

付属資料 鋼橋設計の国内外基準比較

1. 適用範囲	1
2. 性能照査フォーマット	2
3. 荷重係数と抵抗係数	3
4. 活荷重	4
5. 断面の種類	5
5-1 正曲げ領域	5
5-2 負曲げ領域	6
6. 終局限界状態の照査	7
6-1 コンパクト断面の曲げ耐力の制限	7
6-2 せん断耐力	8
6-3 曲げとせん断の組み合わせに対する照査	9
6-4 床版の有効幅	10
7. 使用限界状態の照査	11
8. ひび割れ幅制御	12
9. 高力ボルト摩擦接合継手の設計	14
10. 支点上垂直補剛材	19
11. ずれ止めの設計	20
12. 横桁	23

2. 性能照査フォーマット

AASHTO	Eurocode	JSSC ⁽²⁾ ・土木学会標準示方書 ⁽¹⁾	道路橋示方書
<p>1. 性能照査フォーマット(AASHTO)⁽¹⁾ 1. 3. 2)</p> $\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n$ <p>γ_i: 荷重係数、Q_i: 荷重効果、ϕ: 抵抗係数、R_n: 公称抵抗力</p> <p>η_i: 荷重補正係数 (= $\eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$)</p> <p>$\eta_D$: ダクタイル係数 (じん性) に対する補正係数</p> <p>η_R: リダンダン係数 (冗長性) に対する補正係数</p> <p>η_I: 橋の重要度に対する補正係数</p>	<p>1. 性能照査フォーマット (Eurocode 3⁽²⁾ 2.2) 終局限界状態 (Ultimate limit state)</p> $E_d \leq R_d$ $R_d = R \left[\frac{f_{yk}}{\gamma_a}, \frac{\alpha_c \cdot f_{ctk}}{\gamma_c}, \frac{f_{sk}}{\gamma_s}, \frac{P_{Rk}}{\gamma_p} \right]$ <p>ここで、$R_d = R$</p> $E_d = E(\gamma_F \cdot \psi \cdot F_k)$ <p>使用限界状態 (Serviceability limit state)</p> $E_d \leq C_d$ $E_d = E(\psi \cdot F_k)$ <p>ここで、$E_d = E(\psi \cdot F_k)$</p> <p>C_d: たわみとひび割れ幅に対する限界値</p> <p>R_d: 断面耐力の設計用値、材料の設計用値X_dから計算で求める。</p> <p>X_d: 材料の設計用値、材料の特性値X_kを材料に対する部分安全係数γ_mで除して求める。</p> <p>f_{yk}: 鋼材の特性値</p> <p>f_{ctk}: コンクリートの特性値</p> <p>f_{sk}: 鉄筋の特性値</p> <p>P_{Rk}: すれ止めの特性値</p> <p>E_d: 断面力の設計用値、荷重作用の設計用値F_dから計算で求める。</p> <p>F_d: 荷重作用の設計用値、荷重作用の特性値F_kに荷重作用に対する部分安全係数γを乗じて求める。</p>	<p>1. 性能照査フォーマット</p> $\frac{S_d}{\gamma_1 R_d} \leq 1$ $= \frac{1}{\gamma_F \cdot \gamma_{B1} \cdot \gamma_{B2}} R \left(\frac{f_{k2}}{\gamma_{M1}} \cdot \frac{f_{k2}}{\gamma_{M2}} \cdot \dots \cdot \frac{f_{k,n}}{\gamma_{M,n}} \right)$ <p>R_d: 設計限界値</p> <p>S_d: 設計応答値</p> <p>$f_{k,i}$: 材料強度の特性値 (5%フラクタイトルの採用を基本とする)</p> <p>γ_F: 製作Andor施工精度のばらつき等を考慮した係数</p> <p>γ_{B1}: 強度解析モデルの不確かさを考慮した係数</p> <p>γ_{B2}: 限界状態の特性 (例えば破壊が脆性的か延性的か) 等を考慮した係数</p> <p>$\gamma_{M,i}$: 材料特性が限界状態に及ぼす影響などを考慮した係数</p> <p>$R(\cdot)$: 材料強度から構造物の限界値を算出するための関数</p> <p>S_d: 設計応答値</p> $= \gamma_{1,j} \cdot \gamma_{2,j} \cdot \gamma_{3,j} \cdot F_{k,j}$ <p>$F_{1,j}$: 個々の荷重の設計値 (供用期間最大値分布の100%超過確率値の採用を基本とする)</p> <p>$\gamma_{1,j}$: 構造解析モデルの不確かさを考慮した係数</p> <p>$\gamma_{2,j}$: 荷重組合せの生起頻度を考慮した係数</p> <p>$\gamma_{3,j}$: 設計の対象とする限界状態を考慮した係数</p> <p>$\gamma_{2,j}$: 設計の対象とする「荷重の組合せ」において、その荷重が支配的か否かを表す係数、支配的な荷重に対しては1.0、支配的でない荷重に対しては供用期間最大値分布の平均値まで$F_{k,i}$を低減する値を採用。</p> <p>$\gamma_{3,j}$: 荷重の不確定性 (データの多寡、データの精度等) を考慮した係数</p> <p>$S(\cdot)$: 設計荷重を載荷した場合に生じる応答値を算出するための関数</p> <p>γ_i: 構造物の重要度係数</p>	<p>1. 性能照査フォーマット</p> $S_d \leq \frac{R_d}{\gamma_1} \cdot \gamma_2$ <p>R_d: 設計限界値</p> <p>S_d: 設計応答値</p> <p>γ_1: 安全率 (原則として1.7)</p> <p>γ_2: 荷重の組合せによる増し係数</p>
<p>【解説】</p> <p>1. AASHTO, Eurocode, JSSC・土木学会標準示方書とも部分安全係数法による照査法であり、我が国の他の設計基準でも、コクリット標準示方書、鉄道構造物設計標準、建築の鋼構造限界状態設計の対象となる構造物の信頼度を定量的に把握することができ、最も好ましい照査様式である。</p> <p>2. 道路橋示方書は許容応力度設計法であり、荷重組合せによって許容応力度の増しがあるが、基本的には構造部材の強度に対しては1つの安全係数を考慮する方式である。</p>			

3. 荷重係数と抵抗係数

AASHTO
1. 荷重係数 (AASHTO) 3. 4)

Limit State	Load Combinations and Load Factors			
	DC	DW	LL	WS
Strength I	1.25	1.00	1.50	0.65
Strength II	1.25	1.00	1.50	0.65
Strength V	1.25	1.00	1.50	0.65
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00
Service II	1.00	1.00	1.00	1.00
Fatigue	-	-	-	-

Table 1-1 Load Combinations and Load Factors

断面設計と添接設計は主に次の3つの限界状態に対して計算する。

- ・ 終局限界状態 (Strength I)
 - ・ 使用限界状態 (Service II)
 - ・ 疲労限界状態 (Fatigue)
- ここで、DC：合成前、合成後死荷重
DW：オーバーレイ舗装

2. 抵抗係数 (AASHTO) 6. 5. 4. 2)

Material	Resistance Factors	
	Type of Resistance	Resistance Factor, ϕ
Structural steel	For flexure	$\phi_f = 1.00$
	For shear	$\phi_v = 1.00$
	For axial compression	$\phi_c = 0.90$
Reinforced concrete	For bearing	$\phi_b = 1.00$
	For flexure and tension	$\phi_t = 0.90$
	For shear and torsion	$\phi_s = 0.90$
	For axial compression	$\phi_a = 0.75$
For compression with flexure	$\phi = 0.75$ to 0.90 (linear interpolation)	

Table 1-2 Resistance Factors

Eurocode

1. 荷重作用に対する部分安全係数 (Eurocode 0) 7. A1.3)

1) 終局限界状態

$$E_d = E_k (\sum \gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} P_k + \sum \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Q2} Q_{k2})$$

Action	Effect of actions	Combination value γ_{d1}
Permanent actions	favourable	1.0
	unfavourable	1.35
Traffic loads		1.50
Controlled imposed deformation		1.0
		1.10
Shrinkage		1.00
Settlements of support		1.00
Temperature		1.50
Wind		1.50

2) 使用限界状態

$$E_d = E_k (\sum \gamma_{G1} G_{k1} + P_k + \gamma_{V1} Q_{k1} + \sum \gamma_{V2} Q_{k2})$$

Action/combination	characteristic γ_c	infrequent γ_{I1}	frequent γ_{F1}	quasi-permanent γ_{Q1}
traffic (TS)	0.75	0.80	0.75	0.20
traffic (UDL)	0.40	0.80	0.40	0.00
wind	0.30	0.60	0.50	0.00
temperature	0.0/0.6	0.80	0.60	0.50

TS - Tandem system UDL - uniform distributed load

2. 材料特性値に対する部分安全係数 (Eurocode 3) 6. 1)

$$R_{ed} = R_k / (\gamma_{M1} \gamma_{M2}) = R_k / (\gamma_c \gamma_{M1} \gamma_{M2})$$

Combination	Structural Steel γ_{M1}	reinforcement γ_{M2}	concrete γ_{M2}	shear connection γ_{M2}
Permanent and transient combination	1.0	1.15	1.5	1.20
accidental combination	1.0	1.0	1.3	1.0

JSSC 12)

1. 部分安全係数

確定した値は示されていないが、次のような設定例が示されている。

1) 限界値 R に対する部分安全係数

- 製作施工係数 $\gamma_F = 1.0$
- 解析モデル係数 $\gamma_{M1} = 1.05$
- 限界状態係数 $\gamma_{M2} = 1.0$ (降伏) = 1.2 (終局)
- 材料係数 $\gamma_M = 1.0$ (普通鋼材) = 1.0, 1.3 (GFRP)

2) 応答値 S に対する部分安全係数

- 解析モデル係数 $\gamma_A = 1.0 \sim 1.2$
- 荷重組合せ係数 $\gamma_c =$ (道示と同じ)
- 限界状態係数 $\gamma_{1,j} = 1.0$ = 1.2 (発散振動)

主・従荷重係数 $\gamma_{2,j} = 1.0$ (主荷重)
(従荷重に対しては設計使用期間最大値の平均値まで低減)
荷重不確定性係数 $\gamma_{3,j}$
(データの多寡に関しては ISO 2394 Annex) に従って算定)

3) 重要度に対する部分安全係数

- 重要度係数 $\gamma_I = 1.0$ (普通) = 1.1 (重要) = 1.2 (最重要)

道路橋示方書

1. 荷重係数

クリープと乾燥収縮を除く主荷重状態	死荷重	活荷重・地震	クリープ	乾燥収縮	温度差
主荷重状態	1.0	1.0			
主荷重と温度差	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
降伏に対する	1.3	2.0	1.0	1.0	1.0
照査					

2. 許容応力度の割増し係数

	床版		橋桁	
	コクリト	鉄筋	上縁	下縁
クリープと乾燥収縮を除く主荷重状態	1.0	1.0	1.0	1.0
主荷重状態	1.0	1.0	圧縮: 1.15 引張: 1.0	1.0
主荷重と温度差	1.15	1.0	圧縮: 1.3 引張: 1.15	1.15
降伏に対する照査	1.7	1.7	1.7	1.7

・降伏に対する照査は降伏点に対して行う。

【解説】

1. AASHTO では、コンバクト断面を想定してクリープ、乾燥収縮、温度差に関する荷重が規定されていない。
2. Eurocode では、乾燥収縮と温度差に関する荷重はあるが、クリープの取扱いが不明確。コンバクト断面の場合は温度差と乾燥収縮を無視できる。
3. JSSC では、各限界状態に対する荷重係数の設定例が示されている。
4. 道示では終局限界状態の規定はなく、降伏に対する照査がそれに相当すると判断する。

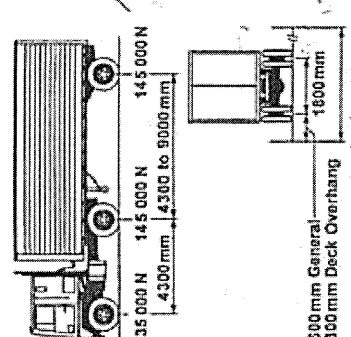
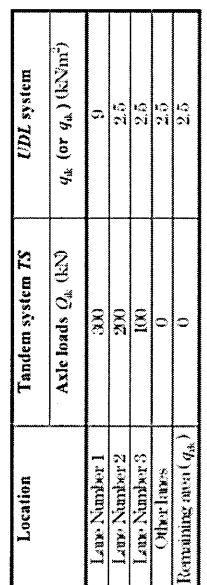
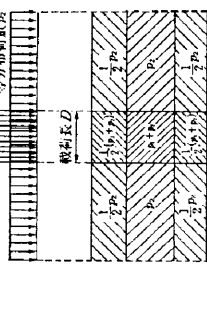
【考察】

1. 死荷重と活荷重について、AASHTO、Eurocode、道示の荷重係数を比較すると、表 3-1 のようになる。終局限界状態の死荷重の係数は 1.3 前後で差はないが、活荷重については、1.5~2.0 まで差が大きい。

表 3-1 荷重係数の比較

限界状態	基準	D	L
終局限界	AASHTO	1.25	1.75
	Eurocode	1.35	$1.5 \times \begin{pmatrix} 0.75 \cdot TS \\ 0.4 \cdot UDL \end{pmatrix}$
使用限界	道示	1.3	2.0
	AASHTO	1.0	1.3
使用限界	Eurocode	1.0	$1.0 \begin{pmatrix} 0.75 \cdot TS \\ 0.4 \cdot UDL \end{pmatrix}$
	道示	1.0	1.0

4. 活荷重

AASHTO	Eurocode	道路橋示方書																																																																		
<p>1. 自動車荷重 (AASHTO¹⁾ 3.6) 設計レーン数を幅員 w に対して、w/3600mm の整数から決定する。設計レーン数に対して Multiple Presence Factors m を Table 3.6.1.1.2-1 より求め、以下の荷重強度に掛け合わせる。</p> <p>HL-93 荷重は、(トラック荷重 or タンデム荷重) and レーン荷重の組合わせ。</p> <p>1) トラック荷重 右図の通り。</p> <p>2) タンデム荷重 橋軸方向 1200mm 間隔で 110 kN の軸重で構成される。タイヤの橋間隔は 1800mm。</p> <p>3) レーン荷重 橋軸方向に 9.3N/mm の等分布荷重からなる。</p>  <p>Multiple Presence Factors m</p> <table border="1" data-bbox="399 1478 542 1680"> <tr> <th>Number of Loaded Lanes</th> <th>Multiple Presence Factors m</th> </tr> <tr> <td>1</td> <td>1.20</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>1.00</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.85</td> </tr> <tr> <td>>3</td> <td>0.65</td> </tr> </table> <p>Table 3.6.1.1.2-1 Multiple Presence Factors m</p> <p>35 000 N 145 000 N 145 000 N</p> <p>4300 mm 4380 to 9000 mm</p> <p>600 mm General 300 mm Deck Overhang</p> <p>Design Lane 3600 mm</p> <p>1800 mm</p> <p>$\alpha_{Q1}, \alpha_{Q2}, \alpha_{Q3}$; national annex ($\alpha_{Q1} = 0.75, \alpha_{Q2} = 0.4$) $w_l = 3.0m$</p>	Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors m	1	1.20	2	1.00	3	0.85	>3	0.65	<p>1. 自動車荷重 (Eurocode 1³⁾ 4.2) 2 軸の集中荷重 (tandem system: TS) と等分布荷重 (UDL system) とを 3m のレーンを想定して下図のように載荷する。</p> <p>Table 4.2 - Load model 1 : characteristic values</p> <table border="1" data-bbox="351 851 558 1433"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Location</th> <th colspan="2">Tandem system TS</th> <th colspan="2">UDL system</th> </tr> <tr> <th>Axle loads Q_k (kN)</th> <th>q_k (or q_{k1}) (kN/m²)</th> <th></th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Lane Number 1</td> <td>330</td> <td>3</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Lane Number 2</td> <td>270</td> <td>2.5</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Lane Number 3</td> <td>100</td> <td>2.5</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Other lanes</td> <td>0</td> <td>2.5</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Remaining area (q_{k1})</td> <td>0</td> <td>2.5</td> <td></td> <td></td> </tr> </tbody> </table>  <p>1. 自動車荷重 主桁を設計する場合の活荷重は、下図に示す主載荷部分と従載荷部分とを組み合わせた等分布荷重を影響線を考慮してフル載荷する。</p>  <p>図-2.2.2 1. 荷重</p> <p>図-2.2.3 L 荷重</p> <table border="1" data-bbox="686 224 941 828"> <thead> <tr> <th rowspan="2">荷重</th> <th colspan="2">主載荷部分</th> <th colspan="2">等分布荷重 q_k</th> <th rowspan="2">従載荷部分</th> </tr> <tr> <th>取荷長 D (m)</th> <th>荷重 (kN/m²)</th> <th>取荷長 L (m)</th> <th>荷重 (kN/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A 活荷重</td> <td>6</td> <td>10</td> <td>12</td> <td>3.5</td> <td>主載荷重の50%</td> </tr> <tr> <td>B 活荷重</td> <td>10</td> <td>10</td> <td>12</td> <td>4.3</td> <td>0.01L</td> </tr> </tbody> </table> <p>L: 支間長 (m)</p>	Location	Tandem system TS		UDL system		Axle loads Q_k (kN)	q_k (or q_{k1}) (kN/m ²)			Lane Number 1	330	3			Lane Number 2	270	2.5			Lane Number 3	100	2.5			Other lanes	0	2.5			Remaining area (q_{k1})	0	2.5			荷重	主載荷部分		等分布荷重 q_k		従載荷部分	取荷長 D (m)	荷重 (kN/m ²)	取荷長 L (m)	荷重 (kN/m ²)	A 活荷重	6	10	12	3.5	主載荷重の50%	B 活荷重	10	10	12	4.3	0.01L	<p>道路橋示方書</p>
Number of Loaded Lanes	Multiple Presence Factors m																																																																			
1	1.20																																																																			
2	1.00																																																																			
3	0.85																																																																			
>3	0.65																																																																			
Location	Tandem system TS		UDL system																																																																	
	Axle loads Q_k (kN)	q_k (or q_{k1}) (kN/m ²)																																																																		
Lane Number 1	330	3																																																																		
Lane Number 2	270	2.5																																																																		
Lane Number 3	100	2.5																																																																		
Other lanes	0	2.5																																																																		
Remaining area (q_{k1})	0	2.5																																																																		
荷重	主載荷部分		等分布荷重 q_k		従載荷部分																																																															
	取荷長 D (m)	荷重 (kN/m ²)	取荷長 L (m)	荷重 (kN/m ²)																																																																
A 活荷重	6	10	12	3.5	主載荷重の50%																																																															
B 活荷重	10	10	12	4.3	0.01L																																																															

【解説】

1. 3 基準とも集中的に載荷される分布荷重あるいはトラック荷重と、全面に載荷される等分布荷重との組合せとなっている。
2. 車道幅員を変化させて 3 基準の自動車荷重強度を比較すると図 4-1、図 4-2 のようになる。ここで集中荷重は、トラック荷重の場合は 1 台が幅員方向に満載された強度を示し、道示の場合は橋軸方向に 10m 幅で載荷される等分布荷重 p_1 を示す。これより、次のことが言える。
 - ・ AASHTO と Eurocode の集中荷重はレーン載荷するので階段状に増加し、道示はほぼ線形に増加する。道示は AASHTO と Eurocode の中間に位置するが、幅員が大きくなると AASHTO と Eurocode が一定値に収束していくのに対して道示は増加し続ける。
 - ・ AASHTO の等分布荷重は階段状に増加し、Eurocode と道示はほぼ線形に増加するが、AASHTO と Eurocode はほぼ同じ荷重強度である。一方、道示の等分布荷重強度は他の 2 基準よりかなり大きい。

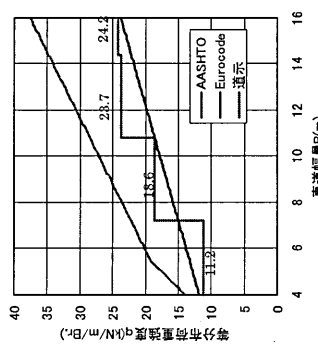
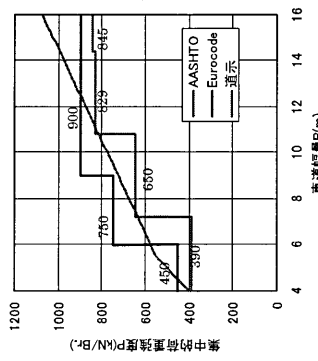
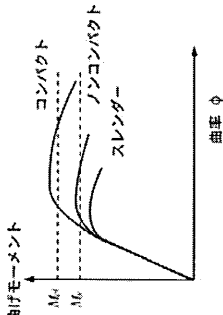
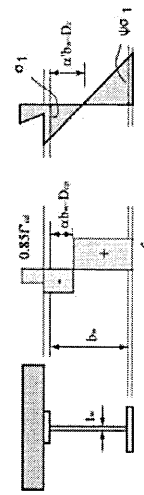
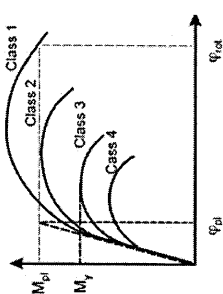
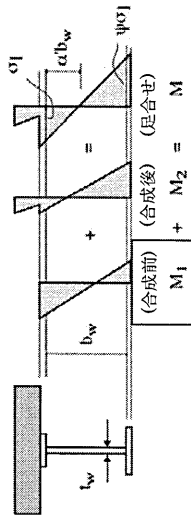


図 4-1 集中的荷重の比較

図 4-2 等分布荷重の比較

5. 断面の分類
5-1 正曲げ領域

AASHTO	Eurocode	JSSC ¹²⁾ ・土木学会標準示方書 ¹⁾ (道路橋示方書では規定なし)
<p>断面の分類 (AASHTO¹⁾ (6.10.2.2)</p> <p>【コンパクト (Compact)】 定義: $M_{max} \geq M_{pl}$ 腹板の幅厚比規定: $2D_{cp}/t_w \leq 3.76\sqrt{E/f_y}$ 【ノンコンパクト (Noncompact)】 定義: $M_{max} < M_y$ 腹板の幅厚比規定: $2D_c/t_w < 5.7\sqrt{E/f_y}$ 【スレンダー (Slender)】 定義: $M_{max} < M_y$ 腹板の幅厚比規定: 上記以外</p> <p>曲げモーメント</p>  <p>コンバクト スレンダー ノンコンパクト</p> <p>曲率 ϕ</p> <p>(共通記号の説明) M_{pl}: 合成断面における全塑性モーメント M_y: 合成断面における降伏モーメント E: 鋼材のヤング率 f_y: 鋼材の降伏強度の規格値</p>  <p>Compact Class 1, 2 Noncompact Class 3</p>	<p>断面の分類 (Eurocode 3⁹⁾ 5.6)</p> <p>【クラス1 (Class 1)】 橋梁ではほとんど用いられない。 腹板の幅厚比規定: $b_w/t_w \leq \begin{cases} 36\epsilon/\alpha & \text{for } \alpha \leq 0.5 \\ 396\epsilon/(13\alpha - 1) & \text{for } \alpha > 0.5 \end{cases}$</p> <p>【クラス2 (Class 2)】 = コンバクト 腹板の幅厚比規定: $b_w/t_w \leq \begin{cases} 41.5\epsilon/\alpha & \text{for } \alpha \leq 0.5 \\ 456\epsilon/(13\alpha - 1) & \text{for } \alpha > 0.5 \end{cases}$</p> <p>【クラス3 (Class 3)】 = ノンコンパクト 腹板の幅厚比規定: $b_w/t_w \leq \begin{cases} 42\epsilon/(0.67 + 0.33\psi) & \text{for } \psi > -1.0 \\ 62\epsilon(1 - \psi) & \text{for } \psi \leq -1.0 \end{cases}$</p> <p>【クラス4 (Class 4)】 = スレンダー 腹板の幅厚比規定: 上記以外 ただし, $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$</p> 	<p>断面の分類</p> <p>【コンパクト (Compact)】 腹板の幅厚比規定: $b_w/t_w \leq 2.0/\alpha\sqrt{E/f_y}$ ただし $\alpha < 0.4$ 【ノンコンパクト (Noncompact)】 腹板の幅厚比規定: $b_w/t_w \leq \begin{cases} 1.7\lambda(0.67 + 0.33\psi)\sqrt{E/f_y} & (\psi > -1.0) \\ 2.5\lambda(1 - \psi)\sqrt{E/f_y} & (\psi \leq -1.0) \end{cases}$</p> <p>$\lambda = \left[-0.1(M_{pl}/M_{ys}) + 2.3(M_{pl}/M_{ys})^2 \right]$ ただし, $M_{pl}/M_{ys} \leq 0.4$ M_{ys}: 鋼断面における降伏モーメント</p> <p>【スレンダー (Slender)】 腹板の幅厚比規定: 上記以外</p> 
<p>【考察】</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. コンバクト・ノンコンパクトの判定式 (図 5-1) FEM 解析の結果からは、AASHTO の限界幅厚比より若干高い所に境界があり、この結果に基づいて JSSC の条件式が決定されている。一方、Eurocode はかなり安全側の評価となっている。 2. ノンコンパクト・スレンダーの判定式 (図 5-2) FEM 解析の結果では、AASHTO 式は、$\alpha = 0.3 \sim 0.4$ 程度の領域では過度に安全側の判定となり、逆に $\alpha = 0.5$ あたりでは危険側の判定となっている。 同様の検討で、Eurocode は全ての領域において安全側の判定となるが、かなり保守的な限界値となっている。 3. 全体的として 以上より JSSC 式は、Eurocode 式に基づき、それを薄肉化するようシフトされている。 JSSC 式が合成桁の特性を考慮している点や、他の基準も参考にした上で FEM 解析で検証していることから、信頼性が高いと思われる。しかし、AASHTO でも大差のない結果となること、負曲げ領域との整合が取れること、設計が容易であることなどから AASHTO を推奨する。 <p>【解説】</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. AASHTO および Eurocode とも、鋼桁単独の場合で決定した限界幅厚比をそのまま適用している。また、活荷重合成桁では前死荷重による初期曲げモーメントが作用するが、この影響は考慮されていない。 2. JSSC¹²⁾ は、FEM によるパラメトリック解析から断面クラスの定義に従い、AASHTO と Eurocode とも比較しながら腹板の限界幅厚比を検討した結果である。 <p>図 5-1 コンバクト・ノンコンパクトの判定</p> <p>図 5-2 ノンコンパクト・スレンダーの判定</p>		

5-2 負曲げ領域

AASHTO		Eurocode		JSSC ⁽²⁾ (道路橋示方書では規定なし)	
断面区分 (AASHTO ³ : 6.10.6.2, 6.10.8.2)		断面区分 (Eurocode 3 ⁴ : 5.6)		断面区分	
項目	条件	項目	条件	項目	条件
腹板の幅厚比	$\frac{2D_{op}}{t_w} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Class1	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 36\epsilon/\alpha & \text{for } \alpha \leq 0.5 \\ 396\epsilon/(13\alpha-1) & \text{for } \alpha > 0.5 \end{cases}$	腹板の幅厚比	$\frac{b_{wc}}{t_w} < 1.66 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
ノンコンパクト	$\frac{2D_{op}}{t_w} < 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Class2	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 41.5\epsilon/\alpha & \text{for } \alpha \leq 0.5 \\ 456\epsilon/(13\alpha-1) & \text{for } \alpha > 0.5 \end{cases}$	圧縮フランジ幅厚比	$\frac{b_f}{2t_f} < 0.434 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
コンパクト	$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Class3	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 42\epsilon(0.67+0.33\psi) & \text{for } \psi > -1.0 \\ 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} & \text{for } \psi \leq -1.0 \end{cases}$	幅厚比に関する相関式	$\frac{b_{wc}}{t_w} + 3.63 \frac{b_f}{2t_f} \leq 2.77 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
ノンコンパクト	$\frac{b_f}{2t_f} < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$	Class1	$b_f/2t_f \leq 9\epsilon$	関係式	
コンパクト		Class2	$b_f/2t_f \leq 10\epsilon$		
		Class3	$b_f/2t_f \leq 14\epsilon$		

D_{op} : 全塑性状態における圧縮腹板高さ, t_w : 腹板厚, E : ヤング率, F_{yc} : 圧縮フランジ幅, t_f : 圧縮フランジ厚, F_{yc} : 圧縮フランジの規格最小降伏強度
 $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$: [N/mm²]
 f_y : 鋼材の降伏応力

なお、Eurocode の規定は圧縮フランジの自由突出幅を c とし c/t_f の値に条件を与えているが、AASHTO LRED の規定と比較しやすくなるよう、上の表では自由突出幅 c を近似的に $b_f/2$ と置き換えている。また、 α は腹板全高に対する圧縮領域の割合である。

【解説】

1. 正曲げ領域では、圧縮フランジはコンクリート床版によって拘束され局部座屈は生じないので、腹板の幅厚比のみで断面区分が可能である。一方負曲げ領域では、圧縮フランジも局部座屈する可能性があるため、腹板のみならず圧縮フランジの幅厚比も規定されている。
2. 腹板の幅厚比は、正曲げ領域と基本的に同じであるが、JSSC だけは制限値 (2.0⇒1.66) を厳しくしている。JSSC 式は、FEM 解析によってコンパクト断面の条件を検討した結果²⁾である。
3. I 桁の曲げ強度は圧縮フランジの横座屈も考慮しなければならぬが、断面区分とは別に規定されている。

【考察】

1. コンパクト・ノンコンパクトの判定式 (図 5-3)
 - ・Eurocode の幅厚比が最も厳しいが、JSSC では腹板とフランジとの相関関係式による制約がある。
 - ・腹板の限界幅厚比は AASHTO が最も大きく、圧縮フランジの限界幅厚比は JSSC が最も大きい。
2. ノンコンパクト・スレンダールの判定式 (図 5-4)
 - ・AASHTO と Eurocode は判定式が規定されているが、JSSC には規定がない。
 - ・Eurocode は AASHTO よりも、フランジ、腹板とも幅厚比の規定が厳しい。
3. 全体的として
 - ・AASHTO と Eurocode の腹板の幅厚比は、正曲げ領域の規定と全く同じで、圧縮フランジの幅厚比が追加された形となっている。
 - ・一方 JSSC は、コンパクト断面のみを新たに規定しており、腹板の幅厚比も正曲げ領域よりも厳しい値となっている。ノンコンパクトの規定がないので、このままでは使えない。

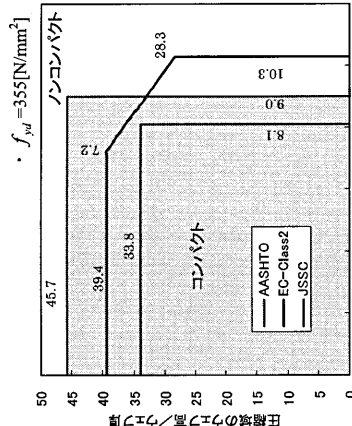


図 5-3 コンパクト・ノンコンパクトの判定

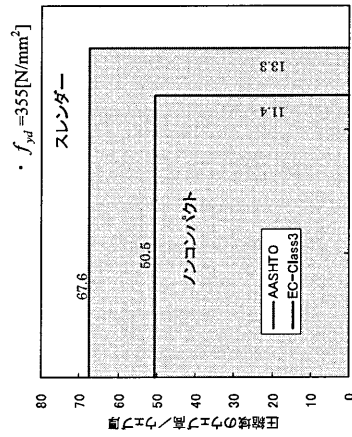
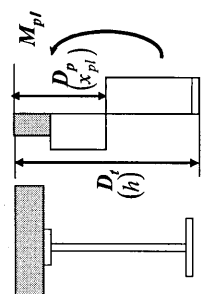
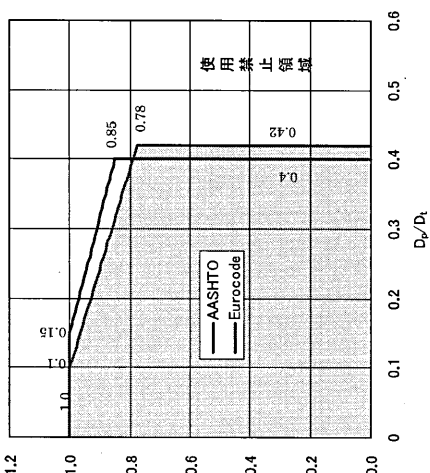


図 5-4 ノンコンパクト・スレンダールの判定

6. 終局限界状態の照査

6-1 コンパクト断面の曲げ耐力の制限

AASHTO	Eurocode	JSSC ⁽²⁾ ・土木学会標準示方書 ⁽¹⁾ (道路橋示方書では規定なし)
<p>(AASHTO¹ 6.10.7)</p> <p>鋼材の降伏強度の規格値が $485 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ を上回らないという制約の下、曲げ耐力 M_r は、以下のとおり。</p> $M_r = \begin{cases} M_{pl} & (D_p \leq 0.1D_t) \\ M_{pl} (1.07 - 0.7D_p/D_t) & (0.1D_t < D_p \leq 0.42D_t) \end{cases}$ <p>連続桁において、以下に示す a)、b) どちらかに該当する場合、曲げ耐力 M_r に上限値を設定する。</p> <p>a) 対象となる支間部および中間支点両側の断面が所定の断面形状を有していない。</p> <p>b) 中間支点両側の断面が所定の塑性回転性能を有していない。</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> <p>曲げ耐力の上限値： $M_r \leq 1.3R_y M_y$</p> </div> <p>ただし、R_y：ハイブリッド係数 (ホモジニアス断面では 1.0) M_y：降伏曲げモーメント</p>	<p>(Eurocode 4³⁾ 6.2)</p> <p>S420 鋼材 ($f_y = 420 \text{ [N/mm}^2\text{]}$) または S460 鋼材 ($f_y = 460 \text{ [N/mm}^2\text{]}$) を用いた合成断面において、曲げ耐力 M_r は次式で表される。</p> $M_r = \begin{cases} M_{pl} & (x_{pl} \leq 0.15h) \\ M_{pl} (1.09 - 0.6h/x_{pl}) & (0.15h < x_{pl} \leq 0.4x_{pl}) \end{cases}$ <p>連続合成桁に弾性全体解析を適用する際に、正曲げ域において圧縮応力を受けるコンクリート床版を有するコンパクト断面において、以下に示す a)、b) の両方に該当する場合、曲げ耐力 M_r に上限値を設定する。</p> <p>a) 中間支点近傍の負曲げ域において、ノンコンパクト断面またはスレンダー断面を適用している。</p> <p>b) 中間支点両側のスパンの比 (短いスパン/長いスパン) が 0.6 より小さい。</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> <p>曲げ耐力の上限値： $M_r \leq 0.9M_{pl}$</p> </div> <p>あるいはその代替として精度の高い弾塑性全体解析を適用のこと。</p>	<p>特記なし</p>
<p>(共通記号の説明)</p> <p>M_r : 曲げ耐力 M_{pl} : 全塑性モーメント $D_p(h)$: コンクリート上面から塑性中立軸までの距離 $D_t(x_{pl})$: 合成断面の全高</p> 	<p>【解説】</p> <p>AASHTO および Eurocode とも、以下の二つの条件からコンパクト断面の曲げ耐力を低減している。</p> <p>① コンクリートの圧壊による制限 (Ductility 条件) コンパクト断面の条件を満たす場合でもコンクリートの圧壊により全塑性モーメントに到達できない場合がある。</p> <p>② 連続桁としての変形性能からの制限 連続合成桁で支間部において全塑性モーメントを期待するためには、支点上の断面も変形性能が必要。</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p>【考察】</p> <p>1. 曲げ耐力の低減 (図 6-1) AASHTO および Eurocode とも、合成断面全高に対する塑性中立軸の圧縮側高の比率によって、曲げ耐力を低減している。両基準とも大きな違いはない。</p> <p>2. 曲げ耐力の上限値 AASHTO では降伏曲げモーメントの 1.3 倍を上限とし、Eurocode では全塑性モーメントの 0.9 倍を上限としている。実際の鋼桁断面を想定すると AASHTO の方が上限値を低く設定することになる。</p> </div>	 <p>図 6-1 設計曲げ耐力の低減</p>

6-2 セン断耐力

AASHTO	Eurocode	JSSC ⁹⁾ ・土木学会標準示方書 ¹⁾	道路橋示方書												
<p>(AASHTO^{6, 10, 9)} 終局屈曲状態のせん断耐力V_rは、以下のとおり。</p> $V_r = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_0/D)^2}} \right]$ $V_p = 0.58 f_{yw} D t_w$ $C = \frac{1.52}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{E k}{f_{yw}}\right)$ <p>ここで、$\frac{D}{t_w} > 1.38 \sqrt{\frac{E k}{f_{yw}}}$ $k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2}$</p> <p>$V_n$: 抵抗せん断力 V_p: 塑性せん断力 f_{yw}: 腹板の降伏強度 D: 腹板高さ t_w: 腹板厚 d_0: 垂直補剛材間隔</p>	<p>(Eurocode 3^{8) 5)} 終局屈曲状態のせん断耐力V_rは、以下のとおり。</p> $V_r = \frac{X_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t_w}{\sqrt{3} \gamma_{M1}}$ $X_w = X_w + X_f$ $X_f: \text{フランジの寄与分}$ $X_w: \text{腹板の寄与分}$ <p>X_f: フランジに腹板が寄与する係数X_wは、下表で与えられる。 せん断耐力に腹板が寄与する係数X_wは、下表で与えられる。</p> <table border="1"> <caption>Table 5.1: Contribution from the web X_w to shear buckling resistance</caption> <thead> <tr> <th></th> <th>Rigid end post</th> <th>Non-rigid end post</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$</td> <td>$\eta$</td> <td>$\eta$</td> </tr> <tr> <td>$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$</td> <td>$0.83/\bar{\lambda}_w$</td> <td>$0.83/\bar{\lambda}_w$</td> </tr> <tr> <td>$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$</td> <td>$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$</td> <td>$0.83/\bar{\lambda}_w$</td> </tr> </tbody> </table> <p>ここで、支点上と中間に垂直補剛材をもつ腹板の場合、 $\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{37.4 t_w \cdot \epsilon \cdot \sqrt{k_r}}$ $\eta = \frac{h_w}{235 f_{yw}}$ $\epsilon = \sqrt{235/f_{yw}}$ k_r: 腹板高さ ϵ: 腹板厚 k_r: せん断座屈係数 γ_{M1}: 部分安全係数 η: Rigid end post = 1.2, Non-rigid end post = 1.0</p>		Rigid end post	Non-rigid end post	$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$	η	η	$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	<p>合成桁のせん断耐力は、鋼桁のせん断耐力を用いる。 せん断耐力V_rは、Baslerの式を用いて、以下のとおり。</p> $\frac{V_r}{V_y} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \sqrt{3} \frac{1 - \tau_{cr}/\tau_y}{2} \cdot \dots \cdot (5.2.1)$ <p>式(5.2.1)の右辺第1項はせん断座屈強度、第2項は後座屈強度、すなわち斜め張力場による強度である。 ただし、τ_{cr}: せん断座屈耐力 τ_y: 降伏せん断応力 $V_y = \tau_y b_w t_w$: 腹板の降伏せん断強度 α: アスペクト比 (≤ 3.0) 腹板のせん断座屈耐力τ_{cr} ($\leq \tau_y$) は以下の式で算定する。</p> $\tau_{cr} = \begin{cases} \frac{\tau_{cr}}{\sqrt{0.8 \tau_x \tau_y}} & \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \leq 0.8 \tau_x \right) \\ \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} & \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_y} \geq 0.8 \tau_x \right) \end{cases} \dots \cdot (5.2.2)$ $\tau_{cr} = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b_w} \right)^2 \dots \cdot (5.2.3)$ <p>ただし、 $k_s = \begin{cases} 5.34 + 4.00/\alpha^2 & (\alpha \geq 1) \\ 4.00 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha \leq 1) \end{cases} \dots \cdot (5.2.4)$</p>	<p>純せん断を受ける鋼桁の腹板は、座屈後もかなりの大きな耐力を有するが、設計上はせん断座屈に対する照査を行い、腹板の後座屈強度は安全率を1.25と低減している。 せん断座屈のせん断耐力は次式による。 $\tau_{cr} = k_r \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b_w} \right)^2$ <p>ここに、 k_r: せん断耐力に対する座屈係数 μ: ポアソン比</p> </p>
	Rigid end post	Non-rigid end post													
$\bar{\lambda}_w < 0.83/\eta$	η	η													
$0.83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1.08$	$0.83/\bar{\lambda}_w$	$0.83/\bar{\lambda}_w$													
$\bar{\lambda}_w \geq 1.08$	$1.37/(0.7 + \bar{\lambda}_w)$	$0.83/\bar{\lambda}_w$													

図 6-1 (a) せん断耐力 ($\alpha=1.5$ の場合)

図 6-2 (b) せん断耐力 ($\alpha=3.0$)

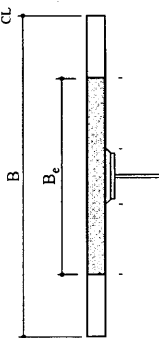
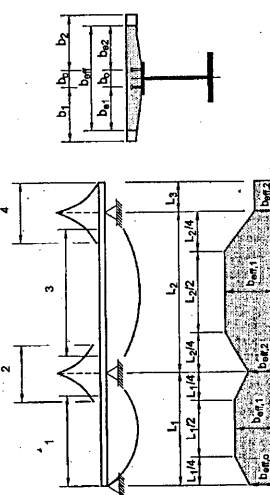
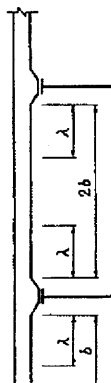
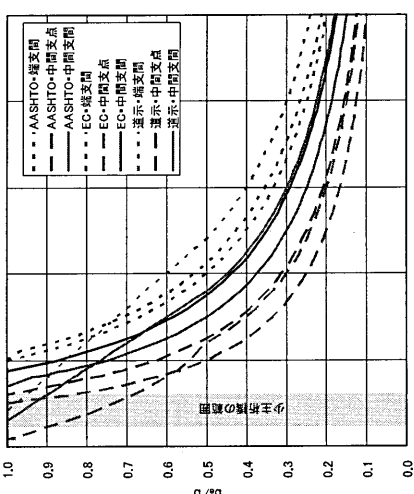
【解説】
 合成桁の場合、せん断耐力が鋼桁単独の場合よりも大きくなるのが知られているが、現状での強度上昇を精度良く評価できる設計手法は見当たらないことから、鋼桁単独のせん断耐力と同じとなっている。
 通常のせん断座屈強度に対して、斜め張力場による後座屈強度が考慮されている。

【考察】
 1. アスペクト比が1.5と3.0の場合について、3つの基準によるせん断耐力を弾性せん断座屈強度(道示)と比較して図6-2に示す。これより、次のことが言える。
 ・AASHTOは、Baslerの式を用いたJSSC式とほとんど一致している。
 ・Eurocodeは、 $\alpha=3.0$ では他の基準と一致しているが、 $\alpha=1.5$ では他の基準よりも低い値となっている。これは、EurocodeではBaslerの式によらず、斜めせん断張力場による後座屈強度が別に評価されていないため、 α が大きければ後座屈強度が小さくなるために他式と一致するが、 α が小さい場合は後座屈強度の影響が大きくなり、差異が生じている。
 ・いずれの場合も、せん断耐力は弾性せん断座屈強度よりも大きくなる。
 2. せん断耐力の評価式は、この他にも多く提案されているが、Basler式は、せん断弾性座屈強度との相関が明確であることから、一般性が高い。

6-3 曲げとせん断の組み合わせに対する照査

AASHTO (AASHTO ¹⁰ 6.10.7.3) 作用曲げモーメントおよび作用せん断力の両方がある程度大きな値の場合、組み合わせに対して考慮している。コンパクト断面の場合、せん断耐力 V_r は、以下のとおり。 $M_u \leq 0.5\phi_f M_p$ の場合 $V_r = V_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right]$ $M_u > 0.5\phi_f M_p$ の場合 $V_r = RV_p \left[C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] \geq CV_p$ ただし、 $R = \left[0.6 + 0.4 \left(\frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75\phi_y M_y} \right) \right] \leq 1.0$: 低減係数 M_u : 設計曲げモーメント ϕ_f : 曲げの抵抗係数 (=1.0) M_p : 全塑性モーメント M_y : 降伏モーメント M_r : 曲げ耐力	Eurocode (Eurocode 3 ⁹⁾ 6.2.8) 作用せん断力がせん断耐力の 50%を超える場合に、曲げとせん断の相互作用を考慮する。 ⇒ せん断力が与える影響は、曲げ耐力に対するウェブの寄与率を低減させることにより評価し、ウェブの応力低減を行う。ただし、塑性中立軸位置 x_{pl} の算出は低減する前の状態で行う。 すなわち、 曲げ耐力算出時のウェブの降伏強度を $f_{yd} \rightarrow (1-\rho)f_{yd}$ とする。 ただし、 $\rho = 2(V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2$: 低減係数 $V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{h,Rd})$: 抵抗せん断力 V_{Ed} : 作用せん断力 $V_{pl,Rd}$: 塑性せん断耐力 $V_{h,Rd}$: ウェブのせん断座屈耐力 $M_{pl,Rd}$: 塑性曲げモーメント	JSSC ¹⁰ 、土木学会標準示方書 ¹⁰⁾ JSSC および土木学会標準示方書では 4 乗相関則が合成桁の挙動をかなり適切に表していると解説している。すなわち、曲げとせん断を受ける桁は、両者の相関強度は次式を用いて照査する。 $\left(\frac{M_{sd}}{M_{rd}} \right)^4 + \left(\frac{V_{sd}}{V_{rd}} \right)^4 = 1$ ただし、 M_{sd} : 設計曲げモーメント M_{rd} : 設計抵抗モーメント V_{sd} : 設計せん断力 V_{rd} : 設計抵抗せん断力 照査対象パネル内において、設計曲げモーメント M_{sd} とし、対軸方向に変化する。JSSC では設計曲げモーメント M_{eq} を用いることとする。 一方、設計せん断力については、安全側の立場から照査対象パネル内の最大値を用いることとする。なお、設計せん断耐力 V_r に対してせん断座屈強度と斜め張力場の強度の和を用いることも考えられ、その場合の部分係数値および斜め張力場の強度の評価については検討の余地がある。また、4 乗相関則を採用した場合、道路橋示方書などの垂直補剛材間隔の条件式との整合性についても注意する必要がある。 本質的に、曲げはフランジで、せん断は腹板で分担するという基本的特性を合成桁は有するため、4 乗相関則は合成桁の挙動をかなり適切に表していると考えよう。	道路橋示方書 垂直応力度 σ_x および曲げに伴うせん断応力度 τ_x がともに許容応力度 (σ_a, τ_a) の 45% をこえる場合は、曲げモーメントおよび曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる荷重状態について次式で照査する。 $\left(\frac{\sigma_x}{\sigma_a} \right)^2 + \left(\frac{\tau_x}{\tau_a} \right)^2 \leq 1.2$ 上式の右辺が 1.2 となっているのは、許容応力の 1.1 倍の割り増しを考慮した結果であり、左辺の分母を 1.1 倍した表記とすれば右辺は 1.0 となる。
<p>【考察】</p> <p>1. 4 つの基準における曲げとせん断の相関強度の評価式の値を、ある条件を仮定して比較すると図 6-3 のようになる。これより次のことが言える。</p> <p>1) 道示や鉄道橋の設計標準などで採用されている 2 乗相関則は、他の方法に比べて相関作用が強く、相関強度を最も低く評価している。</p> <p>2) JSSC の 4 乗相関則は、2 乗相関則と AASHTO や Eurocode との中間に位置し、曲げとせん断の影響を等しく低減している。</p> <p>3) AASHTO は、作用曲げモーメントの大きさに応じてせん断耐力を直線式で低減させている。曲げとせん断の組合せが問題となる中間支点部はノンコンパクトとなり、降伏モーメントが曲げ耐力よりも曲げで 75%、せん断で 60% までとなる。</p> <p>4) Eurocode は、曲げ耐力に対するウェブの寄与率だけを低減させるが、中間支点部ではノンコンパクトとなり降伏モーメントが曲げ耐力となることからウェブの寄与率が小さく相関の影響が最も小さい結果となった。図 6-3 の例では負曲げ断面の降伏モーメントに対して 12% と仮定したが、負曲げ断面の全塑性モーメントであれば 18%、正曲げ断面の全塑性モーメントであれば 50% 近くまで寄与率が増加する。</p> <p>2. JSSC の 4 乗相関則は、最近の合理化橋でも採用されているが、曲げはフランジで、せん断は腹板で分担するという合成桁の挙動を適切に表していると考えられている。また、AASHTO や Eurocode のような特別な低減式を用いないので、設計が簡便となり、しかも安全側の評価となる。</p>	<p>(比較条件)</p> <ul style="list-style-type: none"> • AASHTO では、曲げ耐力を降伏モーメント ($M_r = M_y$) と仮定する。 • Eurocode では、曲げ耐力に対するウェブの寄与率を 12% と仮定する。 • 道示は設計耐力を基準としたものでないが、ここでは許容応力を 1.1 倍した値を設計耐力と仮定して図化する。 		<p>図 6-3 曲げとせん断の相関強度</p>

6-4 床版の有効幅

AASHTO	Eurocode	土木学会標準示方書 ¹⁾	道路橋示方書
<p>(AASHTO) 4.6.2.6)</p> <p>床版の有効幅 B_e は、フランジの有効幅と同じ考え方による。</p> <p>1) 中桁の場合、床版の有効幅 B_e は以下の最小値とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・等価支間長の 1/4 ・スラブの平均厚の 12 倍 + (ウェブ厚、もしくは上フランジ幅の 1/2 の大きい値) ・隣接する桁との平均間隔 B <p>2) 耳桁の場合、中桁の有効幅の 1/2 に以下の最小値を加えた値とする。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・等価支間長の 1/8 ・スラブの平均厚の 6 倍 + (ウェブ厚の 1/2、もしくは上フランジ幅の 1/4 の大きい値) ・張り出し幅 	<p>有効幅 b_e は以下の式により算定する。(Eurocode 4) 5.4.1.2) 支間中央部、または中間支点部における有効幅 b_e は以下の式により算定する。</p> $b_e = b_0 + \sum b_{ei}$ <p>ただし、b_0 : 両外側に配置しているすれ止め中心間隔 b_{ei} : 片側のコンクリート床版の有効幅で $L_e/8$</p> $L_e = \begin{cases} 0.85L_1 & \text{(端支間部)} \\ 0.25(L_1 + L_2) & \text{(中間支点部)} \\ 0.7L_2 & \text{(中間支間部)} \end{cases}$ <p>L_1 : 端支間長、L_2 : 中間支間長 端支点部における有効幅 b_e は以下の式により算定する。</p> $b_e = b_0 + \sum \beta_i b_{ei}$ <p>b_0 : 両外側に配置しているすれ止め中心間隔 $\beta_i = (0.55 + 0.025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$ b_{ei} : 片側のコンクリート床版の有効幅で $L_e/8$ ただし、床版片側全幅以下 L_e : 等価支間長は端支間長</p> 	<p>(1) 終局時照査用の有効幅 コンクリート断面の終局状態においてはコンクリート床版は非弾性状態となり、応力が再配分されるため弾性時に比べ広い有効幅が期待できる。有限要素解析などにより直接せん断連れの影響を考慮し、有効幅を定めることも可能であるが、このような解析や実験によらない場合は、Eurocode もしくは AASHTO の規定を用いてよい。</p> <p>(2) 疲労照査用の有効幅 ほぼ弾性状態と想定され、道示の規定の有効幅を用いてよい。</p> <p>(3) ひび割れ幅照査用の有効幅 奥井らの標準的な 2 主桁連続合成桁を對象に乾燥収縮を無視した死荷重および活荷重載荷時における有効幅算出式が紹介されている。</p>	<p>床版の有効幅は鋼桁のフランジの有効幅の規定による。ただし、b および λ は下図に示すように 45 度のハンチの傾斜を考慮した部分からとる。</p> <p>1) 支間部</p> $\lambda = \begin{cases} \frac{b}{0.15l} & (b/l \leq 0.05) \\ \frac{b}{0.05 < b/l < 0.30} & (0.05 < b/l < 0.30) \\ \frac{b}{0.30 \leq b/l} & (0.30 \leq b/l) \end{cases}$ <p>ただし、l : 等価支間長 (端支間 = $0.8L_1$、中間支間 = $0.6L_2$)</p> <p>2) 中間支点上</p> $\lambda = \begin{cases} \frac{b}{0.15l} & (b/l \leq 0.02) \\ \frac{b}{0.02 < b/l < 0.30} & (0.02 < b/l < 0.30) \\ \frac{b}{0.30 \leq b/l} & (0.30 \leq b/l) \end{cases}$ <p>ただし、l : 等価支間長 (= $0.2(L_1 + L_2)$)</p> 
<p>【考察】</p> <p>1. 終局限界状態の床版有効幅としては、AASHTO、Eurocode に規定があり、土木学会はそれらを準用できるとしている。コンクリート断面の終局状態においては、コンクリート床版は非弾性状態となり、応力が再配分されるため弾性時に比べて幅広い有効幅が期待できる。</p> <p>2. 有効幅の取り方は、AASHTO では主桁腹板中心から、Eurocode ではすれ止め配置位置から、道示では 45 度のハンチがすり付き付く位置からそれぞれ違いがある。</p> <p>3. AASHTO では、床版幅と支間長の関係だけでなく、床版厚さも規定されており、これが最小となつて全幅有効とならない傾向がある。</p> <p>4. AASHTO、Eurocode、道示それぞれ有効幅を比較したグラフを図 6-4 に示す。これより、次のことが言える。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 3 基準とも b/l の増加とともに有効幅が減少する傾向は同じである。 ・ b/l が 0.1 よりも小さい範囲では、道示の有効幅が最も小さく、特に少主桁橋で想定される範囲では道示だけが有効幅が減少するが、他の基準では全幅有効となる。 		<p>(比較条件)</p> <p>① 端支間長と中間支間長は等しいと仮定する。</p> <p>② AASHTO における算出条件</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 床版厚の 12 倍という条件は省略 ・ 等価支間長は道示を適用 <p>③ 図示した少主桁橋の範囲は、主桁間隔 5~6m、支間長 50~60m を想定したものの。</p>	 <p>図 6-4 床版有効幅の比較</p>

7. 使用限界状態の照査

AASHTO	Eurocode	JSSC ¹²⁾	道路橋示方書
<p>Service II Limit State</p> <p>1. 永久変形の照査 (AASHTO¹⁾6.10.4.2.2) $f_f \leq 0.95F_{yf}$ ここで、f_f: 使用限界状態での作用応力 F_{yf}: 降伏応力</p> <p>2. 活荷重たわみの照査 (AASHTO¹⁾2.5.2.6) $\Delta_{max} \leq \Delta_{allowable} = \left(\frac{Span}{800} \right)$ ここで、Δ_{max}: 活荷重による最大たわみ量 $Span$: 支間長</p>	<p>Serviceability limit states</p> <p>1. ウェブブリー징の照査 (Eurocode 3¹⁰⁾ 7.4) 水平補剛材を持たないケースで薄い腹板を用いた場合、交通荷重に伴う、腹板の繰返し面外変形に起因して疲労亀裂の発生が懸念される。疲労は、フランジと腹板の接合部、または垂直補剛材と腹板の接合部で、特にフランジと垂直補剛材のコナー部での発生の可能性が高い。 以上より、腹板の幅厚比に対して以下の制限を設ける。 $b_w / t_w \leq 30 + 4L$ ただし、$b_w / t_w \leq 300$とする。 L: 支間長 [m] (20m以上) また、上式が満足されない場合、以下の照査式を適用できる。 $\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_c}\right)^2 + \left(1.1 \frac{f}{r_p}\right)^2} \leq 1.1$ ただし、σ_c および r_p は支持辺を単純支持とした場合の弾性座屈応力である。</p> <p>2. 床版コンクリートのひび割れ幅の照査 連続合成桁としての設計カテゴリーによって、コンクリート床版の作用応力とひび割れ幅の照査を行う。中間支点部のコンクリート床版にプレストレスを導入しない場合は、カテゴリーDに相当するので、ひび割れ幅の照査のみを行う。</p>	<p>1. 使用限界状態での要求性能 1) 鋼材の永久変形を許さない、すなわち弾性状態にあることを要求する。 2) 腹板の座屈や脆性接合部の疲労亀裂は生じないものとする。 3) コンクリート床版については、耐久性を阻害しない程度のひび割れを許容する。この場合、適切な防水施工を行うものとする。 4) 過大なたわみが生じない。</p> <p>2. 照査項目 1) 永久変形の照査 使用状態において、あらゆる荷重作用または組合せ作用のもとで弾性状態であることを要求性能とする。 $\gamma_1 \sigma_{ed} \leq \sigma_y / \gamma_b$ $\gamma_1 \tau_{ed} \leq \left(\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_b$ $\gamma_1 \sqrt{\sigma_{ed}^2 + 3\tau_{ed}^2} \leq \sigma_y / \gamma_b$ 2) 腹板の弾性座屈 使用状態では、腹板の曲げ、せん断弾性座屈は生じないものとし、曲げモーメントとせん断力を受ける板の座屈照査式で照査する。 3) ウェブブリー징の照査 Eurocode に同じ。(省略) 4) ひび割れ幅制御 7. ひび割れ幅制御に示す。 5) 活荷重たわみの照査 道路橋示方書II鋼橋編による。</p>	<p>道路橋示方書</p> <p>道路橋示方書では、基本的に全て使用限界状態での照査となっている。主な照査項目は次のようである。 1) 許容応力度に対する照査 2) 鋼部材の座屈に対する照査 3) 活荷重たわみの照査 コンクリート床版をもつ鋼桁のたわみ許容値 $\delta_{ls} = \begin{cases} L/2000 & (\text{支間長 } L \leq 10) \\ L/(20000/L) & (10 < \text{支間長 } L \leq 40) \\ L/500 & (40 < \text{支間長 } L) \end{cases}$</p>
<p>【ウェブブリー징について】</p> <p>1. Eurocode におけるウェブブリー징の照査は、腹板の幅厚比を支間長との関係で規制するもので、図 7-1 のようになる。道示と比較するとかなり緩い規定となっている。満足しない場合は、腹板の弾性座屈の照査を行うことになっているので、間接的に腹板の弾性座屈も照査しているものと思われる。</p>	<p>【活荷重たわみの許容値について】</p> <p>1. AASHTO は、鋼構造、コンクリート構造も含めて径間部の許容値は $L/800$ となっている。歩道橋は別途規定されている。 2. 道示では、合成桁・非合成桁とも同じ許容値で、活荷重たわみによってコンクリート床版に生じる付加曲げ応力を制限するように規定されている。このために、主桁の曲率を制限する形で表されているので、コンクリート床版以外の場合よりも支間長が小さい場合は許容値が小さくなっている。 3. AASHTO と道示の活荷重たわみの許容値を比較して図 7-2 に示す。これより、25m 以下の小支間では道示の許容値が AASHTO に比べて厳しく制限されていることが分かる。</p>	<p>図 7-1 腹板の幅厚比制限の比較</p>	<p>図 7-2 活荷重たわみの許容値の比較</p>

8. ひび割れ幅制御 (その1)

AASHTO	Eurocode	土木学会標準示方書 ¹¹⁾	土木学会・コンクリート標準示方書 ¹⁶⁾	道路橋示方書									
<p>1. 床版作用によるひび割れ (AASHTO⁵⁾ 5.7.3.4) 鉄筋応力で制御する。</p> <p>$f_s \leq f_{sm}$</p> <p>ここで、 f_s: 死荷重と活荷重による鉄筋作用応力 f_{sm}: ひび割れを制御するための許容鉄筋応力</p> <p>$f_{sm} = \frac{Z}{(d_c A_c)^{1/3}} \leq 0.6 f_y$</p> <p>$Z = 23000 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$: ひび割れ幅パラメータ d_c: 鉄筋中心からのかぶり A_c: 鉄筋中心から50mmを超えては純かぶりを50mmとして計算 $A_c = 2d_c \cdot \text{barspace}$: コンクリート断面 f_y: 鉄筋の降伏応力</p> <p>【特記】 主桁作用に対するひび割れの規定は見当たらない。</p>	<p>1) 最小鉄筋量(7.4.2) $A_s = k_1 k_2 k_3 k_4 \frac{f_{cr,eff}}{A_c} / \sigma_s$ $f_{cr,eff}$: 初期ひび割れ時の有効コンクリートの引張強度の値。EN1992-1-1:200x, Table3.1にあるf_{cm}があるいはTable1.3.1にあるf_{icm}から得られる。ひび割れ時のコンクリート材料が28日より小さいと確認できない時は、最小引張強度を3N/mm²を採用してよい。 k: 不均衡分布自己平衡応力の影響に対する許容係数(=0.8) k_1: 初期ひび割れとすれ止め効果の減少の影響によるコンクリート床版の直応力減少の影響に対する許容係数(=0.9) k_2: ひび割れに先立って直接に断面内の応力分配を考慮した係数</p> <p>$k_3 = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0.3 \leq 1.0$</p> <p>$h_c$: コンクリートフランジの厚さ。ハンチやリップを除く。 z_0: ひび割れないコンクリートフランジの中心と合成断面との鉛直距離。短期荷重に対する係数比ρ_sを用いて計算されたもの。 ρ_s: ひび割れ後に鉄筋に許容される最大応力。降伏点の特性値f_{yk}より得られる。</p> <p>2) 直接荷重によるひび割れの制衡(7.4.3)</p> <p>$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta \sigma_s$ ただし、 $\Delta \sigma_s = \frac{0.4 f_{cm}}{\alpha_{sp} \rho_s}$ $\alpha_{sp} = \frac{A_l}{A_d J_s}$ ここで、 $\sigma_{s,0}$: 鉄筋+鋼桁断面の鉄筋応力 f_{cm}: コンクリート引張強度 $\rho_s = A_s / A_{ct}$: 鉄筋比 A_{ct}: コンクリートの断面積</p>	<p>JSCC では主桁作用によるひび割れ幅w_{md}、床版作用によるひび割れ幅w_{bd}は、次式を満足しなければならぬ。</p> <p>$\gamma_1 \frac{w_{md}}{w_a} \leq 1, \gamma_2 \frac{w_{bd}}{w_a} \leq 1$ ただし、γ_1: 構造係数 (通常$\gamma_1 = 1$としてよい) w_a: ひび割れ幅の許容値</p> <p>1) ひび割れ幅の許容値 コンクリート床版の許容ひび割れ幅w_{cr}は、環境条件や防水層の種類および有無を考慮して定めることを原則とする。ただし、特に詳細な検討をしない場合、土木学会：コンクリート標準示方書に規定される許容値を用いてよい。この許容値は環境条件と純かぶりCの関数として与えられる。</p> <p>2) 主桁作用によるひび割れ 長井らの方法が紹介されている。 設計ひび割れ幅w_{md}はひび割れ照査用の設計曲げモーメントM_dを用いて次式で与えられる。</p> <p>$w_{md} = \left\{ \begin{array}{l} w_{CR} + \frac{w_{ER} - w_{CR}}{M_{ER} - M_{CR}} (M_d - M_{CR}) \\ \text{for } (M_{CR} \leq M_d \leq M_{ER}) \\ \text{for } (M_{ER} \leq M_d) \end{array} \right.$</p> <p>ただし、$M_{CR}$: 初期ひび割れ開始時の負曲げモーメント M_{ER}: 初期ひび割れ状態から安定ひび割れ状態へ移行するときの負曲げモーメント</p> <p>$w_{CR} = L \left(\frac{N_{CR}}{E_s A_s} - \beta_m \frac{N_{CR}}{E_s A_s} - \epsilon_{end} \right) (\beta_m = 0.60)$: 初期ひび割れ幅 $w_{ER} = L \left(\frac{M_d}{E_s I_{st}} - \gamma_{sp} + \frac{\beta_{ct}}{E_s \alpha_d P_s} - \frac{\beta_{ct}}{E_s P_s} - \epsilon_{end} \right) (\beta_m = 0.20)$: 安定ひび割れ幅 $N_{CR} = \sigma_m (1 + \eta \rho_s) A_c$: 初期ひび割れ時の床版軸力 σ_m: 床版中央でのコンクリート応力 E_s: 鉄筋のヤング率 A_s: 鉄筋の断面積 A_c: コンクリートの断面積 $\eta = E_s / E_c$: ヤング係数比 ρ_s: 鉄筋比 ϵ_{end}: 乾燥収縮度 (通常$\epsilon_{end} = -150 \mu$)</p>	<p>コンクリート標準示方書では、ひび割れ幅は許容ひび割れ幅以下でなければならない。</p> <p>1) 許容ひび割れ幅(7.4.2)</p> <table border="1" data-bbox="335 470 462 784"> <caption>表 7.4.1 許容ひび割れ幅 w_a(mm)</caption> <thead> <tr> <th>鋼材の種類</th> <th>鋼材の高さに対する環境条件</th> <th>特に厳しい環境環境</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>異形鉄筋・普通鋼</td> <td>0.005c</td> <td>0.004c</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>0.0035c</td> </tr> </tbody> </table> <p>c: かぶり</p> <p>2) 曲げひび割れの検討(7.4.4)</p> <p>$w \leq w_a$</p> <p>$w = 1.1 k_1 k_2 k_3 (4c + 0.7(c_s - \Phi)) \left[\frac{\sigma_s}{E_s} + \epsilon_{end} \right]$</p> <p>ここで、 k_1: 鋼材の表面形状の係数。異形鉄筋の場合1.0 k_2: コンクリートの品質の係数。 $k_3 = \frac{15}{f_c + 20} + 0.7$ f_c: コンクリートの圧縮強度。 f_s: コンクリートの引張強度。一般にf_sを用いてよい。 k_3: 引張鋼材の段数の係数 $k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$ n: 引張鋼材の段数 c: かぶり c_s: 鋼材の中心間隔 Φ: 鋼材径 ϵ_{end}: コンクリートの収縮およびクレープ等の影響を考慮する数値 σ_s: 鋼材位置のコンクリートの応力 ϵ_{end}: 鋼材位置の鉄筋応力増加量</p>	鋼材の種類	鋼材の高さに対する環境条件	特に厳しい環境環境	異形鉄筋・普通鋼	0.005c	0.004c			0.0035c	<p>1) 鉄筋の引張応力に対する必要断面積</p> <p>$A_s = \frac{T}{\sigma_{sa}}$</p> <p>$A_s$: 橋軸方向鉄筋断面積 T: 床版に作用する全引張力 σ_{sa}: 鉄筋の許容引張応力</p> <p>2) 橋軸方向最小鉄筋量</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリート断面積の2%以上 ・床版断面の鉄筋の周長の総和とコンクリートの断面積の比は0.0045mm²/mm²以上。
鋼材の種類	鋼材の高さに対する環境条件	特に厳しい環境環境											
異形鉄筋・普通鋼	0.005c	0.004c											
		0.0035c											

8. ひび割れ幅制御 (その2)

<p>AASHTO</p>	<p>Eurocode</p>	<p>土木学会標準示方書¹¹⁾</p>	<p>土木学会・コンクリート標準示方書¹⁰⁾</p>	<p>道路橋示方書</p>																																																																
<p>A_s: 鉄筋の断面積 A_{s1}: [鉄筋+鋼桁]断面積 断面2次モーメント A_{s2}: [鋼桁]断面積 断面2次モーメント</p> <p>鉄筋径と鉄筋間隔は設計ひび割れ幅に 応じて決められた以下の Table7.1、 Table7.2 の値で照査する。</p> <p>Table7.1 最大鉄筋径</p> <table border="1" data-bbox="558 1400 758 1724"> <thead> <tr> <th>鉄筋応力度 σ_s(N/mm²)</th> <th>ひび割れ幅 w_s と最大鉄筋径 w_s = 0.4mm</th> <th>w_s = 0.3mm</th> <th>w_s = 0.2mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>160</td><td>40</td><td>32</td><td>25</td></tr> <tr><td>200</td><td>32</td><td>25</td><td>16</td></tr> <tr><td>240</td><td>20</td><td>16</td><td>12</td></tr> <tr><td>280</td><td>16</td><td>12</td><td>8</td></tr> <tr><td>320</td><td>12</td><td>10</td><td>6</td></tr> <tr><td>360</td><td>10</td><td>8</td><td>5</td></tr> <tr><td>400</td><td>8</td><td>6</td><td>4</td></tr> <tr><td>450</td><td>6</td><td>5</td><td>-</td></tr> </tbody> </table> <p>Table7.2 最大鉄筋間隔</p> <table border="1" data-bbox="805 1400 973 1724"> <thead> <tr> <th>鉄筋応力度 σ_s(N/mm²)</th> <th>ひび割れ幅 w_s と最大鉄筋間隔 w_s = 0.4mm</th> <th>w_s = 0.3mm</th> <th>w_s = 0.2mm</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>160</td><td>300</td><td>300</td><td>200</td></tr> <tr><td>200</td><td>300</td><td>250</td><td>150</td></tr> <tr><td>240</td><td>250</td><td>200</td><td>100</td></tr> <tr><td>280</td><td>200</td><td>150</td><td>50</td></tr> <tr><td>320</td><td>150</td><td>100</td><td>-</td></tr> <tr><td>360</td><td>100</td><td>50</td><td>-</td></tr> </tbody> </table>	鉄筋応力度 σ _s (N/mm ²)	ひび割れ幅 w _s と最大鉄筋径 w _s = 0.4mm	w _s = 0.3mm	w _s = 0.2mm	160	40	32	25	200	32	25	16	240	20	16	12	280	16	12	8	320	12	10	6	360	10	8	5	400	8	6	4	450	6	5	-	鉄筋応力度 σ _s (N/mm ²)	ひび割れ幅 w _s と最大鉄筋間隔 w _s = 0.4mm	w _s = 0.3mm	w _s = 0.2mm	160	300	300	200	200	300	250	150	240	250	200	100	280	200	150	50	320	150	100	-	360	100	50	-	<p>$L = \sqrt{\frac{\sigma_{sr2} \phi}{4C + 0.7(C_s - \phi)}}$</p> <p>$\sigma_{sr2} = N_{ck} / A_s$ f_{st}: コンクリートの引張強度 ϕ: 鉄筋径 $A_s = A_{st} I_{st} / A_g I_g$ I_{st}: 「鋼桁+鉄筋」断面積 I_g: 「鋼桁」断面積 J_{st}: 「鋼桁+鉄筋」断面積の断面2次モーメント C: 配力筋の鉄かぶり C_s: 鉄筋ピッチ</p> <p>3) 床版作用によるひび割れ 設計ひび割れ幅 w_{sr} は次式で与えられる。 $w_{sr} = L \left(\frac{\sigma_{sr} - \beta \sigma_{cr}}{E_s \rho_s} - \epsilon_{csd} \right) \quad (\beta_m = 0.20)$</p>	<p>$L = \sqrt{\frac{\sigma_{sr2} \phi}{4C + 0.7(C_s - \phi)}}$ (初期ひび割れ状態) : ひび割れ間隔 (安定ひび割れ状態)</p> <p>$\sigma_{sr2} = N_{ck} / A_s$ f_{st}: コンクリートの引張強度 ϕ: 鉄筋径 $A_s = A_{st} I_{st} / A_g I_g$ I_{st}: 「鋼桁+鉄筋」断面積 I_g: 「鋼桁」断面積 J_{st}: 「鋼桁+鉄筋」断面積の断面2次モーメント C: 配力筋の鉄かぶり C_s: 鉄筋ピッチ</p> <p>3) 床版作用によるひび割れ 設計ひび割れ幅 w_{sr} は次式で与えられる。 $w_{sr} = L \left(\frac{\sigma_{sr} - \beta \sigma_{cr}}{E_s \rho_s} - \epsilon_{csd} \right) \quad (\beta_m = 0.20)$</p>	<p>土木学会・コンクリート標準示方書¹⁰⁾</p>	<p>道路橋示方書</p>
鉄筋応力度 σ _s (N/mm ²)	ひび割れ幅 w _s と最大鉄筋径 w _s = 0.4mm	w _s = 0.3mm	w _s = 0.2mm																																																																	
160	40	32	25																																																																	
200	32	25	16																																																																	
240	20	16	12																																																																	
280	16	12	8																																																																	
320	12	10	6																																																																	
360	10	8	5																																																																	
400	8	6	4																																																																	
450	6	5	-																																																																	
鉄筋応力度 σ _s (N/mm ²)	ひび割れ幅 w _s と最大鉄筋間隔 w _s = 0.4mm	w _s = 0.3mm	w _s = 0.2mm																																																																	
160	300	300	200																																																																	
200	300	250	150																																																																	
240	250	200	100																																																																	
280	200	150	50																																																																	
320	150	100	-																																																																	
360	100	50	-																																																																	

(照査例)

文献 (長井正嗣ら: 土木学会論文集 No.710/I-60, pp.427-437) に記述のあった、千島の沢川橋の中間支点上の断面を用いて各規程で照査した。なお乾燥収縮の影響は 150×10^{-6} とした。鉄筋応力度は 78 N/mm^2 と仮定した。また、長井らの式では、安定ひび割れ幅の式で計算した。

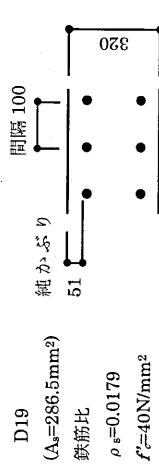


表 8-1 照査結果

照査項目	単位	AASHTO	Eurocode	JSCE (鋼-合成構架)	JSCE (コンクリート)	道路橋示方書
鉄筋応力	(N/mm ²)	$f_s = 78$ < $f_{sm} = 225 \text{ OK}$	$\sigma_s = 78$	$\sigma_s = 78$	$\sigma_s = 78$	$\sigma_s = 78$
鉄筋径	(mm)	-	19 < 25 OK	-	-	-
鉄筋間隔	(mm)	-	100 < 200 OK	-	-	-
鉄筋断面積	(mm ²)	-	286.5 < 235 OK	-	-	286.5 > 260 OK
鉄筋比	(%)	-	-	-	-	1.79 < 2.0 NG
周長率	(mm/mm ²)	-	-	-	-	0.00375 < 0.0045 NG
ひび割れ幅	(mm)	-	鉄筋応力、鉄筋径および鉄筋間隔で照査 $w = 0.2 \text{ mm}$	0.125 < 0.1785 OK	0.155 < 0.1785 OK	-

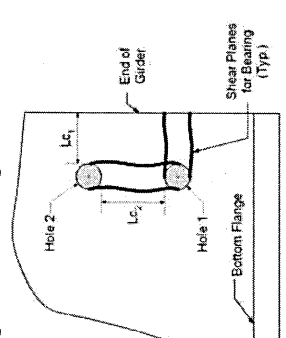
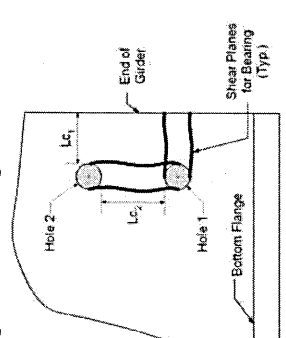
【考察】

1. 道路橋示方書は、2主I桁橋のような長支間床版で床版厚の厚い橋梁を想定していないため、千島の沢川橋の照査では鉄筋比と周長率の項目でNGとなる。コンクリート標準示方書のひび割れ幅の計算式は、現在の我が国では最も適用例が多いものであり問題ないと考えられる。
2. AASHTOの照査式(f_{sm} : 許容鉄筋応力度)は、鉄筋応力度でひび割れ幅を制御しているものと思われるが、式の物理的意味が解明できていない。
3. Eurocodeと長井らの式はいずれも Hanswille の理論が根拠となっているため大きな相違はないと考えられる。長井らの式は、初期ひび割れ時と安定ひび割れ時を定義し、設計曲げモーメントの値に代じたひび割れ状態をより正確に評価しようとするものであり、実橋への適用が期待できる。ただし、照査荷重の組合せには議論が必要である。

9. 高力ボルト摩擦接合継手の設計 (その1)

AASHTO	Eurocode	道路橋示方書
<p>(AASHTO) 6.13)</p> <p>1. 各限界状態における照査項目 1) 終局限界状態(Strength I) ①ボルトのせん断耐力の照査</p> <p>ボルト本当りの最大設計せん断力 $P_{max} \leq R_n \cdot R_{pl}$ ここで、$R_n = \phi(0.48 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s) \{ \text{ボルトのせん断耐力} \}$</p> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; width: fit-content; margin: 10px auto;"> $R_{pl} = \frac{(1+\gamma)}{(1+2\gamma)} \cdot \text{ファイラープレートによる低減係数}$ </div> <p>$\gamma = \frac{A_f}{A_p}$ A_b: ボルト断面積 F_{ub}: ボルト引張強度 N_s: せん断面数 A_f: ファイラープレート全断面積 A_p: フランジ断面積 ϕ: 抵抗係数=0.8</p> <p>②添接板の総断面に対する降伏の照査 フランジ設計力 $P_{cr} \leq P_r = \phi \cdot F_y \cdot A_g$ 腹板設計せん断力 $V_{uw} \leq R_r = \phi \cdot 0.58 \cdot F_y \cdot A_g$</p> <p>ここで、$F_y$: 降伏点 A_g: 抵抗総断面積 ϕ: 抵抗係数</p> <p>③添接板の純断面に対する引張強度の照査 フランジ設計力 $P_{cr} \leq P_r = \phi \cdot F_u \cdot A_n$ 腹板設計せん断力 $V_{uw} \leq R_r = \phi \cdot 0.58 \cdot F_u \cdot A_m$</p> <p>ここで、$F_u$: 引張強度 A_n, A_m: 抵抗純断面積 ただし、$A_n < 0.85A_g$</p>	<p>(Eurocode 3) 3.6)</p> <p>1. 各限界状態における照査項目 1) 終局限界状態(Strength I) ①ボルトのせん断耐力の照査</p> <p>ボルト1本、1せん断面当たりのせん断耐力</p> $F_{v,Rd} = \alpha_s \cdot \frac{f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}}$ <p>ここでせん断位置が ねじ部では、A: ボルトの有効断面積 α_s: 等級8.8では0.6、等級10.9では0.5 ねじ部位外、A: ボルトの全断面積 $\alpha_s = 0.6$ f_{ub}: ボルトの引張強度 γ_{M2}: 部分安全係数=1.25</p>	<p>1. 各限界状態における照査項目 1) 終局限界状態 (参考) ①ボルトのせん断耐力の照査</p> <p>すべりを限界状態としているため、すべり後の継手耐力に関する記述は無いが、参考として支圧接合に対する規定を示す。</p> $\rho_a = \frac{1}{\nu} \cdot \frac{\sigma_p}{\sqrt{3}} \cdot A_t$ <p>ここで、 ρ_a: ボルト本当たりの支圧接合に対するせん断許容力 ν: 継手の支圧に対する安全率(3.0) σ_p: 引張強さ A_t: ねじ部の有効断面積</p>
<p>【解説】</p> <p>1. AASHTO では、すべりを使用限界状態とし、主すべり後の継手は支圧接合として設計している。 2. Eurocode では、すべりを使用限界状態とする場合と終局限界状態とする場合について、それぞれ規定している。 3. 道路橋示方書では、すべりを限界状態としているため、すべり後の継手耐力に関する記述は無い。 4. すべり後にボルトのせん断耐力および支圧耐力を考慮するためには、母材および連結板の降伏耐力がすべり耐力よりも高くする必要があり、AASHTO では細かく応力照査が行われている。 5. ボルトのせん断耐力式は、AASHTO と Eurocode とではほとんど同じであるが、AASHTO 式にはファイラープレート挿入による低減係数が規定されている。</p>		

9. 高力ボルト摩擦接合継手の設計 (その2)

AASHTO	Eurocode	道路橋示方書
<p>④ 添接板と母材のブロックせん断に対する照査</p> <p>フランジ設計力 $P_{cu} \leq R_r$ 腹板設計せん断力 $V_{uw} \leq R_r$ ここで、IF $A_m \geq 0.58A_m$ then $R_r = \phi(0.58F_y A_{vg} + F_u A_m)$ otherwise $R_r = \phi(0.58F_u A_m + F_y A_{vg})$ A_{vg}, A_m: 想定破断面直応力方向の 総断面積と純断面積 A_{vg}, A_m: 想定破断面せん断応力方向 の総断面積と純断面積</p>	<p>② 支圧耐力の照査</p> $F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$ <p>ここで、 $\alpha_b \cdot \frac{f_{ub}}{f_u}$ or 1.0 の小さい方 以下、省略</p>	<p>2) 使用限界状態 摩擦接合用高力ボルトの許容力</p> $P_a = \frac{1}{\nu} \cdot \mu \cdot N$ <p>ここで、 P_a: ボルト1本1摩擦面当たりの許容力 ν: 継手のすべりに対する安全率(1.7) μ: すべり係数(0.4) N: 設計ボルト軸力 = $\alpha \cdot \sigma_y \cdot A_s(N)$ α: 降伏点に対する比率 F8Tについて 0.85 F10T, S10Tについて 0.75 σ_y: ボルトの耐力(N/mm²) A_s: ねじ部の有効断面積(mm²)</p>
<p>⑤ ボルト孔の支圧応力の照査</p> <p>フランジ設計力 $P_{cu} \leq R_r = \phi(1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u)$ 腹板ボルト設計せん断力 $P_{u,sr} \leq R_r = \phi(1.2 \cdot L_c \cdot t_w \cdot F_u)$ ここで、L_c: ボルト孔を控除した抵抗長さ t, t_w: 母材板厚</p>	<p>③ ボルトのすべり耐力の照査</p> $F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,C}}{\gamma_{M3}}$ <p>ここで、 k_s: ボルト孔の形状に関する係数(=1.0~0.63) n: すべり面の数 μ: すべり係数 γ_{M3}: 部分安全係数(=1.25) $F_{p,C} = 0.7 f_{ub} A_s$: ボルト軸力</p>	<p>Figure 4-7 Bottom Flange - Block Shear Check</p>  <p>Figure 4-10 Bearing Resistance - Girder Web</p>  <p>Figure 4-10 Bearing Resistance - Girder Web</p> <p>2) 使用限界状態(Service II) ボルトのすべりに対する照査 ボルト本当りの最大設計せん断力 $P_{max} \leq R_r = K_f K_s N_s P_t$ ここで、K_f: ボルト径に関する係数 K_s: すべり係数 N_s: せん断面数 P_t: ボルト張力</p> <p>② 添接板の永久変形に対する照査 $f_f \leq 0.95 F_y$ ここで、f_f: 使用限界状態での最大作用応力 F_y: 降伏応力</p>

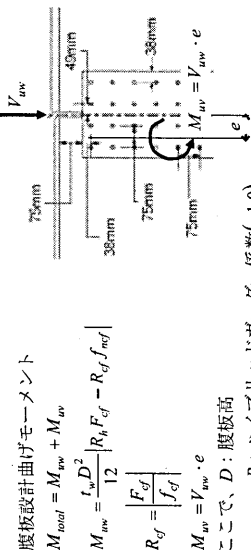
9. 高力ボルト摩擦接合継手の設計 (その3)

	Eurocode	道路橋示方書																											
<p>【考察】</p> <p>1. すべり係数について 各規準で規定されている鋼板表面処理の種類とそれに対応するすべり係数を表 9-1 に示す。 すべり係数は、接触面の表面処理状態によって異なることが知られているが、道示では接触面の表面処理状態に関わらず、すべり係数の値を一律 0.4 としている。 一方、AASHTO では鋼板表面処理状態を 3 つに分け、0.33~0.5、Eurocode では 4 つで 0.2~0.5 のすべり係数を規定している。</p> <p>2. AASHTO のせん断耐力とすべり耐力の比較 AASHTO では、終局限界状態はボルトのせん断耐力で照査し、使用限界状態はボルトのすべり耐力で照査している。両者の耐力を、図 9-1 の継手を例にして比較すると次のようになる。</p> <p>1) せん断耐力 (終局限界状態)</p> $R = R_u \cdot R_{fr} = 242227 \times 0.73 = 176825N$ $R_u = \phi(0.48 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s) = 0.8 \times (0.48 \times 380 \times 830 \times 2) = 242227N$ $R_{fr} = \left[\frac{(1+\gamma)}{(1+2\gamma)} \right] \left[\frac{1+0.59}{1+2 \times 0.59} \right] = 0.73 \quad (\text{ファイラープレートによる低減係数})$ $\gamma = \frac{A_f}{A_p} = \frac{4628}{7832} = 0.59 \quad (\text{ファイラープレートとフランジの断面積比})$ <p>2) すべり耐力 (使用限界状態)</p> $R_s = K_s \cdot K_t \cdot N_s \cdot P_s = 1.0 \times 0.5 \times 2 \times 176000 = 176000N \quad (\text{道示の場合 } 1.7 P_s = 1.7 \times 2 \times 48000 = 163200N)$ <p>上記の例は M22 の一般的な継手であるが、せん断耐力とすべり耐力はほとんど同じ値となった。比較対象となる作用力は終局限界状態の方が圧倒的に大きいので、すべりせん断耐力で決まることになる。要因として、AASHTO では、せん断耐力にはファイラープレートの低減が考慮されていることが大きく影響している。 参考に、道示の M22 (F10T) のすべりに対する許容せん断耐力を 1.7 倍した値も示しているが、AASHTO のすべり耐力と同程度の値となった。</p>	<p>表 9-1 すべり係数の比較</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>基準</th> <th>すべり係数</th> <th>接触面の処理または状況</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>道路橋示方書</td> <td>0.4</td> <td>黒皮を除去した粗面状態</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">AASHTO</td> <td>0.4</td> <td>厚膜型無機Zinc塗装</td> </tr> <tr> <td>0.33</td> <td>清浄な黒皮表面、もしくはプラスト処理後ClassAのコーティング</td> </tr> <tr> <td>0.5</td> <td>未塗装のプラスト処理表面、もしくはプラスト処理後のClassBのコーティング</td> </tr> <tr> <td>0.33</td> <td>溶機亜鉛めっき後、ワイヤーブラッシングによる粗面</td> </tr> <tr> <td rowspan="4">Eurocode</td> <td>0.5</td> <td>ショットまたはグリットブラスト処理し、浮き錆を除去した面</td> </tr> <tr> <td>0.4</td> <td>ショットまたはグリットブラスト処理後、アルミニウム塗射</td> </tr> <tr> <td>0.4</td> <td>ショットまたはグリットブラスト処理後、少なくともすべり係数0.5を保証する亜鉛系金属溶射</td> </tr> <tr> <td>0.3</td> <td>ワイヤーブラッシングまたはフレームング、浮き錆を除去した面</td> </tr> <tr> <td></td> <td>0.2</td> <td>未処理</td> </tr> </tbody> </table>	基準	すべり係数	接触面の処理または状況	道路橋示方書	0.4	黒皮を除去した粗面状態	AASHTO	0.4	厚膜型無機Zinc塗装	0.33	清浄な黒皮表面、もしくはプラスト処理後ClassAのコーティング	0.5	未塗装のプラスト処理表面、もしくはプラスト処理後のClassBのコーティング	0.33	溶機亜鉛めっき後、ワイヤーブラッシングによる粗面	Eurocode	0.5	ショットまたはグリットブラスト処理し、浮き錆を除去した面	0.4	ショットまたはグリットブラスト処理後、アルミニウム塗射	0.4	ショットまたはグリットブラスト処理後、少なくともすべり係数0.5を保証する亜鉛系金属溶射	0.3	ワイヤーブラッシングまたはフレームング、浮き錆を除去した面		0.2	未処理	<p style="text-align: center;">図 9-1 継手の計算例</p>
基準	すべり係数	接触面の処理または状況																											
道路橋示方書	0.4	黒皮を除去した粗面状態																											
AASHTO	0.4	厚膜型無機Zinc塗装																											
	0.33	清浄な黒皮表面、もしくはプラスト処理後ClassAのコーティング																											
	0.5	未塗装のプラスト処理表面、もしくはプラスト処理後のClassBのコーティング																											
	0.33	溶機亜鉛めっき後、ワイヤーブラッシングによる粗面																											
Eurocode	0.5	ショットまたはグリットブラスト処理し、浮き錆を除去した面																											
	0.4	ショットまたはグリットブラスト処理後、アルミニウム塗射																											
	0.4	ショットまたはグリットブラスト処理後、少なくともすべり係数0.5を保証する亜鉛系金属溶射																											
	0.3	ワイヤーブラッシングまたはフレームング、浮き錆を除去した面																											
	0.2	未処理																											

9. 高力ボルト摩擦接合継手の設計 (その4)

AASHTO

2. 腹板の添接計算
 1) 腹板の曲げモーメントと水平力
 腹板の添接計算には、腹板に作用する曲げモーメントと水平力 (軸力) を考慮する。特に曲げモーメントについては、継手位置とボルト添接中心と偏心による付加曲げモーメントを考慮する。



腹板設計曲げモーメント
 $M_{total} = M_{wv} + M_{wf}$
 $M_{wv} = \frac{t_w D^2}{12} R_b F_d - R_d f_{neg}$
 $R_d = \frac{F_d}{f_d}$
 $M_{wv} = V_{wv} \cdot e$
 ここで、D: 腹板高
 R_b : ハイブリッドガード係数 (=1.0)
 F_d : コントロールフランジの設計応力 (全強の75%以上)
 f_{neg} : ノンコントロールフランジの作用応力
 f_d : コントロールフランジの作用応力
 V_{wv} : 設計せん断力
 e : 継手位置と添接中心との偏心量
 水平力
 $H_{w-sr} = \frac{t_w D}{2} (R_b F_d + R_d f_{neg})$

2) 腹板ボルトの作用せん断力の計算
 最縁ボルト本の作用せん断力
 $P_{e-sr} = \sqrt{(P_{w-sr} + P_{m-sr})^2 + (P_{H-sr} + P_{M-sr})^2}$
 $P_{w-sr} = V_{wv} / N_b$: 腹板設計せん断力による鉛直方向力
 $P_{H-sr} = H_{w-sr} / N_b$: 腹板水平力による水平方向力
 $P_{M-sr} = \frac{M_{tot-sr}(x)}{\ell_p}$: 腹板曲げモーメントによる鉛直方向力
 $P_{M-sr} = \frac{M_{tot-sr}(y)}{\ell_p}$: 腹板曲げモーメントによる水平方向力
 $\ell_p = \frac{n \cdot m}{12} [5(m^2 - 1) + g^2(m - 1)]$ ボルト群の極限性モーメント
 m : ボルトの鉛直列数 n : 鉛直列のボルト本数
 s : 鉛直ボルトピッチ g : 水平ボルトピッチ

Eurocode

腹板の添接計算については具体的な記述は無い。

道路橋示方書

2. 腹板の添接計算
 1) 曲げモーメントおよび軸方向力に対する設計
 曲げモーメントおよび軸方向力によって生じる腹板の垂直応力度に対して、i 列目のボルト m 本が、その腹板分担幅分の垂直応力に対して耐えるように設計する。

$\rho_{pi} = \frac{P_i}{n_i} \leq \rho_a$

ここに、
 ρ_{pi} : i 列目のボルト 1 本に作用する力
 P_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力
 n_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群のボルト本数
 ρ_a : ボルト 1 本当たりの許容力

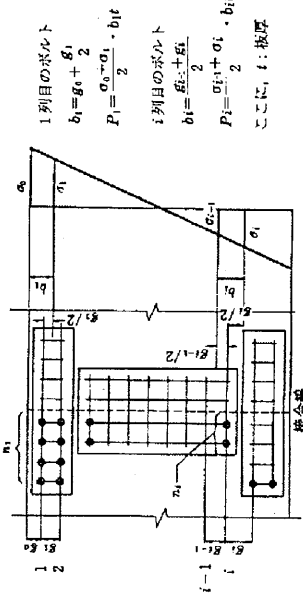


図-6.3.1 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等でない場合)

2) 曲げモーメント、軸方向力およびせん断力が同時に作用する場合
 $\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} \leq \rho_a$
 ここに、
 ρ : ボルト 1 本に作用する力
 ρ_p : 曲げモーメント及び軸方向力による垂直応力によってボルト 1 本に作用する力
 ρ_s : せん断力によってボルト 1 本に作用する力
 ρ_a : ボルト 1 本当たりの許容力

9. 高力ボルト摩擦接合継手の設計 (その5)

AASHTO

道路橋示方書

3. 腹板の添接計算結果の比較

AASHTOの腹板の添接計算方法は、前頁のように道路橋示方書と違いがある。ここでは、少主鋼桁橋の腹板を対象にして比較検討する。計算条件は次の通り。

- 1) 計算例は、橋建協テキスト¹⁰⁾の正曲げ最大断面を取り上げる。
- 2) ボルトの耐力は道示のすべりに対する許容力とし、AASHTOは計算方法だけを採用する。

結果は下記の通りで、AASHTOの計算方法によると、腹板のボルト列数が5列から4列に減少させることができる。

(a) 母材断面
I-WEB PL 2924 * 15 A = 438.6 cm² (SM490Y)

(b) 設計応力度
 $\sigma U = -150 \text{ N/mm}^2 < \sigma a * 0.75 = 210 * 0.75 = 158 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma L = 203 \text{ N/mm}^2 > \sigma a * 0.75 = 210 * 0.75 = 158 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma U_h = 150 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma L_n = 203 \text{ N/mm}^2$
 $\tau = 13 \text{ N/mm}^2$

(c) 設計断面力
 $V_{int} = 13 \times 43860 = 570 \text{ kN}$
 $M_{int} = \frac{15 \times 2924^2}{12} \{203 - (-150)\} = 3773 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $H_{w_str} = \frac{15 \times 2924}{2} (203 - 150) = 1162 \text{ kN}$
 $M_{int} = 1162 \times 0.1575 = 183 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $M_{total} = 3773 + 183 = 3956 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(d) ボルトの作用力照査

$$P_{t_str} = \frac{570000}{116} = 4914 \text{ N}$$

$$P_{H_str} = \frac{1162000}{116} = 10017 \text{ N}$$

$$f_p = \frac{4 \times 29}{12} \{ 7.1^2 \times (29^2 - 1) + 75^2 \times (4^2 - 1) \}$$

$$= 77374310 \text{ mm}^2$$

$$P_{M_str} = \frac{3956 \times 10^6 \times 112.5}{77374310} = 5752 \text{ N}$$

$$P_{N_str} = \frac{3956 \times 10^6 \times 1360}{77374310} = 69534 \text{ N}$$

$$P_{r_str} = \sqrt{(4914 + 5752)^2 + (10017 + 69534)^2}$$

$$= 80263 \text{ N} < \rho a = 96000 \text{ N}$$

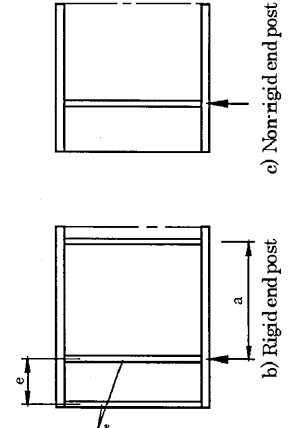
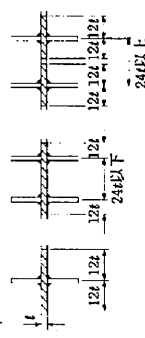
(a) 母材断面
I-WEB PL 2924 * 15 A = 438.6 cm² (SM490Y)

(b) 設計応力度
 $\sigma U = -150 \text{ N/mm}^2 < \sigma a * 0.75 = 210 * 0.75 = 158 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma L = 203 \text{ N/mm}^2 > \sigma a * 0.75 = 210 * 0.75 = 158 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma U_h = 150 \text{ N/mm}^2$
 $\sigma L_n = 203 \text{ N/mm}^2$
 $\tau = 13 \text{ N/mm}^2$

(c) ボルト配置及び作用応力度

(d) ボルトの作用力照査
 29列目ボルトの照査
 分担幅 $b_l = 14.2 \text{ cm}$
 分担する力の合計
 $P_l = 142 * 15 * (186 + 203) / 2$
 $= 414133 \text{ N}$
 必要ボルト本数 (使用ボルト本数)
 $N_l = 414133 / 96000 = 4.3 \text{ 本 (5本使用)}$
 せん断力の照査
 $\rho_s = \tau * A / 145 = 13 * 43860 / 145$
 $= 3992 \text{ N} < \rho a = 96000 \text{ N}$
 合成応力の照査
 $\rho_{c29} = \sqrt{((414133 / 5)^2 + 3932^2)}$
 $= 82920 \text{ N} < \rho a = 96000 \text{ N}$
 (高力ボルト S10T M22 2面許容摩接力 $\rho a = 96000 \text{ N}$)

10. 支点上垂直補剛材

AASHTO	Eurocode	道路構示方書
<p>(AAASHTO) 6.10.11.2)</p> <p>(1) 完成後あるいは架設時に生じる支点反力もしくはその他の集中荷重は、支点上補剛材で抵抗させる。</p> <p>(2) 支点上補剛材は、全支点位置直上とその他の荷重集中点のウェブ上に取付ける。</p> <p>(3) 支点補剛材は、ウェブの高側に溶接またはボルトで取付けた1つ以上の板あるいは山形鋼で構成する。係数倍した荷重による支点の全反力を伝達するように設計する。</p> <p>(4) 補剛材は、ウェブの全高にわたって伸ばすとともに、実質上できるかぎりフランジの外縁まで広げる。</p> <p>(5) 補剛材は、反力がフランジを通して伝達されるようにメタルタッチで仕上げるか、フランジと完全溶け込み溶接で取付ける。</p> <p>(6) 柱としての軸方向強度P_cの断面二次半径は、ウェブの板厚中心について計算し、有効座屈長はウェブ高Dの0.75倍とする。</p> <p>(7) ウェブにボルト接合された補剛材の場合の有効柱断面は補剛材断面のみとする。</p> <p>(8) ウェブに溶接された補剛材が2枚使用する場合の有効柱断面は、全補剛材断面積に補剛材中心から両側にウェブ厚の9倍$(9t_w)$のウェブ断面積を加える。</p> <p>(9) ウェブの降伏強度がフランジの降伏強度の70%以下の場合、有効断面積にウェブの断面積を含めてはならない。</p> <p>(10) ウェブの降伏強度が補剛材の降伏強度よりも小さい場合は、その強度の比率で柱有効断面積を減じる。</p>	<p>(Eurocode 3) 5.9.3)</p> <p>端支点の垂直補剛材にはRigid end post と Non-rigid end post の考え方があり、腹板のせん断耐力の評価式が変わってくる。Rigid end post の場合は、腹板に垂直の水平軸回りの曲げに抵抗する必要があるため、2組の補剛材で必要な曲げ剛性を確保する。</p> <p>通常の場合は Non-rigid end post となり、鉛直方向の支点反力に対して腹板と補剛材とで構成される柱として設計する。</p> <p>柱としての設計は、座屈曲線cを用い、有効座屈長は腹板高さの0.75倍とする。</p>  <p>b) Rigid end post</p> <p>c) Non-rigid end post</p> <p>図 10.1 端支点上の補剛材の形式</p>	<p>(道示 10.5.2 荷重集中点の補剛材)</p> <p>荷重集中点の垂直補剛材には、次の規定により軸方向圧縮力を受ける柱として設計する。</p> <p>(1) 柱としての有効断面積は、補剛材断面及び腹板のうち補剛材取付け部から両側にそれぞれ腹板厚の12倍までとする。ただし、全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍をこえてはならない。</p> <p>(2) 許容応力度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長はけた高の1/2とする。</p>  <p>図-10.5.1 荷重集中点の腹板の有効幅</p> <p>(3) 垂直補剛材と腹板の連結は、垂直補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計する。</p> <p>(4) 支点上の垂直補剛材は両側に対称に設け、フランジの両側に達するまで伸ばすのを原則とする。</p>
<p>【解説】</p> <p>1. 3 基準とも補剛材と腹板とからなる柱として全支点反力に対して設計する。</p> <p>2. 柱の有効座屈長は、AASHTO と Eurocode では腹板高の0.75倍、道示では1/2となっている。</p> <p>3. 腹板の有効断面は、AASHTO では補剛材の取付部から両側に腹板厚の9倍、道示では12倍となっている。Eurocode は不明。</p>		

1.1. ずれ止め (その1)

AASHTO	Eurocode	JSSC ⁽¹⁾ ・土木学会標準示方書 ¹⁾
<p>(AASHTO)¹⁾ 6.10.10</p> <p>1. 終局限界状態の照査 終局状態における対象区間のずれ止めの最小本数 n を次式で照査する。</p> $n = \frac{P}{Q_r}$ <p>Q_r: 終局限界状態でのずれ止め 1本のせん断耐力 ここで、$\phi_{sc} Q_n$ Q_n: ずれ止め 1本のせん断耐力 ① $= 0.5 A_{sc} \sqrt{f_c' E_c}$ ② $\leq A_{sc} F_u$ A_{sc}: スタッド軸の断面積 f_c': 床版コンクリートの圧縮強度 E_c: 床版コンクリートのヤング率 F_u: スタッドの引張強度 P: 合計水平せん断力 $P = 0.85 f_c' \cdot b \cdot t_f$: 床版全断面の耐力 or $P = F_{yt} D_{tr} + F_{yt} h_f t_f + F_{yt} b t_f$: 鋼桁全断面の耐力 のいずれか小さい方 ここで、b: コンクリート床版の有効幅 t_f: コンクリート床版厚</p>	<p>1. 終局限界状態の照査 (Eurocode 4³⁾ 6.6)</p> <p>JSSCの終局限界状態の照査方法は、Eurocodeによっている。 ずれ止めにおける限界状態設計法では終局時においてずれ止めの塑性変形を許容し、水平せん断力の再配分を期待するため、十分な延性が必要となる。Eurocodeでは slip capacity が 6mm 以上のずれ止めを延性的ずれ止めとしている。 ずれ止めの終局状態における照査式</p> $\gamma_i \frac{q_{sd}}{q_{rd}} \leq 1.1$ <p>q_{sd}: 橋軸方向の単位長さ当たりの設計作用水平せん断力 q_{rd}: ずれ止めの 1つ当たりの耐力と配置により定まる単位長さ当たりのずれ止めの設計耐力</p> <p>Q_{rd}: ずれ止めの形式と配置が同一の区間に作用する設計水平せん断力 断面 a, b における床版に作用する軸力 N_a, N_b の差から求める。</p> $Q_{rd} = N_b - N_a = \int q_{sd} dx$ <p>その区間に設置されている全てのずれ止めの設計耐力の合計区間 L_{ob} におけるずれ止めの個数 n_{ob} とずれ止め 1つ当たりの設計耐力 Q_{rd} より求められる。</p> $Q_{rd} = n_{ob} Q_{rd}$ <p>γ_i: 構造物係数で通常の構造物では $\gamma_i = 1$ としよ。</p> <p>・鋼桁の塑性化が水平せん断力に与える影響 塑性化した領域での水平せん断力を求めるには、図 11-2 に示すように照査区間 (x_a-x_b 区間) の 2 断面において、コンクリート床版に作用する軸力の差を求めよ。</p> <p>このとき、断面 x_a は弾性状態であるので、通常の梁理論により床版軸力 N_a を求めることが出来る。一方、断面 x_b では、もし断面が全塑性状態にあれば容易に床版軸力を求められるが、鋼桁の一部のみが塑性化している場合は、図 11-2 に示すように合成桁の全モーメント M と床版軸力 N の関係において降伏モーメント M_p とその時に床版軸力 N_p の点と全塑性モーメント M_p とその時の床版軸力 N_p の点を結ぶ直線によって曲げモーメント M より床版軸力 N を求めてよ。</p>	<p>図 11-1 設計水平せん断力と設計耐力の関係</p> <p>図 11-2 曲げモーメントと床版軸力の関係</p>
<p>一方、スタッドの設計せん断耐力は次式による。</p> $P_{rd} = \frac{0.8 f_{yk} \pi d^2 / 4}{\gamma_v} \quad \text{②} \quad \text{or} \quad P_{rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{yk} E_{cm}}}{\gamma_v} \quad \text{①}$ <p>のいずれかが小さい値。</p> $\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4$ $\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc}/d > 4$ <p>ここで、γ_v: 部分安全係数 f_{yk}: スタッド材料の規格引張強度、但し 500 N/mm^2 以下 f_{yk}: 密度が 1750 kg/m^3 以上のコンクリートの圧縮強度 h_{sc}: スタッドの全高さ</p>	<p>スタッドの設計耐力式 次の 2 つの式のうち、小さい方とする。</p> $V_{srd} = \left(3.14 \gamma_s \sqrt{(h_{sc}/d_{st})^2 f_{cd}^2 + 10000} \right) / \gamma_b \quad \text{①}$ $V_{srd} = A_{st} f_{srd} / \gamma_b \quad \text{②}$ <p>ただし、$h_{sc}/d_{st} > 4$ ここで、V_{srd}: スタッドの設計せん断耐力 (N) A_{st}: スタッドの軸部の断面積 (mm^2) h_{sc}: スタッドの高さ (mm) d_{st}: スタッドの軸径 (mm) f_{cd}: コンクリートの設計圧縮強度 ($= f_{ck} / \gamma_c$) f_{srd}: コンクリートの設計引張強度 ($= f_{sd} / \gamma_s$) f_{sd}: スタッドの引張強度の特性値 γ_s: コンクリートの材料係数で一般に 1.3 γ_s: スタッドの材料係数で一般に 1.0 γ_b: 部材係数で一般に 1.3 としよ。</p>	<p>図 11-1 設計水平せん断力と設計耐力の関係</p> <p>図 11-2 曲げモーメントと床版軸力の関係</p>

1.1. ずれ止め (その2)

AASHTO	Eurocode	JSSC ¹²⁾ ・土木学会標準示方書 ¹⁾
<p>2. 使用限界状態の照査 使用状態に対する照査はない。</p> <p>3. 疲労限界状態の照査 ずれ止めのピッチ p は次式による。</p> $p \leq \frac{n \cdot Z_r \cdot I}{V_r \cdot Q}$ <p>n: 横断面におけるスタッド本数 Z_r: スタッドのせん断疲労耐力 $Z_r = \alpha \cdot d^2 \geq \frac{38.0 \cdot d^2}{2}$ ここで、$\alpha = 238 - 29.5 \log N$ d: スタッドの軸径 N: 規定された繰返し回数 I: 短期間合成断面の断面二次モーメント V_r: 単位長さ当たりの水平疲労せん断範囲 Q: 短期間合成断面の中立軸に関する床版コンクリートの断面一次モーメント</p>	<p>2. 使用限界状態の照査 Eurocode では、ずれめに対する限界状態の記述はないが、スタッドの設計耐力を P_{rd} とすると、使用時においてスタッドに作用するせん断力は、$k_r P_{rd}$ 以下に制限することが規定されており、k_r の推奨値として 0.75 が与えられている。</p> <p>3. 疲労限界状態の照査 ずれ止めの疲労照査は次式による。</p> $\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{MF,3}$ $\Delta \tau_{E,2} = \lambda_p \Delta \tau$ <p>λ_p: 等価損傷係数 $\Delta \tau$: 疲労荷重による応力範囲 $\Delta \tau_c$: 当該継手の200万回疲労強度 γ_{Ff}: 疲労荷重に対する部分安全係数 λ_{MF}: 疲労強度に対する部分安全係数</p>	<p>2. 使用限界状態の照査 ずれ止めの使用限界状態における照査式</p> $\gamma_1 = \frac{V_{rd}}{V_{rd6}} \leq 1$ <p>γ_1: 構造物係数で通常の構造物では $\gamma_1 = 1$ としてよい。 V_{rd6}: 1個もしくは1組のずれ止め当りに作用する使用時の設計せん断力 V_{rd}: 有害な残留ずれ変形を生じさせないための設計耐力 鋼構造物設計指針 Part B ではせん断強度の1/2を推奨している。</p> <p>3. 疲労限界状態の照査 (A,C,Dタイプ共通) $V_{rd}/V_{sd0} = 0.99N^{-0.105}$ (Bタイプ) $V_{rd}/V_{sd0} = 0.93N^{-0.105}$ ただし、$V_{sd0} = (\beta M_{ex} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss}) f_{ck} + 10000}) / \gamma_b$ ここで、V_{sd0}: 疲労を考慮する場合の設計せん断力 (変動範囲)(N) N: 疲労寿命または疲労荷重の等価繰返し回数 f_{ck}: コンクリートの圧縮強度の特性値、設計基準強度 γ_b: 部材係数で一般に1.0</p> <p>タイプは、コンクリートの打ち込み方向による分類で、合成桁橋はAタイプとなる。</p>
<p>【考察】</p> <p>1. 終局限界状態の照査法 AASHTO では作用水平せん断力に対して設計するのではなく、床版あるいは鋼桁全断面の耐力の小さい方で設計するのに対して、Eurocode では対象区間ごとに設計耐力の10%まで作用水平せん断力が超過することを許容してずれ止めを設計する。また、鋼桁が塑性化することによってずれ止めの水平せん断力に与える影響も記述されている。JSSC もこれに倣っている。</p> <p>2. スタッドの設計せん断耐力 スタッドの設計せん断耐力式は、3基準で異なる式となっているが、いずれも①式は床版コンクリートの破壊に関するもので、②式はスタッド軸部の破断に関する式となっている。AASHTO と Eurocode の①式は、係数が多少違うだけで同じ内容であるが、土木学会の①式は表示形式が他2基準と異なる。一方、②式は係数が多少異なるだけで、3基準とも同じ書式である。</p> <p>土木学会式は、既往の国内外の代表的な研究成果を整理して対数型の重回帰分析によって得られたものであり、終局・疲労の限界状態について示されている。</p> <p>代表的なスタッド寸法に対してせん断耐力を計算して比較すると、図11-3のようになる。これより次のことが言える。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 3基準とも、スタッドの引張強度に関する②式で設計せん断耐力が決定される。 ・ 土木学会①式は、他の基準式と表示形式が違うが、結果は大差ない値となる。 ・ 係数の取り方にもよるが、土木学会式が最も安全側に結果となる。 <p>3. AASHTO や Eurocode では使用限界状態の照査がなく、JSSC では使用時の作用に対して疲労照査が行われる。</p> <p>4. 疲労限界状態の照査は全てに規定されている。</p>	<p>2. 使用限界状態の照査 Eurocode では、ずれめに対する限界状態の記述はないが、スタッドの設計耐力を P_{rd} とすると、使用時においてスタッドに作用するせん断力は、$k_r P_{rd}$ 以下に制限することが規定されており、k_r の推奨値として 0.75 が与えられている。</p> <p>3. 疲労限界状態の照査 ずれ止めの疲労照査は次式による。</p> $\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{MF,3}$ $\Delta \tau_{E,2} = \lambda_p \Delta \tau$ <p>λ_p: 等価損傷係数 $\Delta \tau$: 疲労荷重による応力範囲 $\Delta \tau_c$: 当該継手の200万回疲労強度 γ_{Ff}: 疲労荷重に対する部分安全係数 λ_{MF}: 疲労強度に対する部分安全係数</p>	<p>2. 使用限界状態の照査 ずれ止めの使用限界状態における照査式</p> $\gamma_1 = \frac{V_{rd}}{V_{rd6}} \leq 1$ <p>γ_1: 構造物係数で通常の構造物では $\gamma_1 = 1$ としてよい。 V_{rd6}: 1個もしくは1組のずれ止め当りに作用する使用時の設計せん断力 V_{rd}: 有害な残留ずれ変形を生じさせないための設計耐力 鋼構造物設計指針 Part B ではせん断強度の1/2を推奨している。</p> <p>3. 疲労限界状態の照査 (A,C,Dタイプ共通) $V_{rd}/V_{sd0} = 0.99N^{-0.105}$ (Bタイプ) $V_{rd}/V_{sd0} = 0.93N^{-0.105}$ ただし、$V_{sd0} = (\beta M_{ex} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss}) f_{ck} + 10000}) / \gamma_b$ ここで、V_{sd0}: 疲労を考慮する場合の設計せん断力 (変動範囲)(N) N: 疲労寿命または疲労荷重の等価繰返し回数 f_{ck}: コンクリートの圧縮強度の特性値、設計基準強度 γ_b: 部材係数で一般に1.0</p> <p>タイプは、コンクリートの打ち込み方向による分類で、合成桁橋はAタイプとなる。</p>
<p>図11-3 スタッドのせん断耐力の比較</p>		

1.1. ずれ止め (その3)

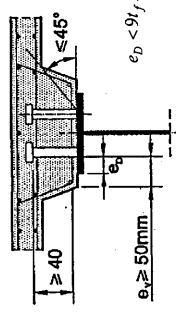
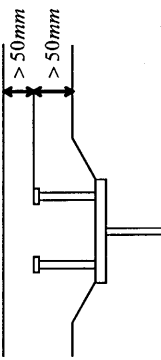
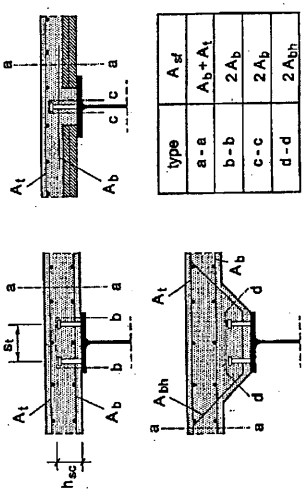
AASHTO		Eurocode		道路橋示方書										
4. スタッド配置														
1) 最大間隔	600mm	Class1とClass2の場合、圧縮方向の最大間隔 $< 22 \cdot f_t \sqrt{235/f_y}$ ここで、 f_t : フランジ厚 f_y : フランジの降伏応力	コンクリート床版厚の3倍 かつ 600mmを超えない											
2) 最小間隔	6d (dはスタッド軸径) 4d	5d 4d	5d または 100mmの大きい方 dt+30mm											
3) スタッドの幹とフランジ縁との 最小純間隔	25mm		25mm											
5. その他														
1) スタッド全高さ	4d以上	8d以上	規定なし											
2) スタッドの軸径	4d以上	$d < 1.5f_t$	19mm および 22mmを標準とする。											
3) その他	<ul style="list-style-type: none"> スタッドと床版上面との純間隔は50mm以上。 スタッドは床版下面より50mm以上挿入する。 	<ul style="list-style-type: none"> スタッド近傍の床版断面において局部的なせん断破壊が生じないよう、スタッドに作用するせん断力に対して十分に安全であるよう、必要に応じて補強鉄筋を配置する。照査断面と有効鉄筋断面は下記の通り。  <table border="1" data-bbox="957 739 1117 940"> <thead> <tr> <th>type</th> <th>A_t</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>a-a</td> <td>A_b+A_t</td> </tr> <tr> <td>b-b</td> <td>2A_b</td> </tr> <tr> <td>c-c</td> <td>2A_b</td> </tr> <tr> <td>d-d</td> <td>2A_{bh}</td> </tr> </tbody> </table>	type	A _t	a-a	A _b +A _t	b-b	2A _b	c-c	2A _b	d-d	2A _{bh}	<ul style="list-style-type: none"> 鋼桁フランジ厚 10mm以上 	
type	A _t													
a-a	A _b +A _t													
b-b	2A _b													
c-c	2A _b													
d-d	2A _{bh}													

表 11-1 (a)スタッド間隔で規定されるフランジ厚

f_t (mm)	f_y (mm)
200	11.2
400	22.3
600	33.5

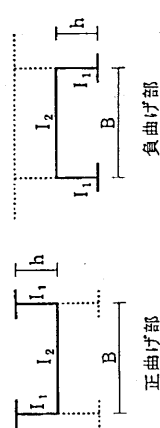
(b)スタッド径で規定されるフランジ厚

d(mm)	f_y (mm)
19	12.7
22	14.7
25	16.7

【考察】
1. Eurocode における規定には、フランジ厚がパラメータとなつてスタッドの最大間隔やスタッド軸径を規定する条項がある。スタッドの間隔、あるいは軸径とフランジ厚との関係を整理すると表 11-1 のようになる。道示規定の 10mm に対して、かなり厚くする必要があるのである。

【解説】
1. スタッドの最大間隔や最小間隔などの配置に関する規制値は 3 基準ともほぼ同じであるが、Eurocode については圧縮フランジの局所変形や座屈を考慮してフランジの板厚と降伏強度による制限が設けられている。
2. スタッド形状については高さや軸径については高さや軸径に関する程度規定があるが、特に、Eurocode ではスタッド軸径をフランジ厚の 1.5 倍以下とする規定がある。
3. Eurocode には、スタッド近傍の床版断面のせん断に対する照査が設けられている。

1.2. 横桁

AASHTO	Eurocode	高速道路技術センター(EXTC) ¹⁶⁾	道路橋示方書
<p>(AASHTO) 6.7.4)</p> <p>(1)横桁や対傾構を端支点、中間支点、径間の中間に配置する。間隔は最大 7600mm¹⁷⁾とする。</p> <p>(2)横桁や対傾構は架設時と完成時の状態を考慮して設計する。</p> <p>(3)設計に当たって次のことを考慮する。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・横風荷重が、主桁下フランジから床版、あるいは床版から支承へと伝達する作用。 ・主桁下フランジが圧縮を受ける時の耐力の保持。 ・床版がない時に主桁上フランジが圧縮を受ける場合の耐力の保持。 ・鉛直に作用する死荷重と活荷重の分配作用。 <p>(注記) 2004 年版では、合理的な解析がなされればよいとして、具体的な数値の規定は無くなっている。</p>	<p>規定不明</p>	<p>1. 一般</p> <p>(1)中間横桁は、床版の施工性や構造特性を検討したうえで横桁間隔、横桁取付位置を決定し、架設時を含めて安全性を確保できる断面構成とする。</p> <p>(2)端支点横桁および中間支点上横桁</p> <ul style="list-style-type: none"> ・コンクリートを巻き立てる構造を基本とする。 ・巻き立てコンクリートと主桁を一体化させるためにずれ止めを設けることとする。 <p>・端部はブラケット支持（コンクリート製または鋼製）を基本とする。</p> <p>2. 横桁間隔</p> <p>(1)圧縮フランジの固定点間距離の確保に配慮するものとする。</p> <p>(2)施工時の安定性について検討するものとする。</p> <p>3. 横桁取付位置</p> <p>中間横桁の取付高さは、床版のプレストレスロス、床版施工性、疲労への影響などを勘案して決定しなければならない。</p> <p>4. 中間対傾構</p> <p>(1)中間横桁断面は、横桁と垂直補剛材によって形づくられるU型フレームとして必要な断面を確保するものとする。</p> <p>(2)中間横桁の固定点としての剛度を確保するために、道路橋設計便覧のポニートラップ圧縮弦材の所要剛度Cにて照査する。</p> $C = \frac{6EI_2 I_3}{h^2 (3BI_1 + 2hI_2)}$  <p>図 12-1 横桁と垂直補剛材によるU型フレーム</p> <p>(2)施工時に床版を横桁で支持する場合は、床版施工時荷重を考慮しなければならない。</p> <p>5. 横桁取付け部の構造</p> <p>横桁と主桁の連結は、横桁に発生する断面力を垂直補剛材に確実に伝達できる構造とする。</p>	<p>(通示 10.6.2 対傾構)</p> <p>(1)鋼げた橋の支点では、各主げた間に端対傾構を設けるものとする。</p> <p>(2)I形断面及びπ形断面の鋼げた橋では、6m以内で、かつフランジ幅の30倍をこえない間隔で中間対傾構を設けるものとする。</p> <p>(3)床版を3本以上のけたで支持し、かつ、けたの間隔が10mをこえる場合は、それらのけたの間には剛な荷重分配横げたを設けるものとする。荷重分配横げたの間隔は20mをこえてはならない。</p>
<p>【解説】</p> <p>1. AASHTOの規定は、RC床版の多主鉄桁橋を想定したもので、設計の考え方が記述されている。横桁間隔の最大値の規定は、疲労損傷に配慮したものであるが、圧縮フランジの座屈上も有効である。</p> <p>2. Eurocodeには横桁に関する規定を見出していない。</p> <p>3. 2主桁橋の横桁の設計については、EXTCのマニュアルが最も詳しい。施工時の配慮や圧縮フランジの座屈に対する必要剛度の確保の考え方など、具体的に記述されている。</p> <p>4. 道示の規定は、RC床版の多主鉄桁橋を想定したもので、配置間隔など具体的な値が規定されている。</p>			

(参考文献)

- 1) AASHTO : LRFD Bridge Design Specifications, SI Units, Third Edition, 2004
- 2) FHWA/National Highway Institute : LRFD Design Example for Steel Girder Superstructure Bridge, SI Units, 2003.
- 3) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1 : General rules and rules for buildings, prEN 1994-1-1, 2002
- 4) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, Part 2 : Rules and bridges, prEN 1994-2, 2003
- 5) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 1, Actions on structures, Part 2 : Traffic loads on bridges, prEN 1991-2, 2003
- 6) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-1 : General rules and rules for buildings, prEN 1993-1-1, 2003
- 7) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 0, Basis of structural design, prEN 1990, 2001
- 8) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.5 : Plated structural elements, prEN 1993-1-5, 2003
- 9) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1.8 : Design of joints, prEN 1993-1-8, 2003
- 10) European Committee for Standardization(CEN) : Eurocode 3, Design of steel structures, Part 2 : Steel Bridges, prEN 1993-2, 2003
- 11) 土木学会鋼構造委員会 : 鋼・コンクリート標準示方書、総則・構造計画編・設計編、2006.10
- 12) 鋼構造協会・鋼橋性能向上研究委員会・合理化設計法部会 : 合成桁の限界状態設計法試案、2007.3
- 13) 平城弘・松井繁之・榎本啓士 : 頭付きスタッドの強度評価式の誘導－静的強度評価式－、構造工學論文集、Vol.35A、1989.3
- 14) (社) 日本橋梁建設協会 : 連続合成2主桁橋の設計例と解説、2005.8
- 15) (財) 高連道路技術センター : PC床版鋼連続合成2主桁橋の設計・施工マニュアル、2002.3
- 16) 土木学会コンクリート委員会 : コンクリート標準示方書「構造性能照査編」、2002