

# 철골모멘트골조의 비선형 정적 연쇄붕괴 근사해석

## Simplified Nonlinear Static Progressive Collapse Analysis of Steel Moment Frames

이 철 호<sup>1)</sup> · 김 선 응<sup>2)</sup>  
*Lee, Cheol Ho · Kim, Seon Woong*

요약 : 본 논문에서는 비선형 유한요소해석을 기초로 기둥이 손실된 철골모멘트골조의 2경간 보 모멘트-축인장력 상호작용의 모형화 방안을 제안하였다. 본 목적을 위해 기둥이 손실된 2경간 부분골조 모델을 구성한 후 보스팬길이 대 보춤 비 및 보 사이스를 변수로 하여 재료적/기하학적 비선형이 고려된 유한요소해석을 수행하였다. 비선형 해석을 통하여 보스팬길이 대 보춤 비가 보의 현수작용 발현에 가장 지배적인 요소를 확인하였다. 해석결과를 토대로 초기 탄성거동에서부터 현수작용에 이르기까지의 보의 현회전각-수직저항력 관계를 일련의 선형 모델로서 근사화하는 방안을 제안하였다. 아울러, 본 연구에서 제안한 방안을 에너지평형법과 결합하여 철골모멘트골조의 비선형 정적 연쇄붕괴해석 및 설계에 편리하게 활용될 수 있음을 예시하였다.

ABSTRACT : A simplified model which incorporates the moment-axial tension interaction of the double-span beams in a column-removed steel frame is presented in this paper. To this end, material and geometric nonlinear parametric finite element analyses were conducted for the double-span beams by changing the beam span to depth ratio and the beam size within some practical ranges. The beam span to depth ratio was shown to be the most influential factor governing the catenary action of the double-span beams. Based on the parametric analysis results, a simplified piece-wise linear model which can reasonably describe the vertical resisting force versus the beam chord rotation relationship was proposed. It was also shown that the proposed method can readily be used for the energy-based progressive collapse analysis of steel moment frames.

핵심용어 : 연쇄붕괴, 철골모멘트골조, 현수작용, 이상극한하중

KEYWORDS : Progressive collapse, Steel moment frames, Catenary action, Abnormal extreme loading

### 1. 서론

지난 수십 년간 국내외적으로 폭발, 충돌 또는 화재 등에 의한 이상극한하중(abnormal extreme loading)에 의해 다수의 건물에 막대한 재산손실과 인명피해가 유발되었다. 특히, 2001년 9월 11일의 세계무역회관 붕괴참사는 연쇄붕괴 방지설계에 대한 큰 관심을 촉발하는 계기가 되었다.

과거의 구조물은 오늘날에 지어지는 구조물에 비해, 내재된 여유강도와 구조적 연속성이 넉넉하여 이상극한하중을 잘 저항하는 장점이 있었던 것이 분명하다. 반면 최적설계, 혁신적 골조시스템, 정교한 해석법을 이용하여 설계되고 건설되는 현대의 구조물은 예기치 못한 극한하중에 대해 훨씬 작은 안전도

마진을 갖는 경향이 있다. 또한 시공성 제고위주로 설계된 골조시스템은 상대적으로 구조적 연속성이 약화되어 이상하중에 대한 저항력이 크게 떨어지는 것도 사실이다. 특히 가구식 강구조, PC구조 및 무량판 구조에 많은 우려가 제기되고 있다.

가구식구조인 강구조시스템의 연쇄붕괴에 대한 저항력은 접합부 성능에 전적으로 좌우된다. 강구조시스템의 접합부는 가장 취약한 부분이 될 수 있는데, 이러한 측면을 과대상정하고 많은 방폭설계 전문가들이 강구조를 회피하는 경향이 있었음은 사실이다. 그러나 강구조물의 접합부 역시 적절히 설계하여 시공하면 매우 뛰어난 연성능력을 발휘할 수 있다. 설험자료의 부재로 인해 강구조 접합부의 연쇄붕괴 저항성능과 관련된 자료는 상대적으로 매우 제한적이다. 다행히 1994년 노스

1) 교신저자. 정회원, 서울대학교 건축학과 부교수  
(Tel. 02-880-8735, Fax. 02-871-5518, E-mail: cheolee@snu.ac.kr)  
2) 학생회원, 서울대학교 건축학과 박사과정(coreal3@snu.ac.kr)

본 논문에 대한 토의를 2008년 2월 28일까지 학회로 보내주시면 토의 회답을 게재하겠습니다.

리지 지진 이후에 수행된 SAC Project를 통하여 용접 내진 접합부에 대한 반복재하 실험자료가 상당히 축적되어서, 어느 정도 도움이 되는 것은 사실이다. 그러나 Hamburger와 Whittaker (2004)가 지적한 바와 같이 강구조물의 연쇄붕괴방지와 관련된 가장 중요한 비탄성거동, 즉 대변형 영역에서의 보의 휨모멘트-축인장력 상호작용(moment-axial tension interaction)과 관련된 거동은 아직 충분히 규명되지 않은 상태이다. 본 연구에서는 비선형 유한요소해석을 토대로, 기둥이 손실된 철골모멘트골조의 보 휨모멘트-축인장력 상호작용을 반영할 수 있는 근사적 해석모형을 제안하였다. 아울러 제시된 해석모형의 응용으로서 구조설계 실무자들이 쉽게 활용할 수 있는 에너지균형개념에 의한 새로운 비선형 정적 연쇄붕괴 해석법을 제시하고자 하였다.

## 2. 연쇄붕괴방지 설계법의 최근 현황

그림 1은 세계 각지에서 발생했던 연쇄붕괴의 사례와 이에 대한 관련 전문가 집단의 대응을 시간적으로 정리한 것이다. 방폭 및 연쇄붕괴방지 설계기술은 과거 40년간 폭발하중 관련분야의 종사자들의 연구에서 시작하여, 일반구조설계의 실무영역으로 점진적으로 이동하는 추세이지만, 하중의 특이성과 응답메커니즘의 복잡성으로 인해 경험, 실험 및 정교한 수치해석이 혼합된 전문분야로 여전히 남아 있다.

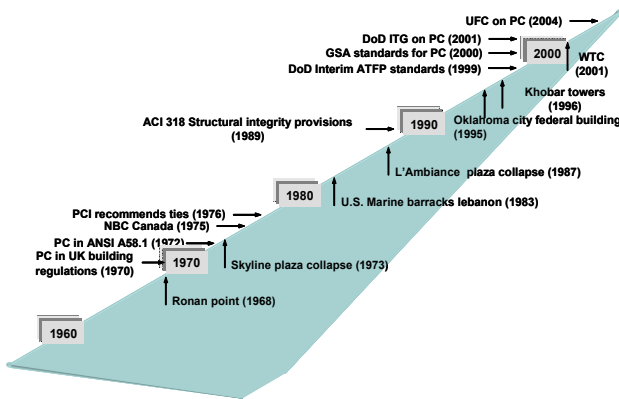


그림 1. 연쇄붕괴의 발생사례 및 엔지니어링 커뮤니티의 대응연표 (1968-2004)

미국의 대표적 하중기준인 ASCE 7-02(2003) 및 콘크리트 설계기준인 ACI 318-02(2002)에서는 이상극한하중이 유발할 수 있는 연쇄붕괴에 대한 대처방안을 원론적 수준에서 언급하고 있으나 구체적 실현방안을 제시하지는 않고 있다. 최근에 미국의 GSA(2003)와 DoD(2005)는 연쇄붕괴방지 설계를 위한 상세한 가이드라인을 제시한 바 있는데, 이를 계기로 미국정부 산하기구의 건물은 물론 민간건물에 대해서도

잠재적인 폭발에 대비할 수 있도록 건물을 신축하거나 보강하는 방향을 유도하고 있다. 이들 기준이나 가이드라인에서는 연쇄붕괴를 다음과 같이 정의하고 있다:

(i) ASCE 7-02 (2003): Progressive collapse is defined as the spread of an initial local failure from element to element, eventually resulting in the collapse of an entire structure or a disproportionately large part of it.

(ii) U.S. General Services Administration(GSA) (2003): Progressive collapse is a situation where local failure of a primary structural component leads to the collapse of adjoining members which, in turn, leads to additional collapse. Hence, the total damage is disproportionate to the original cause.

(iii) The Department of Defense(DoD) (2005): A progressive collapse is a chain reaction of failure following damage to a relatively small portion of a structure. The damage resulting from progressive collapse is out of proportion to the damage that initiated the collapse.

위에서 정의한 연쇄붕괴는 결국 약간의 누앙스만 다를 뿐, 초기의 작은 규모의 국부파괴가 연쇄적(progressive)으로 전파되어, 구조물 전체의 붕괴 또는 비비례적(disproportionate)으로 많은 부분의 붕괴를 초래하는 치명적 파괴모드를 포괄적으로 지칭하고 있음을 알 수 있다. 여기서 방폭설계(blast-resistant design)와 연쇄붕괴방지설계(progressive collapse prevention design)의 차이점을 분명히 구분할 필요가 있다. 방폭설계는 폭발하중의 압력을 직접 고려하여 각개 부재 또는 일군의 부재의 방폭성능을 평가하는 것으로서, 건물에 방호외피를 제공하여 폭발비산을 방지함으로써 인명 및 자산을 보호하고 중요 구조부재 요소의 파괴를 방지하는 것을 주목적으로 한다. 반면, 연쇄붕괴방지설계는 구체적 위협을 적시하지 않고, 구조시스템에 적정의 부정정성과 구조적 연속성을 부여해서 국지적으로 시작된 파괴의 전파를 막는 것에 주안점을 두고 있다. 가장 대표적 접근법은 소위 기둥제거 시나리오(column removal scenario)에 기초한 설계법이다(그림 2 참조). 즉, 이상극한하중에 의해 1개의 기둥이 손실되었다는 시나리오 하에 대체하중전달경로(alternate load path)를 통하여 손실된 기둥에 작용하던 하중을 인접부재로 전달(bridge-over)할 수 있도록 설계하는 것이다. 즉, 연쇄붕괴방지 설계의 핵심은 폭발이나 충격에 의한 하중을 받는 특정부재의 파괴를 막지는 것이 아니라, 손

상을 입거나 파괴된 국지부위로 구조물의 손상을 국한시켜서 전체붕괴 내지는 비비례붕괴를 방지하는 것에 핵심이 있다. 물론 이 방법은 실제의 폭발이나 충격상황에 정확히 부응하는 것은 아니지만(실제 발생 시나리오를 예측하는 것은 거의 불가능한 것이 사실이다), 기둥손실에 의해 유발되는 추가하중을 기준으로 구조물에 연성 및 부정정도를 부과하여 예기치 못한 이상극한하중에 대한 저항력을 일정수준으로 제고하기 위한 방편으로 볼 수 있다. 본 연구 역시 기둥제거 시나리오를 전제하고 수행되었기에 이하에서는 이와 관련한 내용을 좀 더 상세히 논의하고자 한다.

기둥제거 시나리오에 기초해 연쇄붕괴방지 설계를 수행할 경우, 외곽부에 위치한 중앙부 기둥과 건물코너 기둥의 손실을 가정하여 검토하는 것이 보통이다(그림 2 참조). 가장 대표적 설계가이드라인으로 볼 수 있는 GSA(2003)와 DoD(2005) 가이드라인에서도 이 방법을 택하고 있는데 이는 건물외부에서 차량폭탄에 의한 폭발을 주로 염두에 둔 것이다.

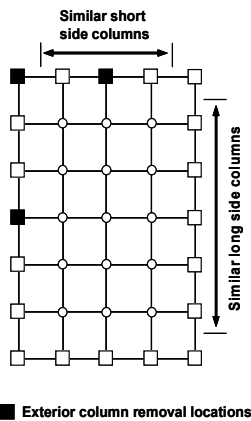
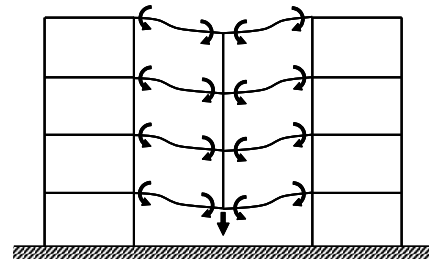
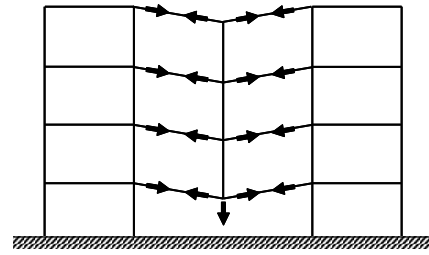


그림 2. 연쇄붕괴방지 설계를 위한 기둥제거 시나리오의 예

손실된 기둥부재에 작용하던 하중을 대체경로를 통하여 주변 구조물에 안정적으로 전달하기 위해서는, 초기의 휨작용 (beam action)을 통한 저항 메커니즘과 대변형 상태에서의 현수작용(catenary action)에 의한 저항 메커니즘의 발현이 가능해야 한다(그림 3 참조). 즉, 기둥손실에 따른 초기변형 상태에서는 보 및 접합부의 휨저항 성능을 통하여 대체하중경로가 확보되어야 하고, 대변형 상태로 이행됨에 따라 보작용은 감소하고 현수작용이 증대되므로 보 및 접합부는 휨응력과 인장력을 통하여 대체하중경로를 제공할 수 있어야 한다. 중국에 가서는 현수작용의 발현을 통하여 보는 인장재로서 거동하여 안정한 평형상태에 도달할 수 있어야 한다.

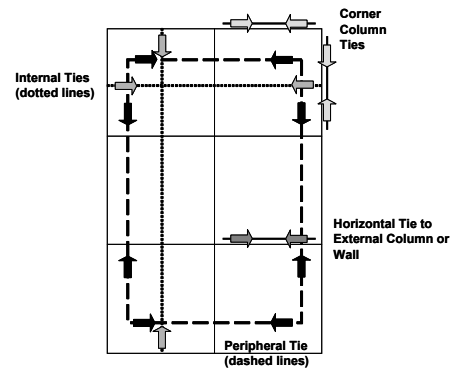


(a) 초기의 휨거동에 의한 저항

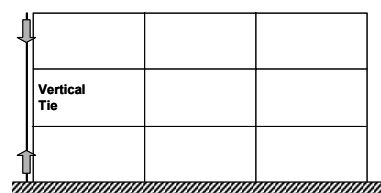


(b) 대변형 상태의 현수작용에 의한 저항

그림 3. 철골모멘트골조의 연쇄붕괴 저항 메커니즘



(a) 평면 긴결



(b) 수직 긴결

그림 4. 연쇄붕괴방지를 위한 수평 및 수직요소의 긴결

최근의 가이드라인에서 제시하는 연쇄붕괴방지 설계법은 i) 기둥제거 시나리오에 따라 선형 또는 비선형 정적골조해석을 수행하여 설계를 수행하는 대체경로법(alternate path method, AP method), ii) 해석을 수행하지 않고, 건물을 수평/수직방향으로 적절히 긴결하여 구조적 연속성을 높여서 연쇄붕괴에 대비하는 경험적인 설계법인 긴결법(tie method, 그림 4 참조)의 두 가지로 대별할 수 있다. GSA(2003)의 경우는 대체경로법만을 인정하고 있다. 반면 DoD(2005)는

보호수준이 낮아도 되는 건축물의 경우에는 긴결법을, 높은 보호수준이 요구되는 건축물은 대체경로법을 권하고 있다. GSA(2003)에서 주로 권장하는 것은 선형해석에 의한 대체 경로법이다. 긴결법에서는 부재와 접합부의 여유강도가 충분하다고 가정하고 기둥손실로 발생한 2경간 스패길이의 10% 되는 수직처짐에서 현수작용이 발생하는 것으로 가정하고 긴결력을 산정한다. 영국에서 과거 20년 이상의 연구와 경험에 기반을 둔 방법임은 분명하나, “사양적 방법론(prescriptive methodology)”으로서 역학적으로 명쾌하게 뒷받침되는 방법은 분명히 아니다. 현재 주로 탄성해석을 기초로 설계가 수행되는 대체경로법 역시 적용과정이 번거롭고 힘의 재분배를 적절히 고려하기가 어려운 단점이 있을 뿐만 아니라, 대변형 시의 현수작용을 반영할 수 있는 방안이 포함되어 있지 않다. 이 방법은 본질적으로 선형해석을 통한 내진성능 평가기법인 FEMA 273(1997) 및 FEMA 356(2000)의 “quasi-linear m-factor approach”와 동일한 틀에서 제시된 것으로 볼 수 있다. 단지 m-factor가 DCR(demand-to-capacity ratio)이란 용어로 대체된 것으로, 선형해석에 기초한 성능기초 내진설계법을 연쇄붕괴 방지설계에 외사한 것이다. 이 방법을 사용하면, 기둥제거에 따른 하중효과를 일반하중조합에 추가하여 고려할 수 있는 간편성이 있으나, 몇 가지 사례연구에 의하면 보수적인 결과를 주는 것으로 알려져 있다. 이들 방법이 지닌 단점을 극복할 수 있는 직접적이고 간편한 해석적 방안을 다음 절부터 전개한다.

### 3. 연쇄붕괴저항시의 철골보 부재의 거동 및 모델링

#### 3.1 보단면 선정, 유한요소해석 모델링

일반적으로 설계실무에서 널리 사용되는 철골보의 스패길이에 대 보춤 비(span-to-depth ratio, 이하  $L/D$ )는 10에서 20 사이의 범위에 있다. 본 연구에서는 이러한 점을 고려하여  $L/D$ 를 각각 10, 15, 20의 3가지 경우를 대상으로 다양한 사이즈를 갖는 보에 대하여 해석을 수행하였다. 표 1에 해석에 사용된 철골보의 치수와 폭 두께비를 정리하였다. 보춤은 500 ~ 900 mm의 범위로서 실용상의 거의 전 범위를 포괄한다. 보 플랜지와 웨브의 조기 국부좌굴은 접합부의 응력집중을 유발하고 강도 및 에너지 흡수능력의 저하를 수반하므로 연쇄붕괴방지 설계 시에도 내진설계에서 요구되는 폭 두께비 제한조건을 만족시킬 것이 요구된다(GSA, 2003; DoD, 2005). 이를 감안하여 표 1의 12개의 단면은 한계상태설계 기준(AISC, 2001)에 규정한 내진설계용 폭 두께비 제한조건을 만족하도록 선정된 것이다. 표 1의 폭 두께비를 검토함에

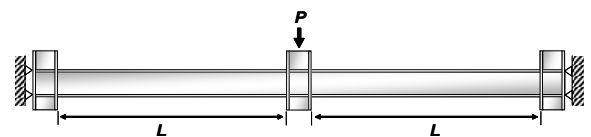
있어서 유한요소해석 모델의 입력자료와 일관성이 있도록 강재의 탄성계수는  $E = 2.06 \times 10^5$  MPa, 그리고 소재의 인장 시험에 의해 측정된 강재의 항복강도는  $F_y = 325$  MPa를 사용하였다.

표 1. 해석에 사용된 보 단면

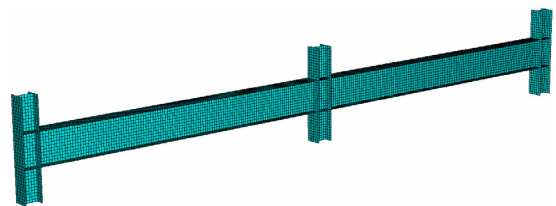
Beam sizes		Web		Flange	
		$\lambda$	$\lambda_{ps}$ ( $= 2.45 \times \sqrt{E/F_c}$ )	$\lambda$	$\lambda_{ps}$ ( $= 0.3 \times \sqrt{E/F_c}$ )
H-500×200	H-496×199×9×14	47.56	61.62	7.11	7.55
	H-506×201×11×19	38.91		5.29	
H-600×200	H-600×200×11×17	47.45		5.88	
	H-606×201×12×20	43.50		5.03	
H-600×300	H-588×300×12×20	41.00		7.50	
	H-594×302×14×23	35.14		6.57	
H-700×300	H-692×300×13×20	45.85		7.50	
	H-700×300×13×24	45.85		6.25	
H-800×300	H-792×300×14×22	49.43		6.82	
	H-800×300×14×26	49.43		5.77	
H-900×300	H-890×299×15×23	52.53		6.50	
	H-900×300×16×28	49.25		5.36	

주)  $\lambda$ : 웨브 및 플랜지의 판폭두께비  
 $\lambda_{ps}$ : 내진설계용 판폭두께비의 제한값

기둥이 손실된 철골모멘트골조의 H형강 보부재의 탄소성 거동을 파악하기 위하여 범용 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS(HKS, 2001)를 사용하여 재료적/기하학적 비선형 유한요소해석을 수행하였다. 그림 5는 기둥이 손실된 2경간 구조의 단순모델과 유한요소 메쉬의 예를 보여주고 있다. 2경간 부분골조 모델의 양단부는 모두 힌지로 구속하여 건물의 바닥구조 및 주변구조물이 제공하는 축방향 구속효과(axial restraint effect)가 반영되도록 하였다.



(a) 기둥이 손실된 2경간 골조 모델



(b) 유한요소해석 메쉬(H-588×300×12×20,  $L/D = 10$ )

그림 5. 기둥이 손실된 2경간 구조의 단순모델 및 유한요소메쉬 일례

비선형 유한요소로는 ABAQUS의 4절점의 쉘요소인 S4R을 사용하였다. 재료의 비선형거동은 폰미세스 항복조건 및 등방성 경화모델에 의하였다. 재료의 진응력과 소성변형도관계는 SS400 강재의 인장시험결과를 토대로 입력하였고, 다음과 같은 물성치를 사용하였다. 강재의 탄성계수는  $E=2.06 \times 10^5$  MPa, 그리고 강재의 항복강도는  $F_y=325$  MPa를 사용하였다. 접합부 부근의 보 플랜지와 보 웨브의 국부좌굴을 모사하기 위해 고유치해석을 수행한 다음 1차 좌굴모드를 토대로 기하학적 초기불완전(initial geometric imperfection)을 도입하였다. 초기불완전의 최대치는 보 플랜지의 1%로 가정하였다. 호장법(arc length method)에 속하는 Riks 알고리즘을 사용하여 좌굴이후의 강도저하 및 현수작용이 발생하는 대변형 영역까지 변위제어 해석을 수행하였다. 본 연구의 주안점은 기둥이 손실된 2경간 내의 보의 휨모멘트-축인장력 거동을 파악하기 위한 것이므로 패널존 부근의 강성과 강도를 충분히 크게 입력하여 이 부분의 항복이나 파괴 가능성을 배제하였다.

본 연구의 유한요소 모델링 기법의 타당성을 황성윤 등(1984, 그림 6 참조)에 의한 기존 실험결과와 비교하여 검증하고자 하였다. 이 실험자료는 보 시험체의 항복 이후 비교적 대변형 영역까지 가력을 진행한 드문 경우이기에 비교대상으로 택하였다. 그림 7의 보 중앙부 수직처짐의 비교에서 보듯이 수치해석결과는 실험결과와 대체로 잘 일치한다. 특히 항복 이후의 대변형 영역에서는 잘 일치하지만 초기 응답에서 항복에 이르기까지는 실험과 해석결과 사이에 적지 않은 차이를 보이는데, 이는 다이얼게이지를 사용한 계측에 오차가 있었던 것으로 추측된다. 시험체의 양단이 단순지지(힌지-롤러)로 되어 있어, 항복 이후의 대변형 영역에서도 현수작용이 발생되지 않고 계속적 강도저하가 발생하고 있음을 알 수 있다. 본 연구에 사용된 유한요소모델링 기법의 타당성은 좀 더 복잡한 경우인 비탄성 반복하중을 받는 내진접합부의 실험결과와 비교를 통해서도 확인된 바가 있다(Lee 등, 2006).

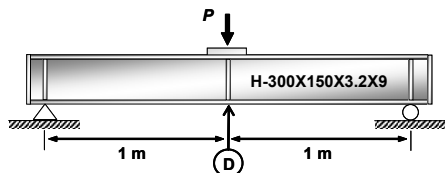


그림 6. 중앙부 집중하중을 받는 단순보 테스트 셋업 (황성윤 등, 1984)

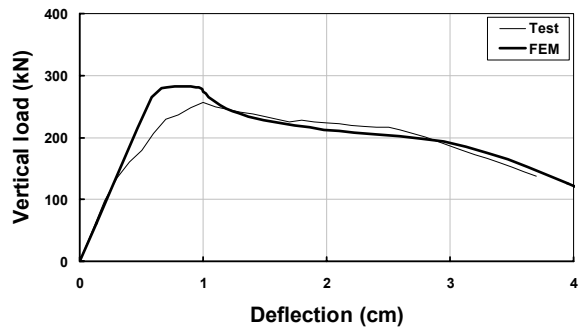


그림 7. 단순보 대변형 실험결과와 수치해석결과의 비교

### 3.2 유한요소해석에 의한 기둥손실 2경간 보의 거동

본 절에서는 기둥이 손실된 2경간내 보의 초기탄성거동에서 현수작용 발생까지의 전형적 거동을 간략히 살펴보고자 한다.

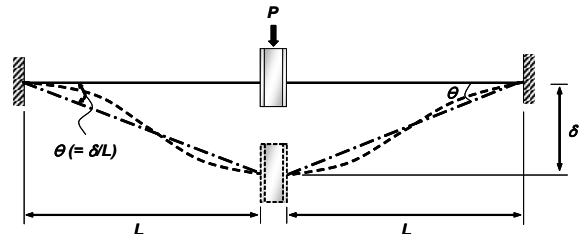


그림 8. 현회전각의 정의

그림 8은 본 논문에서 변형의 주요지표로서 사용하는 보의 현회전각(beam chord rotation,  $\theta$ )의 정의를 보여주는 것으로서, 2경간 중앙부의 수직처짐( $\delta$ )을 스패ん길이( $L$ )로서 나눈 값이다(곧, 라디안의 단위). 이는 현재 내진설계에서 사용하는 보의 접합부 회전각의 정의와 동일하다. 그림 9는 2경간내 보에 작용하는 휨모멘트( $M_\theta$ )와 인장력( $T_\theta$ )은 보의 현회전각의 함수임을 보여주기 위한 것이다.

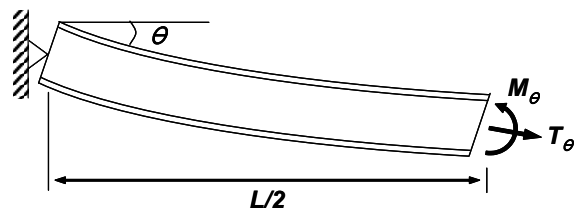


그림 9. 현회전각의 함수로서의 보 휨모멘트와 인장력

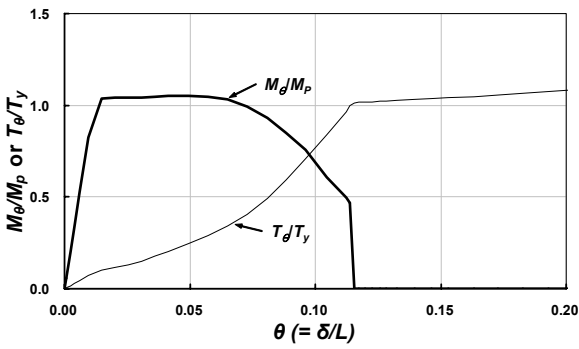
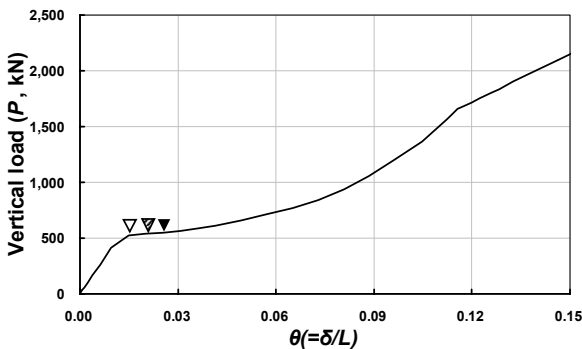


그림 10. 현회전각의 증가에 따른 보작용 및 현수작용의 변화 (H-588×300×12×20, L/D= 20)

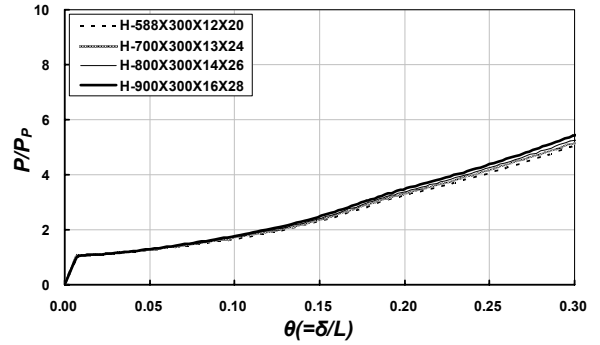
그림 10은 유한요소해석에 의해 얻어진 현회전각의 증가에 따른 보작용 및 현수작용의 전형적 변화패턴을 보여주고 있다. 그림 10의 종축에 사용된  $M_{\theta}/M_p$ 는 보의 휨작용,  $T_{\theta}/T_y$ 는 현수작용을 나타내는 지표로서 각각의 값이 1.0에 근접할 수록 해당작용이 현저한 것을 의미한다(여기서,  $M_p$ = 보의 소성모멘트,  $T_y$ = 보의 인장항복강도). 그림 10의 해석결과에서 보듯이 현회전각의 증가와 더불어 보작용과 현수작용이 중첩하여 발생하고 있음을 알 수 있다. 초기변형상태에서는 보의 휨저항이 지배적이지만, 현회전각이 7% radian에 이르러 보의 휨저항은 점차 감소하다가 급격히 떨어지고, 현수작용은 점점 증대되어 보의 휨작용과 현수작용의 조합에 의한 저항 메커니즘이 동원된다. 보작용이 지배적인 영역에서조차도 상당한 크기의 인장력이 작용함을 알 수 있는데, 이는 보-기둥 접합부에 상당한 부담으로 작용할 것이다. 현회전각이 12% radian이상의 대변형에 도달하였을 때, 보의 휨저항은 완전히 사라지고 순수 인장재로 변환되어 현수작용만이 수직하중에 저항하게 된다.



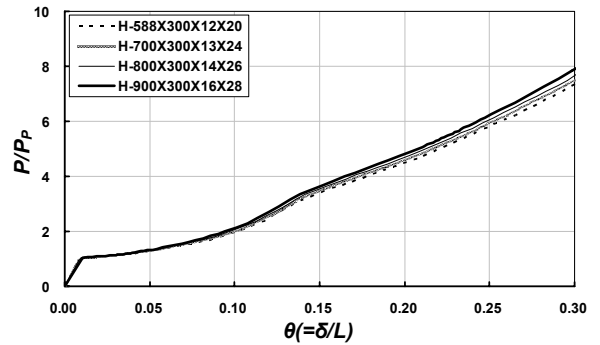
▽: 웨브 국부좌굴, ▽: 플랜지 국부좌굴, ▼: 현수작용의 발현지점  
그림 11. H형단면 보 부재의 수직내력-현회전각( $P-\theta$ ) 관계도 (H-588×300×12×20, L/D= 20)

그림 11은 수직내력 대 현회전각 전형적 관계를 도시한 것

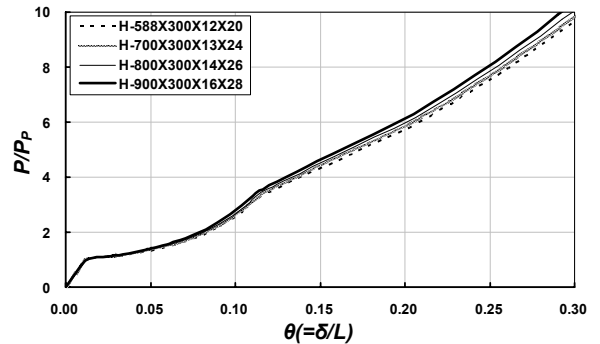
이다. 보-기둥 접합부 부근에서 보 웨브와 보 플랜지에 미소한 국부좌굴이 발생하였지만, 내진용 판폭두께비를 만족하는 모델이기에, 보 소성휨모멘트 이하로 강도저하가 발생하지는 않았다.



(a) L/D= 10



(b) L/D= 15



(c) L/D= 20

그림 12. 보 사이즈 및 L/D에 따른 수직내력-현회전각 관계 비교

그림 12는 H형단면 철골 보 부재의 보 사이즈 및 스패 길이에 따른 수직내력-현회전각 관계곡선을 정리한 것이다. 위 그림에서 종축은 수직내력( $P$ )을 손실기둥의 좌우에 접합된 보에 소성힌지가 형성되는 시점의 수직력( $P_p$ , 아래 3.3절의 1식 참조)으로서 나누어 무차원화한 것이다. 그

림에서 보듯이 수직저항내력-현회전각 관계는 보 사이즈에는 거의 영향을 받지 않고  $L/D$ 에 큰 영향을 받음을 알 수 있다. 이 사실은 3.3절에서 논의할 수직저항내력-현회전각 관계의 근사적 모델링에 활용될 것이다.

### 3.3 기둥손실 2경간 보거동의 근사적 모델링 방안

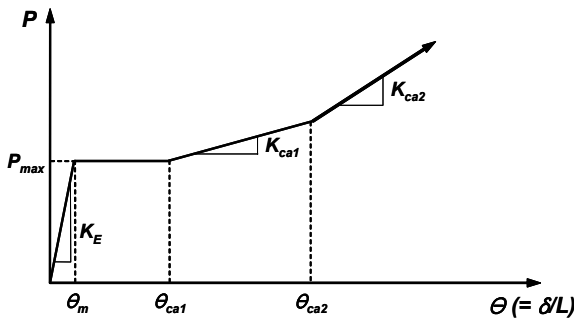
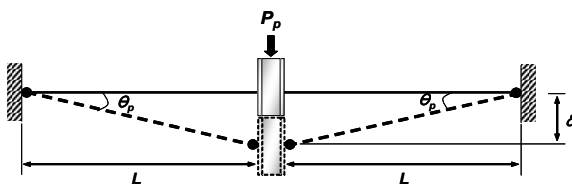


그림 13. 2경간 보부재의 수직내력-현회전각 관계의 근사모형

기둥이 손실된 2경간 H형강 보 부재의 수직내력-현회전각 관계는 재료적/기하학적 비선형이 고려되어야 하는 복잡한 문제로서 순전히 해석적 접근에 의한 모형화가 매우 어렵다. 따라서 본 연구에서는 그림 12의 결과를 토대로 초기탄성거동에서 대변형 현수작용에 이르기까지의 수직내력-현회전각 관계를 일련의 직선으로 근사하는 방안을 제시하고자 한다. 그림 13은 전절의 해석결과를 토대로 본 연구에서 제시하는 기둥의 손실된 2경간 철골보 부재거동의 모델링 방안이다. 이 모델에 사용되는 변수는 크게 강도, 강성, 그리고 변형으로 나누어 생각할 수 있다. 강도변수로는 최대내력  $P_{max}$ , 강성변수는 초기탄성강성  $K_E$ 와 현수영역에서의 강성  $K_{ca1}$  및  $K_{ca2}$  등 3개이며, 변형변수는 최대내력에서의 현회전각  $\theta_m$ , 현수작용영역에서의 강성을 정의하기 위한 두 개의 현회전각  $\theta_{ca1}$  및  $\theta_{ca2}$  등 3개로 구분할 수 있다. 각 변수는 다음의 절차에 따라 산정한다.

#### 3.3.1 최대내력 $P_{max}$



• Plastic hinge(plastic moment =  $M_p$ )

그림 14. 기둥 손실 2경간 보의 휨항복 소성메커니즘

그림 14는 기둥의 손실에 의한 2경간 보의 휨항복에 의한 소성메커니즘을 보여주고 있다. 이 소성메커니즘에 대응되는  $P_p$ 는 잘 알려진 소성론의 에너지균형법을 적용하면 (1)식과 같이 됨을 쉽게 확인할 수 있다. 유한요소해석결과를 살펴보면,  $P_{max}$ 는 보 사이즈 및  $L/D$ 와는 거의 무관하고 변형경화 때문에  $P_p$ 의 약 10%를 정도 상회한다. 따라서  $P_{max}$ 는 (2)식에 의해 산정할 것을 권한다.

$$P_p = 4M_p/L \tag{1}$$

$$P_{max} \approx 1.1P_p \tag{2}$$

#### 3.3.2 초기탄성강성 $K_E$ 및 최대내력에 대응하는 현회전각 $\theta_m$

기둥손실에 의한 2경간 보의 초기거동은 보작용이 지배적이다. 따라서  $K_E$ 는 중앙부에 집중하중을 받는 2경간 보의 휨강성만을 고려하여 아래의 (3)식을 사용하여 산정할 수 있다 (단,  $I$ = 보의 단면 2차모멘트).

$$K_E = \frac{P}{\theta} = \frac{P}{\delta/L} = \frac{P}{\frac{P(2L)^3}{192EI} \times \frac{1}{L}} = \frac{24EI}{L^2} \tag{3}$$

$P_{max}$ 에 대응되는 현회전각( $\theta_m$ )은 (2) 및 (3)식의 결과를 사용하여 (4)식으로 산정할 수 있다.

$$\theta_m = \frac{P_{max}}{K_E} \tag{4}$$

#### 3.3.3 현수작용의 모형화를 위한 현회전각 $\theta_{ca1}$ 및 $\theta_{ca2}$

철골 용접모멘트접합부에 있어서 10% radian의 이상의 회전능력을 기대하는 것은 비현실적이므로, 본 연구에서는 현회전각 10% radian까지를 2개의 직선으로 근사하는 것을 모형화의 목표로 하였다. 현수작용 발현시점의 현회전각  $\theta_{ca1}$ 은 수직내력이 (2)식의 값( $= 1.1P_p$ )과 동일한 값을 유지하는 현회전각으로 정의한다(그림 13 참조). 표 2는 다양한 조건의 유한요소해석에서 얻어진  $\theta_{ca1}$ 을 정리한 것이다.  $\theta_{ca1}$ 은  $L/D$ 가 10, 15, 20일 때 각각 1.78% ~ 2.34%, 1.96% ~ 2.76%, 1.84% ~ 2.74% radian의 범위를 보이는데, 모형의 단순화를 위해 (5)식과 같이 간략하게 2% radian으로 택할 것을 제안한다.

$$\theta_{ca1} \approx 0.02 \text{ (radian)} \tag{5}$$



표 2. 현수작용을 정의하기 위한 현회전각  $\theta_{ca1}$  (radian)

Beam sizes		L/D= 10	L/D= 15	L/D= 20
H-500×200	H-496×199×9×14	0.0234	0.0252	0.0239
	H-506×201×11×19	0.0178	0.0196	0.0184
H-600×200	H-600×200×11×17	0.0223	0.0250	0.0234
	H-606×201×12×20	0.0190	0.0212	0.0256
H-600×300	H-588×300×12×20	0.0233	0.0257	0.0254
	H-594×302×14×23	0.0183	0.0219	0.0222
H-700×300	H-692×300×13×20	0.0233	0.0255	0.0255
	H-700×300×13×24	0.0209	0.0233	0.0225
H-800×300	H-792×300×14×22	0.0215	0.0244	0.0232
	H-800×300×14×26	0.0196	0.0222	0.0215
H-900×300	H-890×299×15×23	0.0216	0.0276	0.0274
	H-900×300×16×28	0.0196	0.0220	0.0203

앞의 그림 12에서 보듯이  $\theta_{ca1}$  이후의 영역에서는 수직내력 대 현회전각의 관계는 대체로 비선형성을 보인다. 이 비선형 관계를 2개의 직선으로 모델링함에 있어, 분기점에 해당하는 현회전각  $\theta_{ca2}$ 는 유한요소해석에 의한 수직내력-현회전각 면적(곧 에너지)이 동일해지는 점으로서 정의하였다(그림 13 참조). 표 3은 유한요소해석에서 얻어진  $\theta_{ca2}$ 를 정리한 것이다.  $\theta_{ca2}$ 는 L/D가 10, 15, 20일 때 각각 5.89% ~ 6.20%, 6.07% ~ 6.44%, 6.18% ~ 6.58% radian의 범위로 약간의 변동성을 보이지만, 모형의 단순화를 위해 6% radian으로써 근사하는 것을 제안한다.

$$\theta_{ca2} \approx 0.06 \text{ (radian)} \quad (6)$$

표 3. 현수작용을 정의하기 위한 현회전각  $\theta_{ca2}$  (radian)

Beam sizes		L/D= 10	L/D= 15	L/D= 20
H-500×200	H-496×199×9×14	0.0620	0.0634	0.0647
	H-506×201×11×19	0.0589	0.0607	0.0618
H-600×200	H-600×200×11×17	0.0602	0.0633	0.0643
	H-606×201×12×20	0.0597	0.0613	0.0650
H-600×300	H-588×300×12×20	0.0613	0.0634	0.0648
	H-594×302×14×23	0.0594	0.0612	0.0633
H-700×300	H-692×300×13×20	0.0618	0.0633	0.0648
	H-700×300×13×24	0.0606	0.0622	0.0636
H-800×300	H-792×300×14×22	0.0609	0.0628	0.0640
	H-800×300×14×26	0.0599	0.0618	0.0631
H-900×300	H-890×299×15×23	0.0610	0.0644	0.0658
	H-900×300×16×28	0.0600	0.0617	0.0627

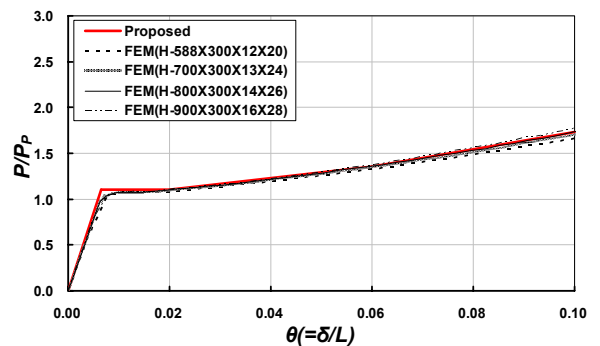
### 3.3.4 현수작용 영역의 강성 Kca1 및 Kca2

현수작용 영역의 2개의 강성( $K_{ca1}$  및  $K_{ca2}$ )은 초기탄성강성( $K_E$ )에 대한 상대값으로 보정(calibration)하였다. 그림 13에 나타낸 바와 같이  $K_{ca1}$  및  $K_{ca2}$ 는 보 사이즈에는 거의 영향을 받지 않고 L/D에 주로 영향을 받음을 알 수 있다. 따라서 현수작용영역에서의 강성변수  $K_{ca1}$  및  $K_{ca2}$ 는 L/D의 영향을 반영하여 캘리브레이션하였다(표 4 참조). 다른 L/D에 대한 값은 선형보간하여 근사할 수 있다.

표 4. 현수작용 영역 강성의 캘리브레이션 결과

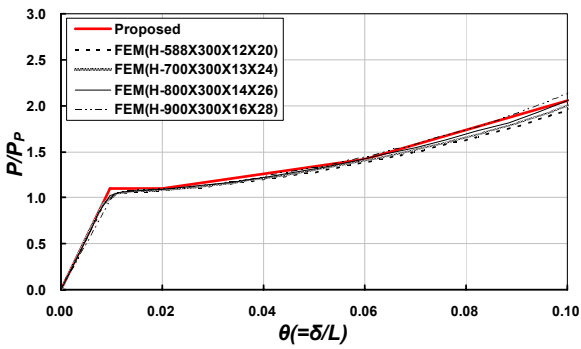
L/D	$K_{ca1}/K_E$	$K_{ca2}/K_E$
10	0.039	0.057
15	0.073	0.145
20	0.133	0.352

그림 15는 지금까지 제시한 근사방안과 유한요소해석에 의한 결과를 비교한 것이다. 일부 구간에서 오차가 있긴 하지만, 본 방안의 간편성을 고려한다면 전체적으로 만족스런 결과라 판단된다. 고차다항식을 사용한다든지 좀 더 교묘한 “fitting” 방법을 동원하였다면 그림 15의 결과보다 오차를 줄일 수도 있었을 것이다. 하지만 본 연구에서는 실용적 정확도를 유지하면서 모형의 단순화에 중점을 두었다. 다음의 4장에서 보듯이 본 연구에서 제시한 모형을 사용하면 1차 또는 2차 대수방정식을 풀어서 문제를 연쇄붕괴해석을 수행할 수 있다. 기동 붕괴 시나리오는 확률적으로 매우 희박한 사건을 전제로 하는 것이므로, (1)식에 의해 보수성 메커니즘에 대응하는 한계수직력  $P_p$ 을 산정할 경우 강재의 공칭항복강도(nominal yield stress)보다는 재료의 초과강도가 고려된 실제 또는 예상항복강도(actual or expected yield strength)를 사용해도 무방할 것으로 판단된다. 다음 절에서는 연쇄붕괴해석에 본 연구의 결과를 활용하는 방안을 제시하고자 한다.

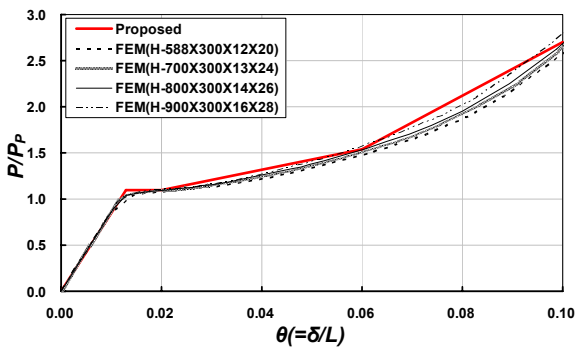


(a) L/D= 10





(b)  $L/D=15$

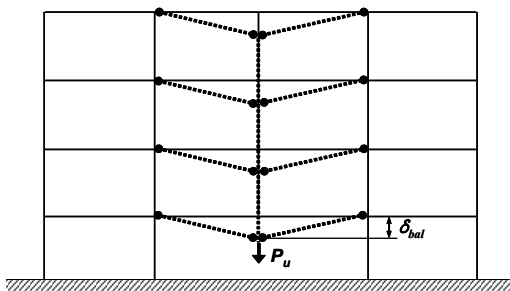


(c)  $L/D=20$

그림 15. 해석결과와 제안식의 비교곡선

#### 4. 연쇄붕괴방지 설계의 응용

그림 16은 폭발 등에 의한 이상극한하중에 의해 철골모멘트골조의 1층 기둥이 손실되었을 때 동원되는 하중저항 매커니즘을 도시한 것이다. 본 장에서는 본 연구에서 제안한 기둥손실 2경간 보 거동의 모델링 방안을 활용하여 효율적 연쇄붕괴 비선형 정적 근사해석법을 제시하고자 한다. Powell(2003)이 이미 제안한 바와 같이 연쇄붕괴해석에 평형조건식과 동치로 볼 수 있는 에너지균형식을 적용하면 문제가 단순해질 수 있다.



• Plastic hinge

그림 16. 1층 기둥손실시의 모멘트골조의 저항 매커니즘

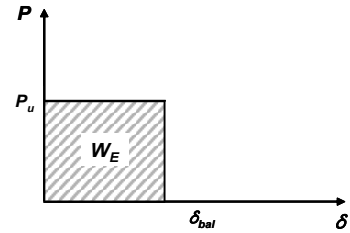


그림 17. 1층 기둥의 축력이 한 일

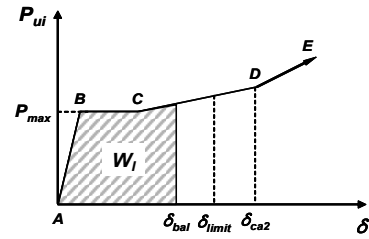


그림 18. 기둥손실 2경간 보의 흡수에너지

그림 17과 18은 각각 손실기둥에 작용하던 축력이 한 일(곧 외력이 한 일)과 기둥손실 2경간 보의 흡수에너지(곧 내력이 한 일)를 나타낸다. 평형조건을 만족하기 위해서는 이 두 일량이 같아야 하므로 다음의 (7)식이 만족되어야 한다. (7)식을 풀어서 에너지 균형에 의한 평형점, 곧 연직방향의 최대처짐점( $\delta_{bal}$ )을 산정할 수 있다.

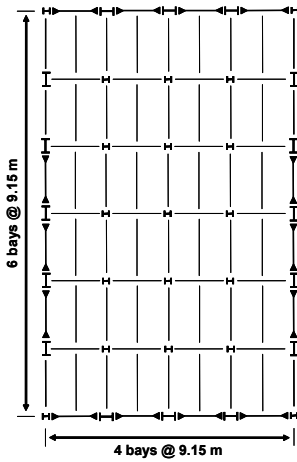
$$P_u \times \delta_{bal} = \sum_i \int_0^{\delta_{bal}} P_{ui} d\delta \quad (7)$$

$$\theta_{bal} \left( = \frac{\delta_{bal}}{L} \right) \leq \theta_{limit} \quad (8)$$

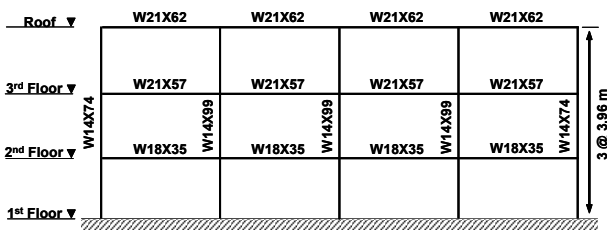
(7)식의 좌변은 기둥의 손실로 인한 급작하중(suddenly applied load)이므로 “full-value”인  $P_u$ 를 사용해야 한다(즉 1/2를 곱할 필요가 없다). 참고로, 평형점이 그림 18의 AB, CD 또는 DE 구간에 존재하면 대수 2차방정식을, BC구간에 존재하면 대수 1차방정식을 풀면 되므로 매우 간단하게 평형점을 찾을 수 있다. 물론 이 경우 평형점에 대응하는 접합부 회전각은 실험에서 입증된 한계치를 넘지 않아야 한다[(8)식 참조]. 이하에서는 본 연구의 적용절차를 사례를 들어 설명하고자 한다.

검토조건: SAC Project에서 사용된 모델인 3층 철골모멘트골조(골조의 외곽부에만 부분적으로 모멘트 접합됨, 그림 19.(a) 참조)(Gupta 등, 1999); 용도는 사무소 건물; 주요 구조부재 사이즈는 그림 19.(b) 참조; 모멘트 접합부는 0.035 radian의 회전능력을 보유한 것으로 가정; 고정하중 = 5.55 kN/m<sup>2</sup>(펜트하우스) 4.60 kN/m<sup>2</sup>(펜트하우스 제

외); 적재하중 = 2.40 kN/m<sup>2</sup>; 강재의 항복강도 = 344.5 MPa(A572 Gr.50)으로 가정.



(a) 구조평면도



(b) 구조입면도

그림 19. 예제 구조물의 구조평면도 및 입면도

(i) 1층 기둥축력의 산정

기둥제거 시나리오에 따라 1층 기둥의 손실을 가정한다. 1층 기둥의 축력을 고정하중과 적재하중의 25%를 고려하여 산정하면(DoD, 2005),

$$P_u = (9.15 \times 4.575) \{ (5.55 + 0.25 \times 2.4) + (4.60 + 0.25 \times 2.4) \times 2 \} = 692.81 \text{ kN} \quad (9)$$

(ii) 기둥손실 2경간 보의 수직내력-현회전각 변수: 아래 표 5 참조

표 5. 수직내력-현회전각 변수값

Floor	Member	$P_{max}$ (kN)	$K_E$ (kN/cm)	$K_{ca1}$ (kN/cm)	$K_{ca2}$ (kN/cm)	$\delta_m$ (cm)	$\delta_{ca1}$ (cm)	$\delta_{ca2}$ (cm)
1	W18X35	180.3	13.7	1.8	4.8	13.17	18.3	54.9
2	W21X57	349.7	31.4	3.1	7.2	11.14		
3	W21X62	390.3	35.7	3.5	8.2	10.94		

주)  $\delta_m$  :  $\theta_m$ 에 대응되는 수직처짐

$\delta_{ca1}$  및  $\delta_{ca2}$  :  $\theta_{ca1}$  및  $\theta_{ca2}$ 에 대응되는 수직처짐

(iii) 에너지 균형에 의한 평형점 산정

(7)식을 이용하여 에너지 균형점을 산정하면  $\delta_{bal} = 227.8 \text{ mm} (= 0.025 \text{ radian} \times 9150 \text{ mm})$ 가 된다. 본 예제 구조물의 접합부의 한계변위는  $320.3 \text{ mm} (= 0.035 \text{ radian} \times 9150 \text{ mm})$ 로서 에너지 균형점은 (8)식을 만족하므로, 본 예제의 건물은 연쇄붕괴에 대해 적절히 대응할 수 있다.

5. 요약 및 결론

철골모멘트골조의 비선형 정적 연쇄붕괴해석과 관련한 본 연구의 결론을 요약하면 다음과 같다.

- (1) 기둥이 손실된 2경간 보의 현수작용 발현에 가장 지배적인 요소는 보 스패길이 대 보춤 비( $L/D$ )임이 확인되었다.
- (2) 내진규준에서 요구하는 국부좌굴 제한조건을 만족할 경우, 기둥손실 2경간 보의 내력은 변형중대에 따른 현수작용의 발현에 의해 보 소성강도이하로 저하되지는 않는다.
- (3) 초기탄성기둥에서부터 현수작용에 이르기까지의 보의 현회전각-수직저항력 관계를 일련의 선형모델로서 근사화하는 방안을 제안하였다.
- (4) 본 연구에서 제시한 모형화 방안과 에너지 균형개념을 결합하여 매우 효율적인 비선형 정적 연쇄붕괴 근사해석법을 제안하고 사례를 통하여 예시하였다.

감사의 글

본 연구는 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2003년도 건설핵심기술연구개발사업(03산학연C103A1040001-03A0204-00110) 및 2006년도 서울대학교 현대학술연구비 지원에 의한 것입니다.

참고 문헌

황성운, 문태섭, 선병택 (1984), H형단면 철골보의 내력에 관한 연구, 대한건축학회 추계학술발표회, 제4권, 제2호, pp.201-204.  
 American Concrete Institute (ACI) (2002), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02), ACI.  
 American Institute of Steel Construction (AISC) (2004), Facts for Steel Buildings: Blast and Progressive Collapse, AISC.

- American Institute of Steel Construction (2004), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Draft of *ANSI/AISC 341-05*.
- American Society of Civil Engineers (ASCE) (2003), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, *ASCE/SEI 7-02*.
- Department of Defense (2004), Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, *Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03*, approved for public release, distribution unlimited.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1997), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Report No. FEMA 273*, prepared by the Applied Technology Council for FEMA, Washington, D.C.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000), NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Report No. FEMA 356*, prepared by the Applied Technology Council for FEMA, Washington, D.C.
- Gupta, A., and Krawinkler, H. (1999), Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, *John A. Blume Earthquake Engrg. Ctr*, Rep. No. 132, Dept. of Civ. Engrg., Stanford University, Stanford, Calif.
- Hamburger, R. O. and Whittaker, A. S. (2004), Design of Steel Structures for Blast-Related Progressive Collapse Resistance, March 2004, *Modern Steel Construction*, pp.45-51.
- HKS (2001), ABAQUS/Standard User's Manual version 6.2, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, Rhode Island.
- Lee, C-. H. and Kim, J-. H. (2006), Effects Panel Zone Strength on Cyclic Performance of Reduced Beam Section Steel Moment Connections, *International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*, Lisbon, Portugal.
- Powell, G. (2003), Collapse Analysis Made Easy (More or Less), *Proceedings, Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Annual Meeting*, Los Angeles.
- U.S. General Service Administration (GSA) (2003), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects.

(접수일자 : 2007. 2. 22 / 심사일 2007. 4. 10 /  
심사완료일 2007. 6. 13)