

1章 高性能鋼を使用した橋梁の設計

1.1 高性能鋼の活用事例とメリット (利用ガイドライン)

鋼橋の合理化のために様々な試みがなされているが、ここでは橋梁用高性能鋼材 SBHS 鋼の適用を核とした合理化を示す (図-1.1.1). 新しく JIS に規格化された橋梁用高性能鋼材 SBHS 鋼には、SBHS500 ($\sigma_Y = 500\text{MPa}$) と SBHS700 ($\sigma_Y = 700\text{MPa}$) の強度が用意されており、橋梁用鋼材として高降伏点、高じん性、耐候性、良施工性という特徴を持った鋼材である。

SBHS 鋼を適用した設計では、その高強度を有効利用することが効果的であり、適用方法としては長支間橋梁への適用、ハイブリッド桁への適用などが挙げられる。また、死荷重比率の大きい長支間橋梁の設計法としては AASHTO-LRFD のような限界状態設計法を適用することが、合理的な安全性を確保することになる。

SBHS 鋼の適用はコストダウンのために重要な技術であるが、これだけでは効果が限定される。SBHS 鋼と直接関連の薄い事項も組み合わせて総合化することが重要である。

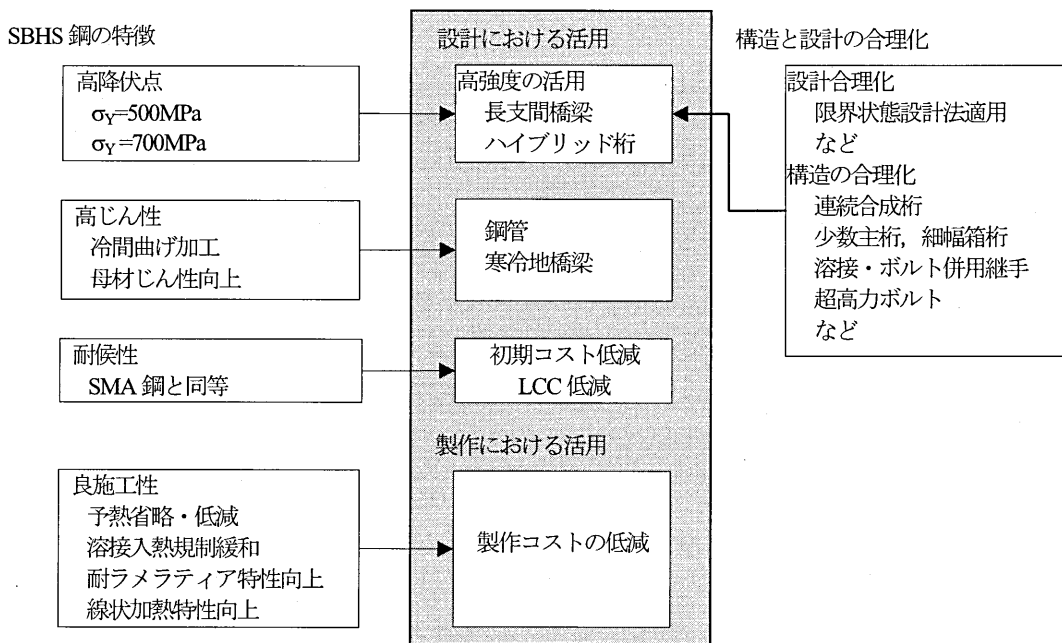
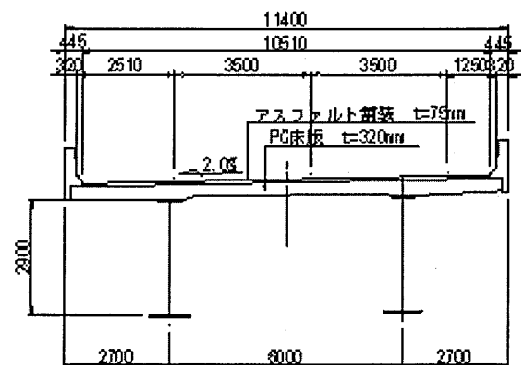


図-1.1.1 橋梁用高性能鋼の活用

SBHS 鋼の特性を活かせる橋梁形式として長支間橋梁を取り上げ、試設計により検討した文献は、例えば、小西ら [2000, 小西ら], 三木ら [2003, 三木ら], 織田 [2004, 織田], 武野ら [2008, 武野ら] などがある。ここでは武野らの検討による SBHS 鋼の活用メリットを紹介する。

図-1.1.2 に示すような断面を持つ 3 径間連続合成 2 主桁橋 (3×60m=180m) を対象としている。設計方法は道示に基づく許容応力度設計法と AASHTO に基づく限界状態設計法 (LRFD) である。



3 径間連続合成 2 主桁橋梁
橋長 180m 支間長 3×60m

図-1.1.2 試設計対象橋梁の諸元

なお、SBHS500 と SBHS700 の許容応力度を仮定する際には、それぞれ SM570, HT780 と同等の安全率として、1.75 および 1.97 を設定している。図-1.1.3 には SM570 と SBHS500 の降伏点の比較を示している。SBHS500 を SM570 の代替として使用すれば、11～19%の降伏点上昇があり、鋼材使用量の低減につながるとしている。

試設計により次の結果が得られている。

- ① SM570 を適用した場合に比べ、全体の鋼材重量は、SBHS500 適用の場合は約 7%、SBHS700 適用の場合は約 15%減少した。
- ② SBHS500 を適用した場合のフランジ厚は SM570 の場合に比べ、最大で 19%低減された。したがって、現場溶接継手のコスト低減や溶接部の非破壊検査精度向上に効果がある。
- ③ SBHS500 の製作性は仮に SM490Y と同等と考えると、工事費は約 10%低減可能と思われる。
- ④ AASHTO-LRFD を適用すると、負曲げモーメント区間では許容応力度設計とはほぼ同じであったが、正曲げモーメント区間ではコンパクト断面設計の適用により、許容応力度設計に比べてさらに 10%の鋼材重量低減が可能となった。
- ⑤ 表 1.1.1 に SM570 を 1.0 としたときの鋼材重量比率とコスト比率を示す。

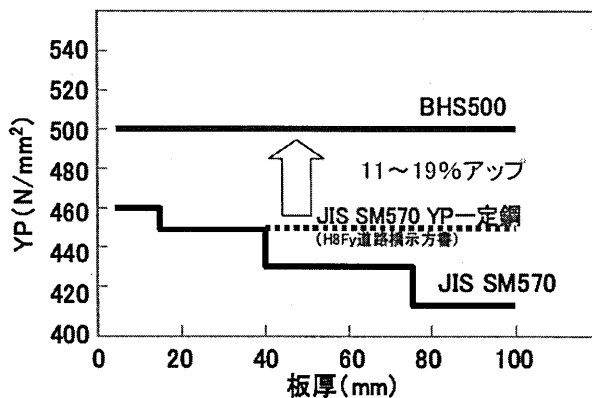


図-1.1.3 SM570 と SBHS500 の降伏強度の比較

表 1.1.1 鋼重と試算工事費 (比率) の比較

	SM570 (YP=450MPa)	BHS500 (YP=500MPa)	BHS700 (YP=700MPa)
鋼重	1.00	0.93	<u>0.85</u>
コスト (材工)	1.00	<u>0.90</u>	0.99

このように SBHS 鋼を長支間橋梁に適用するとスレンダーになり鋼重を低減するメリットがあるが、一般的に以下の課題に留意する必要がある。これらの課題については、次節以降に検討していく。

- ・ 活荷重たわみ制限
- ・ 疲労の影響
- ・ 座屈強度の低減
- ・ 耐風安定性

1.2 高性能鋼のメリット (比較設計)

ここでは試設計により SBHS 鋼の効果を検討する。検討事例は3例で、SBHS 鋼を適用した連続合成2主桁橋の長支間化の検討、従来型式4主桁橋と連続合成2主桁橋における SBHS 鋼適用効果の比較、トラス橋への SBHS 鋼の適用である。

1.2.1 SBHS 鋼適用による連続合成2主桁橋の長支間化の検討

(1) 全般的な検討

ここでは岡田ら [2007, 岡田ら] の検討を紹介する。対象とする橋は図-1.2.1 に示す断面を有する3径間連続合成桁橋である。検討する支間割は、一般的な連続合成2主桁橋の支間長50~60mを越えたところの3ケースを検討している。すなわち、Case-1: 最大支間長80m (65+80+65m), Case-2: 最大支間長100m (80+100+80m), Case-3: 最大支間長120m (90+120+90m) である。

試設計の結果、次の鋼材重量低減効果が得られている。Case-1 の場合、SBHS500 を使用すると

SM570 の場合に比べ約12%の鋼重低減、Case-2 の場合、SBHS500 および SBHS700 を使用すると、SM570 の場合に比べ約19%の鋼重低減となった。Case-3 の場合、SM570 は中間支点で現実的でないフランジ幅が必要になるが、SBHS700 を使用すると十分に設計可能であり、約20%の鋼重低減となった。

さらに、長支間化に伴う設計上の問題点については以下の結果が得られている。

① 活荷重たわみ

長支間化に伴い高強度鋼を使用すると、活荷重たわみを満たさないことが懸念されたが、いずれのケースも決定要因にはならなかった。つまり、連続合成桁橋は活荷重たわみ制限を満たす剛性を持っている。

② 床版コンクリートのひび割れ

中間支点上の床版コンクリートのひび割れ幅制限が決定要因になる可能性がある。つまり、ひび割れ幅抑制に対して鉄筋量の増加では対応できず、鋼桁の断面剛性の増加により応力を低減させることが必要になる可能性がある。

③ 耐風性

2主桁橋はねじれ剛性が小さいため、長支間橋梁ではフラッター発現風速が問題になる。実現不可能ではないが、架橋地点に制限を受ける可能性がある。ねじれ剛性の増加対策(上下部一体化、下横構設置など)や空力対策の検討も必要である。

④ 疲労耐久性

高強度鋼を使用しても疲労強度は向上しないため、疲労限界によって主桁断面が決定されることが懸念される。しかし、検討の結果、疲労荷重による応力振幅が減少し、主桁断面の決定要因にならなかった。

⑤ 許容曲げ圧縮応力度

座屈強度は基本的に剛度によって決まるために、高強度鋼の効果が低減することがある。この試設計においても、フランジの突出幅と固定点間距離の関係で、局部座屈と横倒れ座屈のいずれか、あるいは両方が主桁断面の決定要因になる場合があった。高強度鋼を有効利用するためには、効果的な補剛方法が必要である。

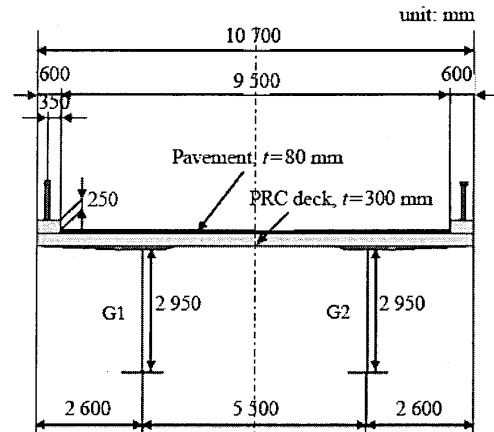


図-1.2.1 対象とする連続合成2主桁橋の断面

⑥ ウェブの最小板厚

上述の横倒れ座屈に関することと同様に、高強度鋼を座屈させないためには、より大きな剛度が必要になる。したがって、高強度鋼に対するウェブの最小板厚の規定が鋼重増加の要因になっている。フランジによるウェブに対する座屈拘束を考慮する「少補剛設計」を取り入れれば、経済設計が可能である。

(2) 疲労に対する検討

ここで補足として、別の文献 [2004, 織田] から連続合成桁における疲労照査の傾向を詳しく説明する。既に述べたように、SBHS 鋼のような高張力鋼を使用しても軟鋼と比べ疲労強度が向上しないため、疲労限界の照査によって桁の断面が決まる可能性がある。一方、長支間の桁では終局限界の照査において死荷重の割合が多く活荷重の割合が小さくなるため、活荷重の種類である疲労照査荷重による応力が小さくなる。したがって、長支間橋梁では疲労照査が主桁断面の設計に対して支配的になるのか、あるいはならないのかを、以下の条件でSBHS 鋼を使用した2径間連続桁の疲労照査を実施し、SBHS 鋼の適用性を調べたものである。

図-1.2.2 は検討した2径間連続合成2主桁橋の断面を示す。支間長は40m~100mの7ケースに変化させた。なお、合成床版は長支間床版の1つの形式として床版厚さを与えたのみで、床版の詳細な設計は行っていない。主桁の断面設計は表-1.2.1 に示すように、道示のB活荷重を適用した。Case-1 は許容応力度設計で、死荷重と活荷重とも安全率を1.7として設計している。一方、Case-2 はAASHTOのLRFDを適用して、死荷重と活荷重に対する安全率を変えて設計したものである。つまり、長支間になると全応力に占める死荷重の割合が大きくなるが、死荷重の安全率を低減させているため活荷重の影響

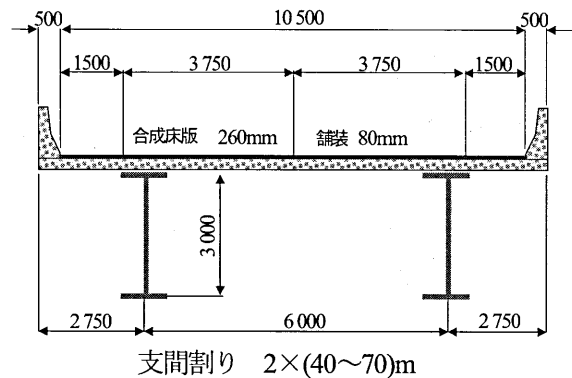


図-1.2.2 疲労照査の傾向を検討する
2径間連続合成2主桁橋

が大きい断面設計になる。疲労照査はCase-1,2とも疲労設計指針を適用して行っている。

表-1.2.1 主桁の断面設計ケース

	支間長	終局限界照査 (断面決定)	疲労限界照査
CASE-1 道示の死活荷重比	40~100m (7 ケース)	B 活荷重 $D+L < R / 1.7$ R (強度) = 道示	T-60 (疲労設計指針)
CASE-2 LRFD の死活荷重比	60~80m (3 ケース)	B 活荷重 $1.25D + 1.75L < R$ R (強度) = LRFD	T-60 (疲労設計指針)

1) 応力の死活荷重比

図-1.2.3 に主桁の断面設計の結果で得られた、発生する全応力（死荷重応力と活荷重応力の合計）の中で死荷重応力の占める割合を示している。左のグラフは正曲げモーメントが最大となる支間中央部の断面の結果であり、右のグラフは負曲げモーメントが最大となる中間支点部の断面の結果である。

支間長が大きくなると全応力に対する死荷重応力の比が大きくなり、支間中央部では支間長が40m~100mに変化すると死荷重応力比は54%~68%に増加する。一方、中間支点部では72%~79%に増加して

おり、支間中央部よりも死荷重応力比が大きい結果となった。さらに、死荷重よりも活荷重に対する安全係数が大きいLRFDを適用すると、死荷重応力比は5%ほど低減する結果となった。

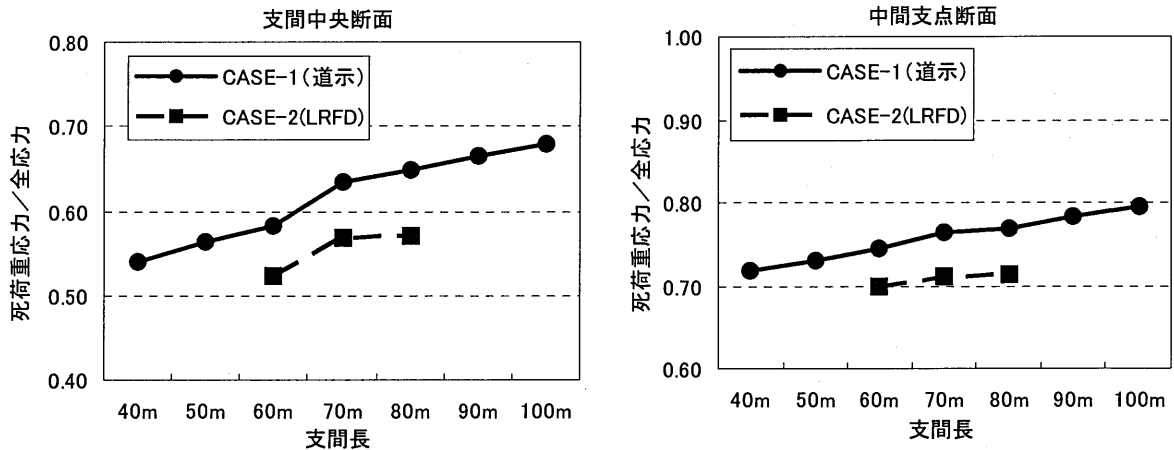


図-1.2.3 2径間連続合成2主桁橋における死荷重応力比

2) 疲労照査結果

・下フランジとウェブのすみ肉溶接継手 (D等級)

主桁のフランジとウェブを構成するための縦方向継手の疲労照査は、主桁の断面設計に影響を及ぼす。つまり、この疲労照査を満たさない場合は主桁断面を変更して応力を低減させる必要がある。

図-1.2.4 に示す照査の結果、支間中央付近の疲労照査荷重による応力範囲は支間長が大きくなるにしたがって減少している。このことは図-1.2.3 で支間長の増加にしたがって死荷重応力比が増加すること、逆にB活荷重応力比が低減することからも理解できる。しかし、正負の曲げモーメントが相反する付近の応力範囲は支間長によって余り変動しない結果となっている。なお、曲げモーメント相反部のグラフが多少滑らかでないのは、支間長の変化に伴う横桁間隔の変化 (今回は6~7m程度で設定) が不連続となり、照査点の位置が一定しないためである。

今回の設計範囲 (支間長 100m まで) では、応力範囲はD等級の打ち切り限界以下に収まっており、この疲労照査はフランジとウェブの板厚決定に影響しなかった。

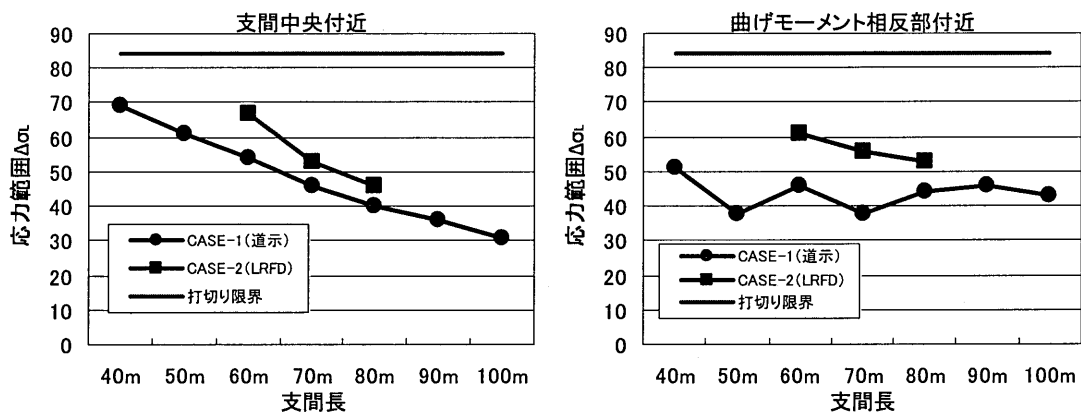


図-1.2.4 下フランジとウェブのすみ肉溶接継手 (D等級) の疲労照査

・下側水平補剛材の回し溶接部 (G等級)

図-1.2.5 に曲げモーメント相反部付近の下段水平補剛材回し溶接部における照査結果を示す。グラフが滑らかでないのは前述と同じ理由による。

支間長が短い場合に簡易な照査で打ち切り限界を満たさない場合があるが、表-1.2.2 に示すように、最も厳しい場合でも仕上げによる疲労強度の向上を図れば、累積損傷度による詳細な疲労照査は満足できた。したがって、主桁の断面の変更や水平補剛材取り付け高さの変更はしなくても良い結果となった。

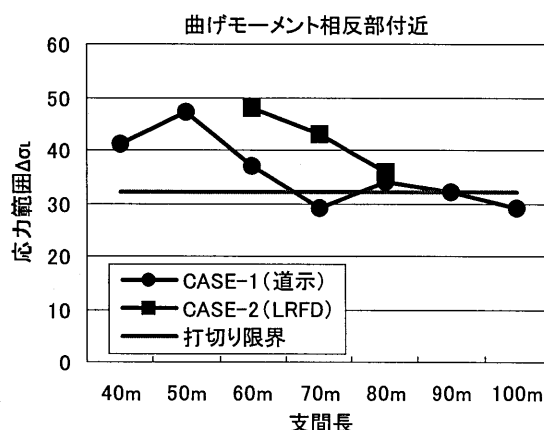


図-1.2.5 水平補剛材回し溶接部 (G 等級) の疲労照査

表-1.2.2 水平補剛材の回し溶接部の累積疲労損傷度の照査

支間長	CASE-1(道示)					CASE-2(LRFD)				
	Δσ _L	仕上前		仕上後		Δσ _L	仕上前		仕上後	
		Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _{ce}	累積損傷度		Δσ _{ce}	累積損傷度	Δσ _{ce}	累積損傷度
40m	41	> 32	D=0.88							
50m	47	> 32	D=1.40	> 46	D=0.64					
60m	37	> 32	D=0.64			48	> 32	D=1.47	> 46	D=0.67
70m	29	< 32				43	> 32	D=1.07		
80m	34	> 32	D=0.52			36	> 32	D=0.63		
90m	32	< 32								
100m	29	< 32								

・現場溶接継手スカラップの回し溶接部 (G 等級)

主桁の現場継手に溶接を適用すると仮定して、ウェブの上下端に設けられるスカラップ部の疲労照査を実施した。図-1.2.6 に打ち切り限界に対する結果を示すが、支間長と現場継手位置の関係が不連続であるため、グラフが滑らかでない。

支間長が短い場合に打ち切り限界を満たさない場合が多いが、表-1.2.3 に示すように累積損傷度による詳細照査、または仕上げによる疲労強度向上で満足する場合が多い。しかし、支間長 40m と 50m では仕上げ後 (G → F 等級として) でも累積損傷度を満足しないため、スカラップをなくすなどの対策が必要となる。いずれにしても、主桁断面に変更までには至らないと考えられる。

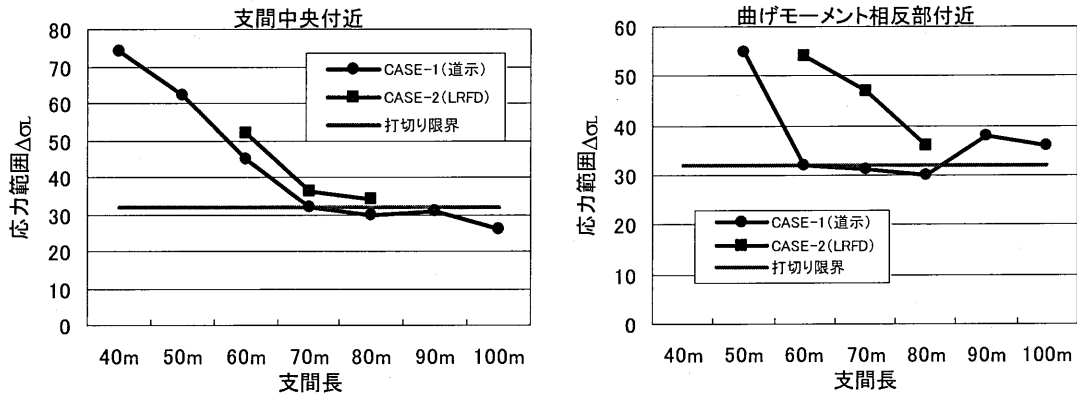


図-1.2.6 現場溶接継手スカラップ部 (G 等級) の疲労照査

表-1.2.3 現場溶接継手スカラップの回し溶接部 (支間中央付近)

支間長	CASE-1(道示)					CASE-2(LRFD)				
	仕上前			仕上後		仕上前			仕上後	
	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度
40m	74	> 32	D=5.40	> 46	D=2.43					
50m	62	> 32	D=3.09	> 46	D=1.41					
60m	45	> 32	D=1.22	< 46		52	> 32	D=1.83	> 46	D=0.83
70m	32	< 32				36	> 32	D=0.63		
80m	30	< 32				34	> 32	D=0.52		
90m	31	< 32								
100m	26	< 32								

表-1.2.4 現場溶接継手スカラップの回し溶接部 (曲げモーメント相反部付近)

支間長	CASE-1(道示)					CASE-2(LRFD)				
	仕上前			仕上後		仕上前			仕上後	
	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_L$	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度	$\Delta\sigma_{ce}$	累積損傷度
40m										
50m	55	> 32	D=2.16	> 46	D=0.98					
60m	32	< 32				54	> 32	D=2.09	> 46	D=0.95
70m	31	< 32				47	> 32	D=0.62		
80m	30	< 32				36	> 32	D=0.60		
90m	38	> 32	D=0.74							
100m	36	> 32	D=0.61							

3) 疲労照査のまとめ

B活荷重と死荷重の応力比率は支間の増加にともなって減少し、疲労照査荷重の応力範囲も支間長の増加にともなって減少する傾向にある。ただし、曲げモーメント相反部では応力範囲の減少が小さいか、ほぼ一定になる。

この条件で、主桁断面は疲労限界照査では決まらず、連続合成鈹桁橋にSBHS鋼を適用することは可能である。ただし、水平補剛材の回し溶接部、現場溶接継手のスカラップでは止端仕上げなどの疲労強度向上が必要になる場合がある。

1.2.2 従来型式4主桁橋と連続合成2主桁橋におけるSBHS鋼適用効果の比較

鈹桁橋は経済性に優れた橋梁形式で、支間30m～60m程度で多く用いられている。また、近年は合理化の観点からPC床版・合成床版を用いた少数主桁橋が多く採用されている。これらの鈹桁橋は輸送制限の観点から主桁高を最大3m程度に抑えることが多く、長支間化や経済設計上の制約となっている。

少数主桁橋の長支間化に対するSBHS鋼の適用性は前節で示したとおりであるが、ここでは従来型式多主桁橋と少数主桁橋に対するSBHS鋼の適用効果を調べるため、概略設計による鋼重の比較を行う。なお、後の章で日米の高性能鋼を適用した設計比較を示すが、米国では4主桁橋、日本では2主桁橋となっている。

(1) 設計条件

橋梁形式：2径間連続合成鈹桁橋（4主桁、2主桁）

<4主桁 → RC床版、 2主桁 → 合成床版>

幅員：：下図の通り

支間割：L=2@70=140m

活荷重：B活荷重

床版厚：4主桁RC床版 → 250mm

2主桁合成床版 → 260mm

舗装厚：80mm

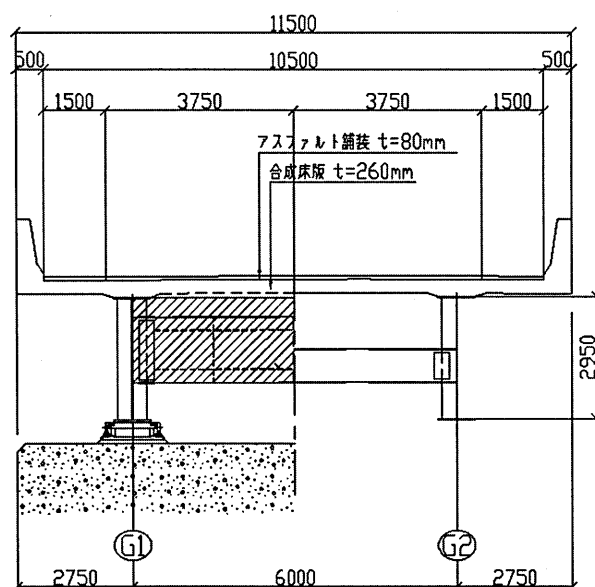


図-1.2.7 2主桁の場合の断面図

(2) 設計方針

- SM570、SBHS 鋼材選定の目安はフランジ厚 40mm 程度以上
- 主桁高さは、輸送上の制約に配慮し 2.95m
- 主桁間隔：4 主桁 → 3@3m
2 主桁 → 6m

(3) 従来鉄桁の試設計結果

1) 骨組み形状

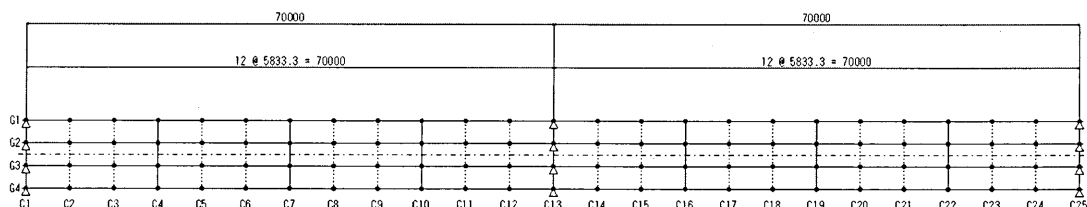


図-1.2.8 従来鉄桁の骨組形状

2) 断面構成・部材重量比較

●G1/G4 主桁

表-1.2.5 G1/G4 主桁の断面構成

SM570材を使用した場合 (単位:mm)

		G-1/G-4												
		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13
上フランジ	幅	500	500	500	500	500	800	800	800	500	500	500	500	500
	板厚	17	19	19	19	16	34	52	34	16	19	19	19	17
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YA	SM570	SM570-H	SM570	SM490YA	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
腹板	高さ	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950
	板厚	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
	材質	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM570	SM570	SM570	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA
下フランジ	幅	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
	板厚	27	34	34	31	35	43	60	43	35	31	34	34	27
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
部材長(mm)		10,500	11,667	11,667	11,667	11,667	8,000	9,667	8,000	11,667	11,667	11,667	11,667	10,500
ブロック重量(Kg)		6,483	7,840	7,840	7,606	7,780	6,968	10,609	6,968	7,780	7,606	7,840	7,840	6,483
※ここでのブロック重量とは、フランジ、腹板のみの重量		24544												

SBHS使用した場合 (単位:mm)

		G-1/G-4												
		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13
上フランジ	幅	500	500	500	500	500	800	800	800	500	500	500	500	500
	板厚	17	19	19	19	16	24	41	24	16	19	19	19	17
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
腹板	高さ	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950
	板厚	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
	材質	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA
下フランジ	幅	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
	板厚	27	34	34	31	35	43	55	43	35	31	34	34	27
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
部材長(mm)		10,500	11,667	11,667	11,667	11,667	8,000	9,667	8,000	11,667	11,667	11,667	11,667	10,500
ブロック重量(Kg)		6,483	7,840	7,840	7,606	7,780	6,465	9,619	6,465	7,780	7,606	7,840	7,840	6,483
※ここでのブロック重量とは、フランジ、腹板のみの重量		22549												

●G2/G3 主桁

表-1.2.6 G2/G3 主桁の断面構成

SM570材を使用した場合 (単位:mm)

		G-2/G-3												
		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13
上フランジ	幅	400	400	400	400	400	700	700	700	400	400	400	400	400
	板厚	14	17	17	15	15	27	42	27	15	15	17	17	14
	材質	SM490YA	SM490YB	SM490YB	SM490YA	SM490YA	SM570	SM570-H	SM570	SM490YA	SM490YA	SM490YB	SM490YB	SM490YA
腹板	高さ	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950
	板厚	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
	材質	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM570	SM570	SM570	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA
下フランジ	幅	700	700	700	700	700	800	800	800	700	700	700	700	700
	板厚	22	33	33	30	30	39	49	39	30	30	33	33	22
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM570	SM570-H	SM570	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
部材長(mm)		10,500	11,667	11,667	11,667	11,667	8,000	9,667	8,000	11,667	11,667	11,667	11,667	10,500
ブロック重量(Kg)		5,621	7,061	7,061	6,796	6,796	6,110	8,788	6,110	6,796	6,796	7,061	7,061	5,621

※ここでのブロック重量とは、フランジ、腹板のみの重量

SBHS使用した場合 (単位:mm)

		G-2/G-3												
		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13
上フランジ	幅	400	400	400	400	400	550	550	550	400	400	400	400	400
	板厚	14	17	17	15	15	22	42	22	15	15	17	17	14
	材質	SM490YA	SM490YB	SM490YB	SM490YA	SM490YA	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YA	SM490YA	SM490YB	SM490YB	SM490YA
腹板	高さ	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950	2950
	板厚	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
	材質	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA	SM490YA
下フランジ	幅	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
	板厚	22	33	33	30	30	38	52	38	30	30	33	33	22
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
部材長(mm)		10,500	11,667	11,667	11,667	11,667	8,000	9,667	8,000	11,667	11,667	11,667	11,667	10,500
ブロック重量(Kg)		5,621	7,061	7,061	6,796	6,796	5,395	8,097	5,395	6,796	6,796	7,061	7,061	5,621

※ここでのブロック重量とは、フランジ、腹板のみの重量

3) 鋼材重量の比較

SM570 使用の場合 : 総加工重量 472 トン (SM570=91 ton)

SBHS 鋼材使用の場合 : 総加工重量 464 トン (SBHS500=83 ton)・・・2%程度 減

(4) 少数主桁橋(合成床版)の試設計結果

1) 骨組み形状

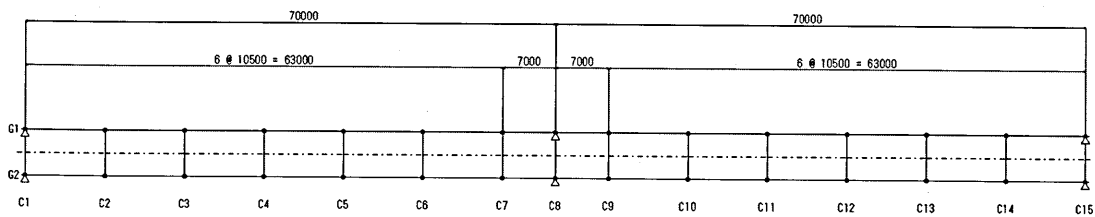


図-1.2.9 少数主桁橋の骨組形状

2) 断面構成、部材重量比較

表-1.2.7 少数主桁の断面構成

		G-1/G-2												
		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13
上フランジ	幅	700	700	700	700	700	1000	1000	1000	700	700	700	700	700
	板厚	26	33	33	27	32	51	78	51	32	27	33	33	26
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
腹板	高さ	2924	2917	2917	2923	2918	2899	2872	2899	2918	2923	2917	2917	2924
	板厚	16	16	16	16	16	23	23	23	16	16	16	16	16
	材質	SM490YA	SM570	SM570	SM570	SM490YA	SM570	SM570	SM570	SM490YA	SM570	SM570	SM570	SM490YA
下フランジ	幅	850	850	850	850	850	1000	1000	1000	850	850	850	850	850
	板厚	39	50	50	47	60	80	100	80	60	47	50	50	39
	材質	SM490YB	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM570-H	SM490YB
部材長(mm)		10,500	11,667	11,667	11,667	11,667	8,000	9,667	8,000	11,667	11,667	11,667	11,667	10,500
ブロック重量(Kg)		8,089	10,283	10,283	9,673	10,998	12,414	18,520	12,414	10,998	9,673	10,283	10,283	8,089
※ここでのブロック重量とは、フランジ、腹板のみの重量														

		G-1/G-2												
		Sec-1	Sec-2	Sec-3	Sec-4	Sec-5	Sec-6	Sec-7	Sec-8	Sec-9	Sec-10	Sec-11	Sec-12	Sec-13
上フランジ	幅	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700	700
	板厚	26	33	33	27	32	41	58	41	32	27	33	33	26
	材質	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SBHS700	SBHS700	SBHS700	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB	SM490YB
腹板	高さ	2924	2917	2917	2923	2918	2899	2872	2899	2918	2923	2917	2917	2924
	板厚	17	17	17	17	17	20	23	20	17	17	17	17	17
	材質	SM490YA	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SBHS700	SBHS700	SBHS700	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YA
下フランジ	幅	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850
	板厚	39	39	39	36	45	75	82	75	45	36	39	39	39
	材質	SM490YB	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SBHS700	SBHS700	SBHS700	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SBHS500	SM490YB
部材長(mm)		10,500	11,667	11,667	11,667	11,667	8,000	9,667	8,000	11,667	11,667	11,667	11,667	10,500
ブロック重量(Kg)		8,330	9,693	9,693	9,085	10,098	9,447	13,383	9,447	10,098	9,085	9,693	9,693	8,330
※ここでのブロック重量とは、フランジ、腹板のみの重量														

3) 鋼材重量の比較

SM570 使用の場合：総加工重量 338 トン (SM570=220 ton)

SBHS 鋼使用の場合：総加工重量 305 トン (SBHS 鋼=188 ton)・・・10%程度

※上記鋼重は、合成床版を除いた重量

少数主桁橋は従来鋼桁と比べ主桁高の制約による主部材の厚肉化・高材質化が顕著であるため、SBHS 鋼材使用による薄肉化・鋼重減の効果が大きい。

1.2.3 トラス橋への SBHS 鋼の適用

トラス橋は軸力部材から構成するため、部材座屈に配慮する必要はあるが、部材は細長くすることが基本的である。長支間のトラスでは高軸力部材に対して、部材断面の寸法を小さく抑えるためには、厚板の高強度鋼が必要となる可能性がある。そこで、長支間トラス橋の試設計により SM570 と SBHS 鋼の適用比較を行い、SBHS 鋼適用の経済効果を検討した。

試設計のケースは、A：支間長 120m の単純トラス橋および 2 径間連続トラス橋、B：支間長 150m の単純トラス橋である。

(1) ケース A: 支間長 120m の単純トラス橋および 2 径間連続トラス橋

1) 設計条件

橋梁形式：単純および 2 径間連続上路トラス橋

幅員：下の図-1.2.10 のとおり

支間割り：単純形式 L=120m, 連続形式 L=2@120=240m

活荷重：B 活荷重

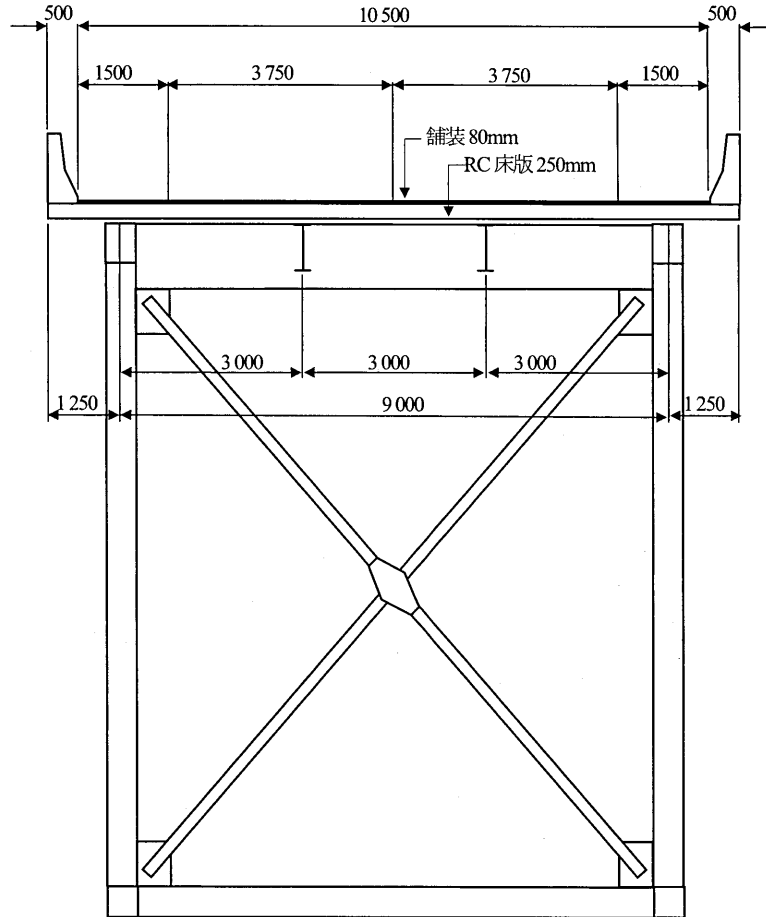


図-1.2.10 支間長 120m トラス橋の幅員条件および横断面形状

2) 設計方針

以下のような方針により設計した。

- ①鋼種選定の目安は $t < 25$ は SM400, $t < 40$ は SM490Y, $t > 40$ は SM570 または SBHS500 とする。
- ②SBHS 鋼の許容応力度は、降伏点に対して安全率 1.7 として設定する。
- ③主構高さは一般的な $L/9$ よりも、やや低めに設定する ($120\text{m}/9=13.3\text{m} \rightarrow 11\text{m}$ とする)。
- ④トラスの格間長は主構高さ程度 (ほぼ正三角形) とする。
- ⑤トラス 2 次応力が十分小さくなるためには、部材の長さ/高さ比は、およそ $l/h > 10$ とする。
箱形断面の断面 2 次半径は $r \approx 0.4h$ なので、細長比は約 $l/r > 25$ となる。
- ⑥面外 (垂直軸回り) の細長比は面内 (水平軸回り) の細長比よりも小さくする。
- ⑦箱断面部材のウェブの断面積は部材総断面積の 40% 以上とする (道示 10.2.2(4))。
- ⑧有効座屈長は、上・下弦材に対しては格間長、腹材の面内有効座屈長は格間長 $\times 0.9$ 、面外有効座屈長は格間長とする。
- ⑨概略設計のため、継手、対傾構・横構、床組の設計は省略する。

3) 試設計結果

単純トラス

・骨組み形状

図-1.2.11 に支間長 120m 単純上路トラス橋の骨組形状を示す。格間長は 12m で 10 格間とした。道路の上路トラスであり、上弦材は床版を直接支持するため、腹材に鉛直材を配置している。

設計結果は後に示すが、図中の太線で示される箇所に SM570 または SBHS500 を適用した。

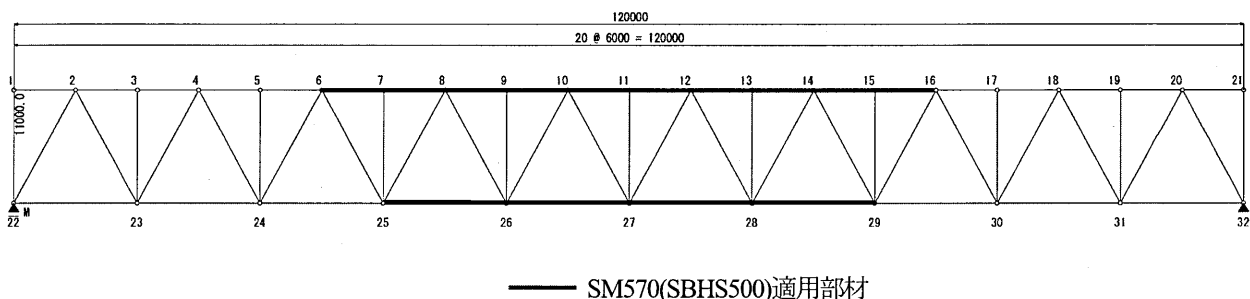


図-1.2.11 支間長 120m 単純トラス橋の骨組形状

・断面寸法

図-1.2.12 に上・下弦材，図-1.2.13 に腹材の断面寸法を示す。断面寸法は先に示した設計方針を満たすように、類似の事例および数回のトライアルにて決定した。

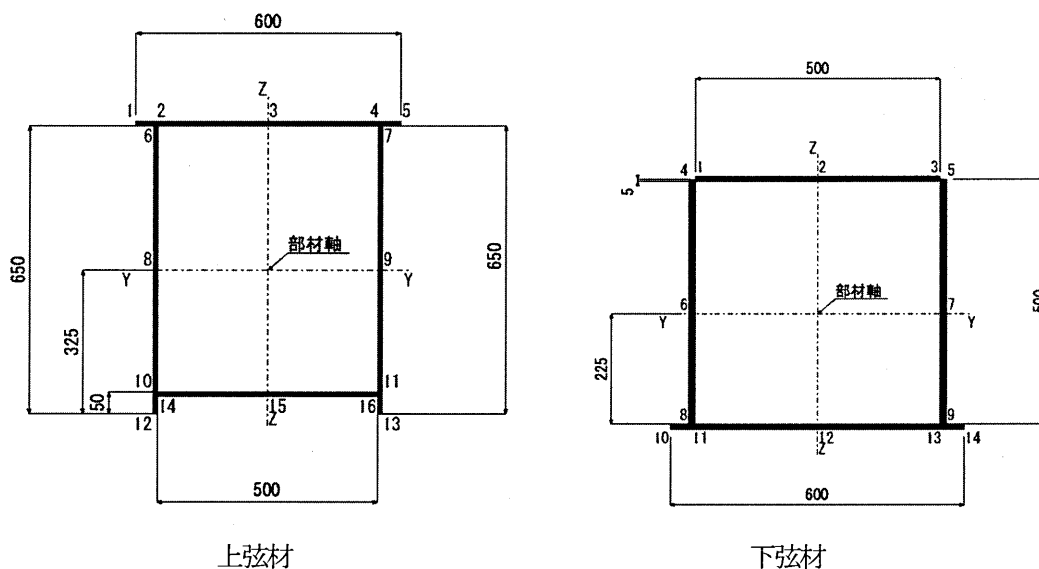
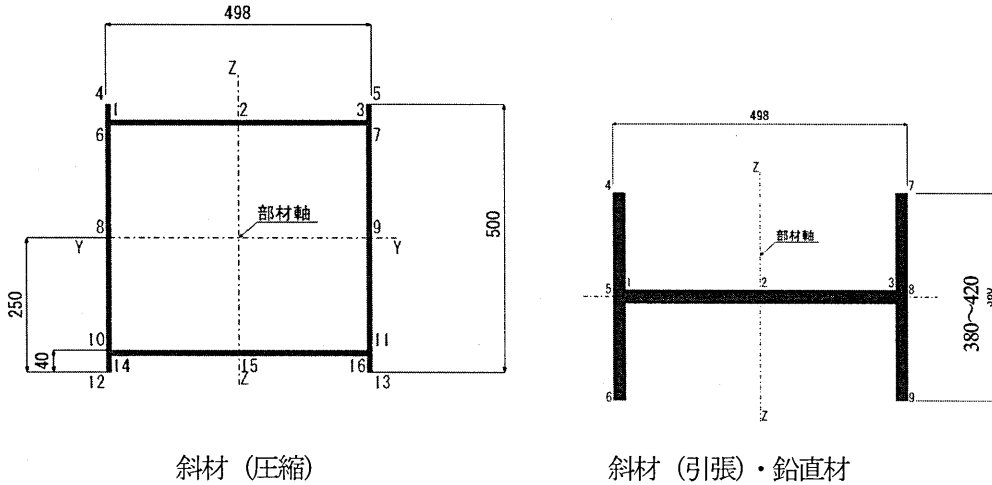


図-1.2.12 上・下弦材の断面寸法



斜材 (圧縮)

斜材 (引張)・鉛直材

図-1.2.13 腹材の断面寸法

・断面設計結果

SM570 あるいは SBHS500 を適用した上・下弦材の設計結果を表-1.2.8 および表-1.2.9 に示す。表中に示す部材番号は図-1.2.11 に示す骨組の格点番号に対応している。また、表には SM570 と SBHS500 を適用した場合の板厚と部材断面積を比較している。

降伏点が高い SBHS500 を使用すると、SM570 に対して部材断面積は 12~15%低減する結果が得られた。

表-1.2.8 上弦材の設計結果

部材番号	[6-8],[14-15]			[8-10],[12-14]		
My(kNm)	±542			±542		
Nx(kN)	-15,100			-17,257		
鋼種	SM570	BHS500	比	SM570	BHS500	比
Top Flg	600×32	600×28		600×34	600×30	
Web	650×28	650×25		650×32	650×28	
Bott. Flg	500×32	500×28		500×34	500×30	
A(mm ²)	71,600	63,300	0.88	79,000	69,400	0.88
σ n+σ m	-251<-255	-281<-295		-254<-255	-288<-295	

部材番号	[10-12]					
My(kNm)	±542					
Nx(kN)	-17,976					
鋼種	SM570	BHS500	比			
Top Flg	600×36	600×32				
Web	650×34	650×28				
Bott. Flg	500×36	500×32				
A(mm ²)	83,800	71,600	0.85			
σ n+σ m	-248<-255	-288<-295				

表-1.2.9 下弦材の設計結果

部材番号	[25-26],[28-29]			[26-27],[27-28]		
My(kNm)	0			0		
Nx(kN)	16,358			17,976		
鋼種	SM570	BHS500	比	SM570	BHS500	比
Top Flg	500×32	500×28		500×36	500×30	
Web	500×30	500×25		500×32	500×28	
Bott. Flg	600×32	600×28		600×34	600×30	
A(mm ²)	65,200	55,800	0.86	70,400	61,000	0.87
Ly(mm)	12,000	12,000		12,000	12,000	
Lz(mm)	6,000	6,000		6,000	6,000	
Ly/ry	55.4	55.4		54.9	55.5	
Lz/Rz	27.9<55.4	28.2<55.4		27.9<54.9	28.0<55.5	
σ n	251<255	293<295		253<255	292<295	

・全体鋼材重量の比較

概略設計の結果から全体の鋼材重量を推定すると次のようになる。

SM570 使用の場合 : 総鋼重 620ton (内, SM570=155ton)

BHS500 使用の場合 : 総鋼重 600ton (内, BHS500=135ton)

したがって、SBHS 鋼を適用すると SM570 適用の場合に比べて約 3%の鋼重低減となった。SBHS 鋼を適用した部材だけでみると、断面設計結果で示したように 12~15%の鋼重低減となるが、高強度鋼を適用しない腹材、対傾構、床組など多数の部材があり、全体としてはやや小さい低減に留まった。しかし、溶接性の改善による製作費の低減が考慮できれば全体工事費の約 5%の低減効果はあると考えられる。低減の金額としては無視できないと思われる。

2 径間連続トラス

・骨組み形状

図-1.2.14 に支間長 120m の 2 径間連続上路トラス橋の骨組形状を示す。格間長は 12m で 20 格間とした。設計結果は後に示すが、図中の太線で示される箇所に SM570 または SBHS500 を適用した。連続トラスについては SM570 以上の高強度鋼を必要とする高軸力部材が中間支点付近に限定され、単純トラスよりも少ない適用範囲となった。

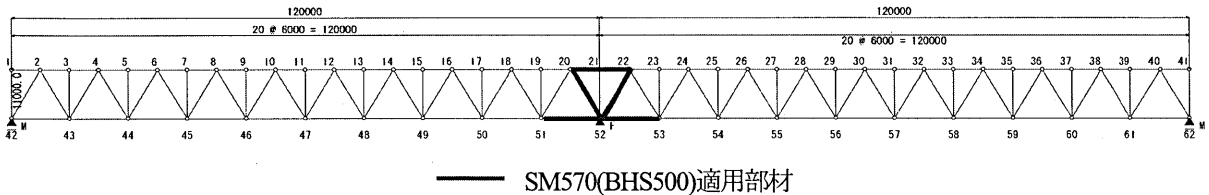


図-1.2.14 支間長 120m の 2 径間連続トラス橋の骨組形状

・断面寸法

図-1.2.12, 図-1.2.13 に示した単純トラスの場合と同じ断面寸法とした。

・断面設計結果

SM570 あるいは SBHS500 を適用した上・下弦材の設計結果を表-1.2.10, 斜材の設計結果を表-1.2.11 に示す。表中に示す部材番号は図-1.2.14 に示す骨組の格点番号に対応している。また, 表には SM570 と SBHS500 を適用した場合の板厚と部材断面積を比較している。

引張軸力を受ける上弦材に対しては, 降伏点が高い SBHS500 を使用すると SM570 に対して部材断面積は 15%低減する結果が得られた。しかし, 圧縮軸力を受ける斜材と下弦材に対しては座屈による許容応力度の低減があり, 部材断面積の低減は 3~4%に留まった。座屈強度は基本的に剛性によって決まるため, 座屈による許容応力度の低減があると高強度鋼の効果は小さくなる。先に示した単純トラスでは, 上弦材は圧縮軸力を受けていたが床版による拘束で座屈を考慮しなくてもよく, 許容応力度の低減はなかった。

表-1.2.10 上・下弦材の設計結果

部材番号	上弦材[20-22]			下弦材[51-53]		
	My(kNm)	±542			0	
Nx(kN)	17,529			-13,596		
鋼種	SM570	BHS500	比	SM570	BHS500	比
Top Flg	600×36	600×30		500×40	500×38	
Web	650×32	650×28		500×32	500×30	
Bott. Flg	500×36	500×30		600×40	600×38	
A(mm ²)	81,200	69,400	0.85	76,000	71,800	0.94
Ly(mm)				12,000	12,000	
Lz(mm)				6,000	6,000	
Ly/ry				53.6	53.7	
Lz/Rz				28.4<53.6	28.5<53.7	
σ n				-179<-180	-189<-191	
σ n+σ m	251<255	292<295		—	—	

表-1.2.11 斜材の設計結果

部材番号	斜材[20-52], [22-52]					
My(kNm)	0					
Nx(kN)	-8831					
鋼種	SM570	BHS500	比			
Top Flg	426×22	430×22				
Web	500×36	500×34				
Bott. Flg	426×22	430×22				
A(mm ²)	54,740	52,920	0.97			
Ly(mm)	10,500	10,500				
Lz(mm)	11,700	11,700				
Ly/ty	60.2	59.8				
Lz/Rz	58.3<60.2	58.4<59.8				
σ n	-161<-166	-167<-176				

・全体鋼材重量の比較

概略設計の結果から全体の鋼材重量を推定すると次のようになる。

SM570 使用の場合：総鋼重 1,100ton (内, SM570=84ton)

BHS500 使用の場合：総鋼重 1,094ton (内, BHS500=78ton)

したがって、SBHS 鋼を適用した場合は SM570 適用の場合に比べ、わずかに 0.5%の鋼重低減であった。対象とした連続トラスの場合、SM570 以上の高強度鋼を必要とする高軸力部材が中間支点付近に限定され、しかも座屈による許容応力度の低減があったため小さな効果となった。

連続トラス橋に対する SBHS 鋼の適用ケースは、さらに支間長が大きい橋、主構高さが制限される橋になると思われる。このケースにおいても有効座屈長が短くなる骨組形状とすることで、SBHS 鋼のメリットが大きくなると思われる。

(2) ケースB:支間長 150m の単純トラス橋

1) 設計条件

橋梁形式：単純上路トラス

幅員：下の図-1.2.15 のとおり

支間割り：単純形式 $L=150\text{m}$

活荷重：B活荷重

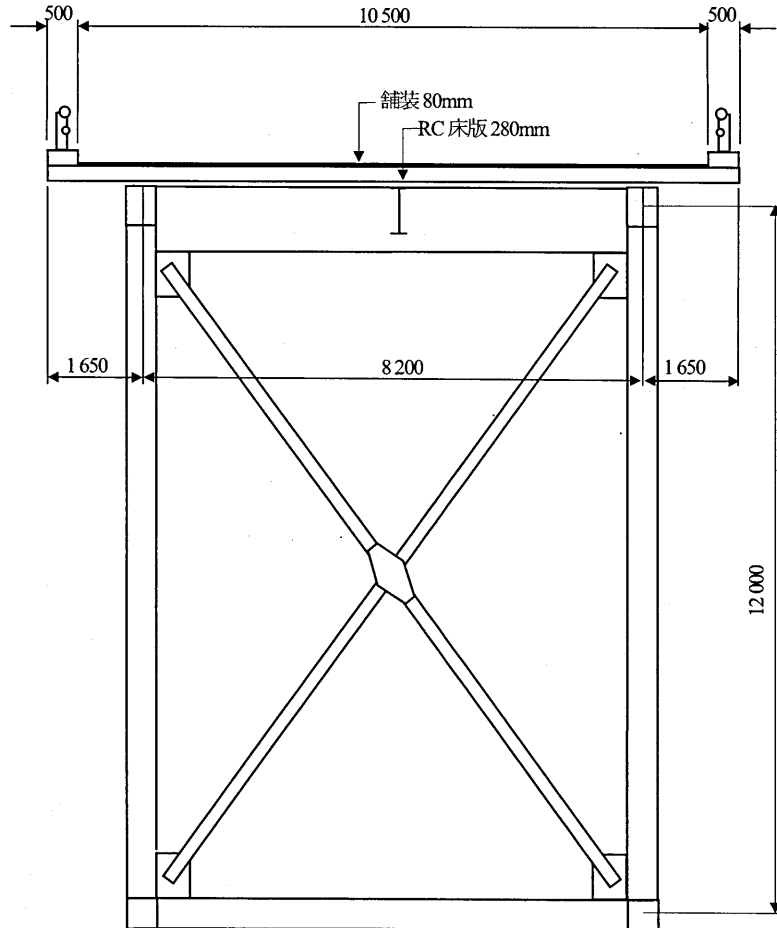


図-1.2.15 支間長 150m トラス橋の幅員条件および横断面形状

2) 設計方針

支間長 120m のトラス橋の場合とほぼ同じであるが、SBHS 鋼の許容応力度のみ異なり、降伏点に対する安全率を SM570 と同様に 1.76 として設定している。

3) 骨組み形状

図-1.2.16 に支間長 150m 単純上路トラス橋の骨組形状を示す。格間長は 12.5m で 12 格間とした。道路の上路トラスであり、上弦材は床版を直接支持するため、腹材に鉛直材を配置している。

設計結果は後に示すが、図中の太い破線で示される箇所には SM570、また太い実線で示される箇所には SBHS500 を適用した。なお、SBHS500 の適用ケースで実線と重なっていない破線の箇所は SM570 である。

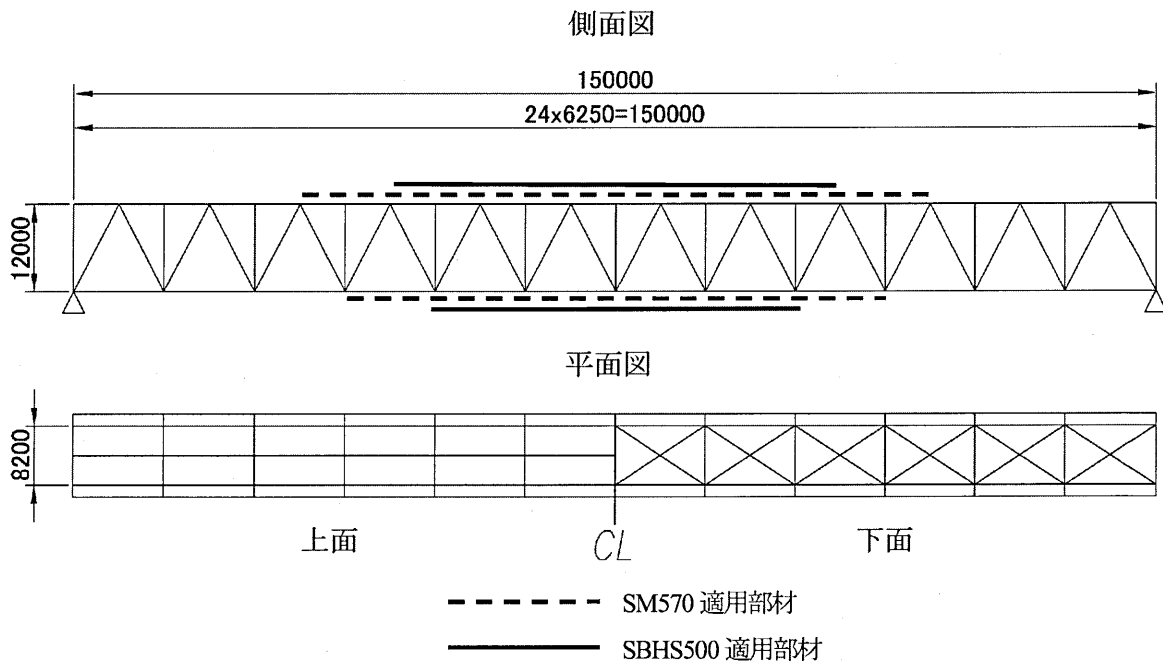


図-1.2.16 支間長 150m 単純トラス橋の骨組形状

4) 断面設計結果

SM570 あるいは SBHS500 を適用した上・下弦材の内、支間中央部材の設計結果を表-1.2.12 に示す。また、表には SM570 と SBHS500 を適用した場合の板厚と部材断面積を比較している。

降伏点が高い SBHS500 を使用すると、SM570 に対して部材断面積は 8~9%低減する結果が得られた。ただし、120m のトラス橋の場合と異なり、SHBS の許容応力度の設定において降伏点に対する安全率を SM570 と同じにしているため、前項の試設計例よりも部材断面積の低減はやや小さい値に留まった。

表-1.2.12 支間中央の上・下弦材の設計結果

部材	上弦材			下弦材		
My(kNm)	±284			0		
Nx(kN)	-27,119			26,931		
鋼種	SM570	BHS500	比	SM570	BHS500	比
Top Flg	760×36	760×34		660×36	660×35	
Web	660×48	660×44		660×42	660×36	
Bott. Flg	660×36	660×34		760×36	760×35	
A(mm ²)	114,480	106,360	0.92	106,560	97,220	0.91
Ly/Ry				45.2	45.2	
Lz/Rz				43.0	43.0	
σ n+ σ m	-250<255	-269<285		253<255	277<285	

5) 全体鋼材重量の比較

概略設計の結果から全体の鋼材重量を推定すると次のようになる。

SM570 使用の場合：総鋼重 1,000ton (内、SM570=297ton)

BHS500 使用の場合：総鋼重 974ton（内、BHS500=190ton, SM570=80ton）

したがって、SBHS 鋼を主に適用した場合は SM570 適用の場合に比べ、約 2.6%の鋼重低減であった。また、全体工事費では4%の低減が見積もられた。

1.2.4 全体まとめ

ここでは次の3例により SBHS 鋼の適用性の検討を行った。①SBHS 鋼を適用した連続合成2主桁橋の長支間化の検討、②従来型式4主桁橋と連続合成2主桁橋における SBHS 鋼適用効果の比較、③トラス橋への SBHS 鋼の適用である。

SBHS 鋼の適用により、連続合成2主桁橋の支間 100m 程度までの長支間化が可能になることが明らかになり、SM570 を適用する場合よりも 10～20%鋼重低減効果が得られた。

結果的には当然のことであるが、従来型式4主桁橋よりも高強度の厚板が必要となる2主桁橋の方が、SBHS 鋼適用による鋼重低減効果が大きいことが示された。

検討対象とした支間 120m, 150m のトラス橋では SBHS 鋼の適用効果は桁橋ほど大きくないが、単純トラス橋で3%程度の鋼重低減、5%程度の工事費低減が見積もられた。トラス橋の場合、有効座屈長が大きくなる問題はあるが、主構高さを適切に設定すれば部材の発生軸力を抑制することができるためと思われる。SBHS 鋼の適用効果がさらに明確になるトラス橋は、さらに大きい支間長の場合、または主構高さが制限される場合と思われる。

1.3 高性能鋼の設計ガイドライン (案)

1.3.1 部分係数設計法 (案)

部分安全係数法における照査式は次のように表される。

$$\gamma_i \frac{\sum \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b} \leq 1.0 \quad (1.3.1)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数、 γ_a : 構造解析係数、 γ_f : 作用 (荷重) 係数、 F_k : 作用 (荷重) の特性値、 $S(\dots)$: 作用から応答値を算出する関数、 f_k : 材料強度の特性値、 γ_m : 材料係数、 γ_b : 部材係数、 $R(\dots)$: 材料強度から限界値を算出する関数である。

限界値を算出する際の関数 $R(\dots)$ 、部材係数 γ_b は鋼材の種類によらないことから、SBHS 鋼への適用としては鋼材強度の特性値 f_k 、材料係数 γ_m の値を定めればよい。以下に設定案を示す。

(1) 鋼材の設計用値

1) 鋼材の特性値

$$f_k = f_m - k\sigma = \sigma_Y \quad (1.3.2)$$

ここに、 f_k : 鋼材強度の特性値、 f_m : 鋼材強度の平均値、 σ : 鋼材強度の標準偏差、 k : 期待確率に関する係数 (正規分布で超過確率 95% であれば $k = 1.64$)

鋼材の場合は JIS で降伏点の下限値 σ_Y が規格として保証されているので、その値を特性値としてもよい。

2) 鋼材の設計強度

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (1.3.3)$$

ここに、 f_d : 鋼材強度の設計値、 γ_m : 材料係数

鋼材の材料係数は、「鋼・合成構造標準示方書 [設計編] 3.5 材料係数」の解説では、 f_k を降伏点の規格下限値とすることを前提にして、疲労強度を「鋼道路橋の疲労設計指針」に定められた疲労強度を用いる場合においては、終局、疲労、使用限界のいずれに対しても $\gamma_m = 1.0$ としてもよいと考えられると述べられている。一方、東京港臨海大橋で SBHS 鋼を適用する場合の設計では土木学会鋼構造物設計指針 (平成 9 年版) を基に $1/\gamma_m = 0.92$ としている。そこで、暫定的に $\gamma_m = 1.0 \sim 1.09 (=1/0.92)$ とすることも考えられる。

ただし、鋼・合成構造標準示方書の解説によると、引張破断に対する終局限界照査では引張強度に対して 2.2 の安全率を確保することを意図して、鋼材の引張強度の規格下限値を特性値として用いた場合は材料係数を $\gamma_m = 1.25$ を採用すると述べている。しかし、本ガイドラインでは曲げ部材の引張フランジのように降伏点から引張強度に至るまでに、ウェブや圧縮フランジへの荷重再配分が期待できる場合は $\gamma_m = 1.0 \sim 1.05$ として問題ないと考えている。例えば、Yakel, A.J. ら (2002) の研究では HPS-70W を使用した桁の曲げ試験の結果、降伏モーメント以上の耐力があり、50ksi 鋼のための設計式がそのまま適用できると述べられている。一方、純引張部材でも構造物全体で冗長性がある場合は荷重再配分が期待できると思われるが、材料係数を含めて他の部分安全係数の設定方法は今後の課題である。

1.3.2 許容応力度法—SBHS 鋼の許容応力度（案）

(1) 鋼材の許容応力度

1) 構造用鋼材の許容応力度

① 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度

SBHS 鋼の許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度を従来鋼と比較して表-1.3.1 に示す。ただし、従来鋼は板厚による降伏点低下は考慮せず、降伏点一定として示している。

表-1.3.1 許容引張応力度

	SM400 SMA400	SM490Y SM520 SMA490	SM570 SMA570	SBHS500	HT690	HT780	SBHS700
基準降伏点 σ_Y	235	355	450	500	590	690	700
保証引張強さ σ_B	400	490 520	570	570	690	780	780
降伏比 σ_Y/σ_B	0.588	0.724 0.683	0.790	0.877	0.855	0.885	0.897
σ_{d0}	140	210	255	295	315	350	410
σ_Y/σ_{d0}	1.68	1.69	1.76	1.69	1.87	1.97	1.71
σ_B/σ_{d0}	2.86	2.33 2.48	2.24	1.93	2.19	2.23	1.90

【解説】

SM570 を初めとする高強度鋼が基準化されたときには、他の鋼材に比べ降伏比が高いこと考慮して降伏点に対する安全率はやや高めに取られた。また、現在は製鋼の不純物に対する清浄性が非常に進歩しているが、SM570 鋼の基準化当時は信頼性が確立していなかったことも安全率を大きめに取った理由と思われる。

SBHS 鋼の降伏比が従来鋼よりも高いが、強度およびじん性に対する信頼性は高いことと、主桁に代表される鋼上部工のように終局限界状態が全断面塑性化することのない部材を前提にした場合、安全率は従来鋼と同じ 1.7 とする提案をしている。

②許容軸方向圧縮応力度

表-1.3.2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

SM570-H	SBHS500	SBHS700
$\sigma_a = 255 \quad ; L/r \leq 18$ $= 255 - 2.1 \left(\frac{L}{r} - 18 \right)$ $\quad ; 18 < L/r \leq 67$ $= \frac{1,200,000}{3,500 + \left(\frac{L}{r} \right)^2} ; 67 < L/r$	$\sigma_a = 295 \quad ; L/r \leq 13$ $= 295 - 2.5 \left(\frac{L}{r} - 13 \right)$ $\quad ; 13 < L/r \leq 63$ $= \frac{1,200,000}{3,100 + \left(\frac{L}{r} \right)^2} ; 63 < L/r$	$\sigma_a = 410 \quad ; L/r \leq 11$ $= 410 - 4.2 \left(\frac{L}{r} - 11 \right)$ $\quad ; 11 < L/r \leq 53$ $= \frac{1,200,000}{2,300 + \left(\frac{L}{r} \right)^2} ; 53 < L/r$

【解説】

軸方向圧縮力を受ける柱の局部座屈を考慮しない耐荷力曲線は降伏点により無次元化した式 (1.3.4) で表され、安全率を1.7とすると許容応力度式は (1.3.5) で表される。

・無次元耐荷力式

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} = 1.0 \quad (\bar{\lambda} \leq 0.2)$$

$$= 1.109 - 0.545 \bar{\lambda} \quad (0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0)$$

$$= 1.0 / (0.773 + \bar{\lambda}^2) \quad (1.0 < \bar{\lambda})$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{\ell}{r} \quad (1.3.4)$$

・許容応力度式

$$\sigma_a = \sigma_{a0} \quad (\ell/r \leq (\ell/r)_0)$$

$$= \sigma_{a0} - \frac{\sigma_Y}{1.7} \cdot \frac{0.545}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \left\{ \frac{\ell}{r} - \left(\frac{\ell}{r} \right)_0 \right\} \quad ((\ell/r)_0 < \ell/r \leq (\ell/r)_{CR}) \quad (1.3.5)$$

$$= \frac{\pi^2 E / 1.7}{0.773 \pi^2 E / \sigma_Y + \left(\frac{\ell}{r} \right)^2} \quad ((\ell/r)_{CR} < \ell/r)$$

ここで、 σ_{a0} は許容応力度の上限値 (=許容引張応力度 σ_{ta})、許容応力上限となる細長比は

$$\left(\frac{\ell}{r} \right)_0 = 0.2 \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} . \text{ なお, SM570 の場合は安全率が 1.76 に低減された } \sigma_{a0} \text{ が上限になるため,}$$

$$\left(\frac{\ell}{r} \right)_0 = \frac{\pi}{0.545} \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \left(1.109 - \frac{1.7 \sigma_{a0}}{\sigma_Y} \right) .$$

$\bar{\lambda} = 1.0$ となる細長比は、

$$\left(\frac{\ell}{r} \right)_{CR} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} .$$

なお、表-1.3.2 の式の係数は計算しやすいように丸めてあり、式の連続性を考慮して調整してある。

各種鋼材の許容軸方向圧縮応力度を式 (1.3.4) により求めて、図示したものが図-1.3.1 である。

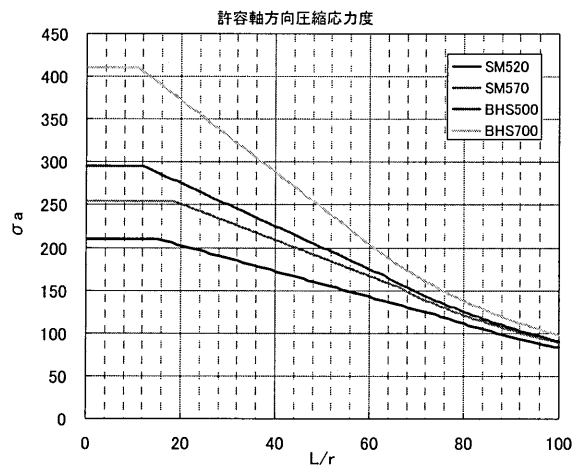


図-1.3.1 許容軸方向圧縮応力度

③許容曲げ圧縮応力度

表-1.3.3 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

	SM570-H	SBHS500	SBHS700
$A_w/A_c \leq 2$	255 ; $\ell/b \leq 5.0$ 255 - 6.6($\ell/b - 5.0$) ; $5.0 < \ell/b \leq 25$	295 ; $\ell/b \leq 3.1$ 295 - 7.7($\ell/b - 3.1$) ; $3.1 < \ell/b \leq 22$	410 ; $\ell/b \leq 2.7$ 410 - 12.8($\ell/b - 2.7$) ; $2.7 < \ell/b \leq 19$
$A_w/A_c > 2$	255 ; $\ell/b \leq 10/K$ 255 - 3.3($K \cdot \ell/b - 10$) ; $10/K < \ell/b \leq 25$	295 ; $\ell/b \leq 6.3/K$ 295 - 3.9($K \cdot \ell/b - 6.3$) ; $6.3/K < \ell/b \leq 22$	410 ; $\ell/b \leq 5.3/K$ 410 - 6.4($K \cdot \ell/b - 5.3$) ; $5.3/K < \ell/b \leq 19$

【解説】

曲げモーメントを受ける梁の横倒れ座屈に関する耐荷力曲線は降伏点により無次元化した式 (1.3.6) で表され、安全率を1.7とすると許容応力度式は式 (1.3.7) で表される。

・無次元耐荷力式

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} = 1.0 \quad (\alpha \leq 0.2) \tag{1.3.6}$$

$$= 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) \quad (0.2 < \alpha \leq \sqrt{2})$$

ここに、 $\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \frac{\ell}{b}$

$K = 2 \quad (A_w/A_c \leq 2)$

$= \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} \quad (A_w/A_c > 2)$

なお、横倒れ座屈のパラメータ $\alpha = \sqrt{2}$ は弾性 (オイラー) 座屈強度が降伏点の1/2に低減する点で、極端に強度を低減させないための目安として $\alpha \leq \sqrt{2}$ に制限している。

・許容応力度式

$$\sigma_{ba} = \sigma_{a0} \quad ; \ell/b \leq (\ell/b)_0 \tag{1.3.7}$$

$$= \sigma_{a0} - 0.412 \frac{\sigma_Y}{1.7} \frac{2K}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \left(\frac{\ell}{b} - \left(\frac{\ell}{b} \right)_0 \right) \quad ; (\ell/b)_0 < \ell/b \leq (\ell/b)_{lim}$$

ここで、許容応力上限となる細長比は $\alpha = 0.2$

から $\left(\frac{\ell}{b} \right)_{lim} = \frac{\pi}{10K} \sqrt{\frac{2E}{\sigma_Y}}$ 、SM570の場合は柱

で説明したのと同様に

$$\left(\frac{\ell}{b} \right)_0 = \frac{\pi}{2K} \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \left(2.627 - 4.126 \frac{\sigma_{a0}}{\sigma_Y} \right),$$

$\alpha = \sqrt{2}$ となる細長比は、 $\left(\frac{\ell}{b} \right)_{lim} = \frac{\pi}{2K} \sqrt{\frac{2E}{\sigma_Y}}$

から求められる。

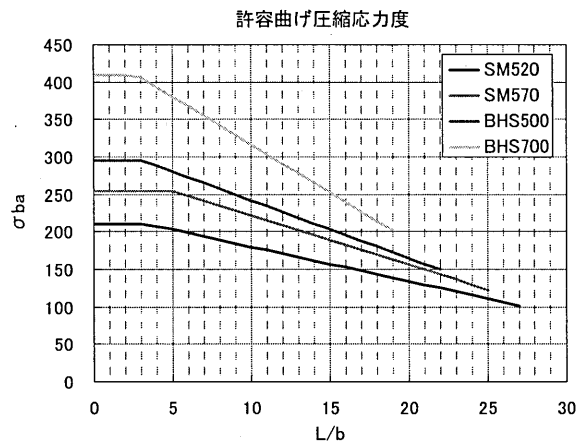


図-1.3.2 許容曲げ圧縮応力度

④許容せん断応力度及び許容支圧応力度

表-1.3.4 許容せん断応力度および支圧応力度 (N/mm²)

	SM570-H	BHS500	BHS700
許容せん断応力度	145	170	235
許容支圧応力度 (平面接触の場合)	380	440	615

【解説】

許容せん断応力度は許容引張応力度の $1/\sqrt{3}$ ，平面接触における許容支圧応力度は許容引張応力度 50% 増しである。

(2) 部材の設計

1) 圧縮応力を受ける両縁支持板

①両縁支持板の最小板厚

表-1.3.5 圧縮応力を受ける両縁支持板の最小板厚

	SM570-H	BHS500	BHS700
最小板厚	$\frac{b}{40f}$	$\frac{b}{38f}$	$\frac{b}{32f}$

f : 応力勾配による係数

※鋼桁の腹板には適用しない。

②両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

表-1.3.6 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

SM570-H	BHS500	BHS700
255 ; $\frac{b}{28.7f} \leq t$	295 ; $\frac{b}{26.7f} \leq t$	410 ; $\frac{b}{22.6f} \leq t$
$210,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$	$210,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$	$210,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$
; $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{28.7f}$; $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{26.7f}$; $\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{22.6f}$

【解説】

①両縁支持板の最小板厚は，幅厚比パラメータ $R=1.0$ （弾性座屈理論において，座屈強度が降伏点に一致する幅厚比パラメータの値）で求められる。

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{tf} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} = 1.0 \quad (1.3.8)$$

ここで，周辺単純支持板の座屈係数を $k=4.0$ とすると，最小板厚は次のようになる。

$$t_{lim} = \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2}} \left(\frac{b}{f}\right) = \frac{\sqrt{\sigma_y}}{850} \left(\frac{b}{f}\right) \quad (1.3.9)$$

②両縁支持板の無次元の耐荷力曲線は次式である。

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ &= 0.5/R^2 & (0.7 < R)\end{aligned}\tag{1.3.10}$$

したがって、許容応力度式は次の式であり、

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \sigma_{a0} & ; b/t \leq (b/t)_0 \\ &= \sigma_Y \frac{0.5}{1.7} \left(\frac{tf}{b}\right)^2 \frac{E}{\sigma_Y} \frac{4\pi^2}{12(1-0.3^2)} \approx 210,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 & ; (b/t)_0 < b/t \leq 80\end{aligned}\tag{1.3.11}$$

許容応力度が上限値に一致するときの幅厚比は次のようになる。

$$\left(\frac{b}{tf}\right)_0 = \sqrt{\frac{210,000}{\sigma_{a0}}}\tag{1.3.12}$$

2) 圧縮応力を受ける自由突出板

表-1.3.7 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

SM570-H	SBHS500	SBHS700
255 ; $\frac{b}{9.5} \leq t$	295 ; $\frac{b}{8.8} \leq t$	410 ; $\frac{b}{7.5} \leq t$
$23,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$23,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$	$23,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2$
$;\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{9.5}$	$;\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{8.8}$	$;\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{7.5}$

【解説】

自由突出板の無次元の耐荷力曲線は、両縁支持板と同じく次式である。

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} &= 1.0 & (R \leq 0.7) \\ &= 0.5/R^2 & (0.7 < R)\end{aligned}\tag{1.3.13}$$

許容応力度式は、自由突出板の座屈係数が $k = 0.43$ であることを考慮して、次式のように求められる。

$$\begin{aligned}\sigma_a &= \sigma_{a0} & ; b/t \leq (b/t)_0 \\ &= \sigma_Y \frac{0.5}{1.7} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \frac{E}{\sigma_Y} \frac{0.43\pi^2}{12(1-0.3^2)} \approx 23,000 \left(\frac{t}{b}\right)^2 & ; (b/t)_0 < b/t \leq 16\end{aligned}\tag{1.3.14}$$

許容応力度が上限値に一致するときの幅厚比は次のようになる。

$$\left(\frac{b}{t}\right)_0 = \sqrt{\frac{23,000}{\sigma_{a0}}}\tag{1.3.15}$$

3) 圧縮応力を受ける補剛板

①補剛板の最小板厚

表-1.3.8 圧縮応力を受ける補剛板の最小板厚

	SM570	BHS500	BHS700
最小板厚	$\frac{b}{40fn}$	$\frac{b}{38fn}$	$\frac{b}{32fn}$

②補剛板の局部座屈に対する許容応力度

表-1.3.9 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

SM570-H	BHS500	BHS700
255 ; $b/tfn \leq 22$	295 ; $b/tfn \leq 19$	410 ; $b/tfn \leq 16$
$255 - 6.9 \left(\frac{b}{tfn} - 22 \right)$; $22 < b/tfn \leq 40$	$295 - 7.8 \left(\frac{b}{tfn} - 19 \right)$; $19 < b/tfn \leq 38$	$410 - 12.7 \left(\frac{b}{tfn} - 16 \right)$; $16 < b/tfn \leq 32$
$210,000 \left(\frac{tfn}{b} \right)^2$; $40 < b/tfn \leq 80$	$210,000 \left(\frac{tfn}{b} \right)^2$; $38 < b/tfn \leq 80$	$210,000 \left(\frac{tfn}{b} \right)^2$; $32 < b/tfn \leq 80$

③縦補剛材剛度を算出する際の t_0

表-1.3.10 縦補剛材剛度を算出する際の t_0

	SM570	BHS500	BHS700
t_0	$\frac{b}{22 fn}$	$\frac{b}{19 fn}$	$\frac{b}{16 fn}$

【解説】

①補剛板の縦リブ間パネルの最小板厚は、両縁支持板と同様に幅厚比パラメータ $R_R = 1.0$ として求められる。ただし、補剛板の座屈係数は $k = 4n^2$ である。

$$R_R = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b}{tfn} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2}} = 1.0 \quad (1.3.16)$$

$$t_{lim} = \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2}} \left(\frac{b}{fn} \right) = \frac{\sqrt{\sigma_Y}}{850} \left(\frac{b}{fn} \right) \quad (1.3.17)$$

②無補剛板の無次元の耐荷力曲線は次式である。

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_Y} &= 1.0 & (R_R \leq 0.5) \\ &= 1.5 - R_R & (0.5 < R_R \leq 1.0) \\ &= \frac{0.5}{R_R^2} & (1.0 < R_R) \end{aligned} \quad (1.3.18)$$

許容応力度式は次式で表される。

$$\begin{aligned} \sigma_a &= \sigma_{a0} & \frac{b}{tfn} \leq \left(\frac{b}{tfn} \right)_0 \\ &= \sigma_{a0} - \frac{0.5\sigma_{a0}}{\left(\frac{b}{tfn} \right)_0} \left\{ \frac{b}{tfn} - \left(\frac{b}{tfn} \right)_0 \right\} & \left(\frac{b}{tfn} \right)_0 < \frac{b}{tfn} \leq \left(\frac{b}{tfn} \right)_{CR} \\ &= 0.5\sigma_{a0} \frac{E}{\sigma_Y} \frac{4\pi^2}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{tfn}{b} \right)^2 & \left(\frac{b}{tfn} \right)_{CR} < \frac{b}{tfn} \leq \left(\frac{b}{tfn} \right)_{lim} \end{aligned} \quad (1.3.19)$$

ここで、 $\left(\frac{b}{tfn} \right)_0$ は $R_R = 0.5$ となるときの幅厚比であり、次の式で表される。

$$\left(\frac{b}{tfn}\right)_0 = 0.5 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y} \frac{4\pi^2}{12(1-\mu^2)}} \quad (1.3.20)$$

ただし、SM570 の場合は降伏点に対する σ_{a0} の安全率が異なるから、

$$R_R = 1.5 - \frac{1.7\sigma_{a0}}{\sigma_Y} = 1.5 - \frac{1.7 \times 255}{450} = 0.537$$

として求められる。

③縦補剛材の剛度は、補剛版の座屈強度は降伏点に達する $R_R = 0.5$ を境に変化させている。つまり、縦補剛材剛度を算出する際の t_0 は上記の $(b/tfn)_0$ と同じものである。

4) 孔あき板

孔あき板の最小板厚および内側溶接線から孔までの最大幅は、表-1.3.11 に示す値とする。

表-1.3.11 孔あき板

鋼種	最小板厚(mm)	内側溶接線から孔までの最大幅(mm)
SM570	$\frac{t}{35}$	$10t$
SBHS500	$\frac{t}{35}$	$9t$
SBHS700	$\frac{t}{30}$	$8t$

【解説】

孔あき板の最小板厚は、次式で表される AASHTO (1969) の規定を参考にして決めている [1973, 日本道路協会].

$$\frac{t}{d} = \frac{\sqrt{f_a}}{6,000} = \frac{\sqrt{145.04 f_a'}}{6,000} \quad (1.3.21)$$

ここに、 f_a : 孔あき板に作用する圧縮応力 (psi), f_a' : 孔あき板に作用する圧縮応力 (N/mm^2) である。そこで、作用圧縮応力 f_a' に対して許容応力度の上限値の 70% の応力を仮定して、最小板厚を設定する。

孔の縁と内側溶接線までの間隔は自由突出板の座屈を考慮して、最大幅を設定する。

(3) 鋼けたの設計

1) 腹板の板厚

SBHS500 または SBHS700 を使用するときの腹板の最小板厚は表-1.3.12 のとする。

表-1.3.12 腹板の最小板厚

	SM490Y	SM570	SBHS500	SBHS700
水平補剛材のないとき	b/123	b/110	b/104	b/88
水平補剛材を1段用いるとき	b/209	b/188	b/176	b/149
水平補剛材を2段用いるとき	b/294	b/262	b/248	b/209

ここに、 b ：上下フランジの純間隔

【解説】

道示によれば、腹板の板厚は降伏点に近い応力状態で座屈を防ぐ幅厚比であり、座屈パラメータが $R_{cr} = 0.90 - 0.10\phi$ (ϕ は腹板上下縁の応力比で、純曲げの応力状態では $\phi = -1$ となり $R_{cr} = 1.0$) であるときに、座屈安全率が所要値以上として求められている。実際には、腹板の座屈パラメータは曲げモーメントによる応力とせん断応力の組み合わせからなっており、種々の応力状態を計算してまとめられている。

ここでは、一般に幅厚比パラメータは $\sqrt{\sigma_Y/E}$ を含む式であるから、SBHS 鋼の最小板厚は道示に定められている SM490Y の最小板厚に $\sqrt{\sigma_Y}$ の比を乗じて求めた。

なお、水平補剛材がない場合に、せん断応力が作用しない純曲げ応力状態で最小板厚を求めてみると以下のようなになる。

$$\sigma \leq \frac{\sigma_{cr}}{v_B} \quad (1.3.22)$$

ここで、座屈応力 σ_{cr} は純曲げのときに座屈パラメータ $R_{cr} = 1.0$ であることを考慮すると、

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1.3.23)$$

作用応力は $\sigma = \sigma_{a0} = \sigma_Y/1.7$ 、座屈係数 $k_\sigma = 23.9$ 、 $v_B = 1.4$ とすると、

$$\frac{b}{t} \leq 5.122 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \quad (1.3.24)$$

となる。SBHS500 および SBHS700 の σ_Y を代入すると、それぞれ $b/t \leq 102, 87$ と計算される。

2) 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値

表-1.3.13 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値

	SM570	SBHS500	SBHS700
上下フランジ純間隔	50t	49t	41t

【解説】

純曲げ応力とせん断応力が作用する場合の座屈照査式は次式で表される。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 \leq \left(\frac{1}{v_B}\right)^2 \quad (1.3.25)$$

ここで、曲げ応力とせん断応力による座屈応力度は次式で表される。

$$\sigma_{cr} = k_\sigma \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2, \quad \tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1.3.26)$$

上記の照査式において作用応力は、

$$\sigma = 0.45\sigma_{a0} = 0.45 \times \frac{\sigma_Y}{1.7}, \quad \tau = \tau_{a0} = \frac{\tau_Y}{1.7} = \frac{\sigma_Y}{1.7\sqrt{3}}$$

として、座屈係数は次の値とする。

純曲げ応力が作用する場合 $k_\sigma = 23.9$

垂直補剛材がなくアスペクト比が無限大となる場合 $k_\tau = 5.34$

さらに、座屈安全率は純せん断を受ける場合の $v_B = 1.25$ を採用すると、垂直補剛材を省略しうる腹板の幅厚比は次式となる。

$$\frac{b}{t} \leq 2.461 \sqrt{\frac{E}{\sigma_Y}} \quad (1.3.27)$$

(4) 鋼管構造

1) 許容応力度

①鋼管の許容軸方向引張応力度、許容曲げ引張応力度、許容軸方向圧縮応力度は表-1.3.1、表-1.3.2 と同じとする。許容曲げ圧縮応力度は表-1.3.3 の上限値とする。

【解説】

鋼管の場合、横倒れ座屈は生じないため許容曲げ圧縮応力度は上限値とすることができる。

②鋼管の局部座屈に対する許容圧縮応力度は表-1.3.14 に示す値とする。

表-1.3.14 鋼管の局部座屈に対する許容圧縮応力度

SM570-H		SBHS500		SBHS700	
255	$;\frac{R}{\alpha t} \leq 25$	295	$;\frac{R}{\alpha t} \leq 25$	410	$;\frac{R}{\alpha t} \leq 15$
$255 - 0.82 \left(\frac{R}{\alpha t} - 25 \right)$		$295 - 1.0 \left(\frac{R}{\alpha t} - 25 \right)$		$410 - 1.43 \left(\frac{R}{\alpha t} - 15 \right)$	
	$;\ 25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$		$;\ 25 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$		$;\ 15 < \frac{R}{\alpha t} \leq 200$

ここに、 R ：鋼管の半径（中心から外縁までの距離）(mm)、 t ：鋼管の板厚(mm)

$$\alpha = 1 + \frac{\phi}{10}$$

$$\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2 \quad (\sigma_1 : \text{曲げ圧縮応力 (符号は負)}, \sigma_2 : \text{曲げ引張応力})$$

【解説】

許容応力度が上限となる値は Plantema の式に基づいており [1973, 日本道路協会], Plantema の式は次のように表されている [1976, SSRC].

$$\alpha = \frac{E}{\sigma_Y} \frac{t}{D} = \frac{1}{2} \left(\frac{E}{\sigma_Y} \right) \left(\frac{t}{R} \right) \leq 8, \quad \therefore \left(\frac{R}{t} \right)_0 \leq \frac{1}{16} \frac{E}{\sigma_Y} \quad (1.3.28)$$

上式による値を5単位に切り捨てて、SBHS500の場合は $(R/t)_0 = 25$ 、SBHS700の場合は $(R/t)_0 = 15$ とした。道示 [1973, 日本道路協会] によれば、座屈安全率は R/t が小さい範囲では1.7、 $R/t = 200$ 付近では2.6~3.0としている。そこで、SBHS鋼の場合は $R/t = 200$ で座屈安全率を約3として、 $(R/t)_0$ と $R/t = 200$ の間を直線で結んだ。なお、基準の座屈応力は Donnel により、次の式で与えられる [1973, 日本道路協会].

$$\sigma_{cr} = \sigma_Y \left(N - \sqrt{N^2 - \frac{\sigma_{cl}}{\sigma_Y}} \right) \quad (1.3.29)$$

ここに、

$N = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\sigma_{cl}}{\sigma_Y} + \frac{UE}{2\sigma_Y} \right)$, 古典座屈応力度 $\sigma_{cl} = \frac{E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \frac{t}{R}$ である。ここで、管壁の凹凸係数（不完全

係数) を $U=0.001$ として、Donnel の座屈応力度と許容応力度を図示すると、右図のようになる。

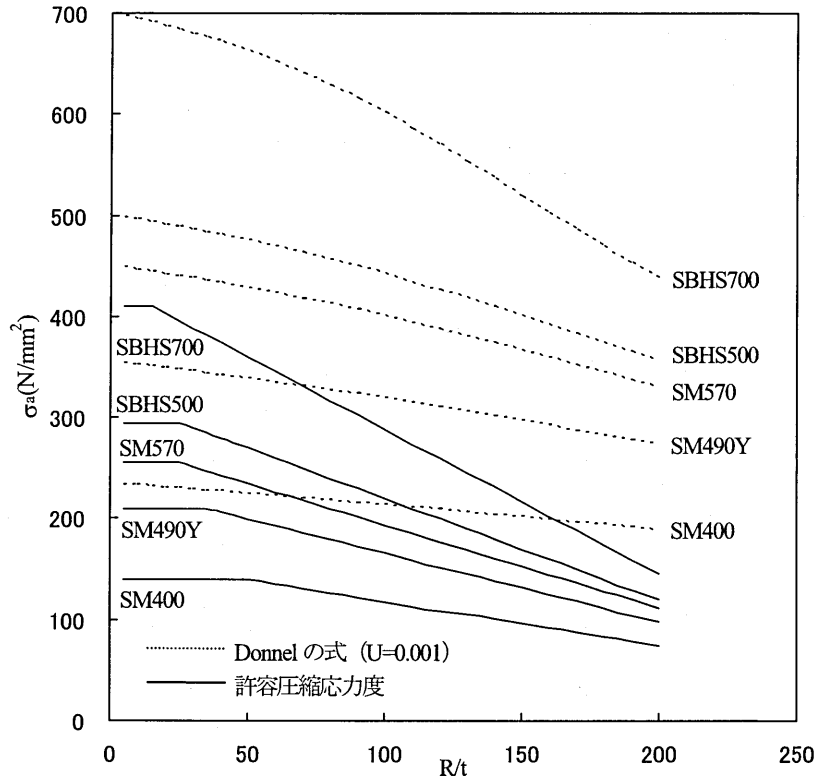


図-1.3.3 鋼管の局部座屈に対する許容圧縮応力度

③鋼管の許容せん断応力度は表-1.3.15 とする。

表-1.3.15 鋼管の許容せん断応力度

SM570-H	SBHS500	SBHS700
$145 - 0.0096 \left(\frac{R}{t} \right)^2 ; \frac{R}{t} \leq 70$	$170 - 0.015 \left(\frac{R}{t} \right)^2 ; \frac{R}{t} \leq 60$	$235 - 0.038 \left(\frac{R}{t} \right)^2 ; \frac{R}{t} \leq 45$
$7,500 / \left(\frac{R}{t} \right)^{9.0}$	$7,500 / \left(\frac{R}{t} \right)^{9.0}$	$7,500 / \left(\frac{R}{t} \right)^{9.0}$
$; 70 < \frac{R}{t} \leq 200$	$; 60 < \frac{R}{t} \leq 200$	$; 45 < \frac{R}{t} \leq 200$

【解説】

ねじりによる弾性せん断座屈応力度は次式で与えられる（日本道路協会，2002）。

$$\tau_{cr} = 0.733E \left(\frac{t}{R} \right)^{\frac{5}{4}} \left(\frac{R}{\ell} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (1.3.30)$$

環補剛材の最大間隔として外径の3倍(=6R), 座屈安全率を3として, 許容応力度の基本式は次のように近似される.

$$\tau_a = \frac{7,500}{R/t} - 9.0 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (1.3.31)$$

許容応力が上限値の2/3より小さい範囲は上式で与え, 上限値の τ_{a0} と $2/3 \cdot \tau_{a0}$ の間は次の補間式で与えている(a は補間によって決まる係数である).

$$\tau_a = \tau_{a0} - a \left(\frac{R}{t} \right)^2 \quad (1.3.32)$$

許容応力度の基本式と各鋼種の許容せん断応力度を図示すると, 図-1.3.4のようになる.

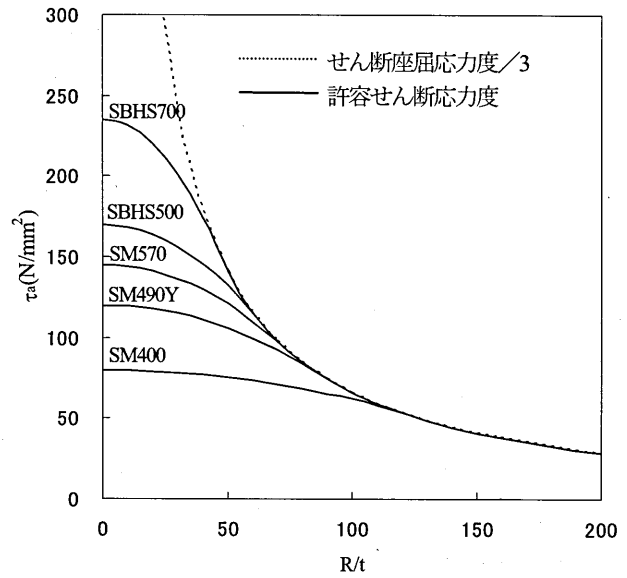


図-1.3.4 鋼管の許容せん断応力度

1.4 新しい高性能鋼の設計法と設計事例

1.2 では長支間の鈹桁橋およびトラス橋の試設計により SBHS 鋼の高強度を活用した効果を検討した。ここでは、SBHS 鋼を活用するための限界状態設計法の適用、あるいはその他の合理化構造を紹介する。また、高強度鋼を適用した部材の現場継手に関わる課題についても説明する。

限界状態設計法の適用事例としては、SBHS 鋼を本格的に適用した東京港臨海大橋の設計例、許容応力度設計と LRFD を比較した日米の鈹桁の試設計を示す。

その他の合理化構造としては、フランジに高強度鋼、ウェブに低強度鋼を適用し、ウェブの先行降伏を許容するハイブリッド桁の検討事例、SBHS 鋼の高強度とを冷間曲げ加工性を活用した鉄道橋の鋼柱の設計事例を示す。

現場継手に関わる課題としては、超高力ボルトの適用および溶接との併用継手の検討事例を示す。

1.4.1 東京港臨海大橋の設計例

(1) 構造概要と LRFD の適用

実際の工事で SBHS500 を使用し、LRFD (荷重抵抗係数設計法) を適用した事例として、東京港臨海大橋の設計を紹介する [2008, 森永ら]。東京港臨海大橋は図-1.4.1 に示すような橋長 760m (中央径間は 440m, 側径間 160m) の 3 径間連続トラス・ボックス複合構造橋である。トラス・ボックス複合とは、鋼床版箱桁 (1 箱桁 3 セル構造) をトラスと合成して補剛したもので、橋梁中央の 120m の区間は鋼床版箱桁のみとなっている。

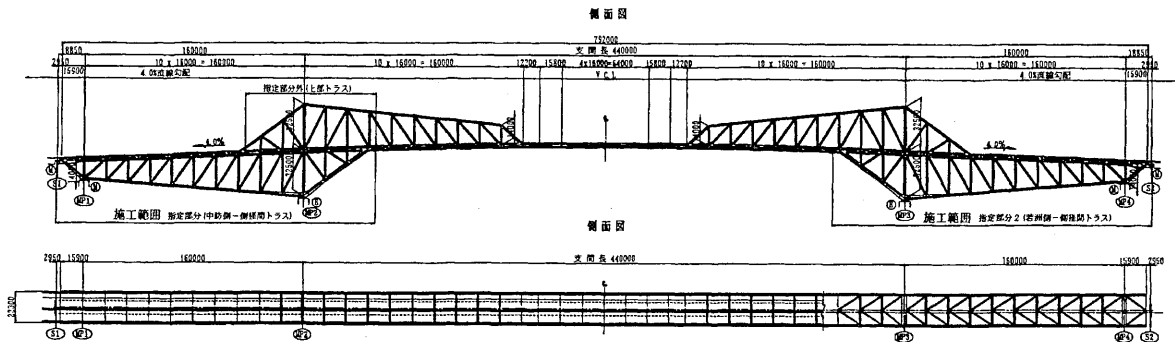


図-1.4.1 東京港臨海大橋 (仮称) 上部工一般図

この橋梁で LRFD (荷重抵抗係数設計法) を適用した理由は、活荷重に比べて死荷重の比率が大きいトラス形式の長大橋において合理性があること、最大支間長が 440m あり、道路橋示方書の適用範囲 (支間長 200m 以下) を超える規模であることと述べられている。さらに、降伏点が高い SBHS 鋼を使用する場合に、降伏点を基準とする LRFD の設計法の適用により鋼重低減が図られるため有利であると述べられている。

(2) LRFD の概要

LRFD は限界状態設計法の 1 つで、強度限界状態 (終局限界状態)、使用限界状態、疲労限界状態の 3 つの限界状態に対して、いくつかの部分安全係数を用いて安全照査をしている。本橋で適用された LRFD の安全照査式は次式のようにになっている。

$$\gamma_4 \cdot \Sigma \gamma_3 \cdot S_i(F_i) \leq \gamma_2 \cdot R(\gamma_1 \cdot f) \quad (1.4.1)$$

ここに、 f : 材料強度の特性値、 γ_1 : 材料係数、 $R(\bullet)$: 断面耐力を求める関数、 γ_2 : 部材係数、 F_i : 荷重の特性値、 $S_i(\bullet)$: 作用断面力を求める関数、 γ_3 : 荷重係数、 γ_4 : 構造物係数である。よく言われることであるが、許容応力度設計法は全ての荷重作用に対して一律の安全率となるが、部分安全係数設計法は固定荷

重である死荷重と変動荷重である活荷重に対して、異なる安全係数を設定できるので合理的であり、経済設計につながる。また、設計者が安全性の中身を理解することができ、データの蓄積などによる安全率の再検討が容易になる。

なお、東京港臨海大橋では主構トラス部材に LRFD を適用したが、鋼床版部に対しては活荷重の割合が特に大きく疲労耐久性の評価が困難であることから、LRFD による設計は実施されなかった。

(3)安全係数の設定

安全係数は土木学会の指針や道路協会の報告などを参考にし、常時については独自の荷重係数を設定している（下の表-1.4.1）。

表-1.4.1 部分安全係数の設定例

		荷重係数 γ_s						抵抗係数 γ_r		構造物係数 γ_4
		死荷重 D	活荷重 L	温度 変化T	風荷重 W	地震の 影響EQ	その他特 殊荷重	材料 係数	部材 係数	
1	常時 D+L	1.05	1.70	—	—	—	1.00	0.92	0.957	1.00
2	温度変化時 D+L+T	1.00	0.90	1.00	—	—	1.00	0.92	0.957	1.00
3	風荷重時 D+W	1.00	—	—	1.00	—	1.00	0.92	0.957	1.00
4	地震時 D+EQ	1.00	—	—	—	1.00	1.00	0.92	0.957	1.00
5	衝突時 D+L+Co	1.00	0.90				1.00	0.92	0.957	1.00

(4)SBHS500 の材料係数と許容応力度

土木学会鋼構造物設計指針（平成9年版）では材料強度に関する安全係数を0.92と設定している。また、平成14年度の橋梁用鋼材の出荷データでは、降伏点は規格下限値を下回るものではなく、板厚公差も-5%以内に収まっていた。そこで、SBHS500の材料係数は従来鋼材と同じ0.92（逆数で1.09）に設定されている。

許容応力度設計を適用する場合のSBHS500の許容応力度上限値は、従来鋼材と同様に降伏点に対して1.7の安全率を取って295N/mm²としている。

(5)LRFDとSBHS500の適用効果

トラス主構部分について許容応力度設計とLRFDを比較すると、LRFDの適用により約13%のコスト縮減になったとされている。

上部工全体の鋼重は約20,000tあり、その内SBHS500の適用は約10,000tになっている。SBHS500の適用により、約1割のコストダウンになったとされている。

1.4.2 許容応力度設計と荷重抵抗係数設計法 (LRFD) による日米の試設計比較

(1) 検討目的と LRFD の概要

SBHS 鋼の適用にあたり、我国の許容応力度設計法に基づく道路橋示方書に従って設計された日本の橋と、AASHTO の LRFD に従って設計された米国の橋を比較することで、日米の違いを明らかにする。また、LRFD の安全係数を用いて日本の橋を設計した場合に許容応力度設計とどの程度違うのかを示す。

因みに米国の AASHTO の Load and Resistant Factor Design Specification(LRFD)は、次のことを意識して開発されたものであり、最新の研究成果に基づく設計法としても知られている。

- To develop a technically state-of-art specification which would put U.S. practice at or near the leading edge of bridge design
- To make the specification as comprehensive as possible and include new developments in structural forms, methods of analysis and models of resistance
- To encourage multi-disciplinary approach to bridge design
- Place increasing importance and ductility of structures

初版は1990年に制定されたが、その後、幾多の改訂が重ねられている。設計法的には許容応力度設計法(AFD)、荷重係数設計法(LFD)に代わって、各橋構造における安全性レベルの統一（均一）のためのキャリブレーションが行われ、その結果、信頼性指標(β)は3.5に統一的に設定されている。この LRFD の設計の目指すところは、安全性、供用性、施工性、経済性、景観性の5つであり、限界状態として次の4つの状態が設定されている。

- ①Service limit states, ②Fatigue and fracture limit states, ③Strength limit states, ④Extreme limit states

(2) 設計条件と設計範囲

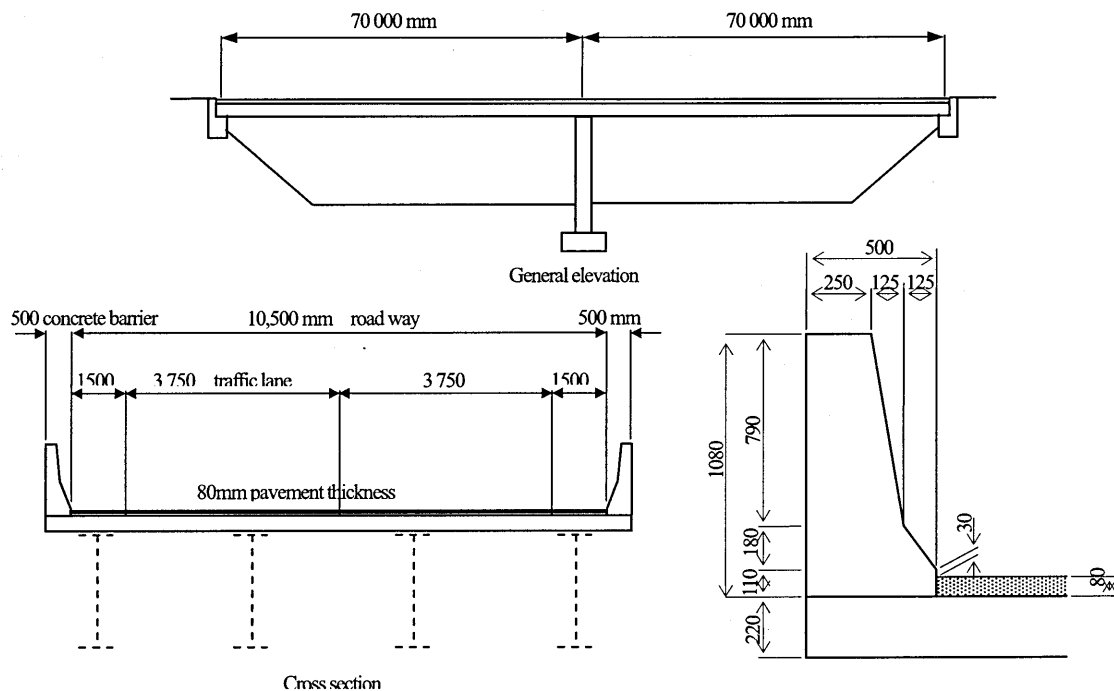


図-1.4.2 試設計対象の橋梁

試設計対象の橋梁の諸元は図-1.4.2 に示しており、基本設計条件は以下のとおりである。

- ①支間長：70m の 2 径間連続合成鈹桁
- ②総幅員：11.5m
- ③主桁配置：コンクリート床版形式により決定
- ④活荷重：それぞれ、日本・道示 (B 活荷重)、米国・LRFD (HL-93)
- ⑤疲労の影響：耐用年数=100 年、トラック日平均交通量=3000 台/車線
- ⑥使用鋼材：日本・道示=SMA490W, SBHS500W, SBHS700W
米国・LRFD=A709Grade345W, HPS485W
- ⑦輸送部材長：日米の規制によって決定。

設計の範囲は主桁のみとし、床版については標準断面を仮定する。また、対傾構についてはその設置間隔を設計するに留める。主桁断面の構成は日本の場合、輸送のブロック長を決めて部ごとに板厚を変化させた。米国の場合は、外桁と内桁の中間支点部と一般部の 2 箇所のみ設計し、断面変化による最適設計は行っていない。

表-1.4.2 と表-1.4.3 に、それぞれ日本と米国の使用鋼材の基準降伏点を示す。SBHS500W, SBHS700W 及び HPS485W が、いわゆる高性能鋼材である。

表-1.4.2 日本の使用鋼材の基準降伏点と許容応力度

	SMA490W	SBHS500W	SBHS700W
基準降伏点 σ_y	355	500	700
保証引張強さ σ_B	490	570	780
降伏比 σ_y/σ_B	0.724	0.877	0.897
σ_{la}	210	295	410
σ_y/σ_{la}	1.69	1.69	1.71
σ_B/σ_{la}	2.33	1.93	1.90

表-1.4.3 米国の使用鋼材の基準降伏点

	A709M Grade345W	HPS485W (HPS70W)
基準降伏点 σ_y	345	485
保証引張強さ σ_B	485	585-760
降伏比 σ_y/σ_B	0.711	0.829

ここで、AASHTO の LRFD の設計の基本条件の設定について、なじみがないと思われるので多少の補足を
する。

荷重, 衝撃

①ASHTO-LRFD の設計活荷重とその組み合わせ

トラック荷重 (325 KN)、タンデム(220 KN)及び車線荷重(9.3 N/mm)

②ASHTO-LRFD の衝撃係数

疲労の照査 15%

その他の限界状態 33%

疲労の影響

疲労照査用荷重 トラック荷重 1 台(325 KN) - 145 KN 軸距 9m

使用鋼材

- ①主桁 HPS485W($\sigma_y=485$ MPa)
- ②補剛材等 A709 Grade345W($\sigma_y=345$ MPa)
- ③摩擦接合用高力ボルト A325

床版コンクリート設計基準強度 41 Mpa

Ductility (η_D), Redundancy (η_R), Operational Importance (η_I) 係数

それぞれの係数は 1.0 と仮定. $\eta=1.0$

抵抗係数 Φ ...部材の強度に掛ける安全係数

- ①曲げ 1.0
- ②せん断 1.0
- ③スタッド 0.85
- ④ボルト (剪断) 0.8
- ⑤すみ肉溶接 (剪断) 0.8

荷重係数...荷重に掛ける安全係数

STRENGTH-I	1.25DC + 1.5DW + 1.75(LL+IM)
STRENGTH-IV	1.5DC + 1.5DW
FATIGUE	0.75(LL+IM)

ここで、DC：死荷重 (DC1 合成前死荷重+DC2 合成後死荷重)、DW：舗装のオーバーレイ、LL：活荷重、IM：衝撃の影響である。なお、LRFD の安全係数を用いて日本の橋を設計する場合は、STRENGTH-I の荷重係数を用い (舗装オーバーレイは考慮しない)、抵抗係数 Φ は 1.0 とした。

日本では SM570 の降伏点に対する安全率は他の鋼種に比べてやや大きくしているが、LRFD では抵抗係数は鋼種によらず同じ値を使用している。しかし、 $\sigma_y > 485$ MPa 以上の高強度鋼は塑性変形能力を期待するコンパクト断面に適用できないとされている。

(3) 試設計結果

1) 基本構造

表-1.4.4 に試設計結果の基本構造の比較、図-1.4.3 には桁配置図、図-1.4.4 と図-1.4.5 には対傾構 (あるいは横桁) 配置や輸送ブロック割の図を示している。橋梁形式として米国は RC 床版の 4 主桁橋、日本は合成床版 2 主桁橋を選択している。米国では日本のように合成床版 (あるいは PC 床版) の少数主桁橋は今のところ、余り無いようである。対傾構配置間隔は米国の設計では 17.5m で、日本の設計では 7m (基準では 6m) であり、米国では日本の標準よりもかなり大きく取れる。また、米国との道路事情の違いよると思われるが、米国の主桁ブロック長 (21~34m) は日本の標準 (12m) に比べかなり長い。

表-1.4.4 基本構造の比較

	日本 (道示)	米国 (LRFD)
床版	合成床版 (t=26cm)	RC床版 (t=22cm)
主桁本数	2本 (間隔6m)	4本 (間隔3m)
対傾構配置間隔	7m	17.5m
下横構	なし	(中間支点付近)
輸送部材長	7~12m	21~34m

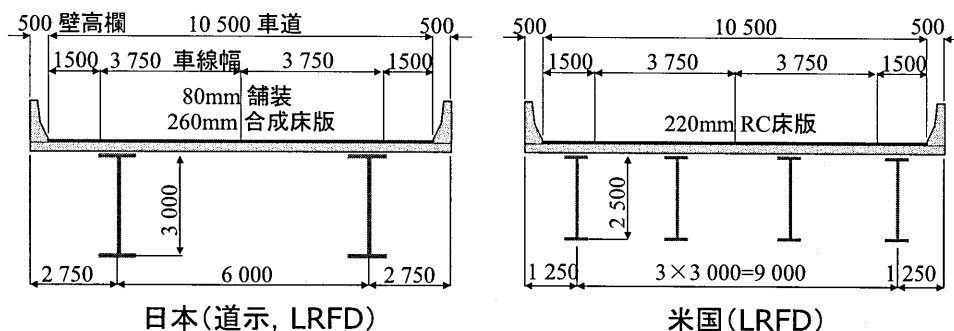
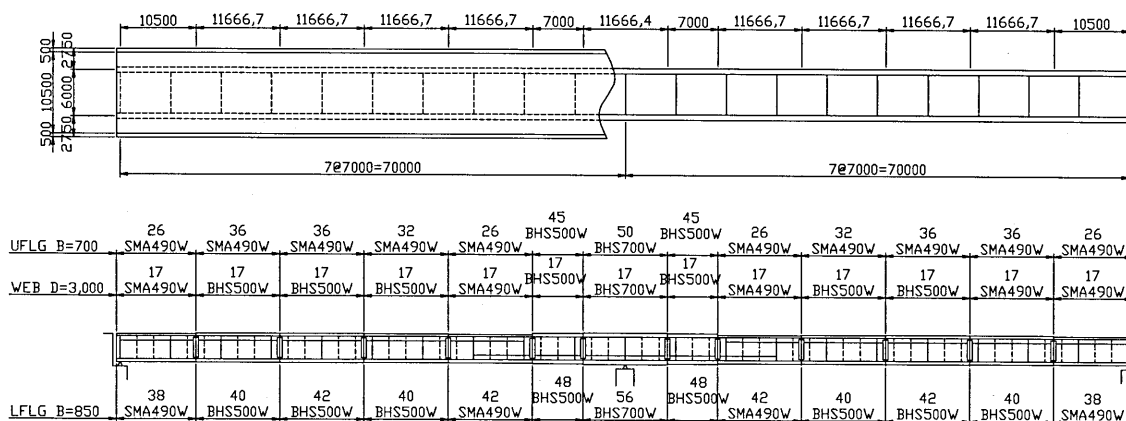
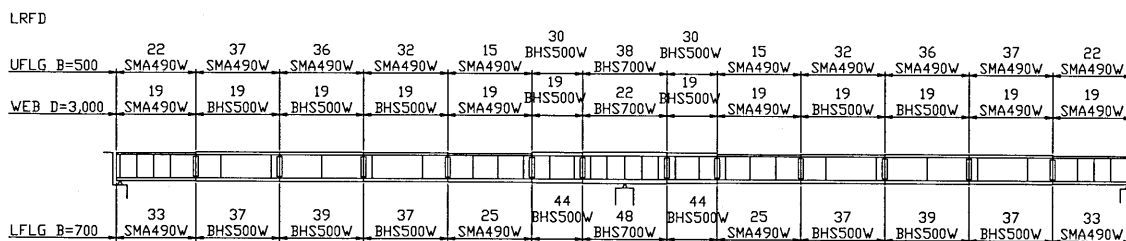


図-1.4.3 主桁配置の比較

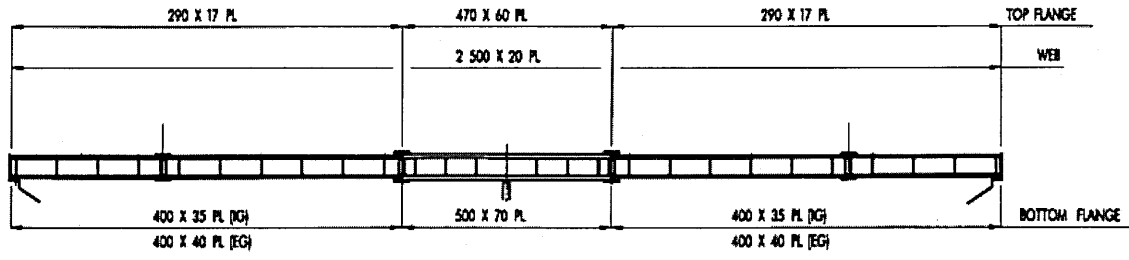


(a) B活荷重—道示適用 (許容応力度設計)

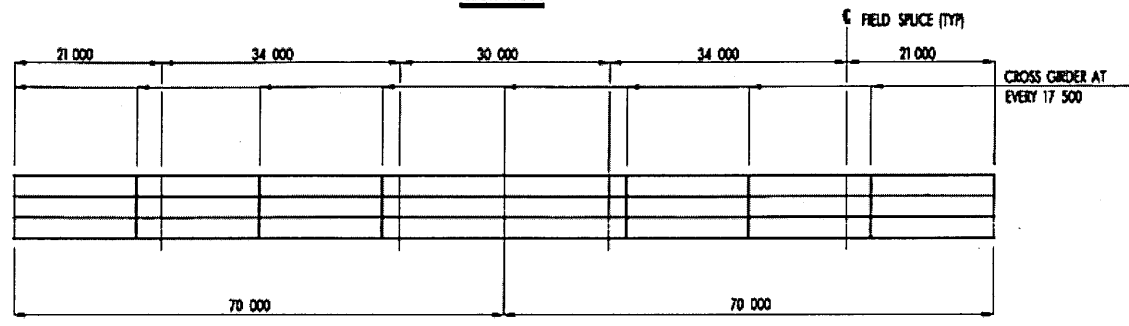


(b) B活荷重—LRFD適用

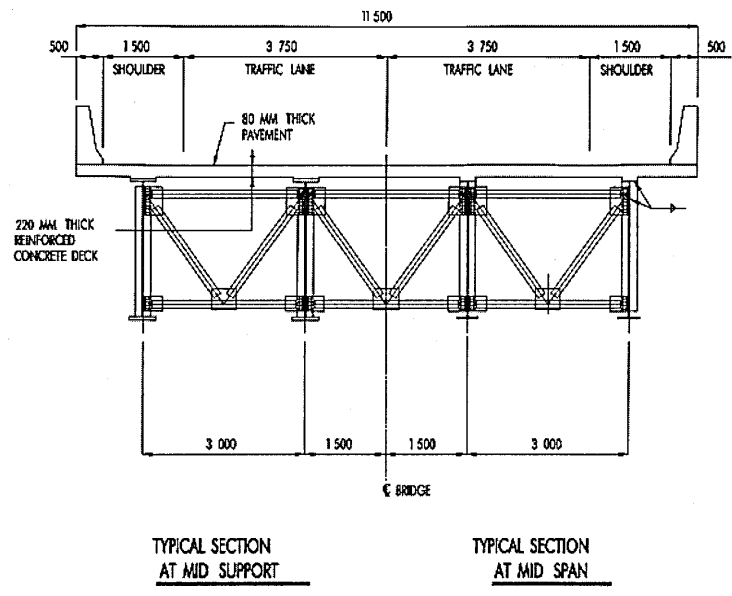
図-1.4.4 日本の試設計結果



ELEVATION



GIRDER FRAMING PLAN



QUANTITIES

COMPONENT	LENGTH (m)	WIDTH (m)	THICK (m)	UNIT WT (kg/m ³)	NO.	WEIGHT (kN)
WEB (INT)	141.4	2.5	0.02	7850	2	1089
TOP (INT,PM)	111.4	0.29	0.017	7850	2	85
TOP (INT,NA)	30	0.47	0.06	7850	2	130
BOT (INT,PA)	111.4	0.4	0.035	7850	2	240
BOT (INT,NA)	30	0.5	0.07	7850	2	162
WEB (EXT)	141.4	2.5	0.02	7850	2	1089
TOP (EXT,PM)	111.4	0.29	0.017	7850	2	85
TOP (EXT,NA)	30	0.47	0.06	7850	2	130
BOT (EXT,PA)	111.4	0.4	0.04	7850	2	274
BOT (EXT,NA)	30	0.5	0.07	7850	2	162
BEARING STIF	2.5	0.15	0.025	7850	16	12
	2.5	0.125	0.025	7850	16	10
TRANS. STIF	2.5	0.135	0.022	7850	192	110
SPLICE PL	2.48	0.45	0.015	7850	32	41
	0.75	0.47	0.06	7850	16	26
	0.75	0.5	0.07	7850	16	32
TOTAL						3749

NOTE: STIFFENERS ARE OF FY=345 STEEL
ALL OTHERS ARE OF FY=485 STEEL

NOTE: K-FRAMES ARE NOT DESIGNED AND ARE SHOWN ONLY FOR COMPLETENESS

図-1.4.5 米国の試設計結果

2) 主桁断面

図-1.4.4 と図-1.4.5 に主桁の断面構成を示しているが、表-1.4.5 には主要断面の設計結果を比較している。活荷重による曲げモーメントはLRFD (HL-93) の方が、道示 (B活荷重) より多少、小さい。これは、荷重そのものの違いもあるが、B活荷重は路肩を含めた有効幅員に載荷されるのに対して、HL-93 は車線数で載荷されることも影響していると思われる。また、曲げモーメントおよびせん断力の解析は、日本は格子解析であるが、LRFD では荷重分配係数により1本の連続はりに次数低減して解析している。

主桁の断面設計結果は、2主桁橋と4主桁橋の違いがあるため、桁高や断面を構成する板厚に違いは当然と言える。しかし、主桁ウェブの補剛に大きな違いがあるのは設計基準によると思われる。つまり、米国の設計では垂直補剛材間隔は4.5m ($a/b=1.8$) であるが、道示では最大 $a/b<1.5$ の制限があり、対傾構 (あるいは横桁) 配置間隔の3等分 (一般的には4等分が多い) として2.3m である。このようにLRFD によるとウェブの補剛はかなり簡略化できることがわかる。また、活荷重たわみ制限は、いずれの設計結果も制限値を満足しているが、LRFD の制限値 $L/800$ は道示の制限値 $L/500$ より厳しい。

表-1.4.5 主桁の設計比較

[道示 (B活荷重, 許容応力度法) とLRFD (HL-93, 部分安全係数法)]

		日本 (道示)	米国 (LRFD)		
桁高		3.0m	2.5m		
設計曲げモーメント			外桁	内桁	計
支間中央	M_{d1} (Nm)	19,267	7,837	8,292	16,219
	M_{d2} (Nm)	4,748	3,718	4,465	8,183
	M_{L+I} (Nm)	17,547	9,523	6,933	16,456
中間支点	M_{d1} (Nm)	-37,757	-15,200	-16,081	-31,281
	M_{d2} (Nm)	-7,268	-7,210	-8,660	-15,870
	M_{L+I} (Nm)	-15,572	-8,551	-6,540	-15,901
主桁断面			外桁	内桁	
支間中央			Non compact		Non compact
上フランジ		700×36(SMA490W)	290×17(HPS485W)	290×17(HPS485W)	
ウェブ		3000×17(BHS500W)	2500×20(HPS485W)	2500×20(HPS485W)	
下フランジ		850×42(BHS500W)	400×40(HPS485W)	400×35(HPS485W)	
中間支点			Non compact		Non compact
上フランジ		700×50(BHS700W)	470×60(HPS485W)	470×60(HPS485W)	
ウェブ		3000×17(BHS700W)	2500×20(HPS485W)	2500×20(HPS485W)	
下フランジ		850×56(BHS700W)	500×70(HPS485W)	500×70(HPS485W)	
水平補剛材		1段 (170×22mm)	なし		
垂直補剛材		160×14mm (片側) 2.3m 間隔	135×22mm (両側) 4.5m 間隔		
活荷重たわみ		77.5mm ($L/500=144$ mm)	44mm ($L/800=87.5$ mm)		

M_{d1} : 合成前死荷重曲げモーメント, M_{d2} : 合成後死荷重曲げモーメント, M_{L+I} : 活荷重および衝撃による曲げモーメント, M_{d2} には、将来の舗装オーバーレイが考慮されている。

次に、日本の試設計 B 活荷重で解析された断面力に対して、LRFD による合成桁の断面設計を試みた。横桁間隔は変更していないが、ウェブの補剛については LRFD の規定に従って、できるだけ最適に設計した。図-1.4.4 に断面構成、表-1.4.6 に主要断面の設計結果を示す。

LRFD ではウェブが厚くなったが、水平補剛材をなしとした。また、安全係数の考え方はそれぞれの基準のものなので単純比較はできないが、安全係数の違いが直接的な要因で、LRFD ではフランジの断面がかなり小さく設計された。

表-1.4.6 日本の橋梁における許容応力度設計と LRFD の比較

[道示 (B 活荷重, 許容応力度法) と LRFD (B 活荷重, 部分安全係数法)]

	許容応力度法 B 活荷重	LRFD B 活荷重
桁高	3.0m	3.0m
主桁断面		
支間中央		
上フランジ	700×36(SMA490W)	500×36(SMA490W)
ウェブ	3000×17(BHS500W)	3000×19(BHS500W)
下フランジ	850×42(BHS500W)	700×39(BHS500W)
中間支点		
上フランジ	700×50(BHS700W)	500×38(BHS700W)
ウェブ	3000×17(BHS700W)	3000×22(BHS700W)
下フランジ	850×56(BHS700W)	700×48(BHS700W)
水平補剛材	1 段 (170×22mm)	無し
垂直補剛材	160×14mm (片側) 2.3m 間隔	160×14mm (片側) 3.5m 間隔 (中央) 2.3m 間隔 (支点付近)

3) 疲労照査

疲労照査の結果を表-1.4.7 にまとめる。いずれも疲労照査を満足しており、疲労照査で主桁の断面が決定されることはなかった。

表-1.4.7 疲労照査結果の比較

照査箇所	継手	日本 (疲労設計指針)			米国 (LRFD)		
		等級 (指針)	応力範囲 (Mpa)	疲労強度 (Mpa)	等級 (LRFD)	応力範囲 (Mpa)	疲労強度 (Mpa)
主桁フランジウェブ	すみ肉溶接	D	46	84	B	21.6	55.2
支点部垂直補剛材	完全溶込溶接	E	16	81	C	21.6	34.5
中間垂直補剛材	すみ肉溶接	E	46	62			
水平補剛材	すみ肉溶接	G	29	32			
現場継手 (溶接)	すみ肉溶接	G	29	32			
現場継手 (ボルト)	高力ボルト	B	29	155	B	21.6	55.2
スタッド	スタッド溶接	E	22	62	C	13.8	34.5

(4) 試設計のまとめと概算工事費比較

試設計の比較から得られたことをまとめると、以下のようになる。

- 米国ではRC床版の多主桁橋が一般的であり、日本のような合成床版（あるいはPC床版）の少数主桁橋は無いようである。
- 主桁の輸送ブロック長，対傾構（横桁）配置間隔は日本の標準よりも，かなり大きい。
- 活荷重による曲げモーメントはLRFD（HL-93）の方が，道示（B活荷重）より多少小さい。B活荷重は路肩を含めた有効幅員に載荷されるのに対して，HL-93は車線数で載荷されることも1つの理由と考えられる。
- 曲げモーメントおよびせん断力の解析は，日本は格子解析であるが，LRFDでは荷重分配係数により1本の連続はりに次数低減して解析している。また，設計全般について，日本のような緻密な計算は行わないようである。
- AASHTOのLRFDを適用すると，ウェブの補剛はかなり簡略化される。
- AASHTOのLRFDの方が活荷重に対する制限が厳しく，米国ではHPSの適用において活荷重たわみ制限を満たせるかどうか，課題の1つと言われている。
- 基準における安全係数の考え方が違うので単純比較はできないが，LRFDは許容応力度設計よりも主桁断面がかなり小さく設計された。
- 今回の設計ケースでは疲労照査は支配要因にはならなかった。

1.4.3 許容応力度法による線路上空地盤 CFT 柱の計算例 (鉄道基準)

図-1.4.6 に示すような鉄道の線路上空地盤では、柱の断面寸法を小さく制限するために CFT 柱を使用することが多い。しかし、外径に比べて肉厚が厚くなり、鋼板を曲げて製作する鋼管は困難で、遠心力鋳鋼管になる場合が多い。そこで、高強度で冷間曲げ加工特性に優れた SBHS 鋼を適用することで、肉厚を薄くし、冷間曲げ加工が可能な板厚で設計できるかどうかを検討する。

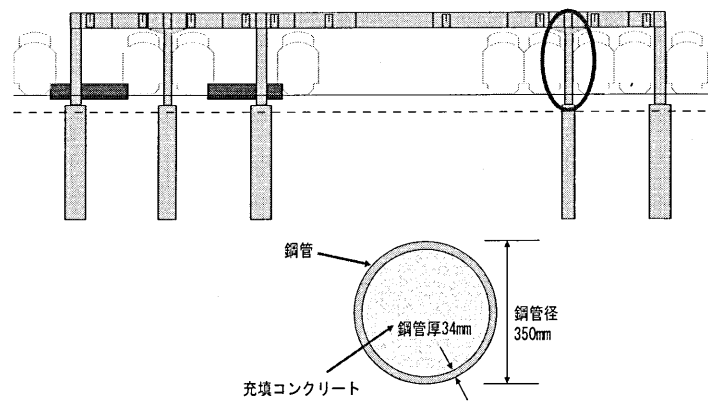


図-1.4.6 線路上空地盤 CFT 柱検討ケース

(1) 設計法

設計の基本方針は、複合標準 [2002, 鉄道総合技術研究所] の考え方を踏襲し、これを許容応力度法にて行うものとする。

①使用材料

使用材料については、「複合標準第1編 16章材料および施工」によるものとする。

②荷重

荷重およびその組み合わせについては、建造物設計標準・鋼鉄道橋編 [1983, 日本国有鉄道], 立体横断施設技術基準・同解説 [1979, 日本道路協会], 道路橋示方書・同解説・鋼橋編 [2002, 日本道路協会] によるものとする。

③構造解析

不静定力の計算に用いる断面二次モーメントは、部材の全断面を有効として求めるものとする。この場合、ヤング係数比については、建造物設計標準・鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物編 [1983, 日本国有鉄道] による。

④許容応力度

鋼管の基本許容応力度、座屈許容応力度および鋼管の径厚比は、「建造物設計標準・鋼鉄道橋編」を参考に BHS の降伏点に置き換え、求めたものである。コンクリートの基準である許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} は、設計基準強度 σ_{ck} に対する安全率を 1.7 倍と定めるものとする。

⑤応力度の計算

曲げモーメントまたは曲げモーメントと軸方向力により生じるコンクリートおよび鋼材の応力度は次の仮定等に基づいて求めてよい。

- ・ 維ひずみは、部材断面の中立軸からの距離に比例する。
- ・ コンクリートおよび鋼材は、弾性体とする。
- ・ コンクリートの引張応力は、一般に無視する。
- ・ 鋼材のヤング係数は、 $E_s=200\text{kN/mm}^2$ とし、ヤング係数比は $n=E_s/E_c=15$ とする。

(2) 線路上空地盤 CFT 柱の設計

今回の検討ケースの場合、許容応力度設計法の応力度算出については、計算の簡素化のため、全断面有効として計算した値を示している。

1) 検討ケース 1 (常時)

外径 $D=350\text{mm}$, 板厚 $t=34\text{mm}$

コンクリートの設計基準強度 24N/mm^2

有効座屈長 $L=7406.6\text{mm}$

作用曲げモーメント $M=164.61(\text{kN}\cdot\text{m})$

作用軸方向力 $N=785.16(\text{kN})$

●許容応力度設計法

ヤング係数比を $n=15$ とする。

$$\sigma_{cca}=24/1.7\div 14\text{N/mm}^2$$

$$A_s=33750\text{mm}^2, A_c=62000\text{mm}^2$$

$$A_v=A_c/n+A_s=37883\text{mm}^2$$

$$I_s=430,000,000\text{mm}^4$$

$$I_c=300,000,000\text{mm}^4$$

$$I_v=I_c/n+I_s=450,000,000\text{mm}^4$$

$$r = \sqrt{(I_v/A_v)} = \sqrt{(450000000/37883)} = 109.0\text{mm}$$

$$L/r=7406.6/109.0=68.0$$

建造物設計標準・鋼鉄道橋編の許容応力度式を BHS500 の降伏点を用いて書き直す。

降伏点の $1/1.7$ として決定した場合、

$$\sigma_{a0}=500/1.7\div 295\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_y=500\text{N/mm}^2$$

$$(L/r)_0 = \pi\sqrt{(E/\sigma_y)}(0.1) = 6$$

$$(L/r)_{CR} = \pi\sqrt{(E/\sigma_y)}(\sqrt{2}) = 89$$

$$\sigma_a=\sigma_{a0}=295\text{N/mm}^2 \quad (L/r\leq((L/r)_0=6))$$

$$\sigma_s = \sigma_{a0} - (\sigma_y/1.7)(0.53/\pi)\sqrt{(\sigma_y/E)}\{L/r - (L/r)_0\} = 295 - 2.48(L/r - 6)$$

$$((L/r)_0=6 < L/r \leq (L/r)_{CR}=89)$$

よって、 $6 < L/r \leq 89$

旅客・保守施設構造物設計マニュアル(JR 東日本) [2004, 東日本旅客鉄道株式会社] は、立体横断施設技術基準・同解説に準拠している。立体横断施設技術基準・同解説の許容応力度は、道路橋示方書・同解説・II鋼橋編の許容応力度(安全率 1.7)に 1.15 を乗じて割増したものである。したがって、線路上空地盤の検討においては、SBHS500 について建造物設計標準解説・鋼鉄道橋編の座屈許容応力度(軸方向圧縮応力(安全率 1.7))に 1.15 を乗じたものを許容値とすると、

$$\sigma_{sca}=1.15 \times \{295 - 2.48(L/r - 6)\} \div 340 - 2.85(L/r - 6) = 163\text{N/mm}^2$$

全断面有効として計算（圧縮を－，引張を＋）

$$y_1=141\text{mm}, y_2=175\text{mm}$$

$$\sigma_{cc}=(1/n)(-M \cdot y_1/I_v-N/A_v) \doteq -4.8\text{N/mm}^2 \text{ (コンクリート最外縁圧縮応力度)}$$

$$\sigma_{sc}=(-M \cdot y_2/I_v-N/A_v) \doteq -84.7\text{N/mm}^2 \text{ (鋼管最外縁応力度)}$$

$$\sigma_{st}=(M \cdot y_2/I_v-N/A_v) \doteq 43.3\text{N/mm}^2 \text{ (鋼管最外縁応力度)}$$

$$\sigma_{sta}=500/1.5 \doteq 333\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{cc}/\sigma_{cca}=-4.8/-14=0.34 < 1.0$$

$$\sigma_{sc}/\sigma_{sca}=-84.7/-163=0.52 < 1.0$$

$$\sigma_{st}/\sigma_{sta}=43.3/333=0.13 < 1.0$$

2) 検討ケース 2 (大規模地震時)

外径 $D=350\text{mm}$, 板厚 $t=34\text{mm}$

コンクリートの設計基準強度 24N/mm^2

有効座屈長 $L=7406.6\text{mm}$

作用曲げモーメント $M=568.21(\text{kN} \cdot \text{m})$

作用軸方向力 $N=582.24(\text{kN})$

●許容応力度設計法

ヤング係数比を $n=15$ とする.

$$\sigma_{cca}=(24/1.7) \times 1.5 \doteq 21\text{N/mm}^2$$

$$A_s=33750\text{mm}^2, A_c=62000\text{mm}^2$$

$$A_v=A_c/n+A_s=37833\text{mm}^2$$

$$I_s=430,000,000 \text{ mm}^4$$

$$I_c=300,000,000 \text{ mm}^4$$

$$I_v=I_c/n+I_s=450,000,000 \text{ mm}^4$$

$$r = \sqrt{(I_v/A_v)} = \sqrt{(450000000/317833)} = 109.0\text{mm}$$

$$L/r=7406.6/109.0=68.0$$

建造物設計標準 鋼鉄道橋編の許容応力度式を BHS の降伏点を用いて書き直す.

降伏点の $1/1.7$ として決定した場合,

$$\sigma_{a0}=500/1.7 \doteq 295\text{N/mm}^2$$

$$\sigma_y=500\text{N/mm}^2$$

$$(L/r)_0 = \pi \sqrt{(E/\sigma_y)}(0.1) = 6$$

$$(L/r)_{CR} = \pi \sqrt{(E/\sigma_y)}(\sqrt{2}) = 89$$

$$\sigma_a = \sigma_{a0} = 295\text{N/mm}^2 \quad (L/r \leq (L/r)_0 = 6)$$

$$\sigma_a = \sigma_{a0} - (\sigma_y/1.7)(0.53/\pi) \sqrt{(\sigma_y/E)} \{L/r - (L/r)_0\} = 295 - 2.48(L/r - 6)$$

$$((L/r)_0 = 6 < L/r \leq (L/r)_{CR} = 89)$$

よって, $6 < L/r \leq 89$, 大規模地震時において,

$$\sigma_{sca} = 1.15 \times \{295 - 2.48(L/r - 6)\} \times 1.5 \doteq \{340 - 2.85(L/r - 6)\} \times 1.5 = 245 \text{N/mm}^2$$

全断面有効として計算 (圧縮を-, 引張を+)

$$y_1 = 141 \text{mm}, y_2 = 175 \text{mm}$$

$$\sigma_{cc} = (1/n)(-M \cdot y_1 / I_v - N / A_v) \doteq -12.9 \text{N/mm}^2 \text{ (コンクリート最外縁圧縮応力度)}$$

$$\sigma_{sc} = (-M \cdot y_2 / I_v - N / A_v) \doteq -236.3 \text{N/mm}^2 \text{ (鋼管最外縁応力度)}$$

$$\sigma_{st} = (M \cdot y_2 / I_v - N / A_v) \doteq 205.6 \text{N/mm}^2 \text{ (鋼管最外縁応力度)}$$

$$\sigma_{sta} = 500 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{cc} / \sigma_{cca} = 12.9 / 21 = 0.61 < 1.0$$

$$\sigma_{sc} / \sigma_{sca} = 236.3 / 245 = 0.96 < 1.0$$

$$\sigma_{st} / \sigma_{sta} = 205.6 / 500 = 0.41 < 1.0$$

従って, 建築限界の厳しい線路上空地盤にBHS500を用いた場合, 線路上空地盤の実績断面, 鋼管径350mm, 板厚40mm(SCW490-CF)であったところを, 鋼管径350mm, 板厚34mmに縮小できた. また, 鋼管の半径/板厚比は $175/34 = 5.1 < 5$ であり, SBHS鋼の冷間曲げ加工可能範囲に収まった. 柱1本当り鋼重は遠心力鋳鋼管に比べ, 13%の低減を図ることができた.

1.4.4 ハイブリッド桁の適用

(1) ハイブリッド桁の概要

ハイブリッド桁とはフランジに高強度鋼、ウェブに低強度鋼を使用して材料費を低減するものである。右の図-1.4.7に示すように、ウェブが先に降伏しても最終的な曲げ強度はフランジに支配され、フランジとウェブの鋼種が同じであるホモジニアスの桁と比べて曲げ耐力は遜色がないことから、このような構造が考えられた。したがって、SBHS 鋼のような高強度鋼の適用として、有力な形式の一つと言える。井上の論文 [1975, 井上] では、Haaijer によるハイブリッド桁のコスト比較式を使用して、フランジに SM50Y, SM58, HT70, HT80 を使用し、ウェブに SM41, SM50 を使用した場合のコスト比較が示されている。Haaijer の式の背景や鋼材単価が 1975 年頃と現在では異なるため、そのまま現在に当てはまらないかもしれないが、ハイブリッド桁では 1 割～2 割のコストダウンになるとしている。また、フランジとウェブの降伏強度比が大きくなるほどコストダウンが大きくなる傾向があるが、この点は現在の鋼材単価でも当てはまると思われる。

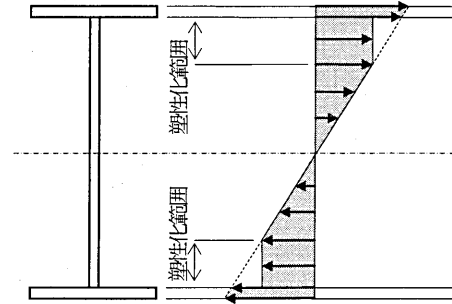


図-1.4.7 ハイブリッド桁の応力分布

このようにハイブリッド桁の研究はかなり古くから行われており、AASHTO では 1969 年から基準に取り入れられている。しかし、我国では試験的な橋梁が架けられたが、ほとんど普及はしていない。鋼床版桁やコンクリート床版との合成桁で、上フランジの鋼種をウェブ・下フランジの鋼種よりも低強度にした場合はよくあるが、許容応力度に対して設計されたものでウェブの降伏を許容していないので、上述のような意味のハイブリッド桁とは異なる。

(2) ハイブリッド桁の設計法

日本鋼構造協会 [2002, 日本鋼構造協会] では、ハイブリッド桁の普及のため設計基準案をまとめている。この設計基準案から、ハイブリッド桁の設計で基本となる曲げ強度とせん断強度の算定方法を示す。まず、ハイブリッド桁の曲げ強度は次式から求める。

$$\text{曲げ強度} : M_n = R_h \cdot M_y \quad (1.4.2)$$

ここで、 M_y はフランジの鋼種でホモジニアスとした桁の降伏曲げモーメント、 R_h はハイブリッド係数と言われる低減係数で、ハイブリッド桁とホモジニアス桁の降伏曲げモーメント比である。ハイブリッド係数は設計に対して便利とするため、次のように公式化されている。

$$R_h = \kappa \left\{ 1 - \frac{\beta\gamma(1-\alpha)^2(3-\gamma+\alpha\gamma)}{6+\beta\gamma(3-\gamma)} \right\} \quad (1.4.3)$$

ここで、 $\alpha = \sigma_{yf} / \sigma_{yw}$: フランジとウェブの降伏強度比、 $\beta = A_w / A_f$: ウェブとフランジの断面積比 (ただし、 A_f は先に降伏する側のフランジ)、 $\gamma = y_1 / h$: 中立軸から先に降伏するフランジまでの距離と桁高の比である。なお、 κ は両フランジの断面積が異なる非対称断面に対する補正係数であり、解析的な検討により両フランジの断面積比 ($= A_1 / A_2$) から次のように与えられている。

$$\begin{aligned} \kappa &= 0.95 && , A_1 / A_2 < 0.4 \\ &= 0.111(A_1 / A_2) + 0.906 && , 0.4 \leq A_1 / A_2 \leq 0.85 \\ &= 1.000 && , 0.85 < A_1 / A_2 \end{aligned} \quad (1.4.4)$$

この κ は非対称断面桁においてウェブの降伏による中立軸移動の影響 (つまり、中立軸が先行降伏するフラ

ンジから遠い方に移動することで、フランジの降伏が早まること)と思われるが、AASHTOの規定には取り入れられていない。なお、合成桁に適用する場合は、コンクリート断面を鋼断面に換算すればよいとされている。

次に、ハイブリッド桁のせん断強度は次式から求められる。

$$\text{せん断強度} : S_n = C \cdot S_y \quad (1.4.5)$$

ここで、 S_y はウェブの鋼種による降伏せん断力、 C はウェブの弾性せん断座屈強度と降伏強度の比による低減係数で、次式で求められる。

$$\begin{aligned} C &= 1.0 && , \quad \lambda_s < 0.89 \\ &= \frac{0.89}{\lambda_s} && , 0.89 \leq \lambda_s \leq 1.10 \\ &= 1/\lambda_s && , 1.10 < \lambda_s \end{aligned} \quad (1.4.6)$$

ここで、ウェブの幅厚比パラメータは次のように与えられる。

$$\lambda_s = \frac{b}{t_w} \sqrt{\frac{12\tau_{yw}(1-\mu^2)}{\pi^2 E k_\tau}} \quad (1.4.7)$$

$$\begin{aligned} k_\tau &= 5.34 + \frac{4.00}{(a/b)^2} && , 1.0 < a/b \leq 2.0 \\ &= 4.00 + \frac{5.34}{(a/b)^2} && , a/b \leq 1.0 \end{aligned} \quad (1.4.8)$$

この低減係数 C は、斜張力場作用による後座屈強度を考えない Basler のせん断耐荷力式を採用している。

なお、ハイブリッド桁におけるウェブの鋼種は塑性領域を余り大きくさせないために、フランジとの降伏強度比を 2 以下に制限するものとしている。

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_{yw}} \leq 2 \quad (1.4.9)$$

ハイブリッド桁のウェブの最小板厚は、日本鋼構造協会の設計基準案 [2002, 日本鋼構造協会] では、水平補剛材の無い場合には道示よりも厚い規定としている。水平補剛材を設ける場合は道示の規定を準用できるとしているが、解析や実験で検討すべきであるとしている。

(3) 試設計による経済性検討例

1.2.1(2)で示した SBHS 鋼を適用した 2 径間連続合成鉄桁橋 (支間長 40~100m) の試設計結果を、ハイブリッド桁に修正した。ハイブリッド断面の適用はコンクリート床板と合成する正曲げモーメント区間のみとし、中間支点付近の負曲げモーメント区間には、せん断座屈や曲げモーメントとせん断力の合成に対する照査法の問題から、ハイブリッド断面を適用しなかった。なお、ウェブの板厚は水平補剛材 1 段を配置し、道示の規定に従って設計した。

一例として、下の図-1.4.8 に示す支間長 70m の 2 径間連続合成鉄桁橋の設計結果を表-1.4.9 に示す。なお、図-1.4.8 に示す断面構成はホモジニアスとして設計した場合の結果である。ここで、中間支点付近を除く正曲げモーメント区間で上フランジの鋼種が低強度であるのは、コンクリート床板との合成作用により作用力が小さいためであり、ハイブリッド桁としての設計によるものではない。

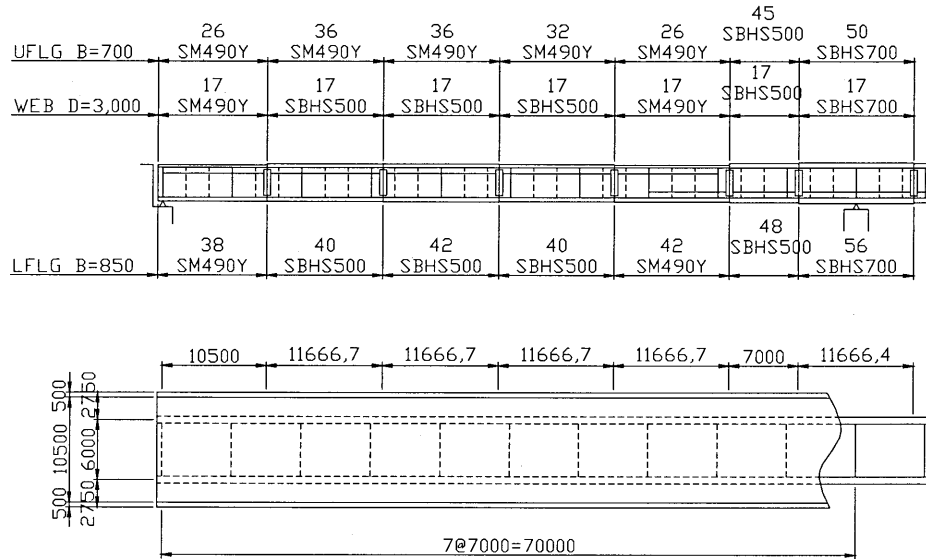


図-1.4.8 ハイブリッド桁の試設計対象 (ホモジニアスによる設計結果)

表-1.4.9 ハイブリッド桁の試設計結果

支間構成 2 x 70m	端 () 中間支点 ()						
	断面 1	断面 2	断面 3	断面 4	断面 5 負曲げ区間	断面 6 負曲げ区間	断面 7 負曲げ区間
上フランジ	材質 SM490Y	材質 SM490Y	材質 SM490Y	材質 SM490Y	材質 SM490Y	材質 SBHS500	材質 SBHS700
幅 mm	700	700	700	700	700	700	700
板厚 mm	26	36	36	32	26	45	50
断面積 [cm ²]	182	252	252	224	182	315	350
コンクリートAc/n [cm ²]	2135.71	2135.71	2135.71	2135.71			
Av 合成断面 [cm ²]	2317.71	2387.71	2387.71	2359.71			
ウェブ	材質(ホモジニアス) SM490Y	材質(ホモジニアス) SBHS500	材質(ホモジニアス) SBHS500	材質(ホモジニアス) SBHS500	材質(ホモジニアス) SM490Y	材質(ホモジニアス) SBHS500	材質(ホモジニアス) SBHS700
↓ 材質(ハイブリッド)	SM400	SM490Y	SM490Y	SM490Y	SM400	SM490Y	SM490Y
幅 mm	2974	2964	2964	2968	2974	2955	2950
板厚 mm	17	17	17	17	17	17	17
Aw 断面積 [m ²]	0.051	0.050	0.050	0.050			
下フランジ	材質 SM490Y	材質 SBHS500	材質 SBHS500	材質 SBHS500	材質 SM490Y	材質 SBHS500	材質 SBHS700
幅 mm	850	850	850	850	850	850	850
板厚 mm (ホモジニアス)	38	40	42	40	42	48	56
↓ 板厚 mm (ハイブリッド)	43	46	48	45			
Af 断面積差 [m ²]	0.0043	0.0051	0.0051	0.0043			
ハイブリッド係数の計算	A1 365.5	A1 391	A1 408	A1 382.5			
A2	2317.71	2387.71	2387.71	2359.71			
A1/A2	0.158	0.164	0.171	0.162			
κ	0.950	0.950	0.950	0.950			
α=σ _w /σ _{yt}	0.662	0.710	0.710	0.710			
1/α=σ _{yt} /σ _w	1.511	1.408	1.408	1.408			
σ _w [N/mm ²]	235	355	355	355			
σ _{yt} [N/mm ²]	355	500	500	500			
β=Aw/A1	1.383	1.289	1.235	1.319			
γ=Y1/h	0.868	0.865	0.861	0.865			
Y1[mm] (y vs1)	2640.3	2636.2	2624.4	2633			
h [mm]	3043	3046	3048	3045			
ハイブリッド係数 Rh	0.909	0.921	0.922	0.920			

表-1.4.9 の内容について説明する。正曲げモーメント区間に対して、ウェブの鋼種を SM490Y から SM400, SBHS500 から SM490Y へ変更してハイブリッド桁としている。SBHS500 のフランジに対してウェブを SM400 とする組み合わせは、降伏強度比が 2.13 となり 2 を超えるため適用できない。ハイブリッド係数を求めると各断面によって 0.909 から 0.922 の範囲になり、ホモジニアス桁よりも降伏曲げモーメントは低減することに

なる。したがって、ハイブリッド桁の下フランジ厚をホモジニアス桁よりも多少、厚くする結果となった。なお、合成桁ではコンクリート有効断面を換算すると上下フランジの非対称性が大きくなるので、非対称性を考慮する係数 k は0.95としている。

以上の結果により、ハイブリッド桁を適用すると下フランジの増厚により、やや鋼重が増えるが（支間長70mの場合、約8tで全体鋼重の2.6%）、ウェブ鋼種の低強度化により全体の材料費としては約0.3%の低減になると見積もられた。他の支間長のケースをまとめると、表-1.4.10のような結果になった。

表-1.4.10 ハイブリッド桁適用による経済性比較例

支間長	40m	50m	60m	70m	80m	90m	100m
鋼重増(ton)	0.5	1.8	2.0	7.7	10.6	8.4	3.3
鋼重増加率%	0.5%	1.0%	0.8%	2.6%	2.6%	1.6%	0.5%
材料費低減率%	-1.1%	-1.6%	-2.0%	-1.1%	-0.7%	-1.3%	-1.9%
工事費低減割合%	-0.3%	-0.5%	-0.6%	-0.3%	-0.2%	-0.4%	-0.6%

一方、日本鋼構造協会の設計基準案 [2002, 日本鋼構造協会] には、SM570 を使用した支間長 50m の 3 径間連続桁の試設計が示してある。これは非合成桁として設計されているが、SM490Y と SM570 のフランジに対してウェブを SM400 としたハイブリッド桁を適用している。SM570 が SM400 に置き換わることで約 10% の工事費低減が可能であるとしている。

(4) 合成桁におけるハイブリッド桁

上述のように降伏曲げモーメントを耐力とした設計では、ハイブリッド係数による低減、およびその中に含まれる中立軸移動の影響により、効果が小さい結果となった。

しかし、合成桁では曲げの中立軸が塑性の場合でも床版に近いところになり、鋼桁の座屈の影響がなくなるため、ほぼ全塑性曲げモーメントの耐力を持つ。つまり、コンパクト断面としての耐力を持つことになり、全塑性曲げモーメントの耐力を基にした設計法が考えられる。このような考え方によるハイブリッド桁の限界状態設計法試案が、日本鋼構造協会・鋼橋の性能・信頼性向上に関する研究委員会・合理化設計法部会 [2009, 日本鋼構造協会] から出されている。

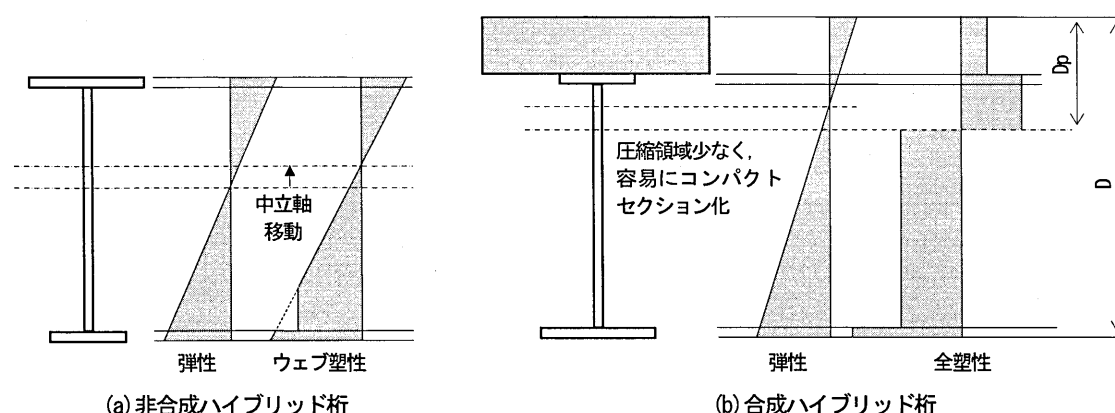


図-1.4.9 非合成ハイブリッド桁と合成ハイブリッド桁

非合成のハイブリッド桁の全塑性曲げモーメントは降伏曲げモーメントに近く、せいぜい降伏曲げモーメントの 1.1 倍までと考えられる。しかし、この試案 [2009, 日本鋼構造協会] の中でも引用されているように、ハイブリッド合成箱桁の実験結果 [2006B, 利根川ら] では降伏曲げモーメントの 1.3 倍程度の耐力が得られている。また、解析結果 [2006A, 利根川ら] でも塑性中立軸の高さが床版を含めた全高の 0.3 倍以内に

あれば、降伏曲げモーメントの 1.1~1.2 倍強の耐力が得られている。ほぼ全塑性曲げモーメントの耐力があれば、フランジの高降伏点そのまま全塑性曲げモーメントの向上につながり、ハイブリッド化により材料費の大幅な低減が期待できる [2009, 日本鋼構造協会]。

(5) SBHS 鋼をハイブリッド桁に活用するためのその他の課題

(4) で示した検討ではハイブリッド化の対象としなかった連続桁の中間支点付近については、ウェブのせん断座屈に斜張力場作用を認めるなどの設計法の見直し、およびハイブリッド桁の曲げとせん断の相関強度が明確になれば適用範囲を拡大できる。AASHTO-LRFD では 2004 年版から、ハイブリッド桁に対しても斜張力場作用による後座屈強度を考慮する設計式を採用した。我国での関連する研究としては、竹谷ら [2008, 竹谷ら] のものがある。この結果によると、せん断が支配的な荷重状態の下では、結局、曲げモーメントによるウェブの先行降伏の影響は小さく、ハイブリッド桁の斜張力場作用は認められるとされている。一方、実験結果から曲げ耐力とせん断耐力の相関は余りなく、曲げモーメントが支配的な荷重状態では斜張力場作用の意味がないことも合わせて、曲げによって耐力が決まるとされている。ただし、ハイブリッド桁の設計基準案 [2002, 日本鋼構造協会] では、実験結果から斜張力場作用はないとする式を採用しているので、適用条件の違いを明確にする必要があると思われる。

ハイブリッド桁に関する、その他の課題としては以下の点が考えられる。

- ・設計基準案 [2002, 日本鋼構造協会] では、SBHS500 に対してウェブに SM400 を適用できないが、力学的な性状の確認と試設計による経済性の確認が必要と思われる。
- ・非合成のハイブリッド桁、例えば連続桁の中間支点部などに対して、ウェブの補剛材配置と最小板厚の設定については、一定の条件のもとに合理化の検討余地があると思われる。
- ・ハイブリッド桁における疲労の影響は幾つかの実験結果によると、ホモジニアス桁と変わらず応力範囲を考えればよいとされている [2002, 日本鋼構造協会]。しかし、応力範囲が変化する場合、例えば応力範囲が次第に大きくなる場合の影響は、余り明確になっていないようである。
- ・支点上補剛材の設計における桁ウェブの有効幅は、実験結果に基づきホモジニアス桁と同様に扱えることになっているが [2002, 日本鋼構造協会]、適用条件を明確にする余地があると思われる。

1.4.5 SBHS 鋼を適用した橋の高力ボルト継手

高強度である SBHS 鋼の部材の現場接合には、高強度な継手が必要である。高強度鋼をつなぐためには現場溶接の自由度が高く、SBHS 鋼の現場継手として基本になると思われる。しかし、現地の条件によっては高力ボルトが必要になる場合もあると思われる。しかし、F10T の高力ボルト継手は SBHS 鋼の部材を接合するためには強度が低く、ボルト列数が多くなり設計が困難になる可能性がある。

そこで、超高力ボルト SHTB (F14T 相当) 適用の試設計と、桁のフランジを現場溶接、ウェブを高力ボルトとした併用継手の試設計により、SBHS 鋼の部材の現場継手における高力ボルト継手の適用可能性を試算してみる。ただし、超高力ボルト SHTB は耐遅れ破壊特性に優れたボルトであり建築鉄骨 (屋内環境) には適用実績があるが、現在のところ鋼橋には一部の事例を除き適用実績はない。

なお、ハイブリッド桁の限界状態設計法試案 [2009, 日本鋼構造協会] には、合成桁における高力ボルトのすべりから桁の破壊に至る挙動の実験や解析結果がまとめられており、高力ボルト継手の合理化の可能性として参考になる。

(1) 超高力ボルトの試設計

SBHS 鋼や板厚が 50mm 程度以上の現場継手では、F10T 高力ボルトによる摩擦接合はボルト本数が多くなるため、設計が困難となる。そこで、高力ボルト摩擦接合において超高力ボルト SHTB (F14T 相当) の適用、AASHTO-LRFD の安全係数の適用を試みる。ただし、AASHTO-LRFD の安全係数の適用目的は、設計結果に与える影響を視覚化することであって、日本で適用するには十分な議論が必要である。

試設計の前に、高力ボルト摩擦接合の設計条件をまとめる。表-1.4.11 は道示と AASHTO-LRFD による高力ボルト摩擦接合の照査式の比較したものである。AASHTO-LRFD では使用限界と終局限界の照査に分かれている。

表-1.4.11 道示と AASHTO-LRFD による高力ボルト摩擦接合の照査式の比較

	道 示	LRFD
使用限界	$1.7 \times (DC1 + DC2) + 1.7 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$	荷重組み合わせ Service II $1.0 \times (DC1 + DC2) + 1.3 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$
終局限界		荷重組み合わせ Strength I $1.25 \times (DC1 + DC2) + 1.75 \times (LL + IM) \leq R$

ここで、DC1 : 合成前死荷重, DC2 : 合成後死荷重, LL : 活荷重, IM : 衝撃

※なお、AASHTO-LRFD には使用限界では抵抗 R を使用限界ではすべり抵抗、終局限界ではせん断または支圧による抵抗とする考えがある。

表-1.4.12 は道示と AASHTO-LRFD によるすべり係数の比較を示す。AASHTO-LRFD では摩擦接合面の状態により、すべり係数を変えている。

表-1.4.12 道示と AASHTO-LRFD によるすべり係数の比較

	道 示	LRFD
すべり係数 μ	0.4 (0.4 を保証する表面)	0.33 for Class A (黒皮, あるいは同等の塗装)
		0.50 for Class B (ブラスト面, あるいは同等の塗装)
		0.33 for Class C (粗面処理したメッキ)

表-1.4.13 は3種類の高力ボルト継手の1本あたりの強度を比較したものである。

表-1.4.13 ボルト強度の比較

	σ_y (Mpa)	σ_B (Mpa)	導入軸力 (kN)	すべり強度 (kN)
①道示 F10TM22	900	1,000	205	82 ($\mu = 0.4$)
②SHTB M22	1,260	1,400	299	120 ($\mu = 0.4$)

現場継手の試設計は、図-1.4.10 に示す2径間連続合成桁(2@70m)試設計例の中で、J-6(中間支点に隣接する現場継手で、継手の中で最も厚い板を接合する箇所)の上フランジを対象とする。

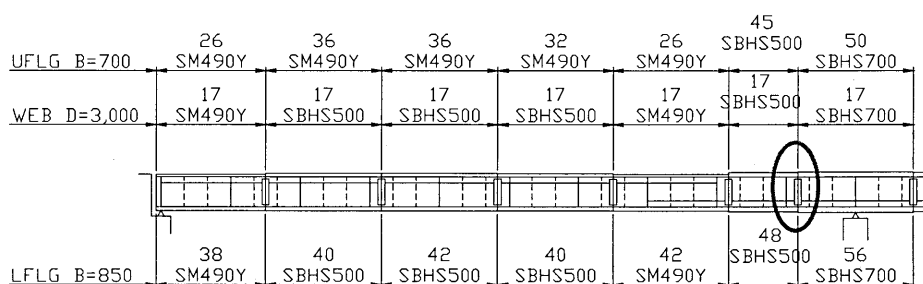


図-1.4.10 現場継手の試設計対象箇所(支間長70m・2径間連続合成桁)

対象箇所に作用する応力と荷重の組み合わせにより係数倍して合計した設計応力を、表-1.4.14 に示す。

表-1.4.14 設計応力

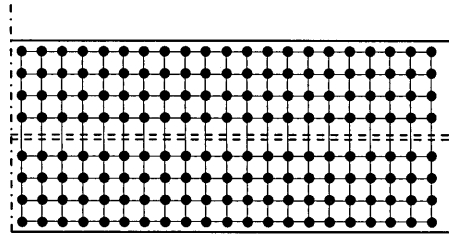
	上フランジ 700×45 (SBHS500)
死荷重 (DC) 応力	+213.5 MPa
活荷重 (LL+IM) 応力	+41.5 MPa
合計	+255.0 MPa
組合せ応力 道示 1.7DC+1.7(LL+IM)	+433.5 MPa
組合せ応力 LRFD 使用限界 1.0DC+1.3(LL+IM)	+267.5 MPa
組合せ応力 LRFD 終局限界 1.25DC+1.75(LL+IM)	+339.5 MPa

表-1.4.13 に示したボルト 1 本あたりの強度により、必要ボルト本数を求め、ボルト配置を図示したものを以下に示す。

① 道示 (F10T, M22)

$$n > \frac{433.5 \times 700 \times 45}{82 \times 1000} = 166 \text{ 本}$$

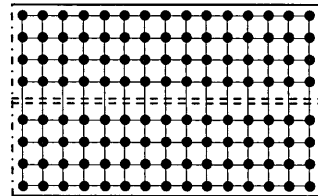
$$166 \div 8 = 20.8 \rightarrow 21 \text{ 列}$$



② 道示 (SHTB, M22)

$$n > \frac{433.5 \times 700 \times 45}{120 \times 1000} = 114 \text{ 本}$$

$$114 \div 8 = 14.2 \rightarrow 15 \text{ 列}$$



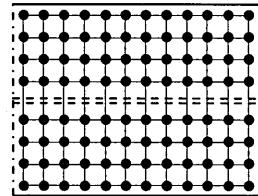
③ LRFD (SHTB, M22)

使用限界 $n > \frac{267.5 \times 700 \times 45}{120 \times 1000} = 71 \text{ 本}$

$$71 \div 8 = 8.8 \rightarrow 9 \text{ 列}$$

終局限界 $n > \frac{339.5 \times 700 \times 45}{120 \times 1000} = 90 \text{ 本}$

$$90 \div 8 = 11.3 \rightarrow 12 \text{ 列}$$



備考) 超高力ボルト SHTB (F14T 相当) の橋梁適用については、建築屋内よりも腐食環境が厳しく、その環境や構造形式なども特定しづらいこと等を考慮して、現在、適用可能性の検討が進められている。

(2) 溶接・高力ボルト併用継手

既に述べたように、板厚が厚いフランジの高強度鋼の現場継手では、F10T 高力ボルトによる摩擦接合による設計は困難となり現場溶接が適する。しかし、一般にウェブは薄板であるため高力ボルト接合は可能である。そこで、厚板となるフランジを溶接、ウェブを高力ボルトとした併用継手が合理的な場合もあると思われる。

ただし、併用継手を採用する場合には、溶接中の収縮によるボルトのすべりに対して対策をすることが条件になるが、ここでは施工上に対策には触れず、試設計により継手に合理化の可能性を示すことだけに留める。

さらに、この試設計ではウェブの継手で使用する高力ボルト摩擦接合を合理化するため、「合理化桁に関するデザインマニュアル1」[2000, 日本鋼構造協会]の考え方を適用する。その要点は、

- ・実験統計により、母材の降伏が影響しない場合の基本すべり係数は0.5とすることができる。
- ・桁の最外縁のボルトが限界に達しても直ちにすべらず、全ボルトが共同するという「総すべりモーメント」により強度を評価できる。

ということである。

この総すべりモーメントは、曲げ部材の全塑性モーメントに相当する終局強度を与えるものと考えられるので、上述のデザインマニュアル [2000, 日本鋼構造協会] には示されていないが、ここでは使用限界時に最外縁のボルトがすべり限界に達しないという条件を付加する。そこで、終局限界照査は道路橋示方書に準じ、使用限界照査は AASHTO-LRFD [1998, AASHTO] の Service II に準じて、次のようにする。

終局限界照査

$$1.7 \times (DC1 + DC2) + 1.7 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$$

ここで、DC1：合成前死荷重、DC2：合成後死荷重、LL：活荷重、IM：衝撃

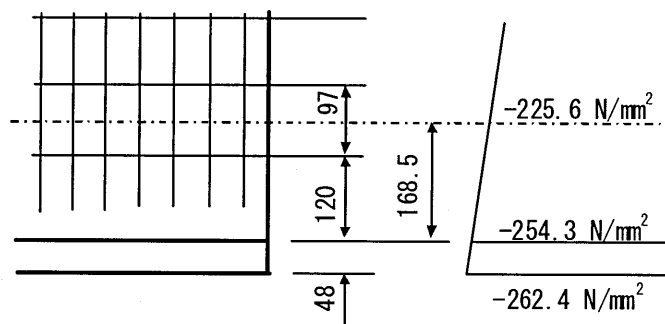
使用限界照査

$$1.0 \times (DC1 + DC2) + 1.3 \times (LL + IM) \leq 1.0 \cdot R$$

試設計の対象は、先述の図-1.4.9 に示す 2 径間連続合成桁 (2@70m) の J-6 ウェブとする。

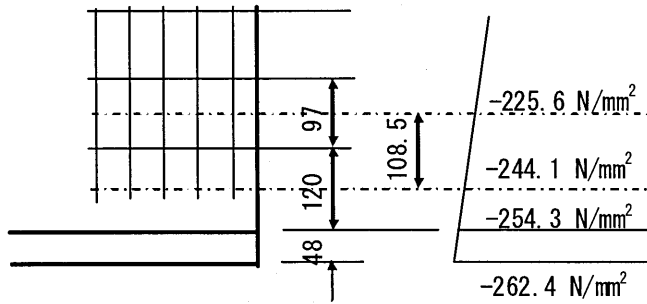
① 道示に従って設計した場合

圧縮側腹板の第 1 行目について計算する



$$\begin{aligned} N_{req} &= (225.6 + 254.3) / 2 \times 17 \times 168.5 / 96000 \\ &= 7.2 \text{ 本} \end{aligned}$$

ボルト本数を低減するため、ウェブ下縁から 60mm の範囲の応力は下フランジが負担すると仮定する。



$$N_{req} = \frac{(225.6 + 244.1)}{2} \times 17 \times 108.5 \div 96000$$

$$= 4.5 \text{ 本}$$

フランジの応力照査

$$\sigma = \frac{850 \times 48 \times 262.4 + (254.3 + 244.1) \div 2 \times 17 \times 60}{850 \times 48}$$

$$= 268.6 < 295.0 \text{ kN/mm}^2$$

②合理化桁デザインマニュアルに従って設計した場合

※総すべりモーメントの考え方を適用するが、使用限界照査を付加している。

1) 終局限界

腹板のボルトは3列として計算する。

抵抗モーメントの計算

I 桁の抵抗モーメント

$$M_R^+ = 17032 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

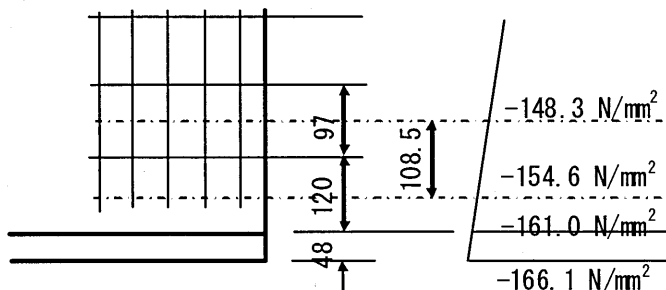
$$M_R^- = 18561 \text{ kN}\cdot\text{m} > M_R^+$$

$$M_R = 31905 \times 17032 \div 15043$$

$$= 36123 \text{ kN}\cdot\text{m} > M = 31905 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 使用限界

腹板下縁から60mmの範囲を下フランジに負担させる



$$N_{req} = \frac{(154.6 + 148.3)}{2} \times 17 \times 108.5 \div 96000$$

$$= 2.9 \text{ 本}$$

フランジの応力照査

$$\sigma = \frac{850 \times 48 \times 166.1 + (161.0 + 154.6) \div 2 \times 17 \times 60}{850 \times 48}$$

$$= 170.0 < 295.0 \text{ kN/mm}^2$$

ボルト3列で使用限界照査を満足する。

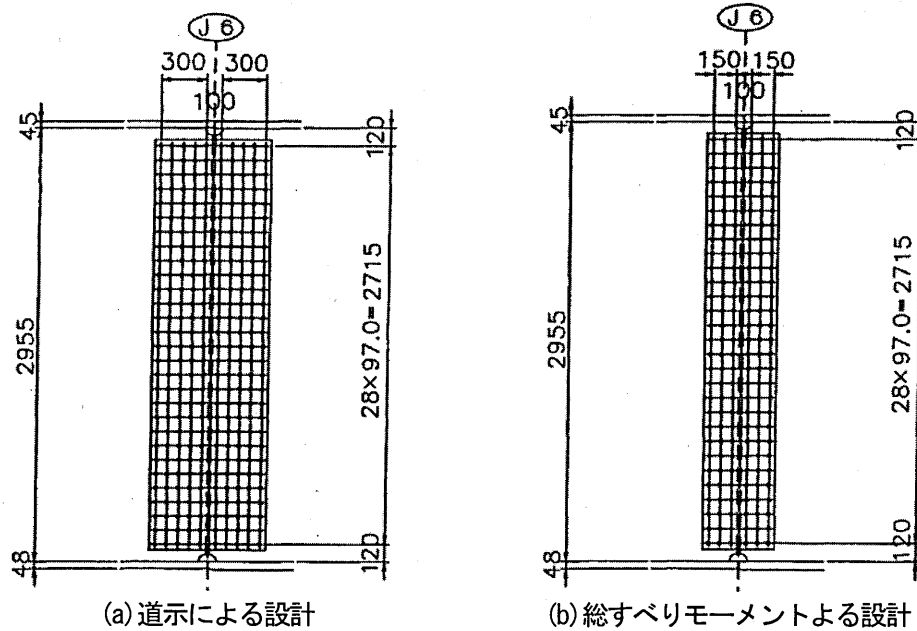


図-1.4.10 併用継手におけるウェブのボルト配置

参考文献

- 1973, 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，昭和48年2月。
- 1975, 井上啓一：ハイブリッドげた，土木技術資料，No.17-7，pp.25-28，1975年7月。
- 1976, Structural Stability Research Council：Guide to Stability Design for Metal Structures, John Wiley & Sons, 1976.
- 1979, 日本道路協会：立体横断施設技術基準・同解説，1979.1
- 1981, 佐伯彰一，金井道夫：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用・第1回1章総則および2章許容応力度，橋梁と基礎，1981年2月。
- 1981, 金井道夫：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用・第2回3章部材に関する一般事項，橋梁と基礎，1981年3月。
- 1981, 西野文雄，長谷川彰夫：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編改訂の背景と運用・第5回8章プレートガーダー，橋梁と基礎，1981年5月。
- 1983, 日本国有鉄道：建造物設計標準解説・鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物・プレストレストコンクリート鉄道橋，1983.2。
- 1983, 日本国有鉄道：建造物設計標準解説・鋼鉄道橋・鋼とコンクリートとの合成鉄道橋，1983.4
- 1998, AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications, SI units Second Edition, 1998.
- 2000, 小西拓洋，高橋和也，三木千壽：高強度鋼の適用による鋼橋の合理化の可能性，土木学会論文集，No.654/I-52，pp.91-100，2000.7。
- 2000, 日本鋼構造協会・次世代土木鋼構造研究特別委員会・合理化桁設計法小委員会：合理化桁に関するデザインマニュアル，平成12年3月。
- 2002, Yakel, Aaron J.; Mans, Patrick; Azizinamini, Atorod：Flexural Capacity and Ductility of HPS-70W Bridge Girders, AISC Engineering Journal 1st Quarter, 2002.
- 2002, 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，平成14年3月。

- 2002, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Western Resource Center : High Performance Steel Designer's Guide, Second Edition, April 2002.
- 2002, Richard Horton, et al. : High Performance Steel Cost Comparison Study – Phase II, 2002 FHWA Steel Bridge Conference For The Western United States, December 12 and 13, 2002.
- 2002, 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説・II 鋼橋編, 2002.3.
- 2002, 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説・鋼とコンクリートの複合構造物, 2002.12.
- 2002, 日本鋼構造協会 : 限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準 (案), JSSC テクニカルレポート No.53, 平成 14 年 3 月.
- 2003, 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, pp.1-10, 2003.7.
- 2004, 織田博孝 : 橋梁設計の観点からの高張力鋼の適用, 日本溶接協会・日本造船学会「造船・橋梁における高張力鋼の適用と課題」シンポジウム, pp.55-60, 2004.3.
- 2004, 織田博孝 : 橋梁設計の観点からの高張力鋼の適用, 日本溶接協会・日本造船学会「造船・橋梁における高張力鋼の適用と課題」シンポジウム, pp.55-60, 2004.3.
- 2004, 東日本旅客鉄道株式会社 : 旅客・保守施設構造物設計マニュアル, 2004.12.
- 2006A, 利根川太郎, 山口隆司, 杉浦邦征, 渡辺英一, 中村雅樹 : 薄肉少補剛合成ハイブリッド箱桁の正曲げ終局強度に関する解析的研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.2, pp.300-311, 2006.4.
- 2006B, 利根川太郎, 浦野友樹, 杉浦邦征, 山口隆司, 渡辺英一, 中村雅樹 : 高機能鋼材を用いた合成ハイブリッド箱桁の正曲げ耐荷特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.3, pp.643-655, 2006.7.
- 2007, 岡田淳, 村上琢哉, 川端篤敬 : 橋梁用高性能鋼材の活用による連続合成 2 主 1 桁橋の長支間化に関する検討, 土木学会論文集 F, Vol.63, No.2, pp.141-155, 2007.4.
- 2008, 武野正和, 本間宏二, 田中睦人 : 橋梁用高性能鋼 BHS500 の製造と試設計によるコスト縮減評価, 土木学会第 63 回年次学術講演会概要集第 1 部門, pp.767-768, 平成 20 年 9 月.
- 2008, 土木学会 : 鋼・合成構造標準示方書【設計編】, 平成 20 年.
- 2008, 森永真朗, 磯上知良, 千葉照男, 横山信幸, 三木千壽 : 東京港臨海大橋 (仮称) における技術開発とコスト縮減・第 2 回・上部工の構造検討 (1), 橋梁と基礎, pp.49-50, 2008 年 9 月.
- 2008, 竹谷純一, 野阪克義, 奥村学, 伊藤満 : 曲げせん断組み合わせ荷重を受けるハイブリッド桁のせん断耐荷力性状に関する一考察, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.530-541, 2008.6.
- 2009, 日本鋼構造協会・鋼橋の性能・信頼性向上に関する研究委員会・合理化設計法部会 : ハイブリッド桁の限界状態設計法試案, JSSC テクニカルレポート, No.83, 2009.9.
- 2009, 日本鋼構造協会・鋼橋の性能・信頼性向上に関する研究委員会・合理化設計法部会 : ハイブリッド桁の限界状態設計法試案, JSSC テクニカルレポート, No.83, 2009.9.

橋梁用高降伏点鋼板 JIS G 3140
SBHS500(W), SBHS700(W)の設計指針(案)

第1刷

平成 21 年 11 月 5 日

(社)土木学会 鋼構造委員会
新しい高性能鋼と利用技術に関する調査研究小委員会

目次

1章 総則

1.1 適用の範囲

2章 材料

2.1 SBHS 鋼材の概要

2.2 材料規格

3章 許容応力度設計法

3.1 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度

3.2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

3.3 許容曲げ圧縮応力度

3.4 許容せん断応力度及び許容支圧応力度

3.5 溶接部の許容応力度

3.6 圧縮応力を受ける両縁支持板

3.7 圧縮応力を受ける自由突出板

3.8 圧縮応力を受ける補剛板

3.9 縦補剛材

3.10 孔あき板

3.11 鋼げたの腹板

3.12 鋼管構造

4章 荷重抵抗係数設計法

4.1 荷重抵抗係数設計法の概要

4.2 材料の強度特性値及び設計用値

4.3 溶接部の強度特性値及び設計用値

4.4 部材の耐力及び設計用値

1章 総則

1.1 適用の範囲

本指針(案)は、橋梁用橋梁用高降伏点鋼板 JIS G 3140 の SBHS500, SBHS500W, SBHS700, SBHS500W を用いた鋼橋およびその構成部材において、構造設計に適用する。但し、特別の調査・研究に基づいて設計を行う場合はこの限りでない。

2章 材料

2.1 SBHS 鋼材の概要

本規格は、主として橋梁に用いる高い降伏点又は耐力を有する熱間圧延鋼板及び耐候性熱間圧延鋼板であって、特に溶接性に優れたものについて規定されている。降伏点の水準は、500 N/mm²以上、700 N/mm²以上の2水準である。

2.2 材料規格

下記の材料規格は日本鉄鋼連盟製品規定 MDCR0014-2004 降伏点 500 N/mm², 700 N/mm² 溶接構造用圧延鋼材の規格をもとに、日本鉄鋼連盟標準化センター 橋梁用高性能鋼 JIS 規格化 WG において検討を行った際の日本鉄鋼連盟原案から抜粋、修正して以下に示している。

2.2.1 鋼板の種類と記号

鋼板の種類は、4種類とし、その記号及び適用厚さは、表 2.1 による。

表 2.1 種類の記号及び適用厚さ

単位 mm

種類の記号	適用厚さ
SBHS500	6 以上 100 以下
SBHS500W	6 以上 100 以下
SBHS700	6 以上 75 以下
SBHS700W	6 以上 75 以下

W を付したものは耐候性を示す。

2.2.2 化学成分

化学成分は、表 2.2 による。

表 2.2 化学成分

単位 %

種類の記号	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B	N
SBHS500	0.11 以下	0.55 以下	2.00 以下	0.020 以下	0.006 以下	—	—	—	—	—	—	0.006 以下
SBHS500W	0.11 以下	0.15 ～ 0.55	2.00 以下	0.020 以下	0.006 以下	0.30 ～ 0.50	0.05 ～ 0.30	0.45 ～ 0.75	—	—	—	0.006 以下
SBHS700	0.11 以下	0.55 以下	2.00 以下	0.015 以下	0.006 以下	—	—	—	0.60 以下	0.05 以下	0.005 以下	0.006 以下
SBHS700W	0.11 以下	0.15 ～ 0.55	2.00 以下	0.015 以下	0.006 以下	0.30 ～ 1.50	0.05 ～ 2.00	0.45 ～ 1.20	0.60 以下	0.05 以下	0.005 以下	0.006 以下

注 必要に応じて、この表で規定されている以外の合金元素を添加してもよい。

2.2.3 溶接割れ感受性組成

鋼板の溶接割れ感受性組成は、溶鋼分析値を用いて式(1)によって算出し、その値は表 2.3 による。

$$P_{CM} = C + \frac{Si}{30} + \frac{Mn}{20} + \frac{Cu}{20} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + 5B \quad (1)$$

ここに、 P_{CM} : 溶接割れ感受性組成 (%)

表 2.3 溶接割れ感受性組成

種類の記号	厚さ mm	溶接割れ感受性組成 %
SBHS500 SBHS500W	100 以下	0.20 以下
SBHS700 SBHS700W	50 以下	0.30 以下
	50 を超え 75 以下	0.32 以下

2.2.4 機械的性質

降伏点又は耐力，引張強さ及び伸びは，表 2.4 による。

表 2.4 降伏点又は耐力，引張強さ及び伸び

種類の記号	降伏点又は耐力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び		
			厚さ mm	試験片	%
SBHS500 SBHS500W	500 以上	570～720	6 以上 16 以下	5 号	19 以上
			16 を超えるもの	5 号	26 以上
			20 を超えるもの	4 号	20 以上
SBHS700 SBHS700W	700 以上	780～930	6 以上 16 以下	5 号	16 以上
			16 を超えるもの	5 号	24 以上
			20 を超えるもの	4 号	16 以上

2.2.5 シャルピー吸収エネルギー

厚さ 12 mm を超える鋼板について，シャルピー吸収エネルギーは，表 2.5 により規定される。

なお，SBHS500 及び SBHS500W の鋼板に対して，内側半径が板厚の 7 倍以上又は 5 倍以上の冷間曲げ加工を行う場合のシャルピー吸収エネルギーは，受渡当事者間の協定によって，表 2.6 を適用してもよい。

表 2.5 シャルピー吸収エネルギー

種類の記号	試験温度 ℃	シャルピー 吸収エネルギー J	試験片及び 試験片採取方向
SBHS500	-5	100 以上	V ノッチ 圧延直角方向
SBHS500W			
SBHS700	-40		
SBHS700W			

注 受渡当事者間の協定によって，これらの試験温度より低い温度で試験を行う場合は，その試験温度に置きかえてもよい。

表 2.6 冷間曲げ加工を行う場合のシャルピー吸収エネルギー

種類の記号	冷間曲げ加工の内側半径	試験温度 ℃	シャルピー 吸収エネルギー J	試験片	試験片採取方向
SBHS500 SBHS500W	板厚の7倍以上	-5	150 以上	Vノッチ	圧延方向又は圧延 直角方向
	板厚の5倍以上	-5	200 以上		

3章 許容応力度設計法

3.1 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度

SBHS 鋼の許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は表 3.1 に示す値とする。
 なお、鋼材の板厚による区分はなく、許容応力度は一定とする。

表 3.1 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 (N/mm²)

SBHS500	SBHS700
295	410

3.2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度

SBHS 鋼の局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度は表 3.2 に示す値とする。

表 3.2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)

SBHS500	SBHS700
295 ; $\ell/r \leq 13$	410 ; $\ell/r \leq 11$
$295 - 2.5\left(\frac{\ell}{r} - 13\right)$; $13 < \ell/r \leq 63$	$410 - 4.2\left(\frac{\ell}{r} - 11\right)$; $11 < \ell/r \leq 53$
$\frac{1,200,000}{3,100 + \left(\frac{\ell}{r}\right)^2}$; $63 < \ell/r$	$\frac{1,200,000}{2,300 + \left(\frac{\ell}{r}\right)^2}$; $53 < \ell/r$

ℓ : 有効座屈長, r : 断面 2 次半径

3.3 許容曲げ圧縮応力度

I 形断面及び U 形断面で圧縮フランジがコンクリート床版で固定されていない場合の SBHS 鋼の許容曲げ圧縮応力度は表 3.3 に示す値とする。

表 3.3 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm²)

	SBHS500	SBHS700
$A_w/A_c \leq 2$	295 ; $\ell/b \leq 3.1$ $295 - 7.7(\ell/b - 3.1)$; $3.1 < \ell/b \leq 22$	410 ; $\ell/b \leq 2.7$ $410 - 12.8(\ell/b - 2.7)$; $2.7 < \ell/b \leq 19$
$A_w/A_c > 2$	295 ; $\ell/b \leq 6.3/K$ $295 - 3.9(K \cdot \ell/b - 6.3)$; $6.3/K < \ell/b \leq 22$	410 ; $\ell/b \leq 5.3/K$ $410 - 6.4(K \cdot \ell/b - 5.3)$; $5.3/K < \ell/b \leq 19$

ℓ : 圧縮フランジの固定点間距離, b : 圧縮フランジの幅

3.4 許容せん断応力度及び許容支圧応力度

SBHS 鋼の許容せん断応力度及び許容支圧応力度は表 3.4 に示す値とする。

表 3.4 許容せん断応力度および支圧応力度 (N/mm²)

	SBHS500	SBHS700
許容せん断応力度	170	235
許容支圧応力度 (平面接触の場合)	440	615

3.5 溶接部の許容応力度

SBHS 鋼の溶接部の許容応力度は表 3.5 に示す値とする。

表 3.5 溶接部の許容応力度 (N/mm²)

鋼種		SBHS500	SBHS700	
工場溶接	完全溶込み 開先溶接	圧縮応力度	295	410
		引張応力度	295	410
		せん断応力度	170	235
	すみ肉溶接及び部 分溶込み開先溶接	せん断応力度	170	235
現場溶接		原則として工場溶接と同じ値とする		

3.6 圧縮応力を受ける両縁支持板

圧縮応力を受ける SBHS 鋼の両縁支持板の板厚は表 3.6.1 に示す値以上とする。ただし、鋼げたの腹板には適用しない。

表 3.6.1 圧縮応力を受ける両縁支持板の最小板厚

	BHS500	BHS700
最小板厚	$\frac{b}{38f}$	$\frac{b}{32f}$

b : 板幅, f : 応力勾配による係数

圧縮応力を受ける SBHS 鋼の両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度は、表 3.6.2 に示す値とする。

表 3.6.2 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

BHS500		BHS700	
295	$;\frac{b}{26.7f} \leq t$	410	$;\frac{b}{22.6f} \leq t$
$210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	$;\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{26.7f}$	$210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	$;\frac{b}{80f} \leq t < \frac{b}{22.6f}$

b : 板幅, t : 板厚, f : 応力勾配による係数

3.7 圧縮応力を受ける自由突出板

圧縮応力を受ける SBHS 鋼の自由突出板の局部座屈に対する許容応力度は、表 3.7 に示す値とする。

表 3.7 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

SBHS500		SBHS700	
295	$;\frac{b}{8.8} \leq t$	410	$;\frac{b}{7.5} \leq t$
$23,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$;\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{8.8}$	$23,000\left(\frac{t}{b}\right)^2$	$;\frac{b}{16} \leq t < \frac{b}{7.5}$

b : 板の突出幅, t : 板厚

3.8 圧縮応力を受ける補剛板

圧縮応力を受ける SBHS 鋼の補剛板の板厚は表 3.8.1 に示す値以上とする。

表 3.8.1 圧縮応力を受ける補剛板の最小板厚

	BHS500	BHS700
最小板厚	$\frac{b}{38fn}$	$\frac{b}{32fn}$

b : 補剛板の全幅, f : 応力勾配による係数, n : 縦補剛材で区切られるパネル数

圧縮応力を受ける両縁を支持された SBHS 鋼の補剛板で、補剛材が等間隔に配置されている場合の局部座屈に対する許容圧縮応力度は表 3.8.2 に示す値とする。

表 3.8.2 補剛板の局部座屈に対する許容応力度 (N/mm²)

BHS500		BHS700	
295	$;\frac{b}{tfn} \leq 19$	410	$;\frac{b}{tfn} \leq 16$
$295 - 7.8\left(\frac{b}{tfn} - 19\right)$	$;\frac{b}{tfn} > 19$	$410 - 12.7\left(\frac{b}{tfn} - 16\right)$	$;\frac{b}{tfn} > 16$
$210,000\left(\frac{tfn}{b}\right)^2$	$;\frac{b}{tfn} > 80$	$210,000\left(\frac{tfn}{b}\right)^2$	$;\frac{b}{tfn} > 80$

b : 補剛板の全幅, t : 板厚, f : 応力勾配による係数, n : 縦補剛材で区切られるパネル数

3.9 補剛材

SBHS 鋼の補剛板で、縦補剛材の必要剛度を算出する場合の t_0 は、表 3.9 に示す値とする。

表 3.9 縦補剛材剛度を算出する際の t_0

	BHS500	BHS700
t_0	$\frac{b}{19fn}$	$\frac{b}{16fn}$

b : 補剛板の全幅, f : 応力勾配による係数, n : 縦補剛材で区切られるパネル数

3.10 孔あき板

SBHS 鋼の孔あき板の最小板厚及び内側溶接線から孔までの最大幅は、表 3.10 に示す値とする。

表 3.10 孔あき板

鋼種	最小板厚(mm)	内側溶接線から孔までの最大幅(mm)
SBHS500	$\frac{d}{35}$	9t
SBHS700	$\frac{d}{30}$	8t

d : 孔あき板の全幅, t : 板厚

3.11 鋼げたの腹板

SBHS 鋼を使用する鋼げたの腹板厚は表 3.11.1 に示す値以上とする。
 計算応力度が許容応力度に比べて小さい場合は、表 3.11.1 の分母を
 $\sqrt{\text{許容曲げ圧縮応力度の上限値} / \text{計算曲げ圧縮応力度}}$ 倍することができる。

表 3.11.1 腹板の最小板厚

	SBHS500	SBHS700
水平補剛材のないとき	b/104	b/88
水平補剛材を 1 段用いるとき	b/176	b/149
水平補剛材を 2 段用いるとき	b/248	b/209

ここに、 b : 上下フランジの純間隔

SBHS 鋼を使用する鋼げたの上下フランジの純間隔が表 3.11.2 に示す値を超える場合は、垂直補剛材を設けるものとする。

計算せん断応力度が許容せん断応力度に比べて小さい場合は、表 3.11.2 の値を
 $\sqrt{\text{許容せん断応力度} / \text{計算せん断応力度}}$ 倍することができる。ただし、1.2 倍をこえてはならない。

表 3.11.2 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値

鋼種	SBHS500	SBHS700
上下フランジ純間隔	49t	41t

t : 腹板の板厚

3.12 鋼管構造

SBHS 鋼を使用する鋼管の許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は 3.1, 許容軸方向圧縮応力度は 3.2 の規定によるものとする. 許容曲げ圧縮応力度は 3.3 の規定による上限値を用いるものとする. ただし, SBHS 鋼を使用する鋼管の局部座屈に対する許容応力度は表 3.12.1 に示す値とする.

表 3.12.1 鋼管の局部座屈に対する許容圧縮応力度

SBHS500		SBHS700	
295	$;\frac{R}{\alpha t} \leq 25$	410	$;\frac{R}{\alpha t} \leq 15$
$295 - 1.0\left(\frac{R}{\alpha t} - 25\right)$	$;\frac{R}{\alpha t} > 25$	$410 - 1.43\left(\frac{R}{\alpha t} - 15\right)$	$;\frac{R}{\alpha t} > 15$

R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離), t : 鋼管の板厚, α : 応力勾配による係数

せん断応力を受ける SBHS 鋼を使用する鋼管のせん断座屈に対する許容応力度は, 表 3.12.2 に示す値とする.

表 3.12.2 鋼管の許容せん断応力度

SBHS500		SBHS700	
$170 - 0.015\left(\frac{R}{t}\right)^2$	$;\frac{R}{t} \leq 60$	$235 - 0.038\left(\frac{R}{t}\right)^2$	$;\frac{R}{t} \leq 45$
$7,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$	$;\frac{R}{t} > 60$	$7,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$	$;\frac{R}{t} > 45$

R : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離), t : 鋼管の板厚

4章 荷重抵抗係数設計法

4.1 荷重抵抗係数設計法の概要

照査は原則として下式を用い、設計作用による設計応答値（下式の分子）と設計材料強度に基づく設計限界値（下式の分母）、及び各部分係数を用いるものとする。

$$\gamma_i \frac{\sum \gamma_a \cdot S(\gamma_f \cdot F_k)}{R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b} \leq 1.0$$

ここに、 γ_i ：構造物係数、 γ_a ：構造解析係数、 γ_f ：作用（荷重）係数、 F_k ：作用（荷重）の特性値、 $S(\dots)$ ：作用から応答値を算出する関数、 f_k ：材料強度の特性値、 γ_m ：材料係数、 γ_b ：部材係数、 $R(\dots)$ ：材料強度から限界値を算出する関数である。

4.2 材料の強度特性値及び設計用値

鋼材強度の特性値 f_k は SBHS 鋼の場合、JIS で降伏点の下限値 σ_Y が規格として保証されているので、その値を特性値としてもよい。

表－4.2.1 鋼材強度の特性値 f_k (N/mm²)

鋼種	SBHS500	SBHS700
引張及び圧縮降伏強度 f_{yk}	500	700
せん断降伏強度 f_{vyk}	$500/\sqrt{3}$	$700/\sqrt{3}$

SBHS 鋼の場合、鋼材強度の設計用値は下式によるものとし、材料係数 γ_m は暫定として 1.0～1.05 としてもよい。

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

ここに、 f_d ：鋼材強度の設計値、 γ_m ：材料係数（＝1.0～1.05）

4.3 溶接部の強度特性値及び設計用値

SBHS 鋼の溶接部の強度特性値及び設計用値は、暫定として 4.2 と同じとしてもよい。

4.4 部材の耐力及び設計用値

部材耐力の特性値 $R(\dots)$ は、部材耐力算定式に材料強度の設計用値を用いて定め、部材耐力算定式は、実験や解析で検証された式を用いるものとする。

部材耐力の設計用値を下式によるものとし、部材係数 γ_b は部材耐力の計算上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度、すなわち対象とする部材がある限界状態に達したときに構造物に与える影響等を考慮し、使用する部材耐力算定式に応じて定めるものとする。

$$R_d = \frac{R(f_d)}{\gamma_b}$$

参 考

構造安全性の照査に用いる各係数の標準値として、土木学会 鋼・合成構造標準示方書の標準的な値と推奨値の案を示す。()内は推奨値を示す。

γ_i : 構造物係数 ; 1.0~1.2 (1.0)

γ_a : 構造解析係数 ; 1.0~1.1 (1.0)

γ_f : 作用係数 (死荷重) ; 1.0~1.7 (1.05)

γ_f : 作用係数 (活荷重) ; 1.0~1.7 (1.7)

γ_m : 材料係数 ; 1.0~1.05 (1.0)

γ_b : 部材係数 ; 1.0~1.3 (1.05)