

## 비틀림 비정형 건물의 내진설계를 위한 우발편심 비틀림 증폭계수 검증

### Verification of the Torsional Amplification Factor for the Seismic Design of Torsionally Imbalanced Buildings

이광호<sup>1)</sup> · 정성훈<sup>2)</sup>

Lee, Kwang Ho · Jeong, Seoung Hoon

**국문 요약** >> 건물의 실제 편심은 일반적으로 계산된 값과 상당히 다르며, 정형 건물도 비틀림의 영향을 받는다. 질량분포의 비대칭성과 수직축에 대한 지반의 회전요소와 같은 요인들의 영향을 고려하고, 비틀림 비정형 건물의 취약성을 줄이기 위하여 내진설계규준에서는 우발편심과 비틀림 증폭계수를 도입하였다. 본 연구에서는 정형건물의 다양한 형상비와 평면중심으로부터의 부재위치에 따른 비틀림 증폭계수의 영향 및 이 계수에 영향을 미치는 요인을 확인하였고 보통암 지반에 위치한 다양한 편심과 형상비를 갖는 비선형 철근콘크리트 단층모델을 이용하여 비틀림 증폭계수를 검증하였다. 비선형 정적해석과 시간이력해석을 이용하여 구한 연약단부의 최대 정적변위와 동적변위는 비교적 일치하였으나 최대 정적비틀림과 동적비틀림의 차이는 편심크기가 작을수록 크게 나타났다. 1차 설계편심에 비틀림 증폭계수 적용유·무에 따라 연약단부 부재의 밀면전단력 증가가 미비하여 최대 정적변위의 증가비가 크지 않다.

**주요어** 비틀림 비정형 건물, 비틀림 증폭계수, 우발편심, 지진 거동

**ABSTRACT** >> Because of the difference between the actual and computed eccentricity of buildings, symmetrical buildings will be affected by torsion. In provisions, accidental eccentricity is intended to cover the effect of several factors, such as unfavorable distributions of dead- and live-load masses and the rotational component of ground motion about a vertical axis. The torsional amplification factor is introduced to reduce the vulnerability of torsionally imbalanced buildings. The effect of the torsional amplification factor is observed for a symmetric rectangular building with various aspect ratios, where the seismic-force-resisting elements are positioned at a variable distance from the geometrical center in each direction. For verifying the torsional amplification factor in provisions, nonlinear reinforced concrete models with various eccentricities and aspect ratios are used in rock. The difference between the maximum displacements of the flexible edge obtained between using nonlinear static and time-history analysis is very small but the difference between the maximum torsional angles is large.

**Key words** Torsional imbalanced buildings, Torsional amplification factor, Accidental eccentricity, Earthquake response

## 1. 서론

구조물의 완벽한 대칭은 이상적이며 현실의 모든 구조물에는 크고 작은 편심이 존재한다. 대칭으로 설계된 구조물에서도 건설단계와 하중 분포의 현실적인 불완전성과 지반 운동의 회전요소로 인해서 우발편심이 존재하는 것이 일반

적인 가정이다. 따라서 지진동 발생시 비정형 건물들은 일반적으로 횡방향 거동뿐만 아니라 비틀림 거동을 경험하게 된다. 이러한 비틀림 거동의 주요한 원인은 비대칭적 질량 분포 또는 평면상 횡하중에 저항하는 부재의 비대칭성 때문이다. 횡하중에 저항하는 부재의 저항능력 손실 또는 부재의 비탄성 거동으로 인하여 비틀림 거동이 발생하기도 한다.

내진설계규준<sup>(1-4)</sup>에서 정의하는 설계편심은 정적편심(Static Eccentricity,  $e_s$ )과 우발편심(Accidental Eccentricity,  $e_a$ )으로 구성되어지며 그 예로서 건축구조설계기준(KBC 2009)<sup>(4)</sup>에서 정의하는 설계편심은 식 (1)과 같다. 정적편심은 강성 중심(Center of Rigidity)과 질량중심(Center of Mass) 사이의 거리이다. 우발편심은 기준에서 명확하게 고려되지 않은

<sup>1)</sup> 학생회원·인하대학교 건축학부, 박사과정

<sup>2)</sup> 정회원·인하대학교 건축학부, 조교수  
(교신저자: jeong@inha.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2011년 2월 28일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2010. 8. 18 / 수정일 : 2010. 11. 16 / 게재확정일 : 2010. 11. 16)

요인들의 영향을 보완하기 위하여 도입되었고 일반적으로 지진력 작용방향에 직각인 평면치수의 5 퍼센트에 해당하는 거리이다. 여러가지 내진설계기준<sup>(1-3)</sup>에서 정의하는 우발편심의 원인은 표 1과 같다.

$$e_{di} = 1.0 \times e_{si} \pm A_x \times 0.05L_i \quad (1)$$

여기서,

$e_{di}$  :  $i$ 번째 층의 설계편심거리

$e_{si}$  :  $i$ 번째 층의 정적편심거리

$L_i$  :  $i$ 번째 층의 지진력 작용방향에 직각인 평면치수

$A_x$  : 비틀림 증폭계수

항복강도, 강성 또는 질량의 불확실성으로 인하여 건물의 실제편심은 계산된 값과 다르므로 정형 건물도 비틀림의 영향을 받는다. 1960년대의 내진기준<sup>(5)</sup>( $e_{di} = 1.0 \times e_{si} \pm 0.05L_i$ )은 우발편심에 대한 합당한 이론적 근거를 제시하지 않았으며, 비틀림 관련 규정은 추후 연구가 필요하다고 하였다. 정형건물의 비틀림 효과를 결정하기 위하여, 건물종류에 따른 우발편심의 연구<sup>(6)</sup>가 최초로 진행되었다. 0.6초보다 짧은 주기인 골조건물 또는 1.0초보다 짧은 주기인 전단벽 건물의 경우 UBC (1967)<sup>(7)</sup>는 비틀림 저항을 과소평가 할 수 있으며, 짧은 주기와 긴 평면치수를 갖는 건물은 10%의 우발편심이 합리적임을 검증하였다. 만약 수직축에 대한 지반운동의 회전요소가 오직 우발편심의 원인이 된다면, 이전의 결론<sup>(6)</sup>은 과도하다고 하였다.<sup>(8)</sup>

여러 연구자들<sup>(9-14)</sup>은 내진기준에 명시되어 있는 우발비틀림모멘트(Accidental Torsion)의 타당성을 연구하였다. 강성 불확실성에 의한 구조물 변형의 증가는 기준에서 명시하고 있는 5%의 우발편심보다 작으며<sup>(12),(13)</sup>, 기초의 회전에 의한 우발비틀림모멘트는 비정형 건물보다 정형 건물이 크다는 결론을 도출하였다.<sup>(12),(14)</sup> 건물의 동적해석과 정적해석의 차이를 보완하기 위하여 정적편심에 따른 증폭

계수(Magnification Factor)는 1969년에 최초로 정의되었다.<sup>(15)</sup> 이후 많은 연구자들<sup>(16-18)</sup>은 건물의 동적편심(Dynamic Eccentricity)에 대하여 연구하였다.

비틀림 증폭계수(Torsional Amplification Factor)는 1985년 Michoacan 지진(Mexico)에 의한 비정형 건물의 취약성을 줄이기 위하여 SEAOC(1988)에 처음 소개되었다.<sup>(19)</sup> 이 계수는 “Seismology Committee to encourage buildings with good torsional stiffness”에서 만들어진 경험식<sup>(20),(21)</sup>으로 식 (2)와 같다.

비정형 평면을 갖는 건물의 우발편심에 대한 연구들<sup>(6),(8-14)</sup>은 많이 진행되어 왔으며 비틀림 증폭계수 검증에 대한 연구는 거의 없다. 본 연구에서는 비틀림 비정형 건물의 비틀림 증폭계수를 검증하는 것을 목표로 한다.

$$1.0 \leq A_x = \left( \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right)^2 \leq 3.0 \quad (2)$$

여기서,

$\delta_{\max}$  :  $i$ 번째 층 바닥에서의 최대변위

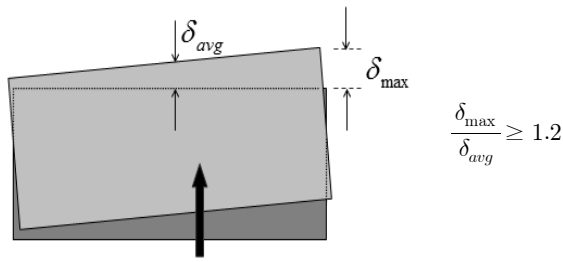
$\delta_{\text{avg}}$  :  $i$ 번째 층 바닥에서 건물 각 모서리 변위의 평균

## 2. 내진설계기준에서의 비틀림 증폭계수

정형 및 비정형 건물의 비틀림 거동을 반영하기 위하여 유연한 격막(Flexible Diaphragm)으로 분류되지 않은 경우, 비틀림모멘트(Inherent Torsion)와 우발비틀림모멘트의 합인 수평비틀림모멘트를 고려한다.<sup>(4),(22)</sup> 유연한 격막<sup>(22)</sup>이란 최대 격막변형이 수직부재 평균변형의 2배 이상인 경우이다. 국내의 내진설계기준<sup>(4)</sup>에서 정의하는 평면 비정형 유형은 총 5가지(비틀림 비정형, 요철형 평면, 격막의 불연속, 면외 어긋남, 비평행 시스템)이며 본 연구의 대상은 비틀림 비정형이다. 비틀림 비정형은 그림 1에서 보듯이 어떤 축에 직교하는 구조물의 한 단부에서 우발편심을 고려한 최대 층변위가 양단부 층변위 평균값의 1.2배보다 큰 경우이다. 내진설계기준<sup>(4)</sup>에서는 비틀림 비정형 건물 및 내진설계범주(Seismic Design Category)가 “C” 또는 “D”로 분류된 경우 비틀림 증폭계수를 우발편심에 적용하여 우발비틀림모멘트를 증폭시킨다. 비틀림 증폭계수를 1차 설계편심( $1.0e_{si} + A_x \cdot 0.05L_i$ )에 적용할 경우 비틀림 비정형 건물의 비틀림모멘트를 증가시켜 강성이 상대적으로 작은 연약단부 부재의 설계하중을 증가시킨다. 반대로 2차 설계편심( $1.0e_{si} - A_x \cdot 0.05L_i$ )에 이 계수를 적용하면 강성이 상대적으로 큰 강축단부 부재의 설계하중이 증가된다.

〈표 1〉 내진설계기준에서 정의하는 우발편심 원인

내진설계기준	우발편심 원인
FEMA 303 <sup>(1)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 수직축에 대한 지반운동의 회전요소</li> <li>· 계산된 강성, 항복강도와 실제 강성, 항복강도의 차이</li> <li>· 고정하중과 활하중 질량 분배의 불확실성</li> </ul>
Eurocode 8 <sup>(2)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 질량위치의 불확실성</li> </ul>
KBC 2006 <sup>(3)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>· 수직축에 대한 지반운동의 회전요소</li> <li>· 계산된 강성과 실제 강성의 차이</li> <li>· 항복강도의 불확실성</li> <li>· 고정하중과 활하중 질량 분배의 불확실성</li> </ul>

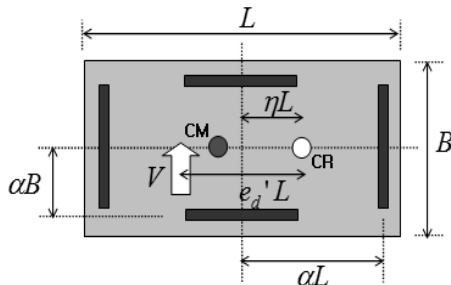


〈그림 1〉 평면 비정형 유형 - 비틀림 비정형

〈표 2〉 각 기준에서의 비틀림 증폭계수 적용

내진설계기준	비틀림 증폭계수 적용
FEMA 273(1997) <sup>(23)</sup> SEAOC(1999) <sup>(20)</sup> FEMA 356(2000) <sup>(24)</sup> ASCE 7-05(2005) <sup>(22)</sup> KBC(2009) <sup>(4)</sup>	$M_{ht} = M_t + A_x M_{ta}$
FEMA 302(1997) <sup>(25)</sup> FEMA 368(2000) <sup>(26)</sup> FEMA 450(2003) <sup>(27)</sup> KBC(2006) <sup>(3)</sup>	$M_{ht} = A_x (M_t + M_{ta})$

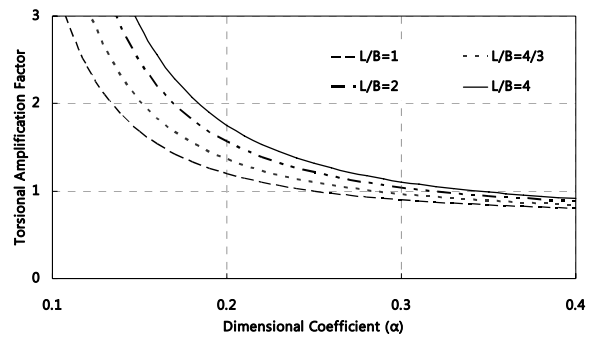
여기서,  $M_{ht}$  : 수평비틀림모멘트  
 $M_t$  : 비틀림모멘트  
 $M_{ta}$  : 우발비틀림모멘트



〈그림 2〉 shear-beam 모델

내진설계기준에서 비틀림 증폭계수의 적용은 표 2에서 확인할 수 있으며 같은 시기의 기준에서도 서로 다르게 적용되고 있다. 일부 기준<sup>(4),(20),(22-24)</sup>의 경우 비틀림 증폭계수는 우발비틀림모멘트를 증폭시키는 역할을 하는 반면 다른 기준<sup>(3),(25-27)</sup>에서는 비틀림모멘트와 우발비틀림 모멘트의 합을 증폭시킨다.

많은 연구자들<sup>(12-17)</sup>은 중력하중의 영향은 받지 않고 횡하중에 대해서만 저항하는 단순한 Shear-beam 모델(그림 2)을 이용하여 우발편심을 검증하였다. 다양한 형상비 및 평면중심으로부터의 횡하중 저항부재 위치(여기서는  $\alpha$ 로 정의)에 따른 비틀림 증폭계수의 영향을 관찰하기 위하여 Shear-beam 모델을 이용하여 정적·탄성해석을 수행하였다. 본 예제모델



〈그림 3〉 횡하중 저항부재 위치 및 형상비에 따른 비틀림 증폭계수의 영향

은 단층 정형건물이며 질량중심은 평면의 중심에 위치하고 있다. 그림 3에서 알 수 있듯이  $\alpha$ 가 0.34보다 큰 경우 비틀림 증폭계수는 1.0과 같으며  $\alpha$ 가 0.11에서 0.15보다 작은 경우 최대값 3.0에 도달한다.<sup>(21)</sup> 해석에 사용된 하중-변위 관계는 식 (3)과 같으며,  $\alpha$ 가 작아질수록 비틀림강성이 감소하여 양단부의 변위차가 증가함으로 비틀림 증폭계수가 증가한다. 연약단부(Flexible Edge)의 변위가 강측단부(Stiff Edge) 변위의 1.5배를 초과할 경우 비틀림 증폭계수는 1.0보다 크다(식 (2)). 양단부의 최대 및 최소변위는 식 (4)와 같으며(그림 2)  $\delta_{max} \geq 1.5\delta_{min}$ 의 조건에 대입하여 풀면 비틀림 증폭계수가 1.0 이상일 때의 조건식 (5)를 구할 수 있다. 비틀림 증폭계수에 영향을 미치는 요인은 강성중심에서의 비틀림강성과 횡강성, 설계편심비, 평면중심과 강성중심 간의 편심비 및 지진력 작용방향에 직각인 평면치수(형상비)이다. 비틀림 강성이 작을수록 정규화된 강성 회전반경이 작아져 연약단부의 횡변위가 증가하므로 비틀림 증폭계수는 증가한다.

$$\begin{bmatrix} k_{yy} & k_{y\theta} \\ k_{\theta y} & k_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_y \\ u_\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} V \\ V e_d \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \delta_{max} &= \frac{V}{K_y} + \frac{V e_d'}{K_t^{CR}} (0.5 + \eta) L^2 \\ \delta_{min} &= \frac{V}{K_y} - \frac{V e_d'}{K_t^{CR}} (0.5 - \eta) L^2 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\rho_k^2 = \frac{1}{L^2} \frac{K_t^{CR}}{K_y} \leq e_d' (2.5 - \eta) \quad (5)$$

여기서,

$K_t^{CR}$  : 강성중심에서의 비틀림강성

$K_y$  : 강성중심에서의 횡강성

- $\eta$  : 평면중심과 강성중심사이의 편심비
- $e_d'$  : 설계편심비
- $\rho_k$  : 정규화된 강성 회전반경

### 3. 편심과 비틀림 증폭계수의 상호관계분석

#### 3.1 예제 건물

비틀림 증폭계수를 검증하기 위하여 다양한 형상비 및 편심의 크기를 가지는 단층건물에 대하여 비선형 정적해석 및 동적해석을 수행하였다. 표 3과 같이 예제 건물들은 보통암 지반에 위치하고 있으며 내진설계범주 “C”로 분류되었다고 가정하였다. 예제 건물들은 2×2베이(형상비 1)와 2×4베이(형상비 2) 철근 콘크리트 골조로 구성된 단층 건물들이다.

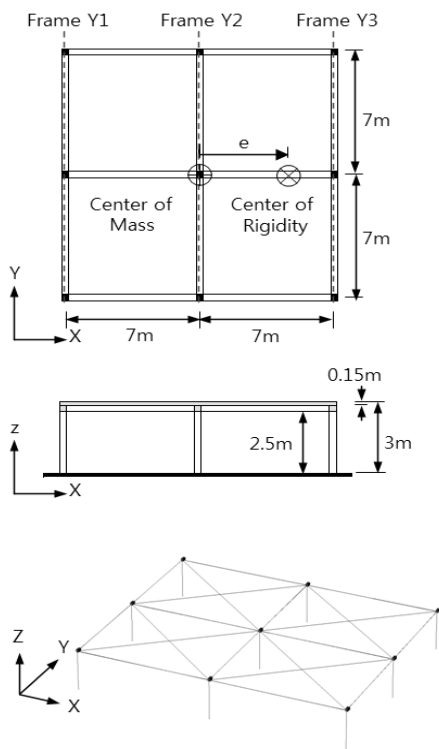
〈표 3〉 비선형 정적해석시 가정사항

	2×2베이 건물 (형상비 1)	2×4베이 건물 (형상비 2)
지반종류	보통암 지반( $S_B$ )	
내진설계범주	“C” 또는 “D”	
비틀림 비정형 건물유형 검토	Yes	
비틀림 증폭계수 (TAF, $A_x$ ) 적용	Yes	

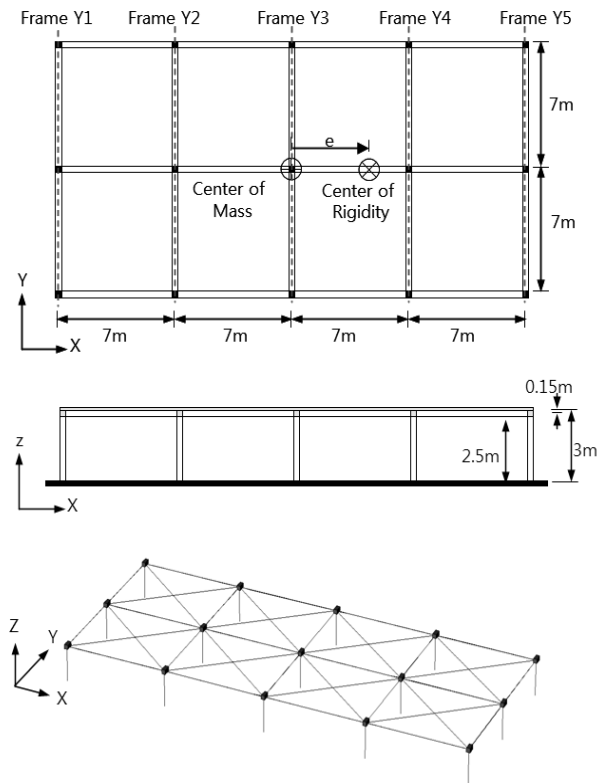
예제 건물들의 형상과 해석모델 개요는 그림 4와 같다. 예제 건물의 질량은 평면에 균일하게 분포되어 있으며 질량중심 (Center of Mass, CM)은 평면 중심에 위치하고 있다. 각 건물의 평면상 편심이 전체 길이의 0%, 10%, 20%에 해당하도록 기둥의 크기와 철근량을 변화시켜 강성중심(Center of Rigidity, CR) 위치를 조절하였으며, 건물의 2차원적인 주기와 강도는 변함이 없도록 하였다. 그림 5로부터 예제 건물의 편심크기는 다르더라도 건물의 2차원 능력곡선은 서로 일치함을 확인할 수 있다. 이는 편심 이외의 다른 변수가 건물의 거동에 영향을 주는 것을 최소화하기 위함이다.

예제 건물의 해석을 위하여 비선형 유한요소 해석 프로그램인 ZEUS-NL<sup>(28)</sup>이 사용되었다. 이 프로그램은 fiber 모델을 이용하여 소성 거동의 부재 길이방향으로의 진행과 3차원 상호작용(M-M-N Interaction)을 정밀하게 예측할 수 있다. 따라서 면외거동을 보이는 비정형 평면을 가진 골조 건물 해석에 적합하다.

양방향 비대칭 건물의 경우 4방향(+X, -X, +Y, -Y)의 하중이 고려된다. 각 하중 방향의 경우, 우발편심을 적용할 수 있는 두가지 경우(CM+0.05b, CM-0.05b)가 존재하여 총 8개의 하중 경우(Load Case)가 된다. 지진하중의 효과를 고려하여 30 퍼센트의 직교하중을 적용하면 하중 경우는 총

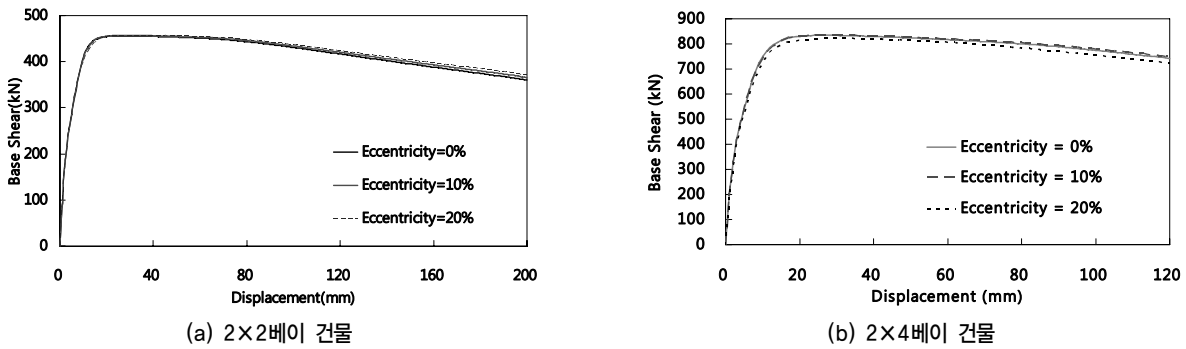


(a) 2×2베이 건물

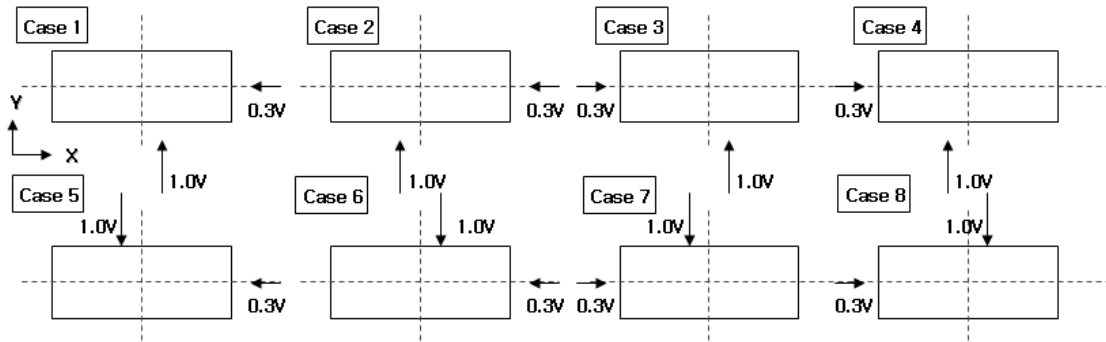


(b) 2×4베이 건물

〈그림 4〉 예제 건물의 개요(평면, 단면, 3차원 해석모델)



〈그림 5〉 예제 건물의 횡하중-변위 곡선

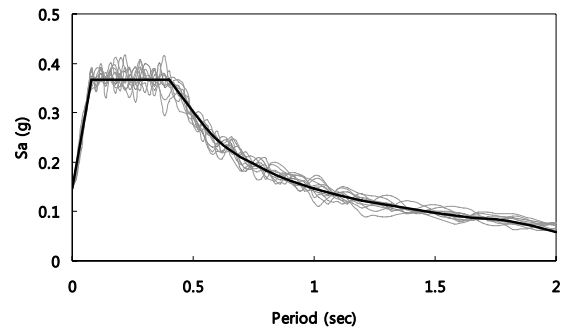


〈그림 6〉 우발편심 및 직교하중효과를 고려한 하중 경우

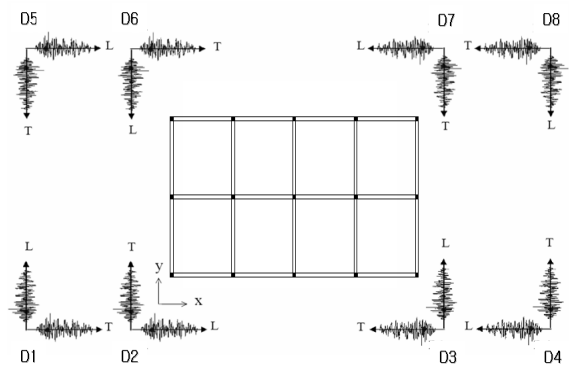
16가지이다.<sup>(29)</sup> 강축에 밀면전단력이 작용하는 경우(x 방향)를 제외하면 하중 경우는 그림 6에서 보는바와 같이 총 8가지(Case 1~Case 8)이다.

### 3.2 비선형 정적해석 및 동적해석 결과분석

비선형 동적해석에 사용된 5set 인공지진파(보통암 지반,  $S_B$ )의 최대지반 가속도(PGA)는 내진설계규준<sup>(3)</sup>에서 정의하고 있는 설계지반가속도와 동일한 0.147g이며 감쇠율 5%의 탄성응답 스펙트럼은 그림 7과 같다. 일반적으로 양방향 비대칭 건물은 그림 8과 같이 총 8방향의 지진파가 적용된다. 예제 건물은 일방향 비대칭 건물이므로 4방향(D1~D4)의 지진파가 사용되어 예제건물에 적용된 인공 지진파의 갯수는 총 20개(5set×4방향)이다. 표 4와 5에 예제 건물들의 목표변위, 양단부의 정적변위 및 최대 비틀림 증폭계수가 나타나 있다. 예제 건물들의 비선형 동적해석으로 구한 질량중심의 최대변위를 정적해석의 목표변위(Target Displacement)로 정의하였다. 그림 6과 같이 총 8가지의 하중경우에 대하여 예제 건물들의 질량중심에서의 변위가 목표변위와 일치할 때 양단부의 정적변위를 구하였다. 각 하중단계에서의 양단부의 정적변위를 이용하여 총 8개의 비틀림 증폭계수를 구하였으며, 8개의 값 가운데 최대값을 최대 비틀림 증폭계수(Max.  $A_x$ )로 결정하였다. 예제 건물들에 1차 설계편심 적용



〈그림 7〉 해석에 사용된 지진파 스펙트럼



〈그림 8〉 양방향 지진하중 조합

시 연약단부의 변형이 증가하며 2차 설계편심을 적용하면 강축단부의 변형이 커진다. 최대 비틀림 증폭계수는 예제

〈표 4〉 2×2베이 건물의 우발편심 및 직교하중효과를 고려한 양단부 정적변위, 질량중심에서의 목표변위 및 최대 비틀림 증폭계수(Max, Ax)

정적 편심비	골조선	하중 경우(Load Case)에 따른 정적변위(mm)								Max. Ax	CM에서의 목표변위(mm)
		1	2	3	4	5	6	7	8		
0%	Y1	18.92	20.86	19.17	21.09	-20.86	-18.92	-21.09	-19.17	0.77	19.47
	Y3	21.09	19.17	20.86	18.92	-19.17	-21.09	-18.92	-20.86		
10%	Y1	19.02	21.02	19.21	21.10	-21.02	-19.02	-21.10	-19.21	0.96	17.37
	Y3	17.02	15.04	16.79	14.89	-15.04	-17.02	-14.89	-16.79		
20%	Y1	21.16	23.13	21.07	23.02	-23.13	-21.16	-23.02	-21.07	1.28	16.37
	Y3	12.91	10.95	12.91	10.96	-10.95	-12.91	-10.96	-12.91		

〈표 5〉 2×4베이 건물의 우발편심 및 직교하중효과를 고려한 양단부 정적변위, 질량중심에서의 목표변위 및 최대 비틀림 증폭계수(Max, Ax)

정적 편심비	골조선	하중 경우(Load Case)에 따른 정적변위(mm)								Max. Ax	CM에서의 목표변위(mm)
		1	2	3	4	5	6	7	8		
0%	Y1	16.21	23.31	16.76	23.77	-23.31	-16.21	-23.77	-16.76	0.98	19.51
	Y5	23.77	16.76	23.31	16.21	-16.76	-23.77	-16.21	-23.31		
10%	Y1	21.37	27.35	21.73	27.32	-27.35	-21.37	-27.32	-21.73	1.60	17.42
	Y5	14.71	8.80	14.25	8.63	-8.80	-14.71	-8.63	-14.25		
20%	Y1	28.31	31.04	28.09	30.87	-31.04	-28.31	-30.87	-28.09	2.28	16.53
	Y5	5.91	3.22	5.91	3.21	-3.22	-5.91	-3.21	-5.91		

〈표 6〉 비틀림 증폭계수 적용유무에 따른 연약단부의 최대 정적변위 및 정적비틀림

형상비	변위 / 비틀림	정적 편심비	Accidental Eccentricity		Ratio $\pm A_x \cdot 0.05L / \pm 0.05L$
			$\pm 0.05L$	$\pm A_x \cdot 0.05L$	
1	최대 정적변위 (mm)	0%	21.09	21.09	1.0
		10%	21.10	21.10	1.0
		20%	23.13	23.40	1.011
	최대 정적비틀림 (rad)	0%	1.55E-4	1.55E-4	1.0
		10%	4.44E-4	4.44E-4	1.0
		20%	8.70E-4	9.08E-4	1.04
2	최대 정적변위 (mm)	0%	23.77	23.77	1.0
		10%	27.35	28.83	1.054
		20%	31.04	32.39	1.043
	최대 정적비틀림 (rad)	0%	2.70E-4	2.70E-4	1.0
		10%	6.67E-4	7.68E-4	1.15
		20%	9.94E-4	1.09E-3	1.10

건물들에 1차 설계편심이 적용된 경우이다.

비틀림 증폭계수 적용 유·무에 따른 예제 건물들의 연약 단부 최대 정적변위와 최대 정적비틀림을 표 6에 나타내었다. 정적비틀림은 양단부 최대변위를 밀면전단력 작용방향(y방향)의 직각방향 평면치수로 나눈 값으로 계산하였다. 최대 정적변위와 정적비틀림은 각 하중경우의 정적변위와 정적비틀림 가운데 최대값이다. 비틀림 증폭계수 적용에 관계없이 형상비 2인 건물이 1인 건물보다 최대 정적변위 및 정적비틀림이 크다는 것을 알 수 있다. 정적편심비가 같더

라도 형상비 2인 건물은 1인 건물보다 설계편심크기가 크기 때문에 비틀림모멘트가 크다. 따라서 형상비 2인 건물이 1인 건물보다 연약단부의 횡변위가 크고 강측단부의 횡변위가 작아 최대 정적변위 및 정적비틀림이 크다.

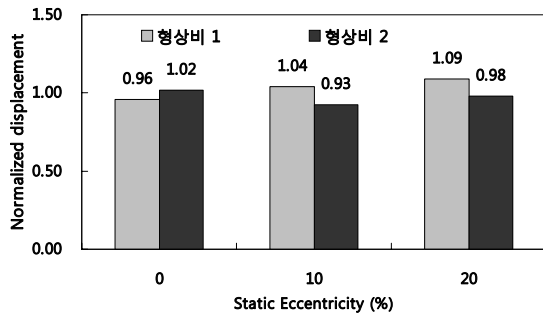
비틀림 증폭계수를 적용한 예제 건물의 목표변위에서의 밀면전단력은 이 계수를 적용하지 않은 예제 건물의 밀면전단력보다 작은 것을 확인하였다. 비틀림 증폭계수를 1차 설계편심에 적용시 강측단부 밀면전단력의 감소폭은 크고 연약단부 밀면전단력의 증가폭은 작아 연약단부의 최대 정적변위의 차이는 크지 않다.

식 (1)의 비틀림 증폭계수  $A_x$ 는 동적해석과 정적해석 결과의 차이를 보정하기 위한 계수이므로 이를 1.0으로 놓고 비선형 동적해석을 수행하였다. 표 7과 그림 9, 10은 형상비에 따른 예제 건물의 응답을 비교한 결과이다. 여기서, 최대 응답 변위는 연약단부의 최대 변위를 나타내고, 최대응답 비틀림은 연약단부의 동적변위가 최대일 때 예제 건물의 비틀림 값으로 정의한다. 표 7에 나타난 최대응답 변위와 최대응답 비틀림은 이 연구에서 사용된 20개의 입력 지진파에 대한 응답의 평균값이다. 최대응답 변위는 편심비가 증가할수록 크게 나타났다. 이는 비선형 정적해석 결과와 일치하는 경향을 보여주고 있다. 최대응답 비틀림은 편심비가 증가할수록 증가하였으나 형상비에 큰 영향을 받지 않는 것을 관찰되었다. 이는 형상비 2인 건물이 1인 건물보다 비틀림 모멘트가 크다고 하더라도 비틀림 강성 또한 크기 때문이다.

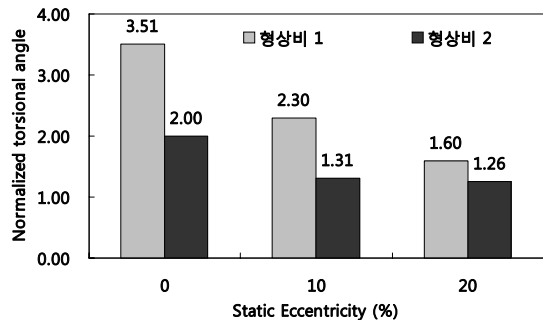
편심비가 최대응답 변위와 최대응답 비틀림에 주는 영향

〈표 7〉 우발편심을 고려한 연약단부 동적변위와 비틀림

형상비	정적 편심비	Accidental Eccentricity(±0.05L)	
		최대응답변위(mm)	최대응답비틀림(rad)
1	0%	20.21	5.45E-4
	10%	21.98	1.02E-3
	20%	24.52	1.45E-3
2	0%	24.17	5.41E-4
	10%	26.74	1.01E-3
	20%	31.81	1.37E-3



〈그림 9〉 정규화된 최대응답 변위



〈그림 10〉 정규화된 최대응답 비틀림

을 분석한 결과가 그림 9와 그림 10에 나타나 있다. 여기서 정규화된 최대응답 변위는 연약단부의 최대 동적변위를 연약단부에서의 최대 정적변위로 나눈 값이며, 정규화된 최대응답 비틀림은 동적해석에서 연약단부의 변위가 최대일 때의 비틀림 값을 정적해석에서 연약단부의 변위가 최대일 때의 정적 값으로 나눈 것이다. 그림 9에서 보는 바와 같이 예제건물의 연약단부에서의 최대 정적변위와 동적변위는 비교적 일치하는 것을 확인할 수 있다. 이는 편심비가 20%로 상당히 큰 예제건물에 대해서도 마찬가지로 관찰되는 현상이다. 그림 10에서 보여지듯이 최대응답 비틀림은 형상비 및 편심비에 관계없이 동적해석일 때 더 크게 나타났다. 이는 비선형 정적해석의 경우 목표변위에 도달할 때 양단부의 변위는 최대값이고 같은 방향이지만 동적해석의 경우 양단부 변위의 방향이 서로 반대가 되거나 연약단부의 변위가 최대값일 때 강측단부의 변위는 최대값이 되지 않는 경우가 많기 때문이다. 이러한 경향은 비선형 정적해석시 양단부 변위차이가 크지 않은 정형건물일 때 더 크게 관찰되었다.

많기 때문이다. 이러한 경향은 비선형 정적해석시 양단부 변위 차이가 크지 않은 정형건물일 때 더 크게 관찰되었다.

#### 4. 결론

정형건물의 형상비와 평면중심으로부터의 횡하중 저항부재위치가 비틀림 증폭계수에 미치는 영향을 검증하기 위하여 shear-beam모형을 이용하여 정적 탄성해석이 수행되었다. 예제 건물들의 비선형 정적해석 및 동적해석이 수행되었다. 형상비와 편심비가 정규화된 최대응답 변위와 최대응답 비틀림에 주는 영향을 분석한 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 예제 건물들의 연약단부에서의 정규화된 최대응답 변위를 비교한 결과 예제 건물들의 최대 정적변위와 동적변위가 비교적 일치하는 것으로 확인하였다. 이는 편심비가 20%로 상당히 큰 예제 건물에서도 마찬가지로 관찰되었다.
2. 최대응답 비틀림은 형상비 및 편심비에 관계없이 동적해석일 때 더 크게 나타났다. 이는 비선형 정적해석의 경우 목표변위에 도달할 때 양단부의 변위는 최대값이고 같은 방향이지만 동적해석의 경우 양단부 변위의 방향이 서로 반대가 되거나 연약단부의 변위가 최대값일 때 강측단부의 변위는 최대값이 되지 않는 경우가 많기 때문이다. 이러한 경향은 비선형 정적해석시 양단부 변위차이가 크지 않은 정형건물일 때 더 크게 관찰되었다.
3. 1차 설계편심에 비틀림 증폭계수 적용 시 목표변위에서의 밀면전단력이 감소하였다. 이는 1차 설계편심에 비틀림 증폭계수 적용 시 강측단부의 밀면전단력의 감소폭은 크고 연약단부의 증가폭은 작기 때문이다. 따라서 비틀림 증폭계수 적용한 연약단부의 정적변위와 이 계수를 적용하지 않은 연약단부의 정적변위의 차이가 크지 않다.

본 연구의 범위는 내진설계범주가 “C” 또는 “D”로 분류되고 보통암 지반에 위치하고 있는 단층 철근 콘크리트 건물로 제한된다.

#### 감사의 글

이 연구는 2008년도 정부(교육과학기술부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초사업 연구임 (KRF-2008-D00644).

## 참 고 문 헌

1. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures : Part 2 Commentary, Report FEMA 303, Washington D.C., 98, 1997.
2. British Standards Institution, Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, EN 1998-1:2004, BSI, London, 54, 2004.
3. 대한건축학회, 건축구조설계기준 및 해설, 대한건축학회, 121, 2006.
4. 대한건축학회, 건축구조설계기준, 대한건축학회, 106, 2009.
5. Structural Engineers Association of California, Recommended lateral force requirements and commentary, San Francisco, 15; 38; 68-69, 1967.
6. Newmark, N. M., "Torsion in symmetrical buildings," *Proceeding of fourth world conference on earthquake engineering*, Santiago, Chile, A3-19-A3-32, 1969.
7. International conference of Building Officials, Uniform Building Code 1697 Edition, Pasadena, p124, 1967.
8. Newmark, N. M., and Rosenblueth, E., *Fundamental of earthquake engineering*, Prentice-Hall, 495, 1971.
9. Duan, X. N., and Chandler, A. M., "Torsional coupling effects in the inelastic seismic response of structures in Europe," *Proceedings of 9th european conference earthquake engineering*, Moscow, I, 162-171, 1990.
10. Tso, W. K., and Ying, H., "Additional seismic inelastic deformation caused by structural asymmetry," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 19, No. 2, 243-258, 1990.
11. Chandler, A. M., and Duan, X. N., "Evaluation of factors influencing the inelastic seismic performance of torsionally asymmetric buildings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, No. 8, 87-95, 1991.
12. De la Llera, J. C., and Chopra, A. K., Accidental and natural torsion in earthquake response and design of buildings, *Report No. UCB/EERC-94/07*, Earthquake engineering research center, University of California at Berkeley, 21; 63, 1994.
13. De la Llera, J. C., and Chopra, A. K., "Accidental torsion in buildings due to stiffness uncertainty," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, No. 2, 117-136, 1994.
14. De la Llera, J. C., and Chopra, A. K., "Accidental torsion in buildings due to base rotational excitation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, No. 9, 1003-1021, 1994.
15. Rosenblueth, E., and Elorduy, J., "Response of linear systems to certain transient disturbances," *Proceeding of fourth world conference on earthquake engineering*, Santiago, Chile, A1-185~A1-196, 1969.
16. Tso, W. K., and Dempsey, K. M., "Seismic torsion provision for dynamic eccentricity," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 8, No. 3, 275-289, 1980.
17. Dempsey, K. M., and Tso, W. K., "An alternative path to seismic torsional provision," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 1, No. 1, 3-10, 1982.
18. Chandler, A. M., and Hutchinson, G. L., "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, No. 4, 491-516, 1987.
19. Stefano, M. D., and Rutenberg, A., "A comparison of the present SEAOC/UBC torsional provisions with the old ones," *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 8, 655-664, 1997.
20. Structural Engineers Association of California, Recommended lateral force requirements and commentary, San Francisco, 13; 112; 121, 1999.
21. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended Seismic provisions for new buildings and other structures, Report FEMA P-750, Washington D.C., 130, 2009.
22. ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, 214; 130, 2006.
23. Federal Emergency Management Agency, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA 273, Washington D.C., 3-2, 1997.
24. Federal Emergency Management Agency, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report FEMA 356, Washington D.C., 3-3, 2000.
25. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Report FEMA 302, Washington D.C., 66, 1997.
26. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Report FEMA 368, Washington D.C., 76, 2000.
27. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Report FEMA 450, Washington D.C., 90, 2003.
28. Elnashai AS, Papanikolaou, V. and Lee, D.H., ZEUS-NL User Manual, University of Illinois at Urbana - Champaign /Mid-America Earthquake Center, 2002.
29. Federal Emergency Management Agency, NEHRP recommended provisions : Design examples, Report FEMA 451, Washington D.C., 3-22, 2006.