

## 단파작용에 따른 호안과 지반의 동적응답 해석 Bore-induced Dynamic Responses of Revetment and Soil Foundation

이광호\* · 육승민\*\* · 김도삼\*\*\* · 김태형\*\*\*\* · 이윤두\*\*\*\*\*

Kwang-Ho Lee\*, Seung-Min Yuk\*\*, Do-Sam Kim\*\*\*, Tae-Hyeong Kim\*\*\*\* and Yoon-Doo Lee\*\*\*\*\*

**요 지 :** 지진해일파(tsunami)에 의한 피해로 소중한 인명손실뿐만 아니라 침수·범람에 의한 가옥과 같은 건물의 유실, 그리고 방파제, 교량 및 항만과 같은 사회간접자본의 심각한 파괴 등을 들 수 있다. 본 연구의 대상인 연안 구조물에서 피해원인으로 먼저 큰 작용과력을 고려할 수 있지만, 또한 기초지반에서 세굴과 액상화와 같은 지반파괴를 고려할 수 있다. 진동성분과 잔류성분으로 구성되는 과잉간극수압의 증가에 따른 유효응력의 감소로 해저지반 내에 액상화의 가능성이 나타나고, 액상화가 발생되면 그의 진행에 따라 구조물의 침하 혹은 전도에 의해 종국적으로 구조물이 파괴될 가능성이 높아지게 된다. 본 연구에서는 수위차를 이용하여 단파를 발생시키고, 그의 전파 및 직립호안과의 상호작용을 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank)모델로부터 해석한다. 이러한 결과로부터 직립호안 및 해저지반상에서 시간변동의 동파압을 지반의 동적응답과 구조물의 동적거동을 정밀하게 재현할 수 있는 유한요소법에 기초한 탄·소성해저지반응답의 수치해석프로그램인 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program)모델에 입력치로 적용하여 해저지반 및 직립호안의 주변에서 과잉간극수압비와 유효응력경로의 시·공간변화, 지반변형, 구조물의 변위 및 지반액상화 등을 정량적으로 평가하여 직립호안의 안정성을 평가한다.

**핵심용어 :** 단파, 해저지반, 직립호안, 동적응답과 거동, 유효응력경로, 과잉간극수압비, 액상화

**Abstract :** Tsunami take away life, wash houses away and bring devastation to social infrastructures such as breakwaters, bridges and ports. The coastal structure targeted object in this study can be damaged mainly by the wave pressure together with foundation ground failure due to scouring and liquefaction. The increase of excess pore water pressure composed of oscillatory and residual components may reduce effective stress and, consequently, the seabed may liquefy. If liquefaction occurs in the seabed, the structure may sink, overturn, and eventually increase the failure potential. In this study, the bore was generated using the water level difference, its propagation and interaction with a vertical revetment analyzed by applying 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank) model, and the dynamic wave pressure acting on the seabed and the surface boundary of the vertical revetment estimated by this model. Simulation results were used as input data in a finite element computer program(FLIP) for elasto-plastic seabed response. The time and spatial variations in excess pore water pressure ratio, effective stress path, seabed deformation, structure displacement and liquefaction potential in the seabed were estimated. From the results of the analysis, the stability of the vertical revetment was evaluated.

**Keywords :** bore, seabed, vertical revetment, dynamic response and behavior, effective stress path, excess pore water pressure ratio, liquefaction

### 1. 서 론

지진해일파의 파장은 수십 킬로미터에 이르기 때문에 지진해일이 파원을 출발하여 해안에 접근하면 수십 킬로미터나 되

는 파동의 선단부는 천해에 도달되지만, 그 후단은 아직 심해에 위치하는 경우가 많다. 장파인 지진해일파의 선형전파 속도는 수십의 평방근에 비례하므로 해안에 근접하는 지진해일파의 선단은 전파가 지체되는 반면에 후단은 빠르게 되어

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

\*\* (주)한국항만기술단 (Korea Port Engineering Corp., Mareunnae-ro, Jung-ku, Seoul 100-032, Korea, Tel:+82-2-3670-71141, Fax:+82-2-3670-7280, yuk\_sm@naver.com)

\*\*\*한국해양대학교 건설공학과 교수 (Corresponding author: Do-Sam Kim, 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 교수 (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)

\*\*\*\*\*한국해양대학교 대학원 토목환경공학과 박사과정 (Dept. of Civil and Environmental 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, ydlee@korea.kr)

그 사이에서 응축된 에너지는 높은 파고로 전환된다. 이와 같이 지진해일파의 선단이 가파르게 증폭되는 전경화 현상이 발생하면 그 전면의 수위와는 층을 이루게 된다. 풍파의 경우 전경화가 형성(쇄파)되어도 그 배면의 수위는 낮아지지만, 지진해일파는 파장이 대단히 길기 때문에 전경화된 부분의 배면에서는 수위가 하강되지 않고 선단을 경계로 수위에 계단을 형성하게 된다. 이를 단파(bore)라 하며, Fig. 1에 동일본 대지진시에 일본 Miyako에서 발생한 단파의 예와 그에 의한 호안의 피해상황을 나타낸다.

단파는 해안 저지대에서 침수와 범람, 빠른 흐름에 의한 가옥과 같은 건물의 유실과 파괴, 큰 작용파력에 의한 방파제, 교량 및 항만과 같은 인프라의 심각한 파괴뿐만 아니라 귀중한 수많은 인명피해를 발생시킨다. 이에 관한 가장 최근의 예로 2011년 3월 11일에 발생한 동일본대지진(M9.0) 시 지진해일파가 초래한 엄청난 물질·인적 피해를 들 수 있으며, 일례로 Fig. 2에 제시된 바와 같이 안벽, 방파제 및 가옥 등의 피해를 볼 수 있다(Norio et al., 2011). 동일본대지진 시 인명피해로 13,392명의 사망자와 15,133명의 실종자 및 4,896명의 부상자가 발생되었으며, 가장 피해를 심하게 입은 일본 Miyagi현에서는 8,190여명이 사망하였고, 또한 8,025여명이 실종된 것으로 보고되었다.

지진해일파로 인한 본 연구의 대상인 연안구조물의 피해원인으로 먼저 큰 작용파력을 고려할 수 있지만, 더불어 기초지반에서 세굴과 액상화와 같은 지반파괴를 고려할 수 있다. 일



Fig. 1. Damaged quay walls by tsunami bore at the Miyako coast of Japan.



(a) before tsunami attack



(b) after tsunami attack

Fig. 2. Damage by tsunami tsunami attack at Miyako of Japan.

반적으로는 이러한 피해원인이 동시에 수반되는 경우가 많고, 따라서 연안방재구조물의 설계에서는 피해를 최소화하기 위해 지반거동을 포함한 구조물의 안정성을 신중히 검토할 필요가 있다.

일반 풍파뿐만 아니라 지진해일파가 해저지반상으로 전파될 때 수위변화에 따른 수압변동이 발생되고, 이로 인하여 증가된 간극수압이 지중에서 전부 해소(배수작용)되면 지반내에서 유효응력의 변화가 발생되지 않으며, 더불어 액상화도 발생되지 않는다. 하지만, 일반적으로 지반의 투수계수가 아주 작기 때문에 간극수가 순간적으로 배수되지 않으며, 또한 해저지반상에서 간극수압과 지반내에서 간극수압의 변화 사이에 위상차가 발생된다.

지진해일파의 통과에 따른 해저지반표면에서 수압변동량을  $u_w$ , 지반내에서 간극수압변동량을  $u_m$ 으로 나타내면 지반의 유효상재압  $\sigma'_v$ 는 다음과 같이 표현된다.

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_0} + (u_w - u_m) \quad (1)$$

여기서,  $\sigma'_{v_0}$ 는 초기유효상재압이다.

식(1)에서 정수면보다 높은 수위를 갖는 파봉부분이 통과할 때는  $u_w - u_m \geq 0$ 으로 될 수 있고, 반면에 정수면보다 낮은 파곡부분이 통과할 때는  $u_w - u_m < 0$ 으로 될 수 있기 때문에  $\sigma'_{v_0}$ 가 적은 해저지표면 부근에서는  $\sigma'_v < 0$ 으로 되는 경우가 나타날 수 있다. 이 상태에 도달되면 흡입자 사이에 작용하고 있는 힘, 즉 유효응력은 없어지고, 흡입자가 수중에 떠있는 액상화 상태로 발전된다.

지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 파동으로 인한 지반내 과잉간극수압변동은 진동성분(oscillatory pore water pressure)과 잔류성분(residual pore water pressure)으로 구분될 수 있고, 각각은 서로 다른 방법으로 예측된다. 진동성분에 대해서는 대표적으로 다공질탄성지반(porous elastic seabed)에 기초한 Madsen(1978), Yamamoto et al.(1978), Tsai and Lee(1995), Jeng and Hsu(1996), Jeng(1997), 경계층근사를 적용한 Mei and Foda(1981), 해저지반내 흙의 포화도에 대한 중요성을 입증한 Okusa(1985), 교차비등방해저지반(cross-anisotropic seabed)에 대한 Kianto and Mase(1999) 및

Yuhi and Ishida(2002) 등의 연구를 들 수 있다. 또한, 잔류 성분은 반복하중하에 흙의 수축에 의해 야기되는 과잉간극수압의 축적으로 발생되며(Seed and Rahman, 1978; Sumer and Fredsøe, 2002), 파작용시간에 비례하여 축적되는 경향을 나타낸다. 파동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 메커니즘은 지진 시 지반내에 발생하는 과잉간극수압과 유효응력과의 관계(Seed et al., 1975)로부터 규명되어 있다. 이에 대한 연구로 해석해를 나타낸 McDougal et al.(1989), Cheng et al.(2001), Chen et al.(2005), Jeng et al.(2006, 2010)과 Jeng and Seymour(2007), 반복전단응력의 분포와 과잉간극수압소산을 고려하여 1차원유한요소모델을 확립한 Seed and Rahman(1978) 및 Laplace변환을 사용하여 중첩파동으로 인한 액상화에 탄소성모델을 적용한 Sekiguchi et al.(1995) 등을 들 수 있고, 수치해석모델의 개발에 관해서는 Miyamoto, et al.(2004), Sassa and Sekiguchi(1999, 2001), Sassa et al.(2001) 등의 연구가 있다. 한편, 해안구조물이 설치된 해역에서 해저지반내 과잉간극수압 등의 동적거동을 검토한 연구로 Mase et al.(1994), Ulker et al.(2010), Li and Jeng (2008), Ye et al.(2014), Kang et al.(2013), Lee et al.(2014a, 2014b, 2014c) 등을 예로 들 수 있다.

이상에서 기술된 진동 및 잔류과잉간극수압 등과 같은 해저지반의 동적거동을 해석한 연구결과는 모두가 주기성 풍파를 대상으로 하고 있기 때문에 비주기성의 단파와 같은 지진해일파에는 적용될 수 없다. 따라서, 지진해일파를 대상으로 구조물의 거동과 해저지반내 간극수압, 변위 및 액상화 등과 같은 물리량의 동적거동특성을 명확히 평가할 필요가 있다. 지진해일파와 작용하에 지반내 액상화를 검토한 연구으로 원주 주변에서 지진해일에 의한 세굴을 유효응력의 관점에서 접근한 Tonkin et al.(2003)의 연구, 지진해일파를 고립파로 근사하고 Boussinesq방정식을 적용하여 얻어진 수치해석결과를 실험으로부터 검증한 Young et al.(2009)의 연구, 지진해일파를 단파로 근사하여 원심모형시험기에서 혼성방파제에 작용하는 단파파력과 지반을 포함한 구조물의 안정을 검토하고, SPH법에 의한 수치결과와 실험결과를 비교한 Miyake et al.(2009) 및 Imase et al.(2012)의 연구, 지진해일파를 장파로 근사하여 기초지반의 간극수압과 세굴의 가능성 등을 평가한 Yeh and Mason(2014)의 연구 등을 들 수 있다.

본 연구에서는 지진해일파를 단파로 근사하고, 수치파동수로 내 가상적인 게이트의 좌·우에 존재하는 상이한 두 정수심의 수두차를 이용하여 단파를 발생시킨다. 그리고, 2차원수치파동수로인 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank; Lee et al., 2013)모델을 적용하여 발생한 단파의 전파 및 해안구조물과의 상호작용을 해석하고, 유한요소해석 프로그램인 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program; Iai et al., 1992a, 1992b)을 적용하여 지반내 간극수압과 유효응력의 발생 및 액상화 등과 같은 지반응답을 해석한다. 또한, Imase et al.(2012)에 의한 실험치와 본 2D-NIT & FLIP모

델로부터 산정되는 수치해석결과를 비교·검토하여 본 연구의 타당성을 검증한다. 이에 근거하여 단파작용하 직립호안에서 구조물의 동적거동 및 주변 지반내 동적응답 특성을 명확히 검토한다. 본문에서는 수위차를 이용하여 파고 4m와 6m의 단파를 발생시키고, 2D-NIT모델로부터 산정되는 지반과 구조물의 표면에서 시간변동파압을 FLIP모델에 시간이력하중으로 작용시켜 50s 동안 수치해석을 실시한다. 이 때, 입사단파가 직립호안을 월류하는 경우와 월류하지 않는 두 경우로 나누어 검토한다.

## 2. 수치해석이론

### 2.1 단파의 전파 및 구조물과의 상호작용 해석을 위한 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 현상을 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 효과적 인 무반사조건을 포함한 경계조건 및 수치조파수법이 수반되어야 한다. Fig. 1은 본 연구의 2D-NIT모델의 적용을 위한 수치파동수조를 나타내며, 그림에서는 조파를 위한 조파소스 및 무반사를 위한 감쇠영역 등이 주어져 있고, 감쇠영역의 폭은 무반사조건을 실현하기 위하여 충분히 길 필요가 있다. 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)은 기존의 2차원수치파동수로 모델을 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)~(4)으로 주어진다.

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_v S_p \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = & -\frac{\gamma_v \partial p}{\rho \partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left( 2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - D_x u - R_x + S_u \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = & -\frac{\gamma_v \partial p}{\rho \partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left( 2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - D_z w - R_z + S_z - \gamma_v g \end{aligned} \quad (4)$$

여기서,  $t$ 는 시간,  $x, z$ 는 수평 및 연직좌표,  $u, w$ 는  $x, z$  방향의 유속성분,  $\rho$ 는 유체밀도,  $p$ 는 압력,  $v_e$ 는 분자동점성계수와 외점성계수의 합,  $g$ 는 중력가속도,  $\lambda_v$ 는 체적공극율,  $\lambda_x, \lambda_z$ 는  $x, z$  방향의 면적공극율,  $D_x, D_z$ 는 경계에서 반사파의 제어를 위해 설치한 스폰지층에서의 에너지감쇠계수,  $S_p, S_u, S_w$ 는 해석영역내의 조파를 위한 소스항이다. 한편,  $\lambda_x, \lambda_z, \lambda_z$ 는 투과층내에 관성력계수를 도입하여 구조물로부터 받는 관성력효과를 나타내는 파라미터로 식 (5)와 같이 표현되고,  $R_x, R_z$ 는 투과층에서의 저항력으로 식 (6)과 같이 주어진다.

$$\begin{cases} \lambda_v = \gamma_v + (1 - \gamma_v)C_M \\ \lambda_x = \gamma_x + (1 - \gamma_x)C_M \\ \lambda_z = \gamma_z + (1 - \gamma_z)C_M \end{cases} \quad (5)$$

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \\ R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \end{cases} \quad (6)$$

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 이루어진다.

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = S_f \quad (7)$$

여기서,  $S_f$ 는 해석영역내의 조파소스에 의해 추가되는 항이다.

## 2.2 해저지반의 동적응답 및 구조물의 동적거동 해석을 위한 FLIP모델의 개요

FLIP모델은 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델(Iai et al., 1992a, 1992b)이며, 이 모델에서는 원형고정경계를 Fig. 4와 같은 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 여기서, 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력

-변형율관계를 잘 모사할 수 있다.

각 스프링에서 힘과 변위관계는 쌍곡선 형태의 하중-변위 관계를 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.

$$\begin{cases} \{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xz}\} \\ \{\varepsilon\}^T = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xz}\} \end{cases} \quad (8)$$

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

구성방정식은 기본적으로 식 (9)과 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (9)$$

여기서,  $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력증분,  $\{d\varepsilon\}$ 는 변형률증분,  $[D]$ 는 다음의 식 (10)으로 정의되고,  $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다음의 식 (11)로 주어지는 다일터턴시에 따른 체적변형률의 증분을 각각 나타낸다.

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\}^T + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)}\{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (10)$$

$$\{d\varepsilon_p\} = \{d\varepsilon_p/2, d\varepsilon_p/2, 0\} \quad (11)$$

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-변형율관계를 나타낸다. 그리고, 식 (10)의 우변

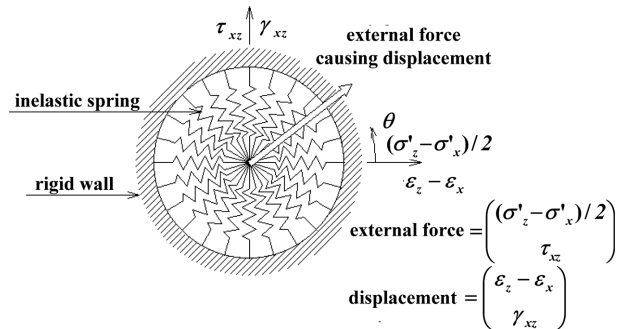


Fig. 4. Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).

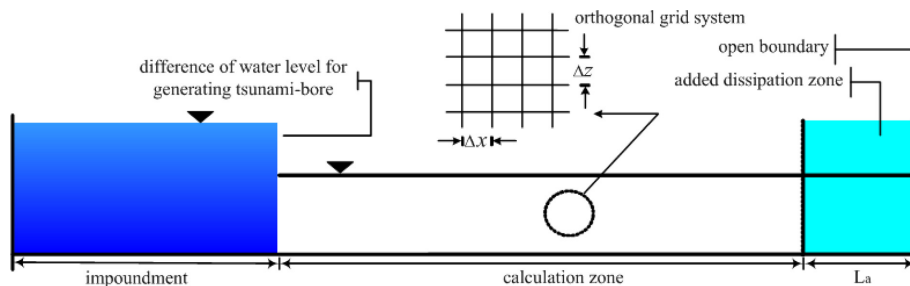


Fig. 3. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.



에서  $\{n^{(0)}\}^T$  은 방향벡터,  $\{n^{(i)}\}^T$  은 다중전단메커니즘의 방향벡터로 각각 다음의 식으로 정의된다.

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1, 1, 0\} \quad (12)$$

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos \theta_i, -\cos \theta_i, \sin \theta_i\} \text{ for } i = 1, 2, \dots, I \quad (13)$$

여기서,

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

$$\Delta\theta_i = \pi/I \text{ for } i = 1, 2, 3, \dots, I \quad (15)$$

과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와의 관계로부터 산정되고, (+)다일러턴시의 영향은 Iai et al. (1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 5의 액상화프론트(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 반복변동(cyclic mobility) 및 액상화거동을 재현할 수 있으며, 그의 정식화는 다음과 같이 주어진다.

$$S = S_0 \text{ for } r \leq r_3 \quad (16)$$

$$S = S_2 \sqrt{(S_0 - S_2) + \{(r - r_3)/m_1\}^2} \text{ for } r > r_3 \quad (17)$$

여기서,

$$r_2 = m_2 S_0 \quad (18)$$

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (19)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1 \quad (20)$$

여기서,  $S_0$ 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며,  $m_1$ 은 파괴선의 기울기, 전단저항각  $\phi'_f$ 는  $m_1 = \sin \phi'_f$ 에 의해

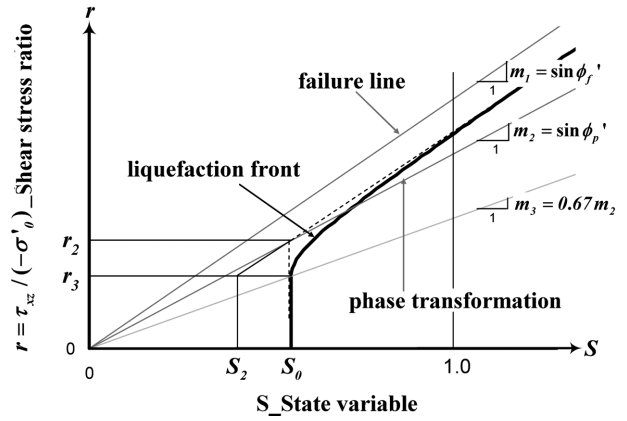


Fig. 5. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a, 1992b).

정의된다.  $m_2$ 는 상태변형(phase transformation)각도  $\phi'_p$ 로부터  $m_2 = \sin \phi'_p$ 로 정의되고,  $m_3$ 는  $m_3 = 0.67 m_2$ 로 정의되는 상태변형선의 기울기로, 하나의 영역에서 다른 영역으로 자연스럽게 변형되기 위한 것이며, 실제 응력경로 형태와의 조화에 의해 결정된다. 그리고, Fig. 5에서 S는 비배수상태에 대한 일정부속압에서 유효응력변화를 의미하고, r은 전단응력비이며, 후술하는 초기유효응력은  $\sigma'_0 = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{z0})/2$ 로 정의된다.

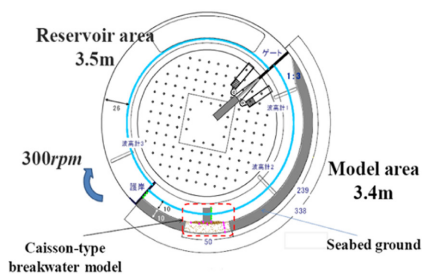
이상에서는 지반거동해석 프로그램인 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 이론적인 배경의 개요를 기술하였으며, FLIP모델에 의한 수치해석결과는 지진시 구조물의 손상에 대한 예측결과와 비교 및 검토로부터 충분히 검증되었다(Sawada et al., 2000; Ozutsumi et al., 2002; Iai et al., 1992a, 1992b).

### 3. 수치해석

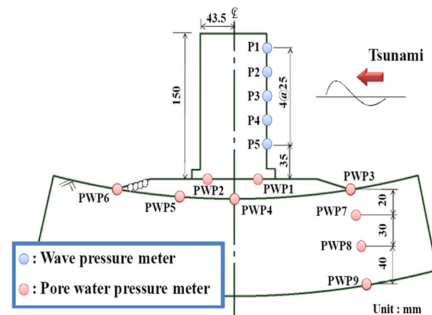
#### 3.1 수치해석결과의 검증

##### 3.1.1 원심모형시험

본 연구에서는 2D-NIT & FLIP모델로부터 산정되는 직립안벽과 해저지반의 동적거동에 대한 계산정도를 검증하기 위하여 원심모형시험기 수조에서 단파를 발생시켜 혼성방파제



(a) Cross section of the experimental device



(b) Layout plan of sensors (points P1-P5 represent the wave pressure meters and points PWP1-PWP9 represent the pore water pressure meters)

Fig. 6. Outline of the experimental device and model of composite breakwater.

Table 1. Selected scaling factors for centrifuge modeling

Quantity	Dimension in prototype	Dimension in centrifuge model at $n$ times $g$
Gravity	1	$n$
Stress/strain	1	1
Length	1	$1/n$
Force	1	$1/n^2$
Density	1	1
Unit weight	1	$n$
Acceleration	1	$n$
Time (consolidation)	1	$1/n^2$

의 주변 해저지반에 발생하는 과잉간극수압 등을 측정한 Miyake et al.(2009)의 실험결과와 비교·검토한다. Fig. 6는 Miyake et al.(2009)의 실험에서 사용된 원심모형시험장치와 혼성방파제의 모형을 나타낸다. 실험에서 단파를 발생시키는 고수위의 수조크기는  $3.5 \text{ m} \times 0.26 \text{ m}$ 이며, 실제 고수위와 저수위(수심 10 cm)의 수위차를 이용하여 파고  $H_t = 7 \text{ cm}$ 의 단파를 발생시켰고, 제시된 각 위치에서 과압계(P1~P5)와 간극수압계(PWP1~PWP9)를 사용하여 구조물에 작용하는 동압과 지반내 간극수압 등을 측정하였다. 원심모형시험기에서 회전은 300 rpm으로 이는 중력가속도의 32배인 32 g에 상당한다. 모형혼성방파제는 사석마운드, 케이슨 및 해저지반 (해저경사 1:3, 상대밀도 40%)으로 구성되었다.

Miyake et al.(2009)은 원심모형시험기에 의한 실험에서 모형의 크기와 물리량은 원심모형시험에 이용되는 Tabel 1의 원형과의 상사관계(Ko, 1988)로부터 산정되었다. 모형에서 중력가속도의 32배인 32 g를 적용하였기 때문에 Table 1에서  $n = 32$ 가 되며, 따라서 본 연구에서 고수위의 수조폭은 112 m, 높이는 8.32 m, 지반두께는 3.2 m, 혼성방파제 전면에서 수심은 3.2 m, 케이슨 폭은 2.8 m, 케이슨의 높이는 4.8 m, 사석마운드부의 높이는 0.6 m로 각각 산정되고, 이러한 원형에 대한 수치계산에서는 격자크기로  $0.2 \text{ m} \times 0.2 \text{ m}$ 를 적용하였다.

### 3.1.2 원심모형시험결과와 본 수치해석결과와의 비교

Fig. 6(b)에 나타낸 사석마운드부 전·후 toe인 PWP3과 PWP6 및 혼성방파제 사석마운드부와 지반이 접하는 PWP4와 PWP5에서 산정된 과잉간극수압에 대한 실험결과와 수치해석결과를 Fig. 7에 각각 제시한다. 두 결과에서 혼성방파제의 전면에서 배후로 갈수록 과잉간극수압이 작아지고, 위상 지연이 나타나는 것이 전반적인 경향으로 판단되고, 이러한 변화과정에서 파상단파의 형성과 같은 약간의 차이가 있지만 두 결과가 합리적으로 대응된다는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 실험결과에서는 나타나지 않지만, 수치해석결과에서는 10 s 이후의 초기시간대에 파상단파가 형성되고, 특히 PWP4

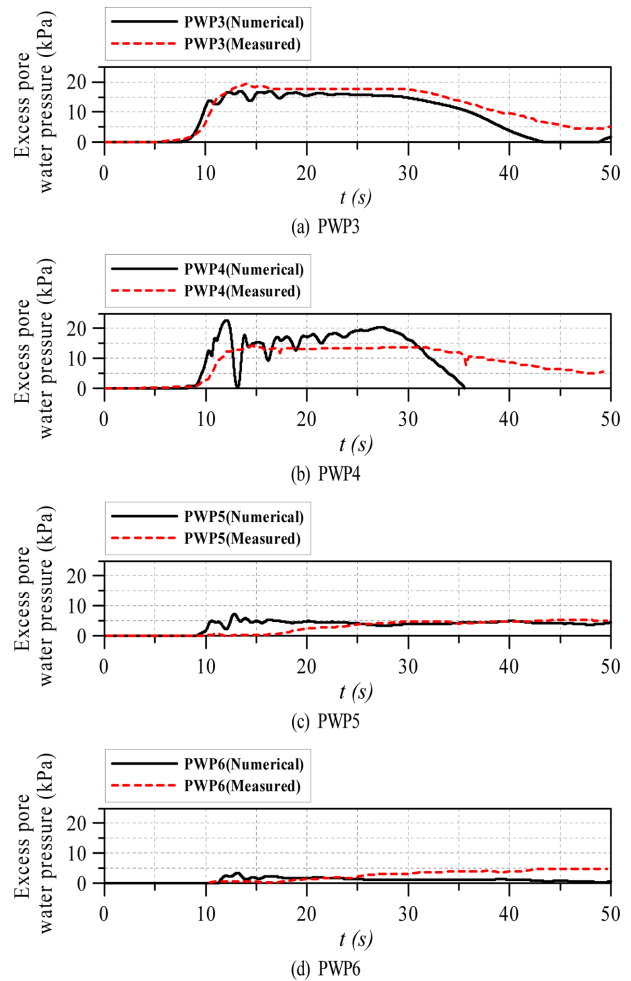


Fig. 7. Comparison of the predicted and measured pore water pressures at PWP3~PWP6.

에서 현저하다는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 근본적으로 케이슨 및 해저지표면에 경계조건치로 주어지는 동파압의 특성에 따른 것이다. 케이슨의 전면에서 작용하는 동파압에 관한 Miyake(2014)의 수치해석결과에 의하면 실험결과와는 달리 파상단파형의 동파압분포를 나타내는 것을 역시 확인할 수 있고, 이러한 현상은 수면근방에서 보다 현저히 나타나는 것을 볼 수 있다.

수치해석결과에서 파상단파의 형성은 실제의 물리현상을 충분히 재현할 수 없는 수치해석의 기초방정식에도 원인이 있을 수 있지만(예로, 해저마찰 등), 모형과 원형 사이에 적용되는 상사법칙에도 문제가 내재되어 있을 수 있다. 실제로 모형과 원형에서 적용되는 유체밀도는 동일하고, 따라서 수심이 매우 얇은 원심모형에서는 상대적으로 표면장력이 매우 크게 영향을 미칠 수 있다. 또한, FLIP모형에서 요구되는 모래의 물성치(예로, 체적탄성계수, 전단탄성계수, 밀도 및 액상화파라미터 등)가 실험조건에서 충분히 제시되지 않아 본 수치해석에서는 적절한 일반적인 값을 적용하였다는 것, 그리고 FLIP모형이 충분한 정도로 지반내 배수상황을 고려하지 않았다는 것에도 원인을 찾을 수가 있다.

### 3.2 파랑-지반-구조물의 상호작용에 의한 해저지반의 동적응답과 구조물의 동적거동해석

단파로 근사된 지진해일파가 직립호안과 주변의 해저지반에 미치는 영향을 검토하기 위하여 Fig. 8과 같은 일정수심의 고수위와 저수위를 갖는 수치파동수조를 적용하였다. 이때, 저수위(수심 15 m)와 고수위와의 수위차로부터 각각  $H_i=6$ 와 4 m의 파고를 갖는 단파를 발생시켰으며, 이 때 단파의 수위변동과 호안에 작용하는 작용력은 기존의 연구(Lee et al., 2008a,b; 2009a,b) 등을 참조바란다. 2D-NIT모델로부터 단파의 전파 및 그에 따른 직립호안의 전면과 상단, 해저지반표면 및 뒷채움재 상단에서 시간변동과압을 산정함과 동시에 FLIP모델에 경계조건치로 적용하여 구조물의 동적거동과 지반의 동적응답에 관한 수치계산을 수행하였다. 여기서, 좌·우경계와 하부경계에서 수평변위는 구속되었고, 좌·우경계의 수직변위는 허용되었으며, 하부경계에서 수직변위는 구속되었다. 적용된 직립호안의 높이는 20 m, 폭은 10 m, 사석마운드부의 높이는 3 m, 해저지반의 깊이는 10 m, 뒷채움재의 깊이는 20 m로 각각 적용되었으며, 각각에서 지반물성치는 Table 2와 같은 일반적인 값으로, 그리고 정수위선 위와 아래의 뒷채움재는 각각 포화도가 0과 1로 가정되었다.

한편, Fig. 9에서는 직립호안의 변위와 가속도 산정위치 N1, N2, N3와 모래지반내 과잉간극수압비 및 평균유효응력 경로의 산정위치 Points 1~26을 각각 나타낸다.

### 3.3 구조물의 동적응답해석

#### (1) 침하, 활동 및 전도

Fig. 10은 단파파고  $H_i=6$  m가 작용한 경우 9에서 제시된 직립호안 상단 가장자리 N1과 N2지점에서 시간변동변위를 나타낸 것으로, 10(a)는 연직변위(침하)를, 그리고 10(b)는 수평변위(활동)를 나타낸 것이다. 여기서,  $H_i=4$  m의 경우 미미한 변위를 나타내기 때문에 결과를 제시하지 않는다.

먼저, 연직변위를 살펴보면 단파가 직립호안의 전면에 작용하기 시작하는 대략  $t \approx 10$  s 이후에 변위가 발생하기 시작하며, N1지점에서는 모든 작용시간에 (+)변위로 최대치는 (+)0.4cm, N2지점에서는 모든 작용시간에 (-)변위로 최소치는 (-)0.3cm가 산출된다. 따라서, 변위방향을 고려하면 직립호안이 배후로 전도된다는 것을 추정할 수 있다. 또한, 수평변위(활동)에서는 N1과 N2지점에서 모두 동일한 값의 (+)변위를 나타내며, 최대치가 각각 1.8 cm의 값을 가지므로 변위방향으로부터 직립호안이 배후로 활동된다는 것을 역시 추정할 수

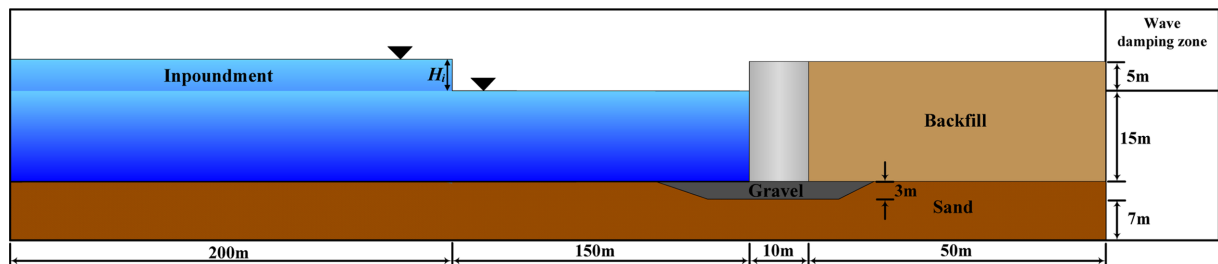


Fig. 8. Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation.

Table 2. Soil properties used for this numerical simulation

Soil types	Saturated unit weight(kN/m <sup>3</sup> )	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus (kPa)	Initial effective stress(kPa)	Internal friction angle(°)	Cohesion (kPa)	Porosity	Poisson's ratio
Sand		$7.053 \times 10^4$	$1.839 \times 10^5$	98	36	-	0.46	0.33
Backfill	20	$8.500 \times 10^4$	$2.126 \times 10^5$	98	37	-	0.43	0.33
Gravel		$1.801 \times 10^6$	$4.800 \times 10^6$	98	50	-	0.46	0.25

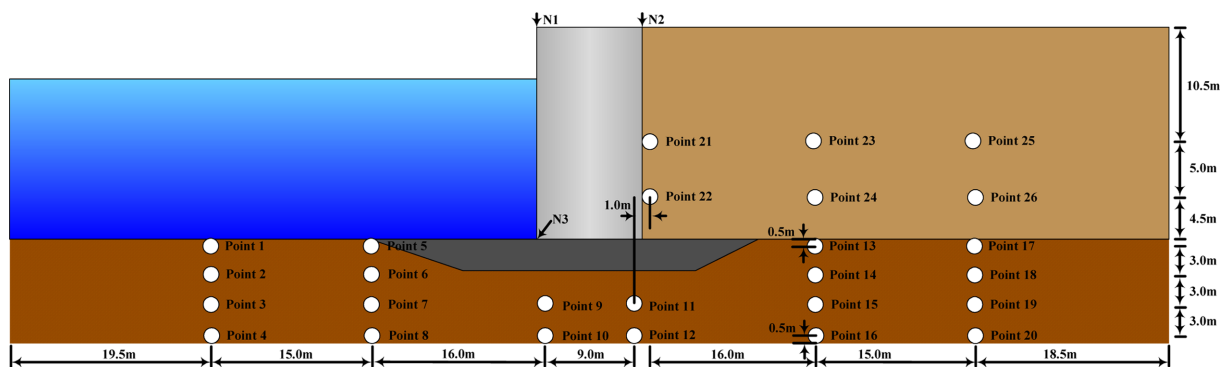


Fig. 9. Measuring points(N1, N2 and N3: measuring points of dynamic displacement and accelerations of revetment, points 1~26: measuring points of excess pore water pressure ratio and effective stress path.

있다. 그러나, 직립호안으로부터 단파의 반사 이후  $15 < t < 18$  s에서는 케이슨 전면에서 수위가 낮아지기 때문에 직립호안이 원위치로 복원됨에 따라 변위가 감소되고,  $18 < t < 22$  s에서는 다시 파진행방향으로 활동하는 반복적인 거동을 나타낸다. 여기서,  $t > 50$  s에서는 거의 원위치로 복원되지만, 약간의 잔류 성분을 확인할 수 있다. 이러한 현상의 거동은 전술한 Miyake(2014)의 수치해석결과에서도 나타나는 파상단파에 그 원인이 있는 것으로 판단된다.

다음의 Fig. 11은 N1과 N3지점에서 시간변동변위를 나타낸 것으로, 11(a)는 연직변위(침하)를, 그리고 11(b)는 수평변위(활동)를 각각 나타낸다. Fig. 11(a)의 수직변위(침하) 경우 N1과 N3지점에서 대략 최대치 (+)0.4 cm의 변위를, 또한 11(b)의 수평변위(활동)의 최대치에서는 N1이 N3지점보다 약 (+)1.2 cm 더 큰 변위를 나타내므로 직립호안이 후방으로 전도 및 활동되고, 이러한 변위는 단파가 반사된 이후에 다시 복원되는 것을 확인할 수 있다.

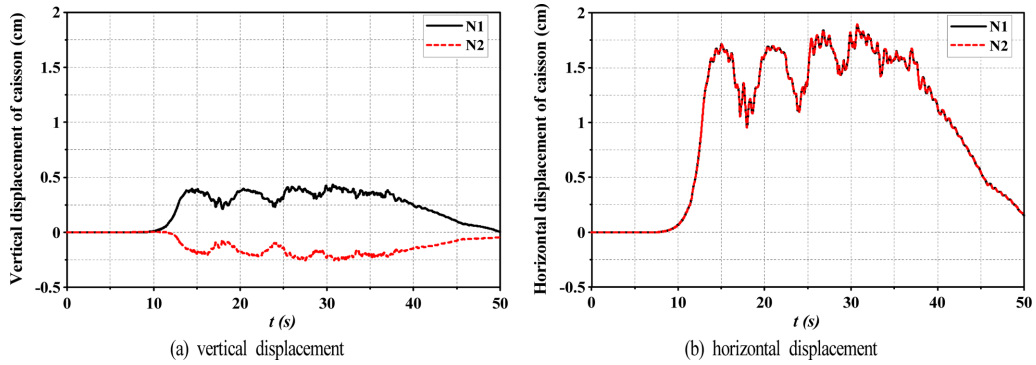


Fig. 10. Time history of dynamic displacement at points N1 and N2.

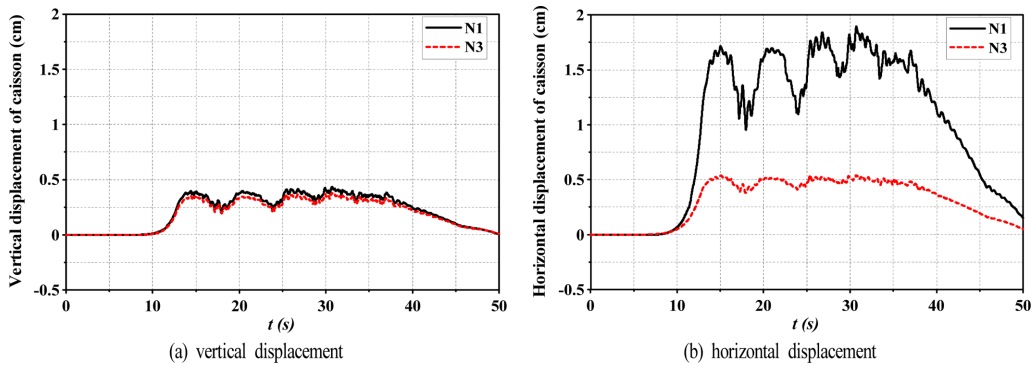


Fig. 11. Time history of dynamic displacement at points N1 and N3.

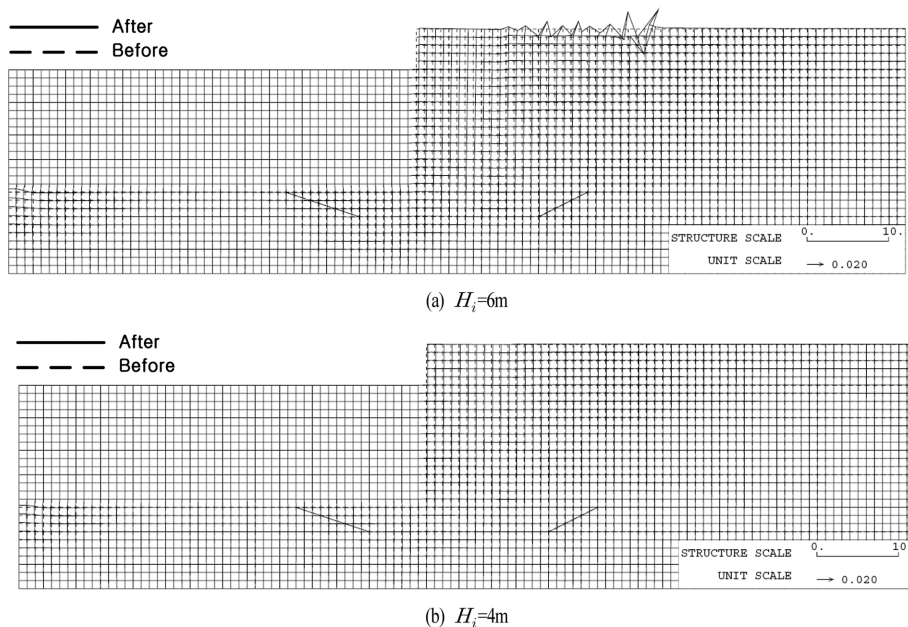


Fig. 12. Maximum deformation of revetment and seabed( $\times 100$  magnitude).



### (2) 최대변위의 공간분포

Fig. 12는 직립호안과 해저지반의 각 절점에서 산정되는 최대변위로부터 도출되는 최대변형단면을 나타낸 것이며, 그림에서는 결과를 100배 확대하여 나타낸 것이다. 그림에서 점선은 초기상태를, 실선은 최대변형단면을 각각 나타낸다. 그림으로부터 직립호안이 후방으로 전도 및 활동되는 현상을 시각적으로 확인할 수 있고, 구조물의 뒷채움재에서 이로 인한 용기현상을 볼 수 있다. 그리고, 매우 미소하지만 구조물 배면에서 뒷채움재의 변위량은 가장 큰 값을 나타내며, 또한 구조물에서 이격거리가 클수록 변위량은 작아지는 일반적인 지반응답의 특징과 부합되는 현상을 볼 수 있다. 여기서, 단파 파고가 클수록 보다 큰 변형을 나타내며, Fig. 12(b)의  $H_i = 4\text{ m}$  경우는 매우 작은 변형을 나타내는 것을 알 수 있다.

### 3.4 과잉간극수압비 및 유효응력경로

Fig. 13~22는 9에서 제시된 각 지점에서 과잉간극수압비와 평균유효응력을 나타낸다. 여기서, 과잉간극수압비는 액상화 정도를 나타내는 지표로 초기유효응력  $\sigma'_0$ 와 과잉간극수압  $p$ 와의 비  $p/\sigma'_0$ 로 정의된다. 따라서, 과잉간극수압비가 1에 가까운 값을 나타내는 경우는 액상화에 근접하였다는 것을 나타내며, 액상화에 근접되면 지반이 지지력을 상실한다는 것을 의미한다. 또한, 유효응력경로는 각 지점에 대해 중간주응력 효과를 무시한 평면변형률조건에서 많이 이용하는 평균유효응력  $p' = (\sigma'_x + \sigma'_z)/2$ 와 축차응력  $q' = \sqrt{\tau_{xz}^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)/4}$ 을 사용하여 나타내며, 여기서  $\sigma'_x$ 와  $\sigma'_z$ 는  $x$ 방향과  $z$ 방향의

유효응력을,  $\tau_{xz}$ 는 전단응력을 각각 나타낸다.

#### (1) Points 1~4

먼저, 직립호안 전면에서 있는 해저지반내 지점 Points 1~4에 대한 Fig. 13에서  $1 - \Delta\sigma'/\sigma'_0$ 로도 정의될 수 있는 13(a)의 과잉간극수압비  $p/\sigma'_0$ 를 살펴보면  $H_i = 6\text{ m}$ 의 경우  $t \approx 5\text{ s}$ 에, 4 m의 경우 약 6.5s에 각각 단파가 도달하는 것을 알 수 있다.  $H_i = 6\text{ m}$ 의 경우가 파속이 빠른 것은 파속이 수심과 수위의 합의 평방근에 비례하기 때문이다. 전체적으로 파고가 클수록 큰 과잉간극수압을 나타내고, 또한 동일한 파고에 대해서도 해저지반의 연직깊이가 깊을수록 큰 과잉간극수압비의 발생을 나타내지만, 액상화에 대해서는 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다. 유효응력경로를 나타내는 Fig. 13(b)에서 상재하중에 상응하는 평균유효응력  $p'$ 를 살펴보면 연직깊이가 깊을수록 더 큰 값을 나타내는 일반적인 결과를 그림으로부터 확인할 수 있다. 또한, 지반표면에 작용하는 초기동파압에 의해 해저지반내 유효응력이 감소되기 시작하고, 해저지반표면에 가까울수록 Mohr-Coulomb의 파괴선에 근접되는 것을 알 수 있지만, Mohr-Coulomb의 파괴선에는 이르지 않은 것으로 판정된다.

#### (2) Points 5~8

다음의 Fig. 14는 9에서 사석마운드부 끝단인 Points 5~8에서 지반내 동적응답인 과잉간극수압비와 유효응력경로를 나타낸 것이다. 과잉간극수압비를 나타내는 Fig. 14(a)에서

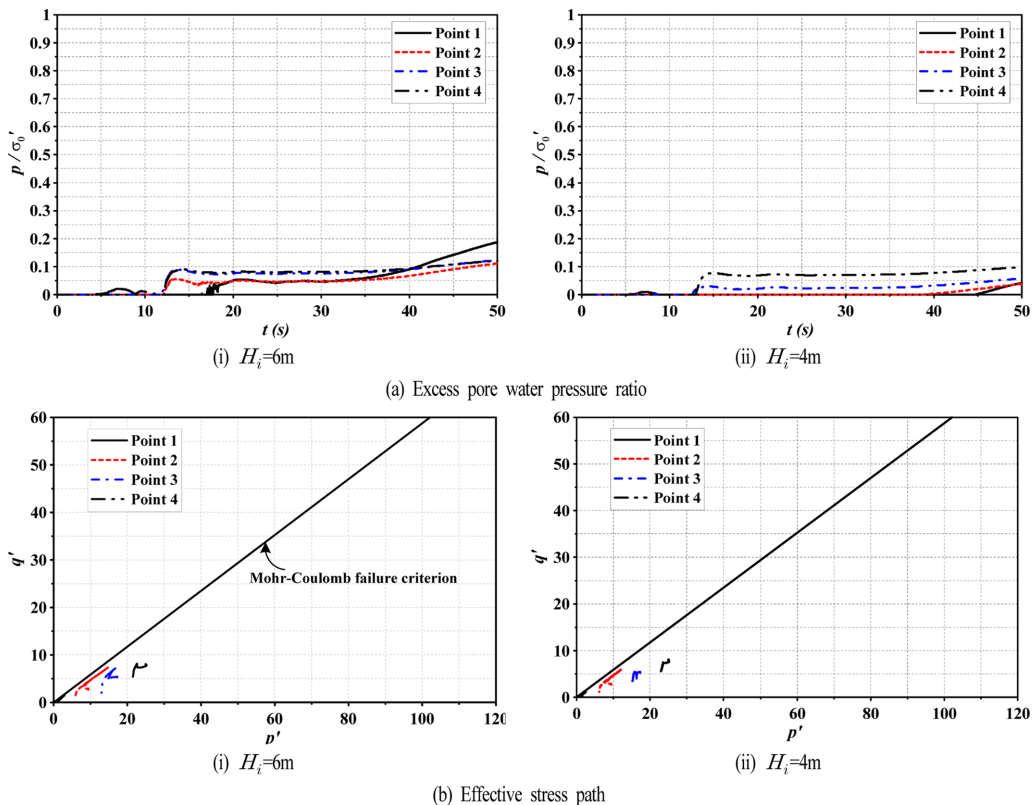


Fig. 13. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 1~4.

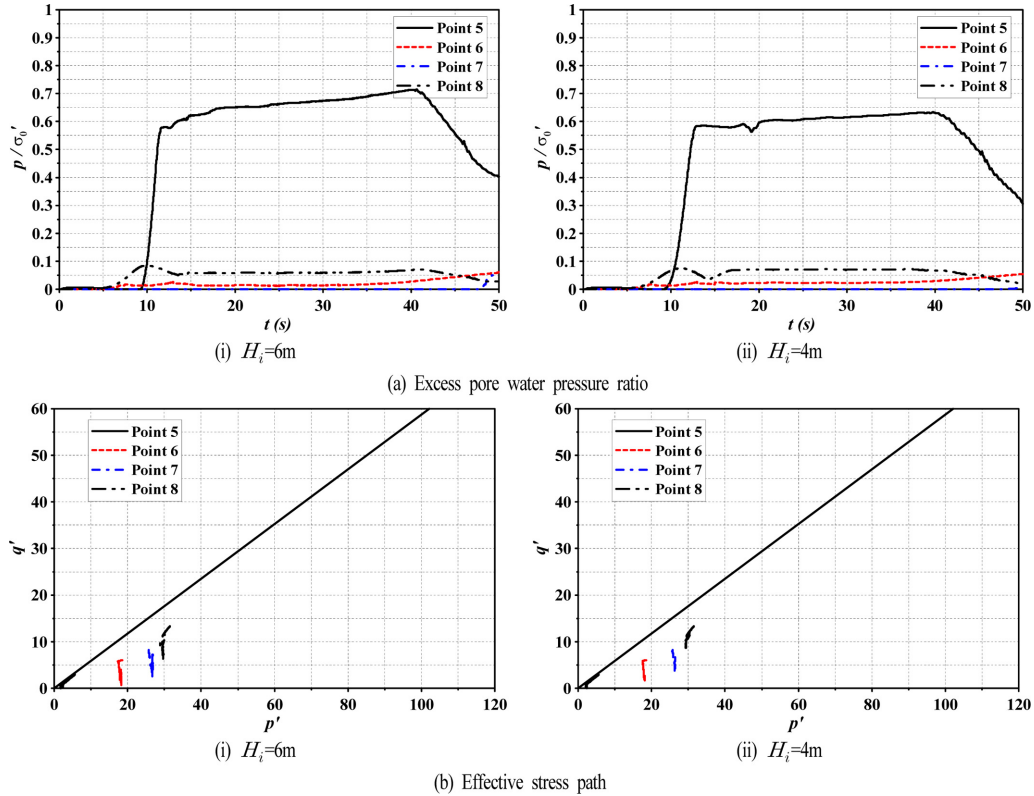


Fig. 14. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 5~8.

Point 5의 값이 다른 점들에서보다 매우 큰 값이 산출되는 것을 알 수 있다. 이는  $t \approx 5s$  이후 직립호안의 거동이 사석마운드부에 영향을 미치고, 다시 사석마운드부가 Point 5에 영향을 미친 결과로 판단된다. 또한,  $t > 5s$ 에서 각 지점별 과잉간극수압비의 시간응답이 전술한 Fig. 13(a)와 약간 상이한 거동을 나타내는 것은 역시 사석마운드의 동적거동에 의한 영향으로 추정되며, 이러한 경향은 사석마운드부에 가까운 Point 5에서 보다 현저히 표현된다. 그러나, Point 5에서 과잉간극수압비가 1보다 작은 값을 나타내므로 액상화 상태에는 도달되지 않은 것을 알 수 있다. 유효응력경로의 Fig. 14(b)에서는 연직깊이가 깊을수록 평균유효응력  $p'$ 의 값이 큰 결과를 그림으로부터 확인할 수 있다. 또한, 시간경과에 따라 축차응력  $q'$ 의 값이 감소하는 것은 침하량보다 직립호안의 활동에 의한 지반거동으로  $\sigma_z$ 의 값보다  $\sigma_x$ 의 값이 커져 축차응력이 감소하는 것으로 판단된다. 그리고, 시간경과와 더불어 Mohr-Coulomb의 파괴선에 점차 근접하는 현상을 나타내며, 특히 Point 5의 경우는 Mohr-Coulomb의 파괴선에 거의 근접된 결과를 나타낸다.

### (3) Points 9와 10

다음의 Fig. 15의 결과는 직립호안 바로 전면하 Points 9와 10에서 지반응답을 도시한 것이다. 먼저, Fig. 15(a)의 과잉간극수압비를 살펴보면  $H_i=6m$ 의 경우  $t \approx 12s$ , 4m의 경우 약 13.5s에서 각각 최대치를 나타내는 것을 볼 수 있다. 이러한 현상은 대상위치가 직립호안의 바로 전면이기 때문에

진행단파 및 반사단파의 수위가 중첩되어 최대수위가 형성되고, 이로 인한 부력의 작용으로 직립호안의 중량이 가벼워져 평균유효응력이 줄어들며, 동시에 과잉간극수압비가 상승한 결과에 의한 것으로 추정된다. 또한,  $H_i=4m$ 와 달리 6m의 과잉간극수압비의 변동이 파고의 크기에 비해 상대적으로 작은 것은 6m의 경우에 단파가 직립호안을 월류한 결과에 따른 것이다. 그리고,  $H_i=4m$ 의 경우가 6m보다 과잉간극수압비의 발생시간이 보다 지연되는 것은 단파의 전달속도가 느리기 때문이다. 여기서, 과잉간극수압비는 연직깊이가 깊을수록 보다 작은 값을 나타내고, 전반적으로 1보다 작은 0.33 이하의 값을 나타내므로 액상화까지는 도달되지 않았다는 것을 확인할 수 있고, 역시 단파가 통과하는 시간에 최대과잉간극수압비를 나타내는 것을 알 수 있다. Fig. 15(b)의 유효응력경로는 입사파고가 클수록 축차응력  $q'$ 의 변동범위가 큰 것을 알 수 있고, 연직깊이가 해저면상에 가까울수록 Mohr-Coulomb의 파괴선에 근접하는 것으로 판정되지만, 현 지점은 액상화에 대해 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다.

### (4) Points 11과 12

Fig. 16은 직립호안 바로 후면 하단 Points 11과 12지점에서 지반의 동적응답을 나타낸 것이다. 과잉간극수압비를 나타내는 Fig. 16(a)로부터 알 수 있는 바와 같이 전술한 13(a), 14(a) 및 15(a)보다 작은 값을 나타내며, 특히 월류가 발생되지 않는  $H_i=4m$ 에서는 0에 가까운 값을 나타낸다. 이러한 결과는 직립호안과 배면 뒷채움재에 의한 초기상재하중이 크

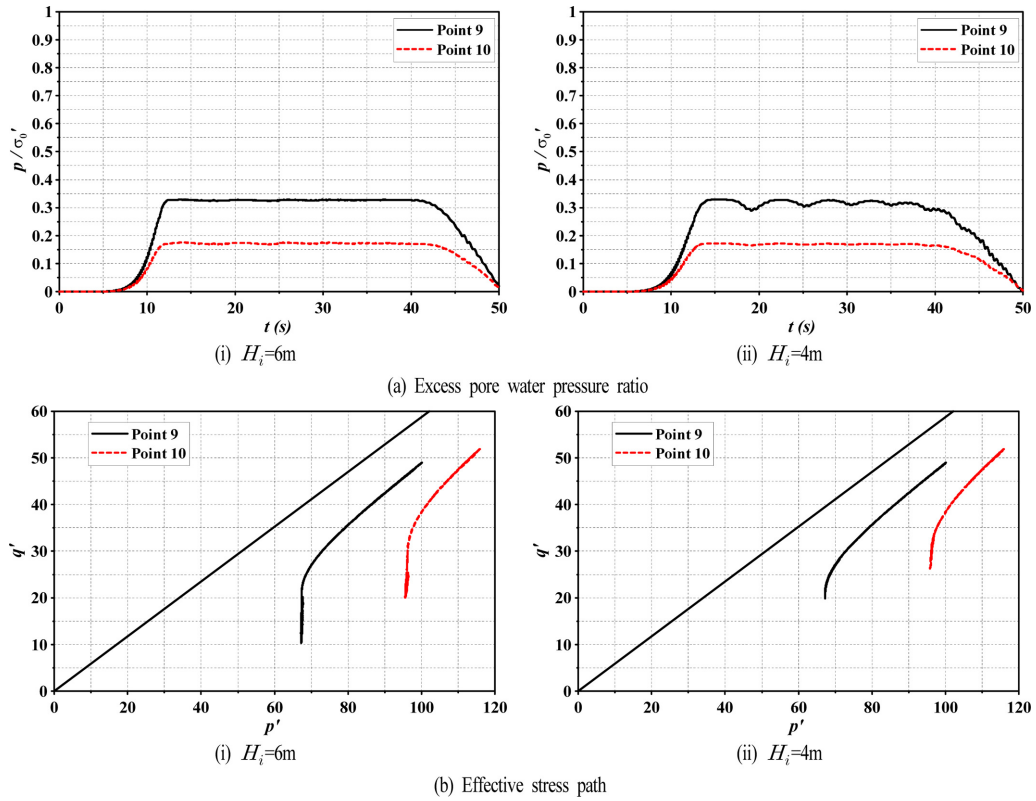


Fig. 15. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 9 and 10.

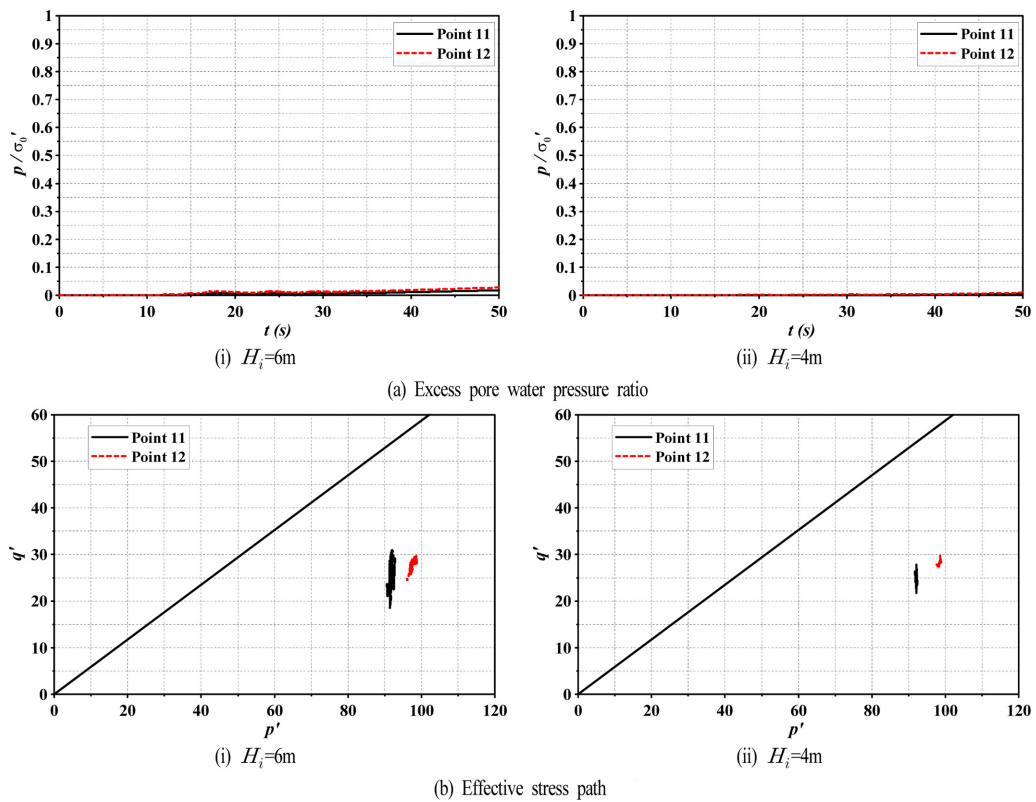


Fig. 16. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 11 and 12.

고, 동시에 직립호안의 전면에서 배면으로 전달되는 과잉간극수압이 작기 때문인 것으로 판단되며, 그리고 비월류의  $H_i=4\text{m}$  경우는 과잉간극수압이 보다 작기 때문이다. Fig.

16(b)의 유효응력경로를 살펴보면 초기평균유효응력이 Fig. 15(b)의 경우보다 작은 값을 나타내는 것을 볼 수 있다. 이는 직립호안이 주동토압의 작용하에 있고, 이에 따라 케이슨

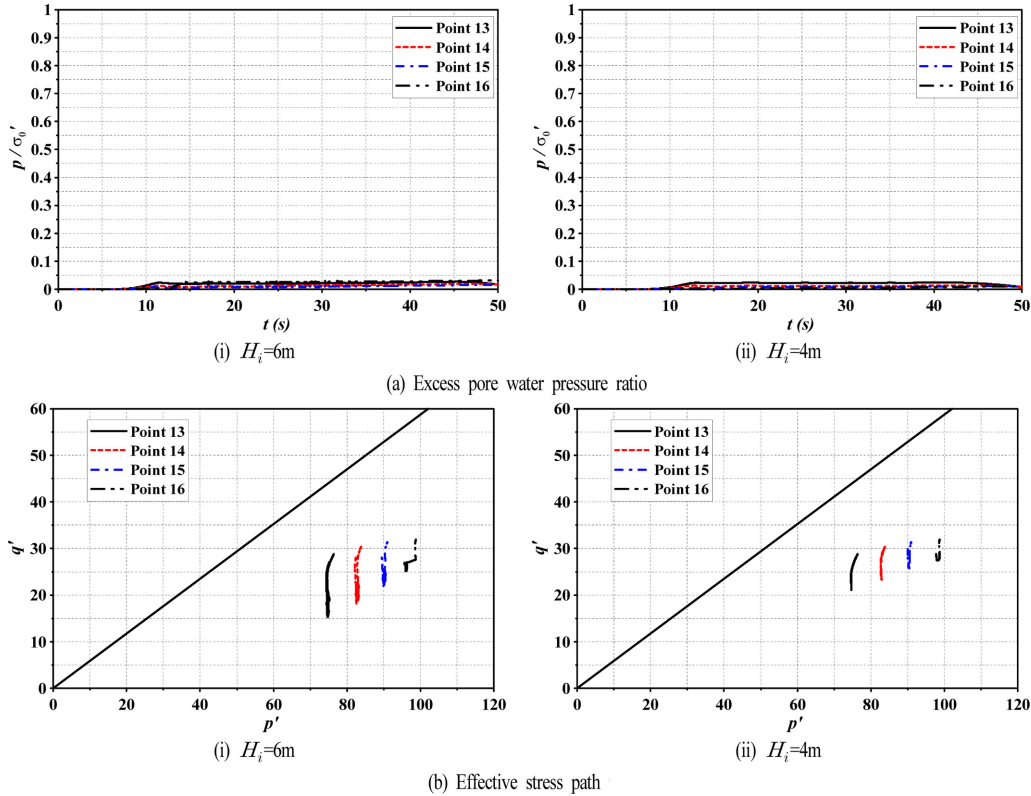


Fig. 17. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 13~16.

의 좌측 toe에 압축력이 작용되기 때문인 것으로 추정될 수 있다. 시간의 경과에 따른 유효응력경로는 전술한 Fig. 15(b)의 경우보다 변동이 작고, Mohr-Coulomb의 파괴선에서 많이 이격되어 있기 때문에 액상화에 대한 지반안정성은 매우 높은 것으로 판단된다.

##### (5) Points 13과 16

Fig. 17은 9에 제시된 Points 13~16지점에서 과잉간극수압비와 유효응력경로를 나타낸다. 과잉간극수압비  $p'/\sigma'_0$ 는 예상되는 바와 같이 직립호안으로부터 수평으로 다소 이격되어 있기 때문에 전술한 Fig. 15보다 작은 값을 나타낸다. 그리고, 이 지점은 직립호안 상부 뒷채움재의 영향을 직접적으로 받기 때문에 전술한 Fig. 16과 유사한  $p'$ 이 작용되지만,  $q'$ 의 시간변동이 다소 크게 나타난다는 것을 알 수 있다. 유효응력경로 역시 Mohr-Coulomb의 파괴선에서 다소 이격되어 있기 때문에 액상화에 대한 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다. 한편, Points 17~20지점에서 지반응답은 13~16지점에 대한 Fig. 17의 결과와 유사하게 나타나므로 지면관계상 여기서는 제시하지 않는다.

##### (6) Points 21과 22

다음의 Fig. 18은 직립호안의 바로 배면인 Points 21과 22지점에서 지반응답을 제시한 결과이며, 본 연구에서 가장 큰 지반응답치를 나타낸다. 여기서, Point 21의 연직위치는  $z = -10.5$  m이고, 22는  $z = -15.5$  m이다. 두 지점에서 과잉간극수압비

$p'/\sigma'_0$ 의 시간변동치에서 차이가 나타나는 것은  $H_i = 6$  m의 경우 직립호안을 월류한 월류수의 수위변동에 따른 과잉간극수압과 직립호안의 동적거동에 의한 영향을 동시에 크게 받고, 반면에 4 m의 경우는 비월류이기 때문에 직립호안의 동적거동만을 크게 받기 때문인 것으로 추정된다. 그리고, 연직 깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 지연되는 것은 파랑과 구조물과의 상호작용에 의해 해저지반에 발생하는 전단응력의 변화(Lee and Focht, 1975; Rahman et al., 1977)와 파압이 지반내부로 전달되면서 발생하는 침투류(seepage force)의 변동에 따른 전단응력의 변화(Ishihara and Yamazaki, 1984)로 인하여 잔류과잉간극수압이 발생되기 때문으로 판단된다. 또한, 과잉간극수압비는 Point 21에서 1에 가까운 0.9( $H_i = 6$  m)와 0.85(4 m)의 값을 나타내므로 직립호안 바로 배면이 액상화될 가능성이 가장 크다는 사실을 확인할 수 있다. 다음으로, 유효응력경로를 살펴보면 시간경과에 따라 Mohr-Coulomb의 파괴선에 거의 근접하는 결과를 볼 수 있으므로 파괴상태인 액상화 상태에 거의 도달한 것으로 관정된다.

##### (7) 최대과잉간극수압비의 공간분포

마지막으로, Fig. 19에 최대과잉간극수압비의 공간분포를 제시하며, 이로부터 직립호안 주변 및 해저지반내에서 최대과잉간극수압의 전반적인 분포양상을 파악할 수 있다. 전체적으로  $H_i = 6$  m의 결과와 4 m의 결과가 유사한 분포를 나타내는 것을 알 수 있고, 두 결과에서 직립호안 바로 배면에서 가



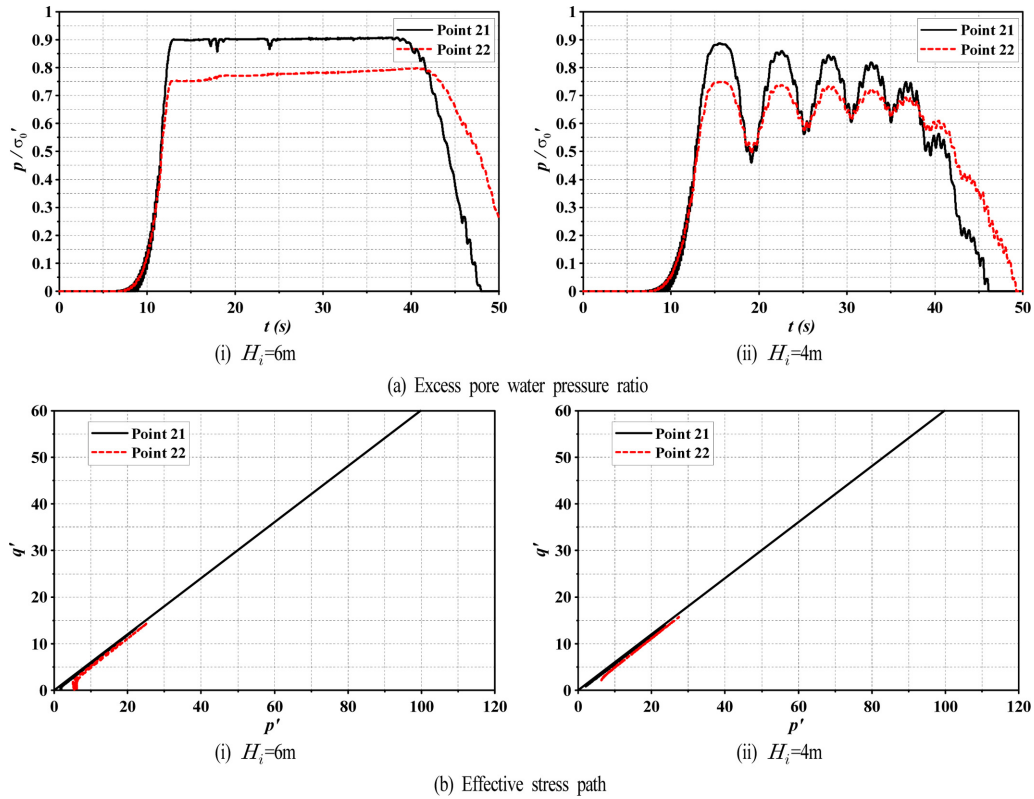


Fig. 18. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 21 and 22.

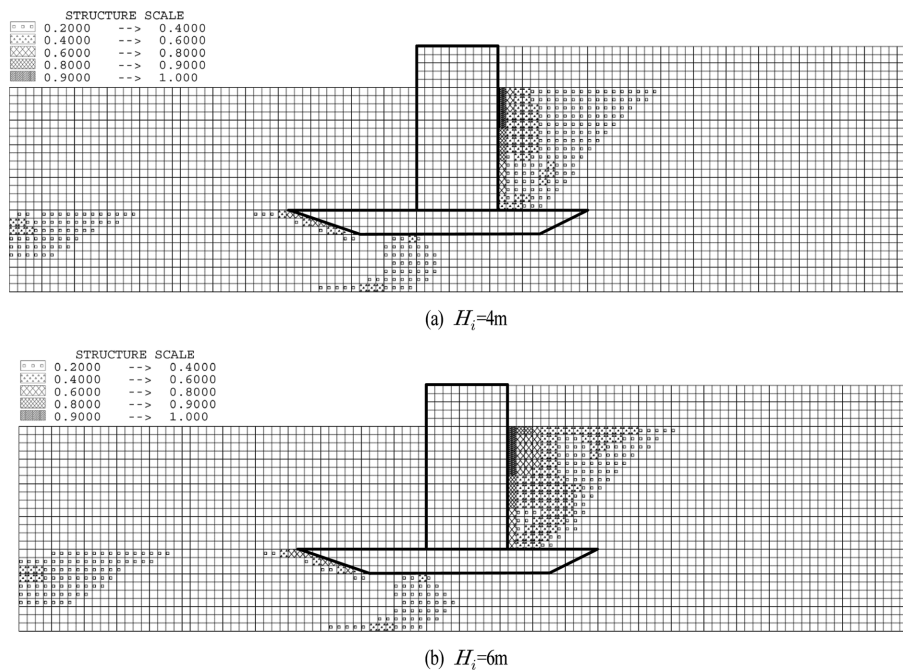


Fig. 19. Final distributions of maximum excess pore water pressure ratio.

장 큰 최대과잉간극수압비를 나타내고, 우측 수평으로 이격될수록 감소하는 경향을 나타낸다. 다음으로는 직립호안 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서 큰 값을 나타낸다. 사석마운드부의 후면보다 전면에 다소 큰 최대과잉간극수압비를 볼 수 있고,  $H_i=6\text{ m}$ 의 경우 직립호안의 전면에서 대략 40 m 떨어진 해저지반내에서도 작은

값의 분포를 확인할 수 있으며, 이는 연직깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타낸다.

#### 4. 결 론

본 연구에서는 직립호안에 단과작용에 의한 구조물의 동적

거동 및 주변 지반내에서 동적응답을 수치적으로 검토하기 위하여 수위차를 이용하여 단파를 발생시키고, 2차원수치파동수로인 2D-NIT(Lee et al., 2013)모델을 적용하여 단파의 전파 및 직립호안과의 상호작용을 해석하여 해저지반표면 및 구조물표면에 작용하는 동과압을 산정하고, 이 결과를 FLIP(Iai et al., 1992a, 1992b)모델에 적용하여 직립호안의 동적거동, 지반의 동적응답인 유효응력경로와 과잉간극수압비 등을 검토하였다. 이상으로부터 도출된 중요한 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 직립호안 바로 배면의 정수위선 근방에서 가장 큰 과잉간극수압비를 나타내고, 직립호안 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서도 다소 큰 과잉간극수압비를 나타내며, 또한 직립호안 후면보다 전면의 사석마운드부하에서 약간의 과잉간극수압비를 나타낸다. 이러한 결과는 일반적으로 입사파고가 클수록, 또한 지반내 연직깊이가 얕을수록 증가하는 경향을 보이며, 특히 직립호안의 동적거동과 밀접한 관계를 가지는 것으로 판단된다.

(2) 직립호안 바로 배면에서 유효응력은 거의 0까지 감소하고, 유효응력경로는 Mohr-Coulomb의 파괴선에 근접하므로 지반이 거의 액상화에 도달한 것으로 판정할 수 있지만, 다른 지점들에서는 Mohr-Coulomb의 파괴선에서 다소 이격되어 있기 때문에 액상화에 대해서는 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다.

이상에서 논의된 2D-NIT모델과 FLIP모델에 의한 본 논문의 타당성은 기존의 수리실험과의 비교로부터 검증되었지만, 향후 수리모형실험을 수행하여 보다 심층적으로 결과의 타당성을 검토하고자 한다.

## 감사의 글

이 연구는 해양수산부/한국해양과학기술진흥원의 연구과제(PJT200538)로 수행된 연구임.

## References

- CDIT(2001). Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, 12, Japan.
- 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.
- 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.
- 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*, JSSMFE, 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*, JSSMFE, 32(2), 16-20.
- Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984). Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, *Soils and Foundations*, JSSMFE, 24(3), 85-10.
- 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. and Hsu, J.R.C. (1996). Wave-induced soil response in a nearly saturated seabed of finite thickness, *Geotechnique*, 46(3), 427-440.
- Jeng, D.S. and Seymour, B.R. (2007). Simplified analytical approximation for pore-water pressure buildup in marine sediments, *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, ASCE, 133, 309-312.
- 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.
- 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 Eng. J. of the SEAGS & AGSSEA*, 41(4).
- Kang, G.C., Yun, S.K., Kim, T.H. and Kim, D.S. (2013). Numerical analysis on settlement behavior of seabed sand-coastal structure subjected to wave loads, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 25(1), 20-27.
- 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.
- Ko, H.Y. (1988). Summary of the state-of-the-art in centrifuge model testing, *Centrifuges in Soil Mechanics*, Craig W.H., James R.G. & Schofield A.N. eds., Balkema, Rotterdam, 11-18.
- Li, J. and Jeng, D.S. (2008). Response of a porous seabed around breakwater heads, *Ocean Eng.*, 35, 864-886.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014a). Numerical simulation on seabed-structure dynamic responses due to the interaction between waves, seabed and coastal structure, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 26(1), 49-64.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014b). Numerical simulation of dynamic response of seabed and structure due to the interaction among seabed, composite breakwater and irregular waves(1), *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 26(3), 160-173.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014c). Numerical simulation of dynamic response of seabed and structure due to the interaction among seabed, composite breakwater and irregular waves(2), *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 26(3), 174-183.
- Lee, K.H., Kim, C.H., Kim, D.S., Yeh, H. and Hwang, Y.T. (2009a). Numerical analysis of runup and wave force acting on coastal revetment and onshore structure due to tsunami, *J. of*

- Korean Society of Civil Engineers, KSCE, 29(3B), 289-301.
- Lee, K.H., Kim, C.H., Kim, D.S. and Hwang, Y.T. (2009b). Numerical analysis of wave transformation of bore in 2-dimensional water channel and resultant wave loads acting on 2-dimensional vertical structure, *J. of Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, 29(5B), 473-482.
- Lee, K.H., Kim, C.H., Hwang, Y.T. and Kim, D.S. (2008a). Applicability of CADMAS-SURF code for the variation of water level and velocity due to bores, *J. of Ocean Eng. and Technology*, KSOE, 22(5), 52-60.
- Lee, K.H., Kim, D.S. and Yeh, H. (2008b). Characteristics of water level and velocity changes due to the propagation of bore, *J. of Korean Society of Civil Engineers*, KSCE, 28(5B), 575-589.
- 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, *J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 25(3), 128-137.
- Lee, K.L. and Focht, J.A.(1975). Liquefaction potential of Ekofisk Tank in North Sea, *J. of the Geotechnical Eng. Division*, ASCE, 100, 1-18.
- 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.
- Miyake, T.(2014). A study on the tsunami disaster mechanism on coastal structures due to instability of rubble mound and seabed ground and its countermeasure, Doctoral Thesis, Nagoya Institute of Technology.
- Miyake, T., Sumida, H., Maeda, K., Sakai, H., and Imase, T. (2009). Development of centrifuge modelling for tsunami and its application to stability of a caisson-type breakwater, *J. of Civil Eng. in the Ocean*, 25, 87-92.
- Miyamoto, J., Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2004). Progressive solidification of a liquefied sand layer during continued wave loading, *Geotechnique*, 54(10), 617-629.
- Norio, O., Ye, T., Kajitani, Y., Shi, P., Tatano, H. (2011). The 2011 eastern Japan great earthquake disaster: overview and comments. *Intl. J. of Disaster Risk Science*, 2(1), 34-42.
- Okusa, S. (1985). Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments, *Geotechnique*, 32(3), 235-247.
- 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.
- Rahman, M. S., Seed, H. B. and Booker, J. R.(1977). Pore pressure development under offshore gravity structures, *J. of the Geotechnical Eng. Division*, ASCE, 103, 1419-1436.
- 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.
- 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.
- 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 poroelastoplastic beds to standing waves, *Soil and Foundations*, JSSMFE, 35(3), 31-42.
- Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2002). The mechanics of scour in the marine environment, World Scientific.
- Tonkin, S., H. Yeh, F. Kato, and S. Sato (2003). Tsunami scour around a cylinder, *J. of Fluid Mech.*, 496, 165-192.
- Tsai, C.P. and Lee, T.L. (1995). Standing wave induced pore pressures in a porous seabed, *Ocean Eng.*, 22(6), 505-517.
- 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., Sillmeijer, 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.
- Yeh, H. and Mason, H.B. (2014). Sediment response to tsunami loading : mechanisms and estimates, *Geotechnique*, 64(2), 131-143.
- Young, Y.L., White, J.A., Xiao, H., Borja, R.I., 2009. Liquefaction potential of coastal slopes induced by solitary waves. *Acta Geotechnica*, 4(1), 17-34.
- 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.

---

Received 5 February, 2015

Revised 16 February, 2015

Accepted 25 February, 2015