

3 . 複 合 橋 梁 W G

複合橋梁WGメンバー

幹 事	星 埜 正明	日本大学
WGリーダー(正)	茂呂 充	(株)長大
WGリーダー(副)	海川 陽一	トピー工業(株)
部 会 員	三宅 大助	日立造船(株)
”	松村 義昭	大日本コンサルタント(株)
”	岩井 宗一	住友重機械工業(株)
”	園部 歩	(株)ハルテック
”	岡本 有造	新日本製鐵(株)
”	北原 淑雄	JIPテクノサイエンス(株)
”	松村 道夫	日本車輛製造(株)
旧 部 会 員	加藤 靖	日立造船(株)
”	神頭 峰磯	日本車輛製造(株)
”	田邊 雄一	日本車輛製造(株)
”	宮川 力	住友重機械工業(株)
”	守矢 健生	大日本コンサルタント(株)
”	藤本 直也	大日本コンサルタント(株)
”	高松 幹正	(株)ハルテック
”	塚田 慎二	東日本鉄工(株)

複合橋梁WG 報告書

報告書目次

§ 1. はじめに.....	3- 1
§ 2. 各種接合方法の概要.....	3- 2
§ 3. 各種接合方法の試設計.....	3- 3
3- 1. 設計条件.....	3- 4
3- 2. 鉄筋定着形式.....	3- 6
3- 3. 支圧板形式.....	3-13
3- 4. 鋼製柱形式.....	3-24
3- 5. 剛結部内部側圧の照査.....	3-26
3- 6. 孔あき鋼板の設計.....	3-29
§ 4. 各形式の構造図.....	3-34
§ 5. 利点・欠点・計画上の留意点.....	3-37
§ 6. 実績一覧.....	3-38
§ 7. 参考文献一覧.....	3-39

§ 1. はじめに

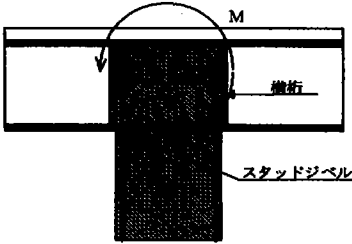
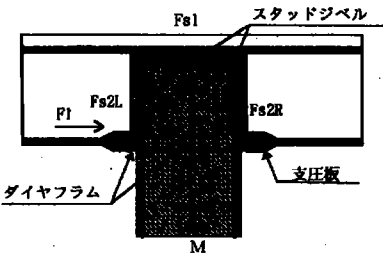
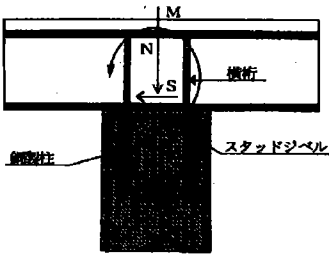
従来より、上部構造と下部構造を剛結させたラーメン形式の橋梁は、耐震性の向上、支承や伸縮装置を省略する事による維持管理性の向上、車輛走行性の向上及び山岳地方の施工性向上の観点から、特にPC橋において一般的に用いられていた。これに対し、近年では鋼桁橋においても橋脚をRC構造とし、主桁を鋼部材として互いを剛結させた混合ラーメン構造とする事により、主桁の曲げモーメントを低減させたり、車輛走行性や維持管理性の向上を図った構造が多く採用されてきている。

上記のような鋼とコンクリートの剛結ラーメン橋の場合、従来までの鋼及びコンクリート構造に対する設計計算以外に鋼部材とコンクリート部材の接合部の設計を行う必要が出てくる。剛結ラーメン橋では鋼とコンクリートの接合部がちょうど隅角部と一致する事から、非常に大きな断面力が接合部に発生し、その結果断面力を伝達させるために多くのずれ止め機構が必要となる。これに対し、一般にラーメン構造の隅角部はスペースが狭く、その中にずれ止め部材を多く設置する事は架設作業性の悪化を引き起こす事から、十分に注意しなくてはならない。また、鋼とコンクリートの接合部では剛性が急激に変化することから、疲労破壊に対する検討も重要になってくる。しかしながら、今日において、鋼とコンクリートの剛結ラーメン構造が多く用いられるようになってきたにもかかわらず、設計手法は十分に標準化されていない事から、実際に構造物を設計する時の設計方法は、荷重伝達機構の選択も含めその時々設計者の技術的判断によりところが多い。

そこで、本研究では鋼箱桁断面橋上部構造とRC橋脚との接合部を対象に各種接合方式による比較設計を行い、それぞれの接合方式の特徴や比較検討を行い、整理することで今後の設計技術者が参考となる資料を提供することを試みた。

§ 2. 各種接合方法の概要

鋼桁とRC橋脚との接合部構造について、代表的な構造を下表に示す。なお、以下の構造について次項において試設計を行う。

伝達機構図		応力伝達	
鉄筋定着形式		伝達機構	鉄桁→横桁→スタッドジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚
		M: 曲げモーメント	①引張力 横桁腹板のスタッドジベルから接合部コンクリートへ定着された主鉄筋へ伝達
		N: 軸力	②圧縮力 主桁と横桁の下フランジおよび横桁スタッドジベルから橋脚コンクリートへ伝達
		S: せん断力	横桁下フランジおよび横桁のスタッドジベルから橋脚コンクリートへ伝達
下フランジ支圧形式		伝達機構	箱桁→ダイヤフラム→スタッドジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚
		M: 曲げモーメント	①引張力 ダイヤフラム、縦桁に設置されたスタッドジベルから充填コンクリートに定着された主鉄筋へ伝達
		N: 軸力	②圧縮力 主桁下フランジの支圧板から橋脚コンクリートに支圧力として伝達
		S: せん断力	鋼製隔壁内のダイヤフラムのスタッドジベルから橋脚コンクリートにせん断力として伝達
鋼製柱形式		伝達機構	箱桁→鋼製柱→スタッドジベル→コンクリート→鉄筋→橋脚
		M: 曲げモーメント	①引張力 鋼製柱部のスタッドジベルから接合部コンクリートに定着された主鉄筋へ伝達
		N: 軸力	②圧縮力 鋼製柱部のスタッドジベルからコンクリートへせん断力として伝達
		S: せん断力	鋼製柱部のスタッドジベルから橋脚コンクリートへせん断力として伝達

§ 3. 各種接合方法の試設計

3-1. 設計条件

1. 設計条件

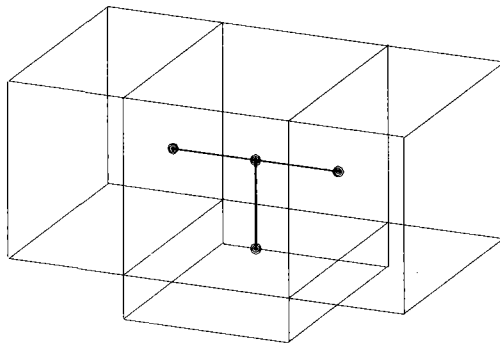
形式：7径間連続鋼床版箱桁複合ラーメン橋
 支間長：65m+65m（着目橋脚両側支間）
 幅員：6.930m
 鋼材：SM400、SM490Y、SM570
 コンクリート： $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$
 鉄筋：SD345A

2. 設計断面力

剛結部に作用する力の流れは以下の2通りが考えられる。

- ・『鋼桁～接合部～鋼桁』
- ・『鋼桁～接合部～橋脚』

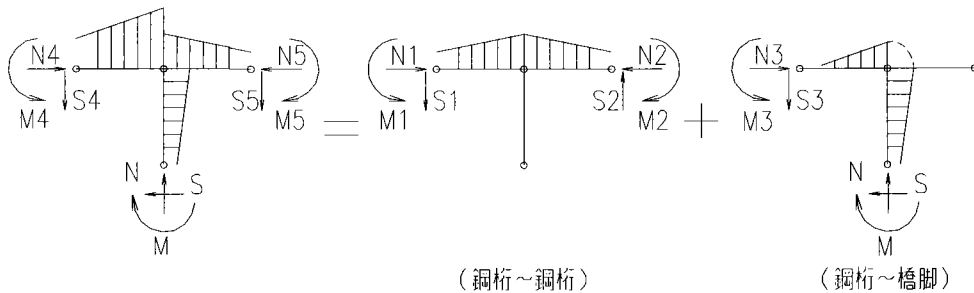
接合部の設計には後者（橋脚上端部の断面力）を用いる。



橋脚上端部断面力

	面外せん断	軸力	面内曲げ	ねじり
	Sy (kN)	Nx (kN)	My (kN・m)	Tx (kN・m)
Nx-Max	-94.0	7695.6	1531.9	-1220.9
Nx-Min	357.3	3443.5	5067.7	-369.6
Sy-Max	1153.0	3907.3	1797.4	3351.0
Sy-Min	-1240.7	3912.0	-1656.0	-4521.6
Tx-Max	-50.0	3902.7	2888.9	8125.5
Tx-Min	-37.6	3916.5	-2747.4	-9296.1
My-Max	445.4	5860.9	15193.4	4934.7
My-Min	-552.7	5774.0	-14400.0	-6468.6

スタッドジベル設計に用いるせん断力は上記断面力をダイヤフラム面等のせん断力に換算したものをを用いる。



(鋼桁～鋼桁)

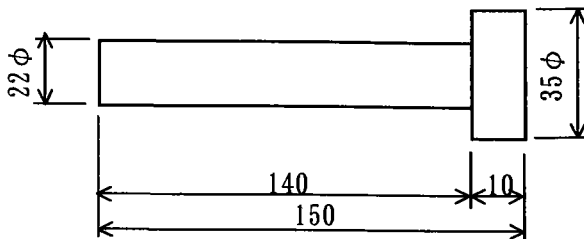
(鋼桁～橋脚)

※接合部設計に用いる断面力

・ JH設計要領第二集
9章 2-6

3. 使用スタッドジベル諸元

a) 形状



b) 許容せん断応力度

$$H / d = 150 / 22 = 6.8 \geq 5.5$$

$$\begin{aligned} Q_a &= 9.4 \times d^2 \times \sqrt{\sigma_{ck}} \\ &= 9.4 \times 484 \times \sqrt{30} \\ &= 24919 \text{ N/本} \end{aligned}$$

ここに、

Q_a : スタッドジベルの許容せん断力 (N/本)

d : スタッドジベルの軸径 (mm)

H : スタッドジベルの全高 (mm)

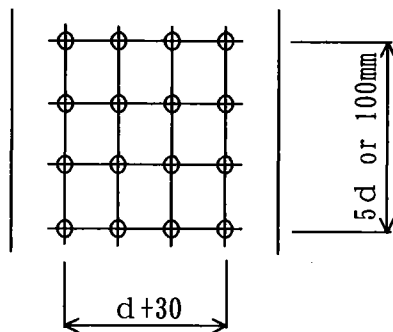
σ_{ck} : 設計基準強度 (N/mm²)

*本例では、レベル2地震動に対する計算を省略しているが、レベル2地震動に対して設計を行う場合は、上記のスタッドの許容せん断力を3倍して使用する。

c) 配置

鉛直方向最小間隔 : 5d もしくは、100mm

水平方向最小間隔 : d+30mm



鉛直方向配置間隔 $5 \times 22 = 110 \text{ mm以上}$

水平方向配置間隔 $22 + 30 = 52 \text{ mm以上}$

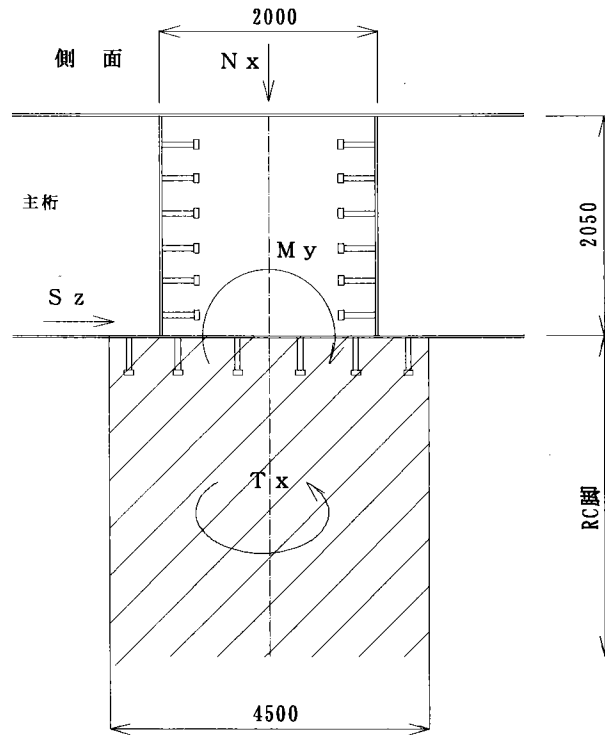
・道示Ⅱ11.5.8
・JIS B 1198「頭つきスタッド」

・道示Ⅱ11.5.5

・道示Ⅱ11.5.4

3-2. 鉄筋定着形式

1. 設計方針



(1) 上部構造からの曲げモーメント、軸力、せん断力を確実に橋脚に伝達させなければならない。

(2) 応力伝達は、鋼桁→コンクリート→鉄筋→橋脚の順序で伝達されるよう設計する。

・曲げモーメント

引張力 : 横桁WEB外側のスタッドジベルから主鉄筋へ

圧縮力 : 鋼桁下フランジと下面コンクリートの支圧抵抗で力を伝達

・水平せん断

鋼桁下フランジ下面のスタッドジベルでRC柱の鉄筋およびコンクリートに伝達する。

・軸力

鋼桁下フランジより橋脚コンクリートへ力を伝達する。

2. 剛結部スタッドの設計

(1) 設計方針

鋼桁からRC橋脚へ伝達される曲げモーメントおよび軸方向圧縮力は、引張側においては横桁WEB外面のスタッドを介して伝達するものとし、圧縮側においては、鋼桁下フランジと下面コンクリート間の支圧抵抗で、伝達するものとする。

(2) スタッドジベル本数の決定

鋼桁からRC橋脚へ伝達される曲げモーメントMと軸圧縮力Nより算出されるせん断力をWEB面のスタッドに等分に負担するものとして、本数を決定する。

1) ダイヤフラム面

曲げモーメント M_y 14400 kN・m

軸圧縮力 N_x 5774 kN

橋軸方向ダイヤフラム間隔 2.0 m

ダイヤフラム1面に作用するせん断力 S

$$S = M / L - N / 2 \\ = 14400 / 2.0 - 5774 / 2 = 4313 \text{ kN}$$

必要スタッドジベル本数 n

$$n = S / Q_a = 4313 / 24.9 = 173.2$$

ボルト配置

鉛直方向 ピッチ150mm 12列

水平方向 ピッチ150mm 17列

ボルト本数 $n=204$ 本

2) 主桁WEB面

曲げモーメント M 3594 kN・m

軸圧縮力 N 3914 kN

橋軸直角方向主桁WEB間隔 2.8 m

ダイヤフラム1面に作用するせん断力 S

$$S = M / L - N / 2 \\ = 3594 / 2.8 - 3914 / 2 = -673 \text{ kN}$$

必要スタッドジベル本数 n

$$n = S / Q_a = 673 / 24.9 = 27.0$$

ボルト配置

鉛直方向 2列

水平方向 ピッチ130mm 14列

ボルト本数 $n=28$ 本

3. 下フランジ接合部の設計

(1) 下フランジ接合部で面内せん断力SzとねじりモーメントTxを受け持つ場合

1) 設計方針

- ・ スタッドジベルは接合部のねじりモーメント (Tx) とせん断力 (Sz) により設計する。
- ・ 下フランジはスタッドジベルによる伝達されるせん断力成分 (Tx, Sz) に対し、下フランジのみで抵抗できる板厚とする。
計算は主桁ウェブで支持された単純梁として設計を行う。

$$M = T_x / 2 + 1 / 4 \times S_z \times L$$

$$S = T_x / L + 1 / 2 \times S_z$$

$$\text{断面係数 } Z = B^2 \times t / 6$$

$$\text{断面積 } A = B \times t$$

B : 主桁ウェブ間隔 (L1)
t : 下フランジ厚

2) スタッドジベルの計算

a) 柱底面スタッドの配置

橋直方向: 3040mm, 橋軸方向4500mm, スタッドピッチ:幅方向 125mmとする。

	Y(m)	N(1列)	Y1(m)	Y1 ² (m ²)	N・Y1 ² (m ²)	ジベル間隔
1列目	0.200	33	1.2	1.440	47.520	125.0
2列目	0.325	33	1.1	1.156	38.136	125.0
3列目	0.450	33	1.0	0.903	29.783	125.0
4列目	0.575	33	0.8	0.681	22.461	125.0
5列目	0.700	33	0.7	0.490	16.170	125.0
6列目	0.825	33	0.6	0.331	10.911	125.0
7列目	0.950	33	0.5	0.203	6.683	125.0
8列目	1.075	33	0.3	0.106	3.486	125.0
9列目	1.200	33	0.2	0.040	1.320	125.0
10列目	1.325	33	0.1	0.006	0.186	125.0
11列目	1.475	33	0.1	0.006	0.186	125.0
12列目	1.600	33	0.2	0.040	1.320	125.0
13列目	1.725	33	0.3	0.106	3.486	125.0
14列目	1.850	33	0.5	0.203	6.683	125.0
15列目	1.975	33	0.6	0.331	10.911	125.0
16列目	2.100	33	0.7	0.490	16.170	125.0
17列目	2.225	33	0.8	0.681	22.461	125.0
18列目	2.350	33	1.0	0.903	29.783	125.0
19列目	2.475	33	1.1	1.156	38.136	125.0
20列目	2.600	33	1.2	1.440	47.520	125.0
合計		660			353.306	

ここで、

- Y : ウェブ端部からの距離
 N : 橋軸方向スタッド本数 (4500-200*2)/125)
 Y1 : 軸中心からスタッド位置までの距離
 W : 断面係数 (ΣN・Y1²/(Y1 N W= 294.4

補) スタッドジベルの代わりに、H形鋼やせん断キーなども採用される。

b) スタッド本数の照査

ねじりモーメントによる作用 : $qM = Tx/W$
 面内せん断による作用力 : $qY = Sz/\Sigma N$

ねじりとせん断による合力 : $\Sigma q = \sqrt{(qM^2 + qY^2)} < Qa$
 スタッドの許容応力 ($\phi 22$) : $Qa = 24.9 \text{ kN}$

	Sz (kN)	Tx (kNm)	qM (kN)
FX-MAX	-1378.3	4934.7	16.8
FX-MIN	1524.9	-6468.6	22.0

	qY (kN)	Σq (kN)	Qa (kN)
FX-MAX	2.1	16.9	24.9
FX-MIN	2.3	22.1	

3) 下フランジの照査

断面力	Sz. max	Sz	kN	1524.9
	Mx. max	Tx	kN.m	-6468.6
梁としての支間長		L	m	2.800
梁高		B	m	4.000
曲げモーメント	Mx. max	M	kN.m	2166.9
せん断力	Sz. max	S	kN	3072.7
断面定数	下フランジ厚	t	mm	33
	材質		-	SM490Y
	断面積	A	cm ²	924.0
	断面係数	Z	cm ³	43120.0
応力度	曲げ応力度	σ	kN/mm ²	50.3
		σa	kN/mm ²	210
	せん断応力度	τ	kN/mm ²	33.3
		τa	kN/mm ²	120
	合成応力度	F	-	0.1
	Fa	-	1.2	

※ 下フランジ接合部の断面力は、実際にはずれ止めのみでなく、フランジ部にも支圧応力として分担される。このため、フランジ下面と橋脚コンクリートの間には、局所的な圧壊や剥落を防止するため、下フランジ幅の拡幅やコンクリート部のU形補強鉄筋などを考慮する必要がある。

また、橋脚コンクリート角部の剥落などを防止するため、バンドプレートを用いる場合もある。(板厚については、母材と同等とされている。)

注) 主桁下フランジ部を橋脚鉄筋が貫通する場合は、この断面欠損を補うためにフランジの増厚や補強リブの設置が必要。
 (鉄筋貫通孔は鉄筋径+40mm程度)

(2) ねじり力を主桁WEBのスタッドで伝達する場合)

1) 設計方針

- ・ 下フランジスタッドジベルは接合部のせん断力Szにより設計する。

$$S = Sz$$

- ・ 主桁WEBスタッドジベルはねじりモーメントTxを隅力に置き換え、設計する。

$$Tx/B = Fs1$$

B : 主桁WEB幅(2800mm)
Fs1 : ねじりモーメントによる隅力

2) 下フランジスタッドジベルの計算

- ・ 柱底面スタッドの配置

面内せん断Szによる作用 : $N = Sz/Qa$
ここで、

N : 必要ボルト本数
Qa : スタッドジベルの許容せん断力 (N/本)
Qa ($\phi 22$) = 24919 N/本
Sz : 1524.9KN

$$N = 1524.9 \times 1000 / 24919 = 61 \text{ 本以上}$$

スタッドジベル間隔については最大600mmとする。

橋軸方向 : 4500mm 橋軸方向 : 3040mm

橋軸方向 : 8.2 → 10 列 (両端200mm中央9@455.6mm=4500mm)

橋直方向 : 6.6 → 7 列 (両端200mm中央6@440mm=3040mm)
※マホ-ル断面欠損を考慮

3) 主桁WEBスタッドジベルの計算

- ・ 主桁WEBのスタッド配置

隅力Fs1による作用力 : $N = Fs1/Qa$
ここで、

N : 必要ボルト本数
Qa : スタッドジベルの許容せん断力 (N/本)
Qa ($\phi 22$) = 24919 N/本
Fs1 : 2310.2 KN

$$N = 2310.2 \times 1000 / 24919 = 93 \text{ 本以上}$$

スタッドジベル間隔については最大600mmとする。

橋軸方向 : 2000mm WEB高 : 2050mm

橋軸方向 : 8.0 → 9 列 (両端200mm中央8@200mm=2000mm)

WEB高 : 11 → 12 列 (両端200mm中央11@150mm=2050mm)

道示 II 11.5.3

4. 鉄筋定着長の照査

剛結部内に定着させる鉄筋長さは、以下に示す照査1～照査3のいずれかを満足させる。

照査1 $L1 < H$ を満足させる。

$$L1 = La + B/2 \quad \text{ここで、} La = \sigma sa \times \phi / (4 \times \tau oa)$$

照査2 $L1 < H$ を満足できない場合は、 $L2 < H$ を満足させる。

$$L2 = \sigma sy \times \phi / (4 \times \tau oa)$$

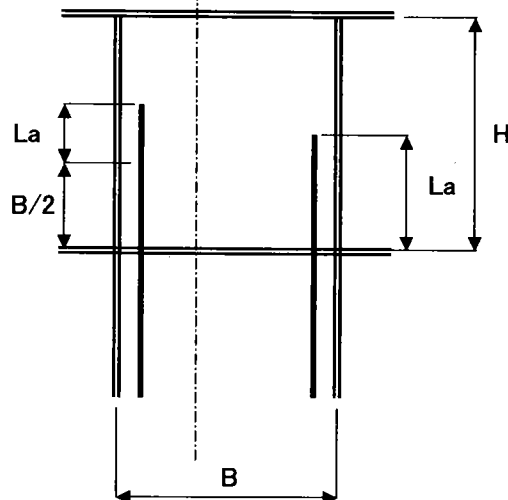
照査3 $L1, L2$ ともに満足できない場合は、スタッドジベルなどを用いて応力伝達を円滑にする。

(その場合、道示に示す最低定着長 $La < H$ は満足させる。)

- ϕ : 鉄筋の直径 (mm)
- τoa : コンクリート許容付着応力度 = 1.8 N/mm^2 ($\sigma ck = 30 \text{ N/mm}^2$)
- σsa : 鉄筋許容引張応力度 = 200 N/mm^2 (SD345)
- σsy : 鉄筋許容引張応力度 = 345 N/mm^2 (SD345)
- B : 橋脚幅 (mm)
- H : 桁高 (mm)

ϕ	[mm]	51
τoa	[N/mm ²]	1.8
σsa	[N/mm ²]	200
σsy	[N/mm ²]	345
B	[mm]	2000
H	[mm]	2050
La	[mm]	1417
照査1	L1 [mm]	2417
	判定	NO
照査2	L2 [mm]	2444
	判定	NO
照査3	La [mm]	1417
	判定	OK

※ 照査3を採用する。



・ JH設計要領第二集
9章 複合構造
2-6-2

・ 道示 III 6.6.3

5. 施工上の留意点

1) 構造上の留意点

- ① 鋼桁とRC橋脚（橋台）の接合部にコンクリートを充填する場合、型枠兼用鋼材の設計にはコンクリート打設による側圧を荷重として考慮して設計する。
- ② コンクリートがしっかりと充填されるよう、適切な空気孔、充填孔の配置検討を行う。
- ③ 鋼桁を下部工の鉄筋が貫通する孔径は、施工性、施工誤差およびコンクリート打設時のエア抜きを顧慮して、鉄筋径+40mm程度必要となる。
- ④ 主桁下フランジと橋台コンクリートとの交差部は活荷重による主桁のたわみの影響により、コンクリートが剥離する恐れがあるので、バンドプレートの取付、または、コンクリート支圧応力を低減させるために、硬化ゴムなどの取り付けを検討する。

2) 架設での留意点

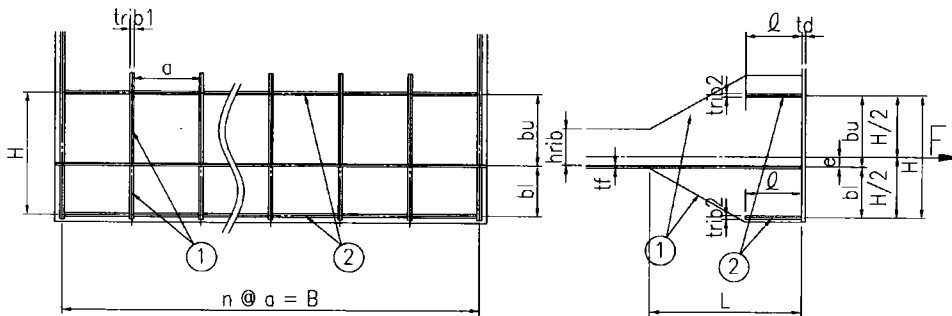
- ① 桁仮受け架台はコンクリート橋脚（橋台）に悪影響を与えない構造とし、コンクリートのまわり、エア抜きを考慮すること。
- ② 接合部コンクリートの強度が発生するまでは、コンクリートにせん断応力を与えないような架設計画をする。
 - ・ 架設時温度変化（昼夜間温度差30℃）による鋼桁の伸縮を考慮して、主桁ブロック継ぎ手に隙間を設け、ベント上には滑り板を設置する。
 - ・ 接合部鋼桁の架設を先行し、接合部コンクリートの強度が出てから隣接桁を上架する。
- ③ 接合部コンクリートの充填生の確認
 - ・ 接合部が箱桁形状の場合：ヘッドパイプ（500mm程度）を取付エア抜きからのコンクリート吹き出しにより確認する。
 - ・ 接合部が鉸桁形状の場合：上フランジ下を箱抜きして接合部コンクリートを打設し、無収縮モルタルを施工する。橋台上面（上フランジ上500mm程度）まで一気に打ち上げる。
- ④ 架設精度の管理が重要となる（特に下部工の鉄筋の立ち上げの精度）
 - ・ 下部工（接合部下2～3mまで）工事が別業者で施工されている場合、上部工事にて鉄筋を計測し、桁の鉄筋貫通孔の位置を決める必要がある。
 - ・ 下部工工事が未施工の場合、配筋作業にテンプレートを取付下部工鉄筋の精度を高める。

3-3. 支圧板形式

1. 設計方針

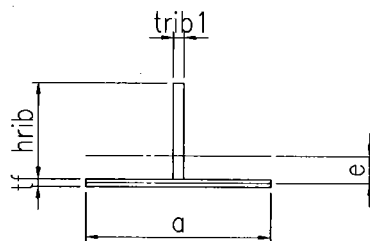
- (1) 支圧板は、鋼桁の連続していない下フランジ部の応力を、剛結部コンクリートに伝えるのに十分な強度と剛性を確保するものとする。
- (2) 設計荷重：支圧板には十分な剛性が求められるため、下フランジ全強とする。
- (3) 基本構造

支圧板は、補剛リブ①と、補剛リブ①の上下に下フランジと平行な部材②を設けた剛性の高い構造とする。



B =	2800	mm	l =	200	mm
H =	900	mm	hrib =	250	mm
n =	12		trib1 =	24	mm
a = B / 12 =	233.3	mm	trib2 =	22	mm
e =	62	mm	td =	36	mm
bu = H / 2 + e =	512	mm			
bl = H / 2 - e =	388	mm			
tf =	33	mm			
L =	700	mm			

e : 下フランジから支圧力作用位置までの距離 (縦リブと下フランジからなる断面の中立軸)



				A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I (cm ⁴)	
1	-Web PL	250.0	×	24	60.00	14.15	849	12013	3125
1	-L.Flg PL	233.3	×	33	76.99				70
		Σ			136.99		849	15208	

$$e = \frac{849}{136.99} = 6.198 \text{ cm}$$

(4) 照査項目

1) 剛結部コンクリートの支圧応力度

$$p_0 = F / A \leq \sigma_{ck} / 3.5$$

ここに、 p_0 : 剛結部コンクリートの支圧力応力度

F : 支圧力 (下フランジ全強)

A : 支圧面積 $A = B \times H$

σ_{ck} : RC橋脚のコンクリートの設計基準強度

2) 支圧板の板曲げ

補剛リブ①と部材②で囲まれた範囲を、等分布荷重を受ける4辺固定板として、板曲げ応力度の照査を行う。

4辺固定板 : $a \times b_u$

3) 補剛リブ①のせん断力

$$F / (2 * n * tribl * L) \leq \tau_a$$

4) 部材②の曲げ応力度

補剛リブ間を支持間隔とした単純梁として応力計算を行う。

2. 支圧板の設計

(1) 剛結部コンクリートの支圧応力度

$$\begin{aligned} F &= B \times t_f \times \sigma_{sa} \\ &= 2800 \times 33 \times 210 \\ &= 19404000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_0 &= F / A \\ &= 19404000 / (2800 \times 900) \\ &= 7.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ck} / 3.5 = 30 / 3.5 = 8.6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

ここに、 σ_{sa} : 下フランジの許容軸方向圧縮力度の上限値

$$\sigma_{sa} = 210 \text{ kN/mm}^2$$

σ_{ck} : RC橋脚のコンクリートの設計基準強度

$$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

道示 鋼 11.3.1
コンクリート床版と
鋼げたの合成作用を
考慮して設計する場
合のコンクリートの
許容圧縮応力度

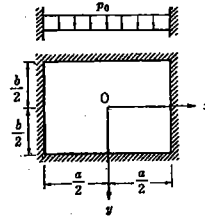
(2) 支圧板の板曲げ

$$bu / a = 512 / 233.3 = 2.2$$

$$\begin{aligned} (M_x)_{x=a/2, y=0} &= \beta \times p_0 \times a^2 \\ &= 0.0833 \times 7.7 \times 233.3^2 \\ &= 34911 \text{ N} \cdot \text{mm/mm} \\ &= 34.9 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (\sigma_x)_{x=a/2, y=0} &= 6 M_x / td^2 \\ &= 6 \times 34911 / 36^2 \\ &= 162 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

表 10.8 (h) 等分布荷重を受ける4辺固定板のたわみおよびモーメント ($\nu=0.3$)¹⁾



b/a	$(w)_{x=0, y=0}$	係数	$(M_x)_{x=a/2, y=0}$	$(M_y)_{x=0, y=b/2}$	$(M_x)_{x=a/2, y=b/2}$	$(M_y)_{x=0, y=0}$	係数
1.0	0.00126	$p_0 a^4 / D$	-0.0513	-0.0513	0.0231	0.0231	$p_0 a^2$
1.1	0.00150	$p_0 a^4 / D$	-0.0581	-0.0538	0.0264	0.0231	$p_0 a^2$
1.2	0.00172	$p_0 a^4 / D$	-0.0639	-0.0554	0.0299	0.0228	$p_0 a^2$
1.3	0.00191	$p_0 a^4 / D$	-0.0687	-0.0563	0.0327	0.0222	$p_0 a^2$
1.4	0.00207	$p_0 a^4 / D$	-0.0726	-0.0568	0.0349	0.0212	$p_0 a^2$
1.5	0.00220	$p_0 a^4 / D$	-0.0757	-0.0570	0.0368	0.0203	$p_0 a^2$
1.6	0.00230	$p_0 a^4 / D$	-0.0780	-0.0571	0.0381	0.0193	$p_0 a^2$
1.7	0.00238	$p_0 a^4 / D$	-0.0799	-0.0571	0.0392	0.0182	$p_0 a^2$
1.8	0.00245	$p_0 a^4 / D$	-0.0812	-0.0571	0.0401	0.0174	$p_0 a^2$
1.9	0.00249	$p_0 a^4 / D$	-0.0822	-0.0571	0.0407	0.0165	$p_0 a^2$
2.0	0.00254	$p_0 a^4 / D$	-0.0829	-0.0571	0.0412	0.0158	$p_0 a^2$
∞	0.00260	$p_0 a^4 / D$	-0.0833	-0.0571	0.0417	0.0125	$p_0 a^2$

(3) 補剛リブのせん断力

$$\begin{aligned} F / (2 \times n \times \text{tribl} \times L) &= 19404000 / (2 \times 12 \times 24 \times 700) \\ &= 48 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 120 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

「構造力学公式集
(土木学会)」

(4) 部材②の曲げ応力度

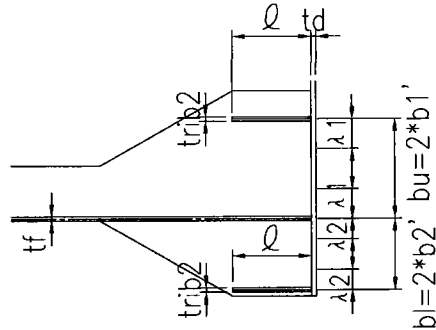
1) 断面力の算出

$$\text{分布荷重 } q = P / B = 19404000 / 2800 = 6930 \text{ N/mm}$$

$$M = q \times a^2 / 8 = 6930 \times 233.3^2 / 8 = 47149026 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

M: 単純げたとしての支間中央の曲げモーメント

2) 有効幅の算出



フランジの有効幅 (λ) を道示10.3.5により算出する。
また、支圧面積を考慮した範囲のみ有効とする。

道示 鋼 10.3.5

$$\lambda = b' \quad (b' / l' \leq 0.05)$$

$$\lambda = \{ 1.1 - 2 (b' / l') \} * b \quad (0.05 < b' / l' < 0.30)$$

$$\lambda = 0.15 * l' \quad (0.30 \leq b' / l')$$

ここに、

λ : フランジ片側有効幅 (mm)

b' : 補剛材と下フランジ間隔の1 / 2 (mm)

l' : 等価支間長 (mm) (単純桁) $l' = 233.3 \text{ mm}$

$$b1' = bu / 2 = 512 / 2 = 256 \text{ mm}$$

$$b2' = b1 / 2 = 388 / 2 = 194 \text{ mm}$$

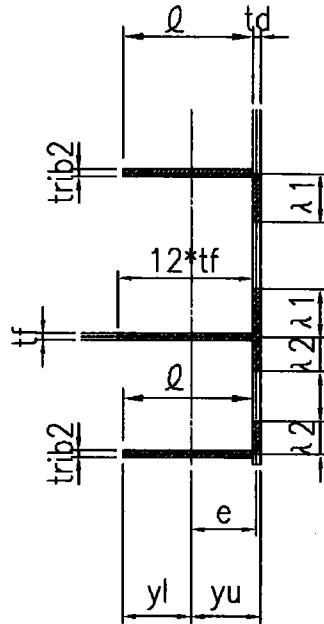
$$b1' / l' = 256 / 233.3 = 1.10 \geq 0.3$$

$$b2' / l' = 194 / 233.3 = 0.83 \geq 0.3$$

以上より有効幅は、

$$\begin{aligned} \lambda 1 = \lambda 2 = \lambda &= 0.15 * l' = (233.3 = 35.0 \text{ mm} \\ 2 \lambda &= 70.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) 断面定数



			A(cm ²)	Y(cm)	AY(cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I(cm ⁴)
1	-U.F1f PL	70.0 ×	36	25.20			27
2	-U.F1f PL	35.0 ×	36	25.20			27
1	-Web PL	396.0 ×	33	130.68	21.60	2823	17077
2	-Web PL	200.0 ×	22	88.00	11.80	1038	2933
Σ			269.08		3861	93288	

$$e = 3861.088 / 269.08 = 14.349 \text{ cm}$$

$$I = 93288 - 269.08 \times 14.349^2 = 37886 \text{ cm}^4$$

$$Y_u = \frac{3.6}{2} + 14.349 = 16.15 \text{ cm}$$

$$Y_l = 20 + 3.6 - 16.149 = 7.45 \text{ cm}$$

4) 応力度

$$\sigma_u = (M / I) \times Y_u$$

$$= 47149026 / 37886 \times 16.15 \times 10^{-3}$$

$$= 20 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_l = (M / I) \times Y_l$$

$$= 47149026 / 37886 \times 7.45 \times 10^{-3}$$

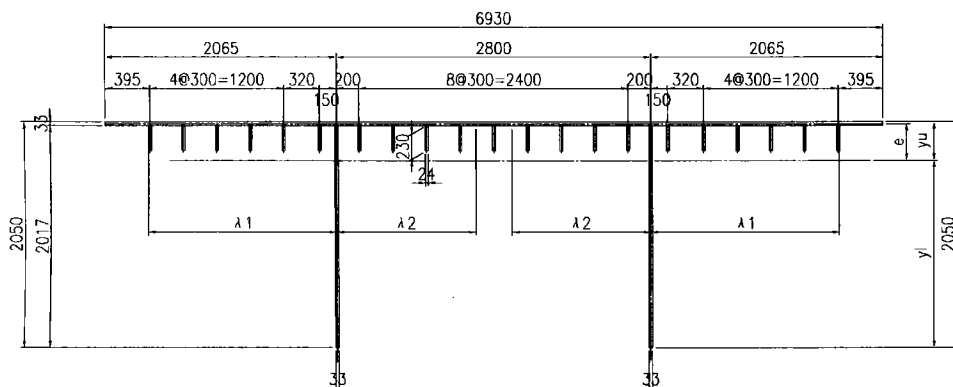
$$= 9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

3. 縦桁の設計
(1) 設計方針

- 1) 支圧板形式の場合、剛結部において鋼桁の下フランジが連続していないので、この箇所にはせん断力を橋脚コンクリートに伝達するためのスタッドを設置することが出来ない。
- 2) せん断力を橋脚コンクリートに伝達するためのスタッドを、腹板のみに設置すると、腹板上部のスタッドに過大な応力が作用する。
- 3) 1) 2) のため、上フランジに縦桁を設け、この縦桁下フランジ面にスタッドを設ける構造とする。
縦桁高さは梁・梁間の応力の影響が小さくなる程度の高さとする。ここでは、剛結部の下フランジ断面を無視した断面中立軸程度とする。
- 4) 断面
縦桁フランジ・ウェブは、縦リブの板厚と同厚とする。
(縦桁のウェブが縦リブのバックアップ材と考える。)

フランジの幅は縦桁のスタッドジベルが設置できる幅とする。

(2) 断面決定



有効幅 $\lambda 1 = 1679$
有効幅 $\lambda 2 = 1238$

				A (cm ²)	Y (cm)	AY (cm ³)	AY ² (cm ⁴)	I (cm ⁴)	
1	-Web PL	250.0	×	24	60.00	14.15	849	12013	3125
1	-L.Fl. PL	233.3	×	33	76.99				70
Σ					136.99		849	15208	

$$e = \frac{849}{136.99} = 6.198 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{縦桁高さ} &= Y_u - \text{デッキ厚} = 368 - 33 = 335 \text{ mm} \\ &= 10\text{mmラウンド} \\ &= 340 \text{ mm} \end{aligned}$$

縦桁の板厚 24 mm (縦リブに合わせる。)

日本橋梁技法1996
「複合構造のラーメン橋隅角部の設計法に関するひとつの検討」

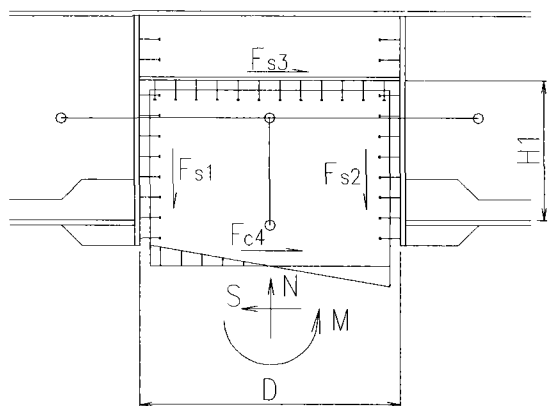
4. スタッドジベルの設計

(1) ダイヤフラム面、縦桁スタッドの設計

1) 設計断面力

接合部の曲げモーメントは、ダイヤフラムと縦げた下フランジのスタッドジベルにより伝達するものとして計算する。

・ JH設計要領第二集
9章 2-6



Fs1, Fs2 : ダイヤフラムに作用する鉛直方向せん断力

Fs3 : 縦げた下フランジに作用する水平方向せん断力

Fc3 : 支圧板に作用する支圧

D : ダイヤフラム間隔

H1 : 縦桁下フランジと支圧板の間隔

$$D = 2000 \text{ mm}$$

$$H1 = 1600 \text{ mm}$$

各面のスタッド作用力決定ケースにおける断面力は以下のとおりである。

	単位	Fs1断面力	Fs2断面力	Fs3, Fc3 断面力
M	(kN・m)	-14400.0	15193.4	—
S	(kN)	1524.9	-1378.3	1652.8
N	(kN)	5774.0	5860.9	—

$$\begin{aligned} F_{s1} &= N/2 - M/D + S \cdot H1/2D = \\ &= 5774 / 2 + 14400 / 2.000 \\ &\quad + 1525 \cdot 1.600 / 2 \cdot 2.000 = 10697 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{s2} &= N/2 + M/D - S \cdot H1/2D = \\ &= 5861 / 2 + 15193 / 2.000 \\ &\quad + 1378 \cdot 1.600 / 2 \cdot 2.000 = 11078 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$F_{s3} = F_{c3} = S/2 = 1653 / 2 = 826.4 \text{ kN}$$

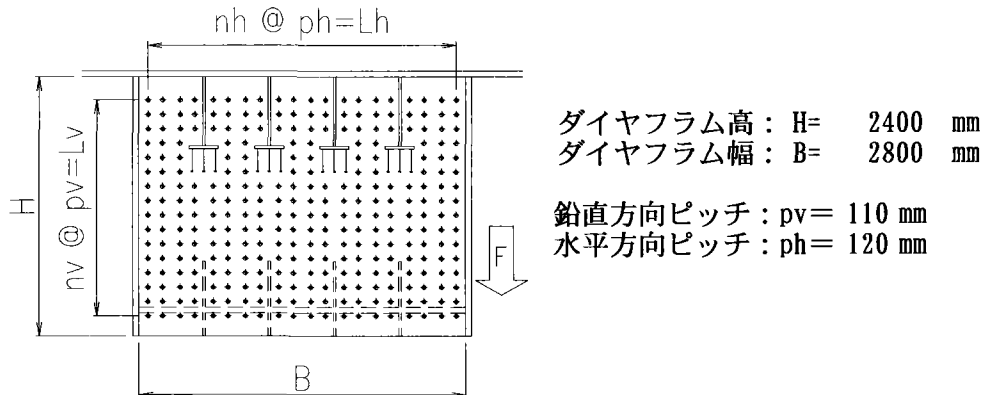
2) ダイアフラム面 スタッドジベルの照査

a) 設計せん断力の算出

せん断力は、鉛直方向、水平方向に配置されたスタッドに対して均等に分布すると仮定する。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向 せん断力} : F &= \text{MAX}(F_{s1}, F_{s2}) = \text{MAX}(10697, 11078) \\ &= 11078 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) 必要本数



$$\begin{aligned} N_{h_{\text{req}}} &= F \times p_v / (L_v \times Q_a) \\ &= 11078 \times 110 / (2200 \times 24.919) \\ &= 22.23 \text{ 本} - 24 \text{ 本配置する。} \end{aligned}$$

ここに、

- F : 鉛直方向設計せん断力 (kN)
- L_v : 鉛直方向スタッド分布幅 (mm)
- p_v : 鉛直方向スタッドピッチ (mm)
- N_{h_{req}} : 水平方向必要スタッドジベル本数 (本)

c) スタッドジベルの照査

$$\begin{aligned} Q_v &= F / N \\ &= 11078 / 504 = 21981 \text{ N/本} < Q_a = 24919 \text{ N/本} \end{aligned}$$

ここに、

- Q_v : 鉛直方向せん断力 (N/本)
- F : 鉛直方向設計せん断力 (kN)
- N : スタッド総本数 (本)

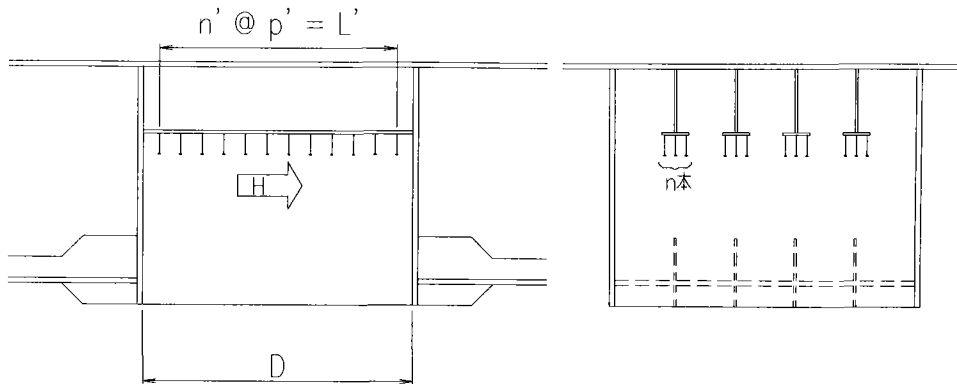
3) 縦桁 スタッドジベルの照査

a) 設計せん断力の算出

せん断力は、水平方向に配置されたスタッドに対して均等に分布すると仮定する。

$$\text{水平方向 せん断力} : H = F s 3 = 826.4 \text{ kN}$$

b) スタッドジベルの照査



ウェブ幅 : $D = 2000 \text{ mm}$

縦桁本数 : $S = 4 \text{ 本}$

1列あたりの本数 : $n = 3 \text{ 本}$

水平方向ピッチ : $p' = 300 \text{ mm}$

スタッド列数 : $n' = 6 \text{ 列}$

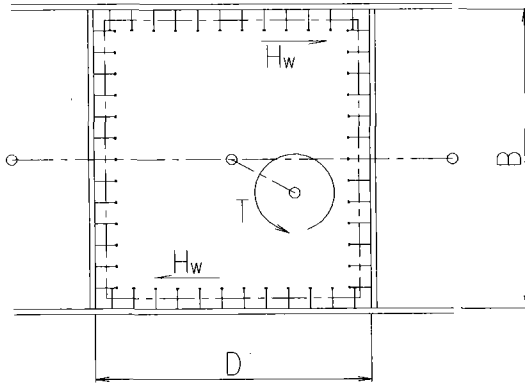
総スタッド本数 : $N = n \times n' = 18 \text{ 本}$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{H}{S \times N} \\ &= \frac{826400}{4 \times 18} \\ &= 11478 \text{ N/本} < Q_a = 24919 \text{ N/本} \end{aligned}$$

(2) ウェブ面 スタッドの設計

1) 設計断面力

ウェブ面のスタッドは上部工から橋脚に伝達されるねじりモーメントに対して設計する。



H_w : ウェブに作用する水平方向せん断力

B : ウェブ間隔

$$B = 2800 \text{ mm}$$

スタッド作用力決定ケースにおける断面力は以下のとおりである。

	単位	H _w 断面力
T	(kN・m)	-9296.1

$$H_w = T/B = (9296.1) / (2.800) = 3320.0 \text{ kN}$$

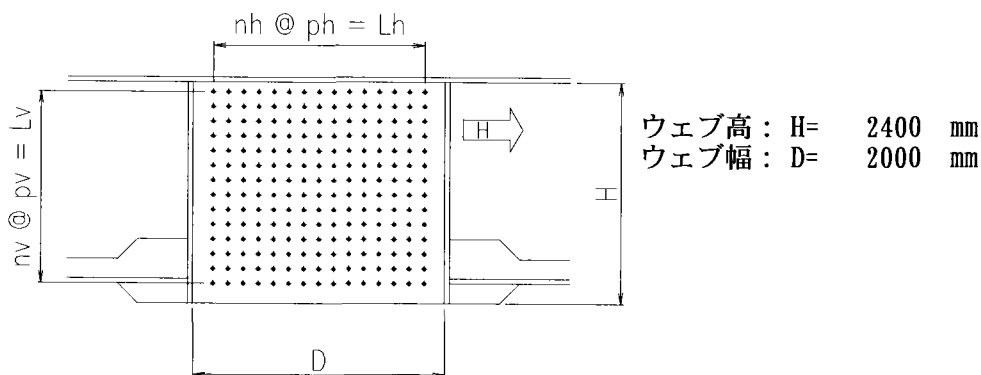
2) ウェブ面 スタッドジベルの照査

a) 設計せん断力の算出

せん断力は、鉛直方向、水平方向に配置されたスタッドに対して均等に分布すると仮定する。

$$\text{水平方向 せん断力} : H = H_w = 3320.0 \text{ kN}$$

b) 必要本数



鉛直方向ピッチ : pv = 200 mm

水平方向ピッチ : ph = 150 mm

$$\begin{aligned} N_{v_{req}} &= H \times ph / (L_h \times Q_a) \\ &= 3320.0 \times 150 / (1500 \times 24.919) \\ &= 13.32 \text{ 本} \quad - 14 \text{ 本配置する。} \end{aligned}$$

ここに、

H : 水平方向設計せん断力 (kN)

Lh : 水平方向スタッド分布幅 (mm)

ph : 水平方向スタッドピッチ (mm)

$N_{v_{req}}$: 鉛直方向必要スタッドジベル本数 (本)

c) スタッドジベルの照査

<水平方向>

$$\begin{aligned} Q_h &= H / N \\ &= 3320.0 / 154 = 21559 \text{ N/本} < Q_a = 24919 \text{ N/本} \end{aligned}$$

ここに、

Q_h : 水平方向せん断力 (N/本)

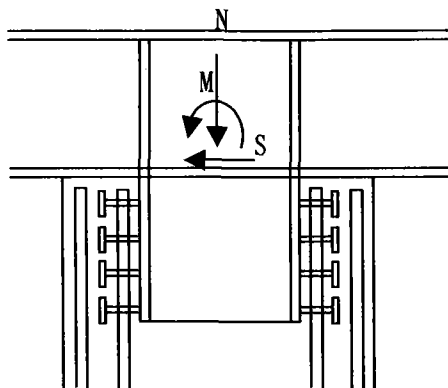
H : 水平方向設計せん断力 (kN)

N : スタッド総本数 (本)

3-4. 鋼製柱形式

1) 作用力の伝達機構

主桁と脚で構成された隅角部に発生する鋼断面の各垂直応力、せん断力はスタッドジベルを介してRC橋脚のコンクリートへせん断力として伝達する。



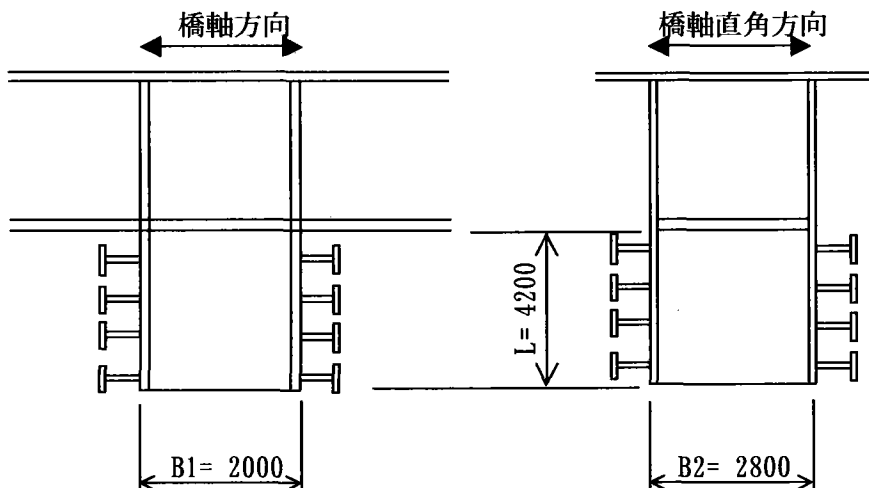
2) 部材力の算出

柱上端位置の断面力を以下の式にて、鉛直方向力と水平方向力に分解する。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向力} & F_f = N_x/2 (B_1+B_2) \times B_2 \pm M_y/B_1 \\ \text{水平方向力} & S_f = S_y/2 + T_x/(2 \times B_1) \end{aligned}$$

	Ff+	Ff-	Sf
Nx-Max	3010.5	1478.6	352.2
Nx-Min	3538.2	-1529.5	271.1
Sy-Max	2038.3	240.9	1414.3
Sy-Min	313.0	1969.0	1750.8
Tx-Max	2582.7	-306.2	2056.4
Tx-Min	-231.4	2516.0	2342.8
My-Max	9306.1	-5887.3	1456.4
My-Min	-5515.9	8884.1	1893.5
MAX	9306.1	8884.1	2342.8
MIN	-5515.9	-5887.3	271.1

3) 埋め込み長の決定



$$\begin{aligned} B_{\min} &= 2000 \text{ mm} \\ L_{\text{req}} &= 1.5 \times B_{\min} = 1.5 \times 2000 = 3000 \text{ mm} \\ &\rightarrow 4200 \text{ mmとする。} \end{aligned}$$

*埋め込み柱短辺長の1.5倍とするが、次頁のスタッドジベルの照査と合わせて、柱の埋め込み長が決定される。

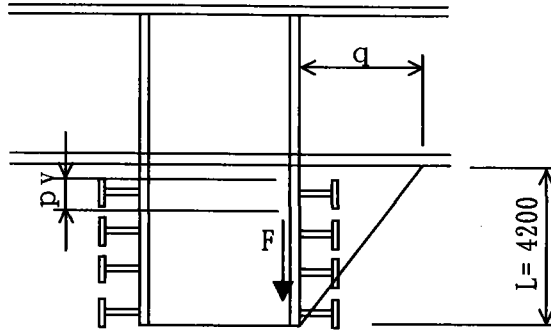
・鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートとの複合構造物14.9.5.2）

・JSSCテクニカルレポート No. 63

4) スタッドジベルの照査

スタッドジベルに作用する鉛直方向力と水平方向力とがスタッドジベルの許容せん断力以下であることを照査する。また、鉛直方向力と水平方向力との合力がスタッドジベルの許容せん断力以下となることを照査する。

- a) 鉛直方向せん断力に対する照査: 150 mm ピッチで配置。 27 本配置
鉛直方向力は、鋼柱端部から下フランジにかけて三角形分布となると仮定する。



$$\begin{aligned}
 Q_v &= q \times p_v / N_h \\
 &= 2 \times F \times p_v / (L \times N_h) \\
 &= 2 \times 9306100 \times 150 / (4200 \times 27) \\
 &= 24619 \text{ N/本} < Q_a = 24919 \text{ N/本}
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 q &: \text{鉛直方向せん断力分布 (N/mm)} & q &= 2 \times F / L \\
 F &: \text{鉛直方向部材力 (N)} & F &= 9E+06 \text{ N} \\
 L &: \text{定着長 (mm)} \\
 p_v &: \text{鉛直方向スタッドジベル間隔 (mm)} \\
 N_h &: \text{水平方向スタッドジベル本数 (本)} \\
 Q_v &: \text{鉛直方向せん断力 (N)}
 \end{aligned}$$

- b) 水平方向せん断力に対する照査: 100 mm ピッチで配置。 27 本配置
水平方向力は、部材幅に対して均等分布と仮定する。

$$\begin{aligned}
 Q_h &= S / N \\
 &= 2342800 / 729 \\
 &= 3214 \text{ N/本} < Q_a = 24919 \text{ N/本}
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 S &: \text{水平方向部材力 (N)} & S &= 2E+06 \text{ N} \\
 N &: \text{全ボルト本数 (本)} & N &= 729 \text{ 本}
 \end{aligned}$$

- c) 合成せん断力に対する照査

$$\begin{aligned}
 Q &= \sqrt{(Q_v^2 + Q_h^2)} \\
 &= \sqrt{(24619^2 + 3214^2)} \\
 &= 24828 \text{ N/本} < Q_a = 24919 \text{ N/本}
 \end{aligned}$$

* 柱下端付近は、作用せん断力が小さいため、せん断力の大きさに合わせて鉛直方向にスタッドを間引くことが可能。

3-5. 剛結部内側圧の照査（鉄筋定着方式の鋼断面諸元で代表計算）

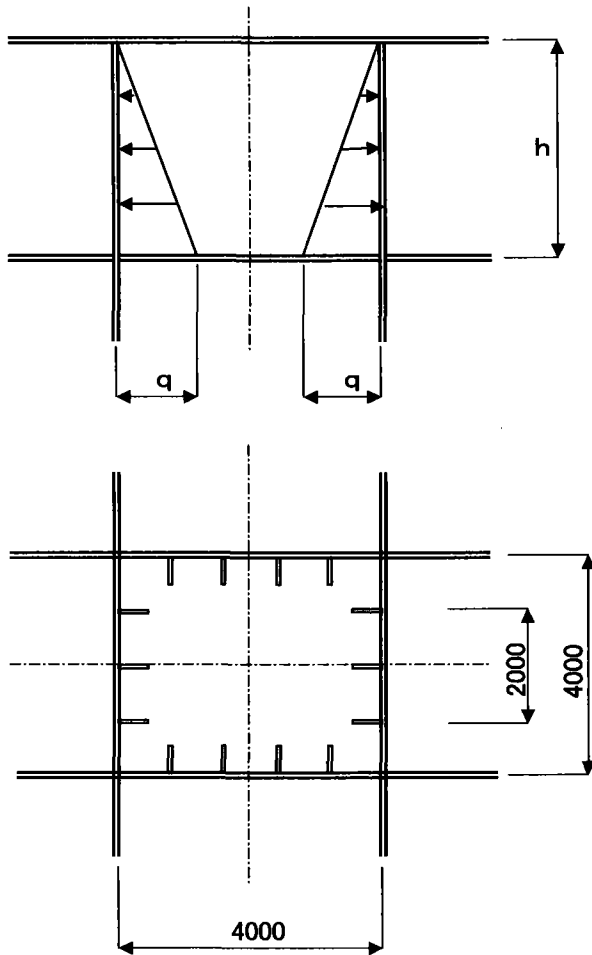
剛結部に充填されるコンクリートは、側圧荷重として主桁ウェブに作用するため、これに対し照査を行う。

(1) 側圧荷重の算出

側圧荷重は三角形分布として、算出する。

$$q = \rho \times h$$

ここに、
 q : 側圧荷重
 ρ : コンクリートの単位体積重量 (=23kN/m³)
 h : コンクリート打設高 (m)



主桁部材諸元

主桁パネル幅	A	mm	2000
主桁ウェブ厚	tw	mm	15
ウェブ高	h	mm	2050
材 質	-	-	SM490Y

補剛材諸元（応力部材として自由突出の規定を満足する）

主桁ウェブ	補剛材幅	mm	130
	補剛材板厚	mm	11
	本数	本	1
	側圧分担幅	mm	1000
	材 質	mm	SM400

(2) 補剛材の設計

剛結部内補剛材は三角形分布荷重（側圧荷重）を受ける両端固定梁として設計する。また、補剛材は垂直補剛材としての必要剛度を確保するものとする。

・道示 II 10.4.4

曲げモーメント : $M = 0.02144Qh^2$ (kN.m)
 せん断力 : $S = 7Qh/20$ (kN)
 たわみ : $\delta = Qh^4/764.2EI$ (m) < $h/250$

主桁ウェブ側側圧 : $Q = q \times a$ (kN/m)
 a : 補剛材の側圧分担幅

* 補剛材はウェブ有効幅とのT断面として応力照査を行う。
 また、有効幅の算出に用いる等価支間長は0.6hとする。

補剛材1本当りの断面力

コンクリートの単位体積重量		ρ	kN/m ³	23
主桁ウェブ	荷重強度	q	kN/m ²	47.15
	荷重強度	Q	kN/m	47.15
	曲げモーメント	M	kN.m	4.25
	せん断力	S	kN	33.87

補剛材剛度の照査

補剛材間隔 a (mm)	腹板		必要剛度 (cm ⁴)
	b (mm)	t (mm)	
3225	2050	15	234.5

補剛材断面			補剛材剛度 (cm ⁴)
B (mm)	T (mm)	材質	
130	11	SM400	805.6

補剛材としての応力度

主桁ウェブ

有効幅

等価支間長

$l = 1230$ (mm) ----- $0.6h$
 $b1 = 557$ (mm) $b1 / l > 0.3$
 $b2 = 557$ (mm) $b2 / l > 0.3$
 $\lambda 1 = 185$ (mm)
 $\lambda 2 = 185$ (mm)

・道示 II 10.3.5

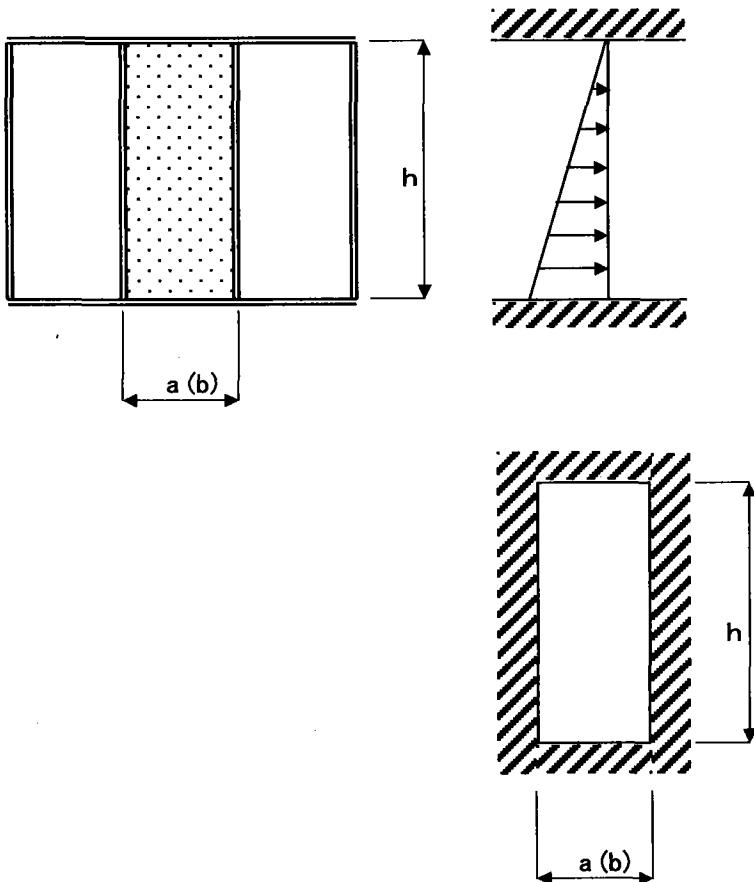
	A (cm ²)	y (cm)	Ay (cm ³)	Ay'+I (cm ⁴)
1 370 × 15	55.5	7.25	402	2928
1 130 × 11	14.3	-	-	201
	69.8		402	3129
				-2320
	$\delta = 5.8$ (cm)			809
	$y = 12.3$ (cm)			

垂直応力度 $\sigma = 64$ < $\sigma a = 140$ (N/mm²)
 せん断応力度 $\tau = 24$ < $\tau a = 80$ (N/mm²)

最大たわみ $\delta = 0.900$ < $\delta a = h / 25$ 8.2 (mm)

(3) パネルの照査

ダイヤフラム及び補剛材で囲まれたパネルの照査は、等分布荷重を受ける4辺固定版として行う。



曲げモーメント : $M = \gamma \times q \times h^2$ ----- (kN.m/m)
 断面係数 : $Z = 100 \times t^2 / 6$ ----- (cm³/m)
 曲げ応力度 : $\sigma = M \times 10^9 / Z \times 10^3$ ----- (N/mm²)
 たわみ : $w = \alpha \times q \times h^4 / D$ (m) < h / 250
 [$D = E \times t^3 / (12 \times (1 - \nu^2))$]

E : ヤング係数 (= 2.0×10^9 N/mm²)
 ν : ポアソン比 (= 0.3)

応力度照査

a, b (mm)	h (mm)	t (mm)	(a, b)/h	γ	q (kN/m ²)
1000	2050	15	0.49	0.01236	49.5

M (kN.m/m)	Z (cm ³)	σ (N/mm ²)	σa (N/mm ²)
2.571	37.5	69	210

たわみ照査

a, b (mm)	h (mm)	t (mm)	(a, b)/h	α	D (kN·m)	w (mm)	wa (mm)
1000	2050	15	0.49	0.000096	61.813	1.358	8.2

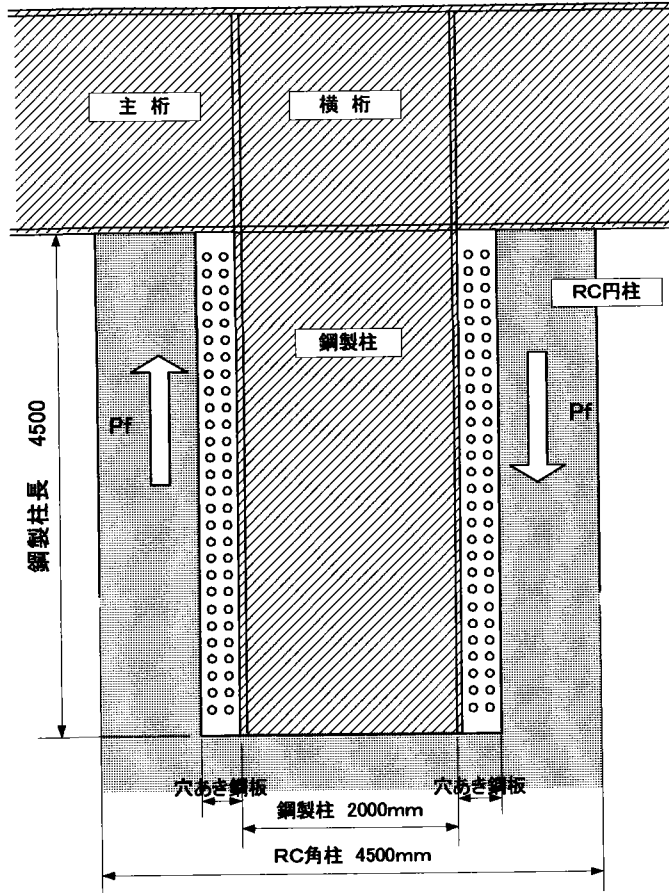
- ・ 道示 II 17.3.2
- ・ 構造力学公式集 (土木学会) 表10.6(I) より

3-6. 孔あき鋼板の設計（鋼製柱形式で代表計算）

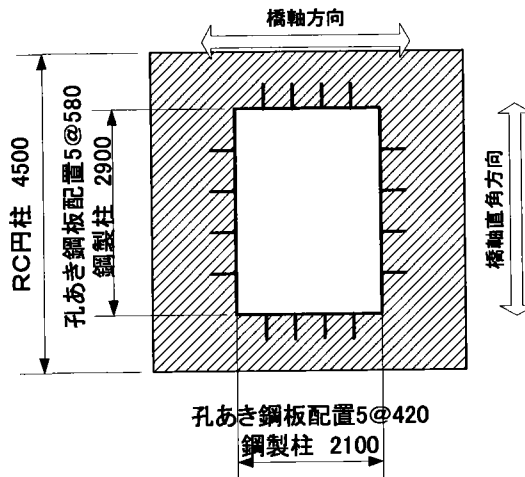
(1) 作用力の伝達機構

主桁と脚で構成された隅角部に発生する鋼断面の各垂直応力、せん断応力は、孔あき鋼板を介してRC橋脚のコンクリートへせん断力として伝達する。

なお、RC橋脚へ伝達される断面力のうち、引張力は、穴あき鋼板から接合部コンクリートに定着された主鉄筋に伝達する。また、圧縮力は、主桁下フランジ下面の支圧力と孔あき鋼板が分担して、コンクリートに伝達する。

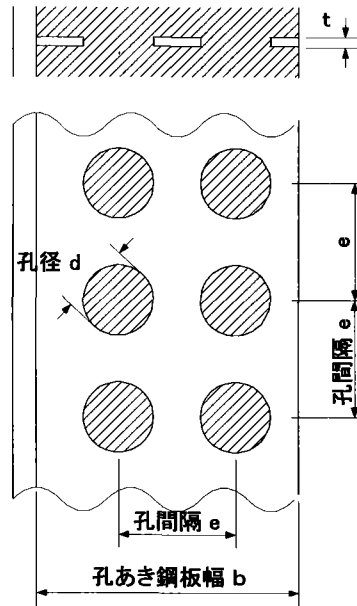


孔あき鋼板構造概要図



孔あき鋼板配置概要図

(2) 使用孔あき鋼板緒元
形状



t	22 mm
e	150 mm
d	70 mm
b	350 mm

孔あき鋼板寸法図

(3) 鋼2主桁橋の剛結構造に関する設計・施工方針（案）
（高速道路技術センター（財））による設計

a) 孔あき鋼板の許容せん断耐力

剛結内に用いる孔あき鋼板ジベルの許容せん断耐力 Q_a
孔直径=70mm, 板厚 $t=22$ mmの孔あき鋼板の許容せん断力 Q_a は、

$$\begin{aligned} Q_a &= 0.3 \times d^2 \times \sigma_{ck} \quad (\text{1孔当り}) \\ &= 0.3 \times 4900 \times 30 \\ &= 44100 \text{ N} \end{aligned}$$

b) ひとつの部材に配置された複数のずれ止めに作用するせん断力は均等に分配されるとし、必要孔数 N_{req} は、

$$\begin{aligned} N_{req} &= P f / Q_a \\ &= 9306100 / 44100 \\ &= 212 \text{ 個} < 224 \text{ 個} \end{aligned}$$

c) 孔あき鋼板のせん断応力度の照査

許容せん断耐力 Q_a を得るため条件として、次式を満足するものとする。

孔間の鋼板断面積を算出する。

$$\begin{aligned} A_s &= (e - d) \times t \\ &= 150 - 70 \times 22 \\ &= 1760 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

鋼板のせん断破壊の照査

$$\begin{aligned} A_s &\geq 0.63 \times d^2 \times \sigma_{ck} / \sigma_y \\ &= 0.63 \times 4900 \times 30 / 355 \\ &= 261 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

d) 孔内コンクリートの支圧破壊の照査

$$\begin{aligned} d/t &< 8 \\ d/t &= 70 / 22 = 3.2 \end{aligned}$$

・鋼2主桁橋の剛結構造に関する設計・施工方針（案）（財）高速道路技術センター 式 3.4.1

式 解 3.4.1

式 3.4.2

式 3.4.3

e) 孔あき垂直補剛材の照査

$$\begin{aligned}\tau &= P f / A t s \\ &= 9306100 / 223520 \\ &= 42 \text{ N/mm}^2 < 80 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A t s &= 4 \times 4500 - 28 \times 70 \times 22 \\ &= 223520 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

f) 孔あき鋼板の合成応力度の照査

RC橋脚仕口部の曲げモーメントおよび軸力の合力により、孔1個に作用するせん断力P f 1は、

$$\begin{aligned}P f 1 &= P f / N \\ &= 9306100 / 224 \\ &= 41545 \text{ N}\end{aligned}$$

RC橋脚仕口部のせん断力により、孔1個に作用するせん断力S f 1は、

$$\begin{aligned}S f 1 &= S f / N \\ &= 2342800 / 224 \\ &= 10459 \text{ N}\end{aligned}$$

合成応力度の照査

$$\sqrt{\left(\frac{P f 1}{Q a}\right)^2 + \left(\frac{S f 1}{Q a}\right)^2} < 1.2$$

$$\sqrt{\left(\frac{41545}{44100}\right)^2 + \left(\frac{10459}{44100}\right)^2} = 1 < 1.2$$

(4) 孔あき鋼板ジベルマニュアル (土木学会)による設計

1) 孔あき鋼板ジベルの終局限界状態における設計せん断耐力

a) 孔あき鋼板の許容せん断耐力

(D 13 の鉄筋を貫通させるものとする。)

終局限界状態におけるせん断耐力Q uは、次式によって計算した値とする。

孔直径=70mm, 板厚t=22mmの設計許容せん断力Q uは、

$$\begin{aligned}Q u &= 1.9 A - 106.1 \times 10^3 \\ &= 1.9 \times 171114 - 106100 \\ &= 210461 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A &= \frac{\pi(d^2 - \phi st^2)}{4} \times f'cu + \frac{\pi \times \phi st^2}{4} \times f st \\ &= \frac{\pi(70^2 - 13^2)}{4} \times 30 + \frac{\pi \times 13^2}{4} \times 450 \\ &= 171.11 \times 10^3\end{aligned}$$

ここに、

f'cu	: コンクリートの設計基準強度	30 N/mm ²
d	: 孔径	70 mm
φst	: 貫通鉄筋の鉄筋径	13 mm
fst	: 貫通鉄筋の設計引張強度	450 N/mm ²

式 解 3.4.5

孔あき鋼板ジベル
設計マニュアル
(土木学会)

式 5.1.1

式 5.1.2

b) 孔と孔の間の鋼板のせん断破壊強度は、次式によって計算した値とする。

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{5}{3} \times \frac{\sigma_y}{3} \times A_s \geq Q_u \\ &= \frac{5}{3} \times \frac{355}{3} \times 1760 \\ &= 347.11 \times 10^3 \geq Q_u = 210.46 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

ここに、

Q_s : 鋼板の設計せん断耐力
 A_s : 2つの孔の間の鋼板部分面積 (mm²)
 σ_y : 鋼板の降伏点応力度 (N/mm²)

2) 孔あき鋼板ジベルの終局限界状態における設計せん断耐力

a) PBLジベルの使用限界状態における照査は、次式により行うものとする。

$$Q / Q_a \leq 1$$

$$41545 / 69452 = 0.598 \leq 1$$

ここに、

Q : 設計せん断力 (N) $9306100 / 224 = 41545 \text{ N}$
 Q_a : 使用限界状態における設計せん断耐力 (N)

b) 使用限界状態を照査する場合の設計せん断耐力 Q_a は、次式によって計算した値とする。

$$\begin{aligned} Q_a &= \gamma (1.9 \cdot A - 106 \times 10^3) \\ &= 0.3 \times (1.9 \times 171114 - 106 \times 10^3) \\ &= 69452 \text{ N} \end{aligned}$$

ここに、

A : 171.11×10^3 (式5.1.2による)
 γ : 使用限界状態の照査に用いる安全係数
 (本マニュアルでは0.33とする。)

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.9 \cdot A - 106.1 \times 10^3 \\ &= 1.9 \times 171114 - 106100 \\ &= 210461 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{\pi(d^2 - \phi_{st}^2)}{4} \times f'_{cu} + \frac{\pi \times \phi_{st}^2}{4} \times f_{st} \\ &= \frac{\pi(70^2 - 13^2)}{4} \times 30 + \frac{\pi \times 13^2}{4} \times 450 \\ &= 171.11 \times 10^3 \end{aligned}$$

ここに、

f'_{cu} : コンクリートの設計基準強度 30 N/mm²
 d : 孔径 70 mm
 ϕ_{st} : 貫通鉄筋の鉄筋径 13 mm
 f_{st} : 貫通鉄筋の設計引張強度 450 N/mm²

式 5.1.3

式 5.2.1

式 5.2.2

b) 孔と孔の間の鋼板のせん断破壊強度は、次式によって計算した値とする。

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{5}{3} \times \frac{\sigma_y}{3} \times A_s \geq Q_u \\ &= \frac{5}{3} \times \frac{355}{3} \times 1760 \\ &= 347.11 \times 10^3 \geq Q_u = 210.46 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

ここに、

Q_s : 鋼板の設計せん断耐力
 A_s : 2つの孔の間の鋼板部分面積 (mm²)
 σ_y : 鋼板の降伏点応力度 (N/mm²)

3) 孔あき鋼板ジベルの終局限界状態における設計せん断耐力

a) PBLジベルの使用限界状態における照査は、次式により行うものとする。

$$\begin{aligned} Q / Q_a &\leq 1 \\ 10459 / 69452 &= 0.151 \leq 1 \end{aligned}$$

ここに、

Q : 設計せん断力 (N) 2342800 / 224 = 10459 N
 Q_a : 使用限界状態における設計せん断耐力 (N)

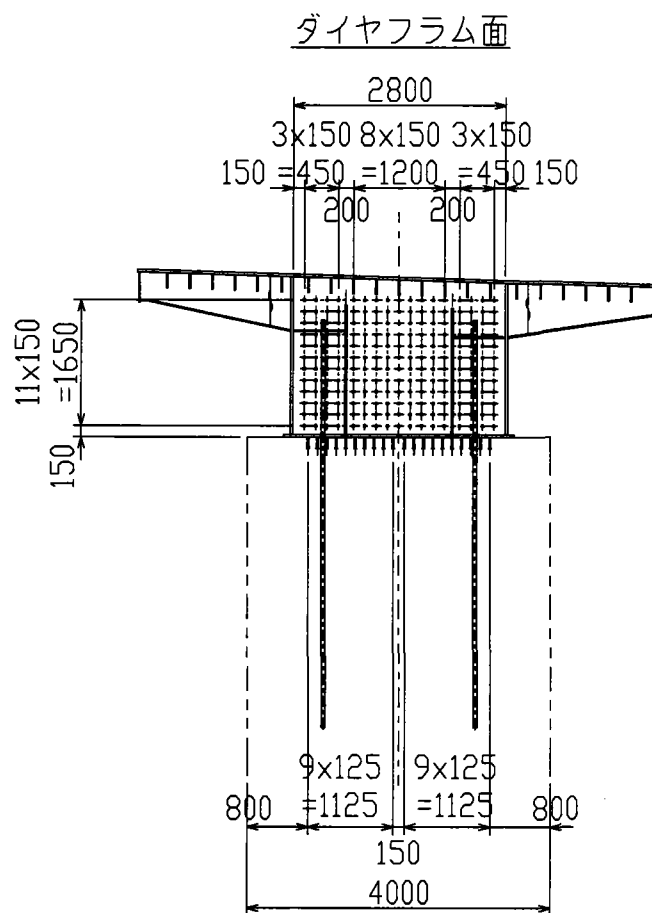
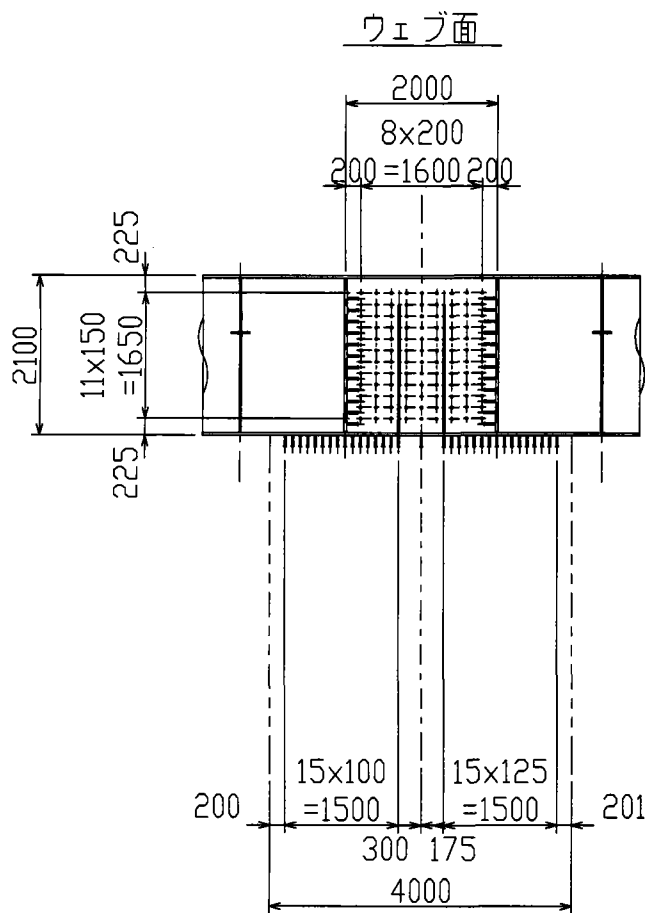
b) 使用限界状態を照査する場合の設計せん断耐力 Q_a は、次式によって計算した値とする。

$$\begin{aligned} Q_a &= \gamma (1.9 \cdot A - 106 \times 10^3) \\ &= 0.3 \times (1.9 \times 171114 - 106 \times 10^3) \\ &= 69452 \text{ N} \end{aligned}$$

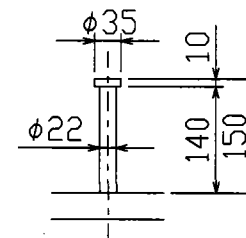
ここに、

A : 171.11×10^3 (式5.1.2による)
 γ : 使用限界状態の照査に用いる安全係数
(本マニュアルでは0.33とする。)

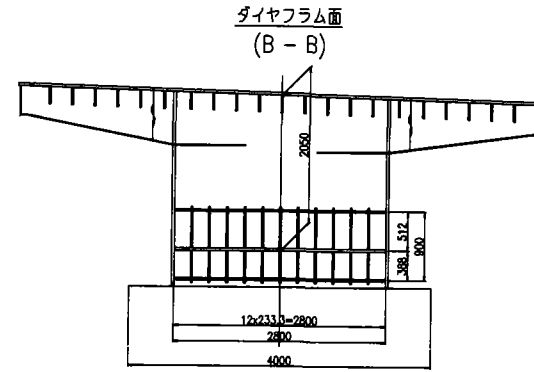
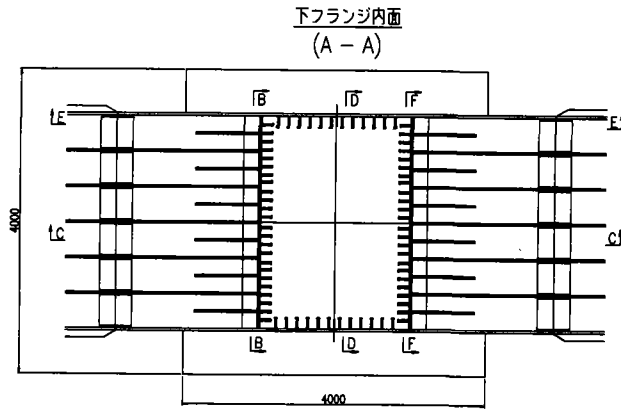
鉄筋定着形式構造図



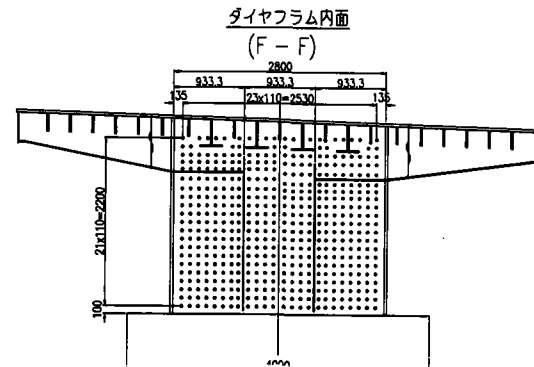
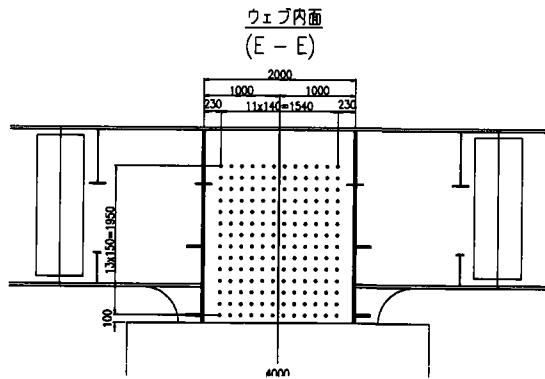
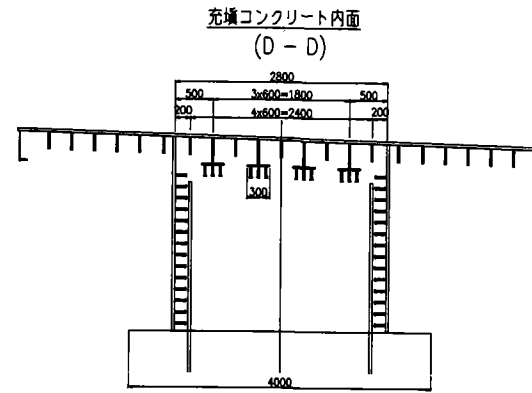
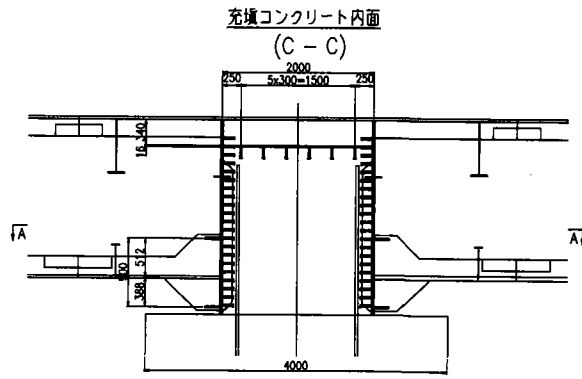
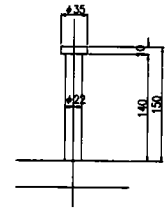
スタッドジベル詳細図



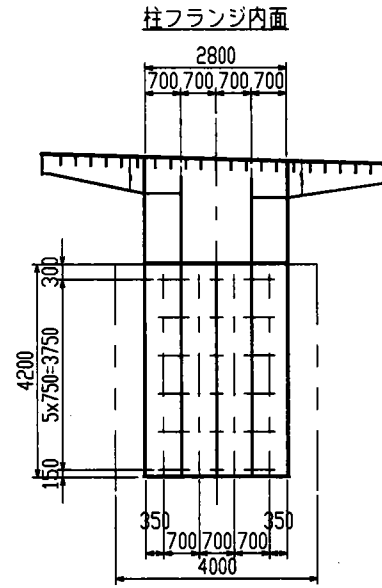
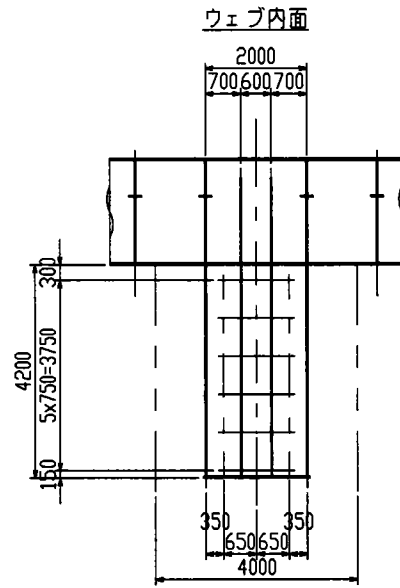
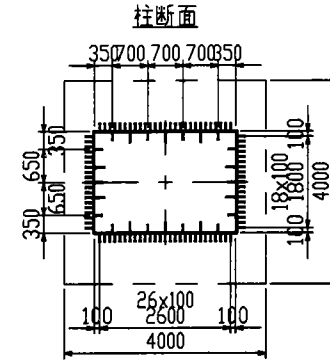
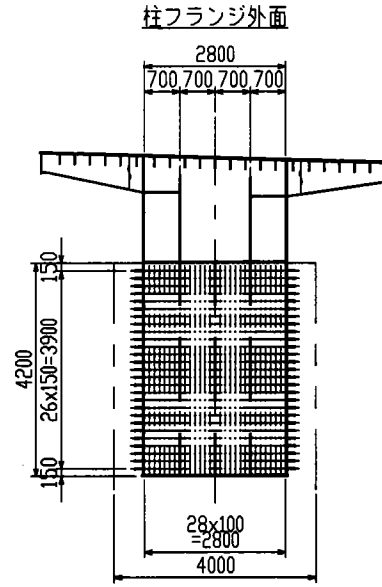
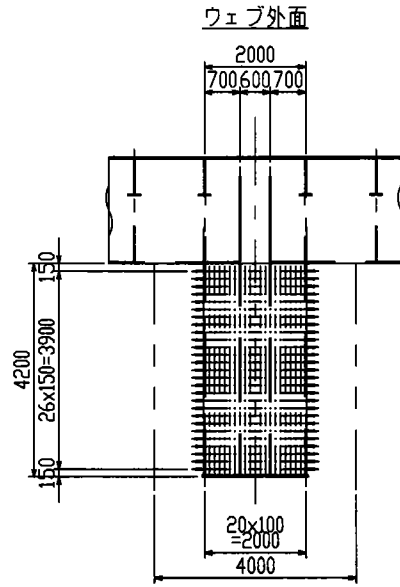
支圧板形式構造図



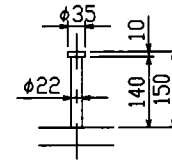
スタッドジベル詳細



鋼製柱形式構造図



スタッドジベル詳細図



§ 5. 利点・欠点・計画上の留意点

試設計を踏まえ下表に各接合方法における利点・欠点・計画上の留意点を挙げる。

	利点	欠点	計画上の留意点
鉄筋定着形式	○2主桁以上においては、上下部工形状に関係なく、剛結部の取り合いについて、比較的容易に計画が可能である。	○1 B O X形式で橋脚幅がB O X幅に比べ広い場合、橋脚からの鉄筋の立ち上げ方法に工夫が必要となる。 ○箱桁形式では下フランジに鉄筋を貫通させる必要があり鉄筋量が多くなると、施工精度の十分な管理等、施工上不利となる。 ○鉄筋定着長が確保できる構造（桁高）である必要がある。	○上部工側に接合部を取込む構造のため、桁幅＝脚幅である方が望ましく、比較的広い幅員の橋梁に適していると思われる。
支圧板形式	○鉄筋定着形式に比べ、下フランジに鉄筋を貫通させる必要がないため施工上有利である。	○中間支点（剛結）に正曲げ（負反力）が発生する不等径間の橋梁には適用できない。 ○支圧板部分の構造が複雑となる。 ○鉄筋定着長が確保できる構造（桁高）である必要がある。	○上部工側に接合部を取込む構造のため、桁幅＝脚幅である方が望ましく、比較的広い幅員の橋梁に適していると思われる。
埋め込み注形式	○鉄筋定着形式に比べ、下フランジに鉄筋を貫通させる必要がなく、落とし込む構造であるため施工上有利である。	○下部工側に接合部を取込む構造のため、桁幅＜脚幅である必要がある。 ○埋め込みを含む部材形状が大きくなり、ブロック割りに工夫が必要となる場合がある。 ○取り合い構造によっては、埋め込み部の水密性が不十分となり、鋼とコンクリートの隙間から雨水浸透の恐れがある。	○埋め込み部において、コンクリート打設（材料・方法）に対して、充填計画の十分な配慮が必要である。

橋梁名	橋梁形式	幅員	支間割	主桁本数	橋脚形状	発注機関	竣工年月日	参考図書
清洲JCT Dランプ橋	7径間連続鋼床版箱桁複合ラーメン橋	6.04	52.4+65.+65.+43.+32.5+68.+53.85	1箱桁	φ4.5m	JH(中部)	2004/11	
豊田JCTランプ橋	鋼5径間連続鋼床版箱桁ラーメン橋	有効幅員: 10~13.55	101.75+115+117+115+99.75	2箱桁	-	JH(中部)	2003/3(~施工)	B+H0208 P.41 橋梁年鑑H14
栄高架橋	鋼7径間連続複合ラーメン橋	21.14	32.2+32.2+32.2+37.5+43.5+37.5+35	2鈹桁	壁式RC構造	JH(関東)	2003/3(~施工)	道路橋年鑑 H14 P.184
下浜鮎川橋	3径間連続2主鈹桁ラーメン橋	全幅員:11.3 有効幅員:10.27	53.9+67+45.9	2鈹桁	鋼管複合橋脚	JH(東北)	2002/7(~施工)	B+H 200403 P.19
笠ノ川橋	5径間連続合成2主鈹桁複合ラーメン橋	有効幅員:9.04	53.9+68+68+68+53.9	2鈹桁	壁式RC構造	JH(四国)	2001/12(~施工)	B+H 200402 P.23
鑄銭司橋	鋼6径間連続ラーメン箱桁橋	5.89	46.5+54.5+3@46+46.5	-	壁式RC構造	JH(中国)	2001/3(~施工)	道路橋年鑑 H14 P.184
今別府川橋	3径間連続鋼鈹桁複合ラーメン橋	9.8	48.2+81.5+57.2	2鈹桁	2.5mx6.7m	JH(九州)	2001/1	
鯉川橋	鋼6径間連続2主鈹桁複合ラーメン橋	有効幅員:10.5	45.35+4@57.75+54.35	2鈹桁	壁式RC構造	JH(東北)	-	B+H 200210 P.11
香坂川橋	鋼7径間連続鈹桁橋	8.5	L=287	-	壁式RC構造	JH(関東)	2000/9(~施工)	道路橋年鑑 H14 P.182
宿茂高架橋	鋼4径間連続複合ラーメン鈹桁橋	有効幅員:9.0	45.3+85+85+45.3	2鈹桁	壁式RC構造	JH(四国)	2000/3(~施工)	B+H 200004 P.25
川之江東JCT Cランプ	鋼10径間連続ラーメン箱桁	有効幅員: 6.5~8.24	44.5+2@45.5+54+47.079+44.251+46.5	1箱桁	壁式RC橋脚	JH(四国)	1998/5(~施工)	道路橋年鑑 H13 P.140
芝生第四高架橋	鋼7径間連続ラーメン桁橋	有効幅員:8.5	41.9+40.5+41+3@44+43.4	-	壁式RC橋脚	JH(四国)	1998/5(~施工)	道路橋年鑑 H10 P.167
川之江JCT Bランプ橋	7径間非合成鈹桁複合ラーメン橋	8.5	44.9+47.5+47.0+44.+44.+44.+43.4	4鈹桁	2.5mx6.5m	JH(四国)	1997/11	
横浜青葉IC Dランプ	鋼7径間連続箱桁橋	有効幅員: 7~7.3	33+4@40+42+44	2箱桁	円柱式RC橋脚	JH(関東)	1997/10(~施工)	道路橋年鑑 H13 P.136
北千曲川橋	鋼4径間連続ラーメン箱桁	有効幅員:9.00	L=348	1箱桁	円柱式RC橋脚	JH(関東)	1997/2(~施工)	道路橋年鑑 H10 P.162
岡豊橋	鋼4径間連続ラーメン鈹桁	有効幅員:9.00	L=317	4鈹桁	壁式RC橋脚	JH(四国)	1997/2(~施工)	道路橋年鑑 H10 P.167
小針岸川橋	鋼単純鈹桁	有効幅員:10.5	L=38	-	鋼単純鈹桁と 橋台の剛結 (逆T式橋台)	JH(北海道)	1996/12(~施工)	道路橋年鑑 H10 P.158
観音沢川橋	鋼2径間連続ラーメン鈹桁	有効幅員:9.25	L=95	4鈹桁	壁式RC橋脚	JH(関東)	1996/3(~施工)	道路橋年鑑 H10 P.162

§ 7. 参考文献一覧

文献No.	文献名	著者名	雑誌名	巻号数	発行年月	発行所
1	宿毛高架橋の計画・設計	望月秀次他	橋梁と基礎	Vol.34 No.4	2000.4	建設図書
2	鋼桁・コンクリート橋脚の剛結構造に関する一提案と繰返し載荷実験	吉伯海他	コンクリート工学 論文集	Vol.13 No.3	2002.9	日本コンクリート工 学協会
3	鋼2主桁複合ラーメン橋剛結部における設計法の提案と実挙動確認	前田良文他	構造工学論 文集	Vol.48A	2002.3	土木学会
4	孔あき鋼板ジベル設計マニュアル	土木学会 鋼構造委員会他	-	-	2001.11	土木学会
5	鋼2主桁複合ラーメン橋の設計・施工 ～日沿道 鯉川高架橋	黒田健二他	ハイウェイ技術	No.23	2002.10	日本道路公団
6	鋼2主桁とRC橋脚の剛結構造の設計 および施工 -東京外環自動車道 (三郷JCT～三郷南IC)-	築山有二他	ハイウェイ技術	No.23	2002.10	日本道路公団
7	複合構造の鉄道ラーメン高架橋の耐震 照査例	村田清満他	土木学会論 文集	No.696	2002.1	土木学会
8	鋼桁と突起付きH形鋼を用いたSC柱 脚との剛結構造の提案	小原孝之	構造工学論 文集	Vol.50A	2004.3	土木学会
9	張り出し架設工法を適用した鋼・コン クリート複合ラーメン橋の提案	佐々木保隆	横河ブリッジ グループ技法	No.27	1998.1	横河ブリッジ
10	剛結構造 -鋼上部構造とコンクリート橋脚の剛結-	岩立次郎	橋梁と基礎	Vol.36 No.8	2002.8	建設図書
11	複合ラーメン橋の設計	-	新しい鋼橋の 設計	-	-	山海堂
12	川の江東JCT・Cランプ橋の鋼桁 - RC橋脚剛結部の設計について	飯東義夫他	土木学会年 次学術講演 会	No.52	1997.9	土木学会
13	川の江東JCT・Cランプ橋の鋼桁 - RC橋脚剛結部の載荷実験	望月秀次他	土木学会年 次学術講演 会	No.52	1997.9	土木学会
14	ハイブリット構造における接合部の技術 開発に関する調査研究報告	-	JSSCテクニカル レポート	No.63	2004.11	日本鋼構造協 会
15	鋼2主桁橋の剛結構造に関する設計・ 施工方針(案)	(財)高速道路技 術センター	-	-	2001.3	(財)高速道路 技術センター