梁端部の脆性破壊を伴う鋼構造骨組の地震応答

SEISMIC RESPONSE OF STEEL FRAMES INCLUDING
BRITTLE FRACTURES AT BEAM-ENDS

上谷 宏二*, 田川 浩**

Koji UETANI and Hiroshi TAGAWA

After the Hyogoken Nambu Earthquake, January 17, 1995 and the Northridge Earthquake, January 17, 1994, fracture behavior was observed in many steel buildings at their welded connections between beams and columns, structural members and other structural components. In earthquake-resistant design criteria of buildings, plastic deformations are permitted to absorb the seismic energy, while fractures are unacceptable. Therefore the response properties of a frame which undergoes fracture type collapse behavior have not been investigated. It is necessary to investigate the response properties in order to evaluate the earthquake resistance capacity of a frame taking account of the possibility of brittle fractures. In this paper, seismic response analyses, considering the effects of brittle fractures at beam-ends during an earthquake excitation, are carried out for steel frames. The response properties are compared to those of ductile frames and the effects of fractures on the seismic response of steel frames are discussed.

Keywords : *steel structure, brittle fracture, seismic response analysis*
beam-to-column connection, energy response

鋼構造, 脆性破壊, 地震応答解析, 柱梁接合部, エネルギー応答

1. 序

1995年1月に発生した兵庫県南部地震および1994年1月に発生した米国ノースリッジ地震による鋼構造骨組の被害で、柱梁接合部の溶接部や梁端部フランジなどで脆性破壊・破断が生じた例が報告されている^{1)~4)}。特徴的であることは、複数の部位で破断が生じているにもかかわらず外観からは被害が観察されなかった骨組が多数存在することである。通常の設計では、部材が破断することなく塑性変形するという仮定の下で、地震外乱等水平力作用時の部材断面応力や骨組変形量の検定を行っている。応答中に生じる部材破断が骨組応答に及ぼす影響は検討していないので、多数の骨組で破断を生じたにもかかわらず外観から観察されない程度の被害で済んだ理由は的確に把握できていない。また一方では、地震動特性などの条件が異なれば、異なる地震外乱下では、部材の破断が被害を拡大させる要因となる可能性があることも否定できない。

これまでに、部材破断が生じる原因や破断が生じる

骨組の応答特性を解明しようとする研究が多数なされている。例えば、実際に被害を受けた建物のモデル骨組に記録地震動を入力したときの応答について、設計通り塑性変形する場合の数値解析を行い、部材の塑性率等を求め、その値と実際に破断した部位の対応を調べた研究がある^{5),6)}。別の研究では、ある骨組について破断が生じると想定した部位に予めヒンジ（軸力およびせん断力を伝達するが曲げモーメントは伝達しない）を設けて地震応答解析を行い、初めの骨組の地震応答とどのように異なるかを調べたものなどがある¹⁾。

一方、応答中に部材の破断が生じることを考慮して応答特性等を調べた研究としては、せん断型モデル骨組において柱に脆性破壊が生じるときの応答特性を調べた研究⁷⁾等があるが、極めて少ない。その理由としては、脆性破壊の発生には大きなばらつきがあるため破壊条件の設定が困難なこと、破壊した要素が破壊後呈する挙動特性が明確でないことなどが挙げられる。しかし、脆性破壊を伴う鋼構造骨組の地震応答特性を明

本論文の一部は、文献24)で発表されている。

* 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
教授・工博

** 京都大学大学院工学研究科建築学専攻
助手・工修

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Systems, Graduate School of Engineering, Kyoto Univ., Dr. Eng.
Research Assoc., Dept. of Architecture and Architectural Systems, Graduate School of Engineering, Kyoto Univ., M. Eng.

らかにすることは、耐震設計をより合理的に行うためにも重要であろう。また、既存の鋼構造骨組に対して脆性破壊に対する効果的な補強方法を考える際の基礎資料になると思われる。

本論文では、脆性破壊を伴う骨組の基本的特性を明らかにすることを目的として、破断要素モデルとして代表的なものを想定し、その破断要素モデルが組み込まれた骨組モデルの動的応答を的確に追跡できる数値解析法を構築する。構築した数値解析法を用いて、破断を伴う鋼構造骨組の地震応答を追跡し、応答特性を明らかにする。その際、十分塑性変形し破断が生じない場合の応答と比較しながら、破断が変形応答やエネルギー応答に及ぼす影響を考察する。兵庫県南部地震およびノースリッジ地震では、10層程度の鋼構造骨組において、多数の梁端部で脆性破壊が生じたが柱端部ではほとんど脆性破壊が生じず、外観からは被害が観察されなかった骨組が多数存在した。そこで数値解析では、梁端部の破壊が応答に及ぼす影響を解明することを目的として、脆性破壊する部位を梁端部に限定した10層3スパン鋼構造骨組を対象とする。

2. 脆性破壊を伴う多層多スパン鋼構造骨組の動的応答数値解析法

2. 1 解析骨組モデル

図1に示す多層多スパン純ラーメン平面骨組を考える。質量が節点（柱梁接合部）に集中して存在する。各質量による鉛直荷重は柱軸力として考慮する。

2. 2 解析方法

梁部材は曲げ変形のみを考え、軸方向変形およびせん断変形は無視する。柱部材は曲げ変形および軸方向変形を考慮し、せん断変形は無視する。柱部材の曲げ変形に対してはP- Δ 効果を考慮するため、座屈撓角法⁸⁾に基づく剛性行列を用いる。各質量に生じる慣性力は水平成分のみ考慮し、鉛直および回転方向の変位および速度は静的縮約する。また、同一層の質量の水平変位は等しいとする。よって、各層の運動に関する自由度は水平方向の1自由度となる。系剛性行列が一定の増分区間の運動方程式をモード分解して厳正解を求め、増分解を質点の変位と速度の連続条件を用いて接続する。運動方程式の解析にはNigam-Jennings法⁹⁾を用いる。粘性減衰力を想定し、初期の固有振動数に比例する減衰定数を運動中各次モードに対し固定して使用する。

2. 3 破断要素モデル

鋼部材の終局挙動や脆性破壊については数多くの研究^{10)~21)}がなされ、その力学的特性が次第に明らかにされつつあるが、破断に至るまでの塑性変形量には大き

図1 骨組モデル

図2(a) 破断要素モデル

図2(b) ヒンジ特性
(破断する場合)

図3 破断直後の骨組挙動の仮定

図4 各エネルギーの時刻歴 (模式図)

なばらつきがあり、破断条件を特定することは困難である。一方、被害調査で明らかになっている破断形式には、ノースリッジ地震で多く見られた弾性域から破断するタイプ^{1),2)}や兵庫県南部地震で多く見られたある程度塑性変形した後に破断するタイプ^{3),4)}がある。また、破断が生じた部位は、スラブの合成効果により下フランジが最も多いが、上フランジ・上下ダイアフラム・ウェブ等での破断も見られ多様である^{4),6)}。

したがって、破断条件や破断要素モデルを一意に定めることは現実的でないが、本論文の目的は、破断を伴う鋼構造骨組の地震応答の基本的特性を明らかにすることであり、破断条件および破断要素モデルには代表的なものを取り上げる。ここでは、図2(a)に示すように梁あるいは柱部材端部の曲げモーメントが破断モーメント M_F に達すると塑性変形することなく破断し、破断した部材端部にモーメントを伝達しないヒンジが形成されるモデルを想定する。ヒンジ特性を図2(b)に示す。このモデルは、(a)塑性変形することなく破断する点、(b)破断後に曲げ抵抗が0になる点、(c)部材端部の正・負曲げに依らず破断する点を考慮すると、破断要素モデルとしては危険側のモデル化である。

今後、より現実に近い破断条件・破断要素モデルを想定した研究が必要である。筆者らはこれまでに梁端部下フランジのみの破断を想定した骨組の応答特性に関して文献22)で報告している。

2. 4 破断直後の骨組挙動に対する仮定

破断直後の骨組挙動に対して導入する仮定について、図3(a)図に示す、接合点に質量 m を有する門形ラーメン骨組を用いて説明する。質量 m に水平方向初期速度 $\dot{u}_0$ を作用させる。同(b)図に示すように時刻 $t=t_1$ に梁端部に破断が生じる場合を想定する。破断直後、ヒンジ部でモーメントの釣合が保たれなくなり同(c)図に示すように各部材が高周波振動する。この振動は粘性減衰作用により早期 ($t=t_1+\Delta t$) に消滅する。そこで、この高周波振動が瞬時に消滅し、破断と同時刻 ($\Delta t \rightarrow 0$ に相当) に同(d)図に示す鉛直および回転方向の静的釣合状態に達すると仮定する^{脚注)}。これは、鉛直・回転方向の運動を静的縮約することに対応する。この仮定の下では破断前後で接合点の水平変位 u_1 と速度 $\dot{u}_1$ は連続となるが、鉛直変位、回転角とそれらの速度は不連続となる。なお、本数値解析法では、高周波振動を追跡しない等の理由により、解析時間を非常に短くできる。

脚注) 筆者らは、破断時に高周波振動が発生しそれが早期に消滅する応答を、コンシステント質量行列を用いて全自由度の慣性力を考慮した数値解析により追跡した。その結果と本数値解析結果を比較し、導入する仮定の正当性を確認した²³⁾。

次に、図3に示した骨組挙動に関して、エネルギー応答を図4に模式的に示す。運動エネルギーを E^K 、内部エネルギー (ここでは弾性ひずみエネルギー) を E^H で表す。破断の直後に発生する高周波振動は、仮定より瞬時に減衰し消滅する。この場合、破断時刻において、水平方向速度は連続であるため運動エネルギーは連続となるが、内部エネルギーは一部が消滅し、振動エネルギー $E^K + E^H$ が減少する。この消滅したエネルギーを破断時散逸エネルギー E^F と定義する。なお、破断時には破断面の形成のためにエネルギーが消費される。本論文ではこの消費エネルギーの評価は行わないが、破断時散逸エネルギー E^F に含まれるものである。

3. 地震応答解析

構築した数値解析法を用いて、梁端部のみが脆性破壊する10層3スパン骨組の地震応答解析を行い、応答特性を明らかにする。このとき梁端部が十分塑性変形し破断しない場合の解析も平行して行い応答を比較する。

3. 1 解析骨組

図5に示す10層3スパン平面骨組を考える。階高は全層3m、スパン長は全て6mである。質量は節点 (柱梁接合部) に集中させ全て20tonとする。柱は弾性を保持すると仮定する。また、梁端部の破断モーメント M_F は降伏モーメント M_Y と等しい場合を想定する。柱部材 (C1~C4) および梁部材 (G1~G4) の断面諸量を表1に示す。ヤング係数は2100 tonf/cm²とする。解析骨組の1次固有周期は1.007秒、2次は0.357秒である。減衰定数は1次固有振動に対して0.02とする。

比較するため、破断が生じない場合の解析も行うが、この場合は梁端部に塑性ヒンジが形成されると仮定する。塑性ヒンジ特性は図6に示すバイリニア型とし、勾配 k^P は、梁部材の逆対称塑性曲げ変形時の復元力の勾配が弾性勾配の1/100となるように設定する。

3. 2 入力地震動

入力地震動には、El Centro 1940 NS, Hachinohe 1968 NS, Kobe 1995 NS (神戸海洋気象台) の各波形を最大速度振幅が50cm/secとなるように基準化して用いる。入力地震動の継続時間はいずれも20秒とする。

3. 3 解析結果

3. 3. 1 塑性ヒンジ・破断発生部位

図7-1~7-3に、塑性ヒンジが形成した部位および破断が生じた部位を●で示す。各数字は次式に示す μ の値を表す。これは破断しない場合には塑性率となる。

$$\mu = \frac{\theta_Y + \varphi_{\max}}{\theta_Y} \quad (1)$$

ここに、 $\varphi_{\max}$ は破断しない場合は最大塑性ヒンジ回転角、破断する場合は最大ヒンジ回転角を表し、 θ_Y

図5 解析骨組

表1 部材断面諸量

		断面2次モーメント (cm ⁴)	降伏(破断) モーメント (tonf・cm)	断面積 (cm ²)
柱	C1	200000	infinity	400
	C2	160000	infinity	350
	C3	120000	infinity	300
	C4	80000	infinity	250
梁	G1	150000	18000	—
	G2	120000	15000	—
	G3	90000	12000	—
	G4	60000	9000	—

図6 塑性ヒンジ特性
(破断しない場合)

は梁部材の逆対称曲げ変形時の降伏部材角を表す。

破断しない場合：HachinoheNS入力時にはほとんど塑性変形しない。一方、ElCentroNSおよびKobeNS入力時には、最上層から数層を除くほぼ全域に渡り塑性ヒンジが形成されており、かつ塑性率分布に偏りが少ない。

破断する場合：ElCentroNS入力時には上層の6層、

HachinoheNS入力時には下層の6層、KobeNS入力時には中間の5層に、それぞれ破断部位が集中している。地震波により破断部位に相当の違いが見られる。また、HachinoheNS入力時の破断しない場合と破断する場合を比較すると、一度破断が生じるとそこに変形が集中し破断部位が拡大していく性質があることが分かる。

3. 3. 2 最大層間変形角

図8に最大層間変形角分布を示す。

破断しない場合：概ね0.01付近の値をとっており、良好な変形分布であると言える。

破断する場合：破断が集中する数層に最大層間変形角が偏って大きくなっており、最大値は0.03を超えている。

3. 3. 3 最上層水平変位時刻歴

図9-1～9-3に最上層の水平変位時刻歴曲線を示す。弾性時の1次固有周期は約1秒であるが、破断する場合、最終状態での1次固有周期はいずれのケースも長くなり、約3秒に達する。また、ElCentroNS入力時には、破断する場合の振幅が破断しない場合よりかなり大きいに対し、KobeNS入力時には両者の差は小さい。

3. 3. 4 エネルギー応答

地震外乱を受け弾塑性挙動する構造物に関して、次式で表されるエネルギーバランスが成立する。

$$E^K + E^D + E^H = E^I \quad (2)$$

ここで、 E^K は運動エネルギー、 E^D は減衰による散逸エネルギー、 E^H は内部エネルギー、 E^I は入力エネルギーを表す。内部エネルギー E^H は、部材の弾性ひずみエネルギーと塑性変形に伴う履歴消費エネルギーの合計である。入力エネルギー E^I は、地震によるものと自重と鉛直方向変位によってなされるものの合計である。

一方、応答中に部材が破断する場合には、2. 4節で定義した破断時散逸エネルギー E^F を考慮して、エネルギーバランスを表す式は次式となる。

$$E^K + E^D + E^H + E^F = E^I \quad (3)$$

図10-1～10-3に、エネルギー応答を示す。破断する場合、いずれの結果においても、入力エネルギー E^I に占める破断時散逸エネルギー E^F の割合が大きいのが特徴的である。特に、ElCentroNSおよびKobeNS入力時は、破断時散逸エネルギーが、破断しない場合の履歴消費エネルギーと同レベルに達している。また、20秒後の入力エネルギーを比較すると、破断しない場合の値に対する破断する場合の値の比は、ElCentroNS入力時は1.2、HachinoheNS入力時は2.1と、破断する場合の方が大きくなるのに対し、KobeNS入力時は0.65と破断する場合の方がかなり小さくなっている。この違いは、破断後の入力エネルギーの変化の特性が、地震動によって大きく異なることに起因している。

(a) 破断しない場合

(b) 破断する場合

図7-1 塑性ヒンジ・破断発生部位 (El Centro NS 入力)

(a) 破断しない場合

(b) 破断する場合

図7-2 塑性ヒンジ・破断発生部位 (Hachinohe NS 入力)

(a) 破断しない場合

(b) 破断する場合

図7-3 塑性ヒンジ・破断発生部位 (Kobe NS 入力)

(a) 破断しない場合

(b) 破断する場合

図8 最大層間変形角

図9-1 最上層水平変位時刻歴 (El Centro 1940 NS 入力)

図9-2 最上層水平変位時刻歴 (Hachinohe 1968 NS 入力)

図9-3 最上層水平変位時刻歴 (Kobe 1995 NS 入力)

図10-1 各エネルギー時刻歴 (El Centro 1940 NS 入力時)

図10-2 各エネルギー時刻歴 (Hachinohe 1968 NS 入力時)

図10-3 各エネルギー時刻歴 (Kobe 1995 NS 入力時)

3. 3. 5 柱端部最大曲げモーメント

梁端部の脆性破壊の発生によって骨組が倒壊に対してどの程度危険になるかを評価するには、応答中の柱断面力の状態を調べるのが重要である。Appendixに梁端部と同様に柱端部も破断すると仮定した場合の解析結果を示すが、この場合早期に層崩壊に至る。柱部材は破断はもちろん塑性変形もさせない方が望ましい。

図11に、柱端部の最大曲げモーメントおよびモーメント比を示す。図(a)は破断しない場合の最大曲げモーメント (単位: $\times 10^4 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$) を表す。値が1より小さいとき○で表し、1より大きいときは●で表すが●の直径は値に応じて大きくした。図(b)は、破断する場合の最大曲げモーメントの破断しない場合の最大曲げモーメント、すなわち図(a)、に対する比を表す。値が大きいものから約20カ所を●で、その他を○で表す。破断

する場合は、破断しない場合に比べ、外側柱の柱端モーメントが大きくなる傾向があることが分かる。

3. 3. 6 柱端部曲げモーメント～軸力関係

外側柱は応答中の軸力変動が大きい。そこで本節では、外側柱の曲げモーメント～軸力関係を調べる。例として、図11(b)の(III)に示したKobeNS入力時に破断する場合モーメントが比較的大きくなる、左側柱の3層柱脚および8層柱頭について曲げモーメントと軸力の関係を図12に示す。この部位は、図7-3(b)および図8(b)から分かるように破断により層間変形角が大きくなる領域の上下境界であり、柱の曲げ変形が大きくなる場所である。数値解析では柱の降伏モーメントを無限大としたが、図12では作図上、降伏応力 3.0 tonf/cm^2 の理想化サンドイッチ断面を仮定した場合の降伏モーメントおよび降伏軸力で除すことにより正規化している。

図11(a) 柱端部最大曲げモーメント ($\times 10^4 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$) : 破断しない場合

図11(b) 柱端部最大曲げモーメント比 :

破断する場合の最大曲げモーメント

破断しない場合の最大曲げモーメント

3層柱脚では、破断する場合の方が曲げモーメントの最大値が大きくなるが、破断後の軸力変動は小さくなる。その結果、降伏曲線までの余裕度という点では、破断する場合と破断しない場合は同程度となっている。一方、8層柱頭では、M~N 曲線の勾配の差が少なく、破断する場合の方が降伏曲線に接近している。

4. 予め破断位置にヒンジを配置した解析

破断が骨組に及ぼす影響を簡単に評価するため、被害調査結果から判明した破断部位に、地震動入力前から予めヒンジを配置して地震応答解析を行い、その応答特性を評価する方法が考えられる。本章では、この方法の妥当性を明らかにする。図7-3(b)に示したKobe NS入力時の破断部位に予めヒンジを配置した骨組に、Kobe NS波（最大速度：50cm/sec）を入力する。

4. 1 解析結果

図13(a)に最上層の水平変位時刻歴曲線を示す。予めヒンジを配置する骨組の方が、応答中に破断する場合

図12(I) 左側柱3層柱脚部曲げモーメント～軸力関係

図12(II) 左側柱8層柱頭部曲げモーメント～軸力関係

図13(a) 最上層水平変位時刻歴

図13(b) 各エネルギー時刻歴：予めヒンジ配置

よりも振幅が小さい。図13(b)にエネルギー応答を示す。図10-3(b)と比較して、予めヒンジを配置する場合の方が、入力エネルギーがかなり少なく評価されている。

4. 2 考察

予めヒンジを配置する場合、骨組の1次固有周期が最初から約3秒と長くなっており、このことが地震動の入力エネルギーが実際に入力される量よりもかなり少なく評価される原因になっていると考えられる。また一方では、地震動と骨組の組み合わせによっては、逆に大きく評価されるケースも予想される。以上より、予めヒンジを配置した骨組の地震応答解析を行うことにより、振動中に破断が生じる骨組の応答を推測する方法は妥当ではないといえる。

5. 結論

想定した破断要素モデルが組み込まれた骨組モデルの動的応答を的確に追跡できる数値解析法を構築した。この解析法を用いて、振動中に梁端部が破断する10層3スパン鋼構造骨組の地震応答を解析した。破断が応答に及ぼす影響として以下の点を明らかにした。

(1) 破断が生じないとしたモデル解析では、広範囲に渡って塑性ヒンジが形成され、変形も全層に渡って均一化する骨組においても、破断が生じるモデルでは、特定の数層に破断部位が偏り、その結果それらの層に変形が集中する。

(2) (a)破断時散逸エネルギーの総量が、破断が生じない場合の履歴消費エネルギーと同レベルに達する場合がある。

(b)破断が生じる場合の入力エネルギーは、破断が生じない場合の入力エネルギーと比較して、大きくなる場合もあれば小さくなる場合もある。(a),(b)いずれの特性も、入力地震動特性に大きく影響を受ける。

(3) 梁端部が破断する場合、外側柱の柱端曲げモーメントが大きくなるのに対し、軸力変動は小さくなる。

(4) 破断が骨組応答に及ぼす影響を評価するときに、破断部位に予めヒンジを配置した骨組について応答解析を行うと、振動中に破断が生じる骨組の応答とは全く異なった結果を得ることになる。

謝辞

フジタ技術研究所構造研究部主席研究員寺岡勝氏には、有益なご意見や資料の提供をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) Bertero V. V., Anderson J. C. and Krawinkler H.: Performance of steel building structure during the Northridge earthquake, Report No. UCB/EERC-94/09, Earthquake Research Center, August 1994
- 2) 中島正愛：ノースリッジ地震に見る鉄骨接合部の被害，建築技術，1994年9月号，pp.66-73.
- 3) 山内泰之，向井昭義：S造の被害，建築技術，1995年8月号，pp.90-93.
- 4) 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
- 5) 寺田岳彦，坂本真一，真瀬伸治，岡澤岳：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，清水建設研究報告，第62号，pp.61-73，1995年10月
- 6) 寺岡勝，他4名：1995年兵庫県南部地震による9階建鉄骨造建物の被害調査と検討（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，発表予定，1996年9月
- 7) 桑村仁，佐藤義也：強震を受ける柱降伏型多層骨組の脆性連鎖崩壊，日本建築学会構造系論文集，第483号，pp.61-70，1996年5月.
- 8) 中村恒善：骨組構造の解析，Ⅱ骨組の非線形挙動の解析，(新建築学大系36巻)4章，pp.240-241，彰国社，1982.
- 9) Nigam, N.C. and Jennings, P.C.: Calculation of Response Spectra from Strong Motion Earthquake Records, BSSA, Vol.59, No. 2, Apr. 1964, pp. 909-922.
- 10) 加藤勉，森田耕次：極厚鋼部材の脆性破壊，日本建築学会構造系論文報告集，第156号，pp.1-10，1969年2月.
- 11) 加藤勉，森田耕次，橋本健一：極厚鋼部材の脆性破壊（その2），日本建築学会構造系論文報告集，第176号，pp.11-16，1970年10月.
- 12) 藤本盛久，他4名：柱はり溶接接合部の破壊特性の検討，日本建築学会構造系論文報告集，第349号，pp.81-90，1985年3月.
- 13) 藤本盛久，他4名：柱はり溶接接合部の力学的性状およ

び破壊に及ぼす影響について、日本建築学会構造系論文報告集、第357号、pp.81-88、1985年11月。

- 14) 立山英二、井上一朗、杉本正三、松村弘道：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形断面はりの耐力と変形性能に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第389号、pp.109-121、1988年7月。
- 15) 田淵基嗣、他4名：角形鋼管柱に接合されるH形鋼はり端部の曲げ耐力の評価、日本建築学会構造系論文報告集、第389号、pp.122-131、1988年7月。
- 16) 中込忠男、青木博文：塑性歪を受けた構造用鋼材の力学的性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38B、pp.369-376、1992年3月。
- 17) 立山英二、井上一朗、甲津功夫：現場溶接型のスカラップを設けた梁がH型鋼柱に接合される場合の塑性変形性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集C構造II、pp.1535-1536、1992年8月。
- 18) 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、pp.187-196、1994年1月。
- 19) 坂本真一、矢部喜堂、真瀬伸治：現場溶接接合形式の柱梁接合部における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456号、pp.69-79、1994年2月。
- 20) 秋山宏、桑村仁、浅川達也、萩原行人：冷間プレス成形角形鋼管溶接接合部の破壊特性、日本建築学会構造系論文報告集、第471号、pp.163-172、1995年5月。
- 21) 田淵基嗣、田中丈之：スカラップに起因する梁フランジの脆性破壊に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集C-1構造III、pp.543-544、1995年8月。
- 22) 上谷宏二、田川浩：梁端部下フランジの脆性破壊を伴う鋼構造骨組の地震応答、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.181-184、1996年7月。
- 23) 大野茂、上谷宏二、田川浩：断面力に時刻歴不連続を生じる平面骨組の動的挙動解析～破壊を生じる鋼構造骨組の動的挙動特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、発表予定、1996年9月。
- 24) 上谷宏二、田川浩：梁端部の脆性破壊が鋼構造骨組の地震応答に及ぼす影響、第45回応用力学連合講演会予稿集、pp.107-108、1996年1月。

表A1 部材断面諸量

		断面2次モーメント (cm ⁴)	降伏(破断) モーメント (tonf・cm)	断面積 (cm ²)
柱	C1	200000	27000	400
	C2	160000	22500	350
	C3	120000	18000	300
	C4	80000	13500	250
梁	G1	150000	18000	—
	G2	120000	15000	—
	G3	90000	12000	—
	G4	60000	9000	—

図A1 破断部位

図A2 最大層間変形角

図A3 最上層水平変位時刻歴

Appendix：柱端部の脆性破壊を考慮した数値応答解析

ここでは、梁端部のみならず柱端部も破断すると仮定したときの応答特性を明らかにする。

A1. 解析骨組

図5に示した骨組を考える。部材断面は、本文中では柱の降伏(破断)モーメントを無限大としたが、ここでは表A1に示すように同一層の梁の降伏(破断)モーメントの1.5倍とする。軸力は破断条件に考慮しない。

A2. 入力地震動

入力地震動は、Kobe1995 NSの波形を最大速度振幅が50cm/secとなるように基準化して用いる。いずれかの層の層間変形角が0.05に達した時点で解析を終了する。

A3. 解析結果

A3.1 破断発生部位

図A1に破断が生じた部位を示す。4～6層に破断が集中して生じ、3層に渡る層崩壊のメカニズムが形成されている。

A3.2 最大層間変形角

図A2に最大層間変形角を示す。メカニズムを形成した4～6層の変形角が著しく大きくなっている。

A3.3 頂点水平変位

図A3に頂点水平変位の時刻歴を示す。波線は、図9-3に示した梁端部のみが破断する場合である。柱端部に破断が生じる場合は極めて早期に崩壊に至ることが分かる。

A4. 考察

最終的に層崩壊に至るが、その過程を細かく見ると、まず

4, 5 層の梁端部が破断し、その層に変形が集中する。その後、短時間に 4 層柱脚と 6 層柱頭で柱端部が破断し、メカニズムが形成し崩壊する。柱端部の破断が一カ所で生じると同一高さの他の柱端部も続いて破断するのが特徴的である。

完全溶込み溶接された 10 層程度の鋼構造骨組の被害では、このような層崩壊は実際には見られなかったが、もし柱端部が破断するようなことがあれば甚大な被害につながることを考えられ、柱端部の破断が生じないように設計すべきである。

(1995年12月10日原稿受理, 1996年7月3日採用決定)