

高張力鋼材の道路橋橋脚への適用性に関する検討

遠藤和男¹・杉本健²・運上茂樹³

¹正会員 工修 本州四国連絡高速道路（株）（〒651-0088 神戸市中央区小野柄通4-1-22）

²正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

1. はじめに

近年の製鉄・製鋼技術の進展により、構造合理化や建設コスト削減を目的として、降伏強度や引張強度のみならず、破壊靱性、溶接性、耐候性に優れた橋梁用高性能鋼材（BHS500, BHS700）が開発されており、それら鋼材をプレートガーダー橋の主桁に適用した場合、大きなコストメリットがあることが示されている¹⁾。一方、それら鋼材の道路橋橋脚への適用も、部材の軽量・コンパクト化により合理的な鋼製橋脚を実現できる可能性があると考えられるが、設計上、耐震性能が支配的となると考えられることから、終局状態における耐力・変形性能を適切に把握する必要がある。しかしながら、現行の道路橋示方書の鋼製橋脚の終局状態に関する規定は非調質の普通鋼材に限られており、SM570 以上の高張力鋼材を適用する場合は耐震性能の評価を慎重に行う必要があるとされている²⁾。

このような背景から筆者らは、高張力鋼材を用いた鋼製橋脚の耐震設計法の開発を目的として、これまで解析・実験的な検討を実施し、終局状態に関する評価式の検討を実施してきた^{3),4)}。本稿では、高張力鋼材のコスト的な適用性を把握することを目的に、上記評価式を用いて、高架橋の単柱橋脚に普通鋼材（SM490Y）及び高張力鋼材（SM570, BHS500, HT780, BHS700）をそれぞれ適用した試設計を実施し、鋼重及びコスト比較を行った結果を報告するものである。

2. 高張力鋼材を用いた鋼製橋脚の設計法

普通鋼材および SM570 の許容応力度等に関しては道路橋示方書⁵⁾、高張力鋼材のうち HT780 の許容

応力度については本州四国連絡橋公団の上部構造設計基準・同解説により規定されているが、橋梁用高性能鋼材（BHS500, BHS700）の許容応力度は許容応力度の規定が無いことから、上記の基準類を参考に以下の通り設定した。

①許容曲げ引張応力度

一般に材料強度が高くなるにしたがって引張強さと降伏点との比が小さくなることが知られており、道路橋示方書においても SM570 の安全率を普通鋼材に比べて高めに設定している。高張力鋼材の許容曲げ引張応力度は、SS400～SM570 の降伏応力度と安全率の関係から得られる近似曲線をもとに推定し 5N/mm² 単位で丸めて設定した。設定値を表-1 に示す。なお鋼材の板厚によって許容応力度を変更する必要があるが、本検討においては、計算の簡略化のため 40mm 以上のものについても 40mm 以下の許容応力度を適用している。

②局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

道路橋示方書の基準耐荷力曲線に対して安全率 1.7 をとることを基本としているが、 λ の小さい領域においては表-1 にあわせて安全率を 1.7 より大きくとった。本検討において設定した BHS500、HT780、BHS700 の局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を表-2 に示す。

③補剛板の局部座屈に対する許容応力度

高張力鋼材の局部座屈に対する許容応力度（最小板厚規定値の分母の係数）は、①と同様に、道路橋示方書に規定される SS400～SM570 の降伏応力度と係数の関係から得られる近似曲線をもとに推定し、整数単位で丸めた。設定値を表-3 に示す。試設計

表-1 許容曲げ引張応力度、基準降伏点及び安全率

	SS400	SM490Y	SM570	HT780	BHS500	BHS700
許容応力度	N/mm ² 140	210	255	355	280	360
降伏応力度	N/mm ² 235	355	450	685	500	700
安全率	1.69	1.69	1.76	1.93	1.80	1.94

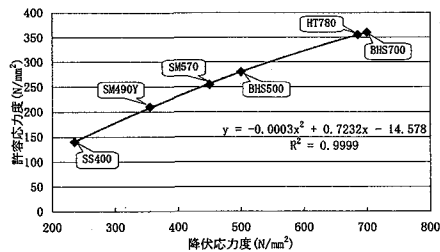
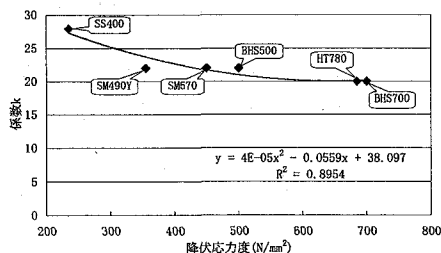


表-2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

BHS500	HT780	BHS700
280: $\frac{l}{r} \leq 18$	355: $\frac{l}{r} \leq 23$	360: $\frac{l}{r} \leq 23$
$280 - 2.5\left(\frac{l}{r} - 18\right)$: $18 < \frac{l}{r} \leq 63$	$355 - 4\left(\frac{l}{r} - 23\right)$: $23 < \frac{l}{r} \leq 54$	$360 - 4.2\left(\frac{l}{r} - 23\right)$: $23 < \frac{l}{r} \leq 53$
$\frac{1200000}{3200 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$: $63 < \frac{l}{r}$	$\frac{1200000}{2400 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$: $54 < \frac{l}{r}$	$\frac{1200000}{2300 + \left(\frac{l}{r}\right)^2}$: $53 < \frac{l}{r}$

表-3 補剛板の局部座屈に対する許容応力度に示す係数

降伏応力度 係数	SS400	SM490Y	SM570	HT780	BHS500	BHS700
N/mm ²	235	355	450	685	500	700
	28	22	22	20	22	20



では、局部座屈による許容応力度の低減を受けないように橋脚断面を設定した。

3. 高張力鋼材を用いた鋼製橋脚の試設計

試設計は、橋脚高さ(10m, 15m, 20m, 25m, 30m)、外法寸法(1.5m×1.5m, 2m×2m, 2.5m×2.5m, 3m×3m)、および材質(SM490Y, SM570, HT780, BHS500, BHS700)を組み合わせた全100ケースについて実施した。なお、上部構造重量等の条件は、文献6)の「4.2コンクリートを充填しない鋼製橋脚を用いた場合の設計計算例」を参考に設定した。また、横リブ間隔(=1500mm)、縦リブ間隔(=500mm)、縦リブの幅厚比(=10)は各ケースで固定とした。

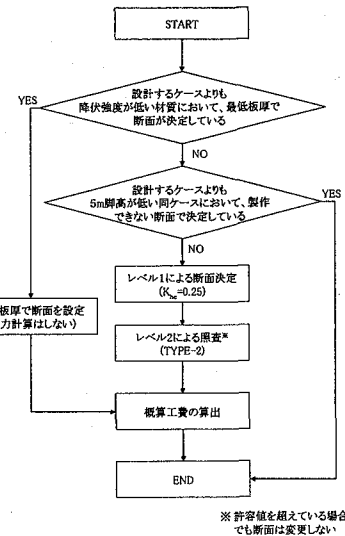


図-1 試設計の作業フロー

表-4 ウェブ・フランジ厚の決定要因

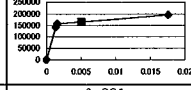
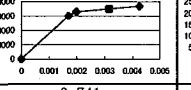
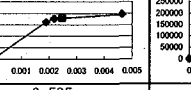
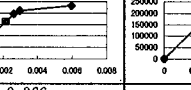
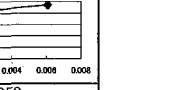
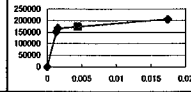
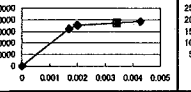
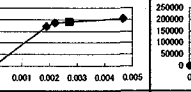
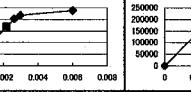
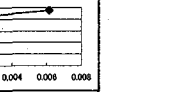
		SM490Y	SM570	BHS500	HT780	BHS700
脚高 h=10.0m	外法寸法1.5m Web					
	外法寸法1.5m Flg					
	外法寸法2.0m Web					
	外法寸法2.0m Flg					
脚高 h=15.0m	外法寸法2.5m Web					
	外法寸法2.5m Flg					
	外法寸法3.0m Web					
	外法寸法3.0m Flg					
脚高 h=20.0m	外法寸法3.5m Web					
	外法寸法3.5m Flg					
	外法寸法4.0m Web					
	外法寸法4.0m Flg					
脚高 h=25.0m	外法寸法4.5m Web					
	外法寸法4.5m Flg					
	外法寸法5.0m Web					
	外法寸法5.0m Flg					
脚高 h=30.0m	外法寸法5.5m Web					
	外法寸法5.5m Flg					
	外法寸法6.0m Web					
	外法寸法6.0m Flg					

応力
補剛板の局部座屈による許容応力度の低減を受けない最低板厚

試設計の作業フローを図-1に示す。試設計では、レベル1地震動に対して橋脚基部で決定される断面を柱上部まで適用(断面変化無し)して橋脚諸元を設定し、レベル2地震動に対する照査を実施した。試設計断面が補剛板の局部座屈に対する許容応力度の低減を受けない最低板厚により決定される場合にはそれ以上の高強度材に関する設計を省略し、最低板厚で断面を設定した。また、設計断面の母材の板厚が100mmを超える場合やリブ同士が干渉する等製作できない断面となった場合は製作不可とした。

レベル1地震動の照査に基づく橋脚のフランジ・ウェブ厚の決定要因を表-4に示す。外法寸法の大きい橋脚では、補剛板の局部座屈に対する許容応力度の低減を受けない最低板厚で断面が決定される一方、

表-5 レベル2地震動による照査結果（橋脚高さ30m、外法寸法2.5m）

		SM490Y	SM570	BHS500	HT780	BHS700	
断面	降伏応力度	N/mm ²	355	450	500	685	700
	許容応力度	N/mm ²	210	255	280	355	360
	Web	mm	2500 x 43	2500 x 36	2500 x 35	2500 x 31	2500 x 31
	rib	mm	270 x 27	240 x 24	230 x 23	210 x 21	210 x 21
	Flg	mm	2414 x 49	2428 x 41	2430 x 39	2438 x 33	2438 x 32
橋軸方向	rib	mm	300 x 30	260 x 26	250 x 25	220 x 22	220 x 22
	固有周期	sec	2.397	2.562	2.601	2.745	2.751
	最大応答加速度	gal	562.4	565	572.8	524.3	521.5
	M _a , φ _a	kN・m, 1/m	195400 - 0.01756241	183385 - 0.00425689	195165 - 0.00463973	231040 - 0.00594429	234180 - 0.00607012
	M _s , φ _s	kN・m, 1/m	164639 - 0.005102	174469 - 0.003153	178234 - 0.002482	161610 - 0.002173	160939 - 0.002178
							
	φ/φ _a		0.291	0.741	0.535	0.366	0.359
	残留変位の照査	mm	175 < 325	64 < 325	16 < 325	9 < 325	9 < 325
	固有周期	sec	2.341	2.504	2.550	2.715	2.735
	最大応答加速度	gal	573	605.6	605.5	536.9	528.2
橋直方向	M _a , φ _a	kN・m, 1/m	204770 - 0.01741616	192350 - 0.00427094	203605 - 0.00466211	236900 - 0.00600172	238000 - 0.00614175
	M _s , φ _s	kN・m, 1/m	173538 - 0.004463	186130 - 0.003420	189777 - 0.002733	167321 - 0.002178	164873 - 0.002186
							
	φ/φ _a		0.256	0.801	0.586	0.363	0.356
	残留変位の照査	mm	134 < 325	75 < 325	35 < 325	11 < 325	8 < 325
	判定		OK	OK	OK	OK	OK

外法寸法の小さい橋脚では応力で断面が決定されている。また、橋脚高さが高い場合、外法寸法が大きくても応力で断面が決定される傾向にある。

4. 高張力鋼材を用いた鋼製橋脚の耐震性能評価

レベル1地震動で設計された試設計橋脚に対してレベル2地震動による照査を行った。照査は、道路橋示方書⁵⁾に準じて、M-Φ関係に基づくトリリニアモデルを用いた非線形時刻歴動的解析を実施し、最大応答値及び残留変位と各許容値を比較した。M-Φ関係を求める応力-ひずみ関係には、普通鋼材に対しては、2次勾配に1%のひずみ硬化を有するバイリニアモデル、高張力鋼材に対してはひずみ硬化を無視した完全バイリニアモデルを用いた。入力地震波にはタイプⅡ地震動の3波（Ⅱ種地盤）を使用し、応答値の平均により照査を行った。

最大応答値に対する許容値（終局ひずみ）は、普通鋼材に対しては $0.25 \leq R_F \leq 0.5$ の範囲で（1）式⁷⁾を適用し、その他の高張力鋼材に対しては $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ の範囲で（2）式³⁾を適用し、軸力比により線形補間を行った。なお、 R_F が上記範囲の下限値より小さい場合、 R_F の下限値における算出値をそのまま適用した。

$$\varepsilon_a = (1.39 + 0.336/R_F^{2.60})\varepsilon_y \quad (1)$$

$$\varepsilon_a = \begin{cases} (3.64 - 2.37R_F)\varepsilon_y & (N/N_y = 10\%) \\ (4.95 - 4.52R_F)\varepsilon_y & (N/N_y = 20\%) \end{cases} \quad (2)$$

橋脚高さ30m、断面寸法2.5mのときの結果を表-5に示す。橋脚高さおよび外法寸法が同一で材質のみ異なる場合の耐震性能を比較すると、強度上昇に伴う長周期化により応答値は低減傾向にあるものの、高張力鋼材は普通鋼材に比べて終局ひずみを小さく設定しているため許容値に対する余裕度が小さく、レベル2地震動による照査では不利になった。但し、上記ケースの比較ではHT780、BHS700では最低板厚で断面が決定されているため、応力で断面が決定されているSM570、BHS500と比較して許容値に対する余裕度が大きくなっている。

5. 高張力鋼材の鋼製橋脚への適用性

試設計された鋼製橋脚について鋼重およびコスト（材料費、製作費および架設費）の観点から整理を行い、高張力鋼材の道路橋橋脚への適用性を検討した。コスト算出にあたっては「改訂 鋼道路橋 数量集計マニュアル（案）」（2003年7月（財）建設物価調査会）、「建設物価」（2006年3月（財）建設物価調査会）、「橋梁架設工事の積算」（2003年4月（社）日本建設機械化協会）、および「平成17年度 公共工事設計労務単価（基準額）」（2006年3月 国土交通省）を適用した。文献1)に準じて、BHS700の単価はBHS500の約83%高い金額とするとともに、SM570及びHT780の製作費は普通鋼材に対して工数の割り増し25%を考慮したが、BHS材の製作費はその溶接性、加工性の良さから割り増しを考慮しなかった。

表-6 鋼材ベース価格とエキストラ (単位 円/t)

	SM490Y	SM570	BHS500	HT780	BHS700
ベース価格	75,000	75,000	75,000		
エキストラ	19,000	53,000	67,000		
鋼材価格	94,000	128,000	142,000	233,000	260,000

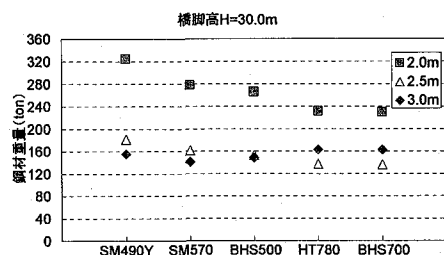


図-2 外法寸法別鋼材重量 (橋脚高さ30m)

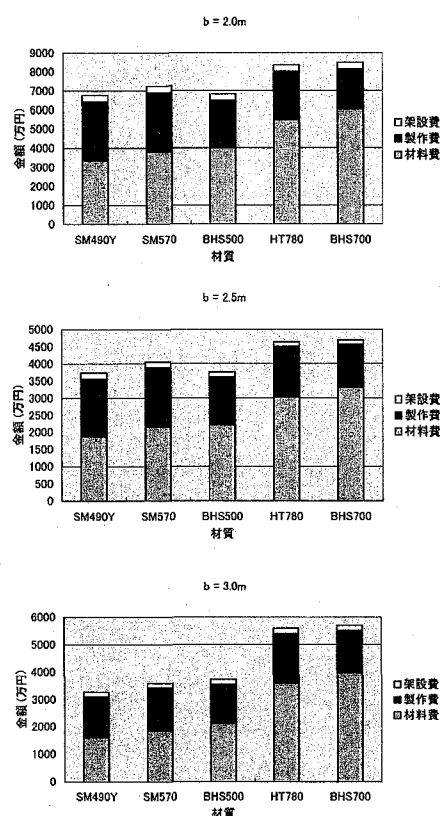


図-3 鋼材別コスト比較 (橋脚高さ30m)

検討に使用した鋼材価格を表-6に示す。

図-2に橋脚高さ30mにおける材質と鋼重との関係を示す。補剛板の局部座屈に対する許容応力度の低減を受けない最低板厚で断面が決定される場合もあるため、材料の強度向上が鋼重低減につながっているとは一般的にはいえないが、橋脚高さが高く外法寸法が小さい場合は断面板厚が応力により決定されることから、鋼材強度の増加に伴い鋼重が減少する傾向がみられた。

図-3に橋脚高さ30m、外法寸法2.0m、2.5m、3.0mにおける材質とコストとの関係を示す。高張力鋼材は普通鋼材に比べ材料単価が高く、とりわけHT780、BHS700の鋼材単価は他の材料の2倍程度と高いため、鋼重低減が必ずしもトータルコストの低減につながっていない。但し、BHS500は、SM490Yと比較して製作コストが縮減されることからトータルコストもほぼ同等となる。

以上のように、橋脚高さが高く外法寸法が小さい鋼製橋脚においては断面板厚が応力で決まる傾向があり、このような鋼製橋脚に対して高張力鋼材を適用した場合、鋼重が低減されてトータルコストでも有利になるケースがあった。具体的には、高さ10m、15mの橋脚に対しては外法寸法1.5m以下、高さ20m、25mの橋脚に対しては外法寸法2m以下、高さ30mの橋脚に対しては外法寸法2.5m以下の場合に4種類の高張力鋼材何れかの断面が応力で決定されていることから、高張力鋼材、特にBHS500の適用性があると言える。また、本検討では縦リブ間隔等を固定条件として行ったが、縦リブ間隔を狭めれば補剛板の局部座屈強度は増加することから、応力で決定する範囲は増大すると思われる。従って、都市高速の高架橋の様に外法寸法の制限等の設計条件に制約が有る場合、更なる高強度鋼材単価の低減が進めば、高強度鋼材を道路橋橋脚に適用するメリットが見出せる可能性があると考えられる。

参考文献

- 1) 三木千壽、市川篤司、楠隆、川端文丸：橋梁用高性能鋼材 (BHS500, BHS700) の提案、土木学会論文集 No. 738, I-64, 2003. 7
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、丸善、2002. 3
- 3) 遠藤和男、河藤千尋、運上茂樹：高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の変形・耐力力性能に関する解析的研究、第7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、2004. 1
- 4) 遠藤和男、二井伸一、運上茂樹：高強度鋼材を用いた矩形断面鋼製橋脚の載荷実験、土木学会第60回年次学術講演会論文集、2005. 9
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編、丸善、2002. 3
- 6) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、丸善、1997. 3
- 7) 運上茂樹、林昌弘、河藤千尋：鋼製橋脚の座屈パラメーターと終局ひずみの関係式に関する一研究、第4回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、2000. 12