

## 노스리지 지진하의 강 뼈대 구조물에 대한 사례 연구



김기동\*

### 1. 서론

1994년 노스리지 지진 발생 후 강한 지진 하에서 모멘트저항 강 뼈대 건물의 거동을 평가하기 위하여 탄성 및 비탄성 구조 해석이 SAC Joint Venture에 의하여 수행되었는데 연구 결과를 소개하여보면 다음과 같다.

이 연구의 대부분의 노력은 노스리지 지진을 겪은 9개 건물에 대한 사례연구에 치중되었고, 이 건물들은 층수, 형상, 노스리지 지진하의 손상 정도에 있어서 상이한 강 뼈대 구조물로 이루어져 있다.

사례 연구에 부가적으로 구조물의 지진거동을 평가하기 위한 탄성 및 비탄성 구조해석의 정확도 및 신뢰성에 관한 연구가 또한 수행되었다.

이 연구의 전반적인 목적과 동기는 다음과 같다.

1) 손상 상관관계 : 구조해석이 노스리지 지진하의 건물에 발생한 연결부 파괴 및 다른 파괴 형태를 어느 정도까지 예측할 수 있는지를 결정

하고, 지진손상의 위치를 파악할 수 있는 도구로 어느 범위까지 이용될 수 있는지를 평가하고자 한다. 또한 해석 결과와 관찰된 구조물 손상과의 상관정도는 구조물 해석 방법이 구조물의 지진 거동을 얼마나 정확하게 예측할 수 있는지 판단할 수 있는 척도로 사용될 수 있다.

2) 붕괴 위험 평가 : 노스리지 지진하에 발생한 것과 같은 연결부 파괴에 의한 기존 강 뼈대 건물의 안전율의 저하 정도를 포함하여 기존 강 뼈대 건물이 미래에 발생가능한 강한 지진에 대하여 붕괴 가능성이 있는지를 파악하고자 한다.

3) 회전각 요구량 : 보-기둥 조립 구조물의 실험에 적용할 수 있는 기준개발에 지침을 제공하도록 뼈대 구조물과 부재 및 연결부에 부과되는 소성변형량을 평가하고 내진설계 기준의 부재 상세 설계와 응답수정계수의 합리적인 결정에 도움을 주고자 한다.

4) 설계방법 평가 : 설계에 사용되거나 사용될 해석 및 설계방법의 정확도와 신뢰도에 대하여

\* 공주대학교 토목공학과, 조교수

전반적으로 평가하고자 한다.

예로 비탄성 동적 해석에 비교하여 볼 때 탄성 해석(응답스펙트럼과 시간이력)과 비탄성 횡방향 정적 해석이 얼마나 정확하고, 구조물과 지진 기록의 모형화에 사용된 가정들에 대하여 해석 결과가 얼마나 민감하게 변화하는지 그리고 어떤 변형 요구량이 현 시방서를 이용하여 설계된 구조물에 내포되어 있는지를 파악하고자 한다.

많은 상이한 지진움직임을 받는 9개의 모멘트 저항 강 뼈대 구조 건물에 대한 사례 연구가 탄성 응답스펙트럼과 탄성 시간이력 해석 그리고 비탄성 횡방향 정적해석과 비탄성 시간이력 해석을 통하여 수행되었다. 사례 연구에 이용된 건물과 지진기록 그리고 연결부 손상 정도가 표1에 나타나 있다. 사례연구에 사용된 건물의 층수는 2층에서 17층까지 다양하다. 이 건물들은 1969년과 1993년 사이에 시공되었고 노스리지 지진에 의한 연결부 손상정도는 미미한 상태부터 심각한 상태까지 다양했다. 13층과 16층 건물의 기단부에서는 노스리지 지진 기록이 측정되었고 13층과 17층 건물에서는 노스리지 지진에 대한 건물의 거동이 측정되었다.

### 1.1 사례연구 건물

모든 사례연구 건물들은 용접 연결부(AISC 유형 FR)를 갖는 상당히 현대적인 모멘트 저항 강 뼈대 구조물이고 전형적으로 W14 기둥 단면을 갖고 있다. 16층 이외의 모든 건물들은 압연보와 강관-콘크리트 슬래브 바닥틀로 이루어져 있고 16층 건물은 42인치 깊이의 조립거더와 5인치 콘크리트 슬래브로 이루어져 있다. 11층 건물 이외의 대부분의 뼈대 구조물은 상당히 전형적인 기하학적 형태를 갖고 있다.

사례연구건물들은 1969년과 1994년 사이의 시방서 변화를 반영하고 있는데 두개의 뚜렷한 설계 변화는 16층 건물에서의 "강한 기둥"에 대한 설계 기준의 부재와 1988년 후에 설계된 건물에서의 보다 저하된 패널 존 강도 기준이다.

### 1.2 연결부 손상

표 1에 나타나 있는 연결부 손상결과는 내부 바닥의 작은 균열을 제외한 지진으로 인한 연결부

손상만을 반영한 것이다. 연결부 손상은 용접 혹은 보나 기둥의 인접재료를 지나는 파괴로 야기되는 보 아래 플랜지에서의 손상이 대부분이고 보 위의 플랜지 파괴 및 플랜지 파괴와 가끔 함께 발생하는 보 전단 연결부(Shear Tab)손상도 일부 관찰되었다. 16층 건물의 연결부 손상은 다른 건물의 손상과 얼마간 상이한 유형을 보이는데 보 플랜지 용접으로부터 기둥 복부(Web)까지 진행된 파괴 형태가 더 많이 관찰되었다. 16층 건물의 보가 기둥에 비하여 상당히 강하기 때문에 이런 현상이 일어난다고 판단된다.

몇 개의 건물에서 손상된 연결부 분포를 살펴보면 고차 모드 효과, 지진 움직임 방향 혹은 구조물의 전체적인 거동이 파괴에 영향을 주었다는 것을 관찰할 수 있다. 그러나 이런 경향이 뚜렷한 경우에도 손상된 연결부는 상당히 산재되어 있다. 17층 건물의 NS방향으로 놓인 2개의 뼈대 구조물에 대하여 관찰된 연결부 손상 분포가 그림 1에 나타나 있다. 상층부에 손상이 집중된 것으로부터 두 번째 모드 거동이 많은 영향을 주었다는 것을 알 수 있고 동시에 2개의 뼈대 구조물 중 하나에만 보다 많은 손상이 집중된 이유는 뚜렷치 않다. 표 1의 손상 결과로부터 대부분의 건물들이 보다 강한 지진움직임 방향인 NS방향으로 더 많은 손상을 겪은 반면에 하나의 6층 건물

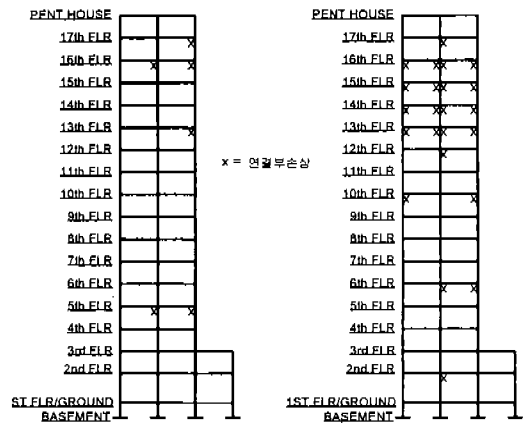


그림 1 NS방향의 17층 건물의 2개의 뼈대 구조물의 연결부손상 분포 (Paret 1995)

표 1 사례연구건물 (Deierlein 1995)

Building Description	Connection Damage		Representative Record	Instruments
	NS frames	EW frames		
2 Story (1993) -90×177ft Krawinkler et al.	None	None	Simulated site records	None
4 Story (1993) -63×111ft Krawinkler et al.	14/48 (29%)	1/56 (2%)		
6 Story (1988) -110×160ft w/setbacks Englehardt et al.	27/64 (42%) (Note 5)	32/56 (57%) (Note 5)	Santa Monica City Hall	"
6 Story (1993) -123×257ft-hospital Hart et al. (west bldg.)	None	None	Simulated site records	"
6 Story (1993) -85×294ft-hospital Hart et al. (east bldg.)	10/144 (7%)	18/144 (13%)	"	"
11 Story (1982) -190×260ft-irregular Naeim et al.	96/410 (23%)	28/487 (13%)	Simulated site records	"
13 Story (1975) -163×163ft Uang et al.	38/260 (15%)	12/260 (5%)	Oxnard Street (basement)	Basement 6th&12 fl.
16 Story (1969) -87×169ft Kariotis et al.	19/192 (19%) w/column fractures	None	Ventura Blvd. (basement)	Basement
17 Story (1987) -117×155ft Peret et al., Anderson et al.	29/154 (17%)	None	Canoga Park	Roof

은 EW 방향으로 더 많은 손상을 입었다. 이러한 관찰에 근거하여 연구의 시작부터 뼈대구조물 해석만으로 연결부 손상을 정확히 예측하고 손상의 다양한 국부적인 형태를(예: 위와 아래 플랜지 파괴) 구별하는 것이 어려울 것으로 판단되었다.

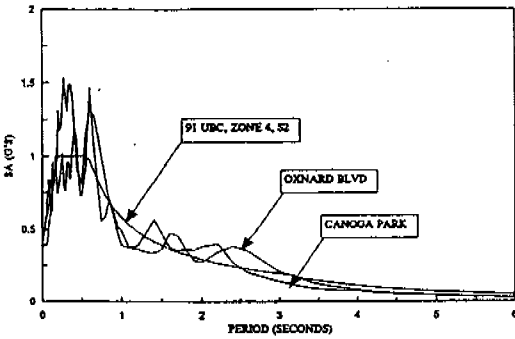
### 1.3 지진기록

그림 (2a)와 (2b)에 나타났있는 응답 스펙트럼들은 연구에 고려된 지진기록들의 범위를 보여 준다. 그림 (2a)에 보이는 것과 같이 2개의 사례 연구 건물에 대한 지진기록인 Canoga Park과 Oxnard Blvd. 기록들은 지반유형 2에 대한 1991 UBC 탄성설계 스펙트럼과 유사하다. 설계 스펙트럼에 비교하여 볼때 지진기록에 대한 응답 스펙트럼의 상당히 크게 톱니처럼 들쭉날쭉한 형태가 첫 번째와 두 번째 주기가 1초와 4초 사이인 대다수의 사례연구 건물에 대한 해석결과에 심각하게 영향을 줄 수 있음을 알 수 있다. 그림

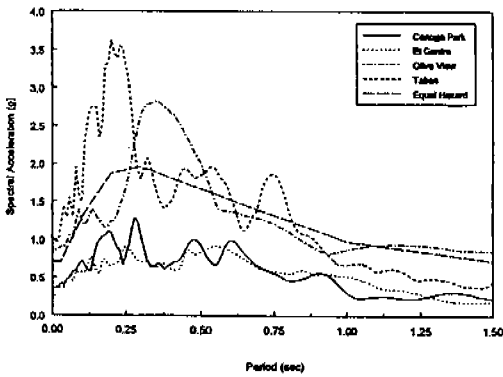
(2b)에 나타나 있는 것처럼 Canoga Park 기록에 대한 스펙트럼은 EI Centro 스펙트럼에 유사하다. 그림 (2b)에 보이는 Sylmar (Olive View)와 Tabas 응답 스펙트럼들은 극단적인 크기의 설계지진을 대표하는 것으로 대다수 연구자들에 의해 사용되었다. 이 스펙트럼들은 북부 San Fernando Vally의 충적토에 대하여 50년에 10% 초과확률을 갖는 지진에 대한 설계 스펙트럼과 크기에 있어서 유사하다. 일반적으로 노스리지 지진 동안 사례연구 건물들이 겪은 것으로 판단되는 지진 기록들은 탄성설계 스펙트럼과 Sylmar 응답 스펙트럼사이에 놓이는 스펙트럼들을 갖는다.

### 2. 구조해석 모델

사례 연구 건물의 해석에 사용된 컴퓨터 프로그램으로는 탄성해석에는 ETABS와 SAP 90 범용 프로그램 그리고 비탄성 해석에는 연구용 프



(a) Oxnard Blvd 와 Canoga Park 응답 스펙트럼들과 1991 UBC 설계스펙트럼 (Hart et al.)



(b) El Centro와 Olive View 응답 스펙트럼과 50년 10%초과확률에 대한 등가 위험 스펙트럼 (Hart et al.)

그림 2 응답 스펙트럼과 설계 스펙트럼

로그래밍인 DRAIN2DX, IDARC, ANSR-1, NO-DYN, FEAP-STRUC 등이 사용되었다. 비탄성 해석은 프로그램의 한계로 인하여 2차원 해석만 수행되었다. 일반적으로 비탄성 해석 모델은 "집중 소성"과 "분포 소성" 모델로 구분되는데, 대부분의 연구자들은 부재력이 단면의 소성강도에 도달하였을 때 형성되는 소성흔지로 비탄성 변형을 모델하는 집중소성 모델을 사용하였다. 소성흔지로 모델되는 비탄성 변형은 연성도 요구량 산정에 널리 사용되는 소성 흔지 회전각으로 표현된다. 분포소성 모델은 단면이나 부재의 점진적인 소성화를 묘사할 수 있어 비탄성 거동을 보

다 정확하게 정의할 수 있다. 분포소성 모델에는 주로 파이버 요소 (Fiber Element)가 사용되는데 비탄성 변형은 곡률이나 변형률로 표현된다. 곡률이나 변형률로 표현되는 변형은 연성도 요구량으로 공통적으로 사용되는 힌지 회전각으로 변환하기에 어려움이 있다.

탄성 및 비탄성 해석에 각각 2개의 해석 모델이 사용되었는데 "기본 모델"과 "정련된 모델"이다. 기본 모델은 건물설계에 일반적으로 사용되는데 부재 중심선 치수를 이용하고 패널 존과 콘크리트 슬래브를 무시하는 등 간단한 해석 절차를 사용하고 정련된 모델은 패널 존, 합성 슬래브, 사하중 기둥(보와 힌지 연결)등을 고려하는 해석 절차이다.

### 2.1 탄성 해석 모델

탄성 응답 스펙트럼과 시간이력 해석에 사용된 "기본 모델"의 모형화 가정은 다음과 같다.

- 1) 보는 합성슬래브를 무시한 강 부재만으로 모델되었다.
- 2) 구조물의 기하학적 형상은 절점의 크기나 패널 존 효과를 무시하고 부재 중심선 치수를 사용하여 정의되었다.
- 3) 부재는 강철 연결로(모멘트 전달) 간주되었다.
- 4) 바닥 슬래브는 평면에서 강체로 모델되었다. (3차원 해석 경우)
- 5) 조합 하중은 고려되지 않았다.
- 6) 일부의 사용 활하중에 대한 여유를 포함한 하중계수를 사용하지 않은 사하중을 이용한다.
- 7) 질량은 하중계수를 사용하지 않은 사하중으로부터 산정한다.
- 8) 질량과 강성도 비례 감쇠계수를 산정하기 위하여 첫 번째 모드와 진동수 30Hz에 상응하는 모드에 5% 감쇠비를 적용하였다.
- 9) 축하중에 의한 부가적으로 발생하는 모멘트(P-Δ효과)가 고려되었다.
- 10) 사하중 기둥(보와 힌지연결)과 2차 부재들은 고려되지 않았다.

탄성 기본 모델의 정확도를 개선시키기 위한

"정련된 모델"에 사용된 모형화 가정은 다음과 같다.

1) 합성 보 거동을 고려하기 위하여 보 강성도가 증가되었다. 보 강성도로 정 및 부 모멘트 작용시 산정되는 합성보의 정 및 부 강성도의 평균값이 사용되었다.

2) 절점크기나 패널 존 유연도 효과를 고려하기 위하여 절점크기의 50%에 해당하는 강체 (Rigid Bar)를 사용하였다. (Rigid offset)

3) 일부 연구에서는 노스리지 지진시 발생한 비탄성 거동이 심각하지 않은 경우에 보다 적은 감쇠비를 (1.5~2%) 사용하였다.

4) 보와 힌지로 연결된 사하중 기둥에 의하여 제공되는 횡방향 강성도는 일부 연구에서 제한된 정도로 고려되었다.

## 2.2 비탄성 해석 모델

비탄성 횡방향 정적하중과 시간 이력 해석에 사용된 "기본 모델"의 모형화 가정은 탄성 해석에 사용된 가정과 유사하나, 주요한 차이점은 패널 존과 감쇠비의 모델과 관련이 있다. 탄성해석의 "기본 모델"과 상이한 점은 다음과 같다.

1) 절점 크기와 패널 존 유연도가 고려되었다. 패널 전단강도는 1991년 UBC식 2710-1과 예상 항복강도 (AISC 통계 항복 강도)를 사용하여 결정되었다.

2) 2% 등가 점성 감쇠비가 사용되었다.

3) 비탄성 부재강도는 규정된 최소항복강도 대신 예상 항복강도에 근거하여 산정되었고 변형 경화는 탄성부재 강성도의 2%로 고려되었다. 예상 항복강도 (AISC 통계 항복강도)로 부재 무게에 따라 A36 구조강은 45.6에서 50.5ksi 그리고 A572 Gr. 50구조강은 54.7에서 57.3ksi이 사용되었다.

비탄성 "정련된 모델"은 "탄성 기본모델"이 "정련된 모델"로 개선된 것처럼 합성보와 사하중 기둥 등의 효과가 포함되었다. 탄성 정련된 모델의 개선점과 차이점은 다음과 같다.

1) 단면이나 부재길이에 점진적으로 진행하

는 소성을 고려할 수 있거나 다직선 힘-변형 관계를 사용하여 탄성에서 소성으로의 점진적인 변화를 정의 할 수 있는 보-기둥 요소들이 사용되었고 (Anderson et al. 1995, Engelhardt et al. 1995a) 합성보를 모델하기 위하여 소성힌지 회전각과 합성 보 강성도를 보다 합리적으로 결정할 수 있는 합성보 요소가 (Engelhardt et al. 1995b) 사용되었다.

2) 콘크리트 슬래브의 패널 존 강도와 거동에 미치는 효과를 고려할 수 있는 패널 존 요소 (Krawinkler 1995, Engelhardt 1995b) 가 사용되었다.

3) 사하중 기둥에 모멘트를 전달하는 콘크리트 슬래브와 함께 작용하는 전단 연결부 (Shear Tab)의 부분적인 회전 구속을 모델 하는 연결부 요소 (Krawinkler 1995)가 사용되었다.

4) 강철 연결부가 손상을 입은 후에 제공하는 부분적인 회전구속을 모델할 수 있는 연결부 파괴 요소가 (Krawinkler 1995, Hall et al. 1995 등) 사용되었다.

## 2.3 사례 연구 건물의 진동 주기

가정된 건물 강성도의 변화로 인한 탄성 진동 주기를 살펴보면 "기준 모델"과 "정련된 모델"의 상대적인 정확도를 판별할 수 있다. 표 2에는 사례연구 건물의 기준 모델과 정련된 모델에 대하여 산정된 탄성 진동주기와 4개 건물에 대하여 실험을 통하여 측정된 진동주기가 나타나 있다. 1994년 NEHRP 등가 횡하중 설계법에 허용되는 계산된 진동주기의 상한치 또한 표 2에 나타나 있다.

기준 모델을 사용하여 결정된 진동주기가 정련된 모델에 대하여 결정된 주기보다 더 크게 나타났는데 주된 이유는 정련된 모델에서 Rigid offset을 사용하여 건물의 강성도를 증가시켰기 때문이다. 6층 건물의 뼈대 구조물에 대한 체계적인 연구로부터 Engelhardt et al. (1995b)은 합성보와 패널 존 효과가 고려될 때 건물의 진동주기가 약 20%정도 감소 되었다고 보고했다.

계산된 진동주기가 모형화 가정에 따라 차이가

표 2 사례연구 건물의 진동주기(Deierlein 1995)

Building	Calculated Periods (sec)		Measured Periods (sec)	NEHRP $T_{max}$ (sec)
	Baseline	Refined		
2 Story	0.8	0.7	0.4	0.5
4 Story	1.0	1.0	0.4	0.8
6 Story-Engl.	2.4	2.3	-	1.1
6 Story-west	1.2	NA	-	1.2
6 Story-east	1.1	0.8	-	1.2
11 Story	1.8	1.6	1.2	1.6
13 Story	3.2	3.1	-	2.3
16 Story	NA	NA	-	2.3
17 Story-Paret	4.9	4.2		
17 Story-Andr.	4.5	4.0		

심하고 그리고 표 2의 똑 같은 17층 건물에 대하여 2명의 연구자가 보고한 진동주기가 9%정도 차이가 있다는 사실로부터 진동주기의 산정에 상당히 엄격한 지침이 필요하다는 것을 알 수 있다.

과거의 연구에서 보고된 것처럼 표 2의 측정된 진동주기와 계산된 진동주기의 차이가 큼을 알 수 있는데, 이러한 큰 차이는 진동실험시 작은 변형값에서 비구조 부재가 건물 강성도에 크게 기여하기 때문이다. 17층 건물에 대하여 계산된 진동주기와 보다 강한 지진기록을 사용하여 측정된 진동주기가 상당히 유사함을 알 수 있는데, 이는 큰 변형값에서 비 구조 부재로 인한 강성도 증가가 작다는 것을 입증한다.

NEHRP 진동주기 한계치와 산정된 진동주기 사이의 큰 차이는 설계시 계산된 값 보다는 시방서 한계치를 이용하여 설계 지진력을 결정하는 관행에 비추어 볼 때 구조동역학 이론과 설계에 상당히 큰 괴리가 있다는 것을 나타낸다.

모형화 가정에 따른 계산된 진동주기의 변화는 설계스펙트럼을 사용하여 결정되는 설계 지진력에 큰 영향을 미치지 않을 수도 있지만, 하나의 특정 지진기록에 대한 구조물의 거동에는 상당한 변화를 초래할 수 있다.

위의 논의로부터 동적해석방법의 신뢰도가 구조물의 동적거동의 모형화에 크게 영향을 받는다

는 것을 알 수 있었고, 구조물의 동적거동의 모형화를 위한 보다 개선된 지침과 기준의 필요성이 부각되었다. 또한 해석결과를 분석할 때 불확실한 모형화 가정에 해석결과가 얼마나 민감하게 변화하는지 유의해야 할 것이다.

### 3. 연결부 손상의 예측

구조물의 거동을 평가하고 관찰된 연결부 손상을 예측하기 위하여 사례 건물 연구에서는 탄성 부재력의 저항능력비와 비탄성 회전각 그리고 층간 상대 처짐비 같은 지수들을 고려하였다.

탄성 부재력의 저항능력비(DCR)는 탄성 시간 이력 해석에 의하여 부재나 연결부에 지진으로 초래되는 탄성부재력과 부재나 연결부의 소성강도 비로 정의된다. 부재 저항 능력은 예상항복 강도에 근거하여 산정된다. 보의 DCR은 완전소성 모멘트에 작용 모멘트의 비( $M/M_p$ )로써 정의되고 기둥의 DCR은  $P/P_p$ 와  $M/M_p$ 와 같은 단면의 강도비를 이용하는 AISC-LRFD의 보-기둥 상호작용식에 의하여 정의된다. 절점 DCR은 UBC 패널 전단 강도식으로 정의된다.

비탄성 회전각은 보나 기둥에 형성되는 힌지와 패널 존 스프링의 소성 회전각으로부터 결정되고 층간 상대처짐비는 연결부 손상 가능성을 예측하기 위한 보다 전체적인 지표로써 고려되며 층간 상대 처짐의 층높이 비로 정의된다.

결과 분석시 13층과 16층 건물에만 측정된 가속도 기록이 사용되어 다른 건물의 해석 결과에는 많은 불확실성이 존재 할 수도 있다는 점을 유의해야 할 것이다.

#### 3.1 탄성 부재력의 저항능력비

표 3에는 보의 DCR값이 나타나 있는데 팔호 안의 값은 평균값을 나타낸다. 사용된 지진기록이 정확하다고 가정할 때 연결부 손상은 보의 DCR값 0.2와 2.3사이에서 발생했는데 1보다 작은 값들은 보가 소성 모멘트에 도달하기에 앞서 많은 연결부가 파괴되었다는 것을 제시하고 있다. 손상되지 않은 연결부의 DCR은 대체로 0.1

표 3 DCR과 비탄성 회전각

Building	Elastic Beam DCRs		Inelastic Rotations	
	Undamaged	Damaged	Undamaged	Damaged
2 Story	0.6 to 6.1	NA	0 to 0.021	NA
4 Story	0.6 to 1.9 (1.6)	1.1 to 2.3	0.006 to 0.014	0.009 to 0.014
6 Story-Engl.	0.8 to 1.9 (1.6)	0.8 to 2.2 (1.9)	0 to 0.010 (0.003)	0 to 0.010 (0.004)
6 Story-west	0.1 to 0.7 (0.4)	NA	-	NA
6 Story-east	0.1 to 1.0 (0.7)	0.3 to 1.0 (0.6)	0 to 0.005	0 to 0.005
11 Story	0.1 to 1.1 (0.4)	0.2 to 1.1 (0.9)	-	-
13 Story	0.2 to 1.2 (0.6)	0.4 to 1.2 (0.9)	0 to 0.009	0 to 0.009
16 Story	0.3 to 1.2	0.4 to 1.0	-	-
17 Story-Paret	0.5 to 2.0	0.9 to 2.0	0 to 0.006	0 to 0.006
17 Story-Ander.	0.5 to 1.9	0.6 to 1.9	0 to 0.009	0 to 0.009

과 2.0사이의 값이었는데 2층 건물의 DCR값은 극단적으로 큰 값인 6.1이 보고되었다. 그 이유는 가정된 지진기록이 실제 지진기록을 과대 평가한 탓으로 판단된다.

표 3에 나타나있는 DCR값들은 전체적으로는 연결부 손상과 큰 상관관계를 보이지 않으나 각각의 건물에 대하여 손상과 비손상 연결부의 DCR값을 비교하여 보면 손상된 연결부의 DCR값이 약간 더 크다는 것을 알 수 있다. 평균값을 비교해보면 이 사실이 보다 확실하게 나타난다. 그러나 전반적인 DCR값의 일관성 부족은 노스리지 지진하에 발생한 연결부의 파괴 위치를 DCR만으로 예측하는데 어려움을 야기할 것이다.

해석결과와 연결부 실험결과를 분석하여보면 일관성 부족은 탄성 부재력과 국부적인 연결부 파괴역학과의 직접적인 관련부족과 용접상태의 다양성 그리고 가정된 지진기록의 불확실성 및 해석 모델의 한계 등이 주된 원인인듯 하다.

Uang et al.(1995)에 의하여 수행된 13층 건물 사례 연구는 관찰된 연결부 손상과 DCR사이의 가장 좋은 상관관계를 보인다. 표 3의 DCR 평균값을 살펴보면 DCR 평균값이 비손상 연결부의 0.6에서 손상 연결부의 0.9로 가장 크게 증가함을 알 수 있다.

그림 3에서 상관관계를 보다 상세히 살펴보면 연결부 손상이 2층과 7층 사이에 집중되어 있는데 이 지역의 DCR값이 다른 부위의 DCR값보다 큰 값을 알 수 있다.

13층 건물에 대한 DCR이 좋은 상관관계를 보이는데 이의 요인으로는 추정된 지진기록이 사용되었고 기둥과 패널 존이 보에 비하여 강하여 보의 DCR이 구조물의 항복 부위를 판별하기에 좋은 지표였고 그리고 사례 연구 건물이 기하학적으로 정형이며 비교적 높은 건물인 점을 들 수 있다. 10층 보다 낮은 건물에서는 13층 건물에서와 같이 특정 층에의 연결부 손상의 집중이 발견되지 않기 때문에 건물의 높이가 상관관계에 상당히 중요한 요인인 것으로 판단된다.

구조물 모형화에 사용된 가정에 DCR값들의 민감도를 그림 4에서 살펴볼 수 있는데 기본 모델과 정련된 모델의 각 층의 평균 DCR값이 17

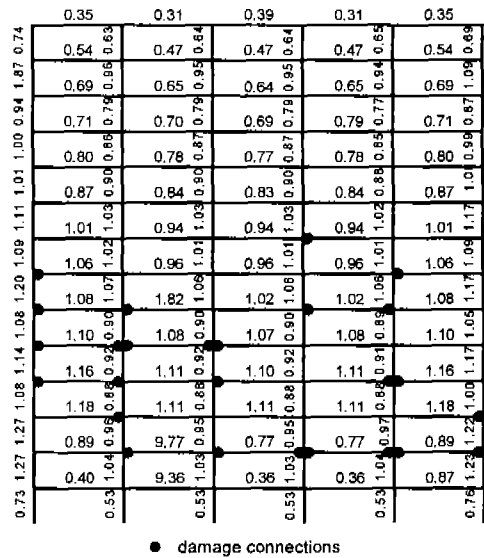


그림 3 DCR과 연결부 손상위치 (Uang et al. 1995)

층 건물의 높이에 따라 도시되어 있다. 이 그림으로부터 DCR값의 분포가 모델에 따라 크게 상이함을 알 수 있다. 그림 4의 DCR 분포와 그림 1의 연결부 손상 분포를 비교하여 보면 연결부 손상이 집중된 11층과 17층 사이에 다른 층 보다 큰 DCR값이 나타나 있음을 알 수 있다.

전반적으로 DCR값과 연결부 손상분포 사이에 적절한 상관관계가 존재하였다. 그러나 일관성이 부족하여 연결부 파괴를 예측하는데 DCR의 신뢰성이 저하되었다. DCR값은 탄성부재력과 소성강도 계산에 사용된 가정에 상당히 민감하게 변화할 수 있고 DCR 절차는 탄성거동에 근거하고 있기 때문에 많은 수의 DCR값들이 1보다 큰 값인 경우에는 이 절차의 정확도에 문제가 있게 된다. 이상의 논의에 비추어 볼 때 DCR값은 현존하는 건물의 연결부 손상을 검사하기 위한 지침을 마련하는데 도움을 줄 수 있지만 특정 연결부를 검사에서 배제시키는 유일한 근거로 사용되어서는 안될 것으로 판단된다.

### 3.2 소성 회전각

노스리지 지진하의 사례 연구 건물들에 대한 소성 회전각이 표 3에 나타나 있다. 패널 존의 항복이 모델된 경우에는 패널 존과 보 힌지의 소성 회전각의 합으로 보고되어있고 그렇지 않은 경우에는 보 힌지의 회전각만 나타나있다. 일반적으로 대부분 건물에서의 비탄성 변형 요구량은

적정하였고 앞서 보고된 최대 DCR값들과 일관성이 있었다. 대부분의 건물에 대한 최대 소성 회전각은 0.5%와 1.4% 사이의 값이었다. 2층 건물의 소성 회전각은 2.1%로 보고되었는데 앞서 극단적으로 큰 DCR값의 경우와 같이 실제 기록보다 과대 평가된 가정된 지진기록 때문에 실제보다 큰 값이 발생한 것으로 판단된다.

패널 존 효과가 고려되는 경우에는 패널 존에 발생하는 항복이 내측 절점의 거동을 지배하는 경향을 보였다. 그림 5에 이런 경향이 나타나 있는데 내측 절점에서는 항복이 패널 존에서만 발생하였고 외측 절점에서는 보와 패널 존에서 발생하였다. 패널 존 항복이 허용되지 않는 1988년 전에 설계된 많은 건물에서도 이런 현상이 공통적으로 발생하였다.

보와 패널 존에 발생한 항복의 차이를 분석 할 때 각 부재의 항복 분담율이 모형화 가정에 크게 좌우됨을 유의해야 한다. Engelhardt et al.(1995b)의 체계적인 연구에서 강 보와 합성보 강도, 패널 존에 대한 합성보 효과, 보와 기둥에 사용된 항복 용력 그리고 패널 존에 사용된 doubler plate의 효율성 등과 같은 모형화 가정에 따라 보의 회전각이 100%정도까지 변화한다고 보고하였다.

일반적으로 소성회전각과 연결부 손상과의 상관관계는 보 DCR의 경우와 유사한 결과를 나타냈다. 두개의 거동지수의 상대적인 정확도를 비

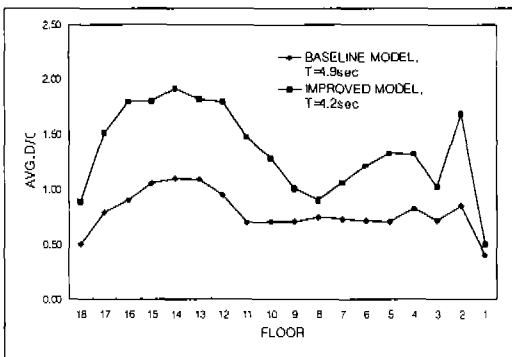


그림 4 17층 건물의 층별 보의 평균 DCR 값(Paret et al. 1995)

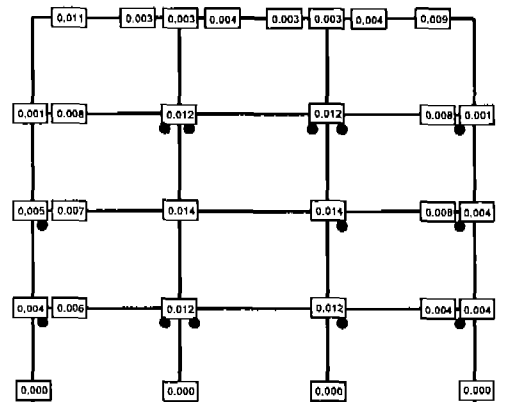


그림 5 보 힌지와 패널 존 소성 회전각(Krawinkler et al. 1995)



교하여 보면 소성변형이 비교적 작은 경우에는 탄성 DCR이 보다 좋은 상관관계를 보였고 소성 변형이 심한 경우에는 소성해석이 전체적인 거동을 보다 정확하게 정의할 수 있기 때문에 소성 회전각이 보다 좋은 상관관계를 보였다.

Engelhardt et al. (1995a)은 소성 회전각과 연결부 손상의 상관관계가 소성 회전각과 함께 보 단면의 크기를 고려함으로써 개선될 수 있음을 제시하였다.

### 3.3 층간 상대 처짐비

표 4에는 탄성과 비탄성 층간 상대 처짐비가 나타나 있다. 앞서의 2개의 거동지수와 같이 층간 상대 처짐비도 2층 건물을 제외하고는 적절한 값이었고 최대값은 1%와 2%사이의 값이었다. 탄성과 비탄성 최대 층간 상대 처짐비를 비교하여 보면 크기에 있어서는 유사하나 어떤 경우에는 탄성해석이 다른 경우에는 비탄성 해석이 보다 큰 최대 상대 처짐비를 제공하였다. 그러나

표 4 층간 상대 처짐비

Building	Elastic Story Drifts (%)		Inelastic Story Drifts (%)	
	Low Damage	Sign. Damage	Low Damage	Sign. Damage
2 Story	1.2 to 4.0	NA	1.0 to 2.2	NA
4 Story	1.1 to 1.6	1.6 to 2.1	0.9 to 1.2	1.4 to 2.1
6 Story-Engl.	1.7 to 2.2	same	1.1 to 1.7	same
6 Story-west	0.4 to 1.0	NA	-	NA
6 Story-east	0.5 to 0.9	same	0.9 to 1.1	same
11 Story	-	-	-	-
13 Story	0.6 to 1.5	1.3 to 1.6	0.6 to 1.4	1.0 to 1.7
16 Story	0.4 to 1.5	0.6 to 1.5	-	-
17 Story-Paret	0.6 to 0.9	0.8 to 1.7	-	-
17 Story-Andar.	0.4 to 0.8	0.7 to 1.3	0.7 to 1.0	1.0 to 1.8

층간 상대 처짐비의 분포에 있어서는 탄성과 비탄성 해석이 상이한 결과를 야기하였다.

높은 건물에서는 연결부 파괴가 특정 층에 집중되었고 낮은 건물에서는 층에 상관없이 고르게 분포되는 경향이 관찰되었다. 높은 건물에서는 비교적 큰 층간 상대 처짐비가 연결부 손상 위치와 일치하는 경향이 나타났고 낮은 건물에서는 층간 상대 처짐비가 연결부 손상 위치를 예측하는데 제 역할을 하지 못했다.

### 3.4 강한 지진하의 거동

노스리지 지진보다 큰 미래에 발생 가능한 지진에 대하여 건물의 거동을 조사하기 위하여 Sylmar 지진기록에 대한 지진거동이 사용되었다.

Sylmar 기록에 대한 응답스펙트럼은 그림 2에 보이는 것처럼 Canoga Park 기록에 대한 스펙트럼 가속도의 약 2배 크기의 가속도를 갖고 있고 50년에 10%초과 확률을 갖는 등가 위험 스펙트럼들과 유사하다. Sylmar 기록에 대한 최대 거동 지수들을 표 3과 4에 나타나 있는 최대 거동 지수들과 비교해보면 전반적으로 Sylmar 기록이 노스리지 기록 보다 50%에서 150%까지 거동을 증가시켰다. 평균적으로 보의 최대 DCR은 2에서 3으로까지 증가되었고 최대 소성 회전각은 1.5%내지 2.5%로 증가되었다. 그리고 층간 상대 처짐비는 3%내지 4%로 증가되었다.

## 4. 비탄성 횡방향 정적해석

비탄성 횡방향 정적해석은 동적해석에 비하여 수행하기에 편리하고 계산의 효율이 좋은 장점을 갖고 있다. 그러나 정적해석은 고차 모드의 효과를 고려하는데 어려움이 있고 주어진 지진에 상응하도록 구조물에 하중을 얼마나 작용시켜야할지 확실치 않다.

그림 6에 17층 건물의 횡방향 하중-변위 관계가 나타나 있는데 P- $\Delta$ 효과가 고려된 경우에는 강도의 한계점에 도달한 후에 하중이 저하되는데 반하여 P- $\Delta$ 효과가 무시된 경우에는 변형경화로 인하여 하중이 계속하여 증가한다. 이 건물에서

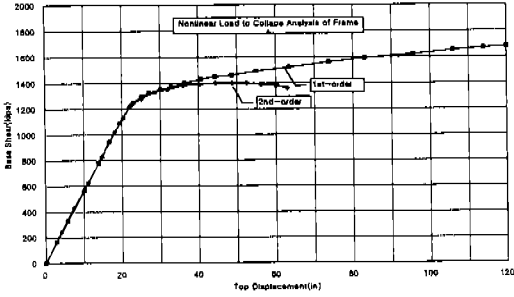


그림 6 17층 건물에 대한 P-Δ효과 (Anderson et al. 1995)

는 한계점이 횡방향 처짐 50inch에 상응하는 횡하중(밀면 전단력) 1400kips에서 나타났다. 이 값을 건물 무게 W와 높이 H로 표준화시키면 한계점의 표준화 강도는  $V_u/W=0.1$ 이고 처짐은  $\Delta/H=0.018$ 이다.

모든 사례 연구 건물에서 한계 강도가 명확하게 나타나지는 않았는데 이는 P-Δ효과의 상대적인 크기가 구조물의 횡방향 강성도와 가정된 변형경화값에 크게 영향을 받기 때문이다. 구조물의 한계강도가 확실치 않은 경우에는 맨 위층의 처짐비  $\Delta/H=0.03$ 에 상응하는 강도를 한계강도로 사용하였다.

P-Δ효과가 고려되었음에도 불구하고 명확한 한계강도를 보이지 않은 4층 건물과 17층 건물을 비교하여보면 4층 건물의 표준화 한계강도  $V_u/W=0.35$ 는 17층 건물의 한계강도보다 3배 이상 더 크다. 이 사실은 구조물의 한계상태에 P-Δ효과가 미치는 영향을 판단할 수 있는 척도로 표준화 한계강도가 사용될 수 있음을 나타낸다.

표 5에는 사례 연구 건물의 밀면 전단강도가 나타나있고 UBC설계 전단력에 대한 밀면 전단 강도비(초과 강도비)는 괄호 안에 나타났다. 일반적으로 표준화 강도는 저층 건물에서 큰 값을 보였는데 한 6층 건물의 강도는 극단적으로 큰 0.95W였고 17층 건물의 강도는 가장 작은 0.08W이었다. 표의 괄호 안에 보이는 초과강도비는 2.6과 8.9사이의 범주에 있다. 2 내지 3 크기의 초과 강도비는 초과 강도비에 허용응력 안전계수 1.5가 포함된 점을 고려하면 일반적인 값

으로 간주될 수 있지만 보다 큰 값들은 몇개의 설계에서 처짐 기준이 부재크기를 결정하는 요인이었다는 것을 제시하고 있다.

구조물의 첫 번째 모드 거동에 근거한 등가 횡방향 정적 하중법은 구조물의 고차 모드 거동을 정의하는데 문제점을 갖고 있다. 비탄성 횡방향 정적해석과 비탄성 동적해석 결과를 비교하여 보면 6층 높이의 건물까지는 상당히 유사한 결과를 보였고, 11층과 13층 건물에 대한 두 해석 결과의 상관관계는 약간 저하되었다. 17층 건물에 대하여 비탄성 정적해석은 비탄성 동적해석에 비하여 저층의 소성변형을 과대 평가하고 고층의 소성변형을 과소 평가하는 경향을 보였다. 그 이유는 고층 건물의 거동이 고차 모드 거동에 상당한 영향을 받는데 비탄성 정적하중 해석은 이를 고려할 수 없기 때문이다.

### 5. 응답 스펙트럼과 시간이력 해석

응답 스펙트럼과 시간이력 해석에 의하여 결정된 탄성거동에 상당한 차이가 존재한다고 보고되었다.

표 5 밀면 전단강도와 초과 강도비

Building	$V_u$ 와 초과강도비	
	NS	EW
2 Story	0.7W (7.8)	0.8W (8.9)
4 Story	0.35W (5.5)	0.55W (8.6)
6 Story-Engl.	0.16W	-
6 Story-west	-	-
6 Story-east	0.95W	-
11 Story	0.33W	0.32W
13 Story	0.11W (2.6)	0.11W (2.6)
16 Story	-	-
17 Story-Paret	0.08W (2.5)	-
17 Story-Ander.	0.10W	-

그림 7에 16층 건물의 층간 상대 처짐비가 나타나 있다. 응답스펙트럼 해석이 시간 이력 해석보다 고층부위에서 층간 상대처짐을 약 100%정도 과소평가 하였는데 이는 모드 중첩법에 의하여 발생하는 오차로 보통 인식되는 값보다 상당히 큰 오차이다. Chopra (1995)는 CQC 중첩법을 사용한 응답 스펙트럼 해석과 시간 이력 해석의 차이가 15%이내였다고 보고했다.

사례연구에서 발생한 큰 오차는 노스리지 지진과 기존의 연구에 사용된 EI centro 지진의 특성에 차이가 있고 고층의 사례 연구 건물에 고차 모드 거동의 효과가 상당히 심각한 탓으로 생각된다.

위의 결과에 비추어 볼 때 특정 지진 기록을 사용하여 상세한 해석을 수행할 때는 응답 스펙트럼 해석 대신에 시간이력 해석을 수행하는 것이 바람직하다고 판단된다.

## 6. 결 론

노스리지 지진하의 모멘트 저항 강 뼈대 구조물에 대한 사례연구결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 탄성과 비탄성 동적해석 방법의 신뢰도가 구조물의 동적거동의 모형화에 크게 영향을 받는다는 것을 알 수 있었고 구조물의 동적거동의 모형화를 위한 보다 개선된 지침과 기준의 필요성이 부각되었다.

2) 비탄성 횡방향 정적해석은 6층높이의 건물

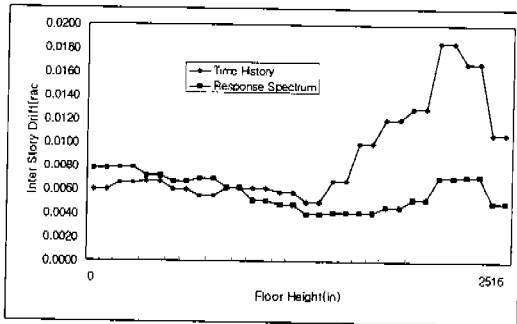


그림 7 최대 층간 상대 처짐비(Kariotis et al. 1995)

까지는 비탄성동적해석과 유사한 결과를 보였으나 10층이상의 건물에서는 고차 모드 효과를 고려하지 못하여 상당히 상이한 결과를 나타냈다.

3) 응답스펙트럼 해석은 노스리지 지진하에서 탄성 시간이력 해석에 비하여 100%까지 상이한 결과를 보였다. 특정지진에 대한 구조물거동의 상세조사시 응답 스펙트럼 해석 대신 시간이력해석을 수행하는 것이 바람직하다.

4) 탄성 부재력의 저항능력 비와 소성 회전각 등의 거동지수 등은 현존하는 건물의 연결부 손상을 검사하기 위한 지침을 마련하는데 도움을 줄 수 있지만 특정 연결부를 검사에서 배제시키는 유일한 근거로 사용되어서는 안될 것으로 판단된다.

## 참 고 문 헌

1. Anderson, J.C., Filippou, F.C. (1995), "Dynamic Response Analyses of the 18 Story Canoga Building", Tech. Report SAC95-04.
2. Hart, G.C., Huang, S.C., Lobo, R.F., Stewart, J. (1995), "Elastic and Inelastic Analysis for Weld Failure Prediction of Two Adjacent Steel Building", Tech. Report SAC95-04.
3. Krawinkler, H., Alali, A., Thiel, C.G., Dunlea, J.M. (1995), "Analysis of a Damaged 4-Story Building and an Undamaged 2-Story Building", Tech. Report SAC95-04.
4. Naeim, F., DiJulio, R., Kalman, B., Reinhorn, A.M., Chen, L. (1995), "Evaluation of Seismic Performance of an 11 Story Steel Moment Frame Building During the 1994 Northridge Earthquake", Tech. Report SAC95-04.
5. Kariotis, J., Eimani, T.J. (1995), "Analysis of a 16-Story Steel Frame Building at Site 5 for the Northridge Earthquake", Tech. Report SAC95-04.

6. Paret, T.F., Sasaki, K.K. (1995), "Analysis of a 17-Story Steel Moment Frame Building Damaged By the Northridge Earthquake", Tech. Report SAC95-04.
7. Uang, C.M., Yu, Q.S., Sadre, A., Bonowitz, D., Youssef, N. (1995), "Performance of a 13-Story Steel Moment-Resisting Frame Building Damaged in the 1994 Northridge Earthquake", SSRP-95/04, Univ. of Calif., San Diego.
8. Beck, J.L., May, B.S., Polidori, D.C., Vanik, M.W. (1995), "Ambient Vibration Surveys of Three Steel-Frame Building Strongly Shaken By the 1994 Northridge Earthquake", Tech. Report SAC95-05.
9. Engelhardt, M.D., Kim, K.D.(1995), "Analysis of Six Story Steel Moment Frame Building in Santa Monica", Tech. Report SAC 95-04.
10. Engelhardt, M.D., Kim, K.D.(1995), "Parametric Studies on Inelastic Modeling of Steel Moment Frames", Tech. Report SAC 95-05.
11. Hart, G.C., Huang, S., Lobo, R., Skokan, M.(1995), "Influence of Vertical Ground Motion on Special Moment Frames",
12. FEMA (1995), Interim Guidelines : Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures, FEMA Report 267(SAC Joint Venture Report SAC 95-02). 