

はり中央腹板の塑性せん断変形を伴う鋼変断面 ラーメンの非弾性地震応答性状*

酒造敏廣**, 事口壽男***, 長田好夫****

** 工博 大同工業大学 助教授 工学部建設工学科 (〒457 名古屋市南区白水町 40)

*** 工博 大同工業大学 教授 工学部建設工学科 (〒457 名古屋市南区白水町 40)

**** 工修 (株)フジエンジニアリング 調査設計部 (〒532 大阪市淀川区東三国 4-13-3)

本論文は、鋼門形ラーメンの非弾性地震応答解析を行い、はり中央腹板の塑性化を伴うラーメンの非弾性性状を調べたものである。まず、隅角部域を含めたはり部材のせん断降伏に関する基本パラメーターを導き、隅角部腹板とはり中央腹板の塑性化について考察する。つぎに、地震応答解析を通じて、はり中央腹板の塑性化によるラーメンの非弾性応答性状の変動を調べ、損傷メカニズムを明らかにする。最後に、はり中央腹板でせん断崩壊が起こるときのラーメンの崩壊モードの特徴をまとめて、耐震面から見た変断面はり部材の断面構成法について考察する。

Key Words: steel frame, variable cross-section, earthquake response, shear collapse of beam

1. はじめに

兵庫県南部地震（1995 年 1 月）で被害を受けた鋼製橋脚には、柱の断面変化点付近での著しい塑性変形や局部座屈、はり部材中央付近の腹板（以下、Shear panels とも記す）のせん断座屈等、材料の非弾性域に及ぶ大きな繰返し力下で、変断面構造に起因すると考えられる損傷が数多く観察されている。

しかし、従来の変断面ラーメン部材の断面構成法は弾性限度に基づくものであり^{1),2)}、非弾性範囲の地震応答性状との関連については未だ十分に明らかにされていない^{3),4)}。一般に、鋼製橋脚は静定あるいは不静定次数が低い骨組構造であるため、一断面の損傷に起因して、橋脚全体の耐震性能が損なわれることが考えられる。したがって、一つの変断面部材において、2 つ以上の構成断面が非弾性域に達する順序や塑性変形の割合（＝崩壊パターン、崩壊モード）がラーメンの耐震性にどのような影響を及ぼすかを明らかにしておく必要がある。

筆者らは、これまでに変断面の片持ち柱や門形ラーメンの地震応答解析を行ってきた^{5)~7),10)}。そして、片持ち柱では、断面変化位置付近で塑性変形を認めると、鉛直と曲げの連成振動が大きくなる傾向にあること、柱基部で塑性変形が卓越する場合に比べて塑性ひずみの累積が著しくなること等を指摘した。また、門形ラーメンの柱部材の場合も含めて、塑性ひずみの累積（＝損傷）を小さくして、履歴エネルギー分担の効率をよくするような

崩壊モードが耐震上重要であることを示し、抵抗断面力が多い柱基部や隅角部腹板（以下、Penal zone とも言う）で塑性変形を進行させるための基本的な断面構成法を提案した。

本研究は、兵庫県南部地震で見られた鋼製ラーメン橋脚の損傷の内、はり部材の中央付近で起こった腹板のせん断座屈に着目して、その発生要因を探り^{11),12)}、そのときの門形ラーメンの非弾性性状を数値解析によって調べるものである。まず、はり中央付近と隅角部腹板のせん断降伏に関連づけて、はり中央腹板の塑性化を判定できる基本パラメーターを誘導する。つぎに、それを変化させて非弾性地震応答解析を行う。そして、はりのせん断力やラーメンの復元力特性の変動を調べ、はり中央腹板の塑性ひずみの累積量と履歴エネルギー分担を対応させることにより^{5),6),7)}、ラーメンの損傷メカニズムについて考察する。最後に、これらの結果を総合して、はり中央腹板の塑性化を伴う崩壊モードの特徴をまとめ、耐震面から見た変断面はり部材の断面構成について基本的な考え方を提案する。

2. 鋼変断面ラーメンの解析モデルと非弾性地震応答解析法

2.1 解析モデルと解析方法

本研究では、Fig.1 に示すように、定鉛直荷重 P （集質量 M_z ）の作用下で、水平地動 $a_{ox}\ddot{U}_{ox}(t)$ を受ける一層一径間の門形ラーメンを対象とした。柱部材は箱形断面 Sec.1~Sec.3、はり部材は Sec.4~Sec.5 から構成されている。Sec.3 と Sec.4 の部分は隅角部の補強範囲^{2),8),9)}の柱・

* 本論文は、参考文献にあげた文献 11) の第 4 章と文献 12) に示した数値解析結果に再検討を加え、まとめ直したものである。

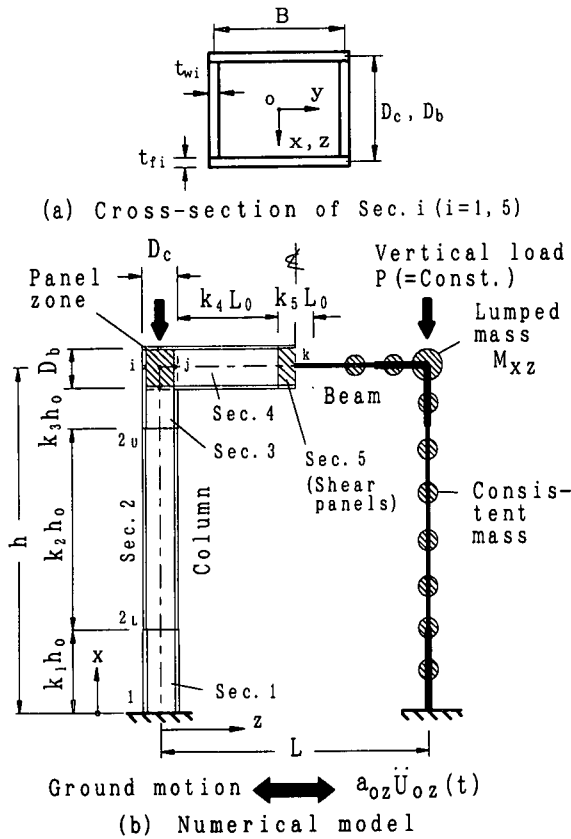


Fig.1 Portal frame with variable cross-section subjected to ground motion ($h_0 = h - D_b/2$, $L_0 = L - D_c$)

はり断面に相当する。解析では、ラーメンを同図(b)のように多自由度系の骨組にモデル化した。柱頭部の集中質量 M_x は、ラーメンの弾性一次固有周期 $T=1$ 秒となるように設定している。

解析モデルのフランジ・プレート幅 B 、柱・はりの腹板高さ D_c と D_b 、骨組高さ h およびスパン l は、鋼製橋脚の実績調査結果²⁾を踏まえて、 $B/h > 1/15$ 、 $D_c/h > 1/15$ 、 $D_b/l > 1/15$ を満たすように決めた。ただし、板要素の幅厚比等、局部座屈に関わるパラメーターについては、とくに考慮に入っていない。解析モデルの詳細については後述する (Table 1 参照)。

解析には文献 5) に示した平面骨組の動的弾塑性解析手法を用い、隅角部とはり中央 Sec.5 については、以下のようにモデル化した。

隅角部では、腹板を囲むフランジ・プレートとダイアフラムによる枠組効果を無視できるものとし^{8),9)}、腹板を一定せん断ひずみの弾塑性要素でモデル化し^{7),11)}、そのせん断変形挙動を考慮した。また、中間横荷重のないはり中央付近では、曲げモーメントよりもせん断力が卓越するため (Fig.3 参照)、隅角部腹板と同様な弾塑性要素を Sec.5 の部分に組み込んだ¹¹⁾。塑性せん断変形が起こる区間は、基本的な損傷メカニズムを捉えることを目的として、はり中央の $2D_b$ に固定している。

解析で用いた要素分割数は柱 25、はり 10 であり、部材軸方向への塑性域の進展を考慮するために、要素長さ

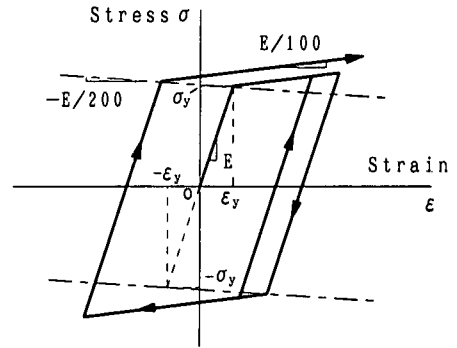


Fig.2 Relationship between stress σ and strain ϵ

を腹板高さ D_b 、 D_c の約 0.1~1 倍に変化させている。

2.2 鋼材の応力 σ -ひずみ ϵ 曲線

本研究では、ラーメン部材の寸法諸元を一定に保ち、はり中央腹板の降伏点を細かく変化させて応答解析を行うために、材料の履歴特性を表すパラメーターが容易な σ - ϵ 曲線を選定した。すなわち、Fig.2 に示すように、通常の Bi-Linear 型の σ - ϵ 曲線の中に負勾配を持つ補助境界線を仮定して¹⁰⁾、等方・移動硬化を簡易的に考慮した Bi-Linear モデルを用いた。図中、 E はヤング係数 ($=2.05 \times 10^5 \text{ MPa}$) である。

2.3 隅角部とはり腹板の塑性化に関する基本パラメーター β_{py} ^{11),12)}

隅角部の断面力伝達の特徴を考慮して、隅角部を含めてはり部材をモデル化し⁸⁾、隅角部腹板のみ塑性化した場合を想定すると、はり部材の曲げモーメント図とせん断力図は Fig.3 のように近似できる。

この図から明らかなように、はりのせん断力 Q_b は隅角部のそれよりも $2D_c/L_0$ 倍だけ小さく、隅角部とはりのせん断力差はかなり大きい。

また、同図において、はり中央腹板が非弾性域に達していないという条件 ($Q_b < Q_{ys}$) から、はり中央腹板が塑性化しないための条件を次のように表すことができる。

$$\beta_{py} > 1 \quad (1)$$

ここに、

$$\beta_{py} = \frac{1}{2} \frac{L_0}{D_c} \frac{Q_{ys}}{Q_{ys}} = \frac{1}{2} \frac{L_0}{D_c} \frac{\sigma_{wy5} t_{w5}}{\sigma_{ys} t_{ws}} \quad (2)$$

Q_{ys} : はり中央腹板 (Sec.5) の降伏せん断力

Q_{ys} : 隅角部腹板の降伏せん断力 ($=M_{py}/D_c$)

M_{py} : 隅角部腹板の全塑性モーメント (Appendix の式(A.2)参照)

σ_{wy5} , σ_{ys} : はり中央と隅角部腹板の降伏点

t_{w5} , t_{ws} : はり中央と隅角部の腹板厚

L_0 , D_c : Fig.3 参照。

Fig.3(a)のはりのせん断力図は、ラーメンの層数にかかわらず、中間横荷重がないはり部材に対して同様に描くことができ、 β_{py} は隅角部とはり腹板のせん断降伏に関連づける基本パラメーターになる。

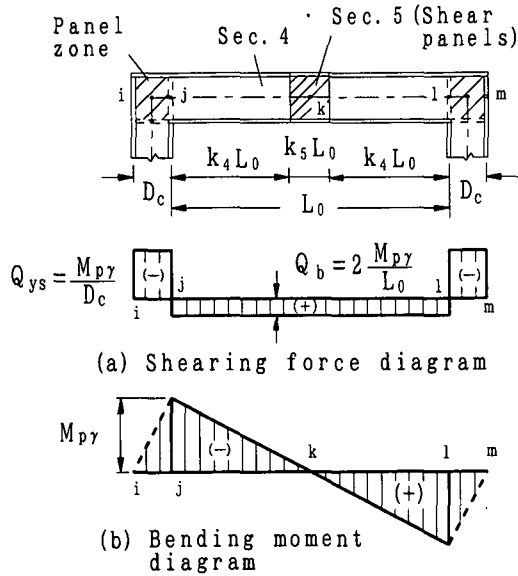


Fig.3 Ultimate stress-resultants of beam including panel zones

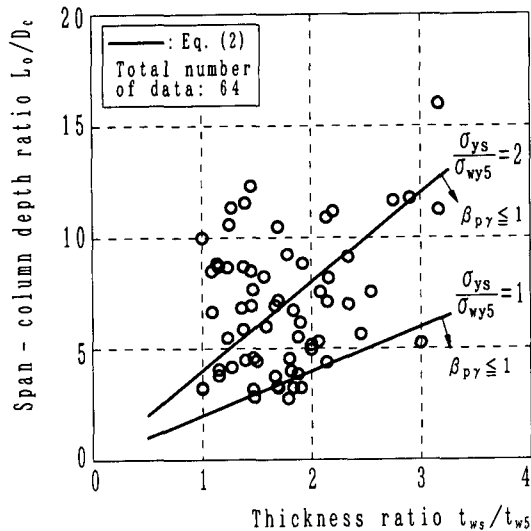


Fig.4 Survey result²⁾ on t_{ws}/t_{w5} and L_o/D_c

そこで、実績調査資料²⁾から、箱形断面のはり・柱からなるラーメンを対象として、式(2)中の2つのパラメータ t_{ws}/t_{w5} と L_o/D_c の関係を調べた。その結果を Fig.4 に示す。図中の2本の直線は、隅角部とはり腹板の降伏点比 $\sigma_{ys}/\sigma_{wy5}=1$ と2のときの $\beta_{py}=1$ の境界を示し、直線の上側にある実績データ (○印) は $\beta_{py}>1$ を満足する。ただし、総データ 64 の内、中間荷重のあるはりが 90% 以上を占めており、 t_{ws} にははり腹板の最小板厚をとっている。

この図からわかるように、実橋脚の L_o/D_c は約 3~12 の範囲にあり、 t_{ws}/t_{w5} は約 1~3.2 の範囲に分布している。そして、 $\sigma_{ys}/\sigma_{wy5}=1$ のときでも、 $\beta_{py}<1$ となるはり腹板が約 10% も存在することから、隅角部腹板よりも、はり腹板で塑性化が先行する場合がかなりあると考えられる。

Table 1 Dimension and yield points of frames ($\beta_{py}=1$)

Items	t_{fi} (cm)	t_{wi} (cm)	Yield point σ_{fyi} (σ_{wyi}) (MPa)		
			$\alpha_{p2}=0.666$		$\alpha_{p2}=1$
			$\alpha_{p1}=0.642$	$\alpha_{p1}=0.785$	$\alpha_{p1}=0.642$
Sec.1	3.20	2.40	337 (337)	290 (290)	337 (337)
2	2.60	1.95	353 (353)	353 (353)	235 (235)
3 and 4	3.60	2.70	379 (379)	399 (399)	379 (379)
5	2.00	0.90	314 (327)	314 (342)	314 (327)

Notes: $h=15m$, $L=12m$, $B=2m$, $D_c=D_b=1.5m$, $t_{ws}=2.7cm$, $k_1=0.263$, $k_2=0.667$, $k_3=0.07$, $k_5=2D_b/L_o$, $L_o/D_c=7$, $P=0.132N_{y2}$ ($\alpha_{p2}=0.666$), $P=0.2N_{y2}$ ($\alpha_{p2}=1$), $M_{xz}=1.103 \times 10^6 kg$, α_{p1} and α_{p2} : See Eqs.(A.1) and (A.3) in Appendix.

3. はり中央腹板の塑性せん断変形を伴った変断面ラーメンの非弾性地震応答性状

水平地動加速度として、El Centro 波の NS 成分記録の最初の 8 秒間を 3 倍 ($=a_{oz}$) に増幅して、門形ラーメンの地震応答解析を行った。

文献 7)および 11)では、柱基部 Sec.1、柱中間部 Sec.2 および隅角部腹板で塑性変形が生じる種々な塑性変形パターンを数値解析で再現し、各断面の抵抗断面力に関連づけたパラメータ α_{p2} を用いて、中間部断面 Sec.2 で塑性変形集中を起こさない条件を表した ($\alpha_{p2}<\text{約 } 0.75 \sim 0.8$ 、詳細は Appendix の式(A.3)参照)。

本研究では、このパラメータ α_{p2} を変化させて、次の2種類の解析を行った。

i) $\alpha_{p2}=1$ のとき

柱基部 Sec.1、柱中間部 Sec.2 および隅角部腹板で塑性変形が同時に生じる場合を想定し、Appendix の式(A.1)で定義する柱基部と隅角部腹板の終局曲げモーメント比を $\alpha_{p1}=0.642$ とする。

ii) $\alpha_{p2}=0.666$ のとき

柱中間部 Sec.2 で塑性変形が生じない場合で、柱基部と隅角部腹板の抵抗断面力の差異の影響を調べるため、 $\alpha_{p1}=0.642$ と 0.785 とする。

式(2)のパラメータ $\beta_{py}=1.0$ のときの解析モデルの寸法諸元と降伏点を Table 1 にまとめる。はりのせん断力に關係するスパン・柱の断面高さ比 L_o/D_c は、Fig.4 に示した実績調査結果のほぼ平均値をとって $L_o/D_c=7$ とし、板厚比 t_{ws}/t_{w5} はほぼ上限値をとって 3.0 とした。また、はりの補強範囲に相当する断面 Sec.4 については、その区間を大きくして、塑性化しないようにした。

解析では、同表をもとにして、 β_{py} が約 0.7~1.5 の範囲に入るように、はり中央腹板の降伏点 σ_{wy5} を約 235~392MPa の範囲で変化させた。

3.1 復元力とはり中央のせん断力の変動から見たラーメンの損傷メカニズム

$\alpha_{p2}=0.666$ で $\alpha_{p1}=0.785$ の解析結果から、はり中央腹板の塑性変形の有無によるラーメンの復元力とはりのせん

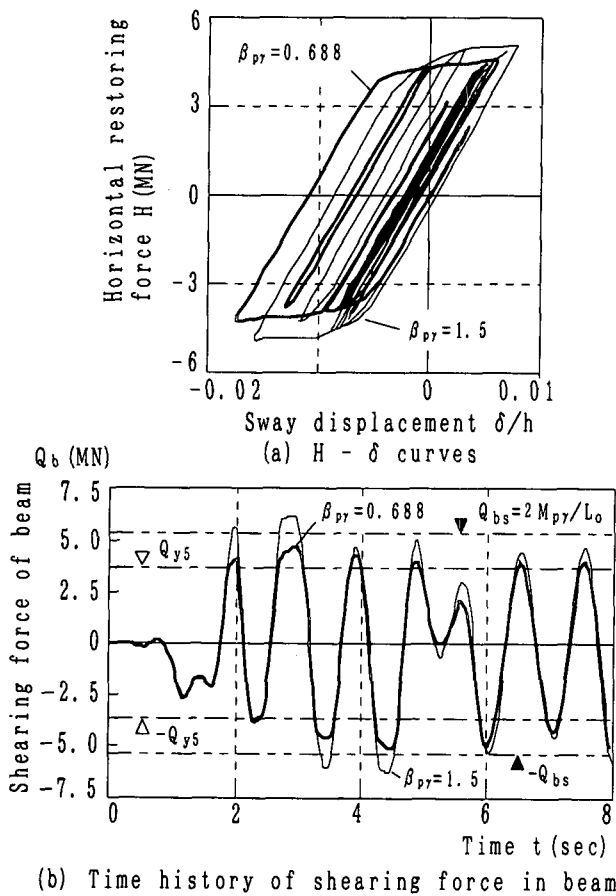


Fig.5 Response of horizontal restoring force and shearing force of beam ($\alpha_{p2}^*=0.666$, $\alpha_{p1}=0.785$)

断力の変動を調べた。水平復元力 H —水平変位 δ 曲線とはりのせん断力 Q_b の時刻歴応答を Fig.5 に示す。図中、 $\beta_{pr}=0.688$ および 1.5 の結果は、それぞれはり中央の Sec.5 が著しく塑性変形した場合、および、弾性状態にある場合を示す。また、多自由度系にモデル化したラーメンの水平復元力 H には左右の柱基部の水平反力の平均値をとっている。

まず、同図(a)から、 $\beta_{pr}=0.688$ の H — δ 曲線は、はり中央腹板の塑性化の影響で、 $\beta_{pr}=1.5$ のそれよりも小さなループを描いていることがわかる。両者の差異は、後述するはり中央腹板の塑性変形の大きさから見ると、比較的小さく、最大で約 17% 程度である。

つぎに、同図(b)から、 $\beta_{pr}=0.688$ のときの Q_b の応答は、時刻 t —約 2s, 3s, 3.5s および 4.5s のときに、はり中央の降伏せん断力 Q_{ys} (図中の Δ , ∇ 印) に達し、はり中央が非弾性域に入っていることがわかる。このとき、塑性変形の進行が大きいため、ひずみ硬化の影響が顕著になり、最大応答値は Q_{ys} よりも約 23% 大きくなっている (t —約 4.5s)。

このような性状は、はりが弾性応答を呈する $\beta_{pr}=1.5$ のときにも、同様に観察される。すなわち、はり腹板は弾性状態に留まるが、隅角部腹板が非弾性域に入るため、抵抗曲げモーメント M_{py} から換算した Q_{bs} がはりのせん断力のほぼ上限になっている (図中の $\blacktriangle$, $\blacktriangledown$ 印, Fig.3(a) 参

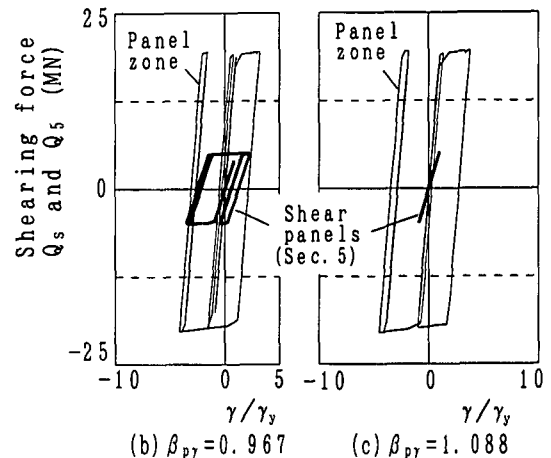
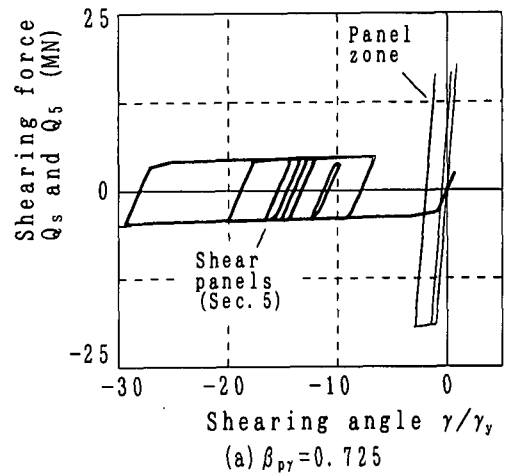


Fig.6 Shearing force Q —angle γ curves of panel zone and Sec.5 ($\alpha_{p2}^*=1$, $\alpha_{p1}=0.642$)

照)。 Q_{bs} を越えたはりのせん断力の上昇は、隅角部腹板のひずみ硬化に起因するものであり、 t —約 3s, 4.5s のときには、 Q_{bs} より約 15% 大きくなっている。

これらの結果から、はり中央の塑性化によるせん断力の変動がラーメン全体の弾塑性挙動に及ぼす影響は比較的小さいと言える。これは、はりが分担するせん断力が隅角部腹板のそれに比べてかなり小さいことによる (次節参照)。

3.2 はり中央腹板のせん断力 Q_s —せん断変形角 γ 曲線

つぎに、 $\alpha_{p2}^*=1$ で $\alpha_{p1}=0.642$ の解析結果から、はり中央腹板のせん断力 Q_s —せん断変形角 γ 曲線を求めた。その結果を隅角部腹板の Q_s — γ 曲線とともに Fig.6 に示す。

この図から、はり中央と隅角部腹板の抵抗せん断力の差異が非常に大きいことがよくわかる。また、はり中央の腹板は $\beta_{pr}=1.088$ のとき弾性応答の範囲にあるが (同図(c))、 $\beta_{pr}<1$ となると塑性変形が激増する傾向にある (同図(a),(b))。このとき、隅角部腹板の塑性変形は、はり中央の塑性化の進行が大きくなるにつれて、徐々に小さくなっていることがわかる。

3.3 絶対累積ひずみと履歴消費エネルギーの部材軸方向の分布

解析結果から、断面の損傷を調べるための目安とするため、柱断面 Sec. i の増分塑性曲率、および、隅角部とは

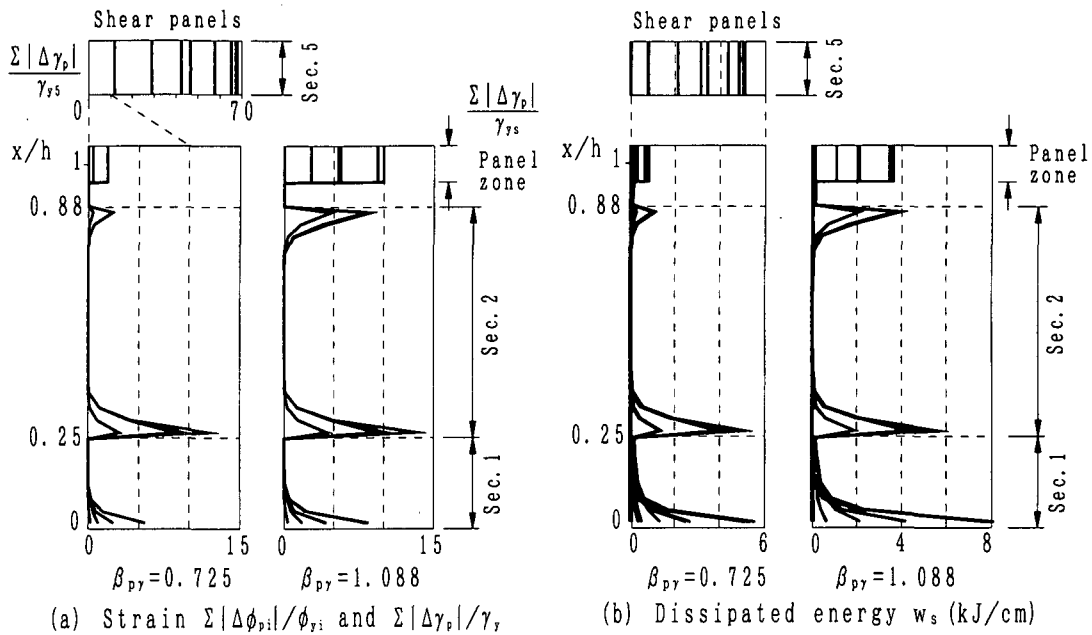


Fig.7 Distribution of absolute cumulative plastic strain and dissipated energy per unit length in left column, panel zone and Sec.5 ($\alpha_{p2}^*=1$, $\alpha_{p1}=0.642$)

り中央腹板の増分塑性せん断変形角の各絶対値和（以下、絶対累積ひずみと言う），それぞれ $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ および $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ を調べた^{6),7),11)}。これらの諸量は、降伏曲率 ϕ_y と降伏せん断ひずみ γ_y で無次元表示している。

$\alpha_{p2}^*=1$, $\alpha_{p1}=0.642$ のラーメンの柱頭部の水平変位反転時に着目し、隅角部腹板を含めた左柱とはり中央腹板の絶対累積ひずみの部材軸方向の分布を Fig.7(a) に示す。また、単位長さあたりの履歴消費エネルギーの分布を同図(b) に示す。なお、同図(a)において、Sec.1～Sec.3 の部分は曲率 $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ 、隅角部とはり中央 Sec.5 の部分は腹板のせん断変形角 $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ を示している。

同図(a)から、 $\beta_{py}=0.725$ と 1.088 の結果を比べると、はり中央腹板の塑性化は、隅角部腹板と柱中間部 Sec.2 の上部において、塑性変形の進行を 60～70% も小さくすることがわかる。これに対して、Sec.2 の下部と柱基部 Sec.1 では、ひずみの低下は約 25% である。したがって、はり中央腹板の塑性せん断変形は、隅角部とその付近の柱断面の塑性変形を押さえる効果大きい。

また、同図(b)から、はり中央のせん断変形が顕著になる $\beta_{py}=0.725$ のとき、隅角部腹板と柱中間部 Sec.2 の上部におけるエネルギー分担が非常に小さくなっていることがわかる。

3.4 構成断面の履歴エネルギー分担と絶対累積ひずみ

本文のすべての解析結果から、柱、隅角部腹板、および、はり中央腹板の絶対累積ひずみと β_{py} との関係を調べた。その結果を Fig.8(a) に示す。図中、 $\Sigma|\Delta\epsilon_{opi}|$ と $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ は Sec.i の軸ひずみと曲率、 $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ は隅角部あるいははり中央のせん断変形角を表す。柱各断面の絶対累積ひずみとしては左右の柱の同じ断面の中の最大値をとり、隅角部についても同様とした。

また、ラーメン全体、柱基部 Sec.1、柱中間部 Sec.2、隅角部腹板、および、はり中央 Sec.5 による履歴消費エネルギーをそれぞれ W_T , W_1 , W_2 , W_y および W_5 とし、 β_{py} と W_1/W_T , W_2/W_T , W_y/W_T および W_5/W_T の関係を同図(b) に示す。

この図から、以下のことを考察できる。

i) $\alpha_{p2}^*=1$ で $\alpha_{p1}=0.642$ のとき

$\beta_{py}>1$ の範囲では、柱中間部 Sec.2 の塑性変形量は柱基部 Sec.1 よりも約 2 倍大きい。また、 $\beta_{py}<1$ の範囲では、はり中央 Sec.5 の塑性せん断変形の進行が著しくなり、隅角部腹板の塑性変形が小さくなっている。そして、 β_{py} 約 0.73 になると、ラーメンは、柱基部、中間部およびはり中央で塑性変形が卓越する崩壊モードを呈している。なお、同図(a)に示した $\alpha_{p1}=0.642$ ($\alpha_{p2}^*=1$) の結果の中で、柱中間部 Sec.2 の絶対累積ひずみは、その下部における値を指す (Fig.7(a) 参照)。

ii) $\alpha_{p2}^*=0.666$ で $\alpha_{p1}=0.642$ のとき

$\beta_{py}>1$ の範囲では、隅角部腹板の $\Sigma|\Delta\gamma_p|$ と柱基部 Sec.1 の $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ はほぼ同程度現れている。また、 $\beta_{py}<1$ の範囲では、i) と同様に、はり中央 Sec.5 の塑性変形が柱基部よりも隅角部腹板の塑性変形を防いでいる。さらに、 β_{py} 約 0.73 の状態では、ラーメンは、柱基部とはり中央で塑性変形するような崩壊モードを示している。

iii) $\alpha_{p2}^*=0.666$ で $\alpha_{p1}=0.785$ のとき

$\beta_{py}>1$ の範囲では、隅角部腹板に比べて柱基部 Sec.1 の累積ひずみが大きく、履歴エネルギーの約 70% が柱基部によって分担されている。 $\alpha_{p2}^*=1$ の上記 i) の場合と比較すると、柱基部と隅角部の抵抗断面力比 α_{p1} によって、エネルギー分担特性がかなり異なる⁹⁾。また、はり中央 Sec.5 の塑性化は、 $\beta_{py}=1$ の付近で隅角部腹板の塑性変形

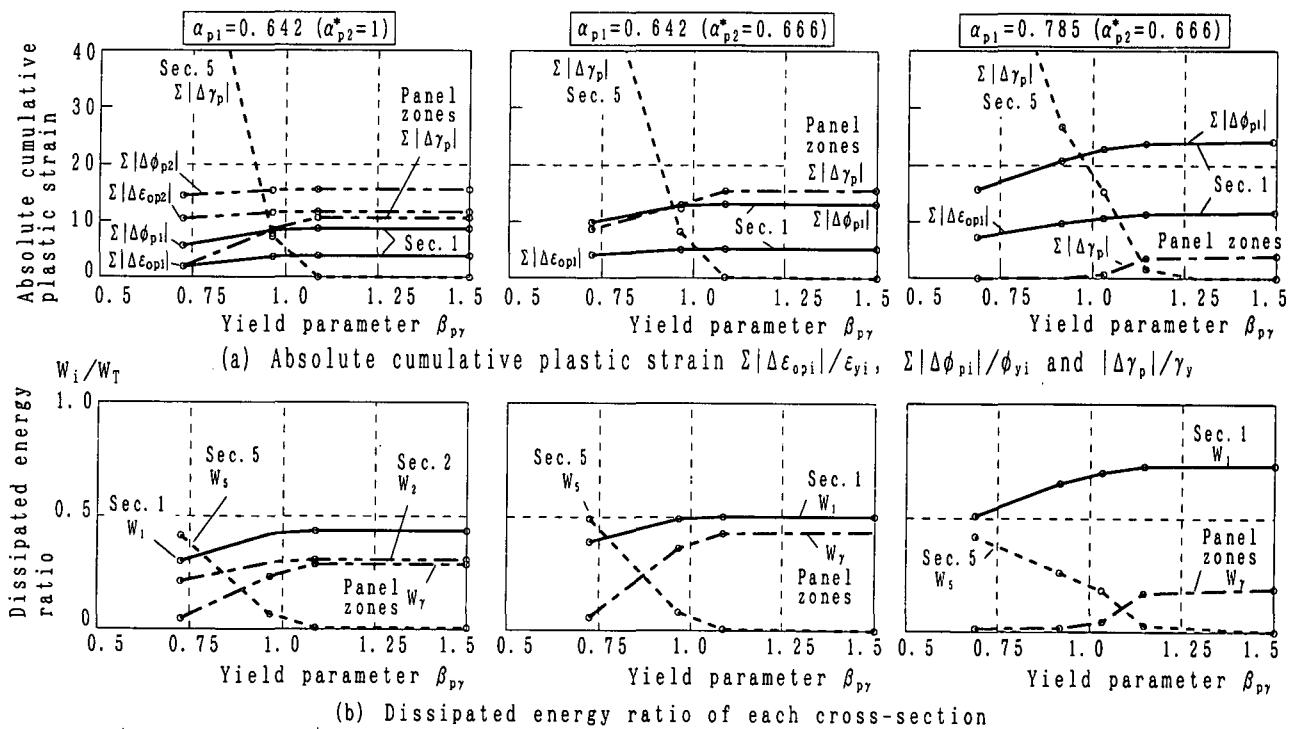


Fig.8 Variation of absolute cumulative plastic strain and absorbed energy of each cross-section with yield parameter β_{py}

を小さくする効果が大きく、 $\beta_{py} < 1$ の範囲では柱基部の塑性化を押さえている。そして、 $\beta_{py} \approx 0.7$ となると、上記 ii) と同様に、ラーメンは柱基部とはり中央で塑性変形するような崩壊モードを呈している。

上記 i) ~ iii) のいずれにおいても、 $\beta_{py} < 1$ の範囲のはり中央腹板では、絶対累積ひずみの大きさから見て、エネルギー分担の効率が悪いことがわかる。

3.5 はり中央腹板のせん断変形を伴う門形ラーメンの損傷メカニズムについて

以上から、はり中央腹板の塑性化の発生は、 $\beta_{py} = 1$ の付近で敏感であるが、 β_{py} を用いてほぼ把握できることがわかる。

また、はり中央で塑性せん断変形が生じたときのラーメンの損傷メカニズムの特徴は次の2点である。すなわち、①隅角部も含めた柱上部の塑性変形集中を緩和する効果大きい、②はり中央の塑性変形が著しくなる場合には、ラーメンは、はり中央と柱基部 ($\alpha_{p2}^* < 1$)、あるいは、はり中央、柱基部および柱中間断面の下部 ($\alpha_{p2}^* \approx 1$) で塑性変形が卓越する崩壊モードを呈する。

これらのことを図に表すと Fig.9 のようになる。同図は柱の中間部断面で塑性化が起こらないラーメン ($\alpha_{p2}^* < 1$) を想定したものであり、同図(a)はパラメータ β_{py} による崩壊パターンの変動を示し、同図(b)は柱基部 (Sec.1)、隅角部腹板、および、はり中央 (Sec.5) の消費エネルギー量と損傷の関係を示している。

同図からわかるように、 $\beta_{py} > 1$ のときに抵抗せん断力の大きな隅角部腹板で消費されたエネルギーのほとんどは、 $\beta_{py} < 1$ のときに抵抗せん断力の小さいはり中央腹板で分担されるため (3.3, 3.4 節参照)、はり中央の損傷は大

きくなる。

ここで、上述したように従来の設計法¹⁾では非弾性応答時に予想されるラーメンの崩壊モードが照査されていなかったことから、兵庫県南部地震で見られたはり中央付近の腹板のせん断座屈は、せん断耐力の小さいはり中央の塑性化が隅角部腹板のそれに先行したことによって生じた可能性が高い。

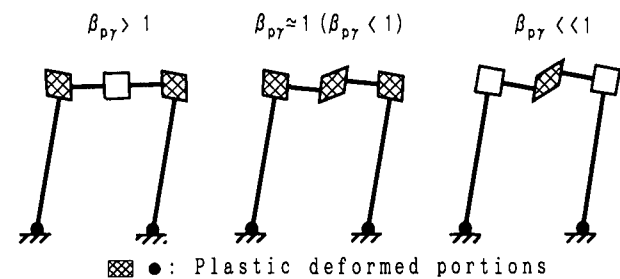
3.6 変断面はり部材の断面構成法に関する考察

はり中央腹板でせん断崩壊が起こるときのラーメンの崩壊モードの特徴を踏まえて、変断面はり部材の断面構成について考察すると以下ようになる。

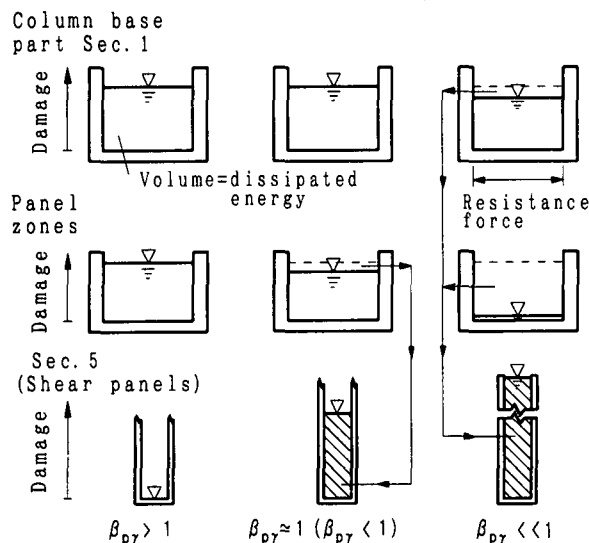
まず、隅角部とはり中央腹板の塑性化は主としてせん断力によって起こるため、塑性変形が進行しても耐力低下が小さいという耐震上有利な性質を有している。ところが、両者のせん断力はスパンー柱の断面高さ比 L_o/D_c によって関連づけられ、はり中央で塑性化を先行させるためには、板厚あるいは降伏点を小さくして、降伏せん断力を隅角部腹板の $2D_c/L_o$ 倍だけ小さく設定する必要がある。このことは、 L_o/D_c 値にも依存するが、はり中央腹板は、塑性変形の累積 (= 損傷) が著しくならないかぎり、履歴エネルギーの分担に寄与できず、せん断卓越型部材としての利点を発揮できないと考えられる。

一方、隅角部では、抵抗せん断力がはり中央よりも数倍大きいため、塑性化による履歴エネルギー分担の効率がよく、はり中央の著しい塑性変形で消費されるエネルギーを比較的小さな塑性変形で分担できる。

これらのことから、式(2)で定義したパラメータ β_{py} を1より大きな値に設定して、はり中央よりも隅角部腹板で塑性化を先行させる断面構成が望ましいと考える。



(a) Fundamental collapse patterns of frames



(b) Relationship between dissipated energy and damage of each cross-section

Fig.9 Variation of dissipated energy and damage of each cross-section with collapse patterns ($\alpha_{p2} < 1$)

最後に、本研究を通じて、変断面ラーメンの地震時の損傷に対して、部材断面の塑性化の順序が重要な意味を持つことは明らかである。本研究で対象としたはり部材の中央腹板と同様な部材要素が鋼構造物に多数存在している可能性があり、今後検討が必要である。

4. 結論

本研究は、鋼変断面門形ラーメンの地震応答解析を行い、はり中央腹板の塑性せん断変形が起こるときの非弾性性状を明らかにしたものである。主な結論を以下に列記する。

- 1) はり中央腹板の塑性化の発生は、隅角部腹板の塑性化と関連づけたパラメーター β_{py} を用いてほぼ把握できる。
- 2) β_{py} に関する実績を調べ、はり腹板の塑性化が隅角部腹板よりも先行する場合がかなりあることを示した。
- 3) はり中央腹板の塑性化は、隅角部も含めた柱上部への塑性変形集中を緩和する。また、塑性変形が著しくなると、ラーメンははり中央と柱基部付近の断面で塑性変形が卓越する崩壊モードを呈する。
- 4) 隅角部とはりのせん断力差が大きいために、はり中央腹板で履歴エネルギーを分担させると、大きな損傷が

避けられない。

- 5) 鋼製橋脚の設計では、 $\beta_{py} > 1$ とすることにより、はり中央腹板よりも隅角部腹板の塑性化を先行させることが望ましい。
- 6) はり中央のせん断力の大きさはスパン・柱の断面高さ比 L_o/D_c に依存するため、隅角部域を含む変断面はり部材の弾塑性性状について、今後さらに検討する必要がある。

謝辞：本研究を実施するにあたり、平成7～8年度の文部省科学技術研究費・基盤研究B（課題番号：07555442）の補助を受けたことを付記し、謝意を表します。

APPENDIX 隅角部域を含む柱の崩壊パターンに関するパラメーター α_{pi} と α_{p2}^*

文献7)および11)において、変断面門形ラーメンの塑性変形パターンを把握するために、柱基部（Sec.1）、柱中間部（Sec.2）、柱上部（Sec.3）および隅角部に着目し、柱断面Sec.iと隅角部腹板の塑性化に関する基本パラメーターを以下のように定義している。

まず隅角部腹板と柱断面Sec.iの塑性化に関するパラメーター α_{pi} は次式で表される。

$$\alpha_{pi} = M_{py} / M_{pi} \quad (A.1)$$

ここに、 M_{pi} は断面Sec.iの全塑性モーメントである。また、 M_{py} は隅角部腹板の塑性せん断変形に対応する全塑性モーメントであり、降伏せん断応力を τ_{ys} とすると、次式より算定できる。

$$M_{py} = 2D_b D_c t_{ws} \tau_{ys} \quad (A.2)$$

つぎに、柱基部断面Sec.1と隅角部腹板の全塑性モーメントを基にした終局曲げモーメント図⁷⁾から、柱中間部断面Sec.2の塑性変形集中に関するパラメーターは、次式で与えられる⁷⁾。

$$\alpha_{p2}^* = \text{Max.} \left\{ \frac{M_{p1}}{M_{p2}} \{ \alpha_{p1} (k_1 + k_2) - k_3 \}, \frac{M_{p1}}{M_{p2}} (k_2 + k_3 - \alpha_{p1} k_1) \right\} \quad (A.3)$$

ここに、 $k_1 \sim k_3$, h_o : Fig.1 参照。

文献7)および11)によると、 $\alpha_{p2}^* < 0.75 \sim 0.8$ のときのラーメンでは、柱中間部断面における塑性ひずみの累積量は小さく、抵抗断面力の大きな柱基部断面と隅角部腹板で塑性変形が卓越する崩壊モードが現れる。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II鋼橋編，および，V耐震設計編，1991年2月。
- 2) 中井 博，河井章好，吉川 紀，北田俊行，酒造敏廣：

- 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), (下), 橋梁と基礎, Vol.16, No.6, 1982年6月, pp.35~40, および, Vol.16, No.7, 1982年7月, pp.43~49.
- 3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造動的極限性状研究小委員会: 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法, 土木学会論文集, No.489/I-27, 1994年4月, pp.1~16.
 - 4) 土木学会鋼構造委員会・構造新技術小委員会・耐震設計研究WG: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996年7月.
 - 5) 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, 1994年10月, pp.75~84.
 - 6) 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回日本地震工学シンポジウム(1994)論文集, 土木学会, 1994年12月, pp.1639~1644.
 - 7) 酒造敏廣, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と断面構成法に関する研究, 第23回地震工学研究発表会講演概要, 土木学会, 1996年7月, pp.469~472.
 - 8) 中井博, 酒造敏廣, 橋本良之: セン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, 1992年10月, pp.95~104.
 - 9) 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, 1991年3月, pp.121~134.
 - 10) 若林 實, 柴田道生: 筋違部材の座屈後の挙動に関する研究(その4), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 第16号, 1976年6月, pp.201~204.
 - 11) 酒造敏廣, 事口壽男, 長田好夫: 鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究, 構造工学論文集, Vol.43A, 土木学会, 1997年3月.
 - 12) Miki, T., Kotoguchi, H. and Osada, Y.: Inelastic Earthquake Response of Steel Portal Frames with Shear Collapse at Centre of Beam, *Proc. of Second International Conference Stessa'97, Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas*, Aug. 1997 (to be published).

(1997年3月31日受付)

INELASTIC EARTHQUAKE RESPONSE ANALYSIS OF STEEL PORTAL FRAMES WITH SHEAR COLLAPSE AT CENTRE OF BEAM

Toshihiro MIKI, Hisao KOTOGUCHI and Yoshio OSADA

This paper gives a numerical study on the inelastic earthquake response of steel portal frames. Attention is paid to the shear collapse of web plates at the centre of beam which appeared in steel rigid piers attacked by Hyogoken - Nanbu Earthquake in 1995. A fundamental parameter with respect to the collapse patterns of frames is proposed by correlating the inelastic behaviour of beam centre with that of panel zones at the beam-to-column connections. The damage mechanism of frames with variable cross-section beam is discussed through investigating the restoring force characteristics, shearing force of beam, cumulative strain and corresponding dissipated energy of each cross-section. It is concluded that the plasticity of web plates at the centre of beam is unfavorable from a point of seismic design view because of the small shearing resistance force.