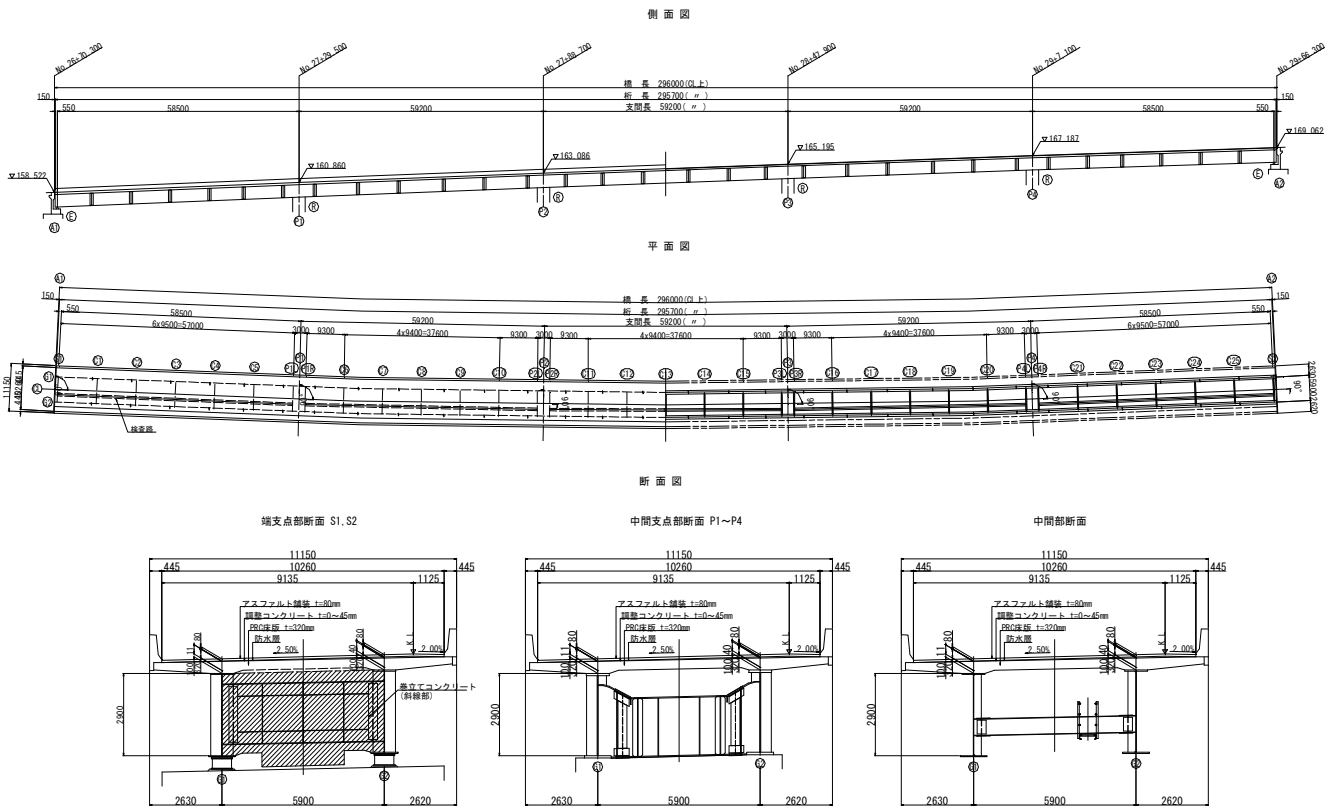


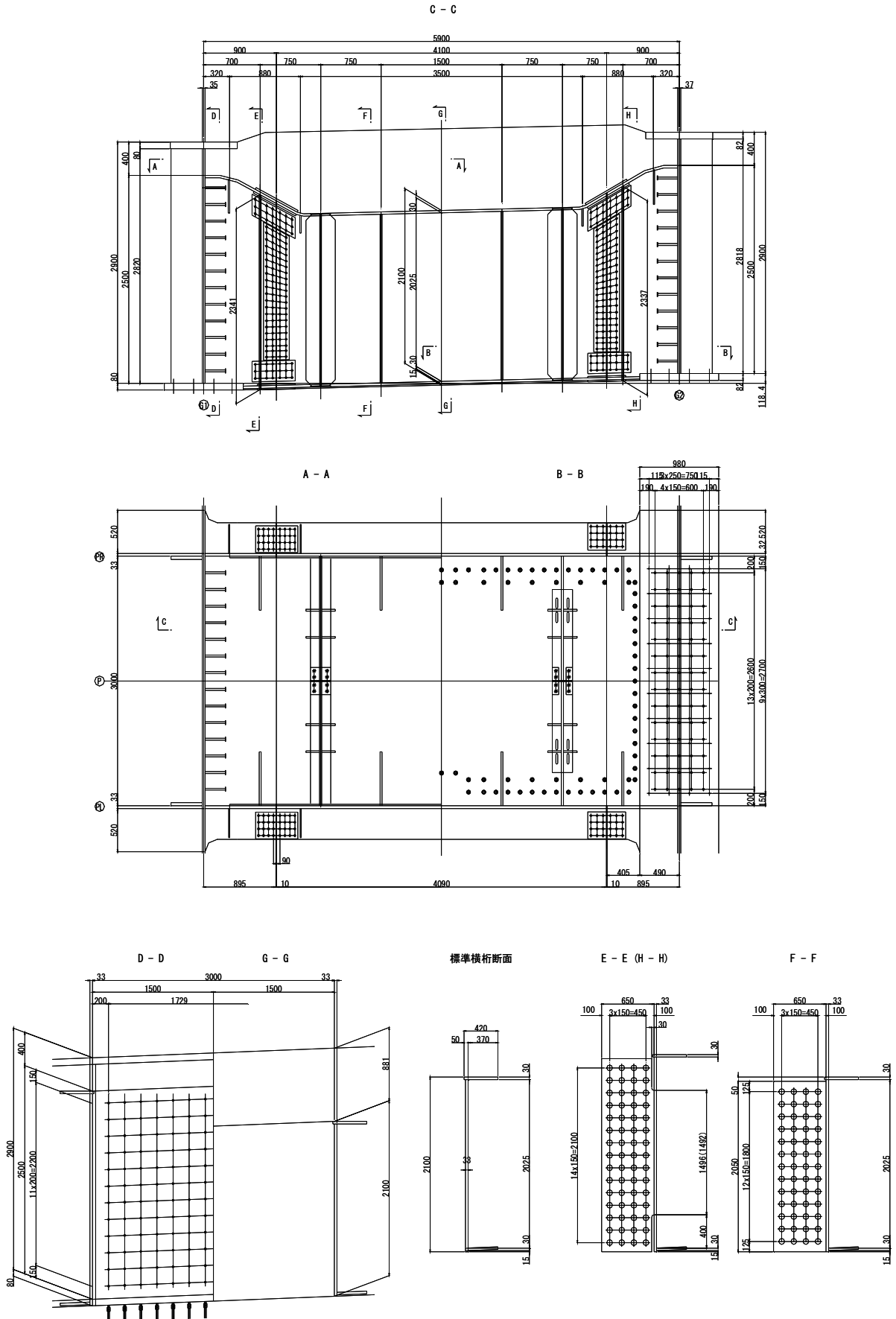
5. 剛結部の設計計算例

設計条件

橋梁形式	: 鋼5径間連続ラーメン2主桁桁橋
支間長	: 58.5m + 3@59.2m + 58.5m
全幅員	: 11.150 (m)
主桁高	: 2900 (mm)
横桁高	: 2500 (mm) 【主桁付根位置】
	: 2100 (mm) 【床版支間中央位置】
橋脚幅	: 3000 (mm)
コンクリートの設計基準強度	: 30 (N/mm ²)
剛結部使用鋼材	: SM400

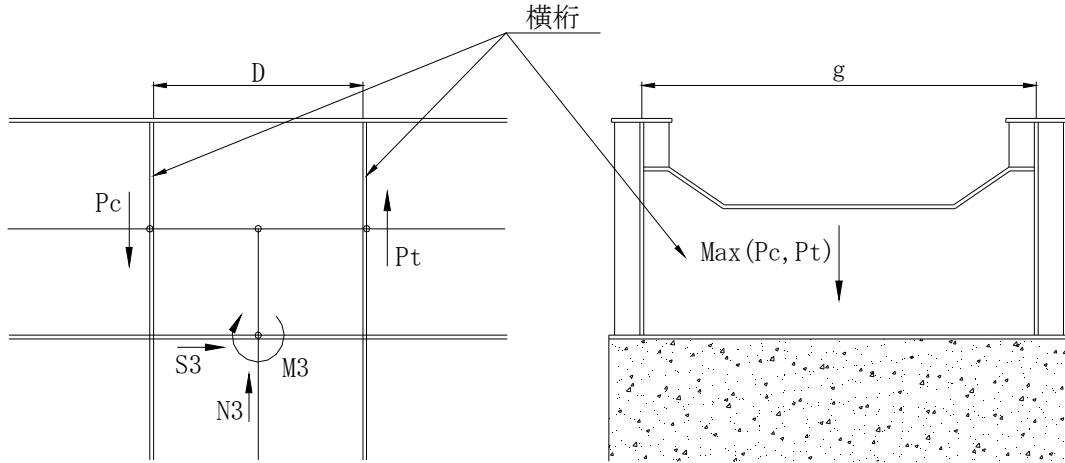


剛結部概要



(1) 設計断面力の算出

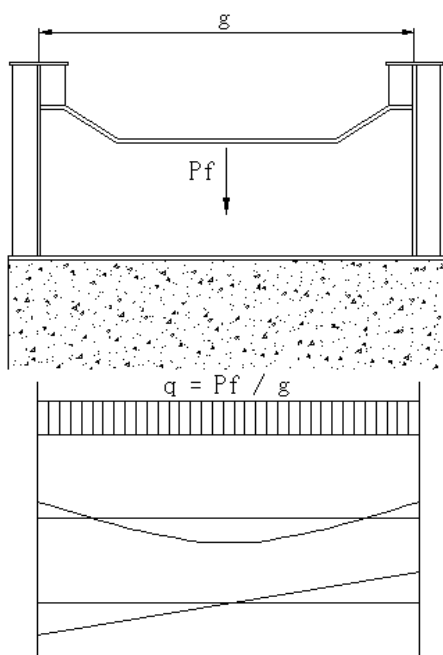
1) 橋脚から横桁への作用力



g= 5900.0 (mm)
 D= 3000.0 (mm)
 M3= 49226.0 (kN・m)
 S3= 5637.0 (kN)
 N3= 12279.0 (kN)

$P_c = (N_3 / 2 + M_3 / D) / 2 = 11274.1 \text{ (kN)}$
 $P_t = (N_3 / 2 - M_3 / D) = -10269.2 \text{ (kN)}$
 $P_f = 11274.1 \text{ (kN)} \text{ ---Max}(P_c, P_t)$

2) 横桁設計断面力



$q = P_f / g$
 $= 11274.1 / 5.900 = 1910.9 \text{ (kN/m)}$

※床版支間中央部※

$M = q * g^2 / 24$
 $= 1911 * 5.900^2 / 24 = 2771.5 \text{ (kN・m)}$
 $S = 0.0 \text{ (kN)}$

※主桁付根部※

$M = q * g^2 / 12$
 $= 1911 * 5.900^2 / 12 = 5543.1 \text{ (kN・m)}$
 $S = q * g / 2$
 $= 1911 * 5.900 / 2 = 5637.0 \text{ (kN)}$

(2) 横桁断面計算

断面名称：床版支間中央部

有効座屈長 (Lx)	590.0 cm	フランジ固定点間距離 (L)	590.0 cm
有効座屈長 (Ly)	590.0 cm	WEB上縁からの偏心量 (Hu)	0.0 cm

断面形状

	断面 (mm)			断面積 (cm ²)	材質	道示4.2.3
1-U. Flg PL	420	×	30	126.00	(SM400)	140.0 N/mm ²
1- Web PL	2070	×	33	683.10	(SM400)	
1-L. Flg PL	390	×	30	117.00	(SM400)	140.0 N/mm ²

断面積	A	=	926.10	cm ²		
断面二次モーメント	Ix	=	5117472	cm ⁴	Iy	= 33972 cm ⁴
縁端距離	Yu	=	105.48	cm	Yl	= 107.52 cm
重心位置と偏心位置の差	eyu	=	0.00	cm		
断面二次半径	Rx	=	74.34	cm	Ry	= 6.06 cm
細長比	Lx/Rx	=	7.94	(強軸)	Ly/Ry	= 97.41 (弱軸)
	σ_{cagx}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cagy}	= 74.1 N/mm ²

許容応力度	σ_{ta}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cao}	=	140.0	N/mm ²	σ_{bao}	=	140.0	N/mm ²
	σ_{cag}	=	74.1	N/mm ²	σ_{eay}	=	19049.1	N/mm ²	σ_{eaz}	=	126.5	N/mm ²

荷重ケース	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)	偏心曲げ モーメント (kN.m)	合計曲げ モーメント (kN.m)	せん断力 (kN)
P1	0.0	2771.5	0.0	2771.5	0.0

荷重ケース	作用応力度および許容応力度 (N/mm ²)						合成応力度 (≤ 1.2)	
	$\sigma_{t,c}$	σ_{byu}	σ_{byl}	τ	$\Sigma \sigma_u$	$\Sigma \sigma_l$	σ_{bwu}	σ_{bwl}
P1	0.0	-57.1	58.2	0.0	-57.1	58.2	-55.5	56.6
	140.0	140.0	140.0	80.0	140.0	140.0	0.16	0.16

上段：発生応力度(合成応力度はWEB上下端の応力度)
下段：許容応力度(合成応力度は安全率)

断面名称：主桁付根部

有効座屈長 (Lx)	590.0 cm	フランジ固定点間距離 (L)	590.0 cm
有効座屈長 (Ly)	590.0 cm	WEB上縁からの偏心量 (Hu)	0.0 cm

断面形状

	断面 (mm)			断面積 (cm ²)	材質	道示4.2.3
1-U. Flg PL	420	×	30	126.00	(SM400)	140.0 N/mm ²
1- Web PL	2470	×	33	815.10	(SM400)	
1-L. Flg PL	390	×	30	117.00	(SM400)	140.0 N/mm ²

断面積	A	=	1058.10	cm ²		
断面二次モーメント	Ix	=	7939897	cm ⁴	Iy	= 34091 cm ⁴
縁端距離	Yu	=	125.44	cm	Yl	= 127.56 cm
重心位置と偏心位置の差	eyu	=	0.00	cm		
断面二次半径	Rx	=	86.63	cm	Ry	= 5.68 cm
細長比	Lx/Rx	=	6.81	(強軸)	Ly/Ry	= 103.94 (弱軸)
	σ_{cagx}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cagy}	= 68.6 N/mm ²

許容応力度	σ_{ta}	=	140.0	N/mm ²	σ_{cao}	=	140.0	N/mm ²	σ_{bao}	=	140.0	N/mm ²
	σ_{cag}	=	68.6	N/mm ²	σ_{eay}	=	25868.2	N/mm ²	σ_{eaz}	=	111.1	N/mm ²

荷重ケース	軸力 (kN)	曲げモーメント (kN.m)	偏心曲げ モーメント (kN.m)	合計曲げ モーメント (kN.m)	せん断力 (kN)
P1	0.0	5543.1	0.0	5543.1	5637.0

荷重ケース	作用応力度および許容応力度 (N/mm ²)						合成応力度 (≤ 1.2)	
	$\sigma_{t,c}$	σ_{byu}	σ_{byl}	τ	$\Sigma \sigma_u$	$\Sigma \sigma_l$	σ_{bwu}	σ_{bwl}
P1	0.0	-87.6	89.1	69.2	-87.6	89.1	-85.5	87.0
	140.0	140.0	140.0	80.0	140.0	140.0	1.12	1.13

上段：発生応力度(合成応力度はWEB上下端の応力度)
下段：許容応力度(合成応力度は安全率)

(3) 孔あき鋼板ジベルの設計

1) 設計方針

孔あき鋼板ジベルの1孔当りの許容せん断力は以下の式にて算出する。

$$\text{常時： } Q_a = 0.3 * d^2 * \sigma_{ck}$$

Q_a : 1孔当りの許容せん断力 (N)
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 d : 孔径 (mm)

ただし、上式の Q_a を得るための条件として、次式を満足するものとする。

※引用文献：『設計要領 第二集 橋梁建設編』 東・中・西日本高速道路株式会社

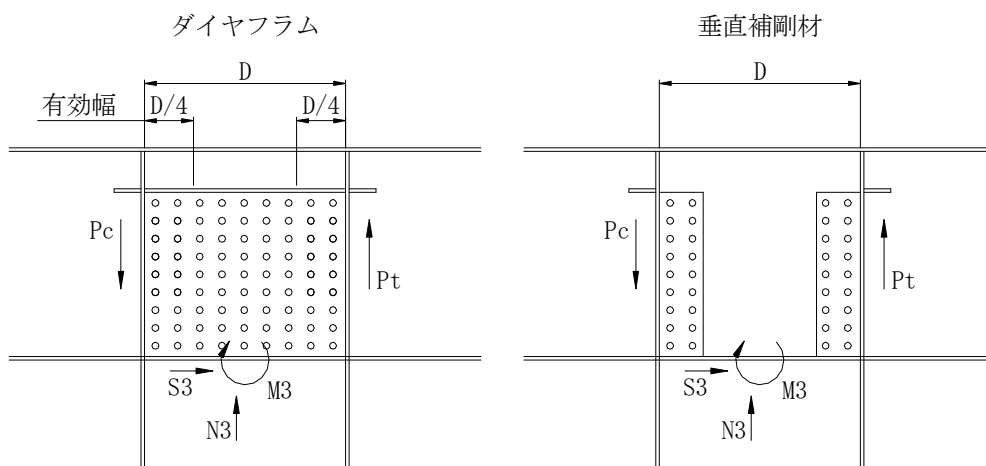
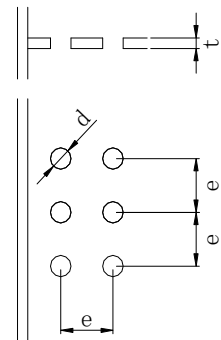
① 鋼板のせん断破壊の照査

$$A_s \geq 0.63 * d^2 * \sigma_{ck} / \sigma_y$$

② 孔内コンクリートの支圧破壊の照査

$$d / t \leq 8.0$$

A_s : 孔間の鋼板断面積 (N/mm²) = $(e - d) * t$
 σ_y : 鋼板の降伏点 (N/mm²)
 t : 孔あき鋼板厚 (mm)
 d : 孔径 (mm)
 e : 孔間隔 (mm)



2) 孔あき鋼板断面およびコンクリート強度

・ 鋼板孔径	d :	70 (mm)	
・ 鋼板孔間隔	e :	150 (mm)	
・ 鋼板幅	w :	650 (mm)	
・ 鋼板厚	t :	22 (mm)	
・ 鋼板の降伏点(材質)	σ_y :	235 (N/mm ²)	(SM400)
・ コンクリートの設計基準強度	σ_{ck} :	30 (N/mm ²)	

3) 孔あき鋼板のせん断耐力(1孔当り)

$$\text{常時: } Q_a = 0.3 * d^2 * \sigma_{ck} = 44100 \text{ (N)}$$

4) 鋼板のせん断破壊の照査

$$\begin{aligned} 0.63 * d^2 * \sigma_{ck} / \sigma_y &= 394.1 \text{ (mm}^2\text{)} \\ A_s = (e - d) * t &= 1760.0 \text{ (mm}^2\text{)} \geq 394.1 \text{ (mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

5) 孔内コンクリートの支圧破壊の照査

$$d / t = 3.2 \leq 8.0$$

6) 孔あき鋼板ジベルの必要孔数照査

$$\begin{aligned} N &= N_{dia} + N_{stf} = 312 \text{ (個)} \\ N_{dia} &= 2 \text{ 枚 } 4 \text{ 行 } 13 \text{ 列} = 104 \text{ (個)} \text{ ---有効幅を考慮} \\ N_{stf} &= 4 \text{ 枚 } 4 \text{ 行 } 13 \text{ 列} = 208 \text{ (個)} \end{aligned}$$

$$N_{req} = P_f / Q_a = 11274.1 / 44100 * 10^3 = 256 \text{ (個)} < 312 \text{ (個)}$$

7) 孔あきダイヤフラムおよび孔あき垂直補剛材の照査

$$\begin{aligned} P_d &= N_{dia} / N * P_f = 3758 \text{ (kN)} \\ P_s &= N_{stf} / N * P_f = 7516 \text{ (kN)} \\ \tau_d &= P_d / (n_d * (L_d - n_{nd} * d) * t) = 71.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \tau_s &= P_s / (n_s * (L_s - n_{ns} * d) * t) = 76.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

P_d :	ダイヤフラムへの作用力	n_d :	ダイヤフラム設置枚数
P_s :	垂直補剛材高への作用力	n_s :	垂直補剛材設置枚数
L_d :	ダイヤフラム高 (2100 mm)	n_{nd} :	ダイヤフラムの孔数(列)
L_s :	垂直補剛材高 (2025 mm)	n_{ns} :	垂直補剛材の孔数(列)

(4) スタッドジベルの設計

1) 設計方針

主桁下フランジ、および腹板には剥離防止のためスタッドジベルを設置する。
尚、スタッドジベルの必要本数は以下の式にて算出する。

$$N_{sreq} = A_{cg} * \tau_{ca} / Q_a$$

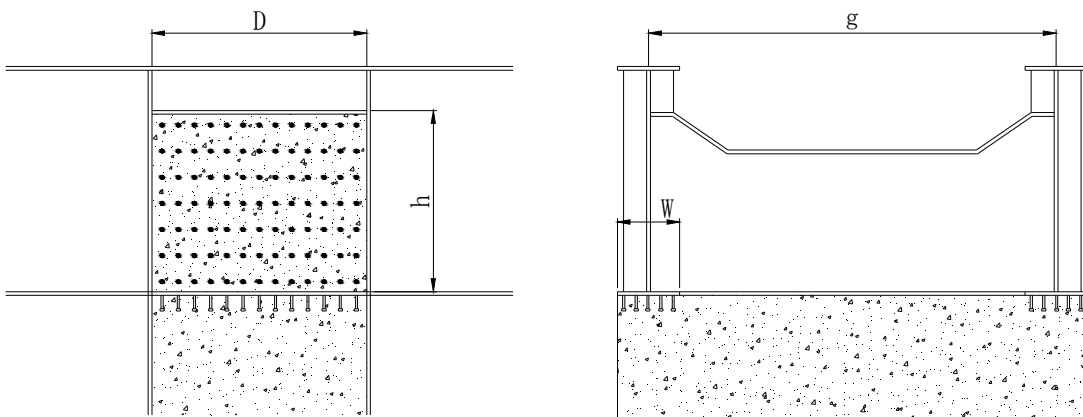
N_{sreq} : スタッドジベル必要本数(本)

A_{cg} : コンクリートの接触面積(mm²)

τ_{ca} : コンクリートが負担できる平均せん断力(N/mm²) = 0.45 (N/mm²)

Q_a : スタッドジベルの許容せん断力

2) 必要本数の算出



$$Q_a = 9.4 * d^2 * \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H / d \geq 5.5)$$

$$1.72 * d * H * \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H / d < 5.5)$$

※引用文献: 『H14道示, II 11.5.5』

$$H / d = 250 / 22 = 11.4 \quad \geq 5.5$$

$$Q_a = 9.4 * d^2 * \sqrt{\sigma_{ck}} = 24919 \text{ (N/本)}$$

$$H : \text{スタッドジベルの全高(mm)} = 250 \text{ (mm)}$$

$$d : \text{スタッドジベルの軸径(mm)} = 22 \text{ (mm)}$$

$$\sigma_{ck} : \text{コンクリートの設計基準強度} = 30 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$A_{cg}(\text{flg}) = W * D = 980 * 3000 = 2940000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

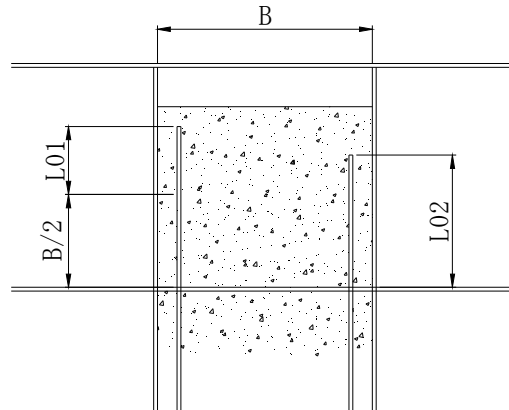
$$A_{cg}(\text{web}) = D * h = 3000 * 2470 = 7410000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$N_{sreq}(\text{flg}) = 2940000 * 0.45 / 24919 = 53 \text{ (本以上)}$$

$$N_{sreq}(\text{web}) = 7410000 * 0.45 / 24919 = 134 \text{ (本以上)}$$

(5) 鉄筋必要定着長の算出

※引用文献：『設計要領 第二集 橋梁建設編』 東・中・西日本高速道路株式会社



$$L01 = \sigma_{sa} / (4 * \tau_c) * \phi$$

$$= 180 / (4 * 1.8) * 51.0 = 1275.0 \text{ (mm)}$$

$$L01+B/2 = 1275.0 + 1500 = 2775.0 \text{ (mm)}$$

ただし、上記値を確保できない場合は下記により算出された定着長を確保する.

$$L02 = \sigma_{si} / (4 * \tau_c) * \phi$$

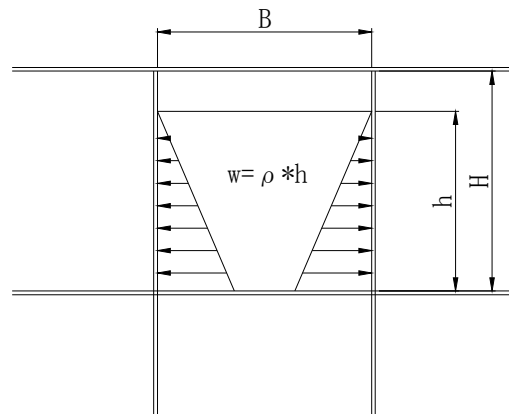
$$= 345 / (4 * 1.8) * 51.0 = 2443.8 \text{ (mm)}$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度	=	180 (N/mm ²)
σ_{si} : 鉄筋の許容降伏応力度	=	345 (N/mm ²)
τ_c : コンクリートの許容付着応力度	=	1.8 (N/mm ²)
ϕ : 鉄筋径	=	51 (mm)
B : 橋脚幅	=	3000 (mm)

(6) 剛結部側圧の照査

1) 設計方針

横桁腹板は、剛結部コンクリート打設時に鋼製型枠としての役割を果たす。
したがって、コンクリートによる側圧荷重に対して照査をする。



2) 側圧荷重の算出

$$w = \rho * h / 10^3 = 48.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

w : 側圧荷重

$$\rho : \text{コンクリート単位重量} = 23 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$h : \text{打設高} = 2100 \text{ (mm)}$$

3) 補剛材剛度の照査

$$I_v = t_s * b_s^3 / 3 / 10^4 = 2013916667 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$I_{vreq} = H * t_w^3 / 11 * \gamma_{req} = 24393600 \text{ (mm}^4\text{)} < I_v$$

$$b_s : \text{補剛材幅} = 650 \text{ (mm)} < b_{min} = 120.0 \text{ (mm)} >$$

$$t_s : \text{補剛材厚} = 22 \text{ (mm)}$$

$$t_w : \text{横桁WEB厚} = 33 \text{ (mm)}$$

$$H : \text{横桁高} = 2100 \text{ (mm)}$$

$$h : \text{打設高} = 2100 \text{ (mm)}$$

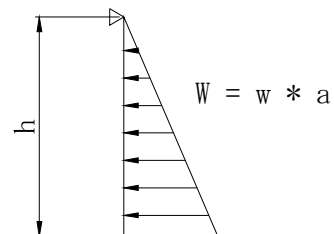
$$a : \text{最大補剛材間隔} = 1650 \text{ (mm)}$$

$$\gamma_{req} : = 3.56 \text{ (} a / H = 1.5 \text{ とする)}$$

4) 断面照査

発生断面力は上端ピン、下端固定の単純梁として算出する。

$$W = w * a = 48.3 * 1.650 = 79.7 \text{ (kN/m)}$$



(SM400)				A	y	Ay	Ay ²	I'
1	-	STIFF	650 * 22	14300	341.5	4883450	1667698175	503479167
1	-	WEB	792 * 33	26136	0	0	0	2371842
				40436		4883450	1667698175	505851009

$$I = 1583775618 \text{ mm}^4$$

$$Z = 2902122 \text{ mm}^3$$

$$e = 120.77 \text{ mm}$$

・応力照査

$$M = 0.02981 * W * h^2 = 10.5 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$S = W * h * 4 / 10 = 66.9 \text{ (kN)}$$

$$\sigma = M / Z = 3.6 \text{ (N/mm}^2) \leq 140.0 \text{ (N/mm}^2)$$

$$\tau = S / A_{\text{stiff}} = 4.7 \text{ (N/mm}^2) \leq 80.0 \text{ (N/mm}^2)$$

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I・II，2002. 3.
- 2) 東・中・西日本高速道路株式会社(NEXCO 東・中・西日本)：設計要領第二集橋梁建設編，2006. 4.
- 3) 山海堂：新しい鋼橋の設計，2002. 12.