

파향의 변동성을 고려한 방파제 소파블록의 신뢰성 설계 Reliability Design of Breakwater Armor Blocks Considering Variability in Wave Direction

서경덕¹ · 권혁민² · 윤현덕³

Kyung Duck Suh¹, Hyuck-Min Kweon², Hyun Deok Yoon³

1. 서 론

방파제에 대한 신뢰성 설계 방법은 유럽과 일본을 중심으로 1980년대 중반 이후로 발전되어 왔다. 유럽에서는 van der Meer(1988a)가 방파제 피복제의 설계에 확률론적인 방법도 도입하였고, Burcharth(1991)는 사석방파제에 대하여 부분안전계수(partial safety factor)를 이용한 신뢰성 설계 방법을 제시하였다. 최근 Burcharth and Sørensen(1999)은 PIANC (Permanent International Association of Navigation Congress) Working Groups의 결과를 요약하여 사석방파제와 직립방파제에 대한 부분안전계수들을 확립하였다. 이러한 유럽의 신뢰성 설계 방법은 소위 말하는 Level 2 방법에 속한다. 반면에 일본에서는 Level 3 방법이 발전되어왔다. Shimosako and Takahashi (1999), Goda and Takagi(2000)는 직립 방파제의 케이슨에 대한 기대활동량을, Hanzawa *et al.*(1996)은 혼성방파제의 소파블록에 대한 기대 피해도를 수명년도에 대하여 산정하였다. 각 설계 인자들의 불확실성을 고려하기 위하여 Monte-Carlo 모의방법이 사용되었다. 부분 안전 계수를 이용한 Level 2 방법은 공학적인 응용이 쉽지만, 일반적으로 Level 3 방법이 보다 유용한 설계 정보를 준다.

일본에서의 신뢰성 설계 방법에 있어서, 심해로부

터 방파제 설치 위치까지의 파랑 변형은 일방향 불규칙 파랑이 해안선에 평행한 직선인 등심선에 직각으로 입사한다는 가정하에 계산되었다. 쇄파의 의한 파고의 감소는 Goda(1975)의 모형을 사용하여 구하였다. 그러나 실제 해역에서는 일정하지 않은 주파향을 가지는 다방향 불규칙파가 해안선에 비스듬히 입사하므로, 천수와 쇄파 뿐만 아니라 굴절도 거치게 된다. 파향의 변동성을 무시할 경우, 방파제 설치 위치에서의 파고는 과대 산정될 것이며, 이로 인해 방파제는 과대 설계 될 것이다. Takayama and Ikeda (1993)는 이러한 파고의 과대산정을 보정하기 위하여 유의 파고와 최대 파고에 대하여 각각 6%와 13%를 감소할 것을 제안하였다. 그러나 더욱 정확한 천해파고의 계산을 위해서 파향의 변동성을 고려한 파랑 변형 모형이 이용되어야 할 것이다.

본 연구에서는 Hanzawa *et al.*(1996)에 의해 개발된 신뢰성 설계 방법을 파향의 변동성을 고려한 방법으로 확장하도록 한다. 파향의 변동성은 불규칙 다방향 파의 방향 분포, 해안선의 법선에 대한 설계 주파향의 경사 및 설계 주파향에 대한 표준편차를 포함한다. 쇄파대를 포함한 임의의 해저지형을 지나는 파랑변형을 계산하기 위하여 Kweon and Goda(1996)의 쇄파 모형과 Karlsson(1969)의 스펙트럼 굴절 모형을 결합한 Kweon *et al.*(1997)의 모형을 이용한다. 이 모형은 일

¹ 서울대학교 지구환경시스템공학부(School of Civil, Urban and Geosystem Engineering & Research Institute of Marine Systems Engineering, Seoul National University, San 56-1, Shinlim-Dong, Gwanak-Gu, Seoul 151-742, Korea, E-mail: kdsuh@snu.ac.kr)

² 경주대학교 토목공학과(Department of Civil Engineering, Kyongju University, San 42-1, Hyohyun-Dong, Kyongju-Si, Kyongsangbuk-Do 780-210, Korea, E-mail: hmkweon@kyongju.ac.kr)

³ ㈜한아엔지니어링 (Hanah Engineering Co., Ltd., Kwansesa Bldg., 4Fl., 209-9 Nonhyun-Dong, Kangnam-Gu, Seoul 135-010, Korea, E-mail: hdoug@hanah.co.kr)

정경사면을 지나는 일방향 불규칙파에 대한 Goda(1975)의 결과와, 언덕(shoal)을 지나는 다방향 불규칙 파랑 변형에 대한 Vincent and Briggs(1989)의 실험 결과와의 비교를 통하여 검증되었다.

다음 장에서 방파제의 소파 블록의 기대 피해도를 구하기 위한 계산 과정이 기술되었다. 3장에서는 우리나라의 동해안에 대한 파향의 변동성을 분석하였다. 4장에서는 파향의 변동성의 중요성을 명확히 하기 위하여 선행 연구들과 본 연구의 결과를 비교한 계산 예를 제시하였다. 결론 및 향후연구과제가 뒤를 잇는다.

2. 계산 과정

신뢰성 설계는 기본은 하중과 저항의 확률론적인 특성을 고려하는데 있다. 서론에서 언급한 바와 같이, 본 연구에서는 설계 인자들의 확률 밀도 함수를 이용한 Level 3 방법을 이용한다. 설계 인자들의 확률 변수의 이용은 Fig. 1에 나타난 순서도와 관련하여 아래에 설명되었다.

2.1. 심해파랑

방파제의 소파블록의 피해는 대개 설계파에 상응할 만한 파고를 가지는 큰 파랑에 의해 발생한다. 그러므로 년최대 파고만을 계산에 포함시키도 충분한 것으로 간주한다. 심해파고는 보통 극치파고 분포를 이용하여 구한다. 이 때 극치파고 분포는 장기간의 관측이나 산출(hindcast)에 의한 극치파고 자료로부터 구성된다. 본 연구에서는 년최대파고를 구하기 위하여 아래와 같은 Weibull분포를 이용한다.

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

여기서, x 는 년최대 유의파고, A , B , k 는 각각 척도 파라미터(scale parameter), 위치 파라미터(location parameter), 형 파라미터(shape parameter)이다. 식 (1)과 같은 극치분포 함수로부터 년최대 유의파고를 무작위로 추출하고 그 값을 H_{0e} 라 한다. 이렇게 추출된 년최대 파고는 통계적인 변동성을 고려하여 평균이 H_0 이고 표준편차가 σ_{H_0} 인 정규분포로 주어진다. 이러한 변동성은 표본자료의 부족이나 파랑 산출(hindcasting)의 부정확으로 인한 극치분포함수 결정에 있어서의 불확실성을 나타낸다. 심해파고의 평균 및 표준편차는 H_{0e} 와 다음과 같은 관계를 가진다고 가정한다(Takayama and Ikeda, 1994).

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

여기서, α_{H_0} 와 γ_{H_0} 는 각각 편倚(偏倚, bias)와 변동계수(deviation coefficient)이다. 계산에 이용되는 표본 심해파고 H_{0e} 는 식 (2)에 주어진 심해파고의 평균(H_0)과 표준편차(σ_{H_0})를 가지는 정규난수발생을 시켜 얻을 수 있다. 이에 대응하는 유의주기는 일정한 심해 파형경사로부터 구한다(본 연구에서는 0.03).

$$T_s = \left(\frac{2\pi H_{0e}}{0.03g}\right)^{1/2} \quad (3)$$

여기서, g 는 중력가속도이다.

방향분포 파라미터 s_{max} 를 가지는 심해 다방향 불규칙파는 해안선의 법선에 대하여 주파향(α_p)₀의 각도를 가지고 비스듬히 입사한다고 가정한다. 주파향은 통계적인 변동성을 고려하여 평균이 설계 주파향과 같은 $(\alpha_p)_{0d}$ 이고, 표준편차가 $\sigma_{(\alpha_p)_0}$ 인 정규분포를 따른다고 가정한다. 해안선에 직각으로 입사하는 일방향 불규칙파는 $s_{max} = \infty$, $\sigma_{(\alpha_p)_0} = 0$, $(\alpha_p)_{0d} = 0$ 이라 하여 재현할 수 있다.

심해에서의 방향 스펙트럼은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$S_0(f, \theta) = S_0(f)G(\theta | f) \quad (4)$$

여기서, f 와 θ 는 각각 파랑의 주파수와 방향을 나타낸다. $S_0(f)$ 는 다음과 같이 주어지는 Bretschneider-Mitsuyasu 주파수 스펙트럼이다.

$$S_0(f) = 0.205H_{0e}^2 T_s^{-4} f^{-5} \exp[-0.75(T_s f)^{-4}] \quad (5)$$

그리고, $G(\theta | f)$ 는 아래와 같은 방향 분포 함수이다.

$$G(\theta | f) = G_0 \cos^{2s} \left(\frac{\theta}{2}\right) \quad (6)$$

위 식에서, G_0 는 다음과 같이 주어진 상수이다.

$$G_0 = \frac{1}{\pi} 2^{2s-1} \frac{\Gamma^2(s+1)}{\Gamma(2s+1)} \quad (7)$$

여기서, Γ 는 감마 함수(Gamma function)이다. 방향 분포 파라미터 s 는 최대치인 s_{max} 와 다음과 같은 관

계를 가지고 있다.

$$s = \begin{cases} (f/f_p)^s s_{\max}, & f \leq f_p \\ (f/f_p)^{-2.5} s_{\max}, & f \geq f_p \end{cases} \quad (8)$$

여기서, f_p 는 스펙트럼 최대치에서의 주파수를 의미하고, Bretschneider-Mitsuyasu 주파수 스펙트럼일 때 주기와 $f_p = 1/(1.05T_s)$ 의 관계를 가진다.

2.2. 파랑 변형

조석에 의한 해수면의 변화는 설계수위(e.g. LWL)와 조석 간만의 폭(e.g. HWL)사이를 사인(sinusoidal)함수의 형태로 변화한다고 가정한다. 평균 해수면에 대한 표본 조위 η 는 사인곡선의 위상을 따라 0 and 2π 사이에서 등분포 난수발생을 이용한다는 가정하에 결정된다.

심해파랑이 방파제의 설치지점까지 진행하는 동안, 다양한 천수 파랑 변형을 겪게 된다. 본 연구에서는 불규칙 다방향파의 파랑변형을 계산하기 위하여 Kweon *et al.*(1997)의 모형을 이용한다. 심해파의 방향 스펙트럼과 조위가 주어지면, 이 모형은 계산 영역 내에서 각 격자점에서의 방향 스펙트럼을 계산할 수 있다. 이로부터 유의파고와 주파향을 구할 수 있다. 이 모형은 반사와 회절을 제외한 대부분의 천수 파랑 변형을 포함한다.

Kweon *et al.*(1997)의 모형을 이용하여 구한 설계 지점에서의 파고 $H_{1/3e}$ 역시 계산상의 불확실성을 가지고 있다고 가정하여 심해파고와 마찬가지로 정규분포를 이용한 통계적인 변동성을 고려한다. 평균 $H_{1/3}$, 표준편차 $\sigma_{H_{1/3}}$ 는 $H_{1/3e}$ 과 다음과 같은 관계를 가지고 있다고 가정한다.

$$H_{1/3} = (1 + \alpha_{H_{1/3}})H_{1/3e}, \quad \sigma_{H_{1/3}} = \gamma_{H_{1/3}} H_{1/3e} \quad (9)$$

여기서, $\alpha_{H_{1/3}}$ 과 $\gamma_{H_{1/3}}$ 은 각각 편의(偏倚, bias)와 변동계수(deviation coefficient)를 나타낸다. 설계 지점에서의 표본 파고 $H_{1/3c}$ 은 식 (9)를 이용한 정규난수발생을 통하여 결정된다.

Kweon *et al.*(1997)의 모형은 설계지점에서의 파고뿐만 아니라 주파향도 계산한다. 그러므로 이론적으로는 방파제의 소파블록의 안정성을 고려할 때 비스듬히 입사하는 파향의 영향까지 고려해야 한다. 그러나, 현재까지의 방파제 소파블록의 안정공식들은 소파블록에 대한 파향의 영향에 관한 다수의 연구가 있음에도 불구하고(Losada and Giménez-Curto, 1982; Christensen *et al.*, 1984; Matsumi *et al.*, 1994; Ryu, 2001)

파랑이 방파제에 직각으로 입사한다는 가정 하에 주어져 있다. 그러므로 본 연구의 소파블록의 피해도 계산에 있어서 파랑은 방파제에 직각으로 입사한다고 가정한다. 그러나 파랑변형 계산 과정에 있어서 이미 파향의 영향을 고려했기 때문에 Goda(1975)의 모형을 이용하여 얻은 피해도 결과와는 다른 값을 가지게 될 것이다.

2.3. 소파블록의 피해도 계산

방파제 소파블록의 신뢰성 설계에 있어서, 수명년도 동안의 기대 피해도는 허용 설계 피해도보다 작게 설계되어야 한다. 수평 혼성 방파제의 소파블록의 피해도를 구하기 위해서 Tetrapods에 대해 Hanzawa *et al.*(1996)가 제안한 다음의 안정공식을 이용하였다.

$$N_s = \frac{H_{1/3}}{\Delta D_n} = 2.32 \left(\frac{N_0}{N^{0.5}} \right)^{0.2} + 1.33 \quad (10)$$

여기서, N_s 는 안정수(stability number), Δ 는 소파블록의 수중 상대밀도($= \rho_s / \rho - 1$; ρ_s =블록의 밀도, ρ =해수의 밀도), D_n 은 블록의 공칭 지름($= V^{1/3}$; V =블록의 부피), N_0 는 van der Meer (1988b)에 의해 제안된 피해도로서 방파제 길이방향의 폭 D_n 의 범위 내에서 이동한 블록의 개수, N 은 폭풍 기간 동안의 파수이다. 이 식은 피해도를 구하기 위해 다음과 같이 정리할 수 있다.

$$N_0 = \left(\frac{H_{1/3} - 1.33}{2.32} \right)^5 N^{0.5} \quad (11)$$

소파블록의 피해는 한계파고(H_{cri})보다 큰 파랑에 의해 수명년도동안 누가적으로 발생한다고 가정한다. 한계파고(H_{cri})는 식 (10)에서 $N_0 = 0$ 에 해당하는 파고, 즉 $H_{cri} = 1.33\Delta D_n$ 이다. 피해도의 축적은 Hanzawa *et al.*(1996)의 방법과 같이 계산되었다. 간단하게 요약하면 다음과 같다. 방파제에 i 번째 해에 작용하는 파랑의 파고를 $H_{1/3c}(i)$, $(i-1)$ 번째 해까지 발생한 총 피해를 $N_0(i-1)$ 으로 하여 식 (10)에서 유도한 식 (12)에 $H_{1/3}$, N_0 대신 $H_{1/3c}(i)$, $N_0(i-1)$ 을 각각 대입하여 $(i-1)$ 번째 해까지 방파제에 작용한 파의 총 개수 N' 을 구한다.

$$N^* = \left(\frac{H_{1/3} - 1.33}{2.32} \right)^{-10} N_0^2 \quad (12)$$

i 번째 해까지의 총 피해 $N_0(i)$ 는 $N = N^* + N(i)$, $H_{1/3} = H_{1/3c}(i)$ 로 두고, 식 (11)에 대입하여 구한다. i 번째 해 동안 증가한 피해도는 $\Delta N_0 = N_0(i) - N_0(i-1)$ 이다. 피해도의 불확실성을 고려하기 위해서, 평균 ΔN_0 , 표준편차 $\sigma_{\Delta N_0}$ 인 정규 분포를 이용하여 통계적 변동성을 고려한다. Tanimoto *et al.*(1985)의 실험자료를 분석하여 Hanzawa *et al.*(1996)은 다음과 같이 ΔN_0 와 $\sigma_{\Delta N_0}$ 의 관계를 제시하였다.

$$\sigma_{\Delta N_0} = 0.36 \Delta N_0^{0.5} \quad (13)$$

ΔN_{0c} 의 표본 자료는 ΔN_0 와 식 (13)에서 정의된 $\sigma_{\Delta N_0}$ 을 가지는 정규난수발생을 통해 얻을 수 있다.

마지막으로 i 번째 해까지의 피해도는 $N_0(i) = N_0(i-1) + \Delta N_{0c}$ 로 구한다.

위에서 언급한 방법은 임의의 해까지의 피해도를 계산한 과정이다. 수명년도 동안의 축적되는 총 피해도는 이러한 과정을 방파제의 수명년도까지 반복하여 구한다. 한 수명년도 동안의 과정은 Fig. 1에 나타내었다. 이 과정을 2000번 반복하여 평균하면 한 수명년도 동안의 기대 피해도를 구할 수 있다. 반복 시행 횟수 2000번은 Hanzawa *et al.*(1996)에 기초한 값으로서, 이러한 반복 시행을 거친 후 통계적으로 안정된 결과를 얻을 수 있다.

3. 주파향의 변동성 분석

실제 해역에서의 합리적인 주파향을 구하기 위하여 한국해양연구원(Korea Ocean Research and Development Institute)의 홈페이지(<http://www.kordi.re.kr>)에서 제공하는 파랑모델 산출자료를 분석하였다. 심해파랑은 20년 동안(1979년부터 1998년까지) 매 3시간 마다 HYPА (HYbrid PARAMetrical)모형과 ECMWF(European Center for Medium-range Weather Forecasts)바람자료를 이용하여 산정하였다. 격자 간격은 약 27 km이다. 이 사이트는 Fig. 2에서 보듯이 남한 주변의 67개 지점에 대하여 유의파고, 주기, 주파향, 방향 스펙트럼의 통계 자료를 제공한다. 본 연구에서는 Fig. 2와 같이 동해안을 따라 지점 53에서 지점

67(지점 57과 61은 제외)까지의 자료를 이용한다. 이 지역에서는 해안선이 대체로 단조로우며, 조석간만의 차는 매우 작고(즉, 몇 십 센티미터), 북동쪽으로부터의 파랑이 지배적이다.

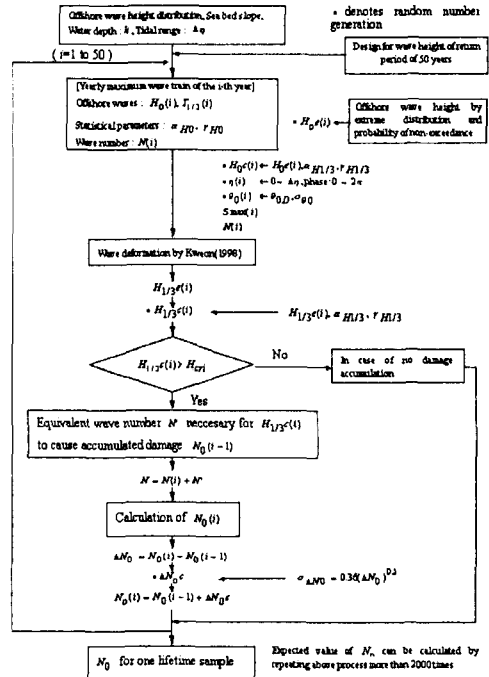


Fig. 1. Flow chart for computation of total damage level within one lifetime [modified from Hanzawa *et al.* (1996)].

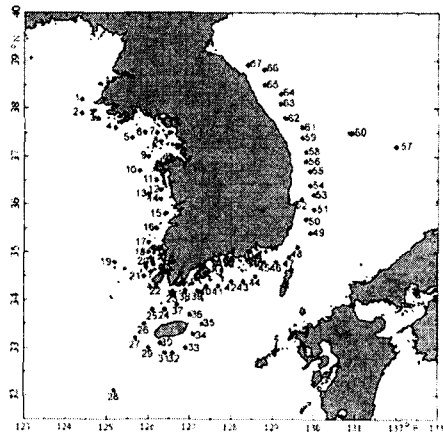


Fig. 2. Location of wave hindcasting (from <http://www.kordi.re.kr>)

Table 1에 각 지점에서 3m이상 되는 유의 파고의 발생 회수를 16방위에 대하여 나타내었다. 평균 주파향은 북쪽으로부터 시계 방향으로 측정된다. 해안선의 법선방향으로부터는 반시계 방향으로 측정된다. 또한 각각의 지점에 대하여 표준편차도 표기되었다. 지점 53부터 58까지는 해안선은 남북방향이지만, 지점 59부터 67까지는 남북방향에서 30° 정도 틀어져 있다 (Fig. 2참조). 평균 주파향은 지점 61까지는 거의 42°로 일정하지만, 그 이후로 북쪽으로 갈수록 동쪽으로 치우치는 것을 알 수 있다. 표준편차는 남쪽으로 갈수록 조금씩 커지는데 이는 태풍의 영향일 것이다. 해안선의 법선에 대한 평균 주파향은 지점 53부터 58까지, 지점 62부터 64까지 각각 일정한 값을 갖는다. 특

히, 지점 53부터 58까지는, 주파향이 해안선의 법선과 이루는 각이 크고 표준편차도 커서, 천해에서의 파고 산정에 있어서 파향의 영향이 중요할 것이다.

4. 예 제

이 장에서는, 본 연구의 결과와 선행 연구결과와의 비교를 통해서 파향의 중요성을 나타내기로 한다. 비록 Kweon *et al.*(1997)모형이 불규칙한 지형을 지나는 불규칙 다방향파를 계산할 수 있지만, 여기에서는 간단하지만 파향의 영향을 나타내기엔 충분한 단순경사면을 고려하기로 한다. 통상적으로 사용되는 계산 조건은 아래와 같다.

Table 1. Averages and standard deviations of principal wave directions (unit: degrees)

Loca- -tion n No	Number of occurrence ($H_0 > 3\text{ m}$)							Average (α_p) ₀ (cw from N)	Average (α_p) ₀ (ccw from shore-norm al direction)	$\sigma_{(\alpha_p)_0}$
	NNW	N	NNE	NE	ENE	E	ESE			
53		3	102	104	46	5		40.5	49.5	18.2
54		7	80	126	48	5		42.0	48.0	18.1
55		6	87	121	41	6		41.0	49.0	18.1
56		8	59	133	37	3		42.0	48.0	16.9
58		4	66	154	33	2	1	42.1	47.9	15.8
59		8	43	148	29	1		42.3	17.7	15.2
61	3	7	51	143	32	1		41.0	19.0	17.0
62		3	16	134	50	1		48.3	11.7	13.9
63		2	10	137	48	2	1	49.6	10.4	13.7
64		3	8	113	36	2	1	49.0	11.0	14.5
65			3	58	51	2	1	55.8	4.2	14.0
66			2	37	39	6	1	58.8	1.2	15.9
67			2	2	32	3	1	66.9	-6.9	14.7

$k = 2.0$, $A = 2.23$, $B = 4.78$ 인 Weibull분포가 심해파고의 극치분포로 사용되었다. 이 경우 재현주기가 50년인 심해 설계파고는 9.2m로 주어진다. 심해 파형경사는 0.03으로 일정하다고 가정하면 이에 상응하는 설계 주기는 14sec이다. 심해 파고의 불확실성을 나타내는 파라미터는 $\alpha_{H_0} = 0.0$ 과 $\gamma_{H_0} = 0.1$ 을 사용한다. 파수는 모든 계산에 있어서 1000으로 한다. 조위차는 1.0m로 가정한다. 바닥경사는 1/50과 1/10을 사용하였다. 수심은 LWL일때, 7, 9, 11, 13, 15, 17, 19, 21m에 대하여 조사하였다. 각 수심에서의 설계파고는 조위를 LWL과 HWL 사이를 변화시키면서 $H_0 = 9.2\text{ m}$ 인 심

해파고가 파랑변형을 거쳐 도달한 파고의 최대값을 취한다. Tetrapods의 중량은 각각의 수심에서 $N_0 = 0.3$, $N = 1000$ 의 조건 하에 식 (10)을 이용하여 구한다.

4.1. 단순경사면에 직각으로 입사하는 일 방향 불규칙파

Hanzawa *et al.*(1996)은 단순경사면에서 일방향 불규칙파가 수평 혼성 방파제의 Tetrapods에 직각으로 입사할 때의 기대 피해도를 Goda(1975)의 모형을 이용하여 계산하였다. 반면에 Kweon *et al.*(1997)은 3차원 파랑변형 모형에서 방향 분포 파라미터인 s_{max} 를

1000으로 하여 일방향파를 재현하여 그 결과가 Goda(1975)의 모형과 대체로 일치함을 보였다. 본 연구에서는 파랑 변형을 계산하기 위하여 Kweon *et al.*(1997)의 모형을 이용하여 구한 Tetrapods의 기대 피해도를 Hanzawa *et al.*(1996)의 결과와 비교하였다. 파랑변형 모형의 결과가 비슷하므로 두 모형을 이용한 기대 피해도는 큰 차이를 나타내지 않음을 예상할 수 있다. 파랑 변형 계산의 불확실성을 나타내는 파라미터는 Hanzawa *et al.*(1996)과 마찬가지로 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.13$, $\gamma_{H_{1/3}} = 0.09$ 을 이용하였다.

각각의 수심에서의 설계 파고와 Tetrapods의 설계 중량은 Table 2에 나타내었다. 두 값은 대체로 바닥경사가 1/10일 때는 Hanzawa *et al.*(1996)의 값보다 약간 크게 계산되었지만, 바닥경사가 1/50일 경우에는 약간 작게 계산되었다. 이는 사용된 파랑변형 모형이 다르기 때문이다. Fig. 3은 각각의 수심에서 본 연구와 Hanzawa *et al.*(1996)의 기대 피해도를 비교한 것이다. 두 모델간 약간의 차이가 있지만 전체적인 경향은 예상대로 비슷한 것을 알 수 있다.

Hanzawa *et al.*(1996)은 파랑 변형의 편의(bias)를 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.13$ 로 하였다. 하지만 Takayama and Ikeda (1993)에 따르면, Goda(1975) 모형을 이용하는 데 있어서 편의(bias)는 유의파고에 대하여 -0.06을, 최대파고에 대해서는 -0.13을 사용한다. 사석 방파제의 설계에는 유의파고가 이용되므로 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 를 이용하는 것이 합리적인 것이다. Fig. 4는 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.13$ 과 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 을 사용했을 때의 결과를 비교한 것이다. 수심에 따른 경향은 각각의 바닥경사에 대하여 같지만, 피해도는 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 가 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.13$ 일 때보다 거의 두 배의 값을 가진다.

4.2. 파향의 변동성의 영향 검토

본 연구의 궁극적 목적은 소파블록의 기대 피해도를 구하는데 있어서 Goda(1975)모형에는 포함되지 않은 파향의 변동성의 영향을 조사하는 것이다. 이런 목적으로, 본 연구에서는 Table 3과 같이 6가지 경우에 대해서 계산을 수행하였다.

Case 1은 Goda(1975)의 모형과 같이 직각으로 입사하는 일방향 파를 나타낸 것이다. Case 2는 방향 분포의 영향을 포함한 것이다. 방향 분포 파라미터 s_{max} 는 20이 이용되었다. 이는 심해 파형경사가 0.03일 때에 해당하는 값이다(Goda, 2000, p. 35). Case 3은 해안선의 법선방향에 대하여 20°의 각도로 비스듬히 입사하는 다방향파를 나타낸 것으로서 오직 굴절의 영향만 포함한 것이다.

Table 2. Design wave heights and masses of Tetrapods

Seabed slope	Water depth (m)	Design wave height (m)	Mass of Tetrapods (tf)
1/10	7	8.97	78.4
	9	9.82	103.0
	11	10.48	124.8
	13	10.79	136.6
	15	10.33	119.8
	17	9.88	104.8
	19	9.58	95.5
1/50	21	9.36	89.3
	7	5.03	13.9
	9	6.22	26.2
	11	7.32	42.7
	13	8.29	62.1
	15	9.08	81.4
	17	9.59	95.9
1/50	19	9.58	95.5
	21	9.37	89.3

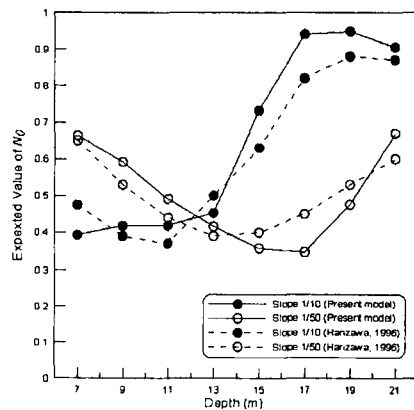


Fig.3. Comparison of expected damage level between present model and Hanzawa *et al.*'s (1996) model.

Case 4는 주파향의 변동성을 영향을 검사하기 위한 경우이다. $(\alpha_p)_{0d} = 0^\circ$ 과 $\sigma_{(\alpha_p)_0} = 15^\circ$ 이 사용되었다. 이 경우 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 과 $\gamma_{H_{1/3}} = 0.09$ 이 사용되었다. 그러나 Case 2에서 4까지는 Goda(1975)모형에서는 무시된 굴절과 방향분포의 일부분만을 고려하였다. 그러므로, 편의(bias)는 분명히 -0.06보다 작아야 한다.

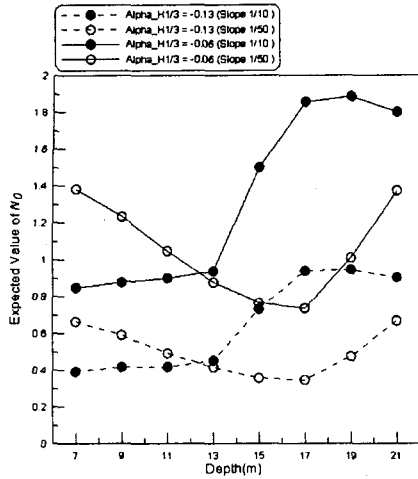


Fig. 4. Comparison of expected damage level Between $\alpha_{H_{1/3}} = -0.13$ and $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$.

Table 3. Test conditions

Case No.	s_{max}	$(\alpha_p)_{0d}$ (deg.)	$\sigma(\alpha_p)_0$ (deg.)	$\alpha_{H_{1/3}}$
1	1000	0	0	-0.06
2	20	0	0	-0.06
3	1000	20	0	-0.06
4	1000	0	15	-0.06
5	20	20	15	0.0
6	20	48	17	0.0

대략 -0.04일 것이다. 그러나 얼마나 작아지는지 확실하지 않기 때문에 -0.06이 아무런 수정 없이 사용되었다. Case 5는 Case 2에서 4까지 부분적으로 고려되었던 파향의 변동성을 모두 고려한 것이다. Case 6은 Fig. 2의 지점 53부터 58까지의 조건을 나타내고 있다(Table 1 참조). Case 5 와 6 에서 모든 파향의 변동성은 포함되었다. 그러므로 파랑변형을 계산하는데 있어서 편의(bias)는 사용되지 않는다. 즉 $\alpha_{H_{1/3}} = 0.0$ 으로 하였다. 그러나 계산상의 오류는 여전히 존재하므로 $\gamma_{H_{1/3}} = 0.09$ 는 앞의 경우와 같다.

Fig. 5는 s_{max} 가 1000과 20일 때, 각 수심에서의 파고의 변화를 보이고 있다. 예상대로 방향 분포를 가질 때의 파고가 일방향파의 파고보다 작은 것을 알 수 있다. 그러나 바닥경사가 1/50일 때, 천해로 갈수록 거의 차이가 없는데 이것은 완만한 경사를 가지는 바닥을 진행하면서 방향 분포의 효과가 사라지기

때문일 것이다.

Fig. 6은 Case 1과 2일 경우, 각 수심에서의 기대 피해도를 비교한 것이다. Fig. 5에서 알 수 있듯이, 방향성을 가지는 파랑이 일방향파보다 파고가 작으므로 Case 2일 때의 기대 피해도가 Case 1일 때의 결과보다 작게 계산되었다. Fig. 5에서 파고의 차이가 천해로 갈수록 작아지듯이 두 경우의 기대 피해도의 차이도 수심이 얕아질수록 작아졌다.

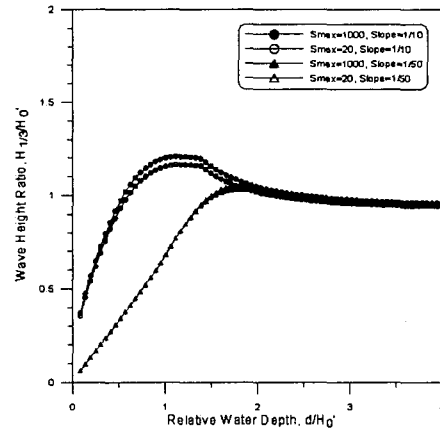


Fig. 5. Comparison of wave height variation with water depth between unidirectional wave with ($s_{max} = 1000$) and directional waves ($s_{max} = 20$).

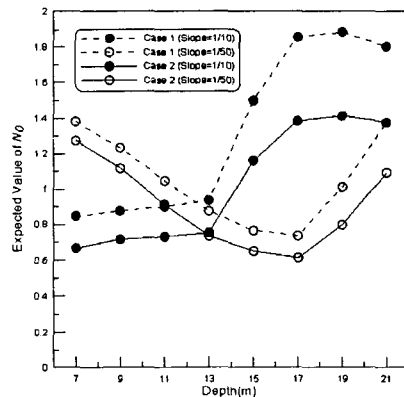


Fig. 6. Change of expected damage level due to effect of directional spreading.

Fig. 7은 Case 1과 3을 비교한 것이다. 굴절의 영향으로 인하여 비스듬히 입사하는 파랑의 파고는 직각으로 입사하는 파랑의 파고보다 작게 계산되었다. 그러므로 Case 3의 피해는 Case 1의 경우에 비하여 작다. Fig. 8은 Case 1과 4를 비교한 것이다. 이 경우에도 굴

절의 영향으로 인해 Case 4의 피해도는 Case 1보다 작게 계산되었다.

Fig. 9는 Case 1과 5를 비교한 것이다. Cases 2부터 4까지의 경우와는 다르게, Case 5의 기대 피해도는 바닥경사가 1/10일 때 깊은 수심의 경우를 제외하고는 Case 1보다 크다. 하지만 그 차이는 매우 작다. 또한 바닥경사가 1/50일 때, 수심이 얕아질수록 기대 피해도의 차이는 증가하였다. 이는 Case 2부터 4까지의 경우, 수심이 얕아지면서 그 차이가 감소하거나 일정한 결과와는 다른 경향이다. Case 1과 5에 대하여 $\alpha_{H_{1/3}}$ 는 각각 -0.06과 0.0을 이용한 것을 상기할 때, Case 1에서 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 을 이용한 것은 파향의 변동성을 모두 고려한 경우와 비교해서 과다하게 파고를 감소시킨 것으로 보인다. 따라서 이론적으로는 $\alpha_{H_{1/3}} = -0.06$ 을 사용함에 있어서 파고의 측정치와 계산치의 비교를 바탕으로 그 타당함을 검토해야 할 것이다.

Fig. 10은 Case 1과 6을 비교한 것이다. 바닥경사가 1/50일 때, 수심이 얕은 경우를 제외하고는 Case 6의 기대 피해도는 Case 1의 경우보다 작다. Case 5와 비교했을 때, 설계 주파향은 매우 크고 표준편차 또한 Case 6의 경우가 약간 크므로, 파랑의 굴절의 영향이 더 크다는 것을 예상할 수 있다. 이러한 영향은 Case 5와 6의 결과를 비교함으로써 확인할 수 있다. 수심이 깊고 바닥경사가 급할수록 굴절의 영향으로 인하여 Case 5와 6의 기대 피해도의 차이는 명확해진다. 그러나 수심이 얕아지고 바닥경사가 완만해질수록 왜곡의 의한 영향이 굴절보다 크므로 그 차이는 작아진다.

위의 결과를 종합하면 천해에서의 방파제의 신뢰성 설계에 필요한 파고를 보다 합리적으로 산정하기 위해서는 일정한 편향(bias) $\alpha_{H_{1/3}}$ 를 이용한 파고의 보정보다는 파향의 변동성을 고려한 파랑변형을 수행하는 것이 필요하다. Case 1의 경우처럼 파향을 고려하지 않은 설계는, 수심과 바닥경사에 따라 기대 피해도를 크게 과대 산정하거나 과소 산정할 가능성이 있는 것을 알 수 있다. 그러나 이것도 파랑이 방파제에 직각으로 입사한다는 가정에 기초하고 있다. 파향의 효과를 더욱 정확하게 고려하기 위해서는 비스듬히 입사하는 파에 대한 안정공식이 개발되어야 할 것이다.

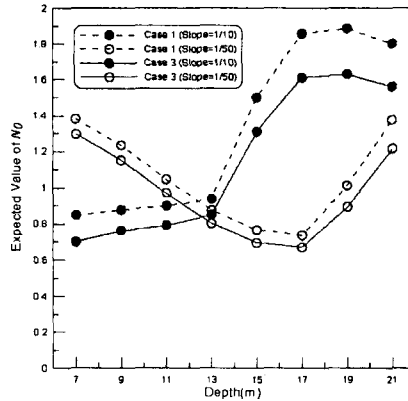


Fig. 7. Change of expected damage level due to effect of wave refraction.

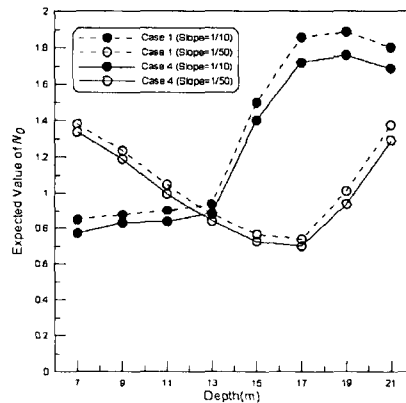


Fig. 8. Change of expected damage level due to effect of variation of principal wave direction.

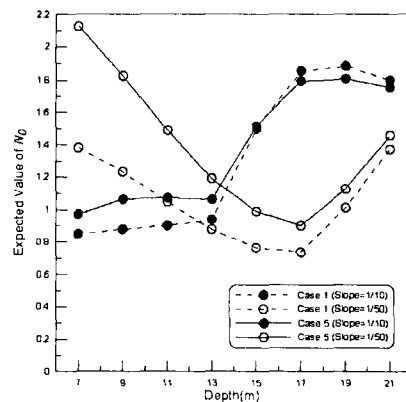


Fig. 9. Change of expected damage level due to all effects of directional spreading, wave refraction, and variation of principal wave direction.

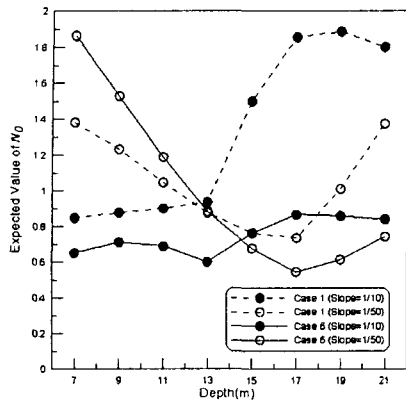


Fig. 10. Same as Fig. 9, but for use of field data at locations 53 to 58 in Fig. 2.

5. 결론 및 향후 연구 과제

본 연구에서, Hanzawa *et al.* (1996)에 의해 개발된 수평 혼성 방파제의 소파블록에 대한 기대 피해도를 계산하기 위한 Level 3 신뢰성 설계 방법을 파향의 변동성을 고려한 방법으로 확장하였다. 파향의 변동성을 포함하여 소파블록의 기대 피해도를 산정하면 그 영향이 크다는 것을 확인하였다. 만일 본 연구에서 가정한 바와 같이, 방파제에 비스듬히 입사하는 파랑에 대하여, 직각으로 입사하는 파랑에 대해 제안된 안정공식을 이용하더라도 파향을 무시한 선행 연구결과는 수심과 바닥경사에 따라 과대 산정되거나 과소 산정될 수 있다.

본 연구에서는 선행 연구자들이 행한 것과 마찬가지로 단순경사면에서의 결과만 비교하였다. 그러나 본 연구에서 이용한 Kweon *et al.* (1997)의 모형은 쇄파대를 포함한 임의의 지형의 파랑 변형을 계산할 수 있기 때문에, 실제 해역에 적용시킬 수 있다. 또한 본 연구에서 사용한 방법은 수평 혼성방파제뿐만 아니라 소파블록에 대한 적당한 안정공식이 제안되면 사석 방파제에 대해서도 적용시킬 수 있다. 또한 직립 방파제 케이슨의 기대 활동량을 구하는 계산에도 이용할 수 있다. Goda(2000)의 압력산정 공식은 방파제에서 파향의 영향을 포함하는데 이는 Kweon *et al.* (1997)의 모형에서 구할 수 있기 때문에 특히 흥미로운 것이다. 마지막으로, 소파블록의 안정성에 대한 파향의 영향을 더욱 정확하게 고려하기 위해서는, 직립 방파제에 대한 Goda(2000)의 파압산정 공식과 같이 비스듬히 입사하는 파랑에 대한 신뢰할 만한 안정공식이 개발되어야 할 것이다.

감사의 글

본 연구는 두뇌한국 21 사업의 지원을 받았다.

참고문헌

- Burcharth, H. F., 1991. Introduction of partial coefficient in the design of rubble mound breakwaters. *Proc. Conf. on Coastal Structures and Breakwaters*, Inst. of Civil Engrs., London, pp. 543-565.
- Burcharth, H. F. and Sørensen, J. D., 1999. The PIANC safety factor system for breakwaters. *Proc. Int. Conf. Coastal Structures '99*, A. A. Balkema, Spain, pp. 1125-1144.
- Christensen, F. T., Broberg, P. C., Sand, S. E. and Tryde, P., 1984. Behaviour of rubble-mound breakwater in directional and uni-directional waves. *Coastal Engrg.* Vol. 8, pp. 265-278.
- Goda, Y., 1975. Irregular wave deformation in the surf zone. *Coastal Engrg. Japan*, Vol. 18, pp. 13-26.
- Goda, Y., 2000. *Random Seas and Design of Maritime Structures*, 2nd edn., World Scientific, Singapore, p. 443.
- Goda, Y. and Takagi, H., 2000. A reliability design method of caisson breakwaters with optimal wave heights. *Coastal Engrg. J.*, Vol. 42, pp. 357-387.
- Hanzawa, M., Sato, H., Takahashi, S., Shimosako, K., Takayama, T. and Tanimoto, K., 1996. New stability formula for wave-dissipating concrete blocks covering horizontally composite breakwaters. *Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., Orlando, pp. 1665-1678.
- Karlsson, T., 1969. Refraction of continuous ocean wave spectra. *J. Waterways and Harbors Div., Proc. American Soc. of Civil Engrs.*, Vol. 95, pp. 437-448.
- Kweon, H.-M. and Goda, Y., 1996. A parametric model for random wave deformation by breaking on arbitrary beach profiles. *Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., Orlando, pp. 261-274.
- Kweon, H.-M., Sato, K. and Goda, Y., 1997. A 3-D random breaking model for directional spectral waves. *Proc. 3rd Int. Symp. on Ocean Wave Measurement and Analysis*, American Soc. of Civil Engrs., Norfolk, pp. 416-430.
- Losada, M. A. and Giménez-Curto, L. A., 1982. Mound breakwaters under oblique wave attack; A working hypothesis. *Coastal Engrg.*, Vol. 6, pp. 83-92.
- Matsumi, Y., Mansard, E. P. D. and Rutledge, J., 1994. Influence of wave directionality on stability of breakwater heads. *Proc. 24th Int. Conf. on Coastal Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., Kobe, pp.

1397-1411.

- Ryu, C.-R., 2001. The state of the art on breakwater design in Korea and directional effects on the stability of rubble mound structures. *Proc. Int. Workshop on Adv. Design of Maritime Structures in the 21st Century*, Port and Harbour Res. Inst., Yokosuka, pp. 142-151.
- Shimosako, K. and Takahashi, S., 1999. Application of deformation-based reliability design for coastal structures. *Proc. Int. Conf. Coastal Structures '99*, A. A. Balkema, Spain, pp. 363-371.
- Takayama, T. and Ikeda, N., 1993. Estimation of sliding failure probability of present breakwaters for probabilistic design. *Rep. Port and Harbour Res. Inst.*, Vol. 31, No. 5, pp. 3-32.
- Takayama, T. and Ikeda, N., 1994. Estimation of encounter probability of sliding for probabilistic design of breakwater. *Proc. Wave Barriers in Deepwaters*, Port and Harbour Res. Inst., Yokosuka, pp. 438-457.
- Tanimoto, K., Haranaka, S. and Yamazaki, K., 1985. Experimental study of wave dissipating concrete blocks against irregular waves. *Rep. Port and Harbour Res. Inst.*, Vol. 24, No. 2, pp. 85-121 (in Japanese).
- van der Meer, J. W., 1988a. Deterministic and probabilistic design of breakwater armor layers. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engrg.*, Vol. 114, pp. 66-80.
- van der Meer, J. W., 1988b. Stability of Cubes, Tetrapods and Accropods. *Proc. Int. Conf. Breakwaters '88*, American Soc. of Civil Engrs., pp. 59-68.
- Vincent, C. L. and Briggs, M. J., 1989. Refraction-diffraction of irregular waves over a mound. *J. Waterways, Port, Coastal and Ocean Engrg.*, American Soc. of Civil Engrs., Vol. 115, pp. 269-284.