

# 외부접합공법의 내진보강효과에 미치는 접합부의 영향

## Influence of Joint on Retrofitting Effect by Exterior Steel Frames of Existing RC Buildings

안충원<sup>1)\*</sup> · 민찬기<sup>1)</sup> · 노은철<sup>1)</sup> · 한홍수<sup>2)</sup> · 김태완<sup>3)</sup>

Ahn, Choong Weon<sup>1)\*</sup> · Min, Chan Gi<sup>1)</sup> · Noh, Eun Choul<sup>1)</sup> · Han, Hong Soo<sup>2)</sup> · Kim, Tae Wan<sup>3)</sup>

<sup>1)</sup>한국시설안전공단, <sup>2)</sup>에스엠구조안전진단, <sup>3)</sup>강원대학교 도시건축학부

<sup>1)</sup>Korea Infrastructure Safety Corporation, <sup>2)</sup>SM Structural Safety Inspection, <sup>3)</sup>Kangwon National University

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

In this paper, Nonlinear Static Pushover analysis method(NSP) is proposed which apply to RC buildings reinforced by external retrofit for seismic performance. Based on previous analysis and research, NSP is more developed by connection nonlinearity according to shear resistance mechanism such as dowel and adhesive resistance as major shear resistance elements. According to the proposed method, structural analysis for example buildings was carried out to evaluate seismic performance of buildings. And, it was confirmed that depending on shear strain and characteristics of joint resistant of external retrofitting are different from internal retrofitting. Furthermore, the strength reduction coefficient of the anchor needs to be considered at the joint design.

**Key words:** Exterior retrofit, Dowel resistance, Adhesive resistance, Shear displacement

## 1. 서론

최근 빈번한 국내·외의 지진발생으로 기존 건축물에 대한 내진성능평가와 내진보강에 대한 관심이 증대되고 있는 상황에서 한국시설안전공단에서 2004년에 기존건축물의 내진성능 평가 및 향상요령[1], 2011년에 동 개정판[2], 2013년에 동 해설집[3]이 발간되어 국내의 내진성능 평가실무에 많이 활용되고 있으며 2014년에 시설물 안전관리에 관한 특별법[4]의 개정에 따라 내진성능평가가 의무화되어 그 활용도는 더욱 증가 될 것으로 보인다. 한편 국내의 내진성능 평가분야는 어느 정도 정착단계이나 내진보강 분야는 평가분야에 비하여 구체적인 방법이 정립되지 않은 상황이다. 또한 내진성능평가 결과 내진보강이 필요한 것으로 평가된 기존건축물의 실제 내진보강의 수행률이 저조 한 현실이다. 이는 첫째로 관리주체가 공사비 부담 및 내진보강의 필요성을 인식하지 못하고, 둘째는 입주자 및 관리자가 공사기간에 일시적으로 대체시설물을 확보해야 하는 문제가 있으며, 셋째로 보강공사 시 내부 기기, 설비의 일시적 이동이 필요하며, 그 밖에 관공서 등 공공시설물의 공사 중 보안시설 개방에 따른 부담, 공사로 인한 소음 및 진동과 개구부 폐쇄 등 입면의 변화, 거주환경의 변화에 대한 거부감 등

을 지적 할 수 있다.

기존의 내부접합에 의한 강도상승형 내진보강은 전단벽이나 골조에 의한 보강부재(철골브레이스, 팬넬 등)를 기존 골조의 내부에 삽입하여 후설치 앵커 등의 전단연결재로 접합하는 방법으로써 보강 후 건물의 수평강도 향상에 매우 효과적인 방법이지만 전술한 공사시 일시적 퇴거 등의 단점이 있다. 국외의 경우 기존건물의 내진보강 공사 중에도 건물의 사용이 가능한 외부접합에 의한 내진보강이 공공건축물 중심으로 선호되며, 국내의 경우도 최근 증가추세이다. 그러나 외부접합은 기존골조와 보강부재의 편심발생 등에 의한 보강설계 및 접합부공사가 어렵다는 단점이 지적되고, 외부접합에 의한 내진보강 관련 시방서, 명확한 보강계산 지침서가 없는 것이 현실이다. 한편 외부보강에 대한 연구와 실적이 비교적 많은 일본에서는 방재협회의 기존 철근콘크리트조 건축물의 내진개수설계지침[5]과 기존 철근콘크리트조 건축물의 외측내진개수매뉴얼[6]이 있고, 미국은 FEMA356 [7] 등이 있어 외부접합에 의한 내진보강의 지침서로 활용되고 있다.

본 연구는 주로 내부접합에 의한 철골브레이스 강도상승형으로 내진보강된 기존 RC건축물의 보강 후 성능평가에 대한 연구[8]에 이어서 외부접합으로 내진보강된 기존 RC건축물에 대하여 ① 후설치 앵커의 종류, 강성과 배열, 접합부 콘크리트의 강도 등 접합부의 영향이 보강효과에 미치는 영향과 ② 한국시설안전공단 평가요령[3]의 보강후 성능평가를 위한 접합부 비선형속성부여와 성능평가 절차 및 ③ 보강계산의 과정에서 실무자들이

\*Corresponding author: Ahn, Choong Weon

E-mail: acwacw@kistec.or.kr

(Received February 5 2015; Revised June 4 2015; Accepted June 5, 2015)

요소설계에서 고려해야 할 점 등을 중심으로 일본방재협회의 외부접합 관련 지침서[5], [6]의 내용을 참고하여 서술한다.

## 2. 기존 연구고찰

### 2.1 외부접합보강공법의 개요

#### 2.1.1 외부접합보강의 거동특성

##### (1) 내부접합보강과의 차이점

외부접합은 Fig. 1과 같이 주요 보강재인 철골브레이스와 이를 거치하기 위한 보강골조(기둥, 보)로 구성된 단위보강구면을 기존건물의 외부에 접합하는 방법이다. 내부접합보강법과 외부접합보강법의 차이를 Table 1과 같이 보강설계상의 검토항목, 시공실적 등에 대하여 기술하였다. 주요 차이점은 외부접합에 의한 기존부와 보강부의 편심 발생에 의하여 편심모멘트의 발생과 이에 따른 접합부의 인장력이 발생된다. 또한 내부접합과 달리 기존 골조에 의한 구속효과를 기대할 수 없어 접합부의 전단변형이 발생하는 점과 지진력에 의한 보강부의 추가 연직하중을 부담해야 하는 점 등 기존의 내부접합에서는 고려하지 않아도 되는 영향에 대한 검토가 필요하다. 이에 따라 외부접합의 경우 보강면 개소 선정, 전단변형을 고려한 보강접합부의 설계 등 내부접합보다 면밀한 검토가 요구된다.

##### (2) 편심에 의한 거동특성

Fig. 2와 같이 외부접합부에 편심모멘트로 인하여 전단력과 내부접합에서는 발생되지 않는 인장력이 작용한다. 수평력을 전달하는 보의 전단연결재는 기존건물의 외부 골조에 배치하는 것이 일반적이므로 접합부의 인장력에 의하여 예상지진을 넘는 규모의 지진에 의한 손상으로 보강브레이

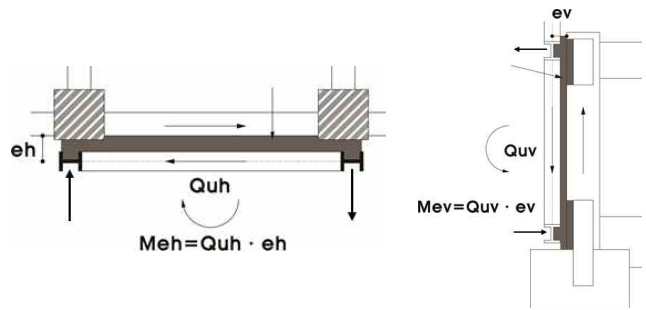


Fig. 2. Forces that occurs in external connection

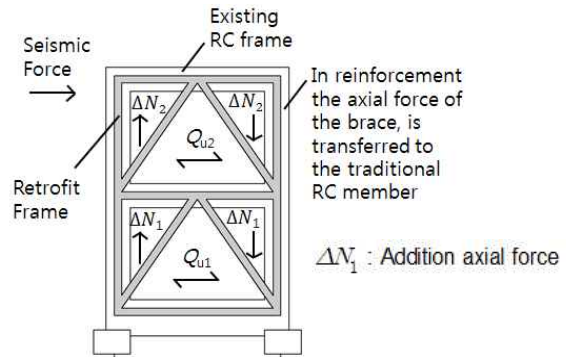


Fig. 3. Varying axial force

스가 면외방향으로 탈락하여 피난도로를 막거나 인명손상을 가져오는 2차 피해가 발생할 수 있다. 따라서 보강골조의 철골브레이스 접합부 설계에서는 보강골조에 대한 탈락방지근이 필요하다. 탈락방지근의 배치는 후설치 앵커, 전단연결재의 정착깊이를 확보하는 방법과 PC강재, 전단연결재를 관통하는 방법 등이 있다.

##### (3) 보강골조에 의한 추가 연직하중

외부접합에서의 거동특성 중 하나는 지진하중 부담에 의한 추가 연직하중의 발생이 있다. Fig. 3에서와 같이 보강구면 설치에 따라 지진하중은 ① 기존부의 보에서 보강보로 전달되고, ② 보강보에서 보강브레이스로 전달되어 다시 연직성분에 의해 보강기둥으로 전달되고, ③ 기존기둥으로 전달되는 형태를 구성한다. 일본방재협회의 지침서[5, 6]에서는 보강골조의 설치로 지진하중에 의한 추가 연직하중을 기존 RC기둥에 전달할 수 있도록 설계하라고 제시한다. 또한 실제의 설계에서는 추가 연직하중을 기존 RC기둥에 전달할 수 있는 전단연결재의 설계를 수행하여도 기존부와 보강부의 완전 일체화를 기대할 수 없으므로 기존 RC기둥이 축력지지능력에 한계가 존재한다. 따라서 추가 연직하중은 기존기둥이 부담한다는 전제하에 보강설계가 가능하며 만일 기존기둥이 추가 연직하중을 부담하지 못하는 경우에는 기존기둥의 축력지지능력 초과분에 대하여 보강기둥이 항복하지 않게 설계 하도록 제시하고 있다.

#### 2.1.2 보강부의 파괴형식

기존연구[8]에서와 같이 철골브레이스보강은 기존 RC골조부, 신설되는 철골골조부 및 이를 매개하는 보강접합부 3가지 요소로부터 구성된다.

Table 1. Comparison of the internal and external retrofit methods

Subject		Internal retrofit method	External retrofit method
Design considerations	Confinement effect of the existing members	○	X
	Transmissibility of axial force	Existing element	Existing element or <sup>1)</sup>
	Joint governing stress	Shear	Shear + Tension
	Joint deformation	None	Eccentric deformation
Experimental data		Many	A few
Application of retrofit		Many	Increasing, In research
Use of the building under retrofit		Disabled	Available

<sup>1)</sup> Structure that can deliver the vertical load from a seismic force to the foundation by the reinforcing member only

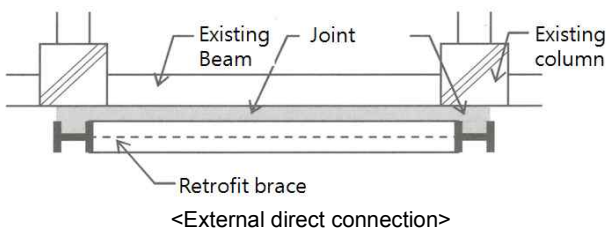


Fig. 1. Connection type (according to the installation location)

**Table 2.** Shear resistance mechanism of steel braced frame

Resistance type	Existing RC frame	Steel braced frame	Joint
Type I : Strength & ductility resistance (Steel brace or panel failure)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Flexural failure (beam or column)</li> <li>Shear failure (beam or column)</li> </ul>	Brace yielding or buckling	None failure
Type II : Ductility resistance (Flexural failure of the entire RC retrofit surface)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tensile yielding of tension column · compression failure of compression column</li> </ul>	None yielding and buckling	None failure
Type III: Rotational resistance of foundation (Grade beam yielding, up-lifting of foundation)	<ul style="list-style-type: none"> <li>Column and beam are not failure</li> </ul>	None yielding and buckling	None failure

보강 후 저항형식은 각각의 구성요소 강도와 연성이 철골브레이스 보강부 전체의 강도 · 변형관계 및 파괴형식에 따라 Table 2와 같이 3가지 형식으로 분류해서 고려할 수 있다.

Type I (강도 · 연성저항형)은 보강재인 인장브레이스에 인장항복 또는 압축브레이스에 좌굴이 일어나고 기존 RC기둥이 휨파괴 또는 전단파괴 되는 경우로 가장 이상적인 파괴형태이다.

Type II (연성저항형, 전체휨파괴)는 기존 인장기둥이 전도에 의해 인장항복 또는 압축기둥이 압괴해서 전체 휨파괴 되는 경우로 기존기둥의 주근량이 적고, 보강부 연직하중도 작을 때 이 파괴가 일어난다. 기존 RC기둥이 인장 · 압축의 반복하중을 받으면 후설치 앵커가 휨모멘트의 영향으로 인발됨으로써 파괴되어 보강부 전체가 전도로 인해 휨파괴 되는 경우이다.

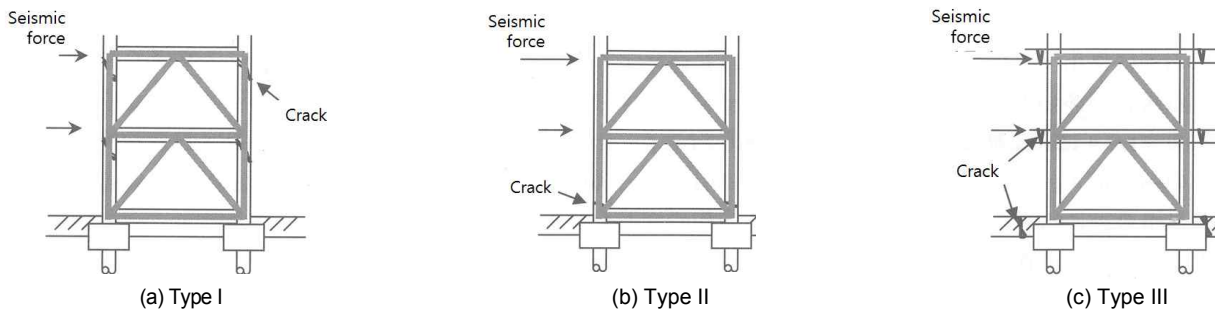
Type III(기초회전 파괴형)는 기존 RC기둥 및 보강브레이스의 파괴 없이 기존 RC지중보와 직교보의 휨파괴, 기초가 부상, 회전파괴 되는 경우이다. 모든 형식에 대하여 접합부는 파괴되지 않아야 하고 Type II 와 Type III

는 보강부재를 강화해도 일정값 이상의 보강효과를 기대 할 수 없으므로 주의해야 한다. Fig. 4는 Type에 따른 파괴형식을 나타낸다. 일본방재협회의 지침서[5, 6]에서는 외부접합으로 보강을 계획하는 경우에는 되도록 강도 · 연성저항형 (Type I ) 보강을 목표로 하는 것을 권고하고 있다.

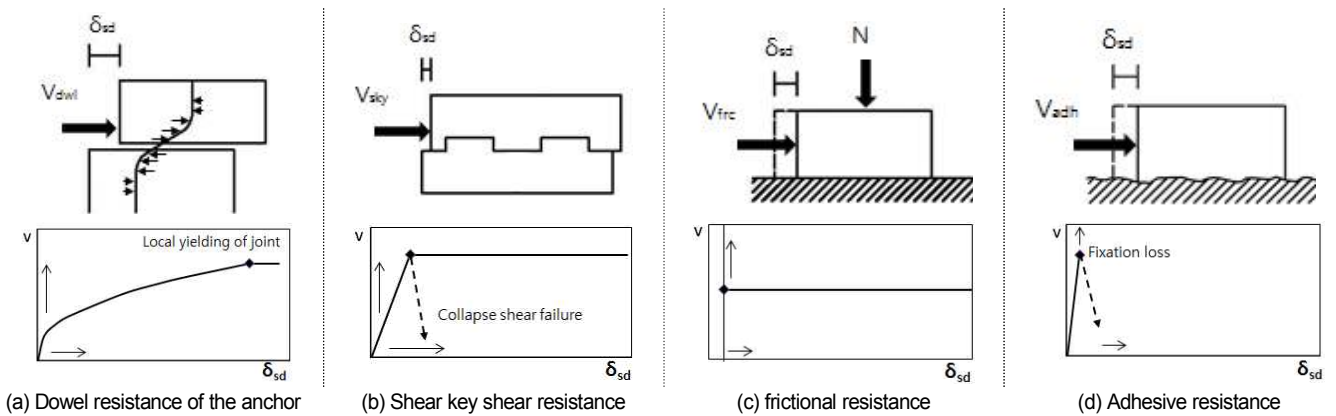
## 2.2 외부접합부 고찰

### 2.2.1 전단저항 매커니즘

접합부는 보강브레이스의 전단력을 보강부재에 원활하게 전달토록 설계해야 한다. 후설치 앵커로 대표되는 접합부의 전단저항 매커니즘은 Fig. 5와 같이 ① 후설치 앵커의 다웰저항, ② 전단키 등에 의한 전단저항, ③ 압축력 작용 시 마찰저항, ④ 접합면 처리 상태에 따른 부착저항과 같이 4가지로 분류 할 수 있으며 전단키 저항 및 부착저항과 같이 어느 정도의 전단변



**Fig. 4.** Collapse types of steel braced joint



**Fig. 5.** Shear resistance factor of the Joint

형에서 강도를 발휘하는 경우와 다월저항과 같이 수 mm의 미세한 전단변형이 발생하여 전단강도를 발휘하는 경우, 마찰저항과 같이 전단변형과 관계가 없는 경우로 분류 할 수 있다.

본 연구에서 다루는 외부접합 전단기에 의한 전단저항과 마찰저항의 경우 내부접합과 같은 기존부의 구속효과를 기대 할 수 없으므로 후설치 앵커의 다월저항과 접합면 처리 상태에 따른 부착저항이 주요 저항요소이며, 2 저항 요소는 모두 전단변형과 밀접한 상관관계가 있다. 따라서 본 연구에서는 후설치 앵커의 다월저항과 접합부 부착저항에 대해서 전단변형을 고려한 강도평가에 대하여 논한다.

국내의 내진보강에 사용되는 앵커에 의한 접합부 관련 연구의 경우 기존부의 콘크리트 강도를 고려하지 않고 주로 후설치 앵커의 강도에 초점이 맞추어진 연구가 수행되었으며 이는 내부접합을 상정한 경우로써 외부접합의 경우는 별도의 강도평가가 필요하다. 한편 윤수용[9] 등의 내진보강용 후설치 앵커의 전단성능에 관한 실험적 연구에서 노후화된 기존 콘크리트 건축물을 보강하기 위해서는 기존 콘크리트강도가 신축건물에 비해 상대적으로 낮기 때문에 앵커의 성능에 대한 불확실성이 존재하며, 특히 내진보강을 위한 접합용으로 앵커가 사용되는 경우에 앵커의 전단변형이 보강부재의 효과에 큰 영향을 미치게 된다고 지적하였다. 또한 콘크리트용 후설치 앵커의 성능에 대한 콘크리트강도와 균열, 하중 프로토콜의 영향등을 변수로 단조 및 반복 가력시험을 통하여 후설치 앵커는 자체의 강도, 강성, 또는 에너지 소산 성능으로써 내진보강에 기여하기 보다는 신뢰도 있는 접합부를 구성하는 것이 주된 목적이다. 그러므로 현행 내진성능 향상요령[2]에서와 같이 강도저감계수를 1.0으로 하기 보다는 현행 콘크리트구조기준상의 강도감소계수를 적용하는 것이 강도와 변위성능 확보 측면에서 바람직하다고 제안하였다.

2.2.2 후설치 앵커의 다월저항

외부접합부의 전단에 대한 주요 저항요소인 다월저항의 매커니즘에 대해서 Matsuzaki 등[10]의 PC접합부의 실험과 해석에 의한 다월저항 연구에 대하여 고찰한다. 외부접합부의 전단저항 매커니즘은 Fig. 6과 같이 접합부 상하부 콘크리트의 앵커는 전단력 q에 의하여 콘크리트내부에서 전단변형이 발생하여 콘크리트의 반력을 받는다.

이때 단위길이당 반력을  $iP_s(x)$ 로 정의하며, 상하부 콘크리트의 수평반

력계수  $i k_c$  (실험값)가 깊이방향으로 일정하다고 가정 할 때 앵커의 휨변형에 의한 기본방정식은 (1)과 같다. 접합면에서 깊이방향 x로의 앵커 회전각  $\theta_x$ , 휨모멘트  $M_x$ , 전단력  $Q_x$ 로 식 (2)와 같이 구해진다. 접합면에서 깊이 x에서의 단위길이당 접합면에서 절대값이 같고 반대방향의 전단력이 발생하기 때문에 상대변위가 발생하지만 회전이 발생하지 않는다. 따라서 접합면에서  $Q_x$  만이 존재, 휨모멘트  $M_x$  작용하지 않는다. 상하부 콘크리트의 각 수평반력계수  $i k_c$  (N/mm<sup>3</sup>)는 실험식으로 (3)과 같이 앵커의 비선형성 구현한 값이다. 식 (1), (2), (3)에서  $i k_c \cdot d_s$  및  $E_s I_s$ 가 일정하다고 가정 할 때, 경계조건에 의한 이론해를 구하면 깊이 x에서 앵커의 변위 y 및 휨모멘트 M은 식 (4)와 식 (5)로 성립한다.

$$iP_s(x) = i k_c \cdot d_s \cdot y, \quad E_s I_s \frac{d^4 y}{dx^4} + i k_c \cdot d_s \cdot y = 0 \tag{1}$$

$$\theta_x = \frac{dy}{dx}, \quad M_x = E_s I_s \left( \frac{d^2 y}{dx^2} \right), \quad Q_x = E_s I_s \left( \frac{d^3 y}{dx^3} \right) \tag{2}$$

$$i k_c = 55 \left( \frac{i E_c \cdot i \sigma_b}{i E_s \cdot i \delta_{sd}} \right)^{\frac{3}{4}} \tag{3}$$

$$y = \frac{q}{2 E_s \cdot I_s \cdot i \beta^3} e^{-\beta x} \cdot \cos_i \beta x \tag{4}$$

$$M = \frac{q}{i \beta} e^{-\beta x} \cdot \sin_i \beta x \tag{5}$$

$$i \beta = \sqrt[4]{\frac{i k_c \cdot d_s}{4 E_s \cdot I_s}} \tag{6}$$

$x$  : 접합면에서의 깊이(mm),  $y$  : x 깊이에서의 앵커의 변위(mm),  
 $E_s$  : 앵커의 영계수(N/mm<sup>2</sup>),  $i \sigma_b$  : 접합부 콘크리트강도(N/mm<sup>2</sup>),  
 $i \delta_{sd}$  : 후설치 앵커 전단변형량(mm),

$$iM_{max} = \frac{q}{i \beta} e^{\frac{\pi}{4}} \cdot \sin \frac{\pi}{4} = 0.3224 \frac{q}{i \beta} \tag{7}$$

$$i \delta_{sd} = \frac{q}{2 E_s \cdot I_s \cdot i \beta^3} \tag{8}$$

$$i l_m = \frac{\pi}{4 \beta}, \quad i l_0 = \frac{3 \pi}{4 \beta}, \quad M_p = \frac{d_s^3 \cdot \sigma_y}{6} \tag{9}$$

앵커의 변형관계 계산식은 앵커가 항복점에 이르기까지는 식(4) 및 식 (6)에 의하여 구하고 국부항복점의 다월 저항력이 최대 휨모멘트  $M_{max}$ 가 발생하는 앵커의 단면이 전소성 휨모멘트  $M_p$ 에 도달 시점에서의 앵커의 전단강도(q)를 구한다( $iM_{max} = 0.3224 \frac{q}{i \beta} = \frac{d_s^3 \cdot \sigma_y}{6}$ ).  $M_{max}$ 는 콘크리트 압축강도가 작은 부분의 앵커 값을 적용한다. 식 (4)~(6)에 의하여 상하부 콘크리트의 각 후설치 앵커에 발생하는  $M_{max}$  및 접합면의 전단변형  $i \delta_{sd}$ 는 식 (7) 및 식 (8)에 의하여  $iM_{max}$ 가 발생하는 부분의 접합면에서의 깊이 ( $i l_m$ ) 및 ( $i l_0$ )는 식 (9)에 의한다. 이러한 방법으로 후설치 앵커에 대한 전단력  $Q_{dwl}$ 과 변형  $\delta_{sd}$ 과의 관계를 앵커의 직경, 콘크리트강도 등을 변수로 하여 Fig. 7에 표시한다. 후설치 앵커의 강성은 콘크리트강도 및 후설치 앵커

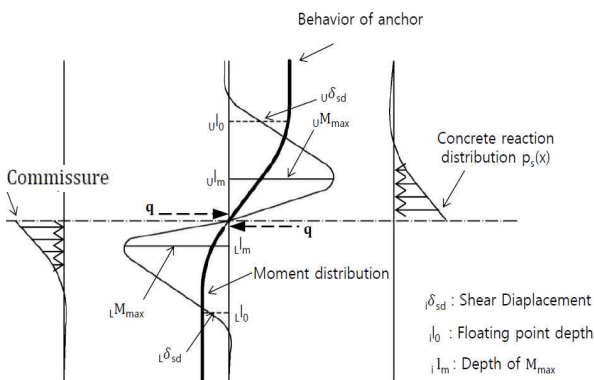


Fig. 6. Dowel resistance mechanism of the anchor

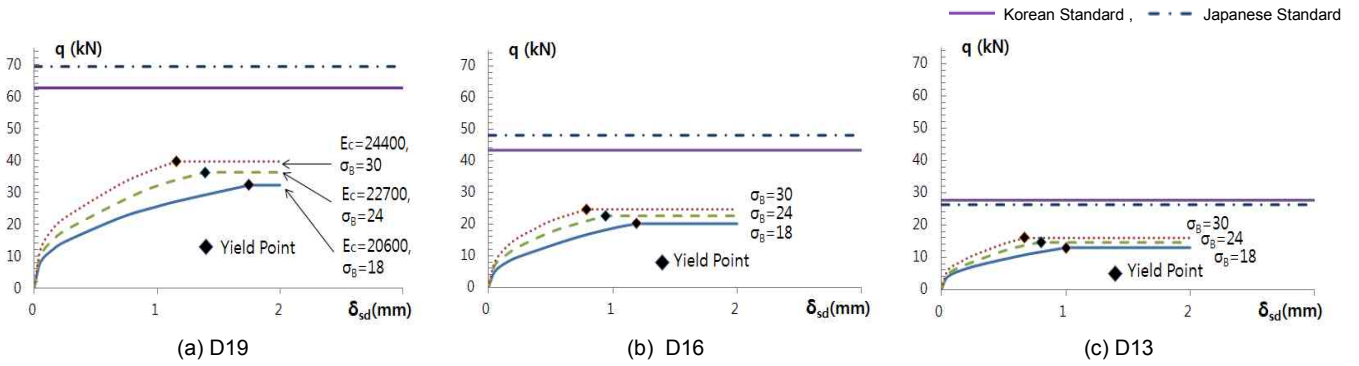


Fig. 7. Force-deformation relationship of the anchor

Table 3. Estimated shear strength of anchor by Dowel

	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	18		24		30	
		$Q_a$ (kN)	$\delta_{sd}$ (mm)	$Q_a$ (kN)	$\delta_{sd}$ (mm)	$Q_a$ (kN)	$\delta_{sd}$ (mm)
D13	Experimental result	13.0	1.00	14.6	0.80	16.0	0.67
	Shear strength <sup>1)</sup> ( $\phi_{s,J}$ ) <sup>2)</sup>	26.3, 30.9 (0.49)		26.3, 37.5 (0.56)		26.3, 43.5 (0.61)	
	When include $\frac{a}{2}$ Adhesive resistance <sup>5)</sup> , $\phi_{s,J}$	0.69		0.71		0.70	
	Shear strength <sup>3)</sup> ( $\phi_{s,K}$ ) <sup>4)</sup>	27.7 (0.47)		27.7 (0.53)		27.7 (0.58)	
D16	Experimental result	20.1	1.19	22.6	0.94	24.7	0.79
	Shear strength <sup>1)</sup> ( $\phi_{s,J}$ ) <sup>2)</sup>	48.1, 48.5 (0.42)		48.1, 58.7 (0.47)		48.1, 68.1 (0.51)	
	When include $\frac{a}{2}$ Adhesive resistance <sup>5)</sup> , $\phi_{s,J}$	0.69		0.71		0.70	
	Shear strength <sup>3)</sup> ( $\phi_{s,K}$ ) <sup>4)</sup>	43.4 (0.46)		43.4 (0.52)		43.4 (0.57)	
D19	Experimental result	32.2	1.75	36.2	1.39	39.6	1.16
	Shear strength <sup>1)</sup> ( $\phi_{s,J}$ ) <sup>2)</sup>	69.3, 69.9 (0.47)		69.3, 84.7 (0.52)		69.3, 98.2 (0.57)	
	When include $\frac{a}{2}$ Adhesive resistance <sup>5)</sup> , $\phi_{s,J}$	0.69		0.71		0.70	
	Shear strength <sup>3)</sup> ( $\phi_{s,K}$ ) <sup>4)</sup>	62.6 (0.51)		62.6 (0.58)		62.6 (0.63)	

<sup>1)</sup> Japan anchor strength calculation  $Q_a = \min [Q_{a1}, Q_{a2}]$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot m \cdot \sigma_y \cdot s \cdot a_e, Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B \cdot s \cdot a_e}$$

<sup>2)</sup>  $\phi_{s,J}$ : Reduction factor of Japan anchor shear strength,

<sup>3)</sup> Korean anchor shear strength calculation, applied to the case of the destruction of the steel ( $\phi_{V_{sa}} = \phi \cdot 0.6 A_{sc} \cdot V \cdot f_{tda}$ )

<sup>4)</sup>  $\phi_{s,K}$ : Reduction factor of Korean anchor shear strength, When include only dowel resistance (Suggested values)

<sup>5)</sup> Apply 0.7N/mm<sup>2</sup> Adhesive resistance joint area

의 직경이 커질수록 큰 값을 보이며, 후설치 앵커 항복 시의 전단력은 콘크리트의 강도 및 후설치 앵커의 직경, 항복강도가 커짐에 따라 상승되는 경향을 알 수 있다. 따라서 외부접합의 후설치 앵커의 다월저항과 전단변형은 상관관계가 존재하므로 접합부의 콘크리트강도 및 후설치 앵커의 적용범위를 고려해서 설계해야 한다. 또한 Fig.7, Table 3과 같이 후설치 앵커 기준식과의 비교에서 후설치 앵커의 다월저항만을 고려할 때 일본은 강도대

비 42~61%, 국내는 46~63% 정도의 강도 값을 보여 앵커 설계 시 감소 계수의 반영이 필요하다.

### 2.2.3 접합부 부착저항 고찰

Fig. 5(d)의 부착저항은 다월저항과 함께 외부접합의 주요 저항요소이다. 기존골조의 내부에 철골브레이스 등 보강재를 설치, 접합하는 내부접합은 전단변형이 주변의 기존 골조요소에 의하여 변형이 구속되고, 이에 따라 접합면에 압축력이 작용하여 마찰저항을 기대할 수 있다. 이에 반하여 외부접합의 경우에는 주변의 기존 골조에 의한 구속효과를 기대할 수 없기 때문에 전단변형을 억제하는 것이 매우 중요하다. 이를 위해서 접합면에 적절한 면처리 등에 의하여 충분한 부착저항을 발휘 할 수 있도록 시공단계에서의 적절한 조치를 통하여 후설치앵커에 발생하는 전단변형이 다월저항과 부착저항에 의하여 억제하도록 설계에 유의하라고 일본방재협회의 지침서[7, 8]에서는 지적하고 있다. 그러나 부착저항에 의한 전단강도는 접합면의 면처리의 정도와 정량적 평가 및 후 설치 앵커량, 접합면에 작용하는 응력상태 등에 따라 달라지며 지진력에 의한 반복하중에 의하여 부착저항력은 급격히 상실 하게 된다는 점을 고려하여 일본방재협회의 지침서[5], [6]에서는 안전측으로 앵커의 전단강도에 부착저항을 반영하지 않고 원칙적으로 앵커의 다월 저항력만을 고려하며, 실험 등의 근거를 제시 할 때 설계에 반영하라고 제시한다. 따라서 부착저항의 설계에 반영이 필요하면 국내에서도 실험, 연구를 통하여 접합면의 상태에 따른 정량적인 부착저항값 제시가 필요하다.

### 2.2.4 접합부의 강도평가

전술 한바와 같이 외부보강에 의한 접합부의 주요 전단저항요소는 후설치 앵커의 다월저항과 콘크리트접합면 상태에 따른 부착저항이며 2종류의 저항요소는 전단변형값과의 밀접한 관계가 있으므로 설계에서는 부재의 목표성능에 상응하는 강도를 확보 할 수 있도록 접합부에 발생하는 전단변형량이 허용범위내에 존재하는 지를 확인하여야 한다. 또한 Fig. 7에서와 같이 주로 내부접합을 상정한 기존의 강도식과는 차이가 있는 것이 확인되어 외부접합의 경우 국내 앵커의 전단강도식에 별도의 강도저감계수를 적용 할 필요가 있다. 또한 이때의 허용 전단변형량을 정의하는 것은 어려운

작업이나 Matsuzaki 등[10]은 접합부가 기존부와 일체형의 경우와 동등한 구조성능을 발휘하기 위한 전단변형량을 2 mm로 제안하였다.

Matsuzaki 등[10]의 연구에서 다일저항력만을 검토 할 때 유효문힘값이 확보된 부착식앵커( $l_e = 6.5d_u$ )의 실험결과에서 전단변형 2.0 mm 정도의 전단변형은 층간변형각 환산 1/1,500 ~ 1/2,000 정도(층고 3 ~ 4 m의 경우)로, 파괴시의 기존부재와 보강부재의 일체성에 큰 영향을 미치지 않을 것으로 판단하여 후설치 앵커의 허용 전단변형을 2.0 mm로 제한하여 기존 앵커의 전단강도식에 대한 강도저감계수( $\phi_{s,j}$ )를 설정하였다. 강도저감계수  $\phi_{s,j}=0.7$ 은 전단변형이 2.0 mm가 되는 시점의 강도에 해당한다. 전단변형이 2.0 mm가 되는 시점의 다일저항력으로 평가하면 Table 3에서와 같이  $\phi_{s,j}=0.42 \sim 0.61$ 에 해당되나, 접합면에  $0.7 \text{ N/mm}^2$ 의 부착저항력을 고려한다면  $\phi_{s,j}=0.69$ 이상이 됨을 실험과 해석결과에서 얻을 수 있다. 따라서 후설치 앵커의 기존의 전단강도식  $Q_u$ 는 전단변형을 허용치 2.0 mm이하로 제한하기 위하여 일본방제협회 [5],[6]에서는 앵커의 강도저감계수 0.7을 적용하는 것을 원칙으로 하고 요소실험, 골조실험 등의 특별한 조사나 연구 등에 의한 경우에는 해당 수치를 적용하라고 제시한다. 따라서 강도저감계수( $\phi_{s,j}$ )는 일본식의 경우 0.7과 같으며, 국내식 또한 Table 3에서와 같이 그 이하의 저감계수를 적용하여 외부접합의 접합부설계에 반영이 필요하다. 국내식의 경우 전단을 받는 앵커의 파괴 유형에서 외부접합의 경우 기존 구조물의 보와 기둥에 길이방향으로 설치되므로, 콘크리트 프라이아웃파괴와 콘크리트파괴를 배제한 강재파괴만 검토하였다.

### 2.3 보강설계 검토사항

기존연구 고찰결과와 일본방제협회 [5],[6]에서 제시하는 외부접합의 설계 및 성능평가에 대한 검토사항을 정리하면 다음과 같다.

- 1) 접합부가 파괴되면 기존부와 보강부의 일체성을 손실하여 보강효과가 급격히 저하되므로 접합부는 타 부위 파괴에 선행되지 않도록 한다.
- 2) 보강브레이스의 강도를 확보하기 위해서 브레이스를 거치하는 보강골조와 기존RC부재의 전단연결제는 지진시에 균열과 전단변형 등에 대한 손상이 발생하지 않도록 충분한 강성과 여력을 확보해야 한다.
- 3) 기존부와 보강부의 편심에 따라 접합부는 인장이 발생하므로 보강골조의 면외방향 탈락을 방지하는 설계를 해야 한다.
- 4) 접합부 전단연결제에 작용하는 인장, 전단력에 의하여 기존RC부재가 내부접합에 비하여 쪼갬파괴가 쉽게 발생하므로 접합부를 안전측으로 설계하기 위하여 기존부 콘크리트강도는 원칙적으로  $18 \text{ N/mm}^2$  이상을 대상으로 한다.
- 5) 보강방향만의 지진력만이 아닌 보강부와 직교방향의 지진력에도 전단변형을 최소화하고 평면적으로 편심율이 최소가 되도록 한다.
- 6) 철골브레이스 보강부가 외기에 접하는 경우가 많아 내구성 확보를 염두에 둔 설계를 한다. 특히 한랭지의 동결-융해에 대비한 설계를 한다.

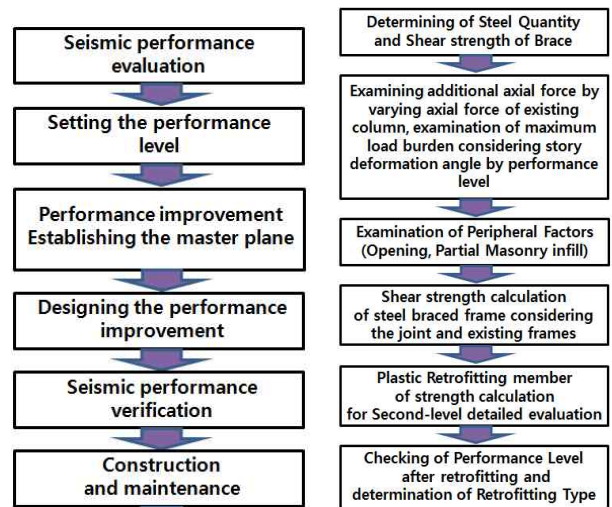


Fig. 8. Flow chart of seismic performance enhancement and design process

## 3. 예제건물 내진성능평가

### 3.1 개요

한국시설안전공단 요령[2]의 내진성능 향상편에서 제시하는 내진성능 향상절차와 이를 토대로 보강부의 각 파괴형식을 고려한 설계방법을 Fig. 8에 수록한다. Fig. 8(좌)와 같이 기존 건축물의 평가결과 목표로 하는 성능수준을 만족하지 못함에 따라 결함부재 혹은 다른 부분을 보강하여 전체적인 성능수준을 만족하도록 하는 경우 보강에 따른 강도, 강성, 변형능력의 변화를 고려하여 성능향상 이후 구조물의 내진성능수준을 다시 평가하여야 한다. 또한 기존 구조물과 새로 설치되는 부분 사이의 접합부와 보강재 증설로 인한 중량 증가가 발생할 경우 등에 대하여도 고려하여야 한다. 본 장에서는 [2]의 절차대로 외부접합으로 내진보강된 예제건물에 대하여 보강 후 성능평가에 대하여 논한다.

#### 3.1.1 평가개요 Flow

Fig. 8(우)와 같이 설계자는 ① 보강이 필요한 건물에 대하여 개략적인 보강량(브레이스단면)과 이에 따른 브레이스의 수평강도를 산정하고 ② 외부 브레이스 설치에 따라 기존기둥의 지진력에 의한 추가 연직하중과 해설집[3]의 목표성능에 따른 층간변형각을 고려하여 최대 부담 하중에 대하여 검토한다. 다음으로 ③ 신설되는 보강부재주변의 개구부, 조적허리벽을 고려하여 브레이스의 수평강도에 따른 각 파괴 형식을 결정 한 후, ④ 접합부의 성능에 따른 비선형속성을 기존연구 고찰을 참고하여 부여하고 전체모델링을 작성한다. 다음으로 ⑤ 목표성능에 대한 구조해석을 통하여 목표성능을 확인하여 보강 후 성능평가를 수행한다. 마지막으로 ⑥ 기존부와 신설 보강부의 접합부 검토와 기초검토를 수행하는 순서를 제안한다.

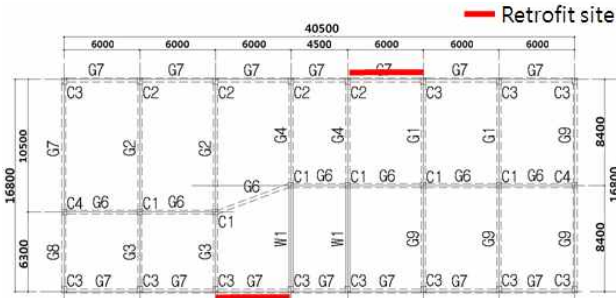


Fig. 9. Floor plan and location of steel braced frame (A)

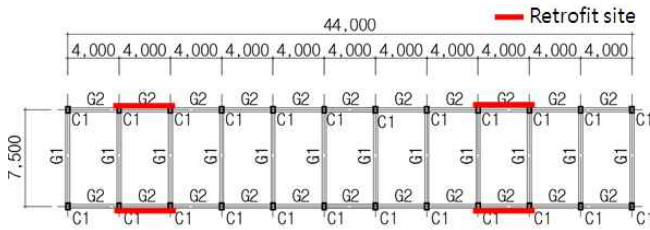


Fig. 10. Floor plan and location of steel braced frame (B)

Table 4. Overview of example structures

	Year	Concrete strength (MPa)	Steel strength(MPa)	Seismic zone	Soil condition
A	1999	Lowest 21 , Average 25.2	Lowest 300, Average 375	I	S <sub>D</sub>
B	1986	Lowest 15 , Average 18	Lowest 240, Average 300	I	S <sub>D</sub>

Korea Infrastructure Safety Corporation[3] 'Table 3.3.1'  
The lowest was used force-controlled action and the average was used deformation-controlled action for performance evaluation.

Table 5. Seismic performance evaluation result of example structures (before retrofit)

	Use	Performance	Evaluation result		
			Preliminary evaluation	First evaluation	Second evaluation
A	Government office	LS	C	C	C
B	School	LS	C	C	C

A target performance level of the structures is LS by KBC2009 (Importance I). Therefore, if the performance level is IO, LS, the target performance is considered to be satisfied.

### 3.1.2 예제건물 개요

예제 건물로는 내진성능평가에서 목표성능을 만족하지 못하는 A, B 건물을 선정하였으며 Fig. 9와 Fig. 10은 각각 기준구조평면도, 외부보강구면의 위치를 표시한다. A 건물의 경우 B 건물보다 상대적으로 강도가 크고 출입구의 문제로 보강면을 엮 배치 한 경우이며, 최상층의 층량이 작아 비정형성이 B보다 강한 조건을 상정한다. B 건물의 경우 순수골조로 구성된 비교적 강도가 작은 건물을 선정하였다. 예제건물 모두 개구부 조적허리벽이 설치된 경우이며, 공공건축물의 용도로 사용되고 지진구역 I, 지반조건 S<sub>D</sub>를 상정한다. 또한 내부보강과의 비교를 위하여 보강개소, 보강재의

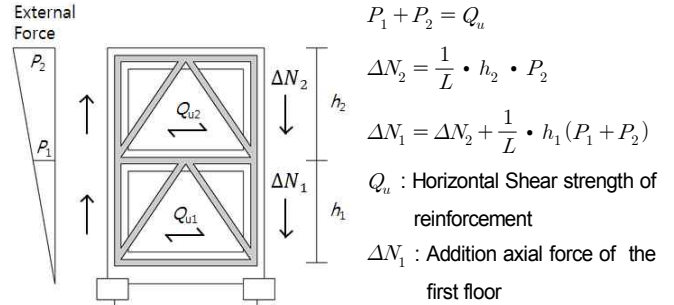


Fig. 11. Calculation of varying axial force acting on the existing RC column

Table 6. Allowable story drift angle(%) for various structural systems and performance levels

Structural system	Seismic design			Non-seismic design		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
RC moment frame	1	2	4	0.5	1.0	2
RC moment frame with masonry infills	0.7	1.4	2.4	0.35	0.7	1.2
Shear-governed shear wall	0.25	0.5	1	0.12	0.25	0.5

단면은 기존 내부보강[8]과 동일한조건을 상정하였다. 보강브레이스 및 보강골조는 건축물의 성능을 목표수준까지 향상시킴과 동시에 브레이스 자체의 성능수준도 건축물의 목표성능수준을 만족하도록 설계하였다. 예제 건물의 개요 및 목표성능은 Table 4, 5와 같다. 평가를 위한 구조해석은 MIDAS GEN 프로그램을 사용하였다.

건설연도는 A가 1999년으로 강도는 실측값인 콘크리트강도 하한값 21 MPa, 평균값 25.2 MPa를 사용하였고 철근강도는 [3]의 '표 3.3.1'의 1999년의 하한값 300 MPa, 평균값 375 MPa를 따랐다. B건물은 1986년 준공으로 콘크리트강도는 하한값 15 MPa, 평균값 18 MPa를 따랐고 철근의 항복강도는 하한값 240 MPa, 평균값 300 MPa를 따랐다. 성능평가 시 힘 지배거동은 하한 값, 변위 지배거동은 평균값을 사용하였다.

## 3.2 예비계산, 보강부재 및 인접기존부재 강도계산

### 3.2.1 추가 연직하중에 대한 기존기둥 검토

외부 보강 골조설치에 따라 추가되는 연직하중은 기존 기둥이 부담해야 하며 다음수준으로 검토한다.

- ① 지진력 분포를 역삼각형분포로 가정하여 보강재의 수평전단강도와 의 평형조건으로 Fig. 11과 같이 추가 연직하중( $\Delta N$ )을 계산한다.
- ② 추가연직하중에 대하여 기존기둥의 축력지지능력을 검토하며, 이때 Table 6의 허용층간변형각을 검토한다.
- ③ 추가연직하중이 기존기둥의 축력지지능력을 초과하면 초과분에 대하여 보강기둥이 항복하지 않도록 설계한다.

**Table 7.** Shear strength calculation of steel braced frame considering the joint and existing frames(A), (kN)

	Brace	$s V_u$	$V_{c1}$		$V_{c2}$		$s V_{su}$ ( I )	$M_u$		$s V_m$ ( II )	$s V_{ru}$ ( III )	Failure type
			$V_{mu}$	$V_{su}$	$V_{mu}$	$V_{su}$		$M_{mut}$	$M_{muc}$			
Example A	H-150×150×7×10	1280	289	214	368	318	<b>1812</b>	1280	2577	1828	1920	Type I ,braced frame buckling
Example B	H-150×150×7×10	992	209	154	213	154	<b>1356</b>	1048	1389	1397	1410	Type I ,braced frame buckling

$s V_{su} = s V_u + V_{c1} + V_{c2}$ ,  $s V_m = \min(M_u) / (H_w/2)$   $s V_{su}$ : Shear strength of steel braced frame,  $s V_{ru}$ : Shear strength at failure of the entire  
 $s V_u$ : Shear strength of steel braced frame (brace),  $V_{c1}$ : Shear strength of tension column,  $V_{c2}$ : Shear strength of compression column

$$V_{c1,c2} = k_1 \frac{A_v f_y d}{s} + \lambda k_2 \left( \frac{0.5 \sqrt{f_{ck}}}{M / (Vd)} \sqrt{1 + \frac{P}{0.5 \sqrt{f_{ck}} A_g}} \right) 0.8 A_g$$

**Table 8.** Frame properties for analysis

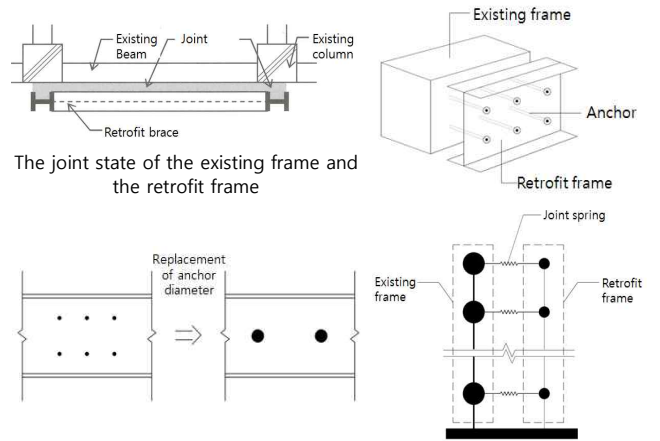
	Name	Size (mm)	Rebar (Main bar)	Mn (kN·m)	Vn (kN)	Governance Type	Plastic hinge properties			
							a	b	c	
Example A	Beam	G1	400 × 600	4-2-D22	323.0	249.4	Flexure	0.017	0.025	0.200
		G2	400 × 600	4-4-D22	413.6	283.6	Flexure	0.016	0.024	0.200
		G3	400 × 600	4-4-D22	413.6	292.6	Flexure	0.016	0.024	0.200
		G4	400 × 600	4-4-D22	413.6	283.6	Flexure	0.016	0.024	0.200
		G5	400 × 650	5-5-D22	545.9	422.4	Flexure	0.015	0.023	0.200
		G6	400 × 650	5-5-D22	545.9	270.1	Flexure	0.015	0.023	0.200
		G7	250 × 1000	3-2-D22	459.2	266.9	Flexure	0.020	0.030	0.200
		G8	250 × 1000	3-2-D22	459.2	266.9	Flexure	0.018	0.027	0.200
		G9	250 × 1000	3-2-D22	459.2	266.9	Flexure	0.020	0.030	0.200
	Column	C1	500 × 500	12-D22	414.0	265.4	Flexure	0.006	0.014	0.200
		C2	400 × 500	12-D22	272.3	268.2	Shear	0.000	0.000	0.000
		C3	400 × 500	12-D22	274.4	259.4	Shear	0.000	0.000	0.000
		C4	500 × 500	16-D22	428.2	349.4	Shear	0.000	0.000	0.000
Example B	Beam	G1	300 × 600	3-2-D19	175.7	189.7	Flexure	0.017	0.025	0.200
		G2	300 × 600	2-2-D19	129.2	159.6	Flexure	0.017	0.026	0.200
	Column	C1	400 × 400	12-D19	145.0	131.3	Shear	0.000	0.000	0.000

3.2.2 파괴형식

철근콘크리트부재의 강도는 건축구조기준(KBC2009)[11]과 한국시 설안전공단 요령[2]을 따르며, 변형지배거동 경우 공칭강도와 평균강도의 차이를 고려하여 철근의 항복강도  $f_y$  대신  $f_{ye} = 1.25f_y$ 와 콘크리트의 압축강도  $f_{ck}$  대신  $1.20f_{ck}$ 를 사용하여 강도를 산정한다. 또한 설계에서 사용되는 강도감소계수  $\phi$ 는 기존건물의 평가 및 보강에는 적용하지 않는다. 각 형식에 따른 예비 강도계산값은 Table 7과 같으며 2개의 예제건물 보강 구면에 대하여 ①기존RC기둥과 보강브레이스파괴형(Type I), ②기존 RC기둥의 전도에 의한 휨파괴(Type II), ③보강부 인접부 기존RC지중보, 직교보, 경계보 파괴에 의한 기초회전파괴(Type III)에 필요한 수평강도를 각각 계산하여 파괴 형식을 산정 한 결과, 모두 Type I 으로 결정되었다.

3.2.3 비선형모델 작성

접합부의 해석모델은 Fig. 12와 같이 기존부의 지진력을 접합부 스프링에 의하여 보강부에 전달하도록 작성하고, 이때의 접합부 스프링은 전단력



**Fig. 12.** Analysis model of the joint

만을 전달하는 스프링으로 가정하였으며 전단스프링의 비선형속성을 위한 물성값은 Matsuzaki 등[10]의 기존 연구를 참고하여 설정하였다. Matsuzaki 등[10]은 기존부와 보강부의 상대변위와 전달되는 전단력과의 관계를 실

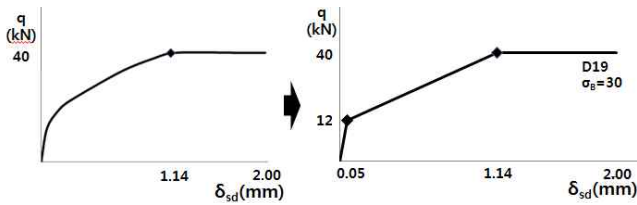


험과 해석을 통하여 Fig. 7과 같이 기존부의 콘크리트강도, 앵커의 항복강도를 변수로 후설치 앵커의 전단력과 변형과의 관계를 상정한 결과에 따라 본 연구에서는 앵커의 항복강도를 기준으로 Fig. 13과 같이 접합부 스프링을 항복 이후 제2의 항복강도를 갖는 Tri-linear로 접합부 비선형 속성을 부여하였다.

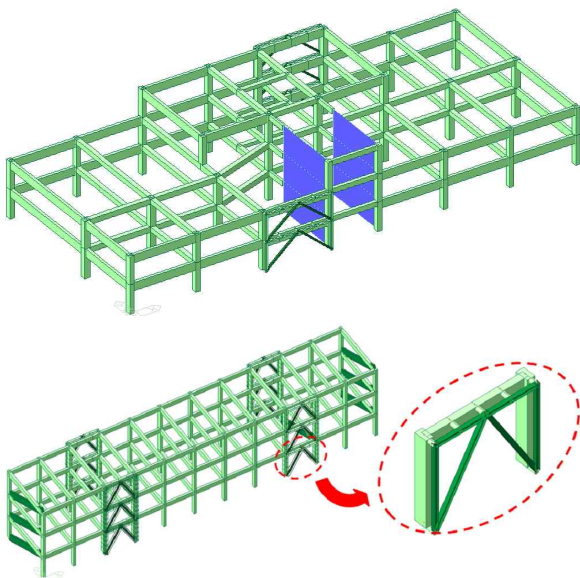
비선형속성 값은 Fig. 7을 따르며 앵커의 위치에 따른 부담 전단력을 파악하고 접합부 해석의 편의를 위하여 실제 앵커의 배치를 Fig. 12, Table 9와 같이 단순화하여 치환한다. 이때 치환된 앵커는 기존연구 Matsuzaki 등 [10]의 Fig 7과 같이 동일한 전단력 전달이 되도록 EI와 앵커의 단면적을 산정한다. Table 8은 2단계 상세평가를 위한 기존부재 구조요소의 모델링 파라미터를 한국시설안전공단요령[3]에 따라 산정하였다. 보강골조 및 보강브레이스부재는 Truss요소로 모델링하고 전단스프링은 전단힌지속성

**Table 9.** Anchor modeling for analysis(@200)

	Anchor retrofit design			Anchor modeling		
	Distance (mm)	Bending stiffness ( $E_s I_s$ , N/mm <sup>2</sup> )	Diameter (mm)	Distance	Bending stiffness ( $E_s I_s$ , N/mm <sup>2</sup> )	Diameter (mm)
A	@200 (Double)	$2.62 \times 10^9$	D19	@1200	$1.67 \times 10^{13}$	D202
B	@200 (Double)	$2.62 \times 10^9$	D19	@1000	$8.40 \times 10^{12}$	D170



**Fig. 13.** Non-linear property and plastic hinge location of joint



**Fig. 14.** Joint model (Example : A, B)

으로 부여한다. 평가를 위한 전체 구조해석모델 및 접합부 해석모델은 Fig. 14와 같다. 예제건물에 대한 보강 후 성능평가는 선형정적해석(1단계)과 비선형정적 푸시오버해석 수행(2단계)[12]로 평가하며 비선형정적 푸시오버해석은 김태원[13]의 방법을 참고한다. 평가방법은 한국시설안전공단요령[3]의 기준에 따른다.

### 3.3 보강후 성능평가 결과 및 분석

#### 3.3.1 목표성능 고찰

1단계 상세평가결과와 성능수준을 Table 10과 Table 11에 제시하였으며

**Table 10.** First-level detailed evaluation result (A)

	None retrofit			Retrofit		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1 F	0.448	0.592	0.789	0.527	0.727	1.000
2 F	0.565	0.633	0.856	0.643	0.864	1.000
3 F	0.513	0.774	1.000	0.742	1.000	1.000
Final	0.448	0.592	0.789	0.527	0.727	1.000
	C			CP		

**Table 11.** First-level detailed evaluation result (B)

	None retrofit			Retrofit		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1 F	0.000	0.071	0.552	0.461	1.000	1.000
2 F	0.821	0.821	1.000	0.824	1.000	1.000
3 F	0.821	1.000	1.000	0.825	1.000	1.000
Final	0.000	0.071	0.552	0.461	1.000	1.000
	C			LS		

**Table 12.** Second-level detailed evaluation result (A)

	None retrofit			Retrofit		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1 F	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2 F	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3 F	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Final	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	C			C		

**Table 13.** Second-level detailed evaluation result (B)

	None retrofit			Retrofit		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1 F	0.000	0.000	0.000	0.363	1.000	1.000
2 F	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000
3 F	0.000	0.000	0.000	0.593	1.000	1.000
Final	0.000	0.000	0.000	0.363	1.000	1.000
	C			LS		

보강전 조적허리벽의 영향으로 A건물과 B건물 모두 붕괴위험(C)으로 목표성능을 만족하지 못하였으나 보강후 내진성능이 향상된 것을 알 수 있다. 특히 B건물의 성능수준이 붕괴위험(C)에서 인명안전(LS)으로 향상되는 효과가 있는 것을 알 수 있다. 안충원[8]의 내부접합의 경우 두 건물 모두 LS 이상을 만족하였으나 외부보강에서는 A건물은 성능수준이 붕괴위험(C)에서 붕괴방지(CP)로 향상은 되었지만 목표성능(LS)을 만족하지 못하는 결과가 나타났다.

2단계 상세평가결과 또한 장변방향으로 보강을 하므로 두 건물의 장변 방향 성능 수준을 Table 12와 Table 13에 제시하였다.

Type I 을 상정한 보강 후에는 철골보강부로 인해 강성과 강도가 증가하여 성능이 향상되었다. 하지만 A건물은 외부보강에 의한 보강 후 성능점이 산정되지 않는 결과를 나타냈다. 성능점의 산정여부에 따라 성능점에서의 성능수준평가가 가능하므로 성능점이 산정되지 않은 보강 전 두 건물의 성

능 수준과 A건물은 붕괴위험(C)으로 목표성능수준을 만족하지 못하는 것으로 평가되었다. Fig. 15, 16에 앵커간격을 @200, @1000, @2000로 접합부 성능을 달리한 보강 전, 후의 성능곡선과 접합부의 성능에 따른 층간 변형각을 나타내었으며 비교를 위해 외부접합부와 기준부의 완전일체형을 가정한 Fix의 경우와 보강전의 성능곡선을 추가하였다.

해석결과 외부보강의 경우 모두 성능향상의 결과를 보이나 앵커간격이 넓어질수록(접합부 강성이 작아질수록), 접합부의 전단변형이 커질수록 성능곡선이 급격히 감소하는 경향으로 앵커간격에 따른 성능곡선의 변화를 확인하였다. 한편 층간변형각에 따른 성능평가는 모두 목표성능수준에 만족하였지만 만약 목표성능수준이 거주가능(IO)이라면 B건물은 성능수준을 만족하지 못하므로 성능을 더 향상시켜야 할 것이다.

또한 접합부가 항복강도에 도달하기 전에 성능점 또는 최대 강도 값에 도달하였고, Fig. 16과 같이 앵커간격 200 mm의 경우는 보강부와 기준부

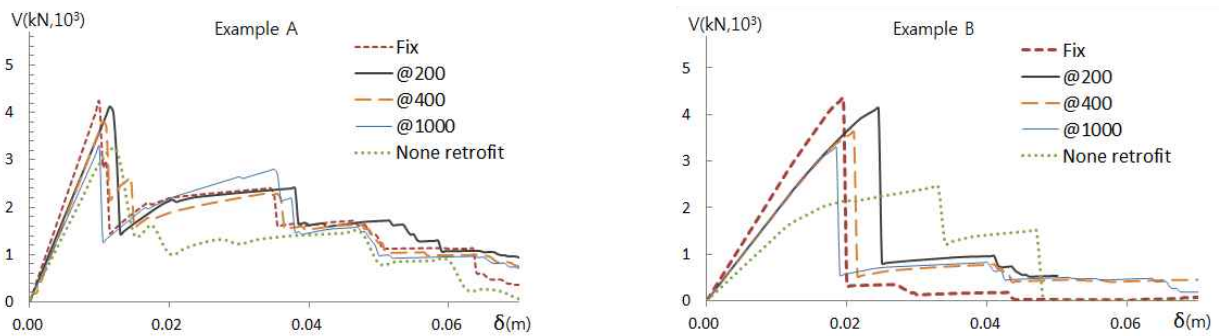


Fig. 15. Capacity curve by joint performance

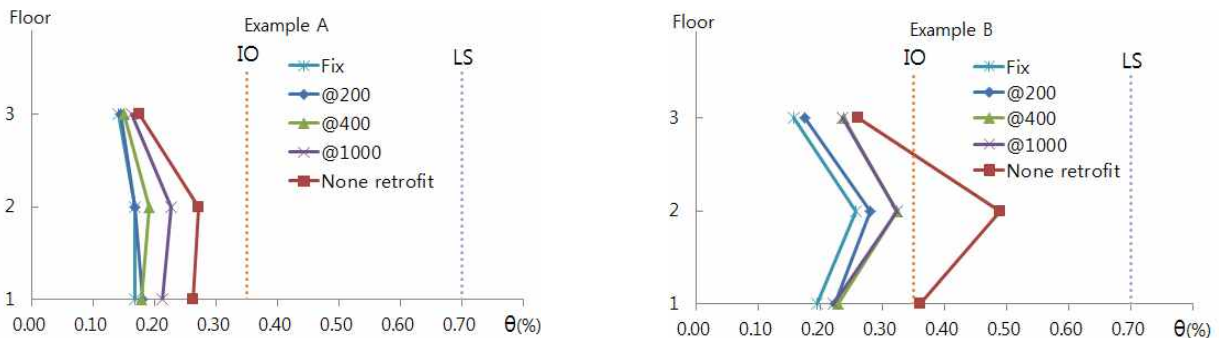
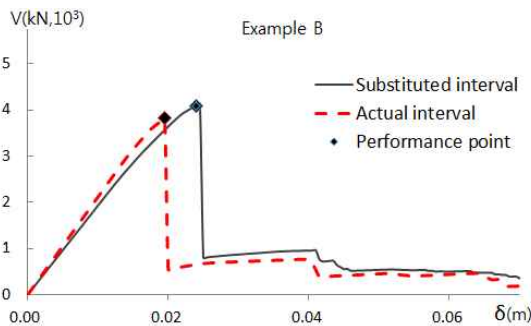
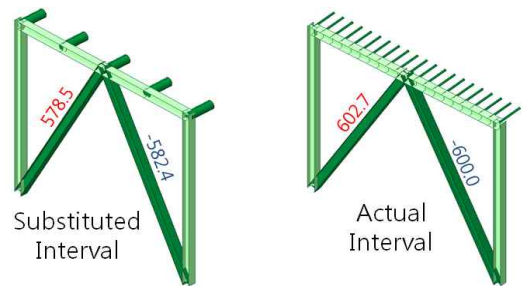


Fig. 16. Story drift angle by joint performance



(a) Capacity curve by arrangement of anchor



(b) Axial force transfer of the retrofit frame by arrangement of anchor

Fig. 17. Substitution effect of anchor

가 거의 일체로 거동하는 것을 확인하였다.

위의 결과에서 알 수 있듯이 보강부의 종류별 파괴 형식, 주변의 개구부와 조적허리벽의 유무, 후설치 앵커를 포함한 기존부재와 보강부의 접합부강도, 보강부의 연직하중, 기존부재의 콘크리트강도, 접합부강성에 따른 성능곡선의 변화를 충분히 고려하여 보강설계를 수행, 보강 후 목표성능이 의도한대로 되는지 확인하여야 한다.

### 3.3.2 접합부 고찰

#### (1) 접합부 간이화(앵커의 치환) 효과

앵커의 실제배치를 상정한 경우 해석부재(보)의 분할량이 많아지고 길이가 짧아져 소성힌지 특성이 다르게 입력될 수 있다. 실제 앵커배치반영에 따른 요소의 짧은 분할의 경우, 기존 보의 소성힌지가 선행되는 문제점으로 접합부 간이화를 제안한다.

접합부 간이화(앵커의 치환) 효과에 대한 검토를 Fig. 17에 표기하였다. 해석결과 앵커의 실제배치모델과 등가의 치환모델은 Fig. 17(b)와 같이 브레이스에 전달되는 축력의 크기는 약간 증가하였지만 Table 14의 결과 성

Table 14. Evaluation result (B)

	First-level detailed			Second-level detailed		
	IO	LS	CP	IO	LS	CP
Substituted interval	0.461	1.000	1.000	0.363	1.000	1.000
Actual interval	0.460	1.000	1.000	0.413	1.000	1.000

능점 형성 및 성능결과의 영향은 미미한 것으로 검토되었다.

#### (2) 앵커의 전단력 분포

Fig. 12와 같이 치환된 앵커에 대하여 Fig. 18에 외부접합의 후설치 앵커의 위치에 따른 부담전단력과의 관계를 표시하였다. 해석결과 보강골조의 보와 브레이스의 교차부 주위에서의 앵커가 집중적으로 전단력을 부담하고, 양 단부로 갈수록 부담률이 저하되어 부담하는 전단력이 대칭성의 경향으로 브레이스교차부의 접합부 설계에 주의가 필요한 것을 알 수 있었다.

또한 3개 층의 보강구면을 상정 할 때 1층과 2층의 부담률은 거의 동일하고 3층 접합부의 부담률이 낮은 경향을 확인 하였다. 따라서 접합부에 대한 설계 시 접합부의 위치에 따른 후설치 앵커의 수량, 간격 등의 조절이 가능하여 설계자는 합리적인 보강설계가 가능하다.

### 3.3.3 내부접합과 외부접합의 비교

Fig. 19에 내부접합과 외부접합의 경우와 각각의 접합부 성능에 따른 보강전후의 성능곡선 비교를 나타내었다. 예제 건물의 내·외부접합의 보강단면은 동일한 단면을 사용하였고, 파괴형태는 모두 Type I 을 상정한 비교이다. 해석결과 최대 강도 이후 강도저하율의 추이를 보면 A건물의 경우 내부51.9%, 외부65.2%로, B건물의 경우 내부44.0%, 외부 80.5%로 최대강도 이후 외부접합의 강도 저하율이 큰 것을 확인하였다.

또한 A건물은 안충원[8]에서 내부접합보강을 했을 경우 성능이 목표성능수준까지 향상되었지만 외부접합보강의 경우 성능점을 산정 할 수 없어 목표성능수준을 만족하지 못하였다. 예제건물 A의 경우, 외부보강은 ①보

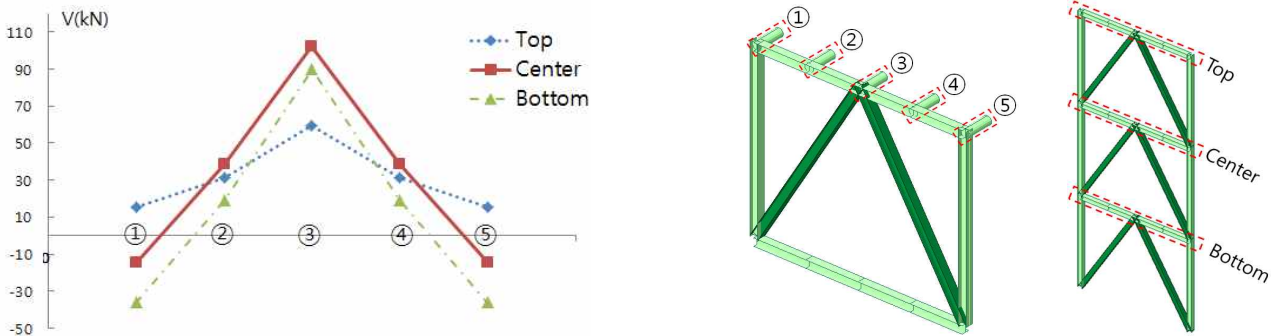


Fig. 18. The joint anchor strength and correlation diagram of shear force deliver (Beam)

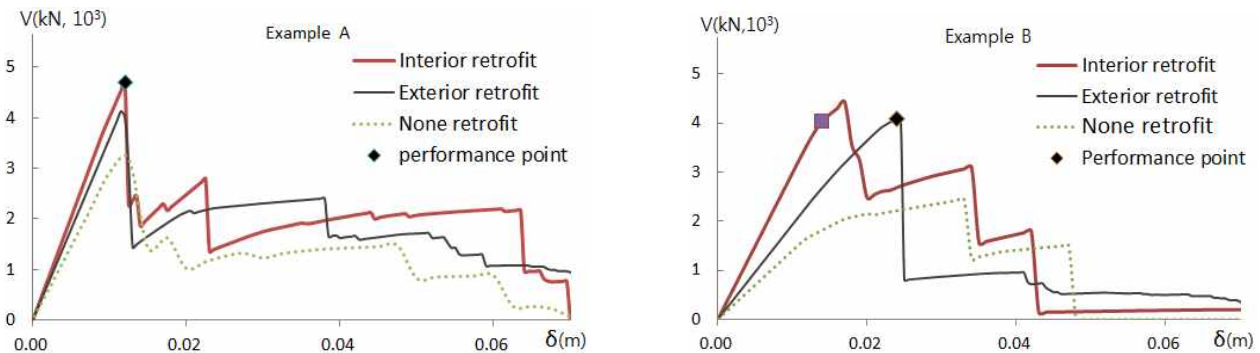


Fig. 19. Performance evaluation comparison

강면 외의 기존기둥에서 소성힌지가 먼저 발생되고, ②보강면이 설치된 기존 기둥에서 소성힌지가 발생하는 순서로 진행되어 보강 브레이스에서 소성힌지가 발생하기 전에 기존부재의 붕괴가 일어났다. 이는 건물의 전체적으로 붕괴에 이르기까지 보강브레이스는 항복하지 않아 보강효과를 충분히 발휘하지 못한 것으로 보이고 또한 보강재의 편심배치에 의한 비틀림의 영향으로 보강효과가 저하된 것으로 분석된다. 내부보강은 보강브레이스가 기존건물의 골조에 의한 구속효과로 지진하중에 저항하여 ①보강구면의 기존기둥에서 소성힌지가 먼저 발생되고, ②보강브레이스가 항복하는 순서로 진행되어 붕괴에 이르게 된다. 따라서 예제건물 A는 외부접합의 경우 보강구면이 충분히 보강효과를 발휘하기 전에 기존부에서 파괴가 선행되어 목표성능을 만족하지 못하므로 내부보강과 같은 목표성능을 위해서는 보강량을 추가해야 한다. 예제건물 B의 경우, 내부 및 외부보강이 공통적으로 파괴모드가 이상적인 Type I 의 거동과 같이 ①보강구면의 기존기둥에서 소성힌지가 먼저 발생하고, ②이후에 보강브레이스에서 소성힌지가 발생하는 순서로 진행되어 최종적으로 붕괴에 이르렀다.

A,B건물의 외부접합보강 예제건물을 통하여 내부접합보강과의 차이점은 내부접합보강과 같은 단면으로 보강을 하여도 외부접합보강의 성능향상이 내부접합보강만큼 증가하지 않은 것을 알 수 있다. 이는 내부보강과 외부보강의 기존부재에 의한 구속효과 차이로 판단된다. 또한 외부접합부에서 앵커의 다일저항으로 대표되는 접합부 비선형속성을 고려 할 때 전단변형이 어느 정도 진행되어야 접합부가 강도를 발휘하므로(D19앵커의 경우 1.0~1.75 mm에서 최대강도) 접합부의 강도발현 시점까지의 전단변형까지 기존부는 파괴가 선행되지 않는 것을 확인하여야 한다.

#### 4. 결 론

한국시설안전공단 요령[3]에 따라 외부접합보강에 의한 강도상승형으로 내진보강 된 예제건물에 대하여 접합부의 주요 전단저항 요소인 다일저항에 의한 전단저항 메커니즘에 따라 접합부 비선형속성을 부여, 비선형정적해석 수행절차와 보강 후 성능평가법 제안 및 접합부가 보강효과에 미치는 영향에 대하여 고찰하였으며 이를 정리하면 다음과 같다.

- 1) 성능점 또는 최대강도 이후의 강도 저하율이 내부접합보다 외부접합이 큰 경향을 확인하였으며 이는 기존부재와 보강부재에 의한 구속효과 차이로 판단된다.
- 2) 비정형건물 또는 보강재가 편심배치 된 경우 비틀림에 의하여 보강효과가 감소되는 경향을 확인하였다.
- 3) 접합부의 강도발현 시점까지의 전단변형까지 기존부는 파괴가 선행되지 않는 것을 확인하여야 한다.
- 4) 외부접합부에서 국내실정에 맞는 부착저항 요소에 대한 실험, 연구에 의하여 설계에 활용 할 수 있는 정량적인 평가방법의 제시가 필요하다.

#### / REFERENCES /

1. KISC. Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings. Kyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2004. 224p.
2. KISC. Guidelines for seismic performance evaluation and rehabilitation of existing buildings. Kyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2011. 115p.
3. KISC. Guidelines for seismic performance evaluation of existing buildings(Commentary and Examples). Kyeonggi-do, Korea: Korea Infrastructure Safety Corporation; c2013. 330p.
4. MOLIT. Special law on the safety management of the facility. Korea: Ministry of Land, Infrastructure, and Transport.
5. JBDPA, Standard and commentary for seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings. Tokyo, Japan: Japan Building Disaster Prevention Association. c2001.
6. JBDPA, Manual for outside seismic retrofitting of existing reinforced concrete buildings. Tokyo, Japan: Japan Building Disaster Prevention Association. c2002.
7. FEMA356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: Federal Emergency Management Agency. c2000.
8. Ahn CW, Yoon JH, Song DY, Chang BS, Min CG. The design considerations of steel braced frame for seismic retrofit through increasing the lateral strength of existing RC buildings. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea. 2013 Nov;17(6):293-303.
9. Yun SY, Park JH, An Experimental Study on the Shear Behaviour of Post-Installed Anchors for Seismic Retrofit. Journal of the Architecture Institute of Korea. 2014 Sep;30(9):41-51.
10. Matsuzaki Yasuhiro, Nakano Katsuhiko. Additional Method of Shear Resistances in Precast Concrete Connections. Journal of the Architecture Institute of Japan. 2001 Dec;550:151-158.
11. KBC 2009. Korean building code-structural. Seoul, Korea, Architectural Institute of Korea; c2009. 772p.
12. Kim TW, Min CG, LEE HM. Seismic Performance Evaluation of unreinforced Masonry Buildings By Using a Three-Step procedure. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea. 2011 Jun;15(3):57-64.
13. 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.