

# 기둥 파괴모드에 따른 학교 건물 철골 가새 보강의 효율성

## The Efficiency of Steel Brace Strengthening of School Buildings according to the Failure Mode of Columns

이희섭<sup>1)</sup> · 김태완<sup>2)\*</sup>

Lee, Hee Seop<sup>1)</sup> · Kim, Taewan<sup>2)\*</sup>

<sup>1)</sup>한울구조안전기술 사원, <sup>2)</sup>강원대학교 건축토목환경공학부 교수

<sup>1)</sup>Structural Engineer, Hanwool Structural Safety Technology, <sup>2)</sup>Professor, Department of Architectural, Civil, and Environmental Engineering, Kangwon National University

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

Steel brace strengthening is the most popular seismic rehabilitation method for school buildings. This is because the design can be conducted by using relatively easy nonlinear pushover analysis and standard modeling in codes. An issue with steel brace strengthening is that the reinforced building should behave elastically to satisfy performance objectives. For this, the size of steel braces should be highly increased, which results in excessive strengthening cost by force concentration on existing members and foundations due to the considerable stiffness and strength of the steel braces. The main reason may be the brittle failure mode of columns, so this study investigated the relationship between the efficiency of steel brace strengthening and column failure modes. The result showed that the efficiency is highly dependent on the shear capacity ratio of columns and structural analysis methods. School buildings reinforced by steel braces do not need to behave elastically when the shear capacity ratio is low, and pushover analysis is used, which means reducing steel material is possible.

**Key words:** School building, Seismic rehabilitation, Steel brace strengthening, Column failure mode, Shear-controlled action

## 1. 서론

최근 10년 동안 국내 학교 건물의 내진 보강이 매우 활발히 수행되었다. 이와 함께 보강 공법의 종류도 함께 매우 다양해졌다. 학교시설 내진성능평가 및 보강 매뉴얼(이하 매뉴얼)[1]은 보강 공법을 크게 일반공법과 특수공법으로 구분하고 있다. 일반공법은 건축구조기준[2]에서 규정하고 있는 일반적인 재료 및 설계 방법으로 설계할 수 있는 공법이며, 특수공법은 기준의 규정만으로는 설계할 수 없는 공법을 의미한다. 학교시설 내진설계기준(이하 기준)[3]은 특수 공법을 신 재료를 사용하거나 신구 재료 및 구조 사이에 특수한 접합 방법을 사용하는 공법, 감쇠장치와 면진장치를 사용하는 공법으로 정의하고 있다. 일반공법은 일반적으로 철근콘크리트 전단벽이나 철골 가새를 사용하여 강성 및 강도를 키우는 시스템보강 방법과 개별 부재의 강도 또는 연성을 키우는 부재보강 방법으로 나뉜다.

특수공법은 특허나 신기술 등을 취득한 특정한 공법으로서 건축구조기

준의 일반적인 규정을 적용하기 힘들므로 기준에서는 특수공법을 적용할 때는 제 3자 검토를 수행하도록 요구하고 있다. 따라서 특수공법은 일반공법에 비해 비교적 기술적으로나 행정적으로 까다로우며 내진보강설계의 초기 단계에서는 주로 일반공법을 사용한 설계를 진행하게 된다. 일반공법 중에서도 개별 부재의 강도 또는 연성을 증진하는 방법은 공사 범위와 기간의 증가로 인한 학교 운영의 어려움으로 인해 시스템보강 방법이 더 선호되고 있다. 시스템보강 방법 중에서는 적은 수의 공간에 설치하더라도 강도와 강성을 크게 증진할 수 있는 철골 가새 보강이 가장 많이 사용되고 있다.

이처럼 기술적 및 행정적인 편리함이라는 장점이 있는 철골 가새 일반공법은 한 가지 중요한 단점이 있다. 그것은 철골 가새 추가로 인한 강성 및 강도의 과도한 증가로 가새가 설치되는 위치에 기초 보강이 필요한 것이다. 이 기초 보강은 인발력 발생이 주원인이며 마이크로 파일을 사용하게 되는데 공사비의 급격한 증가를 초래한다. 때에 따라 전체 보강 공사비의 절반에 육박하기도 한다. 이러한 보강 공사비의 과도한 증가는 특수공법을 대안으로 찾게 되는 주된 요인이다. 왜냐하면 특수공법은 특허료와 같은 비용이 증가하나 거의 모든 특수공법은 기초 보강이 필요 없는 것으로 나타나 공사비가 일반공법에 비해 오히려 낮게 산정되기 때문이다.

\*Corresponding author: Kim, Taewan

E-mail: tkim@kangwon.ac.kr

(Received October 6, 2022; Revised January 18, 2023; Accepted January 19, 2023)

현재 학교 내진보강의 절차는 내진성능평가와 보강 설계로 이원화 되어 있으나 내진성능평가 단계에서도 성능이 부족할 경우 내진보강안을 제출해야 한다. 이 내진보강안은 실제 보강을 위한 것보다는 보강 설계 발주를 위한 공사비 책정의 목적이 더 크다. 따라서 내진성능평가 단계에서 수행한 내진보강안은 대부분 해석 및 평가가 쉬운 철골 가새를 사용한 일반공법으로 제시된다. 결국 책정된 보강 공사비는 앞서 기술한 이유로 매우 높은 수준이 되며, 특수공법을 대안으로 고려하게 되는 요인으로 작용한다. 여기서 철골 가새 일반보강공법의 높은 공사비에 대한 의문이 연구의 배경이다.

학교내진보강 현장에서는 철골 가새로 보강할 때 대부분 기초 보강이 함께 필요하여 공사비가 매우 크다는 것을 정설로 받아들이고 있다. 실제로 해석을 수행해보면 철골 가새의 추가로 인해 건물의 강성 및 강도가 매우 증가하는 반면 변형능력은 오히려 감소한다. 변형능력이 감소함에 따라 성능을 만족하기 위해 건물은 거의 탄성 거동이 필요하게 되고 이는 다시 가새 물량의 증가를 초래한다. 결국 과도한 가새 물량으로 설치 위치에 지진하중이 집중되고, 집중된 지진하중은 기초 보강의 필요성을 초래한다.

Lee[4]에서는 80년대 표준설계도로 건설된 학교 건물을 대상으로 해석 방법과 해석프로그램이 철골 가새 보강과 같은 일반공법에 미치는 영향을 조사하였다. 실무에서 주로 비선형푸시오버해석은 MIDAS GEN(이하 마이다스)[5], 동적해석은 Perform-3D(이하 퍼폼)[6]를 사용하므로 이를 그대로 따랐으며, 추가로 퍼폼을 사용하여 푸시오버해석을 수행하였다. 푸시오버해석에서 성능점이 탄성구간에 위치하여 성능을 만족하도록 보강량을 선정했을 때 동적해석에서는 기동 전단파괴로 성능을 만족하지 못하였다. 이보다 보강량을 축소시킨 모델들은 푸시오버해석에서는 기동, 동적해석에서는 기동과 가새가 모두 붕괴하여 성능을 만족하지 못하였다.

80년대 표준설계도 건물은 전체 기동의 1/3이 전단지배였으며, 이들이 위 결과에 중요한 영향을 미쳤을 것으로 판단하였다. 포항 지진에서 피해를 입은 학교 건물은 70년대에 건설되었으며, 허리벽 바로 위에서 기동의 전단 파괴가 발생하였다[7]. Kim and Min[8]은 기동 전단을 고려하면 허리벽으로 인해 학교 건물의 내진성능이 감소할 것이라고 주장했다. 보강 후 건물의 내진성능도 이처럼 기동의 파괴모드에 의해 영향을 받을 것으로 판단하였다. 더해서 Lee[4]의 결과와 같이 해석방법의 영향도 있을 것으로 판단하였다. 따라서 기동의 파괴모드를 기본 변수로 하고 해석방법 및 주요 구조 부재의 성능이 철골 가새 보강의 효율성에 미치는 영향을 조사하였다. 이때 철골 가새는 외부보강으로 기존 골조와 간접적으로 연결되며, 해당 연결부는 완전히 성능을 발휘하는 것으로 가정했음을 주지한다.

## 2. 철골 가새로 보강한 학교 건물의 특성

Lee[4]에서 수행한 학교 건물의 장변 방향으로 철골 가새를 이용하여 보강한 사례로부터 구조적 특성을 살펴보고자 한다. Fig. 1은 기존 건물과 철골 가새로 보강된 건물의 장변 방향 푸시오버곡선을 보여주고 있다. 이 건물은 Fig. 2와 같이 80년대 표준설계도면을 바탕으로 경간 수를 축소한 것이다. 보강은 철골 가새를 장변 방향으로 양쪽 각각 2개 경간, 총 4개 경간에 설치하는 것으로 하였다. 이로 인해 보강된 건물에서는 철골 가새가 있는 경간에서 강성이 급격하게 증가하여 하중이 집중된다.

Fig. 1에서 BR1 보강일 때 밀면전단력이 4배가량 크게 상승하였으나 변

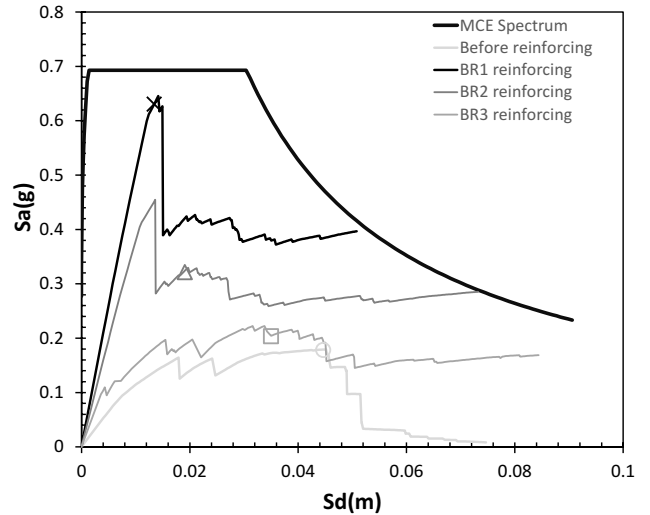


Fig. 1. Pushover curves of a school building (before & after reinforcing by steel braces)

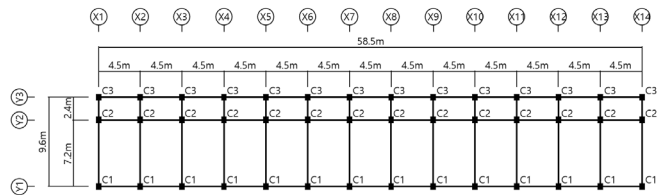


Fig. 2. Plan view of example buildings

형능력은 크게 감소하였다. 앞서 언급한대로 성능 만족을 가장 손쉽게 하는 방법은 일단 성능점이 밀면전단력이 감소하기 전인 탄성 구간에 위치하도록 보강량을 산정하는 것이다. 그림에서 BR1 보강의 성능점은 탄성 구간에 위치하고 있다. 하지만 BR1 보강은 푸시오버해석으로는 성능을 만족했지만, 동적해석으로는 기동의 전단파괴로 만족하지 못하였다.

BR2와 BR3 보강은 BR1 보강에 비해 가새 크기를 축소시킨 것이다. 이때 성능점은 밀면전단력이 크게 감소한 후(BR2) 또는 소성변형이 크게 발생한 후(BR3)에 위치하였다. 이 두 경우는 푸시오버해석과 동적해석 모두 성능을 만족하지 못하였지만 기존 기동과 보강 부재인 가새의 성능은 차이가 있었다. 결국 가장 쉽게 적용할 수 있는 비선형해석인 푸시오버해석으로는 성능점이 탄성구간에 위치해야 성능을 만족하였다. 이러한 성능점은 Fig. 1에서 보듯이 높은 밀면전단력과 낮은 변위에 위치한다. 이것의 의미는 철골 가새가 있는 경간에 하중이 집중되었음을 의미하며, 이렇게 집중된 하중은 기초에 추가적인 부담을 주게 된다. 더불어 공사 기간이 방학 시기로 한정되어 공사 범위를 축소할 필요가 있어 일부 경간에만 철골 가새를 설치하는 것 또한 기초에 부담을 주는 중요한 요인이다.

위와 같은 결과는 기존 기동 전체 또는 일부가 전단지배거동이어서 철골 가새의 강도 저하 후 기존 기동의 횡력지지 능력을 크게 기대할 수 없기 때문이다. 이는 보강 후 주요 구조 부재, 즉 가새와 기동이 지진 시 거의 탄성 영역에서 거동해야 하는 조건을 필연적으로 일으킨다. 이는 보강 가새의 크기를 증가시키고, 가새가 설치된 경간에 하중이 집중되며, 해당 경간의 기초 보강 필요성을 키운다. 현재 대부분의 학교 건물 내진성능평가 및 보강설계에서 BR1과 같은 결과를 보이고 있지만, 만약 기존 기동의 파괴모드 구

성이 변한다면 다른 결과도 있을 수 있다고 예상하였다.

이를 확인하기 위해 다음과 같은 방법을 사용하였다. 기둥의 파괴모드 분포가 다른 경우를 추가하기 위해 Lee[4]의 연구에서 사용한 80년대 표준 설계도면 건물과 함께 90년대에 건설된 3층 및 4층 학교 건물 각각 1동씩을 선정하였다. 기둥 파괴모드의 영향을 조사하기 위해 이들뿐만 아니라 개별 건물의 모든 기둥이 전단지배거동을 벗어나도록 띠철근 간격을 축소했을 때도 함께 연구 대상에 포함하였다. 비선형 푸시오버해석과 동적해석을 모두 사용하였으나 해석프로그램은 퍼폼만을 사용하였다. Lee[4]에서 마이 다스와 퍼폼의 푸시오버해석 결과는 큰 차이가 없었기 때문이다. 비교의 신뢰성을 높이기 위한 것도 동일한 해석프로그램을 사용한 이유다.

### 3. 대상 건물 선정 및 기둥 파괴모드 분석

#### 3.1 대상 건물

첫 번째 건물은 문교부의 '80년도 학교 교사 표준설계도'를 바탕으로 하였다(80-3F). 실제 평면은 계단실과 타동으로의 이동 통로가 있으나 Fig. 2와 같이 교실과 복도로 간략화 하였으며, 경간 수도 축소하였다. 두 번째 건물은 90년대에 건설된 학교 건물(90-3F)로서 80년대 건물과 경간 수는 다르지만 치수는 같으므로 비교를 위해 동일한 평면을 사용하였다. 이 두 건물은 모두 3층이다. 마지막으로 90년대에 건설되었지만 4층인 학교(90-4F)를 선택하였다. 마찬가지로 평면은 앞선 경우와 같다. 결국 3건물의 평면은 같으나 부재는 원래의 것을 사용했으므로 서로 다르다. 대상 건물의 재료강도(공칭)는 기준[3]에 따라 선정하였다(Table 1 참조).

대상 건물의 기둥 정보를 Table 2에서 Table 4까지 정리하였다. 먼저 80-3F와 90-3F를 비교하면 기둥 단면 크기가 50~100 mm 정도 증가하였음을 알 수 있다. 주철근의 경우는 철근의 개수뿐만 아니라 배치도 차이가 있다. 80-3F의 C1 기둥은 8개 주철근을 반으로 나누어 단면이 긴 쪽의 끝단으로 배치하였으나 90-3F의 C1 기둥은 끝단의 주철근 수는 80-3F와 동일하나 가운데 2개의 철근을 추가로 배치하였다. C2 기둥의 주철근은 90-3F가 80-3F에 비해 오히려 감소하였다. C3 기둥은 90-3F에서 80-3F에 비해 주철근 수가 감소했지만, 단면 크기가 증가하였다. 주철근의 배치는 C1의 경우와 반대다. 띠철근은 80-3F와 90-3F 모두 기둥 종류와 관계없이 D10@300 mm다.

90-4F는 90-3F와 비교했을 때 C1과 C2는 단면 크기가 약간 변화했으나 주철근량은 동일하였다. 반면 C3은 단면 크기는 그대로인데 주철근량은 증가하였다. 띠철근은 80-3F 및 90-3F와 다르게 D10@250 mm다. 80-3F는 문교부에서 정한 표준설계도이므로 구조설계 과정이 필요 없다. 90-3F와 90-4F는 구조기술자의 구조설계를 거쳤을 것이므로 설계자에 따라 단면 크기나 철근량 및 철근 배치는 다를 수 있다. 정리하자면 80년대와 90년

Table 1. Strength of materials

Case	Concrete	Reinforcement
80-3F	15	240
90-3F	18	240
90-4F	18	240

Table 2. Dimensions and reinforcement of columns (80-3F)

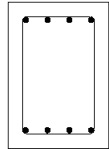
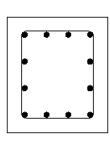
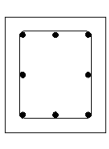
Case	C1	C2	C3
Section			
Dimension (mm)	350 × 500	350 × 400	350 × 400
Main bar	8-2-D19	12-4-D19	8-3-D16
Stirrup	D10@300 mm	D10@300 mm	D10@300 mm

Table 3. Dimensions and reinforcement of columns (90-3F)

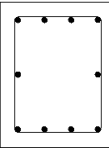
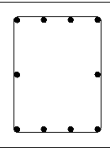
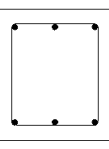
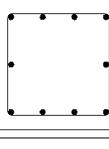
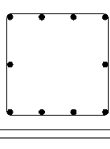
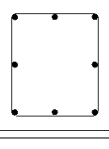
Case	C1	C2	C3
Section			
Dimension (mm)	400 × 500	400 × 500	400 × 450
Main bar	10-3-D19	10-3-D19	6-2-D19
Stirrup	D10@300 mm	D10@300 mm	D10@300 mm

Table 4. Dimensions and reinforcement of columns (90-4F)

Case	C1	C2	C3
Section			
Dimension (mm)	450 × 450	450 × 450	400 × 450
Main bar	10-3-D19	10-3-D19	8-3-D19
Stirrup	D10@250 mm	D10@250 mm	D10@250 mm

대 학교 건물은 단면 크기와 주철근량의 차이가 있으나 띠철근은 동일하다. 90년대 건물은 층수와 띠철근이 서로 다르지만, 단면 크기와 주철근량의 차이는 크지 않다. 이러한 차이가 건물의 내진성능과 보강 설계에 어떠한 영향을 미치는지를 살펴보았다.

#### 3.2 기둥 파괴모드 분석

이 연구의 주요 변수인 기둥 파괴모드를 분석하였다. 파괴모드는 휨강도(Mn)와 전단강도(Vn)를 계산한 후, 전단강도(Vn)에 대한 휨 강도 도달 시 전단강도(Vp)의 비인 전단강도비(Vp/Vn)로 결정하였다. Vp는 2Vn/L (L=기둥 길이)이다. 파괴모드 분류는 ASCE41[9]의 방법을 따랐다. 휨강도는 일반적인 구조해석에 따라 산정하였으며, 전단강도는 매뉴얼[1]의 다음 식을 따랐다.

$$V_n = k_1 \frac{A_s f_y d}{s} + \lambda \left( \frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g \quad (1)$$

**Table 5.** Failure mode of columns in original case building (80-3F)

ID	Length (m)	Flexure strength (kN-m)	Stirrup spacing = 300 mm			Stirrup spacing = 250 mm		
			Shear strength (kN)	Shear strength ratio	Failure mode	Shear strength (kN)	Shear strength ratio	Failure mode
C1	2.5	130.1	107.1	0.97	Flexure-shear	126.3	0.82	Flexure-shear
C2	3.3	162.4	99.8	0.99	Flexure-shear	118.9	0.83	Flexure-shear
C3	2.1	82.7	70.5	1.12	Shear	89.7	0.88	Flexure-shear

**Table 6.** Failure mode of columns in original case building (90-3F)

ID	Length (m)	Flexure strength (kN-m)	Stirrup spacing = 300 mm			Stirrup spacing = 150 mm		
			Shear strength (kN)	Shear strength ratio	Failure mode	Shear strength (kN)	Shear strength ratio	Failure mode
C1	2.5	175.2	131.3	1.07	Shear	186.0	0.75	Flexure-shear
C2	3.3	189.3	142.5	0.76	Flexure-shear	197.2	0.55	Flexure-shear
C3	2.5	107.7	106.2	0.81	Flexure-shear	161.0	0.54	Flexure-shear

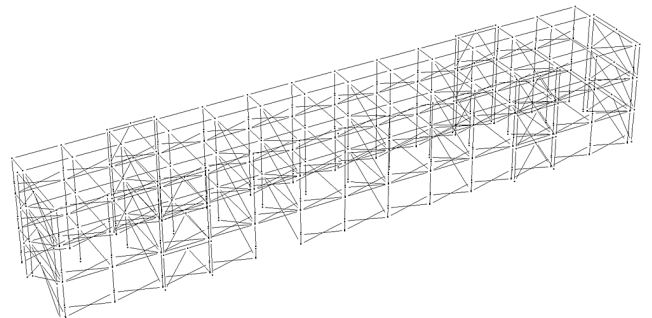
**Table 7.** Failure mode of columns in original case building (90-4F)

ID	Length (m)	Flexure strength (kN-m)	Stirrup spacing = 250 mm			Stirrup spacing = 150 mm		
			Shear strength (kN)	Shear strength ratio	Failure mode	Shear strength (kN)	Shear strength ratio	Failure mode
C1	2.3	215.9	164.7	1.14	Shear	222.2	0.85	Flexure-shear
C2	3.3	242.5	169.8	0.87	Flexure-shear	227.3	0.65	Flexure-shear
C3	2.0	146.5	126.3	1.16	Shear	177.4	0.83	Flexure-shear

$$k_1 = \begin{cases} 1 & s \leq 0.5d \\ 0.5 & 0.5d < s \leq d \\ 0 & s > d \end{cases} \quad (2)$$

이 전단강도 산정식에서는 식 (2)와 같이 기둥 띠철근 전단강도를 띠철근 간격( $s$ )과 유효깊이( $d$ ) 비에 따라 차등해서 반영하는 것이 요점이다. 띠철근 간격이 유효깊이를 초과하면 띠철근의 전단강도 공헌은 '0'이다. 간격이 유효깊이의 1/2 이하이면 공헌을 100% 반영하고, 유효깊이보다 작으면 50%만 반영한다. 예를 들어 80-3F의 C1 기둥에서 단변 방향 크기는 350 mm이므로 유효깊이  $d$ 를 부재치수의 80%로 보면 280 mm다. 띠철근 간격  $s$ 는 300 mm로서  $s$ 가  $d$  보다 크므로  $k_1$  이 0이다. 90-3F의 C1 기둥 단변 방향은 400 mm이므로  $d$ 는 320 mm다.  $s$ 가 300 mm로서  $d$  보다 작지만  $d/2$  보다는 크므로  $k_1$  이 0.5다. 90-4F의 C1 기둥 단변 방향도 90-3F와 같이  $k_1$  이 0.5다. 위 식을 따르면 기둥의 전단강도는 단변 크기와 띠철근 간격에 큰 영향을 받는다.

아래 Table 5에서 Table 7까지 대상 건물의 기둥 파괴모드에 대해 정리하였다. 이들은 각 건물의 1층 기둥을 대상으로 하였다. 여기서 기둥 길이는 층고에서 조적허리벽 높이를 뺀 값이다. 층고는 모두 3.3 m로 동일하고 조적허리벽은 C1과 C3가 위치한 골조 라인에만 유효한 것으로 반영하였다. C2가 위치한 골조 라인은 교실과 복도 사이며, 조적허리벽이 있으나 개구부로 인해 기둥 단주 효과가 없는 것으로 판단해서 반영하지 않았다. 이러한 단주 효과는 Fig. 3의 평면에서 장변 방향에만 해당한다. 이 연구에서는 장변 방향만을 고려 대상으로 하고 있음을 주지한다. Table 2에서 Table 4까지 제시된 기둥 단면에서 짧은 단면이 평면의 장변 방향임도 주지한다. 마지막으로 기둥 띠철근은 90도 갈고리로 가정하였다.



**Fig. 3.** Analysis model of example buildings reinforced by steel braces (80-3F & 90-3F)

기둥의 전단강도는 앞서 언급한대로 기둥 단면과 띠철근 간격에 큰 영향을 받는다. 따라서 80-3F < 90-3F < 90-4F 순으로 전단강도가 증가함을 알 수 있다. 기둥 단면이 커지고 띠철근 간격이 감소하는 방향이다. 그런데 단면과 주철근량의 증가는 휨강도도 동시에 증가시킨다. 90-4F는 타 건물에 비해 휨강도가 매우 큼을 알 수 있다. 여기에 조적허리벽으로 인한 기둥 길이의 감소가 더해지면서  $V_p$ 가 더 증가하였다. 80-3F는 띠철근 간격이 300 mm로 크지만, 기둥 단면이 가장 작았기 때문에 전단강도비가 1.0 근처에 있다. 90-4F는 기둥 단면이 크고 띠철근 간격은 250 mm로 상대적으로 작았지만 휨강도 또한 크기 때문에 C2를 제외하면 전단지배다. 90-3F는 전단강도비가 가장 작았는데, 띠철근 간격이 300 mm로 80-3F와 같았지만, 단면 크기가 증가해서  $k_1$  이 0에서 0.5로 변화한 것이 가장 큰 요인이다.

추가로 기둥 띠철근 간격과 파괴모드의 관계를 살펴보기 위해 띠철근 간격을 축소해보았다. 기존 띠철근 간격에서 50 mm 간격으로 모든 기둥의 파

괴모드가 변화할 때까지 축소하였다. 80-3F는 간격을 300 mm에서 250 mm 축소했을 때 기동의 파괴모드가 전단지배에서 휨항복 후 전단지배로 변화하였다. 가장 큰 요인은 띠철근 간격의 50 mm 축소가  $k_1$  을 0에서 0.5로 변화시켰기 때문이다. 90-3F는 간격을 150 mm로 축소했을 때 파괴모드가 변화하였다. 80-3F와 달리 90-3F는 300 mm 간격일 때  $k_1$  이 이미 0.5였고, 250 mm, 200 mm로 간격의 감소에도  $k_1$  은 여전히 0.5였기 때문에 전단강도의 증가가 뚜렷이 나타나지 않았다. 그래서 90-3F는 150 mm까지 축소했을 때 모든 기동의 파괴모드가 변화하였다. 90-4F도 90-3F와 마찬가지로 띠철근 간격을 150 mm까지 축소했을 때 모든 기동의 파괴모드가 변화하였다. 다만 90-3F와 90-4F의 차이는 띠철근 간격이 150 mm일 때  $V_p/V_n$ 의 크기다. 90-3F는 모든 C1 기동의 파괴모드 변화를 위해 띠철근 간격을 150 mm까지 축소한 것이며, C2와 C3은 250 mm 간격에서 이미 전단강도비가 파괴모드의 변화가 일으킬 만큼 넉넉하게 감소하였다.

동일한 파괴모드라도 전단강도비 크기의 차이가 존재한다. 예를 들어 원래의 띠철근 간격일 때, 80-3F의 C1과 C2는 휨-전단지배지만 전단강도비가 1.0에 가까운 반면 90-3F의 C2와 C3은 같은 휨전단지배지만 전단강도비가 0.8 근처로 1.0과는 꽤 떨어져 있다. 전단지배일 때 1.0에 가까운 경우도 있고 상대적으로 1.0을 10% 이상 초과할 때도 있다. 이로 인해 전단지배 거동을 없애기 위해 띠철근 간격을 축소했을 때 90-3F의 전단강도비가 가장 낮았다. 이는 성능에 영향을 미쳤으며 아래 성능 평가 결과에서 확인할 수 있다.

요약하면 기동 단면이 작다고 해서 파괴모드가 반드시 전단지배이거나 크다고 해서 휨지배인 것은 아니라는 것이다. 단면과 주철근의 증가는 전단강도보다 더 큰 휨강도의 증가를 유발하기 때문에 전단지배일 가능성을 더 높이며, 전단 지배 방지를 위해서는 띠철근 간격이 더 감소해야 한다. 따라서 기동 단면 크기, 주철근 및 띠철근량은 기동의 전단강도비 및 파괴모드에 큰 영향을 미치며, 나아가 건물의 내진성능뿐만 아니라 보강 설계에도 큰 영향을 미친다. 이 연구에서는 기동 파괴모드가 일반보강공법을 적용한 보강 설계에 미치는 영향을 중점적으로 살펴보았다.

#### 4. 학교 건물 모델링

학교 건물의 비선형 해석을 위한 모델링 변수는 매뉴얼[4]을 따랐다. 학교 건물 모델에는 주 구조 부재인 기동과 보, 비구조요소지만 지진 거동에 영향을 미치는 조적채움벽과 조적허리벽을 포함하였다. 개별 부재는 매뉴얼에 따라 균열 발생을 고려한 유효강성을 적용하였다. 비선형 거동은 부재 단부에 집중하는 것으로 가정하였고, 그 속성은 매뉴얼을 참고하여 휨-변위 관계로 모델링하였다.

대상 건물의 비선형 해석은 푸시오버해석과 동적해석을 모두 수행하였다. 해석을 위한 상용 구조해석프로그램은 퍼폼을 사용하였다. 현재 실무에서 푸시오버해석은 마이더스, 비선형동적해석은 퍼폼을 사용하고 있지만 모델링과 해석의 일관성 유지를 위해 푸시오버해석과 동적해석 모두 퍼폼으로 수행하였다. 개별 구조 부재의 비선형 모델링은 현재 일반적으로 사용하고 있는 방법을 그대로 따랐으며, 일부만 간략히 소개하고자 한다.

Fig. 3은 해석모델을 보여주고 있는데, 기본적으로 보와 기동 부재로 구성되어 있으며, 장변 방향으로는 허리벽, 단변 방향으로는 채움벽이 있다.

철골 가새 보강은 장변 방향으로 Y1 & Y3 골조(Fig. 2 참조) 라인의 2개 경간(X3-X4 & X11-X12)에 설치하는 것으로 정하였다. 이 철골 가새 보강은 외부 보강으로 학교 건물 외부에 부착하는 공법이다. 이 연구에서는 장변 방향의 거동만을 대상으로 하였으므로 단변 방향으로의 조적채움벽에 더해서 양단에 철골 가새를 추가하여 성능을 만족하도록 강제하였다.

여기서 언급할 또 다른 하나는 기동 전단 비선형 거동 모델링이다. 이 연구에서는 기동의 전단 거동을 비선형으로 모델링하였다. 즉, 기동의 전단력이 전단강도에 도달하면 비선형 구간으로 넘어가는데, 소성 변형 능력은 거의 없다고 가정하여 강도가 바로 급격히 감소하도록 모델링하였다. 현재 실무에서 마이더스 모델에서는 기동 전단을 비선형으로 모델링하지만 퍼폼 모델에서는 선형 탄성으로 모델링한다. 하지만 여기서는 기동의 파괴모드에 따른 영향을 직접적으로 확인하기 위해서 전단힌지를 사용한 비선형 거동을 모델링에 포함시켰다. 또한 2방향 전단을 반영하기 위해 V2-V3 포락선을 사용하였다. 물론 기동의 휨거동도 2축 축력-모멘트 상관관계(P-M2-M3)를 사용하였으므로 양방향 모멘트를 동시에 반영하였다. 이러한 모델링은 선형 연구[10, 11]에서 이미 사용하여 검증한 방법이다.

#### 5. 푸시오버해석을 통한 철골 가새 보강 효과 비교

앞서 기동 띠철근 간격에 따라 파괴모드가 변화하는 정도를 살펴보았다. 이 장에서는 푸시오버해석을 통해 기동 파괴모드의 변화에 따른 철골가새 보강의 효과를 비교하였다. 먼저 기존(보강 전) 대상 건물에 대해 푸시오버 해석을 수행하였다. 보강 전 건물은 Table 5에서 Table 7에 제시된 두 가지 띠철근 간격을 적용하였다. 예를 들어 80-3F-300은 보강 전 건물이면서 원래의 기동 띠철근 간격을 유지한 경우이며, 80-3F-150은 보강 전 건물이면서 간격을 150 mm로 감소시켜 전단지배 기동이 전혀 없는 경우다. 푸시오버해석의 결과인 역량스펙트럼을 Fig. 4에 나타내었다. 여기서 MCE 스펙트럼은 유효지반가속도 0.176 g, 지반 조건 S<sub>4</sub>에 해당한다.

원래 띠철근 간격을 유지했을 때 세 건물 모두 특정 지점에서 Sa가 감소한다. 80-3F는 나머지 두 건물에 비해 상대적으로 감소 정도가 작다. 그 원인은 전단지배 거동 기동의 비율과 해당 기동의 횡전단력 부담 정도다. Fig. 4에서 Sa 감소 크기는 80-3F < 90-3F < 90-4F 순이므로 전단지배 거동 기동과 해당 기동의 횡전단력 부담 비율도 같은 순으로 배열한다. 이로 인해 원래의 띠철근 간격일 때 80-3F는 Sa가 일정하게 유지된 상태에서 성능점이 위치하지만 90-3F와 90-4F는 Sa가 많이 감소한 다음에 성능점이 위치한다. 따라서 90-3F와 90-4F는 당연히 성능을 만족하지 못하며, 80-3F도 많은 기동에서 전단파괴가 발생하여 성능을 만족하지 못하였다. 하지만 기동 띠철근 간격의 감소로 모든 기동이 전단지배가 아닐 때는 Fig. 4와 같이 Sa의 크기가 유지된 상태에서 성능점이 위치하고 기동은 모두 성능을 만족하였다. 즉, 건물 전체 횡지 지능력의 획기적인 증가가 없더라도 기동의 파괴모드 변화로 성능이 불만족에서 만족으로 변화했음을 알 수 있다.

이들에 대해 철골 가새 보강을 적용한 후 푸시오버해석을 동일하게 수행하였다. 2장에서 언급한대로 학교 건물의 철골 가새 보강은 철골 가새를 일부 경간에 설치하여 부족한 횡력저항능력을 보충하고, 이때 대체로 철골 가새가 탄성상태에 있도록 보강설계가 이루어진다. Fig. 3처럼 장변 방향으로 총 4개 경간에 철골 가새(SS 400)를 설치하면 80-3F와 90-3F는 H

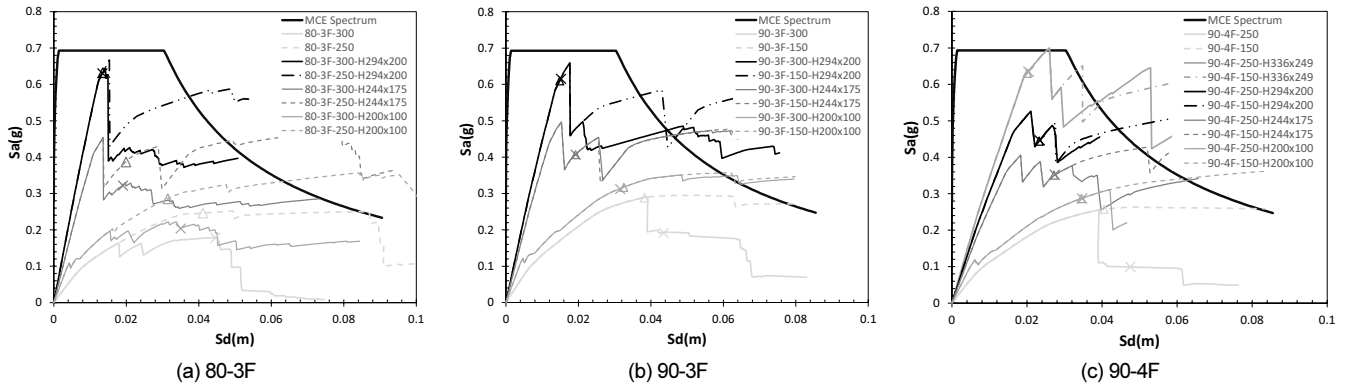


Fig. 4. Push-over curves of example buildings with different column stirrup spacings and steel braces

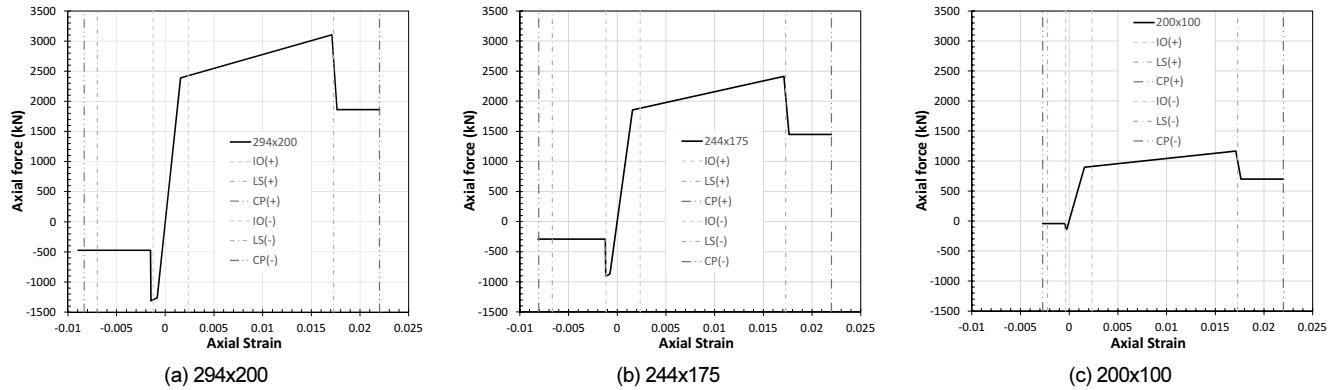


Fig. 5. Nonlinear capacity curves and acceptance criteria of steel braces

294×200×8×12로 성능을 만족할 수 있다. Fig. 4(a)와 Fig. 4(b)에서 알 수 있듯이 이때는 푸시오버곡선이 급격히 감소하기 전인 탄성구간에 성능점이 위치한다. 다만 90-4F는 타 건물에 비해 층수가 하나 증가했기 때문에 강도가 더 큰 부재(H 336×249×8×12)가 필요하였다.

이 가새 단면을 기준으로 가새의 단면 크기를 감소시키면서 푸시오버곡선과 성능점의 변화를 살펴보았다. 80-3F와 90-3F는 H 244×175×7×11, H 200×100×5.5×8로 단면 크기를 감소시켰고, 90-4F는 여기에 H 294×200×8×12를 추가로 적용하였다. H 244×175를 적용했을 때(90-4F는 H 294×200도 포함)는 가새의 강도가 이전보다 감소했기 때문에 푸시오버곡선의 최대강도 도달 후 감소 정도도 축소되었으며, 성능점은 탄성구간이 아닌 강도 감소 후에 위치하였다. 단면 크기가 가장 작은 H 200×100일 때는 푸시오버곡선이 급격히 감소하는 현상이 나타나지 않았다. Fig. 5는 가새의 비선형속성을 보여주고 있는데, 압축강도는 인장강도에 비해 현저히 작고 변형능력도 인장에 비해 압축이 매우 작다. Fig. 4의 푸시오버곡선의 급격한 감소는 가새의 압축거동에 큰 영향을 받은 것이며, H 200×100은 압축강도가 상당히 작아 압축강도가 감소하더라도 푸시오버곡선에서 뚜렷한 변화가 나타나지 않았다.

성능점의 위치로만 성능 만족 여부를 판단하기 힘들므로 부재의 성능 수준 만족 여부를 가새로 기둥으로 나누어 살펴보았다. 80-3F에서는 기둥 띠철근 간격이 250 mm일 때 모든 경우에 기둥은 IO 수준을 만족하였다. 반면 띠철근 간격이 300 mm일 때는 H 294×200로 보강한 경우만 IO를 만족하고 나머지 H 244×175, H 200×100일 때는 붕괴로 나타났다. 가새는 가새 크기순으로 IO, LS, 붕괴로 나타났다. 즉 가장 큰 가새부재(H 294×200) 보

강은 기둥 띠철근 간격과 관계없이 가새와 기둥 모두 IO를 만족하였으나, 두 번째 크기(H 244×175) 보강은 띠철근이 300 mm이면 기둥에 의해 세 번째 크기(H 200×100) 보강은 띠철근 간격과 관계없이 가새에 의해 성능을 만족하지 못하였다.

90-3F에서는 띠철근 간격과 관계없이 기둥은 모두 IO 수준을 만족하였다. 가새는 80-3F와 동일하게 가새 크기순으로 IO, LS, 붕괴로 나타났다. 90-3F는 H 294×200, H 244×175 보강은 띠철근 간격과 관계없이 성능을 만족하며, H 200×100 보강은 띠철근 간격과 기둥 성능 만족 여부와 관계없이 가새에 의해 성능을 만족하지 못하였다. 90-4F는 90-3F와 거의 동일한 결과를 보였다. 다만 보강 사레가 하나 더 추가되었기 때문에 가새의 성능이 크기순으로 IO, LS, LS, 붕괴로 나타나 H 294×200 보강만 차이가 있었다. 세 건물에 대한 푸시오버해석 결과는 Table 9에서 Table 11에 정리하였다.

요약하면, 보강 전 학교 건물의 내진 성능은 기둥 띠철근 간격에 큰 영향을 받으나 보강 후에는 띠철근 간격과 함께 보강량에 따라 차이가 있다. 보강량이 많을 때, 즉 성능점이 탄성구간에 위치할 때는 가새와 기둥 모두 IO를 만족하므로 기둥 띠철근 간격의 영향은 없다. 보강량이 적당할 때, 즉 가새가 LS 수준을 만족할 때는 건물에 따라 띠철근 간격의 영향이 있거나 없을 수 있다. 보강량이 작을 때는 건물에 따라 띠철근 간격의 영향이 있거나 없을 수 있지만 가새의 붕괴로 인해 성능을 만족하지 못할 가능성이 크다.

이와 같은 이유로 철골 가새를 이용한 일반공법을 보강 전략으로 사용할 때 대부분 성능점이 탄성구간에 위치하도록 설계한다. 기둥의 파괴모드나 가새의 성능 만족 여부를 고려할 필요성이 없기 때문이다. 문제는 과도한 보강량으로 인해 하중의 집중이 발생하여 주변 구조부재, 특히 기초에 하중이

크게 증가하여 추가적인 보강을 요구하는 부작용이 발생하는 것이다. 위 결과로 알 수 있는 것은 가새 보강 시 성능 만족을 위해 성능점이 반드시 탄성 구간에 위치할 필요는 없다는 것이다. 더불어 기존 건물의 일반적인 띠철근 간격(300 mm)을 가지더라도 건물에 따라 보강량을 탄력적으로 조절할 수 있음을 알 수 있다. 이는 비선형푸시오버해석만으로 성능평가를 수행할 결과이며 비선형동적해석을 적용한 결과는 다음 장에서 살펴보겠다.

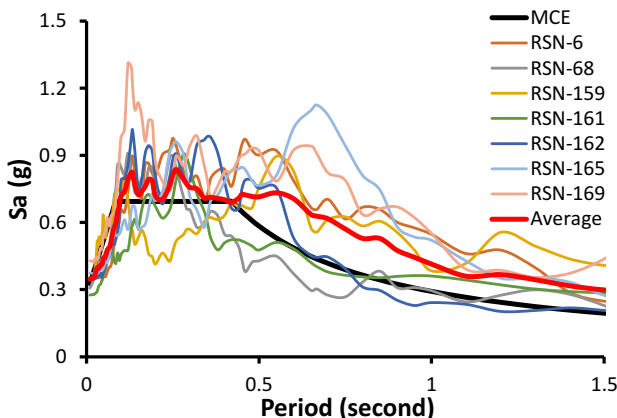
### 6. 비선형동적해석을 통한 철골 가새 보강 효과 비교

비선형 동적해석을 위한 지진파는 PEER ground motion database[12]에서 규모 6.5~7.0, 전단파속도(Vs) 180 m/s 이상의 특성으로 7개 지진파를 선정하였다(Table 8). 건축물내진설계기준(KDS 41 17 00)[13]에 따라 MCE 크기에 맞게 스케일링하였다. Fig. 6에는 개별 지진파의 제곱합제곱근(SRSS) 스펙트럼을 보여주고 있다. 이들은 기준에 따라 7개 지진파의 평균 스펙트럼에서 해석 모델 고유주기의 0.2~1.5배 사이에 해당하는 범위에서 평가 지진 응답스펙트럼의 1.3배보다 90%를 넘도록 스케일링하였다.

여기서는 이미 언급한대로 기동의 전단 비선형을 거동을 직접 모델에 반영하였다. 변위로 제어하는 비선형 푸시오버해석과 달리 비선형동적해석은 하중으로 제어하므로 기동이 전단으로 항복하면 소성 능력이 없으므로 변형이 아주 크게 발생한다. 동적해석의 평가는 위 7개 지진파에 대한 결과의 평균을 사용하기 때문에 그 결과가 한두 개 지진파로 좌우될 수 있다. 따라서 여기서는 7개 지진파 중 4개 이상이 요구 수준을 만족하면 성능을 만족한 것으로 간주하였다.

**Table 8.** Information of earthquake ground motion data

RSN	Earthquake Name	Year	Mag	Rrup (km)	Vs30 (m/s)
6	Imperial Valley-02	1940	6.95	6.09	213.44
68	San Fernando	1971	6.61	22.77	316.46
159	Imperial Valley-06	1979	6.53	0.65	242.05
161	Imperial Valley-06	1979	6.53	10.42	208.71
162	Imperial Valley-06	1979	6.53	10.45	231.23
165	Imperial Valley-06	1979	6.53	7.29	242.05
169	Imperial Valley-06	1979	6.53	22.03	242.05



**Fig. 6.** Spectral accelerations of ground motion data

보강 전 건물의 동적해석 결과는 비선형푸시오버해석의 결과와 동일하였다. 원래의 띠철근을 그대로 반영했을 때는 기동의 붕괴로 성능을 만족하지 못하였으나 띠철근 간격을 전단지배기동이 없도록 충분히 감소시켰을 때는 기동의 붕괴가 발생하지 않아 성능을 만족하였다. 반면 가새로 보강했을 때는 푸시오버해석과 동적해석 결과에 차이가 발생하였다. 두 해석을 적용한 성능평가 결과를 Table 9에서 Table 11까지 각 건물별로 정리하였다. 평가 결과는 가새와 기동을 분리하여 정리하였으며, 둘 중 하나라도 목표 수준을 달성하지 못하면 성능을 만족하지 못한 것이다.

동적해석을 적용하여 성능평가를 수행했을 때 푸시오버해석에서는 성능을 만족했던 가새와 기동에서 붕괴가 발생한 것이다. 먼저 기동을 보면 띠철근 간격을 원래대로 유지했을 때 보강 가새의 크기와 관계없이 모두 붕괴로 나타났다. 푸시오버해석에서는 80-3F의 일부 보강 가새의 크기가 작은 경우만 기동 붕괴가 발생하였다. 이는 전단 비선형을 2방향 V2-V3 포락선으로 모델링하였고 지진파를 양방향으로 동시에 가하는 동적해석이므로 푸시오버해석에 비해 이른 시점에 전단 항복이 발생했기 때문이다. 만약 전단을 선형으로 모델링했다면 결과가 다를 수도 있다.

가새의 경우 푸시오버해석에서는 H 200×100 보강일 때만 붕괴로 나타났으나 동적해석에서는 이보다 큰 가새인 H 244×175(90-4F는 H 294×200도 포함)에서도 모두 붕괴로 나타났다. 가새의 붕괴는 모두 압축인 압축(-) 방향으로 발생한 것이다. 결과적으로 동적해석에 의하면 푸시오버해석에서 성능점이 탄성구간에 위치하는 가새 보강일 때만 가새의 성능이 만족하였고 그 외는 띠철근 간격과 상관없이 모두 가새가 붕괴로 나타났다.

반면 기동은 가새와 다르게 경우에 따라 성능의 변화가 심하였다. 성능점이 탄성구간에 위치할 때도 원래 띠철근 간격이면 90-3F를 제외하고 모두 붕괴하였다. 성능점이 탄성구간에 위치하지 않을 때도 원래 띠철근 간격이면 동일하게 90-3F를 제외하고 모두 붕괴하였다. 모든 기동이 전단지배가 아니도록 띠철근 간격이 감소하면 가새의 크기와 관계없이 모두 성능을 만족하였다. 90-3F는 보강 가새의 크기 및 띠철근 간격과 관계없이 기동의 붕괴는 발생하지 않았다. 전단강도비가 다른 건물에 비해 상대적으로 작기 때문에 판단된다.

즉, 동적해석을 적용했을 때 성능평가 결과는 파괴모드와 파괴모드를 결정하는 전단강도비의 크기에 민감하며, 설령 기동에서 붕괴가 발생하지 않더라도 가새가 압축방향으로 붕괴가 발생하여 성능을 만족하지 못할 수 있다는 것이다. 푸시오버해석에서 성능점이 탄성 구간에 위치하도록 보강량을 크게 하더라도 동적해석에서는 파괴모드와 전단강도비의 크기에 따라 기동의 붕괴로 인해 성능을 만족하지 못할 수 있다. 반대로 성능점이 탄성 구간을 벗어나더라도 성능을 만족하는 수준까지 보강량을 감소시켰을 때 동적해석에서는 파괴모드와 전단강도비의 크기에 따라 기동의 붕괴가 발생하지 않더라도 가새의 붕괴로 인해 성능을 만족하지 못할 수 있다.

푸시오버해석과 동적해석 결과를 함께 정리하면, 파괴모드와 전단강도비에 대한 민감도는 푸시오버해석이 동적해석에 비해 매우 낮았다. 푸시오버해석에서는 80-3F를 제외한 나머지는 성능점이 탄성구간에 위치하지 않더라도 띠철근 간격과 관계없이 기동의 붕괴가 발생하지 않았다. 동적해석에서는 성능점의 위치와 관계없이 파괴모드와 전단강도비에 따라 기동의 붕괴 여부가 바뀌었다. 그런데 여기서 또 다른 변수는 가새의 붕괴다. 가새는 압축이 인장에 비해 강도와 변형능력에서 모두 현저히 불리하다(Fig. 5 참조). 푸시오버해석에서는 H 200×100을 제외하고 모두 IO, LS 수준으로

**Table 9.** Comparison of performance evaluation results for 80-3F

Brace size		H 294×200		H 244×175		H 200×100	
Column stirrup spacing		300 mm	250 mm	300 mm	250 mm	300 mm	250 mm
Pushover analysis	Brace	IO	IO	LS	LS	CL	CL
	Column	IO	IO	CL	IO	CL	IO
Dynamic analysis	Brace	LS	LS	CL	CL	CL	CL
	Column	CL	IO	CL	LS	CL	LS

**Table 10.** Comparison of performance evaluation results for 90-3F

Brace size		H 294×200		H 244×175		H 200×100	
Column stirrup spacing		300 mm	150 mm	300 mm	150 mm	300 mm	150 mm
Pushover analysis	Brace	IO	IO	LS	LS	CL	CL
	Column	IO	IO	IO	IO	IO	IO
Dynamic analysis	Brace	LS	LS	CL	CL	CL	CL
	Column	CP	IO	IO	IO	IO	IO

**Table 11.** Comparison of performance evaluation results for 90-4F

Brace size		H 336×249		H 294×200		H 244×175		H 200×100	
Column stirrup spacing		300 mm	150 mm	300 mm	150 mm	300 mm	150 mm	300 mm	150 mm
Pushover analysis	Brace	IO	IO	LS	LS	LS	LS	CL	CL
	Column	IO	IO	IO	IO	IO	IO	IO	IO
Dynamic analysis	Brace	LS	LS	CL	CL	CL	CL	CL	CL
	Column	CL	LS	CL	IO	CL	IO	CL	LS

성능을 만족하였지만 동적해석에서는 일부만 제외하고 모두 압축 방향 붕괴로 나타났다. 기둥의 붕괴가 발생하지 않더라도 가새의 압축 방향 붕괴로 성능평가 결과는 불만족으로 판정되는 것이다.

결국 보강 가새의 크기 또는 물량은 기둥 파괴모드와 전단강도비에 영향을 크게 받음과 동시에 해석방법에 의해서도 영향을 받음을 알 수 있었다. 다만 위와 같은 결과는 기둥 전단 비선형을 명시적으로 모델에 반영하고 3차원 동적해석을 수행하여 얻은 것이므로 기둥 전단을 선형으로 모델링한 다면 다른 결과를 얻을 수도 있다. 또한 보강 가새의 압축방향 붕괴가 건물의 내진성능에 중요한 영향을 미치므로 이를 보완할 수 있는 방안을 마련할 수도 있다. 이것이 가능하다면 보다 넓은 락철근 간격에서도 작은 가새 크기로 성능을 만족할 수 있을 것으로 예상된다.

## 7. 결론

학교 건물의 내진보강에서 일반공법 중 가장 활발히 적용되고 있는 철골 가새 보강의 효율성에 기둥 파괴모드가 어떤 영향을 미치는지를 조사하였다. 1980에서 1990년대에 건설되었던 학교 건물 3가지를 선택하여 기둥 파괴모드와 철골 가새 보강량을 변화시키면서 성능의 변화를 살펴보았다. 이때 비선형푸시오버해석과 비선형동적해석을 함께 적용함으로써 해석방법의 차이도 함께 고려하였다. 연구를 통해 얻은 결론은 다음과 같다.

학교 건물의 철골 가새 보강량을 결정하는 가장 큰 변수는 기둥의 파괴 모드와 이를 결정하는 전단강도비의 크기다. 전단지배라면 비선형푸시오버해석에 의한 성능점이 탄성 구간에 위치하는 것이 성능을 만족할 가능성

을 높인다. 푸시오버해석으로만 판단하면 무조건 성능을 만족하나 동적해석으로 판단하면 전단강도비의 크기에 따라 성능을 만족하지 않을 수 있다. 물론 성능점이 반드시 탄성 구간에 위치해야만 하는 것이 아니며 전단지배라도 전단강도비의 크기에 따라 성능점이 탄성 구간을 벗어나더라도 성능을 만족할 수 있다. 이때 푸시오버해석 보다는 동적해석에 의하면 성능을 만족하기 위해 보강 가새의 크기 또는 물량을 더 필요로 한다. 만약 모든 기둥이 전단지배가 아니라면 성능점의 위치와 관계없이 성능을 만족할 가능성이 크며, 이는 현재보다 보강 가새의 크기 또는 물량을 현저히 감소시킬 수 있다는 것을 의미한다. 결국 모든 학교 건물에 과도한 가새 보강 물량이 필요하지 않다는 결론에 도달한다.

이와 같은 결과는 기둥 전단 비선형을 명시적으로 해석 모델에 반영하여 학교 건물의 능력을 가장 보수적으로 반영한 것임을 주지한다. 만약 현재 실무에서 주로 사용하는 기둥 전단을 선형으로 모델링하고 해석 후 전단력을 검토하는 방법을 적용한다면 훨씬 유리한, 즉 학교 건물의 성능이 기둥의 파괴모드에 영향을 덜 받고 가새 보강량도 감소하는 결과를 얻을 수 있을 것이다. 또한 현재의 과도한 가새 보강량은 아주 빠른 가새의 압축 방향 붕괴를 방지하기 위한 결과이기도 하다. 따라서 압축 방향 붕괴를 방지하는 방안을 마련한다면 과도한 보강을 낮출 수 있을 것이다.

## / 감사의 글 /

이 논문은 2022년도 강원대학교 대학회계의 지원을 받아 수행한 연구임.



## / REFERENCES /

1. Ministry of Education, Seismic performance evaluation and re-habilitation manual for school buildings, c2021.
2. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Korean building code-structural (KDS 41 00 00), c2019.
3. Ministry of Education, Seismic design code for school buildings, c2020.
4. Lee HS, Comparison of Seismic Performance of Steel Brace Reinforcement in School Buildings according to Analysis method, MS Thesis, Graduate School at Kangwon National University, c2022.
5. MIDAS IT (2020) MIDAS GEN User's Manual, ver 890.
6. Computers and Structures, Inc, Perform-3D, Ver. 6.0.
7. Ministry of the Interior and Safety, A white paper on Pohang earthquake, c2017.
8. Kim TW, Min CG, Analytical study of the effect of full and partial masonry infills on the seismic performance of school buildings, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2013 Sep; 17(5):197-207.
9. ASCE, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings (ASCE/SEI 41-13), American Society of Civil Engineers, c2013.
10. Kim J, Kim T, Seismic fragility function for existing low-rise piloti-type buildings reflecting damage from Pohang earthquake, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2021 Nov; 25(6):251-259.
11. Joo C, Kim T, Seismic Fragility of Low-rise Piloti Buildings Designed According to KDS 41 17 00, Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, 2022 Mar;26(2):49-58.
12. PEER Ground Motion Database, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California, Available from: <https://ngawest2.berkeley.edu/>
13. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Seismic design code for buildings (KDS 41 17 00), c2019.