

파랑-지반-해안구조물의 상호작용에 기인하는 해저지반과 구조물의 동적응답에 관한 수치시뮬레이션

Numerical Simulation on Seabed-Structure Dynamic Responses due to the Interaction between Waves, Seabed and Coastal Structure

이광호* · 백동진** · 김도삼*** · 김태형**** · 배기성*****

Kwang-Ho Lee*, Dong-Jin Baek**, Do-Sam Kim***, Tae-Hyung Kim**** and Ki-Seong Bae*****

요 지 : 해안 및 해양구조물 하부의 해저지반에 고파랑이 장시간 작용하는 경우 과잉간극수압(진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 합)이 크게 발생할 수 있고, 이어지는 유효응력의 감소에 따라 해저지반에 액상화가 발생될 수 있다. 일단, 지반액상화가 발생 및 진행되면 구조물의 침하 혹은 전도에 의해 종국적으로 구조물이 파괴될 가능성 이 높아진다. 특히, 중력식구조물이 설치된 하부지반내에서는 파작용에 의한 큰 과잉간극수압과 작은 유효응력으로부터 발생되는 지반액상화의 여부를 정확히 예측할 필요가 있고, 이러한 지반의 동적거동 특성을 설계에 충분히 반영되어야 한다. 본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법을 적용하여 해저지반상 및 구조물의 표면상에서 시간변동의 동파압과 유속에 의한 전단응력을 산정하고, 그 결과를 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 해저지반응답용의 수치해석프로그램 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)에 입력 치료 적용하여 해저지반내에서 과잉간극수압 및 유효응력의 시공간적인 변화, 이로 인한 액상화, 그리고 지반의 시간변형과 구조물의 시간변위를 정량적으로 평가한다. 이로부터 해저면상에서 전단응력을 고려한 경우 구조물 전면의 하부해저지반에서 액상화 가능성을 확인할 수 있었고, 액상화된 토립자는 흐름에 저항력을 상실하므로 세굴로 이어질 것으로 판단된다. 따라서, 태풍시 고파랑의 작용이 장시간 지속되는 경우 구조물의 전면에서는 지반액상화로 인한 지반강도의 현저한 저하로 구조물의 진동변위가 더욱 크게 발생되고, 더불어 구조물의 안정성에 영향을 미칠 것으로 예상된다.

핵심용어 : 파작용, 해저지반변형, 구조물변위, 과잉간극수압, 유효응력, 액상화

Abstract : Seabed beneath and near the coastal structures may undergo large excess pore water pressure composed of oscillatory and residual components in the case of long durations of high wave loading. This excess pore water pressure may reduce effective stress and, consequently, the seabed may liquefy. If the liquefaction occurs in the seabed, the structure may sink, overturn, and eventually fail. Especially, the seabed liquefaction behavior beneath a gravity-based structure under wave loading should be evaluated and considered for design purpose. In this study, to evaluate the liquefaction potential on the seabed, numerical analysis was conducted using 2-dimensional numerical wave tank. The 2-dimensional numerical wave tank was expanded to account for irregular wave fields, and to calculate the dynamic wave pressure and water particle velocity acting on the seabed and the surface boundary of the structure. The simulation results of the wave pressure and the shear stress induced by water particle velocity were used as inputs to a FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program). Then, the FLIP evaluated the time and spatial variations in excess pore water pressure, effective stress and liquefaction potential in the seabed. Additionally, the deformation of the seabed and the displacement of the structure as a function of time were quantitatively evaluated. From the analysis, when the shear stress was considered, the liquefaction at the seabed in front of the structure was identified. Since the liquefied seabed particles have no resistance force, scour can possibly occur on the seabed. Therefore, the strength decrease of the seabed at the front of

*관동대학교 에너지자원플랜트공학과 조교수(Dept. of Energy Resources and Plant Eng., Kwandong Univ., Gangwon 210-701, Korea, Tel:+82-33-649-7598, Fax:+82-33-647-3436, klee@kd.ac.kr)

**한국해양대학교 대학원 토목환경공학과 박사과정(Dept. of Civil Eng., Korea Maritime and Ocean Univ., 727 Taejong-ro, Yeongdo-ku, Busan 606-791, Korea, Tel:+82-51-410-4941, Fax:+82-51-403-0656, assassin10@naver.com)

***한국해양대학교 건설공학과 교수(Corresponding author; Dept. of Civil Eng., Korea Maritime and Ocean Univ., 727 Taejong-ro, Yeongdo-ku, Busan 606-791, Korea, Tel:+82-51-410-4463, Fax:+82-51-403-0656, kimds@kmou.ac.kr)

****한국해양대학교 건설공학과 부교수(Dept. of Civil Eng., Korea Maritime and Ocean Univ., 727 Taejong-ro, Yeongdo-ku, Busan 606-791, Korea, Tel:+82-51-410-4465, Fax:+82-51-410-4460, kth67399@kmou.ac.kr)

*****경상대학교 해양토목공학과 교수(Dept. of Ocean Civil Eng., Gyeongsang Univ., 38 Cheondaegookchigil, Gyeongnam, Korea, Tel:+82-55-772-9126, Fax:+82-55-772-9120, bks7265@hanmail.net)

the structure due to high wave loading for the longer period of time such as a storm can increase the structural motion and consequently influence the stability of the structure.

Keywords : Wave loading, deformation of seabed, displacement of structure, excess pore water pressure, effective stress, liquefaction

1. 서 론

다양한 해안지형과 해저지반을 갖는 우리나라에서 방파제와 같은 해안구조물 근방에서는 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(MOLIT, 2010). 연안역에서 발생하는 지형변동은 주로 연안에서의 각종 개발사업과 관련된 것으로 방파제를 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. 1에 나타내는 바와 같이 현장측 및 수리실험으로부터 다음과 같은 두 형태의 메커니즘이 인식되어 왔다. 첫 번째가 Madsen모델(Madsen, 1978)과 Yamamoto모델(Yamamoto et al., 1978)에서 대표적으로 논의된 진동과잉간극수압(oscillatory pore water pressure)으로, 이는 지반내의 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 지반저항

력의 상실을 초래하여 상부구조물이 파괴될 가능성이 높아진다.

한편, 진동과잉간극수압에 의한 일시적인 액상화현상은 지난 수십년에 걸친 많은 연구를 통하여 관련 메커니즘이 거의 규명되었다고 하여도 과언이 아니다. 이와 관련한 대부분의 연구는 Yamamoto et al.(1978) 및 Madsen(1978)의 연구와 유사한 체계를 갖는 무한두께의 다공질탄성지반(porous elastic seabed)과 압축성유체로 구성된 2상매체를 고려하였다. 반면에, Mei and Foda(1981)는 파동으로 인한 진동과잉간극수압에 대해 간략화된 정식화를 도출하기 위하여 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 유도하였으며, Kianto and Mase(1999) 및 Yuchi and Ishida(2002)는 교차비등방해저지반(cross-anisotropic seabed)에서 파동으로 인한 과잉간극수압에 대해 간략화된 새로운 정식화를 제안하였다.

한편, 파동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 메커니즘의 규명에는 지진시 지반내에서 발생되는 과잉간극수압과 유효응력과의 관계(Seed et al., 1975)를 준용하였다. 이에 대한 대표적인 연구로, Seed and Rahman(1978)은 반복전단응력의 분포와 과잉간극수압소산을 고려한 간단한 1차원유한요소모델을 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 은 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 et al.(2007, 2010), Jeng and Seymour(2007) 등은 McDougal et al.(1989)의 해석해를 재

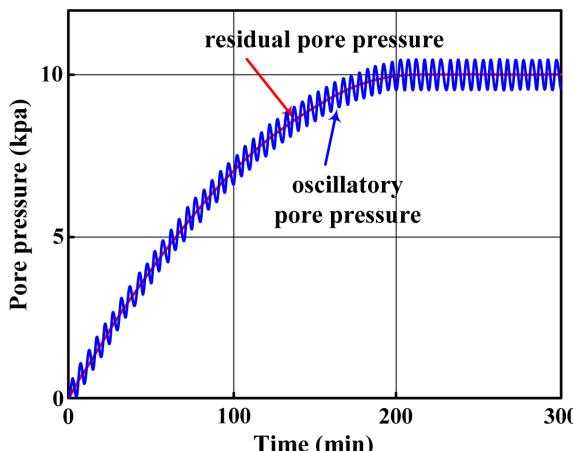


Fig. 1. Mechanisms of wave-induced oscillatory and residual excess pore water pressures(Jeng et al., 2006).

검토하고 있으며, 또한 Cheng et al.(2001)은 동일한 문제를 검토하기 위하여 수치해석모델을 제안하고 있다.

전술한 바와 같이, 과잉간극수압축적에 관한 연구는 Seed et al.(1975)과 Sumer and Fredsøe(2002)에서 제안된 빈복하중과 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.

한편, 방파제 등의 해안구조물이 설치된 해역에서 해저지반내 과잉간극수압 등의 동적거동을 검토한 연구로 Mase et al.(1994), Ulker et al.(2010), Hur et al.(2010), Li and Jeng(2008) 및 Ye et al.(2014) 등의 다수를 들 수 있다. 이 중에 Hur et al.(2010)의 연구에서 적용한 파동장의 기초방정식은 본 연구의 2D-NIT모델의 경우와 완전히 동일하지만, 반면 불규칙파동장 및 이에 의한 해저지반의 거동해석이 불가능하다. 또한, 지반을 다공질강체로 가정하고 있으므로 지반변형과 구조물의 침하, 잔류과잉간극수압의 축적 등과 같은 구조물의 파괴메커니즘 규명에서 중요한 지반응답을 검토할 수 없고, 따라서 간극내에서 진동과잉간극수압의 변동특성만을 다루고 있다. Mase et al.(1994), Ulker et al.(2010), Li and Jeng(2008) 및 Ye et al.(2014)은 다공질탄성지반의 가정하에 얻어지는 Biot의 압밀방정식(Biot, 1941)을 기초방정식으로 2차원 혹은 3차원파동장에 설치된 방파제 주변에서 지반내 유효응력, 진동 및 잔류간극수압 등의 동적응답과 액상화 가능성을 평가하고 있다. 그리고, Li and Jeng(2008)은 2차원에 대한 그들 그룹의 연구성과를 3차원으로 확장한 것으로, 기본적으로 수심의 변화와 연직방향으로 구조물의 법선변화가 있는 2차원 및 3차원파동장에는 적용될 수 없는 포텐셜이론을 사용하고 있다. 또한, Ye et al.(2014)은 파동장의 해석에 강비선형파동이론, 지반거동의 해석에 Biot의 다공질탄성이론을 적용하여 쇄파작용시에 지반내에서 유효응력과 간극수압의 특성 및 액상화 가능성 등을 검토하고 있다.

이상에서 기술된 진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압의 합으로 표현되는 과잉간극수압은 특히 장시간의 파동작용하

에서 커지고, 이에 따라 유효응력이 감소하여 궁극적으로 지반액상화가 발생하게 된다. 특히, 액상화는 주로 해저지반과 구조물이 접하는 해역에서 크게 발생 및 발달하고, 액상화된 토립자는 흐름에 대한 저항력을 소실하기 때문에 해저지반이 세굴되어, 결국에 지반저항력의 감소에 의해 구조물이 침하되거나 전도되는 등의 구조물 파괴로 연결될 수 있다(Photo. 1). 따라서, 구조물과 지반부가 접하는 해저지반에서 파동작용에 의한 지반액상화의 발생여부를 정확히 예측할 필요가 있고, 동시에 이러한 지반의 동적거동특성을 설계에 충분히 반영할 필요가 있다.

본 연구에서는 2차원수치파동수로를 불규칙파동장으로 확장한 수치해석법(Lee et al., 2013)으로부터 지반상 및 구조물 표면에서 시간변동의 파압 및 유속에 의한 전단응력을 산정하고, 그 결과를 지반의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 수치해석프로그램(Finite element analysis LIquefaction Program(이하 FLIP); Iai et al., 1992a, 1992b)의 외력으로 적용하여 해저지반내에서 진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압 및 유효응력의 시간변화, 이로 인한 액상화, 그리고 지반의 시간변형과 구조물의 시간변위를 정량적으로 평가한다. 더불어, 본문 중에는 FLIP에 의한 수치해석결과의 타당성을 검증하기 위하여 기존의 해석해(Yamamoto, 1978)와 실험결과(Chang et al., 2007)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 쇄파후의 파형변형과 같이 자유수면이 극심하게 변형되는 형상을 수치적으로 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 무반사



Photo 1. Damaged Breakwaters by Typhoon Maemi(Deabyeon Port).



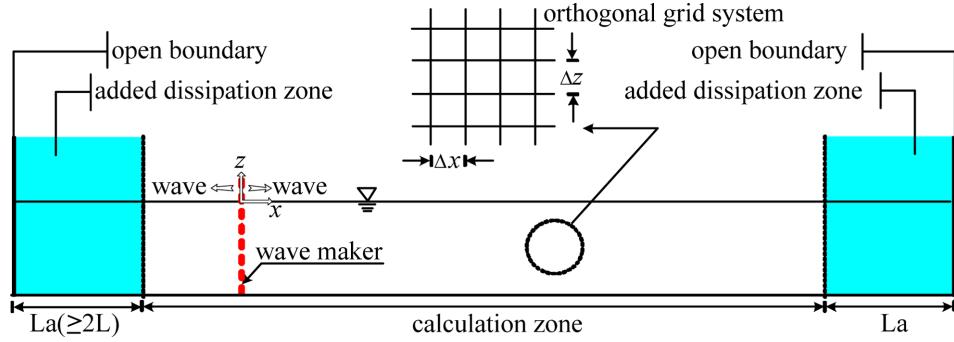


Fig. 2. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.

조건을 포함한 경계조건 및 수치조파수법이 수반되어야 한다.

Fig. 2는 본 연구의 2D-NIT모델의 적용을 위한 수치파동 수조로, 조파를 위한 조파소스 및 무반사를 위한 감쇠영역 등이 주어져 있고, 그림에서 감쇠영역의 폭 L_a 는 충분한 무반사조건을 실현하기 위하여 입사파의 파장 L 의 2배보다 클 필요가 있다. 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)은 기존의 2차원수치파동수로모델을 불규칙파동장으로 확장한 모델로, 자유표면의 해석모델에 VOF법을, 난류모델에는 $k-\varepsilon$ 모델을 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.

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

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

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

여기서, t 는 시간, x, z 는 수평 및 연직좌표, u, w 는 x, z 방향의 유속성분, 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 위해 설치한 스폰지층에서의 에너지감쇠계수, S_ρ, S_u, S_w 는 해석영역내의 조파를 위한 소스항이다. 한편, $\lambda_v, \lambda_x, \lambda_z$ 는 투과층 내에 관성력계수를 도입하여 구조물로부터 받는 관성력효과를 나타낸 파라미터로 식 (4)와 같이 표현되고, R_x, R_z 는 투과층에서의 저항력으로 식 (5)과 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 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.

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

여기서, S_f 는 해석영역내의 조파소스에 의해 부가되는 항이다. 또한, 2D-NIT모델에서 기타 관련된 기초식과 경계조건 등의 기술은 지면판계상 생략하며, 보다 상세한 정보는 Lee et al.(2013)을 참조하기 바란다.

2.2 FLIP모델에 의한 해저지반거동해석의 개요

FLIP모델은 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델(Iai et al., 1992a, 1992b)로, 이 모델에서는 원형고정경계를 Fig. 3과 같은 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 여기서, 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 실제 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한

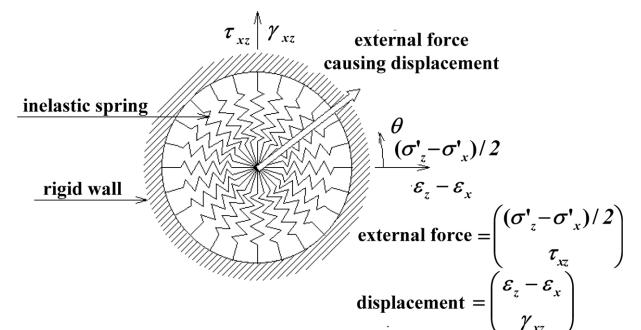


Fig. 3. Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).

응력-변형율관계를 잘 모사할 수 있다.

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

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

구성방정식은 기본적으로 식 (8)과 같이 주어진다.

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

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

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

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

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 복원력특성과 쌍곡선의 응력-변형관계를 나타낸다. 그리고, 식 (9)의 우변에서 $\{n^{(0)}\}$ 은 방향벡터, $\{n^{(i)}\}^T$ 는 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,

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

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

파인간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와의 관계로부터 산정되고, (+)다일러턴시의 영향은 Iai et al.(1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 4의 액상화프론트(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 반복변동(cyclic mobility) 및 액상화거동을 재현할 수 있으며, 그것의 정식화는 다음과 같이 주어진다.

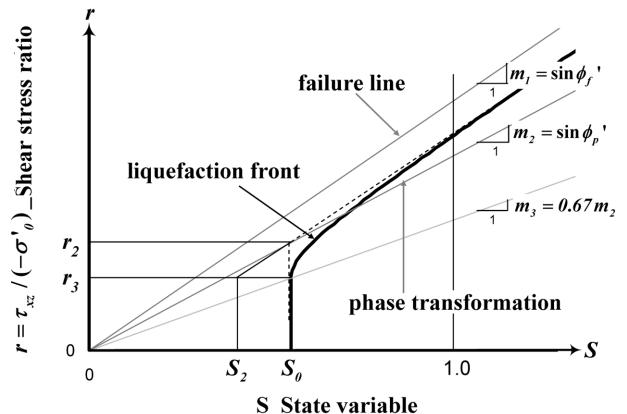


Fig. 4. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a, 1992b).

$$S = S_0 \text{ for } r \leq r_3 \quad (15)$$

$$S = S_2 \sqrt{(S_0 - S_2) + \{(r - r_3)/m_1\}^2} \text{ for } r > r_3 \quad (16)$$

여기서,

$$r_2 = m_2 S_0 \quad (17)$$

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (18)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m \quad (19)$$

그리고, S_0 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며, m_1 은 파괴선의 기울기, 전단저항각 ϕ'_f 는 $m_1 = \tan \phi'_f$ 에 의해 정의된다. m_2 는 상태변형(phase transformation)각도 ϕ'_p 로부터 $m_2 = \tan \phi'_p$ 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. 4에서 S 는 비배수상태에 대한 일정구속압에서 유효응력변화를 의미하고, r 은 전단응력비이며, 후술하는 초기유효응력은 $\sigma'_{z0} = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{z0})/2$ 로 정의된다.

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

3. 수치해석

3.1 수치해석결과의 검증

3.1.1 해석해와의 비교 및 검증

§2.2에서 기술한 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)은 지반내 간극수를 압축성으로, 그리고 흙골격을 탄소성체로 가

정하며, 액상화에 따른 지반과 구조물의 안정성을 검토하는 모델로, 원래 지진시에 지반액상화 문제를 검토하여 위하여 개발된 유한요소기반프로그램이다. 이 모델은 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.

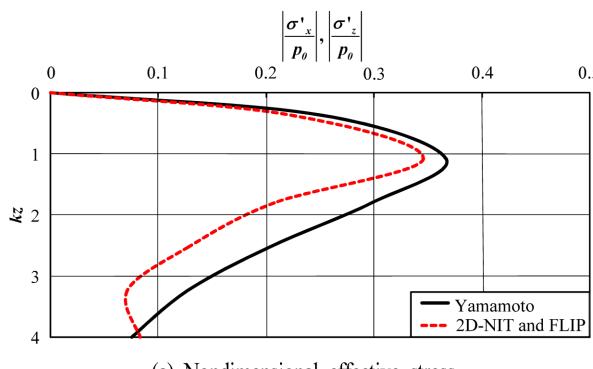
2D-NIT모델에 의한 파-구조물의 상호간섭에 의한 파변형과 월파량 등은 2D-NIT모델의 개발과정(Lee et al., 2013)에서 충분히 검증되었기 때문에 반복된 기술은 생략한다. 반면, 해저지반과 상부파동장이 접하는 경계면상에서 시간변동의 압력과 유속에 의한 전단응력을 2D-NIT모델로부터 산정하고, 이를 해저지반상에 외력치로 하여 FLIP으로부터 산출되는 파잉간극수압과 유효응력 등의 본 수치해석결과의 타당성을 검증하기 위하여 기준의 해석해(Yamamoto et al., 1978)와 실험결과(Chang et al., 2007)와 비교한다.

먼저, Biot의 3차원압밀이론(Biot, 1941)에 기초하여 흙골격에 다공성탄성체를, 간극수에 압축성을, 그리고 간극수의 흐름에 등방성과 Darcy법칙을 적용하고 있는 Yamamoto et al.(1978)에 의한 해석결과와 2D-NIT & FLIP모델에 의한 수치해석결과를 비교한 것이 Fig. 5이다. 수치해석에서 적용한 토층의 두께는 60 cm, 격자간격은 수평 및 연직 모두 1 cm로 구성되었다. 그림에서 완전포화된 무한깊이의 수평지반을 대상으로 하는 Yamamoto모델에 의한 무차원최대수평 및 연직 유효응력, 그리고 무차원과잉간극수압은 다음의 식으로 주어진다(Yamamoto et al., 1978).

$$\frac{\sigma'_x}{p_0} = -\frac{\sigma'_z}{p_0} = kz e^{-kz} e^{i(kx + \omega t)} \quad (20)$$

$$\frac{p}{p_0} = e^{-kz} e^{i(kx + \omega t)} \quad (21)$$

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.

$$k'^2 = k^2 + i \frac{\gamma}{K'} \omega \left\{ \frac{n}{K'} + \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)G} \right\} \quad (22)$$

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

식 (20)으로부터 수평 및 연직무차원최대유효응력 $|\sigma'_x/p_0|$, $|\sigma'_z/p_0|$ 은 흙의 물성치와는 관계가 없고, 파수 k , 즉 주기와 수심만의 함수로 나타나지만, 무차원최대과잉간극수압은 식 (22)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.

$$kz = 1 \quad (23)$$

식 (20)과 (23)에 나타낸 결과가 Fig. 5(a)의 Yamamoto모델의 결과에 반영되어 있다. 즉, 수평 및 연직유효응력의 값은 $kz = 1$ 에서 발생하고, $kz = 1$ 을 중심으로 연직방향의 상하로 갈수록 각각 감소한다는 것을 알 수 있다. $kz = 1$ 의 결과를 식 (20)에 적용하면 무차원최대유효응력의 최대치는 0.368로 산정되며, 이는 Fig. 5(a)에 나타낸 Yamamoto모델의 결과로부터 확인할 수 있다.

한편, Table 1의 조건하에 산정된 2D-NIT & 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 흙골격에 대한 거동이론의 차이에 기인하는 것으로 판단된다. 즉, Yamamoto모델은 지반내 흙골격을 다공성탄성체로 가정함으로써 무차원최대유효응력이 흙의 물성치와 관계없는 결과를 나타내지만, 실질적으로 다공성탄성체라기보다 FLIP모델에서 고려하는 탄소성체에 가까

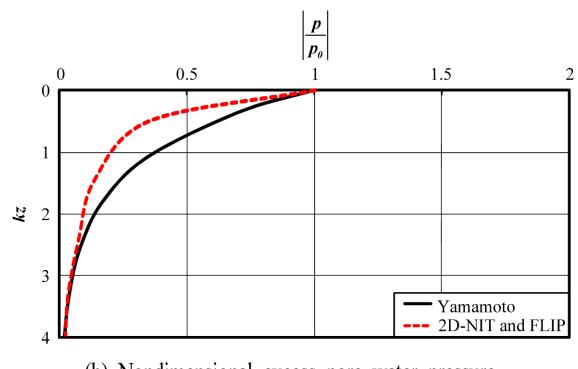


Fig. 5. Comparison of dynamic responses between Yamamoto model and 2D-NIT & FLIP model.

Table 1. Soil properties applied to the numerical analysis by 2D-NIT & FLIP in case of Fig. 5

Water depth	90 cm	Wave height	10 cm
Wave period	2 sec	Width of soil layer	50 cm
Initial effective stress	73.5 kPa	Shear modulus	1.177×10^4 kPa
Bulk modulus	3.069×10^4 kPa	Poisson's ratio	0.33
Saturated unit weight	20.92 kN/m ³	Porosity	0.509
Bulk modulus of pore water	2.2×10^6 kPa	Internal friction angle	31.81(°)
Liquefaction parameters	0		

운 거동을 나타낼 것이므로 흙의 물성치가 결과치에 다소 영향을 미친 것으로 예상된다. 다른 원인으로 파동장에 적용된 파이론을 고려할 수 있다. Yamamoto모델에서는 선형파이론을 적용하고 있는 반면, 2D-NIT & FLIP모델에서는 쇄파해석도 가능한 강비선형파랑해석법을 적용하고 있기 때문에 파의 비선형영향이 Fig. 5(a)의 수치해석에 영향을 미친 것으로도 판단된다. 또 다른 중요한 차이는 지반두께의 차이이다. Yamamoto모델에서는 무한두께의 지반을 대상으로 하지만, 2D-NIT & FLIP모델에서는 유한두께의 지반(40 m)을 고려하고 있다. 따라서, 2D-NIT & FLIP모델에서는 투파성지반하에 존재하는 불투과강체바닥으로부터 반사되는 간극수압의 영향이 포함된다. Fig. 5(a)의 $k_z = 4$ 근방에서 이러한 영향이 두 모델의 곡선기울기에 반영되어 있는 것을 확인할 수 있다.

다음으로, Fig. 5(b)에 나타내는 무차원최대파잉간극수압의 연직분포를 검토한다. 그림으로부터 무차원최대파잉간극수압은 지반표층에서 가장 큰 $|p/p_0| = 1$ 의 값을 나타내고, 연직깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타낸다. 이러한 변화과정에서 Yamamoto모델의 해석치와 2D-NIT & FLIP모델의 수치해석치가 매우 잘 일치한다. 특히, $k_z = 1$ 의 상하에서 나타나는 두 모델의 결과에서 차이는 전술한 Fig. 5(a)의 논의에서 검토된 원인이 동일하게 무차원최대파잉간극수압에도 영향을 미친 것으로 판단된다. 하여튼, 본 연구에서 적용하는 2D-NIT & FLIP모델의 수치해석치는 Yamamoto모델에 의한 해석치보다 유효응력을 합한 전응력의 관점에서 고찰하면 두 모델의 결과는 매우 잘 일치하는 것으로 된다.

이상으로부터 무한두께를 대상으로 한 Yamamoto모델과 유한두께를 고려한 2D-NIT & FLIP모델에 의한 결과치를 비교하면 파동이론과 흙골격의 거동이론 등에서의 차이로 인하여 두 결과치에 약간의 차이는 인정되지만, 이것은 적용된 조건과 이론상 필연적으로 나타날 수 있는 합리적인 차이로 고려될 수 있다. 그리고, 지반내에서 연직깊이에 따른 최대유효응력과 과잉간극수압의 변화양상 및 최대치의 발생위치 등도

Table 2. Physical properties of the seabed soil

Specific gravity	2.654	Maximum dry density	1.607 g/cm ³
Minimum dry density	1.286 g/cm ³	Mean diameter	0.220 mm
Coefficient of uniform	2.415	Coefficient of curvature	0.932
Soil type(Unified Soil Classification System)	SP		

Table 3. Other physical soil properties applied to FLIP model

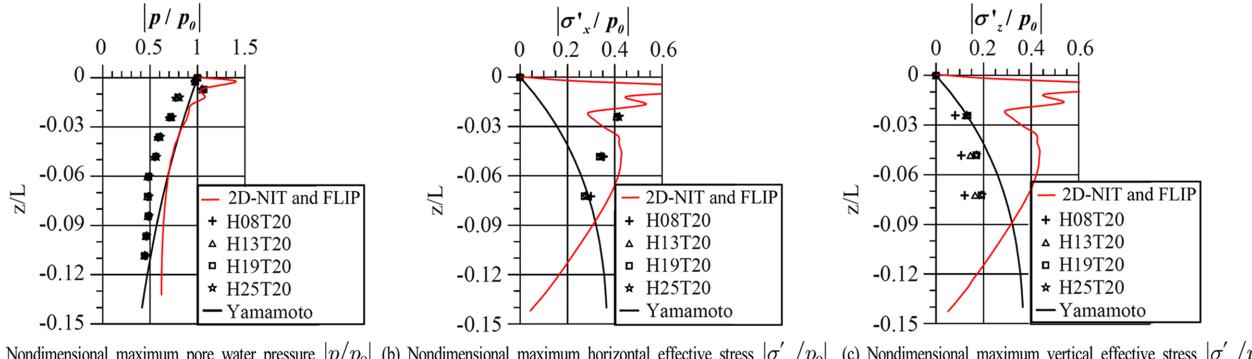
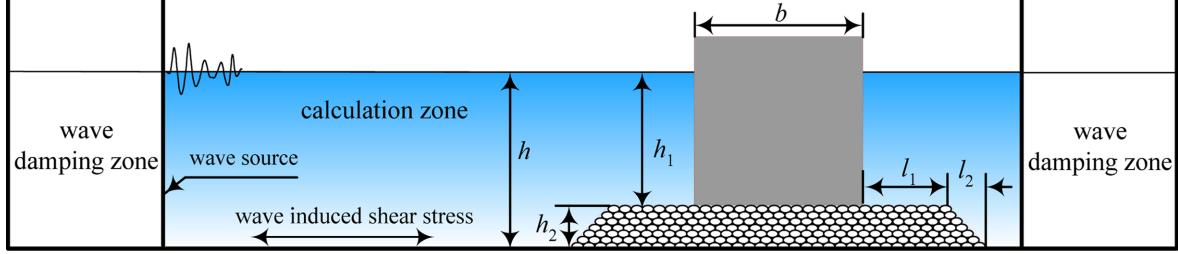
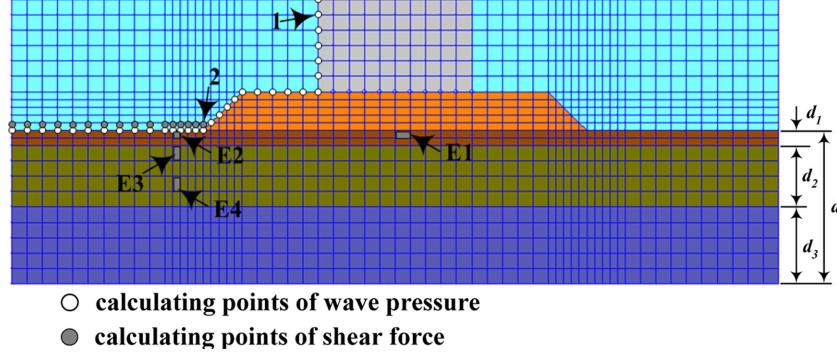
Internal friction angle	30°	Porosity	0.509
Shear modulus	1.177×10^4 kPa	Bulk modulus	3.069×10^4 kPa
Bulk modulus of pore water	2.2×10^6 kPa	Initial effective stress	73.5 kPa
Saturated unit weight	20.92 kN/m ³	Poisson's ratio	0.33
Liquefaction parameters	0		

두 모델의 결과에서 상당히 잘 일치하므로 본 연구에서 적용하는 2D-NIT & FLIP모델의 타당성이 입증된다.

3.1.2 실험결과와의 비교 및 검증

사질지반상의 진행파동으로 인한 지반내 과잉간극수압 및 유효응력을 수조 및 토조실험으로부터 측정한 Chang et al.(2007)의 실험결과와 2D-NIT & FLIP모델에 의한 수치계산치를 비교한 예가 다음의 Fig. 6에 제시되어 있다. 그림에는 무한두께에 대한 Yamamoto모델에 의한 결과도 함께 제시한다. Chang et al.(2007)의 실험에 적용된 해저질의 물성치는 다음의 Table 2와 같다. 또한, 토조(soil tank)는 깊이 60 cm, 길이 550 cm, 폭 200 cm를, 수조는 수심 52.6 cm, 폭 200 cm를 각각 가지며, 수치해석에서 격자간격은 수평 및 연직 모두 5 cm로 구성되었다. 실험수조내에 토조의 배치상황, 단면형상, 계측위치와 방법, 입사파랑조건 등의 보다 자세한 사항은 Chang et al.(2007)을 참조바란다. 한편, FLIP모델에서는 Table 2에서 제시된 물성치 이외의 값이 요구되며, 이들의 값은 Table 3과 같고, 여기서 액상화파라미터는 모두 0으로 가정되었다.

먼저, Fig. 6(a)에 나타내는 무차원최대파잉간극수압의 변화를 검토한다. 그림에서 마크는 Chang et al.(2007)에 의한 실험치로, 동일한 파주기에 대해 파고를 변화시킨 결과이다. 파선은 Yamamoto모델에 의한 해석치를, 실선은 2D-NIT & FLIP모델에 의한 수치해석치를 각각 나타낸다. 여기서, 2D-NIT 모델에 적용된 입사파랑조건은 파고 25 cm, 주기 2 sec^{0.5}이고, 무차원파라미터인 p_0 는 2D-NIT모델로부터 해저지반상 $z = 0$ 의 위치에서 얻어진 최대동압이다. 결과를 살펴보면 셋 결과 모두 지반깊이가 깊어짐에 따라 무차원최대파잉간극수압이 감소하는 경향을 나타내고, Yamamoto모델과 2D-NIT & FLIP모델

(a) Nondimensional maximum pore water pressure $|p/p_0|$ (b) Nondimensional maximum horizontal effective stress $|\sigma'_x/p_0|$ (c) Nondimensional maximum vertical effective stress $|\sigma'_z/p_0|$ **Fig. 6.** Comparisons of dynamic stresses between experiment, Yamamoto model and 2D-NIT & FLIP model.**Fig. 7.** Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation($b = 20$ m, $h = 20$ m, $h_1 = 15$ m, $h_2 = 5$ m, $l_1 = 10$ m, $l_2 = 5$ m).**Fig. 8.** Schematic diagram of the breakwater and ground formation domain used for this numerical simulation($d = 20$ m, $d_1 = 2$ m, $d_2 = 8$ m, $d_3 = 10$ m)(N1 and N2: measuring points of caisson displacements, and E1, E2, E3 and E4: measuring points of excess pore water pressures).

모두 실험치에 대한 대응성이 좋은 것으로 고려될 수 있지만, 과장에 비해 토층이 매우 얕은 유한두께의 지반에 대한 실험치와 무한두께의 지반을 고려하는 Yamamoto모델에 의한 결과치의 대응성이 좋다는 것은 납득이 어려운 결과로 판단된다. 하여튼, 실험결과에 의하면 무차원최대수평유효응력에 미치는 입사파고의 영향은 미미하다는 것을 알 수 있고, 이러한 결과는 Yamamoto모델의 식 (20)에 의한 결과와도 일치한다.

Fig. 6(b)의 무차원최대수평유효응력의 경우 전술한 과정간 극수압에서와는 달리 Yamamoto모델의 해석해와 실험치와의 대응성이 매우 떨어진다는 것을 알 수 있고, 이러한 경향은 해저지반의 상면에서 현저하게 나타난다. 반면에, 실험치와 2D-NIT & FLIP모델에 의한 수치계산결과치는 서로 잘 일치하는 경향을 나타내고, 지반깊이가 깊어짐에 따라 감소하는 무차원 최대수평유효응력의 변화경향도 서로 동일하다는 것을 알 수

있다.

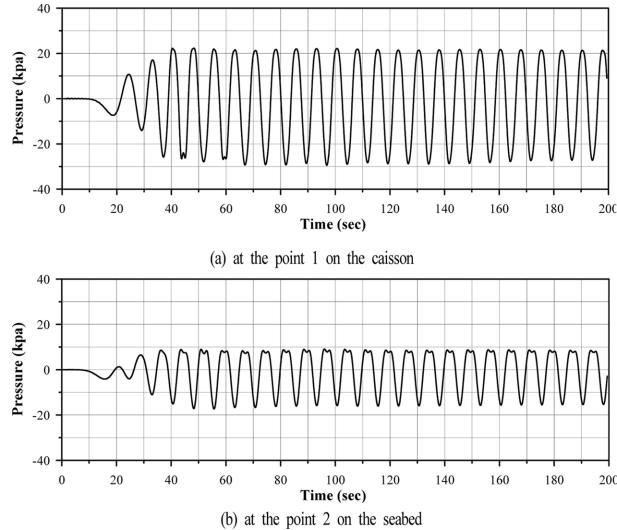
한편, Fig. 6(c)의 무차원최대연직유효응력에서는 전술한 수평의 경우와 달리 실험치와 Yamamoto모델과의 대응성이 좋은 반면에, 2D-NIT & FLIP모델과의 대응성은 매우 상이한 경향을 나타낸다. 여기서, 수평 및 연직최대유효응력의 실험치가 서로 매우 상이한 값을 나타내는 것은 Chang et al.(2007)도 지적하고 있는 바와 같이 실험에 사용된 모래가 교차비동방성(cross anisotropic)을 가지기 때문이다.

3.2 파랑-지반-구조물의 상호작용에 의한 해저지반과 구조물의 동적거동해석

Fig. 7과 같은 일정수심 h 의 규칙파동장에 설치된 혼성방파제를 대상으로 2D-NIT모델로부터 해저면에서 파동으로 인한 동파압과 전단응력의 도출을 위한 유속을 산정하였다. 파

Table 4. Sand properties used for this numerical simulation

Soil types	Saturated unit weight (kN/m ³)	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus (kPa)	Initial effective stress(kPa)	Internal friction angle(°)	Cohesion (kPa)	Porosity	Poisson's ratio
Sand1		5.46×10^4	1.42×105	98	36	-	0.469	0.33
Sand2	20	8.67×10^4	2.26×10^5	98	39	-	0.442	0.33
Sand3		10.06×10^4	2.62×10^5	98	40	-	0.43	0.33
Gravel		7.5×10^5	1.95×10^6	98	50	-	0.45	0.25

**Fig. 9.** Time history of dynamic wave pressure.

랑수치해석에 적용된 규칙파의 주기는 $T = 7.5$ sec, 파고는 $H = 3.5$ m이며, 사석마운드부의 높이는 5 m, 케이슨의 높이와 폭은 각각 20 m, 격자는 파동장의 경우 수평 및 연직 모두 1 m, 지반부의 경우 가변격자로 수평과 연직 모두 최소 1 m, 최대 2 m로 각각 설정되었다. Fig. 8은 지반해석프로그램 FLIP(Iai et al., 1992a, 1992b)에 적용되는 파압과 유속의 산정위치, 구조물 침하량의 산정위치 N1과 N2 및 모래지반내 파잉간극수압의 변동위치 E1, E2 등을 나타내며, Table 4는 FLIP에 적용한 하부지반부에서 모래의 물성치를 나타낸다.

3.2.1 파압의 산정

해저지반의 상부 및 구조물의 제체표면에 설정되는 유한요소의 절점위치(파동-지반-구조물의 경계면)에서 파압과 유속을 산정하기 위하여 2D-NIT모델과 FLIP모델의 격자구성체계를 동일하게 구성하였다. Fig. 9는 파압의 시계열로, Fig. 9(a)는 파압이 가장 크게 나타나는 정수면하 5 m의 직립케이슨 표면상 point 1에서 값을, Fig. 9(b)는 직립케이슨에서 수평으로 40 m만큼 이격된 해저면상 point 2에서 값을 예로 제시한 것이며, 각각은 정수압성분을 제외한 동수압성분만을 나타낸다. 이러한 동파압성분의 시계열데이터는 해저지반면, 사석마운드부 및 케이슨 표면에서 지반내부의 동적거동해석을 위한 FLIP의 경계면절점에 경계치로 입력된다.

그림을 살펴보면 대략 21주기 동안의 동파압의 변동에 대

해 Fig. 9(a)의 경우는 선형성분과 비선형성분이 위상차 없이 중첩된 중복파압의 시간파형을 나타내고, Fig. 9(b)는 위상차를 갖고 중첩된 파형을 각각 나타낸다. 이것은 사석마운드부 상에서 수심변화에 의한 파장의 변화와 사석마운드부의 비탈면으로부터 반사파로 인한 결과이다. 두 지점에서 값은 직립케이슨 표면상인 Fig. 9(a)가 해저면인 Fig. 9(b)의 경우보다 훨씬 큰 값을 나타내며, 이러한 결과는 Goda(1985)의 파압분포와 일치한다. 전체적으로 중복파압의 시간파형은 계산시간 내에서 매우 안정되고 일정한 크기와 시간변화를 나타내는 것을 알 수 있고, 따라서 후술하는 지반내의 동적거동에 관한 수치해석결과의 신뢰성이 매우 높을 것으로 평가된다.

3.2.2 유속의 산정

파랑에 의한 해저면상에서 수평유속은 해저지반상에서 전단응력성분으로 작용되며, 이 때 수평유속과 전단응력 사이의 관계가 다음의 식으로 표현될 수 있다고 가정한다.

$$\tau_{xz} = \frac{1}{2} f_w \rho u_b |u_b| \quad (24)$$

여기서 τ_{xz} 는 전단응력, u_b 는 2D-NIT모델로부터 산정되는 해저면에서 수평유속, f_w 는 마찰계수로, 본 연구에서는 조면상의 난류 및 $u_b/(w k_u) \leq 1.57$ (k_u 는 Nikuradse의 입자조도)로 가정하여 $f_w = 0.3$ 을 적용하였다(Swart, 1976).

다음의 Fig. 10은 직립케이슨으로부터 각각 15 m, 40 m 떨어진 해저지반상에서 수평유속과 식 (24)로부터 산정된 전단응력의 시간변동을 예로 나타낸 것이다. 여기서, 시간변동의 전단응력데이터는 파동장과 해저지반이 접하는 경계면상에서만 적용되고, 직립케이슨의 표면상에서 전단응력은 해저지반에 미치는 영향이 없는 것으로 가정하여 본 연구에서는 고려되지 않는다. 여기서, 파장이 80 m인 점을 고려하면 Fig. 10(a)는 중복파의 마디($x \approx 20$ m로, 선형완전중복파이론에서는 연직유속이 없음) 근방, 그리고 Fig. 10(b)는 배($x \approx 40$ m로, 선형완전중복파이론에서는 수평유속이 없음) 근방에서 해저수평유속을 각각 나타낸다. 그럼으로부터 안정적인 정상상태의 파는 $t > 70$ sec에서 얻어지며, 특히 Fig. 10(b)의 경우 초기는 진행파성분만이 발생하고, 시간이 조금 경과한 $30 \text{ sec} < t < 70 \text{ sec}$ 에서는 발달과정상의 진행파가 전파되어 직립케이슨으로부터 반사된 파와 진행파가 중첩된 경우로, 정상상태에는 이르지 못한 상태이다. 하여튼, $t > 70$ sec

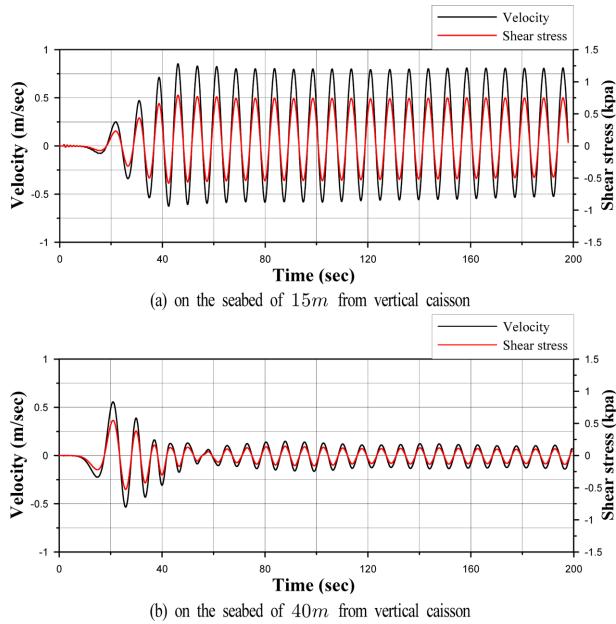


Fig. 10. Time history of velocity and shear stress.

에서는 정상상태를 유지하고, 시간의 경과에 따른 크기의 변화가 규칙적이라는 것을 그림으로부터 확인할 수 있고, 따라서 후술하는 지반내의 동적거동에 있어서 전단응력을 고려한 수치해석결과의 타당성이 확보될 것으로 판단된다.

3.2.3 상부구조물 및 해저지반내에서 동적응답해석

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(파이간극수압비와 유효응력경로)을 수치적으로 계산하였다. 이 때, 하부경계조건과 좌우경계조건으로 구분되는 지반경계에 대해 하부경계조건은 수직 및 수평변위의 구속조건으로, 좌우경계조건은 수직변위의 허용과 수평변위의 구속조건으로 각각 모델링하였다.

(1) 구조물의 동적변위

Fig. 11은 직립케이슨 상단의 양쪽 가장자리 N1과 N2 지점에서 시간경과에 따른 동적변위의 시계열을 나타낸 것으로, Fig. 11(a)가 수평변위를, Fig. 11(b)가 연직변위를 각각 나타낸다. 먼저, 수평변위(활동)를 살펴보면 N1, N2에서 시간변동동차가 거의 동일한 값을 나타내는 것을 알 수 있다. 시간경과에 따른 값의 변화는 주기적인 운동을 수행하며, $t > 120$ sec에서는 값의 변화가 약간 크지는 경향을 나타낸다. 특히, 시간평균의 수평변위는 파의 진행방향인 후방((-)-변위)으로 직립케이슨이 치우쳐 있고, 이러한 상태는 시간의 경과에 따라 커지는 경향을 나타낸다. 이러한 이유는 기본적으로 직립케이슨 전면에서 중복파동장의 형성으로 인한 작용파력이 사석마운드부와 해저지반내를 통한 배면의 투파파에 의한 작용파력보다 훨씬 크기 때문이며, 직립케이슨의 배면에서 정수면 높이를 기준

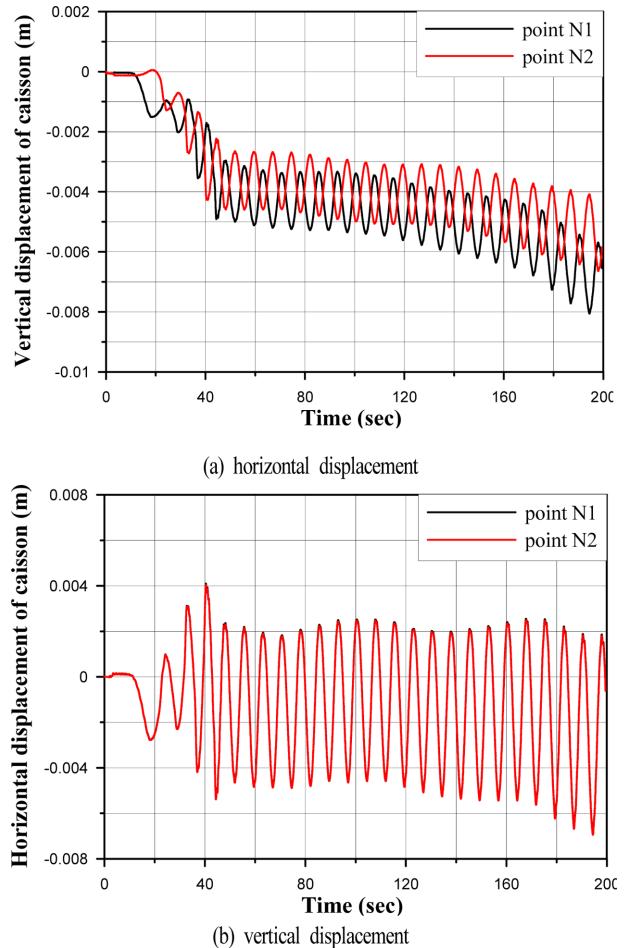


Fig. 11. Time history of dynamic responses at N1 and N2.

으로 전면의 파봉까지의 연직높이차가 파곡까지의 연직높이 차보다 크기 때문에(유한진폭파의 특성) 파진행방향으로 케이슨을 미는 작용파력이 크게 되고, 이로 인하여 시간평균의 수평변위가 파진행방향으로 치우치게 된다.

다음으로, 연직변위(침하)를 살펴보면 N1, N2에서 시간변동경향은 유사하지만, 전체적으로 입사파의 작용파압을 직접적으로 받는 N1 위치(전면)에서 변위가 크고, 구조물의 배면인 N2 위치에서 변위가 상대적으로 작은 값을 나타낸다. 이러한 결과는 전술한 바와 같이 구조물의 전면에서는 중복파동장이 형성되는 반면, 구조물의 배면에서는 월파가 기본적으로 허용되지 않기 때문에 사석마운드부와 해저지반을 통한 작은 투파진행파만이 존재하므로 케이슨의 전면에서는 파고가 크고, 배면에서는 작게 된다. 따라서, 동파압은 파고에 비례하므로 구조물의 전면에서 동파압이 배면의 경우보다 크게 작용함과 동시에, 반복파랑하중의 작용으로 케이슨 전면의 하부지반에서 파이간극수압이 보다 커지고, 이에 따른 지반강도가 보다 저하되었기 때문인 것으로 판단된다. 한편, 반복파랑하중의 작용시간 40 sec까지 상대적으로 급격한 연직변위가 발생되는 것을 알 수 있다. 이것은 본 연구에서 적용하는 지반이 초기에 충분히 다져진 상태가 아니고, 게다가 상부구조물도 단계적이 아니라 일시에 거치되는 것으로 가정하였기

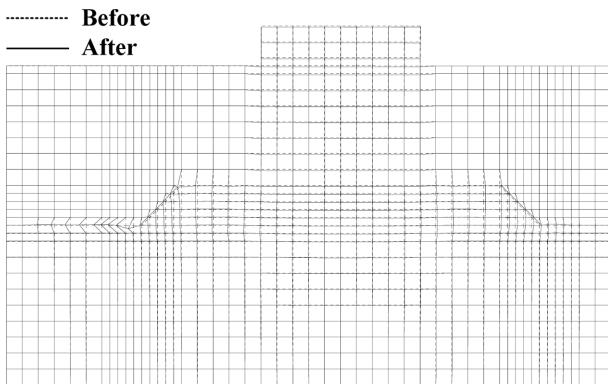


Fig. 12. Deformation of caisson and seabed($\times 20$ magnitude).

때문이다. 파작용시간 40 ~ 120 sec 사이에서는 대부분이 진동변위성분만을 나타내고, 시간평균진동성분은 거의 일정치를 나타낸다. 그러나, 작용시간 대략 120 sec 근방 이후에는 N1 위치에서 연직변위가 N2에서보다 점차로 더 커지는 경향을 나타낸다.

한편, 수평 및 연직변위를 동시에 고찰하면 시간변화에 따른 수평변위는 N1과 N2지점에서 거의 동일한 값을 나타내지만, 연직변위는 N1과 N2지점에서 값의 차이가 시간의 경과에 따라 점점 더 커지는 결과를 나타낸다. 즉, 이것은 파진행방향으로 치립케이슨이 전도된다는 것을 의미하고, 시간의 경과에 따라 전도의 정도가 점점 커진다는 것을 나타낸다.

이상에서 언급한 치립케이슨의 연직변위와 수평변위 및 언급되지 않은 해저지반의 각 절점에서 변위까지 포함하여 수치계산의 최종수행시점에서 얻어진 최종변형단면을 나타낸 것이 Fig. 12이다. 여기서, 각 절점에서 변위량이 매우 작기 때문에 결과치를 100배하여 나타낸 것임을 유의하기 바란다. 그림으로부터 케이슨 하부의 사석마운드부에서 약간의 변형이 발생되고, 케이슨 전면의 사석마운드부 비탈면과 사석마운드부의 전면에 놓인 해저지반에서 변형이 상대적으로 크게 나타나는 것을 알 수 있으며, 이러한 결과는 혼성방파제의 파괴양상에서 잘 알려진 결과(Ye et al., 2014)와 대체적으로 일치하는 것으로 판단된다. 더불어, 케이슨 배면의 사석마운드부 비탈면에서도 약간의 변위가 나타나는 것을 볼 수 있다. 배면에서 투파과가 매우 작다는 것을 감안하면 이러한 결과는 무거운 중량을 가진 케이슨이 사석마운드상에 거치됨으로써 전술한 바와 같이 사석마운드부가 침하되면서 양측으로 밀리고, 이어서 해저지반이 위로 부상된 결과로 판단된다.

(2) 과잉간극수압비와 유효응력경로

Fig. 13~16은 Fig. 8에서 나타내는 바와 같이 E2(치립케이슨으로부터 수평으로 20 m, 해저지반상에서 지반내로 0 m인 지점), E3(치립케이슨으로부터 수평으로 20 m, 해저지반상에서 지반내로 2 m인 지점), E4(치립케이슨으로부터 수평으로 20 m, 해저지반상에서 지반내로 6 m인 지점) 및 E1(치립케이슨으로부터 수평으로 -10 m, 해저지반상에서 지반내로 0 m인 지점) 지점에서 해저지반상에서 전단응력을 고려한 경우와 고

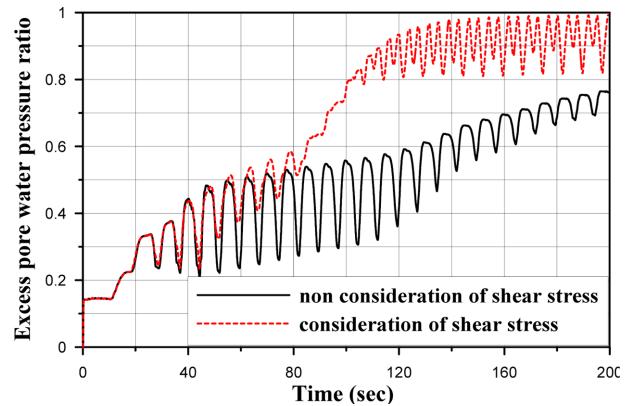


Fig. 13. Time history of excess pore water pressure ratio at the point E2.

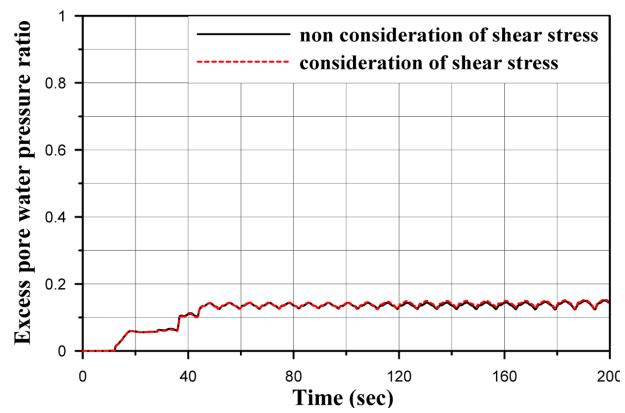


Fig. 14. Time history of excess pore water pressure ratio at the point E3.

려하지 않은 경우를 대상으로 시간변화에 따른 과잉간극수압비의 변화를 나타낸 결과로, E1은 케이슨 하부에 있는 지반내 지점을, E2~E4는 케이슨 전면에서 형성되는 중복파동장의 영향을 직접적으로 받는 지반내 지점을 각각 나타낸다. 여기서, 과잉간극수압비는 초기유효응력 σ'_0 와 과잉간극수압 p 의 비 p/σ'_0 로 정의되며, 따라서 과잉간극수압비가 1 이상으로 되는 경우는 지반액상화를 의미한다.

먼저, Fig. 13의 E2 지점에서 과잉간극수압비를 검토한다. 전단응력을 고려하지 않은 E2의 경우는 시간경과와 더불어 본 연구의 수치계산시간내에서 점차적으로 증가하는 현상을 보이며, 이는 전단응력을 고려한 경우와 유사하지만 변화양상이 매우 다르다. 전단응력을 고려하지 않은 경우는 45 ~ 120 sec에서 거의 동일한 크기의 진동과잉간극수압을 나타낸 이후에 변동진폭이 점차로 줄어드는 현상을 나타내며, 동시에 이러한 진동과잉간극수압의 변화는 서서히 증가하는 잔류과잉간극수압과 중첩되면서 시간경과에 따라 전체적으로 증가하는 과잉간극수압의 변화를 나타낸다. 한편, 전단응력을 고려한 경우는 80 ~ 110 sec에서 상당히 작은 진폭의 진동과잉간극수압을 나타내지만, 이외의 시간대에서는 거의 비슷한 크기의 변동진폭을 발생시키며, 변동진폭의 최대치는 전단응력을 고려하지 않는 경우보다 작은 값을 나타낸다. 그리고, 잔

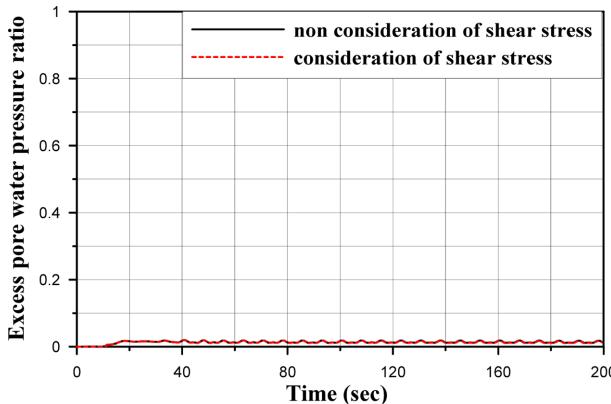


Fig. 15. Time history of excess pore water pressure ratio at the point E4.

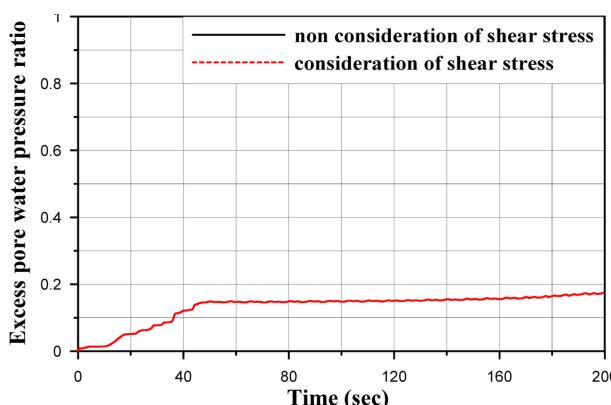


Fig. 16. Time history of excess pore water pressure ratio at the point E1.

류과잉간극수압이 시간의 경과에 따라 전체적으로 증가하는 경향은 전단응력을 고려하지 않은 경우와 동일하지만, 값의 크기가 상대적으로 크고, 대략 120 sec 이후에서는 잔류간극수압의 축적이 없는 거의 일정치를 나타낸다.

Fig. 14와 Fig. 15는 E2 지점보다 하부인 E3 지점과 E3 지점보다 하부인 E4 지점에서 제시된 과잉간극수압비로, 그림으로부터 E2의 경우보다 E3가, 그리고 E3의 경우보다 E4가 전체적으로 작은 과잉간극수압비를 나타내는 것을 알 수 있다. E3의 경우 시간변동에 따라 45 sec 이후 진동과잉간극수압의 진동폭은 거의 변화없이 매우 안정되게 얻어지고, 또한 한 시간평균인 잔류성분도 거의 일정치를 나타낸다. 특히, 전단응력의 고려유무에 따른 차이는 거의 나타나지 않는다는 것을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 E4에서도 거의 유사하게 나타내지만, 안정된 잔류과잉간극수압이 나타나는 시간이 E3의 경우보다 빠르다는 것을 알 수 있다. 이러한 이유는 Fig. 5(b)에 나타내는 바와 같이 지반내에서 연직깊이가 깊어질수록 과잉간극수압의 변화가 작아지고, 침투유속이 작아지기 때문이다.

다음으로, E1의 경우는 전단응력의 고려 유무와 관계없이 45 sec 이후에 거의 일정한 잔류과잉간극수압을 나타내지만, 진동성분은 거의 나타나지 않는다. 이러한 결과는 E1 지점이 캐이슨과 사석마운드부의 하부에 위치하는 관계로 파동의 진동

성분은 거의 감쇠되어 소멸되고, 반면에 캐이슨 전면과 배면 사이에 발생되는 큰 수위차(압력차)로 인하여 전면에서 배면으로 흐르는 간극내 유속이 빨라지기 때문인 것으로 여겨진다.

이상의 수치해석결과로부터 전단응력은 해저지반의 표면에 가까울수록 진동과잉간극수압과 잔류과잉간극수압에 큰 영향을 미친다는 것을 알 수 있고, 잔류과잉간극수압에 미치는 전단응력의 영향은 다음에 기술하는 Jeng et al.(2006)의 해석해에 도입되는 잔류간극수압축적의 소스항인 식 (26)의 f 로부터 이해될 수 있다. 균질동방토질에 대한 1차원 Biot압밀방정식으로부터 잔류간극수압 p_r 의 축적에 관한 압밀방정식은 다음과 같이 주어진다(Seed et al., 1978; MacDougal et al., 1989).

$$\frac{\partial p_r}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 p_r}{\partial z^2} + f \quad (25)$$

여기서, c_v 는 압밀계수, f 는 파동과 연관된 잔류간극수압의 축적에 관한 소스항으로, Seed et al.(1975)은 다음과 같이 나타내고 있다.

$$f = \frac{\sigma'_0}{T} \left(\frac{\tau_{xz}}{\alpha \sigma'_0} \right)^{1/\beta} \quad (26)$$

여기서, α 와 β 는 흙의 종류와 상대밀도의 함수이며, f 는 전술한 바와 같이 전단응력의 직접적인 영향을 받는다는 것을 알 수 있다.

식 (25)에 대한 경계조건은 다음과 같이 주어진다.

$$\begin{cases} p_r(0, z) = 0 \\ p_r(t, 0) = 0 \\ \frac{\partial p_r(d, t)}{\partial z} = 0 \end{cases} \quad (27)$$

여기서, d 는 지반두께이다.

주어진 경계조건식 (27)을 만족하는 식 (25)의 해석해는 Fourier급수전개 및 변수분리법으로부터 다음과 같이 도출될 수 있다(Jeng et al., 2006).

$$p_r(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} a_n \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{c_v \kappa_n^2 t}{d^2}\right) \right\} \sin\left(\frac{\kappa_n z}{d}\right) \quad (28)$$

$$a_n = \frac{2d}{c_v \kappa_n^2} \int_0^d f(r) \sin\left(\frac{\kappa_n r}{d}\right) dr \quad (29)$$

여기서, $\kappa_n = (2n-1)\pi/2$ 이다.

식 (28)의 해석해를 나타낸 결과의 일례가 다음의 Fig. 17과 같다. 그림에서 나타낸 흙시료 A와 B의 상세한 물성치는 Jeng et al.(2006)을 참조바라며, 단 흙시료 A의 전단탄성계수 및 압밀계수가 B의 경우보다 훨씬 크다는 것을 지적하여 둔다. 제시된 그림으로부터 반복하중의 횟수를 나타내는 시간의 경과로부터 잔류과잉간극수압은 점차로 축적되고, 흙시

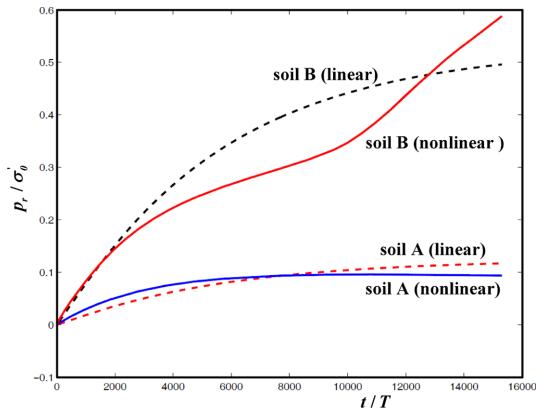


Fig. 17. Time history of residual excess pore water pressure in the condition of $T=10$ sec, $H=4$ m, $h=16$ m and $d/L=0.075$.

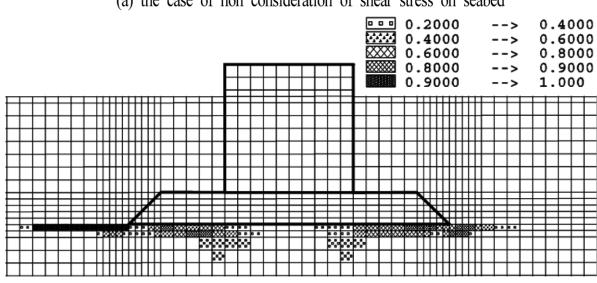
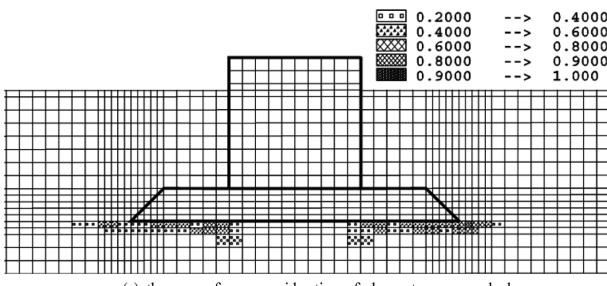


Fig. 18. Final distribution of excess pore water pressure ratio.

료 A의 경우는 대략 7,000의 반복하중 이후에 거의 일정치에 수렴한다. 반면, 흙시료 B의 경우는 16,000의 반복하중에서도 계속 축적되는 경향을 나타내며, 반복하중의 횟수와 과잉간극수압발생과의 관계에서 비선형의 경우와 선형의 경우에 큰 차이를 나타내는 것을 알 수 있다. 여기서, 흙시료 A 와 B의 잔류과잉간극수압축적의 경향에서 나타나는 큰 차이는 기본적으로 각 시료의 물성치의 차이에 기인하는 것이지만, 이 중에서 전술한 전단탄성계수, 즉 전단응력의 차이에 크게 영향을 받기 때문인 것으로 추론된다. 하여튼, 본 연구에 대상으로 하는 파-지반-구조물의 해석에서 파랑과 지반조건은 제시된 Fig. 17의 경우와는 많이 다르고, 또한 흙의 물성치 등이 상이하므로 정량적인 비교는 어렵지만, 해석해로부터 얻어지는 잔류과잉간극수압의 축적에 대한 해의 특성은 Fig. 17과 유사한 정성적인 경향을 나타내는 것으로 판단된다.

Fig. 18은 본 수치해석의 최종계산시점에서 도출된 최종과잉간극수압비의 공간분포를 도시한 것으로, Fig. 18(a)는 해

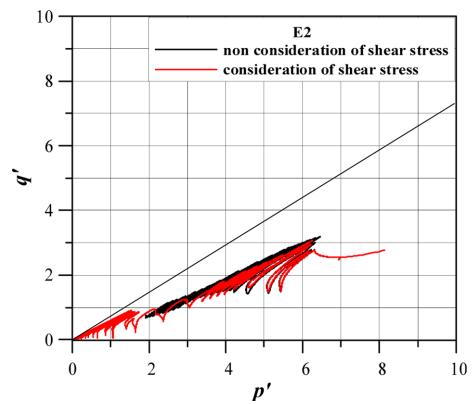


Fig. 19. Effective stress path at the point E2.

저면상에서 전단응력을 고려하지 않은 경우이고, Fig. 18(b)는 전단응력을 고려한 경우이다. 그림으로부터 전단응력을 고려한 경우가 과잉간극수압비의 값이 크고, 그의 공간분포도 넓다는 것을 볼 수 있다. 특히, Fig. 18(b)의 경우 케이슨을 중심으로 사석마운드부의 전후 비탈면상 및 그 하부의 해저지반내에서 큰 과잉간극수압비가 나타나고, 사석마운드부 전면의 비탈면상 및 그 하부의 해저지반내에서 상대적으로 큰 값과 넓은 분포면적을 볼 수 있다. 이러한 결과는 Fig. 12에 나타낸 케이슨과 해저지반의 변형과 큰 연관을 가지며, 잘 알려진 혼성방파제의 파괴모드와 일치하는 것으로 판단된다. 하지만, 비탈면의 어깨에서 과잉간극수압비의 값이 거의 나타나지 않는 것은 사석의 경우 잔류과잉간극수압축적이 거의 발생되지 않기 때문으로, 일반파괴모드에서 비탈면 어깨가 파랑에 취약하다는 것은 잔류과잉간극수압의 영향이라기보다 직접적으로 작용되는 파력의 영향이다. 하여튼, 사석마운드부의 전후 비탈면 부근의 다소 넓은 범위의 해저지반에서 1에 가까운 과잉간극수압비를 나타낸다는 것은 액상화상태를 나타내며, 따라서, 세굴의 가능성성이 상대적으로 높다는 것을 의미한다. 이러한 측면에서 설계시 해안구조물의 전면 해저지반상에 세굴방지공의 부설에 대한 타당성이 본 연구의 수치해석으로부터도 입증되는 것으로 판단된다.

Fig. 19는 E2 지점에 전단응력의 고려유무에 따른 유효응력경로를 대표적으로 도시한 결과로, 그림에서는 중간주응력 효과를 무시한 평면변형률조건에서 많이 이용하는 $p' = (\sigma_x' + \sigma_z')/2$ 와 $q' = \sqrt{\tau_{xz}^2 + (\sigma_z' - \sigma_x')^2}/2$ 를 사용하여 나타내었다. 그림으로부터 초기의 반복파랑하중에 의해 해저지반내에서 유효응력이 감소되기 시작하고, 시간의 경과와 더불어 Mohr-Coulomb의 파괴선에 점차 근접하는 것을 알 수 있다. 더욱이, 해저면상의 유속에 의한 전단력을 고려한 경우는 유효응력이 거의 0 까지 감소하고, Mohr-Coulomb의 파괴선에 거의 근접하므로 액상화가 발생된 상태로 판정된다.

3.2.4 구조물의 응답가속도

반복파랑하중에 의해 구조물 마루상 전면 N1에서 응답가속도를 Fig. 20에 나타낸다. 그림에서는 수평 및 연직응답가속

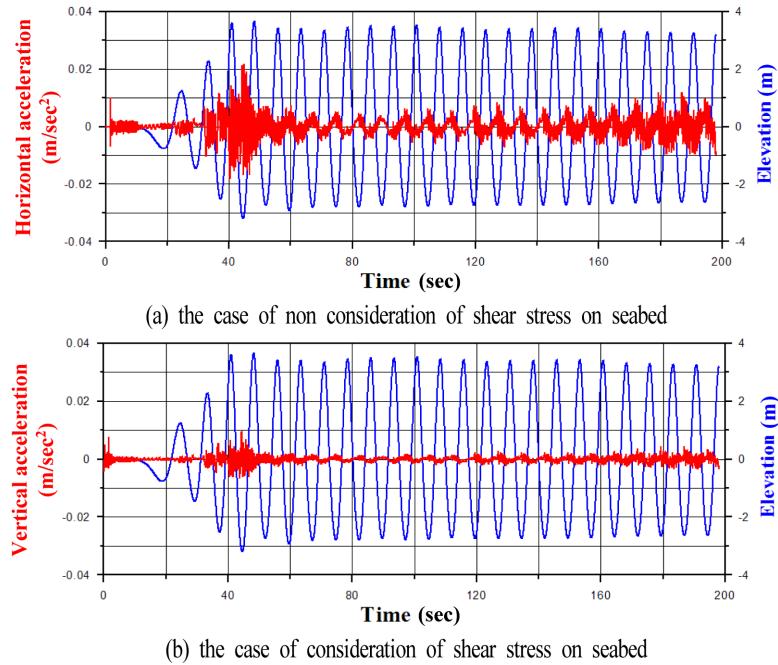


Fig. 20. Time history of response acceleration of caisson at the point N1.

도와 함께 N1 지점 바로 아래 정수면(케이슨의 바로 전면)에서 파랑에 의한 수면변동도 함께 도시한다. 여기서, 수평응답 가속도가 연직의 경우보다 크다는 것은 직립케이슨이 지반보다는 파랑의 영향을 크게 받는다는 것을 나타내며, 수평 및 연직응답가속도 모두 수면변동파랑에 대략 90° 늦은 위상차를 나타낸다. 수평 및 연직응답가속도는 기본적으로 파랑주기에 대응하는 운동을 하지만, 운동 중에 매우 짧은 주기성분의 진동이 동시에 포함되어 나타나고, 이러한 진동성분은 파압이 직접적으로 작용하는 방파제 등의 해안구조물에서 실제로 확인되는 현상이다. 그럼에서 40 sec 부근에서 수평 및 연직응답가속도가 모두 큰 값을 나타내는 것은 기본적으로 수면파랑의 시간변화가 그 시각에서 크기 때문이며, 이것은 2D-NIT모델의 조파과정에서 정상상태의 파로 변환되는 시점에서 발생되기 때문에 현장에서 나타나는 실제현상은 아니다. 60 sec 이후 수평 및 연직응답가속도는 파주기와 동일한 주기를 가진 응답을 나타내며, 그 응답치는 상대적으로 작고, 또한 연직의 경우가 수평보다 더 작은 값을 나타낸다. 다음으로, 120 sec 이후의 시각에서 구조물의 응답가속도가 점차 증가하는 경향을 나타낸다. 이것은 Fig. 13 등에서 지적한 바와 같이 약 120 sec 이후에 지반내에서 발생되는 액상화로 인한 지반저항력의 감소의 영향으로 판단된다.

4. 맺음말

본 연구에서는 2D-NIT모델로부터 일정수심의 규칙파랑작용하에 해저면상에서 동파압, 그리고 유속으로부터 전단응력을 산정하고, 이를 탄소성지반의 다중전단매커니즘에 관한 유효응력해석을 기반으로 유한요소해석법을 적용하는 FLIP모

델에 입력치로 적용하여 해저지반상 구조물의 동적응답(변위와 응답가속도)과 해저지반내 과잉간극수압비와 유효응력경로와 같은 동적응답을 수치모델링하였다. 수치과정으로 얻어진 해와 기준의 해석해 및 실험결과와의 비교 및 검토로부터 수치해서결과의 타당성을 검증하였으며, 본문에서 언급된 얻어진 중요한 사항을 다음에 요약하여 기술한다.

(1) 지반상에 거치되는 구조물의 변위는 기본적으로 지반변형에 의해 발생되며, 초기의 짧은 시간에 다소 큰 초기변동을 나타내고, 시간의 경과와 더불어 파동의 주기와 동일한 주기적인 구조물의 변위를 나타낸다. 시간평균변위에서 수평방향(활동)으로는 파진행파향으로 치우친 변위를 나타내며, 연직의 경우(침하)는 초기에 케이슨 거치에 따라 큰 침하를 나타내고, 이후에 약간씩 증가하는 경향을 보이다가 경우에 따라 일정 시간 이후에는 지반의 저항력감소(과잉간극수압증가)로 인한 유효응력의 감소)와 더불어 다소 큰 침하변형을 나타낸다. 또한, 수평 및 연직변위의 동시결과로 나타나는 회전변위(전도)는 연직변위의 결과로 파진행방향으로 전도되는 결과를 나타내며, 이는 시간의 경과에 따라 점차로 크게 된다.

(2) 사석마운드부의 전후 비탈면과 근방의 해저지반에서 상대적으로 큰 변형이 발생되는 것을 확인할 수 있었고, 이는 혼성방파제의 파괴모드에 대한 결과와 부합된다. 또한, 사석마운드부의 전후 비탈면 근방의 해저지반에서 액상화발생의 가능성이 큰 것을 확인할 수 있다.

(3) 과잉간극수압에서 지반내 연직깊이가 깊을수록 진동 및 잔류과잉간극수압은 감소하며, 보다 빠른 시간에 안정된 일정치를 나타낸다. 또한, 전체적으로 잔류과잉간극수압이 진동성분보다 큰 값을 보이고, 이러한 경향은 반복파랑하중의 작용시간이 길수록, 그리고 해저지반의 표층에 가까울수록 현

저하다. 따라서, 경우에 따라 액상화로 발전되어 지반과 구조물의 안정성에 영향을 미칠 수 있다.

(4) 구조물의 응답가속도에서 진동주기는 파랑주기와 일치하지만, 매우 짧은 단주기진동이 함께 나타나는 것을 확인할 수 있었고, 가속도응답은 작용파랑의 특성과 액상화와 같은 지반저항의 특성과 연계된 특성을 나타낸다.

이상에서 논의된 “파-지반-구조물의 연계해석을 통한 지반내 과잉간극수압과 액상화발생 및 대책”이라는 문제는 지구온난화와 더불어 고파랑이 장시간 지속되는 최근의 태풍특성 및 금후의 해역환경변화를 감안하면 해안구조물의 안정성이라는 측면에서 설계과정에 시급히 고려될 필요가 있다. 그리고, 2D-NIT모델과 FLIP모델에 의한 본 논문의 타당성은 기존의 수리실험 및 해석결과와의 비교로부터 검증되었지만, 향후 수리모형실험을 수행하여 보다 심층적으로 2D-NIT모델과 FLIP모델에 의한 결과의 타당성을 검토하고자 한다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업(No. 2012R1A1A2006169)임.

참고문헌

- Biot, M.A. (1941). General theory of three-dimensional consolidation, *J. of Applied Physics*, 12, 155-165.
- CDIT(2001). Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, 12, Japan.
- Chang, S.C., Chien, L.K., Lin, J.G. and Chiu, Y.F. (2007). An experimental study on progressive wave-induced stresses duration in seabed soil, *J. of Marine Science and Technology*, 15(2), 129-140.
- 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.
- 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.
- Goda, Y. (1985). Random sea and design of maritime structures, Univ. of Tokyo Press, 323pp..
- 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, 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.
- Hur, D.S., Kim, C.H. and Yoon, J.S. (2010). Numerical study on the interaction among a nonlinear wave, composite breakwater and sandy seabed, *Coastal Eng.*, 57, 917-930.
- 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.
- Imase, T., Maeda, K. and Miyake, M. (2012). Destabilization of a caisson-type breakwater by scouring and seepage failure of the seabed due to a tsunami, *ICSE6-128*, Paris, 807-814.
- 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 on residual pore pressure in marine sediments, *The Open Civil Eng. J.*, 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. and Hsu, J.R.C. (1996). Wave-induced soil response in a nearly saturated seabed of finite thickness, *Geotechnique*, 46(3), 427-440.
- 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 wave generation system considering sea water exchange, *Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 25(3), 128-137.
- Li, J. and Jeng, D.S. (2008). Response of a porous seabed around breakwater heads, *Ocean Eng.*, 35, 864-886.
- Madsen, O.S. (1978). Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, *Geotechnique*, 28, 377-393.
- Mase, H., Sakai, T. and Sakamoto, M. (1994). Wave-induced pore-water pressures and effective stresses around breakwater, *Ocean Eng.*, 21(4), 361-379.
- 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.
- MOLIT (2010). Final report about prevention technology for coastal erosion.
- Okusa, S. (1985). Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, 32(3), 235-247.
- Ozutsmi, 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, In: Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE, 1517-1530.
- 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.
- 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), No.2486.
- 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, 536pp.
- Swart, D.H. (1976). Coastal sediment transport computation of longshore transport, Delft Hydraulic Lab., Report No.R968, Part 1.
- 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.
- Ulker, M.B.C, Rahman, M.S. and Guddati, M.N. (2010). Wave-induced dynamic response and instability of seabed around caisson breakwater, Ocean Eng., 37, 1522-1545.
- 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.
- Ye, J., Jeng, D., Liu, P.L.-F., Chan, A.H.C, Ren, W and Changqi, Z. (2014). Breaking wave-induced response of composite breakwater and liquefaction in seabed foundation, Coastal Eng., 85, 72-86.
- 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.

원고접수일: 2014년 2월 8일

수정본채택: 2014년 2월 27일

게재확정일: 2014년 2월 27일