

# Newmark 기반 변형해석에 의한 필댐의 내진저항성 연구

## A Study on the Seismic Resistance of Fill-dams by Newmark-type Deformation Analysis

박동순<sup>1)\*</sup>

Park, Dong Soon<sup>1)\*</sup>

<sup>1)</sup>K-water 연구원 기반시설연구소

<sup>1)</sup>K-water Research Institute, Infrastructure Research Center

### / A B S T R A C T /

Newmark-type deformation analysis has rarely been done in Korea due to the popularity of simple pseudo-static limit equilibrium analysis and detailed time-history FE/FD dynamic analysis. However, the Korean seismic dam design code updated in 2011 prescribes Newmark-type deformation analysis as a major dynamic analysis method for the seismic evaluation of fill dams. In addition, a design PGA for dynamic analysis is significantly increased in the code. This paper aims to study the seismic evaluation of four existing large fill dams through advanced FEM/Newmark-type deformation analyses for the artificial earthquake time histories with the design PGA of 0.22g. Dynamic soil properties obtained from in-situ geo-physical surveys are applied as input parameters. For the FEM/Newmark analyses, sensitivity analyses are performed to study the effects of input PGA and  $G_{max}$  of shell zone on the Newmark deformation. As a result, in terms of deformation, four fill dams are proved to be reasonably safe under the PGA of 0.22g with yield coefficients of 0.136 to 0.187, which are highly resistant for extreme events. Sensitivity analysis as a function of PGA shows that  $PGA_{30cm}$  (a limiting PGA to cause the 30 cm of Newmark permanent displacement on the critical slip surface) is a good indicator for seismic safety check. CFRD shows a higher seismic resistance than ECRD. Another sensitivity analysis shows that  $G_{max}$  per depth does not significantly affect the site response characteristics, however lower  $G_{max}$  profile causes larger Newmark deformation. Through this study, it is proved that the amplification of ground motion within the sliding mass and the location of critical slip surface are the dominant factors governing permanent displacements.

**Key words:** Seismic evaluation, Earthquake, Fill dam, Newmark, Permanent displacement

## 1. 서론

지반지진공학(geotechnical earthquake engineering)에서 많은 학자들이 필댐(fill dam)을 대상으로 지진시 지진파의 증폭현상, 응력-변형 거동, 동적 사면안정, 지반 액상화 현상등에 대한 연구를 활발히 진행하여 왔으며, 여러 사례들을 통하여 내진설계와 평가 방법이 발전되어 왔다(예, [1-9]). 예를들어, 1971년의 San Fernando 지진시 액상화에 의한 Lower San Fernando 댐 제체가 대규모 사면붕괴로 반파된 사례는 필댐의 내진설계 패턴을 바꾸는 계기가 되었다[9]. 2011년 일본의 Tohoku 지진시에는 Fujinuma 흙댐이 완전 유실되기도 하였으며, 많은 필댐에서 중방향 균열과 같은 손상이 관찰된 바 있다[10].

이러한 사례들과 다양한 연구성과들로부터 필댐의 내진평가를 위해 비선형 전응력, 또는 유효응력 해석이 보편화되고 있는 추세인데, 해외의 경우 현재 주류를 이루고 있는 해석기법은 여전히 Newmark 기반의 변형해석이라 할 수 있다[11-13]. 국내의 경우에는 댐 내진해석의 역사가 상대적으로 짧은 관계로 중간단계 난이도의 Newmark 법보다는 기존의 등가정적 사면안정해석 또는 시간이력 유한차분/유한요소 해석을 주로 수행하여 왔다. 그러나, 실제 FEMA(2005) 등에서는 체체의 사면 안전율이 1.0보다 큰 경우 또는 액상화 발생 우려가 거의 없는 경우에는 Newmark 기반 변형해석이 충분히 가능함을 언급하였다[14]. 본 논문에서 연구대상 댐들은 양호한 기초 암반상에 현대식 공법을 적용하여 다짐축조된 바 액상화 재료는 사실상 존재하지 않는 것으로 검토되며, 따라서 Newmark 기반 해석은 유효할 것으로 판단된다[4,12,14,15].

이러한 실정을 고려하여, 댐의 내진해석 또는 내진성능평가 절차에 있어 기술적 근간을 제시하는 댐설계기준(2011) 내진설계 편이 비교적 큰 폭으

\*Corresponding author: Park, Dong Soon

E-mail: fulgent@kwater.or.kr

(Received 2 July 2013; Revised 2 April 2014; Accepted 29 April 2014)

로 개정된 바 있다. 가장 주요한 변화는 동해석 시 설계진도의 상향과 필댐의 내진해석 기법 명시라 할 수 있다[11].

개정된 댐설계기준(2011)에서는 상해 동해석 시 내진 특등급댐 지진 재현주기를 1000년 빈도에서 2400년 빈도로 상향 변경하였으며, 내진 일등급댐 역시 500년에서 1000년 빈도로 변경하였다. 예를 들어, 보통암 기초에 건설된 다목적댐 및 I 구역 용수전용댐 중 높이가 45m 이상이고, 총저수용량 50백만<sup>3</sup> 이상인 내진 특등급댐의 경우 0.11(구역계수) \* 2.0(2400년 재현주기 위험도계수) = 0.22 g를 설계지반 최대가속도로 적용해야 한다.

또한 필댐 동해석 기법은 기본적으로 Newmark 기반의 변형해석을 수행하도록 명시하였다[11]. 해석 결과 계산된 소성활동량이 30cm 이내이면 댐 안전에 문제가 없으며, 계산된 소성활동량 60cm는 상당한 손상을 동반하는 허용가능한 소성변형량으로 제시하였다. 이 기준에 관한 부분은 향후 논의의 여지가 있으나, 결과적으로 현재 개정된 기준에 의거한 기존 댐체에 대한 전면적인 재평가와 더불어 Newmark 기반의 해석절차에 대한 이해와 기술적 논의의 연구의 필요성이 제기되었다.

이러한 배경으로 본 논문에서는 기존 대댐 중 4개 댐을 선정하여, 큰폭으로 상향된 지진력으로 Newmark 기반 변형해석을 수행하여 새롭게 안전성을 평가하여보고, 최대지반가속도(PGA; Peak Ground Acceleration) 및 동적 물성에 대한 민감도 분석을 수행함으로써 새로운 기법의 적용에 있어 해석결과와 기술적 유의사항들을 제시하고자 하였다.

본 연구에서 채택한 해석기법은 유한요소해석(FEM)과 Newmark 변형해석을 병행한 동해석으로 선정하였다(이후 FEM/Newmark 해석으로 명기). GeoStudio사에서 개별 모듈로 개발된 SEEP/W를 초기 정상침투상태 재현을 위해 적용하였고, 동해석 모듈 QUAKE/W를 통하여 초기응력 상태를 구현하고, 시간이력 지진파와 현장 동적 물성자료를 입력치로 유한요

소 동해석을 수행하였으며, 이를 바탕으로 SLOPE/W 모듈에서 Newmark 기반의 소성변위량 산정 해석을 수행하였다.

## 2. 연구대상 댐

본 연구에서는 중심코어형 락필댐(ECRD; Earth Cored Rockfill Dam) 3개소와 콘크리트 표면차수벽형 석괴댐(CFRD; Concrete Faced Rockfill Dam) 1개소를 시범적으로 선택 평가하였다. 각 댐의 제원은 Table 1과 같으며, 대표단면도는 Fig. 1과 같다. 여기서 (N)HWL(High Water Level)은 댐 운영에서 상시만수위로서 비홍수기에 저수할 수 있는 상한수위이며 이수용량의 최대범위를 뜻한다. LWL (Low Water Level)은 정상적 저수지 운영에서 가장 낮은 수위를, FWL (Flood Water Level)은 홍수조절을 위해 유입홍수를 저장할 수 있는 제일 높은 계획홍수위를 지칭한다.

ECRD인 SY, HS, WM 댐의 경우, 댐의 중앙부에서 투수계수가 매우 낮은 코어재료를 다짐 축조하였고, 코어존의 양측면의 필터존과 사력재로 이루어진 셀존으로 구성되었다. CFRD인 MY 댐의 경우, 차수기능을 철근콘

Table 1. Dams used in this study

Item	Unit	SY dam	WM dam	HS dam	MY dam
Type		ECRD	ECRD	ECRD	CFRD
Height	m	123	55.0	48.5	89
Length	m	530	407.0	205	535
Crest elevation	EL.m	203	155.1	184	212.5
HWL	EL.m	198	152.60	180	210.2

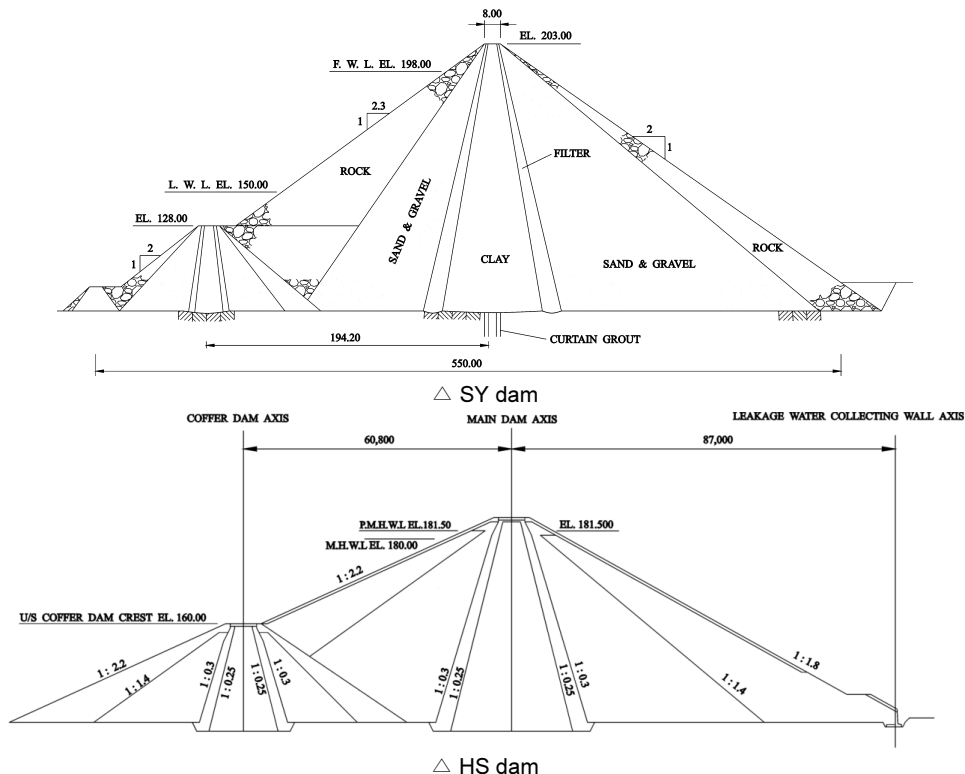


Fig. 1. Dam cross-sections used in this study (Continued)

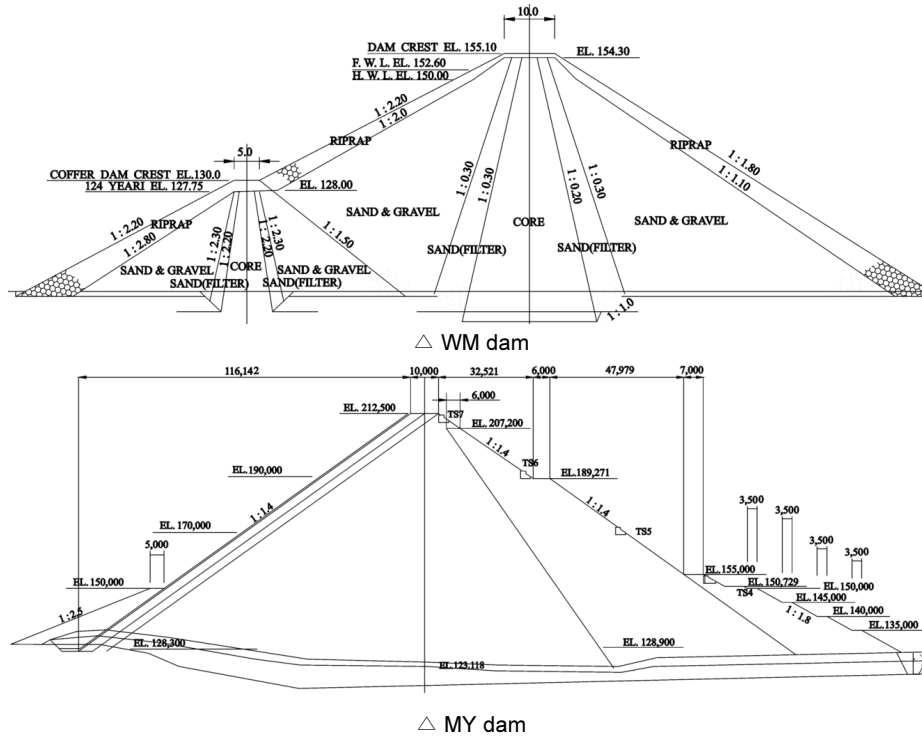


Fig. 1. Dam cross-sections used in this study

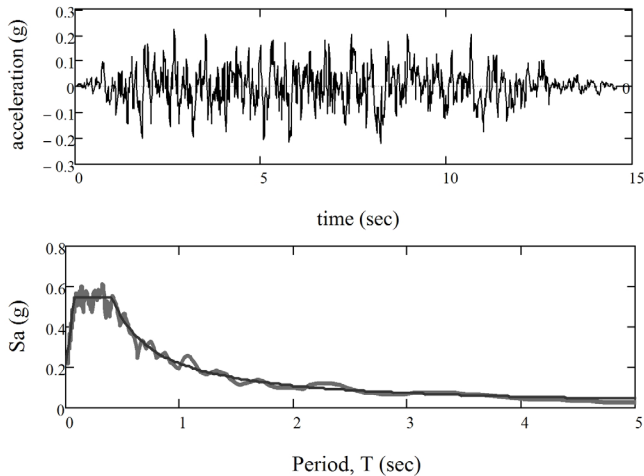


Fig. 2. The acceleration time history and the response spectrum for the artificial earthquake, EQ1. Note that  $S_a$  is the spectral acceleration of response spectrum

크리트 표면차수벽에서 담당하게 되며, 그 하부층에 점진적인 입경 증가와 더불어 트랜지션 존을 두고, 그 외 대부분의 제체는 석괴존으로 시공되었다.

### 3. 성능목표에 대한 FEM/Newmark 해석

#### 3.1 입력 지진파

해석에 적용된 입력 지진파는 표준응답스펙트럼에 부합하는 인공지진파를 지속시간별로 3종류(EQ1, EQ2, EQ3) 생성시켜 사용하였다(Fig. 2).

지진파별 지속시간은 각각 15, 20, 25초이다. 해석에는 총 6가지 경우로서 상하류 단면 방향에 대하여 3종류의 지진파를 순방향(상류에서 하류측 방향)과 역방향(하류에서 상류측 방향)으로 각각 재하하였다. 지진파 재하 위치는 댐체 모델 하부 기초 기반압이다. 여기서 표준응답스펙트럼을 만족시키는 인공지진파는 실제 지진가속도 시간이력에 비해 에너지의 크기가 큰 편이므로, 실제 지진파를 적용하는 경우에 비해 지진 응답이나 항복가속도 계수( $k_y$ ) 결정 등에 영향을 줄 수 있다. 인공지진파의 지속시간을 다르게 결정된 것은 발생가능한 지진의 규모 등 에너지의 차이를 고려하기 위해서였다.

#### 3.2 해석 기법 및 절차

본래 Newmark 활동 블록 변형해석은 인계 활동면의 가속도값이 항복 가속도(yield acceleration)를 초과할 때마다 사면 활동이 발생하는 것으로 간주하였다(Fig. 3). 항복 가속도는 전통적인 한계평형해석에서 안전율 1.0을 산출하는 수평 지진가속도 값으로 정의한다.

본 논문에서는 필댐의 강화된 설계성능목표( $PGA = 0.22g$ )를 고려하여, FEM/Newmark 모델 해석을 수행하였다. 적용 절차는 (1) SEEP/W를 이용하여 침투류 해석을 통한 정상침투 조건을 형성하고, (2) QUAKE/W에서 초기 정적응력 상태를 구현하였으며, (3) 입력지진파를 재하하여 QUAKE/W의 시간이력 동해석을 수행하고, (4) 그 결과를 호출하여 SLOPW/W Newmark 변형해석을 수행함으로써 활동면에서의 소성변위량을 산정하였다[16,17].

이러한 해석을 위해서는 잠재적 활동면에 대한 대표적 지진파 시간이력을 구하는 과정이 필요하며, 이 지진파 이력은 댐의 동적 응답해석에서 얻어질 수 있다. 본 연구에서는 QUAKE/W를 이용한 FEM 해석을 통하여 활동면의 동적응답이력을 구하였다. 지진동은 관성력을 유발하며, 활동면을 따

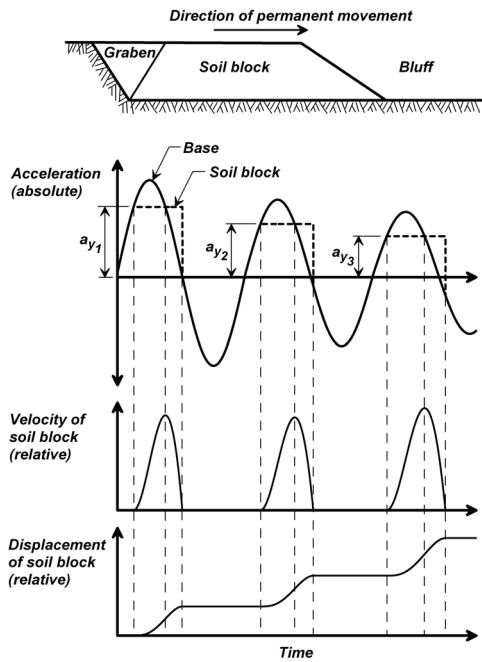


Fig. 3. A conceptual sketch of a Newmark sliding block analysis [9, 17,18]

라 발현되는 전단강도는 관성력에 대응하여 변화한다. 개념적으로 이 발현 전단강도가 전단 저항력을 초과하는 순간 일시적인 안전성을 잃게 되고, 안전율은 1 이하로 저하되어 소성변위를 발생시키게 된다. 이러한 불안정한 순간들을 적분하여 영구 소성변위량을 구할 수 있다. SLOPE/W에서 예상 활동면 각 절편의 저면에서 동적인 응력(즉 관성력으로부터 추가적으로 발생하는 전단응력)은 QUAKE/W 동해석 수행 결과 얻어진 응력에서 초기 하중재하시 계산된 정적 응력을 빼줌으로서 구해지게 되며, 이를 전체 활동면을 따라 적분하면 지진동에 의한 추가적인 전단력을 얻게 된다. 이 동적인 전단력을 잠재 활동토체의 질량으로 나누어 평균 가속도 시간이력을 얻게 된다[16]. 본 연구에서는 이러한 과정에서 활동토체의 평균 가속도와 이에 따른 사면의 안전율 그래프를 얻고, 여기에서 단위 안전율(1.0)을 산출하는 평균 가속도 값을 항복가속도로 정의하였다 [16,17].

본 해석에서 수위조건은 지진시 댐체의 변형으로 인한 여유고 부족 여부를 검토하기 위해 상시만수위를 검토 수위로 하였으며, 해석단면은 2차원 대표단면을 참조하였다 [20].

소성변위의 산정은 ECRD 3개소에 대해서 상류사면을 기준으로, CFRD 1개소에 대해서는 하류사면을 기준으로 수행하였다. 이는 ECRD의 경우, 물을 저수하고 있는 상류사면에서 활동 발생시 여유고 부족에 의한 월류 또는 필터재나 코어재 손상에 따른 내적침식의 위험성이 하류사면에 비해 크기 때문이며, CFRD의 경우에는 상류사면에 위치한 철근콘크리트 표면차수벽에서 차수기능을 담당하고 제체 대부분이 큰 입경의 석괴로 이루어져 있으므로, 상류사면으로의 활동 가능성이 극히 적다는 점에서 기인하였다.

본 논문에서는 Newmark 변형해석용 사면안정해석은 Mohr-Coulomb 구성모델을 적용하였으며, FEM 동해석의 구성모델은 등가선형 (equivalent linear) 모델을 적용하였다.

Table 2. Strength parameters applied in the analyses

Zone	Unit weight $\gamma$ t (kN/m <sup>3</sup> )	Cohesion c (kPa)	Internal friction angle $\phi$ , (°)	Remark
<b>SY dam</b>				
Core	20.3	48.05	35.3	
Filter	20.1	-	33.8	SG
Sand & Gravel	20.1	-	40.5*	
Rock	18.0	-	40.5*	
<b>HS dam</b>				
Core	19.1	19.6	28	
Filter	19.3	-	35	
Transition	20.0	-	37	
Rock	18.9	-	41	
<b>WM dam</b>				
Core	20.3	18.9	22.5	SC, CL/ML
Filter	20.8	-	33	
Sand & Gravel	21.1	-	39	
Riprap	21.1	-	44	
Fill	20.8	-	33	
<b>MY dam</b>				
1 Bedding	20.9		47.0	GW-GM
2 Transition/Filter	20.8		48.6	GW
3 Graded Rockfill	20.0		47.3	
4 Rockfill	19.2		42.6	
5 Impervious fill	19.2		25.7	CL

### 3.3 입력 물성

기본적인 강도정수 값들은 공사당시 품질시험 자료, 공사지, 준공 후 정밀안전진단 자료등을 참조로 가장 최적의 물성으로 판단되는 값들을 추출하여 적용하였다. Table 2에 적용 물성 자료들을 요약하였다. 보다 상세한 적용 물성에 관한 정보는 K-water 연구원 (2012)에 소개되어 있다 [20].

본 연구에서 동적해석을 위한 최대 전단탄성계수( $G_{max}$ ) 값은 고정된 단일 값이 아닌, 유효 연직응력( $\sigma'_v$ )의 함수로 입력하는 방식을 취하였다 [16]. 본 연구에서  $G_{max}$ 는 각 댐의 건설당시 설계도서에 명시된 zone 별 단위중량을 이용, 연직응력( $\sigma'_v$ )을 구하고,  $G_{max} = \rho V_s^2$ 을 이용하여 최대 전단탄성계수를 깊이별로 계산하여 이를 해석의 입력 프로파일로 선정하였다. 일반적으로 흙의 강성은 구속압이 증가함에 따라 증가하기 때문에  $G_{max}$ 를 지반 내 응력 상태의 함수로 표현하는 것은 현실적인 가정이다. 지반의 강성을 응력상태의 함수로서 표현하는 방법들은 최소주응력 즉 구속응력, 또는 평균 주응력, 또는 연직응력을 사용하기도 하지만, 지반 강성의 정확도의 차이는 서로 크지 않으므로, 연직 유효응력의 함수로  $G_{max}$  값을 취하였다 [16].

해석에 적용된 심도별 전단파속도( $V_s$ ) 주상도는 MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves), HWAW (Harmonic Wavelet Analysis of Waves), 반사법 탄성파탐사 (Seismic Reflection) 등을 실제 대상 댐에 적용한 물리탐사 결과를 이용하였다. 각각의 원리는 K-water 연구원 연구보고서 [20]에 소개되어 있으며, 해석에 적용된 전단파속도 주상도는 Fig. 4와 같다.

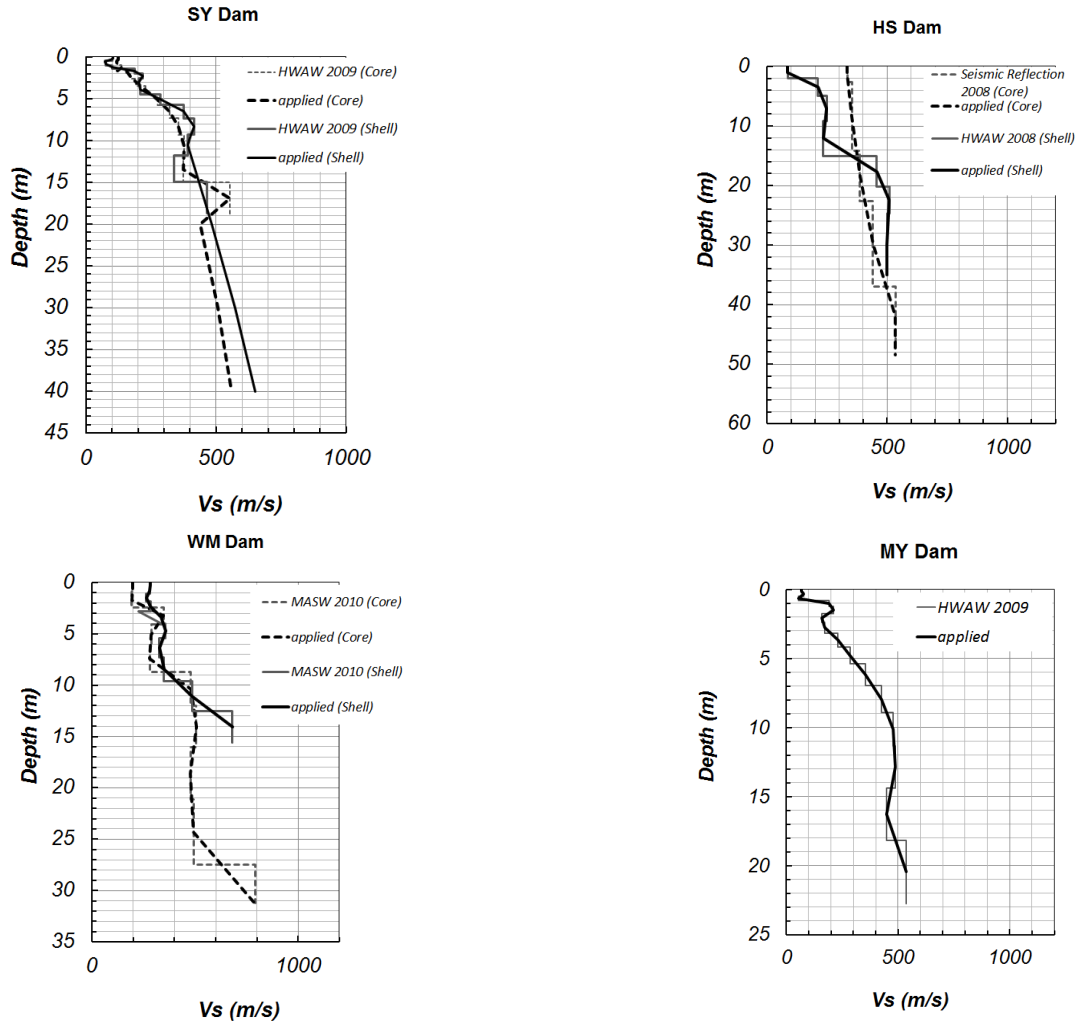


Fig. 4. Shear wave profiles obtained by non-destructive geophysical exploration [19]

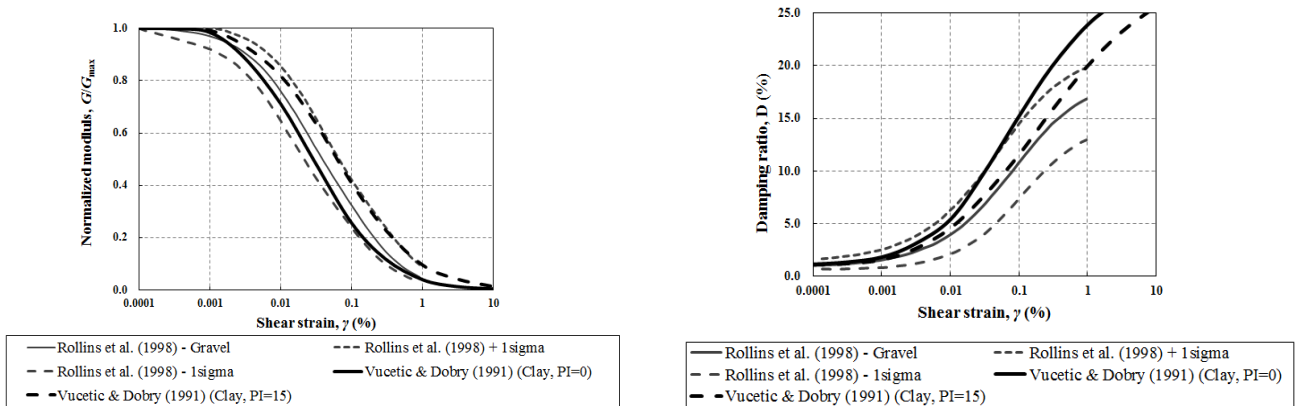


Fig. 5.  $G/G_{max}$  curves and damping ratio curves depending on shear strain by different researchers [22,23]

실제 해석에서는 유효한 탐사심도까지는 탐사결과를 직접적으로 이용하였으며, 그 이하 심도에 대해서는 기존에 개발된 회귀식 또는 Sawada and Takahashi(1975)의 경험식을 이용하였다 [21]. 서로 다른 물리탐사 기법에 따른 탐사 결과의 신뢰성 논의는 향후 연구에서 다루고자 한다.

최대 전단탄성계수 외에 전단변형률에 따른 전단탄성계수와 감쇠비 변

화곡선에 대한 정보가 필요하다. FEM 동해석 시 전단변형률에 따른 전단탄성계수와 감쇠비 변화 곡선 입력을 위해 댐설계기준(2011)에서 추천하고 있는 Vucetic and Dobry (1991) 곡선을 코어재와 사력재에 적용하였다 (Fig. 5)[22]. 본 해석에서는 Vucetic and Dobry (1991)의  $PI = 0$  곡선이 Rollins et al. (1998) 곡선과 유사한 경향을 나타내어 채택 적용하였으며,

PI=15 곡선은 코어재에 적용하였다[22,23]. 단, Vucetic and Dobry (1991) 곡선이 주로 소성이 존재하는 흙을 위주로 개발된 곡선이기 때문에, 조립재에 확장 적용하는 것은 향후 연구가 필요할 것으로 판단된다.

### 3.4 해석 결과

FEM 시간이력 동해석 결과를 바탕으로 Newmark 소성변위량을 산정한 결과를 Table 3에 제시하였다. 해석결과로부터 세 종류의 인공지진파를 양(+)의 방향과 음(-)의 방향으로 재하하였을 때 임계활동면에서의 Newmark 소성변위량은 4개의 필댐에 대해 모두 댐설계기준(2011)에서 정의하고 있는 댐의 안정성 평가기준인 30cm 이내로 수렴하여 설계성능목표 0.22g(PGA)의 지진에 대한 안전성을 확보하는 것으로 나타났다.

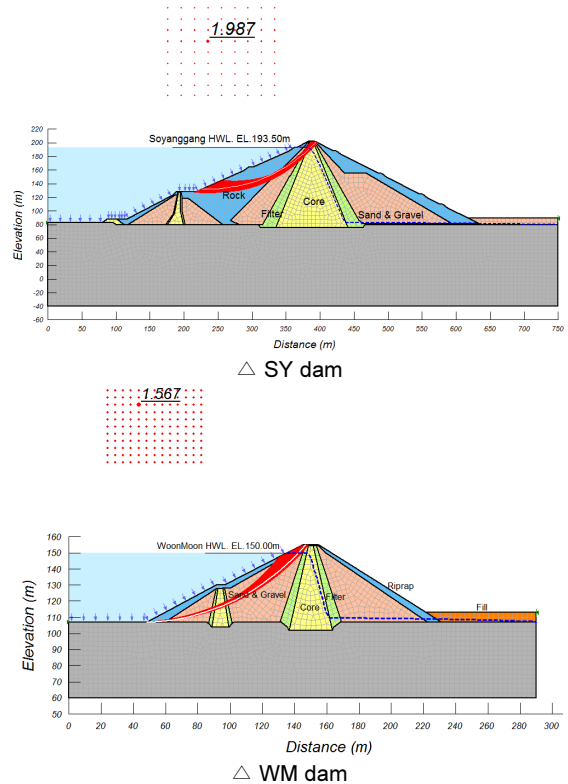
6가지 지진파 하중종류에 대해 미디언(Median) 평균 기준으로 SY, HS, WM 댐의 소성변위는 각각 7.3, 22.9, 5.5 cm로 계산되었으며, 기초 압반 대비 댐마루에서 최대 가속도 증폭비는 2-4배로 예측되었다. 미디언 항복 가속도계수( $k_y$ )는 전반적으로 0.136 이상으로서 비교적 높은 저항력을 나타냈다. Table 3에서 표준편차는 6가지 지진파 조합에 따른 소성변위 결과에 대한 표준편차값을 계산한 결과를 나타낸다.

해석 결과, FEM/Newmark 해석 결과를 통하여, 댐체를 통한 지진파의 증폭 현상이 소성 변위량 산정에 중요한 항목임을 알 수 있었다. 특히 FEM/Newmark 해석에서 항복 가속도계수,  $k_y$ 가 상대적으로 낮은 WM 댐의 Newmark 변위량이 SY 댐이나 HS 댐보다도 낮은 이유 또한 지진파의 증폭 현상에서 찾을 수 있다. 즉, 등가정적 한계평형해석에서 SY댐 및 HS 댐의 경우 임계 활동파괴면이 상류사면의 기하학적 형상에 대해 코퍼댐 상단부로 관통하는 반면, WM 댐의 경우 임계 활동파괴면이 코퍼댐 하단부까지 확장되어 댐마루로부터 비교적 넓은 면적에 걸쳐 형성되었다 (Fig. 6). 이는 결과적으로 지진파 증폭에 영향을 주는데, SY댐 및 HS 댐의 활동 토체에서의 평균 가속도는 상대적으로 상부에 위치한 임계 활동면으로 인해 WM 댐에 비해 보다 큰 평균 지진응답을 보이게 된다. 이와반대로, WM 댐은 임계활동면이 댐마루에서 코어댐 하단 토우부까지 넓게 형성되어, 전반적인 지진파의 증폭에 따른 활동 토체에서의 평균 지진응답은 보다 하향 평균화되므로, 결과적으로 타 댐보다 낮은  $k_y$ 에도 불구하고 보다 낮은 Newmark 소성변위값을 산출하게 된다.

상기 이유로 Newmark 소성변위 계산에서는 사면의 임계활동면 위치 심도 역시 상대적으로 중요할 것으로 판단된다. 특히 전단파속도 프로파일의 상부 수 m 심도의 물성은 Newmark 소성변위량 산정에 큰 영향을 미치게 되는데, 이는 등가정적 한계평형해석에서 댐체의 바깥쪽을 구성하는 사력재의 강도정수가 내부마찰각만으로 대표되어, 임계 활동면은 가능하면 천부에서 발생하려는 경향에 기인한다.

**Table 3.** Results of seismic evaluation of fill dams for PGA of 0.22g

Dam	PGA (g)	Median permanent displ. (cm)	Standard deviation (cm)	Median $k_y$ (g)	Safety criterion (cm)	Safety
SY	0.22	7.3	2.659	0.187	30	OK
HS	0.22	22.9	4.311	0.175	30	OK
WM	0.22	5.5	3.253	0.136	30	OK
MY	0.22	0.7	0.293	0.376	30	OK



**Fig. 6.** Comparison of critical slip surface between SY and WM dam

## 4. PGA에 따른 민감도 분석

최근 Finn은 성능기반의 설계 (PBD; Performance based design)가 실무적으로 확산되어가고 있으며, 이는 댐 및 사면에서 허용 변위에 기반한 성능을 의미한다고 설명한 바 있다 [1]. 댐의 동적 해석에서는 특히 지진력을 최대 지반가속도의 함수로서 표현하고, 지진에 대한 저항능력 또는 기능성 (serviceability)은 실무적으로 Newmark 소성변위와 같은 변형량이 될 것이다. 따라서 새롭게 적용한 FEM/Newmark 기법으로 설계성능목표 지진력에 대해서는 연구대상 댐체의 안전성을 확인하였으나, 댐체가 사용성의 관점에서 얼마만한 내진 저항성을 보유하고 있는지를 가능하기 위해 PGA에 대한 민감도 분석을 수행하였다. 민감도 분석을 위해 Newmark 소성변위를 PGA에 대한 함수로서 산정하고, 그 결과 현재 안전에 대한 보수적인 기준으로 댐설계기준(2011)에서 제시하고 있는 30cm의 소성변위를 초과하기 시작하는 PGA값(PGA<sub>30cm</sub>로 정의)을 댐별로 파악하였다. 민감도 분석을 위해 적용된 지진파는 표준응답스펙트럼에 부합하는 단일 인공지진파를 적용하였다.

4개 필댐(SY, HS, WM, MY)에 대하여 PGA의 변화에 따른 Newmark 소성변위 증가 추이를 Fig. 7에 도시하였다. 도표에서 보듯이 PGA값의 변화에 따라 Newmark 소성변위는 비선형적으로 증가하는 경향이 발견되었다. 참고적으로 Newmark 소성변위를 산출하는 항복가속도와 안전율은 PGA의 변화와 달리 일정하게 유지된다.

댐체가 주어진 지진파에 대해 어느정도까지 저항할 수 있는지를 살펴보기 위해 성능기반의 PGA 민감도 분석을 수행한 결과는 Table 4 및 Fig. 8에 나타내었다. 앞서 기술한 바와 같이 PGA<sub>30cm</sub>는 특정 댐체의 임계 활동파

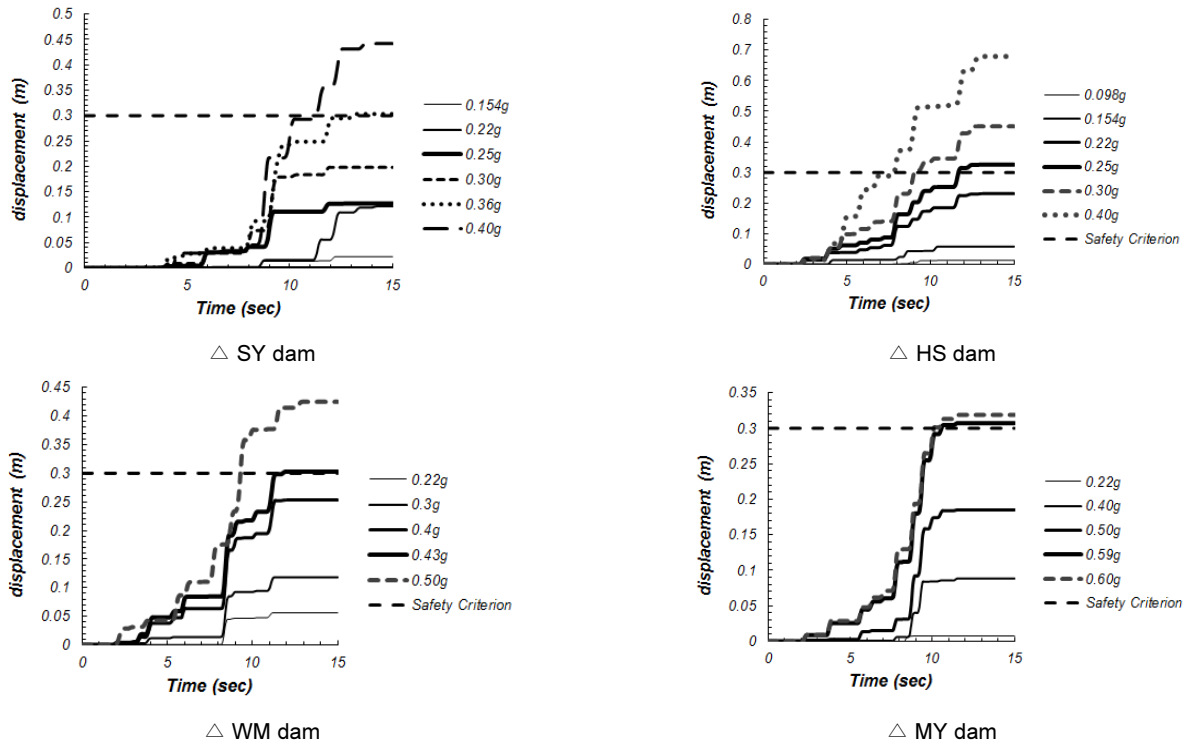


Fig. 7. Newmark permanent deformation depending on PGA

Table 4. A result showing limit  $PGA_{30cm}$  (for EQK 1+, HWL condition)

Dam	Median permanent displacement (PGA=0.22g) (cm)	$PGA_{30cm}$ (g)
SY	7.300	0.36
HS	22.90	0.23
WM	5.450	0.43
MY	0.650	0.59

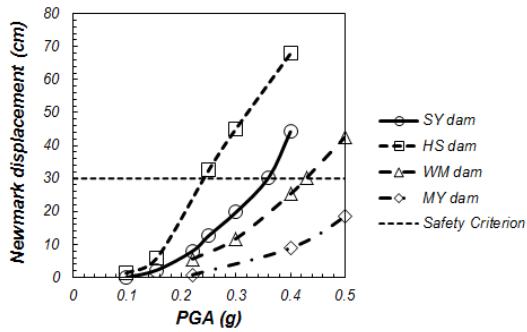


Fig. 8. A result showing limiting  $PGA_{30cm}$  (which is a limiting PGA to cause a 30cm of Newmark permanent displacement ( $PGA_{30cm}$ ) on the critical slip surface)

괴면에서 예상 활동토체가 Newmark 소성변위의 안전기준[11]인 30cm를 산출하는 PGA 값으로 정의되었다.

소성변위 30cm를 산출하는 최대 지반가속도 값을 역산한 결과, CFRD인 MY 댐의  $PGA_{30cm}$  값이 0.59g로서 가장 높았으며, 이는 동일한 지진하

중 조건이라면 상대적으로 지진 변형에 대한 저항성이 가장 높음을 뜻한다. 상당한 코어층의 보수보강이 이루어진 WM 댐 역시 상대적으로 높은  $PGA_{30cm}$  값을 보였으며, HS 댐은 0.23g로서 네 필댐 중 가장 작은 값을 나타냈다. 향후  $PGA_{30cm}$ 는 거시적인 지진 저항성을 파악하는 인자로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

단,  $PGA_{30cm}$ 는 본 논문에서 특정 인공지진파인 EQ1에 대해서, 상시만 수위 조건하에서 이루어졌음을 참조해야 한다. 또한 가장 중요한 입력변수 중 하나인 Vs 주상도는 과거에 수행된 HWAW, MASW, 반사법탄성과 탐사 등의 자료를 직접 이용하였으므로, 향후 보다 신뢰성 있는 물성조사가 이루어질 경우 결과의 차이가 발생할 수 있음을 언급한다.

## 5. 동적 물성에 따른 민감도 분석

### 5.1 개요

PGA에 따른 민감도 분석외에 FEM/Newmark 기법을 실무에 적용함에 있어 동적 물성의 변화, 특히 댐 체적의 대부분을 차지하는 쉘체의 강성 변화가 Newmark 소성변위에 미치는 영향을 연구하기 위해, 동적 물성에 따른 민감도 분석을 수행하였다.

해석의 편의와 단일 파라미터에 대한 민감도 연구를 위해 댐체는 코어층과 쉘층으로 단순화된 모델을 사용하였으며, 모델 댐의 형상과 적용 물성은 Fig. 9와 Table 5와 같이 가정하였다. 해석절차는 앞절에서 소개한 방법과 동일하게 적용하였다. 해석에 적용된 인공지진파는 표준응답스펙트럼에 부합하는 EQ2 지진파이다. PGA값은 0.22g를 적용하였다.

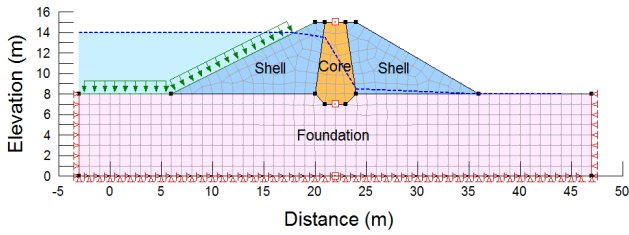


Fig. 9. Model dam for sensitivity analysis

Table 5. Applied material properties of a model dam

Zone	$\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	c (kPa)	$\phi$ ( $^\circ$ )	$\nu$	Constitutive model for FEM, Modulus variation curve
Core	18	20	30	0.43	Equivalent Linear Vucetic & Dobry (1991) PI=15
Shell	19	0	38	0.32	Equivalent Linear Vucetic & Dobry (1991) PI=0
Bedrock	21			0.2	Linear elastic

Note,  $\gamma_t$  = total unit weight, c = cohesion,  $\phi$  = internal friction angle,  $\nu$  = Poisson's ratio, PI = plasticity index

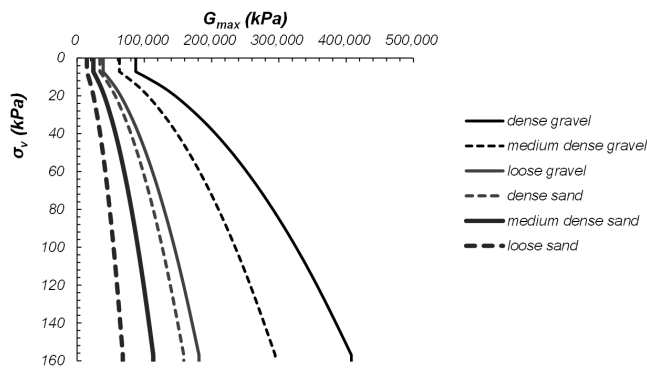


Fig. 10. Estimated  $G_{max}$  function after Seed and Idriss 1970

Table 6. Estimated  $G_{max}$  function used in the sensitivity analysis [24,25]

Soil type	K	Soil type	K
Dense gravel	180	Dense sand	70
Medium dense gravel	130	Medium dense sand	50
Loose gravel	80	Loose sand	30

### 5.2 동적 물성 민감도 분석

본 연구에서는 쉘재의 최대 전단탄성계수 주상도를 변화시켜 Newmark 소성변위와 지진응답특성을 파악하는 방식으로 민감도 해석을 수행하였다. 해석에 사용된 다른 모든 조건들은  $G_{max}$  주상도의 영향만을 보기 위하여 동일하게 적용하였다.  $G_{max}$  주상도는 연직응력의 함수로서 표현하였으며, 다음 Fig. 10 및 Table 6과 같이 Seed and Idriss (1970) 및 Kramer (1996)에 소개된 조립질 재료의 대표적 추정식을 적용하였다 [24,25]. 정지토압계수,  $K_0 = 0.5$ 를 적용하였다. 여기서 K는 지반의 분류에 따라 제안된 대표 상수값이며,  $\sigma'_m$ 은 평균 유효응력을 의미한다.

Table 7. A result of shaking (EQ2) response depending on the  $G_{max}$  function of shell

Shell material	K	$a_{max}$ (crest) (g)	$T_n$ (s)	$k_y$	D (cm)
Dense gravel	180	0.500	0.11	0.180	2.9
Medium dense gravel	130	0.502	0.11	0.180	3.8
Loose gravel	80	0.539	0.15	0.180	4.7
Dense sand	70	0.494	0.15	0.180	4.5
Medium dense sand	50	0.603	0.19	0.180	5.7
Loose sand	30	0.539	0.15	0.180	7.4

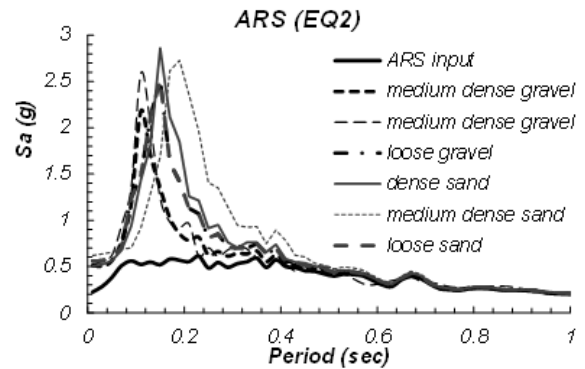


Fig. 11. Sensitivity analysis with the variation of  $G_{max}$  function of shell

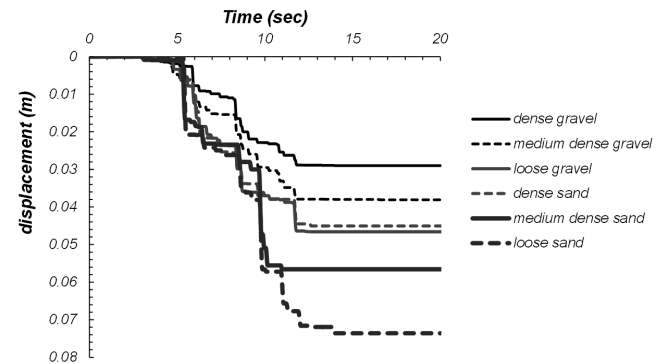


Fig. 12. A result of Newmark deformation analysis depending on the  $G_{max}$  function of shell material

$$G_{max} = K \sqrt{\sigma'_m} \tag{1}$$

$$\sigma'_m = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \sigma'_v \tag{2}$$

쉘재의  $G_{max}$  함수를 변화시켜가면서 수행한 FEM + Newmark 변형 해석 결과는 Table 7 및 Figs. 11~12와 같이 정리된다. Table 7에서  $a_{max}(\text{crest})$ 는 댐마루 중앙부에서의 최대 가속도를 의미하며,  $T_n$ 은 댐체의 지진응답특성을 가속도 응답스펙트럼으로 표현했을 때 기초부와 댐마루부에서 스펙트럴 가속도의 최대 응답비를 나타낼 때의 지배주기로 산정하였으며,  $k_y$ 는 Newmark 변형해석에서의 항복가속도계수이며, D는 Newmark 소성변위



값을 의미한다.

전단변형률에 따른 전단탄성계수 감소곡선과 감쇠비 증가곡선이 동일하다고 가정하였을 때,  $G_{max}$  강성변화는 결과적으로 지진응답특성에 주목할만한 큰 변화는 초래하지 않는 것으로 나타났다. 전반적으로는 loose sand의 경우를 제외하고 가속도 응답 스펙트럼으로 볼 때, 강성의 변화는 지배주기 값을 근소하게 증가시키는 경향을 나타냈으나, 그 경향은 뚜렷하지 않다.

보다 일관성이 큰 경향은 Newmark 소성변위에서 나타난다. 강성이 상대적으로 큰 dense gravel에 비해 강성이 작은 loose sand의 경우, Newmark 소성변위량은 두배 이상 커졌으며, 전체적으로 강성이 낮아질수록 Newmark 소성변위량은 증가하는 경향을 보였다. 그러나 order를 바꿀 만큼 지배적이지는 않은 것으로 나타났다.

$G_{max}$  주상도 외에 FEM/Newmark 소성변위 산정에 있어 가장 지배적인 인자 중 하나는 사면활동면이 주로 위치하는 쉘재의 내부마찰각인 것으로 판단된다. 이는 Newmark 변형해석이 등가정적 사면안정해석을 근간으로 이루어지기 때문에 구성모델의 복잡성에 관계없이 필수적인 강도정수로서 내부마찰각이 기여하기 때문이며 이에 대한 향후 연구가 필요하다.

## 6. 결론

국내에서 필댐의 내진성능평가는 주로 등가정적해석과 시간이력 FEM/FDM 해석이 보편화되었지만, Newmark 기반의 동해석은 그 적용성에 비해 상대적으로 미진한 편이다. 최근 개정된 댐설계기준(2011)에서는 동해석 시 대폭 증가된 설계 성능목표와 Newmark 기반의 변형해석을 근간으로 하는 동해석 절차를 명시하였다. 따라서 본 연구에서는 FEM/Newmark 복합해석 기법과 상향 지진력을 적용하여 국내 4개 필댐(중심코어형 사력댐 3개소, 표면차수벽형 석괴댐 1개소)에 대한 내진 안전성을 평가하였다. 또한  $PGA = 0.22g$ 의 성능목표 지진력에 대한 내진성능평가 외에 성능기반의 내진저항성 검토를 위해  $PGA$ 에 따른 민감도 분석과 함께, 필댐의 대부분의 체적을 구성하는 쉘재의  $G_{max}$  주상도에 대한 민감도 분석을 수행하였다. 본 연구를 통하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- 1) 표면파탐사 등 현장 물리탐사 결과를 반영하여 설계 성능목표( $PGA = 0.22g$ )에 대한 4개 필댐의 FEM/Newmark 해석 결과, 모두 댐 설계기준(2011)에서 제시하는 안전 기준, 30cm 이내의 영구소성 변위를 나타내, 상향된 지진력에 대해서도 대상 필댐은 내진 안전성을 확보하는 것으로 나타났다. FEM/Newmark 해석에서 실제 물리탐사 결과를 반영한 ECRD 댐체의 항복 가속도계수는 0.136 ~ 0.187의 비교적 높은 값을 나타내었다.
- 2)  $PGA_{30cm}$ 를 Newmark 소성변위 30cm를 발생시키는 최대 지반가속도 값으로 정의하였을 때, 4개 필댐(SY, HS, WM, MY) 중에서 MY댐의  $PGA_{30cm}$ 가 가장 큰 것으로 나타났다. 이는 CFRD 형식의 댐이 댐체 내 과잉간극수압의 미형성으로 지진에 대한 저항성이 우수하다는 일반적인 사실과 일치하는 결과이다.
- 3)  $PGA$ 값의 변화에 따라 Newmark 소성변위는 비선형적으로 증가하며,  $PGA$ 에 따른 각 댐체의 Newmark 소성 변위 증가 곡선으로부터 상대적

인 지진 저항능력 비교가 가능하였다.

- 4) FEM/Newmark 모델 해석 결과로부터 댐체를 통한 지진파의 증폭 정도와 예상되는 입계 활동면의 위치가 소성변위 산정에 지배적인 인자임을 알 수 있었다.
- 5) 본 해석조건에서 쉘재의  $G_{max}$  강성에 따른 민감도 분석 결과,  $G_{max}$  강성 변화는 지진응답특성에 주목할만한 큰 변화는 초래하지 않는 것으로 나타났다. Newmark 소성변위는 대체적으로  $G_{max}$  강성이 작아질수록 커지는 경향을 보였다.

Newmark 기반의 해석은 여러 가지 가정에 의한 한계에도 불구하고 비액상화 대상 댐체에 실용적인 목적이 있어서 해외에서 주로 사용되는 내진 평가방법이다. 실제 국내 댐에 시범 적용한 급변 연구결과를 바탕으로 향후 다양한 영향인자들에 대한 상세한 고찰과 보다 평가기법을 고급화하는 후속연구가 필요하다. 또한 FEM 프로그램과 결합한 Newmark 변형해석은 한계평형해석과 FEM 해석 과정에서 다양한 가정사항들이 포함되므로, 향후 비선형 연계해석(coupled analysis) 또는 원심모형실험과 같은 물리모델 실험을 통한 검증 등 추후 연구가 필요할 것으로 판단된다.

## / 감사의 글 /

본 연구는 K-water 연구과제, “향상된 해석기법에 의한 기존댐 내진성능평가 연구”의 일환으로 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

## / REFERENCES /

1. Finn W.D.L. Seismic slope stability. Stability and Performance of Slopes and Embankments III, Annual Congress of the Geo-Institute of ASCE 2013; March 3 - 7; San Diego, California.
2. Gazetas G. Seismic response of earth dams: some recent developments. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 1987;6(1): 2-47.
3. Bureau G, Volpe RL, Roth WH, Udaka T. Seismic Analysis of Concrete Face Rockfill Dams. Proceedings; Concrete Face Rockfill Dams - Design, Construction, and Performance. 1985:479-508.
4. Makdisi FI, Seed HB. Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake induced deformations. Journal of the Geotechnical Engineering Division-ASCE. 1978;104(GT7):849-867.
5. Seed HB. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams. Geotechnique. 1979;29(3).
6. Seed HB. Earthquake resistant design of earth dams. Proceedings, Symposium on Seismic Design of Embankments and Caverns 1983; Pennsylvania, NY:41-64.
7. Swaisgood JR. Embankment dam deformations caused by earthquakes. Pacific Conference on Earthquake Engineering 2003; Christchurch, NZ.
8. Wieland M. Seismic design and performance criteria for large storage dams. 15th World Conference on Earthquake Engineering 2012; Lisboa, Portugal.

9. Idriss IM, Boulanger RW, Soil liquefaction during earthquakes, Earthquake Engineering Research Institute; c2008.
10. Matsumoto N, Seismic performance and analysis of dams in Japan, The 6th International Conference for Safety of Infrastructure 2012; Korea Infrastructure Safety Corporation, Seoul, Korea.
11. Korea Water Resources Association, Dam Design Guidelines, c2011.
12. Newmark NM, Effects of earthquakes on dams and embankments, Géotechnique, 1965;15(2):139-160.
13. Bray JD, Travasarou T, Simplified procedure for estimating earthquake-induced deviatoric slope displacements, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007;133(4): 381-392.
14. FEMA 65, Federal Guidelines for Dam Safety: Earthquake Analyses and Design of Dams, c2005.
15. Abramson LW, Lee TS, Sharma S, Boyce GM, Slope stability and stabilization methods, John Wiley & Sons; c2002.
16. GEO-SLOPE International Ltd, Dynamic modeling with QUAKE/W 2007 - An engineering methodology; c2010.
17. GEO-SLOPE International Ltd, SLOPE/W 2007 - An engineering methodology 2010.
18. Idriss, IM, Evaluating seismic risk in engineering practice, Proceedings, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco; Balkema, Rotterdam: 265-320; c1985.
19. Goodman RE, Seed HB, Earthquake-induced displacements in sand embankments, Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, 1966;92(SM2):125-146.
20. K-water Research Institute, A study on the advanced seismic evaluation of existing dams ( I ), 2012:118-124.
21. Sawada Y, Takahashi T, Study on the material properties and the earthquake behaviors of rockfill dam, Proc. 4th Japan Earthquake Engineering Symposium.
22. Vucetic M, Dobry R, Effect of soil plasticity on cyclic response, Journal of Geotechnical Engineering, 1991;117(GT1):89-107.
23. Rollins KM, Evans MD, Diehl NB, Daily III WD, Shear modulus and damping relationships for gravels, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ,1998;124(5):396-405.
24. Seed HB, Idriss IM, Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley; c1970.
25. Kramer SL, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall; c1996.