

鋼製箱形断面はりのせん断耐荷力実験

森下宣明*・前野裕文**・岡本隆***・中村信秀****・青木徹彦*****・宇佐美勉*****

*名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内2丁目1-36)

**工博 名古屋高速道路公社 保全部保全第一課 (〒462-0844 名古屋市北区清水4丁目17-30)

*** 工博 NKK 基盤技術研究所 都市工学研究部 (〒210-0855 川崎市川崎区南渡田1-1)

**** 工修 NKK 橋梁建設部 橋梁設計室 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2-1)

***** 工博 愛知工業大学教授 土木工学科 (〒470-0392 豊田市八草町八千草1247)

***** D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科 土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本論文は、名古屋高速道路公社で建設が予定されている標準的な形状の鋼製門形ラーメン橋脚の梁部分模型（縮尺率1/4）のせん断耐荷力実験結果の報告である。これまでに鋼製橋脚柱部についての繰り返し載荷実験は数多く実施されてきたが、梁部に着目した耐荷力実験は極めて少ない。そこで本実験では、梁ウェブパネルの挙動を明確にするために、梁に繰り返しせん断力を作用させることでせん断耐力、変形性能の確認を行った。実験模型として、ウェブに水平補剛材を設置した断面としない断面について比較し、ウェブに水平補剛材を設置することで、せん断座屈の発生を防止し、せん断耐力、変形性能の向上が図れる結果を得た。

Key Words: *Steel rigid-frame pier, Cyclic test, Shear strength, ductility, Steel box beam*

1. はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震以後、橋脚の耐荷力および変形性能の向上が求められており、鋼製橋脚においては、多くの実験や解析が実施され^{1,2)}、座屈パラメータの制限や、ぜい性的な破壊を防止し、じん性を向上させるための構造細目が規定された。また、コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能についても、単柱形式の橋脚を中心にその充填コンクリートの有用性について報告され³⁻⁶⁾、それらを基に設計がなされている。

さらに、近年、単柱形式だけでなく鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験や解析についても、各機関で進められている⁷⁻¹⁰⁾。しかし、コンクリートを充填した鋼製ラーメン橋脚に関しての実験的研究はほとんどなく、この種の鋼製橋脚に対する耐震設計法の確立に不可欠な実験データの蓄積が求められている。特に、柱間隔が比較的短い門型ラーメン構造では、梁のウェブパネルにおいてせん断変形が卓越するため、その部位のせん断耐力あるいはせん断変形能を考慮した照査法の開発が必要である。また、ラーメン構造として合理的な設計を行うための課題として、エネルギー吸収のためにどの部材を損傷させるかや不静定構造物の終局限界状態をどのように定義するか、アンカー部の設計はどの状態を想定して行うのかなどの課題が残っているように思われる。

これらの問題点を解決する一つの手段として、平成11年度に名古屋高速道路公社が行ったコンクリートを部分充填した鋼製ラーメン橋脚の模型実験がある¹¹⁾。この実験は、柱部の破壊

に着目し柱部の破壊形状や耐荷力特性を確認するため、梁部先行型の破壊を防ぐ目的と実験の載荷方法から梁部材を補強して行われた。

本論文は、コンクリートを部分充填した鋼製ラーメン橋脚の合理的設計手法の確立を目的に、平成11年度の柱部に着目したラーメン構造の実験に続き、梁部材を対象とした耐荷力実験をまとめたものである。具体的には、名古屋高速道路で建設が予定されている標準的な形状の鋼製ラーメン橋脚に対し、縮尺率約1/4の梁部材の模型供試体を用いて、面内方向について繰り返し載荷実験を実施し、梁部材のせん断座屈による損傷状況やせん断耐荷力特性について報告するものである。なお、柱部に着目した実験結果と今回報告する梁部に着目したそれぞれの実験結果を精査し鋼製ラーメン橋脚全体としての耐震設計手法を、今後、検討・提案する予定である。

2 実験概要

2.1 供試体モデル

実験供試体は、平成11年度に実施したラーメン橋脚実験の供試体製作時と同一の実橋脚を対象として製作した¹²⁾。図-1に実橋脚の全体図と梁部の断面を示す。この実橋脚の梁部としては、3つの設計断面モデルを想定している。モデル1は、死荷重、活荷重（衝撃含む）、温度荷重、風荷重、地震荷重（震度法）等の各荷重の組み合わせに対する断面計算の結果、常時荷重（死荷重+活荷重）で決定される断面であり、ウェブは道路橋示方書に基づくプレートガーダーのウェブとして設計されて

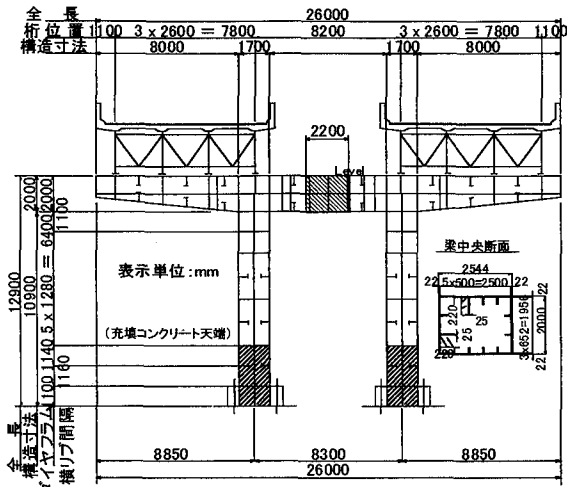


図-1 実橋モデル

いる。モデル2は、保有水平耐力の照査に基づく断面である。これは、フランジの平均ひずみが破壊ひずみに達した時点を超梁部の破壊と判断し、ラーメン全体で柱先行型の破壊モードになるようにフランジ板厚とリブの断面を変更するとともに、それに伴いウェブも変更した断面である。モデル3は、ケース2の断面において、ウェブを補強する目的で、水平補剛材を配置した断面である。これらの断面諸元を表-1の実橋の欄に示す。

これらの実橋脚の構造断面をもとに1/4に縮小した梁部を取り出した実験供試体を作成した。その実験供試体の形状を図-2に示す。なお、梁部の実験供試体は、中央部パネルとその両側のクッション部（応力伝達パネル）を対象とし、その外側は載荷のために十分な強度を有する載荷治具の梁とした。

実験供試体においては、使用できる鋼材の板厚の制限から、実橋を正確に1/4にした板厚と、また、補剛材の寸法も剛比を同程度に保つため若干異なるが、本実験で重要となるウェブ部のせん断の幅厚比パラメータを実橋断面と供試体断面で同程度に保つことに配慮した。実験供試体の断面諸元を表-1の供試

体の欄に示す。なお、表-1に示した断面定数は、実橋に対しては規格値、供試体に関しては後述する材料試験値（表-2）に基づいて算定した値である。また、表中に示す R_{tw} は、せん断座屈に対するパラメータであり、次式のように与えられる¹⁰⁾。

$$R_{tw} = \frac{b_w}{n \cdot t_w} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2) \cdot \tau_y}{k_s \pi^2} \cdot \frac{\tau_y}{E}} \quad (1)$$

ここに、 n ：パネル数、 b_w 、 t_w ：ウェブの板幅および板厚、 k_s ：座屈係数（ $=5.34+4.0/\alpha_s^2$ 、 α_s ：サブパネルのアスペクト比）を表す。

2.2 実験装置概要

実験装置の概要を図-3に、実験状況を写真-1に示す。支点治具をアンカーボルトでテストベッドに固定し、その間に供試体をセットして支分部外側の載荷治具部に取り付けた油圧ジャッキを押し引きすることにより繰り返し荷重を作用させた。なお、供試体には、支分部外側の油圧ジャッキによりせん断力を作用させる構造のためピン部の製作および設置精度には十分配慮した。

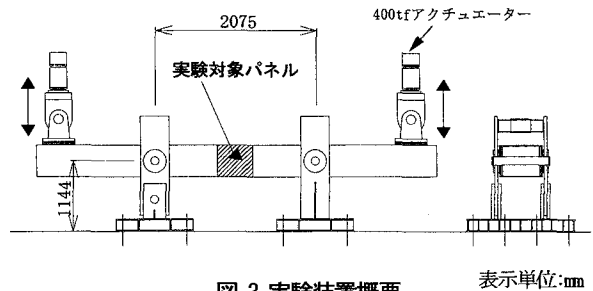


図-3 実験装置概要

2.3 載荷要領

載荷にあたっては、実橋モデルの上部工死荷重に対応した鉛直荷重と地震時の繰り返し水平荷重に相当する荷重を重ね合わせて作用させた。

表-1 実橋および供試体の断面諸元

断面諸元	実橋						供試体						
	モデル1		モデル2		モデル3		モデル1		モデル2		モデル3		
フランジ/ウェブ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	ウェブ	フランジ	
材質	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM490Y	
幅	b [mm]	1958	2500	1956	2500	1956	2500	491	625	488	625	488	625
板厚	t [mm]	19	21	22	22	22	22	4.7	4.7	6.0	6.0	6.0	6.0
縦補剛材幅	bs [mm]	-	190	-	220	220	220	-	45	-	60	60	60
縦補剛材厚	ts [mm]	-	19	-	25	25	25	-	4.7	-	6.0	6.0	6.0
圧縮縦補剛材比	γ/γ^*	-	1.02	-	1.62	2.43	1.62	-	1.18	-	1.58	2.36	1.58
幅厚比パラメータ	R_R	-	0.52	-	0.49	0.64	0.49	-	0.68	-	0.49	0.64	0.49
縦補剛材の幅厚比パラメータ	R_S	-	0.66	-	0.58	0.58	0.58	-	0.71	-	0.71	0.71	0.71
せん断の幅厚比パラメータ	R_{tw}	1.16	-	1.00	-	0.41	-	1.31	-	0.99	-	0.41	-

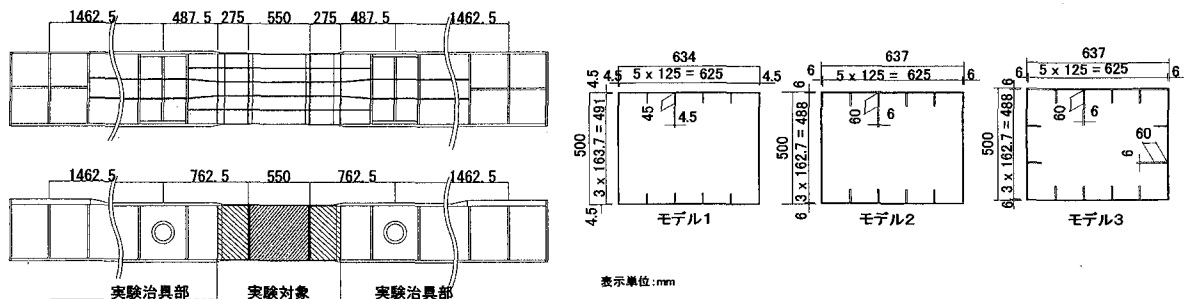


図-2 供試体と各モデル断面

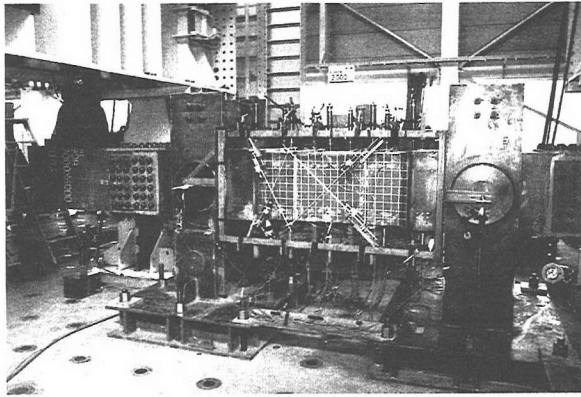


写真-1 実験状況 (愛知工業大学耐震実験センター)

アクチュエーターの制御は、実験対象の中央部パネルのせん断変位量を基準とした。せん断変形は図-4のようにウェブパ

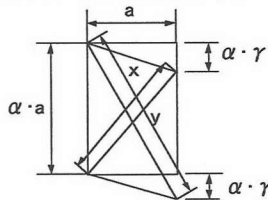


図-4 長方形ウェブのせん断変形

ネルの対角線変位を計測し、その対角線変位の差を用いた。対角線方向成分 (x, y) の差をせん断変位 $\delta = x - y$ と定義すると、せん断変位 δ とせん断ひずみ γ の関係は以下の式で表される。

$$\gamma = \frac{\sqrt{1 + \alpha^2}}{2\alpha a} \delta \quad (2)$$

また対角線成分の差で定義された降伏時のせん断変位 δ_y は以下の式で求められる。

$$\delta_y = \frac{2\alpha a \gamma_y}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad (3)$$

ここに、 $\gamma_y = \frac{\tau_y}{G}$, $\tau_y = \frac{\sigma_y}{3}$, $G_y = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

荷重パターンは、前述したように左右の2基のジャッキによって正負の繰り返し荷重を作用させる交番荷重とし、式(3)から計算される δ_y の整数倍の繰り返し荷重とした。なお、今回設定した δ_y によって発生する梁のせん断力は、平成11年度に実施したラーメン橋脚柱部の実験¹²⁾時に用いた柱部分が降伏する δ_y を荷重したときに発生する梁のせん断力の約1.0～1.5倍の関係にある。この荷重手順を下記に示す。

- 1) 供試体の両側に上部工死荷重に相当する鉛直下向きの荷重 P_0 を荷重する。
- 2) 地震時水平力に相当する荷重 P をジャッキで鉛直方向左右逆向きに荷重し、中央部パネルに所定のせん断変位 δ_y が発生するまで荷重する。
- 3) 2)とは各々逆向きで同じ大きさの荷重 P を荷重する。
- 4) δ_y を整数倍してステップ2)に戻る。

なお、繰り返し回数は従来から実施しているコンクリートを充填した鋼製橋脚の実験ではコンクリートのマイクロクラックなどの影響を考慮して3回としていたが、今回は鋼断面のみであるため1回とした。荷重の荷重パターンを図-5に示す。

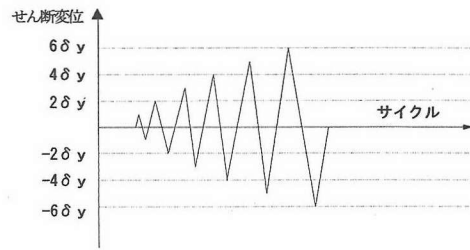


図-5 荷重荷重パターン

2.4 変位とひずみの計測

荷重の基準ともなる対角線変位を計測するために、図-6の矢印で示すように各々の対角線方向、前面と背面に変位計を設置した(写真-2参照)。また、ウェブ面のひずみを計測するため、ウェブ表面に3軸ひずみゲージを配置した(図中の○と●で示す)。なお、これらのひずみゲージは、モデル3のウェブの水平補剛材(図中破線で示す)の中央になるように配置されている。

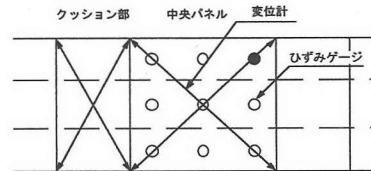


図-6 変位計とひずみゲージ

2.5 座屈挙動観測用のメッシュ

座屈挙動を確認するため、メッシュをウェブ面に記入した。メッシュは、モデル3においては水平補剛材が配置されていることから、高さ方向においては、それを考慮して水平補剛材間を3分割、ウェブ面で9分割とし、実験対象とするウェブ面で約5.5cmの正方形となるようにした。

2.6 材料試験

鋼材の材料強度は圧延方向によってわずかに異なる。本実験は梁ウェブせん断耐荷力実験であることを考慮すると、単柱の実験のようにロール方向(柱方向)の材料特性のみではなく、ロール直角方向の材料特性も考慮する必要があると考え、引張試験は板厚ごとにロール方向・ロール直角方向についてそれぞれ3体の引張試験を行いその平均値を材料試験値とした。その材料試験結果を表-2に示す。

表-2 材料試験結果

鋼種	公称値		材料試験値		
	SM490Y		SM490Y		
板厚	t [mm]	4.5	6.0	4.7	6.0
降伏点	σ_y [N/mm ²]	355	355	442	418

2.7 降伏せん断変位 δ_y と降伏せん断力 Q_y

荷重実験においては、2.3の定義に基づき計算される降伏せん断変位 δ_y を基本変位量とした。また、その δ_y に対応する降伏せん断力を $Q_y = \tau_y \cdot A_w$ (A_w : ウェブ断面積) と定義した。これらの値を表-3に示す。なお、これらは、前述の材料試験値に基づき算出した。

表-3 各供試体の降伏せん断変位 δy と降伏せん断力 Q_y

供試体	δy [mm]		Q_y [kN]
	計算値	実験値	
モデル1	2.46	3.0	1195.3
モデル2	2.32	2.4	1451.4
モデル3	2.32	2.4	1451.4

実験では、これらの値をもとに、1サイクル目において、中央パネルのウェブ両面に発生するせん断変位、載荷荷重、発生ひずみからせん断変位を推定して、繰り返し載荷制御の δy とした。この値を表-3の中央欄に示す。この表において、モデル1のこの値が計算値の変位量に比べ若干大きいのは、1サイクル目の載荷時に座屈が発生して変形が進んだことによる。そのため、モデル1では、この値を基準に繰り返し載荷を行った。なお、モデル3においては、ウェブパネルに水平補剛材が配置されているが、モデル2との比較のため基準とする降伏変位は同一とした。

3. 実験結果

3.1 荷重（せん断力）—せん断変位関係

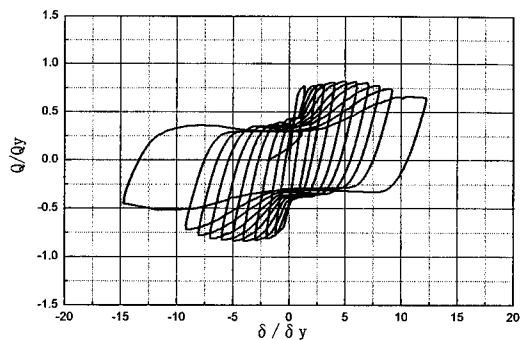
アクチュエーターの繰り返し載荷により梁に発生するせん断力 Q と中央パネルのせん断変位 δ の関係を図-7の(a)~(c)に示す。なお、これらは、降伏せん断力 Q_y と実験に用いたせん断降伏変位 δy （表-3の中央欄）で基準化した履歴曲線である。

モデル1においては、最大荷重 $Q_u (=999\text{kN})$ は変位振幅の4サイクル目で生じ、 $Q_u=0.84Q_y$ 、 $\delta u=11.63\text{mm}$ である。1サイクル目でウェブが座屈した後は、繰り返しの度に座屈モードが反転しながら荷重は漸増する。モデル2では、8サイクル目の変位振幅で最大荷重 $Q_u=0.89Q_y (=1297\text{kN})$ が生じ、その時の変位は、 $\delta u=18.69\text{mm}$ である。このモデルにおいてもモデル1と同様に1サイクル目でウェブが座屈した後は繰り返しの度に座屈モードが反転しながら荷重は漸増する。モデル3では、12サイクル目の変位振幅で最大荷重 $Q_u=1.38Q_y (=2005\text{kN})$ が生じ、その時の変位は $\delta u=28.01\text{mm}$ である。このモデルではウェブの補剛材間の座屈が発生するまで荷重は増加し続ける。

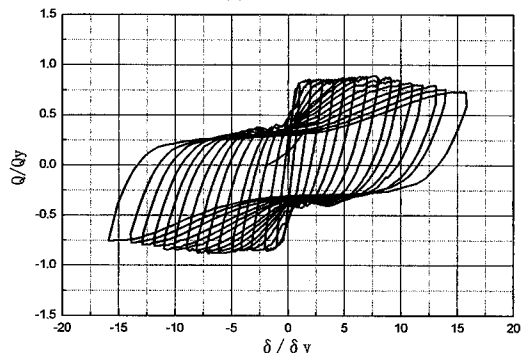
これら3つのモデルの履歴曲線を比較すると、モデル1および2においては、座屈が反転して斜張力場が形成されるまで変位のみが増加してせん断力の上昇はみられないが、モデル3はふくらみのある履歴曲線であり優れたエネルギー吸収性能特性を示している。

3.2 座屈および損傷状況

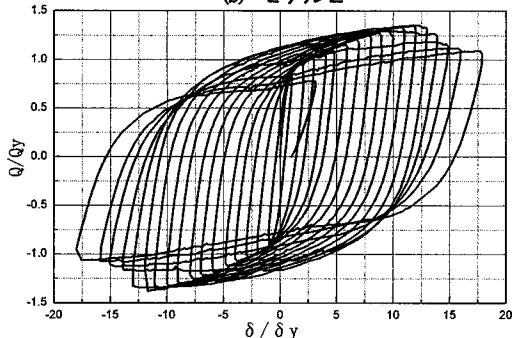
各供試体モデルの座屈および損傷状況を以下に述べる。モデル1では、 $+1\delta y$ でウェブ面中央部パネルの対角線方向に座屈が発生し、 $-1\delta y$ で座屈が逆の対角線方向に変化するとともに、面外変形の向きも同様に反対側に変化する。この座屈モードが遷移する過程では大きな音を発した。これ以後も座屈モードの反転を繰り返すが、 $+7\delta y$ でその座屈の交点となるウェブ中心部にクラックが発生する。その後の繰り返し載荷によりクラックは×字形となり、クラックの進展とともに荷重も低下する。



(a) モデル1



(b) モデル2



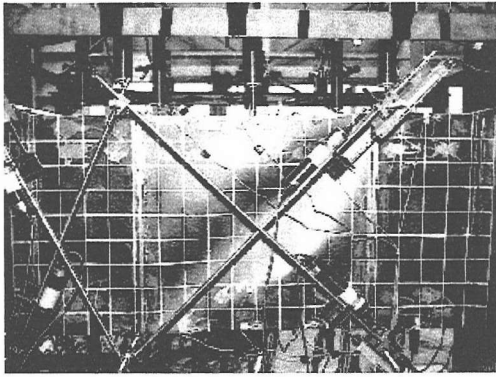
(c) モデル3

図-7 Q - δ の履歴曲線

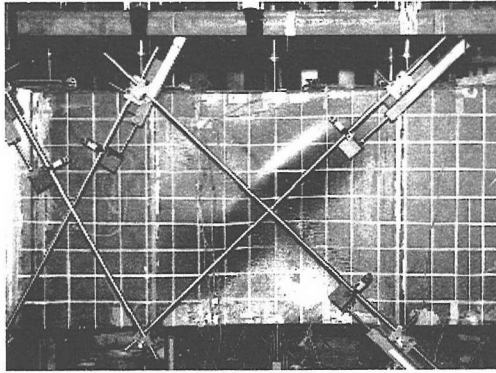
モデル2では、モデル1と同様に1 δy のサイクルでウェブ面中央部パネルの対角線方向に座屈が確認でき、座屈モードの反転を繰り返しながら、 $+9\delta y$ でクラックがウェブ中心部に発生し、このモデルもその後の繰り返し載荷によりクラックが進展して荷重は低下する。

モデル3では、モデル1および2と損傷モードが異なり、1サイクル目では、座屈が発生することなく、水平補剛材のパネル間の黒皮に皺が発生する程度である。以後、パネル間の黒皮の皺が顕著になり、 $-8\delta y$ ではクッション部の水平補剛材パネル間の黒皮にも皺が発生し、中央部パネルは、パネル全体がせん断変形していることが明確にわかるようになる。 $-10\delta y$ で補剛材パネル間がやや面外に変形し、 $+11\delta y$ で各パネル間の局部座屈が梁軸方向に凹凸を繰り返す変形モードで発生する。 $-12\delta y$ では、さらに面外変形が大きくなり、繰り返し載荷とともに荷重が低下する。 $-14\delta y$ でパネル間の局部座屈からウェブ全体の座屈モードに変化し、荷重の低下が顕著となる。

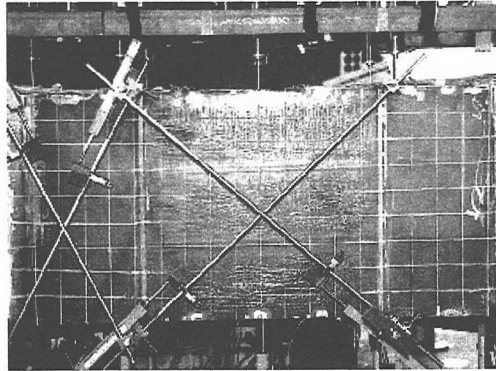
写真-2の(a)~(c)に5 δy でのウェブパネルの状況を示す。写真-2の(a)、(b)はウェブが対角線方向に座屈し、斜張力場となった状態である。写真-2の(c)は水平補剛材間の黒皮に鉛直方



(a) モデル1



(b) モデル2



(c) モデル3

写真-2 5 δ_y での変形状況

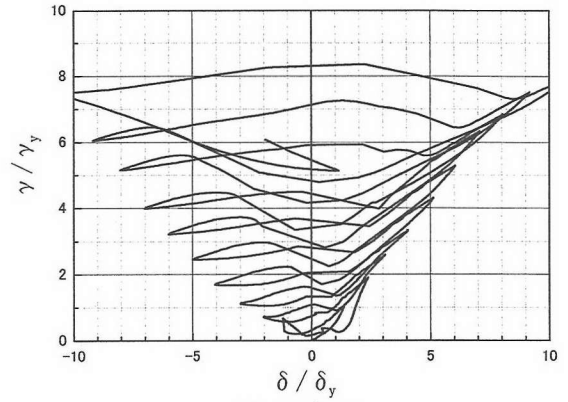
向の皺が無数に入り、水平方向にも数本の皺が発生している状態である。

3.3 ひずみ履歴

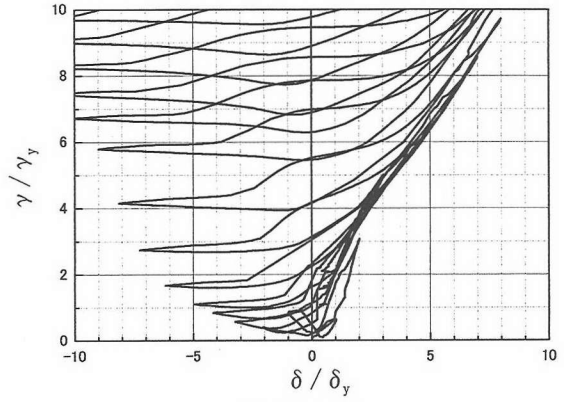
図-6におけるひずみ計測の内、●で示す位置でのせん断ひずみの履歴を各モデルについて図-8の(a)~(c)に示す。モデル1およびモデル2では1サイクル目でウェブが座屈した後は、面外方向への変形が大きくなり、ひずみが残留して、荷重の繰り返しに伴い、その値は大きくなるとともにシフトしていくことがわかる。一方、モデル3では座屈が発生しないため、補剛材間パネルの局部座屈が発生までは、せん断変位の増減とともにほぼ直線的に増減していることがわかる。

4. まとめ

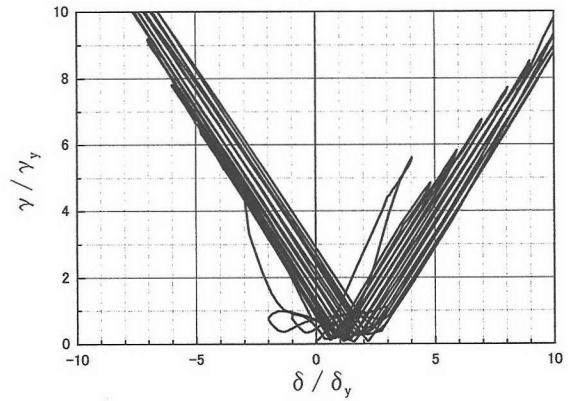
名古屋高速道路公社において建設予定であるコンクリート



(a) モデル1



(b) モデル2



(c) モデル3

図-8 ひずみ履歴

を部分充填した鋼製ラーメン橋脚について、その梁部分の1/4縮尺モデルの供試体を用いて、ラーメン橋脚の面内方向地震力を受けたときの梁部の耐荷力を検討する実験を実施した。この実験から得られた結果を以下に示す。

- (1) 水平補剛材をウェブに設けていないモデル1およびモデル2においては、1サイクル目において座屈が発生する。座屈後は対角線方向の斜張力場を形成することにより耐荷力は上昇する。そのため、正負の繰り返しにおいては、座屈が反転して斜張力場が形成されるまで、変位のみが増加して、せん断力の上昇はみられない。また、座屈変形モードは各々の対角線方向交互に繰り返すとともに、面外方向にも交互に繰り返し、その交点となるウェブ面中心にクラックが発生して×形状で成長する。この座屈の大きさとクラック発生がウェブの板厚により異なり、変形性能に影響していると考えられる。

- (2) 水平補剛材を設けたモデル3では、ウェブのせん断変形が明確に判る状態である10サイクルまで座屈が発生することなく、ひずみ履歴からも考察できるように変形とともに直線的にせん断ひずみが増減する。その後のサイクルにおいて、座屈が、まず補剛材間パネルで生じ、最後にはウェブ全体の座屈モードに推移していく。
- (3) 梁ウェブに水平補剛材を設けることにより、それを設けていないものに比べ、せん断耐荷力では、約1.5倍に増加するとともに、変形性能も約1.5倍に改善される。また、荷重変位履歴も水平補剛材の設置によりふくらみのある良好な特性が得られ、エネルギー吸収能も大きくなる。したがって、耐震性向上の観点からは水平補剛材を設けることが有用であることがわかった。

本実験では、前回行ったラーメン橋脚の梁部分に着目し、その特性を確認した。今後は、柱部に着目した耐荷力実験と今回の梁部に着目した耐荷力実験のそれぞれの結果を基にラーメン橋脚全体としての変形性能、耐荷力および損傷順序について検討しラーメン橋脚の耐震設計手法を提案する予定である。

謝辞：本実験研究は、名古屋高速道路公社「鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験・研究委員会」（委員長：宇佐美勉 名古屋大学教授）の下で実施された。また、本実験は愛知工業大学の耐震実験センターにおいて実施された。この実験並びにデータの整理に関しては、愛知工業大学土木工学科の大学院生の協力をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所他：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅰ）～（Ⅶ），共同研究報告書，第178～184号，平成9年4月。
- 2) 建設省土木研究所：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料，第3583号，1999年3月。

- 3) 土木学会鋼構造委員会・鋼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。
- 4) 宇佐美勉，鈴木森晶，I. H. P. Mamaghi，葛漢彬：コンクリート部分充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法の提案，土木学会論文集No525，pp. 69-82，1995。
- 5) 宇佐美勉，本間大介，芳崎一也：鉛直荷重が偏芯して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，pp197-206，1999。
- 6) 前野裕文，宇佐美勉，葛漢彬，岡本隆，水谷慎吾，魚井啓次：コンクリート部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 44A，pp189-199，1998。
- 7) 宇佐美勉，戸谷和彦，鈴木森晶，是津文章：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，構造工学論文集，Vol. 41A，pp. 289-300，1995年3月。
- 8) 西川和廣，村越潤，高橋実，岡本隆，池田茂，森下泰光：鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 45A，pp. 235-244，1999年3月。
- 9) 建設省土木研究所他：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅷ），共同研究報告書，第212号，平成10年9月。
- 10) 建設省土木研究所他：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（ⅩⅡ），共同研究報告書，第243号，平成12年7月。
- 11) 森下泰光，福本嘸士，青木徹彦，高久達将，熊野拓志，佐藤武司：鋼製ラーメン橋脚の耐震性能実験と工事实績調査，橋梁と基礎，pp32-37，2001年7月。
- 12) 前野裕文，森下宣明，青木徹彦，鈴木森晶，梅田聡，三輪恭久：コンクリートを柱基部に部分充填した鋼製ラーメン橋脚の耐荷力実験，構造工学論文集，Vol47A，pp801-808，2001年3月。
- 13) 渡辺智彦，宇佐美勉：鋼製ウェブ板の繰り返しせん断挙動に関する解析的研究，土木学会第55回年次学術講演会，Ⅰ-B206，平成12年9月。

(2001年12月7日受付)

EXPERIMENTS ON STEEL BOX-SECTIONED BEAMS UNDER CYCLIC SHEAR LOADING

Nobuaki MORISHITA, Hirofumi MAENO, Takashi OKAMOTO, Nobuhide NAKAMURA,
Tetsuhiko AOKI and Tsutomu USAMI

This paper presents the test results of steel beams subjected to cyclic shear loading. The specimens are based on the 1/4-scaled model of the beam part of a steel rigid-frame pier with the standard shape, which is to be built by Nagoya Expressway Public Corporation. Although up to now many cyclic experiments on the column part of steel piers have been carried out, few tests are focused on the beam part. Thus in this study, some beam specimens are investigated and evaluated under cyclic shear loading to clarify the behavior of the web panels of beams. By comparing the results of specimens with longitudinal stiffeners on webs and those without the stiffeners, it is observed that the longitudinal stiffeners on webs can effectively prevent local buckling, increase the strength and improve the ductility.