철골중간모멘트골조의 붕괴성능 II

Collapse Capacities of Steel Intermediate Moment-Resisting Frames II

박진영* · 이원호** · 김형준***

Park, Jin-Young*, Yi, Waon-Ho**, Kim, Hyung-Joon***

Abstract

The first paper of continuing two papers observed that the one of most important factor of determining collapse capacity is plastic deformation capacity of column. This study investigated the plastic deformation capacity satisfying collapse prevention level in maximum considered earthquake. For this purpose, incremental dynamic analysis was performed with the prototype structure introduced in former paper using 40 ground motion records. The Collapse capacity was evaluated with confidence factor method of FEMA355F and methodology of FEMA-P695.

Key words : Collapse capacity, Plastic deformation capacity, Incremental Dynamic Analysis, Steel intermediate moment resisting frame

요 지

연속하는 두 논문중 첫 번째 논문에서 도출한 철골중간모멘트골조의 붕괴성능에 가장 큰 영향을 미치는 요인중 하나가 기둥의 소성변형능력이라는 점에 주목하여 최대급지진에서 붕괴방지성능을 만족시키는 기둥의 소성변형능력을 규명하고자 한다. 이를 위해서 첫 번째 논문에서 소개한 세 개의 표본건물을 이용하여 40개 지진파에 대한 증분동적해석을 수행하였고 FEMA355F의 신뢰도계수법과 FEMA-P695의 방법을 이용하여 붕괴성능을 평가하였다.

핵심용어 : 붕괴성능, 소성변형능력, 증분동적해석, 철골중간모멘트골조

1. 서 론

연속하는 두 논문중 첫 번째 논문(박진영 등, 2014)에서는 KBC2009에서 제시한 명시적 내진성능목표 CR 1(설계지진에서의 인명안전수준)을 충족하였을 때 암시적 내진성능목표인 CR 2(최대급지진에서의 붕괴방지수준)을 만족하는지를 판단하기 위한 해석을 수행 하였다. 5층, 10층, 15층의 철골중간모멘트골조 표본건물들의 40개 지진파에서의 시간이력해석을 수행하였고 그 결과 철골중간모멘트골조의 붕괴여부를 지배하는 저층기둥의 소성변형능력에 따라 전체구조물의 응답이 크게 변화할 수 있음을 관찰 하였다.

박진영 등(2014)에서는 보, 기둥의 소성힌지를 FEMA356의 소성변형능력평가법을 이용하여 모델링 하였으나 이는 실제적인 신축건물의 소성변형능력을 정확히 평가하기 어렵다.

FEMA356은 오래된 건물의 내진보강을 목적으로 작성된 보고서이므로 신축건물에 대한 소성변형능력을 평가할 때 매우 불리한 소성변형능력을 제공하기 때문이다. 신축건물에 알맞은 소성변형능력, 즉 CR 2(최대급지진에서 붕괴방지수준)을 만족시키는 소성변형능력을 규명하는 것이 본 논문의 목적이다.

박진영 등(2014) 에서 제시한 5층, 10층, 15층의 표본건물을 연구에 이용하였다. 표본건물들의 저층부 기둥의 소성변형능력을 점진적으로 증가시키며 그 때 마다의 붕괴성능을 평가하여 내진성능목표 CR 2에의 적합여부를 판단하고 최종적으로 CR 2를 만족시키는 소성변형능력을 도출하는 연구방법을 채택하였다. 표본건물의 붕괴성능을 정확하게 평가하기 위하여 미국연방재난관리청(Federal Emergency Management Agency, FEMA)에서 제시한 FEMA355F, FEMA-P695의 붕

*정회원. 서울시립대학교 건축공학과 일반대학원 석사과정(E-mail: jyp6727@gmail.com)
Member. Graduated Student, Department of Architectural Engineering, University of Seoul

**정회원. 광운대학교 건축공학과 교수
Member. Professor, Department of Architectural Engineering, KwangWoon University

***교신저자. 정회원. 서울시립대학교 건축공학과 교수(Tel: +82-2-6490-2763, Fax: +82-2-6490-2749, E-mail: hyungjoonkim@uos.ac.kr)
Corresponding Author. Member. Professor, Department of Architectural Engineering, University of Seoul

괴 성능 평가법을 사용하였다. 이 방법들은 증분동적해석(Incremental Dynamic Analysis, IDA)과 불확실성, 임의성을 고려한 확률적 고려를 통하여 붕괴 성능을 평가한다. 증분동적해석은 지진파 특성에 따른 구조물의 붕괴 성능과 요구붕괴 성능에 대하여 평균 및 표준편차 등의 통계적인 수치를 제공할 수 있는 유용한 해석방법으로 전 논문보다 정확하게 요구붕괴 성능과 표본건물의 붕괴 성능을 비교할 수 있다.

이 논문의 2장에서는 본 논문에서 수행한 증분동적해석 절차에 대한 상세한 서술을 하였고, 3장에서는 FEMA355F, FEMA-P695의 붕괴 성능 평가법을 소개하고 이 방법들을 본 연구에서 어떻게 적용하였는지에 대하여 서술하였다. 4장에서는 세 표본건물의 증분동적해석의 결과를 3장의 두 붕괴 성능 평가법을 이용하여 붕괴 성능을 평가하고 내진성능 목표 CR2를 만족시키는 표본건물 저층부 기둥의 소성변형 능력을 도출하였다.

2. 증분동적해석

설계된 표본건물의 붕괴 성능을 평가하기 위하여 Vamvatsikos와 Cornell(2002)에 의해 제안된 증분동적해석 절차를 이용하였다. 증분동적해석은 구조물의 응답이 탄성에서 붕괴가 발생할 때까지 지진파에 의한 지반가속도를 증가시키며 비선형 동적해석을 수행하고 그 결과로 구조물의 대표 응답을 관찰하여 시스템의 붕괴 지점을 알 수 있게 하는 해석이다.

지진파의 지반가속도를 증가시키면서 관찰하는 대표 응답으로 최대 밀면 전단력, 노드의 회전, 최대 층 연성도, 최대 지붕 변위비, 최대 층간 변위각, 또는 그 밖의 기준에 제안된 구조물의 손상지표 등을 이용할 수 있다. 본 논문에서는 최대 층간 변위각을 이용하였다.

박진영 등(2014)에서 사용된 20개의 지반운동과 동일한 지반운동을 사용하였다. 각 지반운동마다 직교하는 방향으로 지진파를 기록하여 Component1, Component2와 같은 2개의 지진파를 포함하고 있다. 따라서 사용된 지진파는 40개이고

Fig. 1. Scaling of Ground Motions.

최대급 지진의 응답스펙트럼에 스케일링하였다. 스케일링 방법은 ASCE/SEI 7-10에 제시된 방법을 이용하였다. Fig. 1과 같이 구조물의 1차 고유주기 T_1 을 기준으로 0.27와 1.57 범위 안에서 스케일링된 지반운동들의 평균 스펙트럴 가속도가 최대급 지진의 응답 스펙트럴 가속도보다 크게 스케일링 하는 방법을 이용하였다. 해석시 시스템의 감쇠비는 5% Rayleigh 감쇠비를 적용하였고 고유주기는 KBC2009의 약산식에 의한 고유주기에 주기상한계수를 곱한 값을 사용하였다.

Fig. 2와 같이 가로축이 지진파의 특정강도에 의하여 나타나는 변위응답이고 세로축이 표본건물의 1차 고유주기에서의 스펙트럴 가속도인 그래프를 IDA곡선이라고 한다. 이 IDA곡선에서 붕괴 단계를 판단하는 기준은 두 가지가 있다. 첫 번째는 Fig. 2(a)에 나타난 바와 같이 FEMA 350에서 제시하는 방법이다. 이 방법은 IDA곡선의 기울기가 초기 탄성 기울기의 20%이하가 되는 단계를 붕괴 지점으로 정의하는 방법이다. 이 그림에서 초기탄성 기울기는 원점과 P1을 잇는 선의 기울기이다. 이 기울기의 20%이하인 곡선이 시작되는 점은 P7이고

(a) 20% Slope of IDA Curve
(Foutch와 Yun, 2002)

(b) Exceptional Case
(Vamvatsikos와 Cornell, 2002)

Fig. 2. Collapse Point of IDA Curve.

이 지점을 붕괴점으로 판단한다. 하지만 예외의 경우가 있다. IDA곡선의 기울기가 초기 탄성기울기의 20% 이하여도 이후 IDA곡선이 붕괴되는 양상이 아닌 더 가파른 기울기를 회복한다면 그 점은 붕괴점으로 보지 않는다. 최대층간변위비가 무한대로 발산하기 전에 있는 초기 탄성기울기의 20%되는 지점을 붕괴점으로 지정한다.

두 번째 기준은 과도한 층간 변위가 발생 했는데도 불구하고 IDA곡선의 기울기가 탄성기울기의 20%까지 저하되지 않는 경우에 적용된다. 일반적으로 최대층간 변위비가 0.1을 초과 하면 구조물이 불안정하다고 판단하기 때문에 이 경우에는 구조물의 한계 최대층간변위비를 0.1로 정하고 구조물의 최대층간변위비가 0.1을 초과하면 구조물이 붕괴한 것으로 간주하는 기준을 적용하였다(FEMA350, 2000).

3. 붕괴성능평가법

3.1 FEMA355F의 신뢰도계수 평가법

FEMA 355F의 신뢰도계수 평가법은 구조물에 요구되는 성능(Demand)과 보유성능(Capacity)을 비교하여 구조물의 보유성능이 요구성능보다 클 확률을 평가하는 방법이다. 여기서 요구성능과 보유성능은 각각 Fig. 3과 같이 특정한 상수들에 의해 요구성능은 증가되고 보유성능은 감소된 상태에서 서로 비교하게 된다. 이렇게 요구성능과 보유성능의 크기를 조정하여 비교하는 이유는 구조물의 설계, 모델링, 지반운동 등에서 비롯되는 불확실성 및 임의성을 고려하기 위해서이다. 붕괴성능평가의 기준이 되는 신뢰도계수 λ 는 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다. Fig. 3에서의 조정된 요구붕괴성능과 보유붕괴성능의 관계는 식 (2)과 같이 나타낼 수 있다. 신뢰도계수 λ 는 전체불확실성 계수 β_{UT} 와 함께 FEMA355F의 Table 5-6을 이용하여 신뢰도를 산정한다. 전체불확실성 계수 β_{UT} 는 식(3)과 같이 보유붕괴성능에 대한 불확실성 β_U 와 비선형동적해석에서의 불확실성 β_a 의 제곱합의 제곱근으로 나타낼 수 있다.

$$\lambda = \frac{\gamma_a \bar{D}}{\phi \bar{C}} \quad (1)$$

$$\gamma_a \bar{D} < \phi \bar{C} \quad (2)$$

$$\beta_{UT} = \sqrt{\beta_U^2 + \beta_a^2} \quad (3)$$

FEMA 355F에서는 최대급지진에 대하여 붕괴방지 성능수준(Collapse Prevention Performance Level)을 만족하는 신뢰도가 90% 이상, 동일한 위험도를 가지는 지진에 대해 건물의 일부가 붕괴방지 성능수준을 만족하는 신뢰도가 50% 이상 일 것을 제시하고 있다. 전체 붕괴(Global Collapse)는 앞 장에 언급된 증분동적해석곡선에서 나타내는 붕괴시점으로 정의할 수 있고, 국부적 붕괴(Local Collapse)의 기준은 보가 더

Fig. 3. Assessment Method of FEMA355F.

이상 중력하중을 지탱하지 못할 만큼의 소성회전각이 보의 양단부에 발생한 시점으로 정의된다. 박진영 등(2014)에서 관찰한 바와 같이 표본건물의 보에서 붕괴가 일어나기 전 저층부 기둥이 먼저 붕괴가 일어나 전체붕괴가 국부적 붕괴보다 먼저 일어나므로 전체붕괴의 신뢰도 평가를 수행하였다.

신뢰도지수를 산출하기 위해 필요한 변수들을 구하기 위해서는 식 (2)에서 나타난 다섯 가지 변수를 산정하여야 한다. γ 는 지진파의 종류 및 지진이 작용하는 건물의 방향에 관련된 임의성을 반영하는 계수이고, γ_a 는 요구붕괴성능의 불확실성을 반영한 계수이다. $\bar{D}$ 는 최대급지진에 대한 표본건물의 응답이며 요구붕괴성능이다. 요구붕괴성능을 산정하기 위해 앞에서 증분동적해석을 위해 최대급지진 강도에 스케일링된 40개의 지진파를 이용하여 시간이력해석을 수행하였다. 그 결과로 도출된 최대층간 변위비들의 중간값이 요구붕괴성능 $\bar{D}$ 이다. ϕ 는 불확실성과 임의성을 반영하여 보유붕괴성능을 감소시키는 상수이고 $\bar{C}$ 는 증분동적해석에서 산정된 40개 붕괴성능들의 중간값이며 보유붕괴성능이 된다.

요구붕괴성능에 관한 값인 γ, γ_a 를 식 (4), 식 (5)에 나타내었다. 식 (5)의 β_{RD} 는 최대급지진에서의 비선형동적해석을 통하여 산출된 변위응답에 로그를 취한값의 표준편차 이다. 식 (5)의 β_{DU} 는 FEMA350의 Table A-3에 제시되어 있다.

$$\gamma = e^{\frac{k\beta_{RD}^2}{2b}} \quad (4)$$

$$\gamma_a = C_B e^{\frac{k}{2b}\beta_{DU}^2} \quad (5)$$

$$k = \frac{\ln\left(\frac{H_{s1(10/50)}}{H_{s1(2/50)}}\right)}{\ln\left(\frac{S_{1(2/50)}}{S_{1(10/50)}}\right)} = \frac{1.65}{\ln(2.0)} = 2.38 \quad (6)$$

$$\theta = S_a^b \ln(S_a) = \frac{1}{b} \ln(\theta) \quad (7)$$

k 는 식 (6)과 Fig. 4d에 나타난 것과 같이 지진위험도 곡선

Fig. 4. Annual Hazards of DBE and MCE.

에서 50년 안에 발생할 확률 10%인 지진(재현주기 475년)과 50년 안에 발생확률 2%인 지진(최대급지진, 재현주기 2475년)에 해당하는 지점들의 발생확률과 1초주기 스펙트럴 가속도에 로그를 취하여 그 변화율을 나타내는 값이다. 국내 위험도 곡선에서 50년 안에 발생할 확률 10%인 지진(설계지진), 50년 안에 발생확률 2%인 지진(최대급지진)의 스펙트럼 가속도의 비는 약 2.0이므로 k 값은 2.38을 적용하였다.

b 는 식 (7)과 같이 스펙트럴 가속도 S_a 와 표본건물의 층간변위 θ 를 매개하는 값이다. b 는 FEMA355F에서 b 의 값을 안전측으로 1을 제시하고 있고 본 논문에서도 b 값에 1을 적용하였다.

보유붕괴성능에 관한 값인 ϕ 를 식 (8)에 나타내었고 ϕ 를 구성하는 요소를 식 (9)에 나타내었다. ϕ_{RC} 는 보유성능산정에서 발생할 수 있는 임의성을 고려한 감소계수이고, β_{RC} 는 IDA해석시 붕괴점을 나타내는 최대층간변위각에 자연로그를 취한 값들 사이의 표준편차와 같다. ϕ_{UC} 는 표본건물의 접합부 실험결과에 따라 도출된 성능에 존재하는 불확실성이고 이를 도출하기 위해 필요한 β_{UC} 는 FEMA355F의 Table 5-25에서 β_{NTH} 에 $\sqrt{3}$ 을 곱한 값을 제시하고 있다. β_{NTH} 는 비선형동적해석과정에서 발생하는 불확실성이며 본 논문에서는 FEMA-355F의 예시 건물에서 사용한 값을 이용하여 저층인 5층 표본건물에는 0.15, 중층으로 판단되는 10층 표본건물에는 0.20, 고층으로 판단되는 15층 표본건물에는 0.25를 적용하였다.

$$\phi = \phi_{RC} \times \phi_{UC} \quad (8)$$

$$\phi_{RC} = e^{\frac{-k\beta_{RC}^2}{2b}}, \phi_{UC} = e^{\frac{-k\beta_{UC}^2}{2b}} \quad (9)$$

3.1 FEMA-P695의 신뢰도계수 평가법

FEMA-P695의 방법론은 기존의 지진력저항시스템이나 새로 제안되는 지진력저항시스템의 붕괴성능을 평가함으로써 그 시스템에 부여된 내진성능계수(반응수정계수, 강도초과계수, 변위중복계수)가 타당한지 평가하여 올바른 내진성능계수

Fig. 5. Procedure of FEMA-P695 Method.

를 도출하는데 목적이 있다. 하지만 본 논문에서는 철골중간모멘트골조의 내진성능계수를 평가하는 것은 연구범위에 포함되지 않으므로 FEMA-P695의 방법론에서 표본건물의 붕괴성능을 평가하는 과정까지만 수행하였다. 붕괴성능을 평가하는 절차는 Fig. 5와 같다.

FEMA-P695에서 제시하는 목표성능은 최대급지진에서 표본건물의 붕괴확률이 10%이하가 되게 하는 것이다. 따라서 40개 지진파의 증분동적해석에서 최대급지진의 표본건물의 1차고유주기에 해당하는 스펙트럴가속도에서 붕괴를 일으키는 경우가 4개 이하이어야 한다. 하지만 이를 만족한다고 해서 목표붕괴성능을 만족한다고 확정하기는 어렵다. 붕괴성능을 평가하기 위해 선정한 지진파의 수가 한정적이므로 확률상의 신뢰성이 부족하고 선택한 지진파들의 특성에 따라 표본건물의 붕괴성능에 변동이 있을 수 있기 때문이다. 따라서 FEMA-P695에서는 이제부터 설명할 붕괴여유율 CMR 에 스펙트럼 형상계수를 곱한 값인 보정된 붕괴여유율 $ACMR$ 이 붕괴확률 10%를 보장하는 보정된 붕괴여유율 $ACMR_{10\%}$ 보다 클 것을 제안하고 있다.

비선형동적해석인 증분동적해석을 수행한 후 산정하여야 하는 붕괴여유율은 본 논문 3장의 Fig. 3에 표시된 붕괴성능의 중간값 $\hat{S}_{CT}$ 를 최대급지진의 강도 S_{MT} 로 나눈 값이다. 이는 전체붕괴성능의 척도가 되는 수치이며 식으로 나타내면 식 (10)과 같다.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (10)$$

붕괴성능 및 붕괴여유율 CMR 은 지진파의 특성에 따라 크게 변화할 수 있다. 지진파의 특성들 중 붕괴성능에 크게 영향을 미치는 요소는 응답스펙트럼의 형상(Spectral Shape)이

고 붕괴여유율에 미치는 영향을 고려하기 위해 곱해지는 계수가 스펙트럼 형상계수 SSF 이다. Baker와 Cornell(2006)은 설계응답 스펙트럼과는 그 형상이 상이한 희귀한 지진파가 구조물의 붕괴여유율에 미치는 영향을 연구하였다. 희귀한 지진파의 스펙트럼 형상은 표본건물의 고유주기 부근에서 꼭지점을 이루고 그보다 짧거나 더 긴 주기에서 급격하게 응답이 감소하는 것이 특징이다. IDA해석에 사용된 지진파들의 강도를 표본건물의 1차고유주기에 해당하는 스펙트럴가속도로 정의하면 표본건물이 소성 변형으로 인하여 더 긴 진동 주기로 거동할 수 있을 만큼 연성적일 때, 위와 같은 특징은 표준적인 설계 스펙트럼 형상을 이용하여 예상했던 것 보다 표본건물이 더 적은 손상을 입을 수 있다.

그 예로 Fig. 6에서 지진파 응답스펙트럼 형상의 영향을 Beverly Hills-Mulholland에서 관측한 Northridge지진을 예로 들어 설명하였다. 본 논문의 5층 표본건물의 1차 고유주기는 1.03초 이고 이때 Northridge지진의 스펙트럴가속도와 40개 지진파의 평균 스펙트럴 가속도와와의 차이는 0.419 g이다. 1.7초일 때의 차이는 0.254 g이다. Fig. 6과 같이 표본건물의 주기가 항복에 의해 길어졌을 때 표본건물은 평균 스펙트럴 가속도 및 최대급지진의 스펙트럴 가속도와와의 차이가 감소한다. 하지만 붕괴여유율 CMR 을 산정하기 위하여 사용하는 최대급 지진의 스펙트럴 가속도는 1.03초에 해당하는 값이기 때문에 실제 구조물이 경험하는 가속도와는 차이가 발생한다. 이러한 차이를 고려하기 위해서 FEMA-P695에서는 스펙트럼 형상계수(SSF , Spectral Shape Factor)를 도입하여 식 (11)에 나타난 것처럼 붕괴여유율을 보정한다.

SSF 는 구조물 1차고유주기와 주기에 근저한 연성도(period-Based Ductility), μ_T 를 변수로 FEMA-P695의 Table 7-1a, Table 7-1b를 참고하여 구할 수 있다. μ_T 는 식 (12)와 같이 Fig. 7의 유효항복변위 $\delta_{y,eff}$ 로 항복 후 최대 강도에서 80%의 강도저하가 일어난 변위 δ_u 를 나눈 값이다. 이 스펙트럼의 형

Fig. 6. Effect of Spectral Shape.

Fig. 7. Concept of Period-based Ductility.

상에 따른 붕괴성능의 변동성을 고려한 것이 $ACMR$ (Adjusted Collapse Margin Ratio)이다.

$$ACMR = SSF \times CMR \quad (11)$$

$$\mu_T = \frac{\delta_u}{\delta_{y,eff}} \quad (12)$$

$$\beta_{TOT} = \sqrt{\beta_{RTR}^2 + \beta_{DR}^2 + \beta_{TD}^2 + \beta_{MDL}^2} \quad (13)$$

산정된 $ACMR$ 은 표본건물의 총 불확실성 계수인 β_{TOT} 에 따라서 FEMA-P695의 Table 7-3에서 산정한 $ACMR$ 의 허용치인 $ACMR_{10\%}$ 와 비교하여 붕괴성능을 판단하게 된다. 이때 산정된 $ACMR_{10\%}$ 은 10%이내의 붕괴확률을 보장하는 수치이다. β_{TOT} 은 식 (13)과 같이 표현되고 μ_T 가 3 이상인 경우 FEMA-P695의 Table 7-2에서 제시한 값을 사용한다.

β_{TOT} 을 산정하기 위해서 필요한 네가지 불확실성계수중 하나인 β_{RTR} 은 각기 다른 지반운동에서의 표본건물응답의 변동성으로인해 발생하는 불확실성이다. 면진장치와 같이 구조물의 μ_T 가 3보다 작은 경우 다음과 같은 식 (14)으로 β_{RTR} 을 정할 수 있고 그렇지 않은 경우 일반적으로 0.35~0.45값 사이에서 결정한다. μ_T 가 3이상인 경우 0.4이상을 적용한다.

$$\beta_{RTR} = 0.1 + 0.1\mu_T \leq 0.4 \quad (14)$$

β_{DR} 은 설계 요구조건의 정교함과 관련된 불확실성이다. FEMA-P695의 Table 3-1을 참고하여 평가할 수 있다. β_{TD} 은 실험데이터의 정확함과 관련된 불확실성이다. FEMA-P695의 Table 3-2을 참고하여 평가할 수 있다. β_{MDL} 은 표본건물의 해석모델이 표본건물의 응답특징을 얼마나 잘 반영하는지와 관련된 불확실성이다. 이는 FEMA-P695의 Table 5-3을 참고하여 평가할 수 있다. 각 불확실성계수의 산정에 관해서는 다음 장에서 언급한다.

4. 소성변형능력증가에 따른 붕괴성능 변화

4.1 두 붕괴성능 평가방법의 적용

FEMA355F와 FEMA-P695의 붕괴성능 평가법을 적용하는 것에는 각각 난점이 존재한다. 먼저 FEMA355F의 신뢰도계수법을 통하여 붕괴성능을 평가하기 위해서는 요구 붕괴성능 D 을 산정하기 위해 비선형 동적해석을 통하여 최대급 지진에서의 각 표본건물의 최대층간 변위각을 구하여야 한다. 40개 지진파에 대한 최대층간 변위각에 자연로그를 취한 값의 표준편차 β_{RD} 는 식 (4)의 γ 를 산정하는데 있어 중요한 변수이다. 하지만 40개 지진파 중 어느 한 지진파에서 지진파의 주파수 특성에 의해서 공진효과와 같이 구조물에 과도하게 큰 변위응답을 가져오는 경우 다른 모든 지진파에서 붕괴성능이 충분하다고 판단되는 경우에도 신뢰도계수는 0으로 수렴하게 된다. 이 경우에는 최대층간변위각의 자연로그 표준편차가 표본건물의 붕괴성능을 왜곡하여 평가하는 현상을 일으킨다.

FEMA-P695의 방법론에서의 난점은 불확실성 계수를 평가함에 있어서 엔지니어의 주관에 개입하여야 한다는 것이다. FEMA-P695의 방법론은 전체 불확실성계수 β_{TOT} 에 따라서 목표붕괴성능인 붕괴확률 10% 만족시키는 $ACMR$ 이 정해진다. 전체 불확실성계수 β_{TOT} 를 정하기위해서 앞 장에서 설명한 β_{RTR} , β_{DR} , β_{TD} , β_{MDL} 의 평가 결과를 Table 1에 나타내었다. 각각의 불확실성계수는 주관적인 판단에 의하여 평가되므로 가장 유리하게 판단한 경우와 가장 불리하게 판단한 경우를 모두 나타내었다. β_{RTR} 은 식 (14)에 근거하여 확정 값을 얻을 수 있었고, 설계요구사항에 관한 불확실성 β_{DR} 은 철골중간모멘트골조가 새로 제안되는 시스템이 아닌 오랜 기간 검증되어온 시스템이므로 가장 유리한 경우를 'Good($\beta_{DR}=0.2$)', 가장 불리한 경우를 'Fair($\beta_{DR}=0.35$)'로 평가하였다. 실험데이터에 대한 불확실성 β_{TD} 는 표본건물 부재에 사용된 SS400과 SM490 강종에 관한 실험결과만외에는 여타 다른 실험 데이터를 참고하지 않았기 때문에 가장 유리한 경우를 'Fair($\beta_{DR}=0.35$)', 가장 불리한 경우를 'Poor($\beta_{DR}=0.5$)'로 평가하였다. β_{MDL} 은 P-delta 효과, 패널존의 전단변형 등 표본건물의 동적거동을 정확하게 모사하려는 노력이 있었으므로 가장 유리한 경우를 'Good($\beta_{MDL}=0.20$)', 가장 불리한 경우를 'Fair($\beta_{DR}=0.35$)'로 평가하였다. β_{TOT} 가 최소 0.51에서 최대 0.76까

지 변화함에 따라서 목표붕괴성능을 만족시키는 $ACMR$ 이 1.92부터 2.65까지 변화하였다. 엔지니어의 불확실성계수에 대한 판단에 따라서 10%이하의 붕괴확률을 보장하는 $ACMR_{10\%}$ 을 정하기 어렵게 된다. 따라서 본 논문에서는 다음과 같은 방법으로 목표붕괴성능을 만족시키는 표본건물의 저층부 기둥이 가지는 소성변형능력을 평가하였다.

첫 째, FEMA-P695에서 제시하는 목표 붕괴성능인 10%이하의 붕괴율(40개 지진파 중 4개 이하)을 충족시킬 때 까지 a 를 증가시키며 증분동적해석을 수행한다. 둘 째, 그 시점부터 FEMA355F의 신뢰도계수법을 이용하여 목표 신뢰도계수 90%를 만족시킬 때 까지 a 값을 증가시키며 진행한다. 이 때 FEMA-P695의 붕괴확률 10% 이하의 조건에서 미달한 4개 이하의 지진파는 제외하고 FEMA355F의 신뢰도계수법을 적용한다. 이 방법을 사용하면 FEMA355F에서 보였던 일부 지진파의 과도하게 큰 층간변위각이 붕괴성능을 왜곡하는 경우를 배제 할 수 있고, FEMA-P695에서 각기 다른 불확실성계수들을 확정하기 어려운 경우 주관적인 판단에 의해 붕괴성능의 적부가 결정될 수 있는 점을 극복할 수 있다.

4.2. 붕괴성능 평가결과

앞에서 서술한 방법으로 붕괴성능을 평가하였다. 세 표본건물이 40개 지진파 중 10%이하의 붕괴율을 나타내는 a 값을 산정하기 위해서 Table 2에 5층, 10층, 15층의 세 표본건물의 저층부 기둥의 소성변형능력 a 를 증가시키며 붕괴성능을 평가한 결과를 Table3에 정리하였다. 표의 a 는 Fig. 8에 나타난 바와 같이 FEMA356에서 제시하는 소성힌지모델의 항복변형 θ_y 에서 한계변형 θ_p 까지의 소성변형이다. 앞장에서 설명한 주기에 의한 연성도 μ_p , 스펙트럼 형상계수 SSF , 붕괴여유율 CMR , 보정된 붕괴여유율 $ACMR$, 그리고 40개 지진파 중 IDA해석에서 최대급지진의 강도에서 붕괴를 나타내는 경우의 수인 $C/40$ 를 나타내었다.

a 값을 증가시킨 방법은 다음과 같다. FEMA356에서 축하중/예상축하중강도의 비가 0.2~0.5범위에 있는 기둥이 평가 받을 수 있는 최대 a 값인 a_{max} 을 기준으로 크기를 증가시키며 평가하였다. a_{max} 값은 축하중/예상축하중강도의 비에 의해서 결정이 되는데, 세 표본건물의 1층 내부경간기둥이 나타내는 축하중/예상축하중강도의 비는 평균 0.31이다. 따라서

Table 1. Variations of β_{TOT} TOT and $ACMR_{10\%}$

		β_{RTR}	β_{DR}	β_{TD}	β_{MDL}	β_{TOT}	$ACMR_{10\%}$
5F Story	Lowest	0.28	0.20	0.35	0.20	0.53	1.96
	Highest		0.35	0.50	0.35	0.76	2.65
10F Story	Lowest	0.24	0.20	0.35	0.20	0.51	1.92
	Highest		0.35	0.50	0.35	0.74	2.59
15F Story	Lowest	0.26	0.20	0.35	0.20	0.52	1.95
	Highest		0.35	0.50	0.35	0.75	2.61

Table 2. Collapse Probability in 40 Ground Motions of Prototype Structures

a	5 Story Prototype Structure					10 Story Prototype Structure					15 Story Prototype Structure				
	μ_T	SSF	CMR	ACMR	C/40	μ_T	SSF	CMR	ACMR	C/40	μ_T	SSF	CMR	ACMR	C/40
FEMA356	1.78	1.09	0.99	1.09	21/40	1.43	1.10	0.87	0.96	20/40	1.60	1.12	1.12	1.29	14/40
$2.57\theta_y$	2.10	1.10	1.15	1.27	15/40	1.49	1.10	1.08	1.12	16/40	1.63	1.12	1.20	1.34	13/40
$3.86\theta_y$	2.32	1.11	1.20	1.33	13/40	1.57	1.11	1.15	1.28	11/40	1.65	1.12	1.28	1.43	11/40
$5.14\theta_y$	2.53	1.12	1.28	1.43	11/40	1.61	1.11	1.15	1.28	11/40	1.66	1.12	1.30	1.46	10/40
$6.17\theta_y$	2.75	1.13	1.28	1.45	4/40	1.69	1.12	1.33	1.49	9/40	1.68	1.12	1.39	1.55	9/40
$7.20\theta_y$	-	-	-	-	-	1.85	1.13	1.34	1.51	8/40	1.75	1.13	1.55	1.59	8/40
$8.22\theta_y$	-	-	-	-	-	2.03	1.14	1.52	1.73	8/40	1.86	1.14	1.55	1.77	8/40
$9.25\theta_y$	-	-	-	-	-	2.25	1.16	1.52	1.76	3/40	1.95	1.15	1.71	1.95	4/40

Table 3. Confidence Assessment of Prototype Structure

Story	a	Φ	$\bar{C}$	γ	γ_a	$\bar{D}$	β_{UT}	λ	Confidence Ratio, %
5	6.17	0.92	0.026	1.15	1.03	0.0180	0.300	1.14	78%
	7.20	0.92	0.028	1.12	1.03	0.0175	0.300	1.29	89%
	8.22	0.92	0.030	1.12	1.03	0.0175	0.300	1.37	92%
10	9.25	0.86	0.031	1.07	1.15	0.017	0.400	1.31	87%
	11.31	0.83	0.031	1.15	1.15	0.013	0.400	1.48	92%
15	9.25	0.79	0.029	1.08	1.08	0.0166	0.500	1.16	82%
	11.31	0.77	0.031	1.10	1.08	0.0166	0.500	1.21	84%
	12.34	0.80	0.032	1.10	1.08	0.0166	0.500	1.32	87%
	13.36	0.80	0.034	1.10	1.08	0.0166	0.500	1.40	89%
	14.39	0.80	0.036	1.10	1.08	0.0166	0.500	1.44	91%

Fig. 8. Plastic Hinge Model in FEMA356.

FEMA356에서 제시 하는 식 (15)에 의해서 $a_{\max}$ 는 $5.14\theta_y$ 이다. $a_{\max}$ 를 기준으로 $a_{\max}$ 의 50%(=2.57 θ_y), 75%(=3.86 θ_y), 100%(=5.14 θ_y)를 적용하여 표본건물의 붕괴성능을 평가하였고 $a_{\max}$ 값 보다 더 큰 a 값에 대해서는 $a_{\max}$ 로 부터 20%씩 증가시키며 평가하였다. Fig. 8의 항복후 강도감소가 끝나는 시점까지의 소성변형을 나타내는 b는 a에 1.2배를 적용한 값을 사용하였다.

$$a = 11(1 - 1.7P/P_{CL})\theta_y \quad (15)$$

전 논문에서와 같은 FEMA356의 소성힌지모델을 적용한 표본건물의 경우 5층 표본건물은 a 값이 $1\theta_y$ 이고 최대급지진의 스펙트럴 가속도 S_{MT} 를 기준으로 40개 지진파중 21개의 지진파에서 붕괴를 나타내었다. 10층 표본건물의 경우 a 값은 $1\theta_y$ 이고 40개 지진파 중 20개의 지진파에서 붕괴를 나타내었다. 15층 표본건물의 경우 a 값은 $1.5\theta_y$ 이고 40개 지진파 중 14개의 지진파에서 붕괴를 나타내었다. 붕괴여유율 CMR은 5층, 10층, 15층 표본건물에서 각각 0.99, 0.87, 1.12를 나타내었다. Fig. 9에 FEMA356의 소성힌지모델을 적용한 표본건물들의 IDA해석 결과와 붕괴성능을 평가한 결과를 나타내었다.

110%이하의 붕괴율(40개 지진파중 4개 이하의 붕괴)을 나타낼 때 까지 a 를 증가시킨 결과 각 표본건물의 a 값은, 5층 표본건물의 경우 6.06, 10층 표본건물과 15층 표본건물의 경우 9.60이었다. 고층표본건물일수록 40개 지진파에 대한 붕괴 확률 10%를 만족시키기 위한 붕괴여유율 CMR은 1.28, 1.52, 1.71으로 고층 표본건물일 수록 높은 경향을 보였다. 40개 지진파에 대한 최대층간변위각에 자연로그를 취한 값의 표준편차는 5층, 10층, 15층 표본건물에서 각각 0.047, 0.092, 0.109으로 지진파의 종류에 따른 붕괴성능의 편차가 고층건물일수록 큰 경향을 나타내었다. Fig. 10에 40개 지진파 중 10%이하

Fig. 9. Collapse Capacity of Prototype Structure with FEMA356 Plastic Hinge Model.

Fig. 10. Collapse Capacity of Prototype Structure Satisfying Under 10% Collapse Probability.

의 붕괴율을 만족시키는 표본건물들의 IDA해석 결과를 나타 내었다.

40개 지진파 중 4개 이하의 붕괴를 보이는 시점부터 FEMA355F의 신뢰도 평가법을 적용하여 90%이상의 신뢰도 를 만족시킬 때 까지 각 표본건물의 a 값을 증가시켰다. Table

3에 a 값을 증가시키며 FEMA355F에서 제시한 신뢰도계수법 을 이용하여 평가한 신뢰도계수를 구하기위한 각 각의 변수 들과 세 표본건물에 대한 신뢰도를 나타내었다. 90%이상의 신뢰도를 만족시키는 a 값은 5층, 10층, 15층 표본건물에서 각 각 8.22θ , 11.31θ , 14.39θ 를 나타내었다. 이 때의 붕괴여유

Fig. 11. Collapse Capacity of Prototype Structure Satisfying 90% Confidence in FEMA355F.

을 CMR 은 5층 표본건물에서 1.60, 10층 표본건물에서 1.89, 15층 표본건물에서는 2.07을 나타내었다.

따라서 5층 표본건물에서는 박진영 등(2014)에서 언급했던 내진성능목표 CR 2(최대급지진에서 붕괴방지수준)를 만족하기 위해서 요구되는 저층부기둥의 소성변형능력은 $8.22\theta_y$ 였고, 10층 표본건물에서는 $11.31\theta_y$, 15층 표본건물에서는 $14.39\theta_y$ 로 나타났다.

5. 결 론

본 논문에서는 박진영 등(2014)에서 다루었던 내진성능목표 CR 2(최대급지진에서 붕괴방지수준)를 달성하기 위한 철골중간모멘트골조로 설계된 표본건물의 저층부기둥의 소성변형능력을 규명하기 위해서 저층부기둥의 소성변형능력을 증가시키며 증분동적해석을 수행하였고 FEMA355F와 FEMA-P695의 방법을 이용하여 붕괴성능을 평가하였다. 그 결과는 다음과 같다.

- 1) 내진성능목표 CR 2를 만족시키는 5층, 10층, 15층 표본건물의 저층부기둥의 소성변형능력은 항복변형각을 기준으로한 소성변형각으로 표현하면 각각 $8.22\theta_y$, $11.31\theta_y$, $14.39\theta_y$ 로 표본건물의 층수가 높아질수록 증가하였다. 표본건물의 층수가 증가할수록 목표내진성능 CR 2(최대급지진에서 붕괴방지수준)를 만족시키기위한 붕괴여유율 CMR 또한 큰 것으로 나타났다. 이러한 결과로 층수가 높은 골조일수록 저층부 기둥의 더 높은 소성변형능

력이 요구되는 것으로 판단된다.

- 2) 박진영 등(2014)에서 관찰한 바와 같이 본 논문의 연구에 사용된 표본건물은 약기둥-강보에 의해 소성힌지가 1층 기둥에 발생하여 전체붕괴를 유도하는 붕괴양상을 띤다. 이러한 붕괴양상을 가진 표본 골조는 내진성능목표 CR 2를 만족시키기 위해 본 논문의 결과에서 관찰할 수 있듯, 1층 기둥에 큰 소성변형능력을 요구한다. 이는 구조물이 일으킬 수 있는 가장 바람직하지 않은 붕괴양상중 하나이다. 따라서 논문에서 언급한 기둥의 큰 소성변형능력을 보장하는 강기둥-약보 기준에 따른 설계하거나 혹은 패널존을 보강하고 보에서 소성힌지가 먼저 일어나게 하여 이러한 붕괴양상을 피하는 것(김성용과 신창훈, 2007)이 바람직 할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 소방방재청 자연재해저감기술개발사업단(자연피해예측 및 저감연구개발사업)의 지원으로 수행한 ‘지진재해로 인한 사회·경제적 피해예측 모델 개발’ [NEMA-자연-2012-03]과제의 성과입니다.

References

- AIK (2009) Korean Building Code, Architectural Institute of Korea, Seoul.

ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2010) *American Society of Civil Engineers*.

Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2006) Spectral Shape, Epsilon and Record Selection, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 34, No. 10, pp. 1193-1217.

FEMA 350 (2000) Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Building, *Federal Emergency Management Agency*.

FEMA 355F (2000) State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment - Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*.

FEMA 356 (2000) Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*.

FEMA P695 (2009) Quantification of Building Seismic Performance Factors, *Federal Emergency Management Agency*.

Foutch D.A. and Yun S.Y. (2002) Modeling of steel moment frames for seismic loads, *Journal of Constructional Steel*

Research, Vol. 58, No. 5-8, pp. 529-564.

Kim, S.Y. and Shin, C.H. (2007) Seismic Performance Evaluation of Beam-Column Connection for Panel Zone Strength, *Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation*, Vol. 7, No. 1 pp. 11-20.

Park, J.Y., Yi, W.H., and Kim H.Y. (2014) Collapse Capacities of Steel Intermediate Moment-Resisting Frames I, *Journal of the Korean Society of Hazard Mitigation*.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. (2001) Incremental Dynamic Analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 491-514.

Received	March 3, 2014
Revised	March 10, 2014
Accepted	March 31, 2014