

## 衝擊波力を 받는 케이슨 防波堤의 動的 解析 모델 An Efficient Model for Dynamic Analysis of Caisson Breakwaters under Impulsive Wave Loadings

朴佑善\* · 安熙道\*

Woo Sun Park\* and Hee Do Ahn\*

**要 旨** : 본 논문에서는 衝擊波力を 받는 케이슨 防波堤의 動的 舉動解析 모델에 대해서 연구하였다. 케이슨 구조는 剛體로 가정하였으며, 基礎捨石 및 地盤은 半無限彈性地盤理論에 의거하여 假想 附加質量, 스프링 및 減衰계수로 理想化하였다. 周波數 依存 유체의 附加質量 및 감쇠계수는 時間記憶函數와 無限大 주파수에 대한 부가질량으로 나타내었다. 또한, 케이슨의 永久的 活動을 模擬하기 위하여 수평방향의 스프링을 塑性舉動을 하는 非線形 스프링으로 모형화하였다. 水理實驗値와 비교결과, 본 모델은 상당히 좋은 결과를 얻을 수 있었다. 케이슨의 동적 거동에 영향을 주는 主要 因子의 변화에 따른 敏感度 해석을 수행하였으며, 케이슨의 永久的 活動距離 및 限界重量 豫測에의 適用性조사를 위한 數值實驗도 병행하였다.

**Abstract** □ An efficient model for the dynamic analysis of caisson breakwaters under impulsive wave loadings is presented. The caisson structure is regarded as a rigid body, and the rubble mound foundation is idealized as virtual added masses, springs, and dampers using the elastic half-space theory. The frequency-dependent hydrodynamic added mass and damping coefficients are considered by using the time memory functions and added mass at infinite frequency. To simulate the permanent sliding phenomenon of the caisson, the horizontal spring is modeled as a nonlinear spring with plastic behaviors. Comparisons with experimental results show that the present model gives fairly good results. Sensitivity analysis is performed for the relevant parameters affecting the dynamic responses of a caisson breakwater. Numerical experiments are also carried out to investigate the applicability to the prediction of permanent sliding distance and critical weight of the caisson.

### 1. 緒 論

既存의 케이슨식 混成防波堤는 대부분 類似 靜的 荷重에 基礎한 방법에 의해 設計되어졌다. 이와 같은 정적 接近技法에 의한 설계는 때때로 비경제적으로 過度하게 큰 防波堤 설계를 誘導할 수 있으며, 예측하지 못한 설치 지점의 不確實性에 起因된 非安全側의 설계도 誘發할 가능성이 있다. 실제로 既存의 정적 하중에 의한 방법은 破壞(또는 손상)된 많은 방파제의 원인과 그 破壞構造를 잘 설명하지 못한다(Oumeraci 등, 1992). 따라서, 防波堤의 破壞樣相을 잘 설명할 수 있으면서 안전과 경제적인 점이 고려된 最適設計를 제공할 수 있는 새로운 해석 및 設計方法의 개발이

必要하다고 하겠다.

混成防波堤 케이슨의 直立部에는 海底傾斜, 방파제 마운드 높이, 마운드의 前面幅 등의 조건에 따라서 碎波가 惹起되어 대단히 큰 衝擊波壓이 작용되는 경우가 있다. 특히, 방파제 設計波 조건인 50년 또는 100년 頻度の 波浪條件을 보면 수심에 비하여 波高가 상당히 크기 때문에 대부분 碎波條件에 해당된다. 이러한 조건에서는 碎波에 따른 衝擊波壓의 발생은 거의 필수적이므로 방파제 케이슨의 설계도 이를 考慮하여 행해져야만 한다. 즉, 衝擊波壓의 발생구조, 충격적인 하중하에서 케이슨의 動的 舉動, 케이슨 국소부분의 構造 및 材料的 문제, 지반의 應力狀態 변화 등을 포괄적으로 考慮하여 設計하여야 할 것이다.

\*韓國海洋研究所 海洋工學研究部 (Ocean Engineering Division, Korea Ocean Research & Development Institute, 1270 Sa-dong, Ansan, Kyonggi-do 425-170, Korea)

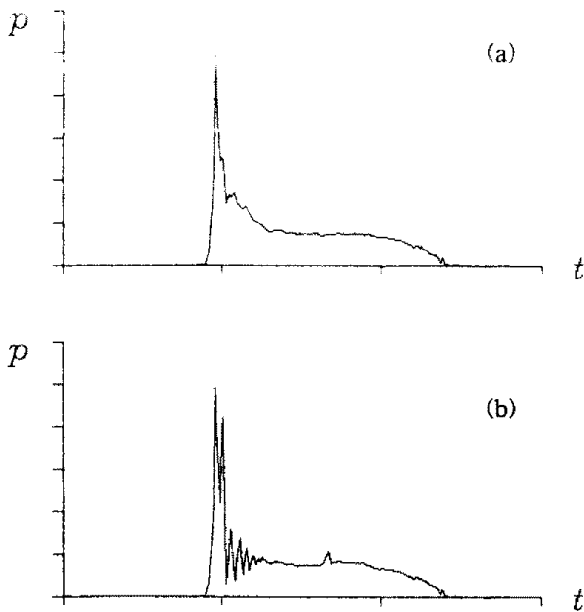


Fig. 1. Typical impulsive wave pressures; (a) Wagner type (no entrapped air pocket), (b) Bagnold type (entrapped air pocket).

衝擊波壓의 발생에 관해서 Bagnold(1939), 畠田 等 (1962), 堀川 等(1970), 高橋 等(1983), 荒見 等(1990) 등에 의해 많은 연구가 수행되어져 왔다. Fig. 1에 보인 것은 典型的인 두 가지 형태의 衝擊波壓으로 (a)의 Wagner 형은 공기가 함유되지 않은 경우이고 (b)의 Bagnold 형은 공기가 함유되어 발생하는 과압의 형태이다. 일반적으로 이러한 衝擊波壓은 대단히 크기 때문에 이를 靜的荷重으로 간주하여 기존의 설계방법으로 처리한다면 非經濟的인 큰 방과제를 誘導하게 된다. 통상, 이러한 衝擊波壓의 작용시간은 現場에서 0.05초에서 0.09초 정도로 대단히 짧다(林 等, 1963). 따라서, 방과제 케이슨은 마운드 및 地盤과 함께 運動하게 되며, 케이슨의 活動에 寄與하게 되는 有效波力, 즉 케이슨 底面에 작용하게 되는 有效剪斷力은 케이슨의 慣性力이 같이 抵抗하기 때문에 減少하게 된다. 이와 같은 현상은 既存의 靜的接近方法으로는 설명이 不可能한 것으로 動的接近方法에 의해서만 설명이 可能하다.

混成防波堤 케이슨의 動的 應答特性에 관해서 여러 학자에 의한 많은 연구가 수행되어져 왔다. Loginov (1962)는 케이슨의 舉動을 두 기준점에 대한 回轉運動으로 나타낸 모델을 사용하였으며(Marinski and Oumeraci, 1992), Hayashi 等(1965)은 地盤을 회전

방향의 스프링으로 置換한 모델을 사용하여 解釋的으로 케이슨의 거동을 살펴보았다. 伊藤(1966)은 회전방향 스프링과 함께 水平方向 스프링을 사용한 모델을 제시하였다. 이 모델은 수평운동과 회전운동을 함께 고려한다는 점에서는 보다 進一步한 모델이기는 하지만 水平力이 케이슨의 上端에 작용할 경우 실제의 거동과는 다른 현상을 보이는 問題點이 있다(畠田, 1973). 畠田(1973, 1994)은 伊藤의 모델이 안고 있는 이러한 문제를 해결하고자 假想 附加質量을 導入한 모델을 제시하였다. Oumeraci 等(1992)은 케이슨의 마운드와 地盤을 半無限彈性地盤理論에 근거하여 附加質量, 스프링 및 減衰裝置로 modeling하는 모델을 개발하고 水理實驗을 통하여 妥當性을 立證하였다. 高橋 等(1994)은 지반의 특성을 보다 적절히 고려하고 地盤의 應力狀態를 함께 豫測하기 위하여 지반을 有限要素로 modeling하는 방법을 사용하였다. 이 방법에서는 地盤을 構造體의 平均방정식과 間隙水에 대한 Darcy의 법칙이 동시에 고려된 Biot 方程式(Biot, 1962; Simon 等, 1986)이 사용되었다. 이러한 有限要素모델은 地盤을 보다 適切히 模型化할 수 있으며 지반의 應力分布 상태도 예측할 수 있지만 計算時間면에서는 상당히 不利하다. 반면, 스프링 모델은 計算時間면에서 월등히 優秀하다. 따라서, 본 논문에서는 케이슨의 舉動豫測에 중점을 두고 스프링 모델의 개발에 대해서 연구하였다.

본 연구에서 開發한 모델은 半無限彈性地盤理論에 근거하여 地盤을 수평, 연직 및 회전방향의 附加質量, 스프링 및 減衰裝置로 理想化한 모델로, 浮力에 의한 復原力 및 케이슨 운동에 따른 流體抵抗力도 考慮하였다. 또한, 케이슨의 永久的인 活動의 豫測하기 위하여 수평방향의 스프링을 非線形 스프링으로 modeling하였다. 개발된 모델의 妥當性은 Oumeraci(1991)의 실험결과와의 비교를 통하여 立證하였으며, 地盤의 강성 및 케이슨의 自重變化에 따라 케이슨의 활동과 직접적으로 관계되는 底面 剪斷力의 변화를 살펴보았다. 또한, 케이슨 重量變化에 따른 永久的인 活動거리의 변화 및 케이슨 活動時의 舉動特性에 대해서도 살펴보았다.

## 2. 運動方程式

일반적으로 混成防波堤 케이슨은 콘크리트 構造로

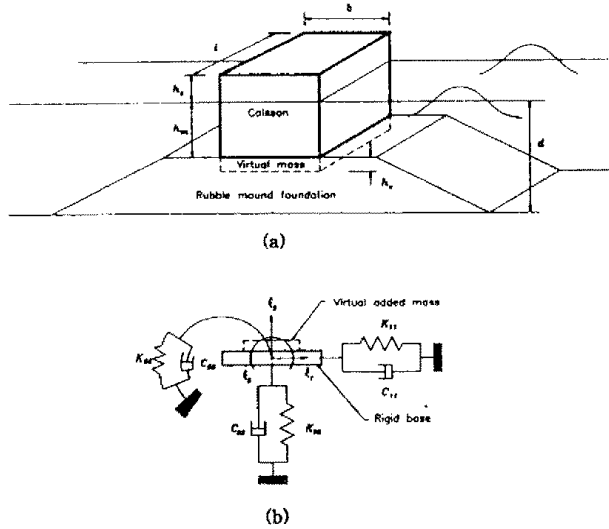


Fig. 2. Definition sketch for a caisson breakwater: (a) caisson breakwater, (b) idealized structural model.

대단히 큰 剛性을 지니고 있으므로 剛體로 가정할 수 있다. 따라서, Fig. 2에 보인 바와 같이 捨石基礎를 포함한 海底地盤을 적절한 스프링으로 置換한다면 다음과 같이 비교적 간단한 형태의 運動方程式으로 나타낼 수 있다.

$$\sum_j [(M_{kj}^c + M_{kj}^s + M_{kj}^w(\infty)) \ddot{\xi}_j + (C_{kj}^c + C_{kj}^s) \dot{\xi}_j(t) + \int_{-\infty}^t R_{kj}(t-\tau) \dot{\xi}_j(\tau) d\tau + (K_{kj}^s + K_{kj}^b) \xi_j(t)] = F_{kj}^e(t) \quad \text{for } k, j=1, 3, 5 \quad (1)$$

여기서,  $\xi_j(t)$ 는 케이슨의 각 방향의 運動을 나타내며,

$M_{kj}^c$ 는 케이슨의 質量,  $M_{kj}^s$ 는 地盤의 假想附加質量,  $M_{kj}^w(\infty)$ 는 주파수가 無限大인 경우의 流體의 附加質量,  $C_{kj}^c$ 는 케이슨의 構造的 減衰계수,  $C_{kj}^s$ 는 地盤의 감쇠계수,  $R_{kj}(\cdot)$ 는 유체의 放射減衰를 나타내는 時間記憶函數,  $K_{kj}^s$ 는 地盤의 강성계수,  $K_{kj}^b$ 는 浮力에 의한 復原力 계수,  $F_{kj}^e(t)$ 는 케이슨에 작용하는 波力을 의미한다.

地盤에 관련된 계수  $M_{kj}^s$ ,  $C_{kj}^s$ ,  $K_{kj}^s$ 는 地震應答解析 분야에서 推薦하는 半無限彈性地盤理論에 근거하여 제시된 Table 1의 식을 사용하여 결정하였다(Newmark and Rosenblueth, 1971). 케이슨이 振動하게 되면 浮力變化에 의한 復原力이 發生하게 된다. 이의 복원력계수,  $K_{kj}^b$ 는 다음과 같이 결정할 수 있다.

$$K_{33}^b = \rho g b l \quad (2)$$

$$K_{55}^b = \rho g \left( \frac{b^3 l}{12} - \frac{b h l h_c}{2} \right) \quad (3)$$

$$K_{kj}^b = 0 \text{ for the others} \quad (4)$$

時間記憶函數,  $R_{kj}(\cdot)$ 와 無限大 주파수에 대한 附加質量,  $M_{kj}^w(\infty)$ 는 다음과 같은 周波數依存 附加質量 및 波浪減衰係數로부터 구할 수 있다.

$$R_{kj}(t) = \frac{2}{\pi} \int_0^\infty c_{kj}(\omega) \cos \omega t d\omega \quad (5)$$

$$M_{kj}^w(\infty) = m_{kj}(\omega^*) + \frac{1}{\omega^*} \int_0^\infty R_{kj}(\tau) \sin(\omega^* \tau) d\tau \quad (6)$$

여기서,  $\omega^*$ 는 任意의 周波數를 의미하며,  $m_{kj}(\cdot)$ 와  $c_{kj}(\cdot)$

Table 1. Equivalent properties for rectangular base on elastic half-space foundation

Degree of freedom	Height of soil prism ( $h_s$ )	Spring constant ( $K^s$ )	Viscous damper ( $C^s$ )	Virtual added mass ( $M^s$ )
Horizontal	$0.05\sqrt{bl}$	$\frac{E\sqrt{bl} k_T}{1-\nu^2}$	$41.1\sqrt{K\rho h_s^3}$	$\rho_s h_s b l$
Rotational	$0.35\sqrt{bl}$	$\frac{E I k_\phi}{\sqrt{bl}(1-\nu^2)}$	$0.97\sqrt{K\rho h_s^5}$	$0.08 \rho_s h_s (bl)^2$
Vertical	$0.27\sqrt{bl}$	$\frac{E\sqrt{bl} c_s}{1-\nu^2}$	$5.42\sqrt{K\rho h_s^3}$	$\rho_s h_s b l$

Note :  $h, l$ =width and length of the base,  
 $\rho_s, \nu$ =density and poisson's ratio of the foundation soil,  
 $E$ =modulus of elasticity of the foundation soil ( $=2(1+\nu) G$ ),  
 $G$ =shear modulus of the foundation soil,  
 $I$ =moment of inertia of the base,  
 $c_s, k_T, k_\phi$ =coefficients tabulated in Table 2.

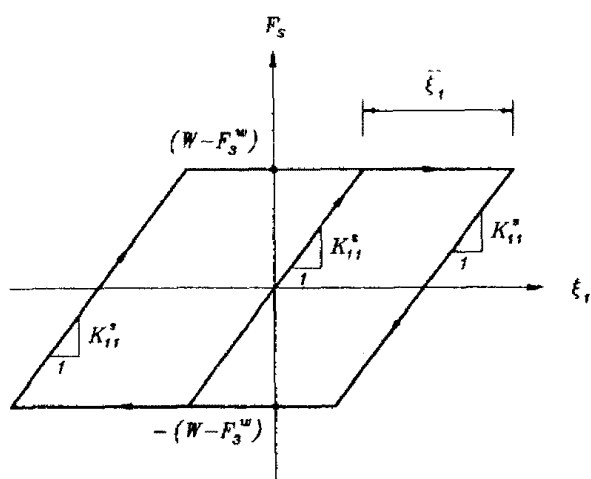


Fig. 3. Base shear force( $F_s$ )-displacement( $\xi_1$ ) relationship of the nonlinear horizontal spring.

는 각각 周波數依存 附加質量 및 減衰係數로 線形回折理論으로부터 구할 수 있다(朴 等, 1991).

衝擊波力을 받게 되면 케이슨은 때때로 永久的인 活動을 하게 된다. 이러한 현상이 累積되면 破壞에 이르게 되는데, 이 永久的인 활동은 케이슨의 底面에 작용하는 有效剪斷力이 有效摩擦力을 超過하게 되는 경우에 發生하게 된다. 따라서, 본 연구에서는 이러한 現象을 模擬하기 위하여 水平方向의 스프링을 非線形으로 나타내었다. 즉, 케이슨 底面에 작용하게 되는 有效剪斷力이 有效摩擦力을 超過하게 되는 경우에는 塑性舉動을 하도록 다음과 같이 정의하였다(Fig.3 참조).

$$K_{11}^* = \frac{E\sqrt{bl}k_T}{1-\nu^2} \quad \text{for } |K_{11}^*\xi_1(t)| \leq \mu(W - F_3^w(t))$$

$$= 0 \quad \text{for } |K_{11}^*\xi_1(t)| > \mu(W - F_3^w(t)) \quad (7)$$

여기서,  $W$ 는 浮力의 영향이 除去된 케이슨의 有效自重을 나타내며,  $\mu$ 는 摩擦係數로 0.6을 사용하였다. Fig. 3에서  $\xi_1$ 은 케이슨의 永久的인 活動量을 나타낸 것이다.

### 3. 數值解析 및 結果分析

#### 3.1 모델의 檢證

앞에서 설명한 모델의 妥當性을 檢證하기 위하여 Fig. 4에 보인 바와 같은 混成防波堤에 대해 適用하였다. 이 모델 케이슨은 폭( $b$ )이 2.9m, 높이( $h$ )가 2.76m, 길이( $l$ )가 3.28m로 실험실 規模로는 대단히 큰 모델에 속한다. 이 混成防波堤는 Oumeraci(1991)가 대형 2

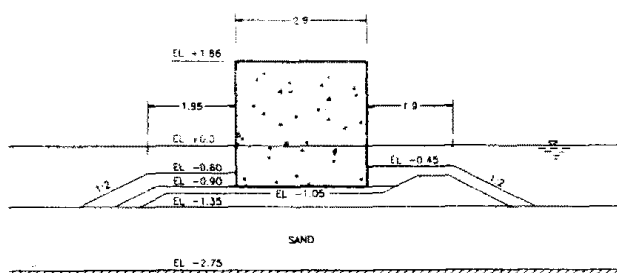


Fig. 4. Caisson breakwater tested by Oumeraci (1991).

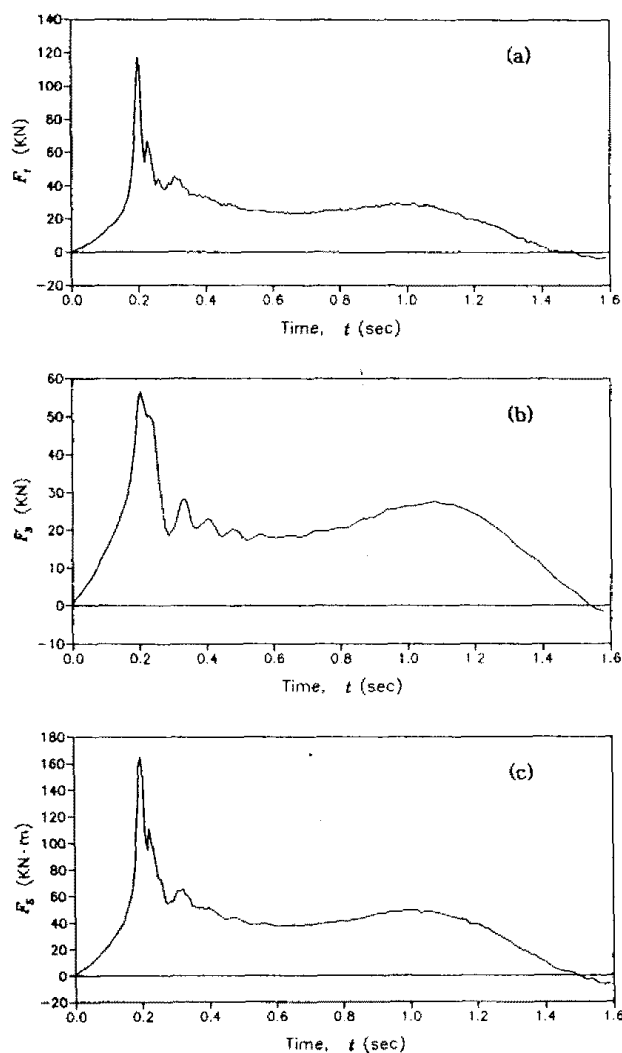
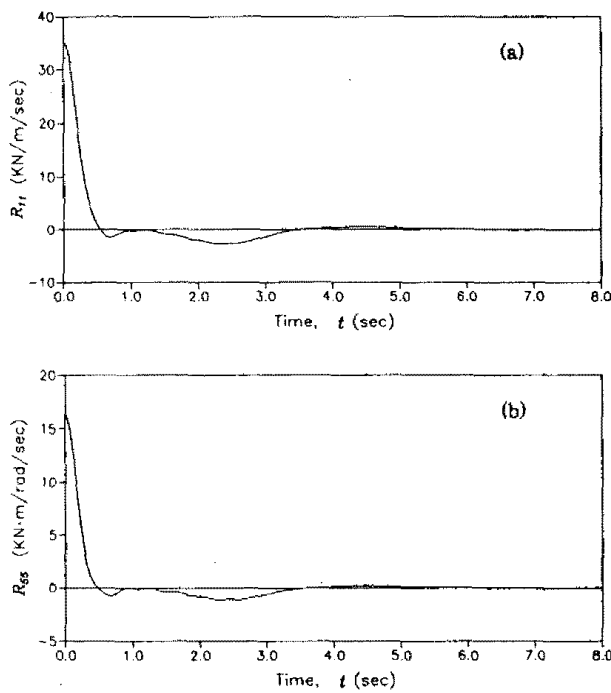


Fig. 5. Measured impulsive wave forces; (a) horizontal force, (b) vertical force, (c) overturning moment.

차원 水槽에서 衝擊波力에 대한 케이슨의 舉動을 調査할 목적으로 週期 3.23초, 波高 0.7m인 規則波에 대하여 實驗한 모형으로 水平, 鉛直波力 및 顛倒모멘트에 대한 시계열 및 케이슨의 수평 및 회전방향의 加速度 등의 計測자료가 이용이 가능하다. Fig. 5에

**Table 2.** Coefficients,  $c_s$ ,  $k_T$  and  $k_\phi$  according to aspect ratio of the base

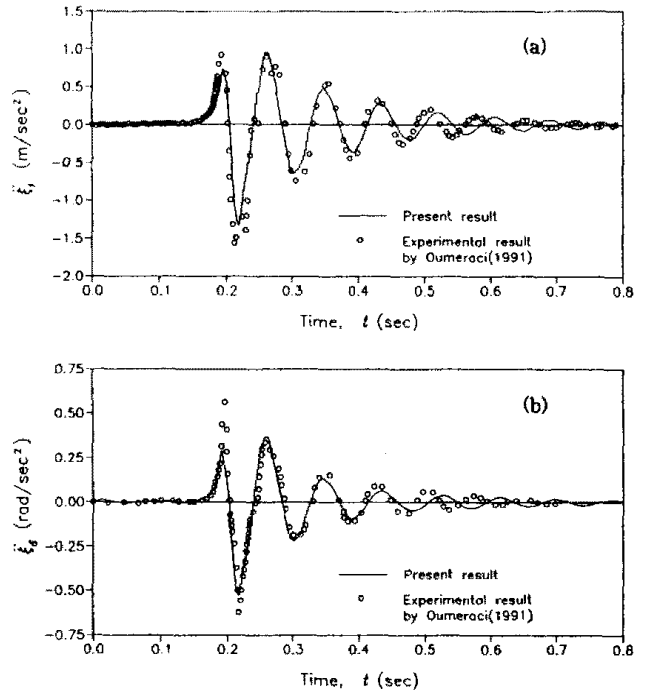
Aspect ratio( $l/b$ )	$c_s$	$k_T$					$k_\phi$
		$v=0.1$	$v=0.2$	$v=0.3$	$v=0.4$	$v=0.5$	
1.0	1.06	1.00	0.938	0.868	0.792	0.704	1.984
1.5	1.07	1.01	0.942	0.864	0.770	0.692	2.254
2.0	1.09	1.02	0.945	0.870	0.784	0.686	2.510
3.0	1.13	1.05	0.975	0.906	0.806	0.700	2.955
5.0	1.22	1.15	1.050	0.950	0.850	0.732	3.700
10.0	1.41	1.25	1.160	1.040	0.940	0.940	4.981



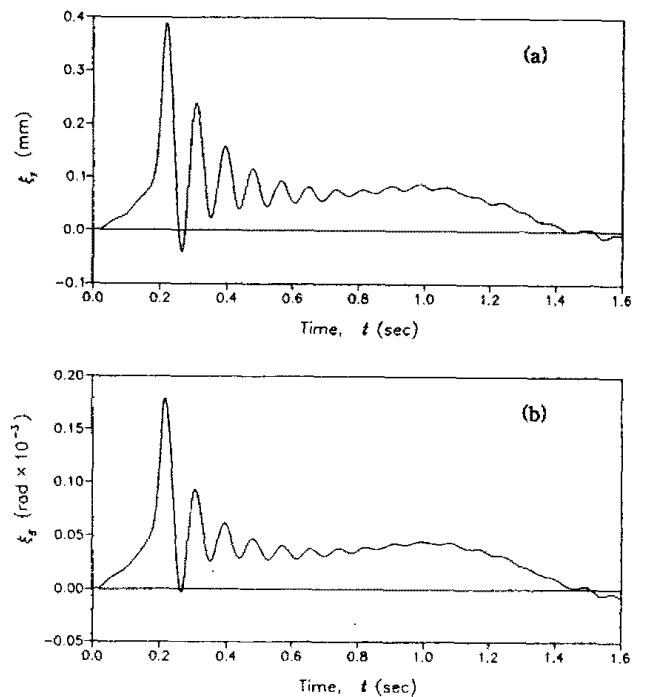
**Fig. 6.** Time memory functions for (a) horizontal motions (b) rotational motions.

計測된 각 방향 波力을 나타내었다.

본 연구에서 사용한 地盤의 物性値는 剪斷計數,  $G_0 = 3.9 \text{ KN/m}^2$ , 比重,  $\rho_s = 1.8 \text{ ton/m}^3$ , 포아송의 비,  $\nu = 0.3$ 이다. 地盤의 강성에 관계된 계수  $c_s$ ,  $k_T$ ,  $k_\phi$ 를 결정할 때(Table 2 참조),  $l/b$ 는 8.5를 사용하였다. 模型 케이스의  $l/b$ 가 1.13임에도 불구하고 8.5를 사용한 것은 실험한 條件이 兩側面이 구속된 2차원 水槽라는 점과 Table 1과 2에 나타난 것은 3次元 效果를 考慮한 式이라는 것을 勘案한 것이다. 또한, 減衰係數는 Oumeraci 등(1992)이 실험을 통하여 제시한 값의 범위 내인 15% 減衰率을 사용하여 결정하였다. Table 1에 따라 감쇠계수를 결정하면 비교적 큰 값을 얻게 된다.



**Fig. 7.** Comparisons of measured and calculated results: (a) horizontal and (b) rotational accelerations.



**Fig. 8.** Calculated displacements of the caisson: (a) horizontal and (b) rotational displacements.

이는 Oumeraci(1991)의 實驗値가 바다面이 고정인 실험실의 2차원 水槽에서 행해진 것을 考慮한다면 妥當한 것으로 판단된다. 따라서, 본 모델을 實際的인

문제에 適用할 경우에는 Table 1의 減衰係數를 사용 하는 것이 보다 適切한 것으로 판단된다. Fig. 6에 보인 것은 케이슨의 沈沈운동에 대한 放射問題를 해석하여 얻어진 附加質量 및 減衰行列을 이용하여 식(5)로부터 결정된 수평 및 회전운동에 대한 時間記憶函數이다. 現在時間( $t=0$ )으로부터 멀리 떨어진 거동일 수록 그 영향이 작아짐을 알 수 있다.

上記의 조건을 사용하여 본 모델에 의한 解析結果를 Fig. 7과 8에 나타내었다. Fig. 7에는 수평 및 회전방향의 計算된 加速度와 計測된 加速度를 함께 나타내었다. 실험치와 계산치가 비교적 잘 일치하고 있음을 볼 수 있으나, 時間이 經過할 수록 振動週期面에서 差異가 나고 있음을 알 수 있다. 즉, 측정치의 진동 주기가 짧아짐을 볼 수 있다. 이러한 현상을 Oumeraci 등(1992)은 地盤의 非線形 특성에 起因된 것으로 설명하였으나 납득하기 어려운 점이 없지 않다. 通常固有振動週期가 짧아지기 위해서는 剛性이 增加되거나 質量이 減少되어야 한다. 일반적으로 큰 衝擊波力을 받고 나면 地盤의 剪斷係數가 減少하게 된다(高橋 等, 1994). 따라서, 剛性이 增加되는 것을 기대하기는 대단히 어렵다. 그러면, 質量의 增加를 기대하여야 하는데 이는 더욱 어렵다. 이 현상에 대한 원인을 현재로서는 무엇이라고 端的으로 말하기는 어렵고 다만 여러 가지 要因이 組合되어 나타난 것 이라는 추측만이 가능하다. Fig. 8에는 수평 및 회전 방향의 케이슨 變位の 變化를 나타내었다. 衝擊的 荷重이 작용한 후, 뒤로 밀린 상태에서 振動하다가 제자리로 돌아오는 舉動特性을 볼 수 있다. 이러한 현상은 水理實驗에 의해 케이슨의 限界重量을 결정할 때 자주 觀測되는 현상으로 본 모델이 비교적 케이

슨의 거동을 잘 豫測하고 있음을 알 수 있다.

### 3.2 地盤剛性 및 케이슨 自重變化의 影響

實際 地盤의 特性을 정확히 알기란 거의 不可能하다. 또, 일반적으로 실제지반은 積層地盤인 경우가 대부분이다. 따라서, 이를 스프링으로 適切히 模型化 하는 것은 대단히 어려운 문제이다. 따라서, 數値解析에 의해 케이슨의 舉動을 豫測하고자 할 때는 어느 정도의 剛性變化에 따른 케이슨의 動的 應答特性을 살펴보아야 할 것으로 판단된다. 따라서, 본 연구에서는  $\pm 25\%$ 의 범위 내에서 변한다고 가정하고 數値實驗을 수행하였다. 모델의 조건과 荷重條件은 모델 檢證에 사용한 조건을 그대로 사용하고 地盤의 剪斷係數,  $G$ 만 變化시켰다. 이 때의 解析結果中, 최대 水平變位( $(\xi_1)_{max}$ )와 底面 剪斷力( $(F_s)_{max}$ )의 變化를 Fig. 9에 나타내었다. 그림에서  $G_0$ ,  $(\xi_1^0)_{max}$ ,  $(F_s^0)_{max}$ 는 모델의 檢證時 사용한 條件에 대한 값을 나타낸다. 그림을 살펴보면 地盤剛性이 增加할 수록 케이슨의 최대 水平變位는 減少하지만 底面 剪斷力은 增加함을 볼 수 있다. 즉, 지반이 단단할 수록 케이슨의 活動可能性이 높아진다고 말할 수 있다. 變動幅을 살펴보면, 최대 水平變位는 약  $+25\% \sim -20\%$ , 底面 剪斷力의 경우는  $-20\% \sim +10\%$  정도가 된다.

Fig. 10에 나타낸 것은 케이슨의 自重의 變化에 따른 결과를 나타낸 것으로 自重이 增加할 수록 최대 水平變位 및 底面 剪斷力이 減少함을 알 수 있다. 케이슨의 自重이  $\pm 25\%$ 로 변하는 경우에도 變動幅은  $\pm 3\%$  정도로 地반강성에 비하여 그다지 크지 않음을 볼 수 있다.

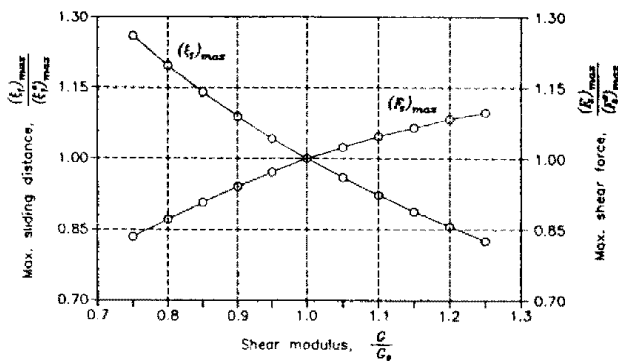


Fig. 9. Effect of variation of shear modulus of the soil on maximum horizontal displacement and shear force.

### 3.3 永久的 活動時的 舉動特性

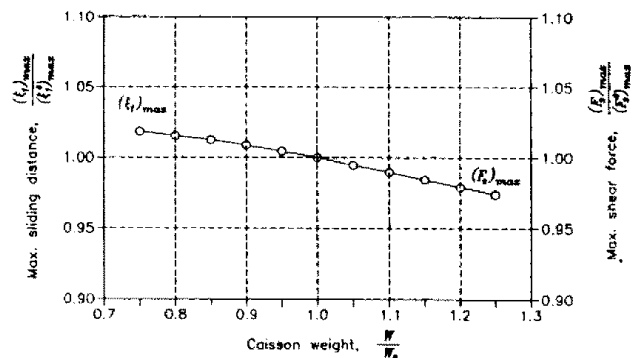


Fig. 10. Effect of variation of caisson weight on maximum horizontal displacement and shear force.

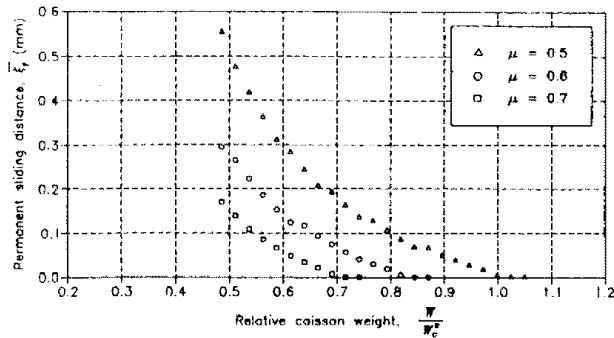


Fig. 11. Permanent sliding distance with respect to variation of caisson weight.

케이슨식 混成防波堤를 설계할 경우 케이슨의 活動限界重量, 즉 설계조건하에서 永久的인 활동을 일으키지 않는 케이슨의 自重을 決定하여야 한다. 우리나라의 경우, 기존의 시공된 많은 防波堤는 수리실험을 통하지 않고 Goda의 波壓公式(Goda, 1985)과 經驗에 의거해서 케이슨의 設計重量을 결정하였다. 近來에 들어서야 水理實驗을 통하여 設計重量을 決定해야 한다는 필요성을 인식하게 되었다. 水理實驗時 설계중량은 케이슨의 重量을 조금씩 減少시키며 매 조건마다 活動量을 측정하여 얻어진 活動曲線으로부터 결정하는 것이 일반적이다. 따라서, 본 연구에서도 케이슨의 自重을 서서히 減少시키며 解析을 수행하였으며, 그 결과를 Fig. 11에 提示하였다. 그림에서  $W_0$ 는 摩擦係數,  $\mu$ 를 0.6으로 했을 때 最大 波力에 대한 靜的 限界重量이다. 波力條件 및 地盤條件은 모델 檢證時의 條件을 그대로 사용하였으며, 케이슨 저면의 摩擦係數,  $\mu$ 는 0.5, 0.6 및 0.7로 變化시켰다. 해석결과를 보면, 限界重量 부근에서 急激히 變位가 增加하는 수리실험에서 나타나는 결과와 아주 類似한 傾向을 보임을 알 수 있으며(韓國海洋研究所, 1992),  $\mu$ 가 0.6인 경우, 限界所要重量이 靜的解析에 의한 결과의 약 85% 정도 됨을 볼 수 있다. 이러한 현상은 波力의 일부분을 慣性力이 支持하기 때문에 발생하는 것으로, 특히 衝擊波力의 作用時間이 짧으면 짧을 수록 慣性力의 影響이 增加하여 底面 有效剪斷力은 현저히 減少하게 된다.

Fig. 12는 크기가 같은 두개의 衝擊的인 波力이 連續的으로 作用되는 경우의 케이슨의 활동을 나타낸 것이다. 첫 번째 충격적인 波力이 作用되었을 경우 케이슨의 永久的 活動量,  $(\bar{\xi}_1)_1$ 은 0.15 mm 정도이

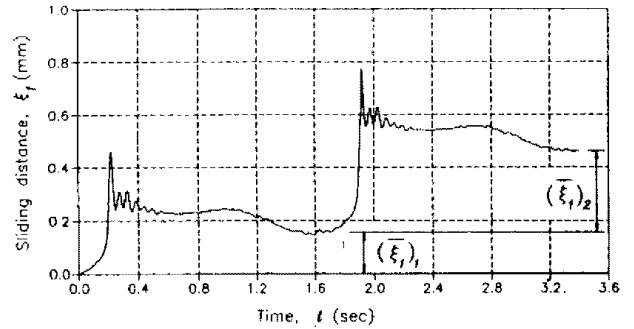


Fig. 12. Sliding behavior of the caisson under two sequential impulsive loadings.

으나 똑 같은 하중을 사용했음에도 불구하고 두 번째의 活動量,  $(\bar{\xi}_1)_2$ 는 0.21 mm로 더 크음을 볼 수 있다. 이것은 케이슨의 初期條件에 따른 것으로 衝擊的인 波力이 作用되기 이전에 케이슨이 港內側으로 振動하고 있었다는 것을 의미한다. 港外側으로 움직이고 있었다면 活動量은 減少했을 것이다. 두 경우 공히 活動後의 진동은 거의 같음을 볼 수 있는데 이 진동의 주기는 케이슨의 수평방향 固有振動週期에 해당한다. 이와 같은 活動傾向은 理論的인 면에서나 經驗的인 면에서나 아주 妥當한 것으로 판단된다. 追後 수리 실험을 통해서 케이슨의 永久活動豫測에 대해서도 檢證을 修行할 예정이다.

### 4. 結 論

본 논문에서는 衝擊波力을 받는 케이슨 防波堤의 動的 舉動解析 모델에 대해서 연구하였다. 開發된 모델은 半無限彈性地盤理論에 根據하여 地반은 假想附加質量, 스프링 및 減衰係數로 理想化하였으며, 流體의 反作用力은 附加質量 및 時間記憶函數로 모형화하였다. 또한, 永久的 活動距離 豫測을 위해 水平方向의 강성계수를 非線形을 處理하였다. 개발된 모델의 妥當性은 水理模型實驗 결과와의 比較를 통하여 立證되었다. 地盤剛性 및 케이슨 自重變化에 따른 수치실험결과, 케이슨의 활동과 직접적으로 관계되는 저면 有效剪斷力은 地반이 단단할 수록 케이슨의 自重이 작을 수록 增加됨을 알 수 있었다. 또한, 永久的 活動과 관련된 수치실험결과, 수조실험결과와의 비교를 통한 檢證作業이 아직 이루어지지 않았지만, 본 연구에서 開發된 모델이 水造實驗時 나타나는 현상과

類似的한 결과를 豫測함을 알 수 있었다.

## 辭 謝

本 研究는 1994年度 韓國海洋研究所의 基本研究費의 支援下에 遂行되었음을 밝히며, 研究費의 支援에 感謝드립니다.

## 參考文獻

- 朴佑善, 李達秀, 吳榮敏, 鄭遠武, 1991. 鉛直 2次元 回折 및 放射問題 解析을 위한 無限要素. 韓國海岸·海洋工學會誌, 3(4), pp. 235-243.
- 韓國海洋研究所, 1992. 海上新都市 外廓防波堤 基本設計用役: 水理模型實驗(斷面安定性實驗). 釜山直轄市.
- 高橋重雄, 谷本勝利, 鈴村諭司, 1983. 直立壁に作用する衝擊波壓の發生機構に關する考察. 港 技術研究報告, 22(3), pp. 3-31.
- 高橋重雄, 下迫健一郎, 上部達生, 1994. 衝擊碎波力に對する防波堤ケ-ソンの動的舉動. 港 技術研究報告, 33(3), pp. 59-86.
- 堀川清司, 野口雄三, 1970. 直立壁に作用する碎波の波力と波面の關係. 第17回海岸工學講演會講演集, pp. 177-184.
- 林太造, 服部昌太郎, 1963. 碎波の波壓について, 第10回海岸工學講演會講演集, pp. 98-103.
- 伊藤喜行, 藤島 睦, 北谷高雄, 1966. 防波堤の安定性に關する研究. 港 技術研究報告, 5(14), pp. 101-105.
- 合田良實, 1973. 衝擊波壓お受ける混成防波堤の舉動に關する考察. 港 技術研究報告, 12(3), pp. 3-29.
- 合田良實, 原中祐人, 1962. 衝擊碎波壓に關する考察. 港 技研資料, 32, pp. 1-18.
- 荒見敦史, 服部昌太郎, 1990. 衝擊碎波力の算定モデル, 海岸論文集, 37, pp. 629-633.
- Bagnold, R.A., 1939. Interim report of wave pressure research. *Proceedings of Inst. of Civil Engineers*, 12, pp. 210-226.
- Biot, M.A., 1962. Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, *Jour. of Applied Physics*, 33(4), pp. 1482-1498.
- Goda, Y., 1985. *Random seas and design of maritime structures*. Univ. of Tokyo Press.
- Goda, Y., 1994. Dynamic response of upright breakwater to impulsive force of breaking waves. *Coastal Engineering* (to be published).
- Hayashi, T., 1965. Virtual mass and the damping factor of the breakwater during rocking, and the modification by their effect on the expression of the thrusts exerted upon breakwaters by the action of the breaking waves, *Coastal Engineering in Japan*, 8, pp. 105-117.
- Loginov, V.N., 1962. Evaluation of pressure impulse of on vertical structures subject to breaking waves, *Trudy Soizmorniproekta*, 2, pp. 47-59 (in Russian).
- Marinski, J.G. and Oumeraci, H., 1992. Dynamic response of vertical structures to breaking wave forces-Review of the CIS design experience. *Coastal Engineering* 1992, pp. 1357-1370.
- Oumeraci, H., 1991. Dynamic loading and response of caisson breakwaters-Results of large-scale model tests. *Research Report MAST G6-S/Project 2*.
- Oumeraci, H., Partenscky, H.W., Kohlhasse, S. and Klammer, P., 1992. Impact loading and dynamic response of caisson breakwaters-Results of large-scale model tests. *Coastal Engineering*, 1992, pp. 1475-1488.
- Simon, B.R., Zienkiewicz, O.C. and Paul, D.K., 1986. Evaluation of  $u-w$  and  $u-\pi$  finite element methods for the dynamic response of saturated porous media using one-dimensional models. *Int. Jour. for Num. and Ana. Meth. in Geomechanics*, 10, pp. 461-482.