

# 파랑하중에 의한 경사식방파제의 제체와 주변지반의 침하거동

## Settlement Behavior of Rubble Mound Breakwater and Its Surrounding Seabed due to Wave-Loads

윤 성 규<sup>1</sup> Yun, Seong-kyu

김 태 형<sup>2</sup> Kim, Tae-Hyung

이 규 환<sup>3</sup> Lee, Kyu-Hwan

이 광 열<sup>4</sup> Lee, Kwang-Yeol

### Abstract

A breakwater is a important structure for both calmness of harbor and protection of the port facilities from waves generated from typhoons or wind. This study adopted the rubble mound breakwater, which is one of the most popular type of breakwaters in Korea. Rubble mound breakwater had been designed by considering only static condition previously. Recently, a dynamic wave-load due to waves has been also considered in designing breakwater. In design, the wave-load is assumed as an uniform load which only acts in the front slope of the breakwater. However, the assumption is not applicable in reality. In this study, therefore, a real-time wave-load acting on the breakwater instead of the uniform load is considered, and it is assumed to be acting on the seabed too. Based on the numerical analysis, it is found that there is a significant difference in the maximum settlement compared with the result predicted by the existing design method.

### 요 지

방파제는 태풍 또는 바람 등으로 발생된 파랑으로부터 해안, 항만시설을 보호하고 항내 수역의 정온도 확보를 위한 중요한 구조물이다. 국내에 가장 일반적인 방파제중 하나인 경사식 방파제를 본 연구과제로 선정하였다. 경사식 방파제는 정적조건만을 고려하여 설계되었다. 최근에 파랑작용에 따른 동적파압도 설계에서 고려하고 있다. 하지만 동적파압을 경사식 방파제의 경사면에만 국한하여 적용시키고, 적용된 파압 역시 등가파압으로 가정하였다. 이것은 방파제에 실제로 작용하는 파압분포와 다르다. 따라서 본 연구에서는 방파제경사면에 작용하는 파압을 등가파압이 아닌 실제 작용하는 시간이력파압을 적용하고 파압을 경사방파제의 경사면뿐만 아니라 해저지반에 추가적으로 고려하였다. 이를 반영한 수치해석을 통해 산출된 최대침하량이 현재의 설계법에 의해 산출된 최대침하량과 비교 시 상당한 차이가 있는 것으로 나타났다.

**Keywords :** Rubble mound breakwater, Seabed, Settlement, Wave-load

### 1. 서 론

항만구조물은 선박의 안전한 정박 및 하역을 위한 접안시설과 외해로부터 내습하는 파랑으로부터 항내를

보호하는 목적의 외곽시설로 구분된다. 방파제는 그 형상에 따라 경사제, 직립제, 혼성제 및 특수형 등으로 나눌 수 있다. 이 중에서 파랑에 접하는 전면의 사면을 경사지게 계획하는 경사제는 해안 및 항만 구조물중에서도

1 정희원, 한국해양대학교 토목환경공학과 석사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Korea Maritime Univ.)

2 정희원, 한국해양대학교 토목공학과 부교수 (Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Korea Maritime Univ., kth67399@hhu.ac.kr, 교신저자)

3 정희원, 건양대학교 건설환경공학과 부교수 (Associate Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Konyang Univ.)

4 정희원, 동서대학교 토목공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, Dongseo Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

역사적으로 가장 오래되었으며, 시공성, 경제성 등에 있어 유리한 점이 많아 전 세계적으로 널리 사용되고 있는 체체 구조형식이다.

근래에 와서는 방파제의 설치수심이 깊어지고 고파랑에 대응하기 위하여 혼성체 구조를 많이 사용하고 있지만 아직까지는 일본을 제외한 세계적으로 경사제가 지배적이다(조휴상, 2008; 해양수산부, 2004). 경사제의 신설 및 복구시 안정해석은 수리학적 문제뿐만 아니라 구조역학적, 지반공학적 문제들을 상호 연관지어 해석하여야 한다. 그러나 현재까지는 구조적 특성에 따른 수리학적 해석(피복재의 안정중량, 월파, 처오름 및 처내림, 반사, 사면안정 등)에 국한하여 경사제의 안정성을 검토하여 왔으며, 구조적 특성과 지반공학적 특성에 따른 수리학적 해석에 대한 연구는 거의 진행되지 않았다(조휴상, 2008). 이것은 안정성 측면에서 수리학적 검토와 구조역학적 검토가 고려된 해석이지만 지반공학적 측면의 상호연관성은 제외된 검토라 할 수 있다.

상부구조물의 파괴외에 하부구조인 지반공학적 측면에서도 방파제가 연약지반 및 기초가 장기적인 침하가 발생하는 곳에 설치되는 경우에 경사제의 안정계산시 체체에 작용하는 파랑의 동적거동에 따른 지반의 침하량을 고려한 안정계산은 지금까지 수행되지 않고 있다.

그러한 이유로 최근에 와서 국내의 몇몇 설계자들(박현주, 2002; 성상봉, 2003)에 의해 경사제에도 파력이 작용하는 것이 아니냐는 의문이 제기되고 있으며, 외국에서도(De Rouck & Damme, 1996) 파랑의 동적거동을 고려한 경사제의 안정해석의 필요성이 대두되었다. 그러나 이는 안정계산에 포함되어야 할 파랑조건(파랑에 의한 압력)을 어떻게 고려하여야 하며, 투수성을 지닌 불균질한 재료로 이루어진 구조체에 작용하는 파랑의 영향을 어떻게 해석하여야 하는지에 대한 구체적인 연구는 아직까지 완성단계에 이르지 못하고 있다. 다만 2000년대 후반에 들어서야 파랑작용에 따른 동적해석도 설계에 반영되고 있다. 구체적으로 현재 경사방파제 설계에서는 동적 파압을 방파제의 경사면에만 적용시키며, 적용된 파압 역시 등가파압을 이용해 설계를 하고 있는 실정이다. 이때의 경사제의 안정성 검토는 현재까지의 안정성 검토 방법인 피복재의 안정중량, 월파, 처오름 및 처내림, 반사, 사면안정해석에 대한 안정성 검토만을 해오고 있는 실정입니다.

따라서 본 논문에서는 파압을 경사식 방파제의 경사면뿐만 아니라 해저지반에 전달되는 파랑에 의한 하중

을 추가적으로 고려함과 동시에 경사면에 작용하는 파압을 등가파압이 아닌 실제 경사면에 작용하는 실시간 파압을 적용하였다. 안정성 검토는 현재까지 연구되어 온 경사제의 안정성 검토 방법(피복재의 안정중량, 월파, 처오름 및 처내림, 반사, 사면안정해석 등)에 대해서 안정하다는 가정하에 해저지반의 침하에 대한 검토만을 수행하였다. 이를 위해 경사식 방파제에 작용하는 파압의 특성 파악을 위해 VOF기법을 이용한 CADMAS-SURF 프로그램을 이용하여 파압의 분포 및 크기를 산정하였다. 산정된 파압을 지반해석 프로그램인 MIDAS-GTS에 입력하여 기존의 동적해석과 본 연구의 동적해석시의 침하량을 방파제 위치별로 파악하였다.

## 2. 기존의 연구

경사제의 수리학적, 구조역학적 안정성에 관한 연구는 경사제의 역사만큼 많은 연구자들에 의해 최근까지도 진행되어 왔다(Oumeraci & Partenscky, 1990; Muttray, 2000). 또한, 지반과의 상호간섭에 대한 연구도 이루어졌다(Chew, 1990; Murray et al, 1990; Koutitas, 1992). 하지만 해상이 아닌 육상조건에서 이루어졌기 때문에 수위의 영향만을 고려하여 연구를 진행하였다. 본 연구와 같이 수리학적, 구조적, 지반공학적 효과를 동시에 고려한 경우는 Barends(1983, 1985)가 있으며, 연구결과에서 그는 파랑에 의한 하중이 해저지반 까지 전달되어 해저지반 상부 층에 부분적인 액상화가 발생한다고 제시하였으며, 이후 De Rouck & van Damme(1996)은 파와 조석과 같은 동적인 수리학적요소와 체체 및 지반과의 상호거동을 고려하여 체체안정계산을 수행 할 필요가 있음을 제안하였다.

이외에도 경사제에 대한 수치해석적 연구 결과로서는 Madsen & White(1976)가 최초였으며, 이후 Hannoura & McCorquodale(1986), Hölischer & Barends(1990), Wurjanto & Kobayashi(1994), van Gent(1995) 등이 있다.

국내의 연구로는 최근에 이달수 등(2001a, 2001b, 2002, 2003)은 경사식 방파제의 최적설계기술개발을 위하여 년차별로 연구를 수행하였는데, 주된 연구내용은 국내 경사제의 현황을 파악하고, 경사제에 작용하는 파력을 측정 하였으며, 경계요소법 및 VOF기법을 이용한 수치모형 실험을 이용하여 경사제내의 파동장을 모의하여 경사제의 경사면에 작용하는 파압을 산정하는 식을 제안하였다. 그 외 본 논문과 가장 흡사한 연구로 안

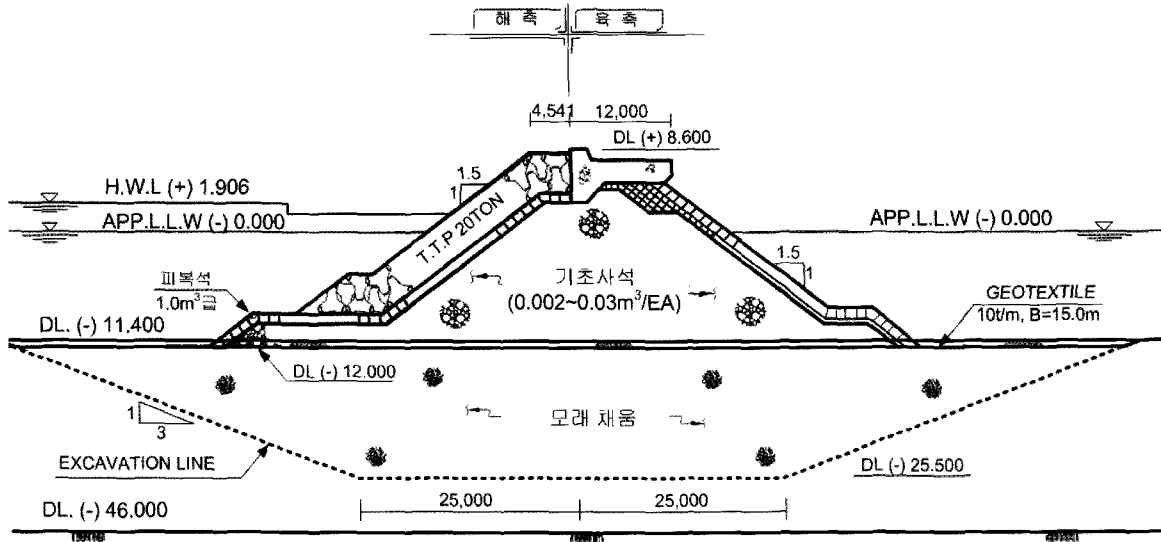


그림 1. 부산신항동방파제 표준 단면도

익성(2008), 이중구(2008)는 경사방파제 설계시 동적 파압을 방파제의 경사면에만 적용시키며, 적용된 파압역시 등가파압을 이용해 동적설계를 하였다.

### 3. 대상 방파제 및 파랑 데이터

#### 3.1 검토대상 방파제 선정

본 연구에서는 부산신항동방파제를 연구대상으로 선정하였다. 이 방파제가 설치되는 지반은 연약층이 40m 이상으로 대단히 깊어 소요기능과 경제성을 동시에 확보할 수 있는 부분굴착치환공법이 적용되었다. 이 공법은 국내외 적용사례가 많아 흔하게 적용되는 공법이지만 시공 이후에도 압밀침하를 허용하기 때문에 사후 모니터링을 통한 유지관리가 반드시 필요한 경우에 해당된다. 대상 방파제의 표준단면도는 그림 1과 같다(해양수산부, 1997).

#### 3.2 파랑데이터 선정

본 연구에 사용된 파랑데이터는 태풍 매미(2003)가 발생된 전후 시점의 파랑 데이터를 사용하였다. 설계파의 파고는 유의파의 시계열 최대값( $H_{1/3max}$ )인 6.96m이다. 주기는 파랑이 제체에 영향을 미치는 총 시간 동안의 주기를 면적 적분하여 그 평균값인 14.14sec를 사용하였다. 수심은 파랑 지속시간 동안의 조위를 면적 적분하여 그 평균값에 수심을 합한 13.3m로 결정하였다. 설

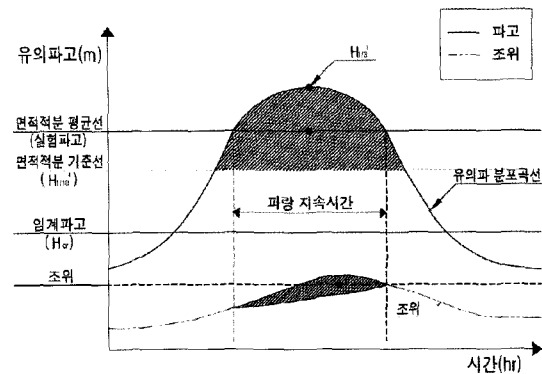


그림 2. 설계파 산정방법 개념도

계파의 산정의 개념은 그림 2와 같다.

### 4. 파랑하중 산정

#### 4.1 수치파동수로

본 연구에서는 방파제 제체에 파랑에 의한 동적영향을 고려할 수 있도록, 파압계산은 비선형 해석이 가능하며, 유체의 점성 및 난류특성을 그대로 포함하는 CADMAS-SURF(일명 수치파동수로, 沿岸開發技術研究センター, 2001) 프로그램을 이용하였다.

CADMAS-SURF의 기초방정식은 연속방정식 식 (1)과 다공질체(porous media)로 확장한 Navier-Stokes의 운동방정식 식 (2)~(3)으로 구성된다.

$$\frac{\partial \epsilon_x u}{\partial x} + \frac{\partial \epsilon_z w}{\partial z} = q^* \quad (1)$$

$$\lambda_\nu \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = -\frac{\varepsilon_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon_x \nu_e \left( 2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \varepsilon_z \nu_e \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - \beta_x u + wq^* - R_x \quad (2)$$

$$\lambda_\nu \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x ww}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = -\frac{\varepsilon_\nu}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \varepsilon_x \nu_e \left( \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \varepsilon_z \nu_e \left( 2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - \beta_z w + wq^* + \frac{\nu}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - R_x - \varepsilon_z g \quad (3)$$

여기서,  $q^* = q(z, t)\delta(x - x_s)$ 는 조파지점  $x = x_s$ 에서의 조파소스의 밀도,  $\delta$ 는 Dirac delta함수,  $t$ 는 시간,  $x, z$ 는 수평 및 연직좌표,  $u, w$ 는 유속의 수평 및 연직성분,  $\rho$ 는 유체의 밀도,  $\nu_e$ 는 동점성계수( $\nu$ )와 와점성계수( $\nu_t$ )의 합,  $g$ 는 중력가속도,  $\varepsilon_\nu$ 는 체적공극률,  $\varepsilon_x, \varepsilon_z$ 는 각각  $x, z$  방향의 면적공극률,  $\beta_x, \beta_z$ 는  $x, z$ 방향에 대한 파랑에너지 감쇠계수로 부가감쇠영역을 제외하고는 0으로 주어진다. 그리고  $\lambda_\nu, \lambda_x, \lambda_z$ 는 구조물로부터 받는 관성력의 효과를 나타내며,  $\varepsilon_\nu, \varepsilon_x, \varepsilon_z$  및 관성력계수  $C_M$ 을 사용하면 식 (4)~(6)과 같이 주어진다(柳山·鹿島, 1992).

$$\lambda_\nu = \varepsilon_\nu + (1 - \varepsilon_\nu) C_M \quad (4)$$

$$\lambda_x = \varepsilon_x + (1 - \varepsilon_x) C_M \quad (5)$$

$$\lambda_z = \varepsilon_z + (1 - \varepsilon_z) C_M \quad (6)$$

또한,  $R_x, R_z$ 는 등가분포저항으로써 항력항을 비선형 항으로 도입하고 있는 柳山·鹿島(1992)의 항력항을 도입하면 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \varepsilon_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \quad (7)$$

$$R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \varepsilon_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \quad (8)$$

여기서,  $C_D$ 는 항력계수이다. CADMAS-SURF는 자유수면을 추적하기 위해 VOF

법을 이용하고 있다. VOF함수  $F$ 는 일정 물리량인 유체의 체적율로서  $0 \leq F \leq 1$ 의 범위를 가진다. 여기서  $F=1$ 일 경우는 유체셀로,  $F=0$ 일 경우는 기체셀로,  $0 < F < 1$ 일 경우는 표면셀로 각각 판단하여 자유수면을 추적하게 되며, 다음의 이류방정식 식 (9)에 의해 VOF함수가 이루어진다.

$$\frac{\partial(\varepsilon_\nu F)}{\partial t} + \frac{\partial(\varepsilon_x u F)}{\partial x} + \frac{\partial(\varepsilon_z w F)}{\partial z} = Fq^* \quad (9)$$

CADMAS-SURF의 파압에 대한 적용성은 성상봉 등(2003a)이 Goda식(1985)과 비교하여 이미 검증되었다. 여기서 도출된 실시간 파압분포는 지반해석 프로그램의 입력 값으로 사용하였다.

#### 4.2 파압 결정

수치해석에 사용된 수치파동수로의 배치단면은 그림 3과 같다. 조파수로의 규모는 길이 1000m, 높이 30m이며, 구조물의 위치는 방파제 사면의 전단에서 조파시작점까지 500m 이격하였다. 조파수로의 전면과 후면 끝에는 약 200m폭의 감쇠대(sponge layer)를 설정하였다. 감쇠대는 반사에 의한 중복파를 없애기 위해 도입 하였다.

격자간격  $\Delta x$ 는 방파제가 위치하는 구간에서는 0.5m로 그 외의 구간은 1.0m로 하였으며,  $\Delta y$ 는 0.5m로 구성 하였다. 수치계산에 사용된 계산시간은 수립과 해석시간을 고려하여 자동으로  $\Delta t = 0.01 \sim 0.20$ sec로 하였다. 총계산시간은 구조물까지의 도달시간 등을 고려하여 600초로 설정하였다. 해석시 수립자의 움직임은 그림 4~그림 6과 같다. 이때 그림상의 화살표의 방향은 수립자운동 방향을, 화살표의 길이는 유속의 크기를 나타낸다. 그림 7은 화살표인 벡터의 크기를 같게 하여 방파제의 경계면에서의 수립자의 움직임을 보기 쉽게 나타낸 것이다. 방파제 후면 경사면에서는 수립자의 움직임이 일

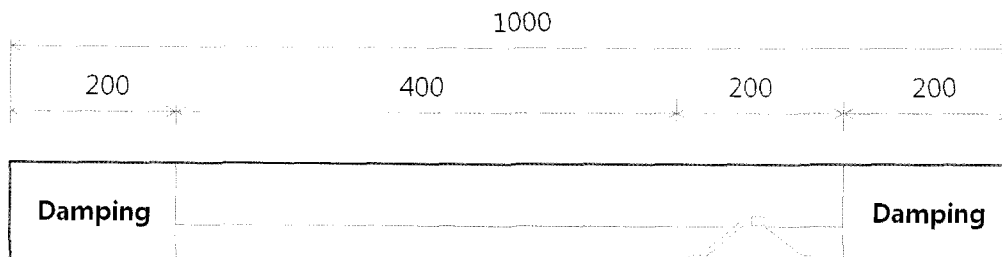


그림 3. 수치파동수로의 배열

정수면

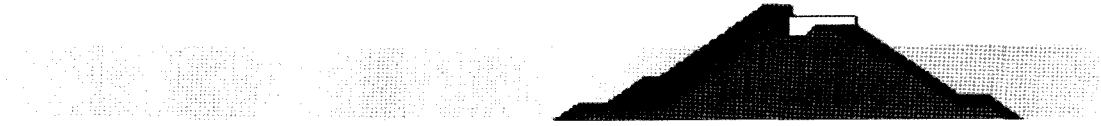


그림 4. 정수면 상태

파봉



그림 5. 파봉시 수립자의 움직임

파곡



그림 6. 파곡시 수립자의 움직임

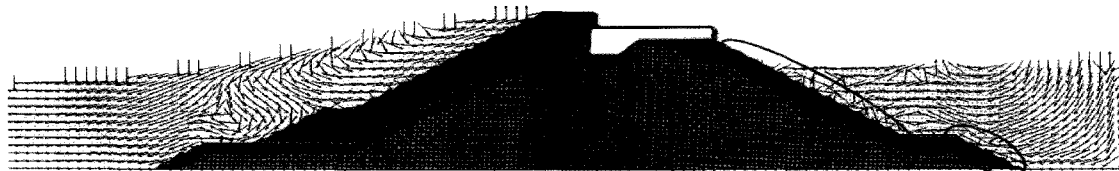


그림 7. 방파제 경계면에서의 수립자의 움직임

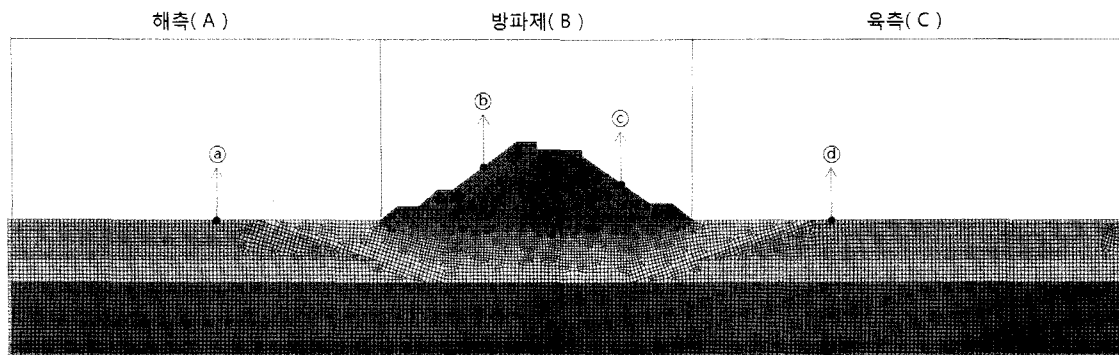


그림 8. 파압 측정위치

정하지 않고 와류(vortex)현상이 나타난 것을 알 수 있다.

본 연구에서는 현재 동적해석 설계에 반영되고 있는 방파제 사면상에 전체적인 파압분포를 확인 할 수 있는 임의의 절점 몇 군데의 파압을 측정하여 등가파압으로 보정한 값을 사용하지 않고, CADMAS-SURF를 이용하

여 산정한 사면상의 모든 절점에 대하여 파압 시계열 자료를 출력된 그대로 지반해석프로그램의 입력 자료로 사용하였다. 모든 절점에 대해서 그래프로 나타낼 수 없어 해석영역을 그림 8과 같이 A~C영역으로 나누어 영역별 임의의 지점 (a)~(d)의 파압만을 시간이력 그래프

로 나타내었다.

CADMAS-SURF로 구한 동적파압은 그림 9로 설명

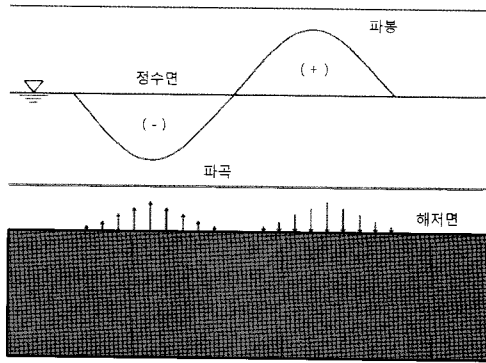


그림 9. 파봉, 파곡시의 파압

할 수 있다. 파곡에서는 정수면보다 수위가 낮아 낮아진 만큼 파압이 작아져 (-)의 값을 나타낸다. 파봉에서는 수위가 정수면보다 높아 높아진 만큼의 파압이 증가하여 (+)값을 나타낸다.

구조물전방인 A영역에서는  $-1.95t/m^2 \sim 1.80t/m^2$ , 구조물 내인 B영역에서는  $-3.37t/m^2 \sim 4.03t/m^2$ , 구조물후방인 C영역에서는  $-0.03t/m^2 \sim 0.37t/m^2$ 로 나타났다. 그림 10은 해측영역 ㉠절점에서의 시간이력 파압을 나타낸 것이다. 그림 11은 방파제의 해측 경사면위의 절점㉡와 육측 경사면위의 절점㉢의 시간이력 파압을 나타낸 것이다. 그림 12는 육측 영역의 절점㉣에서의 시간이력 파압을 나타낸 것이다.

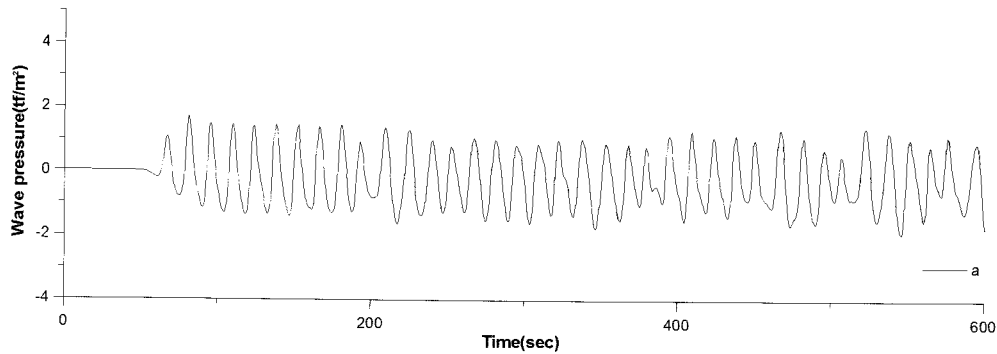


그림 10. ㉠지점에서의 시간이력 파압

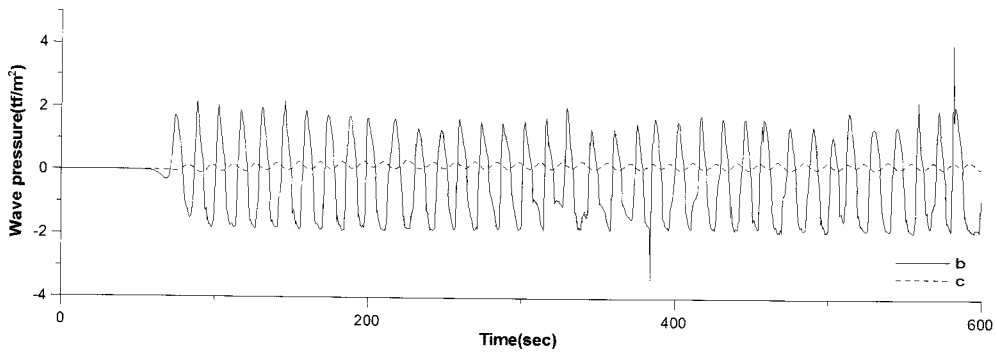


그림 11. ㉡, ㉢지점에서의 시간이력 파압

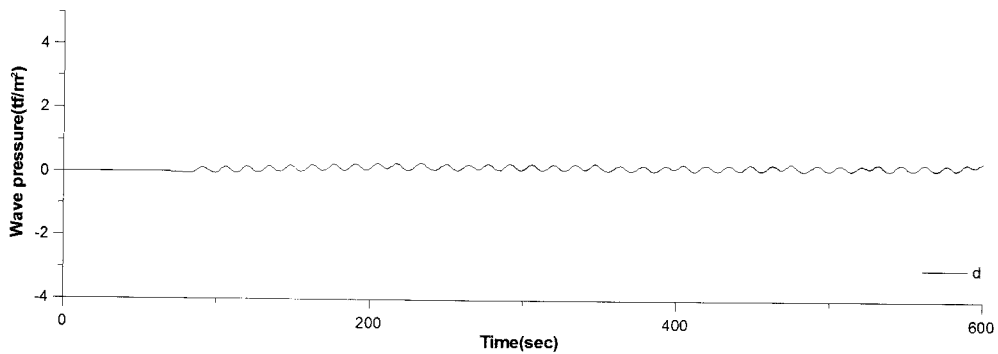


그림 12. ㉣지점에서의 시간이력 파압

## 5. 방파제 지반해석

### 5.1 동적해석 개요

수치해석에 사용한 프로그램은 MIDAS-GTS 지반해석 프로그램을 사용하였다. 동적해석의 대체적인 흐름은 먼저 지반을 모델링하고, 시간이력에 사용되는 감쇠행렬을 결정하기 위해 고유치해석을 실시 한 후 파랑하중을 입력하여 동해석을 실시한다.

### 5.2 모델링 및 요소망 생성

토질 특성치는 「부산신항 남컨테이너 부두[2-3단계] 민간투자사업」(해양수산부, 2004) 중 「변형 및 내진해석 보고서」를 참조하여 그림 13과 같이 모델링 하였다. 구성모델을 Mohr-Coulomb 탄소성모델로 표 1의 값을 이용 하였으며 각 층마다 표 1의 특성치가 모두 포함되어야 프로그램이 오류 없이 실행되기 때문에 공란으로 표기된 점착력과 내부 마찰각은 0이 아닌 최소값(0.001)을 적용하였다. 수치해석 시 지반은 배수상태에서 실시하였다.

### 5.3 고유치해석

고유치 해석은 지반의 특성을 알고, 시간이력에 사용되는 감쇠행렬을 결정하기 위해 실시하는 과정으로서, 탄성경계를 구성하고 Spring 상수는 도로교설계기준(하부구조편)의 지반반력계수에 따라 산정하였다. 지반반력계수를 계산하는 방법은 다음과 같다.

연직지반반력계수

$$k_v = k_{v0} \left( \frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3)$$

수평지반반력계수

$$k_h = k_{h0} \left( \frac{B_h}{30} \right)^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3)$$

여기서,

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 = k_{h0}, \quad B_v = \sqrt{A_v}, \quad B_h = \sqrt{A_h}$$

$A_v, A_h$ 는 각각 연직방향면과 수평방향면의 단면적이고,  $E_0$ 는 탄성계수이며,  $\alpha$ 는 평상시 1.0으로 한다. 본 연구에서 산정된 지반반력계수는 표 2와 같다. 풍화암 층은 가장 아래층으로 연직지반반력계수와 수평지반반력계수를 동시에 고려해 주어야한다.

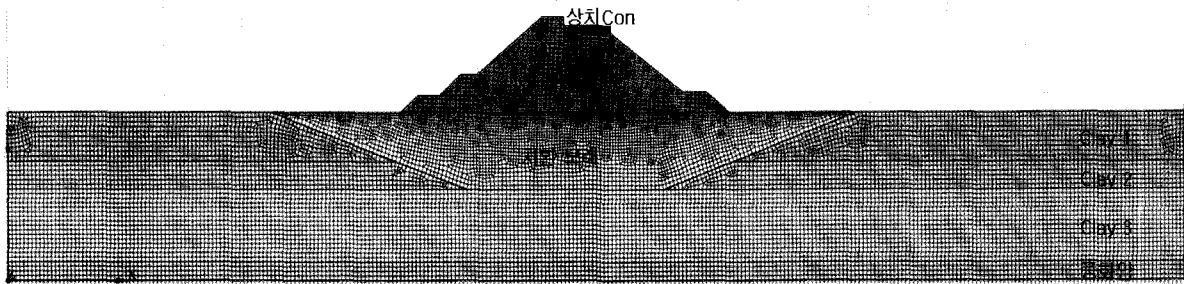


그림 13. 모델링 형상

표 1. 동적 해석을 위한 토질 특성치(해양수산부, 2004)

구분	단위중량 $\gamma_t(\text{tf/m}^3)$	포아송비 $\nu$	변형계수 $(\text{tf/m}^2)$	점착력 $(c, \text{tf/m}^2)$	내부마찰각 $(^\circ)$
Clay 1	1.508	0.45	580	2.5	-
Clay 2	1.584	0.40	1,500	2.5	-
Clay 3	1.679	0.30	2,000	2.5	-
치환모래	1.8	0.25	3,500	-	30
풍화암	2.0	0.25	18,980	20	35
기초사석	1.8	0.25	4,132	-	40
TTP	1.14	0.25	2.5E6	-	-
상치콘크리트	2.3	0.25	2.5E6	-	-

표 2. 지반반력계수

구분	연직지반반력계수 $K_v(tf/m^3)$	수평지반반력계수 $K_h(tf/m^3)$
Clay 1	324.48	-
Clay 2	1004.54	-
Clay 3	966.89	-
풍화암	15249.08	-
풍화암바닥경계면	-	3020.62

표 3. 해저지반 경계면의 Damper값

구분	체적탄성계수( $\lambda$ ) ( $tf/m^2$ )	전단탄성계수(G) ( $tf/m^2$ )	P파( $C_p$ ) ( $tf \cdot sec/m^3$ )	S파( $C_s$ ) ( $tf \cdot sec/m^3$ )
Clay 1	1800	200	18.39	5.54
Clay 2	2142.86	535.71	22.78	9.30
Clay 3	1153.85	769.23	21.47	11.47
풍화암	7592	7592	68.14	39.34
풍화암바닥경계면	7592	7592	39.34	68.14

5.4 지반경계조건

지반과 같은 무한한 매질을 모델링할 때에는 정적해석에서는 충분히 멀게 경계를 잡으면 되지만, 동적해석에서는 일반적인 경계를 잡을 경우 파가 반사되는 효과가 생기기 때문에 큰 오차가 유발 될 수 있다. 이를 해결하기 위해 본 해석에서는 1972년 Lysmer와 Wass가 제안한 점성경계(Viscous Boundary)를 적용했다. 점성경계를 정의하기 위해서는 해당 지반 물성치에 대한 x, y, z방향에 대하여 Damper값을 산정하여 입력해야 한다. Damper값을 산정하는 식은 다음과 같다.

P파에 대하여

$$C_p = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{W \cdot 9.81}} = c_p \cdot A \quad (tf \cdot sec/m^3)$$

S파에 대하여

$$C_s = \rho \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{\rho}} = W \cdot A \cdot \sqrt{\frac{G}{W \cdot 9.81}} = c_s \cdot A \quad (tf \cdot sec/m^3)$$

여기서,

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

$\lambda$ =체적탄성계수( $tf/m^2$ ),  $G$ =전단탄성계수( $tf/m^2$ ),  $E$ =탄성계수,  $\nu$ =포아송비,  $A$ =단면적( $m^2$ )이다. 본 연구에서 산정한 Damper값은 표 3과 같다. 풍화암바닥경계면

의 Damper값은  $C_p$ 와  $C_s$ 를 바꾸어줌으로써 구할 수가 있다.

5.5 시간이력해석

MIDAS-GTS의 시간이력해석(time history analysis)에 사용된 동적평형 방정식은 다음과 같다.

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u}(t) + [K]u(t) = p(t)$$

여기서,  $[M]$ =질량행렬,  $[C]$ =감쇠행렬,  $[K]$ =강성행렬  $p(t)$ =동적하중 이고  $u(t)$ ,  $\dot{u}(t)$ ,  $\ddot{u}(t)$ 는 각각 변위, 속도, 가속도를 의미한다. 시간이력해석은 구조물에 동적하중이 작용할 경우에 구조물의 동적 특성과 가해지는 하중을 사용하여 임의의 시간에 대한 구조물 거동(변위, 부재력 등)을 동적 평형방정식의 해를 이용해 계산하는 것이다. MIDAS-GTS에서는 시간이력해석을 위해 모드중첩법과 직접적분법을 사용하고 있다. 본 연구에서는 직접적분법을 사용하여 시간이력해석을 실시하였다. 직접적분법은 동적 평형방정식을 시간에 따라 점진적으로 적분하여 해를 구하는 방법이다. 평형방정식의 형태 변환 없이 시간단계마다 적분을 사용하여 해를 구하게 된다. MIDAS-GTS에서는 수렴성이 좋은 newmark 방법을 사용하여 직접적분법을 수행하고 있다.

동적해석시 지반의 반무한성을 고려하기 위하여 자유 경계를 모델의 좌우측에 적용하였다. 일반적으로 수치해석상에서 감쇠 효과를 표현하기 위해서는 모드감



쇠가 제일 많이 사용된다. 모드감쇠는 진동계의 각 차수의 고유 진동수에 대해서 감쇠값을 정하는 것으로, 크게 질량비례형, 강성비례형, Rayleigh damping형 감쇠가 있다. 질량비례형 감쇠는 공기저항 등에 의한 외부 점성감쇠를 표현한 것으로 감쇠행렬이 질량에 비례한다고 가정한다. 강성비례형감쇠는 진동에너지를 지반에의 방출 효과가 직접 표현되기 어려워 감쇠 강성에 비례한다고 가정하므로 고차 모드의 감쇠를 과대평가 할 우려가 있다. 따라서 본 연구에서는 질량비례형과 강성비례형의 합으로 표현되는 Rayleigh damping형 감쇠를 5% 적용하였다.

### 5.6 파랑하중 동적해석

파랑하중 동적해석을 위해 CADMAS-SURF를 이용하여 구한 파압을 지반해석프로그램인 MIDAS-GTS에 시간이력 동적하중으로 적용하였다. 세 가지 경우에 대

한 지반의 거동차이 검토가 이루어졌다. Case 1은 기존의 방법인 방파제 제체전면에만 등가파압을 적용하였을 경우이며, Case 2의 경우는 본 연구에서의 시간이력 파압을 방파제 내부에만 적용한 경우이며, Case 3의 경우는 본 연구에서의 시간이력파압을 방파제내부와 해저지반에 적용한 경우이다. 그림 14~그림 16은 각각 Case 1~Case 3을 나타낸다.

### 5.7 침하량 비교

방파제의 파랑작용에 의한 전반적인 침하양상을 보기 위해 그림 14~그림 16과 같이 각각 ①~⑩ 10개의 절점에 대해서 침하량을 비교 하였다. Case의 구분은 표 4와 같으며, 그 결과는 표 5로 알 수 있다.

기존의 방법으로 구한 Case 1이 본 연구에서 구한 Case 2와 Case 3에 비해 전체적으로 침하량이 작게 나타났다. Case 1과 Case 2의 침하량 차이는 Case 2의 침

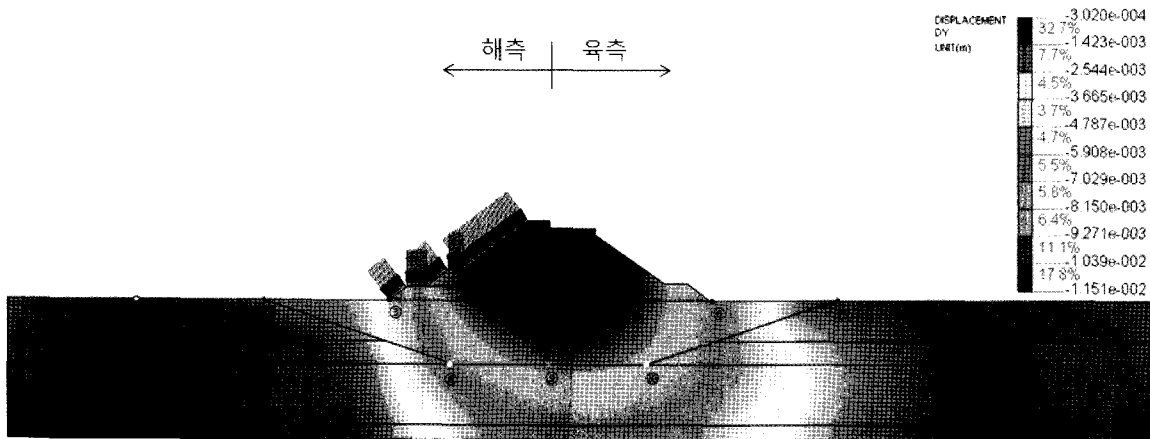


그림 14. Case 1. 방파제 제체 전면에만 등가파랑하중이 작용한 경우

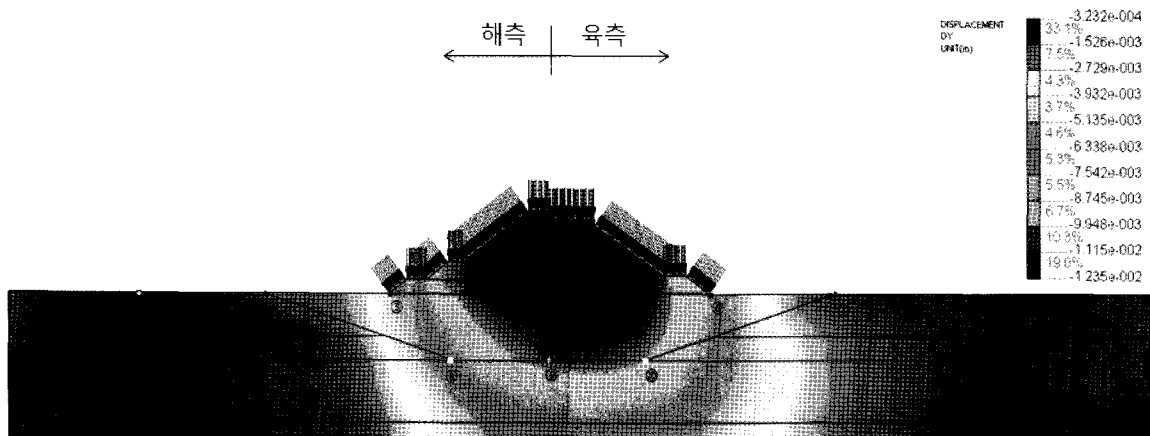


그림 15. Case 2. 방파제 제체에만 파랑하중이 작용한 경우

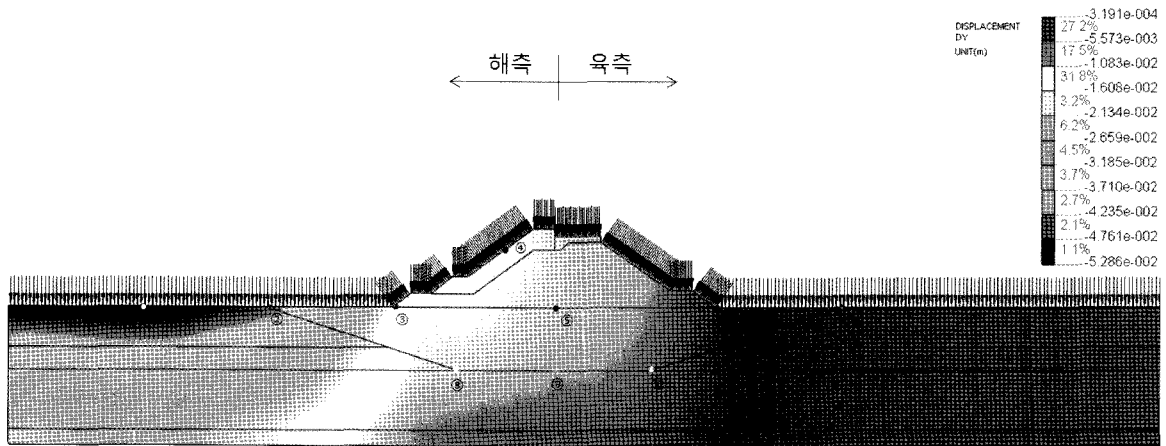


그림 16. Case 3. 방파제 제체 및 해저지반에 파랑하중이 작용한 경우

표 4. Case 구분

구분	내용
Case 1	방파제 제체전면에만 등가파압 적용
Case 2	방파제 제체에만 시간이력파압 적용
Case 3	방파제 제체 및 해저지반에 시간이력파압 적용

표 5. 침하량 비교

구분	Case 1 (mm)	Case 2 (mm)	Case 3 (mm)	Case 1과 Case 2의 편차	Case 1과 Case 3의 편차	Case 2과 Case 3의 편차
①	0.8	0.8	52.9	0	-52.1	-52.1
②	1.8	1.8	44.7	0	-42.9	-42.9
③	4.5	5.0	14.5	-0.5	-10.0	-9.5
④	11.5	12.4	13.8	-0.9	-2.3	-1.4
⑤	11.1	11.4	11.8	-0.3	-0.7	-0.4
⑥	7.0	8.0	4.6	-1.0	2.4	3.4
⑦	1.4	1.5	1.6	-0.1	-0.2	-0.1
⑧	6.6	7.0	11.5	-0.4	-4.9	-4.5
⑨	9.2	9.9	10.2	-0.7	-1.0	-0.3
⑩	8.4	9.4	7.9	-1.0	0.5	1.5

하량이 Case 1의 침하량보다 크게 나타났지만 그 차이는 평균 0.6mm로 크게 차이하지 않았다.

해저지반의 파랑하중을 고려한 Case 3의 침하량이 Case 2의 침하량보다 전반적으로 크게 나타났다. 특히 방파제 해측 지반의 침하량이 상당히 크게 발생하는 것을 알 수 있다. 절점 ②를 보면, Case 3의 경우 Case 2에 비해 약 25배 정도 큰 침하량이 발생하는 것으로 나타났다. 이것은 파랑에 의한 하중이 추가적으로 해저지반에 전달되었기 때문이다. 특히 해측의 경우 파압 분포(그림 10)에서 방파제제체에 다음으로 큰 파압이 작용하는 것을 고려하면 예상된 결과라 볼 수 있다.

다만 방파제후방 부분, 절점 ⑥, ⑩에서의 침하량은

Case 2의 침하량이 Case 3보다 1.5~3.4mm 크게 나타났다. 이는 그림 7에서 나타난 것처럼 육측 방파제 경사면에서 물입자의 와류(vortex)현상 때문이라 판단된다.

방파제제체의 침하만을 고려한 ④의 경우 Case 3가 Case 2에 비해 침하량이 1.4mm 증가되었음을 알 수 있다. 이것은 기존에 등가파압대신 실시간 작용파압을 적용시킨 결과로 인한 것이기 보다는 방파제제체에 해측 해저지반으로 전달된 파압으로 인해 해측에서 발생한 침하가 그 영향을 미친 연동침하의 결과라 판단된다.

본 연구 결과 파랑하중으로 인해 방파제 해측 영역 지반의 침하량이 크게 나타나는 것을 알 수 있다. 이것은 기존 연구에서 무시된 부분으로 만약 해측 지반의

침하량이 예상 못한 파랑하중에 의해 크게 발생된다면 방파제제체의 안정을 크게 위협할 수 있음을 알 수 있다. 또한 방파제제체를 기준으로 해측과 육측 지반의 침하량이 Case 3의 경우 약 3배 정도의 불균등 침하가 발생됨을 알 수 있다. 이것은 방파제를 중심으로 양쪽이 동일한 지반이 분포된다는 조건하에 얻은 결과이다. 만약 서로 상이한 지반이 방파제 양쪽에 존재한다면 부등 침하에 대한 검토도 심도 있게 다루어야 할 것으로 판단된다.

## 6. 결론

본 연구에서는 경사식 방파제 설계 시 반영되고 있는 파랑하중에 의한 동적해석시 방파제 제체전면에만 등가파압을 작용한 경우와 등가파압이 아닌 실시간파압을 방파제의 모든 제체면에 작용한 경우 그리고 실시간 파압을 방파제의 모든 제체면과 해저지반에 작용하였다. 이 상의 세 가지 경우의 침하량을 검토 하였다. 연구 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 경사식 방파제제체와 경사식 방파제 전후의 해저지반에서 발생하는 파압을 계산한 결과, 경사식 방파제 제체 전면에서 작용하는 파압이  $-3.37t/m^2 \sim 4.03t/m^2$  으로 가장 크게 나타났으며, 경사식 방파제 후방 해저지반에 작용하는 파압이  $-0.03t/m^2 \sim 0.37t/m^2$  으로 가장 작게 나타났다. 경사식 방파제 전방 해저지반에 작용하는 파압은  $-1.95t/m^2 \sim 1.80t/m^2$  으로 가장 큰 파압이 작용하는 경사식 방파제 제체 전면과 비교 시 약 1/2정도로 상당한 파압이 작용한 것을 알 수 있다.
- (2) 경사식 방파제제체와 경사식 방파제 전후의 해저지반에서 발생하는 비선형 파랑변형과 파랑하중을 계산하고, 여기서 도출된 파압자료를 입력하여 침하량을 계산한 결과, 기존의 방법인 등가파압으로 경사식 방파제 제체전면의 파랑하중만을 고려했을 시와 본 연구의 방법인 경사식 방파제 제체의 모든 절점에서의 파압을 고려했을 시의 침하량의 차이는 평균 0.6mm로 큰 차이를 나타내지는 않았다.
- (3) 하지만 경사식 방파제의 제체에의 모든 절점에서의 파압을 고려했을 시와 해저지반의 파압까지 고려했을 시의 침하량의 차이는 같은 위치에서 최고 66배 만큼의 차이로 해저지반의 파압까지 고려했을 시의

침하량이 크게 나타났다.

- (4) 기존 방법인 방파제 제체전면에서의 등가파압을 적용한 경우 보다 본 연구에서 고려한 방법을 적용시 위치별 침하량이 전반적으로 크게 나타났다. 이는 방파제전방 영역에서의 파랑하중에 의한 지반의 거동이 방파제제체와 그 아래 지반에 거동에 영향을 주었기 때문이라 판단된다.
- (5) 파압 분포를 보면 예상했던 바와 같이 방파제 제체에 가장 큰 파압이 작용하는 것으로 나타났다. 하지만 방파제전방 해저지반에 제체에 작용하는 파압의 절반 정도에 해당되는 무시 못 할 파압이 작용하는 것으로 나타났다. 이로 인해 해측 지반의 침하량이 크게 발생하는 것으로 나타났다. 다만 방파제후방 경사면에서 물입자의 와류(vortex)현상으로 인해 기존 방법을 적용한 경우 방파제후방 선단과 아래지반에서 침하량이 본 연구에서 고려한 해석보다 크게 나타났다.

## 감사의 글

본 과제(결과물)는 교육과학기술부의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 광역경제권 선도산업인재양성사업의 연구결과입니다.

## 참고 문헌

1. 박현주, 전인식, 이달수 (2002), “경사식 방파제의 수리특성 결정을 위한 수치해석”, *한국해양-해양공학회지*, 제14권 제1호, pp.19-33.
2. 성상봉, 전인식, 이달수 (2003a), “경사식 방파제의 전사면 파압에 대한 고찰(I. 수치파동수조의 적용)”, *대한토목학회논문집, 대한토목학회*, 제23권 제6-B호, pp.575-579.
3. 성상봉, 전인식, 이달수 (2003b), “경사식 방파제의 전사면 파압에 대한 고찰(실험식의 제안)”, *대한토목학회논문집, 대한토목학회*, 제23권 제6-B호, pp.581-585.
4. 안익성 (2008), “파랑하중에 의한 부분치환 경사식 방파제의 거동특성에 관한 연구”.
5. 이종구 (2008), “파랑에 의한 직립방파제 거동특성”.
6. 조휴상 (2008), “경사제의 동적안정해석을 위한 파압의 기초적 연구”.
7. 해양수산부 (2004), “초대형 부유식 해상구조물 기술개발”.
8. 해양수산부 (2005), “항만 및 어항설계기준”.
9. 해양수산부 (1997), “부산신항 방파제 실시 설계 용역 보고서”.
10. 柳山 勉, 鹿島遼一 (1992), “ポラスボディモデルによる透過性防波堤周辺の波動解析手法の開発”, *電力中央研究報告書*, pp.48.
11. 沿岸開發技術研究센터 (2001), *CADMAS-SURF Manual*.
12. Barends, F. B. J., Van Der Kogel H., Uijtewaal F. J., and Hagenaar J. (1983), “West Breakwater Sines : Dynamic geotechnical

- stability of breakwaters”, Proc. conf. on *Coastal Structures, Arlington*, pp.31-44.
13. Chew, S. Y., and Wei, J. (1980), “Major reclamation scheme for Marina city, Sigapore”. *Proc, 17th I.C.C.E., Sydney*, pp.2245-2260.
  14. DeRouck, J., and Van Damme, L. (1996), “Overall slope stability analysis of rubble mound breakwaters”, *Coastal Engineering*, pp.1603-1616.
  15. Goda, Y. (1985), “Random Seas and Design of Maritime Structures, *University of Tokyo press, Japan*, pp.113-117.
  16. Hannoura, A. A., and McCorquodale. (1986), “Rubble mounds : numerical modelling of wave motion”, *Jour. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, Vol.111, No.5, pp.800-816.
  17. Koutitas, C. (1982), “A numerical model for rubble mound breakwaters stability”, *Proc. Seminar on Maritime Engineering, Brugge*.
  18. Madsen, O. S., and White, S. M. (1976), “Reflection and transmission characteristics of porous rubble-mound breakwater”, *CERC MR-76-5, US Army Engineering Waterways Experimental Station, Vicksburg, MS*.
  19. MIDAS-GTS Analysis Reference pp.55-90.
  20. Murray, M., and Sayao, O. J. (1990), “Offshore breakwater for the Sergipe Marine Terminal”, *Brazil. Book of Abstracts of the 22nd I.C.C.E., Delft*, pp.163-164.
  21. Muttray, M. O. (2000), “Wellenbewegung an und in einem geschütteten”, *Wellenbrecher, Ph.D Thesis, der Technischen Universität Braunschwei*.
  22. Oumeraci, H., and Partenscky, H. W. (1990), “Wave-induced pore pressure in rubble mound breakwater”, *ASCE, Proceedings International Conference Coastal Engineering (ICCE) Vol.22*, pp.14, Delft, Netherlands.
  23. Wurjanto, A., and Kobayashi, N. (1994), “Irregular wave reflection and runup on permeable slopes”, *Jour. of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, Vol.119, No.5, pp.537-557.
- (접수일자 2011. 7. 7, 심사완료일 2011. 11. 17)