

철근 콘크리트 특수 모멘트 골조 건물의 내진 성능 평가

Seismic Performance Evaluation of a RC Special Moment Frame Building

김태완¹⁾ · 김진구²⁾

Kim, Tae-Wan · Kim, Jin-koo

국문 요약 >> 본 연구에서는 확률과 신뢰성을 바탕으로 개발된 FEMA-355F의 내진성능 평가기법을 적용하여 철근 콘크리트 모멘트 골조 건물의 내진성능을 평가하였다. 철골 구조물을 대상으로 개발된 FEMA의 성능평가 방식을 다른 구조 시스템에 적용할 때 각 시스템에 적합한 성능값을 결정해야하며, 요구값과 성능값 계산 시 수반되는 불확실성을 반영하는 계수들을 새로이 구해야 한다. 이를 수행하기 위해 예제 건물을 IBC 2003에 따라 설계한 후, 성능평가에 필요한 변수들을 결정하기 위해 건물의 위치에 적합한 지반 운동을 이용하여 비탄성 동적 해석을 수행하였다. 해석결과에 따르면 계산된 성능값의 분포는 요구값에 비해 상대적으로 작았으며, 이 결과는 본 연구에서 결정된 성능값이 합리적임을 나타낸다. 구해진 신뢰도는 부분 및 전체 붕괴 모두에 대해 목표치를 초과하였으므로 예제 건물은 목표 성능을 만족하는 것으로 나타났다.

주요어 특수 모멘트 골조, 내진성능, 신뢰도, 성능평가

ABSTRACT >> In this study the probability and the reliability-based seismic performance evaluation procedure proposed in the FEMA-355F was applied to a reinforced concrete moment frame building. For the FEMA procedure, which was originally developed for steel moment frame structures, to be applied to other structural systems, the capacity should be re-defined and the factors reflecting the uncertainties related to capacity and demand need to be determined. To perform the evaluation procedure a prototype building was designed per IBC 2003, and inelastic dynamic analyses were conducted applying site-specific ground motions to determine the parameters for performance evaluation. According to the analysis results, distribution of the determined capacities turned out to be relatively smaller than that of the demands, which showed that the defined capacity was reasonable. It was also shown that the prototype building satisfied the target performance since the determined confidence levels exceeded the objectives for both local and global collapses.

Key words special moment frame, seismic capacity, confidence, performance evaluation

1. 서론

노스리지(Northridge)와 고베 지진 이후, 많은 연구자들이 기존 내진설계 기준의 취약점과 건물의 설계 및 평가를 위한 새로운 방법론의 필요성을 인지하였다. 지진에 대한 건물의 설계와 평가 시 지진 하중 뿐만 아니라 건물의 성능에 있어서 큰 불확실성이 존재하며, 이를 고려하여 SAC Phase 2 프로젝트에서는 하중 및 저항 계수(load and resistance factor) 방식을 성능 평가에 도입하였다. 이러한 내용은 FEMA

355F⁽¹⁾에 제시되어 있다. 이 FEMA 보고서는 지진 하중이 가해진 철골 모멘트 저항 골조의 성능 예측에 대한 최신 기법을 기술하고 있으며, 이 기법은 성능에 기초한 방식으로써 일반적으로 사용되고 있는 다양한 해석 기술들을 이용하였다. 이 보고서는 또한 성능평가 시 발생하는 다양한 쟁점들과 그 배경을 기술하고 있다. 이 기법을 이용하여 여러 종류의 철골 모멘트 저항 골조에 대해 성능평가가 이루어졌다(Yun et al.⁽²⁾; Lee and Foutch^(3,4)).

이러한 FEMA의 성능평가 방식을 철골 모멘트 저항 골조 이외의 다른 구조시스템에 직접적으로 적용할 수 있는지에 대해서도 연구가 필요하겠다. 다른 구조시스템을 대상으로 한다면 특정 변수나 계수들이 다시 정의되고 계산되어야 하며, 다만 그 과정은 기존 방식의 기초가 된 통계나 신뢰성 체계의 범위 내에서 이루어져야 한다. 따라서

¹⁾ 정희원·성균관대학교 건축공학과 박사 후 연구원
(대표저자: kmbigdol@skku.edu)

²⁾ 정희원·성균관대학교 건축공학과 부교수

본 논문에 대한 토의를 2007년 6월 30일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

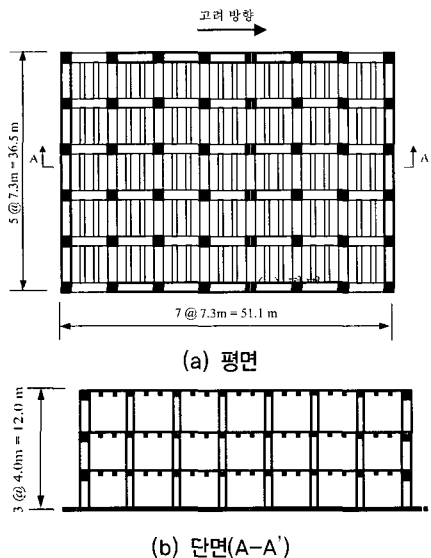
(논문접수일 : 2006. 7. 25 / 심사종료일 : 2006. 11. 9)

본 연구에서는 FEMA의 성능평가 방식을 철근 콘크리트 모멘트 저항 골조 건물에 적용하기 위한 방법 및 그 절차를 제안하거나 개발하는 것을 목표로 하였다. 연구 목표를 달성하기 위해 다음과 같은 과정을 수행하였다: 1) 대상 건물의 평면 결정 및 부재 설계, 2) 비탄성 동적 해석을 수행하기 위한 대상 건물의 해석 모델 결정, 3) 대상 건물의 부분파괴 및 전체파괴 상태의 정의, 4) 요구값(demand)과 성능능(capacity) 및 함께 수반되는 불확실성을 고려하는 계수 결정 등.

2. 예제 건물 및 해석 모델

2.1 예제 건물 설계

예제 건물은 Los Angeles 중심가에 위치한 3층 건물을 선택하였으며, 평면과 단면은 그림 1에 주어져 있다. 건물의 둘레에 진한 색으로 표시된 부분은 횡저항 시스템인 특수 모멘트 저항 골조로 설계하였으며, 건물 내부는 수직력에만 저항하는 모멘트 저항 골조로 구성되어 있다. 본 연구에서는 그림 1(a)의 화살표 방향의 골조만을 고려하여 해석하였다. 지진하중은 IBC 2003⁽⁵⁾을 따랐으며, 건물이 위치한 Los Angeles 지역에 해당하는 설계값들은 표 1에



〈그림 1〉 예제 건물

〈표 1〉 LA 중심가 대지에 대한 내진 설계 변수들

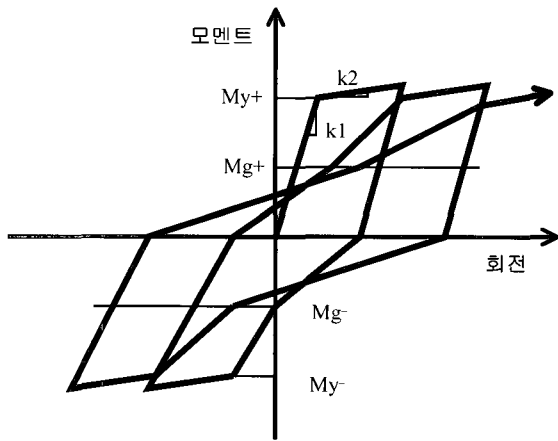
Maximum Considered Earthquake	$S_s=1.61g, S_1=0.79g$
Site Class	Class D, Stiff Soil: $F_a=1.0, F_v=1.5$
Design Earthquake	$S_{DS}=1.07g, S_{D1}=0.79g$
Seismic Use Group	Group II: $I_E=1.25$
Seismic Design Category	D

제시되어 있다. 주 횡저항 시스템은 철근 콘크리트 특수 모멘트 골조로 분류되며, 이 분류에 따라 반응수정계수(R, Response Modification Factor)는 8, 변위증폭계수(Cd, Deflection Amplification Factor)는 5.5, 그리고 층간변위 한계는 $0.02h$ (h =층 높이)이다. 특수 모멘트 골조의 부재 설계는 ACI 318-02⁽⁶⁾의 'Chapter 21 - Special Provisions for Seismic Design'을 따랐다. 수직력에만 저항하는 내부 모멘트 골조 또한 지진력을 받으므로 그 규정을 따랐다. 따라서 특수 및 내부 모멘트 골조 모두 충분한 연성을 확보하도록 설계되었다. 각 모멘트 골조의 부재 상세는 기존 논문⁽⁷⁾에 제시되어 있다.

2.2 해석 모델

철근 콘크리트 부재 모델은 그 전체 부재 길이를 나타내는 탄성 요소와 각 양단의 회전 자유도를 나타내는 비탄성 연결 요소로 구성되었다. 보, 기둥 접합부를 무시하고 각 부재의 길이는 접합부 중심사이의 거리를 사용하였다. 에너지 소산은 양단에서만 발생하는 것으로 가정하였다. 탄성 요소는 DRAIN-2DX⁽⁸⁾의 'No. 2 - Plastic Hinge Beam-Column Element'를 사용하였고, 비탄성 요소는 Foutch et al⁽⁹⁾에 의해 개발된 'No. 10 - Connection Element'를 사용하였다. 사용된 지진 하중은 미국에서 수행된 SAC 프로젝트에 적용된 지반 운동들이며, 그 중 Los Angeles 지역에서의 2/50 지진 강도를 나타내는 20개의 지반 운동(LA21~LA40)⁽¹⁰⁾을 사용하였다. 이 지진들은 Los Angeles의 MCE (Maximum Considered Earthquake)값인 S_a (spectral acceleration, 1.61g)에 근접하도록 FEMA 355F의 비율 조정 방법을 사용하여 조정하였다.

철근 콘크리트 부재의 이력 모델과 전체 건물의 해석 모델은 기본적으로 기존 논문⁽⁷⁾의 모델을 따랐으나 연결요소의 경우 일부 변경된 이력 모델을 사용하였다. 기존의 이력 모델은 강성저하 특성만을 고려하였으나 본 연구에서는 철근 콘크리트 부재의 특성을 보다 더 합리적으로 고려하기 위하여 핀칭(pinching)과 강도저감(strength degradation)을 포함하였다. 이들을 모두 고려한 이력 모델의 형태는 그림 2에 나타나 있다. 그림에서 M_g 는 핀칭 정도를 나타내는 변수이며, 본 논문에서는 항복모멘트 M_y 의 50%로 가정하였다. 그림에서 k_1 은 연결요소의 강성, k_2 는 항복 후 강성으로서 k_1 의 2%를 사용하였다. 강도저감은 DRAIN-2DX에서 앞 단계의 최대 모멘트에 대한 다음 단계의 항복 모멘트의 비로서 나타내는데, 본 연구에서는 저감 효과를 발휘하면서 저감량을 최소한으로 하기 위해 0.95를 사용하였



〈그림 2〉 편칭과 강도저감이 있는 콘크리트 연결 요소의 이력 모델

다. 그림 3은 이러한 이력 모델을 사용한 요소 및 건물의 LA22에 대한 이력 거동을 나타낸다.

3. FEMA 방식에 따른 성능평가

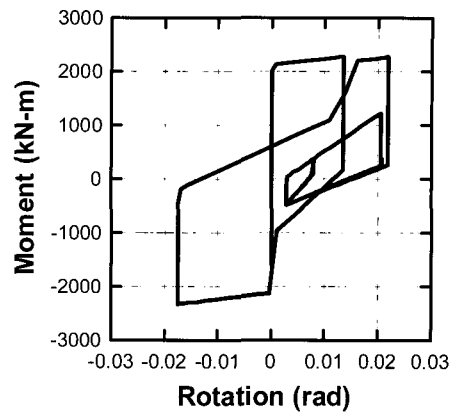
3.1 확률과 신뢰성을 바탕으로 한 평가 체제

SAC 프로젝트에서 개발된 성능평가 방식은 설계자가 신뢰도(confidence level)를 이용하여 건물이 성능 목표를 만족하는 지를 확인할 수 있도록 한다. SAC 프로젝트에서 제시하는 목표 성능은 50년 이내에 초과할 확률이 2%(2/50)인 위험도를 가지는 지진에 대해 건물 전체가 붕괴방지 성능수준(collapse prevention performance level)을 만족하는 신뢰도가 90% 이상, 동일한 위험도를 가지는 지진에 대해 건물의 일부가 붕괴방지 성능수준을 만족하는 신뢰도가 50% 이상이 되는 것이다.

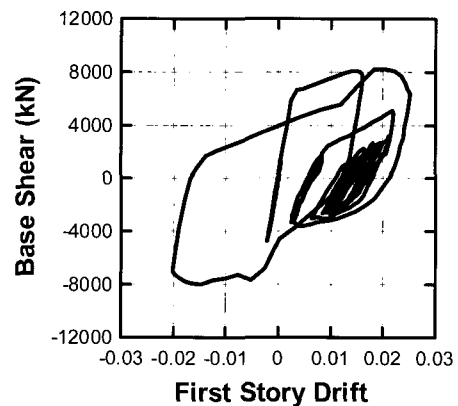
신뢰도는 신뢰도계수(confidence factor)를 이용하여 결정하며, 그 식은 다음과 같다.

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

여기서 \hat{D} 는 요구값(demand)의 중간값(median), \hat{C} 는 성능값(capacity)의 중간값, ϕ 는 저항계수(resistance factor), γ 는 요구계수(demand factor), 그리고 γ_a 는 해석요구계수(analysis demand factor)이다. 식 (1)에서 ϕ , γ , 그리고 γ_a 는 Jalayar and Cornell⁽¹¹⁾에 의해 신뢰성을 근거로 개발된 것이다. 여기서 저항계수는 1.0보다 작은 값을, 요구계수와 해석요구계수는 1.0보다 큰 값을 가지므로, 각각 성능값을 감소시키고 요구값을 증가시키는 방향으로 작용한다. 따라서 신뢰도계수의 분자항은 시스템의 성능, 분모항은 시스템의 요구에 불확실성을 고려한 결과로 나타나며, 신



(a) 연결 요소의 모멘트 vs. 회전



(b) 1층 층간변위를 vs. 1층 전단력

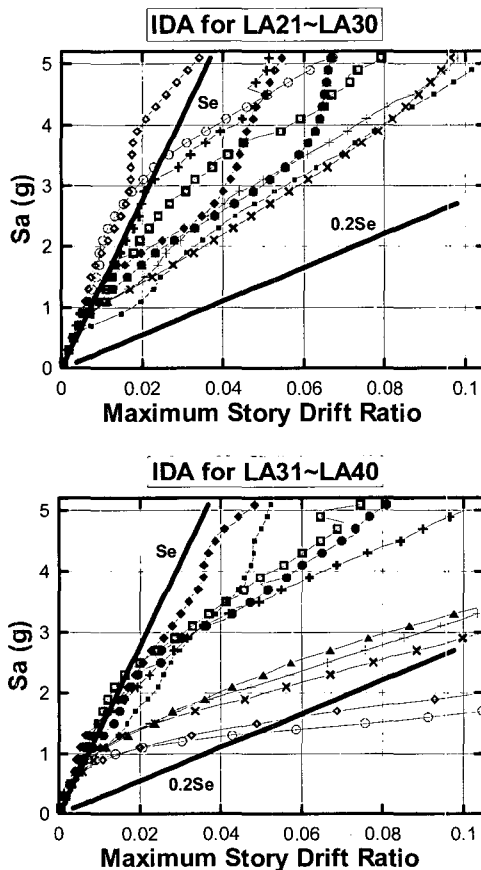
〈그림 3〉 건물 모델의 LA22에 대한 시간 이력 결과

뢰도계수는 이들의 비가 된다. 이 식의 유도과정에 대한 자세한 내용은 Jalayar and Cornell⁽¹¹⁾과 Cornell et al⁽¹²⁾에 기술되어 있다. 이 식과 다른 변수들, 그리고 FEMA 355F의 표 5-6을 이용하여 신뢰도를 구할 수 있다.

3.2 전체 붕괴 시 성능값

전체 붕괴 시 건물의 층간변위 성능값을 Vamvatsikos and Cornell⁽¹³⁾에 제시된 Incremental Dynamic Analysis (IDA)를 사용하여 구하였으며, 그 절차는 다음과 같다: IDA를 수행하기 전 필요한 지진 위험도를 가지는 지반 운동을 정하고, 탄성 해석을 통해 IDA를 위한 기준선을 구한다. 그 다음 비선형 동적해석을 수행하여 최대 층간변위를 구한다. 이를 지반 운동을 점차 증가시키면서 반복한 후 그 결과를 최대 층간변위에 대한 S_a 로 그래프에 표시한다. 이들을 연결한 선의 기울기가 탄성 해석에 의한 기울기(S_e)의 20% 이하로 감소할 때의 최대 층간변위가 건물의 층간변위 성능값이다. FEMA 355F에서는 층간변위 성능값을 층고의 10%로 제한하였다. 그 이유는 층간변위율이 10% 이상이면 해석 결과의 신뢰성이 매우 낮기 때문이다.

기술한 성능값 결정 방식을 본 연구에 바로 적용하기 위하여 몇 가지 문제점을 해결할 필요가 있다. 먼저 그림 4에서 보듯이 대부분의 지진에 대해 S_a 가 5.0g에 도달할 때까지 IDA 곡선의 기울기는 0.2Se의 기울기 아래로 떨어지지 않는다. 이러한 경우는 기존의 성능값 결정 방식을 그대로 적용하기가 쉽지 않다. 또한 LA35, LA36, LA37, LA 38, 그리고 LA40에 대한 IDA 곡선은 매우 빠른 시기에, 즉 매우 작은 층간변위에서 그 기울기가 0.2Se 기울기 아래로 떨어진다. 기존의 방식을 적용하면 이들 지진에 대해서는 성능값이 2% 아래로 결정된다. 2% 이하의 크기는 요구값 수준보다 낮으므로 성능값으로 적합하지 않다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 Kim et al⁽¹⁴⁾에서는 유사 에너지 등가 탄소성(energy-equivalent elasto-plastic) 방식을 사용하여 성능값을 결정하였으며, 본 연구에서도 동일한 방식을 사용하였다. 이 방식은 그림 5에 나타나 있듯이 push-over 곡선에서 항복 변위를 결정할 때 사용하는 기법을 IDA 곡선에서 성능값을 구하는데 적용한 것이다. 이 방법은 4장 해석결과에서 합리적인 것으로 확인되었다. 이 방식에도 FEMA-355F 방법과 마찬가지로 성능값 한계치를 0.1로 하였으며, Los Angeles 지역의 지진 설계 하중 ($S_a=1.61g$)의 3배인 4.8g를 IDA의 한계 하중으로 정하였다.



<그림 4> 예제 건물의 IDA 결과

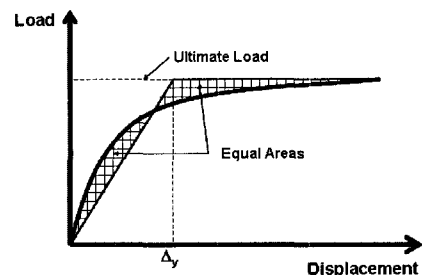
3.3 부분 붕괴 시 성능값

부분 붕괴 시 성능값은 철근 콘크리트 부재에 대한 손상 계수를 사용하여 구하였으며, 그 종류는 다양한데 Ghobarah et al⁽¹⁵⁾에 잘 정리되어 있다. 손상계수들은 크게 세 종류로 나뉘는데, 최대 변형이나 누적된 에너지만을 고려한 것들과 두 가지 모두 고려한 것들이다. Park and Ang⁽¹⁶⁾의 손상계수는 두 가지 모두를 고려한 것으로써 많은 연구자들에 의해 변형, 개선되어 왔다. 본 연구에서 Park과 Ang의 초기 손상계수를 사용하였는데 그 이유는 먼저 사용한 철근 콘크리트 부재의 요소 모델이 손상계수를 정확히 표현할 수 있기 때문이다(Izuno et al⁽¹⁷⁾). 다른 이유는 push-over 해석 시 지진 하중의 증감은 건물의 고유주기에서의 S_a 를 근거로 하였는데, Elenas and Meskouris⁽¹⁸⁾에 의하면 이 S_a 는 Park과 Ang의 손상계수와 다른 지진 변수들 (예를 들면 최대 가속도, 최대 속도 등) 중에서 상관관계가 가장 좋은 것으로 나타났다. 어떤 부재의 손상계수가 1.0을 초과하면 그 부재는 파괴된 것으로 간주되며, 본 연구에서는 부분 붕괴 시 건물의 층간변위 성능값을 구하는데 이 손상계수를 사용하였다. 여기서는 IDA에서와 마찬가지로 지반 운동을 단계별로 증가시키면서 각 부재의 손상계수를 측정한다. 측정된 손상계수가 1.0을 초과할 때, 계산된 층간변위가 부분 붕괴 시 건물의 층간변위 성능값이다.

3.4 불확실성을 반영하는 계수

신뢰도 계수(λ)를 나타내는 식 (1)에서 ϕ , γ , 그리고 γ_a 는 개개의 지진에 대한 해석 결과인 요구값과 성능값의 중간값 (\hat{D} 와 \hat{C})을 분포정도를 고려하여 증가(요구값) 또는 감소(성능값)시키는 계수들이다. 이를 구하는 방법은 FEMA 355F에 자세히 나타나 있으며, 본 논문에서는 γ 와 γ_a 를 결정하는데 고려되는 변수들을 소개한다. 그 변수들은 지진의 방향, 건물의 주기, 감쇠비, 재료강도 들이다.

건물이 단층 근처에 위치할 경우 지진이 건물에 가해지는 방향에 따라 건물의 응답은 많은 차이를 보인다. 실제



<그림 5> Energy-Equivalent Elasto-Plastic Analogy (Kim et al⁽¹⁴⁾)

로 건물이 단층에 대해 어떤 방향으로 위치할 지 불확실하다. 따라서 FEMA에서는 Los Angeles와 같이 단층에 가까운 지역에 건물이 위치할 경우 지진의 방향에 대한 영향을 고려하도록 하고 있다. 그 방법은 지진의 방향을 수직과 수평으로 나누어서 각각의 결과의 차이를 계산하여 그 영향을 반영한다. 이를 위해 Somerville et al.⁽¹⁰⁾에서 제공한 단층 근처(near fault) 영향을 포함하고 있는 지반 가속도들을 사용하였다.

건물의 방향 외에도 해석 시 다양한 불확실성이 존재한다. 성능평가를 위해 비탄성 동적해석을 수행할 때 해석모델을 구성하게 되는데, 이 때 모델 구성에 필요한 변수들(예: 감쇠비, 재료 강도)은 100% 정확한 값이 아니다. 설계에 사용되는 이 값들은 공칭강도로서 통계적으로 볼 때 최소값에 근접해 있다. 따라서 실제 측정된 자료들을 이용하여 평균값과 표준편차를 구한 후, 평균값과 평균값 더하기 표준편차를 각각 해석모델에 대입하여 그 결과의 차이를 계산한다.

철근 콘크리트 모멘트 골조 건물의 주기 및 감쇠비에 대한 자료는 Goel and Chopra⁽¹⁹⁾를 참고하였다. 각각의 자료들을 건물 높이에 따라 정리한 후 회귀 분석을 통해 각 높이에 따른 주기와 감쇠비의 평균값과 표준편차를 구하였다. 구해진 표준편차는 주기가 0.27초, 감쇠비는 1.18%였으며, 높이에 따른 평균의 회귀선은 그림 6와 그림 7에

각각 주어져 있다. 감쇠비의 경우 자료의 수가 제한적이기 때문에 주어진 자료의 범위를 벗어나는 건물 높이에서는 정계 높이에서의 값을 상수로 사용하였다. 예제 건물의 높이가 12 m(39 ft)이므로 이때 주기의 평균값은 0.49초, 감쇠비의 평균값은 6.82%이다. 평균값 + 표준편차는 주기가 0.76초, 감쇠비가 8.00%이다.

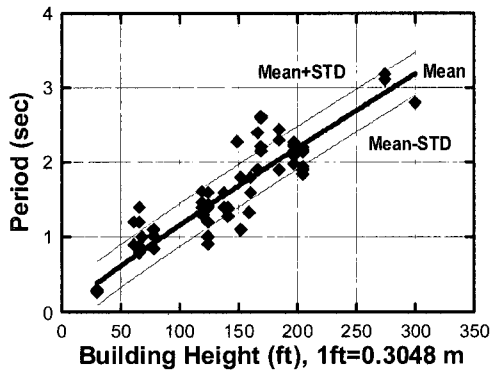
재료강도의 변화는 철근의 항복강도에 대해서만 고려하였다. 그 이유는 철근 콘크리트 모멘트 골조 각 부재의 성능은 모멘트 강도로 표현되는데, 모멘트 강도는 콘크리트보다 철근의 항복강도에 더 큰 영향을 받기 때문이다. 철근 항복강도 자료는 Nowak and Szerszen⁽²⁰⁾의 보고서를 참고하였으며, 평균값은 472 MPa, 표준편차는 24 MPa이다. 따라서 평균값 + 표준편차는 496 MPa이다.

4. 예제건물의 내진성능평가

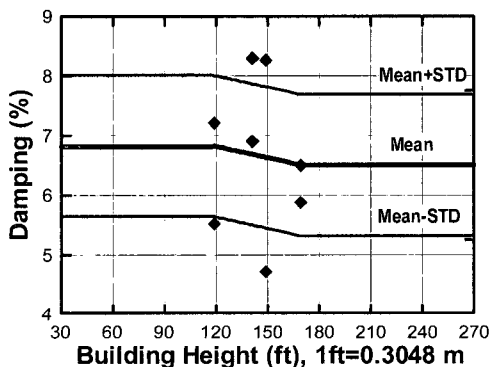
4.1 요구값 및 성능값

신뢰도 계산을 위한 신뢰도 계수(λ)를 결정하기 위하여 기본적으로 필요한 요구값과 성능값의 중간값들을 계산하였다. 기술한 바와 같이 성능값은 부분 파괴와 전체 파괴 일 때로 구분하였다. 각 지진에 대한 요구값 및 성능값 결과는 표 2에 주어져 있으며, 요구값과 성능값의 중간값 및 그들의 로그를 취한 값들의 표준편차는 표 3에 주어져 있다. 여기서 로그의 표준편차를 구하는 이유는 요구값이나 성능값은 로그 정규 분포를 나타내는 것으로 보기 때문이다. 요구값의 중간값은 0.017로 2% 이하로 나타났다. 요구값의 로그의 표준편차는 0.5로 비교적 큰 값을 나타내었다. 사용된 20개의 지진들은 건물의 고유주기인 0.5초 근처에서 S_a 가 매우 큰 편차를 보이는데, 이 결과는 요구값이 그 편차를 그대로 반영하고 있음을 보여준다. 이 표준편차는 기술한 바와 같이 요구값의 분포정도를 반영하는 γ 를 구하는데 사용된다.

성능값의 중간값은 부분 붕괴일 때 약 5%, 전체 붕괴일 때 약 8%를 나타내었다. 이 값들을 요구값과 비교해보면 부분 및 전체 붕괴일 때, 요구값 보다 각각 약 3배 및 5배 정도 크다. 물론 요구값과 성능값의 중간값은 신뢰도 계수 계산 시 저항계수와 요구계수들로 인해 그 크기가 증가 또는 감소되므로, 결과적으로 이 배수는 감소하게 된다. 하지만 계수들을 구하기 전에 요구값과 성능값의 비율을 확인함으로써 대략 성능목표를 달성할 수 있을지 여부를 판단할 수 있다. 표준편차를 살펴보면 요구값의 경우보다 상당히 작은 값이다. 이 결과의 의미는 성능값은 요구값 보다



〈그림 6〉 철근 콘크리트 모멘트 골조의 건물 높이에 대한 주기



〈그림 7〉 철근 콘크리트 모멘트 골조의 건물 높이에 대한 감쇠비

〈표 2〉 각 지진에 대한 요구값 및 성능값 결과

지진	진앙지 (년도)	요구값	성능값	
			부분	전체
LA21	Kobe (1995)	4.04	4.57	10.0
LA22	Kobe (1995)	2.57	4.02	9.13
LA23	Loma Prieta (1989)	0.85	3.80	10.0
LA24	Loma Prieta (1989)	1.62	3.51	6.56
LA25	Northridge (1994)	2.40	6.25	10.0
LA26	Northridge (1994)	3.18	5.22	10.0
LA27	Northridge (1994)	2.25	5.15	10.0
LA28	Northridge (1994)	1.78	10.0	10.0
LA29	Tabas (1974)	0.90	3.09	10.0
LA30	Tabas (1974)	1.19	6.70	10.0
LA31	Elysian Park (simulated)	2.24	3.54	10.0
LA32	Elysian Park (simulated)	2.60	3.90	10.0
LA33	Elysian Park (simulated)	1.27	4.57	6.85
LA34	Elysian Park (simulated)	1.47	3.94	10.0
LA35	Elysian Park (simulated)	3.21	5.74	7.21
LA36	Elysian Park (simulated)	2.18	5.44	7.19
LA37	Palos Verdes (simulated)	1.87	6.97	7.41
LA38	Palos Verdes (simulated)	1.84	7.52	5.72
LA39	Palos Verdes (simulated)	0.76	4.93	10.0
LA40	Palos Verdes (simulated)	0.50	7.02	4.93

〈표 3〉 요구값 및 성능값의 중간값과 LN의 표준편차

변수	중간값	LN()의 표준편차
요구값	0.017	0.538
성능값	부분	0.051
	전체	0.086

가해지는 지진의 특성에 상대적으로 덜 민감하다는 것이다. 부분 붕괴는 부재의 손상계수로, 전체 붕괴는 P-Delta 효과에 의한 시스템의 불안정화로 결정되는데, 손상계수는 최대 변위와 소산된 에너지에 영향을 받으므로 부분 붕괴는 전체 붕괴보다 지진의 특성으로부터 더 많은 영향을 받는다. 이는 표 3의 표준편차 결과로부터 확인할 수 있다. 부분 붕괴시의 성능값들은 모두 내부 모멘트 골조의 파괴로부터 결정되었으므로, 해석 모델에 내부 모멘트 골조를 포함시키는 것이 매우 중요하다.

4.2 신뢰도

FEMA에서 제시한 방법을 이용하여 예제 건물의 신뢰도를 구하였으며, 그 결과는 표 4에 주어졌다. 신뢰도계수(λ)를 구하기 위한 변수들 중 저항계수(ϕ), 요구계수(γ), 그리고 해석요구계수(γ_a)는 기술한 바와 같이 요구값과 성능값을 증감시키는 역할을 한다. 전체 붕괴의 경우 성능값의 중간값은 0.086이지만 신뢰도계수의 분자항에서는 저항계수(ϕ)가 곱해져서 최종적으로 값이 감소한다. 저항계

〈표 4〉 신뢰도 계수 및 신뢰도 계산 결과

변수	ϕ	\hat{C}	γ	γ_a	\hat{D}	λ	신뢰도(%)
부분 붕괴	0.72	0.051	1.72	1.34	0.017	0.937	76
전체 붕괴	0.77	0.086	1.72	1.34	0.017	1.692	96

수가 0.77이므로 성능값은 0.066(0.77×0.086)이 된다. 요구값의 경우는 최종적으로 신뢰도계수의 분모항에서 중간값에 요구계수와 해석요구계수를 곱한 값이므로 0.039(1.72×1.34×0.017)가 된다. 이 두 값의 비 1.692(0.066/0.039)가 신뢰도계수이다. 앞 절에서 성능값과 요구값만의 단순비는 5였지만 불확실성을 반영하는 계수들을 곱한 결과 그 비는 2이하로 감소하였다. 이와 같이 성능값을 감소시키고 요구값을 증가시켜 신뢰도 계수를 구하는 것이 FEMA의 성능평가 방식이다.

해석 결과 표 4에 나타난 바와 같이 예제 건물의 신뢰도는 부분 붕괴일 때 76%, 전체 붕괴일 때 96%로 나타났다. 3.1절에서 언급한 바와 같이 신뢰도 목표치는 2/50 지진에 대하여 전체 붕괴일 때 90%, 부분 붕괴일 때 50%이며, 해석 결과는 주어진 목표치를 초과하고 있으므로, 예제 구조물은 목표 성능을 만족하는 것으로 나타났다.

5. 결론

IBC-2003 기준에 따라 설계된 3층 철근 콘크리트 모멘트 골조 건물을 FEMA-355F의 평가 방식을 사용하여 성능평가를 수행하였다. 이를 위하여 비탄성 동적 해석을 통하여 성능평가에 필요한 변수들을 구하였다. 이 과정에서 전체 및 부분 붕괴 시의 성능값과 그 값들을 결정할 때 수반되는 불확실성을 고려하는 변수들을 결정하여 대상 건물의 신뢰도를 구하는 것이 본 연구의 주된 내용이다.

FEMA의 성능평가 방식을 특정 구조시스템에 적용할 때 성능값의 정의 및 결정 방법이 가장 중요하다. 성능값 중 전체 붕괴의 경우는 기존의 IDA를 적용하였으나 예제 건물의 IDA 곡선 특성에 맞도록 변경된 성능점 결정 방식을 사용하였으며, 얻어진 중간값과 표준편차를 검토한 결과 변경된 방식이 비교적 합리적인 결과를 제시함을 알 수 있었다. Park과 Ang의 손상계수를 사용하여 성능값을 구한 부분 붕괴의 경우도 전체 붕괴일 때와 동일한 결과를 보여주었다.

신뢰도계수를 구할 때 요구값과 성능값의 중간값은 결정 시에 수반되는 불확실성으로 인해 요구값은 2.3배로 증가되었고, 성능값은 3/4수준으로 감소하였다. 이로 인하여 각각의 중간값만을 비교하였을 때보다 성능값 대 요구값의

비는 상당히 감소하였다. 따라서 단순히 다수의 지진에 대한 해석 결과의 평균값(또는 중간값)만을 분석의 도구로 사용하는 것은 성능값 대 요구값 비를 과대평가 할 수도 있음을 확인하였다.

IBC 2003에 의해 설계된 3층 철근 콘크리트 모멘트 골조 건물은 FEMA의 방식을 적용하여 성능을 평가한 결과 부분 및 전체 붕괴일 때 모두 신뢰도가 목표치를 초과하였다. 이는 IBC 2003의 규정을 따라 설계된 예제 건물은 FEMA에서 정한 목표 성능을 만족한다는 것을 의미한다. 하지만 대상 건물의 형태나 층 수, 성능값 결정 방식에 따라 그 결과는 다르게 나타날 수 있으므로 이들의 변화를 고려한 연구가 더 진행되어야 할 것으로 사료된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 국가지정연구실사업(M10600000234-06J0000-23410)지원으로 수행되었습니다. 지원에 감사합니다.

참고 문헌

1. FEMA 355F, *State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
2. Yun, S.-Y., Hamburger, R.O., Cornell, C.A. and Foutch, D.A., "Seismic performance evaluation for steel moment frames," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, 2002, pp. 534-545.
3. Lee, K. and Foutch, D.A., "Seismic performance evaluation of pre-Northridge steel frame buildings with brittle connections," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, 2002, pp. 546-555.
4. Lee, K. and Foutch, D.A., "Performance evaluation of new steel frame buildings for seismic loads," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, No. 3, 2002, pp. 653-670.
5. IBC, *International Building Code*, International Code Council, Inc., Falls Church, Virginia, 2003, pp. 756.
6. ACI 318 Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002, pp. 443.
7. 김태완, "철근 콘크리트 특수 모멘트 골조 건물의 비탄성 동적 요구값", 한국지진공학회 논문집, 제9권, 제5호, 2005, pp. 11-19.
8. Prakash, V., Powell, G. and Campbell, S., "DRAIN-2DX base program description and user guide - version 1.10," *Report no. UCB/SEMM-93/17 and 93/18*, Structural Eng. Mechanics and Materials, Dept. of Civil Eng., Univ. of California, Berkeley, California, 1993, pp. 90.
9. Foutch, D.A., Shi, S. and Yun, S.-Y., "Element 10: A stiffness and strength degrading element developed for the SAC steel program," *distributed with DRAIN-2DX by the National Information Service for Earthquake Engineering*, available from <http://nisee.berkeley.edu/software/drain2dx/>, 2003.
10. Somerville, P., N. Smith, S. Puntamurthula, and J. Sun, "Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project," Background Document, *Report No. SAC/BD-97/04*, 1997.
11. Jalayer, F., Cornell, C.A., "A Technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats," *PEER Report 2003/8, Pacific Earthquake Engineering Center*, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 2003.
12. Cornell, C.A., Jalayer, F., Hamburger, R.O. and Foutch, D.A., "Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 4, 2002, pp. 526-533.
13. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A., "Incremental Dynamic Analysis," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, 2001, pp. 491-514.
14. Kim, T.-W., Foutch, D.A., LaFave, J.M. and Wilcoski, J., "Performance Assessment of Reinforced Concrete Structural Walls for Seismic Loads," *Structural Research Series - No. 634*, Dept. of Civil and Environmental Eng., University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, 2004.
15. Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A., "Response-Based Damage Assessment of Structures," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, 1999, pp. 79-104.
16. Park, Y.J. and Ang, Alfred H.S., "Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 111, No. 4, 1985, pp. 722-739.
17. Izuno, K., Iemura, H., Yamada, Y. and Fujisawa, S., "Seismic Damage Assessment of RC Structures using Different Hysteretic Models," *Memoirs of the Faculty of Engineering*, Vol. 55, No. 1, 1993, pp. 1-19.
18. Elenas, A. and Meskouris, K., "Correlation Study between Seismic Acceleration Parameters and Damage Indices of Structures," *Engineering Structures*, Vol. 23, 2001, pp. 698-704.
19. Goel, R.K. and Chopra, A.K., "Vibration properties of buildings determined from recorded earthquake motions," *Report No. UCB/EERC-97/14*, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 1997.
20. Nowak, A.S. and Szerszen, M.M., "Reliability-based calibration for structural concrete, phase 1," *Research Report UMCEE 01-04*, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2001.