

호안에서의 월파에 대한 신뢰성 해석 Reliability Analysis of Wave Overtopping over a Seawall

오정은* · 서경덕* · 권혁민**

Jung Eun Oh*, Kyung-Duck Suh* and Hyuck-Min Kweon**

요 지 : 본 연구에서는 경사식 호안에서 발생하는 월파 현상에 대한 Level 3 신뢰성 해석을 수행하여, 처오름 높이와 평균월파량을 바탕으로 월파 현상을 분석하였다. Level 3 방법의 Monte-Carlo 추출법으로 모의하면서, 월파에 영향을 미치는 여러 변수들의 불확실성을 고려하였다. 파별분석법으로 개별파의 처오름 높이를 계산하여 월파확률을 산정하고, 평균월파량은 유의파고로부터 직접 계산하였다. 또한 개별파의 월파부피에 대한 통계적 가정을 바탕으로 월파확률과 평균월파량으로부터 최대월파부피를 산정하였다. 한편 파향의 변동성과 수심, 구조물의 경사각을 변화시키면서 월파 현상에 미치는 영향을 분석하였다. 파향의 변동성을 고려하거나 쇄파대 안쪽으로 들어올수록 굴절의 영향으로 평균월파량과 월파확률 그리고 최대월파부피가 줄어들었으며 호안의 마루높이도 낮게 결정되었다. 그리고 수심이나 방향분산계수가 다른 두 지점의 기대평균월파량이 같게 나타날지라도, 같은 수심에 비해 수심이 얇은 쇄파대 내에서는 기대월파확률은 크고 기대최대월파부피는 작게 나타났다.

핵심용어 : 신뢰성 설계, 파별분석법, 월파, 처오름, 호안, 파향의 변동성

Abstract : A Level 3 reliability analysis has been performed for wave run-up and overtopping on a sloping seawall. A Monte-Carlo simulation was performed considering the uncertainties of various variables affecting the wave overtopping event. The wave overtopping probability was evaluated from the individual wave run-up by using the wave-by-wave method, while the mean overtopping rate was calculated directly from the significant wave height. Using the calculated overtopping probability and mean overtopping rate, the maximum overtopping volume was also calculated on the assumption of two-parameter Weibull distribution of individual wave overtopping volume. In addition, by changing wave directions, depths, and structure slopes, their effects on wave overtopping were analyzed. It was found that, when the variability of wave directions is considered or the water depth decreases toward shore, wave height become smaller due to wave refraction, which yields smaller mean overtopping rate, overtopping probability and maximum overtopping volume. For the same mean overtopping rate, the expected overtopping probability increases and the expected maximum overtopping volume decreases as approaching toward shore inside surfzone.

Keywords : reliability design method, wave-by-wave method, wave overtopping, wave run-up, seawall, variability in wave direction

1. 서 론

호안이나 제방은 높은 파도 및 수위로부터 육지를 방호하는 중요한 기능을 한다. 호안은 폭풍에 견딜 수 있을 만큼 구조적으로 견고해야 하며, 동시에 호안의 마루높이

는 월파에 의한 침수를 막을 수 있을 만큼 높아야 한다. 특히 호안의 설계에서 마루높이를 결정하는 것은 배후지의 안전성 확보를 위해 매우 중요한 과정이다. 그러나 침수와 범람을 완벽하게 막을 수 있도록 마루높이를 설계하는 것은 비경제적이므로 적절한 방호수준으로 마루높이를

*서울대학교 지구환경시스템공학부(Corresponding author: Jung Eun Oh, School of Civil, Urban, and Geosystem Engineering, Seoul National University, Seoul 151-742, Korea. je5@snu.ac.kr)

**경주대학교 토목공학과(Department of Civil Engineering, Kyongju University)

설계하는 것이 중요하다.

지금까지의 호안이나 방파제 등의 해안 구조물은 대부분 결정론적 설계법으로 설계되었다. 그러나 기존의 결정론적 설계법으로는 안전성에 대한 정량적 평가가 어려우며 과대 혹은 과소 설계할 가능성이 있다. 이러한 문제를 극복하기 위해 1970년대 이후 구조물 설계에 확률적 방법이 시도되었으며, 이를 신뢰성 설계법이라 한다. 방파제의 구조적 안정성에 대한 신뢰성 설계법의 연구는 1980년대 중반부터 시작되었다. 유럽은 주로 Level 1과 Level 2의 방법으로, 일본은 주로 Level 3의 방법으로 신뢰성 설계법을 개발하였다. 해안 구조물에서의 처오름 및 월파 현상에 대한 확률적 접근은 1990년대부터 시작되었다. Ronold(1990)는 제방의 처오름 높이에 대한 신뢰성 해석을 Level 2 방법을 사용하여 시도했다. 이후 Reis(1998)는 월파와 해안 사구의 침식에 따른 위험성 평가 프로그램(PARASODE)을 Level 2 방법을 통해 개발했다. 이(2003a, b)는 Level 2 방법으로 경사식 해안 구조물의 처오름을 해석하고, 마루높이와 허용월파량의 관계를 확률적으로 해석하였다. Kweon and Suh(2003)는 처오름 높이의 산정에 파별분석법(wave-by-wave method)을 사용하여 월파확률을 Level 3 방법으로 해석하였다. 권 등(2005)은 Kweon and Suh(2003)를 바탕으로 실해역의 조위발생빈도분포를 고려하여 월파확률을 해석하였다.

본 연구에서는 월파확률만을 고려한 Kweon and Suh(2003)의 연구를 확장하여, 월파확률과 평균월파량, 그리고 최대월파부피를 일괄적으로 해석하였다. 처오름 현상의 불규칙성을 고려하기 위해 파별분석법을 사용하고, 개별파의 처오름 높이가 마루높이보다 클 때 월파가 일어난 것으로 간주하여 월파확률을 계산하였다. 평균월파량은 관련 변수들의 불확실성을 고려하여 Aminti and Franco (1988)와 van der Meer and Janssen(1995)의 모형으로 계산하였다. 이렇게 구해진 월파확률과 평균월파량에 통계적 산정방법을 사용하여 최대월파부피를 구하였다. 구해진 월파확률과 평균월파량 그리고 최대월파부피를 바탕으로 통합적인 월파 현상의 특성을 분석하였다. 또한 파향의 변동성을 고려하고 수심과 구조물의 경사각을 변화시켜, 월파 현상에 영향을 주는 제반 인자들에 따른 월파 현상의 경향성을 해석하였다.

2. 파랑 계산

Level 3 신뢰성 설계기법의 Monte-Carlo Simulation(이후 MCS) 과정에서 심해파고, 조위, 파랑의 변형 등에

대한 통계적인 변동성을 고려하며, 파향의 고려와 불규칙 파열의 모의를 위해 각각 3차원 쇄파변형 모형과 파별분석법을 도입하였다.

2.1 심해파 및 해수위

월파는 연속적으로 생기는 현상이 아니라, 폭풍지속 시간 동안 고파고에 의해 간헐적으로 발생하는 현상이다. 또한 월파의 극치량을 기준으로 배후지에 미치는 영향을 판단할 수 있으므로, 년최대파고만을 대상으로 계산하여도 충분한 것으로 본다. 따라서 본 연구에서는 이러한 년최대파고가 1년에 한 차례 2시간 동안 발생하는 것으로 가정한다. 년최대파고를 구하기 위해 파랑의 극치 통계에 많이 쓰이는 Weibull 분포를 이용하며, Weibull 분포의 누적확률밀도함수는 다음과 같다.

$$P(x) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{x-B}{A}\right)^k\right] \quad (1)$$

이때, x 는 년최대심해파고를 나타내며, A , B 및 k 는 파랑관측자료로부터 구해지는 매개변수로 각각 척도, 위치, 형상 파라미터이다. 식 (1)의 분포함수로부터 재현주기에 대한 년최대심해파고 H_{0c} 를 무작위로 추출하고, 표본 크기의 한계와 후측(hindcasting)의 부정확성을 고려하기 위해 통계적 변동성을 적용한다. 심해파고의 변동성은 평균 μ_{H_0} , 표준편차 σ_{H_0} 의 정규분포를 따른다고 가정하며, 이들은 H_{0c} 와 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다.

$$\mu_{H_0} = (1 + \alpha_{H_0})H_{0c}, \quad \sigma_{H_0} = \gamma_{H_0}H_{0c} \quad (2)$$

여기서 α_{H_0} 는 심해파고의 편의(bias), γ_{H_0} 는 심해파고의 변동계수(coefficient of variation)이다. 식 (2)의 심해파고 평균 및 표준편차를 사용하여 정규난수를 발생시켜 계산에 사용될 표본 심해파고 H_{0c} 를 구한다. 이에 대응하는 파랑의 유의주기 T_{se} 는 표본 심해파고 H_{0c} 를 기준으로 다음과 같이 구한다.

$$T_{se} = \sqrt{\frac{2\pi H_{0c}}{s_0 g}} \quad (3)$$

여기서 s_0 는 심해 파형경사로, 파랑 조건에 따라 추정된 상수값을 사용한다. 식 (3)과 같이 계산된 유의주기 역시 불확실성을 내포하고 있을 것으로 판단되어 통계적 변동성을 적용한다. T_{se} 에 대하여 평균과 표준편차 μ_{T_s} , σ_{T_s} 는 각각 다음과 같은 관계를 갖는 것으로 가정한다.

$$\mu_{T_s} = (1 + \alpha_{T_s})T_{se}, \quad \sigma_{T_s} = \gamma_{T_s}T_{se} \quad (4)$$

여기서 α_{T_s} , γ_{T_s} 는 각각 유의주기의 편의와 변동계수이다. 식 (4)의 주기의 평균과 표준편차를 사용하여 정규난수를 발생시켜 계산에 사용될 표본 주기 T_{sc} 를 구한다.

본 연구에서는 파랑의 파고와 주기뿐 아니라, 파향까지 고려하고자 한다. 기본적으로 심해 파랑은 방향분산계수 s_{\max} 를 가지는 다방향 불규칙파로서 해안선의 범선에 대하여 심해 주파향 β_0 을 가지고 입사하는 것으로 가정한다. 여기서 심해 주파향 β_0 는, 주파향의 불확실성을 고려하여, 평균이 심해 설계 주파향 β_{0D} 이고 표준편차가 σ_β 인 정규분포를 따른다고 가정한다. 서 등(2003)은 파랑 후측 자료를 분석하여 우리 나라 동해안의 심해 주파향의 평균과 표준편차를 제시한 바 있다. 방향분산계수 s_{\max} 는 파랑의 방향분산성을 나타내는 계수로서 풍파의 경우 $s_{\max} = 10$, 너울의 경우 $s_{\max} = 25$ 로 추정하고 있다(Goda, 2000, p. 34). 또한 s_{\max} 에 상응하는 파형경사 s_o 는 $s_{\max} = 10$ 인 풍파의 경우 0.036, $s_{\max} = 25$ 인 너울인 경우 0.026이며, 너울은 풍파에 비해 상대적으로 파봉선이 길다. 만일 해안에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파의 경우를 가정한다면, $\beta_{0D} = 0^\circ$, $\sigma_\beta = 0^\circ$ 가 되며 방향분산계수 s_{\max} 는 무한대로 발산하게 된다.

조석에 의한 수면 변화 역시 분포함수로 결정하게 된다. 홍 등(2004)은 조석에 의한 해수면 변화가 설계해면(LWL)과 조차만큼 증가한 해면(HWL) 사이에서 정현파형의 변화를 갖는 것으로 가정하여 조위를 결정하였으나 최근 실제조위분포와는 상당한 차이가 있다는 것이 조 등(2004)에 의해 연구되었다. 그들은 우리 나라 연안의 조위 분포를 쌍봉형 정규분포 함수로 제시하였다. 또한 정규분포 함수와 쌍봉형 정규분포 함수를 관측치와 비교하여, 조차가 비교적 큰 서해안과 남해 서부 해안에서는 쌍봉형 정규분포를 사용해야 하지만, 기타 지역 특히 동해안에서는 쌍봉형 정규분포와 정규분포가 큰 차이가 없음을 보였다. 본 연구에서는 계산상의 편의를 위하여 조 등(2004)이 제안한 속초의 정규분포함수로부터 조위를 결정했다. 또한 폭풍해일에 의한 영향을 고려하기 위해, 심해 파고의 10% 만큼을 조위에 가산하였다.

2.2 천해 파랑 변형

심해에서의 파고, 주기, 주파향 그리고 해수위가 결정되면 구조물 설치 위치에서의 파고 및 주파향을 구해야 한다. 이를 위해 본 연구에서는 권(1998)의 3차원 쇄파 변

형 모형을 사용하였다. 이 모형은 심해파의 방향스펙트럼이 주어지면 계산 영역 내 각 격자점에서의 방향스펙트럼을 계산할 수 있으며, 이로부터 원하는 설계위치에서의 유의파고와 주파향을 구할 수 있다. 이 모형은 파의 반사와 회절을 제외한 대부분의 천해 파랑 변형 현상을 포함하고 있으나, 모형을 통해 구해진 설계지점에서의 파고 H_{sc} 역시 계산상의 불확실성을 갖는다고 가정한다. 따라서 심해파고와 같이 정규분포의 통계적 변동성을 부여한다. 평균과 표준편차, μ_{H_s} , σ_{H_s} 는 H_{sc} 와 식 (5)와 같은 관계를 갖는다고 가정한다.

$$\mu_{H_s} = (1 + \alpha_{H_s})H_{sc}, \quad \sigma_{H_s} = \gamma_{H_s}H_{sc} \quad (5)$$

여기서 σ_{H_s} 와 γ_{H_s} 는 각각 편의와 변동계수를 나타낸다. 정규난수발생으로 설계지점에서의 표본파고 H_{sc} 를 구하고, 이로부터 평균월파랑을 계산한다. 설계 위치에서 계산된 주파향의 불확실성은 무시한다. 그러나 2.1절에서 언급한 바와 같이 심해 주파향의 불확실성은 이미 고려되었다.

2.3 개별파의 파고 및 주기

처음 및 월파에 대한 파별분석법을 수행하기 위해, 구조물 위치에서의 유의파고 H_{sc} 를 바탕으로 불규칙 파열을 모의한다. 폭풍 지속시간은 2시간으로 가정하고, 입사파의 개별 파고 H_i 가 Rayleigh 분포를 따른다고 가정한다. 이때, 쇄파에 의한 파고의 변화도 고려한다(Goda, 2000, p. 81). Rayleigh 누적분포함수는 다음과 같다.

$$P(H_i) = Pr(H \leq H_i) = 1 - e^{-(H_i/H_{rms})^2} = 1 - e^{-\pi/4(H_i/H_m)^2} \quad (6)$$

여기서 Pr은 확률을 의미하며, H_{rms} 는 자승평균평방근 파고이고, H_m 는 평균파고로서 $H_m = (\sqrt{\pi}/2)H_{rms} = 0.63H_{sc}$ 이다.

한편, 이러한 개별파의 파고에 상응하는 주기는 다음과 같은 파고-주기 결합확률분포를 통해서 구할 수 있다 (Longuet-Higgins, 1975).

$$p(h, r) = \frac{2a^3 h^2}{\sqrt{\pi}v} \exp \left[-a^2 h^2 \left\{ 1 + \frac{(r-1)^2}{v^2} \right\} \right] \quad (7)$$

여기서 h 와 r 는 무차원화된 파고와 주기로서 $h = H/H_m$, $r = T/T_m$ 이다. 또한 a 와 v 는 결합확률분포의 계수로서, $a = \sqrt{\pi}/2$ 이며 $v = 0.26$ 는 주기의 이론분포가 관측치에 적합

하도록 하는 값을 사용하였다(Goda, 2000, p. 289). 식 (7)의 파고-주기 결합분포함수는 $\tau=1$ 축을 중심으로 좌우대칭이며, h 와 τ 의 상관계수는 0이다. 그러나 실제로는 파고가 작은 파는 주기도 짧게 되는 경향이 강하여 관측기록의 파고-주기 결합분포는 $h < 1$ 인 범위에서 찌그러진 형태를 띠게 된다. 그러나 실제 관측에서도 파고가 큰 구간($h > 1$)에서는, 결합분포가 $\tau=1$ 축을 중심으로 거의 대칭형태를 이루며 파고와 주기는 서로 무상관(uncorrelated)하다. 월파는 파고가 클 때 주로 발생하므로, 이와 같은 파고-주기 결합분포 함수를 사용해도 월파확률 계산에는 문제가 없을 것이다.

또한 파고의 확률분포가 Rayleigh 분포를 따르므로, 무차원 파고의 분포 역시 Rayleigh 분포함수로 표시된다.

$$p(h) = \frac{\pi h}{2} \exp\left[-\frac{\pi h^2}{4}\right] \quad (8)$$

임의의 파고에 대한 주기의 분포는 식 (7), (8)을 사용하여, 조건부확률밀도함수 공식으로부터 다음과 같이 구해진다.

$$p(\tau|h) = \frac{p(h, \tau)}{p(h)} = \frac{ah}{\sqrt{\pi v}} \exp\left[-\frac{a^2 h^2}{v^2}(\tau-1)^2\right] \quad (9)$$

따라서, 무차원 주기의 분포는 평균이 $\bar{\tau} = 1$, 표준편차가 $v / \sqrt{2ah}$ 인 정규분포함수 형태가 된다. 이를 통해서 무작위추출로 무차원 주기 τ_i 를 구하여, H_i 에 상응하는 개별파의 주기 T_i 를 계산한다.

3. 월파 관계식

3.1 초오름 높이와 월파확률

월파확률을 파별분석법으로 계산하기 위하여, 폭풍시간 동안 계속되는 불규칙 파열의 파고 H_i 와 주기 T_i 에 대하여 초오름 높이를 계산한다. 한편, 실제 자연현상에서의 개별파의 초오름 높이는 선행파의 처내림(run-down)에 의해 영향을 받는다. Tautenhain et al.(1982)은 수리모형실험과 이론적 연구를 수행하여, 선행파의 영향을 포함하는 초오름 높이 산정식을 제안하였다. 이를 바탕으로 Ohle et al.(2005)이 통계적으로 분석한 결과에 따르면, 선행파의 영향을 고려했을 때의 유의 초오름 높이($R_{u2\%}$)는 선행파의 영향을 고려하지 않았을 때에 비해 8 ~ 15% 크게 나타났다. 그러나 Tautenhain et al.(1982)의 수리모형 실험 값이 Hunt(1959)에 비해서는 10% 정도 크게 계측된 것

으로 나타났다. 따라서 본 연구에서는 초오름 높이에 선행파의 영향이 없는 것으로 가정하여, 개별파를 규칙파로 간주하여 초오름 높이를 산정하였다. 개별파의 초오름 높이는 Tetrapod에 대한 Jackson(1968)의 규칙파 실험식을 사용하여 계산한다.

$$R_u/H_i = A[1 - \exp(B \cdot \xi)] \quad (10)$$

여기서, ξ 는 Iribaren 수로 $\xi = \tan \alpha / \sqrt{H_i/L_0} = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_i/gT_i^2}$ 이며, $\tan \alpha$ 는 구조물 전사면의 기울기, L_0 는 심해파장, g 는 중력가속도이다. A, B 는 경험상수로 $A = 0.9341, B = -0.7502$ 이다. 구해진 초오름 높이 R_u 에 파향에 따른 감쇠계수 γ_β 를 곱하여 파향에 대한 고려를 한다. 파향에 따른 감쇠계수 γ_β 는 van der Meer and De Waal (1993)이 초오름 높이에 대한 불규칙파 실험으로 추정된 것으로 파봉선이 비교적 짧은 파에 대하여 다음과 같이 제안하였다.

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022\beta \quad (11)$$

여기서 β 는 호안에 대한 범선 방향과 입사파의 방향이 이루는 각도($^\circ$)이다. TAW(Technical Advisory Committee on Flood Defence, 2002)에 의하면 식 (11)은 파봉선이 어느 정도 긴 파에 대하여도 적용성이 있다고 알려져 있다.

구해진 매 파의 초오름 높이 $R'_u (= \gamma_\beta R_u)$ 가 마루높이 R_c 보다 크면 월파가 일어났다고 간주한다. 월파확률을 계산하기 위해, 폭풍시간 동안 재현되는 개별파의 개수 N_w 와 그 중 월파가 일어난 파의 개수 N_{ov} 를 누적한다. 월파확률 P_{OV} 는 다음과 같이 정의한다.

$$P_{OV} = \frac{N_{ov}}{N_w} \quad (12)$$

3.2 평균월파량

월파 현상을 관찰하면, 사면을 초오름 파의 일부분만이 월파하며 그 일부분의 정도도 때마다 다른 것을 볼 수 있다. 또한 하나의 월파사상은 선행파 또는 후속파의 영향을 받는다. 또한 호안의 형태, 마루 높이, 해수면 높이, 그리고 파랑조건 등이 월파현상에 직·간접적인 영향을 준다. 이처럼 월파 현상은 수리학적으로 복잡해서 일관적인 적용성을 가지고 예측하기가 매우 어렵다. 따라서, 지금까지 많은 연구자들은 현지관측 또는 불규칙파 모형실험을 바탕으로, 월파에 영향을 미치는 주요 인자의 함수로 평균월파량 q ($m^3/s/m$)를 추정하였다. 규칙파에 대한 월파

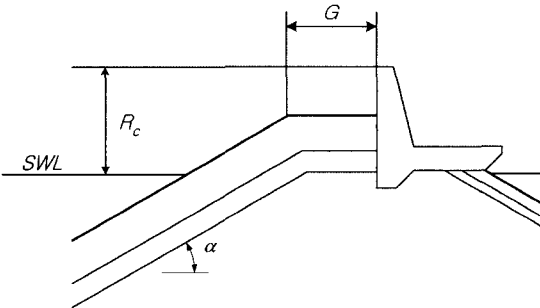
량 공식도 weir formula 등으로부터 유도하려는 시도가 있었으나(e.g. Hedges and Reis, 1998) 아직 그 신뢰성이 검증되지 않아 적용에는 무리가 있다. 따라서 월파량은 규칙파의 처오름 높이가 산정식처럼 파별분석법을 적용하여 개별파에 대하여 구할 수 없고, 설계위치의 유의파고에 대하여 평균월파량으로 구하게 된다. 평균월파량을 계산하기 위하여 여러 공식들이 제안되어 있지만, 본 연구에서는 마루 위에 난간(parapet)이 있는 경우와 없는 경우에 각각 제안된, 비교적 널리 사용되는, Aminti and Franco(1988)와 van der Meer and Janssen(1995)의 공식들을 사용하였다.

3.2.1 Aminti and Franco(1988) 공식

Aminti and Franco(1988)는 Bradbury *et al.*(1988)이 제안한 평균월파량 산정 모형에서 단면 조건 및 피복재에 따른 월파계수들을 보정했다. Aminti and Franco(1988)는 Fig. 1(a)와 같이 마루 위에 난간을 가진 일정 경사제에서 불규칙파 수리모형 실험을 수행하여 평균월파량 모형을 식 (13)과 같이 제안하였다. Franco and Cavani(2000)는 평균월파량을 산정하는 방법들을 상호 비교하였는데, Aminti and Franco(1988)의 식이 비교적 높은 예측성을 보였다.

$$q = gH_s T_m c_0 \left[\left(\frac{R_c}{H_s} \right)^2 \sqrt{\frac{s_{0m}}{2\pi}} \right]^{-c_1} \quad (13)$$

(a) Slope with crown wall (Aminti & Franco, 1988)



(b) Straight slope (van der Meer & Janssen, 1995)

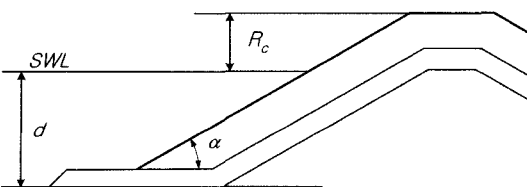


Fig. 1. Geometrical parameters of sloping structures related to wave overtopping.

Table 1. Coefficients c_0 and c_1 for Aminti and Franco(1988) model ($G/H_s=1.10$)

Armor	$\cot\alpha$	$c_0 \cdot 10^8$	c_1
Rock	2.0	17.0	2.41
	4/3	5.0	3.10
Tetrapod	2.0	1.9	3.08
	4/3	5.6	2.81

여기서 T_m 은 평균주기로 유의주기 T_s 와 $T_m = T_s/1.15$ 의 관계를 갖는다. s_{0m} 은 파형경사로서, $s_{0m} = H_s/L_{0m} = 2\pi H_s/gT_m^2$ 이다. 또한 경험상수 c_0, c_1 을 통해 구조물 경사면의 특성과 마루 폭에 따른 영향을 고려할 수 있다. 무차원 마루너비 $G/H_s = 1.10$ 일 때, 피복재의 종류와 구조물 전사면의 경사각 α 에 따라 경험상수 c_0, c_1 은 Table 1과 같이 주어진다.

3.2.2 van der Meer and Janssen(1995) 공식

유럽의 네덜란드(TAW, 2002) 등에서 많이 쓰이고 있는 van der Meer and Janssen(1995)의 평균월파량 공식은 수많은 불규칙파 월파관측자료를 바탕으로 도출된 것으로 일반적인 적용성이 높다. van der Meer and Janssen(1995) 식은 Fig. 1(b)와 같은 일정경사제에 적용 가능하다. 또한 월파량이 Iribarren 수의 함수로 표시되는 돌입파(plunging wave)의 경우와 Iribarren 수가 2.0 이상이면 월파량이 이와 무관한 췌기파(surgng wave)의 경우로 나누어 계산한다.

돌입파의 경우,

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = \frac{0.06}{\sqrt{\tan\alpha}} \xi_{0p} \exp\left[-4.7 \frac{R_c}{H_s} \xi_{0p}^{-1.1}\right] \quad \text{for } \xi_{0p} < 2 \quad (14a)$$

췌기파의 경우,

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2 \exp\left[-2.3 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{\gamma}\right] \quad \text{for } \xi_{0p} \geq 2 \quad (14b)$$

여기서, Iribarren 수 ξ_{0p} 는 $\xi_{0p} = \tan\alpha/\sqrt{H_s/L_{0p}} = \tan\alpha/\sqrt{2\pi H_s/gT_p^2}$ 이며, T_p 는 파랑 스펙트럼의 침투주기로서 유의주기 T_s 와 $T_p = T_s/0.95$ 의 관계를 갖는다. 또한 조도계수 γ 는 Tetrapod에 대한 값 0.5를 사용한다.

앞에서 두 공식으로 구한 평균월파량 q 에 Banyard and Herbert(1995)가 제시한 파향에 따른 월파비 O_p 를 곱하면 파향의 영향을 고려할 수 있다. 월파비란 구조물에서의 파향이 0° 일 때와 β° 일 때 월파량의 비율이다. 단순 경사제 호안에 대한 월파비는 구조물에 입사하는 파향 $\beta(^\circ)$ 에 따라 다음과 같이 구해진다.

$$O_r = 1 - 0.000152\beta^2 \quad (15)$$

3.3 최대월파부피

실제의 월파 현상에서는 월파하는 유량이 파에 따라 크게 변하므로, 평균월파량보다 개별파의 월파부피가 극한의 경우를 고려하는 더 중요한 기준이 될 수 있다. 그러나 앞 절에서 언급한 바와 같이 개별파의 월파부피는 예측하기가 매우 어렵다.

한편, 기존의 연구자들은 실험 및 관측을 통하여 월파 부피가 일정한 분포를 가지는 것을 발견하였다. 이를 근거로 하여 여러 연구자들이 월파부피의 분포를 가정하여 매 파마다의 월파부피를 확률적으로 계산하는 방법을 제시하였다. 본 연구에서는 Besley(1999), TAW(2002)에서 제안하는 개별파의 최대월파부피 계산법을 따르기로 한다. 여기서 월파부피 V 는 파마다의 월파부피로 단위는 m^3/m 로 주어진다. 월파부피는 앞 절에서 언급한 평균월파량

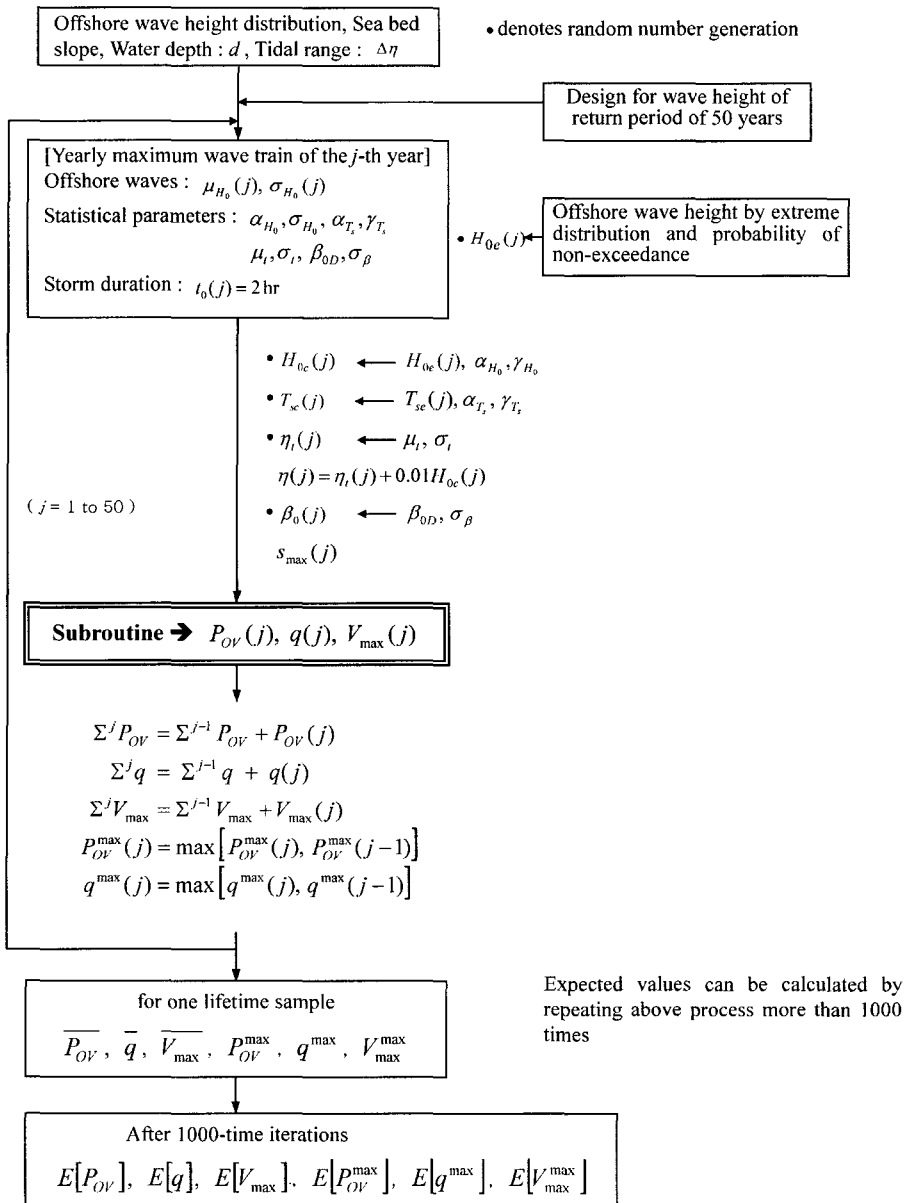


Fig. 2. (a) Flow chart for computation of various design values for wave overtopping.

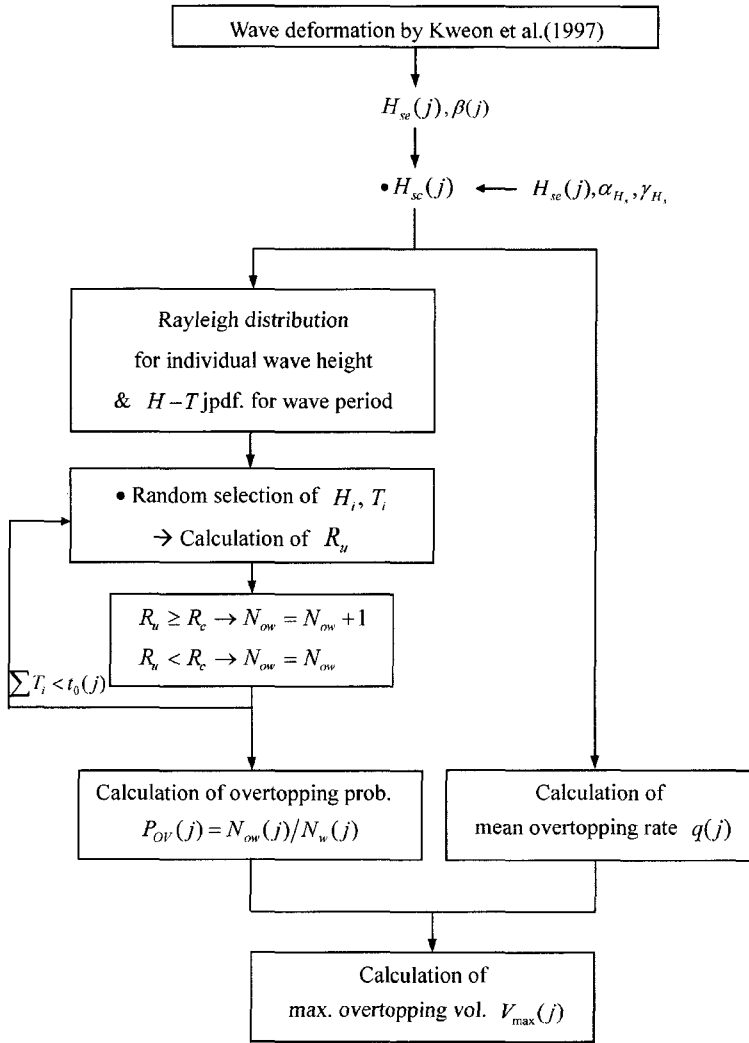


Fig. 2. (continued). (b) Subroutine of the flow chart.

q 와 월파확률 P_{OV} 을 이용하여 계산된다. 개별파의 월파부피는 형상 파라미터 a_0 와 척도 파라미터 a_1 을 가지는 식 (16)의 2 파라미터 Weibull 분포를 따른다.

$$P(V) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{V}{a_0}\right)^{a_1}\right], a_0 = a_2 T_m q / P_{OV} \quad (16)$$

여기서 T_m 는 평균주기이며, 계수 a_2 는 형상 파라미터 a_0 를 결정하는 계수이다. 경사식 구조물에 대한 척도 파라미터 a_1 과 계수 a_2 는 경사식 구조물에 대하여 심해 파형 경사 $s_{0p} = 0.02 \sim 0.04$ 에 대하여 식 (17)과 같이 주어지며, 이 사이에서는 s_{0p} 에 따라 보간한 값을 사용한다. 여기서 $s_{0p} = H_s / L_{0p}$ 이다.

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.85 & a_2 &= 0.76 & \text{for } s_{0p} &= 0.02 \\ a_1 &= 0.96 & a_2 &= 0.92 & \text{for } s_{0p} &= 0.04 \end{aligned} \quad (17)$$

식 (16)을 월파부피에 대한 식으로 바꾸면 다음과 같다.

$$V = a_0 [-\ln(1 - P(V))]^{1/a_1} \quad (18)$$

여기서 임의의 부피를 초과할 확률 $1 - P(V)$ 를 $1/N_{ow}$ 로 두면, V 는 월파하는 파 중 가장 큰 월파부피를 의미한다. 따라서 월파하는 파들 중 가장 큰 월파부피를 갖는 파의 부피 V_{max} 는 다음과 같이 정의된다.

$$V_{max} = a_0 [\ln(N_{ow})]^{1/a_1} \quad (19)$$

3.4 월파 현상 모의

월파 현상에 대한 MCS 과정을 구조물의 수명 50년, 모의횟수 1000회일 때에 대하여 수행하였다. 설계과의 재현주기는 구조물의 수명과 같은 50년으로 하여, 월파확률, 평균월파량, 최대월파부피의 기대값을 다음과 같이 구하였다.

월파확률은 과별분석법을 사용하여 폭풍시간 동안 월파의 개수를 누적하여 계산한다. 50년 동안 매년 한차례씩 오는 폭풍시간에 대한 월파확률을 산정하고, 폭풍시 설계위치의 표본 파고 H_{sc} 와 표본 주기 T_{sc} 로 평균월파량을 구한다. 그리고 월파확률과 평균월파량으로부터 최대월파부피를 산출한다. 매년 산출된 월파확률, 평균월파량, 최대월파부피의 50년 동안의 평균값을 구하고 다시 이를 1000회 모의하여 평균한 값을 기대값으로 정의한다. 한편 50년 동안의 최대값을 1000번 구하여 평균한 값을 기대 최대값으로 정의한다. Level 3 신뢰성 설계에서 월파 현상에 관련된 아래의 다섯 가지 기대값을 구하는 과정은 Fig. 2의 흐름도에 나타내었다.

1. $E[P_{OV}]$ 기대월파확률
(Expected overtopping probability)
2. $E[P_{OV}^{max}]$ 기대최대월파확률
(Expected maximum of overtopping probability)
3. $E[q]$ 기대평균월파량
(Expected mean overtopping rate)
4. $E[q^{max}]$ 기대최대평균월파량
(Expected maximum of mean overtopping rate)
5. $E[V_{max}]$ 기대최대월파부피
(Expected maximum overtopping volume)

Fig. 3은 모의횟수 N 인 MCS를 10번씩 실행하여 기대값 $E[P_{OV}]$, $E[q]$, $E[V_{max}]$ 의 최대, 최소, 평균 그리고 표준편차를 나타낸 것이다. 세 기대값 모두 모의횟수 1000회 이상에서 최대, 최소, 평균의 차이가 무시할 만큼 줄어들고 표준편차가 0에 가까워졌으므로, MCS의 모의횟수 $N=1000$ 은 적당하다고 판단된다.

4. 계산예제

월파는 불규칙성이 매우 큰 수리 현상이며, 월파의 빈도와 양이 호안의 형상과 설치수심 및 파랑 조건 등에 따라서 민감하게 달라질 수 있다. 이러한 월파 현상의 특성

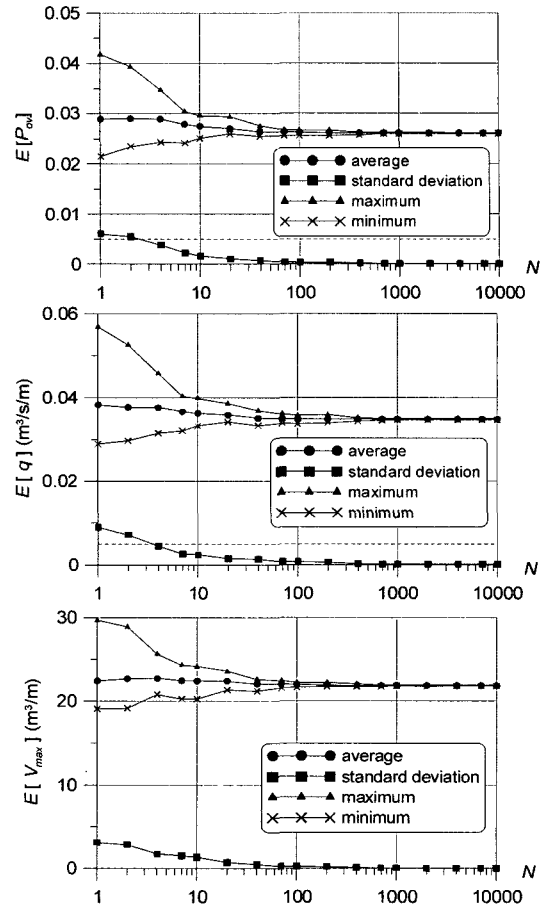


Fig. 3. Expected values vs. number of samples.

을 분석하기 위해, 본 장에서는 다양한 조건 하에서 Level 3 신뢰성 해석을 수행하였다. 월파 현상에 대한 해석조건은 다음과 같다.

심해파고의 극치분포에 사용하는 Weibull 분포의 매개변수는 $k=2.0$, $A=2.23$, $B=4.78$ 을 사용하며, 이 때 재현기간 50년의 심해설계파고는 9.2 m가 된다. 여기에 심해 파형경사 s_0 는 심해파랑 조건에 따라 풍파의 경우 0.036, 너울의 경우 0.026으로 일정하다고 가정하는데, 이 때 풍파와 너울에 상응하는 심해파 주기는 각각 12.8 s와 15.05 s이다. 조위는 속초에서 취득한 자료를 바탕으로, 평균 $\mu_t = -0.0039$ m, 표준편차 $\sigma_t = 0.1341$ m인 정규분포함수를 사용하여 구하였다(조 등, 2004). 해석조건은 기본적으로 1/50의 일정경사해안에 Tetrapod로 피복된 경사식 호안을 대상으로 하였다. 이를 바탕으로 다양하게 변화시키는 해석조건들은 Table 2와 같다. 파향의 변동성을 고려하기 위

Table 2. Test conditions

Water depth (<i>d</i>)	Slope of structure ($\tan\alpha$)	Deepwater design principal wave direction (β_{0D})	Standard deviation of deepwater principal wave direction (σ_β)	Directional spreading parameter (s_{max})
6.5 m	1:2	0°	0°	10
16 m	1:3/2	15°	15°	25
28 m	1:4/3	30°	15°	25
		45°		

하여, 심해 설계 주파향과 심해 주파향의 표준편차 그리고 방향분산계수를 변화시켰다. 또한 쇄파대 내외의 특성을 알아 보기 위해, 세가지 수심 6.5 m와 16 m, 28 m를 대상으로 해석하였다. 바다 경사 1:50, 파형경사 0.02 ~ 0.04일 때, 수심 28 m는 상대수심 $d/H'_0 = 3.04$ (non-breaking wave)로 천수가 한창 일어나는 구간으로 비쇄파대이며, 수심 16 m는 상대수심 $d/H'_0 = 1.74$ (breaking wave)로 쇄파가 비교적 활발히 시작되는 구간이다. 한편 수심 6.5 m는 상대수심 $d/H'_0 = 0.7$ (broken wave) 정도로 이미 쇄파가 많이 일어나 에너지가 크게 감소된 쇄파대 구간이다. Table 2의 해석조건에 따라 주파향이 해안선에 직각인 심해파고 $H'_0 = 9.2$ m파의 파랑 변형된 설계파고는 Table 3과 같다.

경사식 방파제의 마루높이는 항만 및 어항 설계기준(해양수산부, 1999)에서 무차원 마루높이 R_c/H_s 를 0.6 ~ 1.2로 제안하였으나, 본 연구에서는 좀 더 넓은 $R_c/H_s = 0.6 \sim 1.4$ 의 구간에 대하여 모의하였다. 한편 Level 3 신뢰성 해석에 쓰인 설계변수의 추정오차의 편익과 변동계수는 Table 4와 같다. 이 값들은 Takayama and Ikeda(1994), Shimosako and Takahashi(2000) 등을 참고로 하여 얻은 값들이며, 어떤 자료를 근거로 본 연구에서 산출한 값들은 아니다. 권(1998)의 파랑변형 모형은 Takayama and Ikeda(1994)가

Table 3. Design wave heights for different water depths and directional spreading parameters

	$s_{max} = 10$	$s_{max} = 25$
$d = 6.5$ m	4.30 m	4.35 m
$d = 16$ m	8.70 m	9.31 m
$d = 28$ m	8.54 m	8.95 m

Table 4. Estimation errors of design parameters

Design variables	Bias	Coefficient of variation	Remarks
Offshore wave height	0.0	0.1	
Storm surge	0.0	0.1	10% of offshore wave height
Wave transformation	0.0	0.1	
Significant wave period	0.0	0.1	

검토하였던 에너지 평형 방정식에 근거한 모형이고 또한 쇄파대 내에서 Goda(1975)의 쇄파 모형 결과와 잘 일치함을 보이므로 이 값들을 사용하는 데 큰 무리는 없을 것이다. 그러나 실제 문제에 대한 신뢰성 해석을 수행할 경우에는 그 지역의 파랑 및 해수면 자료, 사용하는 파랑 변형 모형의 결과 등을 분석하여 적합한 값들을 산정하여 사용하여야 한다.

4.1 월파 현상 분석

Figs. 4-6는 각 수심에서 심해 설계 주파향을 0°에서 30°로 변화시켰을 때, 기대월파확률과 기대평균월파량 그리고 기대최대월파부피의 무차원 마루높이에 따른 변화 그래프를 나타낸다. Table 3와 같이 수심 6.5 m에서는 파랑이 이미 쇄파가 많이 일어난 상태로 수심 16 m, 28 m

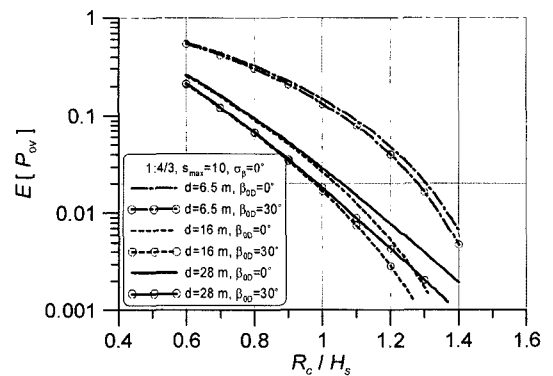


Fig. 4. Expected overtopping probability vs. crest elevation for different deepwater design principal wave directions and water depths ($\tan\alpha = 1:4/3$, $s_{max} = 10$, $\sigma_\beta = 0^\circ$).

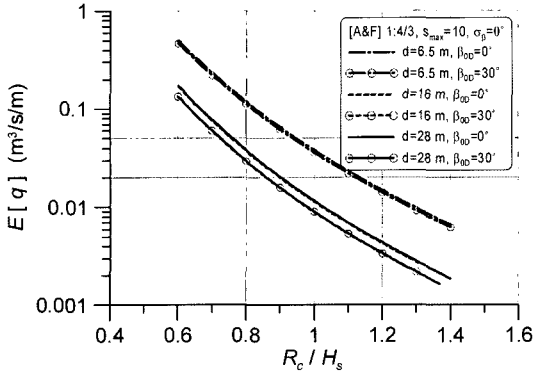


Fig. 5. Expected mean overtopping rate vs. crest elevation for different deepwater design principal wave directions and water depths ($\tan\alpha = 1:4/3$, $s_{\max} = 10$, $\sigma_{\beta} = 0^{\circ}$, Aminti & Franco).

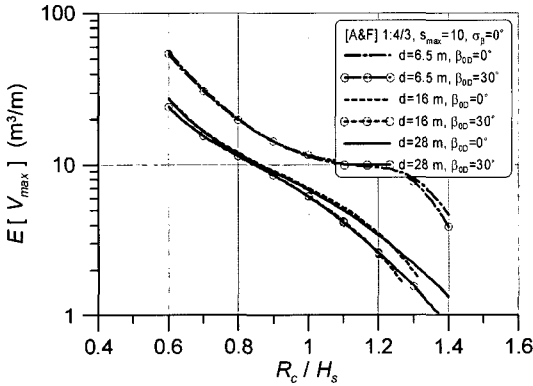


Fig. 6. Expected maximum overtopping volume vs. crest elevation for different deepwater design principal wave directions and water depths ($\tan\alpha = 1:4/3$, $s_{\max} = 10$, $\sigma_{\beta} = 0^{\circ}$, Aminti & Franco).

에 비해 파고가 감소되었으나, 무차원 마루높이 R_c/H_s 에 대한 기대월파확률, 기대평균월파량, 기대최대월파부피 값은 더 크게 나타났다. 그리고 쇄파가 활발히 일어나는 16m 수심과 쇄파대 전에 천수가 진행되는 28m 수심에서는 무차원 마루높이에 따른 기대월파확률, 기대평균월파량, 기대최대월파부피가 비슷하게 나타난다. 또한 해안에 비스듬히 입사하는 심해파랑은 수심이 얇은 곳으로 전파되면, 굴절의 영향으로 파가 해안선에 직각인 방향으로 휘어지면서 유의파고가 감소한다. 따라서 입사하는 파랑의 심해 주파향이 클수록 굴절의 영향을 더 크게 받아 월파의 양과 빈도는 줄어들게 된다. 한편 쇄파대 내에서는 굴절에 의한 영향보다 쇄파에 의한 파고 감소 효과가 지배적이기 때문에, 수심 6.5m에서는 심해 설계 주파향에 따른 차이가 비교적 작게 나타난다. 만일 굴절만 고려한다면,

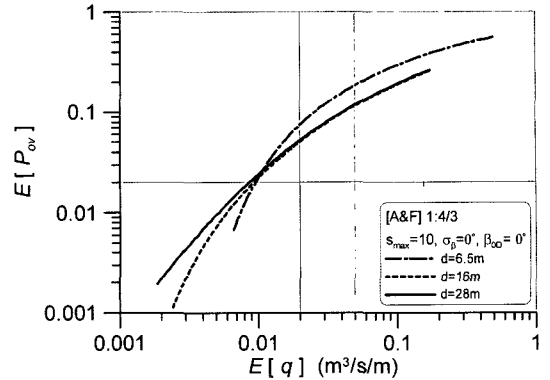


Fig. 7. Expected maximum of overtopping probability vs. expected mean overtopping rate for different water depths ($\tan\alpha = 1:4/3$, $s_{\max} = 10$, $\sigma_{\beta} = 0^{\circ}$, $\beta_{0D} = 0^{\circ}$ Aminti & Franco).

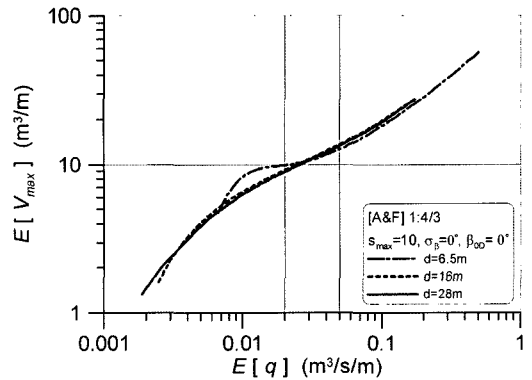


Fig. 8. Expected maximum overtopping volume vs. expected mean overtopping rate for different water depths ($\tan\alpha = 1:4/3$, $s_{\max} = 10$, $\sigma_{\beta} = 0^{\circ}$, $\beta_{0D} = 0^{\circ}$, Aminti & Franco).

수심 28m 보다 수심 6.5m에서 굴절의 영향이 더 크기 때문에, 직각입사($\beta_{0D} = 0^{\circ}$)와 사각입사($\beta_{0D} = 30^{\circ}$)의 차이가 수심 6.5m에서 더 크게 발생할 것이다.

Figs. 7, 8은 기대평균월파량에 상응하는 기대월파확률 및 기대최대월파부피를 나타낸 것이다. 기대평균월파량이 $0.01 \text{ m}^3/\text{s/m}$ 이상일 때 수심 6.5m에서의 기대월파확률이 수심 16m, 28m에서의 값보다 컸으며, 기대평균월파량이 $0.03 \text{ m}^3/\text{s/m}$ 이상이 되면 수심 6.5m에서의 기대최대월파부피가 수심 16m, 28m에서의 값보다 작았다. 즉, 기대평균월파량이 같더라도 깊은 수심에 비해 수심이 얇은 쇄파대 내에서는 작은 부피로 더 빈번하게 월파가 발생한다.

이러한 경향의 원인을 분석하기 위해 기대평균월파량 $0.05 \text{ m}^3/\text{s/m}$ 가 되는 마루높이에서 무차원 개별파고 H_i/H_m 에 대한 무차원 초오름 높이 R_i/R_c 의 분포를 각 수심에

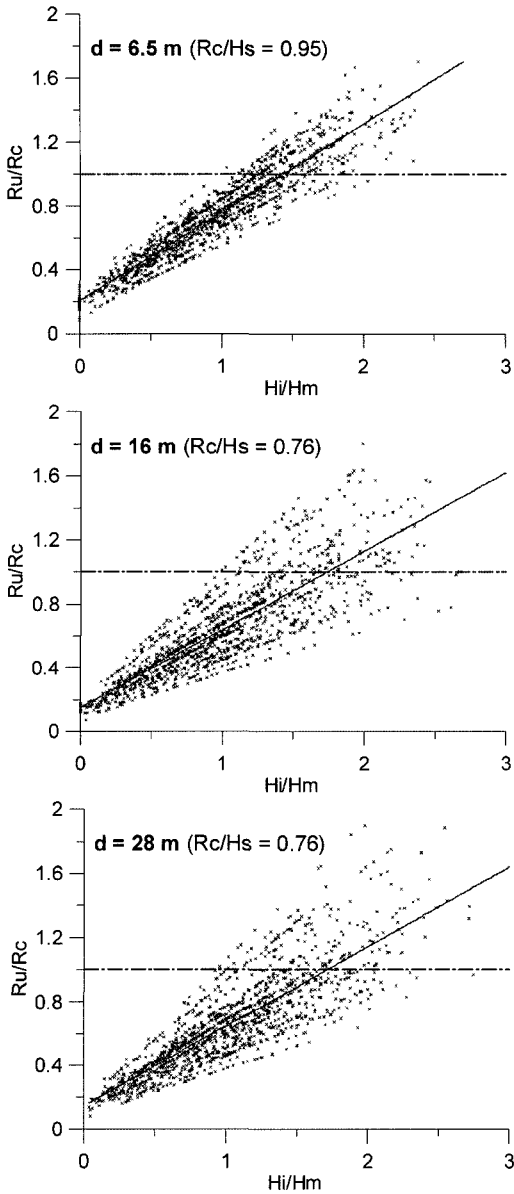


Fig. 9. Normalized run-up height vs. normalized individual wave height at various water depths.

대하여 Fig. 9에 나타내었다. 이 그림에서 실선은 자료를 선형회귀분석한 선이다. 수심 16, 28 m에 비해 수심 6.5 m에서 유의파고에 대한 호안의 마루높이의 비가 크에도 불구하고, H_i/H_m 에 대한 R_u/R_c 의 전체적인 기울기가 크므로 월파의 빈도가 상대적으로 큼을 알 수 있다. 한편, 깊은 수심에서는 같은 H_i/H_m 에 대하여 R_u/R_c 가 큰 값부터 작은 값까지 다양하게 분포되어 있어서(특히 회귀분석 선 위

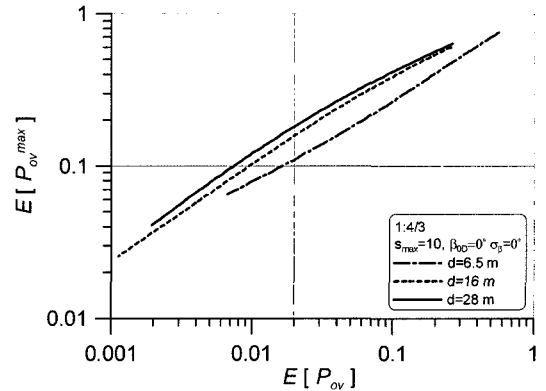


Fig. 10. Expected max. of overtopping probability vs. expected overtopping probability for different water depths ($\tan \alpha = 1:4/3$, $s_{max} = 10$, $\sigma_\beta = 0^\circ$, $\beta_{0D} = 0^\circ$).

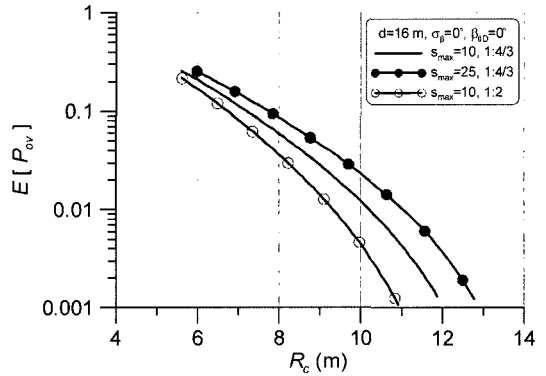


Fig. 11. Expected overtopping probability vs. crest elevation for different directional spreading parameters and structure slopes at $d = 16$ m ($\sigma_\beta = 0^\circ$, $\beta_{0D} = 0^\circ$).

쪽의 분산 정도가 더 큼), 월파의 빈도는 작아도 큰 부피의 월파가 발생함을 알 수 있다.

Fig. 10은 기대월파확률에 상응하는 기대최대월파확률을 나타낸 것으로, 2%의 기대월파확률을 기준으로 수심 6.5 m에서는 11%인 기대최대월파확률이 16 m, 28 m에서는 16, 19% 정도로 증가했다. 이는 두 지점의 월파의 빈도가 평균적으로는 동일할지라도 구조물의 수명 동안에 발생할 수 있는 월파확률의 최대값은 쇄파대 밖이나 쇄파가 발생하기 시작하는 지점에서 훨씬 큰 것을 의미한다.

Figs. 11~15은 수심 16 m에서 심해 주파향이 0° 인 파랑이 입사할 때, 방향분산계수와 구조물의 경사각을 변화시킨 결과이다. Figs. 11~13에서 방향분산계수가 크거나 구조물의 경사가 급할 때, 마루높이에 따른 기대월파확률과 기대평균월파량 그리고 기대최대월파부피가 크게 나타

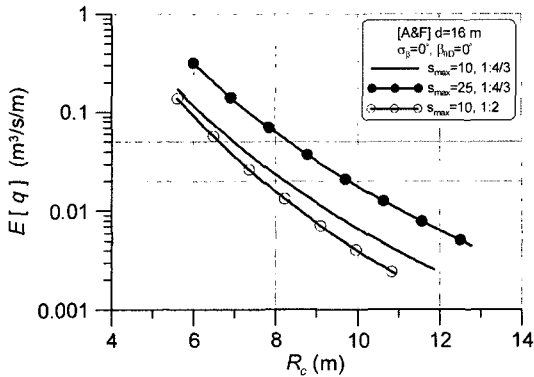


Fig. 12. Expected mean overtopping rate vs. crest elevation for different directional spreading parameters and structure slopes at $d=6$ m ($\sigma_\beta=0^\circ$, $\beta_{0D}=0^\circ$, Aminti & Franco).

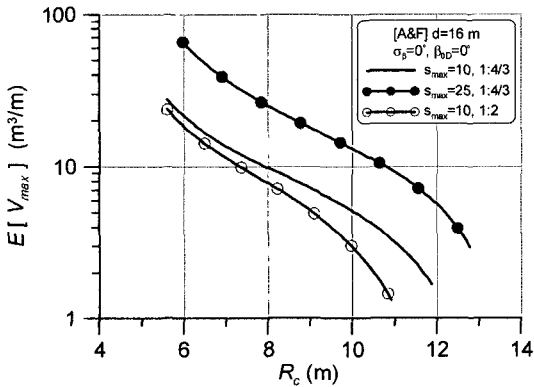


Fig. 13. Expected maximum overtopping volume vs. crest elevation for different directional spreading parameters and structure slopes at $d=16$ m ($\sigma_\beta=0^\circ$, $\beta_{0D}=0^\circ$, Aminti & Franco).

났다. 방향분산계수가 25인 너울의 경우 파봉선이 길어서 주기도 길고 파향의 분산성도 적으므로, 방향분산계수 10인 풍파보다 더 크고 빈번하게 월파가 일어날 수 있다.

Figs. 14, 15에서 방향분산계수가 증가하면 기대평균월파량에 상응하는 기대월파확률은 낮아지고 기대최대월파부피는 커졌으나, 구조물의 경사각에 따라서는 기대평균월파량에 상응하는 월파확률 및 최대월파부피의 기대값의 차이가 거의 없었다.

Figs. 5~8과 12~15는 Aminti and Franco(1988)의 평균월파량 산정식을 사용한 결과이다. van der Meer and Janssen(1995)의 모형을 사용한 결과는 오(2005)에 있으며, Aminti and Franco(1988)의 모형에서와 거의 비슷한 경향을 보였다.

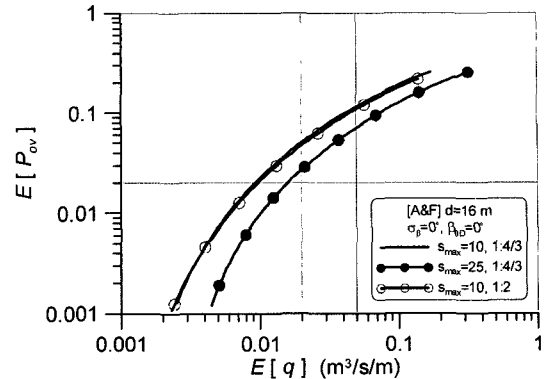


Fig. 14. Expected overtopping probability vs. expected mean overtopping rate for different directional spreading parameters and structure slopes at $d=16$ m ($\sigma_\beta=0^\circ$, $\beta_{0D}=0^\circ$, Aminti & Franco).

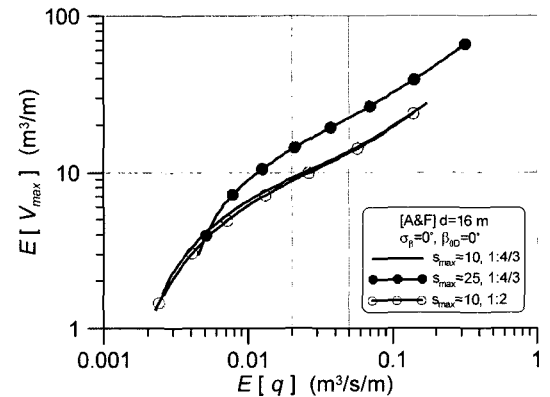


Fig. 15. Expected maximum overtopping volume vs. expected mean overtopping rate for different directional spreading parameters and structure slopes at $d=16$ m ($\sigma_\beta=0^\circ$, $\beta_{0D}=0^\circ$, Aminti & Franco).

4.2 마루높이의 결정

월파의 관점에서 호안의 마루높이를 결정하는 기준에는 크게 두 가지가 있다. 하나는 월파확률이 임의의 허용월파확률보다 작도록 하는 것이고, 다른 하나는 평균월파량이 임의의 허용월파량 q_a 이하가 되도록 마루높이를 결정하는 것이다. 유럽에서는 일반적으로 설계파에 대하여 허용월파확률 2%를 사용한다. 제방(embankment)에서 구조물의 안전성과 관련된 허용월파량의 기준은 전사면과 상부가 피복되어 있을 때 0.02 $m^3/s/m$, 후사면까지 피복되어 있을 때 0.05 $m^3/s/m$ 이다(Simm, 1991).

Tables 5, 6은 수심과 방향분산계수, 심해 설계 주파향 및 구조물의 경사각을 변화시켰을 때, 허용월파량을 기준

Table 5. Determined crest elevation (R_c , m) for Aminti and Franco (1988) model ($\sigma_\beta=0^\circ$)

q_a (m ³ /s/m)	Depth (m)	$\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 10,$	$\tan\alpha = 1:2, s_{\max} = 10,$	$\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 25,$	$\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 10,$
		$\beta_{0D} = 0^\circ$	$\beta_{0D} = 0^\circ$	$\beta_{0D} = 0^\circ$	$\beta_{0D} = 30^\circ$
0.02	6.5	5.26	4.92	6	5.21
	16	8.22	7.26	9.8	7.88
	28	8.11	7.59	9.35	7.74
0.05	6.5	4.48	4.24	5.09	4.42
	16	6.99	5.88	8.31	6.69
	28	6.88	6.54	7.97	6.57

Table 6. Determined crest elevation (R_c , m) for van der Meer and Janssen (1995) model ($\sigma_\beta=0^\circ$)

q_a (m ³ /s/m)	Depth (m)	$\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 10,$	$\tan\alpha = 1:2, s_{\max} = 10,$	$\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 25,$	$\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 10,$
		$\beta_{0D} = 0^\circ$	$\beta_{0D} = 0^\circ$	$\beta_{0D} = 0^\circ$	$\beta_{0D} = 30^\circ$
0.02	6.5	5.68	5.68	5.87	5.6
	16	10.1	10.1	11.05	9.51
	28	9.85	9.85	10.33	9.58
0.05	6.5	4.74	4.74	4.9	4.67
	16	8.46	8.46	9.28	7.94
	28	8.24	8.24	8.64	7.74

으로 결정된 마루높이의 변화를 나타낸다. Tables 5, 6은 각각 Aminti and Franco(1988)와 van der Meer and Janssen (1995)의 모형을 사용한 결과이다. 수심이 28 m와 16 m에서 6.5 m로 얕아지면서 결정된 마루높이가 30~40% 정도 감소했다. 방향분산계수가 10에서 25로 증가하면 마루높이가 10~20% 정도 증가했으며, 심해 설계 주파향이 0°에서 30°으로 커질 때는 5% 안팎으로 감소했다. 한

편 구조물의 경사각이 1:4/3에서 1:2로 완만해질 때 Aminti and Franco(1988)모형에서는 10% 정도 마루높이가 감소했으나, van der Meer and Janssen(1995)의 모형에서는 식 (14)에서 췌기파($\xi_{op} \geq 2$)로 분류되어 평균월파량이 경사각과 무관하게 계산되므로 경사각에 따른 마루높이 차이가 없었다.

Figs. 16, 17은 $\beta_{0D} = 0^\circ \sim 45^\circ$ 에 대해 심해 주파향의

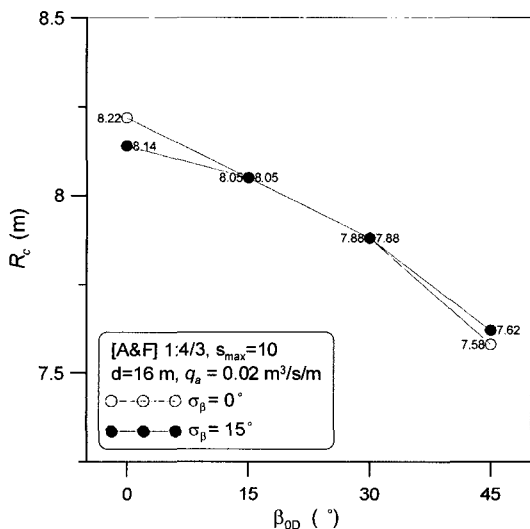


Fig. 16. Determined crest elevation vs. deepwater design principal wave directions for $\sigma_\beta = 0^\circ$ and 15° (A&F, $d = 16$ m, $\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 10$).

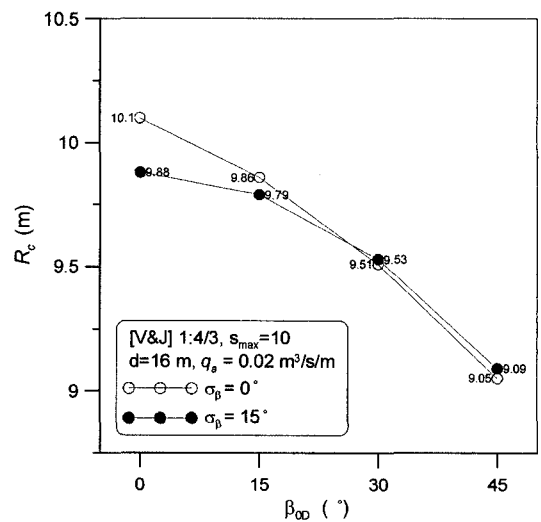


Fig. 17. Determined crest elevation vs. deepwater design principal wave directions for $\sigma_\beta = 0^\circ$ and 15° (V&J, $d = 16$ m, $\tan\alpha = 1:4/3, s_{\max} = 10$).

표준편차를 $\sigma_\beta = 0^\circ, 15^\circ$ 로 달리했을 때 결정된 마루높이의 변화이다. 이 때, 수심 16 m의 1:4/3 경사각을 가진 구조물에서 허용월파량 $0.02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ 를 기준으로 마루높이를 결정하였다. 마루높이는 심해 설계 주파향이 증가함에 따라 점진적인 감소를 보인다. 심해 설계 주파향이 0° 일 때는, 표준편차를 0° 에서 15° 로 변화시키면 심해 주파향이 0° 에서 벗어나게 되어 굴절의 영향을 받으므로 파고와 기대월파확률, 기대평균월파량, 기대최대월파부피가 줄어든다. 반면 심해 설계 주파향이 커지면, 표준편차를 0° 에서 15° 로 변화시킬 때 심해 주파향이 설계 주파항보다 커지기도 하고 작아지기도 하기 때문에, 심해 주파항의 표준편차에 따른 차이는 거의 없다.

5. 결 론

본 연구에서는 호안의 월파 현상에 대한 Level 3 신뢰성 설계법을 개발하여, 마루높이와 평균월파량의 관계 및 월파확률, 월파부피와의 상호관계를 분석하였다. 또한 방향분산계수, 심해 설계 주파항과 심해 설계 주파항의 표준편차를 변화시켜서 파향의 변동성에 따른 영향을 분석하였으며, 설치 수심과 구조물의 경사각을 변화시켜 여러 조건에 따라 반응하는 월파 현상을 분석하였다.

쇄파가 발생하기 시작하는 수심이거나 구조물 전사면의 경사가 급할 때, 그리고 방향분산계수가 큰 너울이 발생하거나 심해 설계 주파항이 0° 일 때, 기대평균월파량과 기대월파확률 그리고 기대최대월파부피가 크게 나타났다. 그리고 수심이나 방향분산계수가 다른 두 지점의 기대평균월파량이 같게 나타날지라도, 쇄파가 발생하기 시작하는 수심이거나 방향분산계수가 25 이상인 너울이 발생하는 곳에서는 상대적으로 기대월파확률은 낮고 기대최대월파부피는 크게 나타났다.

허용월파량을 기준으로 정량적으로 결정된 마루높이는 해석조건에 따라 차이를 보였다. 수심이 쇄파대 안쪽으로 얕아지면($d = 6.5 \text{ m}$) 마루높이가 약 30~40%의 큰 폭으로 감소했고, 반면 방향분산계수가 25에서 10으로 줄어들거나, 심해 설계 주파항이 0° 에서 45° 로 증가하거나, 구조물의 경사가 1:4/3에서 1:2로 완만해지면 10~20% 이내의 작은 폭으로 마루높이가 감소했다.

따라서 수심과 경사각 및 파향의 변동성을 적절히 고려하면 과대·과소 산정을 막아 마루높이 축조비용을 절감하거나 월파에 의한 피해를 방지할 수 있을 것이다. 또한

마루높이 결정에 허용월파확률이나 허용월파량을 일률적으로 적용하기 보다, 월파확률과 평균월파량 그리고 최대월파부피를 통합적으로 적용한다면 좀 더 합리적으로 마루높이를 결정할 수 있을 것이다.

감사의 글

이 논문은 해양수산부의 ‘차세대 항만설계기술 개발’ 과제와 대우 건설 주식회사의 ‘방파제의 신뢰성 설계기술 개발’ 과제, 그리고 두뇌 한국 21 사업의 지원을 받았음.

참고문헌

- 권혁민 (1998). 방향 스펙트럼 파랑에 대한 3차원 쇄파변형 모델. 대한토목학회논문집, 18(II-6), 591-599.
- 권혁민, 이영렬, 조흥연 (2005). 실해역의 조위발생빈도분포를 고려한 기대월파확률. 대한토목학회논문집, 25(1B), 1-8.
- 서경덕, 권혁민, 윤현덕 (2003). 파향의 변동성을 고려한 방파제 피복 블록의 기대피해 계산. 한국해양·해양공학회지, 15(1), 21-32.
- 오정은 (2005). 월파에 대한 호안의 신뢰성 해석. 석사학위논문, 지구환경시스템공학부, 서울대학교, 96.
- 이철웅 (2003a). 경사식 해안 구조물에 대한 처오름의 신뢰성 해석. 대한토목학회논문집, 23(6B), 567-574.
- 이철웅 (2003b). 월파에 대한 경사식 해안 구조물의 신뢰성 해석. 한국해양·해양공학회지, 15(4), 214-223.
- 조흥연, 정신택, 오영민 (2004). 조위자료의 확률밀도함수 추정. 한국해양·해양공학회지, 16(3), 152-161.
- 홍수영, 서경덕, 권혁민 (2004). 파향의 변동성을 고려한 직립방파제 콘크리트 케이슨의 기대활동량 산정. 한국해양·해양공학회지, 16(1), 27-38.
- Aminti, P. and Franco, L. (1988). Wave overtopping on rubble mound breakwaters. Proceedings of the 21st International Coastal Engineering Conference, ASCE, 1, 770-781.
- Banyard, L. and Herbert, D.M. (1995). The effect of wave angle on the overtopping of seawalls. Rep. Ser. 396, Hydraulic Research, Wallingford, U.K.
- Besley, P. (1999). Overtopping of seawalls – design and assessment manual. R & D Technical Report W178, Environment Agency, Bristol, 37.
- Bradbury, A.P., Allsop, N.W.H. and Stephens, R.V. (1988). Hydraulic performance of breakwater crown wall. Rep. Ser. 146, Hydraulic Research, Wallingford, U.K., 385-396.
- Franco, L. and Cavani, A. (2000). Overtopping response of Core-Locs, Tetrapods and Antifer cubes. Coastal Structures'99,

- Losada(ed.), 383-387.
- Goda, Y. (1975). Irregular wave deformation in the surf zone. *Coastal Engineering in Japan*, 18, 13-26.
- Goda, Y. (2000). *Random Seas and Design of Maritime Structures*. 2nd ed. World Scientific, Singapore, 443.
- Hedges, T.S. and Reis, M.T. (1998). Random wave overtopping of simple seawalls: a new regression model. *Proceedings of the Institution of Civil Engineering, Water, Maritime and Energy Journal*, 130, 1-10.
- Hunt, I.A. (1959). Design of seawalls and breakwaters. *Journal of the Waterway and Harbours Division, Proc ASCE, WW3, ASCE, New York*, 85(3), 123-152.
- Jackson, R.A. (1968). Design of cover layers for rubble-mound breakwaters subjected to non-breaking waves. WES Research Report No. 2-11, U.S. Army Waterways Experiment Station, Bickburg, MS, 20-30.
- Kweon, H.M. and Suh, K.D. (2003). Reliability analysis of the expected overtopping probability of rubble mound breakwater. *Proceedings of 13th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE, Honolulu, Hawaii, USA*, 493-496.
- Longuet-Higgins, M.S. (1975). On the joint distribution of the periods and amplitudes of sea waves. *Journal of Geophys. Res.*, 90(18), 2688-2694.
- Ohle, N., Daemrich, K. and Tautenhain, E. (2005). Influence of spectral shape on wave parameters and design methods in time domain. *The 5th International Symposium on Ocean Wave Measurement and Analysis, Madrid, CD-ROM, Paper No. 150, 10*.
- Reis, M.T. (1998). Probabilistic assessment of the safety of coastal structures. PhD thesis, Department of the Civil Engineering, University of Liverpool, Liverpool.
- Ronold, K.O. (1990). Reliability analysis of a coastal dike. *Coastal Engineering*, 14(1), 43-56.
- Shimosako, K. and Takahashi, S. (2000). Application of deformation-based reliability design for coastal structures. *Proceedings of International Conference on Coastal Structures '99, A.A. Balkema, Spain*, 363-371.
- Simm, J.D. (1991). *Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering*. CIRIA/CUR, Special Publication 83, CIRIA, London.
- Takayama, T. and Ikeda, N. (1994). Estimation of encounter probability of sliding for probabilistic design of breakwater. *Proceedings of Wave Barriers in Deepwaters, Port and Harbour Research Institute, Yokosuka*, 438-457.
- Tautenhain, E., Kohlhasse, S. and Partenscky, H.W. (1982). Wave run-up at sea dikes under oblique wave approach. *Proceedings of the 18th International Conference on Coastal Engineering, Cape Town*, 804-810.
- TAW (2002). Technical report wave run-up and wave overtopping at dikes. Technical Advisory Committee on Flood Defence, Delft, 42.
- van der Meer, J.W. and Janssen, W. (1995). Wave run-up and wave overtopping at dikes, in wave forces on inclined and vertical wall structures. Kobayashi and Demirbilek, eds., ASCE, 1-27.
- van der Meer, J.W. and de Waal J.P. (1993). Water movement on slopes. Influence of berm, roughness, shallow foreshore and oblique long- and short-crested wave attack. Report on model investigation, H 1256, WL | Delft Hydraulics (in Dutch).

Received September 26, 2005

Accepted March 8, 2006