설에 따른 지반의 상대밀도가 증가되는 것과 밀접한 관계를 가진다.

(2) 콘크리트매트를 포설한 경우 진동간극수압 성분은 크게 변화되지 않지만 잔류간극수압이 감

소되고, 따라서 전체적으로 간극수압이 감소되는 결과를 나타낸다.

(3) 콘크리트매트를 포설하는 경우 매트와 추가적인 중량으로 지반의 상대밀도가 증가되며, 매트 길이를 증가시킨 경우 지반의 상대밀도가 증가되는 영역의 범위가 넓어지므로 지반액상화의 가능성을 보다 줄일 수 있다. 한편, 매트길이에 따라 규칙파의 경우보다 작지만 잠제 전면 제각부하에서 간극수압비가 재상승하는 경우가 있으며, 이의 경우는 콘크리트매트의 중량을 높이거나 2층으로 포설할 필요가 있다.

(4) 콘크리트매트가 포설된 지반내 간극수압 및 간극수압비의 변동에서 유의파고는 큰 영향을 미치는 중요한 요소이고, 한정된 본 결과이지만 액상화 평가시 불규칙파의 유의파에 해당하는 파랑조건을 규칙파로 적용하는 것이 더욱 안정적인 설계로 된다.

(5) 지반정수 N 에 관계없이 액상화 대책공법으로 콘크리트매트의 유용성을 확인할 수 있었다.



