

규칙파동장하 잠제 주변지반의 동적거동에 관한 수치해석 Regular Waves-induced Seabed Dynamic Responses around Submerged Breakwater

이광호* · 류흥원** · 김동욱** · 김도삼*** · 김태형***

Kwang-Ho Lee*, Heung-Won Ryu**, Dong-Wook Kim**, Do-Sam Kim*** and Tae-Hyung Kim***

요지 : 잠제와 같은 중력식구조물 하부 해저지반에 고파랑이 장시간 작용하는 경우 토립자 내 간극의 체적변화를 일으키는 과정에서 과잉간극수압이 크게 발생될 수 있고, 이에 따른 유효응력의 감소에 의하여 구조물 근방 및 하부의 해저지반에 액상화가 발생될 수 있다. 지반액상화가 발생 및 발달되면 중구적으로 구조물이 파괴될 가능성이 높아진다. 본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법과 유한요소법에 기초한 탄·소성지반응답용 수치해석프로그램을 적용하여 규칙파동장 하에서 잠제의 변위, 그리고 해저지반 내에서 간극수압(진동 성분과 잔류성분), 간극수압비 등과 같은 지반거동의 시·공간변화로부터 액상화 가능성을 정량적으로 평가한다.

핵심용어 : 잠제, 규칙파, 변위, 간극수압(진동성분과 잔류성분), 간극수압비, 액상화

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 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.

Keywords : submerged breakwater, regular waves, pore water pressure(oscillatory and residual components), pore water pressure ratio, liquefaction

1. 서 론

근래, 해역공간의 이용과 연안방재 차원으로 직립제, 경사제 혹은 혼성제로 대별되는 방파제가 건설되어 왔지만 해변 상으로 돌출되는 방파제의 특성 때문에 해수교환의 차단에 따른 연안역의 수질악화라는 문제가 수반된다. 따라서 이러한 단점을 보완하면서 표사제어에도 대응 가능한 수중구조물인 잠제가 많이 계획·설치되고 있으며, 이에 따른 연구도 활발히 진행되고 있다. 일반적으로 잠제는 지반개량없이 이형블록이나 사석으로 실트질 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 지반은 반복적이고 지속적인 파랑하중을 받게 된다. 이러한 동적 파랑하중의 작용이 장시간 지속되는 경우 해저지반 내에서는 과잉간극수압의 증가와 유효응력의 감소로 인하여 지반지지력이 감소되고, Photo 1에 나타내는 바와 같이 중국에는 파랑에 의한 지반액상화가 발생되어 지반침하에 의한 구조물의 파괴로 이어질 수 있다.

잠제를 대상으로 파랑에 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,

*가톨릭관동대학교 에너지자원플랜트공학부(Dept. of Energy Resources and Plant Eng., Catholic Kwandong University)

**한국해양대학교 대학원 토목환경공학과(Master Course, Dept. of Civil and Environmental Eng., Graduate School, Korea Maritime and Ocean University)

***한국해양대학교 건설공학부(Corresponding author; Do-Sam Kim, Dept. of Civil Eng., Korea Maritime and Ocean Univ., 727 Taejong-ro, Yeongdo-ku, Busan 49112, Korea, Tel:+82-51-410-4463, Fax:+82-51-403-0656, kimds@kmou.ac.kr)



(a) Quay at Malaga(2004)



(b) Quay at Barcelona(2007)

Photo 1. Failure of quay walls at Malaga and Barcelona in Spain(José and Vicente, 2011).

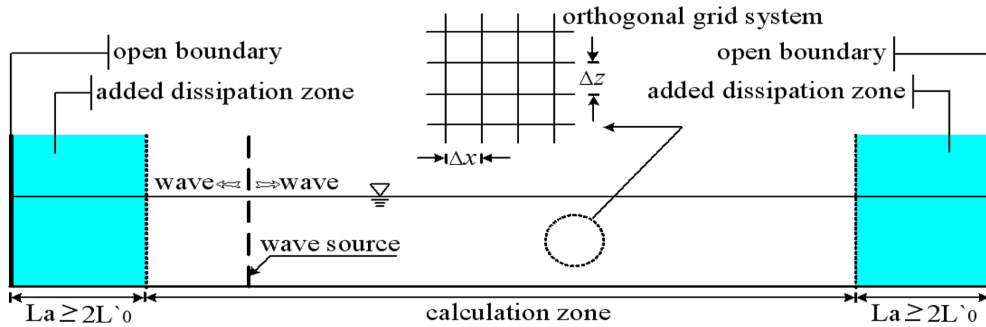


Fig. 1. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.

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 2차원수치파동수조를 불규칙파동장으로 확장한 2D-NIT(Two Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델(Lee et al., 2013)로부터 동일한 파괴와 주기를 갖는 규칙파가 장시간 지속되는 파랑환경 하에 해저지반 및 잠제표면에 작용하는 시간변동의 동파압을 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 파괴, 주기 및 지반의 N 값의 변화에 따라 고찰한다. 본문 중에 2D-NIT & FLIP모델에 의한 수치해석결과의 타당성을 검증하기 위하여 기존의 실험결과(Mizutani et al., 1998)와 수치해석결과(Jeng et al., 2013)와의 비교 및 검토를 수행한다.

2. 수치해석이론의 개요

2.1 2D-NIT모델에 의한 파동장해석의 개요

복잡한 자유경계면의 거동을 효과적으로 추적할 수 있는 VOF법(Hirt and Nichols, 1981)이 제안된 이후, 자유경계면을 취급하는 많은 학문분야에서 이를 활용한 연구가 활발하게 진행되어 왔다(CDIT, 2001). 특히, VOF법은 쇄파과정 및 쇄파 후의 파형변형과 같이 자유수면이 극심하게 변형되는 현상을 수치적으로 재현할 수 있기 때문에 해안공학분야에도 VOF법을 활용한 다양한 수치모델이 제안되어 왔다. VOF법은 격자 내에 분포시킨 유체율 함수를 통하여 자유수면을 추적하는 수치기법이다. 따라서, 이를 해안공학 분야에 적용하는 경우에는 파랑의 전달과 반사를 정확하게 모의할 수 있는 효과적인 무반사조건을 포함한 경계조건 및 수치조파수법이 같이 수반되어야 한다.

Fig. 1은 본 연구의 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)의 적용을 위한 수치파동수조로 조파를 위한 조파소스 및 무반사를 위한 감쇠영역 등이 주어지고, 그림에서 감쇠영역의 폭은 무반사조건을 충분히 실현하기 위하여 입사파의 파장 L 의 2배보다 클 필요가 있다. 그리고, 2D-NIT모델(Lee et al.,

2013)은 기존의 2차원수치과동수조모델을 불규칙과동장으로 확장한 모델로 자유표면의 해석모델에 VOF법을, 난류모델에는 LES모델을 각각 적용하였다. 기초방정식은 2차원비압축성의 점성유체를 대상으로 한 연속식 및 Navier-Stokes방정식을 PBM(Porous Body Model; Sakakiyama and Kajima, 1992)에 근거하여 확장한 다음의 식 (1)~(3)으로 주어진다.

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_v S_p \quad (1)$$

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

$$\lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = -\frac{\gamma_v \partial p}{\rho \partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - D_z u - R_z + S_z - \gamma_v g \quad (3)$$

여기서, t 는 시간, x, z 는 수평 및 연직좌표, u, w 는 x, z 방향의 유속, ρ 는 유체밀도, p 는 압력, v_e 는 분자동점성계수와 와점성계수의 합, g 는 중력가속도, λ_v 는 체적공극율, λ_x, λ_z 는 x, z 방향의 면적공극율, D_x, D_z 는 경계에서 반사파의 제어를 위하여 설치한 감쇠영역 내에서 에너지감쇠계수, S_p, S_u, S_w 는 해석영역 내에서 조파를 위한 소스이다. 한편, $\lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$ 는 투과층 내에 관성력계수를 도입하여 구조물로부터 받는 관성력효과를 나타낸 파라미터로 식 (4)와 같이 표현되고, R_x, R_z 는 투과층에서의 저항력으로 식 (5)와 같이 주어진다.

$$\begin{cases} \lambda_v = \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M \\ \lambda_x = \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\ \lambda_z = \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M \end{cases} \quad (4)$$

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \\ R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \end{cases} \quad (5)$$

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

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

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = S_f \quad (6)$$

여기서, S_f 는 해석영역 내의 조파소스에 의하여 부가되는 항이다.

2.2 FLIP모델에 의한 해저지반거동해석의 개요

FLIP모델은 지진동에 따른 지반거동과 액상화를 정밀하게 해석하는 모델로 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델(Iai et al., 1992a, 1992b)이다. 이 모델에서는 (원형)고정경계를 Fig. 2와 같은 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄·소성에 관한 응력-변형률관계를 잘 묘사할 수 있다.

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

$$\begin{cases} \{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xz}\} \\ \{\varepsilon'\}^T = \{\varepsilon'_x, \varepsilon'_y, \gamma_{xz}\} \end{cases} \quad (7)$$

구성방정식은 기본적으로 식 (8)과 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (8)$$

여기서, σ' 는 유효응력, $\{\varepsilon\}$ 은 변형률, $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력 증분, $\{d\varepsilon\}$ 는 변형률증분, $[D]$ 는 다음의 식 (9)로 정의되고, $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다음의 식 (10)으로 주어지는 다일터턴시에 따른 체적변형률증분을 각각 나타낸다.

$$[D] = K\{n^{(0)}\} + \{n^{(0)}\} + \sum_{i=1}^I R_{LU}^{(i)} \{n^{(i)}\} \{n^{(i)}\}^T \quad (9)$$

$$\{d\varepsilon_p\} = \{d\varepsilon_p/2, d\varepsilon_p/2, 0\} \quad (10)$$

여기서, K 는 반력계수, $R_{LU}^{(i)}$ 은 접선전단계수, $\sum_{i=1}^I R_{LU}^{(i)} \{n^{(i)}\} \{n^{(i)}\}^T$ 는 다중전단메커니즘으로 각 메커니즘 $i = 1, 2, 3, \dots, I$ 는 각각 단순전단메커니즘으로 나타나며, 각각의 단순전단평면의 각도는 $\theta/2$ 이다. x 축에 관련된 접선전단계수는 복원력특성과 쌍곡선의 응력-변형률관계를 나타낸다. 그리고, 식 (9)의 우변에서 $\{n^{(0)}\}$ 은 방향벡터, $\{n^{(i)}\}^T$ 은 다중전단메커니즘의 방향벡터로 각각 다음의 식으로 정의된다.

$$\{n^{(0)}\} = \{1, 1, 0\} \quad (11)$$

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos \theta_i, -\cos \theta_i, \sin \theta_i\} \quad (12)$$

여기서,

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta_i \text{ for } i = 1, 2, \dots, I \quad (13)$$

$$\Delta\theta_i = \pi/I \text{ for } i = 1, 2, 3, \dots, I \quad (14)$$

과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적 변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와의 관계로부터 산정되고, (+)다일리턴시의 영향은 Iai et al.(1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 3의 액상화경계(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 반복유동(cyclic mobility) 및 액상화거동을 재현할 수 있다.

3. 수치해석

3.1 수치해석결과의 검증

모래지반상의 진행파동으로 인한 지반 내 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 수치해석결과 및 2D-NIT & FLIP모델에 의한 본 수치해석 결과를 비교한 예가 Figs. 5와 6에 제시되어 있다. 이 때, 입사파의 파고는 $H = 3\text{ m}$, 주기는 $T = 1.4\text{ s}$ 이고, 정수심은 $d = 0.3\text{ m}$ 이다. 잠제의 채원은 Fig. 4에 주어져 있고, 해저지반의 물성치는 Table 1과 같다(Mizutani et al., 1998). 여기서, FLIP모델에서는 Table 1에서 제시된 물성치 이외에 액상화파라미터가 요구되지만 여기서 모두 0으로 가정되었다. 이는 해저지반이 모래만으로 구성되어 세립분이 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. 5에서는 2D-NIT모델의 검증차원에서 Fig. 4의 (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 수치계산치를 각각 나타낸다. 그림으로부터 잠제의 우측 (c)와 (d) 지점에서는 기존의 해석결과들과 약간의 차이가 있지만 전체적으로 잠제로 인한 비선형파의 형성 및 발달과 파봉분열과 같은 수면변동이 잘 일치한다. Fig. 6은 FLIP모델의 검증차원에서 Fig. 4에 주어진 잠제 내의 간극수압 측정점 (A) 및 해저지반 내의 간극수압 측정점 (B)~(D)에서 간극수압 p_s 를 입사파에 의한 동압 $\rho g H$ (여기서, g 는 중력가속도)로 나눈 무차원간극수압(진동성분)의 시계열을 나타낸다. 그림으로부터 잠제 내의 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 불투수성의 강체지반상에 설치된 잠제를 대상으로 하였기 때문인 것으로 판단된다.

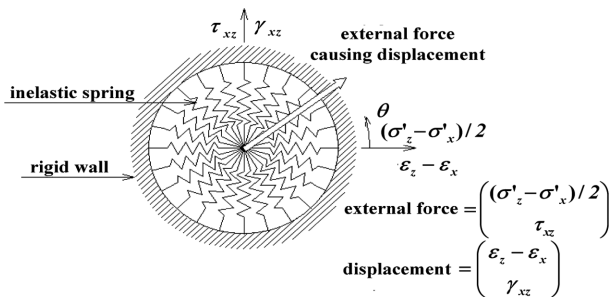


Fig. 2. Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).

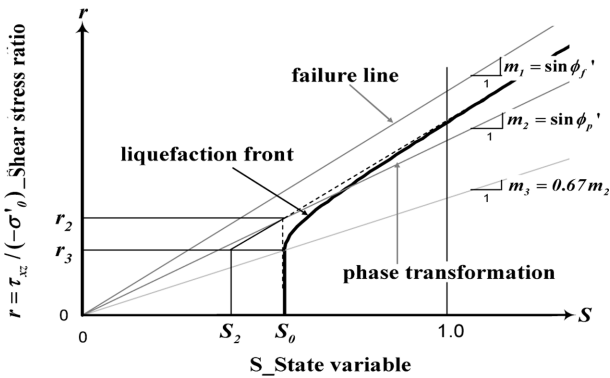


Fig. 3. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai., 1992a, 1992b).

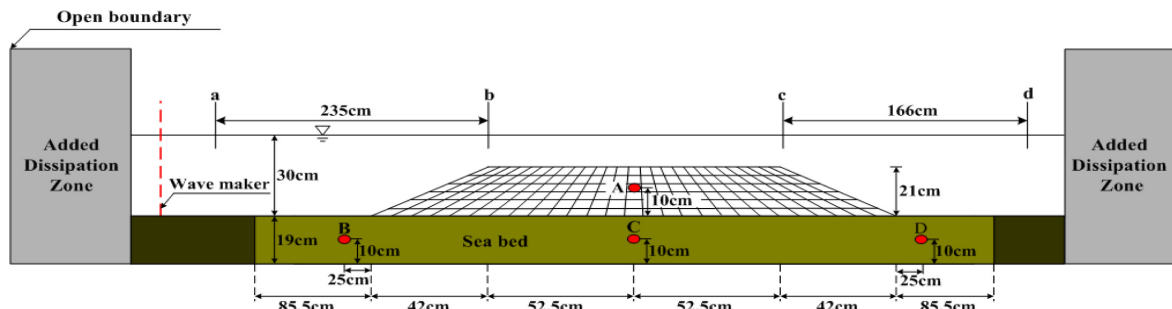


Fig. 4. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models.

Table 1. 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°

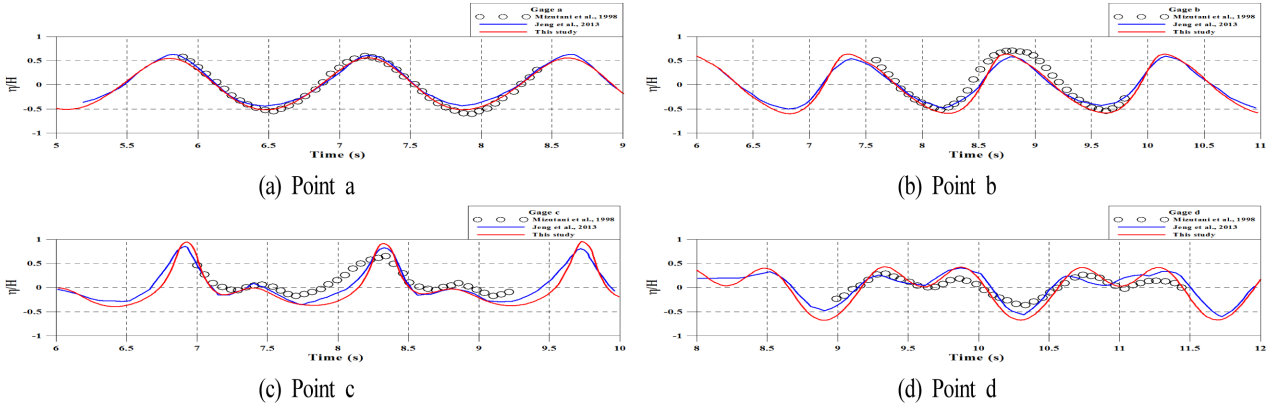


Fig. 5. Comparison between measured and calculated free surface elevations.

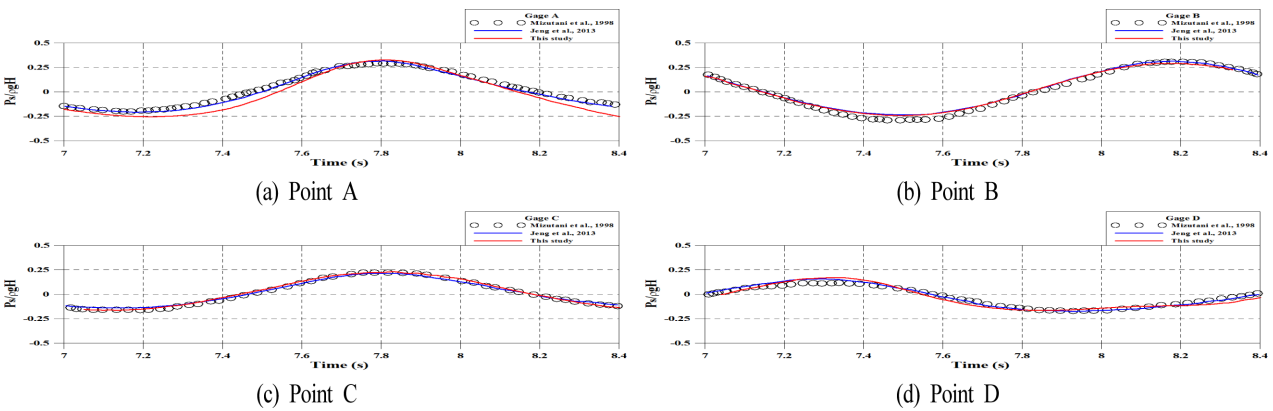


Fig. 6. Comparison between measured and calculated pore water pressures.

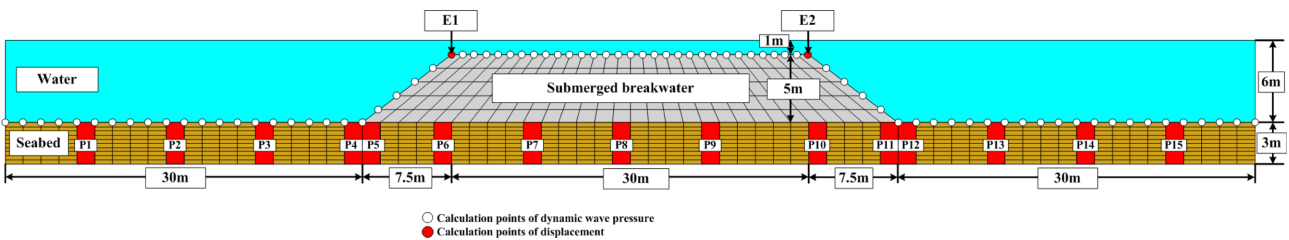


Fig. 7. Schematic sketch of the numerical wave-soil tank used in 2D-NIT & FLIP models. (P1~P15: Calculation points of pore water pressure, and E1, E2: Calculation points of submerged breakwater displacement)

3.2 잠제의 변위 및 잠제 하 해저지반의 동적거동

3.2.1 계산조건

Fig. 7과 같은 일정수심 h 의 규칙파동장에 설치된 잠제를 대상으로 먼저 2D-NIT모델로부터 해저면에서 파동으로 인한 동파압을 산정하였다. 파랑의 수치해석에 적용된 규칙파는 파고 $H=0.5 \text{ m}$, 3.0 m , 주기는 $T=10 \text{ s}$, 15 s 이고, 잠제의 체원은 Fig. 7에서 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. 7에는 FLIP(Iai et al., 1992a, 1992b)에 적용되는 동파압의 산정위치, 잠제에서 침하량의 산정위치 E1, E2 및 해저지반 내 간극수압의 변동위치 P1~P15 등을 나타내며, Table 2는 해저지반을 구성하는 실트질 모래의 물성치를 나타낸다. Table 2에서 N 값은 지반의 표준관입 시험으로부터 산출되며, 이에 따른 내부마찰각은 FLIP모델의 적용에서 권장되는 간이설정법(Morita et al., 1997)으로부터 추정된 값이다.

Table 2. Soil properties for silty-sand in this numerical analysis.

	N	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus(kPa)	Poisson's ratio	Porosity	Internal friction angle(°)	Parameters for liquefaction characteristic					
							$\phi_p(^{\circ})$	S_1	w_1	p_1	p_2	c_1
Seabed	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, $\phi_p(^{\circ})$: 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

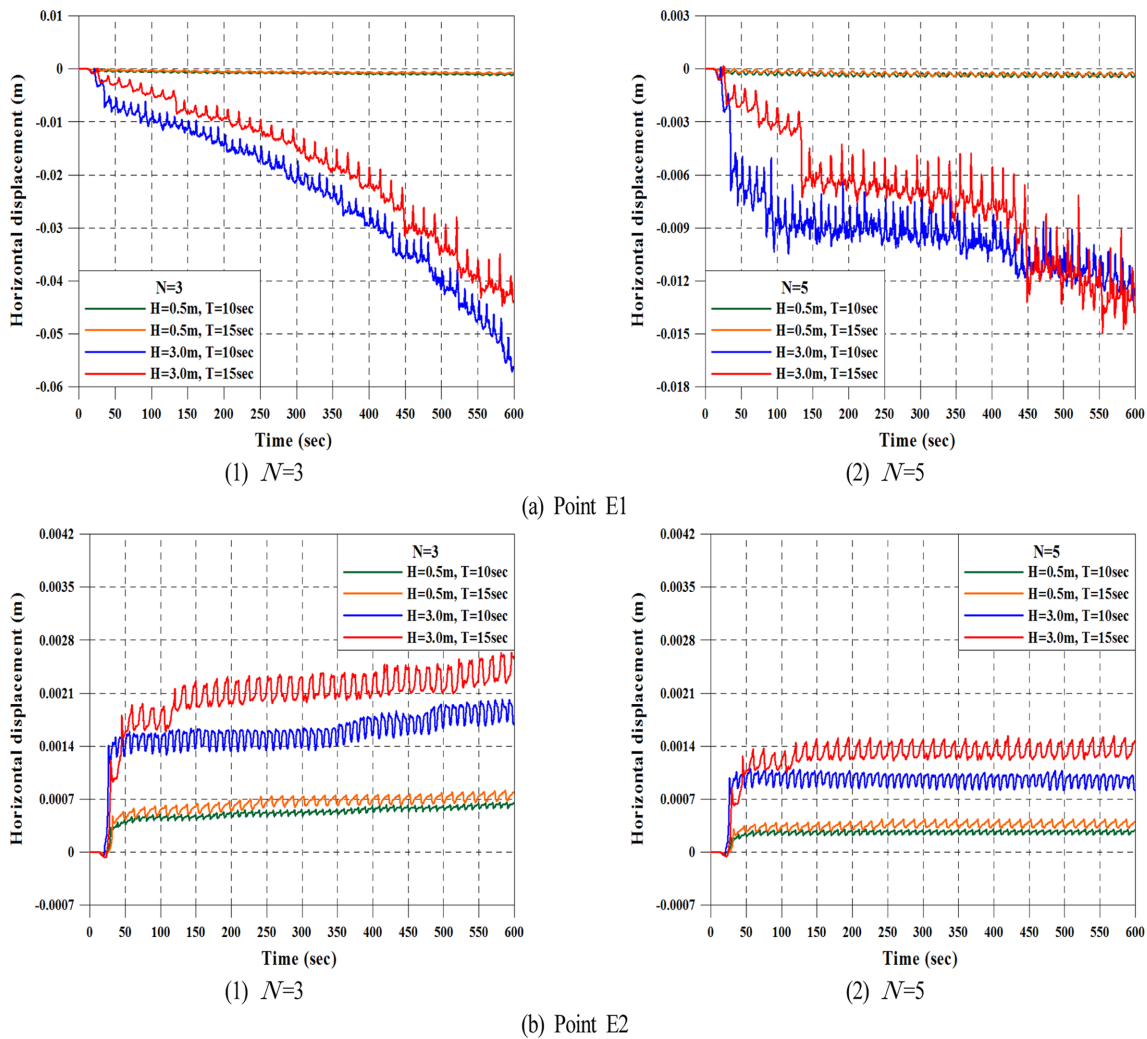


Fig. 8. Time histories of horizontal displacement according to variations of incident wave height, period and N value.

3.2.2 동파압의 산정

해저면상 및 잠제표면에 설정되는 유한요소의 절점위치에서 동파압을 산정하기 위하여 2D-NIT모델과 FLIP모델의 격자구성체계를 동일하게 구성하였으며, 절점위치는 Fig. 7에서 흰 원으로 표기되어 있다. 각 절점위치에서 압력데이터는 정수압성분을 제외한 동수압성분만으로 주어지며, 해저면상 및 잠제표

면에서 이러한 동파압의 시계열데이터는 지반 내의 동적거동 해석을 위한 FLIP의 경계상의 절점에서 경계치로 입력된다.

3.2.3 잠제 및 해저지반 내에서 동적응답해석

탄·소성지반에서 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델(Iai et al.,

1992a, 1992b)로부터 이하에 나타내는 해저지반상의 잠제에서 동적응답(연직 및 수평변위)과 해저지반 내 동적응답(진동 및 잔류간극수압과 간극수압비)을 수치적으로 산정하였다. 이때, 수치모델링에서는 하부경계조건과 좌·우경계조건으로 구분되는 지반경계에서 하부경계조건을 연직 및 수평변위의 구속조건으로, 좌·우경계조건을 연직변위의 허용과 수평변위의 구속조건으로 각각 설정하였다.

3.2.3.1 잠제의 동적변위

Fig. 8은 잠제 천단상의 양쪽 가장자리 E1과 E2에서 파고와 주기의 변화를 파라미터로 해저지반의 N 값에 따른 수평변위(활동)의 시계열을 나타내고, Fig. 9는 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 $H=0.5$ m, 주기 $T=10$ s, 주황색 실선은 파고 $H=0.5$ m, 주기 $T=15$ s, 파란색 실선은 $H=3.0$ m, 주기 $T=10$ s, 적색 실선은 $H=3.0$ m, 주기 $T=15$ s일 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. 8과 9에서 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 발생하는 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 가

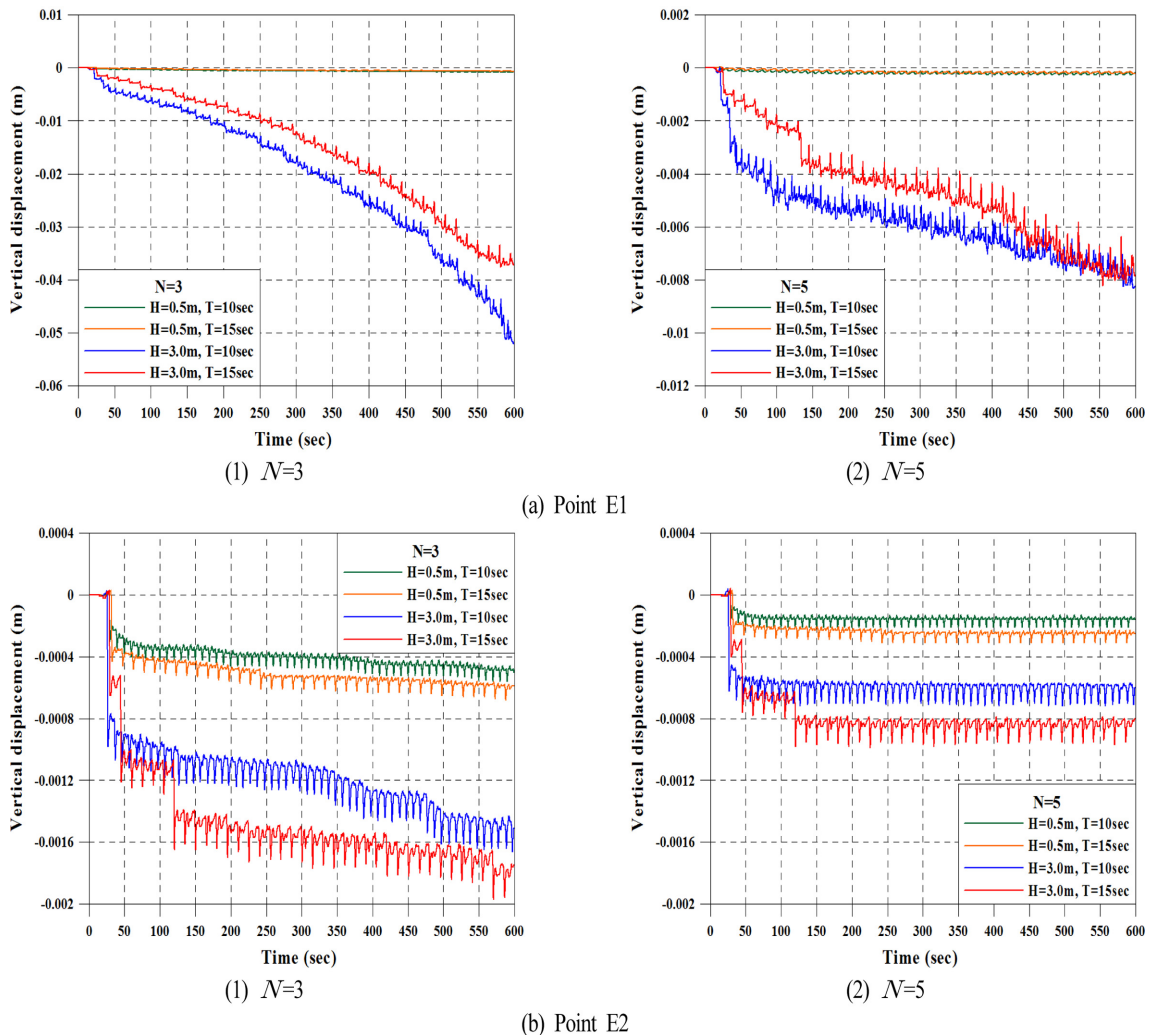


Fig. 9. Time histories of vertical displacement according to variations of incident wave height, period and N value.

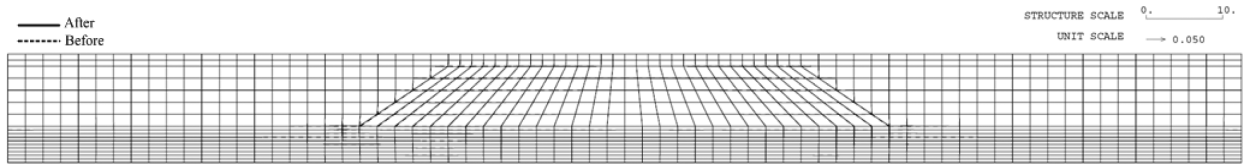


Fig. 10. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N = 3$, $H = 0.5$ m, $T = 10$ s.

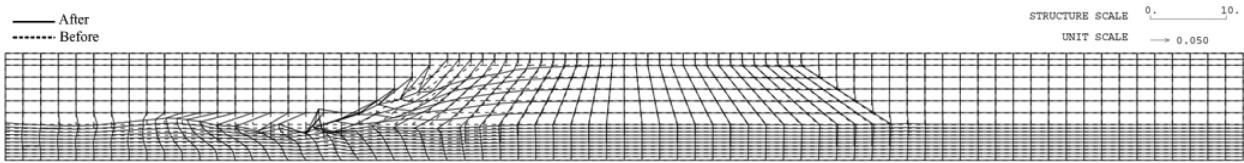


Fig. 11. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N = 3$, $H = 3.0$ m, $T = 10$ s.

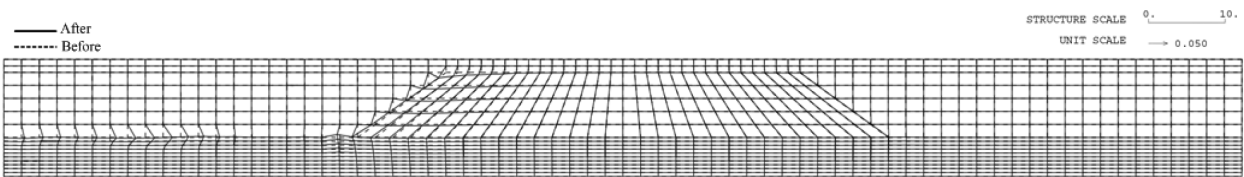


Fig. 12. Maximum deformation($\times 50$) of submerged breakwater and seabed for $N = 5$, $H = 3.0$ m, $T = 10$ s.

장자리 근방에서 파괴증폭효과가 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. 9에 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 실험역에 설치된 잠제에서 발생하는 현상과 부합되는 것으로 판단된다.

다음의 Figs. 10~12는 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 파랑 조건 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.

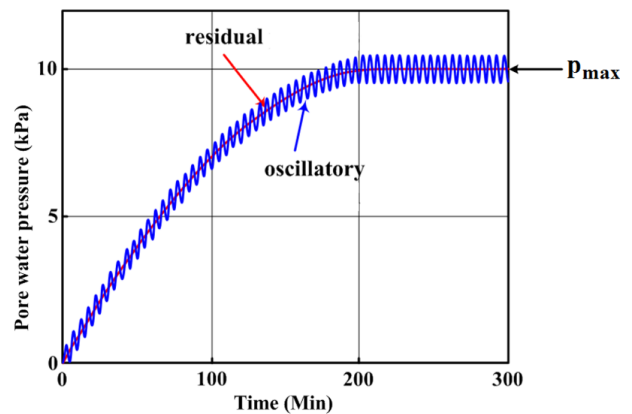


Fig. 13. Mechanism of wave-induced oscillatory and residual pore water pressures(Jeng et al., 2006).

3.2.3.2 해저지반 내 간극수압

지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 파동으로 인한 지반 내 간극수압의 변동은 Fig. 13에 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. 주기평균된 누적간극수압, 즉 잔류간극수압은 Fig. 13에 나타내는 바와 같이 최종적으로 일정치 p_{max} 에 도달하게 된다. 일반적으로 투수성이 큰 모래지반의 경우는 진동간극수압이 크지만 완전포화지반의 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

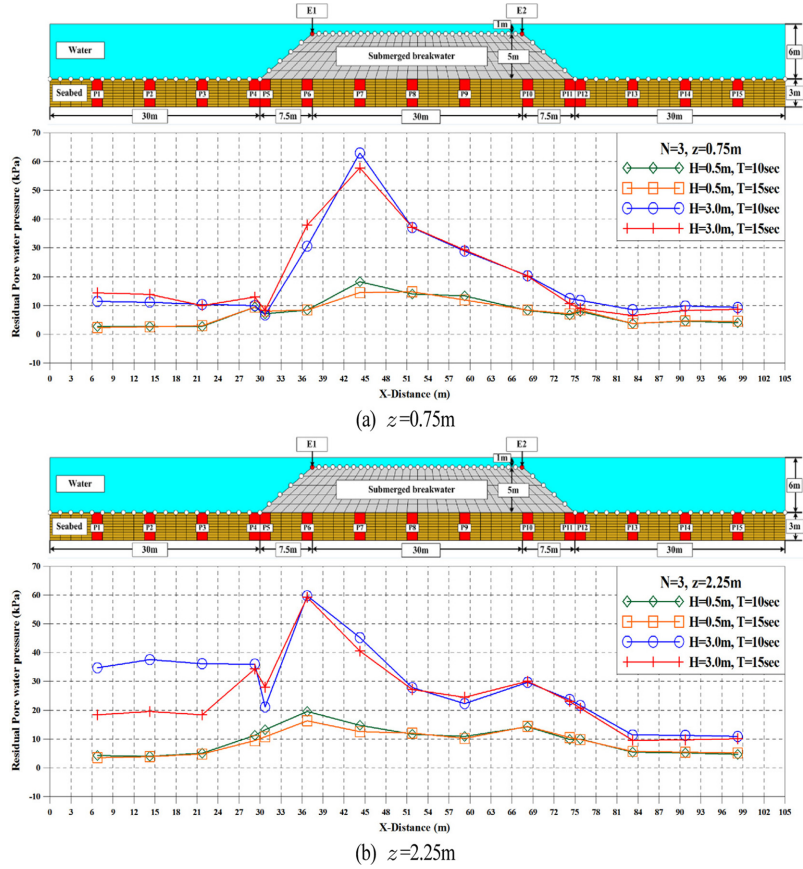


Fig. 14. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N = 3$.

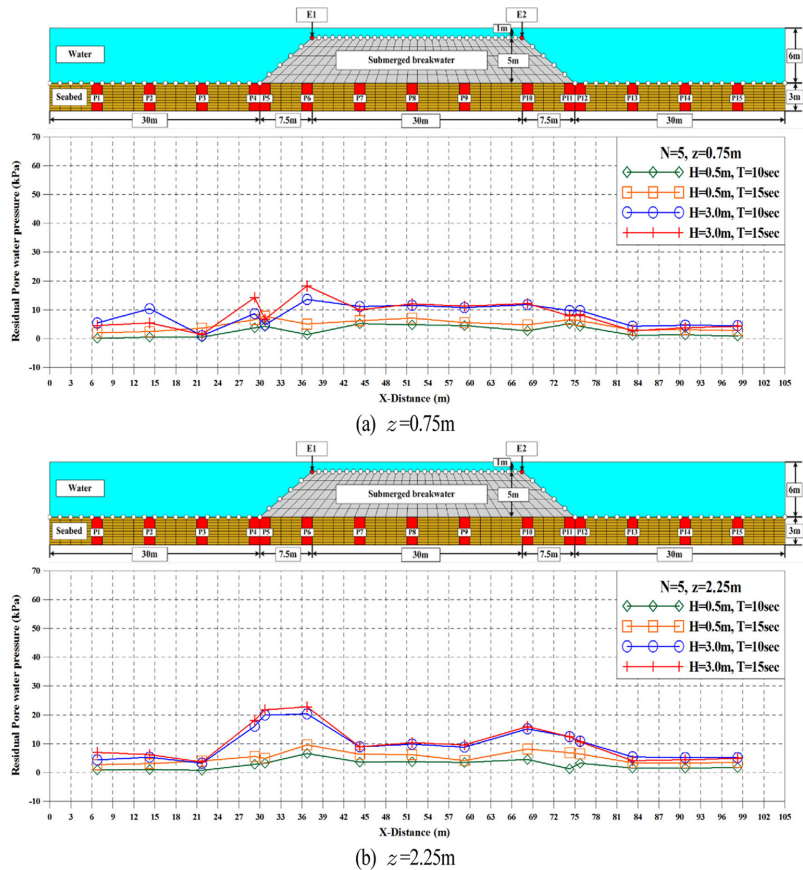


Fig. 15. Spatial distribution of residual pore water pressure for different wave heights and periods in case of $N = 5$.

때문에 잔류간극수압이 상대적으로 액상화에 매우 큰 영향을 미친다.

다음의 Figs. 14과 15는 N 값이 각각 3과 5일 때 파고와 주기의 변화에 따라 Fig. 13에서 정의된 최종잔류간극수압 p_{max} 값을 공간적으로 나타낸 결과이며, 해저지반의 깊이는 $z = 0.75$ m와 2.25 m이다. 그림에서 녹색 마름모는 $H = 0.5$ m, $T = 10$ s, 주황색 사각형은 $H = 0.5$ m, $T = 15$ s, 파란색 원은 $H = 3.0$ m, $T = 10$ sec, 적색 십자형은 $H = 3.0$ m, $T = 15$ s인 경우이다.

먼저, $N = 3$ 인 경우를 살펴보면 최종잔류간극수압 p_{max} 는 동일한 주기에 대해 파고가 증가할수록 전체 공간에서 증가하고, 동일한 파고에 대해 주기에 따른 변화는 커지 않는 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 나타나

며, 전반적으로는 잠제 중앙부를 기준으로 좌측에서 큰 잔류간극수압을 나타낸다. 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 천단상에서 쇄파되는 $H = 3.0$ m의 경우는 잠제 우측 전달과 영역에서 파고의 차이에 따른 값의 변화가 크지 않는 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.

3.2.3.3 해저지반 내 간극수압비

Figs. 16~18는 N 값이 각각 3과 5일 때 Fig. 7에서 나타내고 있는 P2(잠제의 전면), P8(잠제 중앙), P14(잠제의 배면) 지점의 해저지반 내에서 파고와 주기의 변화에 따른 간극수

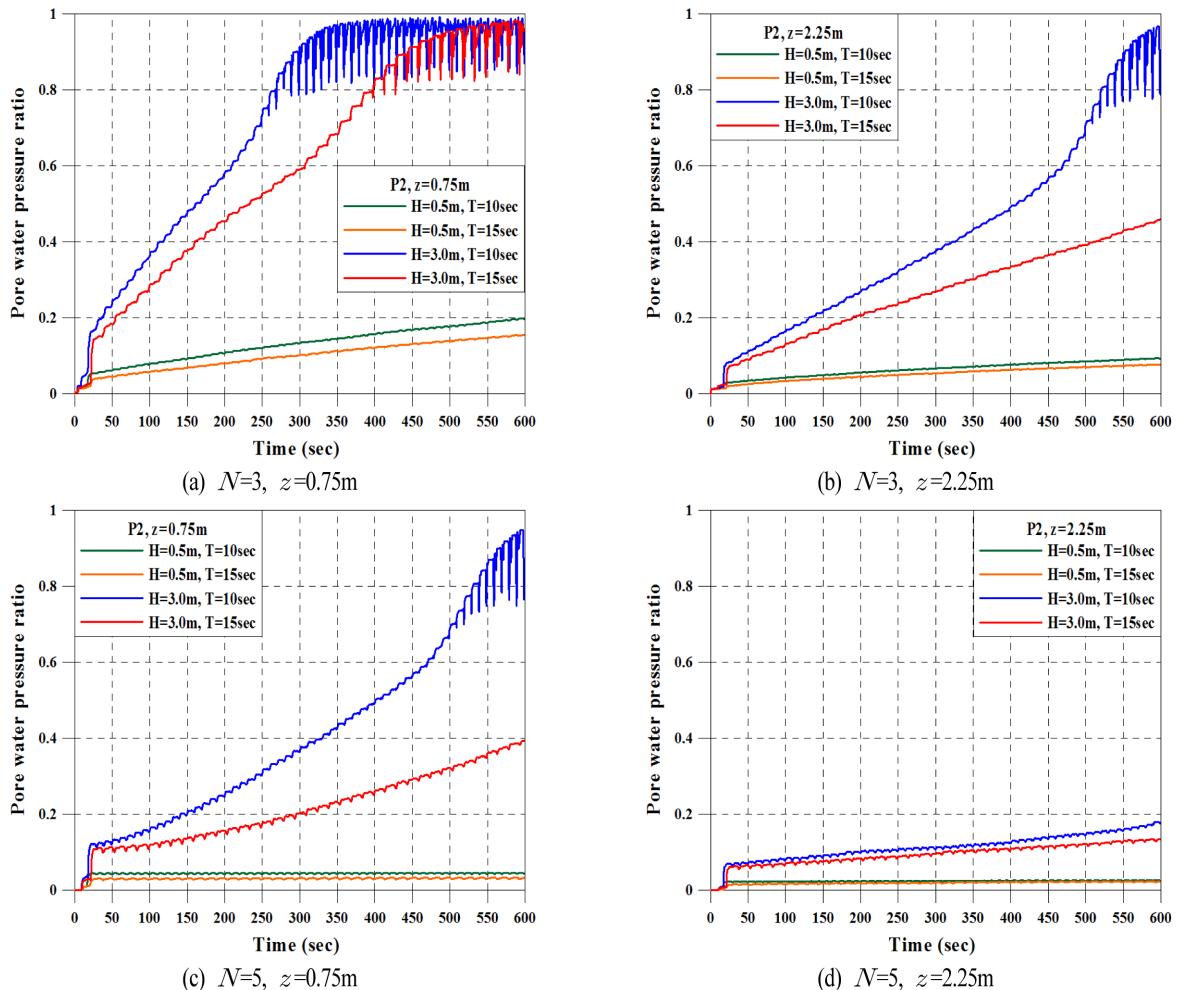


Fig. 16. Time history of pore water pressure ratio at the point P2.

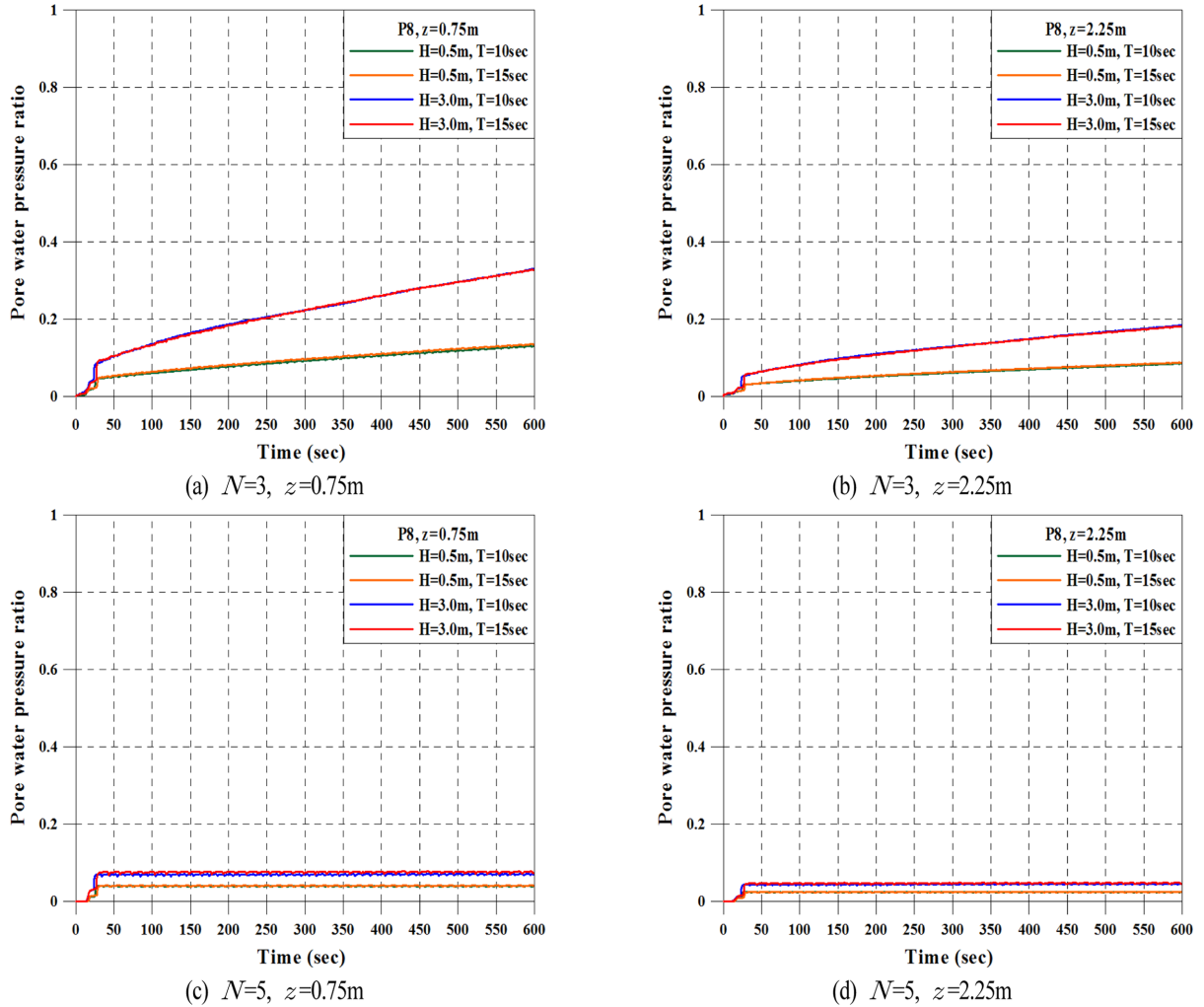


Fig. 17. Time history of pore water pressure ratio at the point P8.

압비의 시계열을 나타낸 결과이다. 여기서, 간극수압비는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{msl}$ 로 정의되고, σ'_m 은 평균유효응력, σ'_{msl} 는 초기유효응력을 나타낸다. 한편, 간극수압 p 와 초기유효응력 σ'_{msl} 의 비 p / σ'_{msl} 로 정의되는 간극수압비의 경우는 $p / \sigma'_{msl} \geq 1$ 이면 액상화로 판정되고, 본 연구의 경우는 $1 - \sigma'_m / \sigma'_{msl} \geq 0.95$ 이면 지반액상화로 판정된다.

그림으로부터 연직깊이가 증가할수록 동시에 N 값이 증가할수록 간극수압비가 감소되며, 따라서 액상화 가능성이 떨어진다 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 잠체 전면의 $z = 0.75$ m에서 파고가 큰 $H = 3.0$ m의 경우에 액상화 가능성이 나타나지만 그 이외에서는 액상화 가능성은 없는 것으로 판단된다. 한편, 전술한 Figs. 17과 18에서 최종 잔류간극수압의 공간분포에서 잠체 하의 해저지반 내 잔류간극수압이 잠체 전·후보다 큰 경향을 나타내는 점에 비춰, 잠체 중앙부 하의 해저지반에 해당하는 Fig. 17에서 간극수압비가 잠체 전면·배면의 Figs. 16과 18의 경우보다 작거나 혹은

은 거의 동등한 값의 크기를 나타내는 것은 초기유효응력에 잠체의 수중중량이 포함되었기 때문이다.

Figs. 19~22는 입사파와 지반의 특성변화에 따른 해저지반 전체에서 간극수압비의 공간분포를 나타낸 것으로 그림에서 적색에 가까울수록 액상화 가능성이 높다는 것을 나타낸다. 그림으로부터 Fig. 18의 $N = 3, H = 3.0$ m, $T = 10$ s에서 잠체 전면해역에 액상화 범위가 넓고 깊게 발생하는 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, 잠체의 전면 선단부에서 상대적으로 큰 간극수압비가 나타나는 경우도 있고, 선단부의 해저표면에 액상화 가능성이 큰 값이 집중되는 현상을 볼 수 있다. 잠체 전면 선단부 하의 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).

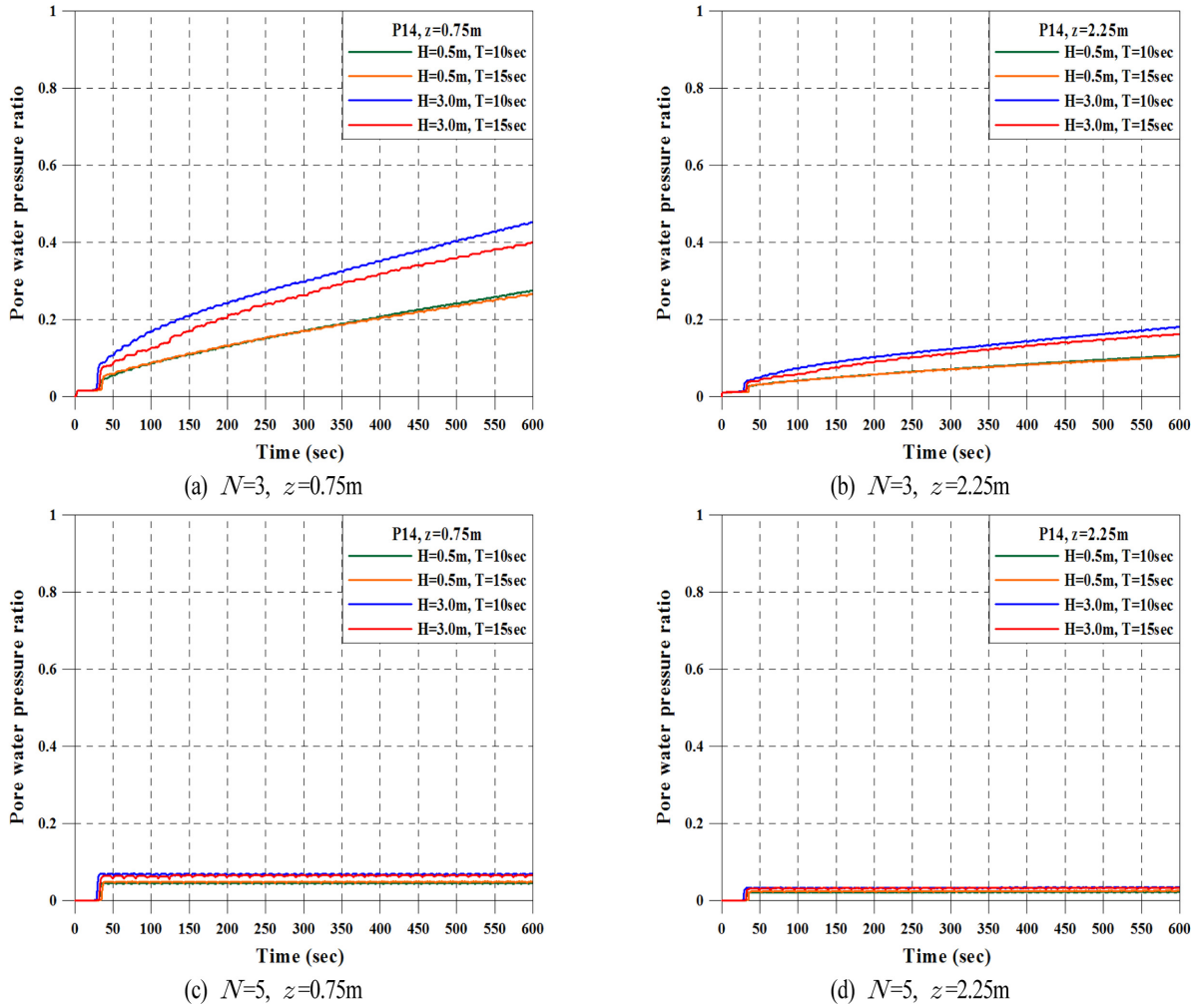


Fig. 18. Time history of pore water pressure ratio at the point P14.

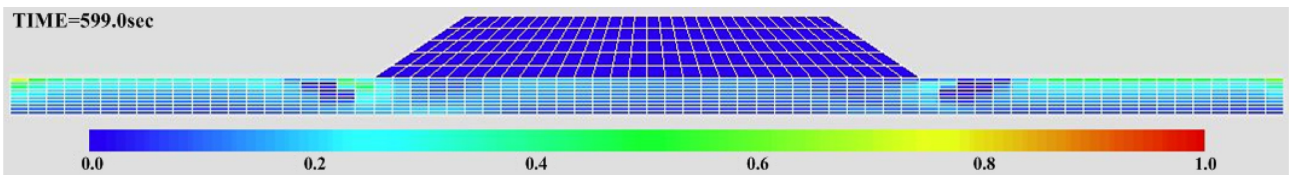


Fig. 19. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t = 599.0\text{ s}$ for $N = 3, H = 0.5\text{ m}, T = 10\text{ s}$.

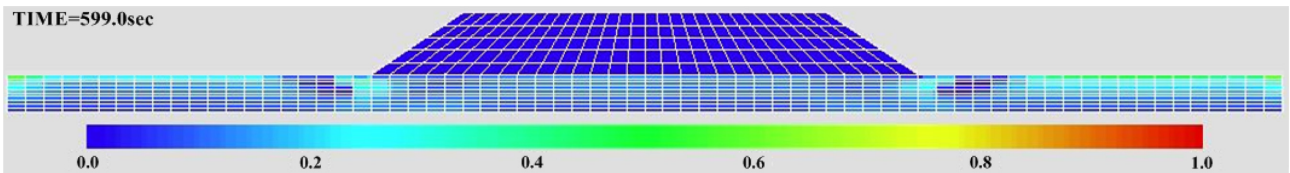


Fig. 20. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t = 599.0\text{ s}$ for $N = 3, H = 0.5\text{ m}, T = 15\text{ s}$.

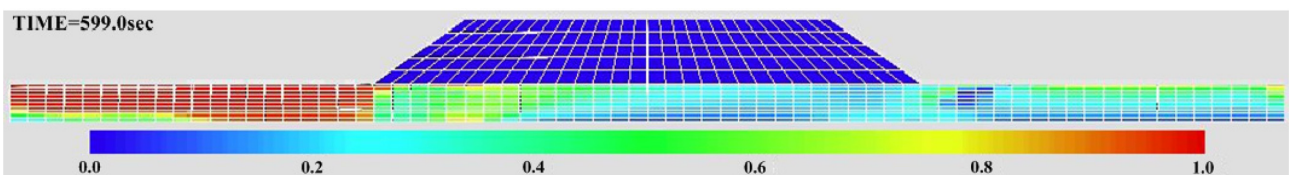


Fig. 21. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t = 599.0\text{ s}$ for $N = 3, H = 3.0\text{ m}, T = 10\text{ s}$.

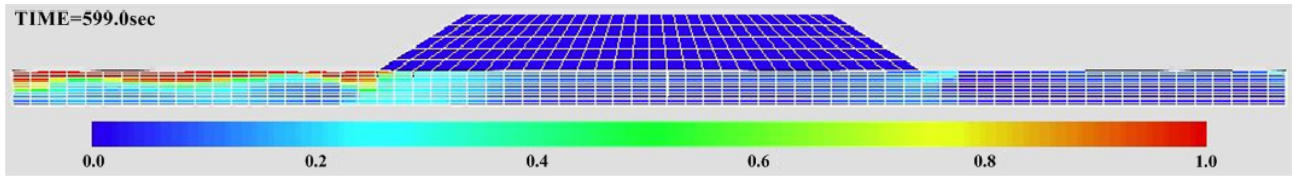


Fig. 22. Pore water pressure ratio of the seabed under wave loading at $t = 599.0$ s for $N = 5$, $H = 3.0$ m, $T = 10$ s.

4. 맺음말

본 연구에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 규칙파랑작용 하에 해저면상에서 동과압을 산정하고, 이를 탄·소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모델에 입력치로 적용하여 입사파(파고와 주기)와 지반(N값)의 특성을 변화시키면서 해저지반상에 설치된 잠제의 동적거동(변위)과 해저지반 내 간극수압과 간극수압비(액상화)와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정에서 얻어진 해와 기존의 실험결과와의 비교 및 검토로부터 수치해석결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 얻어진 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 발생할 가능성이 높고, 반면에 연직깊이가 깊어질수록 초기유효응력이 증가되기 때문에 액상화 가능성은 낮아진다. 또한, 해저지반의 N값이 작은 연약지반일수록 동시에 파고가 높을수록 액상화 가능성이 높아진다.

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

이상에서 논의된 “파-지반-잠제의 연계해석을 통한 해저지반 내 간극수압과 액상화 가능성의 평가”라는 문제는 지구온난화와 더불어 고파랑이 장시간 지속되는 최근의 폭풍파랑의 특성 등을 감안하면 해안구조물의 안정성과 기능성이라는 측면에서 설계과정에 시급히 도입될 필요가 있을 것으로 판단된다.

References

Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolida-

- tion, *J. of Applied Physics*, 12, 155-165.
- 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.
- 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.
- 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, Seymour, B. and Li, J. (2006). A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, *Research Report No. R868*, Univ. of Sydney, Australia, 28p.
- 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.
- Mei, C.C and Foda, M.A. (1981). Wave-induced responses in a fluid filled poro-elastic solid with a free surface - a boundary layer theory, *Geophysical J. of the Royal Astronomical Society*, 66(3), 597-631.
- 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, 869, 1-36.

- 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.
- Sakakiyama, T. and Kajima, R. (1992). Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, *Proceedings of the 22nd ICCE*, ASCE, 1517-1530.
- 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.
- 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.(Auckland)*, 2486.
- Sekiguchi, H., Kita, K. and Okamoto, O. (1995). Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, *Soil and Foundations*, 35(3), 31-42.
- Tobita, T., Iai, S. and Ueda, K. (2006). Dynamic behavior of a levee on saturated sand deposit. *Annals of Disaster Preventive Research Institute*, Kyoto University.

Received 12 May, 2016

1st Revised 6 June, 2016

2nd Revised 13 June, 2016

Accepted 13 June, 2016