

# 조적조 비내력벽을 가진 기존 학교 구조물의 내진 성능 평가

## Evaluation of Performance of Korean Existing School Buildings with Masonry Infilled Walls Against Earthquakes

문기훈<sup>1)</sup> · 전용률<sup>2)</sup> · 이창석<sup>2)</sup> · 한상환<sup>2)\*</sup>

Moon, Ki Hoon<sup>1)</sup> · Jeon, Yong Ryul<sup>2)</sup> · Lee, Chang Seok<sup>2)</sup> · Han, Sang Whan<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup>한양대학교 BK21, <sup>2)</sup>한양대학교 건축공학부

<sup>1)</sup>BK21, Hanyang University, <sup>2)</sup>Architectural Engineering, Hanyang University

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

In Korea, most existing school buildings have been constructed with moment frames with un-reinforced infill walls designed only considering gravity loads. Thus, the buildings may not perform satisfactorily during earthquakes expected in Korea. In exterior frames of the building, un-reinforced masonry infill walls with window openings are commonly placed, which may alter the structural behavior of adjacent columns due to the interaction between the wall and column. The objective of this study is to evaluate the seismic performance of existing school buildings according to the procedure specified in ATC 63. Analytical models are proposed to simulate the structural behavior of columns, infill walls and their interaction. The accuracy of the proposed model is verified by comparing the analytical results with the experimental test results for one bay frames with and without infill walls with openings. For seismic performance evaluation, three story buildings are considered as model frames located at sites having different soil conditions ( $S_A$ ,  $S_B$ ,  $S_C$ ,  $S_D$ ,  $S_E$ ) in Korea. It is observed that columns behaves as a short columns governed by shear due to infill masonry walls with openings. The collapse probabilities of the frames under maximum considered earthquake ranges from 62.9 to 99.5 %, which far exceed the allowable value specified in ATC 63.

**Key words:** School structure, Seismic performance evaluation, Short column effect, Masonry infill wall, Shear failure, ATC 63

## 1. 서론

최근 2008년 중국의 쓰촨성 지진과 2011년 일본의 대지진 등과 같이 우리나라의 주변국가에서 지진 피해로 인한 대규모의 인명 피해 및 심각한 경제적 손실이 발생함에 따라 국내에서도 지진 위험에 대한 경각심이 높아지고 있는 실정이다. 그러나 국내 구조물의 경우, 많은 구조물이 내진 설계 기준조차 적용되지 않고 설계된 구조물이 많기 때문에 실제 지진이 발생할 경우 지진에 대하여 어느 정도의 안전이 보장 되는지 알 수 없다.

우리나라에서는 내진설계기준이 1988년 최초로 제정되어 적용되기 시작하였다. 하지만 이 기준에서도 내진설계의 적용대상범위를 6층 이상, 연면적 10,000m<sup>2</sup> 이상으로 제한하고 있다. 이러한 제한 범위는 2005년 건물구조기준 (KBC)(1) 개정판에서 그 적용범위가 3층 이상, 연면적 1,000m<sup>2</sup>

이상으로 확대하였고, 현재 2009년 KBC(2)에서는 모든 구조물로 내진설계 대상이 확대되었다. 따라서 1988년 이전에 지어진 건물은 전 건물에 대하여, 1988년에서 2005년 사이에 건설된 5층 이하의 건물과 2005년에서 2009년 사이에 건설된 3층 미만의 건물은 내진설계가 되어있지 않아 지진에 대한 안전을 보장 할 수 없다. 특히 이에 포함되는 많은 건물이 도시의 중저층 공동주택, 학교, 관공서 등이 다수 포함된다.

이 중 학교 구조물은 재난 및 안전관리 기본법 규정에 의한 안전관리 계획상 중요한 재난대피시설로 지정되어 있기 때문에 지진 발생 시 충분한 내진 성능을 보유하고 있어야 한다. 하지만 국내 학교 구조물은 초등학교 대부분과 중학교의 81%, 고등학교의 76%가 1988년 이전에 지어져 있다[3,4]. 또한 소방방재청 현황조사[5]에 따르면 1960년 이후에 건설된 모든 학교 건물의 경우 내진설계가 수행된 건물은 14% 라고 보고하고 있다. 이와 같이 대부분의 학교 구조물이 내진 설계가 제대로 되어있지 않아 실제 지진 발생 시 심각한 지진 피해가 예상된다.

본 연구에서는 이러한 내진설계가 되어 있지 않은 국내의 기존 학교 건

\*Corresponding author: Han, Sang Whan

E-mail: swan82@hotmail.com

(Received 9 August 2012; Accepted 23 November 2012)

물을 대상으로 내진 성능 평가를 수행하여 지진에 취약한 정도를 평가를 수행하고자 한다.

구조물의 정확한 내진 성능 평가를 위하여 구조물의 주요 구조 부재의 비선형 이력거동 특성을 자세히 반영하여야 한다. 이를 위하여 기존 학교 구조물의 구조 특성을 분석하고 실험 결과를 바탕으로 이를 모사할 수 있는 해석 모델을 구축한다.

본 연구에서는 80년도 학교 교사 표준 설계도에 따라 지어진 3층 규모의 기존 학교 구조물을 대상으로 내진 성능 평가를 수행하였으며, 학교 구조물의 대상 지역을 국내 지역구역 1을 대상으로 각각 지반 분류 ( $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E$ )로 나누어 평가하였다. 내진 성능 평가는 ATC 63[6]의 성능 평가 방법을 사용하였으며, 이를 위해서 비선형 정적해석, 비선형 동적해석을 수행하였다.

## 2. 기존 학교 구조물의 구조 특성

### 2.1 일본 RC 학교 건물의 피해 특성

현재까지 지진 발생으로 많은 구조물이 붕괴로 인한 인명 피해 및 재산 피해가 발생하였다. 특히 2008년 중국의 쓰촨성 지진으로는 6898곳의 학교가 붕괴되었으며, 1900명 이상의 학생이 매몰된 것으로 보도되고 있으며 [7], 1995년 일본의 효고현 지진으로 631동 이상의 RC 학교 건물이 경미한 피해에서부터 붕괴에 이르기까지 대규모의 지진 피해를 입었다. 중국과 일본의 학교건물의 구조형식은 우리나라와 매우 유사하여, 일본과 중국의 지진으로 인하여 발생한 학교건물의 피해 사례는 우리나라에서 큰 관심을 가져야 한다.

이상화와 정태권[8]의 연구에서는 1995년 일본의 고베 지진으로 피해를 입은 RC 학교건축물에 대한 피해 상황을 분석한 바 있다. 이 연구에 따르면 Table 1과 같이 고베 지진으로 피해를 입은 학교 건축물 중 15개 동의 학교 건축물의 피해상황을 평가하고 있다. 그 결과 모든 학교 구조물들이 지진으로 인해 1층에서 파괴가 발생하였으며, 이 파괴 형태는 독립기둥의 전단

**Table 1.** Failure mode of school structure[8]

| Completion year | Story | Failure story | Failure Mode       |              |
|-----------------|-------|---------------|--------------------|--------------|
|                 |       |               | Independent Column | Shear Column |
| 1958            | 3     | 1             | Shear              | Shear        |
| 1935            | 3     | 1             | Shear              | Shear        |
| 1969            | 4     | 1             | Shear              | Shear        |
| 1970            | 4     | 1             | Shear              | Shear        |
| 1980            | 4     | 1             | Shear              | Shear        |
| 1981            | 3     | 1             | Shear              | Shear        |
| 1967            | 4     | 1             | Shear              | Shear        |
| 1974            | 4     | 1             | Flexure            | Shear        |
| 1976            | 4     | 1             | Flexure            | Shear        |
| 1975            | 4     | 1             | Flexure            | Shear        |
| 1978            | 4     | 1             | Flexure            | Shear        |
| 1972            | 3     | 1             | Flexure            | Shear        |
| 1975            | 3     | 1             | Flexure            | Shear        |
| 1977            | 4     | 1             | Flexure            | Shear        |
| 1992            | 4     | 1             | Flexure            | Shear        |

및 휨 파괴, 그리고 전단기둥의 전단 파괴로 발생하고 있다고 언급하고 있다. 여기에서 전단 기둥은 조적 등의 허리벽으로 인하여 유효 높이가 낮아져서 전단파괴 되는 기둥이라고 정의하고, 허리벽 등의 영향이 작은 기둥을 독립기둥이라 정의하고 있다.

내진 설계가 안 된 국내의 학교 건물의 경우, 일본의 학교 건물과 같이 지진발생시 심각한 피해가 발생할 수 있으며, 이러한 지진 피해는 독립기둥의 전단 또는 휨 파괴나 전단기둥의 전단파괴에 의하여 발생할 수 있다. 이러한 내진성능은 예상한 것 보다 더 취약할 수 있으며, 지진에 대한 어느 정도의 안전성을 보유하는지 예측이 어렵다. 따라서 기존 학교 구조물의 내진 성능 평가를 위해서는 내진 성능 평가 시 기둥의 전단 파괴 및 휨 파괴를 구현할 수 있어야 하며 조적 허리벽으로 인한 기둥의 단주 효과를 반영하여 성능 평가를 수행하여야 한다.

### 2.2 단주효과 및 극단주 전단 파괴

기존 학교 건물과 같은 철근콘크리트 건축물에서는 내외부의 칸만이 벽이나 허리벽에 조적조를 이용한 비내력벽을 사용하고 있다. 대부분의 경우에 비내력벽은 비구조체이며 구조물의 거동에 유리하게 작용할 것이라는 가정 하에 비내력벽의 영향을 무시하여 건물의 구조설계 수행하게 되며 그에 따른 구조물의 시스템 응답의 영향 및 변화 또한 무시하여 왔다. 하지만 일본 학교 구조물의 지진 피해에서 보듯이 (Fig 1, Table 1) 실제구조물의 거동에서 비내력벽의 강도 및 강성은 무시할 수 없으며 구조물이 지진하중을 받을 경우에 비내력벽은 골조와 상호작용을 하게 된다. 이러한 비내력벽과 골조의 상호작용이 구조물의 성능에 미치는 영향은 최근의 연구에서 많은 논의의 대상이 되었다[9-12].

비내력벽과 RC 골조의 상호작용을 살펴보면, 구조물에 작용하는 횡하중의 크기가 작은 상태에서는 비내력벽과 RC 구조물은 일체화되어 두 시스템이 동일하게 횡력에 저항하며 거동하게 된다. 이때 횡하중에 의해 비내력벽의 압축 스트럿 메커니즘이 생기고, 이 스트럿에서 발생한 힘이 주변 기둥부재에 추가 전단 하중으로 작용하게 된다. 이와 같이 비내력벽이 손상되어 RC 골조와 분리되고 전까지는 기둥에 부정적인 영향을 주게 된다. 설계 시 기둥 상부, 하부에서 소성힌지가 발생한다는 가정으로 모멘트와 전단력을 검토하지만 실제 횡동 시 위의 언급과 같이 골조-비내력벽의 상호작용에 의하여 기둥의 순경간이 극히 작아져 의도치 않은 RC 기둥의 취성적



**Fig. 1.** RC column failure of school structure:(a) shear failure and (b) flexural failure[13]

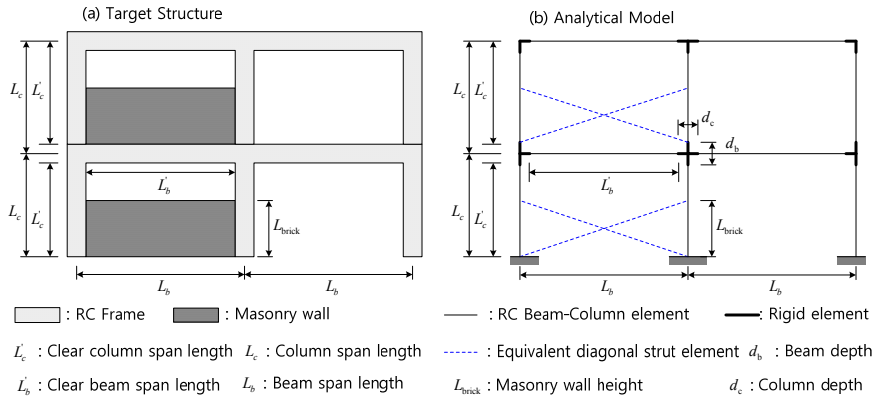


Fig. 2. Analytical model of target structure

인 전단파괴와 단주파괴 현상을 유발하게 된다. 그리고 이러한 영향은 내진 설계가 안된 기존 학교 건물과 같이 구조물의 실제 횡강성과 강도가 작은 구조물일 경우, 비내력벽과의 영향으로 기둥에서 단주와 같이 전단 파괴가 발생할 가능성이 높아지게 된다.

RC 기둥의 전단파괴는 수평하중에 의해 생기는 경사균열이 원인이 되어 콘크리트의 손상을 받은 부분이 확대되어 취성적 파괴를 일으켜 구조물의 갑작스런 붕괴가 발생할 수 있기 때문에 구조물 내진성능 평가 시 전단 파괴에 대한 영향을 반영하여야 한다. 따라서 본 연구에서는 기존 학교 구조물의 정확한 성능평가를 위하여, 단주효과를 반영할 수 있도록 조적조 비내력벽을 등가 압축 스트럿 (Equivalent Diagonal Strut) 을 이용하여 해석모형을 구축하였으며, RC 기둥의 휨파괴와 전단파괴를 구현할 수 있는 해석모형을 구축하였다.

### 3. 해석 모델

본 연구에서는 OpenSees[14] 프로그램을 사용하여 기존 학교구조물을 Fig. 2와 같은 방법으로 모델링하여 해석을 수행하였다. Fig. 2 (a)는 RC 골조로 기본 골조가 구성돼 있고, 조적조 비내력벽인 허리벽이 구성된 기존 학교 구조물의 기본적인 구성 타입이며, Fig. 2 (b)는 이를 모델링하기 위한 해석 모델이다. RC 골조의 보와 기둥 부재는 보-기둥 파이버 부재 (Fiber Element)를 사용하여 모델링 하였으며, 조적조 비내력벽은 등가 대각 스트럿 부재 (Equivalent Diagonal Strut)를 사용하여 모델링하였다. 그리고 보-기둥 접합부를 보 부재 춤 ( $d_b$ )과 기둥 부재 춤 ( $d_c$ ) 길이를 갖는 접합부 강체 부재 (Rigid Element)로 모델링하여, 해석 모델에서 보-기둥 파이버 부재 양단에 작용하는 전단력과 모멘트 크기가 실제 구조물의 동일한 지점의 값 ( $L'_b, L'_c$ )이 작용하도록 하였으며, 허리벽으로 인한 단주 효과가 발생하는 기둥의 실제 길이 ( $L'_c - L_{brick}$ )가 반영될 수 있도록 하였다.

#### 3.1 RC 골조 해석모델

RC 골조의 보, 기둥 부재의 해석 모델은 부재의 휨파괴 거동과 전단 파괴 거동을 모사 할 수 있어야 한다. 또한 RC 기둥 부재에서는 P-M 효과를 반영할 수 있어야 한다. 본 연구에서는 이를 위하여 Fig. 3과 같이 RC 보-기

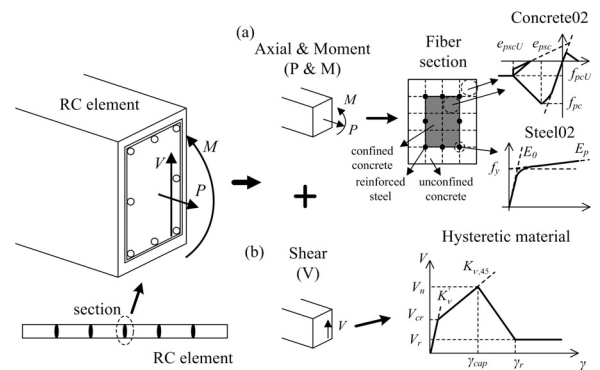


Fig. 3. Analytical model of RC frame

등 부재의 단면에 작용하는 저항력을 축력과 모멘트에 저항하는 파이버 부재(Fig. 3(a))와 전단력에 저항하는 Hysteric 이력모델(Fig. 3(b))을 조합한 해석모델을 사용하였다.

보-기둥 부재의 축력 및 모멘트 거동 및 휨파괴 거동은 Fig. 3(a)에서 보는 바와 같이 RC 단면의 크기와 각 재료(콘크리트와 철근)의 응력-변형도 특성을 반영한 파이버 단면으로 모델링 하였다. 보-기둥 부재의 축력과 모멘트의 강성 및 강도는 파이버 단면의 크기와 재료 응력-변형도 관계로 구현되며, P-M 효과 및 휨 파괴 거동도 동시에 반영될 수 있다. 콘크리트 재료의 응력-변형도 관계는 OpenSees[14] 프로그램에서 제공하는 Concrete02 이력모델[15]을 사용하였으며, 철근 재료의 응력-변형도 관계는 Steel02 이력모델[16]을 사용하였다. 콘크리트 재료인 경우 띠철근 내부에 있는 콘크리트인 경우 띠철근에 의한 구속효과로 콘크리트 공칭 압축강도에 1.3배 증가된 값으로 모델링되었다.

보-기둥 부재의 전단 거동 및 전단 파괴 거동은 Fig. 3(b)와 같이 보-기둥 부재 단면에 전단 변형-전단력 관계의 Hysteric 이력모델(OpenSees[14])를 사용함으로써 이를 반영하도록 하였다. 이 때 전단 변형-전단력 관계의 Hysteric 이력모델에 사용된 전단 파괴강도 ( $V_n$ )는 FEMA 356[17]에서 제한한 값을 사용하였으며, 전단 파괴강도 이후 잔류 전단강도 ( $V_r$ )는 파괴강도의 20% 값을 갖는 것으로 가정하였다. Hysteric 이력모델에서 반복 거동 시 손상에 의한 강도 및 강성 저감의 영향을 반영하였으며, 이는 해석모델의 검증에 위해 사용한 이영학 등[18]의 실험 결과를 바탕으로 저감을 산정하였다.

### 3.2 조적조 비내력벽 해석모델

본 연구에서는 Fig. 4 (a)와 같이 학교 구조물의 성능 평가 시 조적조 비내력의 영향을 반영하기 위하여 등가 대각 압축 스트럿 (Equivalent Diagonal Strut)으로 모델링하여 사용하였다. Stanford Smith[19]는 탄성이론을 바탕으로 비내력벽의 강성을 모사할 수 있는 등가의 유효폭( $W$ )을 제시한 바 있으며, Dolsek and Fajfar[12] 등가의 대각 압축 스트럿의 균열범위, 최대변위, 최대하중, 초기강성 등을 제안한 바 있다.

또한 고현 등[20]의 연구에서는 조적조 비내력벽의 해석 모델을 국내 조적조 성능 실정에 맞도록 기존의 식의 값을 수정하여 사용하고 있다. 본 연구에서는 Fig. 4 (b)와 같이 등가 대각 압축 스트럿의 트러스 부재 이력거동을 고현 등[19]에서 제시하고 있는 이력 모델과 다음 식(1)~(3)의 계산식을 사용하여 모델링하였다.

$$W_{ef} = 0.175(\lambda_h H)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad (1)$$

$$K_e = \frac{E_w W_{ef} t_w}{\sqrt{H^2 + L^2}} \cos^2 \theta \quad (2)$$

$$F_{max} = 0.818 \frac{L_{in} t_w f_{tp}}{C_I} (1 + \sqrt{C_I^2 + 1}) \quad (3)$$

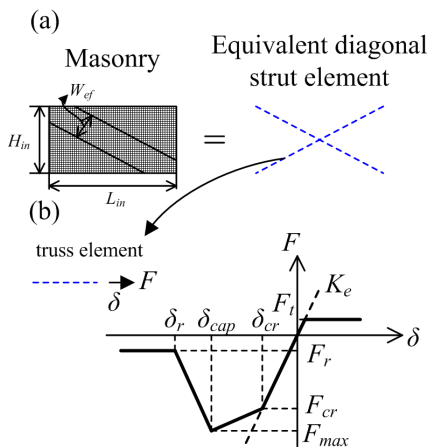


Fig. 4. Analytical model of masonry infilled wall

여기서,  $\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_w t_w \sin(2\theta)}{4E_c I_c H_{in}}}$ ,  $C_I = 1.925 \frac{L_{in}}{H_{in}}$ ,  $E_w$ 는 조적식 비내력벽의 탄성계수,  $E_c$ 는 콘크리트의 탄성계수,  $t_w$ 는 조적식 비내력벽의 두께,  $I_c$ 는 골조기둥의 단면 2차 모멘트,  $H$ 는 층높이,  $L$ 는 골조의 경간길이,  $H_{in}$ 는 조적식 비내력벽의 순높이,  $L_{in}$ 는 조적식 비내력벽의 순길이,  $f_{tp}$ 는 조적식 비내력의 균열강도,  $\theta (= \arctan(H/L))$ 는 대각선의 기울기이다. 무보강 조적벽의 탄성계수는 김희철 등[21]의 연구에서 국내의 무보강 조적벽에 대해서  $E_w = 100f_m$  식을 제안하여 이 값을 사용하였다. 여기서  $f_m$ 은 조적조 프리즘의 압축강도이다. 그리고 Fig. 4 (b)에서  $F_{cr} = 0.55F_{max}$ ,  $F_t = F_r = 0.2F_{max}$ ,  $\delta_{cap} = 5\delta_{cr}$ ,  $\delta_r = 5\delta_{cap}$ 로 가정하였다.

### 3.3 해석모델 검증

본 연구에서는 해석모델의 검증을 위하여 이영학 등[18]에서 수행한 철근콘크리트 프레임에 조적벽체 유무에 따른 반복하중 실험 결과와 비교 검토하였다. 이영학 등[18]의 연구에서는 국내 비내진 철근콘크리트 조적조로 되어 있는 학교 구조물을 대상으로 철근콘크리트 골조 안에 조적벽체의 거동특성과 내진 성능을 살펴보기 위해 반복하중 실험을 수행한 바 있다. 실험체는 Fig. 5와 같이 학교설계 표준도서에 준하여 실제 학교 내부의 1경간을 선정하여 1/2 축소된 비보강 철근콘크리트 프레임을 조적조의 유무, 내진 보강 유무에 따라 총 4개를 제작하였다. 본 연구에서는 이 실험체 중 Fig. 6과 같이 조적조가 없이 철근콘크리트 골조만 있는 RNN 실험체와 조적조가 있는 철근콘크리트 골조인 RMN 실험체를 대상으로 제안한 해석모델을 사용하여 실험체를 모델링하여 실험에서 사용한 반복하중에 대하여 해석을 수행하여 얻은 이력거동을 실험결과와 비교하였다.

본 연구에서 제안한 해석모델을 이용하여 해석한 전체이력 거동과 실제 실험 결과를 비교한 결과, 조적조가 없이 철근콘크리트 골조인 RNN 실험체 뿐만 아니라 조적조가 있는 철근콘크리트 골조인 RMN 시험체의 이력 거동 모두 잘 묘사하는 것을 알 수 있다(Fig. 6). 또한 두 시험체의 실제 시험체의 파괴 형상과 같이 해석 결과에서도 실험체의 파단 양상이 동일한 파괴 형태를 보이고 있는 것을 알 수 있다(Fig. 7). 실험에서 실험체 RNN인 경우 Fig. 7 (a)에서처럼 기둥 하부에서 전단 파괴가 발생하였으며, 실험체 RMN인 경우 Fig. 8 (b)에서처럼 단주 효과에 의해 조적조 비내력벽 바로 위 기둥에서 전단파괴를 보이고 있다.

Fig. 7 (a)와 같이 해석 결과에서도 RNN 실험체인 경우 하부 기둥에서

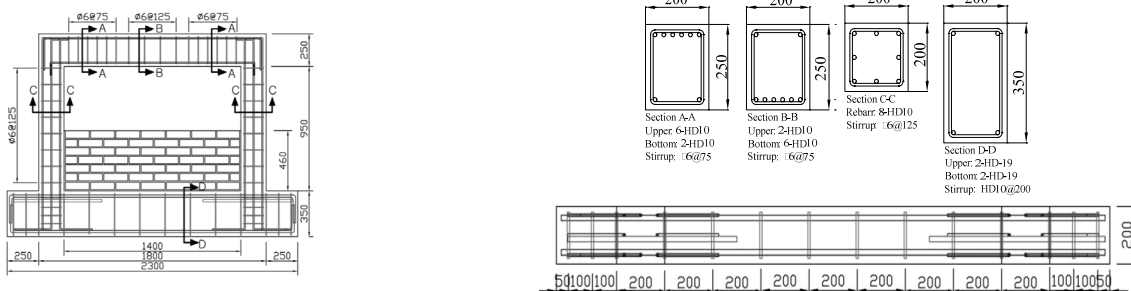


Fig. 5. Specimen configurations[17]



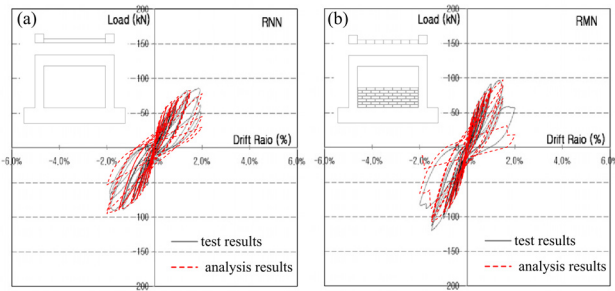


Fig. 6. Comparison of experimental and analytical hysteretic results: (a) RNN specimen (b) RMN specimen

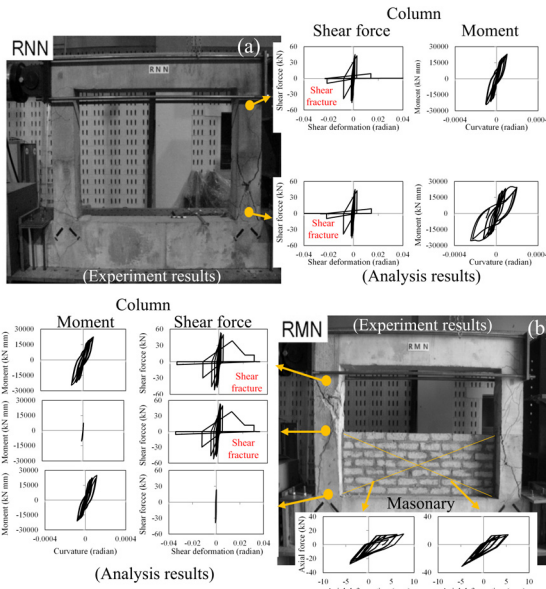


Fig. 7. Comparison of experimental and analytical fracture shape results: (a) RNN specimen (b) RMN specimen

모멘트 강도는 아직 유지되고 있는 반면 전단력에서는 강도가 저감되며 전단 파괴가 발생한 것을 알 수 있다. RMN 실험체 해석 결과에서도 반복하중

해석 결과 동안 조적조 비내력벽을 모델링한 등가 대각 압축 스트럿 모델의 결과를 살펴보면 압축측에서 강도 저감이 발생하지 않고 있어 조적조 비내력벽이 파괴되지 않고 있는 것을 알 수 있다. 그리고 이러한 조적조 비내력벽의 유효강성 및 강도가 콘크리트 기둥에 단주 효과를 발생시켜 조적조 비내력벽을 기준으로 상부 기둥에서는 전단력이 감소하는 전단파괴를 발생시키고 있음을 알 수 있다 (Fig. 7 (b)).

본 연구에서는 제안한 해석모델이 기존 학교 구조물의 조적조 비내력벽의 유무에 관계없이 실제 이력거동을 잘 모사할 뿐 만 아니라 파단 양상도 잘 반영하고 있는 것을 확인할 수 있으며, 이 해석 모델을 사용하여 기존 학교 구조물의 내진 성능을 평가하였다.

#### 4. 대상 기존 학교 구조물

본 연구에서는 80년도 학교 교사 표준 설계도에 따라 지어진 기존 학교 구조물을 대상으로 내진 성능 평가를 수행하였다. 대상 기존 학교 구조물의 평면 및 입면은 Fig. 8과 같이 동서 방향으로 7경간 남북 방향으로 3 경간의 평면을 갖고 있는 3층 구조물이다. 각 기둥과 보의 단면 크기와 배근은 Table 2와 같으며, 콘크리트 부재는 21 MPa, 철근 부재는 240 MPa인 부재 강도를 갖고 있다. 건설한 지 30년 이상 지난 건물인 경우 콘크리트 부재의 강도는 열화현상이 발생으로 강제 강도가 변할 수 있으므로 이에 대해 현장조사를 통하여 재료강도를 확인한 부재 강도값 사용하는 것이 정확하지만 본 연구에서는 현장조사를 통한 재료강도 확보가 어려워 설계 강도인 21 Mpa 값을 사용하여 성능평가를 수행하였다.

고정하중은 지붕층인 경우 4.27 kN/m<sup>2</sup> 기준 층(1, 2층)인 경우 3.35 kN/m<sup>2</sup>이며, 활하중은 지붕층은 1 kN/m<sup>2</sup> 기준 층인 경우 3 kN/m<sup>2</sup>이다. 벽체하중은 지붕층 및 기준층에서 G1 지점 [Fig. 8 (a)]에서 각각 7.44, 14.86 kN/m, Y0열 G3 지점에서 9.75, 6.65 kN/m, Y2열 G3 지점에서 11.07, 9.28 kN/m, G4 지점에서 4.20, 8.39 kN/m, G6 지점에서 13.87, 14.86 kN/m을 사용하였다.

대상 기존 학교 구조물의 내진 성능 평가는 Fig. 8 (a)에서 동서 방향 횡력저항 골조인 Y0, Y1, Y2 열 골조를 대상으로 평가를 수행하였다. 해석

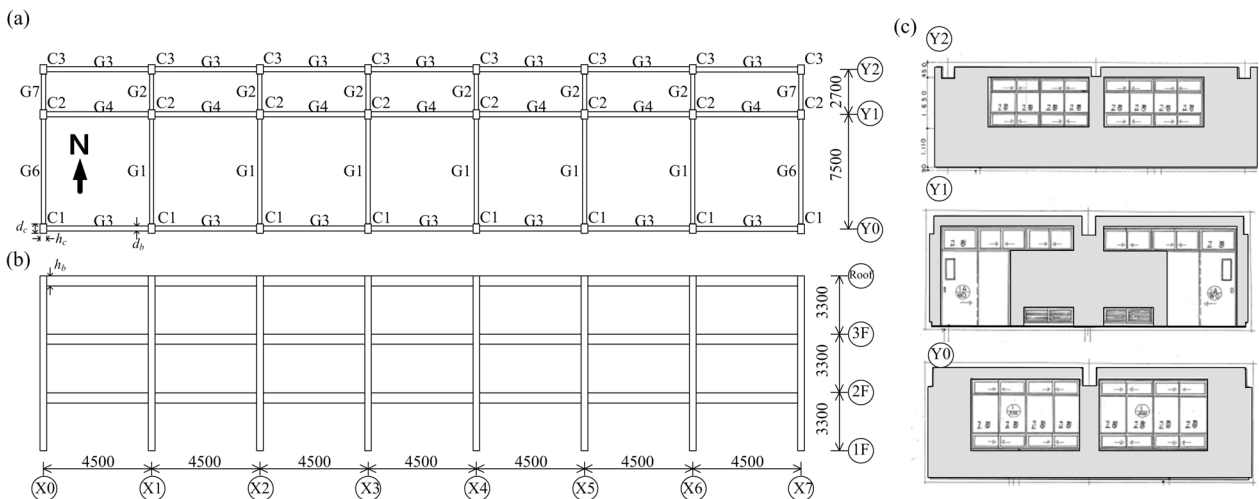
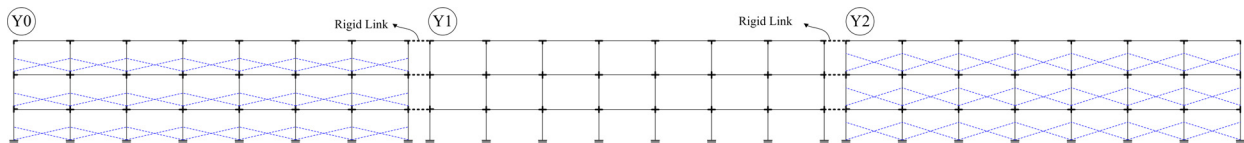


Fig. 8. Basic properties of, (a) Floor plan, (b) Elevation, and (c) Y row development figure

**Table 2.** Beam and column configurations of target structure

| Story  | Location | $h \times d$ | Top bar    | Center bar | Bottom bar | Stirrup | Cross tie |
|--------|----------|--------------|------------|------------|------------|---------|-----------|
| Roof   | G1       | 600x350      | 6-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G2       | 450x350      | 6-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G3       | 450x350      | 3-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G4       | 450x250      | 3-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G6       | 600x350      | 5-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G7       | 450x350      | 5-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | C1       | 500x350      | 4-D19      | 2-D16      | 4-D19      | D10@300 | D10@900   |
|        | C2       | 400x350      | 3-D19      | 2-D16      | 3-D19      | D10@300 | D10@900   |
|        | C3       | 400x350      | 3-D16      | 2-D16      | 3-D16      | D10@300 | D10@900   |
| Second | G1       | 600x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G2       | 450x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G3       | 450x250      | 3-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G4       | 450x250      | 5-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G6       | 600x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G7       | 450x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | C1       | 500x350      | 4-D19      | 2-D16      | 4-D19      | D10@300 | D10@900   |
|        | C2       | 400x350      | 4-D19      | 2-D16      | 4-D19      | D10@300 | D10@900   |
|        | C3       | 400x350      | 3-D16      | 2-D16      | 3-D16      | D10@300 | D10@900   |
| First  | G1       | 600x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G2       | 450x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G3       | 450x250      | 3-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G4       | 450x250      | 5-D19      | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G6       | 600x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | G7       | 450x350      | 2-D224-D19 | -          | 2-D19      | D10@200 | -         |
|        | C1       | 500x350      | 4-D19      | 2-D16      | 4-D19      | D10@300 | D10@900   |
|        | C2       | 400x350      | 6-D19      | 2-D16      | 6-D19      | D10@300 | D10@900   |
|        | C3       | 400x350      | 3-D16      | 2-D16      | 3-D16      | D10@300 | D10@900   |



**Fig. 9.** Analytical model of target structure

모델은 2D로 모델링 되었으며 OpenSees[14] 프로그램을 사용하여 해석을 수행하였다. Y0, Y1, Y2 열 골조를 2D로 모델링하기 위하여 Fig. 9와 같이 Y0, Y1, Y2 열 골조를 병렬로 배치하고 서로 간 강체 연결하여 횡력에 동시에 저항할 수 있도록 모델링하였다. 조적조 비내력벽은 위치와 크기는 단주 효과를 반영하기 위하여 Fig. 8(c)의 실제 조적조 벽체로 인하여 감소된 기둥의 순경간 길이가 해석모델에서도 동일한 높이가 되도록 모델링되었다. Y1 열에서 조적조 비내력벽은 교실문으로 인하여 비내력벽이 연속적으로 연결되어 있지 않고 있기 때문에 해석 모델에서 조적조 비내력벽을 제거하였다(Fig. 8, 10). Y0열과 Y2열에서 단주 기둥은 하나건너 하나씩 배치되어 있지만 이는 해석 모델로 구현하기 힘들기 때문에 해석 모델에서는 전체 경간에 배치되어 있는 것으로 가정하였다(Fig. 8, 10). 해석 모델에서 해석 시 P-Delta 효과를 반영하였으며, 1차 모드와 3차 모드 주기에서

**Table 3.** Weight, period, mode shape results of existing target structure

| Story        | Weight (kN) | Mode shape |          |          |
|--------------|-------------|------------|----------|----------|
|              |             | 1st mode   | 2nd mode | 3rd mode |
| Roof story   | 4102        | 1.000      | 1.000    | 1.000    |
| 2nd story    | 3529        | 0.754      | -1.111   | -0.082   |
| 1st story    | 3529        | 0.347      | -1.507   | -0.458   |
| Period (sec) |             | 0.580      | 0.188    | 0.162    |

2%의 감쇠비를 갖도록 Rayleigh Damping을 설정하였다. 해석 모델의 각 층 중량, 해석 주기, 모드 형상은 Table 3과 같다.

본 연구에서는 기존 학교 구조물의 대상 지역을 국내 전 지역을 대상으로

**Table 4.** Design spectral acceleration parameters and seismic coefficients of existing target structure

| Seismic Area | Site Class | $S_1^*$ | $S_S$ | $S_{M1}$ | $S_{MS}$ | $C_S$ | $C_u$ | $T_a$ | $T_n$ |
|--------------|------------|---------|-------|----------|----------|-------|-------|-------|-------|
| 1            | $S_A$      | 0.22    | 0.55  | 0.176    | 0.440    | 0.069 | 1.665 | 0.407 | 0.679 |
|              | $S_B$      |         |       | 0.220    | 0.550    | 0.086 | 1.607 |       | 0.655 |
|              | $S_C$      |         |       | 0.348    | 0.649    | 0.135 | 1.468 |       | 0.598 |
|              | $S_D$      |         |       | 0.431    | 0.748    | 0.166 | 1.413 |       | 0.576 |
|              | $S_E$      |         |       | 0.686    | 0.979    | 0.218 | 1.400 |       | 0.570 |

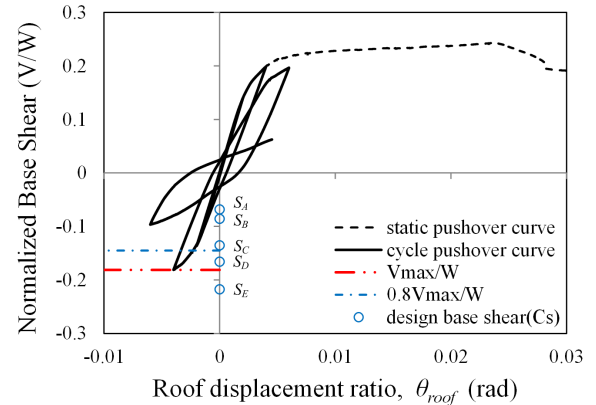
$S_1^*$  = Seismic Zone Factor,  $S_S = 2.5S_1$ ,  $S_{M1} = F_v S_1$ ,  $S_{MS} = F_a S_S$ ,  $T_a = 0.073I_n^{3/4}$

로 Table 4와 같이 지역구역 1에서 각각 지반 분류 ( $S_A, S_B, S_C, S_D, S_E$ )로 나누어 평가하였다. 이에 따라 대상지역에 따라 발생할 수 있는 최대고려 지진(Maximum Consider Earthquake, MCE)의 크기가 지역에 따라 달라지게 된다. 최대고려 지진(MCE)은 그 지역에서 50년에 2%의 초과확률로 발생할 수 있는 지진 크기로 정의하고 있으며 KBC 2009[2]에서 제시하고 있는 값을 사용하여 단주기 및 1초 주기 스펙트럼가속도 크기( $S_{MS}, S_{M1}$ )를 계산하였다. Table 3에서  $C_S$ 는 지진응답계수로 계산 시 반응수정계수는 보통모멘트골조의 값인 3으로 가정하였으며 중요도 계수는 1로 가정하였다. 구조물의 고유주기,  $T_n$ 는 주기상한계수,  $C_u$ 에 약산식에 따라 구한 고유주기,  $T_a$ 을 곱한 값을 사용하였다(KBC 2009[2]). 이 때 Table 3에서 보는 바와 같이 주기상한계수,  $C_u$ 는 1초 주기 설계스펙트럼 지진응답 가속도크기( $S_{DI}$ )에 따라 달라지기 때문에 구조물의 고유주기,  $T_n$ 도 대상 지역에 따라 다른 값을 갖게 된다.

### 5. 내진 성능 평가

본 연구에서는 대상 기존 학교 구조물의 내진 성능 평가를 위하여 ATC 63[6]에서 개발한 붕괴에 대한 성능평가방법을 사용하였다. ATC 63[6]은 두 가지의 목표를 가지고 평가하고 있다. (1) 최대지진 (Maximum Considered Earthquake, MCE)에 대하여 고려하는 구조물들이 포함된 성능그룹 (Performance Group)의 붕괴확률(Probability of Collapse)이 10% 이하여야 한다는 것과 개별적인 구조물의 경우 붕괴확률이 20%이하 이어야 한다는 것이다. 이를 위하여 ATC 63[6]에서는 수정된 붕괴여유비 (Adjusted Collapse Margin Ratio, ACMR)를 계산하도록 하고 이 값이 허용하는 ACMR 값 (ACMR10%와 ACMR20%) 보다 작도록 요구하고 있다. ATC 63[6]에 따른 내진성능평가를 하는 단계별 절차는 다음과 같다.

- (1) 대상골조들을 선정하고 이를 성능그룹으로 분류.
- (2) 구조물을 해석모델로 이상화.
- (3) Pushover 해석을 수행하여 Pushover 곡선을 찾고 이를 통하여 초과 강도계수 ( $\Omega$ ), 연성비 ( $\mu_T$ )를 계산.
- (4) Incremental Dynamic Analysis (IDA[22],[23]) 를 수행하여 중간 붕괴강도  $\hat{S}_{CT}$ 를 찾는다. 그리고 붕괴여유비 CMR ( $=\hat{S}_{CT}/S_{MI}$ )를 계산.
- (5) 임의의 지역에서 지반운동들의 응답스펙트럼의 특정한 형상을 반영할 조정계수(SSF)를 구한 후 이를 이용하여 붕괴여유비를 조정. 이



**Fig. 10.** Inelastic pushover curves for existing target structure

값이 조정된 붕괴여유비 (ACMR).

- (6) 단계 5에서 구한 각 구조물( $ACMR < ACMR10\%$ ) 과 구조물들의 성능그룹이 ATC 63[6]의 두 개의 성능목표를 만족하는지를 점검. ( $ACMR < ACMR20\%$ )

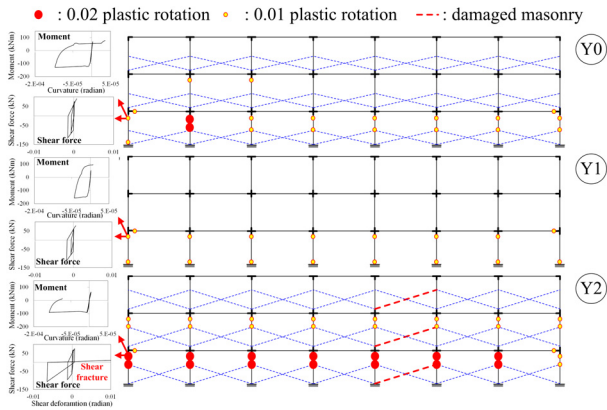
#### 5.1 정적 해석 결과

본 연구에서는 기존 대상 학교 구조물에 내진성능을 평가하기 위해 푸쉬오버 해석을 수행하였다. 이를 위해 대상 구조물의 1차 모드 형상 하중 이력 분포를 사용하여 대상 구조물을 Fig. 10과 같이 단조 가력 및 반복 가력 해석을 수행하였다. Fig. 10에서 x축은 지붕층 변위를 건물 높이로 나눈 지붕층 변위비( $\theta_{roof}$ )이며, y축은 밀면전단력을 건물 중량으로 정규화( $V/W$ )한 값이다. Fig. 10에서 보는 바와 같이 반복 가력한 푸쉬오버 해석 결과는 단조 가력한 해석 결과보다 강도 및 회전 성능 면에서 크게 저감되는 것을 알 수 있다. 단조 가력한 푸쉬오버 해석 결과에서 정규화된 최대 밀면전단력,  $V_{max}/W$  값은 0.243인데 반해 반복 가력한 푸쉬오버 해석 결과에서는 0.181로 25%감소하였으며, 변형능력에서는 최대 밀면 전단력에서 80% 감소하였을 때의 지붕층 최대 변위비가 각각 0.028 radians, 0.0049 radians으로 약 82% 감소하였다. 푸쉬오버 해석 결과로부터 다음 식 (4), (5)와 같이 초과강도 계수( $\Omega$ )와 주기기반 연성비( $\mu_T$ )를 계산하였다[6].

$$\Omega = \frac{V_{max}}{V_{design}} \tag{4}$$

**Table 5.** Performance evaluation results of target structure

| Seismic Area | Seismic Category | $\Omega$ | $\mu_T$ | $S_{MT}$ | $S_{CT}$ | CMR   | ACMR  | $\beta_{TOT}$ | ACMR20% | Pass/Fail | $P(C)$ |
|--------------|------------------|----------|---------|----------|----------|-------|-------|---------------|---------|-----------|--------|
| 1            | $S_A$            | 2.89     | 1.69    | 0.259    | 0.131    | 0.503 | 0.535 | 0.663         | 1.747   | Fail      | 0.827  |
|              | $S_B$            | 2.32     | 1.82    | 0.336    | 0.131    | 0.388 | 0.414 | 0.668         | 1.755   | Fail      | 0.907  |
|              | $S_C$            | 1.47     | 2.17    | 0.581    | 0.136    | 0.235 | 0.271 | 0.684         | 1.779   | Fail      | 0.972  |
|              | $S_D$            | 1.19     | 2.32    | 0.748    | 0.143    | 0.191 | 0.222 | 0.691         | 1.789   | Fail      | 0.985  |
|              | $S_E$            | 0.91     | 2.32    | 0.979    | 0.143    | 0.147 | 0.170 | 0.691         | 1.789   | Fail      | 0.995  |



**Fig. 11.** Damage states of plastic rotation of beam-column element and masonry infill wall

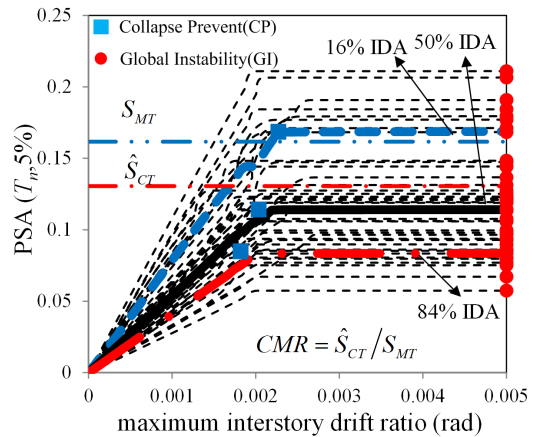
$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (5)$$

여기서,  $V_{max}$ 는 최대 밀면 전단력,  $V_{design}(=C_s W)$ 는 설계 밀면 전단력,  $\delta_u$  최대 밀면 전단력의 80% 저감된 지붕층 변위,  $\delta_{y,eff}$  유효 항복 지붕층 변위로 ATC 63[6]의 식(6-7)에 의해 구할 수 있다. 이 때 초과강도 계수와 주기기반 연성비는 두 Pushover 해석 결과 중 내진 성능이 더 나은 반복 가력 해석 결과에서부터 산정하였으며 그 결과는 Table 5와 같다.

초과강도 계수( $\Omega$ ) 값은 Table 5에서 보는 바와 같이 KBC 2009에서 제시하고 있는 철근콘크리트 보통모멘트 골조의 초과강도계수가 3의 값을 만족하지 못하여 황하중에 대한 내력이 많이 부족한 것을 알 수 있다. 주기기반 연성비( $\mu_T$ ) 값도 약 1.6~2.3으로 취약한 연성능력을 보였다(Table 5). 이와 같이 반복 가력 시 구조물의 강도 및 변형능력이 현저히 취약한 이유는 Fig. 11에서 보는 바와 같이 Y2열 1층 기둥에서 조적조 비내력벽에 의한 단주 효과가 발생하고 있음을 알 수 있으며, 이로 인하여 반복하중 시 단주 기둥의 전단 내력이 급격히 상실되어 전체 구조물의 취성적인 붕괴를 야기하기 때문이다.

### 5.2 동적 해석 결과

본 연구에서는 기존 학교 구조물의 동적 해석은 ATC 63[6]에서 제시하고 있는 44개의 지반가속도 데이터를 사용하여 Incremental Dynamic Analysis[22,23]를 수행하였다. Incremental Dynamic Analysis[22,23]는 구조물이 탄성거동에서부터 붕괴에 이르기 까지 지반가속도의 크기를



**Fig. 12.** IDA curves

증가시켜 가며 비선형 동적해석을 수행하는 방법으로써 Fig. 12와 같이 IDA 곡선을 통해 구조물의 내진 성능을 평가하게 된다. Fig. 12는 지진구역 1,  $S_A$  지반 지역에 있는 기존 학교 구조물을 대상으로 44개의 지반가속도에 대한 IDA 곡선 결과로써 y축은 지반가속도의 크기로 구조물의 고유주기,  $T_n(=C_u T_a)$ 에서 5% 감쇠비를 갖는 구조물의 탄성 수도응답가속도[ $PSA(T_n, 5\%)$ ]로 표시되며, x축은 구조물의 응답 크기로 일반적으로 최대 층간변위비( $\theta_{max}$ )로 평가하게 된다. Fig. 12에서 적색 원형 도형은 구조물이 붕괴에 이른 동적 불안정 상태(Global Dynamic Instability, GI) 지점을 나타내며, 이 가속도 응답값이 각 지반가속도에 대한 구조물의 붕괴 성능( $S_{CT}$ )값이 된다. ATC 63[6]에서는  $S_{CT}$ 값들로부터 중간값을 계산하여 붕괴성능 중간값,  $\hat{S}_{CT}$ 을 구하게 되며, 최대고려지진 크기의 응답가속도,  $S_{MT}$ 에 대한 붕괴성능 중간값,  $\hat{S}_{CT}$ 의 비율인 구조물의 붕괴여유비(Collapse Margin Ratio, CMR)( $=\hat{S}_{CT}/S_{MT}$ )을 계산하게 된다.(Table 5) 이 때  $S_{MT}$ 는 최대고려지진 크기의 응답스펙트럼에서 구조물의 고유주기  $T_n$ , 감쇠비 5%에 해당하는 응답스펙트럼 가속도값이다. Fig. 12와 같이 붕괴성능 중간값,  $\hat{S}_{CT}$ , 최대고려지진 크기,  $S_{MT}$  및 붕괴여유비, CMR 값을 산정하였으며 전 지역에 대한 해석 결과는 Table 5와 같다.

대상 기존 학교 구조물의 붕괴여유비, CMR 값을 살펴보면(Table 4), 전 지역에서 모두 1이하의 값으로 최대고려지진 하중에 대한 구조물의 붕괴성능이 매우 취약한 것을 알 수 있다. 이러한 붕괴성능이 취약한 이유는 앞서 정적해석 결과와 유사하게 지진 하중에 의한 반복하중으로 인하여 Y2 열의 단주 기둥에서 빠르게 전단파괴가 진행하기 때문이다.



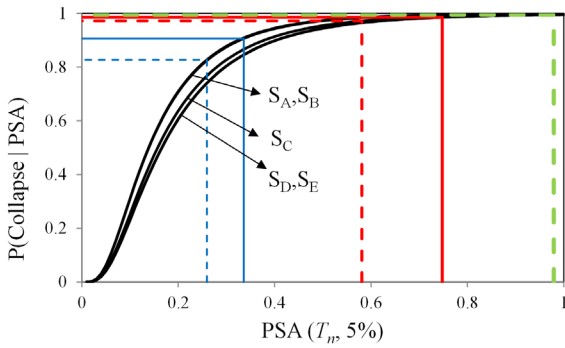


Fig. 13. Fragility curve and probability of collapse at MCE by site class of target structure

### 5.3 내진 성능 평가 결과

본 연구에서는 앞서 언급한 바와 같이 비선형 정적해석 및 동적해석 결과를 바탕으로 ATC 63[6]에서 제시하고 있는 평가방법을 통하여 기존 학교 구조물의 내진성능을 평가하였다. 구조물의 내진성능을 평가하기 위해서 조정된 붕괴여유비(ACMR) 값을 계산하여 ATC 63[6]에서 제시하고 있는 성능 목표(ACMR10% 혹은 ACMR20%)를 만족하는지 검토하였다. 이 때 조정된 붕괴여유비(ACMR)는 앞서 구한 붕괴여유비(CMR) 값에 지반운동들의 응답스펙트럼의 특정한 형상을 반영할 조정계수(SSF) 값의 곱으로 계산하게 된다. 조정계수, SSF 값은 주기기반 연성비, 내진설계 범주의 값에 의해 결정되며 ATC 63[6]의 Table 7-1(a), 7-1(b)에 의해서 구할 수 있다. 성능 목표, ACMR10% 혹은 ACMR20% 값은 본 대상 구조물인 경우 개별 구조물에 대한 내진 성능 평가이기 때문에 ACMR20% 값을 가지고 성능 평가를 수행하였으며, 이 값은 ATC 63[6]의 Table 7-3에 의해서 계산하였다.

다음 Fig. 13과 Table 5는 대상 기존 학교 구조물의 내진성능 평가 결과로써 모든 지역에서 ATC 63[6]에서 제시하고 있는 내진 성능을 만족하지 못하는 것을 알 수 있다. 또한 최대고려지진에서 구조물의 붕괴확률  $P(C)$  or  $P(Collaspe|S_{MCE})$ 이 62.9%~99.5% 값으로 ATC 63[6]에서 제시하고 있는 내진성능 목표 값이 20% 값에 크게 못 미치고 있어 내진성능이 매우 취약한 것을 알 수 있다.

## 6. 결론

본 연구에서는 80년대 학교 교사 표준 설계도로 설계된 3층 구조물에 대한 성능 평가 결과이다. 학교 구조물의 장변 길이 방향 모멘트 골조를 대상으로 병렬 강체 연결하여 2D로 모델링하여 내진성능을 평가하였으며, 비틀림에 대한 영향은 크지 않은 것으로 가정하였다. 조적조 내력벽을 해석 모델에 반영하여 허리벽에 의한 단주효과를 고려하였다. 콘크리트 강도인 경우 현장조사를 통해 정확한 부재강도를 사용해야 하지만 여건 상 설계기준 강도를 사용하여 성능 평가를 수행하였다. 대상 구조물의 내진 위험도는 지진 구역 1에서  $S_A \sim S_E$  지반에 설계 되었을 경우에 대해 평가하여 구조물이 위치할 여러 경우의 수에 대해 평가하고자 하였다. 이를 위하여 학교 구조물의 붕괴성능에 영향을 미치는 구조 특성을 분석하였으며 이를 반영할 수 있

는 해석모델을 개발하고 성능 평가에 사용하였다. 성능 평가 방법으로는 ATC 63[6]의 내진성능 평가 방법을 사용하였으며 되도록 하였다. 대상 기존 학교 구조물의 내진 성능 평가 결과 조적조 비내력벽에 의한 단주효과로 인하여 기둥에서 전단파괴가 구조물의 강도 및 회전성능과 같은 내진성능을 크게 저하시켰다. 기존 학교 구조물의 초과강도 계수는 모두 3이하의 값을 보였으며 회전성능 역시 매우 낮은 변형 및 연성능력을 보였다. 이러한 취약한 내진 성능은 최대고려지진 하중에서 구조물의 붕괴확률이 62.9%~99.5%으로 높게 평가되어 ATC에서 정한 20%보다 훨씬 상회하는 것을 알 수 있어, 지진이 발생 시 큰 피해가 발생할 수 있음을 예상할 수 있다.

### / 감사의 글 /

본 논문은 서울시 산학연 협력사업(PA100071)의 지원과 2012년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(20120000738)

### / REFERENCES /

1. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code 2005, 2005.
2. Architectural Institute of Korea, Korean Building Code 2009, 2009.
3. Je JH, Kim JS, Yoon, TH, Inelastic Behavior of Standard School Building according to Hysteresis Models, The Korea Academia-Industrial Cooperation Society, 2009; 10(4): 838-845.
4. Kang SG, Kim SE, Kim MY, O JY, Jang YJ, Jo MY, Cha JM, Education National Survey and Data Annual Report 2005, Korea Educational Development Institute, 2005.
5. National Emergency Management Agency, A Study on Status of Seismic Design by types of Structures, 2010.
6. ATC, Quantification of building seismic performance factors, ATC 63, Applied Technology Council, Redwood City, CA., 2009.
7. Ryu HG, Park TW, Lee SH, Chung L, Cho SH, Seismic Performance Evaluation of School Buildings in Gyeonggi Region Considering Seismic Hazard Map, Korean Society of Safety, 2009; 24(4):66-73.
8. Lee SH, Jeong TK, A Proposal for the Effective Evaluation Method of Seismic Capacity Using RC School Structures Damaged by Kobe Earthquake, Journal of the Architectural Institute of Korea, 2006; 22(4):83-93.
9. Fiorato AE, Sozen MA, Gamble WL, An investigation of the interaction of reinforced concrete frames with masonry filler walls, Report UIUWLU-ENG-70-100, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana-Champaign IL, USA, 1970.
10. Mehrabi AB, Shing PB, Schuller MP, Noland JL, Performance of masonry-infilled r/c frames under in-plane lateral loads, Report CU/SR-94-6, Department of Civil, Environmental, and Architectural Engineering, University of Colorado, Boulder CO, USA, 1994.
11. Mehrabi, AB, Shing PB, Schuller MP, Noland JL, Experimental evaluation of masonry-infilled rc frames, Journal of Structural Engineering, 1996;122(3):228-237.
12. Dolsek M, Fajfar P, Mathematical modelling of an infilled RC frame

- structure based on the results of pseudo-dynamic tests, *Earthquake Engineering and Structure Dynamic*, 2002;31:1215-1230.
13. Yang IS, Chae HS, Choi SM, Examples of Earthquake Damage and Seismic Retrofit for Existing School Building in Foreign, *Journal of Korean Society of Steel Construction*, 2009; 41-44.
  14. Mazzoni S, McKenna F, Scott M, Fenves G, Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees). User Command Language Manual, University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center; 2006.
  15. Hisham M, Yassin M, Nonlinear analysis of prestressed concrete structures under monotonic and cycling loads, PhD dissertation, University of California, Berkeley, 1994.
  16. Filippou FC, Popov EP, Bertero VV, Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, Report EERC 83-19, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1983.
  17. FEMA, Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, report FEMA-356, Washington, DC: SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, 2000.
  18. Lee YH, Kim MS, Byeon EH, Kim HC, Experimental Investigation of The Shear Strengthening of Unreinforced Masonry Infilled RC Frames Using CFRP Sheet, *Earthquake Engineering Society of Korea*, 2010; 14(1):63-70.
  19. Stanford SB, Lateral stiffness of infilled frames, *Journal of the Structural Division (ASCE)*, 1962; 88(6): 183-199.
  20. Ko H, Kim HS, Park YK, Lee DG, Evaluation of Seismic Behavior for RC Moment Resisting Frame with Masonry Infill Walls, *Earthquake Engineering Society of Korea*, 2010; 14(5):13-22.
  21. Kim HC, Kim KJ, Park JH, Hong WK, Experimental Study on the Material Properties of Unreinforced Masonry Considering Earthquake Load, *Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea*, 2001; 5(2):93-101.
  22. Vamvatsikos D, Cornell CA, Incremental dynamic analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2002; 31(3):491-514.
  23. Han SW, Chopra AK, Approximate incremental dynamic analysis using the modal pushover analysis procedure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2006; 135:1853-1873.