

鋼製ラーメン橋脚はり部ウェブパネルの 繰り返しせん断挙動に関する実験的検討

神戸建設部調査設計グループ 平野敏彦
大阪管理部調査設計グループ 西岡 勉
技術管理室技術開発グループ 高田佳彦

要 旨

大規模地震に対する鋼製ラーメン橋脚はりのウェブパネルのせん断非線形挙動を明らかにするために、鋼製ラーメン橋脚はり部に繰り返しせん断力を作用させ、ウェブパネルのせん断変形に関する耐力、変形性能、履歴特性の実験を実施した。実験の結果から、ウェブパネルのせん断幅厚比パラメータ $R_{\tau 0}$ が大きい場合、せん断力-せん断変位の履歴特性が紡錘形からスリップ形状に移行するが、 $R_{\tau 0}$ が 0.7 以下であれば十分な変形性能を確保することができ、ウェブパネルがせん断座屈するまでは安定した紡錘形の履歴曲線を維持することが分かった。なお、せん断力-せん断変位の挙動に対してフランジ板パネルの幅厚比パラメータの違いによる差は明確には現れなかった。また、非線形性を考慮した耐震設計に用いる $R_{\tau 0}$ の設定、許容せん断ひずみ及び動的解析に用いる $\gamma-\tau$ 曲線の提案を行った。

キーワード: 鋼製ラーメン橋脚、はり部ウェブパネル、せん断座屈、せん断耐荷力、許容せん断ひずみ

はじめに

鋼製ラーメン橋脚の面内方向の地震時の挙動として、ラーメンはりにせん断力が卓越する場合があります。兵庫県南部地震において、写真-1, 2に示すように鋼製ラーメン橋脚のはりウェブにせん断座屈が生じた事例がある。しかし、鋼製ラーメン橋脚のはりウェブのせん断非線形挙動は、はり部材の急激な耐力低下を伴わず、上部構造の支持機能に対して致命的な損傷でなく、大規模地震に対するエネルギー吸収部材として利用する考え方²⁾がある。阪神高速道路では、上記の考え方をもとに鋼製ラーメン橋脚はりウェブのせん断非線形挙動を面内方向の耐震設計に取り入れ、はり部材の断面設計を実施している。



写真-1 鋼製橋脚の上段はりウェブのせん断座屈の例

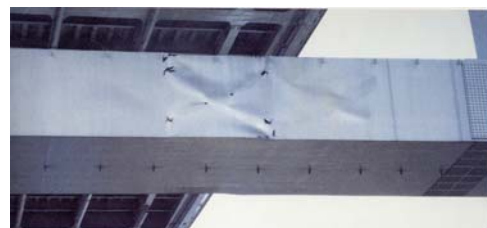


写真-2 鋼製橋脚の中間はりウェブのせん断座屈の例

鋼製ラーメン橋脚はりウェブのせん断非線形挙動に関しては、葛西ら³⁾の繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形性能の解析的検討、森下ら⁴⁾の繰り返しせん断力に対する鋼製箱断面はりの非線形挙動の実験的検討、上記実験に対応したChusilpら⁵⁾の解析的検討などが行われ、耐震設計に用いる鋼製ラーメン橋脚はりのウェブのせん断変形に関する非線形特性のモデル化も行われている⁶⁾。本実験は、鋼製ラーメン橋脚のはりを対象にウェブパネルをもつ箱断面の供試体に繰り返しせん断力荷重を行い、はりウェブのせん断変形に関する耐力、変形性能、履歴特性を確認することを目的として実施したものである。

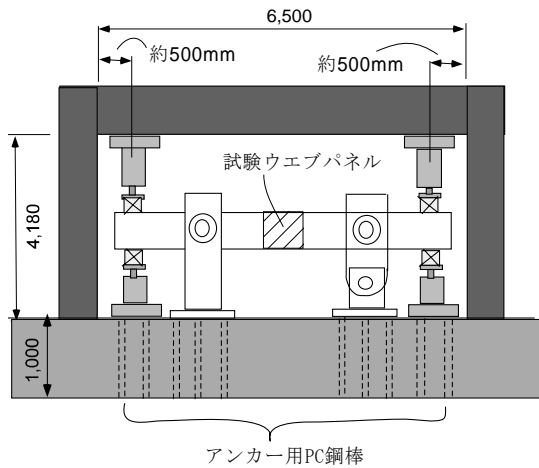


図-1 荷重装置の概要図 (単位: mm)

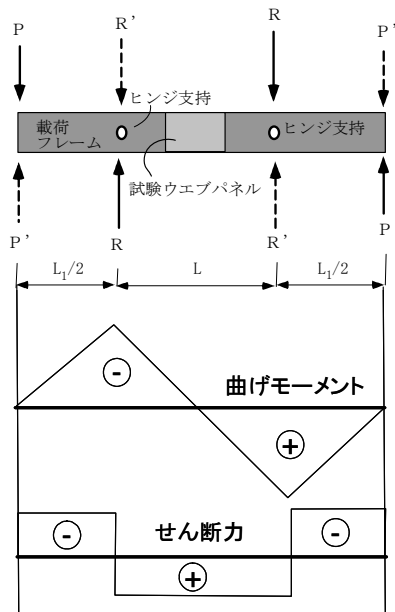


図-2 荷重装置による荷重と供試体に作用する曲げモーメント・せん断力の関係

1. 鋼製ラーメン橋脚はり部ウェブパネルの繰り返しせん断実験

1-1 実験の目的

大規模地震に対する鋼製ラーメン橋脚はりウェブのせん断非線形挙動を調べるために、鋼製ラーメン橋脚のはり部材をモデル化した供試体に繰り返しのせん断力を作用させた。

実験では、はりウェブパネルのせん断幅厚比パラメータ R_{tw} (以下、 R_{tw} という.) とフランジ板パネルの幅厚比パラメータ R_R (以下、 R_R という.) に着目し、これらのパラメータがはりウェブパネルのせん断変形に関する耐力、変形性能、履歴特性に及ぼす影響を調べた。

1-2 せん断力荷重方法と供試体

鋼製ラーメン橋脚のはりに対して地震時にせん断力が卓越する荷重状態を模擬するために、図-1のように、中央部にウェブパネルを設けた張り出しばりの両端に上下方向に油圧ジャッキを据付け、門形フレームと反力床を利用して交番荷重を与える荷重方法を採用した。油圧ジャッキの容量は5,000kNである。荷重装置による荷重と供試体に作用する曲げモーメント・せん断力の関係を図-2に示す。ウェブパネルにおいてせん断力が一定となり、曲げモーメントが小さくなる荷重方法である。荷重装置の全景を写真-3に示す。



写真-3 荷重装置の全景

供試体は、鋼製ラーメン橋脚のほりをモデル化した箱形断面で荷重治具から取り外し可能な構造としている。着目したパラメータは、ウェブパネルの R_{τ_w} とフランジ板パネルの R_R である。供試体は合計6体で、鋼材材質(SM490Y)は同じであるが、外形寸法、板厚、補剛材段数等の諸元を変えることにより R_{τ_w} と R_R を変化させている。補剛材段数は0, 1, 2, 3, 4段とし、 $R_{\tau_w}=0.464\sim 1.097$ で設定を行った。なお、フランジ板パネルの R_R による影響を把握するため、供試体B-②と同じ R_{τ_w} で、板厚を変化させかつフランジの補剛材を設置しないもの(供試体B-④)を設定した。諸元を表-1に、供試体の概要を図-3に示す。 R_{τ_w} は式(1)、 R_R は式(2)により算定した。

$$R_{\tau_w} = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{\tau_Y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k_F}} \quad (1)$$

ここに、 R_{τ_w} ：せん断幅厚比パラメータ、 b ：ウェブパネル高、 t ：ウェブパネルの板厚、 n ：補剛材によって区切られるパネル数、 τ_Y ：鋼材のせん断降伏点 (N/mm²)、 E ：ヤング係数 (N/mm²)、 ν ：ポアソン比 (=0.3)、 k_F ：座屈係数で、 $k_F = 5.34 + 4.0/\alpha^2$ ($\alpha \leq 1$)、 $k_F = 4.0 + 5.34/\alpha^2$ ($\alpha > 1$)、 α ：補剛材で区切られるパネルのアスペクト比(横辺/縦辺)である。

$$R_R = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y \cdot 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k_R}} \quad (2)$$

ここに、 R_R ：板パネルの幅厚比パラメータ、 B ：フランジの幅、 t ：フランジの板厚、 σ_Y ：鋼材の降伏点 (N/mm²)、 E ：ヤング係数 (N/mm²)、 ν ：ポアソン比 (=0.3)、 k_R ：座屈係数 (= $4n^2$)、 n ：補剛材で区切られるパネル数である。

荷重は、式(3)で算出するウェブパネルの降伏せん断ひずみ γ_y に対して図-4に示すような繰り返し荷重を行った。

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G} \quad (3)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4)$$

$$\tau_y = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

ここに、 τ_y ：鋼材のせん断降伏点 (N/mm²)、 G ：せん断弾性係数 (N/mm²)、 E ：ヤング係数 (N/mm²)、 ν ：ポアソン比 (=0.3)、 σ_y ：鋼材の引張降伏点 (N/mm²)である。なお、鋼材の引張試験より $\sigma_y = 425.8$ N/mm²、 $E = 2.013 \times 10^5$ N/mm²である。

表-1 供試体の諸元

供試体 No.	補剛材段数 (R_{τ_w})	フランジ諸元 (R_R)
A-①	0段 ($R_{\tau_w}=1.097$)	$t=32\text{mm}$ ($R_R=0.355$)
A-②	1段 ($R_{\tau_w}=0.712$)	$t=32\text{mm}$ ($R_R=0.355$)
B-①	2段 ($R_{\tau_w}=0.739$)	$t=15\text{mm}$ ($R_R=0.355$)
B-②	3段 ($R_{\tau_w}=0.572$)	$t=15\text{mm}$ ($R_R=0.355$)
B-③	4段 ($R_{\tau_w}=0.464$)	$t=15\text{mm}$ ($R_R=0.355$)
B-④	3段 ($R_{\tau_w}=0.572$)	$t=12\text{mm}$ ($R_R=2.216$)

供試体 No.	ウェブ厚	フランジ厚	ウェブ高	ウェブ幅	フランジ幅
A-①	9mm	32mm	900mm	800mm	1200mm
A-②	9mm	32mm	900mm	800mm	1200mm
B-①	6mm	15mm	900mm	650mm	1250mm
B-②	6mm	15mm	900mm	650mm	1250mm
B-③	6mm	15mm	900mm	650mm	1250mm
B-④	6mm	12mm	900mm	650mm	1250mm

※供試体 A は、既実験結果による。

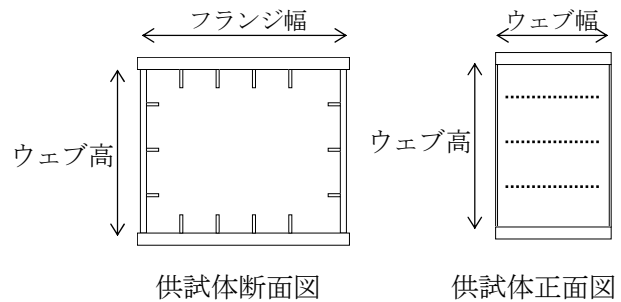


図-3 供試体概略図 (B-②の例)

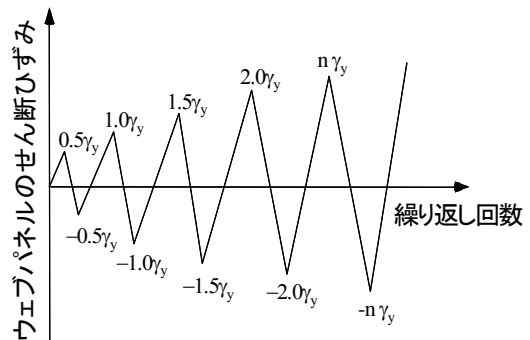


図-4 荷重サイクル

1-3 セン断力-せん断変位の関係

ウェブパネルに作用するせん断力 Q は、ロードセルにより計測するジャッキ载荷荷重 P から算定した。ウェブパネルのせん断変位及びせん断ひずみは、**図-5**に示す方法により対角線変位を計測し、対角線の伸縮量の差をもとに式(6),(7)により算定した。

$$\begin{aligned} \delta &= d_2 - d_1 \\ &= \frac{2ab}{\sqrt{a^2 + b^2}} \gamma \end{aligned} \quad (6)$$

$$\gamma = \frac{d_2 - d_1}{2ab} \sqrt{a^2 + b^2} \quad (7)$$

ここに、 d_1 , d_2 : ウェブパネルのそれぞれ、短い方、長い方の対角線長さ、 a : ウェブパネルの幅、 b : ウェブパネルの高さである。

各供試体のウェブパネルのせん断力比(Q/Q_y)とせん断ひずみ比(γ/γ_y)の関係を**図-6**に示す。 γ は、2枚のウェブパネルのせん断変位の平均値を用いた。 Q_y は、式(8)で算定するウェブパネル2枚分の降伏せん断力である。

$$Q_y = 2\tau_y bt \quad (8)$$

ここに、 τ_y : 鋼材のせん断降伏点 (N/mm^2)、 b : ウェブパネル高、 t : ウェブパネルの板厚である。

実験では、各供試体のウェブパネル両面でせん断力比とせん断ひずみの履歴曲線を得ているが、ここでは両面の平均値についての履歴曲線を示した(**図-6**)。

履歴曲線は、供試体 B-③のみ、スリップ形の履歴曲線を描いていないが、これは水平補剛材によりウェブパネルが拘束され、せん断座屈耐荷力が高くなっていることが影響していると考えられる。なお、急激な耐力低下は、ウェブパネルの破断によるものである。その他の供試体は、座屈前では紡錘形を描いており、座屈後にスリップ形となっている。各供試体の履歴概要を表-2に示す。すべての供試体とも目視による確認であるが、ウェブパネルは両面ともほぼ同時に座屈が生じており、明確な差はなかった。

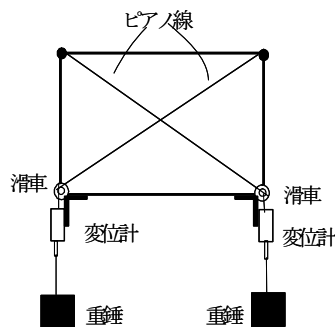


図-5 ウェブパネル対角線変位の計測方法

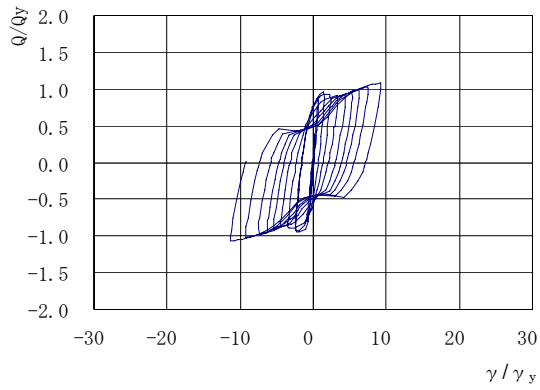
ウェブパネルのせん断力比(Q/Q_y)とせん断ひずみ比(γ/γ_y)の履歴の包絡線の比較を**図-7**に示す。供試体A-①,②及びB-①の包絡線は、ウェブパネル座屈後にスリップ形へ移行していることが確認でき、その他の供試体B-②~④包絡線は、安定した紡錘形が確認できた。なお、供試体B-②と④は、同様の履歴曲線であり、フランジ板パネルの R_R による影響はないと考えられる。

各载荷サイクルのウェブパネルの最大せん断力比と対応するせん断ひずみ比の関係を**図-8**に示す。各供試体とも、 $\pm 1.1Q/Q_y$ まではほぼ線形領域であり、それ以降は非線形領域に入っている。ウェブパネルの座屈後に耐力が低下することから、 $R_{\tau 0}$ の違いによるウェブパネルのせん断座屈耐力差の影響が出たものと考えられる。この結果から、供試体B-②と④はほぼ同様の履歴であることから、フランジ板パネルの R_R による影響は小さいと考えられる。

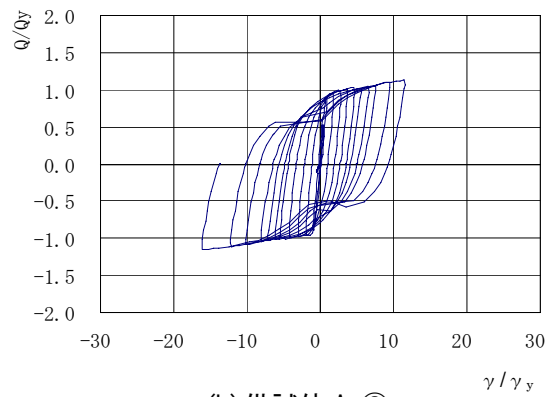
1-4 ウェブパネルの吸収エネルギー

各载荷サイクルでのウェブパネルの吸収エネルギー E (せん断力比とせん断ひずみ比の履歴が描く面積)を**図-9**に示す。全供試体の吸収エネルギー量は、座屈前までは同等であるが、 $R_{\tau 0}$ の値が大きく、実験で座屈の発生した供試体①, ②, ④は、それぞれ座屈発生以後の吸収エネルギー量の上昇率が低く(傾きが小さく)なっており、座屈の発生による履歴特性のスリップ形への移行が吸収エネルギーの低下に影響していると考えられる。

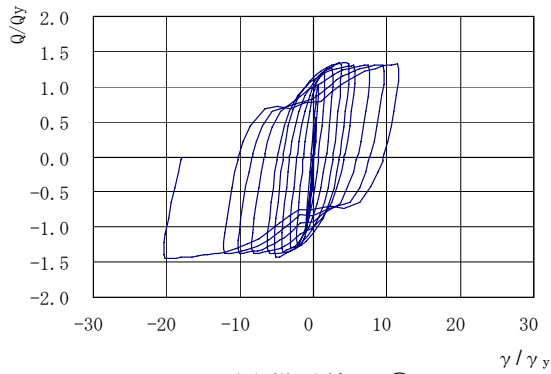
なお、 $R_{\tau 0}$ が同値でフランジ板パネルの R_R が異なる供試体 B-②と④の吸収エネルギーは、ほぼ同等であった。



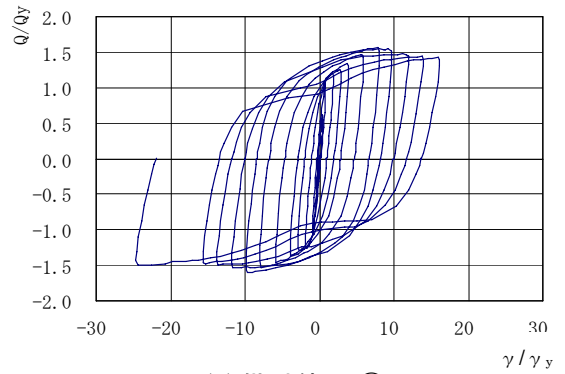
(a) 供試体 A-①



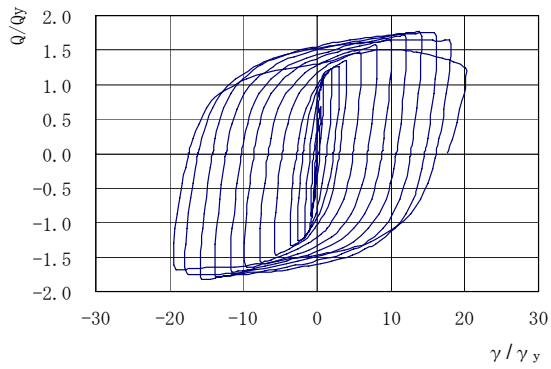
(b) 供試体 A-②



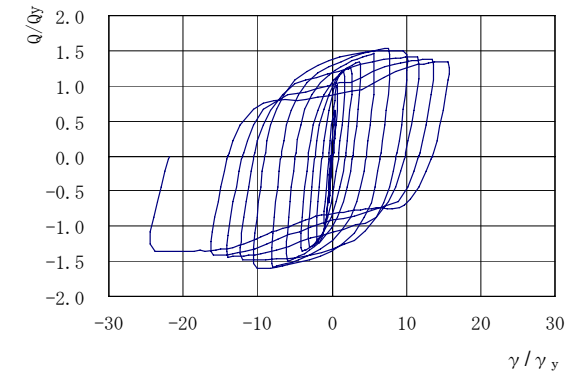
(c) 供試体 B-①



(d) 供試体 B-②



(e) 供試体 B-③



(f) 供試体 B-④

図-6 せん断力比-せん断ひずみの履歴曲線

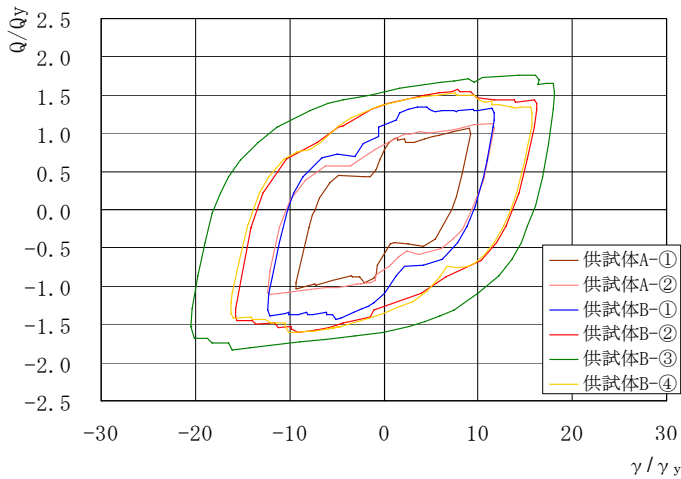


図-7 せん断力比-せん断ひずみの履歴曲線の包絡線

表-2 供試体の履歴概要

供試体	$R_{\tau w}$	履歴概要		
		座屈確認	荷重ピーク	スリップ卓越
A-①	1.097	2γ	2γ	4γ
A-②	0.712	5γ	5γ	8γ
B-①	0.739	4γ	5γ	8γ
B-②,④	0.572	8γ	10γ	14γ
B-③	0.464	14γ	16γ	—

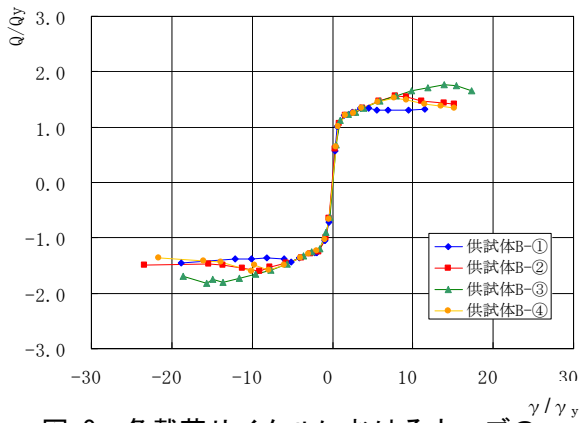


図-8 各载荷サイクルにおけるウェブの最大せん断力比とせん断ひずみ比の関係

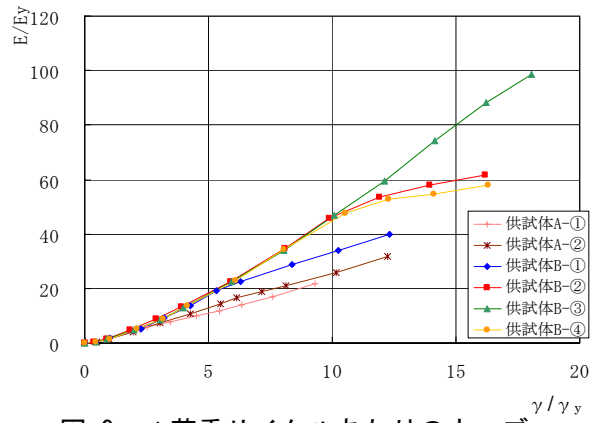


図-9 1 荷重サイクルあたりのウェブパネルのエネルギー吸収量

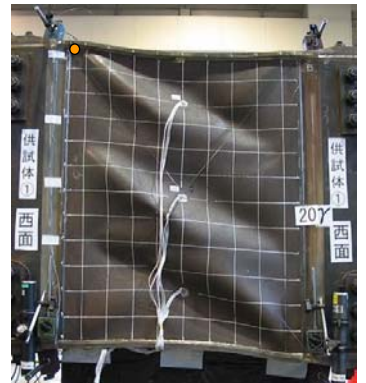
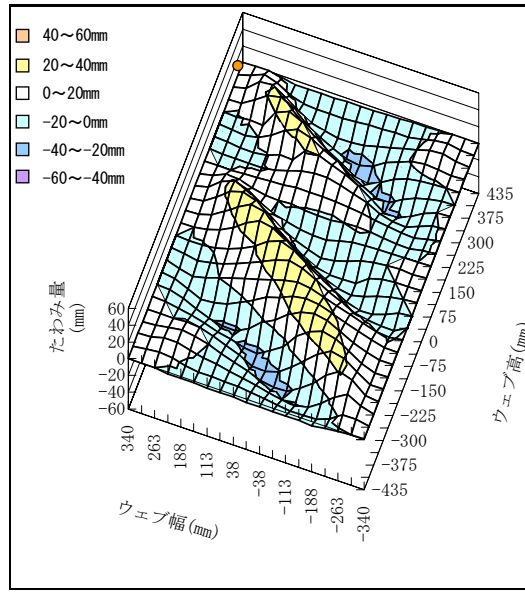
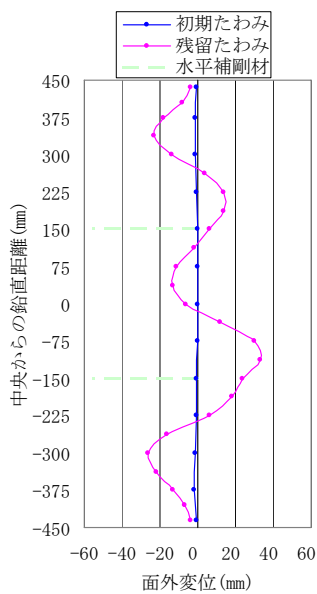


図-10 初期たわみと残留たわみの状況 (全体座屈発生有り: 供試体 B-①)

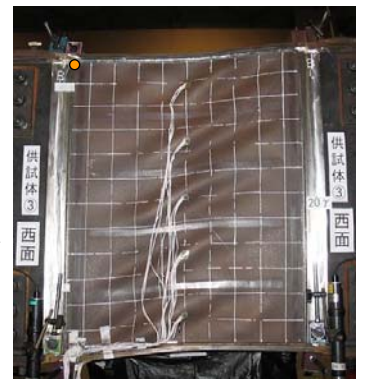
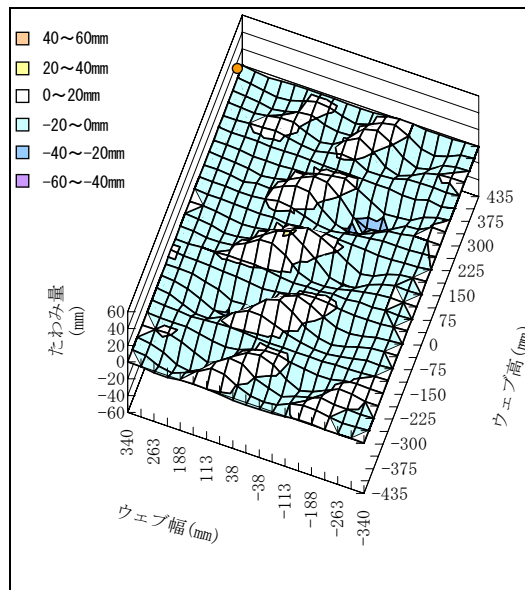
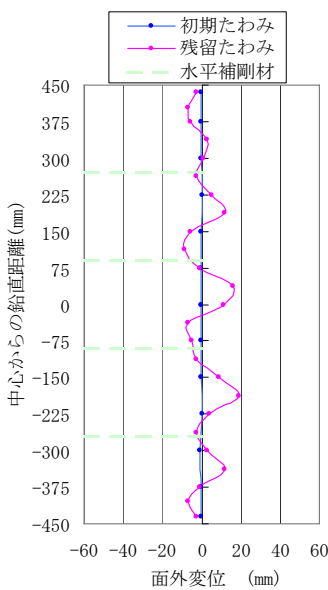


図-11 初期たわみと残留たわみの状況 (全体座屈発生なし: 供試体 B-③)

1-5 ウェブパネルの初期たわみと残留たわみ

各供試体のうち、ウェブパネル全体にわたり座屈が生じた供試体と生じなかった供試体の各1体について、ウェブパネル(片面)の中央線(鉛直方向の中心線)上の初期たわみと実験終了後の残留たわみの比較図及び試験後の供試体状況を図-10~11に示す。

供試体 B-③を除くいずれの供試体も供試体の初期たわみは最大で 2.5mm 程度であり、座屈が観察され、約 40mm の最大残留たわみが生じていた。しかし、供試体 B-③の残留たわみの最大値は約 20mm であり、他の供試体と比較して小さい。これは、他の供試体が複数のパネルにまたがり座屈が生じている(ウェブパネルの水平補剛材が座屈している)のに対し、供試体 B-③は、座屈が各パネル内で抑制されており、水平補剛材が補剛効果を十分に発揮しているためと考えられる。また、供試体 B-②と④の結果から、ウェブパネルの補剛効果にフランジ板パネルの R_R による差は、ほとんど見られなかった。

2. まとめ

鋼製ラーメン橋脚のはり箱断面の繰り返しせん断載荷を行い、はりウェブのせん断変形による耐力、変形性能、履歴特性に関する実験を行った。本実験で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) $R_{\tau 0}$ が小さいほど、せん断座屈耐力が大きく、せん断座屈が生じるまで安定した紡錘形の履歴曲線を描いた。特に $R_{\tau 0}$ が 0.5 以下の供試体 B-③ではせん断座屈耐力が高く、 $15\gamma/\gamma_y$ まで安定した紡錘形の履歴曲線を維持した。
- 2) せん断耐力は、フランジ板パネルの板厚及び幅厚比 R_R を変えてもほとんど変化しなかった。なお、供試体 A に比べて、供試体 B はウェブに対するフランジの板厚を小さくしているため、フランジの変形(残留たわみ)が生じることも確認された。
- 3) $R_{\tau 0}$ が小さいほど、ウェブパネルの吸収エネルギー性能は高い。なお、 R_R による性能差はなかった。

4) ウェブパネルの残留変位に初期たわみの影響はなく、 $R_{\tau 0}$ が小さいほど、残留変位を抑制することができた。

3. 実験結果の基準への反映

本実験で得られた結果を踏まえ、鋼製ラーメン橋脚はり部ウェブパネルのせん断変形性能を規定化し、非線形性を考慮した阪神高速道路の耐震設計基準への反映を行う予定である。

$R_{\tau 0}$ については、実験結果(図-12)から、 $R_{\tau 0} \leq 0.7$ として規定化することを考えている。 $R_{\tau 0} = 1.1$ 程度の領域においても若干のせん断非線形性 ($\gamma_a = 2 \times \gamma_y$) を期待できることが確認されたが、設計上せん断降伏の生じる部位においては相応のせん断非線形性を確保するのが望ましいと考えられる。その観点から、 $5\gamma_y$ 以上の変形性能を確保することを目標とし、せん断座屈パラメータに対して、 $R_{\tau 0} \leq 0.7$ の制限を設けた。

また、同結果(図-12)から、許容せん断ひずみ γ_a は、次式で規定を行う。

$$\gamma_a / \gamma_y = 2.4 / R_{\tau 0}^{2.4}$$

ただし、本実験で健全性が確認された範囲に限るものとし、上限値を $\gamma_a / \gamma_y = 15.0$ とする。

さらに、動的解析に用いる $\gamma - \tau$ 曲線は、実験で得られた履歴曲線の包絡線のうち、供試体 B の結果より、図-13に示すバイリニアモデルとし、その二次勾配は $G/G^* = 24$ により設定し、移動硬化則の適用を考えている。

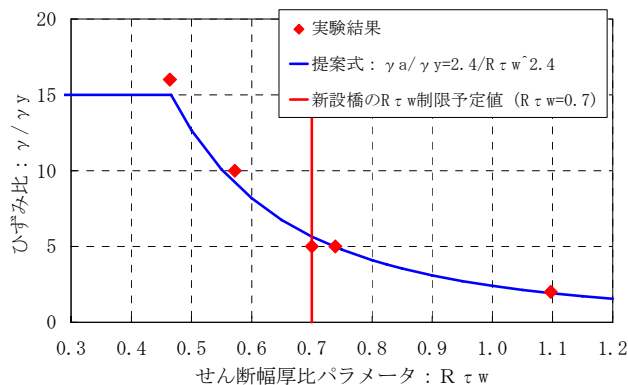


図-12 せん断幅厚比パラメータとせん断ひずみ比の関係

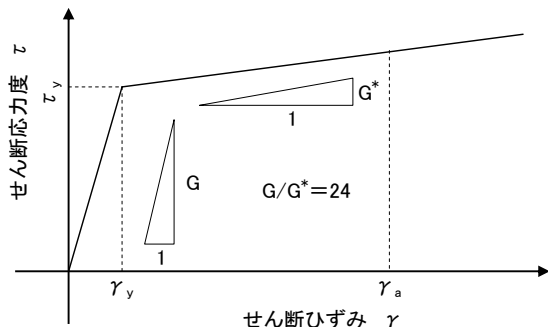


図-13 動的解析に用いる $\gamma - \tau$ 曲線のモデル

謝辞

本実験は吉川紀・元大阪工業大学教授のご指導のもと、同大学の八幡構造実験所で実施したものである。また、本実験の実施に当たっては、阪神高速道路鋼構造物検討委員会（委員長：渡邊英一京都大学名誉教授）の委員から貴重なご意見をいただき、同委員会の松田泰英氏、大久保宣人氏、田中常夫氏、木曾収一郎氏には、供試体および治具の設計、製作などでご助力をいただいた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：大震災を乗り越えて，1997.
- 2) 鈴木英之，長沼敏彦，西岡勉，内田諭，長尾圭介：中間梁ウェブに低降伏点鋼を用いた鋼製ラーメン橋脚の耐震性検討，鋼構造年次論文報告集，2004.，(社)日本鋼構造

協会

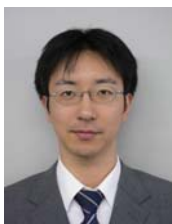
- 3) 葛西昭，渡辺智彦，天野麻衣，宇佐美勉：繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能評価，構造工学論文集，Vol.47A，pp.761-770，2001.，(社)土木学会
- 4) 森下宣明，前野裕文，岡本隆，中村信秀，青木徹彦，宇佐美勉：鋼製箱形断面はりのせん断耐荷力実験：第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.171-176，2001.，(社)土木学会
- 5) Praween Chusilp，葛漢彬，宇佐美勉，森下宣明，青木徹彦：鋼製箱形断面はりの繰り返しせん断特性に関する非線形数値解析，第4回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.177-184，2001.，(社)土木学会
- 6) 森下宣明，森久芳，前野裕文，岡本隆，野中哲也，宇佐美勉：鋼製ラーメン橋脚の梁部せん断座屈を評価した耐震設計，第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-6，2003.，(社)土木学会
- 7) 西岡勉，長沼敏彦，平野敏彦，園田恵一郎，吉川紀，松田泰英：鋼製ラーメン橋脚はりの繰り返しせん断挙動に関する実験的検討，第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2006.，(社)土木学会

A REPORT ON SHEAR STRENGTH OF WEB PANEL ON CROSS BEAM OF STEEL RIGID FRAME PIER

Toshihiko HIRANO, Tsutomu NISHIOKA and Yoshihiko TAKADA

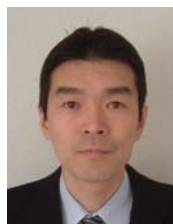
This paper reports an experiment about web panel shear strength. The purpose of this experiment was to understand the behavior of the web panel on the cross beam of the steel rigid frame pier under shear stress from earthquake. The web panel was found to have a good deformability when its shear buckling is prevented. It also exhibited high buckling performance when a depth-thickness ratio parameter for shear stress was below 0.5. An allowable shear strain was anticipated to be 15 times the yield shear strain. No difference was found in the shear force-shear displacement behavior depending on the presence/absence of the flange stiffener. From these results of the experiment, the authors suggested allowable shear strain and $\gamma - \tau$ (shear strain-stress) model for dynamic analysis.

平野 敏彦



阪神高速道路株式会社
神戸建設部調査設計グループ
Toshihiko HIRANO

西岡 勉



阪神高速道路株式会社
大阪管理部調査設計グループ
Tsutomu NISHIOKA

高田 佳彦



阪神高速道路株式会社
技術管理室技術開発グループ
Yoshihiko TAKADA