

SM570鋼材を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚の 繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究

鈴木 元哉¹・宇津宮 直幸²・葛 漢彬³

¹学生会員 名城大学 理工学部建設システム工学科 (〒468-8502名古屋市天白区塩釜口1-501)

E-mail: 120437035@ccalumni.meijo-u.ac.jp

²大和リース(株) (〒460-0011 愛知県名古屋市中区大須4丁目10-32)

³フェロー 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科 (〒468-8502名古屋市天白区塩釜口1-501)

E-mail: gehanbin@meijo-u.ac.jp

本研究では、SM570 鋼材を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚に対し、橋脚の強度と変形能を左右する諸パラメータ（フランジの幅厚比、柱の細長比、軸力比）の影響を詳細に調べるために、修正二曲面モデルを構成則に用いて繰り返し弾塑性解析を行った。その結果をふまえ、この種の鋼製橋脚の耐震性能が既往の研究で提案されている普通鋼(SS400, SM490)を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形能の推定式に適用可能か検討した。その結果、新たに SM570 を適用した場合の鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形能の推定式を提案した。

Key Words: SM570, strength, ductility, steel bridge pier, stiffened box, cyclic analysis, inelastic behavior

1. はじめに

これまでに数多くの実験および解析により鋼製橋脚の耐震設計のための有用な知見¹⁾⁸⁾が得られており、著者の一人は、繰り返し弾塑性有限変位解析より、普通鋼(SS400, SM490)を用いた鋼製橋脚（補剛箱形断面、無補剛箱形断面、パイプ断面）の強度と変形性能に関する耐震設計の検討¹⁾を行ってきた。一方、近年の鋼材性能の向上により、高強度鋼材に対する需要が土木分野において高まりつつある中、高強度鋼材を適用した場合の鋼製橋脚の耐震性に関する研究が若干進められつつある。

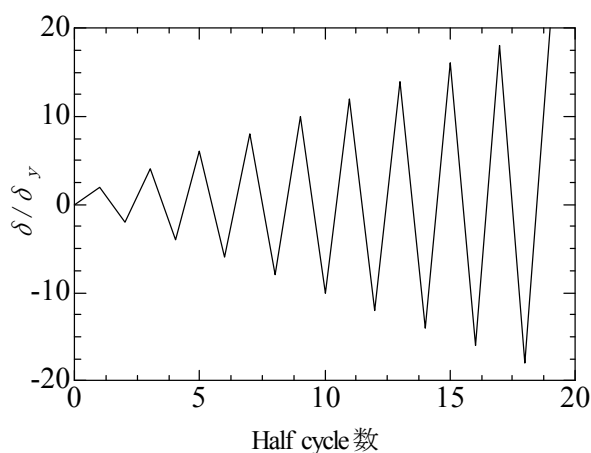
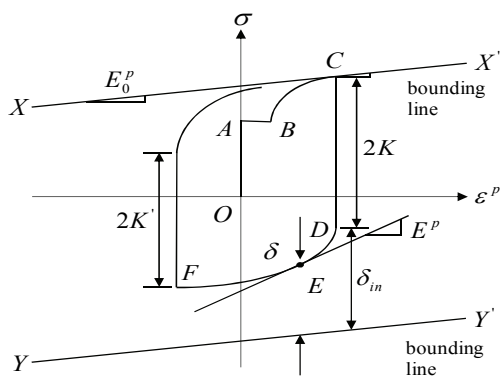
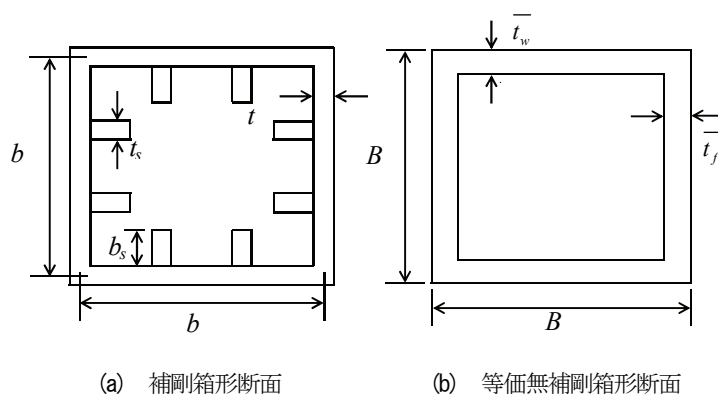
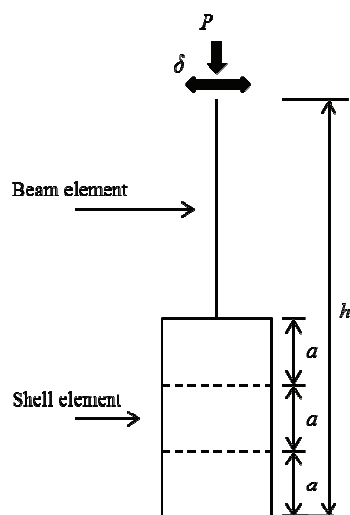
本研究では、このような背景から、高強度鋼材 SM570 を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚に対し、文献²⁾と同様に橋脚の強度と変形能を左右する諸パラメータ（幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸力比）の影響を詳細に調べることを目的として繰り返し弾塑性有限変位解析を行った。次に、既往の研究²⁾で SM490 を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚を対象に提案された強度と変形能の推定式が SM570 を使用した場合に適用可能か検証した。その結果、新たに SM570 を適用した場合の鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形能の推定式を提案した。

2. 解析概要

(1) 解析モデル

解析対象は、図-1 に示すように、柱頂部に一定鉛直荷重 P と変動変位振幅の繰り返し水平変位 δ を受ける補剛箱形断面橋脚である。局部座屈は柱基部近辺に発生することから、図-1 に示すように、柱基部はフランジ幅 b の 1.5 倍の高さまでシェル要素を用い、残りの部分は解析の効率化を考慮し、はり要素を用いている。なお、ダイアフラムは、シェル要素を用いた板パネルの区間に縦横比 $\alpha=0.5$ ($\alpha=a/b$, a =ダイアフラム間隔)となるように配置し、シェル要素を用いた。橋脚の断面において、シェル要素を適用している箇所は図-2(a)に示す補剛箱形断面を、はり要素を適用している箇所は補剛箱形断面を図-2(b)に示す等価無補剛箱形断面に置き換えている。

解析には修正二曲面モデル（図-3）を汎用構造解析プログラム ABAQUS に取り込んだ。修正二曲面モデルに関する詳細は文献⁹⁾を参照されたい。なお、解析モデルに用いる要素としては、同ソフトに提供されている Timoshenko のはり理論に基づくはり要素 B31OSH と 4 節点の低減積分有限膜ひずみシェル要素 S4R を用いた。



載荷パターンは図-4 に示すような漸増変位振幅繰り返し載荷とした。

(2) 解析モデル諸元

表-1 に解析モデルの諸元を、表-2 に修正二曲面モデルにおける材料特性を示す。本研究では橋脚の強度と変形能を左右する諸パラメータの影響を詳細に調べることを目的としているため、あらかじめ主要な構造パラメータを幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ 、補剛材剛比 γ^* (γ^* =線形座屈理論から求められる必要最小剛比)、縦横比 α 、板厚 t 、補剛材の板厚 t_s 、軸力比 P/P_y (P =軸圧縮力、 P_y =全断面降伏軸力) として考えた。 R_f と $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (2)$$

上式中において、 k =フランジ板の座屈係数 ($4n^2$) , n =サブパネル数 (本解析モデルでは $n=3$) , K =有効座屈係

数（片持柱の場合 $K=2$ ）， r —断面二次半径（ $=\sqrt{I/A}$ ）， I —断面二次モーメント， A —断面積である． γ と γ^* は，それぞれ以下に示す式で定義され，補剛材幅 b_s の算出に用いる．

$$\gamma = \frac{t_s b_s^3 / 3}{b t^3 / 11} \quad (3)$$

$$\gamma^* = 4\alpha^2 n(1 + n \frac{b_s t_s}{b t}) - \frac{(\alpha^2 + 1)^2}{n} \quad (4)$$

また、表-1において、 $\bar{\alpha}_s$ は補剛材の細長比パラメータであり、以下に示す式で定義される.

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (5)$$

$$Q = \frac{1}{2R_f}(\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f}) \quad (6)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (7)$$

ここで、 r_s =1本の補剛材と隣接パネルからなるT型断面において板パネルに平行な主軸周りの断面二次半径、 O =縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度である。

表-1 解析モデル諸元

No.	鋼種	R_f	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	α	$\overline{\lambda}_s$	h (mm)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	P/P_y	H_y (MN)	δ_y (mm)
1	SM570	0.25	0.25	3.0	0.5	0.149	2090	625	20	92	20	0.15	2.17	8
2			0.35				2926						1.55	15.67
3			0.45				3762						1.21	25.91
4		0.35	0.25			0.207	2968	875		101			2.95	11.62
5			0.35				4156						2.11	22.78
6			0.45				5343						1.64	37.66
7		0.45	0.25			0.272	3846	1125		108			3.72	15.25
8			0.35				5384						2.66	29.89
9			0.45				6922						2.07	49.42
10	SM570	0.25	0.25	3.0	0.5	0.149	2090	625	20	92	20	0.3	1.79	6.59
11			0.35				2926						1.28	12.91
12			0.45				3762						0.99	21.34
13		0.35	0.25			0.207	2968	875		101			2.43	9.57
14			0.35				4156						1.74	18.76
15			0.45				5343						1.35	31.02
16		0.45	0.25			0.272	3846	1125		108			3.06	12.56
17			0.35				5384						2.19	24.62
18			0.45				6922						1.7	40.7
19	SM490	0.35	0.35			0.21	5707	1023		105		0.15	1.41	26.98

表-2 修正二曲面モデルにおける材料特性

鋼種	SM490	SM570
ヤング係数： $E(\text{GPa})$	206	216
降伏棚消失後の接線硬化係数： E_{σ}^P	7004	4363.2
初期降伏応力： $\sigma_y(\text{MPa})$	315	450
ポアソン比： ν	0.3	0.3
板厚： $t(\text{mm})$	20	20
一軸単調載荷での降伏棚消失後における塑性ひずみ： ε_{σ}^P	0.00918	0.004167
境界線の傾きの初期値： $E_{0, \sigma}^P$	2080.6	1695.6
初期弾性域の大きさ： k_0	355.95	477
定数： e	316	700
定数： f	99704	77976
定数： a	-0.528	-0.553
定数： b	1.88	6.47
定数： c	18.7	34.8
定数： α	0.217	0.175
定数： M	-0.522	0
初期弾性域の極値： k_{∞}	507.15	549
定数： ζ	650.07	1852.416
定数： ω	0.0127	0.005933

3. 解析結果

この節では、幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸力比を変動させ SM570 を適用した鋼製橋脚の強度と変形能に関するパラメトリック解析の結果について述べる。なお、以降に示す荷重－変位履歴曲線の包絡線については縦軸を降伏水平荷重 H_y で、横軸を降伏水平変位 δ_y で無次元化してある。 H_y は次の 2 つの式から求められたものの小さい方の値である。

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (8)$$

$$H_y = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \left(1 - \frac{P}{P_u}\right) \quad (9)$$

ここで、 M_y ＝降伏モーメント、 P_E ＝片持柱のオイラー座屈荷重、 P_u ＝中心軸圧縮柱の強度である。さらに δ_y は以下に示す式より算出することが出来る。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (10)$$

(1) 幅厚比パラメータの影響

図-5 に $R_f=0.25, 0.35, 0.45$ それぞれ変動させた解析結果の荷重－変位履歴曲線の包絡線を示す。図-5(a)～(f)より、耐震性能が高い細長比パラメータ $\bar{\lambda}=0.25$ において、最大荷重 H_{max}/H_y を最も大きく評価し、図-5(a)ではそれぞれ 1.73, 1.57, 1.48 で、それらに対応する変位 δ_m/δ_y は 8.0, 6.0, 4.0 となった。図-5(d)では H_{max}/H_y はそれぞれ 1.92, 1.73, 1.61, δ_m/δ_y は 7.0, 5.0, 4.0 となった。このことから軸力比が大きい場合の方が H_{max}/H_y を大き

く評価している。これに対し軸力比が小さい場合の方が δ_m/δ_y を若干大きく評価し、変形性能が優れていることがわかる。 $R_f=0.35, 0.45$ においても同様の傾向を示し、図-5(a)～(f)のすべての場合で幅厚比パラメータが小さくなるほど、ピーク後の強度劣化が緩やかで良い変形性能を得ていることを確認した。

(2) 細長比パラメータの影響

図-6 に $\bar{\lambda}=0.25, 0.35, 0.45$ をそれぞれ変動させた解析結果の荷重－変位履歴曲線の包絡線を示す。図-6(a)～(f)より、幅厚比パラメータが最小の $R_f=0.25$ においては、最大荷重 H_{max}/H_y を最も大きく評価し、図-6(a)ではそれぞれ最大荷重 H_{max}/H_y はそれぞれ 1.73, 1.69, 1.62 で、それらに対応する変位 δ_m/δ_y は 8.0, 7.0, 6.0 となった。図-6(b)では H_{max}/H_y はそれぞれ 1.92, 1.83, 1.71 で、 δ_m/δ_y は 7.0, 7.0, 6.0 となった。幅厚比パラメータの影響と同様に細長比パラメータが小さいものほど最大荷重が大きく、最大荷重後の強度劣化は緩やかで変形性能が良いことが確認できた。ただし、幅厚比パラメータの影響に比べて、細長比パラメータの影響は大きくない。

(3) 軸力比の影響

軸力の影響を調べるために、軸力比を $P/P_y=0.15, 0.30$ と変動させて検討を行った。図-7 に荷重－変位履歴曲線の包絡線を示す。包絡線は軸力の影響を明確に示すために、軸力を考慮していない水平降伏荷重 H_{y0} ($P=0$ として求めた H_y) と、それに対応する水平降伏変位 δ_0 を用いて無次元化してある。グラフからわかるように高軸力

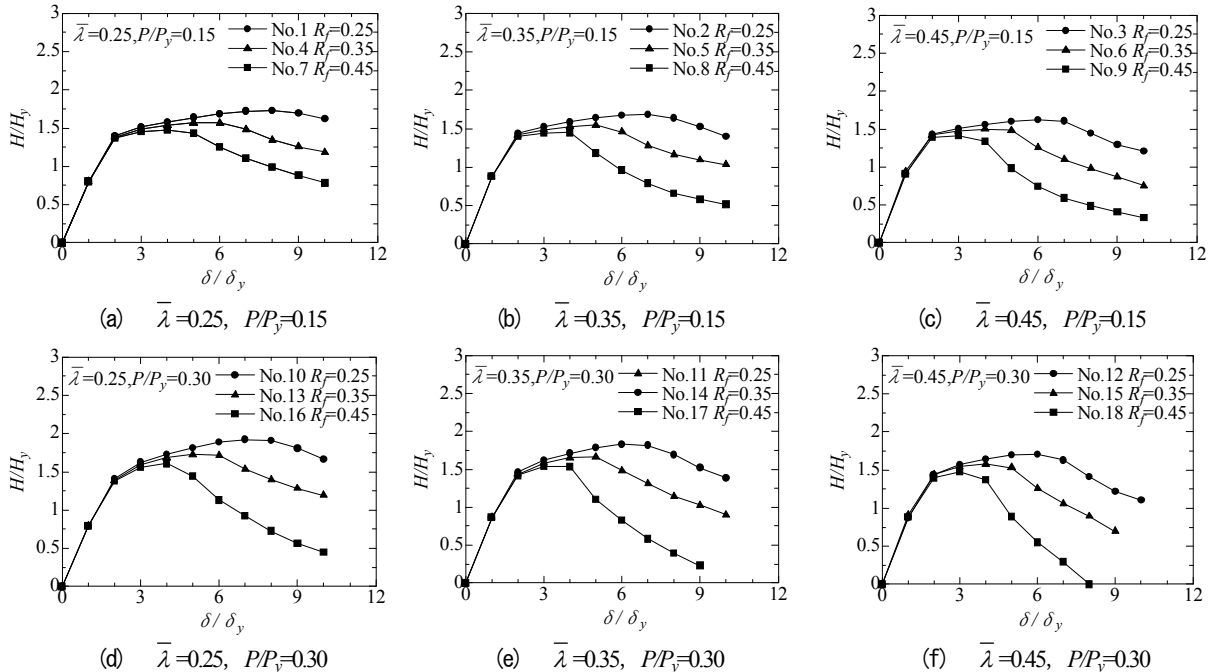
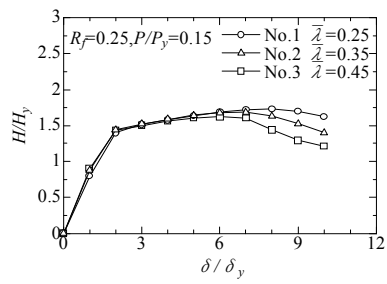
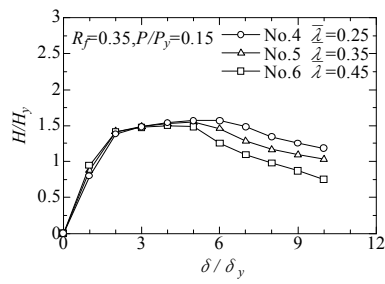


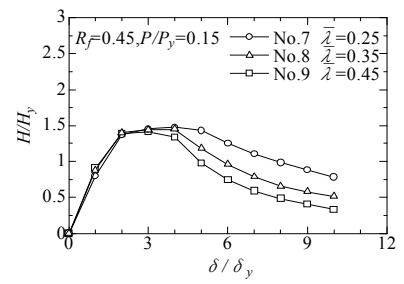
図-5 幅厚比パラメータの影響



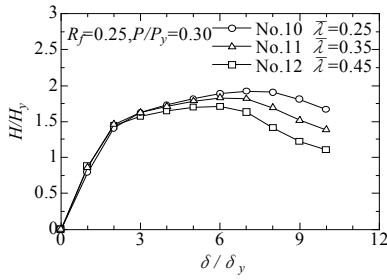
(a) $R_f=0.25$, $P/P_y=0.15$



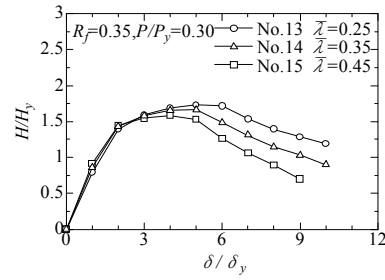
(b) $R_f=0.35$, $P/P_y=0.15$



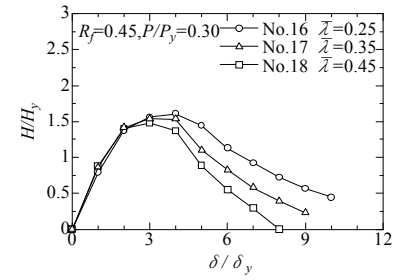
(c) $R_f=0.45$, $P/P_y=0.15$



(d) $R_f=0.25$, $P/P_y=0.30$

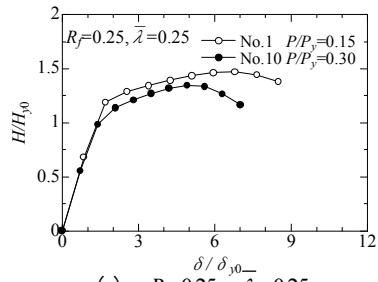


(e) $R_f=0.35$, $P/P_y=0.30$

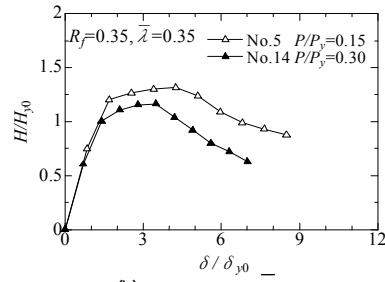


(f) $R_f=0.45$, $P/P_y=0.30$

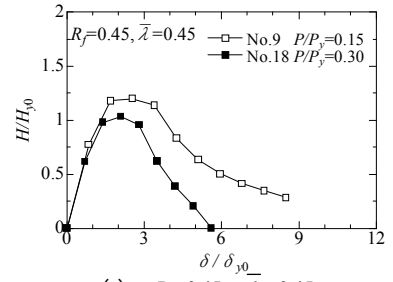
図-6 細長比パラメータの影響



(a) $R_f=0.25$, $\bar{\lambda}=0.25$

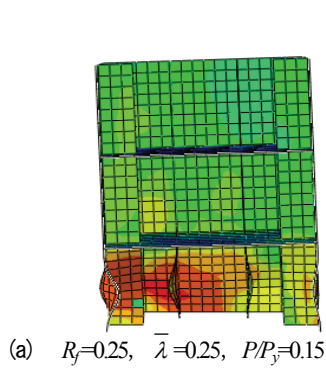


(b) $R_f=0.35$, $\bar{\lambda}=0.35$

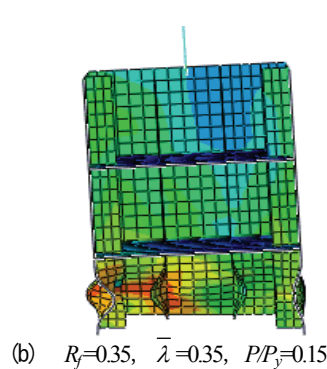


(c) $R_f=0.45$, $\bar{\lambda}=0.45$

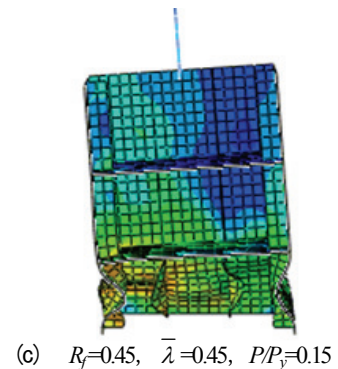
図-7 軸力比の影響



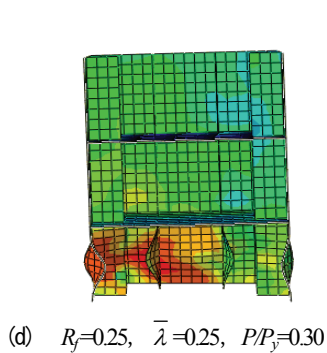
(a) $R_f=0.25$, $\bar{\lambda}=0.25$, $P/P_y=0.15$



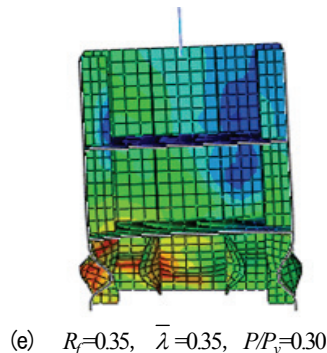
(b) $R_f=0.35$, $\bar{\lambda}=0.35$, $P/P_y=0.15$



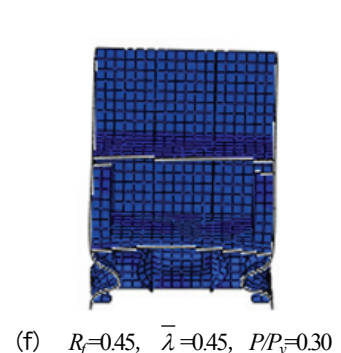
(c) $R_f=0.45$, $\bar{\lambda}=0.45$, $P/P_y=0.15$



(d) $R_f=0.25$, $\bar{\lambda}=0.25$, $P/P_y=0.30$



(e) $R_f=0.35$, $\bar{\lambda}=0.35$, $P/P_y=0.30$



(f) $R_f=0.45$, $\bar{\lambda}=0.45$, $P/P_y=0.30$

図-8 解析モデル変形図

比の場合の方が低軸力比の場合よりも最大荷重が小さく、ピーク後の変形性能が良くないことがわかる。また、図-7(a)～(c)を比較すると、幅厚比パラメータおよび細長比パラメータが大きい場合の方が強度低下が激しいことが明確に確認できる。図-8 に軸力比の影響を表した解析モデルのコンター図を示す。ここで、図中の座屈モードは解析終了時の状態である。図-8(f)のみ解が発散し解析途中で終了したが、他のケースでは基部で局部座屈しており、補剛板及び補剛材の変形方向もほとんど同じである。コンター図は図-7 と比較すると分かるように、 $P/P_y=0.15$ の場合よりも $P/P_y=0.30$ の場合の方が局部座屈が進展していることが確認できる。また、図-8(a)～(c)および図-8(d)～(f)からわかるように、幅厚比パラメータおよび細長比パラメータの値が小さいほど座屈変形に及ぼす影響が小さいことが明確に確認できる。

4. 耐震設計のための強度と変形能の推定式

この節ではまず、文献 2) で提案された SM490 を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚に対する実験結果及び解析結果から得られた強度と変形能の推定式を用いて本研究の解析結果との比較を行う。なお、参考のため文献 2) の SM490 を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚の解析 B6-15

($R_f=0.35$, $\bar{\lambda}=0.35$, $P/P_y=0.15$) の結果も記載している。

以下に文献 3) の実験より得られた推定式とその適用範囲を示す。

$$\frac{H_{\max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_f \bar{\lambda}} + 0.88 \quad (11)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{(R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{3.5}} + 2.59 \quad (12)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{\{(1+P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda}}\}^{3.5}} + 4.20 \quad (13)$$

$$0.3 \leq R_f \leq 0.7, 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.50, 0 \leq P/P_y \leq 0.2, \gamma/\gamma^* \geq 0.7$$

図-9 より解析結果はばらつきが少なく、上記の近似式比較的良好な相関関係であることがわかる。しかし、上記の近似式は横軸の小さい領域において、解析値を過大評価している。

次に文献 4) の解析より得られた推定式とその適用範囲を以下に示す。

$$\frac{H_{\max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_f \bar{\lambda} \lambda'_s)^{0.5}} + 1.06 \quad (14)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{(R_f \sqrt{\bar{\lambda} \lambda'_s})^{3.5}} + 1.20 \quad (15)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.25}{(1+P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda} \lambda'_s}} + 2.31 \quad (16)$$

$$0.3 \leq R_f \leq 0.7, 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.50, 0 \leq P/P_y \leq 0.2, \gamma/\gamma^* \geq 0.7$$

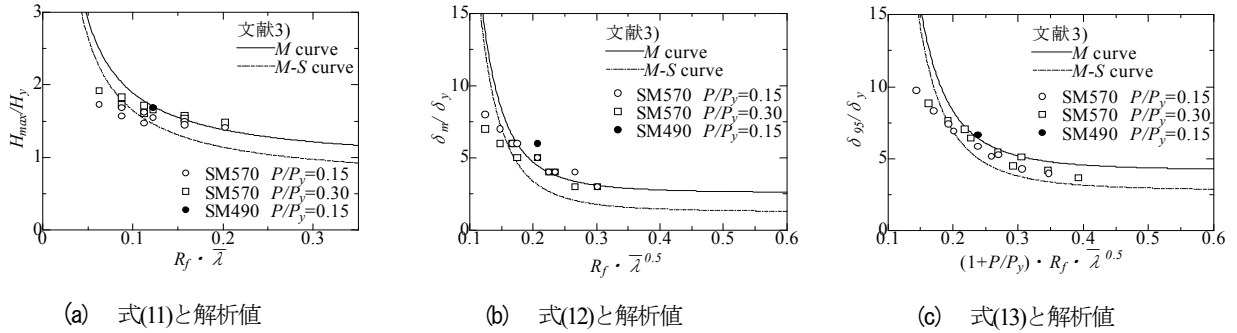


図-9 解析値と過去の実験結果に基づく近似式との比較

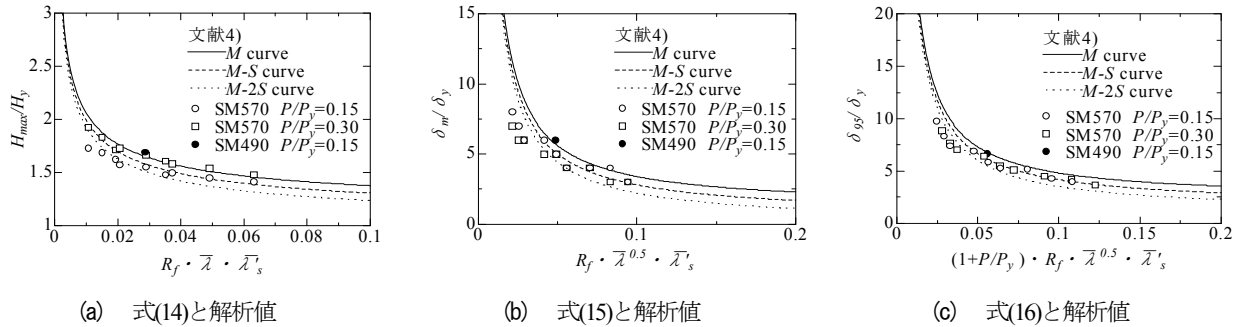


図-10 解析値と過去の解析結果に基づく近似式との比較

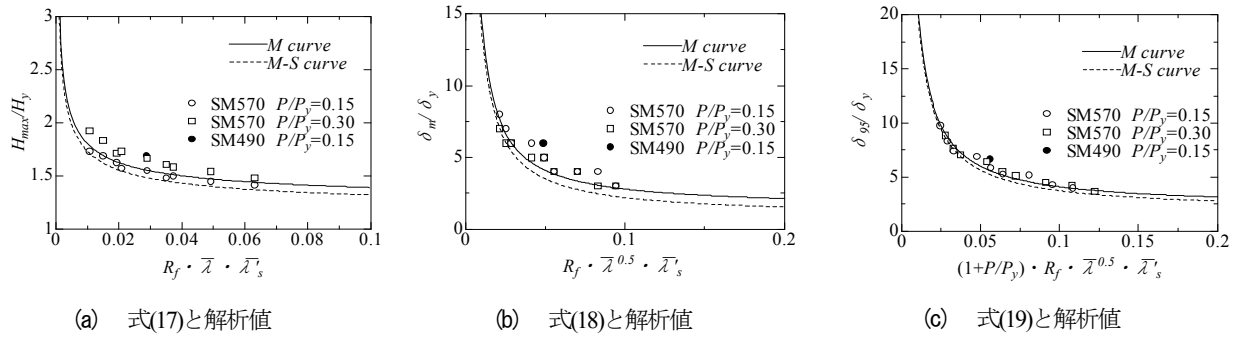


図-11 解析値と提案式との比較

図-10 より，実験より得られた近似式と比較した場合よりも解析結果のばらつきは少なく，同様に近似式とは良い相関関係を示しているが，同じように横軸の小さい領域において解析値を過大評価してしまっている。

以上の結果より新たに SM570 を適用した場合の鋼製

$$\frac{H_{\max}}{H_y} = \frac{0.16}{(R_f \bar{\lambda} \lambda'_s)^{0.5}} + 1.20 \quad (17)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.13}{R_f \sqrt{\bar{\lambda} \lambda'_s}} + 1.50 \quad (18)$$

$$\frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{0.19}{(1+P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda} \lambda'_s}} + 2.20 \quad (19)$$

$$0.25 \leq R_f \leq 0.45, 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.45, 0 \leq P/P_y \leq 0.3, \gamma/\gamma^* \geq 3.0$$

補剛箱形断面橋脚の強度と変形能の推定式を提案した。解析結果と新提案式の比較を図-11 に示す。なお，今回提案した式は，解析結果がすべて M-S curve の下限値を下回らないように作成した。

5. おわりに

(1) 結論

本研究では，鋼材の材料構成則として実験結果に近い挙動を模擬できる修正二曲面モデルを用い，高強度鋼材 SM570 を用いた鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性解析を行い，幅厚比パラメータ，細長比パラメータ，軸力比が弾塑性挙動に及ぼす影響について検討した。また，既往の研究において提案された SM490 を用いた鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形能の推定式²⁾が SM570 に対し適用可能かどうか検討した。以下に本研究の結論をまとめる。

1. SM490 と同様に SM570 を適用した橋脚においても，幅厚比パラメータ及び細長比パラメータに対し，これらの値を小さくすることで最大荷重時水平変位およびピーク後の最大荷重の 95%ま

で降下した点での水平変位の変形性能を高めることが可能であることを確認した。また，耐震性能への影響は，幅厚比パラメータの方が大きい。

2. 既往の実験及び解析から得られた SM490 に対する耐震設計のための強度と変形能の推定式は SM570 を用いた場合でもある程度の精度で耐震設計が可能であるが，横軸の小さい領域において，一部危険側に過小評価してしまうことがわかった。
3. SM570 を適用した鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形能の推定式を新たに提案した。

(2) 今後の課題

本検討では補剛材剛比及び縦横比を一定の値で解析を行ったが，今後はこれらの値を変動させて解析を行い，近似式の適用範囲を広げ，また提案した推定式の妥当性を実験から検証する必要がある。さらに，Pushover 解析による簡易耐震性能照査法の検討を行い，実用的な耐震設計を可能にする必要がある。

参考文献

- 1) 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（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996。
- 2) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性解析と耐震性評価，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，土木学会，pp.85-92，1997。
- 3) 宇佐美 勉編著，土木学会 鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン，丸善（株），2005。
- 4) 葛漢彬，宇佐美勉，高聖彬：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.109-118，2000。
- 5) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.181-190，1997。

- 6) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の繰返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.201-210, 1998.
- 7) 渡辺智彦, 葛漢彬, 宇佐美勉: 繰返し载荷を受ける補剛板の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.185-195, 1999.
- 8) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.271-284, 2000.
- 9) 土木研究所・構造物メンテナンス研究センター・橋梁構造研究グループ: 鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討, 土木研究所資料 第 4221 号, p.78.
- 10) Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E., and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.

(2016. 9. 2 受付)

NUMERICAL STUDY ON CYCLIC ELASTOPLASTIC BEHAVIOR OF STIFFENED BOX-SECTIONAL STEEL BRIDGE PIERS MADE OF SM570 MATERIAL

Motoya SUZUKI, Naoyuki UZUNOMIYA and Hanbin GE

The present study is aimed at investigating the effect of various parameters that influence the strength and ductility of bridge piers about flange plate with-thickness ratio, column slenderness ratio and axial force ratio in detail for cantilever-typed steel box columns modelling bridge piers made of SM570 material under cyclic loading. A modified two-surface model is used for nonlinear constitutive relation. Based on the result, discussions are focused on if it is possible for steel piers made of SM570 material to apply some of existing formulas for determining the strength and ductility of steel piers made of SM490 material required in practical seismic design of such structures. As a result, new formulas are proposed with good accuracy for determining the strength and ductility of steel piers made of SM570 material.