

基部に極軟鋼を用いた鋼製橋脚の耐震性能に関する研究

Seismic Resistant Performance Test on Steel Bridge Piers with Low Yield Steel at its Base

山本亮明† 青木徹彦†† 鈴木森晶††
Katsuhiro Yamamoto Tetsuhiko Aoki Suzuki Moriaki

Abstract The steel bridge pier with low yield steel plates at its base portion is proposed. The seismic resistance performance of this new type of pier is investigated experimentally, changing the thickness of low yield steel and number of stiffeners. In some case of parameters, extremely large deformation capacity is observed in the test results, as well as high maximum load. But some test specimens show brittle fracture at the low yield steel plate due to the repeated large local buckling deformation. In order to improve the issues arisen in the low yield steel plate, the use of higher plate of low yield steel plate is recommended.

Keyword: Low Yield Steel, Bridge Pier, Seismic Resistant performance, Steel Box Section

キーワード: 極軟鋼, 橋脚, 耐震性能, 鋼箱型断面

1. 序論

1995年の兵庫県南部地震では高速道路等多数の重要公共構造物が大きな被害を受けた。鋼製高速道路橋脚に関しては、地震後多くの実験的、解析的研究が進められてはきたが、耐震性能とりわけ変形能を大きく向上させる顕著な構造提案は必ずしもなされていない。都市と都市結ぶ高速道路のような重要構造物では、崩壊してしまうと都市機能を麻痺させ、緊急車両の通行、救援物資等の運搬、復旧作業に大きな支障となる。そのため、巨大地震時によって局所的な損傷を許したとしても構造全体の機能を維持することが重要である。橋脚では地震力による繰返し力を受けたとき、エネルギー吸収能力があり、変形が大きくなっても耐荷力を保持する必要がある。

鋼製橋脚の変形性能を向上させる方法として、基部にコンクリートを充填させる方法¹⁾²⁾³⁾⁴⁾、基部付近のダイアフラム間隔を小さくする方法等が提案されている。基部にコンクリートを充填させる方法は簡単ではあるが、地震後の損傷を補修する際、コンクリートが補修の妨げになることや、自重の増加により基礎構造物への負担増加等の問題が

あるとの指摘がある。ダイアフラム間隔を小さくする方法は、圧縮力による鋼板の早期座屈を防止する点では一つの優れた方法ではあるが、繰返し力による累積塑性ひずみに鋼材の変形能力が追従できない問題があると思われる。

本研究では、鋼製橋脚基部に極低降伏比鋼（以下略して極軟鋼と呼ぶ）を用いて、一定荷重下で水平力繰返し載荷実験を行い、極軟鋼部分の座屈変形の基本的な挙動を知ることが第1の目的とし、橋脚としての耐震性能を実験的に明らかにする。

極軟鋼は降伏点が低い代わりに伸び能力は普通鋼の約2倍もあり、大きな累積塑性ひずみに抵抗しうる。わが国ではすでに耐震用エネルギー吸収部材として特に建築分野で多く使用されており、その基本的な性能はよく知られている⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾。極軟鋼を繰返し荷重を受ける構造物の一部に直接用いた場合、いくつかの問題がある。例えば極軟鋼の応力ひずみ問題において降伏踊り場長さが非常に短く、降伏点が明確でないため基準値が決めにくいこと、繰返し荷重を受けると降伏曲面が上昇すること、また溶接残留応力の影響等による座屈の早期発生の恐れ等があり、現象解明のためには実験的検証を欠かすことができない。今回の実験では降伏強度 100N/mm²程度の極軟鋼 (LY100) を用い、板厚、リブ本数を変えた実験を行い、これらのパラメータの違いに関する基本繰返し載荷の挙動を調べる。

† 愛知工業大学 工学研究科 建設システム工学専攻

†† 愛知工業大学 工学部 都市環境学科 土木工学専攻(豊田市)

2. 実験計画および実験方法

2.1 極軟鋼の力学特性

実験計画に先立ち、極軟鋼の引張り試験を行った。試験体は JIS 1A 号試験片 3 本で、板厚は原材の 12mm (実測値 12.3mm) である。試験により得られた応力-ひずみ関係を図-1 に示す。表-1 に極軟鋼 (LY100) と普通鋼 (SM490) の引張り試験結果を示す。極軟鋼は降伏点が明確でなく普通鋼に比べすぐに塑性域に入るため、初期勾配をどこまでを初期勾配とするかによって大きくヤング率が変わる。そこで、もう 1 体引張り試験片を作成し以下の方法で引張り試験を行った。今回用いた極軟鋼の公称値の降伏点 100N/mm² 付近まで引張り、その後荷重を抜き再度引張り、その時の上り勾配をヤング率とした。伸び率は 38.5% に達した。降伏点は、上記で求めたヤング率を初期勾配とし、0.2% オフセット値とした。以後普通鋼と区別するため極軟鋼の降伏点を σ_y 、引張り強度を σ_u とおく。

表-1 引張り試験結果

鋼材名	LY100	SM490
ヤング率 E (GPa)	186	202
ポアソン比 ν	0.28	0.28
降伏応力 σ_y (MPa)	98.0	423
降伏ひずみ ϵ_y (μ)	2454	2099
最大応力 σ_u (MPa)	270	574
伸び率 δ_{el}	0.39	0.18

である。鋼種は SM490 である。座屈部分を取り除いたその部分に上下にダイアフラムとして板厚 9mm の普通鋼を溶接し、その間に高さ 150mm の極軟鋼を溶接する (図-2 参照)。

極軟鋼部分の断面は、極軟鋼部分以外で座屈が起きないように、基準供試体と今回用いる極軟鋼の引張り試験の結果をもとに板厚、リブ本数を決定した。板厚、リブ本数は水平力がかかった時、極軟鋼部分が最大応力を迎えても普通鋼部分が降伏点程度となるように、引張り試験での極軟鋼 (LY100) の最大応力と普通鋼 (SM490) の降伏応力をもとに決めた。

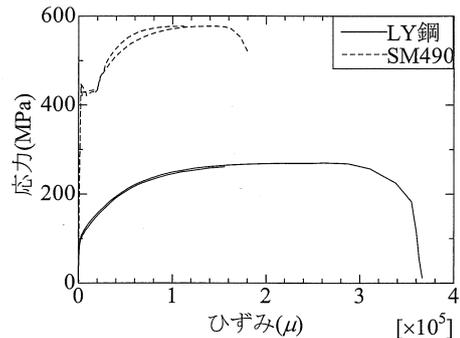


図-1 引張り試験結果

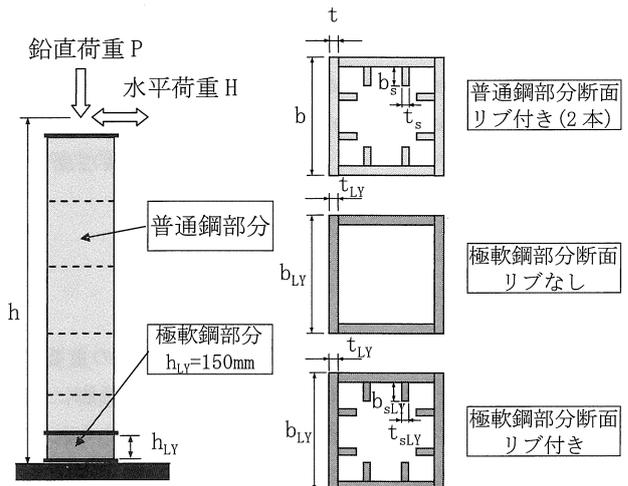


図-2 供試体図

2.2 実験供試体

実験供試体は、過去に繰り返し载荷実験¹⁰⁾が行われた供試体の座屈した基部の部分を取り除き、そこに極軟鋼を用いた。過去に繰り返し载荷実験が行われた供試体 (以下基準供試体と呼ぶ) は、450mm × 450mm の正方形断面で板厚 6mm、リブは板厚 6mm 高さ 55mm で一辺につき 2 本用いている。また、ダイアフラム間隔は橋脚の幅と等しい 450mm

表-2 供試体寸法と各パラメータ

供試体名	SM-T6-R2	LY-T9.4-R0	LY-T12-R0	LY-T7.8-R2	LY-T9.4-R2	LY-T6.3-R5	
鋼種	SM490	LY100					
補剛板幅 b (mm)	450	453.4	456.0	451.8	453.4	450.3	
補剛板板厚 t (mm)	6	9.4	12	7.8	12	6.3	
リブ本数 b_s (mm)	2	0	0	2	2	5	
リブ幅 b_s (mm)	55	-	-	47	55	50	
リブ板厚 t_s (mm)	6	-	-	10	12	11	
ダイアフラム間隔 a (mm)	450	150					
供試体高さ h (mm)	2420	2365	2360	2365	2387	2365	
補剛板幅厚比パラメータ	R_F	0.34	0.32	0.25	0.07	0.06	0.05
	R_R	0.52	-	-	0.40	0.26	0.25
細長比パラメータ λ	0.35	0.21	0.23	0.19	0.24	0.19	
補剛材剛比 γ/γ^*	2.5	-	-	12.2	12.7	3.97	

供試体はリブ無しで板厚を 12mm、9.4mm と変えた 2 体、補剛板一辺につきリブ 2 本で板厚を 9.4mm、7.8mm と変えた 2 体、補剛板一辺につきリブ 5 本で板厚 6.3mm を 1 体、計 5 体の試験を行う。表-2 に今回の研究での極軟鋼を用いた鋼製橋脚の供試体と、比較対照となる過去に繰り返し載荷実験が行われた供試体(基準供試体)の断面寸法、各パラメータなどを示す。幅厚比パラメータ $R_F, R_R^{(1)(2)}$ の式を式(1), (2)に示す。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (1)$$

ここに、 k_F は座屈係数で補剛板のアスペクト比 ($\alpha = a/b$) に応じて次式より求める。

$$k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n \gamma_l}{\alpha^2 (1+n \delta_l)} \quad (\alpha \leq \alpha_0)$$

$$k_F = \frac{2(1+\sqrt{1+n \gamma_l})}{1+n \delta_l} \quad (\alpha > \alpha_0)$$

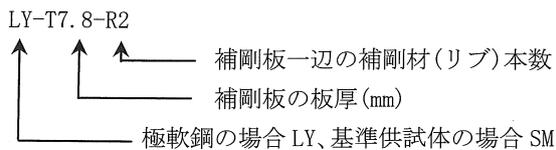
$$\alpha_0 = \sqrt{1+n \gamma_l}$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4n^2 \pi^2}} \quad (2)$$

ここに、

- b : 補剛板幅
- t : 補剛板板厚
- σ_y : 降伏応力
- E : ヤング係数
- μ : ポアソン比
- a : ダイアフラム間隔
- α : アスペクト比 ($\alpha = a/b$)
- γ_l : 補剛材の剛比 ($11 \cdot I_l / bt^3$)
- n : 補剛材で区切られるパネルの数 (補剛材本数+1)
- I_l : 補剛材 1 本の断面 2 次モーメント ($b_s^3 t_s / 3$)
- δ_l : 補剛材の断面積比 (A_l / bt)
- A_l : 補剛材 1 本の断面積

供試体名について基部に極軟鋼を用いた供試体は LY (Low Yield の略)、比較対照となる過去に繰り返し載荷実験が行われた供試体(基準供試体)は SM をつけてある。T の後の数字は補剛板の板厚を示し、R の後の数字は補剛板一辺の補剛材(リブ)の本数を表している。



(1) リブ無しの供試体

リブの無い供試体 LY-T9.4-R0 と LY-T12-R0 の 2 体は、板厚が厚く供試体幅 450mm に対しダイアフラム間隔も 150mm と狭く、表 2-2 に示すように R_F が 0.32、0.25 と小さいため、リブが無くても十分であるだろうと考えられ、

板厚を 9.4mm、12mm と変えた 2 体の実験を行う。板厚 9.4mm の供試体 (LY-T9.4-R0) は極軟鋼の最大強度 σ_{max} と普通鋼の降伏応力 σ_y の比より求めた。板厚 12mm の供試体 (LY-T12-R0) は今回使用した極軟鋼で最も厚い板厚であったためその板厚を用いた。この 2 体により適切な板厚を明らかにする。

(2) リブ付き供試体

リブ付き供試体 LY-T7.8-R2、LY-T9.4-R2、LY-T6.3-R5 の 3 体実験を行う。板厚 9.4mm でリブ 2 本の供試体 (LY-T9.4-R3) はリブの無い供試体 (LY-T9.3-R0) と同様に極軟鋼の最大強度 σ_{max} と普通鋼の降伏応力 σ_y の比より板厚を求め、それにリブを 2 本用いた。板厚 7.8mm でリブ本数 2 本 (LY-T7.8-R2) と板厚 6.3mm でリブ 5 本 (LY-T6.3-R5) の 2 体の供試体は普通鋼部分の断面積と極軟鋼部分の断面積の比が極軟鋼の最大強度 σ_{max} と普通鋼の降伏応力 σ_y の比とほぼ等しくなるように決めた。このように決めた理由として極軟鋼部分以外での損傷を無くすためである。

2.3 実験載荷方法

実験装置図を図-3 に示す。載荷方法は上部工重量を想定し一定鉛直荷重 P のもと、地震力に相当する繰り返し水平荷重 H を同時に載荷する。繰り返し水平荷重は図-4 に示すように 1 サイクル目の変位 δ_y を基準とし $\pm \delta_y, \pm 2\delta_y, \pm 3\delta_y \dots$ と漸増させながら載荷する。繰り返し載荷実験では 1 サイクルの変位 δ_y は降伏水平変位とするのが一般的である。しかし極軟鋼は図-1 に示すように普通鋼に比べ降伏点が低く、降伏点もはっきりしない。そのため極軟鋼の降伏点を基準とすることはあまり適切でないと考えら

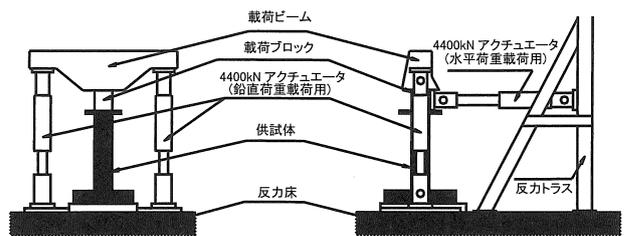


図-3 実験装置図

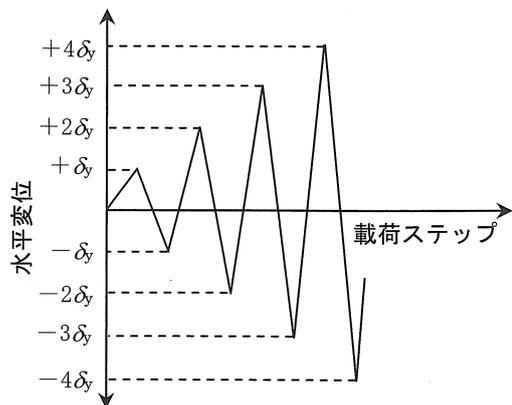


図-4 載荷パターン

れる。よって今回の実験では、比較対照となる過去に繰り返し荷重実験を行った普通鋼の供試体(基準供試体)の降伏水平変位 10mm を 1 サイクル目の変位 δ_y とする。上部工重量を想定した鉛直荷重 P も基準供試体の降伏鉛直荷重の 20% になる 864kN とする。ただし、実験では荷重ビームなどを供試体の上に載せるため、それらの自重を除いた荷重を載荷する。

3. 実験結果

3.1 履歴曲線

図-5 に水平荷重-水平変位履歴曲線を示す。また、比較対照である基準供試体(SM-T6-R3)も示してある。

(a) LY-T9.4-R0 (リブ無し $t=9.4\text{mm}$)

はじめに図-5(b)に示すリブ無しの供試体 LY-T9.4-R0 では、基準供試体に比べて強度、変形能ともに著しく小さくなっており、極軟鋼の利点はない。実験では $2\delta_y$ ぐらいで早期に全体座屈変形が生じはじめ、これが繰り返しとともに急速に大きくなっていった。変形モードは極軟鋼のすべてが外側に凸の状態に変形した(写真 1(b)参照)。

(b) LY-T12-R0 (リブ無し $t=12\text{mm}$)

一方、板厚を大きくしたリブ無しの供試体 LY-T12-R0 は、図-5(c)および包絡線図-6に示すように、もとの供試体とほぼ同様の結果となった。しかし、荷重は 12% 増加し、変形能は 12% 減少しており、この場合も極軟鋼の利点がない。全体座屈が $3\delta_y$ から目に見えて生じ始め、変位の

上昇とともに著しく大きくなった。変形モードは極軟鋼のすべてが外側に凸の状態に変形した(写真-1(c)参照)。普通鋼と異なる点は著しく大きな座屈変形が生じて、基準供試体が座屈変形を生じた時に比べ荷重の低下が非常に少ないことである。

(c) LY-T7.8-R2 (リブ 2 本付き $t=7.8\text{mm}$)

リブ 2 本をつけた供試体 LY-T7.8-R2 では $3\delta_y$ より、リブ間に凹みを生じる局部座屈を生じ、繰り返し荷重ともに変形量が大きくなった。最大荷重は基準供試体とほぼ同程度となり、変形も $5\delta_y$ まで順調に生じていたが、 $6\delta_y$ にはいる途中で、突然音とともに極軟鋼板中央部の横断方向に脆性的破断を生じたため実験を終了した(写真-1(d)参照)。破断時の塑性率は基準鋼供試体と同じ値であった。もし割れが生じなかったなら、包絡線の外挿から判断して基準供試体より約 10% 増加したと思われる。

割れが生じた原因は、リブ間の大きな座屈変形により、材料が繰り返し曲げの影響を受け、累積塑性ひずみが限界値を超えたためと思われる。割れの防止のためには、リブ間座屈変形を防止するように、さらに多くのリブを設けることが必要であろう。なお供試体基部の降伏荷重時応力は供試体 LY-T9.4-R0 と同様、極軟鋼の最大応力 σ_{su} の 92% に達しており板厚が若干薄すぎたともいえる。

(d) LY-T9.4-R2 (リブ 2 本付き $t=9.4\text{mm}$)

リブ 2 本をつけた供試体 LY-T9.4-R2 でも前と同様 $3\delta_y$ より、リブ間に凹みを生じる局部座屈を生じ、繰り返し荷

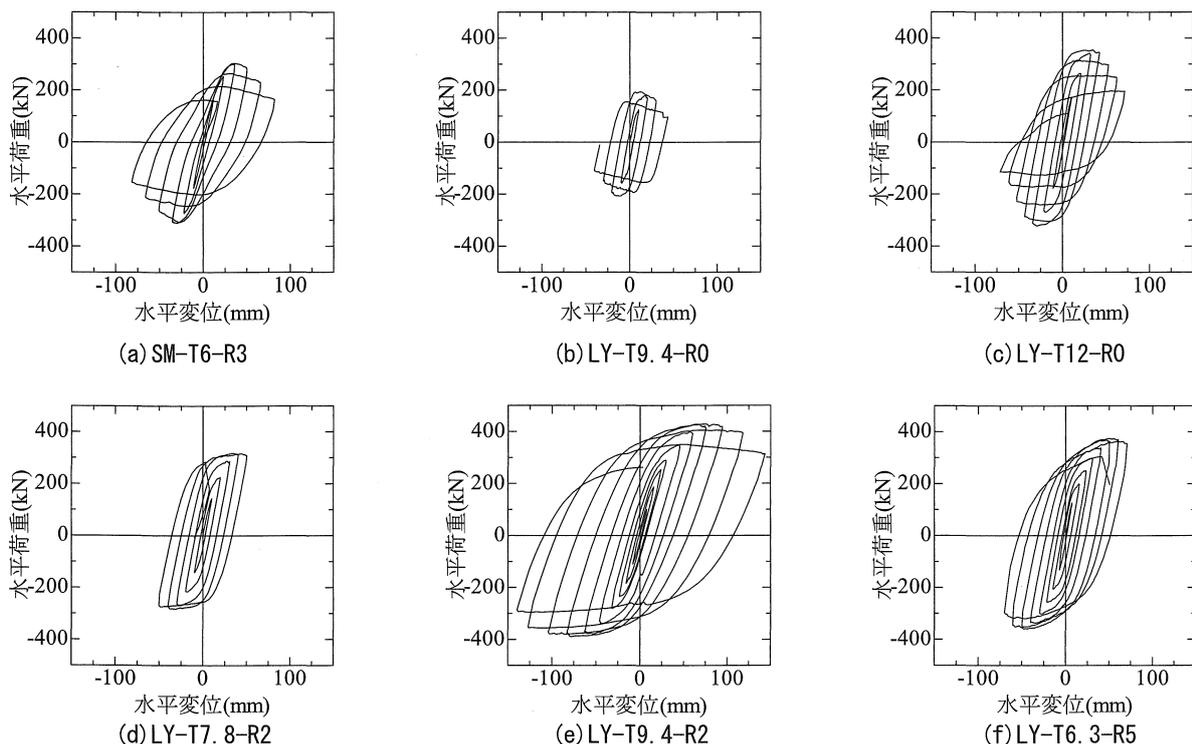


図-5 水平荷重-水平変位履歴曲線

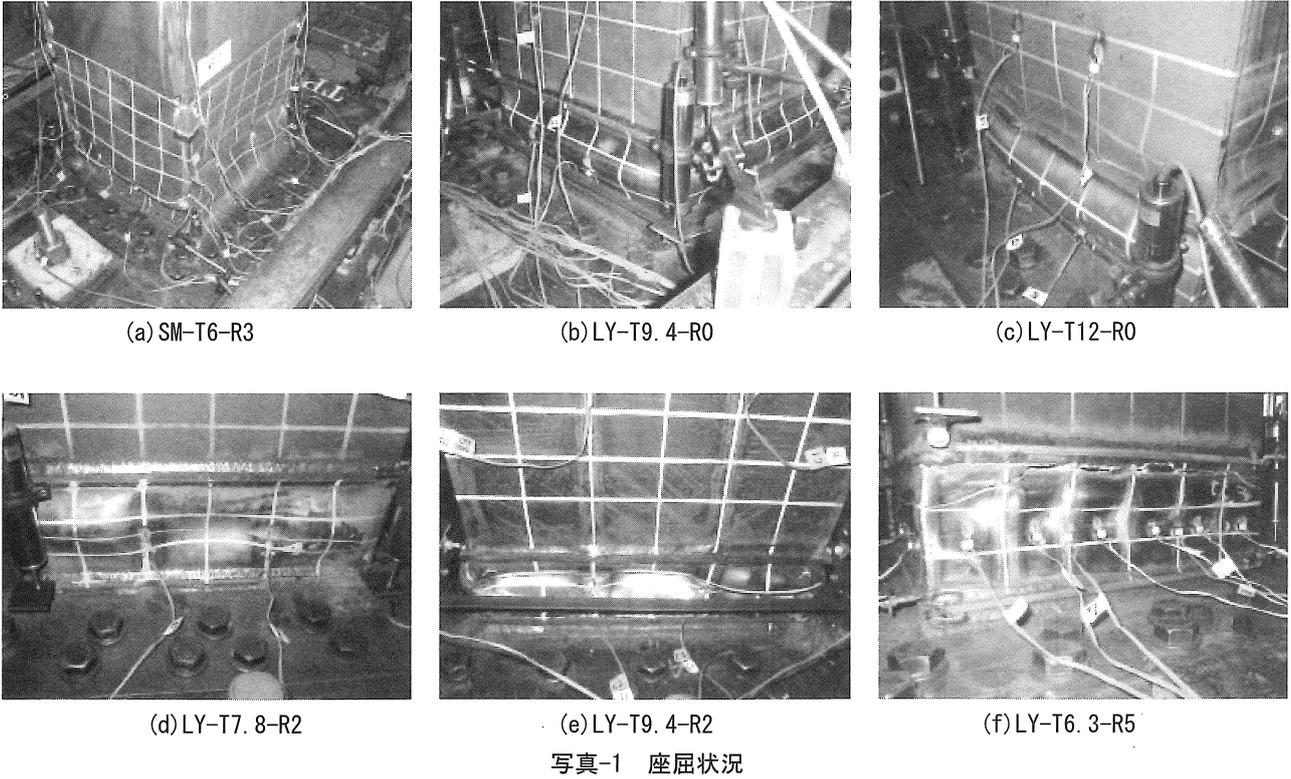


写真-1 座屈状況

重とともに変形量が大きくなったが LY-T7.8-R2 供試体に比べ、その変形量は小さかった。(写真-1(e)参照)荷重-変形性能は図-5(e)および図-6の包絡線を見てもわかるように最大荷重 H_{max} 、変形量とも全供試体のうち最大となった。最大荷重は基準供試体の約 1.3 倍、塑性率では実に 2.6 倍もの大きな値を示した。また、繰り返し载荷のサイクルごとに最大荷重が増大する傾向が見られた。しかし荷重の増大は極軟鋼板以外のところでの破壊が生じる可能性があり、必ずしも望むものではない。基部の降伏荷重時応力は供試体 LY-R2-7.8 より少なく、極軟鋼の最大応力 σ_{lu} の 75% となっており、もう少し応力を負担させて劣化を早めてもいいと思われる。

(e) LY-T6.3-R5 (リブ 5 本付き $t=6.3\text{mm}$)

リブ 5 本付き供試体では、リブ間の座屈は $3\delta_y$ でわずかに凹みがあり、その後徐々に大きくなったが、リブ 2 本供

試体に比べるとはるかに少なく、 $5\delta_y$ で最大強度 367kN を迎えた。その後極軟鋼の上端溶接ルート部にやや白くなった滑り線が見られ、 $6\delta_y$ でさらに大きくなり、小さな亀裂となった。 $7\delta_y$ では押し側、引き側とも亀裂幅がさらに大きくなり、荷重が低下した。 $8\delta_y$ に向かうところで亀裂がフランジ全体に広がった(写真-1(f)参照)ため実験を終了した。リブ 5 本付きの供試体の挙動の特徴は、局部座屈変形が少なく、極軟鋼端部で亀裂が入ったことである。

3.2 包絡線、塑性率、最大荷重

図-6 に包絡線を、図-7 に塑性率、最大荷重を示す。また、表-3 に塑性率、最大荷重、降伏水平変位の値を示す。

LY-T9.4-R0 の供試体では最大荷重と塑性率ともに基準供試体に比べ大きく下回る結果となった。LY-T12-R0 の供試体では最大荷重は基準供試体に比べ約 10% 上回ったが最大荷重以降急激な荷重低下が起き塑性率は約 8% 小さい

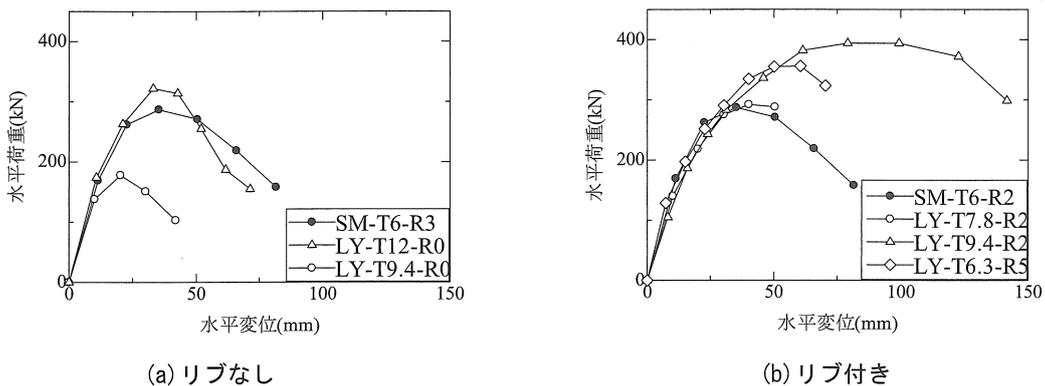


図-6 包絡線

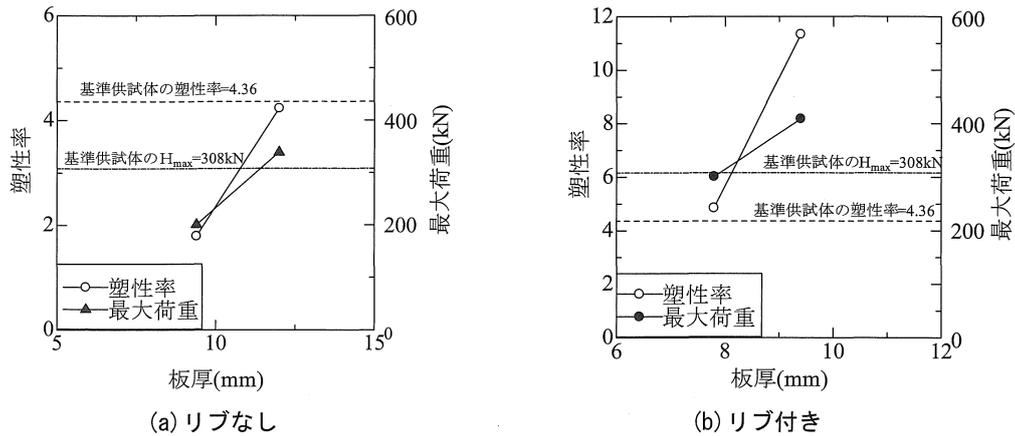


図-7 塑性率・最大荷重

表-3 降伏水平荷重・塑性率・最大荷重・降伏水平変位

供試体名	リブ本数	降伏水平荷重 H_y (kN)	最大荷重 H_{max} (kN)	最大荷重比 $H_{max}/H_{max, SM}$	塑性率 μ	塑性率比 μ/μ_{SM}	降伏変位 δ_y, δ_{yLY} (mm)
SM-R2-6(基準供試体)	2	169	308	1	4.36	1	10
LY-R0-12	0	138	339	1.10	4.01	0.92	6.9
LY-R0-9.4	0	174	201	0.65	1.79	0.41	9.3
LY-R2-7.8	2	140	301	0.98	4.85	1.11	5.8
LY-R2-9.4	2	105	409	1.33	11.34	2.60	7.1
LY-R5-6.3	5	129	367	1.19	6.49	1.49	6.7

注) H_y : 1 サイクル目の水平荷重

$H_{max, SM}$ 、 μ_{SM} は基準供試体の最大荷重、塑性率である。

δ_{yLY} : 極軟鋼部分に張ったひずみゲージの値が極軟鋼の降伏ひずみに達した時の水平変位

値となった。その結果リブの無い供試体では極軟鋼の伸び性能を生かすことが出来ていないことがわかる。写真-1 (b), (c) に示すように極軟鋼部分で大きく全体的に座屈を起しているためと考えられる。伸び性能を生かすには全体座屈を防ぐ必要がある。そのため変形能を向上させるには、全体座屈を防ぐリブが必要であると考えられる。

LY-T9.4-R2 の供試体では基準供試体に比べ最大荷重は約 30% 上回り塑性率では約 2.6 倍も上回り変形能が大きく向上した。LY-T7.8-R2 の供試体では最大荷重は基準供試体とほぼ同じ値を示した。しかし、 $6\delta_y$ で脆性破壊を起したため塑性率は上昇しなかった。LY-T6.3-R5 の供試体では最大荷重は約 19% 上回ったが溶接した部分で脆性破壊を起し塑性率はわずかに上回る結果となった。脆性破壊を起してしまうと橋脚の大破壊につながる。そのため脆性破壊を防ぐ必要がある。その 1 つの方法として、極軟鋼部分の高さを大きくすることが考えられる。簡単のため、基部の極軟鋼部分のひずみが長さ方向に一定とし、上部の橋脚が剛体と仮定すると、極軟鋼部分の高さが 2 倍になれば、橋脚頂部の同じ変形量に対し、そこに生じるひずみは半減し、累積塑性ひずみによる鋼材割れは生じにくくなる。また繰返し応力によるひずみ硬化も少なくなる。

3.3 エネルギー吸収量

図-5(a)~(e) に示した水平荷重-水平変位履歴曲線から、各荷重サイクルごとのエネルギー吸収量を求めると図-7 のようになる。比較対照の基準供試体より優れているのはリブ 2 本付きの LY-T9.4-R2 のみであった。もし割れが生じなければ、リブ 5 本付きの LY-T6.3-R5 およびリブ 2 本付きの LY-T7.8-R2 がそれにつづくと思われる。エネルギー吸収は今回の場合、おもに極軟鋼部分で行われているから、たとえばこの部分の幅を 2 倍にすれば、エネルギーを吸収する容積が 2 倍になりエネルギー吸収量は約 2 倍になると予想される。また各部分の容積塑性ひずみは 2 分の 1 になり割れが生じにくい。

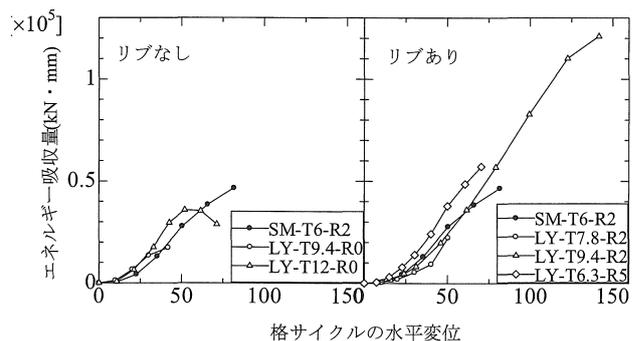


図-8 エネルギー吸収量

4. 結論

本研究は、伸び能力の大きい極軟鋼を橋脚基部に用いた場合の基本的挙動とその耐震性能を実験的に明らかにする目的で行われたものである。実験は材質 SM490、断面寸法 450×450mm の正方形補剛鋼製橋脚の基部に 2 枚のダイアフラムを介して、高さ 150mm の極軟鋼板を溶接し、リブ無しで板厚を変えた 2 種、2 本リブで板厚を変えた 2 種、リブ 5 本のを 1 種、合計 5 体の実験供試体に繰り返し載荷実験を行った。実験により得られた結論は以下のよう

(1) リブ無し供試体では、板厚が厚かったにもかかわらずいずれも極軟鋼部に大きな凸状全体座屈を生じたため、強度はもとの基準部材より大きくなった場合でも、十分な変形性能が得られなかった。よって全体座屈防止のためリブを設ける必要がある。

(2) リブが 2 本で板厚が 7.8mm の LY-T7.8-R2 では、2 体とも全体座屈は生じなかったが、リブ間座屈が大きく生じ、従来型供試体より変形性能は若干改善されたが、6δ_v直前でフランジ幅の中央、全長にわたり脆性破断が生じた。したがって大きなリブ間座屈変形は避けねばならない。

(3) リブ 2 本の場合 LY-T7.8-R2 より板厚を 20%増加させた LY-T9.4-R2 では、リブ間座屈が生じたが、変形能は非常に大きくなり、塑性率は 11 と従来型供試体の約 2.6 倍にも増加した。しかし繰り返し載荷ごとに荷重が増大し、最大荷重は基準供試体の約 1.3 倍にもなり、望ましくない結果となった。またリブ 2 本の場合、強度、変形性能とも板厚の変化に敏感であった。

(4) リブが 5 本で板厚 6.3mm の LY-T6.3-R5 では、極軟鋼板上端部の溶接部で亀裂が生じて破壊に至った。その理由として局部座屈変形が少ないため極軟鋼板全体のひずみが大きくなったためと考えられる。

(5) 極軟鋼を橋脚基部に使用するとき、大きな座屈変形の繰り返しによる割れや、溶接熱影響部での累積ひずみ履歴による割れ、および極軟鋼板特有のひずみ履歴による強度の増加を抑えるために、極軟鋼部分の高さは大きくする必要があります。今回極軟鋼部分の高さ橋脚の幅の 1/3 であったが、1/2 程度か 2/3 程度が必要と考えられる。

(7) 極軟鋼板は繰り返し応力によるひずみ硬化の程度が非常に大きい。これによる部材強度の増加を抑えるために、比較的大きな局部座屈変形を許す方法も考えられるが、その場合凸型変形部の繰り返し曲げによる累積ひずみの限界値に注意が必要である。

謝辞

本実験は愛知工業大学の耐震実験センターで行った。実験の際には、愛知工業大学耐震実験センターの鈴木博技術員、愛知工業大学土木工学科学生、得に佐伯和彦君の協力を得た。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 前野裕文、森下宣明、GE H、青木徹彦、高野光史、吉光友雄:コンクリートを充填した八角形断面鋼製橋脚の耐震設計のための簡易解析法の開発、構造工学論文集、Vol. 48A、pp667-674、2002
- 2) 前野裕文、宇佐美勉、葛漢彬、岡本隆、水谷慎吾、糸井啓次: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
- 3) 井浦雅司、折野明宏、石沢俊希:コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究、土木学会論文集、No. 696、pp285-298 2002
- 4) 浅田秀史、宇佐美勉、SUSANTHA K A S、GE H:薄肉及び厚肉断面を有するコンクリート部分充填鋼製橋脚の統一的耐震照査法、構造工学論文集、Vol. 47A、pp783-792、2001
- 5) 藤澤一善、清水考憲、上村健二:極軟鋼を用いた制震ダンパーの構造性能、川崎製鉄技報、1998年1月
- 6) 原山浩一、中込忠男、LEE K、堀江竜江、岩本剛:低降伏点鋼の疲労特性に関する実験的研究、鋼構造年次論文報告集、Vol. 6、pp. 41-46、1998
- 7) 阿部雅人、藤野陽三、Yi ZHENG、大野隆平:極軟鋼による高架橋の制震構造化、第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集、Vol. 3、pp2851-2854、1998
- 8) 阿部雅人、藤野陽三、賀川義昭:低降伏点鋼の履歴吸収エネルギーを基準とした損傷指標、鋼構造年次論文報告集、Vol. 7、pp331-336、1999
- 9) 宮内靖昌、毛井崇博、藤村勝、木村充:極低降伏点鋼ブレースを用いて耐震補強された RC 骨組みの力学性状、コンクリート工学論文集、Vol. 24、No. 2、pp1189-1194、2002
- 10) 大西哲広、青木徹彦、宇佐美勉、水野豪、高原英彰:水平 2 方向荷重を受ける鋼製橋脚の強度と変形能に関する実験的研究、土木学会第 58 回年次学術講演会講演概要集、I-004、pp7-8、2003
- 11) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説、II 鋼橋編、2002、3 月
- 12) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説、V 鋼橋編、2002、3 月

(受理 平成 17 年 3 月 17 日)