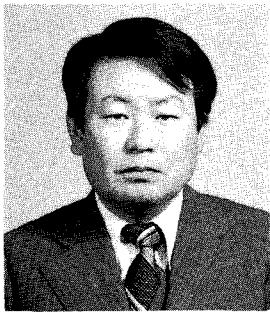


防波堤斷面の 設計波高 以下에 대한 理論

李 羲 允 <(株)唯一綜合技術團·專務理事>



방파제는 항내를 정온(靜穩)하게 하여 입출항 선박의 항행을 용이하게 하고 접안 선박의 하역작업을 원활히 하는데 필요한 중요 항만시설로서 접안시설과 같이 쌍벽을 이루는 중요시설이다.

인류가 처음 항만으로 이용한 곳은 자연적인 지형 지물이 파도를 막아주는 만이나 포구였으나, 배가 커지고 척수도 늘어남에 따라 자연적인 적지만을 고를 수 없게 되어 인위적으로 방파제를 축조하여 인공항을 만들게 되었다.

수년전만 하더라도 비교적 얇은 수심에 방파제를 건설하였으나 최근에는 깊은 수심에도 방파제를 건설하게 되니 설계파고 이심의 피복석(被覆石)크기 및 고르기에 대하여 생각하게 되었으나, 직립제(直立堤)에 가까운 혼성제(混成堤)는 파압공식(波

壓公式)이 수심에 따라 파압이 정해지므로 방파제 설치 위치의 수심이 깊어도 별로 문제가 없으나 사석 경사제(捨石 傾斜堤)인 경우 수심이 깊으면 시공성, 공비 등에 문제가 많다.

방파제 설계파압(設計波壓) 계산 공식

직립부(直立部)의 설계파압

방파제는 규모가 크고 건설비가 고가이기 때문에 방파제를 내습파에 대해 안전하고 경제적으로 설계되도록 여기에 작용하는 파압을 합리적으로 추정하는 공식이 여러가지가 제안되었고 우리나라에서 사용한 대표적인 것은 쇄파압(碎波壓)공식으로 廣井式을 들 수 있다.

$$P_0 = 1.5W_0H \text{---(1920년)---(2-1)}$$

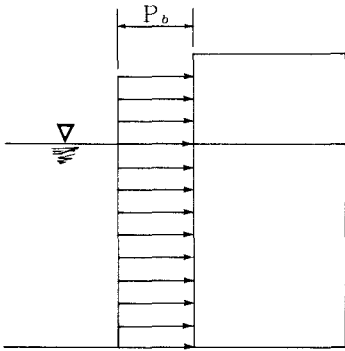


圖2-1 廣井式的 파압분포

여기서 P_b 는 파압강도 (t/m^2)
 W_0 는 해수의 단위체 적 중량 ($1.03t/m^3$)

H 는 내습파의 유의(有義)파고 (m)이다. 廣井式은 파압을 파고와 직접 관련시킨 최초의 식이다. 수심과는 관계없이 파압이 똑같이 분포함이 특색이다.

한편 중복파(重復波)가 작용하는 방파제의 파압은 삼폴식이 유명하다. 1928년에 삼폴이 제안한 것이고 파압분포는 도2-2와 같이 태형 분포로 생각하고 파압강도 P_1 , P_2 는 다음식과 같고 수심 h 가 관계된다.

$$P_1 = (P_2 + W_0 h) \left(\frac{H + \delta_0}{h + H + \delta_0} \right)$$

--(2-2)

$$P_2 = \frac{W_0 H}{\cosh(2\pi h/L)}$$

여기서

$$\delta_0 = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h}{L} \quad \text{---- (2-3)}$$

이상 두 파압공식이 우리나라에서 사용해오는 직립 방파제 설계파압 계산의 대표적인 것이고, 작용하는 파가 쇄파나 중복파에 따라서 식이 선택되었고 廣井

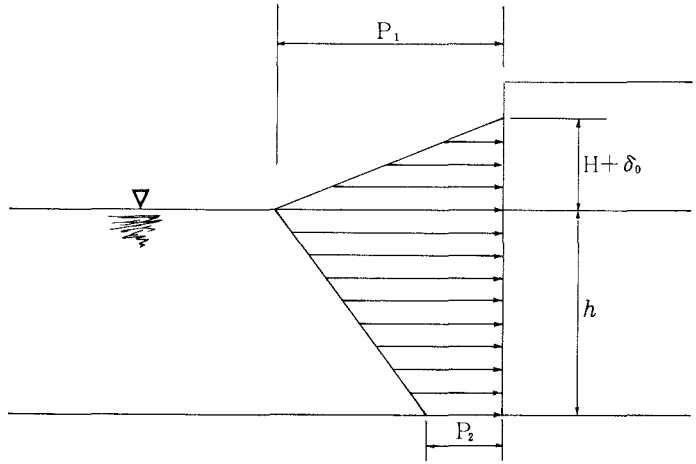


圖2-2 삼폴식의 파압분포

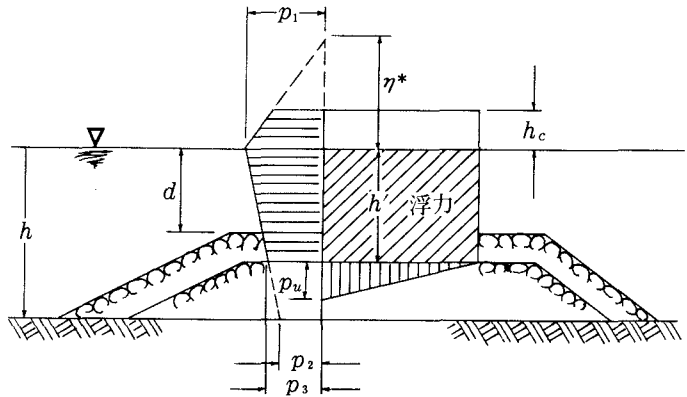


圖2-3 설계계산에 쓰는 파압분포(畝田式)

공식은 수심인자가 없으나 쇄파는 수심이 얇은 데서 일어나기 때문에 별 저항없이 사용해 왔다.

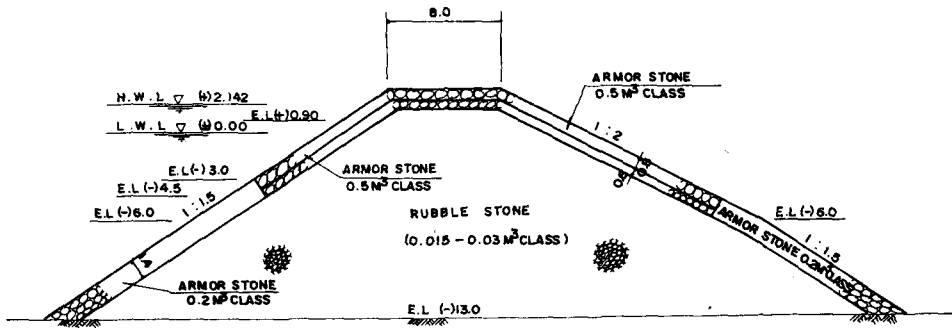
직립벽에 작용하는 파력에 영향을 주는 주된 제원은 파의 주기, 파고, 파향, 조위(潮位)수심, 해저구배(海底勾配) 마운드 천단고(天端高) 및 어깨 폭 마운드 구배, 직립벽의 천단고 및 저면수심 등임을 알게 되었고, 파력의 종류도 중복

파력, 쇄파력, 쇄파후의 파에 의한 파력으로 분류되고 그 변화는 연속적이라고 생각되는데 중복파와 쇄파의 파력이 연속적이 못 되는 것이 위 두 파압공식의 모순이었다.

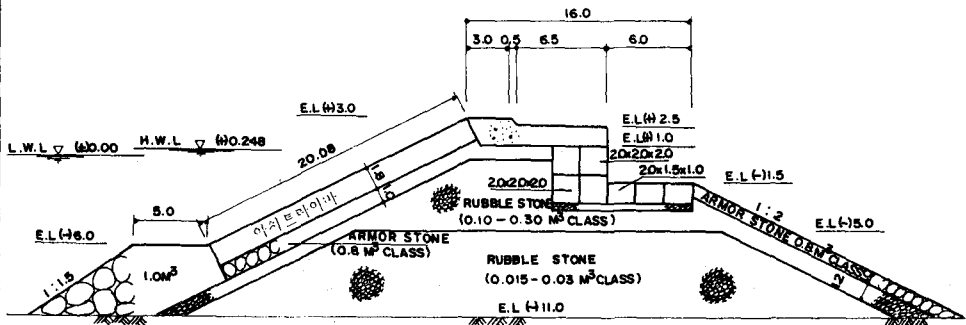
畝田은 이 두식의 모순을 지적하여 새로운 파압공식을 1973년에 제안하였고, 지금은 거의 이 공식을 사용한다. 이 공식의 특색은 쇄파, 중복파의 구분없이 전 직립제

圖 2-4 傾斜 防波堤 斷面例

(I)



(II)



(III)

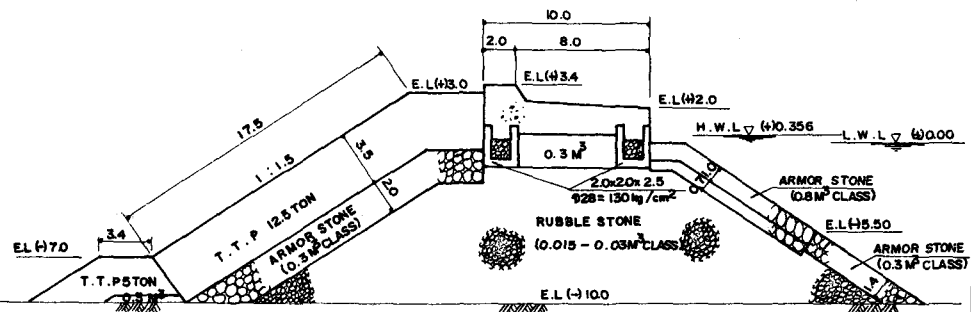
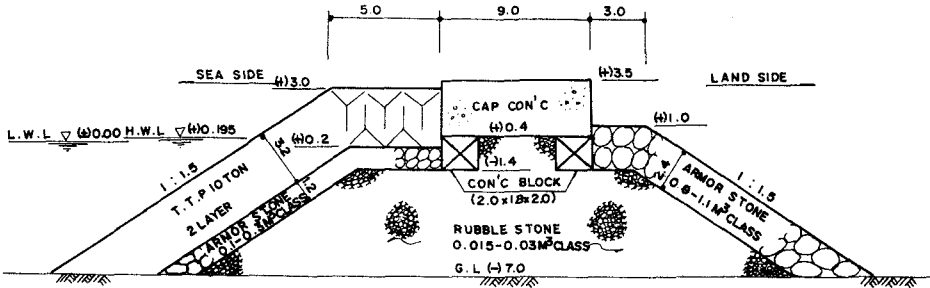


圖 2-5 傾斜 防波堤 斷面例

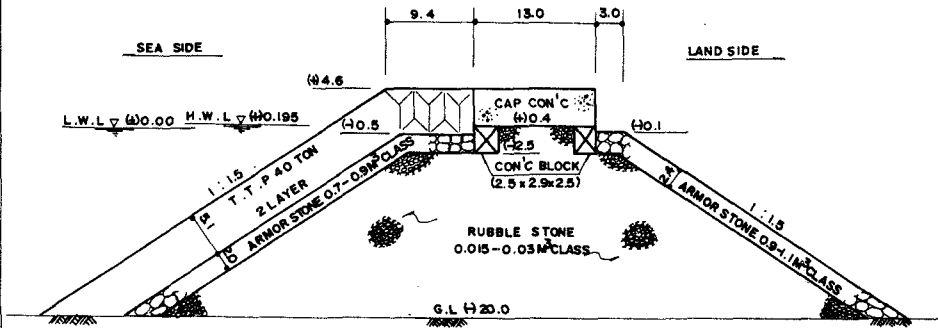
(IV)

(H/3 = 4.5M, h = (-) 7.0M)



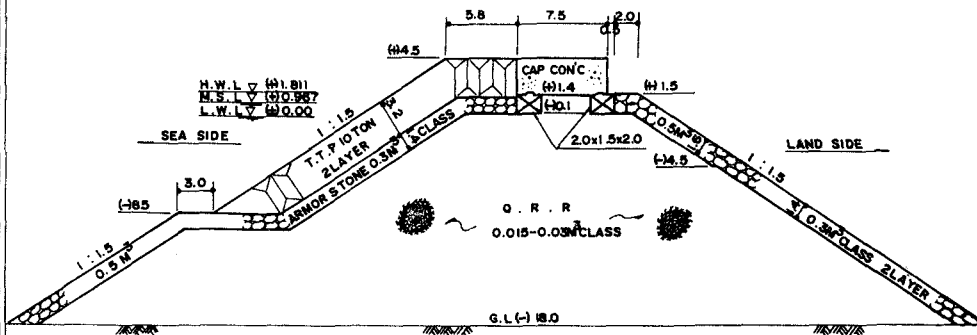
(V)

(H/3 = 7.0M, h = (-) 20.0M)



(VI)

(H/3 = 4.1M, h = 18.0M)



에 한 공식으로 적용할 수 있고 설계파고는 최고파를 쓴다는 것이다.

이 습田式의 파압의 계산법은 파압분포로서 도2-3의 형을 생각하고 있고 설계파 파압 강도는 다음과 같이 산정한다. 단 그림중의 기호는 h 가 전면수심, d 가 마운드상의 수심, h 가 직립부 저면에서 정수면(靜水面)까지의 높이 h_c 가 정수면상의 천단고 높이이다.

- 1) 설계파는 $H_{max}=1.8H1/3$, $T_{max} = T1/3$ 로 쓴다.
- 2) 파압의 작용 높이는 $\eta=0.75(1+\cos\beta)H_{max}-(2-3)$ 여기서 β 는 파의 입사각($^\circ$)이다.
- 3) 전면 파압강도

$$P_1 = \frac{1}{2} (1+\cos\beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2\beta)$$

$$W_0 H_{max} \text{ ----- (2-4)}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)} \text{ ----- (2-5)}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1 \text{ ----- (2-6)}$$

여기서

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2 \text{ ----- (2-7)}$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{max}}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_{max}} \right\} \text{ ----- (2-8)}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right] \text{ ----- (2-11)}$$

이상의 파압강도의 공식은 수심 h 의 영향이 관계되므로 방파제직립부의 설계 파고 이심부분(以深部分)에서도 설계파압 계산에는 문제가 없다. 다만 마운드의

피복석 크기는 계산법이 다르다.

경사방파제설계의 제문제

우리나라 방파제의 대부분이 사석을 마운드상으로 축조하는 경사방파제이고 설계파고 이심에 대한 설계방법에 제 문제가 있다.

경사제의 설계시 검토사항은 다음과 같다.

- ① 비탈 구배(勾配)
- ② 천단폭 및 천단고
- ③ 상치콘크리트 유무
- ④ 피복재의 종류와 중량
- ⑤ 기타 유지 보수비

먼저 비탈 구배는 피복재에 따라 다르다. 사석제(捨石堤)인 경우 외향은 수면 부근은 2~3할이고, 수심이 깊은 곳은 구배가 더 급하고 내향은 1.5할이 많다. 이것은 돌을 투입할 때 안식각(安息角)에 약간의 여유를 본 것으로 안다. 사(捨)의 채석 크기는 1m³급이 한계이니 설계 파고 3m 이하에서만 가능하다. 그래서 소파(消波) 블럭이 개발되고부터는 비탈구배도 1.3~1.5할이 많다.

천단폭은 파도에 대한 안정성면으로는 피복석 혹은 피복블럭 3개 이상이 표준이다. 실제로는 시

공시의 재료 운반로로서의 소요 폭 및 완성후의 이용상 편리를 고려 상당한 폭으로 한다. 천단고는 직립제에 준하여 0.6H1/3 이상으로 하고 있으나 어항 등 소형선용 항에서는 0.8~1.0H1/3로 하고 있고 필요에 따라 더 높일 수도 있다.

피복재의 설계에 대해서는 특히 항을 달리 하여 상술함.

안정성에 관한 이론

사면상(斜面上)의 사석(捨石)이나 블럭의 안정에 관하여 고안된 대표적인 공식을 다음과 같이 개설함.

- 1) Iribarren 공식(Hudson이 개량) 도2-6과 같이 돌덩이 공중중량 W , 밀도 σ , 물의 밀도 ρ , 사면경사각 α , 돌덩이 사이의 마찰계수 f 로 하면 석괴(石塊)의 수중 중량은 $W(1 - \frac{\rho}{\sigma})$ 이므로 파력을 받은 석괴(石塊)가 사면에서 굴러 떨어지지 않는 저항력은

$$F = \left(1 - \frac{\rho}{\sigma}\right) W(f \cos\alpha - \sin\alpha) \text{ ----- (2-12)}$$

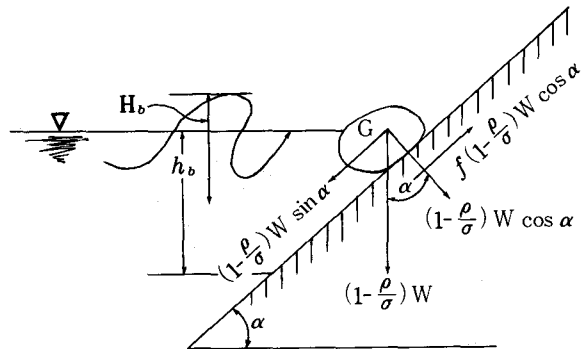


圖2-6 사면상 사석의 안정조건

이다.

한편 석괴의 체적은 W/σ_g 이고, 파향에 수직한 석괴의 단면은 $(W/\sigma_g)^{2/3}$ 에 비례한다. 파도의 물입자 속도를 v 라 하면 파력은

$$P = K' \rho \cdot g \cdot \left(\frac{W}{\sigma_g} \right)^{2/3} v^2 \quad (2-13)$$

K' : 석괴형상과 관계되는 계수

이다.

쇄파수심 h_b 에서의 쇄파고를 H_b , 쇄파시의 물입자 속도 v 를 파속 C 와 같다고 보면

$$h_b \approx H/2 \text{ 로 놓으면}$$

$$v = C = \sqrt{gh_b} \approx \sqrt{gH/2} \quad (2-14)$$

가 되고 돌이 사면을 굴러 떨어

지지 않는 안정조건은

$$F \geq P$$

$$\therefore \left(1 - \frac{\rho}{\sigma}\right) W (f \cos \alpha - \sin \alpha) \geq$$

$$\frac{K' \cdot g}{2} \cdot \rho \cdot g \left(\frac{W}{\sigma_g} \right)^{2/3} H \quad (2-15)$$

또는, $K = \left(\frac{K' \cdot g}{2} \right)^3$ 으로 하면 안정공중 중량은

$$W \geq \frac{K \sigma_g H^3}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)^3 (\cos \alpha - \sin \alpha)^3} \quad (2-16)$$

로 구해지고, 파고의 3승에 비례한다. 동일한 계통으로 제안된 주된 공식은 다음과 같다.

(a) Epstein - Tyrrell

$$W \geq K_1 \sigma \rho^2 \cos^3 \alpha \cdot H^3 / (\sigma - \rho)^3 (f \cos \alpha - \sin \alpha)^3$$

(b) Matherus

$$W \geq K_2 \sigma T H^2 / g^2 (\sigma - \rho)^3 (\cos \alpha - 0.75 \sin \alpha)^3$$

(c) Larras

$$\sin(45^\circ - \alpha_0) = 0.175 \frac{(\sigma_g)^{1/3} H}{W^{1/3} \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)}$$

$$\frac{4\pi h}{L}$$

$$\frac{\sinh \frac{4\pi h}{L}}{4}$$

α_0 : 안정구배

(d) Kaplan

$$\sqrt{\sin(\phi - \alpha)} = N \cdot \frac{H}{W^{1/3} T}$$

$$\cosh \frac{2\pi(hd-h)}{L}$$

$$\frac{\sinh \frac{2\pi hd}{L}}$$

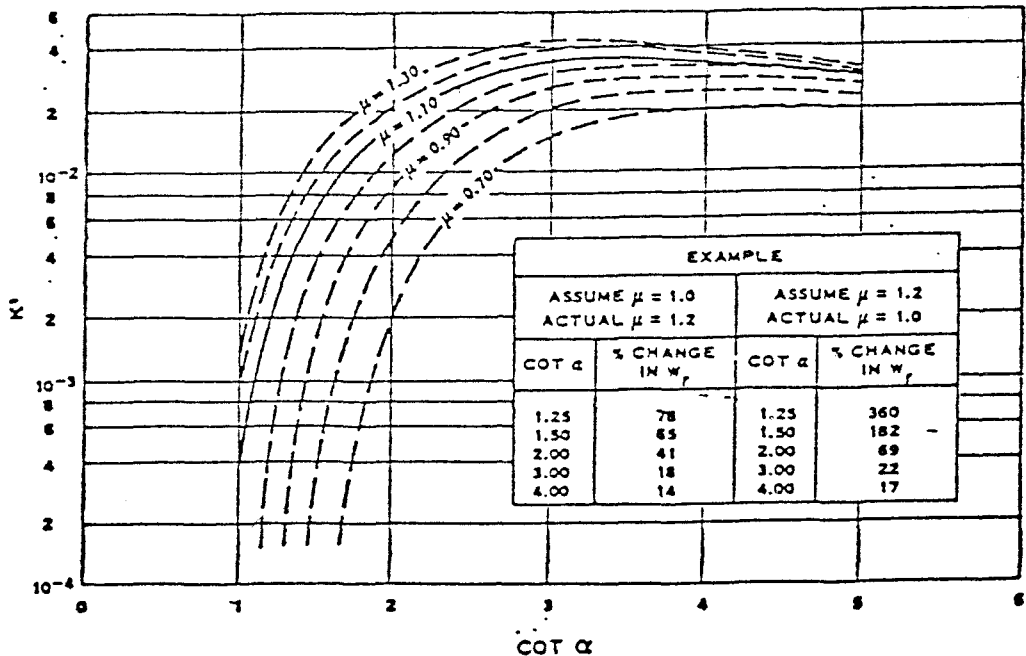


圖2-7 Variations of K' with μ in the modified Iribarren formula

$$N = k(\rho W^{1/3})^{1/2} / (\sigma g)^{1/3}$$

ϕ : 블럭의 수중 안식각

등 이다.

2) Hudson 공식

Iribarren의 개량공식

$$W = \frac{K' \cdot \sigma \cdot f \cdot H^3}{(\text{fcos}\alpha - \text{sin}\alpha)^2 \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)^3} \quad (2-17)$$

K:정수

은 당초 사석제에 대해서는 K를 실험적으로 정확히 얻으면 현지에 충분히 유용하다고 생각하였다.

이 공식을 각종의 블럭에 적용키 위하여 마찰계수 f를 측정한 바 안식각 ϕ 에서 산정된 마찰계수는 블럭의 종류나 쌓기에 따라 크게 변동하고 실험정수 K를 정확히 정하는 것은 어렵다고 판명하였다.

70회의 측정치중 사석의 마찰계수 $f = \tan\phi$ 는 0.78~1.28(평균 0.98)까지 퍼져 있다. 이와같이 마찰계수는 블럭의 형(形), 쌓기 뿐 아니라 측정때마다 변동하는 값이다.

도2-6을 보면 보통설계에 쓰는 블럭제의 구배 ($\cot\alpha < 2$)에 대해서는 f의 약간의 변동이 K'(즉 W)를 극단으로 증감시키고 블럭중량 W를 정확히 결정하는 것은 어렵다.

블럭의 안정을 지배하는 것을 사면과 평행인 마찰로 본 Iribarren 공식 대신 새로운 공식을 Hudson은 다음과 같이 제창하였다.

투과성 블럭에 침입한 파도와 블럭과의 상호간섭을 역학적으로 해석하는 것은 역시 어렵다.

수년전만 하더라도 비교적 얇은 수심에 방파제를 건설하였으나 최근에는 깊은 수심에도 방파제를 건설하게 되니 설계파고 이심의 피복석(被覆石)크기 및 고르기에 대하여 생각하게 되었으나, 직립제(直立堤)에 가까운 혼성제(混成堤)는 파압공식(波壓公式)이 수심에 따라 파압이 정해지므로 방파제 설치위치의 수심이 깊어도 별로 문제가 없으나 사석 경사제(捨石 傾斜堤)인 경우 수심이 깊으면 시공성, 공비 등에 문제가 많다.

블럭제는 파도를 완전히 또는 불완전하게 쇄파시키고, 사면상에 분류(噴流)가 일고 혹은 왕복하는 진동류를 일으킨다. 입사파(入射波)의 상황은 파형구배 H/L, 상대수심 h/L, 상대파고 H/h, 제각수심(堤脚水深) h, 전면해저구배 α , 제현선(堤沚線)에 대한 파의 입사각 β , 층후(層厚) r, 곡극을 p 등에 좌우된다. 다른 쪽 블럭의 저항은 블럭의 수중중량 W, 정수면상의 높이 z, 제구배(堤勾配) α , 정수면상의 파정고(波頂高) R, 천단폭 B, 블럭 및 하층의 모든성질 Δ 에 영향을 받고 다시 거치방법에 따라 크게 변동한다.

그래서 블럭의 안정은 블럭에 작용하는 양압력(揚壓力)에 의하여 규정되어 진다고 본다.

블럭에 작용하는 힘은 항력(유속 v의 정상류중에 놓인 블럭이 받는 힘)

$$F_d = \frac{\rho v^2}{2} \cdot C_d \cdot K_a \cdot l^2 \quad (2-18)$$

와 질량력(진동류의 가속도에 의하여 일어나는 힘)

$$F_m = \rho \cdot C_m \cdot k \cdot l^3 \frac{\partial v}{\partial t} \quad (2-19)$$

의 합으로 본다. 여기서 C_d 는 항력계수, C_m 은 가상질량(블럭에 가속도를 미치게 하는 물의 질량을 나타내고 블럭 형상에 좌우된다)계수 $ka l^2$ 은 흐름과 수직인 블럭의 투영단면적(l :블럭의 대표길이) $k l^3$ 은 블럭의 체적, $\frac{\partial v}{\partial t}$ 은 흐름의 가속도이다.

파도의 제원과 관련있는 가속도를 정확히 평가하는 것이 어렵기 때문에 항력과 질량력을 개별로 산정하지 않고 합력을

$$F_a = \rho C_a \ell^2 v^2 \text{ ---- (2-20)}$$

로 나타낸다. 즉

$$F_a = F_a + F_m \text{ ---- (2-21)}$$

식(2-21)에 (2-18) (2-19) (2-20)을 대입하면

$$\rho C_a \ell^2 v^2 = \frac{P_v^2}{2} C_a k_o \ell^2 + \rho C_m k_v \ell^3 \frac{\partial v}{\partial t}$$

$$\therefore C_a = \frac{C_a \cdot k_o}{2} + \frac{\ell}{v^2} C_m k_v \ell \frac{\partial v}{\partial t} \text{ ---- (2-22)}$$

로 되고 전체파력을 나타내는 C_a 는 $C_a k_a$, $C_m k_v$ 및 $\ell / v^2 \cdot \partial v / \partial t$ 등의 함수이다.

쇄 파시의 물입자속도 v_b 는 장 파로서의 파속 $\sqrt{gh_b}$ 와 같고

$$v_b = \sqrt{gh_b} \text{ ---- (2-23)}$$

쇄 파고를

$$H_b = kh_b \text{ ---- (2-24)}$$

(k 는 H/L 의 함수이다)

로 하면 식(2-23)은

$$v_b = \sqrt{\frac{g}{k}} H_b \text{ ---- (2-25)}$$

로 되고 식(2-20)에 대입하면

$$F_a = \rho q C_q \ell^2 \frac{H_b}{k} \text{ ---- (2-26)}$$

로 나타낸다. 이에 대하여 블럭은 자체 무게와 서로의 맞물림에 의하여 저항한다.

난적(亂積)이고 고립(孤立)한

블럭을 기댈 수 있는 것은 자체 무게 뿐이다. 수중중량

$$W' = K_v \ell^3 g (\sigma - \rho) \text{ ---- (2-27)}$$

을 써서 안정한계는

$$W' = F_a \therefore k \cdot \ell^3 g (\sigma - \rho) = C_q \ell^2 \frac{\rho g}{k} H_b$$

혹은

$$\frac{H_b}{\ell \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right)} = \frac{k \cdot k_v}{C_q} \text{ ---- (2-28)}$$

이다. 그런데 $W = \sigma \cdot g \cdot k \cdot \ell^3$ 이므로

$$\ell = \left(\frac{W}{\sigma g k_v} \right)^{1/3} \text{ ---- (2-29)}$$

를 식(2-28)에 대입하고

$$\frac{\sigma^{1/3} H_b}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) W^{1/3}} = \frac{K \cdot K_v^{2/3}}{C_q} \text{ ---- (2-30)}$$

이 되고 우변(따라서 좌변도)은 기술한 바와 같이 C_a , k_a , $C_m k_v$, $\frac{\ell}{v^2}$, $\frac{\partial v}{\partial t}$, $\frac{h}{L}$, $\frac{H}{L}$ 등의 함수이다.

이 식은 비쇄파(非碎波) 혹은 부분쇄파에 대해서는 동일하게 논할 수 없다고 하더라도 적어도 제일 근사치는 준다고 생각할 수 있다.

여기서 가장 일반적 관계는

$$\frac{\sigma^{1/3} H}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) W^{1/3}} = f \left(\frac{\alpha}{H}, C_a, C_m, k_a, k_v, \frac{H}{h}, h, i, p, r, \right)$$

$$\frac{\ell}{v^2}, \frac{\partial v}{\partial t}, \frac{H}{L}, \frac{h}{L} \text{ ---- (2-31)}$$

m, z, β . 거치방법

과 같이 유도된다.

보기에 번잡한 위의 식은 실은 근본적인 시사를 내포하고 있다. 우변에 포함된 다양한 제량(諸量)은 대상으로 하는 특정 블럭에 한하여 쌓기 천단고 및 천단폭을 결정하면 k_a , k_v , P , r , m , z , d 는 일정하기 때문에 생략된다. 모형수조내에서는 전면(前面) 수심이 똑 같고 파도는 제체현선(堤體沓線)에 대해서 수직으로 진입한다고 보고 d , β 를 생략하고 미소진폭과 ($H/h=0$)로 가정한다. 또 실험의 범위내에서는 Reynolds 수의 영향은 적다고 보고 C_a , C_m 은 일정하다고 본다.

설계파고 보다 큰 파고에 대해서는 약간의 피해를 허용하면 구조나 물입자의 활동 나아가서 블럭에 작용하는 힘도 무재해시와는 다르다. 그래서 피해율 D (피해 받은 블럭수와 전체블럭수의 비)를 하나의 지표로서 더하여 식(2-31)을

$$\frac{\sigma^{1/3} H}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) W^{1/3}} = f(\alpha, H/L, h/L, D) = N_s \text{ ---- (2-32)}$$

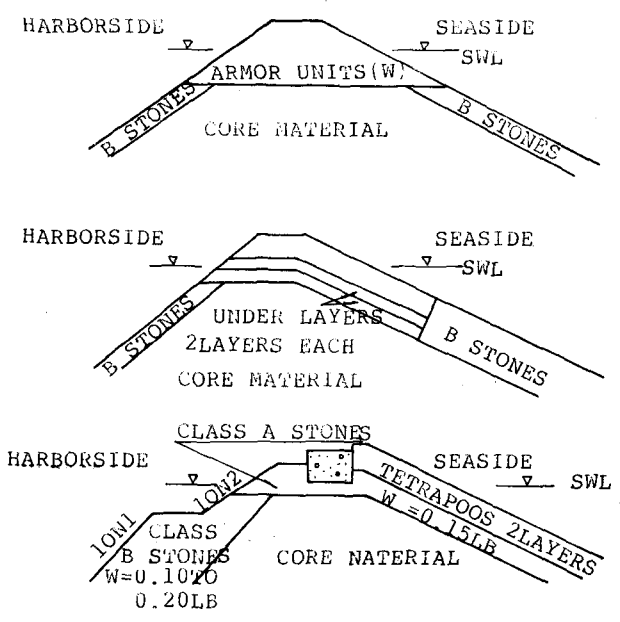
로 고쳐 쓰고, N_s 을 안정계수라고 부르고 제2항의 각량의 영향을 실험적으로 결정하게 되었다.

먼저 피해개수 1%를 피해율 $D=0$ 으로 정의한다. 도2-7과 같은 단면에 대하여 표2의 범위에서 실험을 한 바 도2-7과 같은 양대수준금상에서 구배 $C \cot \alpha$ 와 안정계수 N_s 사이에는 구배 1/3의 직선

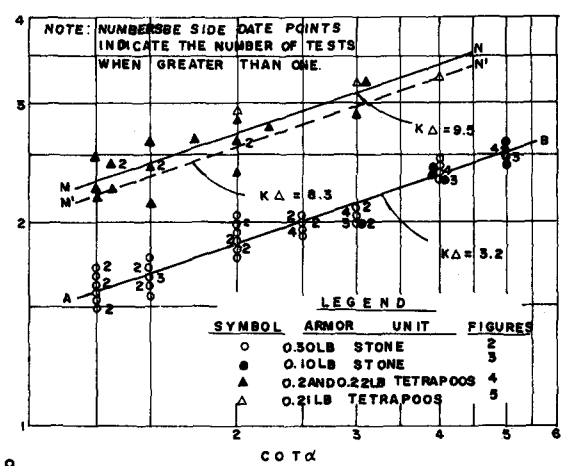
$$\log N_s = \log a + \frac{1}{3} \log \cot \alpha$$

$$\therefore N_s = a (\cot \alpha)^{1/3} \text{ ---- (2-33)}$$

로 되고 형상에 좌우되는 계수를 $K \Delta = a^3$ 로 하면 식(2-32)은 H/L , h/L



실험에 이용된 방파제 단면제원



2-8

사석 및 테트라포드 피복제의 안전성 : 피해 및 월파가 발생하지 않은 기준에 대한 Δ 와 α 함수로서의 NS

의 영향을 크게 생각할 필요는 없다.

$$W = \frac{\sigma(H_b=0)^3}{K\Delta\left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)^3 \cot\alpha} \quad \text{--(2-34)}$$

로 안정중량은 구해진다.

현지의 파도는 각종의 파고, 주기를 갖는 성분파의 합성으로 봐지므로 특정한 성분파 예를 들면 유의파를 설계파로 할 경우가 보다 높은 성분파에 대한 피해를 실험으로 구하여 발표하였다. 이것은 파군(波群)속에 있을 설계파보다 높은 파에 대한 피해율이 설계파 자체가 높은 때의 피해율이 아님을 이해하여야 한다.

이상이 각종 블럭의 안정중량을 계산하는 유명한 Hudson공식의 이론이다.

$$W = K_D \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)^3 \cot\alpha \quad \text{--(2-35)}$$

이 밖에도 Brebner-Dannelly공식, Svee공식 등이 있으나 현재 별로 쓰지 않으므로 생략한다.

설계파고 이하에 대한 이론

전술한 2-1항과 같이 직립제는 설계파고 이심(以深)에 대한 안정설계법이 쇠파, 중복파에 관계없이 습田式으로 설계가 가능하게 되었으나 경사제에서는 2-2항에서 기술한 바와같이 수면근방의 피복석 안정중량 계산공식이다. 따라서 설계파 이심에 대하여 다음과 같이 의견을 기술코자 한다.

'89년 1월에 일본항만협회에서 주관하는 일본의 새로운 항만 시설의 기술상의 기준 동해설에 관한 강습회에 참석한 적

이 있고 강사는 운수성(運輸省)의 각 전문가들이고 이들간의 강의중 이 문제와 같은 설계파고 이심의 사석의 크기에 대하여 질문을 하였으나 일본은 방파제 단면이 주로 케이슨 제이기 때문에 경사제에 대한 연구

"shore protection Manual"에 1950년대부터 기재되어 있는 것으로 특히 -1.5H 이심을 B로 하여 좋다는 것은 경험적인 판단일 것이다. 단 ① ② ③의 각층은 하층에서 위층으로 돌이 빠져나가지 못하게 직경의 비율을 2.5

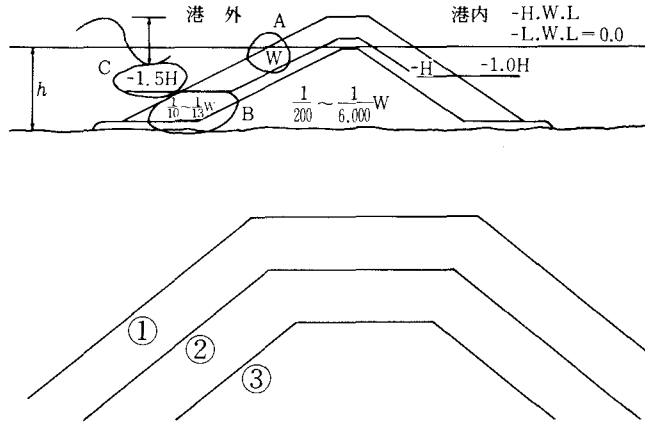


圖2-9 사면제표준단면도

가 부족하여 만족한 해답을 얻지 못하고, 귀국후 3월에 평소 친분이 있는 습田박사에게 편지를 내어 물어 본바 다음과 같은 회답을 얻었고 이것을 읽어봄이 본 문제의 이해에 도움이 되리라 생각하여 요점만 소개한다. 도2-8의 기호에 대하여 다음과 같이 물었다.

- ① A, B, 피복석 크기차의 이론적 근거
- ② A, B, 피복석 경계면 -1.5H의 이론적 근거
- ③ 습田씨의 파압이론에서는 파압은 급히 감소하지 않는다는 것.

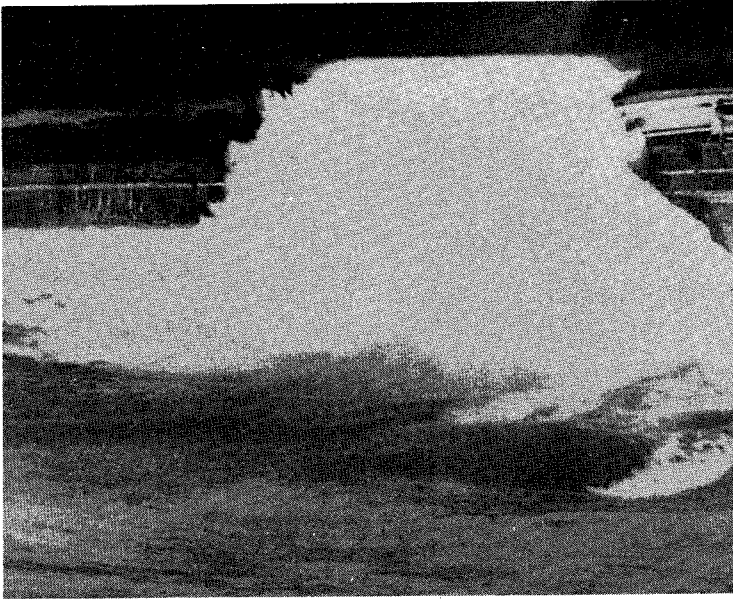
이상의 물음에 대하여 다음과 같이 회답이 왔다.

취 사면제의 피복석 중량의 건(件)이나 이것은 미국육군공병대의 해안공학연구센터에서 편집한

배 정도 이하로 해야 한다는 판단으로 되었을 것이다. 즉 피복석의 공극의 크기가 평균지름의 1/3 정도일지 모르지만 ②의 층의 지름은 ①의 층의 1/25 이상 따라서 중량으로서 1/15 이상으로 되었다고 생각한다.

이 습田박사의 의견과 같이 경사제의 설계파고 이심 부분에 대한 현 설계기준은 이론에 근거한 것이 아니고 파의 이론과 공식 유도상 가정과 경험(수리실험)을 토대로 결정한 것임을 알 수 있다. 현재 경사면의 피복석 안정중량 계산 공식으로 널리 사용되는 Hudson공식은 엄격히 따지면 사용조건이 지극히 제한된다. 즉 ①파는 쇠파고이고, ②적용 부분은 정수면 부근이다.

그래서 설계파고 이심부분에 대한 안정검토를 다음과 같이 함



이 Hudson 공식과 파의 이론에 부합한다고 생각한다.

- 1) 안정중량 W의 사용 한계선
(1) 쇄파수심까지

Hudson공식이 Iribarren공식을 개량한 것이고 Iribarren공식의 파력은 쇄파의 파속이기 때문에 쇄파수심보다 위의 쇄파압을 받으므로 쇄파수심이상은 피복석 W를 사용함이 옳다.

- (2) 정수면 하(靜水面下) 최고파(Hmax) 수심까지

현재 경사제의 설계 파고는 유의파(H1/3)을 쓰고 있다. Hudson 공식은 규칙파에 대한 실험결과에서 얻어진 공식이고 실제의 불규칙한 파의 작용에 대해 적용할 때는 파고로서 어떤 것을 써야할지 문제가 된다. 그러나 사석 또는 블럭 경사제는 불규칙 파군중의 최고파 Hmax의 한 파도로 인하여 파파가 되는 것이 아니고 대소의 파도가 연속적으로 작용하여 점점 피해가 확대되

는 경향을 가지고 있다.

그와 같은 이유와 기왕의 실적 등을 감안하여 이와 같이 정하였으나, $H_{0=0} = H1/3$ 은 피해율 0%의 파고이고 불규칙 파군중에는 이보다 큰 파가 34%나 있으며 Hmax와 H1/3와의 안정중량 차는 약6배이다. 당연히 안전피복중량을 사용해야 한다. 현행 설계 기준은 1.5H까지 안정피복석을 사용토록 되어 있으나 Hmax=(1.6~2.0)H1/3이므로 2H1/3까지를 한계로 해야 할 것이다.

쇄파수심과 Hmax 수심을 구하여 더 깊은 수심까지를 수면 부근 안정피복석 크기로 설계하여야 할 것이다.

- 2) h. Hmax, 이하 수심에 대하여

Hudson공식이 쇄파가 사면에 부딪혀서 사면상에 분류(噴流)하여 왕복하는 흐름에 대한 사면상 안정중량 계산식이므로 Hmax 이심에서는 사용이 부적합하다. 그러나 이에 대처할 이론적 공식은

없으나 현행 설계기준은 이 부분의 피복석 중량을 ($\frac{1}{10} \sim \frac{1}{15}$) W로 정해 놓고 있으나 이의 모순이 없는 것은 아니다.

Hudson 공식에서 $\frac{1}{10}$ W에 해당하는 H를 구하면

$$W = \frac{1}{10} W \text{로 놓고 풀면}$$

$$H = \sqrt{\frac{1}{10}} = 0.5H$$

즉 한계선에서 급작스럽게 파고가 절반으로 떨어지는 모순이 생긴다. 습田박사가 직접제 파압 공식에서 쇄파압과 중복파압이 연속적이 못되고 어떤 수심에서 파압이 급격히 단계적으로 떨어지는 모순점에 착안 현재의 습田식을 제안한 것이다.

결론

이상 현행 각 파압 공식의 유도 이론을 설명하였으나 본제인 설계파 이심에 대한 설계 이론이 발표된 것은 현재는 없다. 그러나 수리 실험을 통하여 답을 얻지 않는 한은 현행 설계법을 다음과 같이 보완 사용함이 좋다고 본다.

- 1) 쇄파수심이나 최고파수심까지는 설계조위(潮位)부근 안정피복석 중량W를 사용한다.

- 2) 위 1)의 수심보다 깊은 곳은 급격히 중량을 감소 시키지 말고 수심에 따른 파에너지의 감소 비율에 따라 감소해야 할 것이다.

- 3) 수심에 따른 파(波)에너지 변화는 물입자 속도의 변화에 비례하여 생각한다.

- 4) 위1)의 수심보다 깊은 곳의 구배는 최소 1.5할이 좋다. ㉠