

1-g 진동대 모형시험에서의 상사법칙 적용성 평가

Applicability of Similitude Law for 1-g shaking table tests

황재익* 김성렬* 이용재* 김명모**
Hwang, Jae Ik Kim, Sung Ryul Lee, Yong Jae Kim, Myoung Mo

ABSTRACT

Shaking table model tests are performed to reproduce the dynamic behavior of a gravity quay wall and a pile-supported wharf damaged by Kobe earthquake in 1995. Using the scaling relations suggested by Scott and Iai(1989), the results of the model tests are compared with field measurements as well as with those of the model tests previously executed. The displacements of the gravity quay wall predicted by the current model tests are, at most, one third of the measured displacements, while the displacements of the model pile-supported wharf are about two thirds of the measured values. One possibility for the discrepancy is speculated to be the use of too big scaling factor, i.e., too small size of model.

1. 서론

진동대 모형시험은 지반-구조물 상호작용을 고려하여 정성적으로 또는 정량적으로 지반구조물의 동적거동을 평가하거나, 해석해와 수치해의 유효성을 검증하는데 사용되어 왔다. 지반구조물의 동적거동을 정량적으로 평가하는 경우에는 진동대 모형시험은 원형과 모형사이의 크기차이라는 근본적인 문제점을 안고 있다. 따라서 진동대 모형시험에서 원형과 모형사이의 크기관계, 즉 상사법칙을 합리적으로 결정하는 것이 매우 중요하다. Kagawa(1978)는 힘의 비를 이용하여 동적하중을 받는 지반구조물에 대한 상사법칙을 연구하였고, Kokusho 와 Iwatate(1979)는 Buckingham's π -theorem을 이용하여 지반의 비선형 동적응답에 대한 상사법칙을 연구하였다. 그리고, Scott 와 Iai(1989)는 지반-구조물-유체 시스템의 평형방정식, 구성법칙, 그리고 변위와 변형을 관계 등을 이용하여 이 시스템에 대한 상사법칙을 연구하였다. 이러한 상사법칙에 대한 연구에 힘입어 진동대 모형시험은 지반-구조물-유체 상호작용 연구에 있어서 큰 관심을 끌게 되었다.

Towhata(1998) 등은 중력식 안벽, 기초지반, 그리고 뒤택음 지반의 상호작용을 해석하기 위하여 작은 규모의 진동대 모형시험을 수행하여, 중력식 안벽구조물의 동적거동을 정성적으로 평가하였고, Iai(1999)는 상사법칙을 적용한 큰 규모의 진동대 모형시험을 수행하여 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물의 동적 거동을 분석하였다.

본 연구에서는 Scott 와 Iai 가 제안한 상사법칙을 적용한 진동대 모형시험을 통하여 실제 지진피해를 입었던 항만관련 지반구조물의 동적 거동을 재현하고, 진동대 모형시험 결과를 전에 수행되었던 진동대 모형시험의 결과 (Towhata, 1998, Iai, 1999)와 현장계측결과(Sugano et al., 1996, Inagaki et al., 1996, Iai, 1997b)를 비교하였다.

2. 상사법칙

진동대 모형시험을 통해 지반구조물의 동적 거동을 정량적으로 평가할 때에 중요한 점은 원형의 거동과 모형의 거동이 닮아야 하고, 원형과 모형에서 평형 방정식 등과 같은 기본법칙이 만족되어야 한다는 것이다. Scott 와 Iai 는 지반-구조물-유체 시스템에 대한 평형방정식, 구성법칙, 변위와 변형률 관계와 같은 기본방정식을 이용하여 지반-구조물-유체 시스템에 대한 상사법칙을 연구하였다. 표 1 은

* 학생회원, 서울대학교 공과대학 지구환경시스템 공학부, 박사과정

**정회원, 서울대학교 공과대학 지구환경시스템 공학부, 교수

Scott 와 Iai 가 제안한 상사법칙이다. 포화된 흙의 거동은 다음 두 가지 형태로 분류된다. (Whitman, 1985); (1) 반복 유동성 거동(Cyclic Mobility Type) 은 진동하중이 가해지는 동안에 흙의 변형이 계속되다가 진동이 멈추는 순간에 변형도 멈추는 거동 형태이며, (2) 변형률 연화 거동(Strain Softening Type)은 진동하중이 가해지는 동안에 흙의 변형이 계속되고, 진동이 멈춘 후에도 변형이 계속 발생하는 거동 형태이다. 흙의 변형이 반복유동성 거동을 보이는 경우, 지반-구조물 시스템의 동적거동을 이해하기 위해서는 변형률에 대한 상사법칙, λ_ϵ 을 고려하는 것이 매우 중요하다. 모형 지반의 전단파 속도를 알 때에는 변형률에 대한 상사법칙, λ_ϵ 는 식 (1)에 의해 결정된다(표 1의 제 1 형태), 그렇지 않다면 전단탄성계수가 구속압의 제곱근에 비례한다고 가정하여 변형률에 대한 상사법칙, λ_ϵ 을 식(2)로부터 구할 수 있다(표 1의 제 2 형태).

$$\lambda_\epsilon = \lambda \left[\frac{(V_s)_m}{(V_s)_p} \right]^2 \quad (1)$$

여기서 $(V_s)_m$ 과 $(V_s)_p$ 은 각각 모형지반과 원형지반의 전단파 속도이다.

$$\lambda_\epsilon = \lambda^{0.5} \quad (2)$$

흙의 변형이 변형률 연화거동을 보일 경우에는, 큰 변형때문에 변형률에 대한 상사법칙, λ_ϵ 을 도입할 수 없다. 모형지반의 상대밀도가 원형지반의 상대밀도보다 낮은 경우에만 모형지반의 거동이 원형지반의 거동과 닮게 된다(Roscoe 1968, Schofield 1980, Scott 1989). 이 경우 표 1의 제 3 형태의 상사법칙을 적용할 수 있다.

표 1. 진동대 모형시험을 위한 주요 상사법칙 (Scott and Iai, 1989)

물리량	상사법칙(원형/모형)			
	일반화된 상사법칙	실제 사용되는 상사법칙		
		제 1 형태	제 2 형태	제 3 형태
		$\lambda_\rho = 1$	$\lambda_\epsilon = \lambda^{0.5}, \lambda_\rho = 1$	$\lambda_\epsilon = 1, \lambda_\rho = 1$
길이	λ	λ	λ	λ
밀도	λ_ρ	1	1	1
시간	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
가속도	1	1	1	1
속도	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
변위	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda\lambda_\epsilon$	$\lambda^{1.5}$	λ
응력	$\lambda\lambda_\rho$	λ	λ	λ
변형률	λ_ϵ	λ_ϵ	$\lambda^{0.5}$	1
강성	$\lambda\lambda_\rho / \lambda_\epsilon$	$\lambda / \lambda_\epsilon$	$\lambda^{0.5}$	λ
투수계수	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5} / \lambda_\rho$	$(\lambda\lambda_\epsilon)^{0.5}$	$\lambda^{0.75}$	$\lambda^{0.5}$
간극수압	$\lambda\lambda_\rho$	λ	λ	λ
휨강성	$\lambda^5 \lambda_\rho / \lambda_\epsilon$	$\lambda^5 / \lambda_\epsilon$	$\lambda^{4.5}$	λ^5
축강성	$\lambda^3 \lambda_\rho / \lambda_\epsilon$	$\lambda^3 / \lambda_\epsilon$	$\lambda^{2.5}$	λ^3
모멘트	$\lambda^4 \lambda_\rho$	λ^4	λ^4	λ^4
전단력	$\lambda^3 \lambda_\rho$	λ^3	λ^3	λ^3
축력	$\lambda^3 \lambda_\rho$	λ^3	λ^3	λ^3

3. 진동대 모형시험의 원형 구조물

1995 년 일본에서 발생한 고베지진에 의해 수 많은 항만관련 지반구조물이 파괴되었다. Sugano et al.(1996), Inagaki et al.(1996), 그리고 Iai(1997) 등은 현장조사를 통해 항만관련 지반구조물의 동적 거동에 대한 다량의 자료를 수집하였다. 본 연구에서는 고베지진에 의해 심하게 피해를 입었던 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물을 원형으로 하여 진동대 모형시험을 수행하여, 피해 구조물의 동적거동을 재현하고, 분석하였다.

3.1 중력식 안벽구조물

진동대 모형시험의 첫 번째 원형 구조물은 고베항의 Port Island 에 위치한 중력식 안벽구조물이다. 그림 1 은 원형의 단면도와 지진후의 변형형상을 보여준다. 현장조사를 통해 원형지반의 물성값을 결정하였고, 현장동결공법을 이용하여 얻은 불교란시료에 대한 진동삼축압축시험 결과, 원형지반이 반복유동성거동을 보였다(Ichii et al., 1997). 그림 1(b)는 원형의 정성적, 정량적 변형을 보여준다. 원형은 바다쪽으로 약 2.8m 수평변위가 발생하였고, 약 1.12m 정도 수직 변위를 일으켰으며, 바다쪽으로 약 4% 정도 기울어졌다(Inagaki et al. 1996).

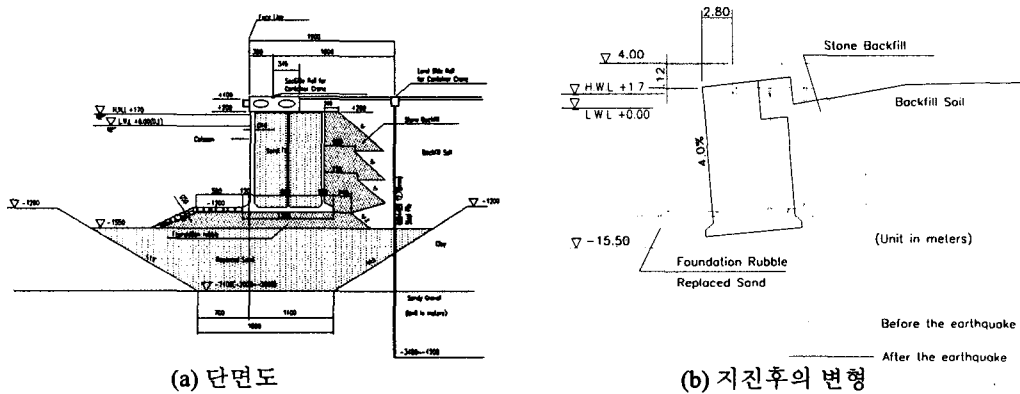


그림 1. 고베항 Port Island 에 위치한 중력식 안벽구조물의 단면도와 지진후의 변형도(Inagaki et al. 1996)

3.2 잔교식 안벽구조물

진동대 모형시험의 두 번째 원형구조물은 고베항의 Takahama Wharf 에 위치한 잔교식 안벽구조물이다. 그림 2 는 원형구조물의 단면도와 변형/파괴형태를 보여준다. 원형구조물은 홍적세 점토층과 자갈층으로 이루어진 견고한 기초퇴적층에 건설되었다. 점토층은 표준관입시험의 N 값이 10~25 이고 자갈층은 30~50 또는 그 이상이었다. 그리고 기초퇴적층위에 두께가 약 2m 이고 N 값이 약 15 인 모래층이 존재한다. 콘크리트 블록으로 이루어진 벽체뒤쪽은 N 값이 약 10 인 화강풍화토로 뒤채움되었다. 원형구조물의 변형과 파괴는 그림 2에서 알 수 있듯이 상판은 바다쪽으로 약 1.5 ~ 1.7m 정도 수평으로 이동하였고 강관말뚝은 육지쪽의 말뚝을 제외하고 말뚝머리에서 파괴되었으며, 견고한 기초퇴적층과 모래층사이의 경계면과 말뚝의 두께가 변하는 위치에서 파괴되었다(Iai, 1997b).

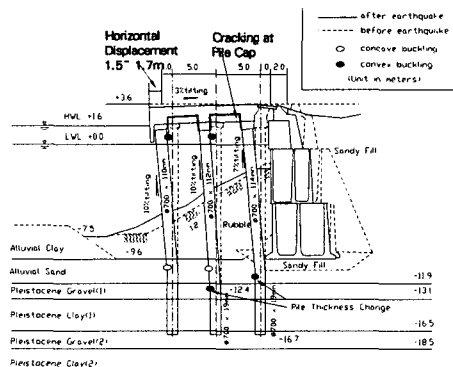


그림 2. Takahama Wharf 의 잔교식 안벽구조물의 단면과 변형/파괴양상(Iai, 1997)

4. 진동대 모형시험의 시험장비 및 시험 조건

4.1 시험장비

진동대는 ㈜현대건설 기술연구소 소재의 2축 진동대를 사용하였고, 모형토조는 두께가 2cm 인 투명한 아크릴판으로 제작되었으며, 크기는 가로가 192cm, 세로가 44cm, 그리고 높이가 60cm 이며, 토조 양끝에 충격 완화재를 설치하여 벽체강성 효과를 최소화시켜, 진동시 발생하는 전달파가 벽체에서 반사되는 것을 막았다.

4.2 중력식 안벽구조물

진동대 모형시험에서 중력식 안벽구조물의 모형은 원형의 1/56 으로 모델링하였다. 원형지반이 반복유동성거동을 보이기 때문에 표 1 의 제 2 형태의 상사법칙을 적용하였다(표 2).

그림 3 은 모형 안벽구조물의 단면과 계측기의 위치를 보여준다. 그림과 같이 8 개의 간극수압계(PP-1 ~ PP-8), 4 개의 가속도계(A-1 ~ A-4), 그리고 3 개의 변위계(D-1 ~ D-3)를 설치하였다.

모형벽체는 단위중량이 2.44 t/m³ 인 콘크리트로 제작되었으며, 모형지반은 주문진 표준사를 이용하여 조성하였고, 자갈기초와 자갈 뒤채움은 쇄석을 사용하였다. 그림 4 는 시험에 사용된 주문진 표준사와 쇄석의 입도분포곡선을 나타낸다. 조밀한 모래층은 20 Hz, 0.4g 의 정현파로 4 분동안 진동을 가하여 조성하였고, 치환모래층과 뒤채움 지반은 20Hz, 0.4g 의 sin 파로 각각 60초와 30초 동안 진동을 가하여 조성하였다. 치환모래층와 뒤채움지반의 상대밀도는 각각 65.8% 와 41.9% 였다.

표 2. 중력식 안벽구조물에 대한 진동대시험에 적용된 상사법칙

물리량	상사법칙(원형/모형)	1/56 모델에 대한 상사비
길이	λ	56.00
시간	$\lambda^{0.75}$	20.47
가속도	1	1.00
변위	$\lambda^{1.5}$	419.07
응력/간극수압	λ	56.00

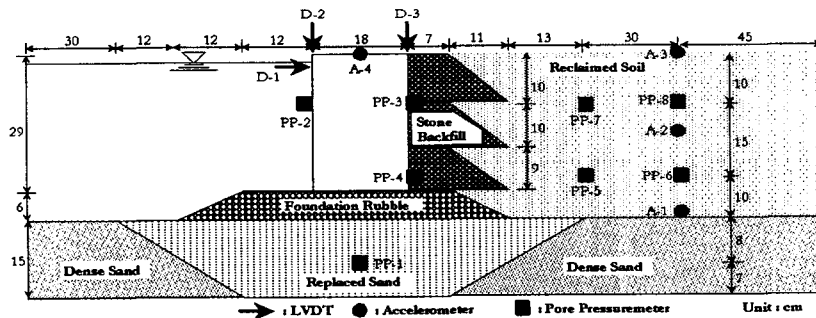


그림 3. 중력식 안벽구조물의 시험단면과 계측기의 위치

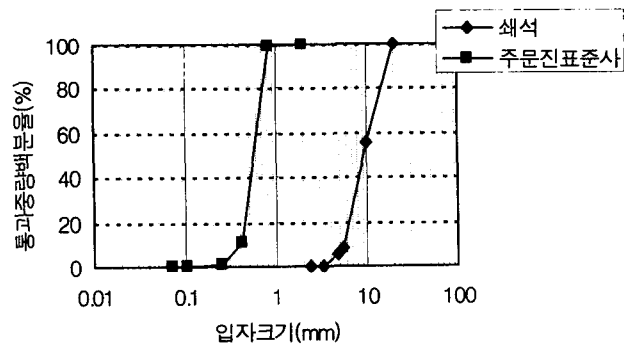


그림 4. 시험에 사용된 주문진 표준사와 쇄석의 입도분포곡선

4.3 잔교식 안벽구조물

잔교식 안벽구조물에 대한 진동대 모형시험에서 모형을 원형의 1/44 크기로 모델링하였다. 표 1의 제 2 형태의 상사법칙을 적용하였으며, 표 3 은 잔교식 안벽구조물에 대한 진동대 모형시험에서 사용된 상사법칙을 나타낸다.

그림 5 는 잔교식 안벽구조물의 시험단면과 계측기의 위치를 보여준다. 6 개의 간극수압계(PP-1~PP-6), 4 개의 가속도계(A-1~A-4), 4 개의 변위계(D-1~D-4), 그리고 변형률 게이지를 그림 5 와 같이 설치하였다.

벽체로 사용된 콘크리트 블록의 단위중량은 $2.44 t/m^3$ 이고, 조밀한 자갈층은 말뚝을 고정시키기 위해서 견고히 다졌고, 뒤채움 지반은 20Hz, 0.4g 의 sin 파로 30 초 동안 진동 다짐하여 상대밀도 48.55%로 조성하였다. 그리고 쇄석을 수중자갈사면과 자갈 뒤채움재로 사용하였다. 말뚝의 거동은 주로 말뚝의 휨강성에 의해 지배되기 때문에, 모형말뚝은 휨강성에 대한 상사비에 맞게 제작하였다.

표 3. 잔교식 안벽구조물에 대한 진동대 모형시험에 적용된 상사법칙

물리량	상사법칙 (원형/모형)	1/44 모델에 대한 상사비
길이	λ	44.00
시간	$\lambda^{0.75}$	17.08
가속도	1	1.00
변위	$\lambda^{1.5}$	291.86
응력/간극수압	λ	44.00
변형률	$\lambda^{0.5}$	6.63
휨강성	$\lambda^{4.5}$	24862056.22
축강성	$\lambda^{2.5}$	12841.97

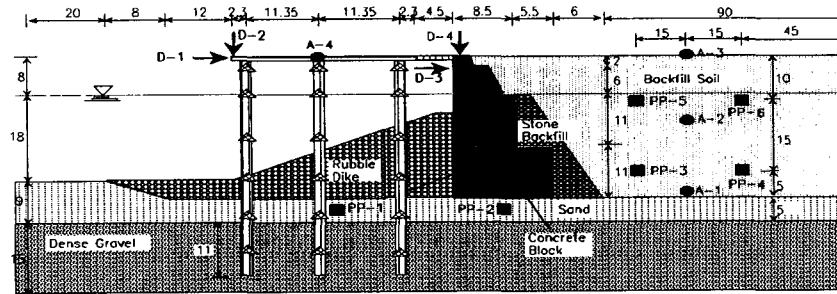


그림 5. 잔교식 안벽구조물의 시험단면과 계측기의 위치

4.4 입력지진

그림 6 은 본 시험에 사용된 입력지진의 가속도시간이력곡선이다. 입력지진은 E-W 방향의 고베지진으로 최대가속도의 크기가 0.629g 이다.

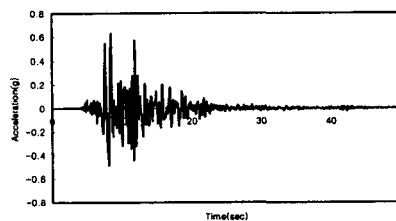


그림 6. 입력지진(고베지진)의 가속도시간이력곡선

5. 시험 결과 및 토의

고베지진에 의해 피해를 입었던 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물에 대해 Scott 와 Iai 가 제안한 상사법칙을 적용하여 진동대 모형시험을 수행하였다. 모형시험 결과는 원형과 비교하기 위해 상사법칙을 적용하여 원형 크기로 환산하여 나타내었다.

5.1 중력식 안벽구조물

그림 7은 모형벽체의 변위를 보여준다. 바다 쪽 모형벽체 상단에서 수평방향변위(D-1)는 바다쪽으로 최대 1.9m 발생하였고, 잔류수평변위는 0.8m 발생하였다. 이 위치에서 수직처짐(D-2)은 0.38m 발생하였다. 그리고 육지 쪽 벽체 상단(D-3)에서의 수직처짐은 0.29m 발생하였고, 모형벽체는 바다쪽으로 약 0.91% 기울어졌다. Iai 와 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 정도밖에 발생하지 않았다. 이러한 원인은 벽체의 변형은 벽체와 뒤채움 지반과의 상호작용에 크게 영향을 받는데, 시간에 대한 상사법칙 ($\lambda_t = \lambda^{0.75} = 17.08$) 으로부터 야기되는 매우 짧은 진동시간 때문에 벽체와 뒤채움 지반사이의 이러한 동적 상호작용이 잘 발휘되지 않았기 때문이라 판단된다. 그림 8은 원형과 모형의 진동후 최종 변형형상을 보여준다. 이 그림으로부터 모형벽체의 변형형태는 원형의 변형형태와 비슷함을 알 수 있다. 벽체가 중량벽체일 경우 벽체가 바다쪽으로 기울어지고, 경량벽체일 경우 벽체가 육지쪽으로 기울어진다고 (Towhata, 1998). 모형벽체는 단위중량이 $2.44 t/m^3$ 으로 뒤채움 지반과 비교할 때 중량벽체에 속한다. 따라서 모형시험 결과를 Towhata 의 결과와 현장계측결과를 비교할 때 벽체의 변형형태가 합리적임을 알 수 있다.

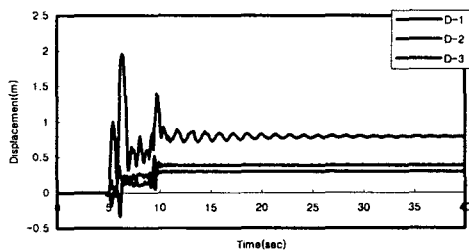


그림 7. 벽체의 변위시간이력 (원형크기)

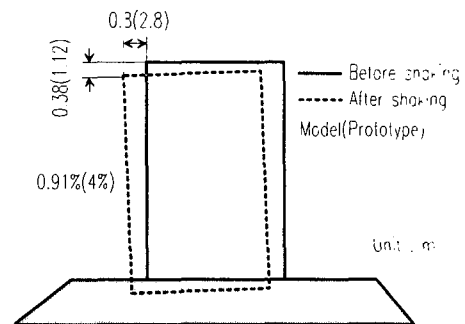
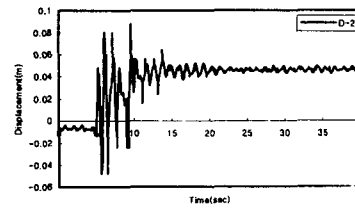
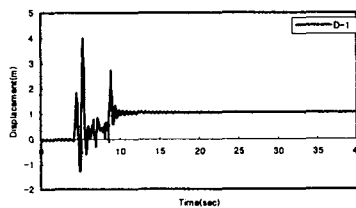


그림 8. 진동후 벽체의 변형양상 (원형크기)

5.2 잔교식 안벽구조물

그림 9는 모형구조물 상판의 변위에 대한 시간이력을 보여준다. 바다쪽 상판(D-1, D-2)에서 최대 수평변위는 바다 쪽으로 3.99m, 영구 수평변위는 바다 쪽으로 1.05m가 발생하였고, 0.05m 영구 수직변위가 발생하였다. 벽체 상부(D-3, D-4)에서 최대 수평변위는 바다 쪽으로 2.82m, 영구 수평변위는 바다 쪽으로 1.08m가 발생하였고, 0.65m 영구 침하가 발생하였다. Iai 와 Sugano(1999)에 의해 수행된 진동대 모형 시험의 결과는 현장계측결과와 약 1/2 정도 발생한 반면, 모형 상판의 변위를 원형과 비교할 때 약 원형의 2/3 정도 발생하였다. 이러한 이유는 원형에서의 말뚝은 항복을 한 반면 모형시험에서의 말뚝은 항복을 앓고 탄성영역에서 변형을 일으켰기 때문이라고 판단된다.



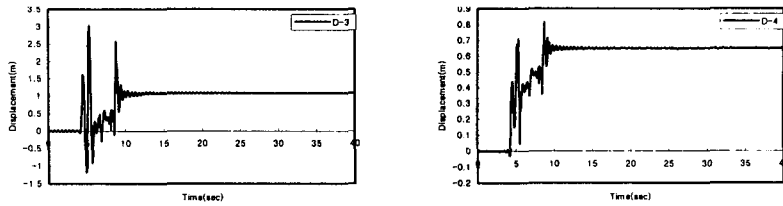
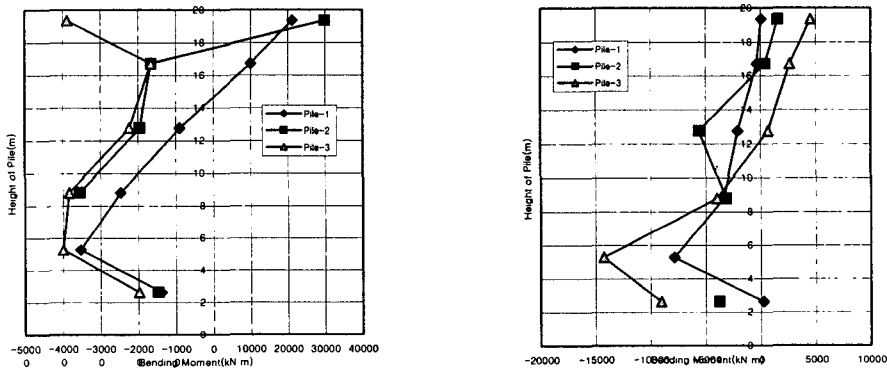


그림 9. 갑판상부와 변체상부에서의 변위 시간이력 (원형크기)

그림 10은 말뚝에서 발생하는 최대휨모멘트와 잔류 최대휨모멘트를 나타낸다. 그림 2와 그림 15(a)로부터 모형말뚝에서 최대 휨모멘트가 발생한 위치는 말뚝머리와 조밀한 자갈층과 모래퇴적층사이의 경계에서 발생하는데, 이 위치는 원형말뚝에서 파괴가 발생한 위치와 거의 일치한다. 말뚝 1과 말뚝 2의 머리에서의 최대휨모멘트의 부호는 말뚝 3에서의 최대휨모멘트의 부호가 반대인데, 그 이유는 말뚝 3이 말뚝 1과 말뚝 2에 비해 수중자갈사면에 의한 동적 토압을 많이 받기 때문이라 판단된다.



(a) 최대 휨모멘트 (b) 잔류휨모멘트
그림 10. 말뚝에서의 최대휨모멘트와 잔류휨모멘트 (원형크기)

6. 결론

1995년 고베지진에 의해 피해를 입었던 중력식 안벽구조물과 잔교식 안벽구조물의 동적거동을 재현하고, 분석하기 진동대 모형시험을 실시하였다. 본 진동대 모형시험에서는 1989년 Scott와 Iai에 의해 제안된 상사법칙을 적용하였다. 진동대 모형시험결과를 과거에 수행된 진동대 모형시험의 결과와 원형의 현장조사결과를 비교하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- 1) 중력식 안벽구조물의 경우, 과거에 수행된 진동대 모형시험의 결과(Iai, Sugano, 1999)가 원형의 현장조사결과와 잘 일치함을 보인 반면, 본 진동대 모형시험을 통해 얻은 벽체의 변위는 원형의 현장조사결과와 약 1/3 ~ 1/4 정도였다. 이러한 이유는 본 진동대 모형시험에 사용된 상사법칙을 과거에 수행된 진동대 모형시험에서 사용한 상사법칙과 비교할 때 너무 큰 값, 즉 너무 작은 모형을 사용했기 때문으로 추측된다. 과거에 수행된 진동대 모형시험의 길이에 대한 상사법칙과 본 진동대 모형시험에 사용된 길이에 대한 상사법칙은 각각 17과 56이다. 그리고 큰 상사법칙을 사용할수록 진동시간은 줄어들기 때문에, 이런 아주 짧은 진동시간은 벽체의 거동에 크게 영향을 주며, 시간 의존성을 완전히 무시할 수 없는 벽체와 뒤채움 지반의 상호작용에 영향을 주었을 것으로 판단된다.
- 2) 잔교식 안벽구조물의 경우, 과거에 수행된 진동대 모형시험에서의 상판의 변위는 원형의 현장조사결과와 비교할 때 약 1/2 정도 발생한 반면, 본 진동대 모형시험에서는 약 2/3이 발생하였다. 이러한 결과는 원형말뚝은 항복을 한 반면, 진동대 모형시험에서의 말뚝은 항복을 하지않고 탄성영역에서 변형을 일으켰기 때문이라고 판단된다.

- 3) 잔교식 안벽구조물의 경우, 모형말뚝에서 최대 모멘트가 발생한 위치는 원형말뚝의 파괴위치와 거의 일치한다. 모형말뚝에서 최대힘모멘트는 말뚝머리와 조밀한 자갈층과 모래층사이의 경계에서 발생하고, 이 위치에서 원형말뚝이 파괴되었다. 바다쪽과 중간위치에 설치된 말뚝의 말뚝머리에서의 최대모멘트는 육지쪽에 설치된 말뚝의 말뚝머리에서의 최대모멘트의 부호가 반대이다. 이러한 이유는 수중자갈사면에 의해 유도되는 동적토압이 다른 말뚝보다 육지쪽에 설치된 말뚝에 더 크게 작용하기 때문이라 판단된다.

감사의 글

본 연구는 2001년 지진공학연구센터 과제로 수행되었으며, 본 연구를 가능하게 한 지진공학연구센터에 감사드립니다.

참고문헌

1. S. Iai & T. Sugano, "Soil-structure interaction studies through shaking table tests", *Proc. of The Second International Conference On Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.3, 1999, pp. 927~940.
2. S. Iai, "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field", *Soils and Foundations*, Vol.29(1), 1989, pp. 105~118.
3. S. Iai, "Similitude for shaking table tests on soil-structure-fluid model in 1g gravitational field(closure)", *Soils and Foundations*, Vol.30(2), 1990, pp. 153~157.
4. A. Ghalandarezadeh, I. Towhata, T. Orita, F. Yun, "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.