

# 1-g 진동대 모형시험을 위한 상사법칙의 적용성 평가

## Applicability of Similitude Laws for 1-g Shaking Table Tests

황 재 익<sup>1</sup> Hwang, Jae-Ik

김 성 렬<sup>2</sup> Kim, Sung-Ryul

김 명 모<sup>3</sup> Kim, Myoung-Mo

### Abstract

Shaking table model tests were performed to reproduce the dynamic behavior of a gravity quay wall and a pile-supported wharf which were damaged during the Kobe earthquake in 1995. The results of the model tests were compared with field measurements and with the results of previous model tests. The displacements of the model quay wall were only one third of that of the prototype, whereas the deformation state of the model was similar to that of the prototype. The displacements of the model pile-supported wharf were about two thirds of that of the prototype and the locations of the maximum moments at the model pile were similar to the buckling locations of the prototype piles.

### 요 지

1995년 고베지진에 의해 피해를 입었던 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물의 동적 거동을 재현하고, 분석하기 위하여 소규모 1-g 진동대 모형시험을 수행하였다. 1989년 Iai가 제안한 상사법칙을 이용하여 진동대 모형시험 결과를 원형크기의 것으로 환산하여 현장계측 결과와 비교하였다. 그 결과, 중력식 안벽구조물의 변위는 현장계측 결과의 약 1/3 정도 발생하였고, 벽체의 변형 형상은 원형과 유사하였다. 잔교식 안벽구조물의 변위는 현장계측 결과의 약 2/3 가 발생하였고, 말뚝에 발생하는 최대모멘트의 위치와 원형말뚝의 파괴위치는 잘 일치하였다.

**Keywords :** 1g shaking table model test, Gravity quay wall, Pile-supported wharf, Similitude law

### 1. 서 론

진동대 모형시험은 지반-구조물 상호작용이 일어나는 지반구조물의 동적거동을 평가할 때, 해석적 또는 수치적 해석결과의 유효성을 정성적으로 검증하는데 주로 사용되어 왔다. 모형시험을 통하여 어떤 구조물의 거동을 정량적으로 평가하기 위해서는 원형과 모형사이에 일관성 있는 상사관계를 확립하여야 한다. 따라서 진동대 모형시험에서도 지반구조물의 정략적 거동 예측을 위해서는 원형과 모형사이에 일관성 있는 합리적

인 상사법칙을 결정하여야 한다. Kagawa(1978)는 힘의 비를 이용하여 동적하중을 받는 지반구조물에 대한 상사법칙을 연구하였고, Kokusho와 Iwatate(1979)는 Buckingham's  $\pi$ -theorem을 이용하여 지반의 비선형 동적응답에 대한 상사법칙을 연구하였다. 그리고 Iai (1989)는 지반-구조물-유체 시스템의 평형방정식, 구성법칙, 그리고 변위와 변형률 관계 등의 기본방정식을 이용하여 이 시스템에 대한 1-g 진동대 모형시험을 위한 상사법칙을 연구하였다. 이러한 상사법칙에 대한 연구에 힘입어 진동대 모형시험은 지반-구조물-유체

1 정희원, 서울대학교 공과대학 지구환경시스템 공학부 박사과정 (Member, Ph. D. Course, School of Civil, Urban and Geosystem Engrg., Seoul National Univ., hwangman@msn.com)

2 정희원, 서울대학교 공과대학 공학연구소 박사 후 연구원 (Member, Post Doctoral Student, School of Civil, Urban and Geosystem Engrg., Seoul National Univ.)

3 정희원, 서울대학교 공과대학 지구환경시스템 공학부 교수 (Member, Prof, School of Civil, Urban and Geosystem Engrg., Seoul National Univ.)

상호작용 연구에 있어서 큰 관심을 끌게 되었다.

Ghalandarzadeh와 Towhata(1998)은 중력식 벽체, 기초 지반, 그리고 뒤채움 지반의 상호작용을 해석하기 위하여 소규모의 진동대 모형시험을 수행하여 중력식 안벽구조물의 동적거동을 정성적으로 평가하였으며, Iai와 Sugano(1999)는 고베지진에 의해 피해를 입었던 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물의 동적 거동을 재현하기 위하여 Iai가 제안한 상사법칙을 적용한 비교적 큰 규모의 1-g 진동대 모형시험을 수행하였으며, 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물에 대한 모형구조물의 크기는 각각 1/17과 1/15이었다. 그 결과 중력식 안벽의 경우 벽체의 잔류변위는 원형과 매우 비슷하였으며, 잔교식 안벽구조물의 경우 잔류변위는 원형의 약 1/2 정도 발생하였고, 모형말뚝에서 최대모멘트가 발생한 위치와 원형말뚝이 파괴된 위치가 잘 일치하였다.

본 연구에서는 Iai가 제안한 상사법칙을 적용한 소규모의 1-g 진동대 모형시험을 이용하여 실제 지진피해를 입었던 항만관련 지반구조물의 동적 거동을 재현하였다. Iai 등에 의해 수행되었던 모형시험의 대상구조물인 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물을 본 모형시험의 원형구조물로 사용하였고, 사용한 모형구조물의 크기는 중력식안벽구조물의 경우 원형구조물의 1/56, 잔교식 안벽구조물에 대해서는 1/44이다. 진동대 모형시험 결과를 이전에 수행되었던 진동대 모형시험의 결과(Ghalandarzadeh & Towhata, 1998, Iai, 1999) 및 현장 계측 결과(Inagaki et al., 1996, Iai, 1997)와 비교하였다.

## 2. 상사법칙

진동대 모형시험을 통해 지반구조물의 동적 거동을 정량적으로 평가할 때에 중요한 점은 상사비를 통하여 예측한 모형의 거동이 원형의 거동과 닮아야 하고, 원형과 모형에서 평형 방정식 등과 같은 기본법칙이 만족되어야 한다는 것이다. Iai는 지반-구조물-유체 시스템에 대한 평형방정식, 구성법칙, 변위와 변형률 관계와 같은 기본방정식을 이용하여 지반-구조물-유체 시스템에 대한 상사법칙을 연구하였다. 다음은 Iai가 제안한 상사법칙으로서, 건조한 흙입자와 보에 대한 기본방정식은 다음과 같다.

• 건조한 흙입자에 대한 기본방정식

$$\text{평형 방정식} : L^T \sigma + \rho g = \rho \ddot{u} \quad (1)$$

$$\text{변위와 변형률 관계} : d\epsilon = L du \quad (2)$$

$$\text{구성방정식} : d\sigma = D d\epsilon \quad (3)$$

여기서,  $\sigma = (\sigma_{11} \sigma_{22} \sigma_{33} \tau_{12} \tau_{23} \tau_{31})$  : 응력텐서

$\epsilon = (\epsilon_{11} \epsilon_{22} \epsilon_{33} \gamma_{12} \gamma_{23} \gamma_{31})$  : 변형률텐서

$u = (u_1 u_2 u_3)$  : 변위벡터

$D$  : 접선 계수,  $g$  : 중력가속도,  $\rho$  : 질량밀도

$$L = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x_1} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_1} & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial x_3} & 0 & \frac{\partial}{\partial x_2} & \frac{\partial}{\partial x_1} \end{bmatrix} : \text{미분연산자}$$

• 구조물(보)에 대한 기본방정식

$$EI \frac{\partial^4 n^T u}{\partial n^4} + \rho_b n^T \ddot{u} - \rho_b n^T g + n^T S \sigma = 0 \quad (4)$$

$$EA \frac{\partial^2 t^T u}{\partial s^2} + \rho_b t^T \ddot{u} - \rho_b t^T g + t^T S \sigma = 0 \quad (5)$$

여기서,  $EI$  : 휨강성,  $EA$  : 축강성

$n$  : 보에 수직인 단위벡터,  $t$  : 보에 평행한 단위벡터

$\partial/\partial n$  :  $n$ 에 대한 미분,  $\partial/\partial s$  :  $t$ 에 대한 미분

$\rho_b$  : 보의 질량밀도(단위길이당 질량)

$S$  : 응력을 표면력으로 변환시키는 행렬

$\sigma$  : 보에 작용하는 응력텐서

위의 기본방정식으로부터 Iai가 유도한 상사법칙은 표 1에 나타나 있다.

진동하중하에서 포화된 흙의거동은 다음 두 가지 형태로 분류된다(Whitman, 1985). 첫째로 반복성 유동(cyclic mobility)은 진동하중이 가해지는 동안에 흙의 변형이 계속되다가 진동이 멈추는 순간에 변형도 멈추는 거동 형태이며, 둘째로 변형률 연화(strain softening)는 진동하중이 가해지는 동안에 흙의 변형이 계속되고, 진동이 멈춘후에도 변형이 계속 발생하는 거동 형태이다. 흙의 변형이 반복성 유동을 보이는 경우, 지반-구조물 시스템의 동적거동을 이해하기 위해서는 변형률에 대한 상사비,  $\lambda_\epsilon$ 를 고려하는 것이 매우 중요하다. 모형지반의 전단파 속도를 알 때에는 변형률의 상사비,  $\lambda_\epsilon$ 는 식 (6)에 의해 산정한다(표 1의 제 1형태).

$$\lambda_\epsilon = \lambda \left[ \frac{(V_s)_m}{(V_s)_p} \right]^2 \quad (6)$$

여기서  $(V_s)_m$ 과  $(V_s)_p$ 는 각각 모형지반과 원형지반

표 1. 진동대 모형시험에서의 주요 상사관계(Iai, 1989)

물리량	상사관계(원형/모형)			
	개념적 상사관계	실제 사용되는 상사비		
		제 1형태	제 2형태	제 3형태
		$\lambda_\rho = 1$	$\lambda_\epsilon = \lambda^{0.5}$ $\lambda_\rho = 1$	$\lambda_\epsilon = 1$ $\lambda_\rho = 1$
길이(length)	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
밀도(density)	$\lambda_\rho$	1	1	1
시간(time)	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
가속도(acceleration)	1	1	1	1
속도(velocity)	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
변위(displacement)	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda^{1.5}$	$\lambda$
응력(stress)	$\lambda\lambda_\rho$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
변형률(strain)	$\lambda_\epsilon$	$\lambda_\epsilon$	$\lambda^{0.5}$	1
강성도(stiffness)	$\lambda\lambda_\rho/\lambda_\epsilon$	$\lambda/\lambda_\epsilon$	$\lambda^{0.5}$	$\lambda$
투수계수(permeability)	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}/\lambda_\rho$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
간극수압(pore pressure)	$\lambda\lambda_\rho$	$\lambda$	$\lambda$	$\lambda$
휨강성(flexural rigidity)	$\lambda^5\lambda_\rho/\lambda_\epsilon$	$\lambda^5/\lambda_\epsilon$	$\lambda^{4.5}$	$\lambda^5$
축강성(axial rigidity)	$\lambda^3\lambda_\rho/\lambda_\epsilon$	$\lambda^3/\lambda_\epsilon$	$\lambda^{2.5}$	$\lambda^3$
모멘트(moment)	$\lambda^4\lambda_\rho$	$\lambda^4$	$\lambda^4$	$\lambda^4$
전단력(shear force)	$\lambda^3\lambda_\rho$	$\lambda^3$	$\lambda^3$	$\lambda^3$
축력(axial force)	$\lambda^3\lambda_\rho$	$\lambda^3$	$\lambda^3$	$\lambda^3$

에서의 전단과 속도를 나타내며,  $\lambda$ 는 길이에 대한 상사비로 원형과 모형의 기하학적 크기의 비이다.

그렇지 않다면 전단탄성계수가 구속압의 제공근에 비례한다는 가정하에 변형률에 대한 상사비,  $\lambda_\epsilon$ 를 식 (7)로부터 구한다(표 1의 제 2형태).

$$\lambda_\epsilon = \lambda^{0.5} \quad (7)$$

흙의 변형이 변형률 연화거동을 보일 경우에는, 큰 변형때문에 변형률에 대한 상사비,  $\lambda_\epsilon$ 을 도입할 수 없다. 이 때에는 모형지반의 상대밀도가 원형지반의 상대밀도보다 낮은 경우에만 모형지반의 거동이 원형지반의 거동과 닮게 된다(Roscoe 1968, Schofield 1980, Scott 1989). 이 경우 표 1의 제 3형태의 상사비가 제안되었다.

### 3. 진동대 모형시험의 원형 구조물

1995년 일본에서 발생한 고베지진에 의해 많은 항만 관련 지반구조물이 파괴되었다. Inagaki et al.(1996)와 Iai(1997) 등은 현장조사를 통해 항만관련 지반구조물의 동적 거동에 대한 다량의 자료를 수집하였다. 본 연구에서는 고베지진에 의해 심하게 피해를 입었던 중력식 안

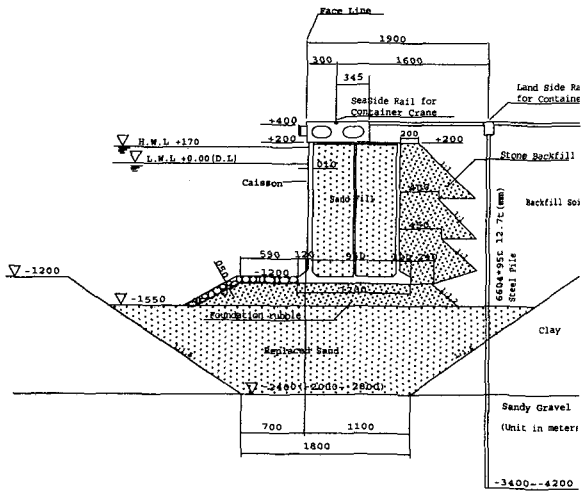
벽구조물과 잔교식 안벽구조물을 원형으로 하여 진동대 모형시험을 수행하여 피해 구조물의 동적거동을 재현하고 분석하였다.

#### 3.1 중력식 안벽구조물

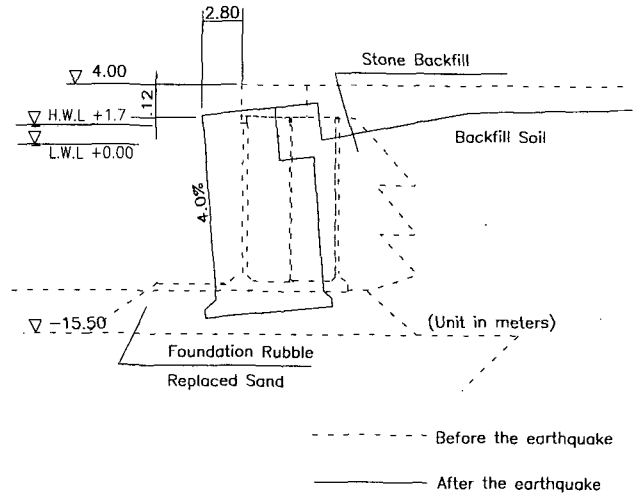
진동대 모형시험의 첫 번째 원형 구조물은 고베항의 Port Island에 위치한 중력식 안벽구조물이다. 그림 1은 원형의 단면도와 지진후의 변형형상을 보여준다. 현장 조사를 통해 원형지반의 물성값을 결정하였고, 현장동결공법을 이용하여 얻은 불교란시료에 대한 진동삼축 압축시험 결과, 원형지반이 반복유동성거동을 보였다(Ichii et al., 1997). 그림 1(b)는 원형의 변형된 형태를 보여준다. 구조물의 바다쪽 상부 모서리를 기준으로 안벽은 바다쪽으로 약 2.8m 수평변위가 발생하였고, 약 1.12m 정도 연직 변위를 일으켰으며, 바다쪽을 향하여 약 4% 정도 기울어졌다(Inagaki et al. 1996).

#### 3.2 잔교식 안벽구조물

진동대 모형시험의 두 번째 원형구조물은 고베항의 Takahama Wharf에 위치한 잔교식 안벽구조물이다. 그



(a) 단면도



(b) 지진후의 변형도

그림 1. 고베항 Port Island 중력식 인벽구조물의 단면도와 지진후의 변형도(Inagaki et al. 1996)

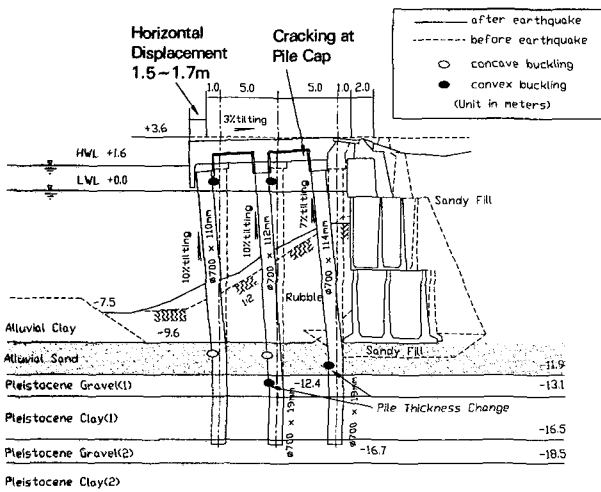


그림 2. Takahama Wharf의 잔교식 인벽구조물의 단면과 변형 및 파손 형태(Iai, 1997)

림 2는 원형구조물의 단면도와 변형후의 형태를 겹쳐서 보여준다. 원형구조물은 홍적세 점토층과 자갈층으로 이루어진 견고한 퇴적층에 건설되었다. 점토층은 표준 관입시험의 N 값이 10~25이고 자갈층은 30~50 또는 그 이상이었다. 이러한 견고한 퇴적층위에 두께가 약 2m이고 N값이 약 15인 퇴적 모래층이 존재한다. 콘크리트 블록으로 이루어진 벽체뒤쪽은 N값이 약 10인 화강풍화토로 뒤채움되었다. 원형구조물의 변형 및 파손 형태는 그림 2에서 알 수 있듯이 상판은 바다쪽으로 약 1.5~1.7m 정도 수평으로 이동하였고 광관팔쪽은 육지쪽의 말뚝을 제외하고 말뚝머리와 견고한 퇴적층과 퇴적 모래층사이의 경계면, 또는 말뚝의 두께가 변하는 위치에서 파괴되었다(Iai, 1997).

표 2. 진동대 시스템의 주요 제원

크기	2 m × 2 m
최대하중	50 kN
스트로크	± 75 mm
가력속도	500 mm/sec
최대지반가속도	1 g

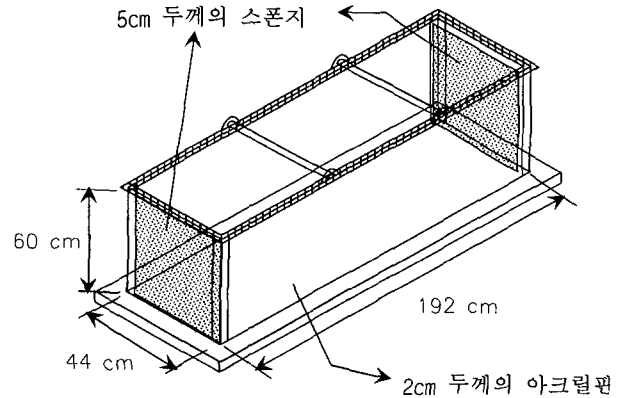


그림 3. 모형토조

#### 4. 진동대 모형시험의 시험장비 및 시험 조건

##### 4.1 시험장비

본 연구에서 사용한 진동대 시스템의 주요 제원은 표 2에 정리되어 있다. 모형토조는 두께가 2cm인 투명한 아크릴판으로 제작되었으며, 크기는 가로가 192cm, 세로가 44cm, 그리고 높이가 60cm이며, 토조 양끝에 충격 완화재를 설치하여 벽체강성 효과를 최소화시켜, 진동시 발생하는 전달파가 벽체에서 반사되는 것을 막았다.

#### 4.2 중력식 안벽구조물 모형

진동대 모형시험에서 중력식 안벽구조물의 모형은 원형의 1/56 크기로 모델링 하였다. 원형지반이 반복성 유동 형태의 변형 거동을 보이기 때문에 표 1의 제 2형태의 상사법칙을 적용하여 상사관계를 결정하였다(표 3).

그림 4는 모형 안벽구조물의 단면과 계측기의 위치를 보여준다. 그림과 같이 8개의 간극수압계(PP-1~PP-8), 4개의 가속도계(A-1~A-4), 그리고 3개의 변위계(D-1~D-3)를 설치하였다. 변위계 D-1을 이용하여 바다 쪽 벽체상부 모서리에서의 수평방향 변위를, D-2를 이용하여 같은 위치의 연직방향 변위를, 그리고 D-3은 육지쪽 벽체상부 모서리에서의 연직방향 변위를 계측하였다.

모형벽체는 단위중량이 2.44t/m<sup>3</sup>인 콘크리트로 제작되었으며, 모형지반은 세립질 성분이 적고 입도분포가

표 3. 중력식 안벽구조물에 대한 진동대시험에 적용된 상사법칙

물리량	원형과 모형사이의 크기관계	1/56에 대한 크기관계
길이	$\lambda$	56.00
시간	$\lambda^{0.75}$	20.47
가속도	1	1.00
변위	$\lambda^{1.5}$	419.07
응력/간극수압	$\lambda$	56.00
변형률	$\lambda^{0.5}$	7.58

균등한 주문진 표준사를 이용하여 조성하였고, 자갈기초와 자갈 뒤채움은 쇄석을 사용하였다. 그림 5는 본 시험에 사용된 주문진 표준사와 쇄석의 입도분포곡선을 보여준다. 주문진 표준사의 입도 및 물리적 특성은 표 4에 정리되었다. 조밀한 모래층은 20Hz, 0.4g의 정현파로 4분 동안 진동을 가하여 상대밀도를 80% 이상 유지하였으며 치환모래층과 뒤채움 지반은 20Hz, 0.4g의 sin 파로 각각 60초와 30초 동안 진동을 가하여 조성하였다. 치환모래층과 뒤채움지반의 상대밀도는 각각 65.8%와 41.9%이었다.

#### 4.3 잔교식 안벽구조물 모형

잔교식 안벽구조물에 대한 진동대 모형시험에서는 모형을 원형의 1/44 크기로 모델링 하였다. 표 1의 제

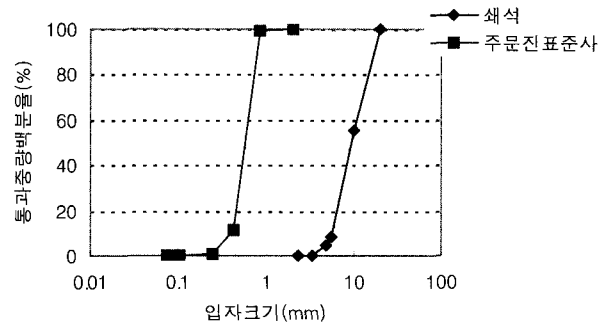


그림 5. 진동대 모형시험에 사용된 주문진 표준사와 쇄석의 입도분포곡선

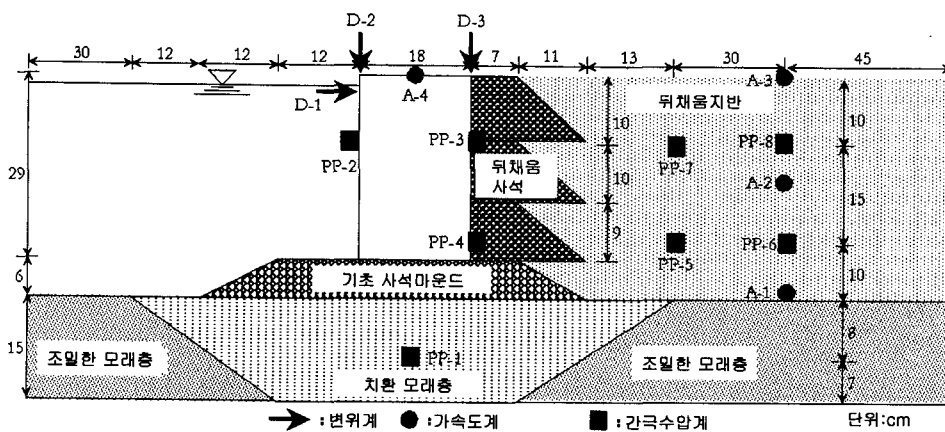


그림 4. 중력식 안벽구조물의 모형단면과 계측기의 위치

표 4. 주문진 표준사의 입도 및 물리적 특성

유효입자크기, D <sub>10</sub> (mm)	평균입자크기, D <sub>50</sub> (mm)	균등계수, C <sub>u</sub>	비중	최대건조밀도 (Mg/m <sup>3</sup> )	최소건조밀도 (Mg/m <sup>3</sup> )
0.37	0.60	1.77	2.64	1.66	1.33

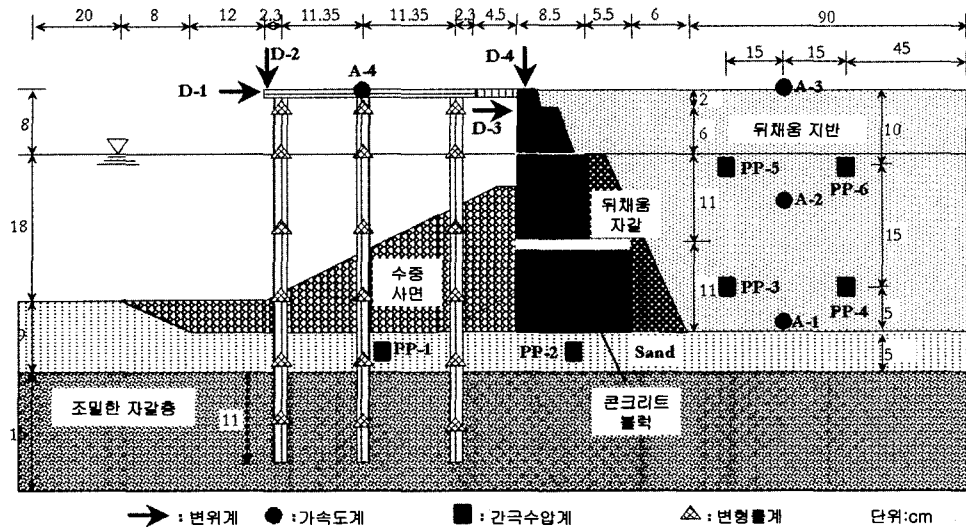


그림 6. 잔교식 안벽구조물의 모형단면과 계측기의 위치

표 5. 잔교식 안벽구조물에 대한 진동대 모형시험에 적용된 상사관계

물리량	원형과 모형사이의 크기관계	1/44에 대한 크기관계
길이	$\lambda$	44.00
시간	$\lambda^{0.75}$	17.08
가속도	1	1.00
변위	$\lambda^{1.5}$	291.86
응력/간극수압	$\lambda$	44.00
변형률	$\lambda^{0.5}$	6.63
휨강성	$\lambda^{4.5}$	24862056.22
축강성	$\lambda^{2.5}$	12841.97

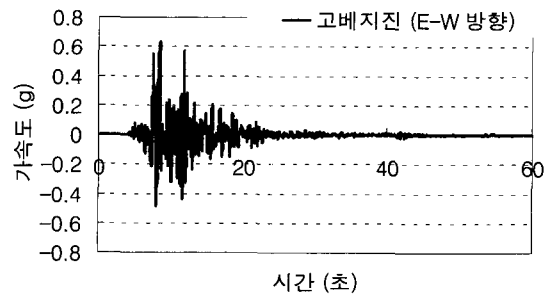


그림 7. 입력지진(고베지진)의 가속도시간이력

2형태의 상사관계를 적용하였으며, 표 5는 잔교식 안벽 구조물에 대한 진동대 모형시험에서 사용된 상사관계를 나타낸다.

그림 6은 잔교식 안벽구조물의 모형단면과 계측기의 위치를 보여준다. 6개의 간극수압계(PP-1~PP-6), 4개의 가속도계(A-1~A-4), 4개의 변위계(D-1~D-4), 그리고 18개의 변형률 게이지를 그림 6과 같이 설치하였다.

벽체로 사용된 콘크리트 블록의 단위중량은  $2.44t/m^3$  이고, 조밀한 자갈층은 말뚝을 고정시키기 위해서 견고히 다졌고, 뒤채움 지반은 주문진 표준사를 이용하여 20Hz, 0.4g의 정현파로 30초 동안 진동 다짐하여 상대 밀도 48.55%로 조성하였다. 그리고 쇄석을 수중자갈사면과 자갈 뒤채움재로 사용하였다. 말뚝의 거동은 주로 말뚝의 휨강성에 의해 지배되기 때문에, 모형말뚝은 휨강성에 대한 상사비에 맞추어 제작하였다.

#### 4.4 입력지진

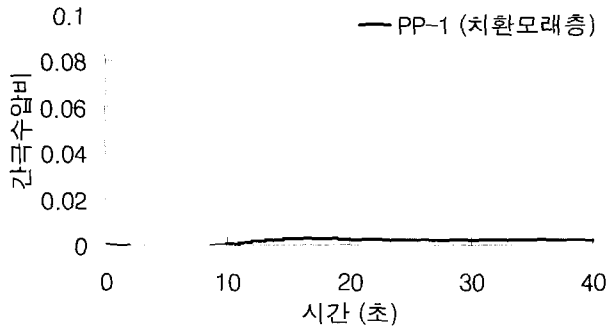
그림 7은 본 시험에 사용된 입력지진의 원형 가속도 시간이력이다. 입력지진은 E-W 방향의 고베지진으로 최대가속도의 크기가 0.629g이다.

### 5. 결과 및 토의

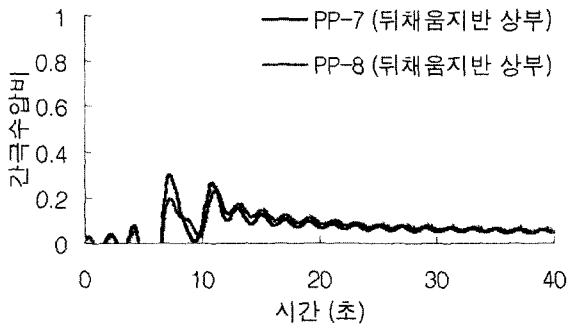
고베지진에 의해 피해를 입었던 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물에 대해  $I_{ai}$ 가 제안한 상사법칙을 적용하여 진동대 모형시험을 수행한 결과를 원형과 비교하기 위해 상사관계를 이용하여 원형 크기로 환산하여 나타내었다.

#### 5.1 중력식 안벽구조물

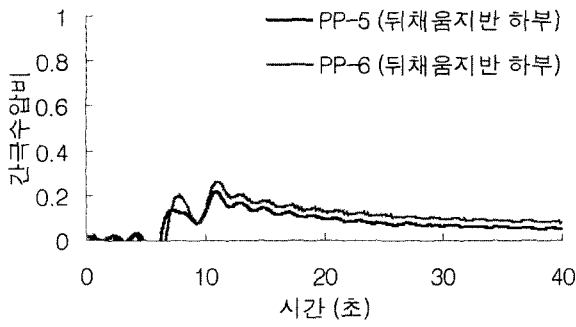
그림 8은 치환 모래층(PP-1), 뒤채움지반 상부(PP-7~PP-8), 그리고 뒤채움지반 하부(PP-5~PP-6)에서 발생된 과잉간극수압을 나타내고 있다. 액상화 발생 여부를



(a) 치환 모래층(유효수직응력,  $\sigma_v = 307$  kPa)



(b) 뒤채움지반 상부  
(유효수직응력,  $\sigma_v = 50$  kPa)

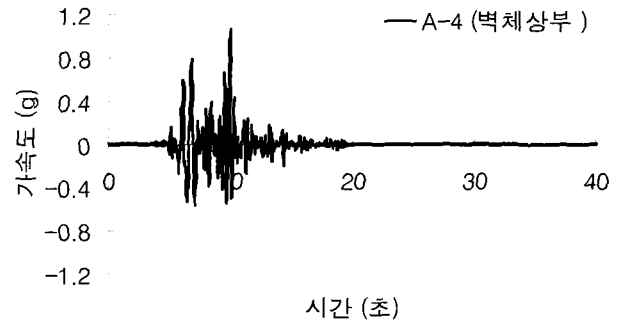


(c) 뒤채움지반 하부  
(유효수직응력,  $\sigma_v = 126$  kPa)

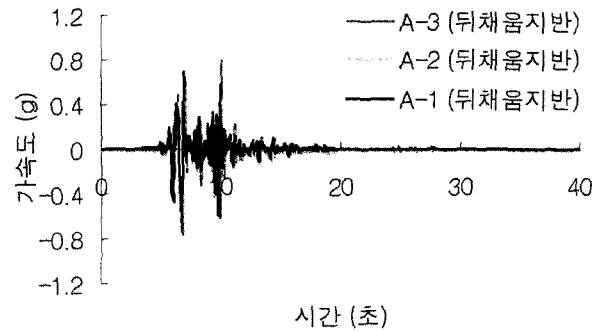
그림 8. 모형지반에서의 간극수압비의 시간이력(원형크기)

쉽게 판단할 수 있도록 과잉간극수압과 유효수직응력의 비로 정의되는 간극수압비로 표시하였다. 치환모래층(PP-1)에서는 중량벽체에 의한 큰 유효수직응력에 의해 간극수압비가 아주 작게 발생하였으며, 뒤채움지반에서는 최대 간극수압비가 상부와 하부에서 약 0.3 정도로 액상화가 발생하지 않았다.

그림 9는 벽체상부에서의 가속도(A-4)와 뒤채움지반에서의 가속도(A-1~A-3)를 나타낸다. 벽체상부에서의 최대가속도의 크기가 1.05g로 입력지진의 최대크기인 0.629g에 비해 크게 증폭되었고, 뒤채움지반에서도 가속도가 지반높이에 따라 증폭되었다.



(a) 벽체상부



(b) 뒤채움 지반

그림 9. 벽체상부와 뒤채움 지반에서의 가속도 시간이력(원형크기)

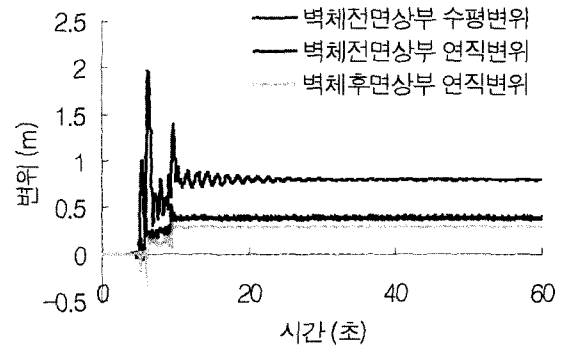


그림 10. 벽체의 변위 시간이력(원형크기)

그림 10은 모형벽체의 변위를 보여준다. 모형벽체 바다 쪽 상단에서 수평방향변위(D-1)는 바다 쪽으로 최대 1.9m 발생하였고, 잔류수평변위는 0.8m 발생하였다. 이 위치에서 연직 처짐(D-2)은 0.38m 발생하였다. 그리고 육지 쪽 벽체 상단(D-3)에서의 연직 처짐은 0.29m 발생하였고, 모형벽체는 바다 쪽으로 약 0.91% 기울어졌다. Iai와 Sugano(1999)에 의해 수행된 진동대 모형 시험의 결과는 현장계측결과와 잘 일치한 반면, 본 시험 결과에서는 모형벽체의 변형을 원형구조물의 변형과 비교할 때 약 1/3~1/4 정도 밖에 발생하지 않았다. 이와 같은 불일치의 원인은 두가지로 생각해 볼 수 있는데 첫째는

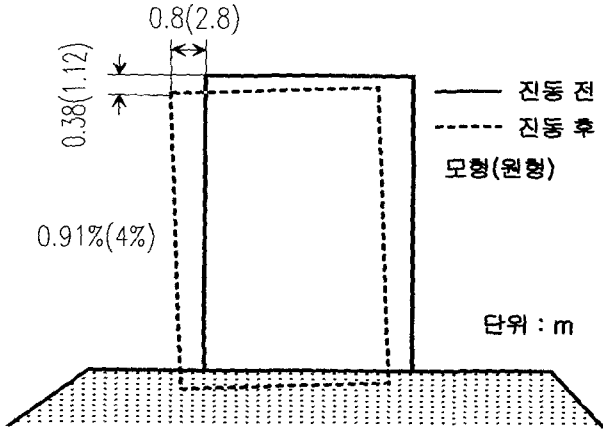


그림 11. 진동 후 벽체의 변형양상(원형크기)

모형의 크기가 원형의 1/56로서 이에 따른 시간 상사비 ( $\lambda_t = \lambda^{0.75}$ )가 20.47이 되어 실제 모형지반의 진동시간이 2초보다 작기 때문에 벽체와 뒤채움 지반사이의 동적 상호작용에 의해 발생하는 벽체의 변형이 충분히 발휘되지 못했기 때문이고, 둘째는 모형시험에서 가정한 상사비가 부정확하기 때문인데 현재로서는 그 원인을 단정할 수 없다. 그림 11은 원형과 모형의 진동 후 최종 변형양상을 보여준다. 이 그림에서 보면 모형벽체는 진동 후

에 바다 쪽으로 비스듬히 기울어져 있어서 원형의 변형 형태와 비슷함을 알 수 있다. 모형벽체는 단위중량이  $2.44t/m^3$ 으로 뒤채움 지반과 비교할 때 원형벽체와 마찬가지로 중량벽체에 속한다. 따라서 이 모형시험 결과는 벽체가 중량벽체일 때에는 진동 후에 바다 쪽으로 기울고 경량벽체일 때에는 육지 쪽으로 기울다(Ghalandarzadeh & Towhata, 1998)는 이론을 다시 한번 확인시켜 주고 있다.

## 5.2 잔교식 안벽구조물

그림 12는 뒤채움 지반의 하부(PP-4)와 상부(PP-6)에서 발생한 간극수압비를 나타낸다. 뒤채움 지반에서 발생된 최대 간극수압비는 약 0.36~0.41로 액상화가 발생하지 않음을 알 수 있다.

그림 13은 갑판 상부(A-4)와 뒤채움 지반(A-1~A-3)에서의 가속도 시간이력으로 갑판상부에서의 최대가속도 크기가 0.85g로 증폭되었으며, 뒤채움 지반에서 또한 지표면으로 갈수록 가속도가 증폭되었다.

그림 14는 모형구조물 갑판상부와 벽체상부의 변위

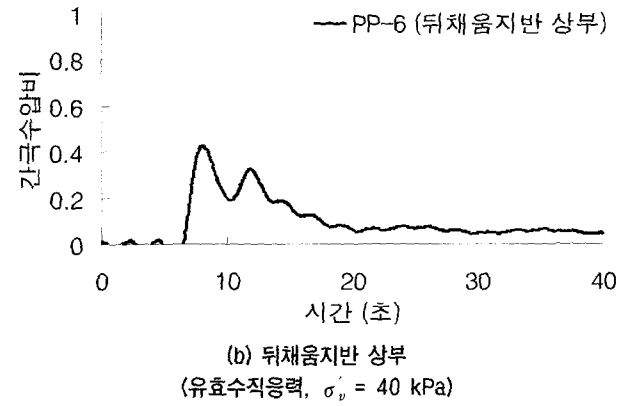
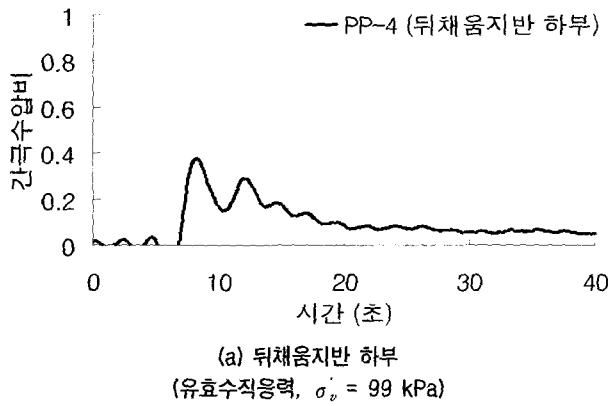


그림 12. 모형 뒤채움지반에서 발생한 간극수압비의 시간이력(원형크기)

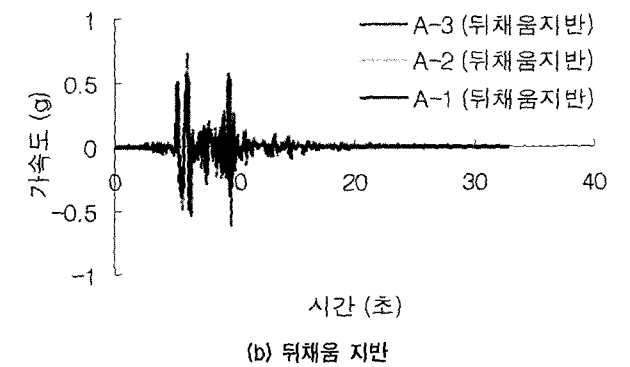
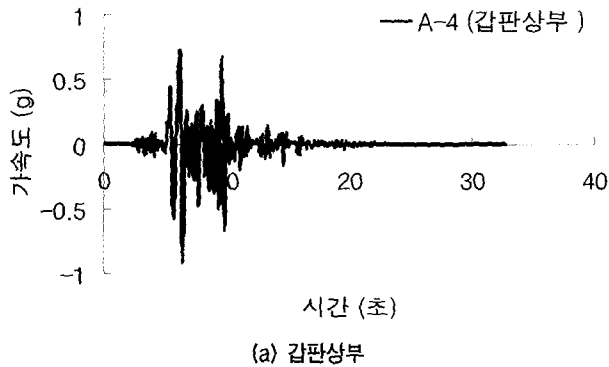


그림 13. 갑판상부와 뒤채움지반에서의 가속도 시간이력(원형크기)



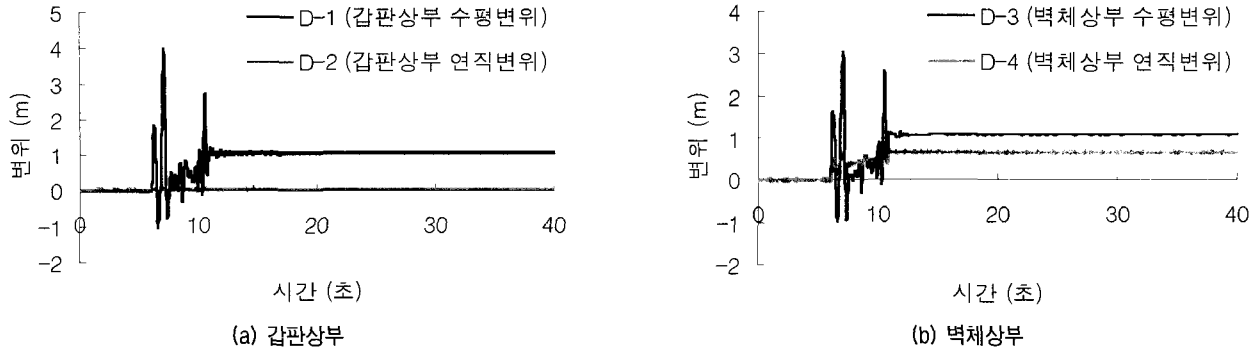


그림 14. 갑판상부와 벽체상부에서의 변위 시간이력(원형크기)

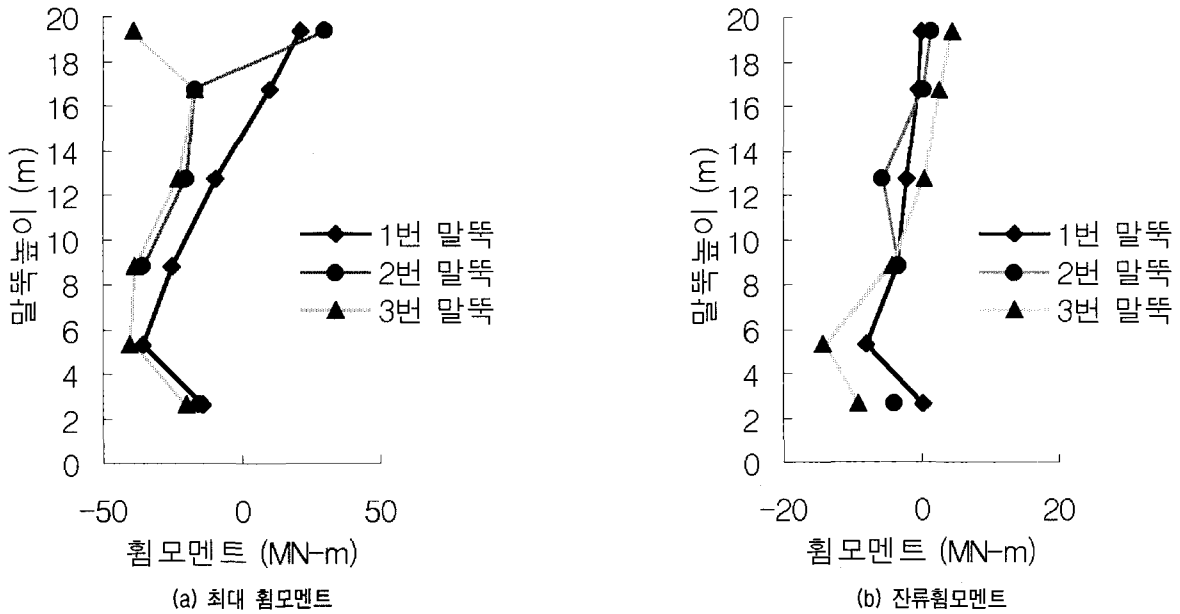


그림 15. 말뚝에서의 최대 휨모멘트와 잔류 휨모멘트(원형크기)

에 대한 시간이력을 보여준다. 갑판상부(D-1, D-2)에서 최대 수평변위는 바다 쪽으로 3.99m, 영구 수평변위는 바다 쪽으로 1.05m가 발생하였고, 0.05m 영구 연직변위가 발생하였다. 벽체 상부(D-3, D-4)에서 최대 수평변위는 바다 쪽으로 2.82m, 영구 수평변위는 바다 쪽으로 1.08m가 발생하였고, 0.65m의 영구 침하가 발생하였다. Iai와 Sugano(1999)에 의해 수행된 진동대 모형 시험의 결과는 현장계측 결과의 약 1/2정도 발생한 반면, 이번 모형시험에서의 갑판 상부의 변위는 원형과 비교할 때 약 원형의 2/3 정도 발생하였다. 이와 같이 변형이 작게 발생한 이유 중의 하나는 원형에서의 말뚝은 항복을 한 반면 모형시험에서의 말뚝은 항복을 하지 않고 탄성영역에서 변형을 일으켰기 때문이라고 판단된다.

그림 15는 말뚝에서 발생하는 최대휨모멘트와 잔류 최대휨모멘트를 나타낸다. 여기서 1번 말뚝, 2번 말뚝, 그리고 3번 말뚝은 각각 바다 쪽, 중앙, 그리고 육지 쪽

에 설치된 말뚝을 의미한다. 그림 2와 그림 15(a)를 비교해 보면 모형말뚝에서 최대 휨모멘트가 발생한 위치는 말뚝머리와 조밀한 자갈층과 모래 퇴적층사이의 경계면인데, 이 위치는 원형말뚝에서 파괴가 발생한 위치와 거의 일치한다. 1번 말뚝과 2번 말뚝의 머리에서의 최대 휨모멘트의 부호는 3번 말뚝에서의 최대 휨모멘트의 부호와 반대인데, 그 이유는 3번 말뚝이 1번 말뚝과 2번 말뚝에 비해 수중자갈사면에 의한 동적 토압을 많이 받기 때문이라고 판단된다.

## 6. 결론

1995년 고베지진에 의해 피해를 입었던 중력식 안벽 구조물과 잔교식 안벽구조물의 동적거동을 재현하고 분석하기 위하여 진동대 모형시험을 실시하였다. 본 진동대 모형시험에서는 1989년 Iai에 의해 제안된 상사관

계를 적용하였다. 본 연구의 진동대 모형시험 결과를 과거에 수행된 진동대 모형시험의 결과 및 원형의 현장조사결과와 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 중력식 안벽구조물의 경우, 과거에 수행된 진동대 모형시험의 결과(Iai와 Sugano, 1999)가 원형의 현장조사결과와 잘 일치한 반면, 본 진동대 모형시험을 통해 얻은 벽체의 변위는 원형의 현장조사 결과의 약 1/3~1/4 정도였다. 이와 같은 불일치의 원인은 두 가지로 생각해 볼 수 있는데 첫째는 본 시험에서의 안벽 구조물의 모형 크기는 원형의 1/56 크기로서 Iai 등에 의해 사용되었던 1/17 크기의 모형에 비해 너무 작은 모형을 사용하였고 이에 따른 시간에 대한 상사비( $\lambda_t = \lambda^{0.75}$ )가 20.47이 되어 실제 모형지반의 진동시간이 2초도 안되는 아주 짧은 시간이기 때문에 벽체와 뒤채움 지반사이의 동적 상호작용에 의해 발생하는 벽체의 변형이 충분히 발휘되지 못했기 때문이거나 또는 모형시험에서 가정한 상사비가 부정확했을 가능성 때문인데 현재로서는 그 원인을 단정할 수 없다.
- (2) 잔교식 안벽구조물의 경우, 모형말뚝에서 최대 모멘트가 발생한 위치는 원형말뚝의 파괴위치와 거의 일치하였다. 모형말뚝에서 최대휨모멘트는 말뚝머리와 조밀한 자갈층과 모래층사이의 경계면에서 발생하였고, 이 위치에서 원형말뚝은 파괴되었다.
- (3) 잔교식 안벽구조물의 경우, 과거에 수행된 진동대 모형시험에서의 갑판 상부의 변위는 원형의 현장조사결과와 비교할 때 약 1/2 정도 발생한 반면, 본 진동대 모형시험에서는 약 2/3이 발생하였다. 이러한 결과를 초래한 이유 중의 하나는 말뚝의 휨강성을 잔교식 안벽구조물의 거동을 결정짓는 중요 인자로 간주하여 항복응력이 아닌 휨강성에 대한 상사비에 맞추어 모형말뚝을 제작하였기 때문에 원형 말뚝과는 다르게 진동대 모형시험에서의 모형말뚝은 항복을 하지 않고 탄성영역에서 변형을 일으켰기 때문이라고 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 한국지진공학연구센터의 연구비 지원에 의한 것으로 이에 깊은 감사를 드리며, (주)현대건설 기술연구소 이 영남 소장님께 진동대 사용에 대한 전폭적인 지원에 감사의 말씀을 드립니다.

## 참고 문헌

1. Ghalandarzadeh, A., Towhata, I., Orita, T. and Yun, F. (1998), "Shaking table tests on seismic behavior of quay walls subjected to backfill liquefaction", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Vol.2, pp.1046-1056.
2. Iai, S. and Sugano, T. (1999), "Soil-structure interaction studies through shaking table tests", *Proc. of The Second International Conference On Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.3, pp.927-940.
3. Iai, S. (1989), "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field", *Soils and Foundations*, Vol.29(1), pp.105-118.
4. Iai, S. (1990), "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field(closure)", *Soils and Foundations*, Vol.30(2), pp.153-157.
5. Iai, S. (1997), "Seismic analysis and performance of retaining structures", *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, Geotechnical Special Publication No.75, ASCE, pp.1020-1044.
6. Ichii, K., Iai, S. & Morita, T. (1997), "Effective stress analyses on the performance of caisson type quay walls during 1996 Hyogoken-nambu earthquake", *Report of Port and Harbour Research Institute*, No.36(2), pp.41-46(in Japanese).
7. Inagaki, H., Iai, S., Sugano, T., Ymazaki, H. and Inatomi, T. (1996), "Geotechnical aspects of the January 17, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake: performance of caisson type quay walls at Kobe Port." *Soils and Foundations*, Special Issue, pp.119-136.
8. Kagawa, T. (1978), "On the Similitude in Model Vibration Tests of Earth Structures", *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, *Proc. of Japanese Society of Civil Engineering*, pp.69-77.
9. Kokusho, T. & Iwatate, T. (1979), "Scaled model tests and numerical analyses on nonlinear dynamic response of soft grounds", *Proc. of Japan Society of Civil Engineers*, No.285, pp.57-67(in Japanese).
10. Roscoe, K.H. (1968), "Soils and model tests", *Proc. of Institution of Mechanical Engineers, Journal of Strain Analysis*, Vol.3(1), pp.57-64.
11. Schofield, A.N. (1980), "Cambridge geotechnical centrifuge operations", *Geotechnique*, Vol.30(3), pp.227-268.
12. Scott, R.F. (1989), "Centrifuge and modelling technology : a survey", *Rev. Franc. Geotech.*, No.48, July, pp.15-34.
13. Whitman, R.V. and Liao, S. (1985), "Seismic design of retaining walls", *Miscellaneous Paper GL-85-1*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi.

(접수일자 2003. 12. 29, 심사완료일 2004. 3. 4)