

繰り返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能 に関するパイロット実験

A PILOT TEST ON THE STRENGTH AND DUCTILITY CAPACITY OF STEEL RIGID FRAME STRUCTURES UNDER CYCLIC LOADING

宇佐美勉*・戸谷和彦**・鈴木森晶***・是津文章****

By Tsutomu Usami, Kazuhiko Toya, Moriaki Suzuki and Humiaki Zetsu

*正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

**学生会員 名古屋大学大学院工学研究科 博士課程 (前期課程) 在学中 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

***学生会員 名古屋大学大学院工学研究科 博士課程 (後期課程) 在学中 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

****正会員 豊田自動織機製作所 (〒448 刈谷市豊田町)

In this paper, a pilot test is presented on the strength and ductility capacity of steel frame structures under cyclic loading. Two identical specimens of a steel rigid frame were tested under a constant axial load and cyclic lateral loads. The purpose of this pilot test is to investigate the collapse behavior, deformation capacity and energy absorption distribution of rigid frame under cyclic loading. Test results showed that considerable amount of energy was absorbed at the panel zone of beam-to-column as well as at the base of column.

Key Words : rigid frame, cyclic loading, ductility, beam-to-column connection, energy absorption.

1. 緒言

著者らは、鋼製橋脚の耐震設計法の開発を目的として、比較的薄肉の補剛または無補剛箱形断面片持柱の静的および準静的(繰り返し) 載荷実験を行い、種々のパラメータが強度、変形能に及ぼす影響について調べてきた^{1),2),3)}。本研究はその延長として行った鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験について述べたものである。

鋼製門形ラーメン構造物の繰り返し載荷実験については、建築の分野で高層フレームを対象として既に数多く行われている^{4),5),6),7)}。しかしながら、そのほとんどは厚肉のH型断面を用いたもので、比較的薄肉の補剛箱形断面を多用する土木構造物に利用できるデータは多くない。最近、土木の分野では、薄肉箱形断面骨組の隅角部を対象とした静的および準静的挙動に関する実験的、理論的研究^{8),9),10),11)}が行われているが、鋼製ラーメン構造物の繰り返し挙動に関する実験については皆無である。

本研究では、鋼製門形ラーメン橋脚を想定した補剛箱形断面フレーム供試体を2体製作し、鉛直方向に上部構造物を想定した一定軸力と、柱頭水平方向に地震荷重を想定した水平繰り返し荷重を載荷する準静的実験を行った。そのために、従来の片持柱の実験装置に若干の装置を追加して門形ラーメン構造物の実験ができるシステムを考案した。実験結果より、破壊の状況、隅角部のせん断変形、塑性率、エネルギーの分布性状などについて検討した。

2. 実験概要

(1) 実験計画

本研究で想定しているフレーム供試体は、1層1スパン門形ラーメンであり、荷重条件は柱に一定鉛直荷重、はりに繰り返し水平荷重を作用させるものである。従って構造は対称、荷重は逆対称であるので、Fig.1のように対称軸より片側半分だけを取り出し、逆L形の供試体とし、はりの先端部を両端ピンの支柱で支持した。ここでの支柱は、水平方向には拘束はなく、鉛直方向には柱部が局部座屈を起こしたり、あるいは水平荷重を受けて供試体が傾いたときでも、柱頂部と支持部とで同一の高さを保つ機能を持っていない。供試体は同一寸法のもを2体用意した。供試体の柱およびはり部材の、断面寸法および長さに関するパラメータをTable1に示す。表中の R_f 、 $\bar{\lambda}$ の定義式は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}}, \quad \bar{\lambda} = \frac{K h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1), (2)$$

ここで、 b = 柱のフランジ板幅、 t = 柱のフランジ板厚、 σ_y = 降伏応力、 E = 弾性係数、 ν = ポアソン比、 k = 純圧縮板の座屈係数(補剛断面の場合 $4n^2$ 、 n = 補剛材で囲まれたサブパネル数)、 K = 有効座屈長係数、 h = 柱長、 r = 鋼断面の断面2次半径である。また、供試体のはりおよび柱の断面は同一である。 $\bar{\lambda}$ の定義で用いられる有効座屈長係数 K については文献[12]を参照して求め、これを計算すると1.17となる。縦方向

Table1 Test Plan

No.	Specimen	R_f	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	P/P_y	$\frac{\text{Column Length}}{\text{Beam Length}}$	n
1	Frame 1	0.45	0.40	3	0.20	1.95	3
2	Frame 2	0.45	0.40	3	0.25	1.95	3

Notes: n = Number of Cycles per Step.

補剛材は、フランジ板、ウェブ板に等間隔にそれぞれ2本、1本入れ、フランジの縦方向補剛材の剛比 γ は、弾性座屈理論から求まる純圧縮補剛板の縦方向補剛材の最適剛比 γ^* の3倍程度とした。またウェブの縦方向補剛材は、フランジ板において使用するものと同じ寸法のものとした。はりの長さ $l=1000\text{mm}$ 、柱の細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.40$ （供試体の高さ $h=1949\text{mm}$ ）とした。これにより、柱の長さ/はりの長さ $=1.95$ となり、想定門形ラーメンのはりと柱の剛比はほぼ等しくなる。鋼種は溶接構造用圧延鋼材SM490相当材を使用した。構成板の溶接集成方法は、レ形のグループ溶接および脚長3mmの片面すみ肉溶接を併用した。鉛直荷重の大きさ P は、柱の全断面降伏軸力 P_y の0.2倍と0.25倍の2種類である。ちなみに、相似比8の実物橋脚を想定して、現行道路橋示方書[13]で耐震設計を行うと、 P/P_y はI, II, III種地盤に対し、それぞれ0.21, 0.15, 0.13となる。従って、本実験で採用した軸力比は現実的な値と言えよう。載荷条件は、一定鉛直荷重のもとで柱頂部に変動変位繰り返し水平力を作用させた。ここで同一変位に対する繰り返し水平力を与えるサイクル数 n を3回とした。

(2) 実験供試体

実験供試体は同一寸法のを2体製作した。供試体の概略図をFig.2,3に示し、実測寸法をTable2, 断面定数をTable3に示す。表中の R_p は次式で表される隅角部パネルゾーンのせん断座屈に対する幅厚比パラメータ^{9),10)}で次式で表される。

$$R_p = \frac{\alpha}{t} \sqrt{\frac{\tau_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_s}} \quad (3)$$

ここで、 d =柱のウェブ高さ、 $\tau_y = \sigma_y/\sqrt{3}$ =せん断降伏応力、 k_s =せん断座屈係数である。パネルゾーンの補剛材剛比 γ は75.0で、せん断座屈に対する最適剛比 $\gamma^*=13.5$ に比べ十分大きいので、板の縦横比は0.5として計算すると、 $k_s=25.4$ となる¹⁴⁾。Table2から分かるように R_p の値は非常に小さく、隅角部パネルゾーンのせん断座屈は無視できると考えられる^{9),10)}。柱部の上端部は載荷板とボルト接合するために28mm厚の鋼板を脚長6mmの片面すみ肉で溶接し、また下端部は供試体台に固定するため40mm厚の鋼板をレ形のグ

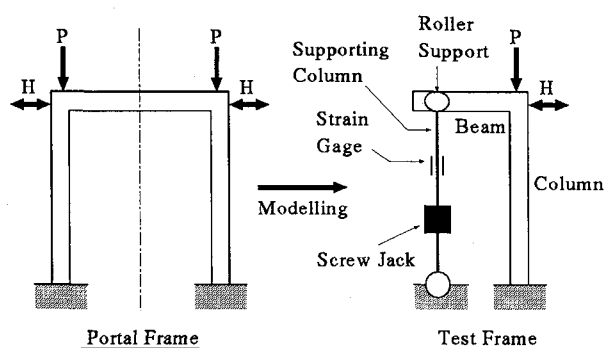


Fig.1 Test Frame

ループ溶接および脚長3mmの片面すみ肉溶接し、それぞれ上部継手板、下部継手板とした。供試体最下部の $0.1h$ (h =柱の長さ)の長さの部分には、局部座屈の発生を防ぎ、かつ剛域を確保するため、12mm厚の三角リブ12本（フランジ板に片側4本、ウェブ板に片側2本）、および4.5mm厚のダイアフラムで補剛した。ここで供試体の柱としての部材長 h は、三角リブの上部のダイアフラム位置から水平荷重の作用位置までの距離を採っている。なおダイアフラム間隔は b (=フランジ幅)とし、脚長3mmで両面すみ肉溶接した。隅角部におけるダイアフラムは、力学的に重要な箇所であるので、4辺ともレ形のグループ溶接をした。後述する横倒れ防止装置取り付け台の設置を考慮に入れ、上部継手板の下方に長さ100mmのスペースを取って、はり部材を柱のフランジ板に、レ形のグループ溶接および脚長3mm片面すみ肉溶接した。はりの長さは、柱の中心軸から、はり部先端のダイアフラム位置までの距離をとっている。

後述するように、Frame 1Rは、供試体に損傷の見られない早期に、はりと柱のグループ溶接部にクラックが生じて破壊したため、Fig.4およびPhoto.1に示すように4.5mm厚の補強板4枚を柱とはりの接合部に溶接して補強を行った。補強を行った供試体をFrame 1Rと記す。Frame 2についても同じ補強を載荷前に行った。従って、Frame 2については、最初からFig.4に示すような構造で実験を行ったことになる。補強による供試体の諸特性の変化はAppendix 1に示してある。

Table2 Measured Dimensions of Test Specimens

Specimen	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b_s (mm)	γ/γ^*	L (mm)	h (mm)	l (mm)	$\bar{\lambda}$	R_f	R_p
Frame 1	290	178	4.45	42	3.14	2154	1949	1003	0.422	0.472	0.28
Frame 2	289	178	4.45	42	3.14	2153	1948	1000	0.422	0.472	0.28
See Figs.2 and 3.											

Table3 Cross-Section Constants

Specimen	A (mm^2)	I ($\times 10^7 mm^4$)	r (mm)	W ($\times 10^5 mm^3$)	P_y ($\times 10^2 KN$)	M_y ($\times 10^4 KN \cdot mm$)	M_p ($\times 10^4 KN \cdot mm$)
Frame 1	5290	2.92	74.3	3.13	20.2	12.0	13.7
Frame 2	5280	2.92	74.4	3.13	20.2	12.0	13.7

Notes: A = Cross-sectional area; I = Moment of inertia;
 r = Radius of gyration; W = Section modulus;
 P_y = Squash load; M_y = Yield moment; M_p = Fully plastic moment.

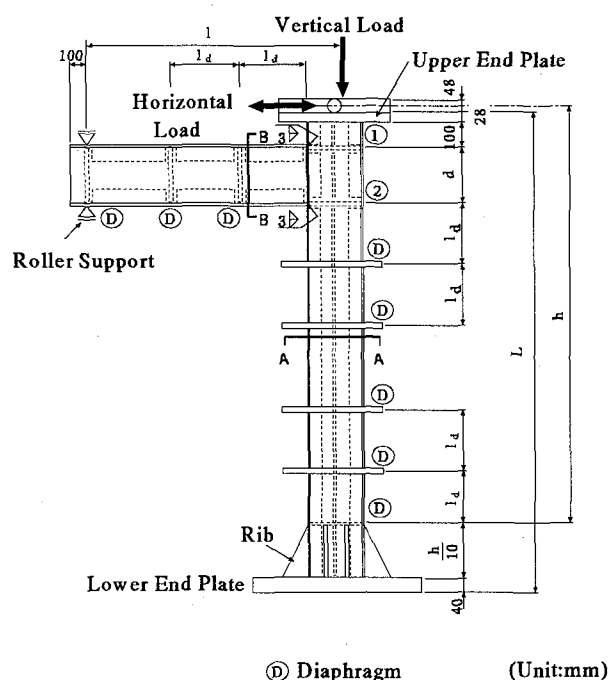
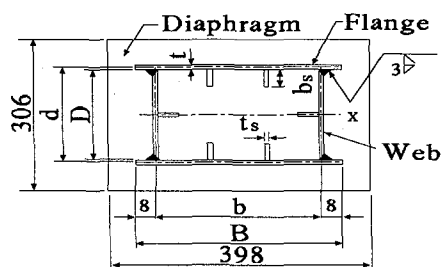
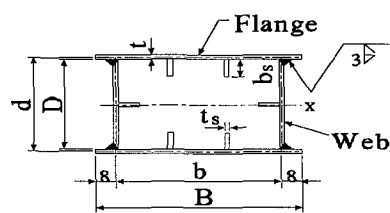


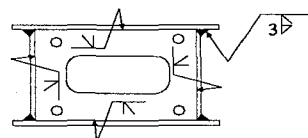
Fig.2 Test Specimen



(a) Cross-section A-A



(b) Cross-section B-B



(c) Detail of Diaphragm ① and ②

Fig.3 Cross-section

(3) 実験装置

荷重装置の概要を Fig.5 に示す。水平、鉛直荷重装置などについては、これまで名古屋大学で実験を行った柱供試体の場合と同様であるので詳細については文献 [1,2,3] を参照されたい。フレーム実験のため新たに設置される治具（ローラー支点治具、および横倒れ防止治具）について説明する。

ローラー治具の構造を Fig.5(b) に示す。ローラー支点治具は、前述のローラー支点部の機能を満たす治具として考案、製作した。この支点では、水平変位を拘束せず、鉛直変位を上部載荷板 ⑯ の中心で測定した鉛直変位変化量と一致するようスクリージャッキ ⑩

で調整するような機構となっている。はり部の先端を上、下よりそれぞれアングル①に取り付けた4本の高力ボルト② (F10TM24) で鋼板③を挟んで押さえ付け、そのアングル①は、はり部断面の左右からピン⑥ (65 φ) が突き出たピン付き鋼板⑤とボルト接合され、そのピン⑥をローラベアリングを介してピン支持治具⑦で支える。このとき、左右のピン付き鋼板⑤が

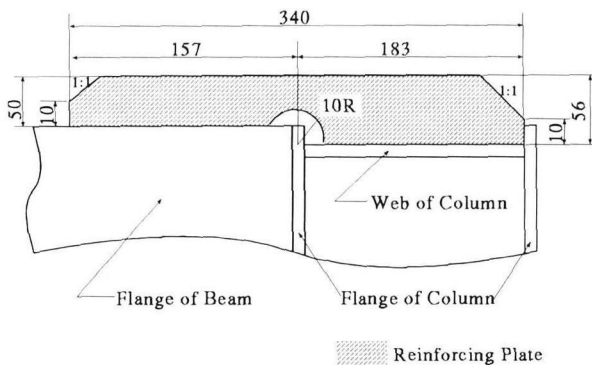


Fig.4 Reinforcing Plate (Top View)

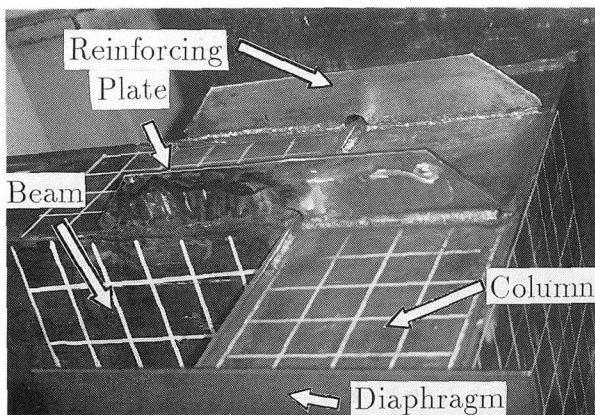


Photo.1 View of Reinforcing Plate

開いて外れないように、高力ボルト②の部分に鋼板④で一体化した。そして、ピン支持治具⑦を箱形断面柱⑧とボルト接合し2本の箱形断面柱⑧を下方でH鋼ばり⑨により一体化する。このH形鋼ばり⑨の下フランジ中央にスクリージャッキ⑩（最大荷重：20ton、ストローク長：200mm）を取り付け、3相モーター⑫（出力：1.5kw、ギア比：1/30）を3φPSコントローラーで制御することにより、スクリージャッキ⑩を昇降速度を調整しながら上げ、下げする。スクリージャッキ⑩の下部は、ねじ軸を挟んで2列に並べたチャンネルばり⑪に固定し、これを本治具の上部と同様に左右からピン付き鋼板⑬とボルト接合し、ピン支持治具⑮で支える。これを実験床に4本のボルト（50φ）でアンカーした最下部のアンカー用のH形鋼ばり⑯とボルト接合する。このように上部⑥と下部⑭とをヒンジとし、その間にジャッキ⑩を入れた構造により、本治具はローラー支点の機能を果たすことができる。

次に横倒れ防止治具の構造をFig.5(c)に示す。横倒れ防止治具は、供試体のフレーム面外変位（横倒れ）を防ぐための治具である。これには面内方向の変位は拘束せず、面外方向の変位だけを拘束するものが要求

される。上部載荷板⑰の下部よりボルト⑱（M36）を突き立てた横倒れ防止装置取り付け台⑲を張り出し、そのボルト⑱にボックス・ユニット⑳を真中の孔部に合わせ設置し、上からナットで軽く締めることにより、ボルト⑱を中心にボックス・ユニット㉑が回転可能となるようにした。そしてボックス・ユニット㉑の両端に空けた孔にそれぞれロッド㉒（42φ、両端はヒンジ）を取り付け、他方を横倒れ防止装置支持柱㉓に固定し、横倒れ防止装置の構造を作った。このとき、横倒れ防止装置支持柱㉓には剛性を確保するためにステイを設けた。

(4) 荷重方法

供試体の荷重方法は、前論文[1,2,3]と同様に、式(4)で定義する δ_{y0} を基準として $2\delta_{y0}$ からはじめて、 $3\delta_{y0}$ 、 $4\delta_{y0}$ 、 $5\delta_{y0}$ 、...のように変位をとり、所定の各変位振幅で3サイクルごとの変動変位繰り返し载荷で行った。基準とする変位 δ_{y0} は、水平荷重のみを载荷したときに、柱基部において初期降伏が起こるときにの理論変位で次式より求められる。

$$\delta_{y0} = 1.27 \times 10^{-4} H_{y0}, \quad H_{y0} = 9.63 \times 10^{-4} M_y \quad (4), (5)$$

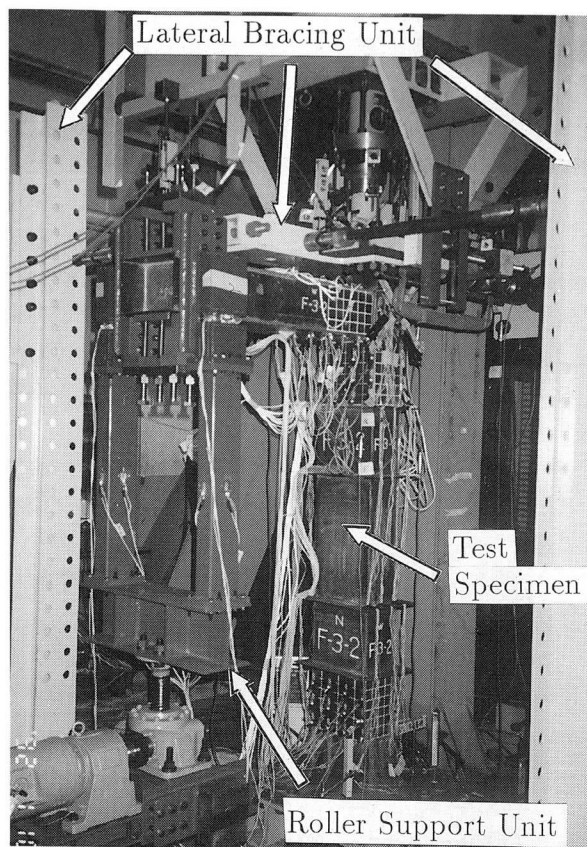
ここで、 M_y は柱断面の降伏モーメント（ $N \cdot mm$ ）であり、 H_{y0} の単位はNewtonである。式(4),(5)は、部材一般部（隅角部を除いた部分）での曲げ変形の影響のみ考慮し、補強前の供試体に対して求められたものである。

鉛直荷重は、常時ロードセルの油圧を見て一定荷重を保つように油圧ポンプを調整しながら行った。偏心のチェックは隅角部近傍の柱部に貼付した塑性ひずみゲージを利用した。また柱頂部と、はりのローラー支点における鉛直変位を常時一致させるよう、それぞれの変位を変位計（精度：100 μ/mm ）でモニターし、ローラー支点のスクリージャッキ（Fig.5(b)参照）を操作した。

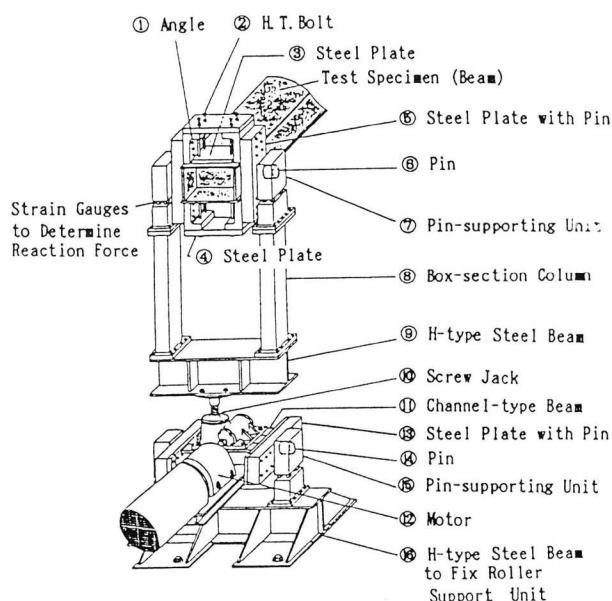
(5) 測定方法

各荷重段階でのひずみ分布、および変位を調べるために、柱基部、隅角部近傍のダイアフラム間の両フランジ面に塑性ひずみゲージを1フランジ面につき12枚ずつ、さらに大きなせん断変形が予想される隅角部の両ウェブ面に直角ロゼットゲージを片面11枚ずつ貼付した。また、柱頂部、三角リブの真上のダイアフラム位置の水平変位、柱頂部の鉛直変位、およびはり先端部の鉛直変位をダイヤルゲージで計測した。

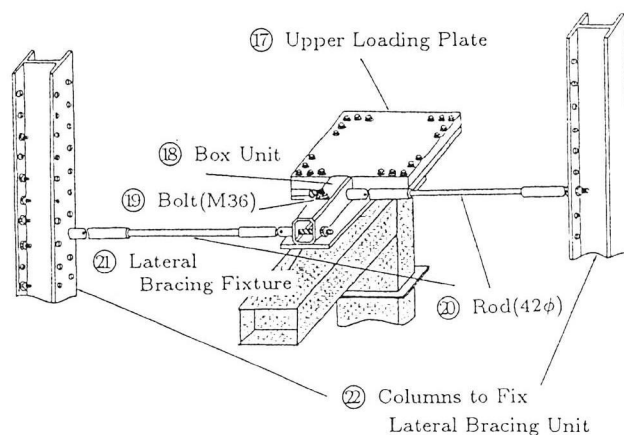
隅角部ウェブの平均せん断ひずみを求めるため、ウェブの対角線方向にせん断ひずみ測定用治具を取り付け、それに変位計（精度：200 μ/mm ）を付け、対角線方向の伸び・縮み変位を測定した。概略図をFig.6に示す。そ



(a) General View



(b) Roller Support Unit



(c) Lateral Bracing Unit

Fig.5 Test Setup

の際、治具がウェブ面内で供試体の変形と共に回転できるように、ウェブ面の4隅にボルトを付けたナットを溶接し、治具をこのボルトに設置した。治具の構造は2つのアングル(アングル1,2)をずらして一体化し、一方のアングル(アングル2)に変位計を取り付け、変位計の先を他方のアングル(アングル1)に付けられた板面(図中で黒く塗りつぶしている所)に合わせる。対

角線方向に生じた伸び・縮み変位に追従して2つのアングル(アングル1,2)が滑りながら伸び、縮みし、その量が変位計で計測される。

さらに、吸収エネルギーの分布性状を調べるために、ローラー支点における反力を知る必要がある。そこで、ローラー支点のピン支持治具(Fig.5(b)の⑦)の8本の足(片側4ヶ所)の部分にひずみゲージを貼付し、前

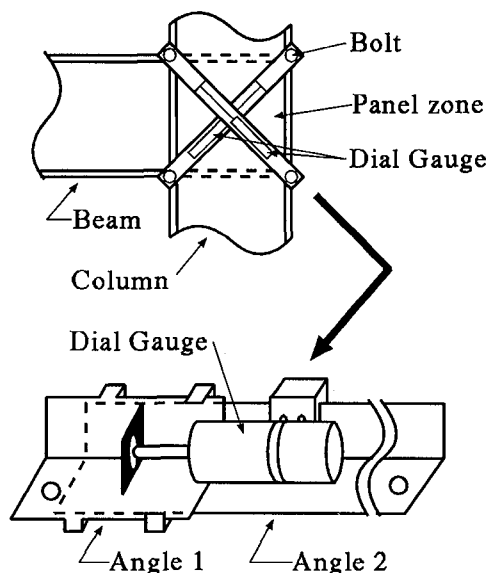


Fig.6 Measuring Unit for Shear Strain in Shear Panel-zone

Table4 Material Properties of Test Specimens

E (GPa)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	ν	E_{st} (GPa)	ϵ_{st} (%)
203	382	0.204	0.266	4.58	1.26

Notes: E = Young's modulus; σ_y = Yield stress;
 ϵ_y = Yield strain; ν = Poisson's ratio;
 E_{st} = Strain-hardening modulus;
 ϵ_{st} = Strain at onset of strain-hardening;

もって圧縮試験により得られている荷重－ひずみ関係を利用して、反力を求めた。

またローラー支点治具の 2 本の箱形断面柱 (Fig.5(b) の⑧) の 4 面にもひずみゲージを貼付し、治具に偏心が生じていないことを確認した。

3. 実験結果および考察

(1) 鋼材の引張試験結果

使用鋼材から JIS5 号試験片を合計 4 本製作し、引張試験を行った。弾性係数 E 、降伏応力 σ_y 、ポアソン比 ν などを測定した。それらの平均値を Table4 に示す。

(2) 初期たわみ測定結果

初期たわみは、板パネル面に基盤状の線を入れ各格子点において変位計 (精度: $500 \mu\text{m}$) で測定した。測定箇所は座屈が予想されるパネルで、柱基部、隅角部近傍のダイアフラム間の両フランジ面、および隅角部の両ウェブ面を対象とした。隅角部近傍の柱フランジ

において、道路橋示方書の縦方向補剛材の製作精度を 5% 程度超えるものが 2 カ所あったが、他は製作精度の範囲内であった。詳細については文献 [15] を参照されたい。

隅角部ウェブ面は、製作誤差内に収まっているが、溶接によりへこみ具合が多少大きかった。

(3) 水平荷重－水平変位履歴曲線および破壊状況

水平荷重載荷位置で測定された変位には、供試体基部の剛体的回転が含まれるため、文献 [1,2,3] での考えに従って補正を行った。水平荷重 H および補正された水平変位 δ をそれぞれ H_{y0} , δ_{y0} で無次元化した水平荷重－水平変位履歴曲線を Fig.7 に示す。

供試体の破壊状況を Fig.7 の履歴曲線と共に説明する。Frame 1 では、 $3\delta_{y0}$ の変位段階における反復載荷の途中で、柱・はり接合部の上フランジおよびウェブのグルーブ溶接部においてクラックが生じ、急激に水平荷重が低下した (Photo.2)。

Frame 1R では、 $4\delta_{y0}$ の変位段階①で柱基部フランジに微小な局部座屈が発生し、 $5\delta_{y0}$ の 3 ループ目②で柱基部ウェブにも局部座屈が発生した。 $6\delta_{y0}$ になったところ③で柱・はり接合部のはりの下フランジおよびウェブのグルーブ溶接部にクラックが発生し、その後 3 ループ目④で柱基部に母材および溶接部のクラックが発生し、破壊に至った。局部座屈モードは、柱基部フランジ部では補剛材を節点とする 1 半波長のモードとなり、柱基部ウェブでは外側に凸状の座屈変形が見られた。

Frame 2 では、局部座屈の発生時期は Frame 1R とほぼ同様な結果となったが、クラックは発生しなかった。局部座屈モードは、柱基部フランジ部では、初めは補剛材を節点とする 1 半波長のモードとなったが、載荷が進むにつれて凹状の座屈変形となり、柱基部ウェブでは外側に凸状の座屈変形が見られた (Photo.3)。

Frame 1 を除いて、履歴曲線はかなり安定したループを描いており、最高荷重後の強度低下もそれほど急激ではない。

(4) 水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線および塑性率

Fig.8 に水平荷重－水平変位履歴曲線の包絡線を示す。図中の "LINEARLY ELASTIC" と記した直線は、水平荷重のみが作用した時の微小弾性理論によって得られた水平荷重－水平変位関係を示す。ここでいう微小弾性理論とは、部材一般部 (パネルゾーン以外の柱・はり部分) の曲げ、せん断変形およびパネルゾーンでのせん断変形を考慮したものである (Appendix 1 参照)。なおパネルゾーンでのせん断応力は、文献 [16][17] の方法で求めた。ただし、隅角部およびその近傍のせん断遅れ現象は無視した。図中の "1st order E.P. Analysis"

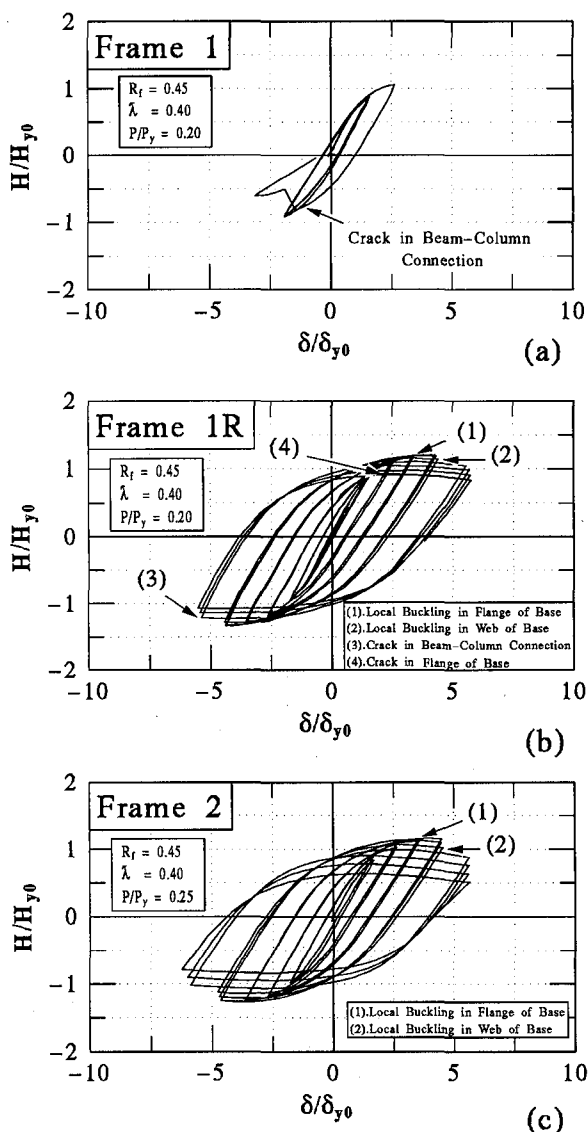


Fig.7 Horizontal Load - Horizontal Displacement Hysteretic Curves

と記された折れ線は、単純塑性理論より得られたものである。ただし変形解析にはせん断変形の影響も考慮しているが、全塑性モーメントへの影響は軸力のみを考慮している。軸力を考慮した全塑性モーメントの算定式は AISC の近似式¹⁸⁾を用いた。Appendix 1 に示すように、部材一般部での曲げ変形のみによる剛性 K_M に較べて、部材一般部、およびパネルゾーンでのせん断変形も考慮した時の剛性 K_{M+S} は補強前の供試体で $0.796K_M$ となり、かなりせん断変形の影響が大きい。またその内訳を見ると、パネルゾーンにおけるせん断変形がその影響の大部分を占めている。Fig.8 からわかるように、载荷初期の弾性域での剛性は、理論値に近いことから、支柱治具はその機能を果たしていたものと思われる。

Frame 1R, Frame 2 共に単純塑性理論による崩壊荷重に達していない。これは、 $P-\Delta$ 効果と共に柱基部の局部座屈による塑性ヒンジとしての回転容量が不足していたからに外ならない。 $P-\Delta$ 効果および局部座屈の影響を考慮したラーメン構造物の耐荷力の研究¹⁹⁾によれば、この種の構造物では第1ヒンジ発生荷重によって安全側の崩壊荷重を推定できる。本研究の場合、第1ヒンジはいつれの供試体でも柱基部に生じ、その大きさは補強後の供試体に対して $H/H_{y0} = 1.02(P/P_y = 0.20)$, $H/H_{y0} = 0.949(P/P_y = 0.25)$ であるが、実験より得られた耐荷力はこれをかなり上まわっている。

Table5 に全供試体について式(4),(5)の H_{y0} と δ_{y0} 、実験より得られた水平荷重の最大値 H_{max} 、そのときの水平変位 δ_m および単調载荷時の水平耐荷力の推定値 H_y 、水平荷重の最大値 H_{max} の 95% に対応する水平変位 δ_{95} 、実験より得られた降伏変位 δ_{yex} を用いて表した塑性率を示す。ここで δ_{yex} は Fig.8 の包絡線で $H = H_y$ に対応する変位である。単調载荷時の水平耐荷力の推定値 H_y は、文献[12]の式(21)(22)より求めたが、具体的な数値は Appendix 1 に与えられている。

実験より得られた塑性率 δ_m/δ_{yex} は両供試体とも 3.4 程度期待できる。これを、ほぼ同一のパラメータを持つ片持柱³⁾の実験結果 $(\delta_m/\delta_{yex})_{ex} = 4.05$ と比較すると約 83% の値となる。文献[20]によれば、骨組みの塑性率は部材の塑性率の概略 $1/1.5 = 0.67$ 程度としているが、これよりは大きな値となっている。

(5) パネルゾーンにおける平均せん断応力-せん断ひずみ履歴曲線

文献[16][17]の方法で求めたパネルゾーンにおける平均せん断応力 τ 、および測定した平均せん断ひずみ γ を、それぞれ次式で示されるせん断降伏応力 τ_y 、せん断降伏ひずみ $\gamma_y = \tau_y/G$ (G = せん断弾性係数) で無次元化し、Frame 2 に対する履歴曲線を Fig.9 に示す。図中の "LINEARLY ELASTIC" と記した直線は、弾性理論解 ($\tau = G\gamma$) を示す。

せん断変形が小さい領域および除荷域では、測定治具が滑らかに作動しなかったためか、せん断ひずみの実験値がかなり小さくなっている。しばしば指摘されているように^{8),9),10),11)}、隅角部は繰り返し荷重に対し、非常に安定したループを描き、後述のように、かなりの外力エネルギーをこの部分で吸収・消費できることがわかる。

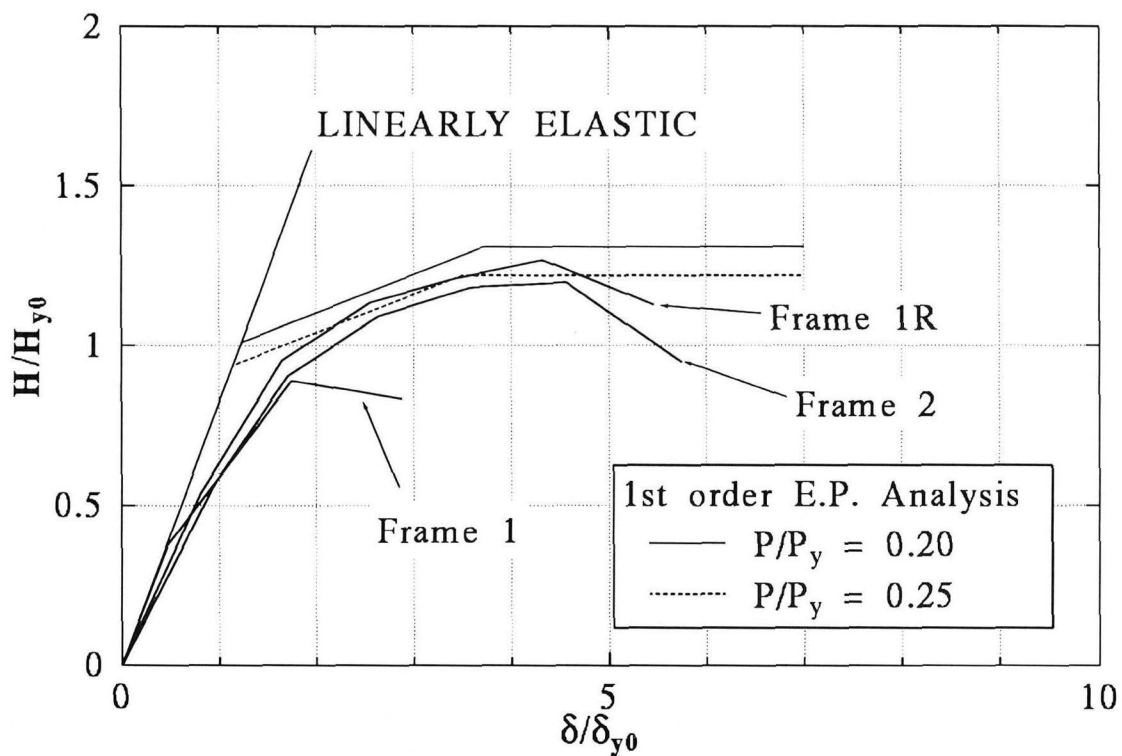


Fig.8 Envelopes of Horizontal Load - Horizontal Displacement Hysteretic Curves

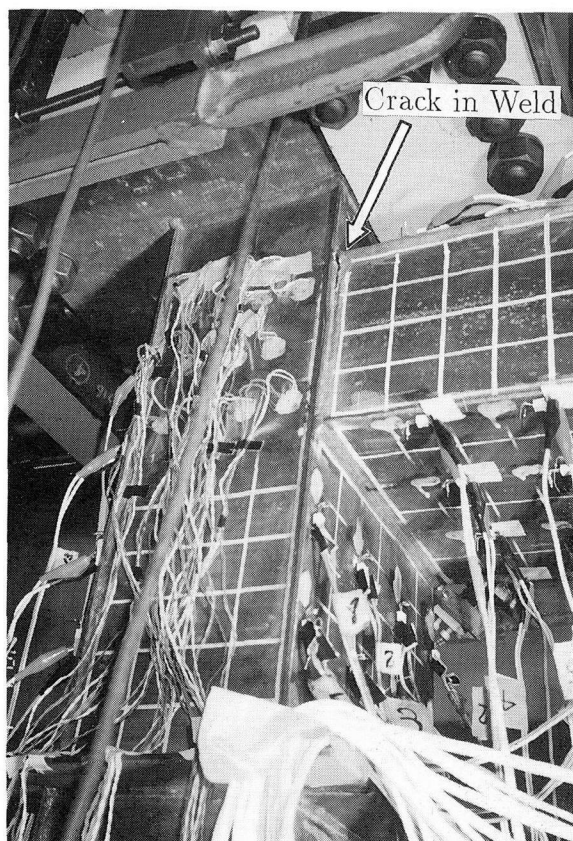


Photo.2 Failure Appearance of Test Specimen (Frame 1)

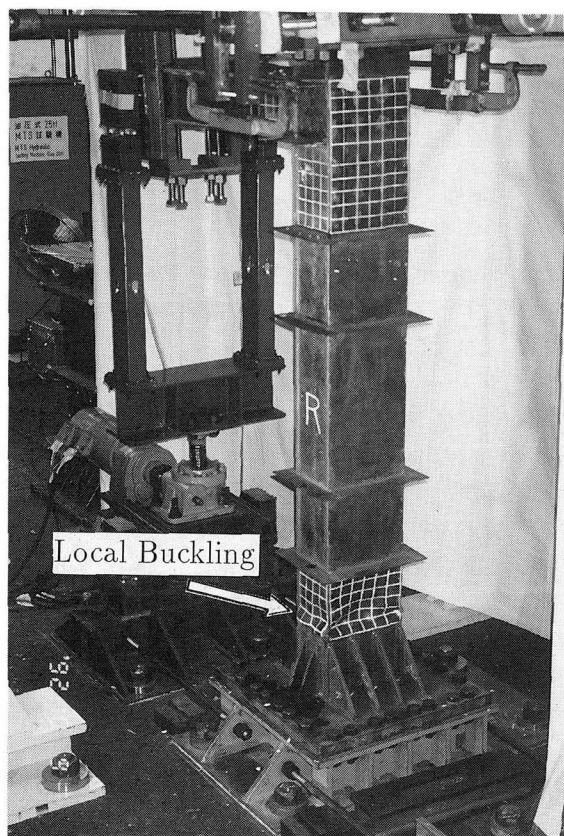


Photo.3 Failure Appearance of Test Specimen (Frame 2)

Table5 Strength and Deformation Capacity

Specimen	H_{yo} (KN)	δ_{yo} (mm)	$\frac{H_{max}}{H_{yo}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_{yo}}$	$\frac{H_{95}}{H_{yo}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_{yo}}$	$\frac{H_y}{H_{yo}}$	$\frac{\delta_m}{\delta_y)_{ex}}$	$\frac{\delta_{95}}{\delta_y)_{ex}}$
Frame 1	116	17.1	0.89	1.75	0.85	2.52	0.731	1.29	1.86
Frame 1R	116	17.1	1.27	4.32	1.21	4.74	0.738	3.56	3.96
Frame 2	116	17.1	1.20	4.56	1.14	4.84	0.689	3.68	3.91

Notes: H_{yo} = Calculated yield lateral load without axial load;
 δ_{yo} = Calculated deflection of column top at H_{yo} ;
 H_{max} = Maximum lateral load of test specimen; δ_m = Deflection of column top at H_{max} ;
 H_{95} = 95% of H_{max} ; δ_{95} = Deflection of column top at H_{95} ;
 H_y = Predicted ultimate lateral load;
 $\delta_y)_{ex}$ = Horizontal displacement determined experimentally from the envelope of horizontal load-horizontal displacement curve.

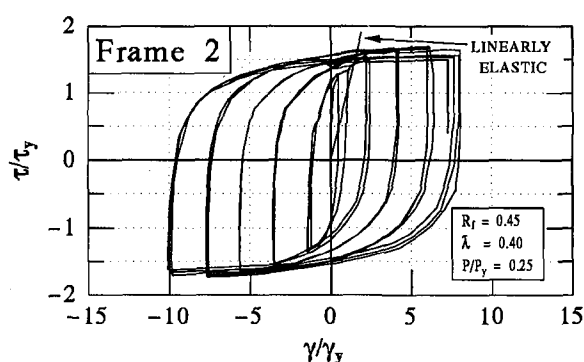


Fig.9 Average Shearing Stress - Shearing Strain Hysteretic Curve of Panel-zone

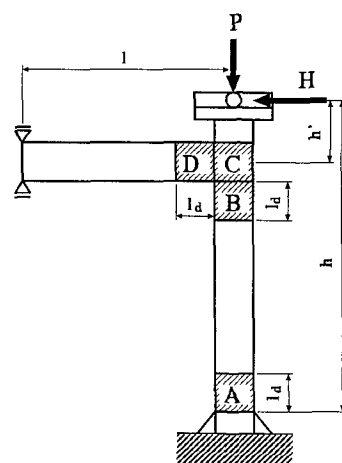


Fig.10 Survey Points of Energy Absorption

(6) エネルギー分布性状

準静的実験においては、構造物の運動に伴う減衰や運動自体の影響は無視してもさしつかえないので、外力のなす仕事（外力エネルギー）が全て構造物の各部で吸収・消費されるエネルギーに等しいとみなすことができる。構造物が吸収・消費するエネルギーが各部でどのような割合になっているかを調べることで、つまりエネルギーの分布性状を知ることにより構造物内での損傷状況を定量的に捉えることができる。

エネルギー分布を求めるにあたり、Fig.10に示すように、損傷が大きいと思われる4ヶ所（柱基部のダイアフラム間、隅角部、および隅角部近傍のダイアフラム間）におけるエネルギー吸収量を、各部に貼付してあるひずみゲージあるいは変位計の測定値により算出する。部材一般部（A部、B部、D部）では曲げ変形による消費量、隅角部（C部）ではせん断変形による消費量を対象とし、また供試体の全吸収エネルギーは水平荷重－水平変位履歴曲線によって囲まれる面積を算定することにより得る。各部におけるエネルギー吸収量の算定についての詳細を Appendix 2 に示す。

この方法により各荷重段階における累積エネルギー吸収量を各部において求め、全吸収エネルギー量に対する割合を百分率として、Fig.11のようにグラフ化した。

弾性域でのエネルギー分布を理論的に求めてみると、A部:28%、B部:5%、C部:11%、D部:13%、総計57%となり、これを部材の塑性化の程度がまだ少ないと思われる1サイクル時と比較すると、ほぼ同じような傾向になっている。B部におけるエネルギー吸収割合が小さいのは、本実験装置では水平荷重の作用位置とはり部材の中心軸とが一致していないためである。

Frame 1については、供試体の損傷が生ずる前に、はり・柱接合部の溶接部にクラックが起って破壊したためエネルギーの累積吸収割合は4ヶ所全てでサイクル数によらずほぼ一定値となっている。Frame 2では、隅角部近傍（B、D部）の累積吸収割合は载荷初期段階を除けば、サイクル数によらずほぼ一定値を保っているが、柱基部（A部）、隅角部（C部）での累積吸収

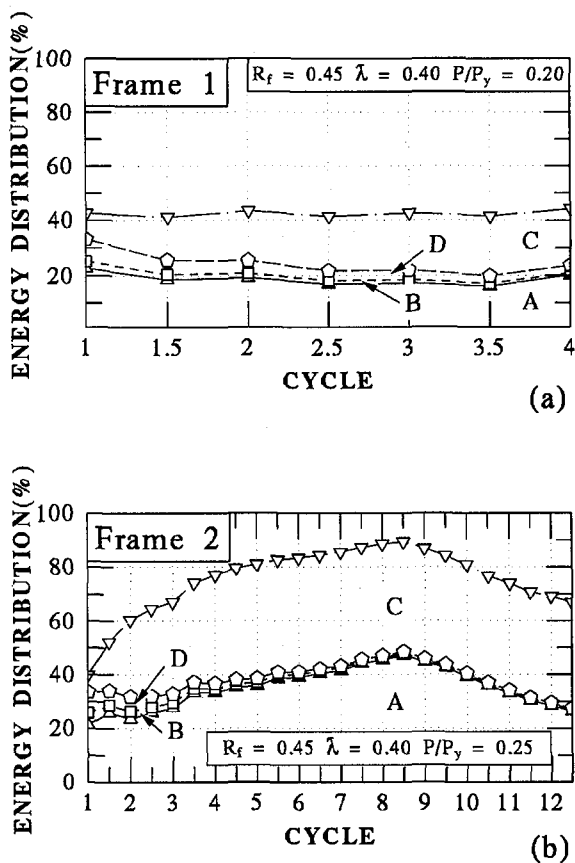


Fig.11 Energy Absorption Distribution

割合はサイクル数が増えるに従って増える傾向にあることが分かる。すなわち、最高荷重の時点での、対象としている4ヶ所での累積吸収割合の総和は90%程度で、この4ヶ所ではほぼ全てのエネルギーを吸収していることがわかる。残りはそれ以外の部分で消費されている。また本供試体ではエネルギーの吸収は、柱基部(最大約47%)、および隅角部ウェブ(最大約43%)において大部分なされていることが分かる。隅角部ウェブのエネルギー吸収量は文献[20]で仮定されている30%よりかなり大きな値となっている。

4. 結言

一定鉛直荷重と変動変位振幅の繰り返し水平荷重を受ける門形ラーメン供試体2体の弾塑性挙動に関するパイロット実験について述べた。そのために、従来の片持柱供試体の実験装置に若干の装置を追加をした実験システムを考案した。供試体は、柱、はり共に同一断面の補剛箱形断面($R_f = 0.45$)で、柱部分の細長比パラメータは $\bar{\lambda} = 0.40$ であり、はり柱の剛比は1.0である。パネルゾーンはせん断座屈が生じないと考えられる幅厚比($R_p = 0.28$)である。軸力比は、現行の

道路橋示方書で設計された橋脚を参考に $P/P_y = 0.20$ と 0.25 とした。

本研究での実験供試体は数も2体と少なく、また隅角部のディテールは実構造物のそれとは必ずしも一致していない。従って、得られた結果は特定のパラメータを有する理想化された門形ラーメンモデルに対するものであるが、列挙すると以下ようになる。

- (1) 考案した実験装置により門形ラーメンの繰り返し挙動がかなりの精度で求められる。
- (2) 局部座屈は柱基部にのみ発生し、隅角部腹板には肉眼で見える座屈変形は見られなかった。
- (3) 局部座屈モードは、柱基部フランジ部では補剛材を節点とする1半波長のモードとなり、軸圧縮力が大きい場合には、縦補剛材にも局部座屈が発生し凹状の座屈変形となった。柱基部ウェブでは外側に凸状の座屈変形が見られた。
- (4) 微小弾性理論においての水平荷重—水平変位関係で、隅角部のせん断変形を考慮に入れたときの剛性は、考慮に入れないときの剛性の約79.6%となり、隅角部のせん断変形の影響は非常に大きい。
- (5) 両供試体の塑性率 $(\delta_m/\delta_y)_{ex}$ はほぼ3.4程度で、同一のパラメータ($R_f = 0.45, \bar{\lambda} = 0.40$)を持つ片持柱の約83%程度であった。
- (6) 隅角部の平均せん断応力—せん断ひずみ履歴は非常に安定したループを描き、この部分でかなりのエネルギー吸収、消費が期待できる。
- (7) 累積エネルギー吸収量の分布図より、本供試体では、隅角部近傍の累積吸収割合は载荷初期段階を除けば、サイクル数によらずほぼ一定値を保っているが、柱基部、隅角部での累積吸収割合はサイクル数が増えるに従って大きくなり、それぞれの部分の吸収エネルギーの全吸収エネルギーに対する割合の最大値は、それぞれ47%、43%となる。

謝辞

実験装置の設計の際には愛知工業大学の青木徹彦教授から種々有益なアドバイスをいただき、また供試体の詳細設計は瀧上工業の織田博孝氏(当時横河ブリッジ)にお願いした。記して深甚なる感謝の意を表する。

5. Appendix

Appendix 1 実験供試体に関する補足事項

実験供試体 Frame 1 は一度载荷実験を行った後、Fig.4 に示すような補強を行い、Frame 1R として再度実験を行った。また、Frame 2 は、最初から補強を行って実験を行った。ここでは、補強前後の供試体の特性の変化を調べてみる。

(1) 降伏モーメントと全塑性モーメント

補強後の供試体における柱近辺のはりの断面は、フランジ幅が290mmから390mmに変化したと考えられる (Fig.4 参照) ため、この部分の降伏モーメント、全塑性モーメントは次のようになる。

Reinforcement	$M_y(KN \cdot mm)$	$M_p(KN \cdot mm)$
Before	12.0×10^4	13.7×10^4
After	15.4×10^4	17.5×10^4

すなわち、補強により約 28%程度の M_y および M_p の上昇がみられる。

(2) 剛性

曲げ変形のみ (K_M) および曲げとせん断変形を考慮した場合 (K_{M+S}) の供試体の剛性 $K = H/\delta$ は次のようになる。

Reinforcement	$K_M(N/mm)$	$K_{M+S}(N/mm)$
Before	7900	6290
After	8470	7580

すなわち、補強により約 7%程度の剛性の上昇がみられる。

(3) 降伏水平荷重

柱基部、柱上部 (パネルゾーンの真下)、パネルゾーンおよびはりの右端 (パネルゾーンの左) での降伏によって決まる降伏水平荷重 H_y/H_{y0} (ただし、 H_{y0} は補強前の供試体の値で式 (5) で与えられる。) は以下のようなになる。各ケースにおける最小の H_y/H_{y0} が初期降伏水平荷重を与え、Table5 に記載の値となる。

Specimen	Reinforcement	Yield Load H_y/H_{y0}			
		Column Base (Flange)	Column Top (Flange)	Panel Zone	Beam (Flange)
Frame 1	Before	0.731	1.60	0.984	1.35
	After	0.738	1.86	0.967	1.73
Frame 2	Before	0.684	1.50	0.984	1.35
	After	0.689	1.74	0.967	1.73

この表から分かるように、いずれのケースも、初期降伏は柱基部フランジに生じ、補強による影響はほとんどない。また、パネルゾーンの降伏荷重が2番目に小さいことから、供試体隅角部は、いずれも、せん断降伏型⁸⁾であることが分かる。

Appendix 2 供試体の各部におけるエネルギー吸収量の算定

供試体の各部 (柱基部、隅角部およびその近傍) におけるエネルギー吸収量の手順を以下に示す。

まず隅角部 (Fig.10 の C 部) での消費量は、前述の平均せん断力-せん断ひずみ履歴曲線を積分して求めることができる。

次に部材一般部すなわち柱基部、パネルゾーンの近傍 (Fig.10 の A,B,D 部) でのエネルギー吸収量を考

える。計算の手順は同じであるので柱基部のダイアフラム間 (A 部) を例に取る。対象としている幅 $l_d(l_d = 273mm)$ の領域を3つのゾーン (幅 91mm) に分割し各ゾーンでのエネルギー吸収量を求める。各ゾーンの両フランジ面のひずみゲージの値からそれぞれのフランジ面でのひずみの平均値 ($\varepsilon_1, \varepsilon_2$) を求め、そのゾーンの回転角 ϕ を式 (A.2.1) により求める。(軸力によるエネルギー吸収量への影響は小さいと考えられるので、ここでは無視する。)

$$\phi = \frac{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)\Delta x}{d} \tag{A.2.1}$$

ここで、 $\Delta x =$ ゾーン幅 $= 91mm$ である。またローラーの支点反力 X が測定されているため、供試体の各部に作用している曲げモーメント M を求めることができる。このように M, ϕ を各荷重段階で求め、曲げモーメント-回転角履歴曲線 ($M - \phi$ 曲線) を積分することにより、そのゾーンにおけるエネルギー吸収量とする。最後に分割した3つのゾーンでの消費量の和を計算して、対象としている部分 (A 部) のエネルギー吸収量とする。

以上のエネルギー吸収量の算定方法は、文献 [21] を参照した。

参考文献

1) 宇佐美勉、今井康幸、青木徹彦、伊藤義人：繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.37A, 1991, pp.121-134.
2) 宇佐美勉、水谷慎吾、青木徹彦、伊藤義人、安波博道：補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究、構造工学論文集 Vol.38A, 1992, pp.105-117.
3) 宇佐美勉、坂野茂、是津文章、青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響、構造工学論文集 Vol.39A, 1993, pp.235-247.
4) 若林実：耐震建築の設計、彰国社、1986.
5) 若林実：耐震構造-建物の耐震性能、森北出版、1981.
6) 梅村魁、大澤胖、村田義男：鋼構造の耐震設計、オーム社、1983.
7) 鋼材倶楽部：中低層鉄骨建物の耐震設計、技報堂、1978.
8) 酒造敏廣・事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.37A, 1991, pp.121-134.
9) 黄元燮・西村宣男・高津秀俊：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.40A, 1994, pp.201-214.
10) 黄元燮・西村宣男・西野滋博：鋼製ラーメン隅角部パネルの強度および変形性能の評価法、構造工学論文集、Vol.40A, 1994, pp.215-226.
11) 中井 博・福岡 悟・酒造敏廣・明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shear lag と耐荷力とに関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.33A, 1987, pp.193-206.
12) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証、構造工学論文集、Vol.36A, 1990, PP.79-88.
13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編、丸善、1990.
14) DIN4114, Blattt2 : Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knicknug, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Richtlinien, Berling, Germany, 1953.

- 15) 是津文章：繰り返し荷重を受ける鋼フレーム構造物の弾塑性挙動に関する実験的研究，名古屋大学工学部土木工学科修士論文，1992.
- 16) 奥村敏恵・石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，第153号，1968，pp.1-18.
- 17) Beedle, L.S.: Connections for Welded Continuous Portal Frames, The Welding Journal, Vol.30, No.8, 1951, pp.397s-405s.
- 18) 土木学会：座屈設計ガイドライン，技報堂，1987.
- 19) 宇佐美勉・寺尾圭史：局部座屈を考慮した箱形断面鋼骨組構造物の強度，土木学会論文集，第398号，I-10, 1990，PP.197-206.
- 20) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説，丸善，1990.
- 21) 藤掛一則・大野友則・西岡 隆：鉄筋コンクリートラーメンのエネルギーの吸収容量に関する実験的研究，土木学会論文集，第390号，1988，pp113-121.

(1994 年 9 月 14 日 受付)