

1. まえがき

鋼製ラーメン構造物には変断面部材が多用されている。しかし、現行設計法¹⁾において、部材断面の配置は弾性限度に基づいており、構造物の非弾性地震応答特性はとくに考慮されていない。そのため、地震時の構造物損傷の主要因となる累積塑性変形という点から、変断面部材の断面構成法を検討しておく必要がある。

筆者らは、これまでに変断面片持ち柱の動的弾塑性性状を数値解析によって調べてきた^{2), 3)}。そして、構成断面ごとの累積塑性変形と履歴エネルギー分担率という点から柱の崩壊パターンを分類し、柱基部断面崩壊型が耐震上有利であることを指摘し、その条件を具体的に提示した。

本研究では、隅角部腹板のせん断変形^{4)~6)}および鋼材の履歴特性⁷⁾を考慮して、門形ラーメンの弾塑性地震応答解析を行ったものである。すなわち、崩壊パターンを分類するための基本パラメータを示し、隅角部腹板の塑性せん断変形がラーメンの非弾性応答性状に及ぼす影響を調べ、構成断面ごとの累積ひずみ性状と履歴エネルギー分担の特性から断面構成法について検討した。

2. 隅角部腹板の弾塑性せん断変形を考慮したラーメンの動的弾塑性解析法

(1)隅角部腹板のモデル化と座標変換マトリックス

本研究では、箱形断面のはり・柱からなる平面骨組の動的弾塑性解析²⁾に隅角部腹板のせん断変形挙動を考慮した。

まず、隅角部腹板内は一定せん断ひずみで、フランジ・ダイヤフラムの枠組の影響はないものと仮定した。つぎに、文献6)を参照して、Fig.1に示すように、腹板中心点 O を剛体回転角 θ_0 とせん断変形角 γ を含む4自由度節点として取り扱った。そして、時刻 t_i から $t_i + \Delta t$ の増分解析では、はり・柱要素の腹板各辺上の増分節点力 ΔF_i と変位 ΔU_i を中心点 O の節点力 ΔF_0 と変位 ΔU_0 に変換するようにした。すなわち、

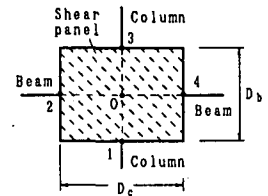
$$\Delta U_0 = \lambda_i \Delta U_i, \Delta F_0 = \lambda_i \Delta F_i \quad (i=1 \sim 4) \dots (1a, b)$$

ここに、 λ_i ：節点 i から腹板中心点 O への座標変換マトリックスであり、幾何学的な関係から、腹板寸法 D_b と D_c 、時刻 t_i における剛体回転角 θ_0 とせん断変形角 γ によって表される。また、隅角部腹板のせん断変形に寄与するモーメントを ΔM_γ とすると、 ΔM_γ と増分せん断変形角 $\Delta \gamma$ との関係は次式で近似できる⁶⁾。

$$\Delta M_\gamma = 2G^* t_w D_b D_c \cdot \Delta \gamma \dots (2)$$

ここに、 t_w ：隅角部腹板厚、 D_b 、 D_c ：Fig.1およびFig.2参照、 G^* ：接線せん断係数。

(2)変断面ラーメンの解析モデルと崩壊パターンに関する基本パラメータ



(a) Beam-to-column connection of frame

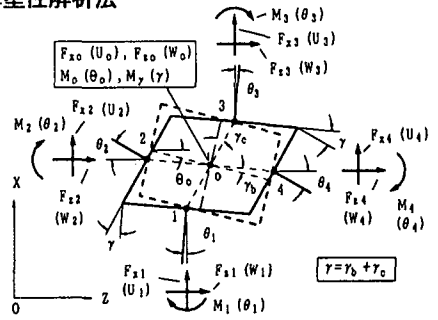
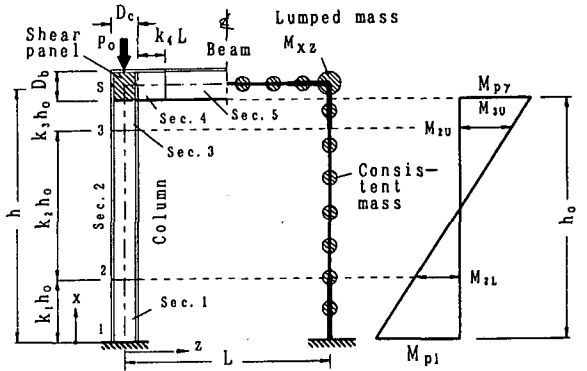
(b) Shear panel after deformation and definition of angles γ , θ and θ_0

Fig. 1 Shear deformation of beam-to-column connection



(a) Frame subjected to horizontal ground motion

Fig. 2 Frame with variable cross-section and ultimate bending moment diagram of columns

a. 解析モデルと水平地動

水平地動を受ける門形ラーメンの解析モデルを Fig.2(a) に示す。はり・柱部材は Sec.1~5 の 5 断面からなり、柱頭部に定鉛直荷重 P_0 を仮定した (Table 1 参照)。また、柱頭部の集中質量 $M_{x,z}$ については、ラーメンの弾性一次固有周期 T が約 1 s となるように設定した。水平地動加速度 $\ddot{U}_{0,x}$ には、El-Centro 波の NS 成分記録の最初の 8 秒間を 2 ($=\alpha_0$) 倍に増幅して用いた。

b. 崩壊パターンの予測のための塑性化パラメーター α_p

変断面片持ち柱の非弾性応答性^{2), 3)}を参考にすると、変断面門形ラーメンでは、耐力低下が小さいせん断卓越型の隅角部⁴⁾と抵抗断面力が大きい柱基部とで塑性変形するような崩壊パターン (Mode G) が耐震上有利になると予想される。このときの柱の終局曲げモーメント分布は、Fig.2(b) のようになる。

まず、本研究では、同図をもとにして、断面構成によって種々変化するラーメン柱部材の塑性変形箇所を把握できるように、隅角部腹板と断面 Sec. i の塑性化に関するパラメーター α_{pi} を導入した。すなわち、

$$\alpha_{pi} = M_{py} / M_{pi} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 M_{py} : 隅角部腹板の全塑性せん断変形に対応する塑性モーメント ($= 2D_b D_c t_w \tau_y$)、 M_{pi} : 断面 Sec. i の全塑性モーメントである。

つぎに、柱の中間断面 Sec.2 および隅角部補強範囲の断面 Sec.3 で塑性変形集中しないための条件として、 $M_{2L} < M_{p2}$ と $M_{2U} < M_{p2}$ および $M_{py} < M_{p3}$ を仮定し、各断面の長さを $k_i h_0$ とすると、次式を誘導できる

$$\bar{\alpha}_{p2} = \text{Max.} [\alpha_{p2} \{ \alpha_{p1} (k_1 + k_2) - k_3 \} / \alpha_{p1}, \alpha_{p2} \{ k_2 + k_3 - \alpha_{p1} k_1 \} / \alpha_{p1}] < 1 \dots\dots (4)$$

$$\alpha_{p3} < 1 \dots\dots\dots (5)$$

α_{p3} が十分に小さいものとして、 $\bar{\alpha}_{p2}$ によるラーメンの崩壊パターンの変化を模式的に示すと Fig.3 のようになる。本文では、この $\bar{\alpha}_{p2}$ を用いてラーメンの非弾性応答特性を整理し、断面構成法について考察する。

$\bar{\alpha}_{p2} = 0.87$ のときの解析モデルの寸法諸元と材料特性を Table 1 にまとめる。同表において、隅角部補強範囲 (Sec.3、長さ $B/2$) の曲げ・圧縮降伏よりも隅角部腹板のせん断降伏が先行するように、 $\alpha_{p3} = 0.7$ としている^{4), 5)}。また、はり部材については、桁高 ($= D_0$) を大きくして、ほぼ弾性応答を呈するようにした。

(3) 運動方程式の数値積分と応力 σ -ひずみ ε 曲線

動的解析では、減衰の影響を無視し、運動方程式の数値積分に平均加速度法を用いた²⁾。復元力の計算には、材料学的・幾何学的非線形性を考慮し、はり・柱断面内では垂直応力・垂直ひずみ、また隅角部腹板ではせん断応力・せん断ひずみを用いて、弾性・塑性の判定を行った。

材料の σ - ε 関係には、鋼材の履歴特性の影響を調べるため、①塑性域の勾配 E^p を弾性域 E ($= 2.06 \times 10^5$ MPa) の 1/100 としたバイリニア・モデル、②藤本ら⁷⁾によって提案されている繰返し σ - ε モデルの 2 種類を仮定した。藤本らのモデルでは、 σ - ε 関係を決定する硬化パラメーターは、降伏点 σ_y 、初期境界曲面の切片 σ_{in}^p と傾き E^p 、および、ひずみ硬化開始時のひずみ ε_{sh} の 4 つである。本文の解析では、文献 7) に示された SS400 および SM490 材の値を参考にして、これらのパラメーターを設定している (Table 1 参照)。

Table 1 Dimension and mechanical properties of frame ($\bar{\alpha}_{p2} = 0.87$)

Items Sec. i	Dimension			Mechanical properties				Cross-section of Sec. i
	D_i (cm)	t_{ri} (cm)	t_{wi} (cm)	σ_{yi} (MPa)	σ_{in}^p (MPa)	E^p (MPa)	ε_{sh} (%)	
1	96	3.2	2.56	353	514	834	0.0130	
2	96	2.6	2.08	314	448	785	0.0125	
3	96	3.6	2.88	314	448	785	0.0125	
4 and 5	120	3.6	2.88	314	448	785	0.0125	

Notes: $h=15\text{m}$, $L=12\text{m}$, $B=1.2\text{m}$, Shear panel $D_c \times D_b \times t_w = 96\text{cm} \times 120\text{cm} \times 2.88\text{cm}$, $k_1=0.24$, $k_2=0.72$, $k_3=0.041$, $P_0=6,419\text{kN}=0.2N_{y2}$, N_{y2} : Fully-plastic uniaxial force of Sec.2, $\alpha_{p3}=0.70$, σ_{yi} : Yield point of Sec. i , σ_{in}^p and E^p : Initial size and slope of bounding surface⁷⁾, respectively, ε_{sh} : Strain where strain hardening begins to occur, and Poisson's ratio: $\nu=0.3$.

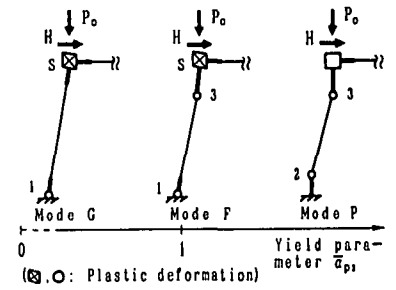


Fig.3 Fundamental collapse patterns of portal frame

3. 変断面ラーメンの非弾性地震応答性状

式(4)の $\bar{\alpha}_{p2}$ が約0.6~1.2 となるように Sec.2の鋼材特性を変化させ、ラーメンの地震応答解析を行った。以下に、代表的な結果を示す。なお、応力やひずみについては、すべて降伏応力、降伏ひずみで無次元表示している。無次元化に用いた諸量は、降伏垂直ひずみ ε_{yi} 、降伏曲率 ϕ_{yi} 、降伏せん断応力 τ_y 、および、降伏せん断ひずみ γ_y である。ここに、下添え字 i は、断面Sec. i を意味する。

(1) 水平復元力 H - 水平変位 δ 曲線と隅角部

腹板のせん断応力 τ - せん断変形角 γ 曲線

パラメーター $\bar{\alpha}_{p2}=0.58, 0.87$ および 1.16 のときに代表させて、柱頭部の復元力 H - 変位 δ 曲線と隅角部腹板の τ - γ 曲線を Fig.4 に示す。

この図から、 σ - ε 曲線に①バイリニア・モデル、②繰り返し σ - ε モデルのいずれを用いても、 H - δ 曲線に大きな差異は見られないことがわかる。また、隅角部腹板では、①、②ともに、 $\bar{\alpha}_{p2}=1.16$ のとき弾性状態にあるが、 $\bar{\alpha}_{p2}$ が小さくなると、 τ - γ 曲線のループが大きくなり、塑性化が顕著になっている。その際、せん断変形角の最大応答値は、②よりも①の方が大きい。

(2) 柱部材軸方向のひずみと吸収エネルギーの分布

繰り返し σ - ε モデルを用いた結果から、柱頭部の水平変位反転時の柱部材軸方向の軸ひずみ ε_{oi} 、曲率 ϕ_i および単位長さあたりのひずみエネルギー w の分布を求めた。その結果を Fig.5 に示す。

この図からわかるように、 $\bar{\alpha}_{p2}=1.16$ のとき、柱基部Sec.1は弾性状態に留まり、中間断面Sec.2の上下部でひずみの累積が大きい。とくに隅角部補強範囲(Sec.3)の直下で塑性変形集中が著しい。そして、 $\bar{\alpha}_{p2}$ が小さくなると、Sec.2での累積ひずみは激減し、上記(1)を踏まえると、塑性変形箇所は徐々に柱基部と隅角部腹板に移っていることがわかる。

また、 $\bar{\alpha}_{p2}=0.87$ のとき、Sec.1とSec.2では、ほぼ同じ大きさの累積ひずみが現れている。しかし、同図(c)からわかるように、Sec.2のエネルギー分布はSec.1に比べて小さい²⁾。

ここで、 $\bar{\alpha}_{p2}=0.87$ と 0.58 のとき、柱基部における累積ひずみとエネルギー分布は同程度である。したがって、 $\bar{\alpha}_{p2}=0.87 \rightarrow 0.58$ となる

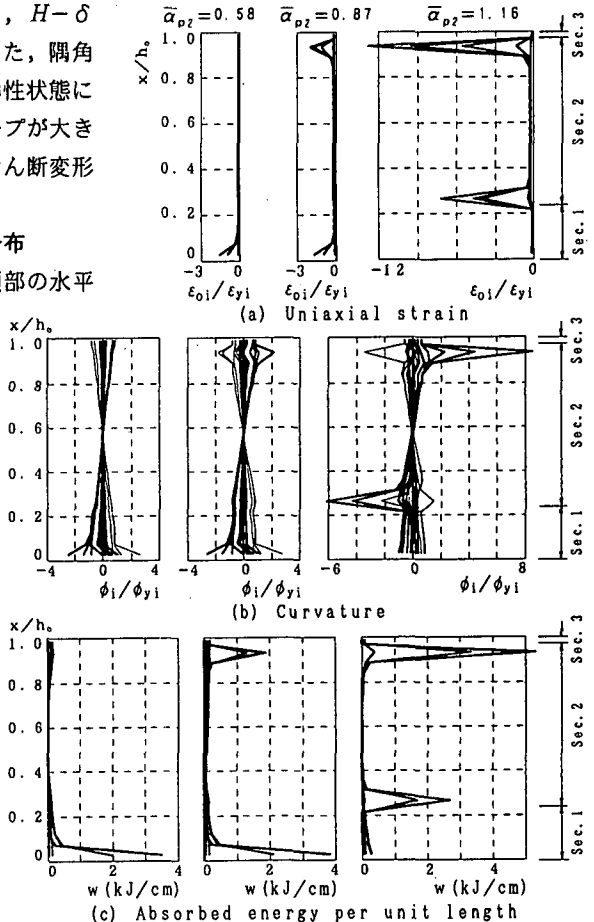
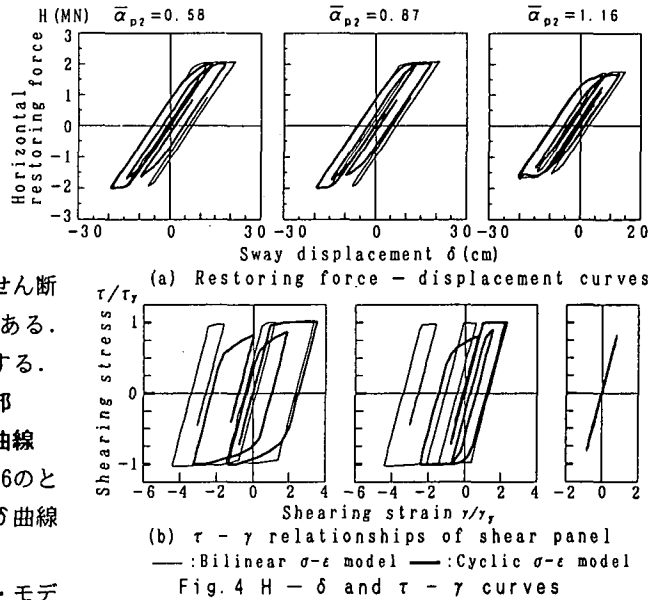


Fig. 5 Distribution of strain and absorbed energy of columns (cyclic σ - ε model)

と、Sec.2の塑性変形に費やされたエネルギーはほぼ隅角部腹板が分担していることになる。

(3)構成断面の絶対累積塑性ひずみと履歴エネルギー分担
柱基部(Sec.1)と中間断面(Sec.2)上部の増分塑性軸ひずみ $\Delta \varepsilon_{opi}$ と曲率 $\Delta \phi_{pi}$ 、および、隅角部腹板の増分塑性せん断変形角 $\Delta \gamma_p$ の絶対値和(以下、絶対累積塑性ひずみという)の変動をFig.6(a)に示す。また、ラーメンの履歴エネルギーを W_T 、Sec.1~3および隅角部腹板の履歴エネルギー分担をそれぞれ $W_1 \sim W_3$ および W_r とし、 $\bar{\alpha}_{p2}$ による $W_1/W_T \sim W_3/W_T$ および W_r/W_T の変動を同図(b)に示す。

これらの図から、 $\bar{\alpha}_{p2} < 0.75$ になると、柱中間断面のSec.2はほぼ弾性状態に留まり、柱基部と隅角部腹板が塑性変形するMode Gの崩壊パターンとなることがわかる。また、 $0.75 < \bar{\alpha}_{p2} < 1.15$ と $\bar{\alpha}_{p2} > 1.15$ の範囲が、それぞれMode FおよびPに対応している(Fig.3参照)。

ここで、Mode FおよびPのようにSec.2で塑性変形を認めるとき、Fig.2(b)の終局曲げモーメント図から明らかなように、Sec.2には柱基部や隅角部補強範囲よりも抵抗断面力が小さい断面を配置することになる。この点に着目して、絶対累積塑性ひずみと履歴エネルギー分担率、ならびに、上記(2)で示した累積ひずみとエネルギー分布の関係をみると、最初に2. (1)b.で述べたように^{2), 3)}、塑性ひずみの発生に対して効率のよい履歴エネルギー分担を期待できるのはMode Gであると言える。

なお、①バイリニア・モデルと②繰り返し $\sigma-\varepsilon$ モデルによる結果を比較すると、 $\bar{\alpha}_{p2}$ による絶対累積塑性ひずみと履歴エネルギー分担率の変動特性はよく一致している。また、①、②のいずれを用いても、崩壊パターンを分類するための $\bar{\alpha}_{p2}$ 値はほとんど変わらないことがわかる。

4. まとめ

本研究は、変断面門形ラーメンの非弾性地震応答解析を通じて、崩壊パターンを分類するための基本パラメーターを示し、それをもとに断面構成法を導いたものである。主な結論は以下のとおりである。

- 1) 塑性化パラメーター $\bar{\alpha}_{p2} > 1.0$ の範囲では、隅角部腹板の塑性せん断変形によるエネルギー吸収をほとんど期待できず、柱中間断面での累積ひずみが著しく大きくなり、耐震上好ましくない。
- 2) 累積ひずみに対する履歴エネルギー分担の効率という点から、 $\bar{\alpha}_{p2} < 0.75$ の範囲の柱の断面構成が耐震上有利である。このとき、門形ラーメンは隅角部腹板と柱基部断面で塑性変形する崩壊パターンを呈する。
- 3) 数値解析で仮定した2種類の $\sigma-\varepsilon$ 曲線(バイリニア・モデル、繰り返し $\sigma-\varepsilon$ モデル)に対して、3つの崩壊パターン(G, F, P)を分類する $\bar{\alpha}_{p2}$ の範囲はほぼ一致した。

謝辞：本研究の実施に際しては平成6年度の市川国際奨学財団の研究助成および大同工業大学・研究奨励金の補助を受けたことを付記し、謝意を表します。

参考文献 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II鋼橋編，1994年2月。 2) 酒造敏廣：水平地動を受ける鋼変断面片持ち柱の動的弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No.501/I-29，pp.75~84，1994年10月。 3) 酒造敏廣：累積塑性ひずみと履歴エネルギー吸収に着目した鋼変断面柱の地震応答解析，第9回地震工学シンポジウム(1994)論文集，pp.1639~1644，1994年12月。 4) 酒造敏廣，事口壽男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，土木学会，pp.121~134，1991年3月。 5) 中井 博，酒造敏廣，橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について，土木学会論文集，No.455/I-21，pp.95~104，1992年10月。 6) 谷 資信：骨組構造の解析，建築物の構造解析シリーズII，技報堂，pp.27~41，1976年12月。 7) 藤本盛久，橋本篤秀，中込忠男，山田文富：構造用鋼材の多軸応力状態における繰り返し応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文報告集，No.356，pp.93~102，1985年10月。

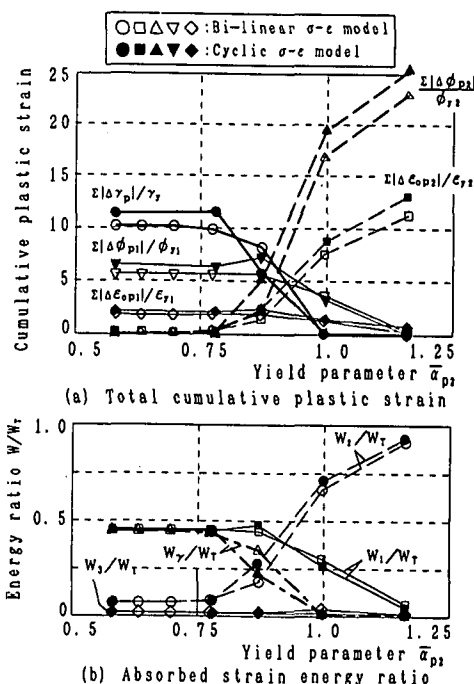


Fig. 6 Variation of cumulative strain and absorbed strain energy every cross-section due to yield parameter