

#### 4. 上下部一体構造の構造詳細

##### 4.1 桁と下部工の接合方法

###### 4.1.1 はじめに

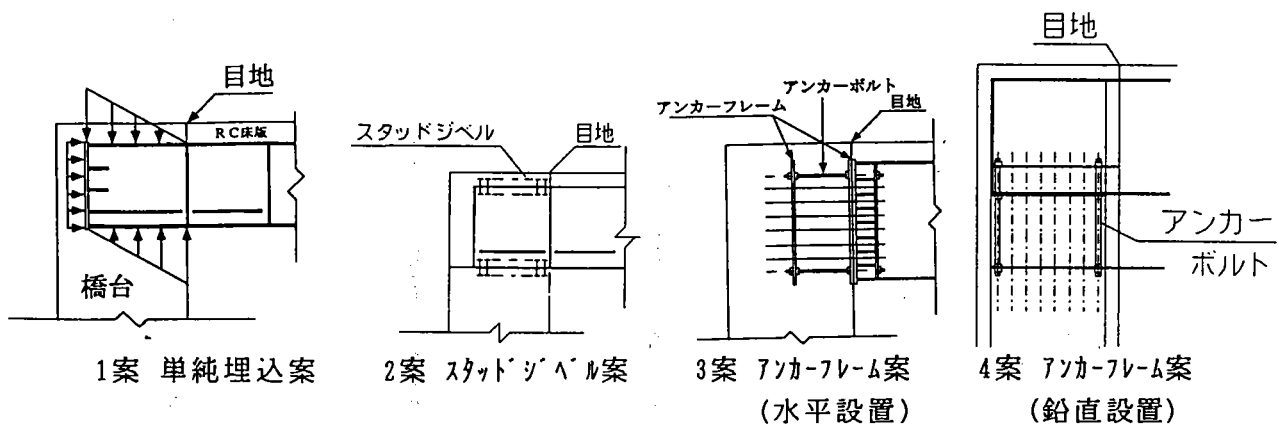
上下部一体構造の桁と下部工の接合部は架設の都合上、床版及び下部工接合部コンクリートの硬化前は何らかの仮置きのための支承またはそれに類する構造物を設置することになるため、下部工と剛結状態になるのは活荷重合成桁のように後死荷重と活荷重に対してであると考えられる。

コンクリート硬化後は、主桁からの剪断力、曲げモーメント、軸力等の断面力を下部工に伝達可能な構造とする必要がある。

結合方法として下記の4方法が考えられる。

- 1案 桁端を単純に1~2mほど下部工コンクリート内に埋め込む。  
断面力は桁とコンクリートの支圧として伝達する。
- 2案 桁端埋込部のフランジ両面にスタッドジベルをつけ、その剪断抵抗にて断面力を伝達する。
- 3案 桁端にベース部を設け、横断歩道橋の支柱アンカーフレームが水平設置されたような構造とし、断面力を伝達する。
- 4案 桁端下フランジをベース部として鉛直にアンカーフレームを設置する方法。

4つの案の概念を下図に示す。上部工は鋼非合成鉄桁とする。



桁と下部工の結合法概念図

4.1.2 各案の比較表

案名称	断面力伝達方法	長所	短所
各案共通			桁上側のコンクリート厚(床版+ハッチ)が30cm程度と薄く主桁曲げモーメントによる剪断破壊に考慮を要す。 断面力が大きくなると埋込長やアンカ-の大型化により橋台が物理的に大型化することもある。
単純埋込案	曲げ 上フラッグの支圧による 軸力 桁端支圧PLの支圧による 剪断 下フラッグの支圧による	構造が最も簡単で、鋼重増も最も小さい。	曲げによる桁上側コンクリートの破壊に対する補強鉄筋等が必要。 断面力が大きいと埋込長が長くなり、橋台の大型につながる。
スタッドジベル案	曲げ スタッドの剪断抵抗による 軸力 スタッドの剪断抵抗による 剪断 下フラッグの支圧による	構造は比較的簡単。 鋼重増もスタッド分だけである。	スタッドを局部集中溶接するので製作上の問題あり。 断面力が大きいとスタッドを溶接するフラッグ幅または埋込長が大きくなる。
アンカ-フレーム案 水平設置	曲げ アンカ-ボルトの軸力による 軸力 アンカ-ボルトの軸力による 剪断 アンカ-ボルトの剪断抵抗による	断面力伝達上明快	構造が比較的面倒。 鋼重増も大きい。 架設上アンカ-フレームの横向き設置が困難。 現場施工順序によっては桁架設時から剛結となる。 アンカ-上側のコンクリートが薄いため大型アンカ-は無理。(断面力大では困難)
アンカ-フレーム案 鉛直設置	曲げ アンカ-ボルトの軸力による 軸力 アンカ-ボルトの剪断抵抗による 剪断 アンカ-ボルトの軸力による	断面力伝達上明快	構造が比較的面倒。 鋼重増も大きい。 現場施工順序によっては桁架設時から剛結となる。 アンカ-上側のコンクリートが薄いため大型アンカ-は無理。(断面力大では困難)

#### 4.1.3 各案の構造設計の試算

橋台と主桁の剛構造を比較検討するため、下記の条件で構造設計の試算を以下のページで行った。

**断面力** 橋台下端を固定とした場合の主桁橋台結合部の断面力を用いた。この断面力は全荷重による1主桁当たりの断面力である。この断面力を温度時割増係数1.15で除して常時換算している。

曲げモーメント - 310.5 tm  
 軸力 ± 28.9 t  
 剪断力 76.1 t

**橋台** 幅2mの壁厚橋台  
 使用コンクリート  $\sigma_{ck} = 270 \text{ kg/cm}^2$   
 許容剪断応力度  $\tau_a = 4.2 \text{ kg/cm}^2$  (無筋コンクリート)  
 許容剪断応力度  $\tau_a = 9.5 \text{ kg/cm}^2$  (押し抜き剪断)  
 許容支圧応力度  $\sigma_{ba} = 80 \text{ kg/cm}^2$

**主桁** 非合成鉄桁  
 結合部の断面構成  
 材質 SM490Y材

UFLG 510×25	$\sum A =$	399 $\text{cm}^2$
WEB 1600×9	$I =$	1990731 $\text{cm}^2$
LFLG 510×25	$A_w =$	144 $\text{cm}^2$

曲げ応力度	$\sigma_b =$	± 1249 $\text{kg/cm}^2$
軸方向応力度	$\sigma_N =$	± 75 $\text{kg/cm}^2$
剪断応力度	$\tau =$	528 $\text{kg/cm}^2$

#### 4.1.4 主桁断面

##### (1) インプットデータ

My = -301.50 tm, S = 76.10 t, Nx = -29.80 t

コンクリート床版あり、直線桁

フランジ固定間距離 LL = 6000.0 mm

有効座屈長 Ly = 6000.0 mm, Lz = 6000.0 mm

フランジ傾斜角  $\theta_u = 0.0000$  度、 $\theta_L = 0.0000$  度

偏心による曲げモーメント Me =  $N_x \times \delta = 0.00$  tm

##### (2) 断面計算 (材質 SM50Y)

		A (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	AXZ (cm <sup>3</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )
1-U.FLG PL.	510X 25	127.50	81.25	10359	841766
1-WEB PL.	1600X 9	144.00			307200
1-L.FLG PL.	510X 25	127.50	81.25	10359	841766
		399.00		0	1990731
					0

$\delta = \sum(A \times Z) / \sum A = 0.00$  cm Iy = 1990731

Yu = 82.50 cm, YL = 82.50 cm

Ry = 70.635, Rz = 11.771, Iz = 55281 cm<sup>4</sup>

Ly/Ry = 8.49 < 200 <OK>, Lz/Rz = 50.97 < 200 <OK>

##### (3) 応力度

<軸方向応力度>  $\sigma_c = N_x / \sum A = 75$  kg/cm<sup>2</sup>

<曲げ応力度>  $\sigma_{bt} = (My + Me) \times Yu / \{Iy \times \cos(u)\} = 1249$  kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_{bc} = (My + Me) \times YL / \{Iy \times \cos(L)\} = 1249$  kg/cm<sup>2</sup>

<合計曲げ応力度>

$\sigma_{caz} = 1545$ ,  $\sigma_{bagy} = 1737$ ,  $\sigma_{eay} = 166310$ ,  $\sigma_{caL} = 2100$

$\sigma_c + \sigma_{bty} = 1175$  kg/cm<sup>2</sup> <  $\sigma_{ta}$  <OK>

(式3.3.4)  $\sigma_c / \sigma_{caz} + \sigma_{bcy} / \{\sigma_{bagy} \times (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})\} = 0.768 < 1.0 <OK>$

(式3.3.5)  $\sigma_c + \sigma_{bcy} / (1 - \sigma_c / \sigma_{eay}) = 1325$  kg/cm<sup>2</sup>

<  $\sigma_{caL} = 2100$  kg/cm<sup>2</sup> <OK>

<剪断応力度>  $\tau = S / Aw = 528$  kg/cm<sup>2</sup> <  $\tau_a = 1200$  kg/cm<sup>2</sup>

<合成応力度>  $\sigma_{bwu} = 1139$  kg/cm<sup>2</sup>  $\sigma_{bwL} = 1284$  kg/cm<sup>2</sup>

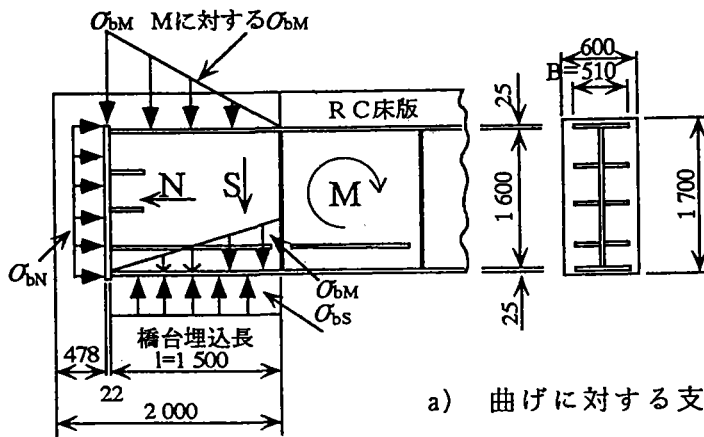
$(\sigma_{bwu} / \sigma_{ta})^2 + (\tau_w / \tau_a)^2 = 0.488 < 1.2$

$(\sigma_{bwL} / \sigma_{ta})^2 + (\tau_w / \tau_a)^2 = 0.588 < 1.2$

##### (4) 抵抗曲げモーメント

Mru = -524.75tm, Mrt = -398.70tm

4.1.5 第1案 単純埋込案



$$\begin{aligned}
 M &= -301.5 \text{ tm} \\
 N &= -29.8 \text{ t} \\
 S &= 76.1 \text{ t} \\
 \sigma_{ck} &= 270 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

a) 曲げに対する支圧  $\sigma_{bM}$  (上、下フランジとも)

$$\begin{aligned}
 \sigma_{bM} &= \frac{2M}{l^2 B} \\
 &= \frac{2 \times 301.5 \times 10^5}{150.0^2 \times 51.0} = 53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba}
 \end{aligned}$$

b) 剪断に対する支圧  $\sigma_{bs}$

$$\sigma_{bs} = \frac{S}{A_L} = \frac{76.1 \times 10^3}{150.0^2 \times 51.0} = 10 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba}$$

c) 軸力に対する支圧  $\sigma_{bN}$

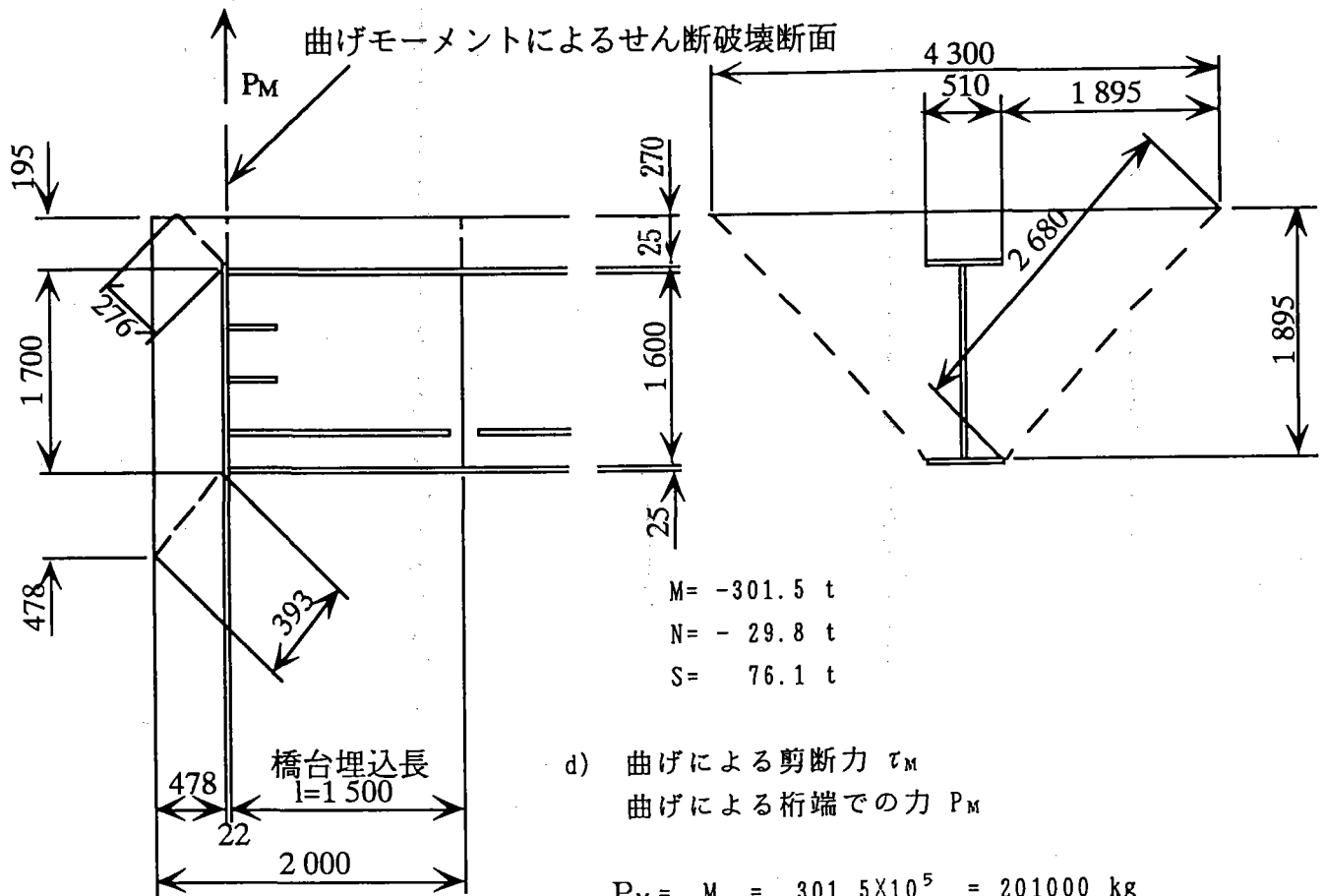
$$\sigma_{bN} = \frac{N}{A_b} = \frac{29.8 \times 10^3}{60.0 \times 170.0} = 3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ba}$$

d) 曲げ+剪断 (下フランジ)

$$\sigma_{bM} + \sigma_{bs} = 53 + 10 = 63 \text{ kg/cm}^2$$

許容支圧応力度  $\sigma_{ba}$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ck} &= 270 \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_{ba} &= 0.3 \sigma_{ck} = 80 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

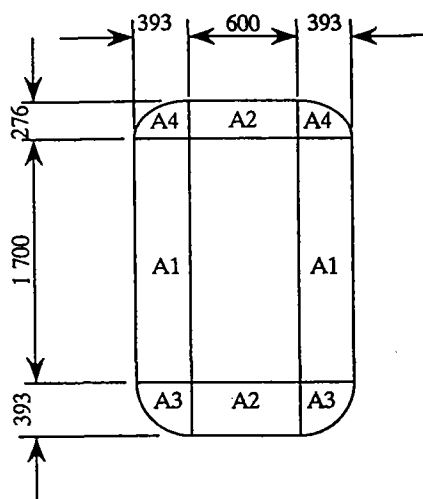


- d) 曲げによる剪断力  $\tau_M$   
 曲げによる桁端での力  $P_M$

$$P_M = \frac{M}{l} = \frac{301.5 \times 10^5}{150.0} = 201000 \text{ kg}$$

$$\tau_M = \frac{P_M}{A_M} = \frac{201000}{1/2 \times (430.0 + 51.0) \times 189.5}$$

$$= 4 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$



e) 軸力による押し抜き剪断応力度

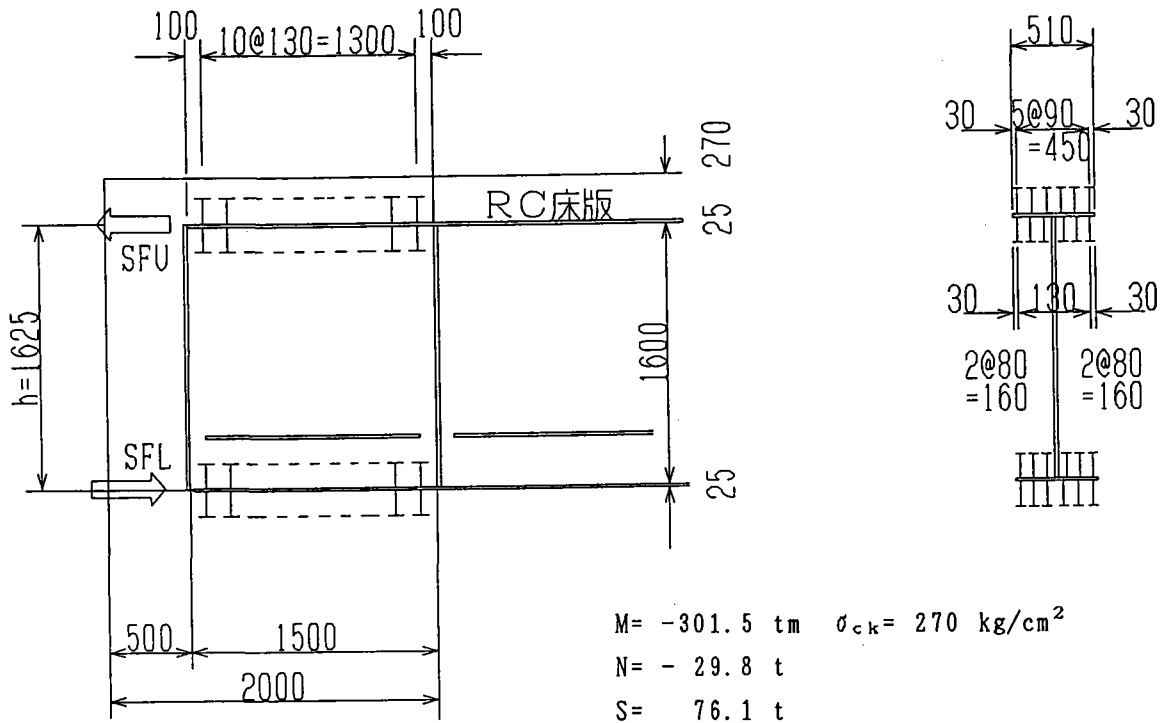
$$\begin{aligned}
 A_1 &= 39.3 \times 170.0 \times 2 &= 13362 \text{ cm}^2 \\
 A_2 &= 60.0 \times (27.6 + 39.3) &= 4014 \text{ " } \\
 A_3 &= \frac{1}{2} \times \pi \times 39.3^2 &= 2426 \text{ " } \\
 A_4 &= \frac{1}{2} \times \pi \times 39.3 \times 27.6 &= 1704 \text{ " } \\
 \hline
 A_N &= 21506 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\tau_N = \frac{N}{A_N} = \frac{29.8 \times 10^3}{21506} = 1.4 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 9.5 \text{ kg/cm}^2$$

第1案 単純埋込案結合部鋼重

種別	寸法 (mm)		数量	重量 (kg)	材質
	断面	長さ			
Flg PL.	510 X 25	1500	2	300	SM490YB
Web PL.	1600 X 9	"	1	170	SM490YA
End PL.	600 X 22	1700	1	176	SS400
Rib PL.	250 X 22	250	6	65	"
その他PL.				39	"
				750	

4.1.6 第2案 スタッドジベル案



- a) 使用スタッド  $d = 22 \phi$     $H = 150 \text{ mm}$   
 スタッド1本当り許容剪断力  $Q_a$

$$\frac{H}{d} = \frac{150}{22} = 6.8 > 5.5$$

$$Q_a = 30d^2\sqrt{\sigma_{ck}}$$

$$= 30 \times 2.2^2 \times \sqrt{270} = 2386 \text{ kg/本}$$

- b) 主桁剪断力に対しては第1案同様、フランジによる支圧により橋台に伝達するものとする。

- c) 曲げモーメント、軸力によりフランジ1枚に働く剪断力  $S_F$

$$S_F = \pm \frac{M}{h} + \frac{N}{2} = \pm \frac{301.5 \times 10^5}{162.5} + \frac{29.8 \times 10^3}{2}$$

$$= \pm 185538 \text{ kg} + 14900 \text{ kg}$$

$$= \begin{cases} + 200438 \text{ kg} \\ - 170638 \text{ kg} \end{cases}$$



d) ∴ フランジ1枚に必要なスタッド本数 n

$$n = \frac{S_F}{Q_a} = \frac{200438}{2386} = 84.0 \text{ 本数}$$

実使用数

上面 6本/列 × 11列 = 66本

下面 6本/列 × 11列 = 66本

計 132本 > 84.0本 OK

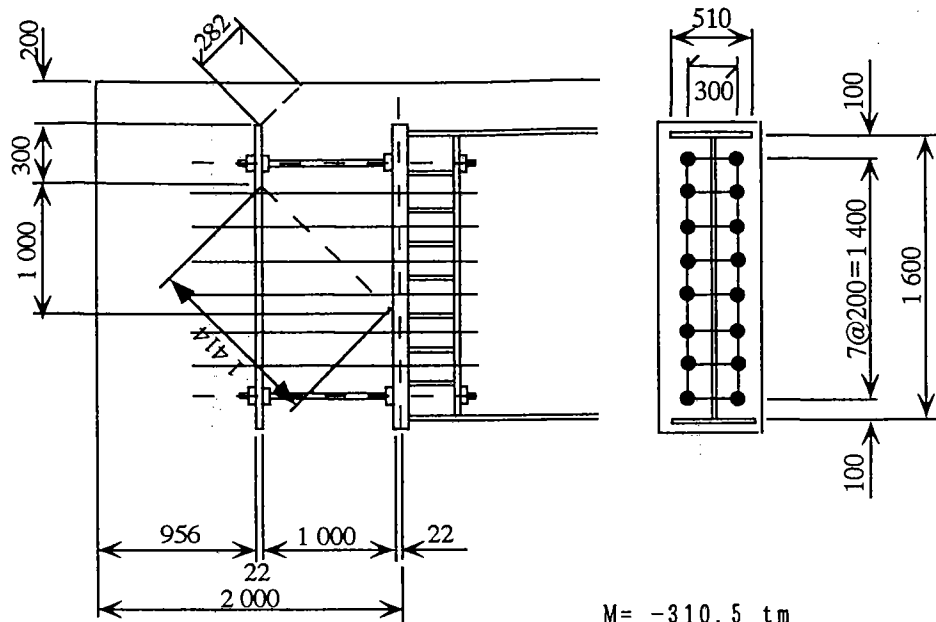
第2案 スタッドジベル案鋼重

種別	寸法 (mm)		数量	単重 (kg/m)	重量(kg)	材質
	断面	長さ				
Flg PL.	510 X 25	1500	2		300	SM490YB
Web PL.	1600 X 9	〃	1		170	SM490YA
End PL.	600 X 22	1700	1		176	SS400
スタッド	22 φ	150	264	0.517	136	〃
その他PL.					38	〃
					820	

4.1.7 第3案 アンカーフレーム (水平設置)

橋台のパラペット(橋体の延長部、主桁の取合部)の厚さは1.5~2.5mと薄く本格的アンカーフレームを「水平方向」に設置することは困難である。

そこで、横断歩道橋の支柱基礎部に用いられるような簡易なアンカーフレームを考える。



$$\begin{aligned}
 M &= -310.5 \text{ tm} \\
 N &= 29.8 \text{ t} \\
 S &= 76.1 \text{ t} \\
 \sigma_{ck} &= 270 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

アンカーボルトの軸力は杭方式にて計算

使用アンカーボルト M72 (S35C)

$$\begin{aligned} \text{1本当り断面積 } A_s &= 40.72 \text{ cm}^2 \\ \text{総断面積 } \sum A_s &= 651.52 \text{ cm}^2 \\ \text{断面係数 } W_s &= \sum Y^2 / (Y_{\max} / 2) \\ &= 33600 / 70 = 480 \text{ cm} \end{aligned}$$

1本当り軸力 T

$$\begin{aligned} T &= \frac{N}{n} + \frac{M}{W_s} \\ &= \frac{29800}{16} + \frac{310.5 \times 10^5}{480} = 66550 \text{ kg} \end{aligned}$$

1本当り剪断力  $S_s$

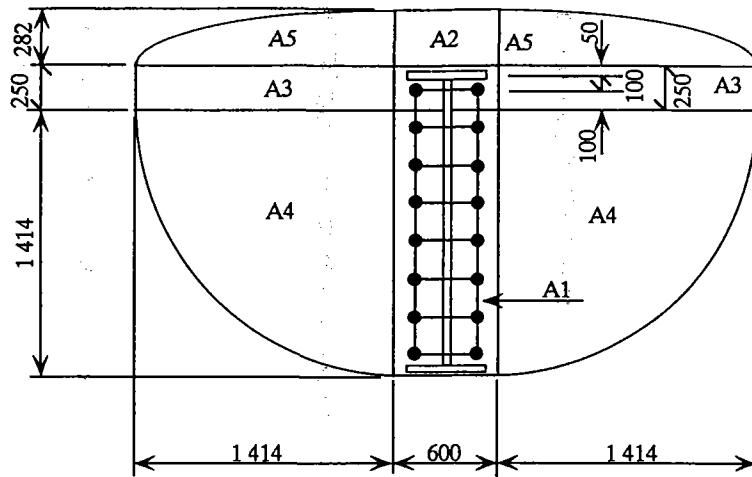
$$S_s = \frac{76100}{16} = 4.756 \text{ kg}$$

ボルト軸応力度  $\sigma$

$$\sigma = \frac{T}{A_s} = \frac{66550}{40.72} = 1634 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \frac{S_s}{A_s} = \frac{4756}{40.72} = 117 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800 \text{ kg/cm}^2$$

引き抜き剪断応力度  $\tau$



剪断面 面積

A <sub>1</sub>	= 8484 cm <sup>2</sup>
A <sub>2</sub>	= 1692 "
A <sub>3</sub>	= 7070 "
A <sub>4</sub>	= 31406 "
A <sub>5</sub>	= 6264 "
$\Sigma A$	= 54916 cm <sup>2</sup>

\* 1本当り引き抜き力 T = 66550 kg

引張側\* 群引き抜き力  $\Sigma T$  = 133100 kg

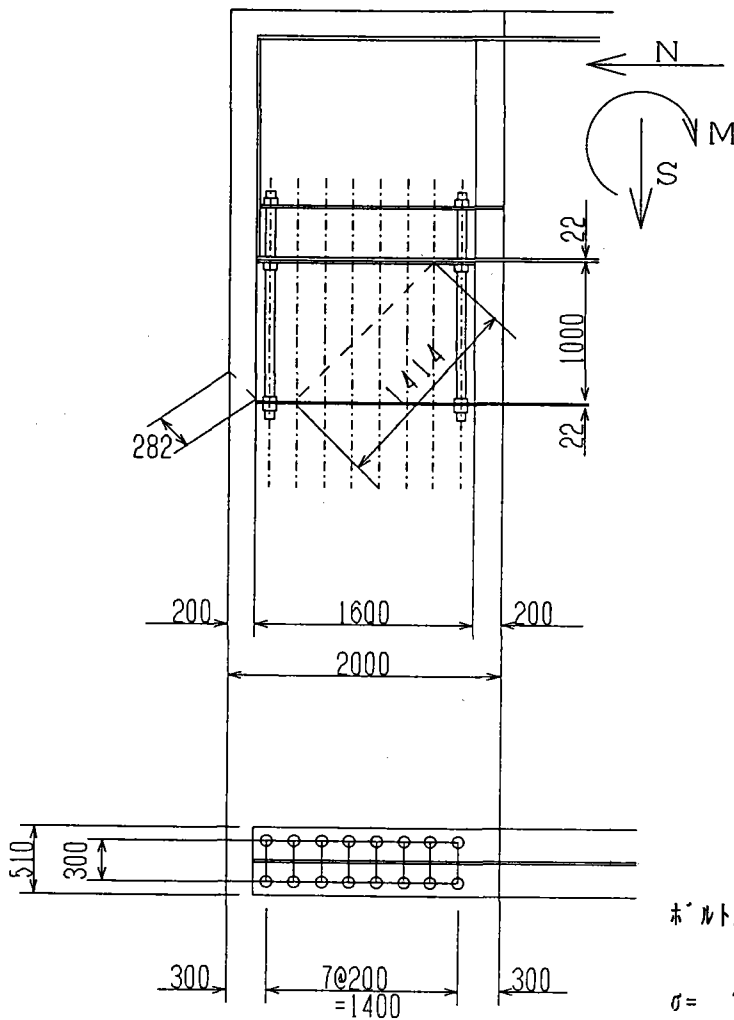
剪断応力度

$$\frac{\Sigma T}{\Sigma A} = \frac{133100}{54916} = 2.4 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 9.5 \text{ kg/cm}^2$$

第3案 アンカーフレーム案 鋼重 (水平設置)

種別	寸法 (mm)		数量	1個重 (kg/one)	重量(kg)	材質	摘要
	断面	長さ					
Base PL.	600 X 22	1700	2		352	SS400	
Rib PL.	250 X 22	300	14		181	"	
Anc Bolt	M72	1600	16	53	848	S35C	4-washer 4-nut
Anc PL.	600 X 22	1700	2		352	SS400	Net 50 %
					$\Sigma$ 1750		

4.1.8 第4案 アンカーフレーム案 (鉛直設置)



$$M = - 310.5 \text{ t}$$

$$N = 29.8 \text{ t}$$

$$S = 76.1 \text{ t}$$

使用ボルト

M72 (S35C) n = 16 本

ボルト配置、径は第3案に同じ

1本当り軸力 T

$$T = \frac{S}{n} + \frac{M}{W_s}$$

$$= 4756 + 64688$$

$$= 69444 \text{ kg}$$

1本当り剪断力  $S_s$

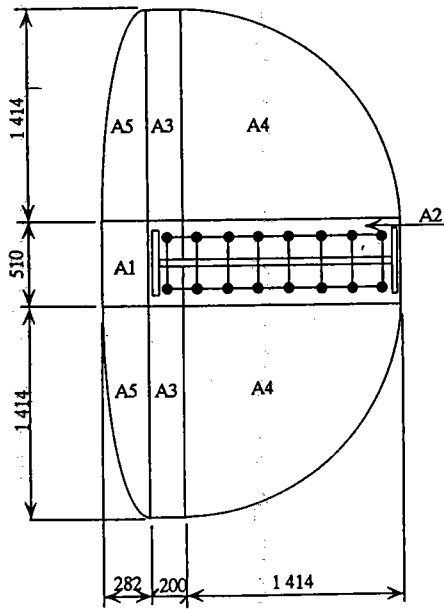
$$S_s = \frac{N}{n} = 1863 \text{ kg}$$

ボルト応力度

$$\sigma = \frac{T}{A_s} = 1705 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1900$$

$$\tau = \frac{S_s}{A_s} = 45 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 800$$

引き抜き剪断応力度  $\tau$



剪断面 面積

$A_1 =$	1438	$\text{cm}^2$
$A_2 =$	7211	"
$A_3 =$	5656	"
$A_4 =$	31406	"
$A_5 =$	6264	"
$\Sigma A =$	51975	$\text{cm}^2$

引き抜き棒束群力  $\Sigma T$

$$\Sigma T = T \times 2 = 138888 \text{ kg}$$

$$\tau = \frac{\Sigma T}{\Sigma A} = \frac{138888}{51975} = 2.7 \text{ kg/cm}^2 < \tau_a = 9.5 \text{ kg/cm}^2$$

第4案 アンカーフレーム案 鋼重 (鉛直設置)

種別	寸法 (mm)		数量	単重 (kg/m)	1個重 (kg/one)	重量 (kg)	材質
	断面	長さ					
主桁	$\frac{2}{1} = \frac{510}{1600} * \frac{25}{9}$	1800	1	313		564	SM490Y
Base PL.	510X22	1600	1			141	SS400
Rib PL.	250X22	300	14			181	"
Anc B. N	M72	1600	16		53	848	S35C
Anc PL.	510X22	1600	2			282	SS400
Stiff PL.	250X22	1600	4			276	"
						2300	

主桁取合部の橋台壁の鉄筋配置

橋台全体の断面力(単位幅当り)

$$\begin{aligned}
 M &= 310.5 \times 3 \text{本主桁} / \text{橋台全幅} 7.7\text{m} = 121.0 \text{ t}\cdot\text{m} \\
 S &= 28.9 \times 3 / 7.7 = 11.3 \text{ t/m} \\
 N &= 76.1 \times 3 / 7.7 = 29.6 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

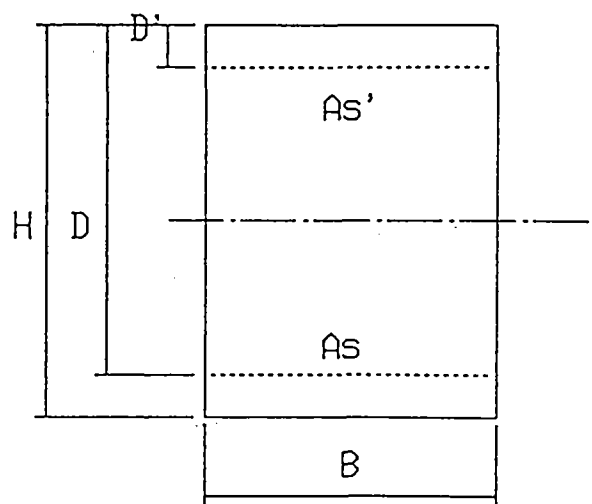
\*\*\* RC矩形断面計算 \*\*\*

\* 断面力

$$\begin{aligned}
 M &= 121.000 \text{ t}\cdot\text{m} \\
 S &= 29.600 \text{ t} \\
 N &= 11.300 \text{ t}
 \end{aligned}$$

\* 部材寸法

$$\begin{aligned}
 B &= 100.0 \text{ cm} \\
 H &= 200.0 \text{ cm} \\
 D &= 190.0 \text{ cm} \\
 D' &= 10.0 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



\* 鉄筋断面積

$$\begin{aligned}
 A_s &= D29 \times 8.0 \text{本} (\phi 125\text{mm}) \\
 &= 51.39 \text{ cm}^2 \\
 A_{s'} &= D29 \times 8.0 \text{本} (\phi 125\text{mm}) \\
 &= 51.39 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

\* 応力度 (許容応力度)

$$\begin{aligned}
 \sigma_c &= 26.5 \quad (90.0) \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_{s'} &= 320.7 \quad (1400.0) \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_s &= 1072.8 \quad (1400.0) \text{ kg/cm}^2 \\
 \sigma_{c'} &= 0.0 \quad (0.0) \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

\* 核外  $\chi = 51.43 \text{ cm}$

$$\tau = 0.6 \quad (4.2) \text{ kg/cm}^2$$

## 4. 2 支承

### 4. 2. 1 はじめに

従来構造においては、上部工と下部工との間に支承をも設けるのが一般的である。ところが第2章で述べたごとく、機械部品にもかかわらず定期的な点検整備が行なわれない結果、可動支承は錆付き可動機能が低下して種々の破損が生じている。そこで第3章では上部工と下部工との接合部を一体化（剛結）して伸縮継手、支承をなくした構造について検討した。

上下部の結合方法には剛結の外にヒンジ支承を介して結合するヒンジ結合方式もあるので、この支承について検討を加えることにする。

### 4. 2. 2 支承の設計

上下部一体構造をヒンジ結合方式とした場合、支承には温度変化時に過大な橋軸方向水平力が作用する。また地震時の橋軸方向水平力は従来構造では固定支承に集中していたものが、すべての支承に分散される。そのため支承の設計としては、鉛直力の外に温度変化時の水平力および地震時水平力に対応して各部品の断面を決定する必要がある

### 4. 2. 3 支承の種類

ヒンジ支承の種類としては、構造で整理すると次のものがある。

- ・線支承
- ・支承板支承
- ・ピン支承
- ・ピボット支承
- ・ゴム支承

これらの特徴は表4.2.1の通りである。

また表4.2.2では、支承種類別の上下部一体構造の適用比較を示している。

### 4. 2. 4 支承の設置位置

ヒンジ支承の設置位置としては、主桁の直下、主桁ウェブの中立線上あるいは上フランジ等が考えられる。これらの位置に伴う特徴としては、表4.2.3の通りである。



表 4. 2. 1 支承の種類

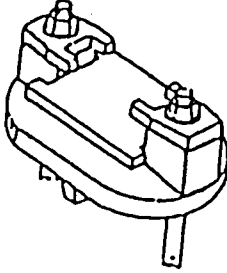
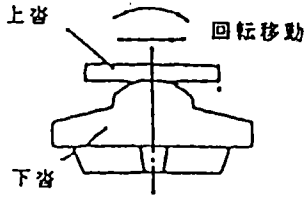
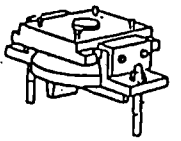
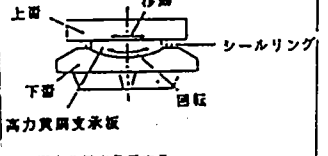
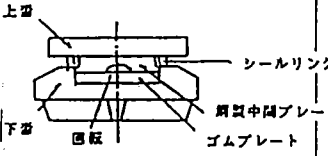
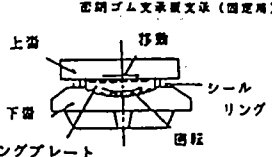
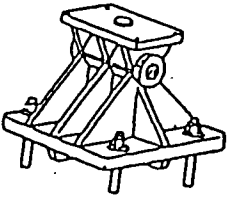
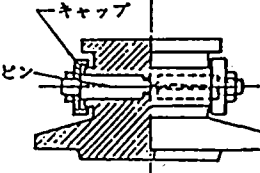
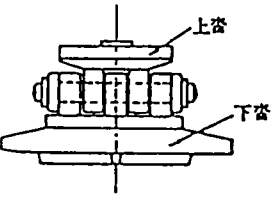
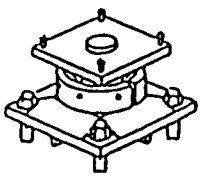
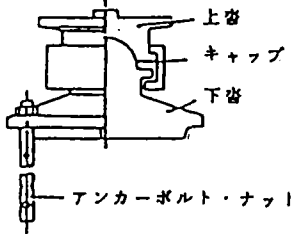


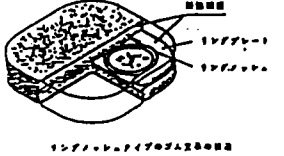
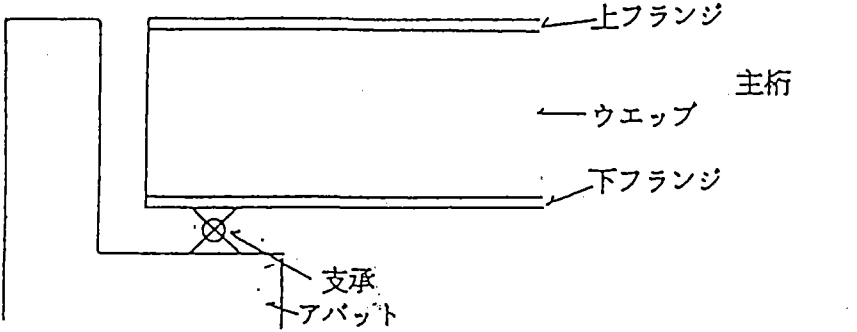
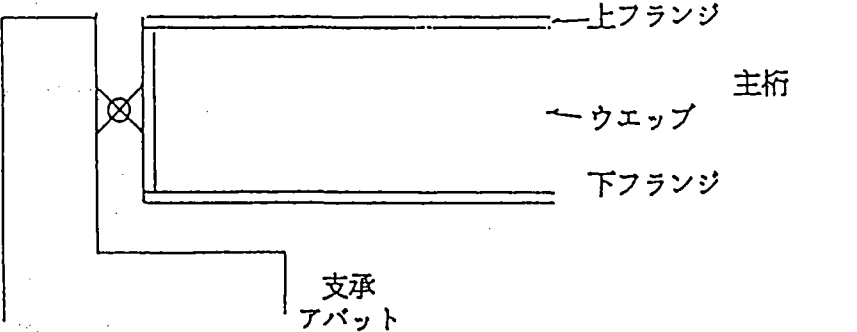
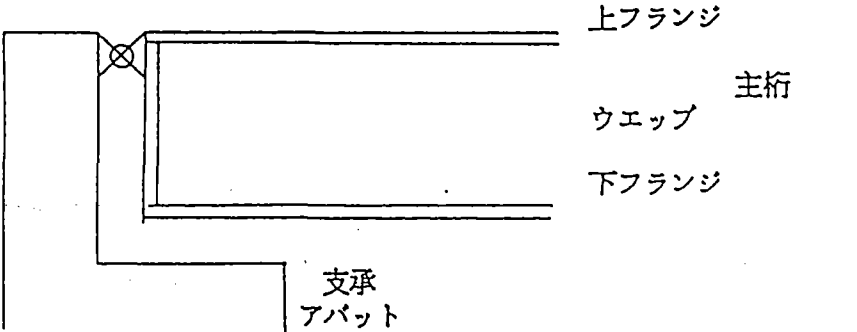
種類	線支承	支承板支承	ピン支承	ピボット支承	ゴム支承
構造	 	    <p>スライディングプレート支承</p>	  <p>(a) 支圧型ピン支承</p>  <p>(b) せん断型ピン支承</p>	  <p>(a) 球面支承 (b) 点支承</p>	  
特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>上、下沓接触部分の一方を平面に他方を円柱として、線接触させた1方向のみ回転可能な支承</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>滑りと回転部分に支承板を用いた支承</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上沓と下沓の間にピンを配した構造</li> <li>1方向のみ回転可能な固定支承</li> <li>負反力に対しては、せん断型支承が最も信頼のおける構造</li> <li>水平反力が非常に大きい場合にもよく使用</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>上沓を凹面状、下沓を凸面状に球面仕上げして組み合わせ回転機能をもたせた支承</li> <li>どの方向にも回転が可能</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ゴム支承は、構造物の変形（移動、回転）をゴムの弾性変形により吸収させる支承</li> </ul>

表 4.2.2 支承種類別（固定沓）の上下部一体構造の適用性比較

支承の種類	上下部一体構造の適用性比較	評 価
線 支 承	<p>上沓（ソールプレート）とサイドブロックとのクリアランスがあるため、下部工との一体性に欠ける。</p> <p>回転方向が一方方向なため、斜橋、曲線橋などには適さない。</p>	△
ゴム支承	<p>あらゆる回転に対処できるが、移動及び回転をゴムの弾性変形で吸収させるため、下部工との一体性に欠ける。</p> <p>機械製品でないため、損傷はしにくい。</p>	△
高力黄銅 支承板支承	<p>あらゆる回転に対処できるが、上沓とサイドブロックとのクリアランスがあるため、下部工との一体性に欠ける。</p> <p>上沓（ベアリングプレート）と下沓との面接触部は、将来、錆が発生し、回転機能に支障が生じる可能性がある（半剛結構造）。</p>	△
ピン支承	<p>回転方向は一方方向であるが、ピン構造となるため、下部工との一体性が良く、上下部一体構造の支承として適している。</p> <p>回転方向が一方方向なため、斜橋、曲線橋などには適さない。</p>	○
ピボット 支 承	<p>あらゆる回転に対応でき、水平方向に遊びがない構造であるため、下部工との一体性がよく、上下部一体構造の支承として最も適している。</p> <p>他の支承と比べ、コストが高く、また沓高が高くなるため、桁下空間に余裕が必要である。</p>	○

表 4.2.3 支承設置位置

位置	支承位置	施工性	特徴
主桁直下		最も一般的で施工が簡単	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 上フランジ部で最大の角変位を生じる。</li> <li>• エキスパンションが必要になる。</li> </ul>
主桁ウェブの中立線上		仮受けのための支承が必要	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 上下フランジ部で角変位を小さくできる。</li> <li>• 鉛直荷重を支承部で支える必要がある。</li> </ul>
上フランジ付近		仮受けのための支承が必要	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 下フランジ部で最大の角変位を生じる。</li> <li>• 鉛直荷重を支承部で支える必要がある。</li> </ul>

### 4.3 橋台の裏込め

#### 4.3.1 はじめに

上下部一体構造を採用した場合の橋台は、一般的な上下部分離の橋台に比べて、上部構造の温度変化による桁の伸縮に対する配慮が必要になる。ここでは、次のような項目について報告する。

- ・ 基本的な裏込め構造
- ・ 裏込め構造（柔構造）
- ・ 裏込め構造（剛構造）

#### 4.3.2 基本的な裏込め構造

橋台の裏込め構造は、比較的路面の硬い橋梁部から、比較的路面の柔らかい土工部に変化する部分に位置するため、車両の通行により裏込め土砂の沈下が発生しやすい。このような裏込め土砂の沈下により、舗装面に不陸が発生し車両の快適走行を阻害することとなる。舗装面の不陸は輪荷重の衝撃によりさらに増大し、遂には裏込め周辺の構造物、すなわちパラベット頂部や伸縮装置の破損が発生することとなる。

このようなことから、裏込め構造は舗装面に不陸を発生させない構造とし、輪荷重による衝撃を吸収するようにしなければならない。このような条件を満足させるために、一般的には以下のような構造が採用されている<sup>1)</sup>。

- ・ 裏込め土砂には特に良質のものを用いて十分に締固め、沈下を最小限に抑える。
- ・ 上記のような配慮をしても多少の沈下は免れないため、裏込め部の舗装をたわみ性舗装にして容易に補修できるようにする。
- ・ 盛土施工直後に舗装をしなければならない場合には、図-4.3.1に示すようにアプローチクッションとして踏掛版を使用するなどして、走行車両や橋台頂部に急激な衝撃を与えないように配慮する。
- ・ 裏込め土砂に浸入した水を適当な方法にて排水し、土圧を軽減し、舗装の破損を防止する。

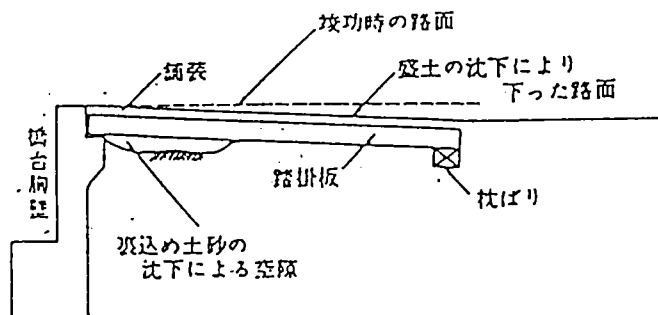


図 4.3.1

裏込め土砂の材料には、透水性が良くて締固めが十分にかつ容易に行える性質のものを選択する必要があり、一般的に切込砕石、切込砂利および粒度の粗い砂は十分な締固め度が確保できれば、このような目的にかなった材料である<sup>2)</sup>。

表-4.3.1に「道路土工指針：日本道路協会」が推奨する裏込め材料の粒度と性質を示し、表-4.3.2に「設計要領第一集：日本道路公団」に規定される裏込め材料の品質と締固め度を示す。

表-4.3.1 適当な裏込め材料の粒度と性質

最大寸法	100 mm
4,760 $\mu$ (No.4)ふるい通過量	25~100 %
74 $\mu$ (No.200)ふるい通過量	0~25 %
塑性指数	10 以下

表-4.3.2 構造物裏込め材料の品質

項目 \ 工種	裏込め材 A	裏込め材 B	備考
最大寸法	150 mm	300 mm	
使用最小密度における水浸CBR	10 以上	5 以下	KODAN A 1211

表-4.3.3 構造物裏込めの締固め

項目 \ 工種	裏込め材 A	裏込め材 B	備考
締固め度	95 %	90 %	KODAN A 1210
施工含水比	締固め度及び修正CBR 10以上を得ることの できる含水比	締固め度及び修正CBR 5以上を得ることの できる含水比	KODAN A 1210 KODAN A 1211
施工層厚	20cm以下	30cm以下	1層当りの 仕上り厚

また、上記のような裏込め材料を使用しても、付近の排水状況が不良である場合には締固め作業が著しく困難となるため盲暗渠を設けるなどして、排水状況を改良する必要がある。土工部分にはこのような精選材料を広範囲に使用して、将来の沈下をできるだけ減ずるようになるのが望ましいが、工費の増大を伴うため、橋梁の重要度や盛土路体の材質に応じて適宜その範囲を判断することとなる。

図-4.3.2に裏込め構造の施工例を示す。

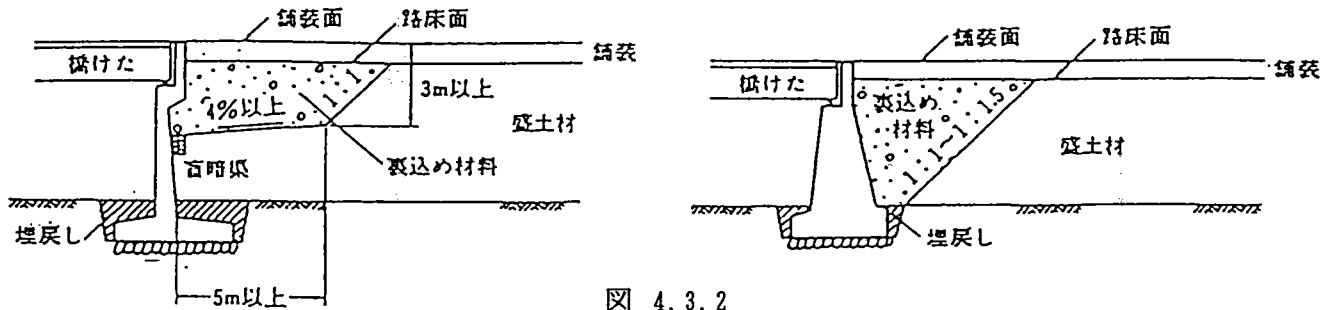


図 4.3.2

なお、河川堤防内に橋台が位置する場合で堤体が盛土形式になっている場合には、河水の浸透を抑える必要があるため、前述のような透水性の良い裏込め材料の使用は避け、河川堤体に使用している材料と同等もしくは、それ以上の材料を使用して、堤体の弱点とならぬよう施工にも十分なる配慮が必要である。

アプローチクッションとして踏掛版を使用する場合の範囲は、現地の状況や使用材料によって異なるが、一般的にはパラペット背面より4~6m程度である。踏掛版の材料としては鉄筋コンクリート版、PC版及び鋼製版などがある。図-4.3.3に示すように市街地での橋梁には水道管やガス管などの添架物があり、特に橋台背面で沈下する場合があります、このような場所に踏掛版を設置する場合には、それらの添架物の維持補修を考慮して、踏掛版を取り外すことができるように配慮しておく必要がある。

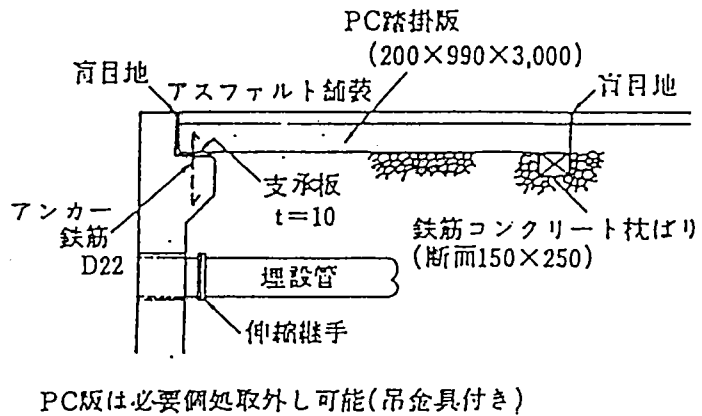
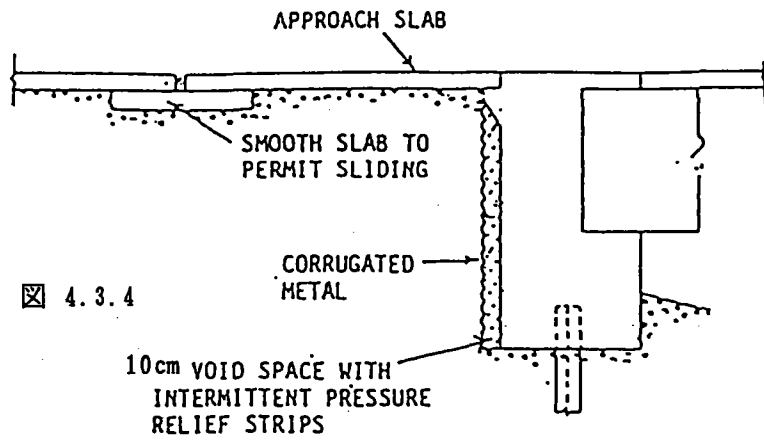


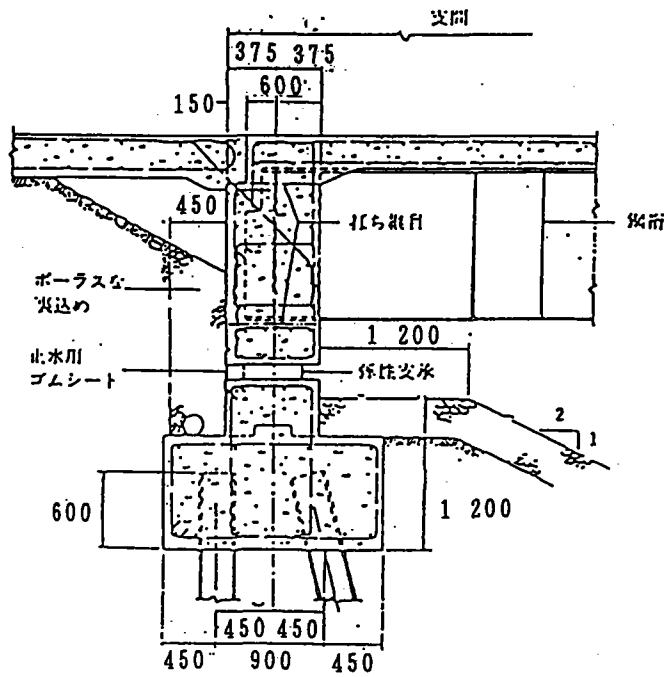
図 4.3.3

#### 4.3.3 裏込め構造 (柔構造)

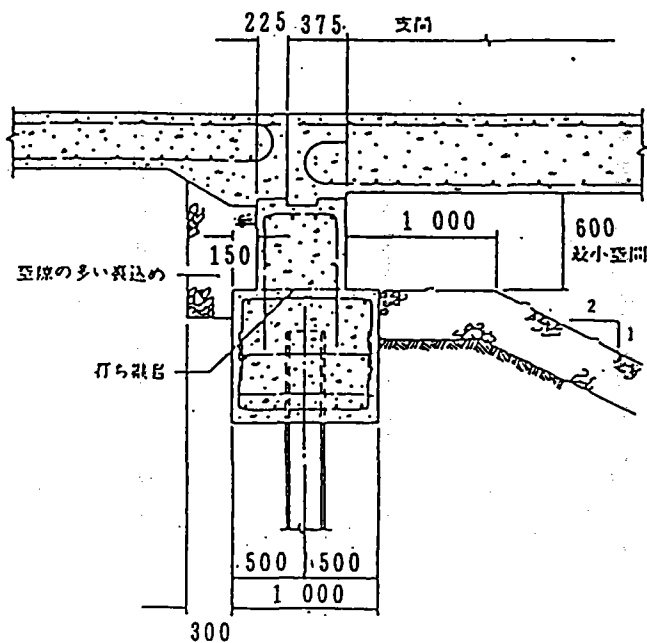
上下部を一体構造とした場合の構造解析によると、上部と下部との連結部の温度変化による水平変位は、下部構造の剛性にも影響されるが、一般的な上下分離構造の可動支承の水平変位の50%~80%となる。これらの変位を抑制することは、上部構造の軸力を増やすこととなり、上部構造の建設費が増大することとなる。そこで、この水平変位を容認し、橋台天端を上部構造の伸縮に合わせてある程度動けるようにすることが考えられる。この場合、裏込め構造は柔構造となる。このような施工例はアメリカやカナダにおいて増加しつつある<sup>3)4)</sup>。これらの構造例を図-4.3.4~図-4.3.6に示す。



☒ 4.3.4



☒ 4.3.5 アプローチスラブの下に空間のある一体構造の例(オハイオ州)



☒ 4.3.6 現場打ちコンクリート床版橋の一体構造の例(オハイオ州)

これらは同一構造ではないが、その特徴を列挙すると以下のとおりである。

- ・ 水平変位を小さくするために、橋長を制限する
- ・ 空隙の多い裏込め材料を用い、転圧を行わない(図-4.3.5)。締固め度の高い盛土部に施工する場合は空隙の多い裏込め材に置換する。
- ・ 裏込め材料が締め固まらないように、踏掛版を設置し、その下に空間を設ける。
- ・ 橋台と裏込めの変位を吸収する弾性材を挿入する(図-4.3.4)。
- ・ 橋台の水平移動時の土圧を軽減するため、橋台の高さを低くする。
- ・ 弾性支承を用いた構造とする(図-4.3.6)。
- ・ 橋台の曲げ剛性を小さくするために、1列の鉛直杭を採用し、H鋼杭を採用する場合は弱軸を橋軸方向に一致させる。

また、橋台や踏掛版とそれに接続しているコンクリート舗装との間には伸縮目地が設置されている。その施工例を図-4.3.7に示す。

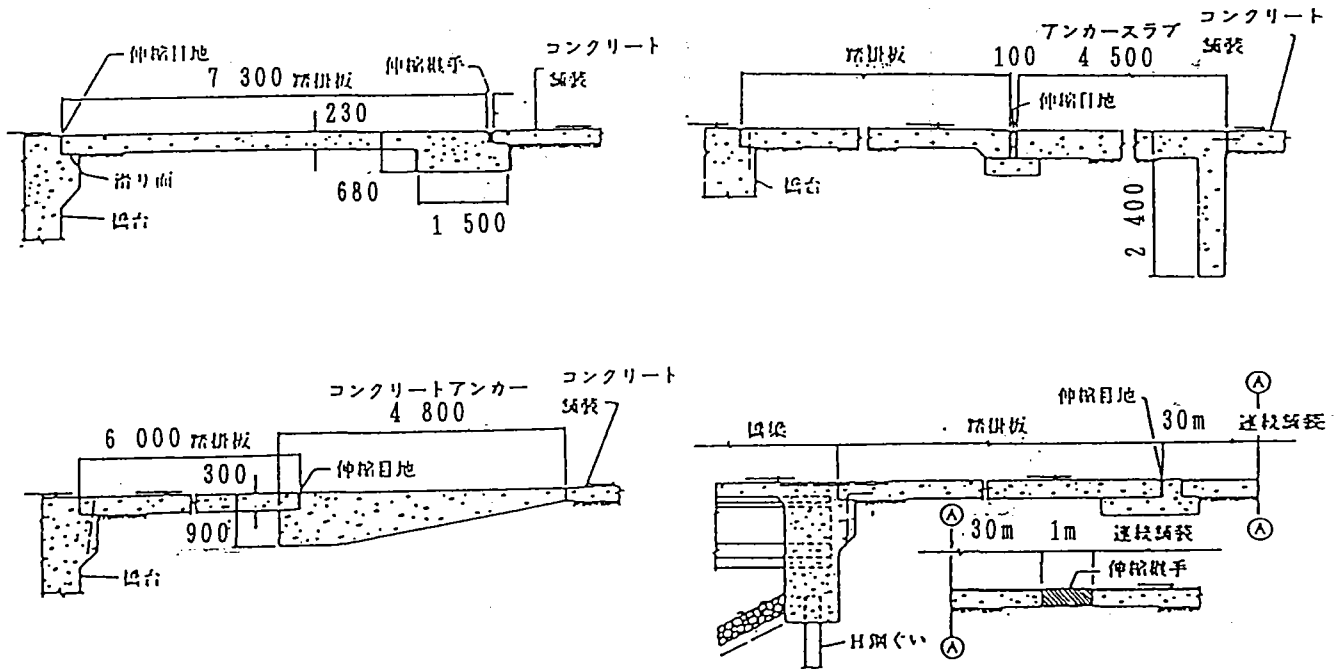


図 4.3.7 一体構造の橋梁と舗装との接続部の実施例

#### 4.3.4 裏込め構造(剛構造)

前項で述べた裏込めを柔構造にすることは、これまで国内で施工された上下部分離構造と相反することとなる。柔構造の特徴として採用されている一列杭方式は、地震の多い我が国では無理がある場合も考えられる。そこで、橋台天端の水平変位を抑制するために、図-4.3.8に示すようなグランドアンカーを採用した剛構造の橋台が考えられる。



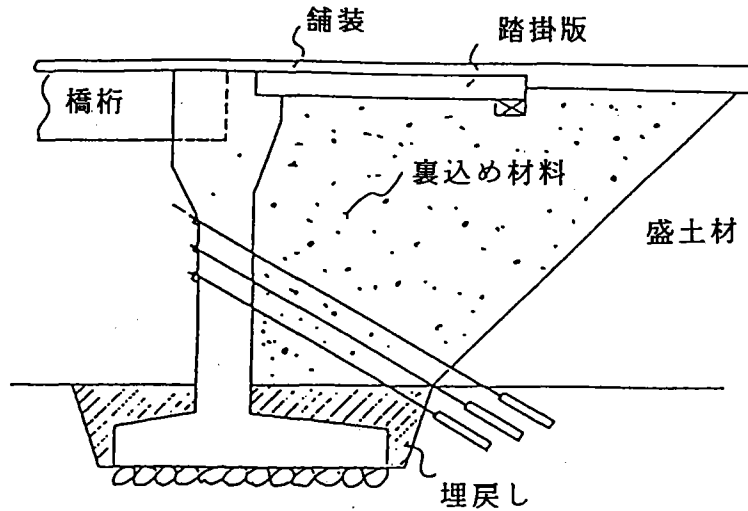


図 4.3.8

アンカーは、アンカー体が岩盤部にあるか、土砂部にあるかによってロックアンカーとソイルアンカー(またはアースアンカー)に区別される。また、アンカー体の定着方式により、摩擦型アンカー、支圧型アンカー及び複合型アンカーに分けられる。

図-4.3.8に示した構造は、桁の収縮(温度降下時)に対し、アンカーの引張材にて抵抗し、桁の伸長(温度上昇)に対し、橋台背面の土圧で抵抗させるものである。

このような形式を採用すると、上部工の温度変化による水平変位を抑制することとなり、上部構造は、温度変化による軸力が増加するので、これらに対処できる断面設計が必要となる。その反面、橋台背面の移動が少なくなるため、裏込め土砂の沈下をある程度抑制することが可能となるであろう。

(参考文献)

- 1) 日本道路協会、道路橋示方書 下部構造編
- 2) 建設産業調査会、橋梁ハンドブック編集委員会、設計施工のための橋梁ハンドブック
- 3) A. M. Wolde-Tinsae, L. F. Greimann, B. V. Johnson, "Performance of Integral Bridge Abutments", IABSE PROCEEDINGS P58/83.
- 4) Martin P. Burke, Jr., "Bridge Deck Joints", National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 141.
- 5) 土木工学ハンドブック 第27編 第8章

## 4.4 伸縮継手

### 4.4.1 はじめに

道路橋の伸縮継手部は、上部構造の温度変化等による変形を吸収しながら、路面の平坦性と連続性を保持するためにある。橋梁の構造的な安全性のみならず、通行車両の走行性にとって、これが重要な役割を果たしていることは言うまでもない。ところが、車両の輪荷重を直接受けるために損傷が激しく、また舗装の摩耗等による段差が発生し、その結果様々な問題を誘起する要因となっている。例えば、車両の走行における不快な衝撃力の発生、橋梁の振動や騒音による沿道への影響、さらには伸縮継手部の損傷に対する維持補修の作業、及び作業に伴う交通規制による渋滞の発生等の問題がある。したがって、道路管理上の重要な課題の一つとして、単に伸縮継手の維持管理だけでなく、広く道路環境を保全するためにも、その対応策が求められている。

この対策の一つとして道路のノージョイント化が考えられている。ノージョイント化の主な方法として次の3つの方法が現在研究開発または、実施されている。

- ① 橋梁の連続化(桁自身の連続化)によるノージョイント化
- ② 床版と舗装路面部でのノージョイント化
- ③ 舗装路面部のみでのノージョイント化

### 4.4.2 橋梁の連続化について

ジョイントの数量を減らすための方策の一つとして、連続桁形式の採用がある。連続桁の採用は橋梁の耐震性を高めるうえでも効果的である。連続桁形式には地震力の分散の方法から、地震時の水平反力を特定の橋脚に集中させる集中固定方式と各橋脚に分散させる分散固定方式に分けられる。

集中固定方式では、固定支承が設置された橋脚には地震時の水平力が集中して作用するため、その橋脚の寸法が大きくなる。

一方、分散固定方式は、橋脚と桁を結合して、地震時の水平力を各橋脚に分散させるとともに、橋脚と桁の結合によって生じる温度変化及びコンクリートの乾燥収縮やクリープによる水平反力を構造上の配慮によって軽減、分散するものである。分散固定方式に対する形式としては、多ヒンジ形式及び接合装置を用いる形式がある。多ヒンジ形式は桁と橋脚をヒンジ結合したものであり、地震時の水平反力を各橋脚に分散させるとともに、フレキシブルな橋脚や基礎を用いることによって、温度変化及びコンクリートの乾燥収縮やクリープによって生じる水平反力を橋脚や基礎の変形で軽減させることができる。

#### 4.4.3 床版と舗装部でのノージョイント化

既設橋梁を対象とした床版のノージョイント化の例として、鋼単純合成I桁を対象としたノージョイント化の例を図-4.4.1に示す。この例では、主桁上フランジ及び端横桁上フランジ間を連結盤で連結し、その上に床版及び舗装を連続的に打設している。このノージョイント工法は比較的簡単な機構からなるが、温度変化及び地震時における橋脚の反力分担が変化するため、橋脚や基礎に対する応力照査及び反力分散の検討等が必要になる。

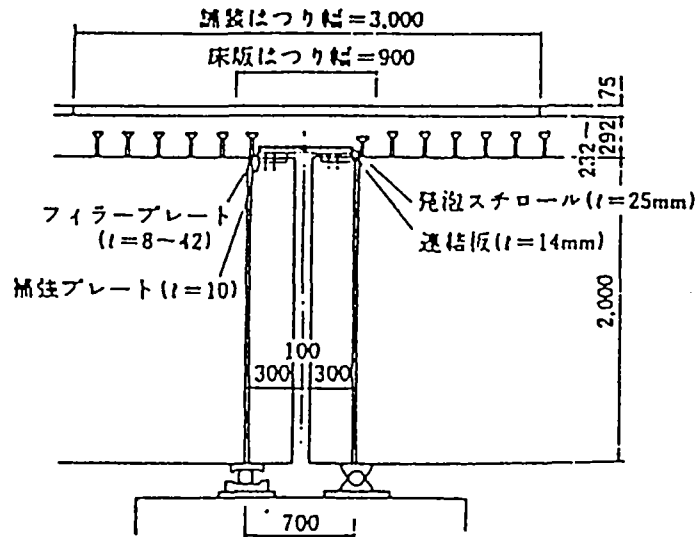


図 4.4.1 床版と舗装路面部でのノージョイント化の例  
(鋼単純合成I桁の場合)

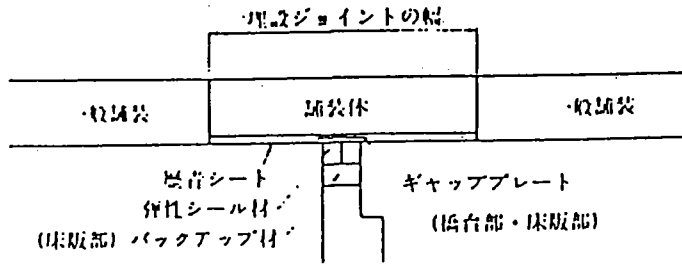
#### 4.4.4 舗装路面部のみでのノージョイント化

騒音、振動の少ないジョイントに関して、舗装路面の連続性を保てる形式のジョイントの研究開発が進められている。図-4.4.2に代表的な2つの工法を示す。タイプ-Aの工法は、プレキャストの舗装体、歴青シート、ギャッププレート、目地材等から構成されている。このタイプの特徴としては、二つほど挙げられる。一つは、ギャッププレートによりジョイントの伸縮機能を確保しつつ、生じた伸縮を歴青シートによって分散させてノージョイント化に伴う舗装のクラック発生を防止している点である。二つ目は、プレキャスト舗装体と一般舗装部の間に設けられた目地材でも伸縮を吸収している点である。この工法はの利点としては既設の橋梁に適用できること、補修が容易であることが挙げられる。ただし、歴青シートと床版及び舗装体の接着が十分でない場合には舗装体と床版の間に滑りが生じ、その影響で舗装体に早期の破損が生じることがある。

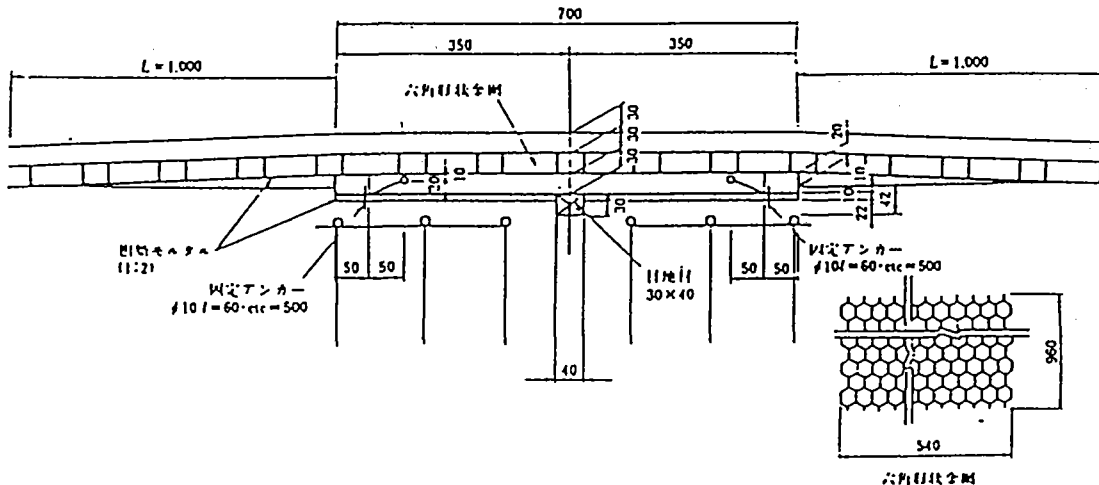
タイプBは、六角形状の金網を用いた工法である。なお、この工法と類似なものとして伸縮性の金網やジオテキスタイル等が用いられた工法もある。この工法の特長は、プレキャスト舗装体を用いていないため、舗装が一体的に施工できること、及び橋梁の伸縮を比較的広い範囲で吸収できることが挙げられる。一方、注意しなければならない点としては、床版への金網等の固定が不十分な場合には、金網等により舗装が上下に分断され、この影響で舗装の破損が生じ易いこと、また、金網等が厚い場合には舗装との一体化が失われ、その箇所にクラックが生じ易いことが挙げられる。これらの舗装路面部のみでのノージョイント工法の適用にあたっては、舗装厚をあまり薄くしないこと、タックコート等の接着を十分行うこと、及びアスファルト混合物として比較的クラックの発生に強いゴムを添加したバインダを使用することなどに留意する必要がある。

#### 4.4.5 上下部一体構造への適用

上下部一体構造の場合、一般橋梁で用いられている伸縮継手は必要ないものと考えられる。例えば、上部工と下部工を剛結とした場合には橋台の裏込め土、踏掛版等に留意する必要があるが、橋台前面には何ら用いる必要はない。しかし、上部工と下部工をヒンジにて結合した場合には、回転による路面部での移動量を何らかの方法で吸収する必要があるため、4.4.4で挙げた形式を使用することになると考えられる。



(a) タイプA：プレキャストの舗装体を用いた例



(b) タイプB：六角形状の金網を用いた例

図 4.4.2 舗装路面部でのノージョイント化

#### 参考文献

- (1) 中島 : 伸縮装置, 橋梁と基礎(1986.8)
- (2) 高速道路調査協会 : 橋梁伸縮装置に関する調査研究報告書(1984.3)
- (3) 藤井, 駿河, 梶谷, 青野: 伸縮継手のない橋梁・高架の提案, 橋梁と基礎(1987.6)

## 4.5 下部工について

### 4.5.1 はじめに

従来構造の下部工は、上部工支点反力を荷重として考慮はするが、下部工単独で設計されているのが普通である。しかし、上下部一体構造となると、支点反力だけではなく、以下に示すような上部工の影響を受けることになる。

- ① 上部工の温度変化による影響を受け、転倒モーメントが発生する。
- ② 地震時の水平力を分散できる。
- ③ 上部工が下部工に対してストラットの役割を果たし、転倒に対して有利となる。
- ④ 上下部接合部である下部工上端にモーメントが発生する。

下部工は、その支持地盤条件によって構造形式や構造寸法が左右されるため、一概に断定することはできないが、転倒に対して有利なことから従来構造よりもコンパクトにすることが可能と考えられる。第5章では、あるモデルを仮定した従来構造と上下部一体構造とについて比較しているので参照されたい。

次に、海外において上下部一体構造として施工された橋梁が報告されているため、それについて述べることにする。

### 4.5.2 海外での実施例

アメリカでは、1946年に橋台と橋桁を一体構造 (Integral Abutment) とした橋梁が施工されてから、現在まで多くの施工実施例が報告されている。代表的な一体構造の実施例<sup>1) 2)</sup>を、図-4.5.1に示す。

これら一体構造の詳細は、一体構造を採用している各州で多少異なっているが、概ね次の4項目に対して何らかの考慮がなされているようである。

- ① 橋台の裏込めに発生する受働土圧を軽減させる。
- ② 基礎を含む橋台の剛性を小さくする。
- ③ 踏掛版を設置する。
- ④ 路面に伸縮目地を設ける。

橋台本体に対するこれらの具体的な構造詳細としては次の様である。

- ・ 橋台の高さを低くする。
- ・ 橋台の中に弾性支承あるいはヒンジ構造を設ける。
- ・ 細長い鉛直杭を1列のみとする。
- ・ H鋼杭を用いる場合は弱軸を橋軸方向に向ける。
- ・ 強固な支持層の場合には削孔し良質材に置き換えてから杭を打つ。

これらの実施例では、一体構造とした場合の橋桁に生ずる橋軸方向の応力を減少させるために、積極的に橋台をフレキシブル (柔軟) な構造にしているようである。

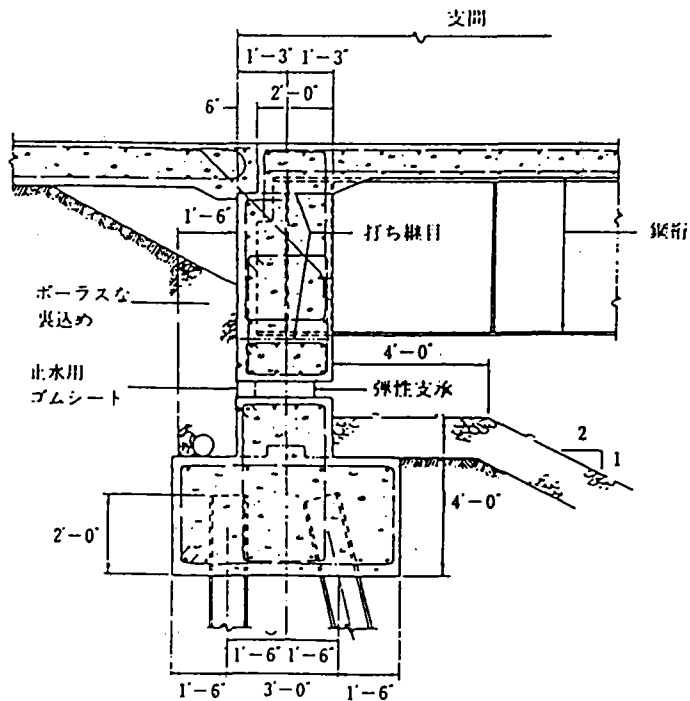
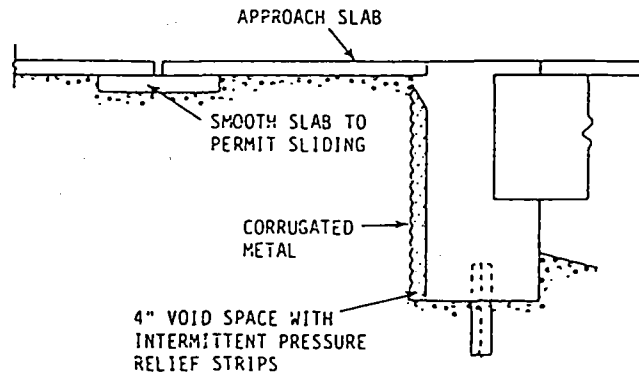
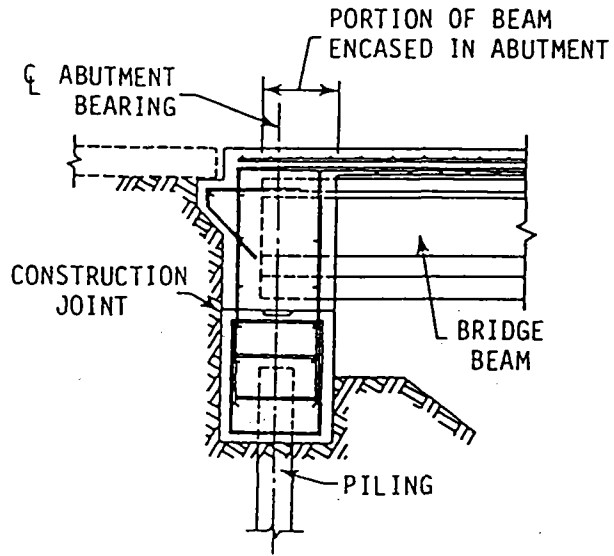


図 - 4.5.1 一体構造実施例

(参考文献)

- 1) A. M. Wolde-Tinsae, L. F. Geimann, B. V. Johnson, "Performance of Integral Bridge Abutments", IABSE PROCEEDINGS P-58/83.
- 2) Martin P. Burke, Jr., "Bridge Deck Joints", National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 141.