

케이슨 방파제 바닥판 단부 지지력 저감방안에 대한 고찰

Consideration on Ways to Reduce a Edge Pressure at Bottom Plate of Caisson Breakwaters

박우선* · 이병욱**

Woo-Sun Park* and Byeong Wook Lee**

요지 : 본 연구에서는 케이슨 방파제 바닥판 단부 지지력 저감방안에 대해서 고찰하였다. 단부 지지력에 영향을 미치는 핵심변수로 설치수심, 마루높이, 설계파고 및 주기, 방파제 상부구조의 무게중심 위치 등을 선정하여, 이 핵심변수의 변화에 따라 단부 지지력이 어떻게 변하는지를 해석적으로 살펴보았다. 설계파력은 설계기준에서 제시하고 있는 파력식을 적용하여 산정하였으며, 설계파력에 대해 활동과 전도에 대해 안전율 1.2를 갖도록 상부구조 안정중량과 케이슨 최소 폭을 결정하여 적용하였다. 해석결과, 단부 지지력은 수심 증가에 따라 빠르게 증가하여, 일정 수심 이상(해석조건 내에서는 20 m)이 되면 허용지반지지력을 상회할 수 있고, 마루높이가 증가하면 단부 지지력이 완만히 선형적으로 증가하지만, 파고와 주기의 증가에 따라서는 감소함을 확인하였다. 또한, 이러한 단부 지지력은 상부구조 무게중심을 외해측으로 이동시켜 상당 수준 완화(해석조건 내에서는 케이슨 폭의 5% 이동시키면 20% 이상 저감 가능)시킬 수 있음을 확인하였다. 이번 해석결과와 최근에 수행된 연구결과에 기초하여 설계 시 사용할 수 있는 단부 지지력 저감방안을 제시하고 그 적용성을 평가하였다.

핵심용어 : 항만, 케이슨식 방파제, 단부 지지력, 허용지반지지력, Goda 설계파압분포

Abstract : In this study, ways to reduce the edge pressure at the bottom plate of the caisson breakwater were considered. The water depth, freeboard, design wave height and period, and the location of the center of gravity on the super-structure of the breakwater were selected as key design variables that influence the edge pressure, and analyzed how the edge pressure changes according to the change of this key variables. The pressure distribution formulae suggested in the design standard was applied for the calculation of design wave forces. Based on the wave forces, the required effective self-weight of the super-structure and the minimum width of the caisson were determined to have a safety factor of 1.2 against sliding and overturning. From the results, it was found that the edge pressure rapidly increased as the water depth increased, and could exceed the allowable bearing capacity when it reached a certain water depth which is 20 m within the analysis conditions. It was also confirmed that the edge pressure gradually increased linearly as the freeboard increased, but decreased with the increase of the wave height and period. This edge pressure could be significantly reduced up to more than 20% by moving the center of gravity of the super-structure to the seaside, which is 5% of the caisson width. Based on the analysis results and the recently conducted research results, a method was proposed to reduce the edge pressure that can be used in the design.

Keywords : harbor, caisson breakwater, edge pressure, allowable bearing capacity. Goda's pressure distribution formulae

1. 서 론

해양수산부는 1997년 1차 신항만건설기본계획에 이어 2019년에 2차 신항만건설기본계획을 수립하였다(MOF, 2019). 1차 때 지정된 부산 신항, 광양항 등 10개의 신항만에 제주신항과 동해신항을 추가하여 총 12개 항만을 신항만으로 지정하여 우리나라 항만 경쟁력 제고와 국가산업 지원기능 강화

를 위한 항만개발을 추진하고 있다. 이와 더불어 올해 노후, 유후 항만과 그 주변지역의 효율적인 개발과 이용을 위해 제3차 항만개발기본계획(2021~2030)을 수립하고 있어(MOF, 2020), 어느 때 보다 미래 항만 모습에 대한 기대가 높아지고 있다.

케이슨 공법은 이 신항만개발에 결정적으로 기여했다고 할 수 있다. 특히, 수심이 깊은 해역에의 방파제, 대형 컨테이너

*한국해양과학기술원 연안개발·에너지연구센터 책임연구원(Corresponding author: Woo-Sun Park, Principal Research Scientist, Coastal Development and Ocean Energy Research Center, Korea Institute of Ocean Science and Technology, Busan 49111, Korea, Tel: +82-51-664-3510, wspark@kiost.ac.kr)

**한국농어촌공사 농어촌연구원 주임연구원(Researcher, Rural Research Institute, Korea Rural Community Corporation)

선 접안을 위한 안벽 등의 건설에 효율적으로 적용이 가능하기 때문에 새로이 지정된 제주신항과 동해신항과 부산항 제2신항 등 항후 신항만개발에도 활용가능성이 매우 높다고 할 수 있다. 최근, 인접 케이슨을 쇄석을 이용하여 인터로킹시킴으로써 구조물의 안정성을 높인 신공법이 개발되어 항후 신항만 건설과 항만 재개발에의 케이슨공법 활용이 더욱 기대되고 있다(Park et al., 2018, 2020).

일반적으로 케이슨의 폭은 활동에 대한 안전율에 의해 결정되는데, 이 폭을 적용하였을 때, 설치 수심이 증가될수록 단부 지지력이 커져, 수심이 어느 정도 이상이 되면 허용지반 지지력 500 kN/m^2 (또는 600 kN/m^2)을 초과하게 된다. 이 경우, 케이슨 폭을 넓혀서 단부 지지력이 허용지지력 내에 들도록 설계하는 것이 일반적이다(BSI, 1986; MOF, 2017; Lee et al., 2018). 선박의 대형화에 따른 항만입지 수심의 증가로 단부 지지력의 영향이 케이슨 폭 결정에 더욱 중요하게 되었다. 따라서, 경제적인 설계를 위해서는 효율적으로 단부 지지력을 저감하는 방안의 마련이 필요하다.

본 연구에서는 케이슨 방파제 바닥판 단부에서의 지지력 (Fig. 1에 타원으로 표시)을 효율적으로 저감할 수 있는 방안

에 대해서 살펴보았다. 활동과 전도에 대해서 최소 1.2의 안전율을 갖도록 하는 조건에서 수심, 파고, 주기 등 주요 환경변수와 마루높이, 상부구조 무게중심 위치 등 주요 설계변수의 변화에 따른 단부 지지력 변화를 살펴보고, 그 결과를 바탕으로 단부 지지력을 저감하여 케이슨 폭을 줄이는 방안에 대해서 고찰하였다.

2. 지반지지력 산정

파력을 받는 케이슨 방파제 바닥판 단부에서의 지지력은 Fig. 2에 보인 바와 같은 힘의 평형도로부터 산정할 수 있다. 즉, 연직방향 힘과 회전중심 O_h 에 대한 모멘트 합이 영이라는 평형식으로부터 아래 두 개의 관계식을 얻을 수 있으며,

$$-W_e + F_V + R_V = 0 \quad (1)$$

$$-F_H \cdot t_{F_H} - F_V \cdot t_{F_V} - R_V \cdot t_{R_V} + W_e \cdot t_{W_e} = 0 \quad (2)$$

이로부터, 지반반력 R_V 와 작용점의 위치 t_{R_V} 를 계산할 수 있다. 즉,

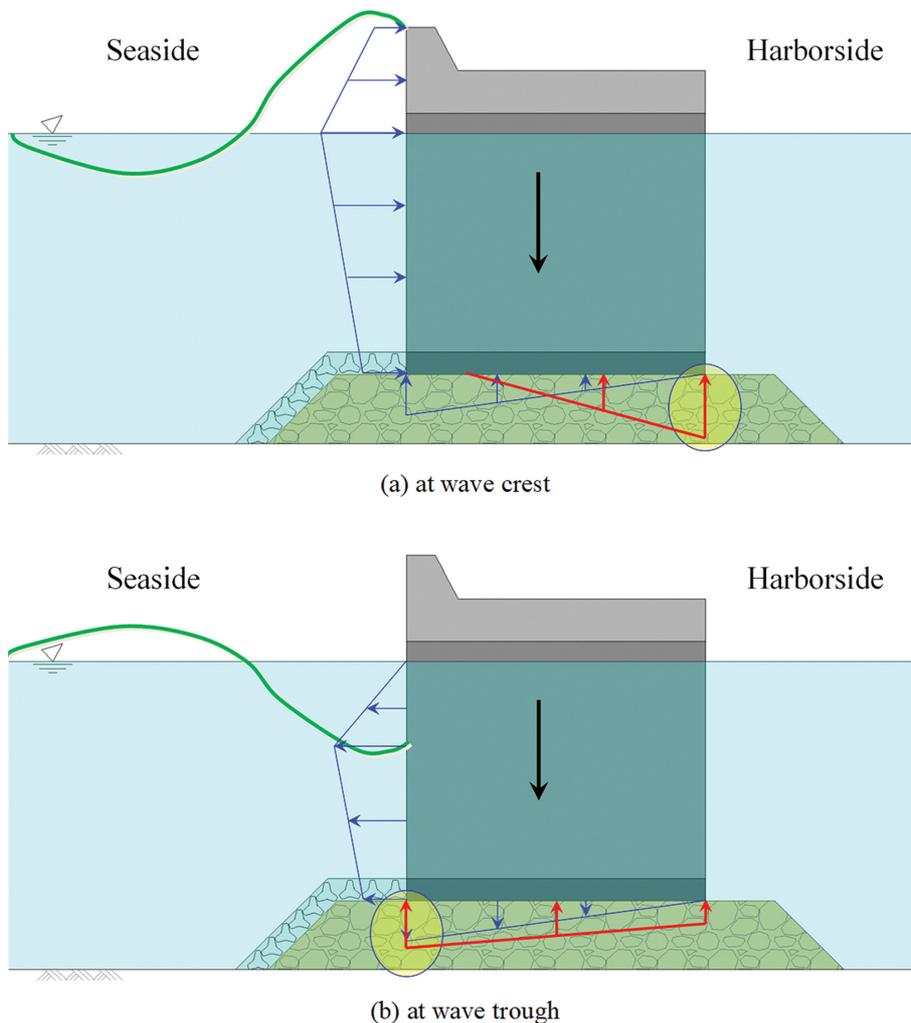


Fig. 1. Schematic diagram for bearing pressure distributions of the caisson breakwater.

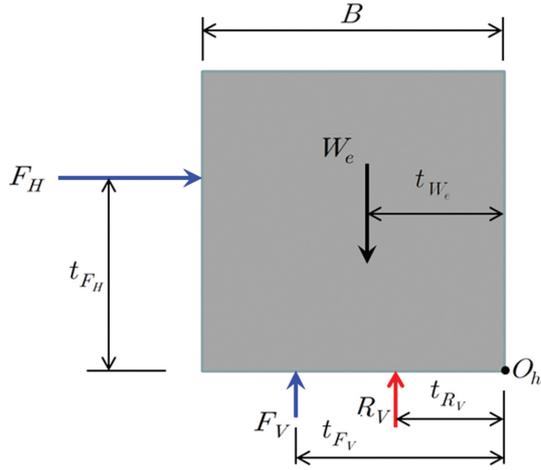


Fig. 2. Force equilibrium diagram for a caisson breakwater.

$$R_V = W_e - F_V \quad (3)$$

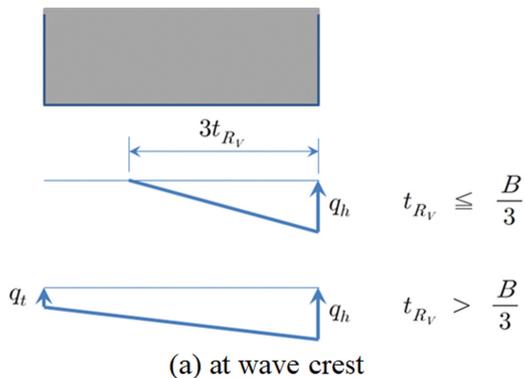
$$t_{R_V} = \frac{W_e \cdot t_{W_e} - F_{F_H} \cdot t_{F_H} - F_V \cdot t_{F_V}}{W_e - F_V} \quad (4)$$

여기서, F_H = 수평과력, F_V = 연직과력, W_e = 방파제 상부구조의 유효자중, t_{F_H} = 케이스는 바닥으로부터 수평과력 작용점까지 거리, t_{F_V} = 케이스는 뒷면으로부터 연직과력 작용점까지의 거리, t_{W_e} = 케이스는 뒷면으로부터 유효자중 작용점까지의 거리를 나타낸다.

지반반력 R_V 는 케이스는 바닥면에 선형적으로 분포하는 지지력의 합력으로, 그 작용점의 위치에 따라 지지력 분포형상이 구분된다. Fig. 3에 설계과의 파봉이 작용할 때와 파곡이 작용할 때의 지지력 분포형상을 t_{R_V} 에 따라 제시하였다. 단부에서의 지지력 q_h 와 q_t 는 작용점이 t_{R_V} 인 지반반력 R_V 와 등가가 되는 조건식인 연직방향 합력과 모멘트에 대한 평형식으로부터 계산할 수 있다.

파봉 시, 삼각형 분포를 보이는 경우($t_{R_V} \leq B/3$)의 단부 지지력 q_h 와 q_t 는 다음과 같이 계산되며,

$$q_h = \frac{2R_V}{3t_{R_V}} \quad (5)$$



$$q_t = 0 \quad (6)$$

사다리꼴 분포를 보이는 경우($t_{R_V} > B/3$)의 단부 지지력 q_h 와 q_t 는 다음과 같이 구해진다.

$$q_h = \frac{4R_V}{B} - \frac{6R_V \cdot t_{R_V}}{B^2} \quad (7)$$

$$q_t = \frac{6R_V \cdot t_{R_V}}{B^2} - \frac{2R_V}{B} \quad (8)$$

파곡 시, 삼각형 분포를 보이는 경우($B - t_{R_V} \leq B/3$)의 단부 지지력 q_h 와 q_t 는 다음과 같이 계산되며,

$$q_h = 0 \quad (9)$$

$$q_t = \frac{2R_V}{3(B - t_{R_V})} \quad (10)$$

사다리꼴 분포를 보이는 경우($B - t_{R_V} > B/3$)의 단부 지지력 q_h 와 q_t 는 다음과 같이 구해진다.

$$q_h = \frac{4R_V}{B} - \frac{6R_V \cdot t_{R_V}}{B^2} \quad (11)$$

$$q_t = \frac{6R_V \cdot t_{R_V}}{B^2} - \frac{2R_V}{B} \quad (12)$$

일반적으로 단부에서의 지지력은 설계과 파봉이 작용할 때는 식(5)와 (7)로부터, 파곡이 작용할 때는 식(10)과 (12)로부터 계산할 수 있다.

설계과 작용 시의 수평과력 F_H 와 연직과력 F_V , 그리고 그 작용점의 위치는 설계기준 KDS 64 10 10에 제시된 파압분포식에 의거하여 결정할 수 있다(MOF, 2017; Goda, 2010). 해석에 적용한 파봉 시 설계파압 분포식은 다음과 같다(Fig. 4 참조).

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos\beta)\lambda_1 H_D \quad (13)$$

$$p_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)(\alpha_1 \lambda_1 + \alpha_2 \lambda_2 \cos^2\beta)\rho_0 g H_D \quad (14)$$

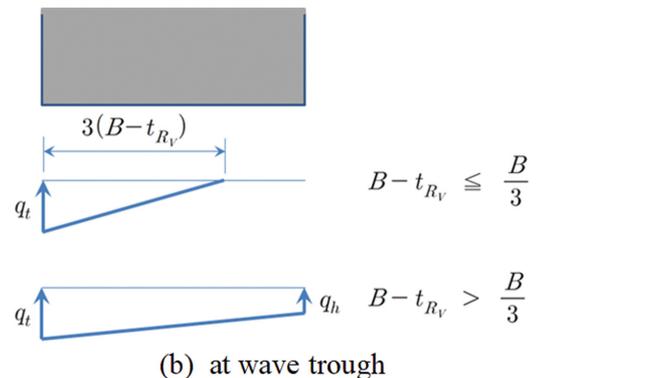


Fig. 3. Bearing pressure distributions on the rubble mound of caisson breakwaters.

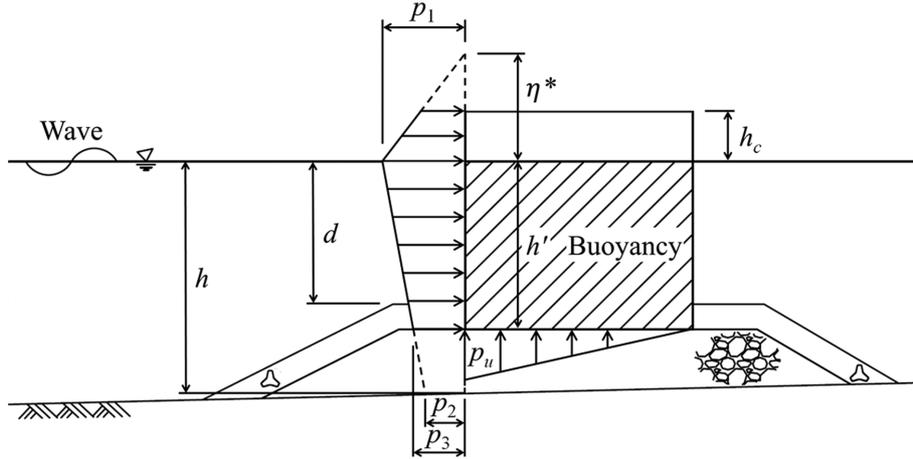


Fig. 4. Design pressure distribution at the wave crest.

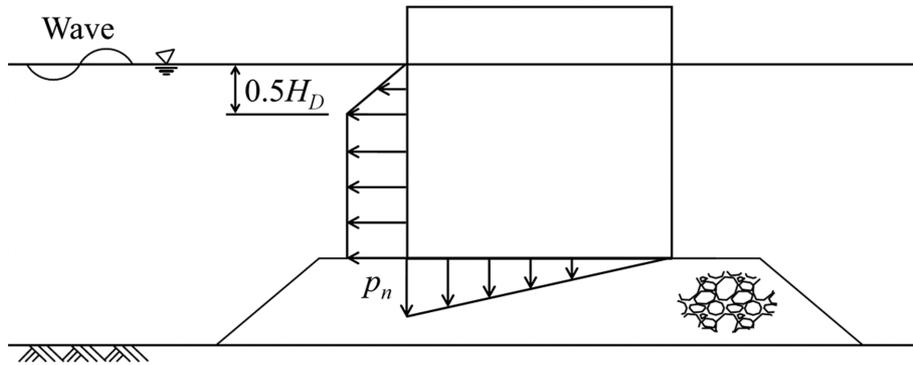


Fig. 5. Design pressure distribution at the wave trough.

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \tag{15}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \tag{16}$$

$$p_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_0gH_D \tag{17}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right]^2 \tag{18}$$

$$\alpha_2 = \min\left[\frac{h_b - d(H_D/d)^2}{3h_b}, \frac{2d}{H_D}\right] \tag{19}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h}{h}\left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right] \tag{20}$$

나타낸다.

파곡 시는 다음과 같다(Fig. 5 참조).

$$p_n = 0.5\rho_0gH_D \tag{21}$$

여기서, p_n = 균일파압 부분에 있어서 파압 강도이다.

요구되는 최소 방파제 상부구조의 유효자중 W_e 는 활동 안정성과 전도 안정성이 1.2를 보이는 자중 중에서 큰 자중으로 결정된다.

$$W_e^S = \frac{1.2F_H}{\mu} + F_V \tag{22}$$

$$W_e^O = \frac{1.2(F_H \cdot t_{F_H} + F_V \cdot t_{F_V})}{t_{W_e}} \tag{23}$$

$$W_e = \max(W_e^S, W_e^O) \tag{24}$$

여기서, ρ_0 = 해수의 밀도, g = 중력가속도, $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ = 파압의 보정계수(표준 1.0), h_b = 직립벽 전면에서 외해(심해측)로 유의파고의 5배 만큼 떨어진 지점의 수심, H_D = 설계계산에 쓰이는 파고, L = 수심 h 에서의 설계계산에 쓰이는 파장, β = 파의 주방향에서 직립벽에 직각이 되는 방향으로 15°만큼 회전시킨 방향이 직립벽에 직각인 선과 이루는 각도(°)로 15° 미만인 경우는 $\beta = 0^\circ$ 적용, $\min(a, b) = a$ 또는 b 중 작은 값을

여기서, W_e^S 는 활동 안전증량, W_e^O 는 전도 안전증량을 나타내며, $\max(a, b)$ 는 a 와 b 값 중 큰 값을 의미한다.

케이슨 폭 B 는 안전율 1.2를 만족하는 케이슨 최소폭으로 정의할 수 있다. 즉, 식(24)의 유효자중을 만족하는 최소폭이라 할 수 있다. 이는 Fig. 6과 같이 케이슨 방파제 각 위치에서의 단위증량을 가정하여 결정할 수 있다(Goda, 2010).

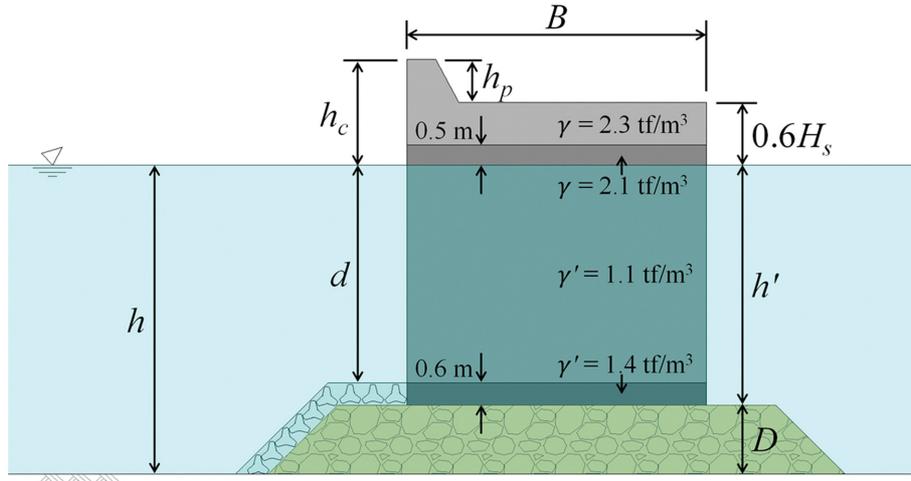


Fig. 6. Assumption for weight densities for each structural parts of the upright section.

본 연구에서는 수중 케이슨 바닥판은 철근콘크리트 구조이므로 1.4 tf/m^3 , 수중 모래로 채워진 케이슨 셀은 철근콘크리트와 100% 포화된 모래의 혼합체이므로 1.1 tf/m^3 , 수상 모래로 채워진 케이슨 셀은 2.1 tf/m^3 , 상치콘크리트와 패러핏은 무근 콘크리트이므로 2.3 tf/m^3 으로 설정하였으며, 패러핏은 일부만 설치되므로 상치 콘크리트 폭의 1/6로 가정하였다.

3. 결과 분석

3.1 설계변수 및 해석범위

케이슨 방파제 바닥판 단부에서의 지지력은 케이슨의 자중, 이를 결정하는 설계파력, 월파 제어를 위한 마루높이, 설치수심 등 다양한 설계변수에 복합적으로 영향을 받는다. 연구의 효율을 위하여 Table 1에 보인 바와 같이 케이슨 방파제 설계에서 중요하게 취급되는 설계변수들을 선정하여, 각각의 범위를 설정하고, 각 변수 값을 변화시키며 해석을 실시하였다.

수심은 케이슨이 효율적으로 적용 가능한 10~30 m로 하였으며, 설계파고는 우리나라 해역의 50년 설계파를 감안하여 유의파고 5~12 m, 유의주기 8초~25초로 설정하였다. 마루높이는 월파를 허용하는 $0.6H_s$ 에서 허용하지 않는 $1.25H_s$ 로 하

였으며, 사석마운드의 높이 D 는 해석에 사용한 수심조건에서는 쇄파가 발생하지 않는 조건 이내인 4 m로 고정하였다.

3.2 해석결과 및 토의

3.2.1 상부구조 무게중심의 영향

케이슨 방파제 상부구조의 무게중심 위치가 바닥판 단부에서의 지지력에 미치는 영향을 살펴보기 위하여, 케이슨 항내 측벽으로부터 무게중심 위치까지 거리 t_{we} 가 케이슨 중앙에서 케이슨 폭 B 의 $\pm 5\%$ 사이에서 변할 때에 대한 해석을 실시하였다. 설계파는 유의파고 H_s 는 8.0 m, 유의주기 T_s 는 15 초로 설정하였으며, 마루높이 h_c 는 월파를 허용하는 조건인 $0.6H_s$, 허용지반지지력 q_{ia} 는 넓은 케이슨인 경우 적용하는 600 kN/m^2 으로 설정하였다.

무게 중심 위치변화에 따른 단부 지지력을 나타낸 Fig. 7을 보면, 무게중심이 외해측으로 이동할수록 단부 지지력이 감소함을 알 수 있으며, 수심이 깊어지면 단부 지지력이 증가함을 알 수 있다. 계산한 조건 내에서 수심 15 m인 경우는 단부 지지력이 허용지반지지력(q_{ia})을 초과하지 않으나 수심

Table 1. Design variables and its analysis ranges

Design variables	Analysis range	Design value
Water depth, h	10 m~30 m	20 m
Relative water depth, h/L_s	0.069~0.138	0.101
Significant wave height, H_s	5 m~12 m	8 m
Wave steepness, H_s/L_s	0.025~0.061	0.0405
Significant wave period, T_s	8 s~25 s	15 s
Relative water depth, h/gT_s^2	0.003~0.032	0.009
Freeboard, h_c	0.6~1.25	0.6
Relative freeboard, h_c/H_s	0.6~1.25	0.6
Rubble mound height, D	4 m	4 m
Relative rubble mound height, D/h	0.133~0.4	0.2

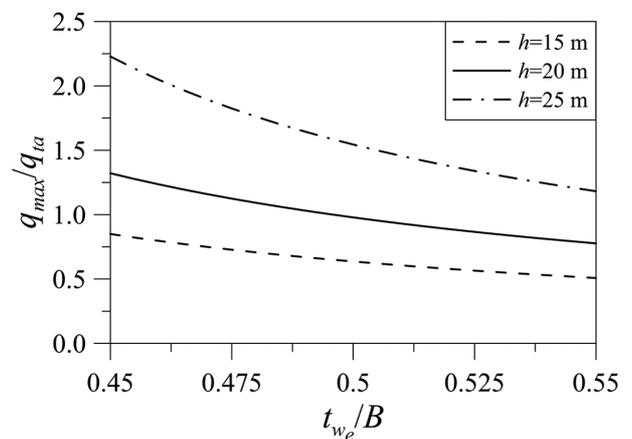


Fig. 7. Edge pressure q_{max}/q_{ia} with respect to the change of the gravity center of the upright section t_{we}/B .

25 m인 조건에서는 허용지반지지력을 전부 초과하였다. 수심 20 m에서는 무게중심을 항외측으로 이동시키면 초과하지 않게 됨을 알 수 있다. 즉, 항외측으로 0.05B만큼 이동시키면 단부 지지력을 20% 이상 감소시킬 수 있다. 이 결과는 무게 중심의 위치를 항외측으로 위치시키는 것이 케이슨 폭 최소화에 유리하다는 것을 나타내는 것으로, 케이슨 방파제 설계 시, 가능하면 무게중심을 항외측으로 두려고 하는 것이 이에 근거한다.

단부 지지력이 허용지반지지력을 초과한다는 것은 케이슨의 폭이 활동 또는 전도가 아니라 허용지반지지력에 의하여 결정이 된다는 것이다. 따라서, 이는 더 넓은 케이슨 폭을 요구하게 되고, 결국 케이슨 셸 일부가 모래 등의 채움재가 아닌 물로 채워질 수 있다는 것을 의미한다. 이는 상부구조 무게중심에 변화를 줄 수 있는 측면에서 중요할 수 있다. 즉, 물로 채워지는 셸을 항내측에 위치시키면 케이슨 폭 확장 정도를 어느 정도 줄일 수 있다.

3.2.2 수심의 영향

케이슨 방파제 설치수심이 단부 지지력에 미치는 영향을 살펴보기 위하여, 수심 10 m~30 m까지 변할 때에 대한 해석을 실시하였다. 설계파는 유의파고 H_s 는 8.0 m, 유의주기 T_s 는 15초로 설정하였으며, 마루높이 h_c 는 월파를 허용하는 조건인 $0.6H_s$, 허용지반지지력 q_{ta} 는 넓은 케이슨인 경우 적용하는 600 kN/m^2 으로 설정하였다.

Fig. 8에 수심을 유의파의 파장 L_s 로 무차원한 상대수심 h/L_s 의 변화에 따라 단부 지지력 변화를 나타내었다. 그림을 보면, 설치수심이 깊어질수록 단부 지지력이 빠르게 증가함을 알 수 있으며, 상부구조 무게중심이 외해측으로 이동할수록 단부 지지력이 감소하는 것을 알 수 있다. 수심 증가에 단부 지지력이 빠르게 반응하는 것은 요구되는 케이슨 최소폭 B 가 수심이 증가에 따라 감소하기 때문이다. 즉, 수심이 증가에 따른 파력의 증가는 완만하나 자중의 증가는 증가수심에

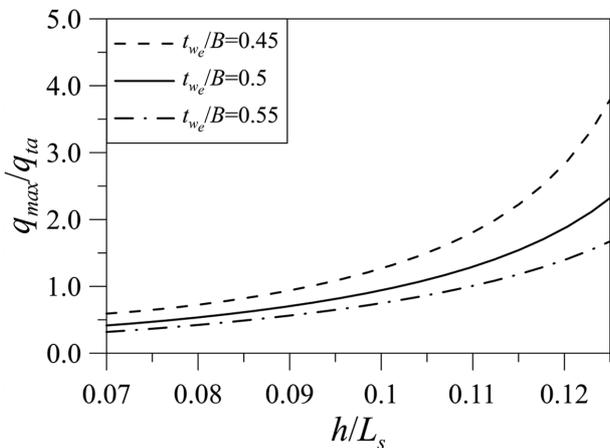


Fig. 8. Edge pressure q_{max}/q_{ta} with respect to the change of the relative water depth h/L_s .

비례하기 때문에 파력보다 마찰저항력이 더 빠르게 증가하기 때문이다.

상부구조 무게중심이 케이슨 중앙에 있을 경우, 상대수심 h/L_s 이 0.11보다 작으면 활동에 의하여 케이슨 폭이 결정되고, 이를 초과하면 q_{max}/q_{ta} 가 1.0보다 커져 허용지반지지력에 의하여 케이슨 폭이 결정됨을 알 수 있다. 무게중심을 외해측으로 케이슨 폭의 5% 이동시키면 q_{max}/q_{ta} 가 1.0을 초과하는 무차원 수심은 0.12 부근으로 깊어지고, 내해측으로 케이슨 폭의 5% 이동시키면 0.1 부근으로 낮아짐을 알 수 있다.

3.2.3 마루높이의 영향

케이슨 방파제 마루높이가 단부 지지력에 미치는 영향을 살펴보기 위하여, 마루높이가 유의파고 H_s 의 0.6~1.25배까지 변할 때에 대한 해석을 실시하였다. 설계파는 유의파고 H_s 가 8.0 m, 유의주기 T_s 가 15초인 불규칙파로 설정하였으며, 수심 h 는 20 m, 허용지반지지력 q_{ta} 는 넓은 케이슨인 경우 적용하는 600 kN/m^2 으로 설정하였다.

상대 마루높이 h_c/H_s 에 따른 단부 지지력 q_{max}/q_{ta} 을 나타낸 Fig. 9을 보면, 마루높이가 증가함에 따라 단부 지지력이 완만히 선형적으로 증가함을 알 수 있으며, 상부구조 무게중심이 외해측으로 이동할수록 단부 지지력이 감소함을 알 수 있다. 마루높이 증가에 따라 단부 지지력이 서서히 증가하는 것은 파력과 패러핏 자중 증가가 선형적으로 천천히 증가하여 케이슨 폭도 유사하게 증가되기 때문이다.

3.2.4 설계파고의 영향

케이슨 방파제 설계파고 변화가 단부 지지력에 미치는 영향을 살펴보기 위하여, 설계 유의파고 H_s 가 5 m~12 m까지 변할 때에 대한 해석을 실시하였다. 설계파 유의주기 T_s 는 15 초로 고정하였으며, 수심 h 는 20 m, 마루높이 h_c 는 월파를 허용하는 조건인 $0.6H_s$, 허용지반지지력 q_{ta} 는 넓은 케이슨인 경우 적용하는 600 kN/m^2 으로 설정하였다.

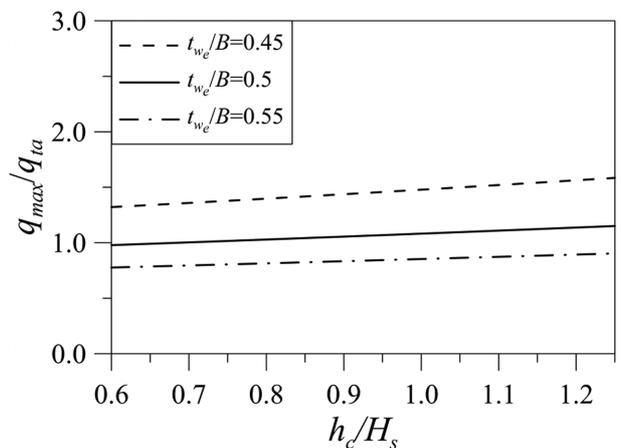


Fig. 9. Edge pressure q_{max}/q_{ta} with respect to the change of the relative freeboard h_c/H_s .

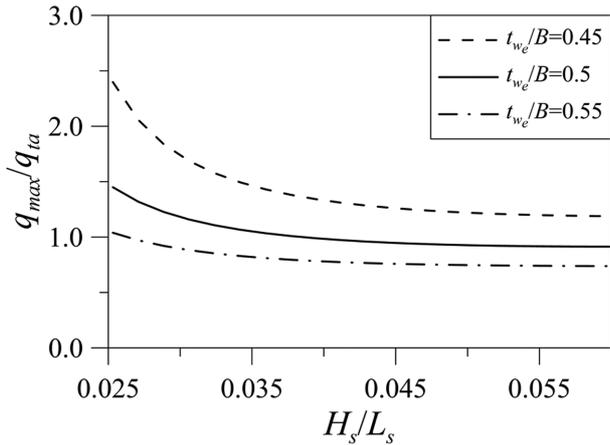


Fig. 10. Edge pressure q_{max}/q_{0a} with respect to the change of wave steepness H_s/L_s .

Fig. 10을 보면, 설계 유의파고가 증가하여 파형경사가 급해짐에 따라 단부 지지력이 빠르게 감소한 후, H_s/L_s 가 0.035보다 큰 영역에서는 완만히 선형적으로 감소함을 알 수 있으며, 상부구조 무게중심이 외해측으로 이동할수록 단부 지지력이 감소함을 알 수 있다. 파고가 낮을 때 빠르게 감소한 원인은 수평파력이 빠르게 증가하여 케이슨 폭 B 가 빠르게 증가한 것이 주 원인이고, 파고에 선형적으로 증가한 작용점의 높이가 영향을 주었다. 즉, 파형경사 H_s/L_s 가 0.025(유의파고 5 m)에서의 수평파력은 1,392 kN/m이며, H_s/L_s 가 0.035(유의파고 7 m)에서는 2,080 kN/m, 그리고 H_s/L_s 가 0.061(유의파고 12 m)에서는 4,275 kN/m이고, 이에 상응하는 작용점 높이는 각각 9.18 m, 9.58 m, 10.60 m이다.

3.2.5 설계주기의 영향

케이슨 방파제 설계파 주기 변화가 단부 지지력에 미치는 영향을 살펴보기 위하여, 설계파 유의주기 T_s 가 8초~25초까지 변할 때에 대한 해석을 실시하였다. 설계 유의파고 H_s 는 8 m로 고정하였으며, 수심 h 는 20 m, 마루높이 h_c 는 월파를 허용하는 조건인 $0.6H_s$, 허용지반지지력 q_{0a} 는 넓은 케이슨인 경우 적용하는 600 kN/m^2 으로 설정하였다.

Fig. 11을 보면, 설계파 유의주기가 증가함에 따라 단부 지지력이 빠르게 감소한 후 상대수심 h/gT_s^2 가 0.015보다 작은 영역에서는 완만히 선형적으로 감소함을 알 수 있으며, 상부구조 무게중심이 외해측으로 이동할수록 단부 지지력이 감소함을 알 수 있다. 짧은 주기대(h/gT_s^2 가 0.02보다 큰 영역)에서 빠르게 감소한 원인은 수평파력의 작용점이 빠르게 낮아졌기 때문이다. 즉, 8초에서의 수평파력 작용점의 위치는 케이슨 바닥으로부터 10.47 m이며, 12초에서는 9.94 m, 그리고 24초에서는 9.63 m이다. 무게중심이 내해측에 있는 경우의 결과에서 변곡점을 발견할 수 있는데, 이는 안전율 1.2를 주는 케이슨 폭의 결정에 관계되어 발생한 것이다. 즉, 케이슨 폭이 h/gT_s^2 가 0.025보다 작은 경우는 활동에 의해, 이보다 큰

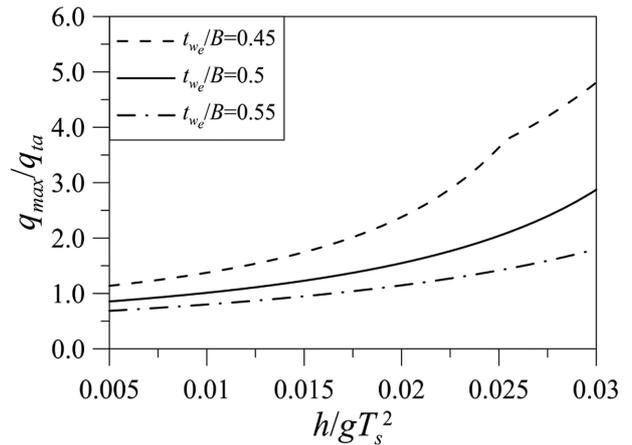


Fig. 11. Edge pressure q_{max}/q_{0a} with respect to the change of the relative water depth h/gT_s^2 .

경우에는 전도에 의해 결정되기 때문이다.

3.3 단부 지지력 저감 방안

일반적으로 단부 지지력은 방파제 자중에 의한 정적인 성분과 수평파력에 의한 동적인 성분으로 구분된다. 이 두 성분이 병합되어 단부 지지력이 결정되는데, 가장 이상적인 것은 바닥판에 균일하게 지지력이 형성되게 설계하는 것이다. 실제로는 균일하게 하는 것이 불가능하므로 단부 지지력이 최소화되게 설계하는 것이 필요하다. 이러한 관점에서 앞서 제시한 해석결과와 최근 수행한 연구 경험에 기초하여 케이슨 방파제 바닥판 단부 지지력 저감방안에 대한 고찰결과를 정리하면 다음과 같다.

첫째, 상부구조 무게중심을 중앙에서 외해측에 위치하도록 설계한다. 그 방법으로는 ① 케이슨의 항내측 하단에 굽을 두는 방법, ② 항내측에 유수실을 두는 방법, ③ 슬래그 등 비중이 무거운 재료를 외해측 채움재로 이용하는 방법 등이다.

둘째, 방파제에 작용하는 최대 수평파력을 저감시킨다. 최근 케이슨 방파제에 설계파가 작용 시 최대 수평파력을 저감하기 위해서 수행되고 있는 ① 패러핏을 항내측에 위치시키는 방법과 ② 인접 케이슨을 인터로킹시키는 방법을 이용할 수 있다. 패러핏을 항내측에 위치시키면 위상차로 인해 케이슨 방파제에 작용하는 최대 수평파력이 저감되며, 인접 케이슨을 인터로킹시키면 파랑이 경사지게 입사할 때 파압 위상차에 기인하여 방파제에 작용하는 최대 수평파력이 감소한다.

Fig. 12~14에 위에 제시한 두 가지 방안을 방파제 설계에 적용했을 때의 단부 지지력 저감효과에 대해서 나타내었다. Fig. 12는 첫 번째 방안의 케이슨의 항내측에 굽을 두는 방법에 대한 결과이며, Fig. 13은 두 번째 방안의 패러핏을 항내측에 두었을 때, Fig. 14는 두 번째 방안의 케이슨을 인터로킹시켜 장대화하였을 때의 결과이다.

Fig. 12로부터 뒷굽의 폭을 케이슨 폭의 0.05, 0.10, 0.15, 0.2배로 증가시키면 단부 지지력이 빠르게 감소함을 알 수 있

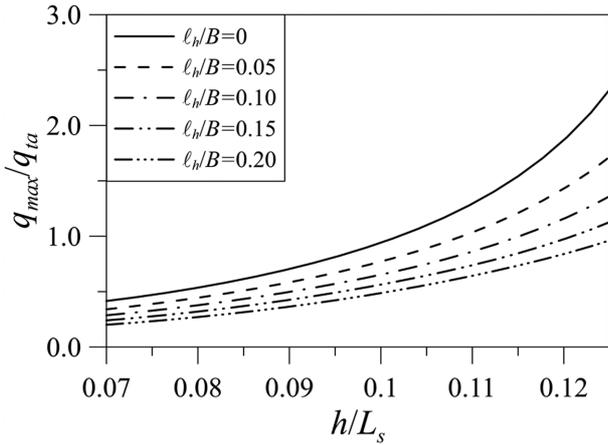


Fig. 12. Edge pressure q_{max}/q_{ta} with respect to the change of the relative water depth h/L_s .

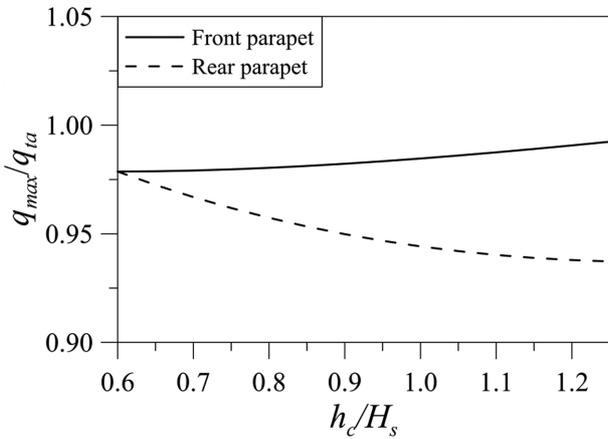


Fig. 13. Edge pressure q_{max}/q_{ta} with respect to the change of the relative freeboard h_c/H_s .

다. 이 감소는 방파제 폭이 넓어져서 생기는 효과와 무게 중심이 외해측으로 이동해서 발생하는 효과가 함께 만들어낸 결과이다. 케이슨 폭을 25 m로 가정하면, 계산에 고려한 굵의 폭은 1.25 m, 2.5 m, 3.75 m, 5.0 m로 설계 시 충분히 고려할 수 있는 수준이다. 즉, 2.5 m까지는 일반 케이슨으로, 그 이상인 경우는 하이브리드 케이슨 공법을 이용하면(Park et al., 2004; Kiyomiya and Yamada, 1994; Shiozaki et al., 2000) 설계가 가능하다.

Fig. 13을 보면, 외해 패러핏을 둔 경우는 단부 지지력이 패러핏 높이 증가에 따라 같이 증가하지만, 항내측에 둔 경우는 단부 지지력이 감소함을 알 수 있다. 이는 패러핏에 작용하는 파력이 방파제 전면에 작용하는 최대파력과 위상차를 달리하기 때문이다(Lee and Park, 2020; Lee et al., 2020). 즉, 패러핏을 항외측에서 항내측으로 이동시키면 무게중심이 항내측으로 이동하게 되어 자중에 의한 단부 지지력은 증대되지만 패러핏에 작용하는 파력이 감소하여 이에 의한 단부 지지력이 더 크게 감소되었기 때문이다.

케이슨을 인터로킹시켜 방파제를 장대화시키면 파압간 위

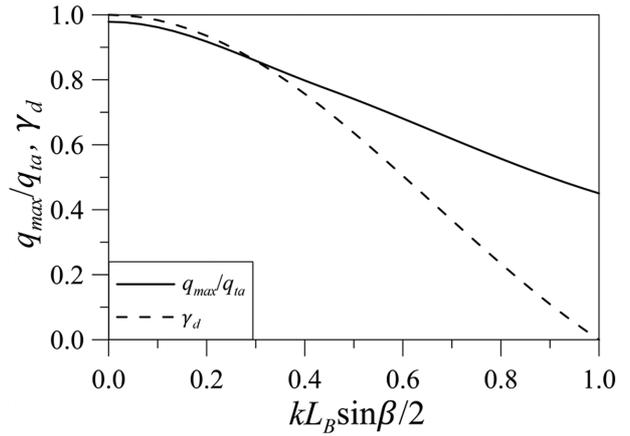


Fig. 14. Edge pressure q_{max}/q_{ta} and wave force reduction factor γ_d with respect to the change of attack angle β of incident wave.

상차에 의해 방파제에 작용하는 최대 파력이 감소된다는 것은 잘 알려진 사실이다(Takahashi and Shimosako, 1990; Burcharth and Liu, 1998; Park et al., 2018, 2020). 따라서, 작용 파력이 줄면 단부 지지력도 그에 따라 감소하는 것은 자명하다고 할 수 있다. Fig. 14에 입사각 0도에 대해 설계된 방파제에 경사지게 파가 작용될 때의 단부 지지력의 변화를 제시하였다. 그림을 보면 입사각 증가에 따라 감소율이 증가함을 알 수 있으며, 같이 제시한 파력감소계수 γ_d 보다는 다소 완만하게 반응함을 알 수 있다. 이는 방파제 자중에 의한 정적인 단부 지지력의 영향에 의한 것으로, 입사각이 커질수록 작용 파력이 감소하여 파에 의한 동적인 단부 지지력이 감소하여 방파제 자중에 의한 단부 지지력 비중이 상대적으로 더 커지게 되기 때문이다.

이상의 결과는 일반적인 설계조건 내에서 도출된 것으로, 제시한 방법이 케이슨 방파제 설계에 유의미한 결과를 줄 수 있음을 나타낸다.

4. 결 론

본 연구에서는 케이슨 방파제 주요 설계변수가 바닥판 단부 지지력에 미치는 영향과 저감을 위한 설계방안에 대해서 살펴보았다. 변수해석을 통하여 도출된 주요 결과를 요약하면 다음과 같다.

1. 단부 지지력은 상부구조의 무게중심 위치에 큰 영향을 받는다. 무게중심이 항외측으로 이동할수록 단부 지지력은 감소하며, 케이슨 중심으로부터 외해측으로 케이슨 폭의 5% 정도 이동시키면 20% 이상 단부 지지력을 감소시킬 수 있다.
2. 설치 수심이 증가하면 단부 지지력이 증가하여, 허용지반 지지력을 초과할 수 있다. 변수해석 조건 내에서 상부구조 무게중심이 케이슨 중앙에 있는 경우, 허용지반지지력을 초과하는 설치 수심은 20 m이며, 상부구조 무게중심을 외해측으로 케이슨 폭의 5% 이동시키면 그 수심은 23 m로 증가한다.

3. 마루높이가 증가하면 단부 지지력은 완만히 선형적으로 증가한다. 월파를 허용하는 조건인 $0.6H_s$ 일 때에 비하여 월파를 허용하지 않는 $1.25H_s$ 일 때 약 15% 정도 증가한다.

4. 단부 지지력은 설계 파고와 주기 증가에 따라 감소한다. 유의파고 7 m 이상(H_s/L_s 가 0.035보다 큰 영역), 유의주기 14 초 이상(h/gT_s^2 가 0.015보다 작은 영역)이 되는 영역에서는 완만히 선형적으로 감소한다.

5. 설계 시 활용할 수 있는 두 가지 단부 지지력 저감방안을 제시하였다. 첫째는 상부구조 무게중심을 중앙에서 외해측에 위치하도록 하는 방안이고 둘째는 최대파력을 저감하는 방안이다. 첫 번째 방안은 ① 항내측에 케이슨 굽을 두는 방법, ② 항내측에 유수실을 두는 방법, ③ 슬래그 등 비중이 무거운 재료를 외해측 채움재로 이용하는 방법 등을 통해 달성가능하고, 두 번째 방안은 ① 패러릿을 항내측에 위치시키는 방법과 ② 인접 케이슨을 인터로킹시키는 방법 등을 통해 실현 가능하다. 두 방안의 대표적인 방법에 대한 적용성 평가를 통하여 설계에의 활용 가능성을 확인하였다. 제시한 저감방안은 단부 지지력에 대한 것으로 설계기준에서는 비습법에 의해 지반지지력을 평가하는 것을 원칙으로 규정하고 있으므로 실제 설계 적용 시 이를 고려한 종합적인 판단이 필요하다.

감사의 글

본 연구는 한국해양과학기술원 주요사업 “해양에너지 및 항만·해양구조물 실용화 기술개발(PE99831)”의 지원을 받아 수행되었습니다.

References

- BSI (1986). BS 8004: 1986 Code of practice for foundations. BSI, London. <http://environment.uwe.ac.uk/geocal/foundations/foundbear.htm>.
- Burcharth, H.F. and Liu, Z. (1998). Force Reduction of Short-crested Non-breaking Waves on Caissons. Final Report of MAST III/PROVERBS, IIa, CH.4.3.
- Goda, Y. (2010). Random seas and design of maritime structures, 3rd ed., Advanced Series on Ocean Engineering-Volume 33, World Scientific.
- Kiyomiya, O. and Yamada, M. (1994). Mechanical properties and structural design of composite footing. Report of PHRI, 33(2), 141-179 (in Japanese).
- Lee, B.W. and Park, W.-S. (2020). Evaluation of the hydraulic performance of a rear-parapet caisson breakwater under regular waves through hydraulic experiments. *Water*, 12(9), 2428, doi:10.3390/w12092428.
- Lee, B.W., Park, W.-S. and Ahn, S.J. (2020). Stability evaluation of rear-parapet caisson breakwaters under regular waves by numerical simulation. *Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 32(2), 95-105 (in Korean).
- Lee, C.E., Kim, S.U. and Park, D.H. (2018). Determination of cross section of composite breakwaters with multiple failure modes and system reliability analysis. *Journal of Korea Water Resources Association*, 51(9), 827-837 (in Korean). <https://doi.org/10.3741/JKWRA.2018.51.9.827>
- MOF (2017). KC CODE KDS 64 11 00 : 2017. http://kpcs.portcals.go.kr/kc/mv_list.do?doc_Gubun=KDS.
- MOF (2020). Started to establish the 3rd basic port redevelopment plan (21'~30'). <http://www.mof.go.kr/article/view.do?articleKey=26074&boardKey=10&menuKey=376¤tPageNo=1>.
- MOF (2019). The 2nd basic plan for new port construction (2019~2040), MOF Notice 2019-122. <http://www.mof.go.kr/article/view.do?articleKey=26909&boardKey=9&menuKey=508¤tPageNo=1>.
- Park, K.Y., Bae, J.H., Ko, G.O. and Son, S.Y. (2004). Design and construction of hybrid caissons. *Journal of Korean Society of Civil Engineers*, 9, 46-54 (in Korean).
- Park, W.-S., Seo, J., Won, D. and Lee, B.W. (2018). Stability assessment formulas for an interlocking caisson breakwater under oblique wave conditions. *Journal of Coastal Research*, 85(sp1), 1236-1240.
- Park, W.-S., Won, D., Seo, J. and Lee, B.W. (2020). Proposal of rotating stability assessment formula for an interlocking caisson breakwater subjected to wave forces. *Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers*, 32(1), 11-16 (in Korean).
- Shiozaki, Y., Sugano, T., Yamamoto, S., Tanaka, T. and Sekiguchi, K. (2000). Experimental study of the behavior of hybrid (Steel-concrete composite) caisson-type quay walls during earthquakes using a underwater shaking table. The 12th World Conference on Earthquake Engineering, 1518, 8p.
- Takahashi, S. and Shimosako, K. (1990). Reduction of wave force on a long caisson of vertical breakwater and its stability. Port and Harbour Research Institute (Yokosuka, Japan), Technical Notes No. 685.

Received 20 August, 2020

Revised 10 September, 2020

Accepted 30 September, 2020