

## 1995年兵庫県南部地震における鉄骨造建物の地震時挙動と構造被害

寺田 岳彦  
(技術研究所)  
坂本 真一  
(技術研究所)  
真瀬 伸治  
(技術研究所)  
岡澤 岳  
(技術研究所)

### §1. はじめに

1995年1月17日の兵庫県南部地震は、神戸市を中心とする広い範囲で多くの建物に甚大な被害をもたらした<sup>1)</sup>。鉄骨造建物でも、2～3層の小規模の建物から、10層前後の中規模の建物および60m以上の超高層建物に至るまでの様々な構造規模の建物において被害が生じた。

日本建築学会の調査<sup>2)3)</sup>によると、小規模の建物では、老朽化、溶接部の耐力不足、あるいは水平力抵抗要素の不足等に起因して層崩壊および全体崩壊を生じたものが少なくなく、また、中規模および大規模の建物では、柱梁接合部近傍での破壊、筋違の座屈および破断、あるいは柱脚部のアンカーボルトの破断等の被害が生じたことが報告されている。この中で特に注目すべきは、柱梁接合部近傍での脆性破壊である。実際の地震でこの破壊形式が確認されたのは、1994年1月にアメリカで起こったノースリッジ地震に次ぐものである。

1981年に施行された現在の耐震設計基準は、構造物の耐震性を部材の塑性変形能力に期待している。この耐震基準は、「考えられる最大級の地震に対して建物被害は許容するが、倒壊などはせず人命を守る」ことをその思想とし、部材が降伏した後、その粘りで構造物の倒壊を防ぐことを目指している。したがって、部材が脆性的に破壊することは、現在の設計法では想定していないことである。しかしながら今回の地震では、この種の破壊がかなりの数の建物において生じている<sup>3)</sup>。現設計法の有効性および問題点を検証するためにも、柱梁接合部におけるこの種の破壊原因を究明することは重要である。

本報では上記の理由から、柱梁接合部の梁端が脆性的に破壊した建物のうち、比較的新しい複数の建物を選び、各建物で生じた被害の概要を述べるとともにその被害の原因を推定する。

被害原因の推定では、まず、弾塑性応答解析により地震時の建物の挙動を解析的に追跡し、建物の各部ならびに各部材の履歴性状を把握する。次に、その解析結果や梁フランジの脆性的な破壊を報告している既往の実験結果と実際の被害状況とを比較検討することにより被害の原因について考察を加える。

### §2. 対象建物およびその被害の概要

#### 2.1 対象建物

本報での検討の対象とした建物の一覧を表-1に示す。4棟とも神戸市内の震度Ⅶの地域に建つ鉄骨造建物である。構造形式はいずれも純ラーメン、高さは8～12層(30～40m程度)であるため、建物の振動特性には大きな差はないものと考えられる。

これらの建物のうち、建物AおよびDが構造被害のほとんどなかったもの、建物BおよびCが柱梁接合部の梁端フランジに脆性的な破断が発見され、文献<sup>4)</sup>に示す被災度判定基準により「大破」の判定がなされた建物である。写真-1～3に梁端の被害状況を示す。

図-1に各建物の代表的な構面の軸組を示し、梁端に脆性的なき裂が発見された位置を記入する。図中のき裂の発生パターンは、図-2に示す通りである。また、図-3および表-2に各建物の代表的な

建物	階数	構造被害概要
A	B2-8-PH1	無し
B	B1-10-PH1	大破、梁端破断多数
C	B1-9-PH1	大破、梁端破断多数
D	B1-12-PH1	無し

表-1 対象建物の一覧



写真-1 梁端下フランジの母材破断 (建物B-TYPE-F)



写真-2 梁端下フランジの母材破断 (建物B-TYPE-F, スカラップ端部が起点となっている)

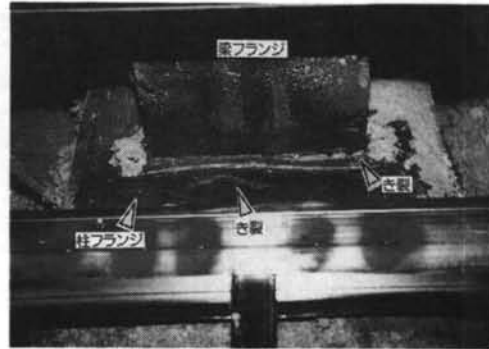


写真-3 梁端下フランジの溶接止端部からの破断 (建物C-TYPE-F,C)

ているのが特徴的である。

## 2.2 被害の概要

以下に各建物の被害の概要を述べる。

### (1)建物A

建物全体としての残留変形は見られない。3階と4階の床レベルの柱梁接合部近傍では、南北方向の梁フランジに塗装の剥離が認められるが、き裂、座屈等の異常は発見されていない。

### (2)建物B

地震後の建物の傾きおよび残留層間変形は目視では確認できない程度であり、各層の残留層間変形は第2～4層で最大約1/300rad.程度であった他は、特に顕著な変形は認められなかった。

柱梁接合部の被害は3～6階の床梁において生じており、南北方向の梁端の全てが梁フランジ母材部で脆性的に破断 (図-2 に示すType-FないしType-W, 以下同) している。接合部近傍の梁フラ

柱梁接合部の詳細およびその特徴を示す。

表-2 に示すように柱の製法、仕口の形式等は異なっているが、いずれも通常の建築鉄骨において用いられている方法および材料であり、特殊なものではない。なお、建物Aは、図-3 に示すように梁端のフランジに三角リブを溶接し、梁端の補強を行っ

損傷の種類 (図-2参照)

✕	Type-F
⊗	Type-W
●	Type-C

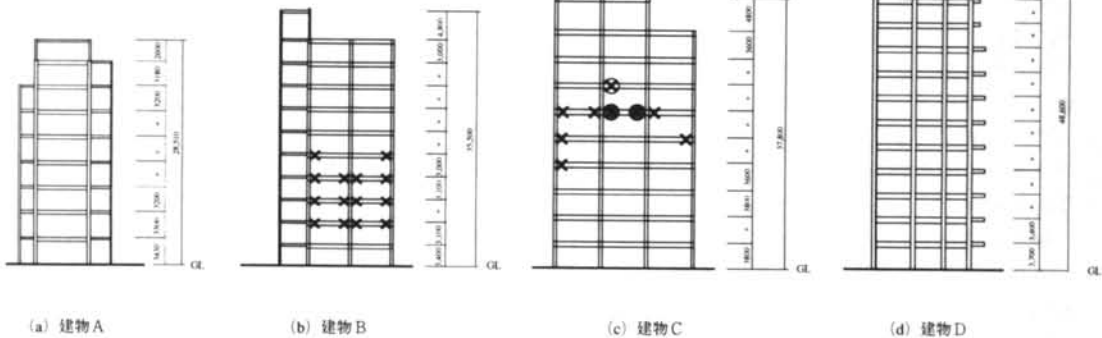


図-1 対象建物の軸組および被害状況

ンジにはリューダー線が見られ、降伏した形跡が確認でき、また、高力ボルトによる梁継手部には滑りが生じている。ただし、東西方向の梁の端部にはき裂は確認されていない。

(3)建物C

目視では、建物全体の傾き、あるいは特定層の残留変形は認められない。柱梁接合部梁端の被害は、梁フランジスカラップ端部を起点とする梁フランジ

母材の脆性的な破壊 (Type-F)、梁フランジ溶接部での破断 (Type-W)、梁フランジ溶接の始終端部を起点とする柱フランジ母材のき裂 (Type-C) の3種類が確認された。

(4)建物D

地震時には、内装仕上げボードの破損や外部カーテンウォールの目字ずれなどの被害が生じたが、鉄骨表面の耐火被覆を除去して接合部を調査した結果、構造体の被害は発見されなかった。

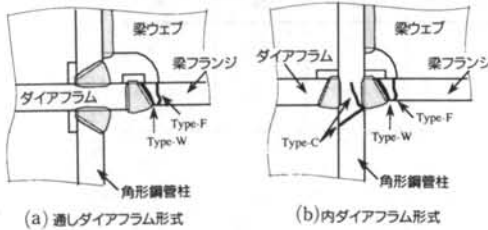


図-2 き裂の発生パターン

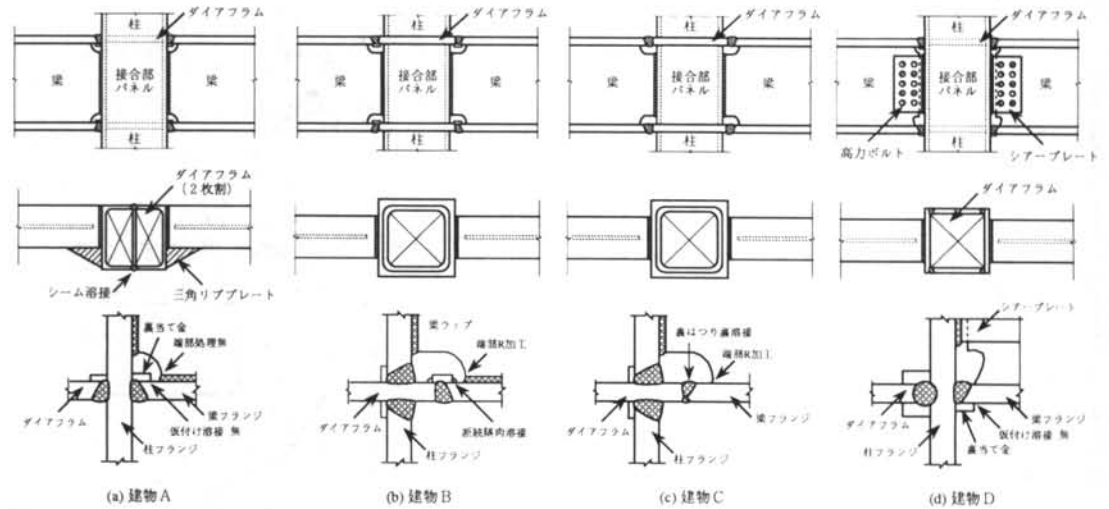


図-3 対象建物の接合部詳細

建物	柱	仕口タイプ	ダイアフラム形式	スカラップ端部処理	梁端溶接部間先	裏当て金版付溶接	梁鋼種
A	溝形鋼を組合せた角形鋼管	ブラケット (梁端三角リブ有)	内ダイアフラム	ガス切断	レ型	断続隅肉 (梁両端)	SM490A
B	冷間成形角形鋼管	ブラケット	通しダイアフラム	ガス切断 回し溶接		K型	断続隅肉 (梁両端、中央部)
C				機械加工	無 (裏はつり裏溶接)		
D	溶接組立角形鋼管	ウェブ：高力ボルト接合 フランジ：現場溶接	内ダイアフラム	ガス切断 (耳形スカラップ)	レ型	断続隅肉 (梁両端)	SM400A

表-2 各建物の柱梁接合部詳細の特徴

### §3. 被害部位の鋼材の機械的性質および化学成分

本報で取り上げた建物のうち、被害を生じた建物BおよびCの被害部位の鋼材の機械的性質および化

建物	降伏点 (t/cm <sup>2</sup> )	引張強さ (t/cm <sup>2</sup> )	伸び (%)	C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)	備考
B	3.38	5.42	22	0.15	0.34	1.33	0.021	0.013	JIS-4号
C	4.0	5.6	26	0.19	0.32	1.27	0.019	0.005	ミシート
JIS規格	3.2以上	5.0~6.2	21以上	0.20以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下	SM490A

表-3 被災した建物の鋼材の機械的性質および化学成分

解析 ケース	記録名称	方向	最大加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/sec)	Δt (sec)	継続時間 (sec)
1	1995兵庫県南部地震 神戸海洋気象台	NS	818	92	0.01	30.0
2	1968 HACHINOHE	NS	340	50		

表-4 使用する地震動記録

学成分を表-3に示す。なお、建物Bについては被災した梁端ブラケットのフランジから試験片を採取して試験した結果を、建物Cについては鋼材のミシートの値を示している。

建物BおよびCともに、鋼材の降伏点、引張強さ、伸びおよび化学成分ともにJISの規格を満足する鋼材であることがわかる。

#### §4. 応答解析による建物の地震時挙動の推定

本章では、第2章で述べた建物の地震時の挙動を解析的に推定し、建物の各部、各構造部材の動きを把握する。

##### 4.1 解析条件

解析条件を以下に示す。

- ①解析モデル：1階柱脚を固定とする平面モデル。  
なお、解析対象は図-1の軸組に示す構面であり、いずれの建物とも南北方向のものである。
- ②質量：各節点に等価な集中質量として設定。
- ③部材のモデル：材端バネ非線形要素。
- ④梁の断面性能：断面係数 $Z_p$ には梁鉄骨の全断面を考慮し、曲げ剛性には合成梁の効果を考え、割増係数 $\phi$ は1.2~1.5とする。なお、 $\phi$ は建物の常時微動測定による1次固有周期と固有値解析による結果を基に建物ごとに設定。
- ⑤部材の復元力：全塑性耐力 $M_p$ を折れ点とするBi-Linear型。なお、第2剛性は弾性剛性の2%とする。

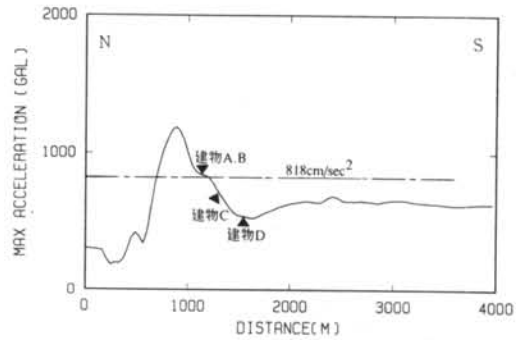


図-4 三宮地区を通る南北断面の最大加速度の分布

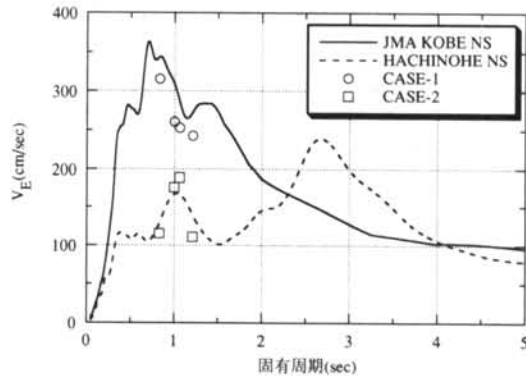


図-5 総エネルギー入力スペクトル (h=10%)

- ⑥部材の降伏点：柱、梁部材の降伏点 $\sigma_y=1.1 \times F$ 値とする。
- ⑦減衰： $h_1=1\%$ の剛性比例型。
- ⑧入力地震動：表-4に示す2つの地震動を用いる。ケース1として、実際に神戸で記録された地震動を、ケース2としては比較のため、従来から設計用の地震動のひとつとして用いられている記録の

最大速度を50cm/sec（レベル2）に基準化して入力する。

ここで、文献<sup>5)</sup>中の「三宮を通る南北断面の最大加速度の分布」を図-4に示し、本報で対象としている建物の位置を記入する。この図によれば、建物A~Cに作用した地震動の最大加速度には神戸海洋気象台の記録(818cm/sec<sup>2</sup>)がほぼ対応し、建物Dに作用した地震動の加速度は建物A~Cのものよりも低いことがわかる。

図-5に本報で用いる入力地震動の総エネルギー入力スペクトル<sup>6)</sup>を示す。図の縦軸は総エネルギー入力の等価速度 $V_E$ である。海洋気象台で記録された地震動は、最大で $V_E=350$ cm/secの入力となることがわかる。

## 4.2 解析結果

### 4.2.1 解析建物の固有周期および総エネルギー入力

表-5に各建物の1次固有周期および各解析ケースごとの総エネルギー入力を示す。総エネルギー入力は、等価速度 $V_E$ で示す。また、図-5の総エネルギー入力スペクトル中に各建物の1次固有周期と $V_E$ の関係を示す。なお、総エネルギー入力と $V_E$ の関係は下式の通りである。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \dots\dots\dots(1)$$

ここに、M：建物の総質量、E：建物への総エネルギー入力

神戸海洋気象台で記録された地震動を入力した場合（ケース1）、 $V_E$ は242~315cm/secの範囲にあるのに対し、ケース2の $V_E$ は110~190cm/secの範囲にある。すなわち、神戸海洋気象台で記録された地震動は、従来の設計用の地震動を50cm/secに基準化して入力した場合の $V_E$ の概ね2倍の入力になり、エネルギーの総量では約4倍となると言える。

### 4.2.2 最大応答加速度および最大層間変形角

図-6に各階の最大応答加速度を、図-7に各階の最大層間変形角の分布を示す。

建物	1次固有周期 (sec)	総エネルギー入力 $V_E$ (cm/sec)	
		ケース1	ケース2
A	0.83	315.2	115.3
B	1.00	260.0	176.4
C	1.06	252.4	189.0
D	1.21	242.7	110.5

表-5 固有周期および総エネルギー入力

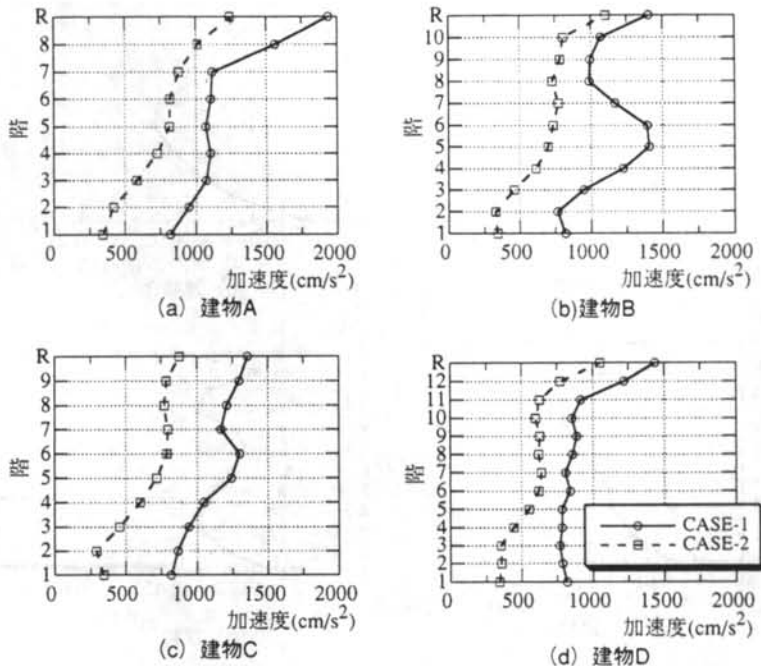


図-6 各階の応答加速度の分布

図-6では、被害を生じなかった建物AおよびDは上層になるにつれ応答加速度が大きくなり、1次モードが卓越した形となっている。これに対し構造被害を生じた建物BおよびCでは、頂部の応答加速度が最も大きくなってはいるが、中間に応答加速度が大きくなっている層がある。これらの層は、建物BおよびCで被害が発見された部位とほぼ対応している。

ケース1に対し、ケース2の応答加速度は概ね2/3~1/2となっている。しかし、その分布形はほぼ相似である。したがって、建物BおよびCの中間層の応答が大きくなるのは、入力地震動の特性によるものよりもむしろ各建物の構造特性によるものと考えられる。

図-7では、ケース2の最大応答値Rmaxが1/100程度であるのに対しケース1ではRmax=1/50に達している。被害のなかった建物Dではやや小さく、Rmax=1/70程度である。また、建物BおよびCの中間層で層間変形角の卓越している層は、被害が発見された層と対応している。

#### 4.2.3 各層の吸収エネルギー

図-8に各層の吸収エネルギーの分布を示す。図中の破線が梁の吸収エネルギー、実線が柱および梁

の合計の吸収エネルギーを表わす。なお、ここでは、i階の梁の吸収エネルギーは(i-1)層の吸収エネルギーと見なしている。

図-8では、ほとんどの場合において破線と実線が重なっており、梁の吸収エネルギーが100%であり、梁崩壊の建物であることを示している。

また、被害が生じた建物BおよびCでは、被害が生じた層にエネルギーが集中していることがわかる。無被害の建物AおよびDでは、第2層にエネルギーが集中している。

ケース1と2では、吸収エネルギーの絶対量は異なっているが、その高さ方向の分布形はほぼ相似である。したがって、吸収エネルギーの高さ方向の分布は、入力地震動が異なってもほぼ同様の分布を示すと考えられ、応答加速度および応答層間変形角の分布と同様、建物の特性に依存していると考えられる。

#### 4.2.4 梁端の履歴

ここでは各建物の部材の履歴を検証する。

図-9に各建物の梁のうち損傷の大きな梁の材端の曲げモーメントを材端バネの回転角の関係を示す。左側が解析ケース1、右側が解析ケース2の結果である。

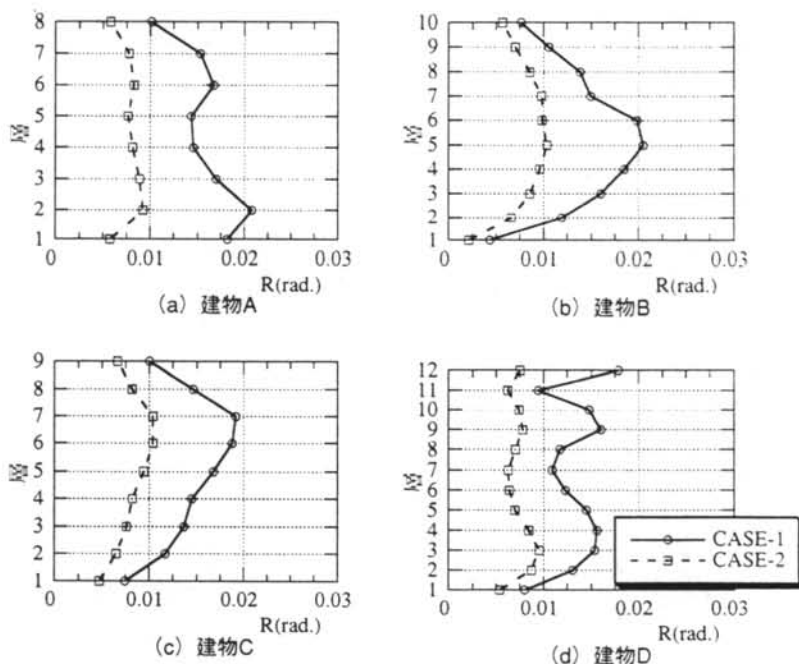


図-7 各層の最大層間変形角の分布

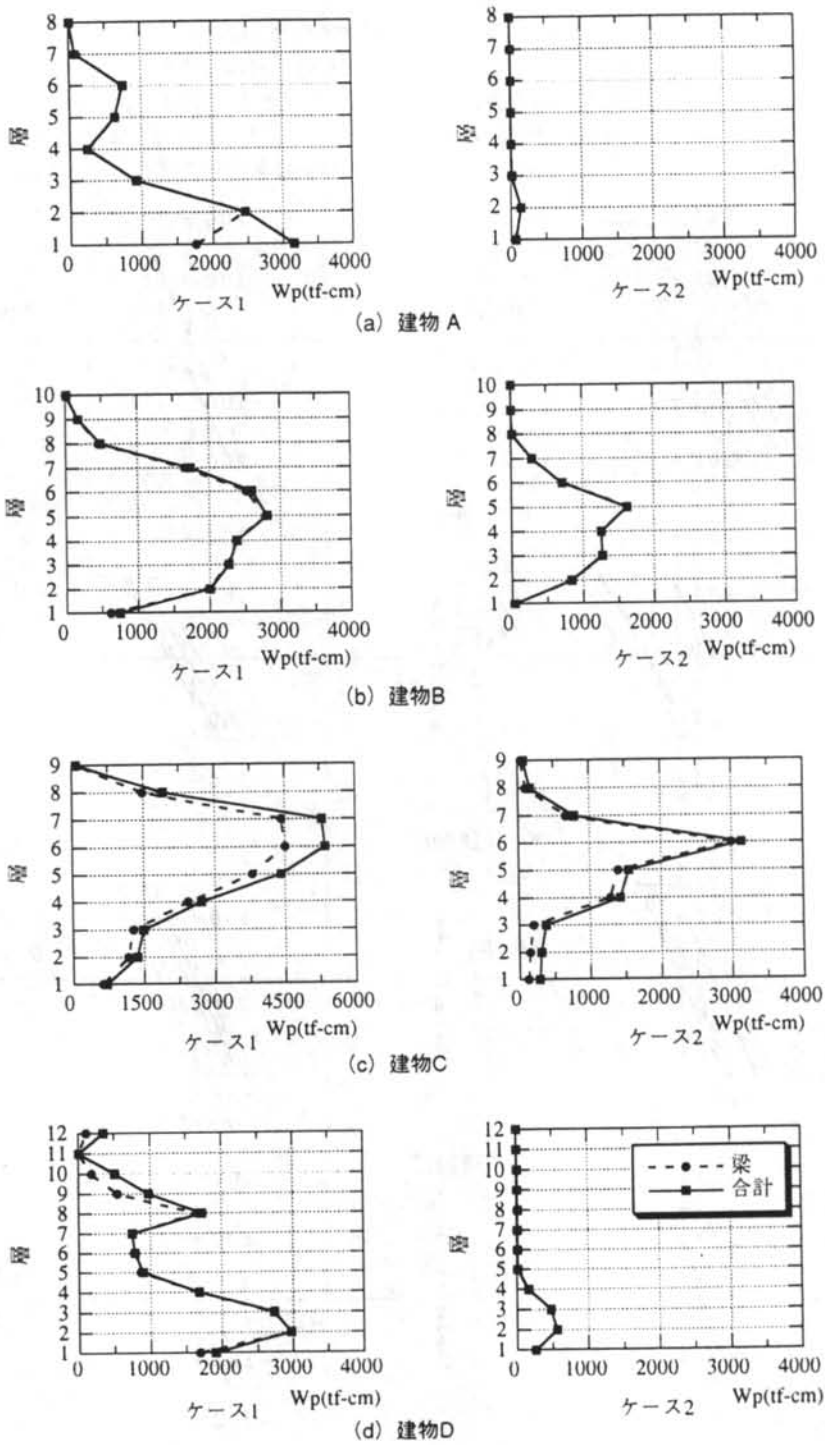


図-8 各層の吸収エネルギーの分布

いずれの建物ともケース2に比べケース1では大きくループを描いていることがわかる。

表-6には、図-8で示した梁の材端バネの回転角 $\theta$ および回転角速度 $\dot{\theta}$  ( $=\Delta\theta/\Delta t$ )の最大値を示す。

解析対象建物4棟のうち、構造被害を生じた建物BおよびCは、無被害であった建物AおよびDに対し、 $\theta$ および $\dot{\theta}$ ともに上回っていることがわかる。また、ケース1は、ケース2に対し $\theta$ および $\dot{\theta}$ ともに概ね2倍の値を示している。

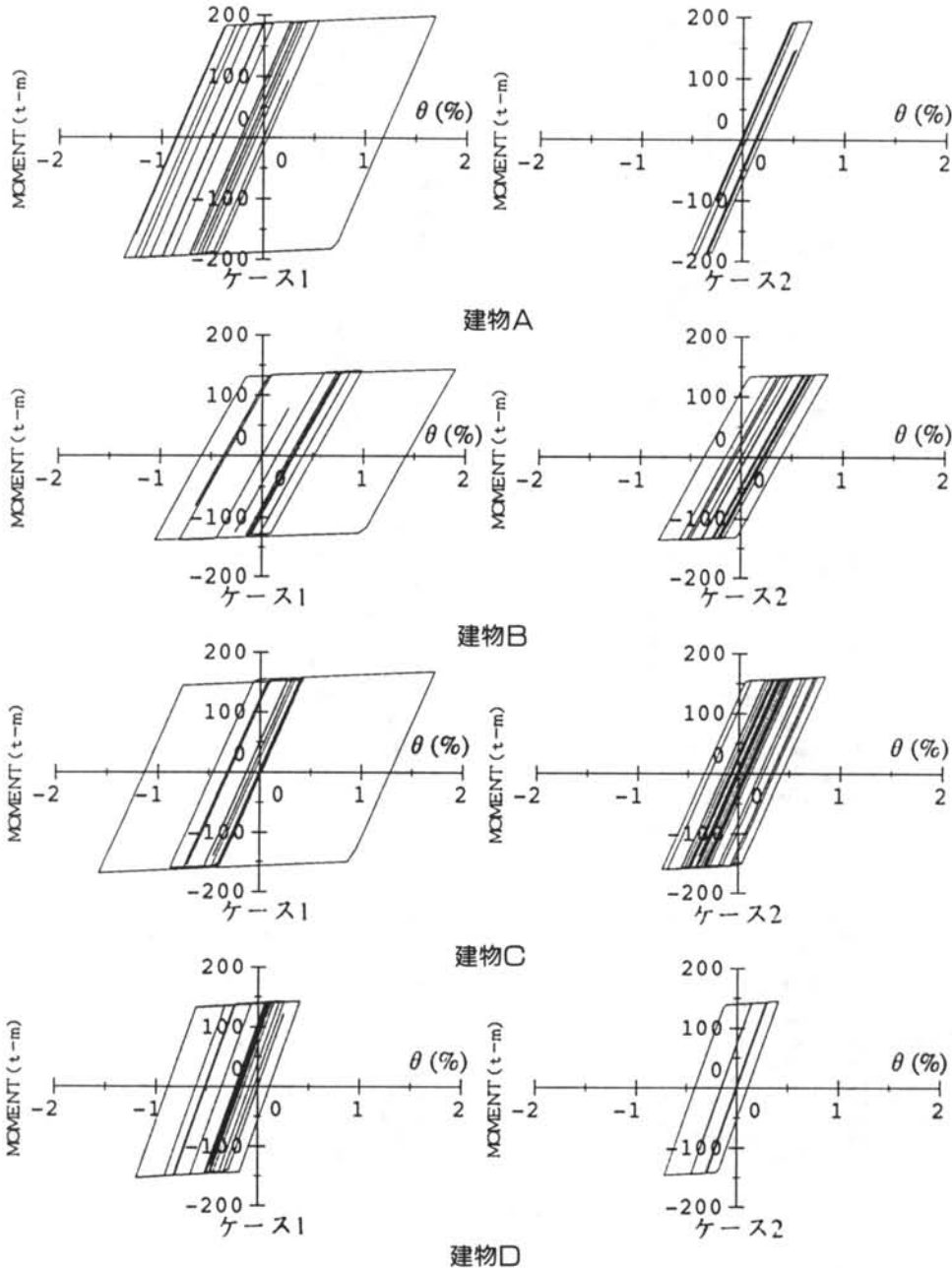


図-9 梁端の曲げモーメント-回転角の関係



建物	$\theta_{\max}$			$\dot{\theta}_{\max}$		
	ケース1 ( $\times 10^{-2}\text{rad.}$ )	ケース2 ( $\times 10^{-2}\text{rad.}$ )	$\psi^*$	ケース1 (rad./sec)	ケース2 (rad./sec)	$\psi^*$
A	1.687	0.676	2.50	0.102	0.038	2.68
B	1.900	0.851	2.23	0.122	0.060	2.03
C	1.720	0.844	2.04	0.162	0.070	2.31
D	1.199	0.718	1.67	0.089	0.053	1.68

\*:  $\psi$ =ケース1の応答値/ケース2の応答値

表-6 梁部材の $\theta$ および $\dot{\theta}$ の最大値

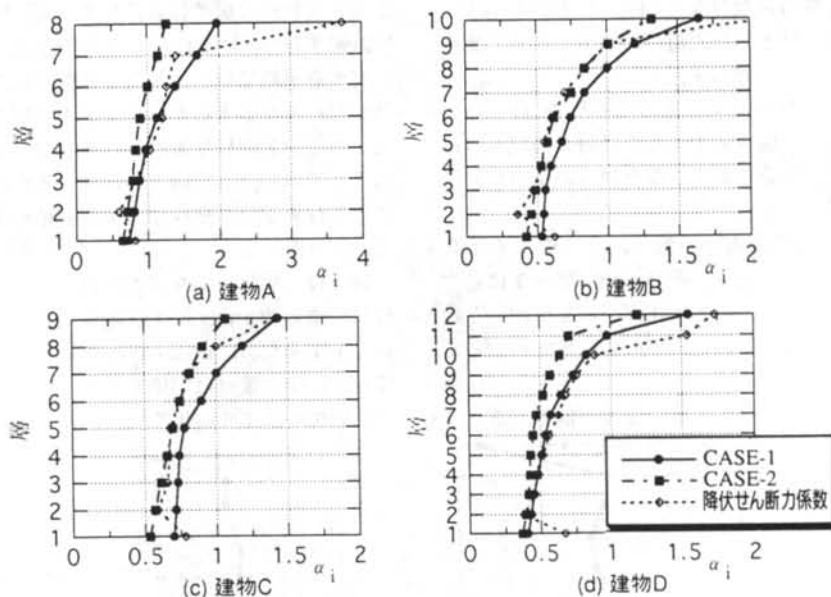


図-10 層せん断力係数の分布

## §5. 考察

### 5.1 層せん断力係数分布

ここで取り上げた建物のうち、被害を生じた建物BおよびCは図-8で見られるように被害層にエネルギーが集中している。ここで、節点振り分け法で求めた各層の降伏せん断力係数分布および解析により求めた応答せん断力係数の分布を図-10に示す。また、表-7には各建物の第1層の降伏せん断力係数を示す。

図から、ケース1の応答がケース2を上回り、建物BおよびCでは、降伏層せん断力係数をも上回っていることが認められる。したがって、建物Bおよ

建物	第1層の降伏せん断力係数
A	0.82
B	0.62
C	0.78
D	0.67

表-7 第1層の降伏せん断力係数

びCは、ほぼ建物の終局耐力と同等の応答せん断力が作用していたと言える。なお、応答が保有水平耐力を越えている理由は、以下による。1) 保有水平耐力は、近似的に節点振り分け法で求めている、2) 解析で設定した復元力特性は、ひずみ硬化を考慮しているため、塑性化の程度によっては全塑性耐力を上回る。

第1層の降伏せん断力係数は建物Aが最も高く、次いでC, D, Bの順であり、この値が低いほど被害が生じている傾向にある。ここで、建物Dが無被害であった理由は、図-4で示したようにこの建物の建設地点での地震動が他の3棟に比べて小さかったと考えられることおよび建物が高く固有周期が長いから、建物への入力が入力が小さかったためであると考えられる。

図-11には図-10で示した各層の降伏せん断力係数を第1層の降伏せん断力係数で正規化し、さらに最適降伏せん断力係数分布<sup>6)</sup>で除したものを示す。この値が小さいほど、その層へのエネルギーの集中が生じやすいことを表わす。

建物Aは第2層が低く、その他の層では1ないしそれ以上である。図-8で示した各層の吸収エネルギーの分布では、第1および第2層への集中が起きている。

建物Bは中間層の強度が低く、その中でも第2~6層の強度がやや低い。そのため、図-8に示すように第2~第6層へのエネルギーの集中が引き起こされ、その結果、これらの層の梁に被害が生じているものと考えられる。

建物Cは、第2層から上層の強度が低く、さらに

第6および第7層の強度が低くなっている。その結果、第6, 7層へのエネルギーの集中が起こり、これらの層の梁端の被害につながったものと考えられる。

建物Dは第2層の強度が低いから、図-8でも第2層の吸収エネルギーが大きくなっている。無被害であったのは前述したように入力が低かったためであろう。

## 5.2 梁端の塑性率および累積塑性変形倍率

本報では、鉄骨造建物の被害のうち、柱梁接合部梁端の脆性的な破壊に着目している。既往の静的な実験結果<sup>7)~13)</sup>によれば、柱梁接合部のスカラップを有する梁端では、繰返し载荷時にスカラップ端部が起点となるき裂がフランジおよびウェブに進展し、本建物と同様な脆性的な破断が生じることが報告されている。この破壊を評価するための指標として梁部材の受けた塑性率および累積塑性変形倍率が用いられている。

図-12に解析により求めた各建物の柱および梁部材端の塑性率 $\mu_{max}$ および累積塑性変形倍率 $\eta$ の関係を示す。なお、 $\mu_{max}$ および $\eta$ は下式により求め、柱材は□印、梁材は○印で示す。また、建物BおよびCのケース1の結果では、梁材のうち材端に脆性

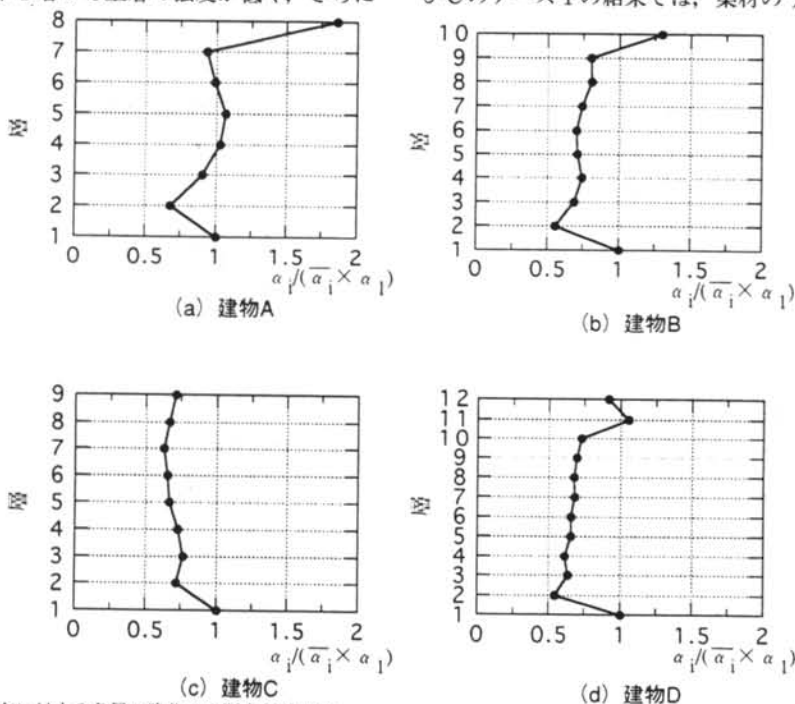


図-11 最適分布に対する各層の降伏せん断力係数の比

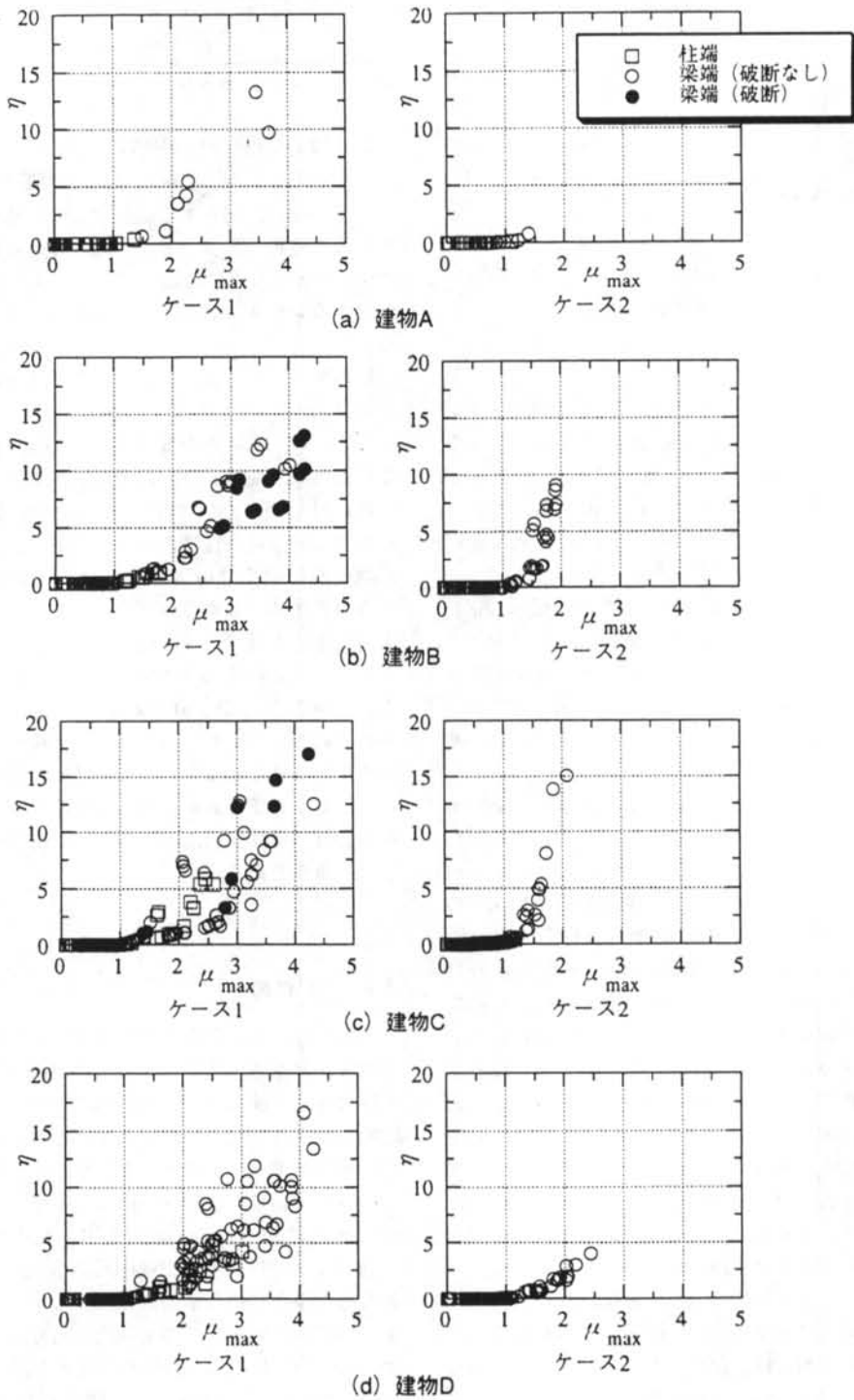


図-12 梁端の塑性率—累積塑性変形倍率の関係

的なき裂が発見された部材を●印で示す。

$$\mu_{\max} = \frac{\theta_{\max}}{\theta_p} \dots\dots\dots(2)$$

$$\eta = \frac{W_p}{M_p \cdot \theta_p} \dots\dots\dots(3)$$

ここに、

$\theta_{\max}$  : 材端の最大回転角

$\theta_p$  :  $M_p$ に対応する弾性回転角

$W_p$  : 部材の総吸収エネルギー

$M_p$  : 部材の全塑性モーメント

ここで取り上げた建物は、いずれも梁崩壊タイプであるため、柱よりも梁の $\mu_{\max}$ および $\eta$ が大きくなっている。図-12では柱に関してはほとんどが $\mu_{\max} < 1.0$ であり、ほとんどの柱は弾性にとどまっていることがわかる。ケース1の $\mu_{\max}$ の範囲は4以下、 $\eta$ は最大で17程度である。

BおよびCの建物で破断が発見された梁端の $\mu_{\max}$ および $\eta$  (●印)は、その他の梁の値に比べ大きく、破断した梁の損傷がその他の部材に比べ相対的に大きいことが解析的に明らかとなった。図-12では、破断した梁端の $\eta$ は建物Bではおおむね5~14、建物Cでは4~17程度である。

ここで、既往の実験<sup>10)~13)</sup>のうち柱梁接合部の梁端が本建物と同様な形状を有し、最終的に梁端が脆性破壊を起こした試験体の $\eta f$ を表-8に示す。 $\eta f$ は、破壊が生じた加力サイクル側の累積塑性変形倍率を表し、図-12に示す $\eta$ の約半分に対応する。

表-8から、既往の実験結果の $\eta f$ の変動係数は0.83であり、非常にばらつきの大きい結果となっていることが認められる。このうち、最小値は1.3であり、図-12に示す $\eta$ に換算すると $\eta \approx 2.6$ となる。本解析結果によると、破断した梁端の $\eta$ は最小で約4である。既往の実験によれば、この程度の $\eta$ で破壊する可能性は十分に考えられる。したがって、本解析により得られた梁端の $\eta$ と実際の $\eta$ との対応は良好であり、本解析は、ここで取り上げた建物の地震時挙動を精度よく追跡していると考えられる。

被害の生じなかった建物Aの $\eta$ は、他の建物に比べ小さい傾向にあり、また、図-3で示したようにこの建物の梁端には三角形リブが取り付けられているため、この部分の応力集中が緩和される。これらのことにより建物Aには梁端の被害が生じなかったものと考えられる。

$\eta f$	最小	最大	平均	変動係数
	1.3	56.3	17.4	0.83

表-8 既往の実験の $\eta f$

図-12で建物Dの $\eta$ が建物BおよびCと同程度の値を示しているが、実際には、この建物には被害が生じていない。図-4で示したように建物Dへの入力力は他の建物に比べ小さかったと考えられ、建物Dの梁端の $\eta$ は実際には図-12に示すよりも小さく、破壊するレベルには達していなかったものと思われる。

解析ケース2では、いずれもケース1に比べ $\mu_{\max}$ および $\eta$ が小さい。特に建物Aではほとんど塑性化していない。兵庫県南部地震の際、神戸海洋気象台で記録された地震動は、従来のレベル2の設計用地震動に対し、2~3倍の $\eta$ を生じさせ、梁にとっては非常に厳しい条件であったと言える。

既往の研究では $\eta f$ に影響を及ぼす要因として、材料の靱性値、スカラップの端部処理、溶接方法、裏当て金の仮付け溶接、荷重履歴など、材料、施工ならびに構造物の応答に関する条件が指摘されているが、現在のところ $\eta f$ を定量的に予測することは困難である。しかし、少なくとも梁端が早期に脆性破壊を起こさないような接合部詳細、施工条件を用いることが必要であると考えられる。このことは現在の部材の塑性変形能力に期待した耐震基準を用いる上で重要である。

## §6. まとめ

本報では、兵庫県南部地震で被災した鉄骨造建物の被害状況を述べるとともに、神戸市内の震度VIIの地区に建つ4棟の建物の応答解析を行い、これらの建物の地震時挙動を推定し、被害との対応を検討した。その結果、以下の結論を得た。

- 1) 解析の結果、建物への総エネルギー入力の等価速度は $V_E = 250 \sim 300 \text{ cm/sec}$ であり、従来の設計用地震動(ここではHACHINOHE NS, レベル2)を入力した場合の約2倍の値となった。
- 2) 神戸海洋気象台での記録波を入力地震動として用いた応答解析により得られた応答加速度は、建物頂部で $1500 \sim 2000 \text{ cm/sec}^2$ 、層間変形角は最大で約 $1/50$ であった。これらは、従来の設計用地震動を入力した場合の約2倍の値である。また、梁端の回転

角、回転角速度、塑性率および累積塑性変形倍率も従来のレベル2の設計用地震動を入力した場合のおおむね2倍の値を示した。

3) 梁端に破断が発見された層は、応答加速度、応答層間変形角ならびに吸収エネルギーともに大きくなり、応答が卓越する層に被害が生じることが解析的に明らかとなった。

4) 降伏層せん断力係数が、最適降伏せん断力係数に比べ相対的に低い層にエネルギーが集中し、被害が生じている。建物被害を軽減させるためには、高さ方向の降伏せん断力係数の分布を最適降伏せん断力係数分布に近づけ、特定層へのエネルギーの集中を避けることが重要となる。

5) 解析結果では、破断した梁部材端の塑性率は3~4、累積塑性変形倍率はおおむね4~17であった。既往の実験によれば、この程度の損傷で梁部材端が脆性的に破断する可能性のあることが示されている。本報で取り上げた建物の被害は、解析的に推定した

地震時挙動および既往の実験結果により説明することができた。

6) 現在の耐震基準を満足させるためには、地震時に部材が十分に塑性変形能力を発揮する必要がある。そのためには部材端の $\eta$ に対する要求性能を明確にするとともに、接合部詳細などから決まる部材端の保有する $\eta$ の能力を明らかにし、前者に対し後者を上回らせる必要がある。これらの値を明確に示すことは、今後の耐震設計上の重要な課題である。

7) 部材端の破壊に影響を与える要因として、接合部詳細の他、温度や荷重(変位)速度が指摘されている<sup>14)</sup>。兵庫県南部地震は1年で最も寒い時期の早朝に起こったため、外気温が低く、また、表-6で示したように変形速度は、従来の設計用の地震動を入力したときの約2倍の値となる。したがって部材にとっては脆性破壊につながりやすい条件が揃っていた可能性がある。温度や荷重速度の影響を明らかにすることは、今後の課題である。

#### ＜参考文献＞

- 1) 清水建設技術研究所：“1995年兵庫県南部地震調査報告書”(1995年2月)
- 2) 日本建築学会：“1995年兵庫県南部地震災害調査速報”(1995年3月)
- 3) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：“1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書”(1995年5月)
- 4) 日本建築防災協会：“震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄骨造編)”(1991年2月)
- 5) 林康裕・川瀬博：“1995年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価”清水建設研究報告第62号、(1995年10月)
- 6) 秋山宏：“建築物の耐震極限設計 第2報”(1987年9月)東京大学出版会
- 7) (社)鋼材倶楽部：“スカラップ研究小委員会報告書”(1993年10月)
- 8) 中込忠男・矢部喜堂・坂本真一：“梁スカラップの有無がH形断面柱に溶接接合されるH形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響”日本建築学会構造系論文報告集 第432号、(1992年2月) pp.51-59
- 9) 矢部喜堂・坂本真一・中込忠男：“梁スカラップの有無が箱形断面柱に溶接接合されるH形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響”日本建築学会構造系論文報告集 第440号、(1992年10月) pp.125-132
- 10) 山本昇・石井匠・森田耕次：“はり端溶接接合部の力学的挙動におよぼすスカラップの影響”日本建築学会構造工学論文集Vol.39B、(1993年3月)、pp.493-506
- 11) 田淵基嗣・金谷弘・園田隆一：“鋼管柱・梁接合部の力学性状に与える接合部詳細の影響 -その8 梁フランジのぜい性破壊に与える諸因子の影響-”日本建築学会大会学術講演梗概集、(1992年8月)、pp.1539-1540
- 12) 田中丈之・金谷弘・田淵基嗣・園田隆一：“通しダイアフラム補剛による角形鋼管柱・梁接合部の弾塑性性状 -その6 スカラップ形状および梁の材質の影響-”日本建築学会近畿支部研究報告集、(1993年6月) pp.209-212
- 13) 中込忠男・藤田哲也：“角形鋼管柱に通しダイアフラム形式で溶接接合される圧延H形鋼梁端部の力学的性能”日本建築学会構造系論文報告集 第455号、(1994年1月)、pp.22-31
- 14) 藤本盛久・難波恒夫・中込忠男・佐々木聡：“地震力を受ける単一山形鋼筋かいの高速引張実験 地震時の衝撃的過荷重による鋼筋かいの破断に関する実験的研究 その1”日本建築学会構造系論文報告集 第389号、(1988年7月) pp.32-40

