

せん断崩壊型はり部材を有する鋼門形ラーメンの 非弾性地震応答性状に関する研究

INELASTIC EARTHQUAKE RESPONSE OF STEEL PORTAL FRAMES WITH SHEAR COLLAPSE IN MIDDLE OF BEAM

酒造 敏廣
Toshihiro MIKI

工博 大同工業大学 助教授 工学部建設工学科 (〒457-0818 名古屋市南区白水町 40)

This paper presents a numerical study on the inelastic earthquake response of steel portal frames. Attention is mainly paid to the shear collapse of web plates in the middle of beam with lateral loads. Such collapse pattern had not been forecasted at all in steel rigid piers before Hyogoken - Nanbu Earthquake in 1995. An appropriate yield parameter is derived in detail to predict the shear yielding of beam with variable cross-section. This parameter can correlate it with the plasticity of panel zones in the beam-to-column connections. The numerical results demonstrate clearly the damage mechanism of frames with lateral load on beam. The variation of the cumulative plastic strain and corresponding dissipated energy of frame components with the yield parameter leads a conventional approach which can check the onset of the shear yielding of web plates in beam. Finally, two fundamental concepts are discussed with reference to the evaluation of the earthquake damage of frames with or without the shear collapse in the middle of beam.

Keywords: *steel frame, shear collapse of beam, earthquake response, variable cross-section*

1. まえがき

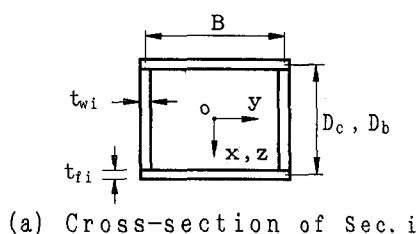
兵庫県南部地震で被害を受けた鋼製ラーメン橋脚の損傷の内、従来ほとんど指摘されていなかった損傷として、1層あるいは2層の門形ラーメン橋脚のはり中央付近の腹板（以下、*Shear panel* とも記す）のせん断屈服が挙げられる。

筆者らは、はり中間部に鉛直荷重が作用しない場合について、1層門形ラーメンの非弾性地震応答解析を行い、このような損傷の発生要因を調べてきた¹⁾。そして、①損傷を受けた鋼製橋脚では、はり部材が変断面構造として設計されていたため、はり中央のせん断降伏が隅角部腹板のそれに先行した可能性が高いこと、および、②非弾性応答を呈するラーメン各部の塑性化発生の順序が、ラーメンの崩壊モード（以下、損傷モードとも言う）に対して重大な影響を及ぼすことを指摘した。また、はり中央腹板が塑性化したときの損傷メカニズムの特徴として、隅角部とその近傍の柱断面の塑性変形集中がかなり押さえられること、はり中央腹板では、せん断耐力が小さいために非常に大きな損傷が避けられないこと等を示した。

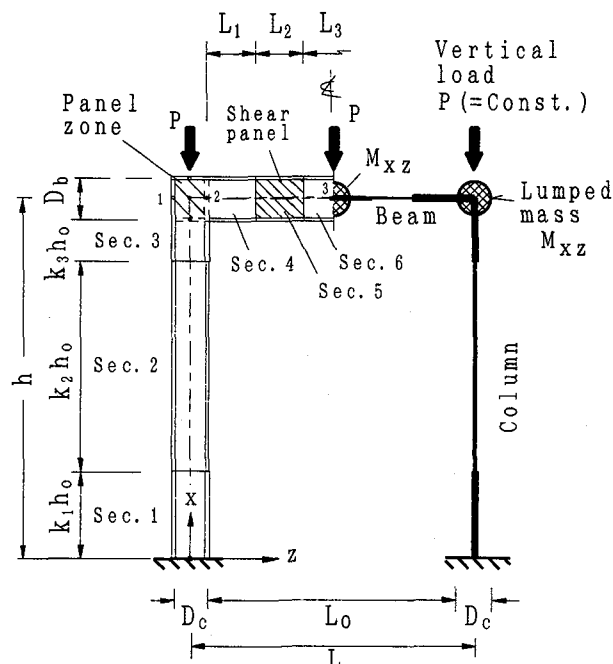
これまでに、地震動を受けるラーメンのはり中間部の塑性せん断変形に着目した研究としては、建築骨組を対象にした Goel ら^{2)~4)}の研究がある。Goel らは、はり部材

をトラス構造にして、筋かいを設けたはり中央でせん断崩壊させると、ラーメンは柱基部とはり中央で損傷する崩壊モードを呈して、はり中央部の履歴減衰が大きくなることを示している。また、高橋、品部⁵⁾らは、はり中央のように、曲げモーメントよりもせん断力が支配的な腹板の弾塑性挙動を実験的に調べて、鋼板耐震壁やY型ダンパー⁶⁾に応用するために、せん断力-せん断変形角の履歴曲線を分類している。これらの研究の要点は、特定の部材または部材要素に塑性せん断変形を集中させて、大きな履歴エネルギーを消費させることにある。しかし、不静定次数が低く、上部工反力がはり上に直接作用するような鋼製ラーメン橋脚に、この考え方を応用できるかどうかは、今後の研究成果を待たねばならない。

本研究は、はり中間部腹板の塑性化を伴う1層門形ラーメンの非弾性地震応答解析を行ったものである。ラーメン形式の橋脚では、はり中間部に上部構造の桁を支える支点を設ける場合が多いため、主として、はり中間部に鉛直荷重（以下、中間横荷重とも言う）が作用する場合に着目している。まず、文献1)で提案した方法を再検討し、せん断を受けるはり腹板の塑性化発生を予測するためのパラメーターを誘導する。つぎに、ラーメンの非弾性地震応答解析を行って、変位、復元力、はりのせん断力等の応答特性を調べる。そして、横荷重を受けるはりの中間部腹板が塑性せん断変形したときの弾塑性性状



(a) Cross-section of Sec. i



(b) Numerical model ($h_0 = h - D_b/2$)

Fig.1 Portal frame subjected to ground motion

と損傷メカニズムについて考察する。最後に、中間横荷重が作用しない場合も含めて、はり腹板のせん断降伏を判定するための一方法を示し、ラーメンの損傷モードの評価の方法について基本的な考え方をまとめる。

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、水平地動 $a_{oz}\ddot{U}_{oz}(t)$ を受ける 1 層 1 径間の門形ラーメンを研究対象とした。解析モデルを Fig.1 に例示する。柱とはりは、それぞれ Sec.1~Sec.3, および, Sec.4~Sec.6 の各 3 断面からなる。Sec.5 は塑性せん断変形の発生を想定した断面 (Shear panel) である。柱頭部とはり中央には上部工の死荷重に相当する定鉛直荷重 P を仮定した。具体的には、柱部材に作用する軸方向圧縮力が変断面の柱の最小圧壊荷重の 0.1~0.2 倍になるように P を定めた。また、部材要素の質量を無視し、鉛直荷重の作用位置に鉛直・水平並進運動に対する集中質量 M_{xz} を仮定した。この質量はラーメンの弾性一次固有周期 T が約 1 秒となるように設定した。

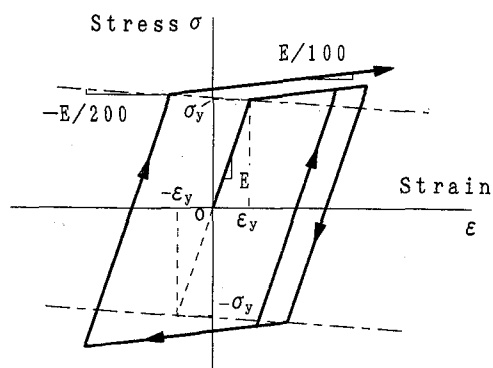


Fig.2 Relationship between stress σ and strain ϵ

解析には、隅角部腹板のような弾塑性せん断変形域を考慮できる平面骨組の動的弾塑性解析手法を用いた^{1), 2), 3)}。解析においては、減衰は無視した。弾塑性せん断変形を仮定した隅角部とはり中間部では、腹板を囲むフランジ・プレートやダイアフラムによる枠組効果は無視できるものとして、一定せん断ひずみの弾塑性要素をモデル化に用いている。解析モデルの寸法諸元と降伏点等については後述する。

2.2 鋼材の応力 σ -ひずみ ϵ 曲線

鋼材の応力 σ -ひずみ ϵ 曲線には、文献 1) と同様に Fig.2 に示すような 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。このモデルには、文献 10) を参考にして、等方・移動硬化を簡易的に考慮できるように負勾配 ($= -E/200$) の補助境界線を仮定している。

3. はりと隅角部腹板の塑性化に関する基本パラメータ β_{py} ¹⁾

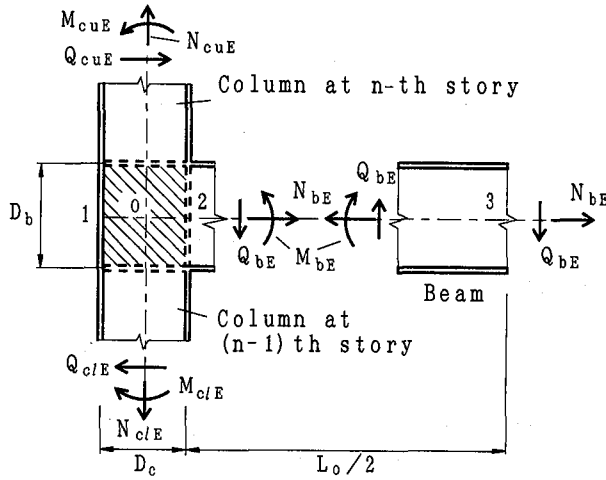
ラーメン橋脚のはり部材には変断面構造が採用されているため⁴⁾、はり腹板の塑性せん断変形を伴うラーメンの非弾性応答を調べていく上で、はり腹板がどのような条件下でせん断降伏するかを把握しておく必要がある。

ここでは、文献 1) で提示したはり腹板の塑性化発生に関するパラメータを再検討し、水平地震動を受ける n 層 1 径間ラーメンの中間層のはり部材を取り上げて、腹板の塑性化に関する基本パラメータを誘導する。

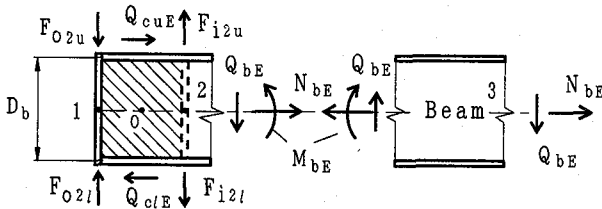
3.1 はり部材に中間横荷重が作用しない場合

まず、はり部材に横荷重が作用しない場合、はり中央で逆対称となる曲げ変形を近似すると、はりに作用する断面力は、Fig.3(a) に示すように、隅角部を含む左半分のはり部材を取り出して考えることができる。

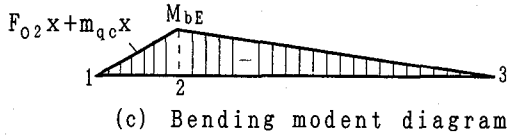
隅角部上下の柱断面から伝達される断面力の内、曲げモーメント M_{c1E} と M_{c2E} 、および、軸方向力 N_{c1E} と N_{c2E} は、フランジ・プレートのフランジ力によって分担されるとすると、同図(b)のように分解される。そして、同図(a)のモデルは、隅角部域を含む一つの張り出しばりに置換できる¹¹⁾。図中のフランジ力 F_{o2t} , F_{o2u} , F_{i2t} および F_{i2u} は、次式で与えられる。



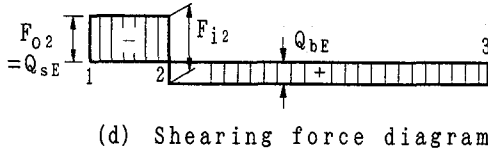
(a) Stress resultants applied to panel zone



(b) Beam model including panel zone



(c) Bending moment diagram



(d) Shearing force diagram

Fig.3 Stress-resultants applied to beam without lateral load in frames under horizontal seismic loading

$$F_{o2l} = \frac{M_{clE}}{D_c} - \frac{N_{clE}}{2}, \quad F_{o2u} = \frac{M_{cuE}}{D_c} - \frac{N_{cuE}}{2}$$

$$F_{i2l} = \frac{M_{clE}}{D_c} + \frac{N_{clE}}{2}, \quad F_{i2u} = \frac{M_{cuE}}{D_c} + \frac{N_{cuE}}{2} \quad (1a, d)$$

張り出しはりの支点1の反力 F_{o2} は隅角部腹板のせん断力 Q_{se} に等しくなる。これと支点2の反力 F_{i2} は次式で求められる。

$$F_{o2} = Q_{se} = F_{o2l} - F_{o2u} = F_{i2l} - F_{i2u} - Q_{be} \quad (2)$$

$$F_{i2} = F_{i2u} - F_{i2l} \quad (3)$$

また, n_{qcE} と m_{qcE} は, 柱断面からのせん断力 Q_{clE} と Q_{cuE} を考慮するために導入した分布軸力と曲げモーメントである¹¹⁾。すなわち,

$$n_{qcE} = \frac{Q_{cuE} - Q_{clE}}{D_c} \quad (4)$$

$$m_{qcE} = \frac{1}{2} \frac{D_b}{D_c} (Q_{clE} + Q_{cuE}) \quad (5)$$

すると, 曲げモーメントとせん断力図は同図(c), (d)のようになり, 隅角部右側の曲げモーメント M_{be} とせん断力 Q_{be} は次式で与えられる。

$$M_{be} = F_{o2} D_c + m_{qcE} D_c = Q_{se} D_c + m_{qcE} D_c \quad (6)$$

$$Q_{be} = \frac{2M_{be}}{L_o} = 2 \frac{D_c}{L_o} Q_{se} + 2 \frac{D_c}{L_o} m_{qcE} \quad (7)$$

上式より, 隅角部腹板がせん断降伏しても, はり腹板が弾性状態に留まっている条件は, 次式で与えられる。

$$2 \frac{D_c}{L_o} Q_{sy} + 2 \frac{D_c}{L_o} m_{qcE} < Q_{by} \quad (8)$$

ここに,

Q_{by} : はり腹板の降伏せん断力

$$Q_{by} = 2D_b t_{wb} \tau_{by} \quad (9)$$

Q_{sy} : 隅角部腹板の降伏せん断力

$$Q_{sy} = M_{py} / D_c \quad (10)$$

M_{py} : Q_{sy} に対応する隅角部腹板の塑性モーメント

$$M_{py} = 2D_b D_c t_{ws} \tau_{sy} \quad (11)$$

式(8)を整理すると, はり腹板のせん断降伏が隅角部腹板よりも先行しないための条件は, 次のようになる[※]。

$$\beta_{py} > 1 \quad (12)$$

ここに,

$$\beta_{py} = \frac{1}{2\xi} \frac{L_o}{D_c} \frac{Q_{by}}{Q_{sy}} = \frac{1}{2\xi} \frac{L_o}{D_c} \frac{t_{wb}}{t_{ws}} \frac{\tau_{by}}{\tau_{sy}} \quad (13)$$

$$\xi = 1 + \frac{m_{qcE} D_c}{M_{py}} \quad (\text{中間横荷重なし}) \quad (14)$$

m_{qcE} : 隅角部腹板がせん断降伏するときの分布モーメントであり, 式(5)によって与えられる。

t_{wb}, t_{ws} : はりと隅角部の腹板厚

τ_{by}, τ_{sy} : はりと隅角部腹板の降伏せん断応力

3.2 中間横荷重が作用するはり部材の場合

つぎに, n層ラーメンの中間層のはり中央に横荷重が作用する場合に代表させて, Fig.3 と同様なモデル化を行うと, 隅角部を含むはり部材のせん断力図は, Fig.4 のように近似できる。同図中および以下で用いた記号の中で,

※ 文献 1)では, β_{py} の誘導過程において「隅角部直下の柱断面に作用するせん断力は小さいものとして無視する ($\xi = 1$)」ということわりが抜けていた。

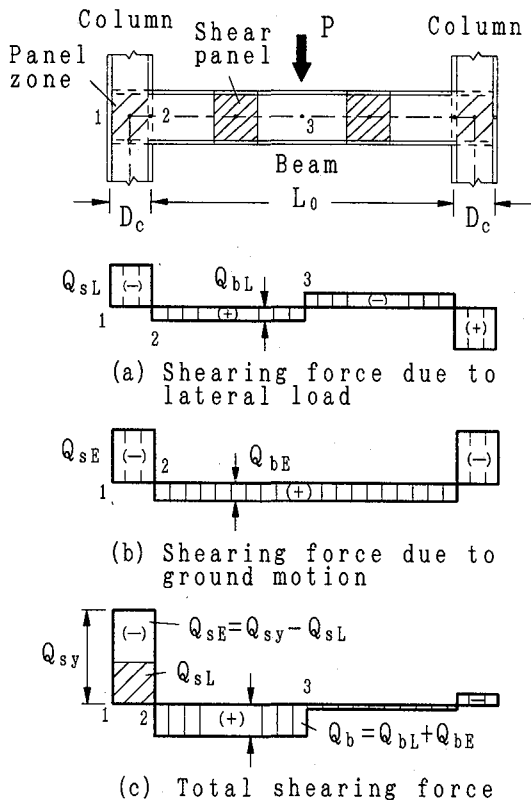


Fig.4 Shearing force diagrams of beam by lateral load and earthquake ground motion

下添え字末尾の L と E は、それぞれ中間横荷重および水平地動による諸量を示している。

まず、同図(b)から、水平地動によるはりのせん断力 Q_{bE} は、式(7)と同様に、次式で与えられる。

$$Q_{bE} = 2 \frac{D_c}{L_o} Q_{sE} + 2 \frac{D_c}{L_o} m_{qcE} \quad (15)$$

また、中間横荷重が作用した状態で水平地動を受けて左右いずれかの隅角部腹板がせん断降伏したとすると、次式が成り立つ。

$$Q_{sy} = Q_{sL} + Q_{sE} \quad (16)$$

このときのはりのせん断力 Q_b は、 Q_{bL} と Q_{bE} の和で与えられ、式(15)と(16)を用いて整理すると次式が得られる。

$$Q_b = Q_{bL} + 2 \frac{D_c}{L_o} (Q_{sy} - Q_{sL}) + 2 \frac{D_c}{L_o} m_{qcE} \quad (17)$$

すると、式(8)と同様にして、はり腹板が弾性状態にあるための条件は、次のように得られる。

$$Q_{sL} + 2 \frac{D_c}{L_o} (Q_{sy} - Q_{sL}) + 2 \frac{D_c}{L_o} m_{qcE} < Q_{by} \quad (18)$$

この条件を式(12)~(14)と同様にして表すと、パラメータ ξ は、次のようにまとめられる。

$$\begin{aligned} \xi &= 1 + \frac{m_{qcE} D_c}{M_{py}} + \frac{1}{2} \frac{L_o}{D_c} \frac{Q_{bL}}{Q_{sy}} - \frac{Q_{sL}}{Q_{sy}} \\ &= 1 + \frac{m_{qcE} D_c}{M_{py}} + \frac{1}{2} \frac{L_o}{D_c} \frac{t_{wb} \tau_{bL}}{t_{ws} \tau_{sy}} - \frac{\tau_{sL}}{\tau_{sy}} \end{aligned} \quad (\text{中間横荷重有り}) \quad (19)$$

ここに、

τ_{bL} , τ_{sL} : 中間横荷重によって、はりと隅角部腹板に生じるせん断応力である。Fig.4(b)に示したせん断力は水平変位応答の方向によって符号が変わるため、 $\tau_{bL} \tau_{sL} < 0$ を満たすように選ぶ。

m_{qcE} : 隅角部に作用する分布モーメント (式(5)参照) であり、水平地動によって生じる成分。

はり部材上に任意の横荷重が作用するときには、Fig.4(a)のせん断力図が異なるのみであり、横荷重によるせん断応力 τ_{bL} と τ_{sL} を求めることにより、式(19)をそのまま適用できる。

なお、中間横荷重の有無にかかわらず、 m_{qcE} を求めるときに、柱のせん断力 Q_{cLE} と Q_{cRE} が必要となる。しかし、はり腹板の塑性化を判定するために地震応答解析を行うのは

Table 1 Dimension and yield points of numerical models FLP and FNLP ($\xi \beta_{py} = 1$)

Numerical model	Items Sec.i	Thickness (cm)		Yield point σ_{fyi} (σ_{wyi}) (MPa)		References
		t_{fi}	t_{wi}	$\alpha_{p1}=0.648$	$\alpha_{p1}=0.785$	
	FLP and FNLP	1	3.20	2.40	337 (337)	
2		2.60	1.95	353 (353)	353 (353)	
3		3.60	2.70	379 (379)	399 (399)	
FLP	4	3.60	2.70	—	399 (399)	$L_1=1.25D_b$
	5	3.60	0.90	—	314 (342)	Shear panel: $L_2=D_b$
	6	3.60	2.70	—	314(342)	$L_3=2.5D_b$
FNLP	4	3.60	2.70	379 (379)	399 (399)	$L_1=2.5D_b$
	5 and 6	3.60	0.90	314 (327)	314 (342)	Shear panel: $2L_2+L_3=2D_b$

Notes; $h=15m$, $L=12m$, $B=2m$, $D_c=D_b=1.5m$, $t_{we}=2.7cm$, $k_1=0.263$, $k_2=0.667$, $k_3=0.07$, $L_o/D_c=7$, $\alpha_{p2}=0.666^{(1)}$, $P=0.159N_{y2}$ and $M_{xz}=1.103 \times 10^6 kg$ for model FNLP, $P=0.1N_{y2}$ and $M_{xz}=7.35 \times 10^5 kg$ for model FLP, N_{y2} : squash force of Sec.2, σ_{fyi} and σ_{nyi} : Yield point of flange and web plates of Sec.i, respectively.

煩雑となる。そのため、柱頭部の鉛直荷重とはり中間部の横荷重の作用位置に集中質量 M_x に比例する水平荷重を仮定して、弾性線形解析を行い、 Q_{ae} と Q_{de} を求めることとした。したがって、隅角部腹板がせん断降伏するまでは、ラーメンは弾性挙動を呈すると仮定することになる。

4. はり中間部に弾塑性せん断変形域を有する門形ラーメンの非弾性地震応答解析

4.1 解析モデルの諸元

中間横荷重の作用する解析モデルを FLP, 作用しないモデルを FNLP と称して、上述の式(12)~(14)および(19)で示したパラメーター $\xi\beta_{py} = 1$ のときの寸法諸元と降伏点等を Table 1 にまとめる。

解析モデル FNLP の諸元は、文献 1) で用いたものとほぼ同様である。モデル FLP および FNLP では、それぞれはりの断面 Sec.5, および、Sec.5 と Sec.6 を弾塑性せん断変形域に設定した。それらの区間は同表に示すとおりである。また、柱は変断面構造であるが、文献 1) および 9) で示した変断面柱の崩壊モードに関するパラメーター α'_{p2} を 0.666 として、柱中間部の断面 Sec.2 で塑性変形が集中しないようにした。モデル FNLP では、文献 1) を参考にして、次式で与えられる柱基部断面 Sec.1 と隅角部腹板の全塑性モーメント、それぞれ M_{p1} と M_{py} の比 α_{p1}

を 0.648 と 0.785 の 2 種類とした。

$$\alpha_{p1} = M_{py} / M_{p1} \quad (20)$$

水平地動加速度としては El Centro 波 (1941) の NS 成分記録の最初の 8 秒間を 2 倍 ($=a_{oz}$) に増幅して用い、弾塑性せん断変形域のはり腹板の降伏点を変化させて地震応答解析を行った。

本章においては、まずはり部材に中間横荷重が作用するラーメン (モデル FLP) の弾塑性応答性状について考察し、モデル FNLP の結果については次章に示す。

以下の解析結果において、変位に関する結果は骨組高さ h や断面深さ D で無次元表示し、せん断変形角 γ , 曲率 ϕ , 曲げモーメント M_i は、それぞれ降伏せん断ひずみ γ , 降伏曲率 ϕ_y , 全塑性モーメント M_{pi} で無次元表示している。ここに、下添え字 i は断面 Sec. i を意味する。

4.2 塑性化パラメーター β_{py} による復元力特性と各部の弾塑性応答性状の変動

中間横荷重が作用するとき、はり腹板のせん断降伏がラーメンの弾塑性性状にどのような影響を及ぼすかを調べた。具体的には、左側の隅角部とはり中間部腹板 (Sec.5) のせん断力 Q とせん断変形角 γ の関係、左柱基部の曲げモーメント M_1 と曲率 ϕ_1 の関係、および、水平復元力 H と柱頭部の水平変位 δ の関係を調べた。ここで、水平復元力 H としては、左右柱基部の水平反力の和に負

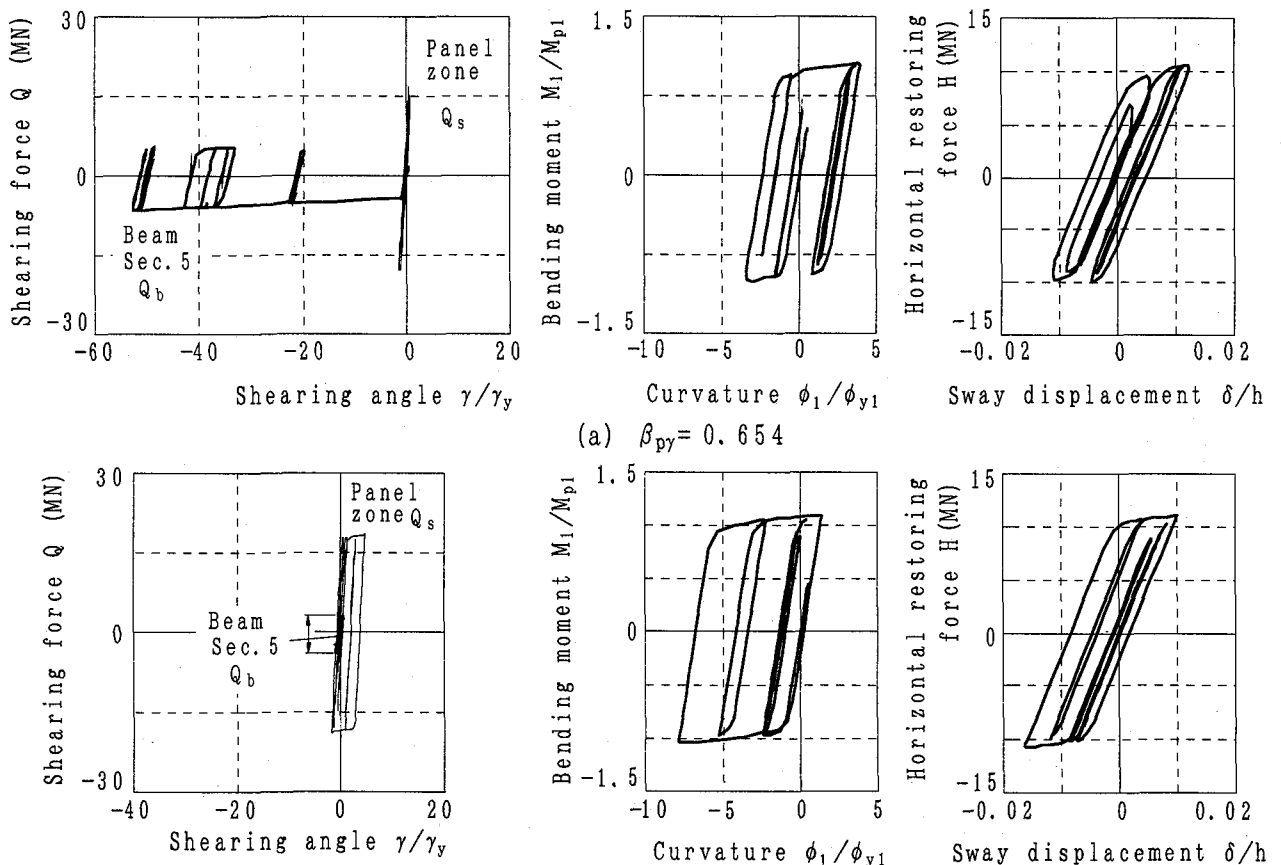


Fig.5 Inelastic response of frames FLP with lateral load on beam

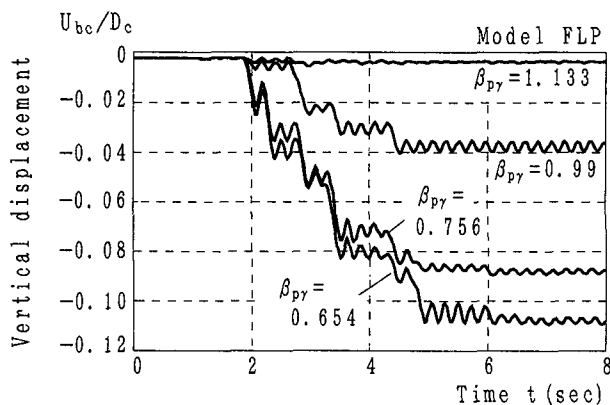


Fig.6 Time history of vertical displacement at centre of beam

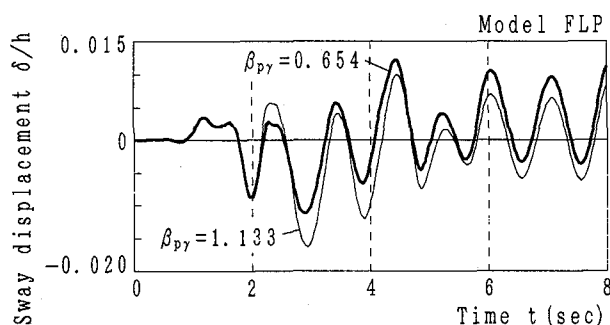


Fig.7 Time history of sway displacement at top of column

符号を乗じたものをとっている。

上述の式(13)と(19)から求めたパラメータ $\beta_{py}=1.133$ と 0.654 の結果を Fig.5 に示す。

(1)腹板のせん断力 Q - せん断変形角 γ 曲線

まず、隅角部腹板とはり腹板 Sec.5 の Q - γ 曲線から、はりと隅角部腹板のせん断力の差異が非常に大きいことがわかる¹⁾。また、 $\beta_{py}=1.133$ のとき、隅角部腹板は非弾性域に入っているが、はり腹板は弾性域に留まっている。そして、 $\beta_{py}=0.654$ では、隅角部腹板はほぼ弾性応答を呈し、はり腹板の塑性化が著しくなっている。このとき、はり腹板は変形角 γ の負方向に増大しており、正方向に反転する塑性変形量はわずかである。この点は、正負両方向に塑性変形が進行する中間横荷重がないときの挙動¹⁾と大きく異なる。

(2)柱基部のモーメント M - 曲率 ϕ 関係

つぎに、柱基部の M - ϕ 曲線に着目すると、 $\beta_{py}=0.654$ のときの曲線ループの大きさは $\beta_{py}=1.133$ のそれよりも約 20% 小さく、はり腹板の塑性化の影響で損傷が小さくなっていることがわかる。しかし、はり腹板の塑性変形の大きさから見ると、柱基部の塑性変形量の変動は比較的小さい (Fig.10 参照)。このことは、中間横荷重を考慮しなかった文献 1) で得られた結果と同じであり、隅角部と柱基部に比べて、はり腹板のせん断耐力が小さいことに起因している。

上記(1)も考慮すると、はり腹板で非常に大きな塑性変形が起こらないと、抵抗断面力の大きな柱基部や隅角部の損傷を軽減できないことになる¹⁾。この点で、せん断

を受ける鋼板の弾塑性性状²⁾を把握することが今後重要になる。

(3)水平復元力 H - 水平変位 δ 曲線

さらに、 H - δ 曲線の結果を比較すると、はり腹板の塑性化が著しい $\beta_{py}=0.654$ の曲線のループは、 $\beta_{py}=1.133$ のときよりも若干小さくなっていることがわかる。このことは上記(2)の結果に対応している。

4.3 はり中央の鉛直変位および柱頭部の水平変位の時刻歴応答

(1)はり中央の鉛直変位応答

はり中央の横荷重作用位置における鉛直変位 U_{bc} の時刻歴応答を Fig.6 に示す。

この図からわかるように、 $\beta_{py}=1.333$ のとき、変位 U_{bc} の変動は小さい。しかし、時刻 t =約 2~5sec の範囲では、 β_{py} が 1 よりも小さくなるにつれて、鉛直変位が非常に大きくなっている。これは、はり腹板 Sec.5 の塑性せん断変形と中間横荷重に起因するものであり (4.4 参照)、鉛直上方向への変位振幅は小さく、下方向に変位が累積している。このことは、4.2(1)で指摘したように、塑性化したはり腹板 (Sec.5) の塑性せん断変形が 1 方向に進むことと同じことを意味する。

(2)柱頭部の水平変位応答

つぎに、 $\beta_{py}=0.654$ と 1.133 のときに代表させて、柱頭部の水平変位の時刻歴応答を Fig.7 に示す。

この図から、上記(1)を踏まえると、非弾性応答を示したと考えられる t =約 2~5 秒の区間では、 $\beta_{py}=0.654$ の応答値が 1.133 のときよりも約 30% 小さくなっている。時刻 t =約 5sec 以降では、5sec までの変位がそのまま残留しており、大きな差異は見られない。

$\beta_{py}=0.654$ と 1.133 のラーメンでは、最大耐力に若干の差異はあるが (Fig.5 参照)、弾性応答 (弾性剛性) が同じであること、および、本文の数値解析では減衰を考慮していないことを踏まえると、これらの水平変位応答の違いは、塑性変形による損傷箇所が異なった崩壊モードに起因していると考えられる。このような崩壊モードの違いがラーメンの減衰性状にどのような影響を及ぼすかについては、今後検討する必要がある。

4.4 鉛直荷重作用位置における鉛直復元力の時刻歴応答

はり中間部の塑性せん断変形が柱頭部とはり中央の鉛直復元力 R_x の時刻歴応答にどのような影響を及ぼすかを調べた。 $\beta_{py}=0.654$ と 1.133 のときの結果を Fig.8 に示す。

この図から、はり中央の鉛直復元力の応答波形の周期は左右の柱頭部におけるものよりも大きくなっており、はりが曲げ振動を呈していることがわかる。また、 $\beta_{py}=0.654$ と 1.133 の結果を比較すると、はり中間部の腹板 Sec.5 の塑性化により、復元力の応答値に大きな変動が現れている。とくに、はり腹板が著しく塑性化した $\beta_{py}=0.654$ のとき、はり中央の復元力は仮定した横荷重に対して最大で約 3.5 倍の振幅となっている。そして、はり腹板が

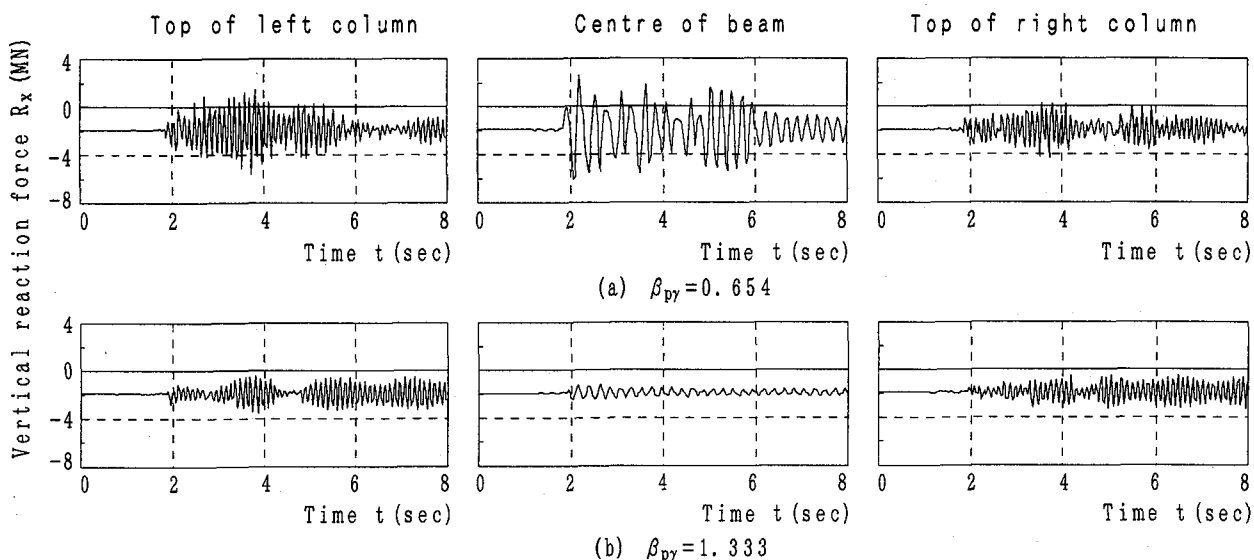


Fig.8 Time history of vertical reaction forces applied to top of columns and centre of beam (Model FLP)

弾性応答を示した $\beta_{py}=1.133$ のとき、はり中央の復元力の変動は横荷重の約30%以内に留まっている。

これらの結果は解析モデルで仮定した集中質量、中間横荷重、水平地動等によって影響を受けるが、中間横荷重の作用下で、はり腹板の塑性化を認めると、はりの曲げ振動を増幅させることになり、はり中間部のみならず柱直上の支点における鉛直復元力の変動が大きくなることに注意する必要がある。

5. ラーメンの崩壊モードとはり中間部腹板のせん断崩壊に関する考察

解析結果からラーメンの崩壊モードを調べることにより、中間横荷重が作用しない場合(モデル FNLP)も含めて、はり腹板がせん断によって非弾性域に入るかどうかの判定方法を検討し、はり中間部腹板の損傷を評価する方法について考察する。

5.1 ラーメンの崩壊モードと塑性化パラメータ β_{py}

上述のように、パラメータ β_{py} を求めるに際しては、隅角部腹板がせん断降伏するまでラーメンは弾性挙動を呈すると仮定した(3.2 参照)。このことは、たとえば柱基部の降伏が隅角部腹板よりも先行する場合には、式(5)の m_{qcf} に含まれる柱のせん断力を過大評価することになる。

この点を調べるため、等断面のはり・柱部材からなり、中間横荷重が作用しない1層ラーメンについて、式(19)で与えられる ξ の弾性解と塑性解を APPENDIX に比較している。実績調査⁷⁾を踏まえた設計パラメータの範囲内では、 ξ は約1~1.25の値をとる。

ここでは、実設計でできるだけ簡単にはり腹板の塑性化を判定できるように、中間横荷重の有無にかかわらず、文献1)を参考にして、柱部材のせん断力に起因した m_{qcf} を無視した ξ の簡略解についても検討した。すなわち、

$$\xi = 1 + \frac{1}{2} \frac{L_o}{D_c} \frac{t_{wb}}{t_{ns}} \frac{\tau_{bl}}{\tau_{sy}} - \frac{\tau_{sl}}{\tau_{sy}} \quad (\text{中間横荷重有り}) \quad (21)$$

そして、式(13)の β_{py} の計算方法として、次の2つの方法を比較することとした。

1) Method-1: 式(19)の ξ を用いて β_{py} の弾性解を求める。

以下では、このときの β_{py} を β_{py1} と記す。

2) Method-2: 式(21)の ξ を用いて β_{py} の簡略解を求める。

このときの β_{py} を β_{py2} と記す。

中間横荷重が作用しないとき、Method-2によると $\xi=1$ となり、式(13)は文献1)で示した β_{py} と一致する。

5.2 塑性化パラメータ β_{py} によるラーメンの崩壊モードの変動

Method-1とMethod-2によって、モデル FNLP(中間横荷重なし)とモデル FLP(中間横荷重有り)のラーメンの解析結果を整理した。

ラーメンの崩壊モードの変動を表す諸量としては、各断面のひずみと消費エネルギーを用いた。ひずみに関する結果は、文献1), 8)および9)を参考にして、柱基部 Sec.1の増分塑性曲率、および、隅角部とせん断変形域を仮定したはり腹板の増分塑性せん断変形角の各絶対値和、それぞれ $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|$ 、 $\Sigma|\Delta\gamma_d|$ および $\Sigma|\Delta\gamma_{pd}|$ を整理した。以下、これらを総称して絶対累積塑性ひずみと呼ぶ。また、エネルギーについては、ひずみに対応させて、柱基部 Sec.1、隅角部腹板、および、はり腹板の消費エネルギーをそれぞれ w_1 、 w_p および w_{yb} として、ラーメン全体の履歴エネルギー W_T に対する割合を求めた。

(1) 中間横荷重が作用しない場合

まず、はりに中間横荷重が作用しないモデル FNLPの結果を Fig.9 にまとめる。各図の横軸には上下に2つのパラメータ β_{py1} と β_{py2} を明記し、Method-1とMethod-2を比較している。

同図(a)からわかるように、Method-1の β_{py1} で絶対累積

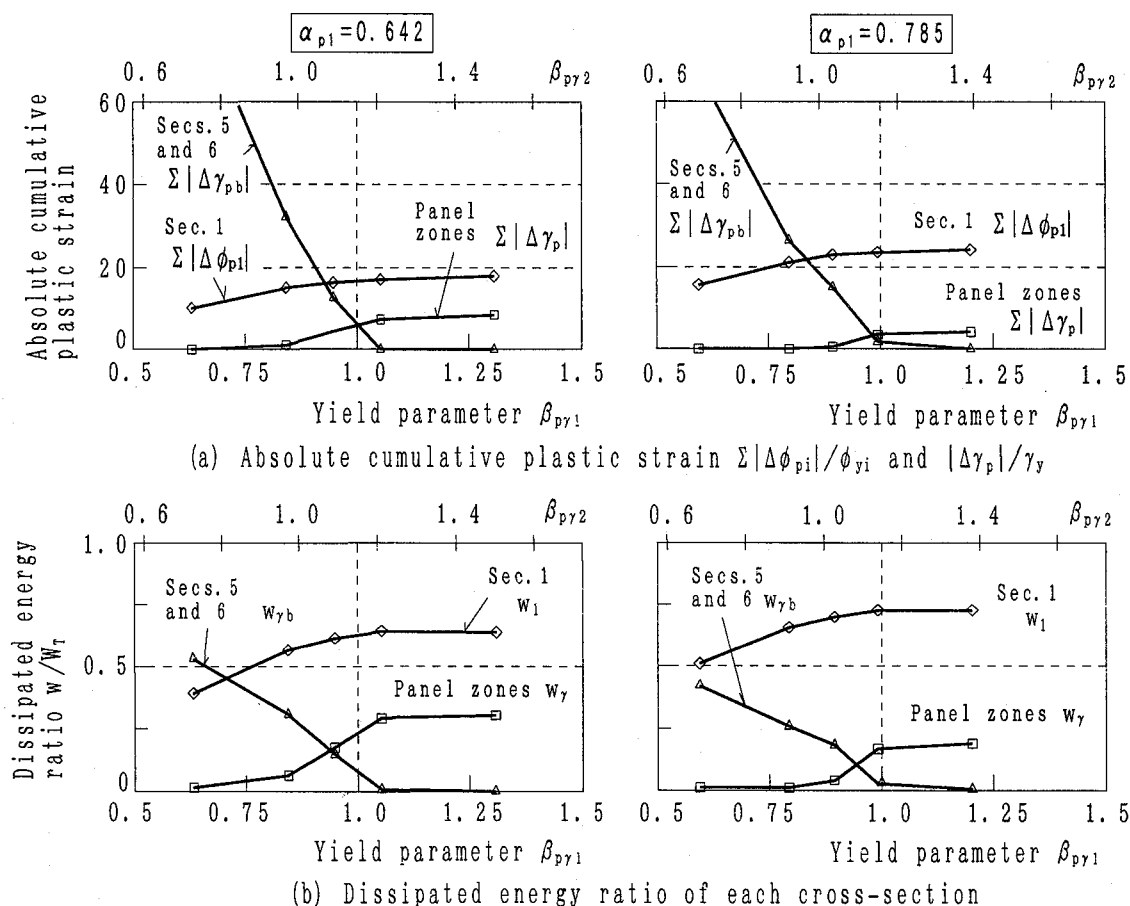


Fig.9 Variation of plastic strain and dissipated energy of each cross-section of frames FNLP without lateral load on beam with parameter β_{py}

塑性ひずみを整理すると、全塑性モーメント比 α_{p1} にかかわらず、はり腹板の塑性変形は $\beta_{py1} < \text{約} 1$ の範囲で大きくなり始めており、塑性変形集中するか否かの判定に β_{py1} が有効である。一方、簡略化した β_{py2} を用いると、 $\beta_{py2} = \text{約} 1.16$ が $\beta_{py1} = 1$ に相当している。同図(b)に示した消費エネルギーの変動からも同様なことがわかる。

(2) 中間横荷重が作用している場合

上と同様にして、中間横荷重が作用するモデル FLP の結果を Fig.10 に示す。

はり中間部腹板の塑性化が顕著になり始めるときの β_{py1} と β_{py2} を同図から読み取ると、それぞれ約 1.05 および 1.33 となる。上記と同様に、横荷重が作用する場合でも Method-1 の β_{py1} によってはり腹板の塑性化発生をほぼ把握できることがわかる。ここで、Method-2 では、水平地動による柱のせん断力 Q_{ce} に加えて、中間横荷重による Q_{cl} を無視したために、 β_{py2} と β_{py1} の差異は、中間横荷重が作用していない上記(1)よりも大きくなっている。

なお、 β_{py1} によるラーメン各部の塑性ひずみの累積とエネルギー分担の変動は、文献 1)で対象とした中間横荷重がないラーメンとほぼ同様な傾向を示している。すなわち、はり腹板の塑性せん断変形が隅角部の塑性ひずみの累積を小さくする効果大きい。また、はり腹板の塑性変形が急増している $\beta_{py1} < \text{約} 0.75$ の範囲では、ラーメ

ンは、はり中間部腹板と柱基部で塑性変形が進行する崩壊モードを呈している。

5.3 はり中間部腹板の耐震設計法に関する考察

(1) はり中間部腹板の塑性化発生 の判定方法について

a. Method-1 を用いる場合：式(13)と式(19)

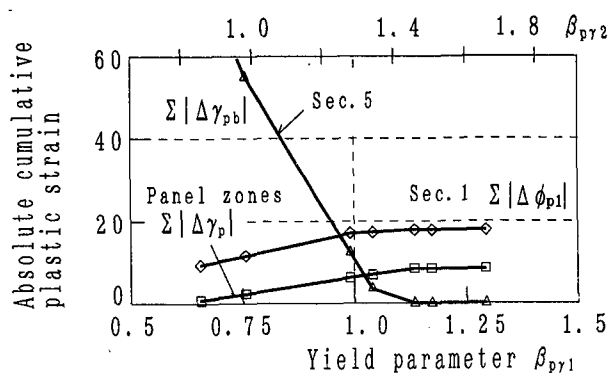
上記の結果から、はり腹板のせん断による塑性化は、中間横荷重の有無にかかわらず、式(13)と(19)から得られる β_{py} を用いて判定できる。すなわち、 $\beta_{py} > \text{約} 1.15$ とすれば、はり中間部腹板はほぼ弾性応答の範囲に留まると考える。

ここで、 β_{py} の判定値を約 1.15 としたのは、 $\beta_{py} = \text{約} 1$ のときには、塑性化した隅角部腹板のせん断耐力がひずみ硬化の影響で大きくなって^{9,12)}、はり腹板が非弾性域に入る可能性があることを考慮したものである。

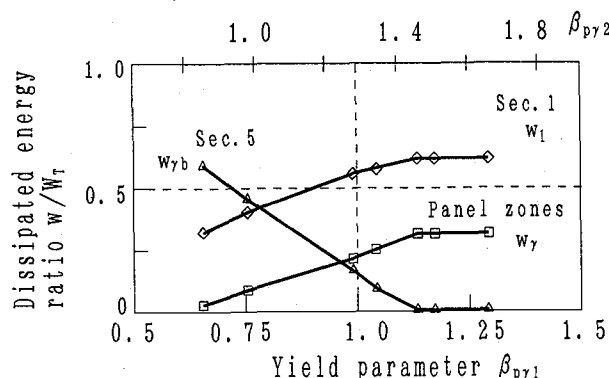
なお、この方法では、2層ラーメンの1、2層目のはり中間部に多くの横荷重が作用する場合など、振動系としての自由度が高くなるときは、3.2 に述べた弾性線形解析を行うための静的荷重を定めることが難しくなる。この場合は、式(19)に含まれる分布曲げモーメント m_{qce} (式(5)参照)を求めるために、動的応答解析を行って検討する必要がある。

b. Method-2 を用いる場合：式(13)と(21)

中間横荷重が作用しないときは、式(13)で $\xi=1$ とにおいて、



(a) Absolute cumulative plastic strain $\Sigma|\Delta\phi_{pi}|/\phi_{vi}$ and $|\Delta\gamma_p|/\gamma_y$



(b) Dissipated energy ratio of each cross-section

Fig.10 Variation of plastic strain and dissipated energy of each cross-section of frames FLP with lateral load on beam with parameter β_{pr}

APPENDIX の結果を踏まえて、 $\beta_{pr} > \text{約 } 1.25$ に設定すれば、はり中央腹板を弾性応答の範囲に留めることができると考える。これは、柱のせん断力の影響を安全側に考慮している点で文献 1) と異なる。この β_{pr} は、隅角部域を含むはり部材の寸法諸元と降伏点から決定できるため、はり腹板の塑性化を判定するときに、一つの重要なパラメーターになる。

中間横荷重が作用する場合 ($\xi \neq 1$) については、本研究では、 β_{pr} に及ぼす柱のせん断力の影響を十分に把握できていない。今後、このような簡便な方法を検討していく必要がある。

(2) はり中間部腹板の塑性化を伴うラーメンの損傷モードの評価

本文で得られた結果から、地震時にラーメンの損傷をどの箇所に認めるのが合理的・経済的かという点について、以下の 2 つの方法を考察する。

a. 抵抗断面力の大きな断面に塑性変形を集中させて、ラーメン各部の損傷を平均化する方法

筆者らは、変断面ラーメン各部の損傷をできるだけ小さくするためには、抵抗断面力の大きい柱基部や隅角部付近で塑性変形を認める断面構成が有効であることを述べてきた¹⁰⁾。抵抗断面力の大きな断面は、抵抗断面力の小さな断面よりも、小さな塑性変形で大きな履歴エネ

ルギーを吸収できるからである。この考え方に従って上記(1)を適用し、せん断耐力の小さいはり中間部腹板の塑性化を認めない設計法を採用すると、ラーメン各部で塑性変形を分散させて、損傷を平均化することが可能になると考える¹⁰⁾。

b. 抵抗断面力の小さなせん断卓越型部材に損傷を集中させる方法

この方法は、Goel ら¹¹⁾や高橋ら¹²⁾が押し進めている研究に相当する。文献 1) と本論文の数値解析結果で示したように、はり中間部腹板の著しい塑性変形は、隅角部近傍だけでなく柱基部の塑性変形集中も小さくする傾向がある。そのため、はり中央腹板の塑性せん断変形は安定した損傷になる可能性も否定できない。ただし、上述のように、中間横荷重の作用下では、はり中間部腹板が塑性化すると、はりのたわみが一方に累積するだけでなく、曲げ振動が顕著になり、鉛直復元力の変動も大きくなる。これにより、たとえば、支承の位置で負の反力や衝撃力を引き起こすことが考えられる。したがって、中間横荷重が作用するはり部材については、その中間部の腹板が非弾性域に入らないようにする必要がある。

今後、上記 a. と b. の方法については、4.3(2)で述べたようなはり腹板の塑性化が減衰性状に及ぼす影響や隅角部の脆性破壊の問題も考慮の上、評価していかなければならない。

6. 結論

本研究は、鋼門形ラーメンの地震応答解析を行い、はりの中間部腹板において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。

本文で得られた主な結果を以下にまとめる。

- 1) 中間横荷重が作用するはり腹板のせん断降伏を判定するために、隅角部腹板の塑性化と関連づけたパラメーター β_{pr} を誘導した。
- 2) 中間横荷重が作用するとき、はりの中間部腹板の著しい塑性変形は、隅角部腹板のせん断変形挙動をほぼ弾性応答の範囲に留める。
- 3) このときのラーメンは、はり中間部と柱基部で塑性変形を生じる崩壊モードを呈する。
- 4) 中間横荷重が作用しているとき、はり腹板の塑性せん断変形が起こると、はりの曲げ振動が増幅され、はりの鉛直変位応答が大きくなるとともに、鉛直復元力の変動も大きくなる。
- 5) そのため、中間横荷重のあるとき、はり中間部腹板の塑性せん断変形は好ましい損傷ではなく、塑性化が起こらないように配慮する必要がある。
- 6) 上記 1) で示した β_{pr} を用いて、 $\beta_{pr} > \text{約 } 1.15$ とすることにより、はり中間部腹板をほぼ弾性応答の範囲に留めることができる (Method-1)。
- 7) また、中間横荷重がない場合には、柱のせん断力の影

響を安全側に考慮した β_{py} を用いて、 $\beta_{py} > \text{約 } 1.25$ とすれば、はり腹板の塑性化を防ぐことができる (Method -2)。

8) はり中間部腹板の損傷を評価する2つの方法を示した。

謝 辞：本研究は、平成8～9年度の文部省科学技術研究費・基盤研究(C)，ならびに、大同工業大学の平成9年度奨励研究の一部として実施したことを付記し、謝意を表します。

APPENDIX 中間横荷重の作用しないはり腹板の塑性化に関するパラメーター ξ の解

A-1 1層門形ラーメンに対する ξ の弾性解

等断面のはり・柱からなる1層門形ラーメンの場合、柱のせん断力は容易に求められ、式(19)の ξ は次のような簡単な形にまとめられる。

$$\xi = 1 + \frac{1}{\frac{h}{D_b} \left(1 - \frac{D_c}{L}\right) \frac{6K}{6K+1} - 1} \quad (\text{A-1})$$

ここに、 K は、はりと柱の剛比であり、はりと柱の断面2次モーメントをそれぞれ I_b および I_c とすると、次式で与えられる。

$$K = \frac{I_b}{L} \frac{h}{I_c} \quad (\text{A-2})$$

実績調査結果を参考にして $0.5 \leq K \leq 2$ ， $7 \leq h/D_b \leq 15$ および $5 \leq L/D_c \leq 10$ の範囲でパラメーターを定めると、式(A-1)の ξ は約1.1～1.25の値をとる。

A-2 1層門形ラーメンに対する ξ の塑性解

左右の柱頭部に水平荷重 H を受ける1層門形ラーメンにおいて、柱基部と隅角部腹板で塑性変形が卓越する崩壊メカニズムを呈する場合を考える。

このときの塑性崩壊荷重 H_p は、塑性解析¹³⁾を行って容易に導くことができる。すなわち、

$$H_p = \frac{M_{pl} + M_{py}}{h} \quad (\text{A-3})$$

ここに、 M_{pl} は柱基部断面 Sec.1 の全塑性モーメントであり、また、 M_{py} は式(11)による隅角部腹板の全塑性モーメントである。

上式から得られる H_p は柱のせん断力 Q_{cfe} に等しくなり、このときの分布曲げモーメント m_{qce} を式(5)から求めると、式(19)の ξ は次のように簡単化できる。

$$\xi = 1 + \frac{1}{2} \frac{D_b}{h} \frac{M_{pl} + M_{py}}{M_{py}} \quad (\text{A-4})$$

上式によると、 $5 \leq h/D_b \leq 15$ で $M_{py}/M_{pl} = 0.5 \sim 1.5$ のとき、 ξ は約1.05～1.2の値をとる。

参 考 文 献

- 1) 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。
- 2) Basha, H.S. and Goel, S.C.: Special Truss Moment Frames with Vierendeel middle panel, *Engineering Structures*, Vol.17, No.5, pp.353-358, 1995.
- 3) Goel, S.C.: Truss Moment Frames for Ductile Behavior, *Proc. of International Conference on Lightweight Structures in Civil Engineering*, Warsaw, pp.464-470, Sept. 1995.
- 4) Goel, S.C. and Leelataviwat, S.: Seismic Design by Plastic Analysis, *Proc. of the 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures*, Nagoya, pp.1037-1044, July 1997.
- 5) 高橋泰彦，品部祐児：せん断降伏型薄板鋼板の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，No.494，pp.107-114，1997年4月。
- 6) 高橋泰彦，品部祐児，佐野剛志：低降伏比点鋼を用いた履歴減衰ダンパー，JSSC，No.25，pp.44-46，1997年。
- 7) 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，pp.35～40，1982年6月，および，Vol.16，No.7，pp.43～49，1982年7月。
- 8) 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，pp.75～84，1994年10月。
- 9) 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，pp.469～472，1995年7月。
- 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，pp.201～204，1976年6月。
- 11) 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。
- 12) 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。
- 13) Neal, B.G.: The Plastic Design Methods of Structural Analysis, Third Edition, London, Chapman and Hall, 1977.

(1997年9月26日受付)