

第2編 設計

第1章 総則

この統一マニュアルは、大阪モノレールの延伸部（門真市～瓜生堂区間）P908(No.215+88.309)～P1234(No.302+91.000)の橋梁構造物設計に適用する。

<解説>

この設計統一マニュアルは、各種モノレール基準の適用方法や構造細目の設定について、方針の共通化を図り業務間の統一を図るものである。

なお、個別の事情のため、設計統一マニュアルに従うことによって不具合が生じる場合は、別途検討を行い問題解決を図ってもよい。

第2編 設計

第2章 上部工

2-1. 上部工形式一覧表

モノレールに用いられる主な上部工形式は、標準PC軌道桁、単純鋼軌道桁、連続鋼軌道桁、モノレール橋、その他（単線鋼軌道桁、分岐橋等）がある。

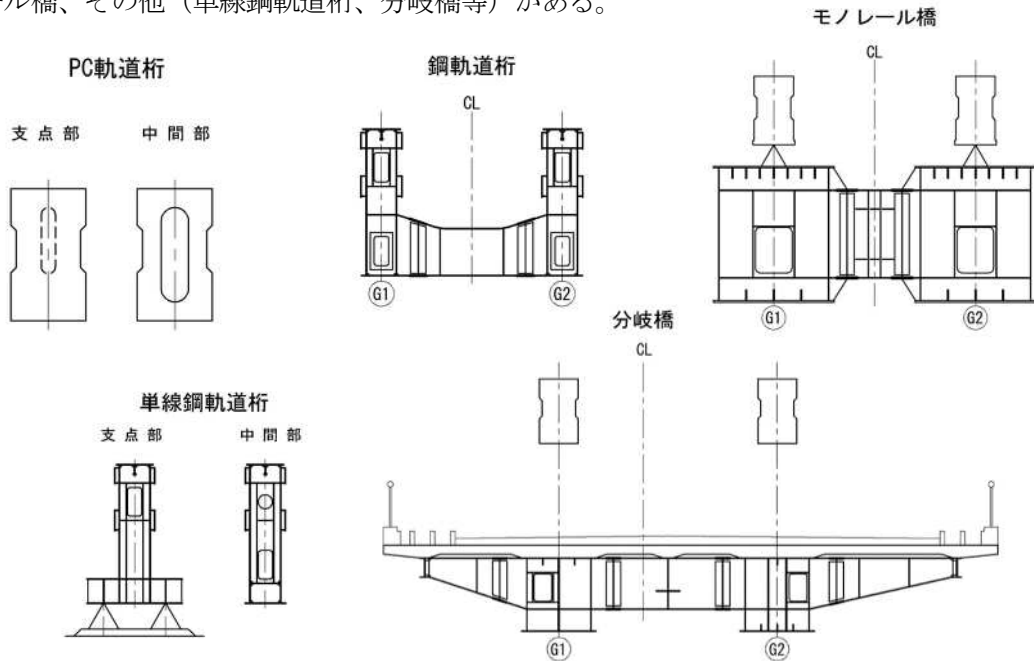


図 2-1.1 主な上部工構造形式

主な上部工形式の適用支間長を表 2-1.1 に示す。

表 2-1.1 軌道桁形式と適用橋長及び径間長

形 式	適用橋長及び径間長
標準 PC 軌道桁	$L \leq 22\text{m}$
単純鋼軌道桁	$L \leq 50\text{m}$
連続鋼軌道桁	$L \leq 60\text{m}$
モノレール橋	$L > 50\text{m}$

上部工の構造形式選定としては、基本的には、PC軌道桁を適用するものとし、図 2-1.2 のフローチャートに従って選定する。

第2編 設計

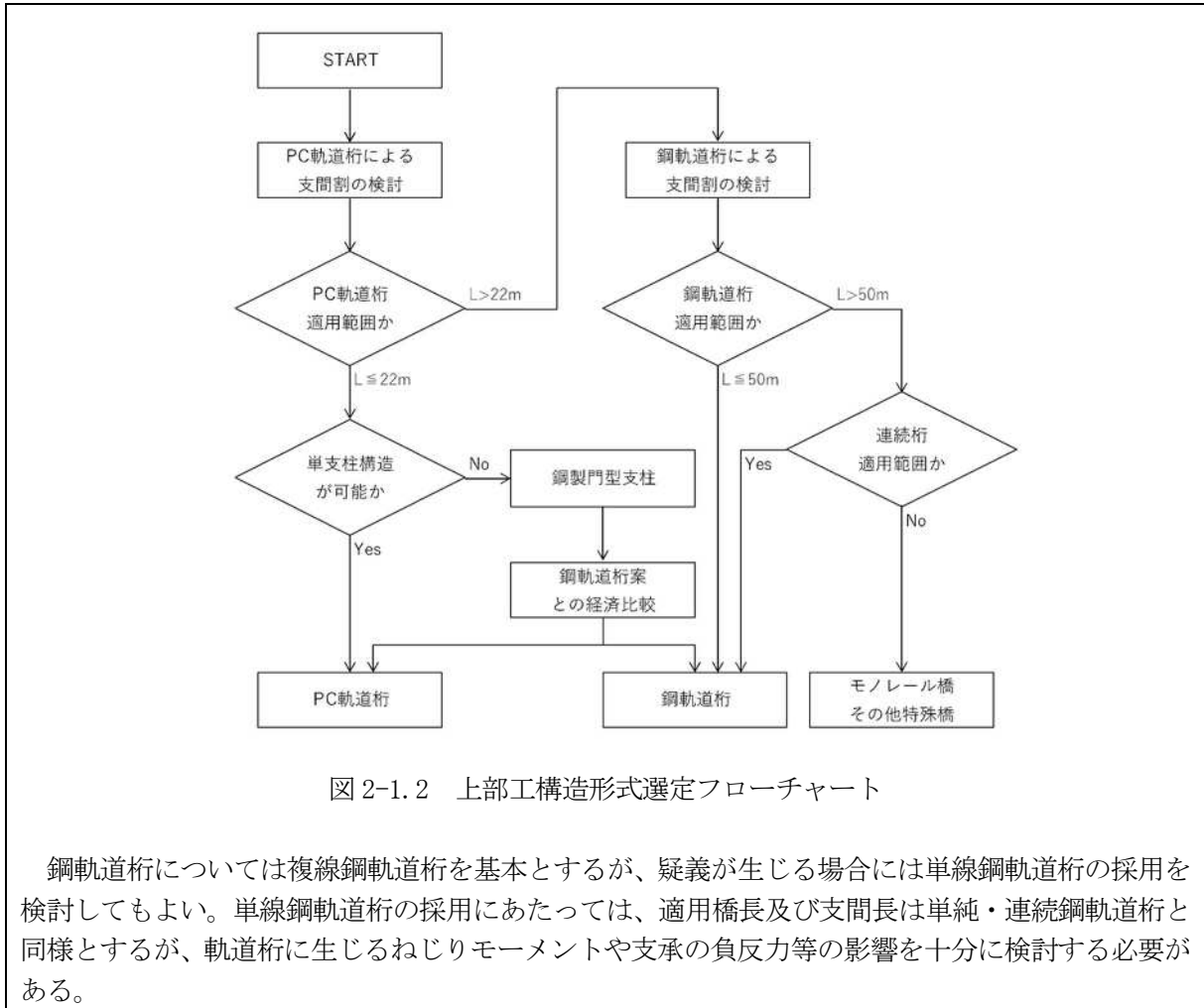


図 2-1.2 上部工構造形式選定フローチャート

鋼軌道桁については複線鋼軌道桁を基本とするが、疑義が生じる場合には単線鋼軌道桁の採用を検討してもよい。単線鋼軌道桁の採用にあたっては、適用橋長及び支間長は単純・連続鋼軌道桁と同様とするが、軌道桁に生じるねじりモーメントや支承の負反力等の影響を十分に検討する必要がある。

<解説>

構造形式の決定にあたっては、上部工構造、支柱構造、基礎構造の各要素について、安定性、施工性、経済性等を考慮し、総合的判断のもとに決定しなければならない。

橋長 50m を超えるモノレール橋の形式は、軌道面から桁下までの高さが大きくなる。この形式採用により縦断勾配が必要以上に大きくなる場合や長大径間長となる場合は、その他形式について比較検討を行うこととする。

2-2. 上部工基本条件

2-2-1. 適用の範囲

この節は、軌道桁上部工の設計に適用する。

<解説>

鋼橋の設計条件等については、2-3節に記載しているが、PC軌道桁の選定等については、この節に記載している。

第2編 設計

2-2-2. たわみの設計制限値

活荷重（衝撃を含まない）による軌道桁の最大たわみは、
 $L/600$ (m) L : 支間長(m)
 以下とする。この場合、車両は複線を載せる構造物については、複線載荷の状態を検討する。

2-2-3. 作用

軌道桁の設計にあたっては、第1編第2章に示す作用、作用の組合せ、荷重係数を考慮する。

2-2-4. PC軌道桁

現在PC軌道桁のタイプは10タイプあり、これらの中で適用できることを確認する。基本的には、表2-2-4.1を適用する。

表 2-2-4.1 PC軌道桁の適用範囲

コンクリート設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	軌道桁曲率半径 R(m)	最大橋長 L(m)
45	$\infty \sim 1000$	22
	$\infty \sim 700$	21
	$\infty \sim 100$	20
60	$\infty \sim 700$	22
	$\infty \sim 100$	21

橋長は、図2-2-4.1に示すように目地中心間曲線長とする。なお橋長 $L = \text{設計スパン} + 1.1\text{m}$ とする。

スパン割寸法は、線路中心で表示しているのので、曲線部については、上下線別に橋長を求める。

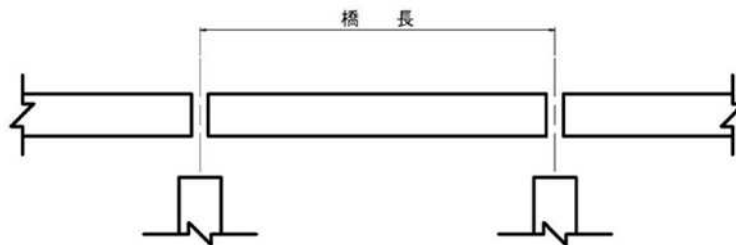


図 2-2-4.1 橋長（目地中心間曲線長）

第2編 設計

曲率半径は、図 2-2-4.2 に示すように 1 径間における最小半径をその軌道桁の設計半径とする。

$$R = R_{min}$$

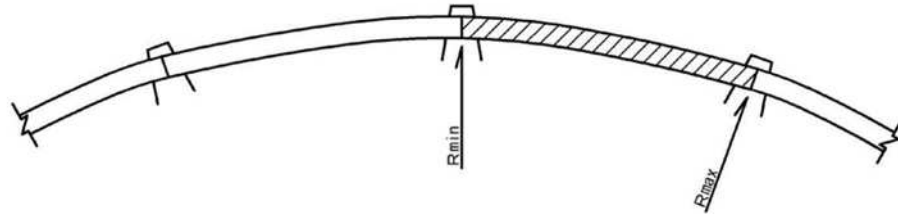
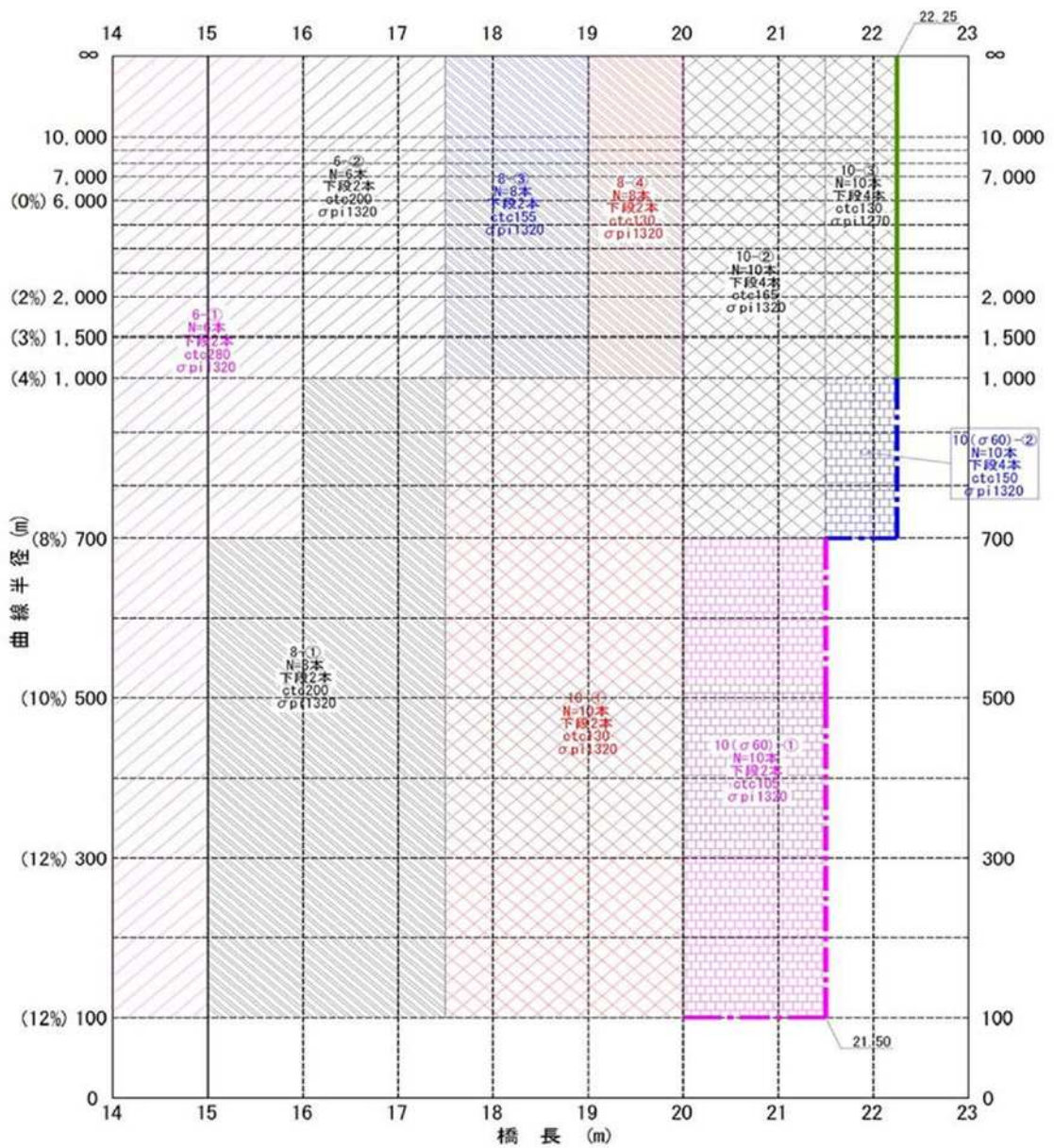


図 2-2-4.2 曲率半径

表 2-2-4.2 PC軌道桁設計番号適用範囲表 (運用スパン)



※表記なきコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{cK}=45N/mm^2$ とする。

第2編 設計

表 2-2-4.3 沓種別適用表

橋 長	支承種別	備 考 (略記号)
20.7 ≦ L < 22.6	22mタイプ	L
19.2 ≦ L < 20.7	20mタイプ	M
L < 19.2	17mタイプ	S

PC軌道桁の上部工反力の算出にあたっては、「大阪モノレール構造物設計要領（RC支柱運用編平成13年2月）」を準用する。

<解説>

PC軌道桁のスパン割検討を行う場合、PC軌道桁としての制約条件を考慮していないと、製作不可能な桁や断面が不足して設計不可能な桁が生じる恐れがあるため、計画時にコントロールしておく必要がある。

製作上の最小スパンは10mまでとする。10m以下のスパンを設けなければならないときは、近くの鋼桁のスパンを可能であれば延長するか、(下部工を1基減らして鋼桁を長くするのが有利) 21m または 20m に短縮させる等の全体調整を行う。

第2編 設計

2-3. 鋼橋設計条件

2-3-1. 鋼軌道桁

(1) 鋼軌道桁断面及び平面一般形状

1. 腹板高

腹板高の決め方は、走行面の軌道桁中心位置から腹板下端までとする。

注) 上フランジ厚さも含む。

2. 腹板間隔

腹板間隔は、腹板の外間隔とする。

3. モノレールの計画高 (縦断)

モノレールの計画高は、モノレール中心線 (線路中心) 上で設定している。

KUDARI(G1),NOBORI(G2)の計画高さは、モノレール中心線上で法線を立てて、それぞれライン (G1 or G2) と交わった点がそれぞれの計画高さとなる。(図 2-3-1.1 モノレール計画高)

4. ケーブルラック幅

1000 mmは標準的な幅であり、P C桁との取り合い等で変化するため注意する。

5. 記号の説明 (図 2-3-1.2、図 2-3-1.3)

M	設計目地中心線
GE 1, GE 2	鋼軌道桁桁端
S 1, S 2	鋼軌道桁沓位置
C 1~C 7	横桁位置
G 1	KUDARI 側主桁中心線
G 2	NOBORI 側主桁中心線
KCL, NCL	KUDARI 及び NOBORI 軌道中心線
W1L1, W1R1	KUDARI 側腹板外面
W2L1, W2R1	NOBORI 側腹板外面
CL	モノレール中心線
KOCL	構造中心線

注) KOCL (構造中心線) は、各橋架で決定すること。

構造中心線を決定する際は、下横構が構造中心線に対してなるべく対称になるように配置する。

L	モノレール中心線上の橋長を示す。
L 1	モノレール中心線上の桁長を示す。
L 2	モノレール中心線上の支間を示す。
L 3, L 4	モノレール中心線上の横桁の割付寸法。

注) 横桁間隔を割り付ける際は、各橋梁の平面形状を見て横桁がバランス良く配置されるよう、モノレール中心線G 1, G 2 構造中心線を基準にして割り付けても良い。

e	腹板中心間隔と軌道中心線の偏奇量
---	------------------

第2編 設計

別紙に示す「腹板間隔の決定要領」「腹板間隔を設定する位置」等によること。

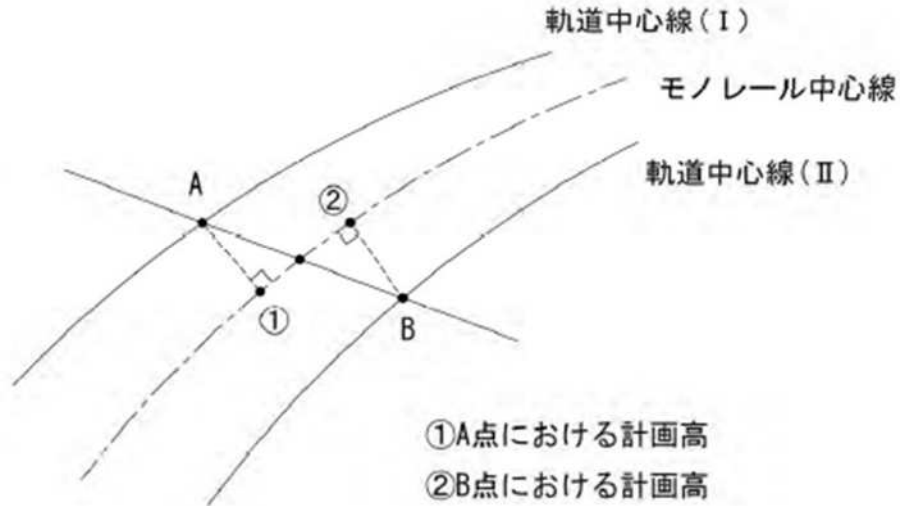


図 2-3-1.1 モノレール計画高

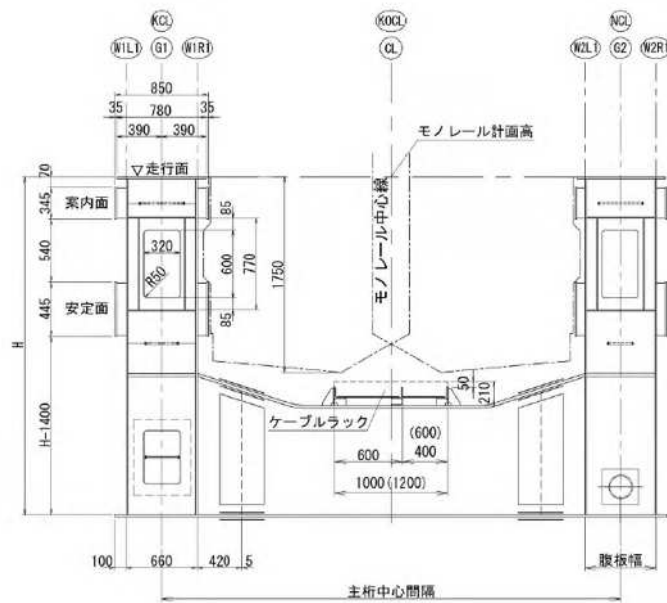
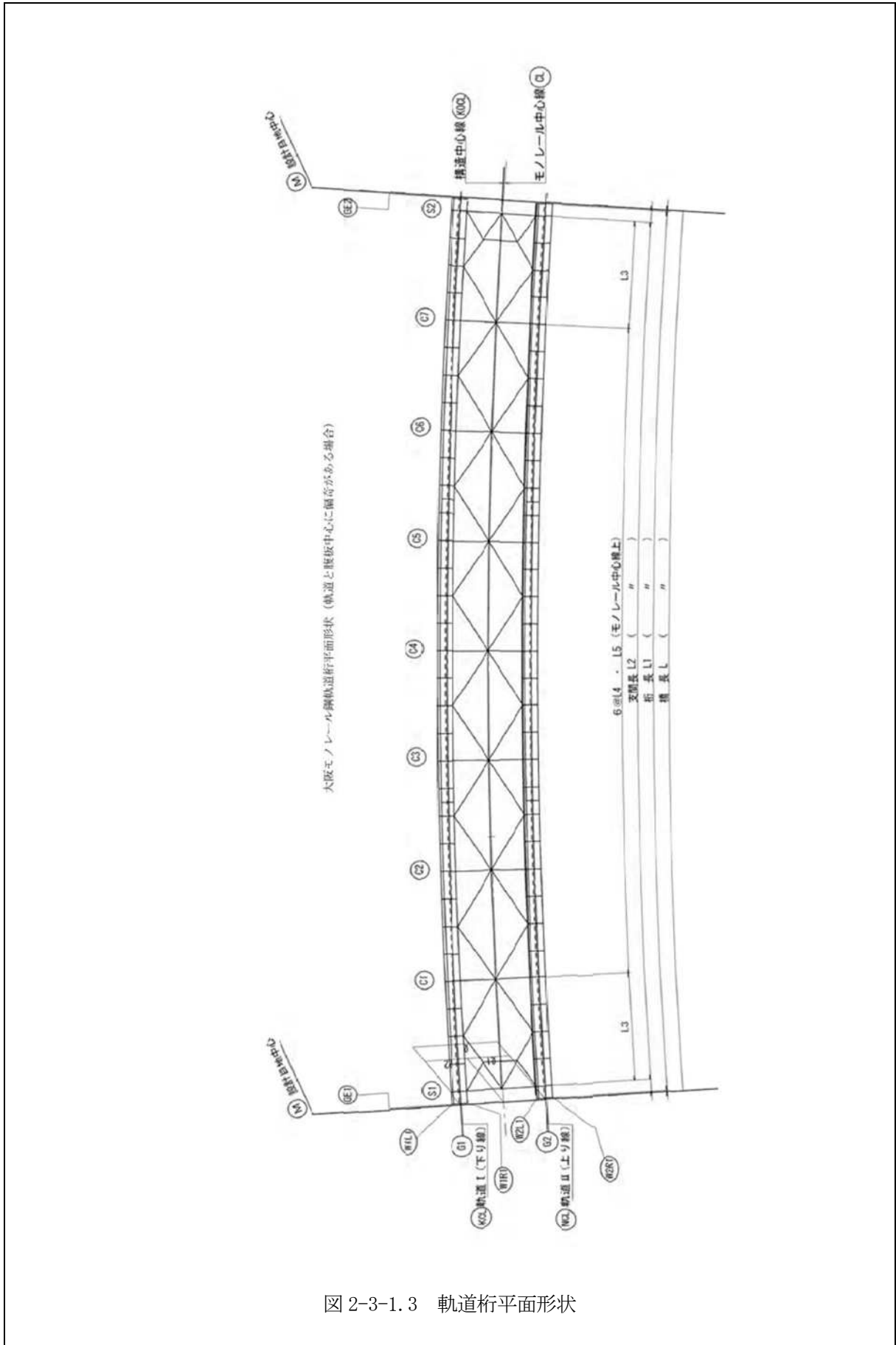


図 2-3-1.2 軌道桁断面形状

第2編 設計



第2編 設計

6. 横桁、横構配置

横桁間隔は、「道示Ⅱ(鋼橋編)」13.8 対傾構の規定を準用し、6m以下で、かつ、フランジ幅の30倍を超えない間隔にする。

図2-3-1.4、表2-3-1.1に横桁、横構の配置案を示す。Lは、モノレール中心線上の寸法とする。この配置案に従うことが困難な場合は、別途検討を行う。

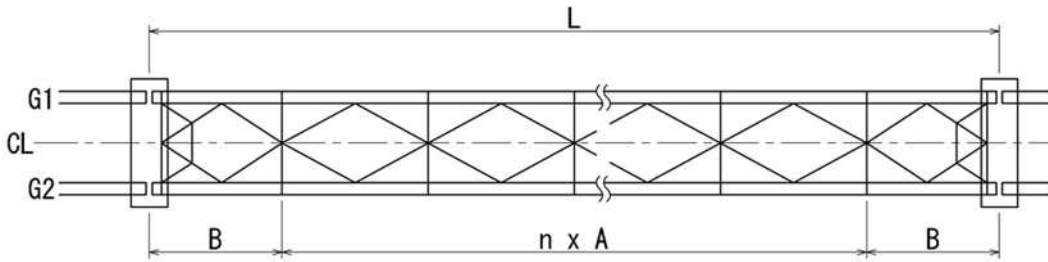


図2-3-1.4 横桁、横構配置案

表2-3-1.1 径間長ごとの横桁配置

径間長 L (m)	中央部 パネル数 n	中央部 パネル長 A (m)	端部 パネル長 B (m)	径間長 L (m)	中央部 パネル数 n	中央部 パネル長 A (m)	端部 パネル長 B (m)
25	3	5.000	5.000	43	6	5.400	5.300
26	3	5.200	5.200	44	6	5.500	5.500
27	3	5.400	5.400	45	6	5.700	5.400
28	3	5.600	5.600	46	6	5.800	5.600
29	3	5.800	5.800	47	6	5.900	5.800
30	3	6.000	6.000	48	6	6.000	6.000
31	4	5.200	5.100	49	7	5.500	5.250
32	4	5.400	5.200	50	7	5.600	5.400
33	4	5.500	5.500	51	7	5.700	5.550
34	4	5.700	5.600	52	7	5.800	5.700
35	4	5.900	5.700	53	7	5.900	5.850
36	4	6.000	6.000	54	7	6.000	6.000
37	5	5.300	5.250	55	8	5.500	5.500
38	5	5.500	5.250	56	8	5.600	5.600
39	5	5.600	5.500	57	8	5.700	5.700
40	5	5.800	5.500	58	8	5.800	5.800
41	5	5.900	5.750	59	8	5.900	5.900
42	5	6.000	6.000	60	8	6.000	6.000

- 中央部パネル数
 $n = (L / 6.000) - 2$
nは、小数第1位を切り上げた整数とする。
- 中央部パネル長
 $A = L / (n + 2)$
Aは、小数第2位を切り上げ小数第1位まで求める。
- 端部パネル長
 $B = (L - n \times A) / 2$

曲線橋の場合は、外側主桁の横桁間隔を6m以下とするよう、図2-3-1.5に示す外側主桁径間長L1とモノレール中心線の径間長L2より、下式により中央部、端部のパネル長を算出する。

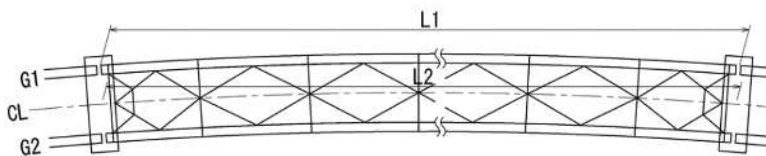


図2-3-1.5 曲線橋の場合の径間長

- 中央部パネル数
 $n = (L1 / 6.000) - 2$
nは、小数第1位を切り上げた整数とする。
- 中央部パネル長
 $A = L2 / (n + 2)$
Aは、小数第2位を切り上げ小数第1位まで求める。
- 端部パネル長
 $B = (L2 - n \times A) / 2$

第2編 設計

<解説>

横桁配置（パネル割り）については、中間部をラウンド寸法で等分のパネル割とし、端数の寸法は端部パネルで処理するようにしている。径間長をもとに等分割に近づけたパネル割りとすることにより、支承線から第一横桁までの端部パネル長を中間部より短くなるようにしている。

支承線から第1横桁までのパネル長が、起点側と終点側が異なる場合は、合わせるように端部パネル長を微調整してもよい。

曲線橋の場合は、曲線外側（長い側）の主桁径間長をもとに分割数を決めることにより、曲線外側主桁の横桁間隔が6m以下になるようにしている。

(2) 桁高の決め方

大阪モノレール鋼軌道桁の設計実績及び大阪府北部特定事業建設事務所で行われた疲労試験結果を反映し、ケーブルラック及びケーブルラック支持金具等の付帯物（支障物）を取り付けた場合、機能的に十分満足するように桁高を決定する。

図2-3-1.6に、既往の実績より支間長と桁高の関連を示す。

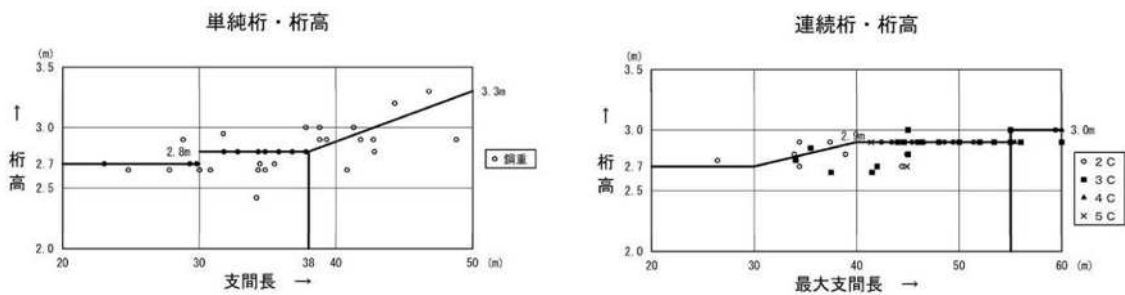


図2-3-1.6 支間長と桁高

<解説>

参考資料

- a) 大阪モノレール軌道桁建設工事 構造変更一覧（昭和61年3月12日）
（大阪府北部特定事業建設事務所）
- b) 大阪モノレール軌道桁付帯工事 施工計画書（昭和60年12月）
（大阪モノレールPC軌道建設工事共同企業体）

第2編 設計

(3) 走行面より横桁天端までの寸法および仕口部上フランジ勾配の決め方

走行面より横桁天端までの高さを決める場合は、大阪モノレール構造基準より曲線部における建設限界の拡幅量を考慮し、ケーブルラック限界外（図2-3-1.7参照）にモノレール建築限界がおさまるように決める。

例) 直線鋼軌道桁（設定カント無し）の場合

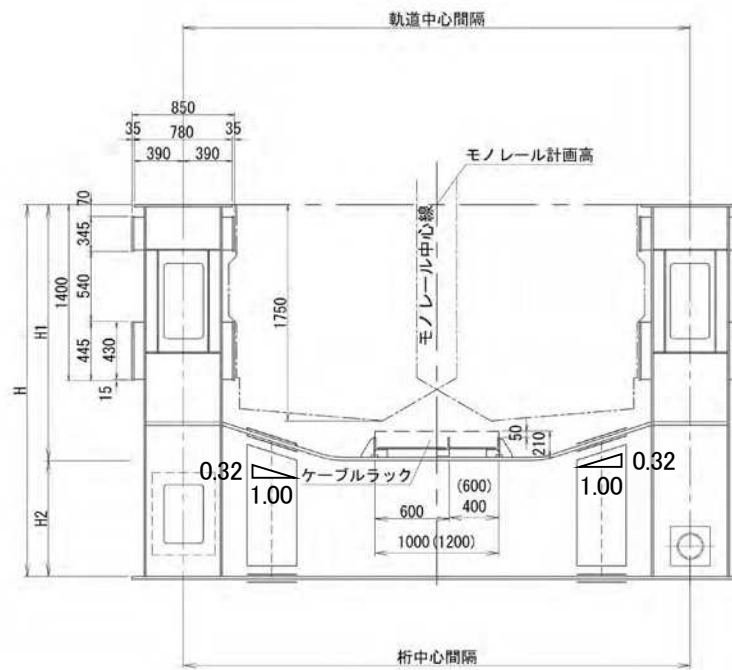
：走行面から建築限界の最下端迄 $h=1,750\text{ mm}$

：横桁上フランジ天端からケーブルラック天端迄 $h=160+50=210\text{ mm}$

：走行面から横桁天端迄 $H1=1750+210=1960\text{ mm}$

従って、走行面より横桁天端までの高さは、 $H1=1960\text{ mm}$ 以上を確保する。但し線間が広い場合は、この限りではない。

仕口部の上フランジ勾配は、 $1:0.32$ を一定（固定）とする。なお、不具合が生じる場合は、別途検討する。



※Hは最低2.70mとする。

図2-3-1.7 走行面より横桁天端までの寸法と仕口部上フランジ勾配

<解説>

「大阪モノレール鋼軌道桁 疲労設計・施工要領」（平成6年3月）では、仕口部の上フランジ勾配について、 $1:0.32$ として作用応力算出式の提示等が行われている。よって、基本的には $1:0.32$ を一定とする。

(4) 横桁高さの決め方

横桁と軌道桁連結部は、疲労破壊を起こしやすい形状であるため、「大阪モノレール鋼軌道桁疲労設計・施工要領」及び後頁の横桁の設計を満足できる桁高さを確保する。

第2編 設計

(5) 大阪モノレール鋼軌道桁腹板間隔の決定要領

1. 概要

鋼軌道桁の腹板間隔は、走行面のカントによって変化させる。

- ・カントなしの場合は、最大 660 mm とする。
- ・カントあり（平面曲線が対象）の場合は、建築限界の倒れにより、溶接部及び安定面の取付に支障が生じるため、カントに応じて腹板間隔を決める。

2. 軌道桁と建築限界の関係

- a) 直線桁（設定カント無し）の場合。（図 2-3-1.8 参照）
- b) 設定カントが設けられた場合。（図 2-3-1.9 参照）

3. 設定カントが設けられた場合は、図 2-3-1.9 のイ点、ロ点のように建築限界が腹板に接近するため、支障が生じないように十分検討し、腹板間隔を決定する。

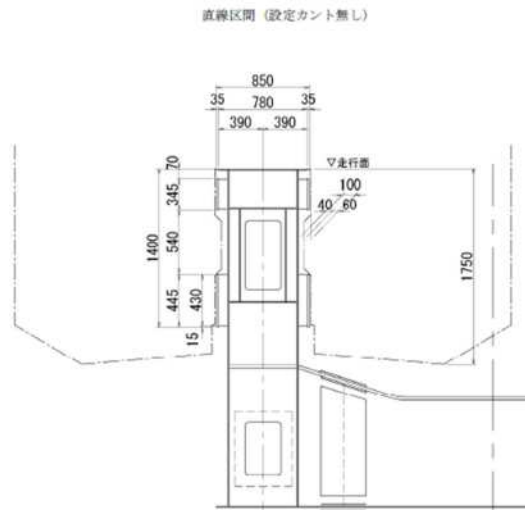


図 2-3-1.8 直線区間（設定カントなし）

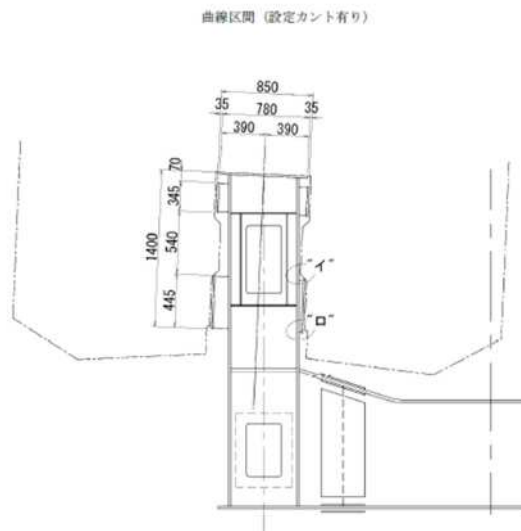


図 2-3-1.9 曲線区間（設定カントあり）

第2編 設計

4. 標準断面（設定カント無し）における添接位置及び安定面取付け位置での施工余裕。（図 2-3-1. 10 のイ部、ロ部詳細図参照）

$$\begin{aligned} \varnothing 1 &= (860 - 660) \times 1/2 = 100 \text{ mm} \\ \varnothing 2 &= (860 - 660 - 120) \times 1/2 = 40 \text{ mm} \\ t1 &= 9 \text{ mm} \\ t2 &= 9 \text{ mm} \\ t3 &= 6 \text{ mm} \\ H1 &= 14 \text{ mm} \end{aligned}$$

施工余裕

$$\begin{aligned} \varnothing 3 &= \varnothing 2 - (t1 + t2 + t3 + H1) & \varnothing 4 &= \varnothing 1 - (t1 + t3 + H1 + 16 + 5) \\ &= 40 - (9 + 9 + 6 + 14) = 2 \text{ mm} & &= 100 - (9 + 6 + 14 + 16 + 5) = 50 \text{ mm} \end{aligned}$$

・標準鋼軌道桁（設定カント無し）の場合の施工余裕は、安定面（上）の添接部（図 2-3-1. 10 “イ” 詳細） $\varnothing 3 = 2 \text{ mm}$ 、安定面（下）の添接部（図 2-3-1. 10 “ロ” 詳細） $\varnothing 4 = 50 \text{ mm}$ の余裕が確保されている。

カントがある場合の腹板間隔は、安定面（下）の製作誤差 $\varnothing 4 = 10$ が確保できる腹板間隔とする。

$$\begin{aligned} \varnothing 1 &= t1 + t3 + H1 + \varnothing 4 + 16 + 5 \\ &= 9 + 6 + 14 + 10 + 16 + 5 = 60 \text{ mm} \quad (\text{図 2-3-1. 10 参照}) \end{aligned}$$

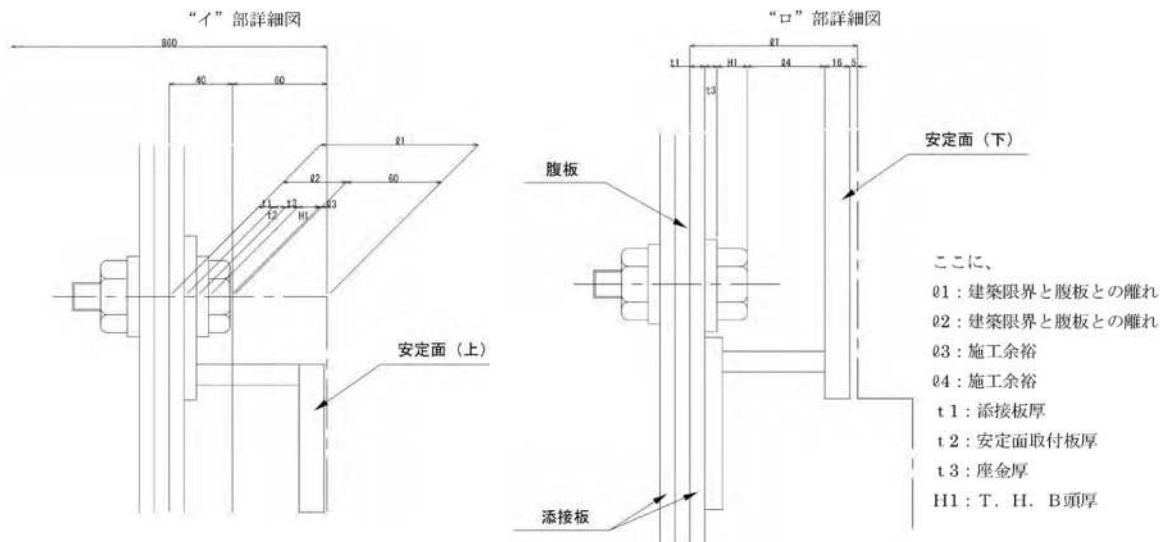


図 2-3-1. 10 添接位置及び安定面取付け位置での施工余裕（設定カントなし）

第2編 設計

5. 腹板間隔の決定要領

腹板中心線と軌道中心線を一致させた場合と、腹板中心線と軌道中心線とに偏奇量 e を取った場合の計算より、下記の方法で腹板間隔を決定する。

- ・設定カント無しの場合 $W=660$ mm
- ・設定カント $0\% < \text{設定カント} \leq 1\%$ の場合
軌道中心線と腹板中心線を一致させ、 $W=640$ mm とする
- ・設定カント $1\% < \text{設定カント} \leq 2\%$ の場合
軌道中心と腹板中心を偏奇 (10 mm) させ、 $W=640$ mm とする
- ・設定カントが 2% 以上の場合は、軌道中心線と腹板中心線とに偏奇量 e を取り腹板間隔は、下記の値とする。

設定カント(%)	偏奇量 (e)	腹板間隔(W)	
$2\% < \text{設定カント} \leq 3\%$	15	630 mm	
$3\% < \text{設定カント} \leq 4\%$	20	620 mm	
$4\% < \text{設定カント} \leq 5\%$	25	610 mm	
$5\% < \text{設定カント} \leq 6\%$	27.5	605 mm	
* $6\% < \text{設定カント} \leq 7\%$	32.5	595 mm	ウェブの間隔の設定は 図 2-3-1.12 参照
* $7\% < \text{設定カント} \leq 8\%$			

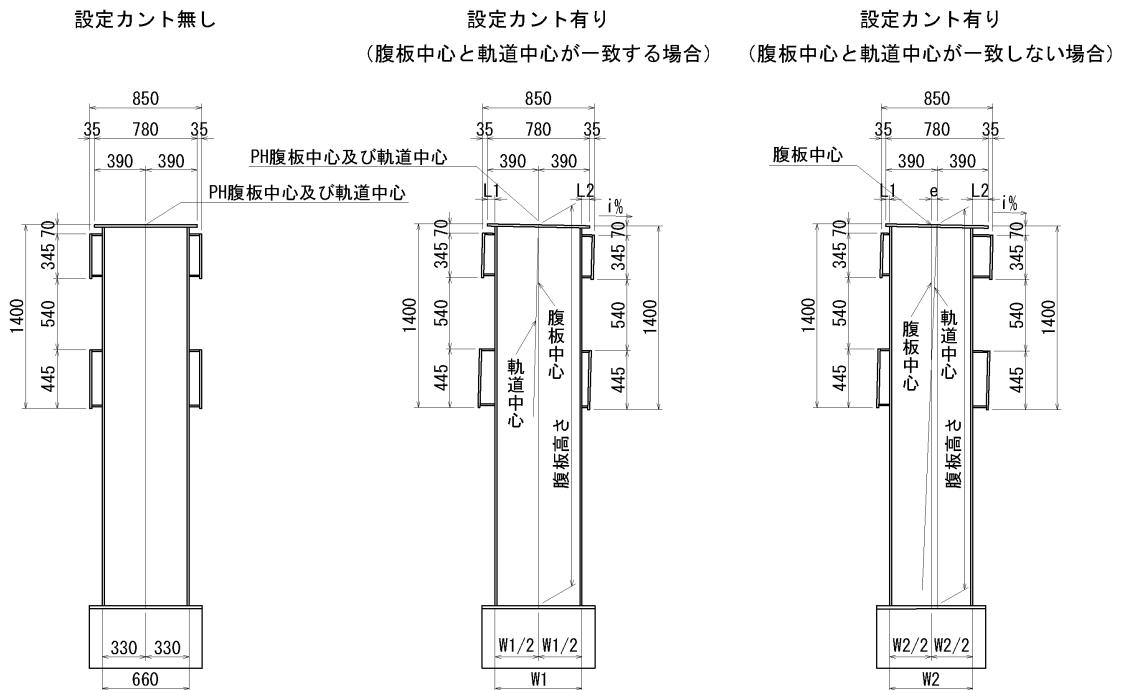


図 2-3-1.11 設定カントと軌道中心線・腹板中心線

第2編 設計

*）設定カント 6%以上になると、腹板間隔が 600 mm以下となり、製作上、難点がある。そのため、曲線外側の腹板を傾斜させる構造として対応する。(図 2-3-1.12 参照)

設定カント 6%を超える場合の断面形状

1) 6%以上の設定カントの場合は純傾斜桁とする。

但し、S 曲線区間においては使用できないため、従来通り腹板を直立させた形状で対処する。
(詳細は直立桁に準ずる)

2) 純傾斜桁の断面形状 (図 2-3-1.12 参照)

①下フランジ方の腹板間隔下

フランジ方の腹板間隔は、 $W=700$ mmを最大とする。

②上フランジ方の腹板間隔

上フランジ方の腹板間隔は、安定部の添接が可能であること、上フランジと腹板の溶接代が 15 mm以上確保できることを条件として決定する。

③上フランジ方腹板中心と軌道中心線との偏奇量の考え方

偏奇量の考え方は、直立桁に準ずる。

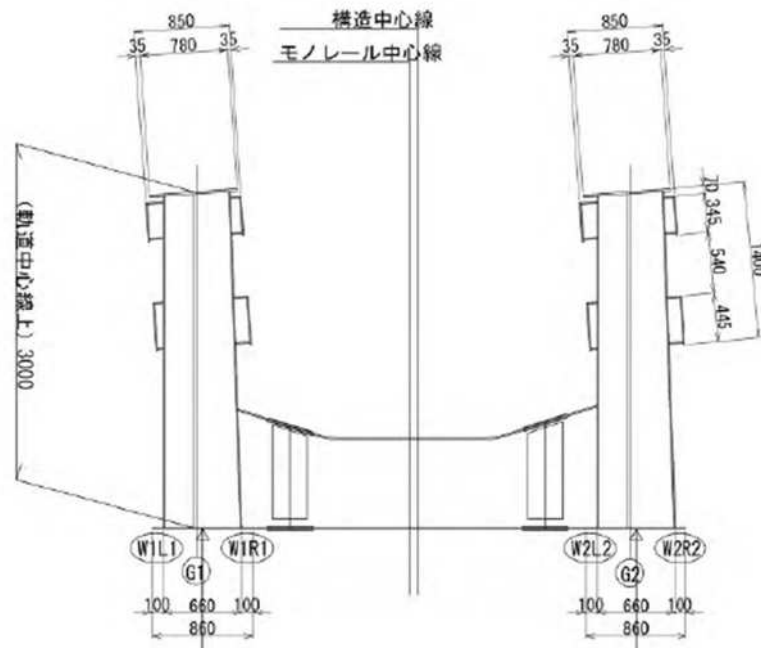


図 2-3-1.12 カント 6%を超える鋼軌道桁の断面形状

設定カントが 10%程度になると、純傾斜桁を採用しても、腹板間隔 600mm を確保できない。また、S 字曲線区間では、純傾斜桁を採用できないため、設定カントが 6%より大きくなると、腹板間隔 600mm を確保できない。このような狭隘な箱桁となる個所の製作性について、橋建協にヒアリングした結果、以下の回答を得た。

【橋建協回答】

箱桁腹板間隔の確保すべき 600mm という寸法は、鋼軌道桁製作における組み立て、溶接、塗装、架設時の作業性、維持管理の通行を考慮した最小寸法であるため、600mm を 20~30mm 下回った場合でも、作業性や維持管理性の悪化となっても、桁製作が不可能となることはないと考え

第2編 設計

えております。

ただし、カントのない標準部断面（箱桁腹板間隔 660mm）の場合でも、ダイアフラム部のマンホール開口は 320mm しかなく、箱桁腹板間隔が 600mm を 20～30mm 下回った場合には、開口がさらに狭くなる懸念がありますので、やむを得ない場合でも、箱桁腹板間隔が 570mm を確保すべき最小寸法としていただこう、お願い致します。

6. 腹板間隔を設定する位置

腹板間隔を決定する場合、単曲線区間に位置すれば、問題が生じない。

しかし、緩和曲線区間に位置する場合は、下記の要領にて腹板間隔を決定する。

カントと腹板間隔の関係は、腹板添接位置で決定されているため、添接位置でのカントチェックを行ない、できるだけ間隔を広くとること。

腹板間隔は、最も大きなカントに適応するように決定し、一連の橋梁内では一定とし、偏奇量のみを一次拡幅ですりつける。

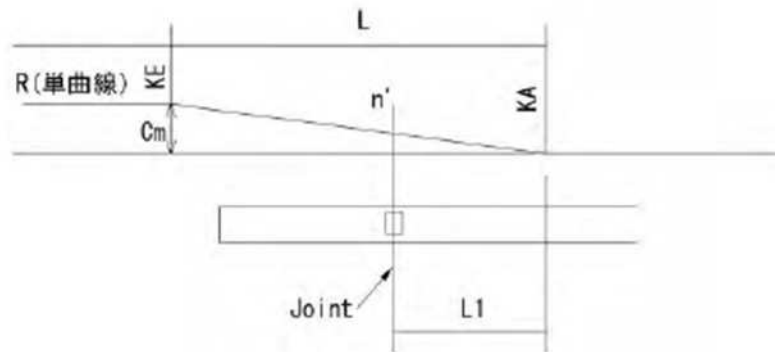


図 2-3-1.13 緩和曲線区間内の継手位置でのカント

記号説明

J : 腹板添接位置

L : 緩和曲線長

L1 : 緩和曲線始点より、腹板添接位置

Cm : 単曲線区間の設定カント

緩和曲線内にある継手位置での設定カント (n) は次式による。

$$n = Cm \frac{1}{L} \times L1$$

└ KE 地点

但し、最大カントの添接部以外の位置でも建築限界が桁本体に接触しないことを確認すること。

<解説>

設定カントごとの偏奇量、腹板間隔については、下記に示す「腹板中心線と軌道中心線を一致させた場合」と「腹板中心線と軌道中心線を一致させない場合」の腹板間隔の検討結果より、設定カントが 1% までは、腹板中心線と軌道中心線を一致させるものとし、1% を超える場合は偏奇させることにより腹板間隔 600mm 以上を確保している。

第2編 設計

カントが6%を超えると腹板間隔が600mm以下となるため、曲線外側の腹板を傾斜させる構造として対応する。

①腹板中心線と軌道中心線を一致させた場合

設定カント(%)	R4	余裕	R4-余裕	(R4-余裕)×2	腹板間隔(W)
1	361	40	321	642	640
2	352	40	312	624	620
3	343	40	303	606	605
4	334	40	303	588	585
5	325	40	294	570	570
6	316	40	276	552	550
7	307	40	267	534	535
8	297	40	257	514	515
9	288	40	248	496	495
10	249	40	239	478	480

ウェブの内側寸法600mm程度を確保する。

ウェブの間隔の設定は図○参照。

ここに、

R4：建築限界より腹板中心までの離れ（図2-3-1.14）

内々600mmを確保。

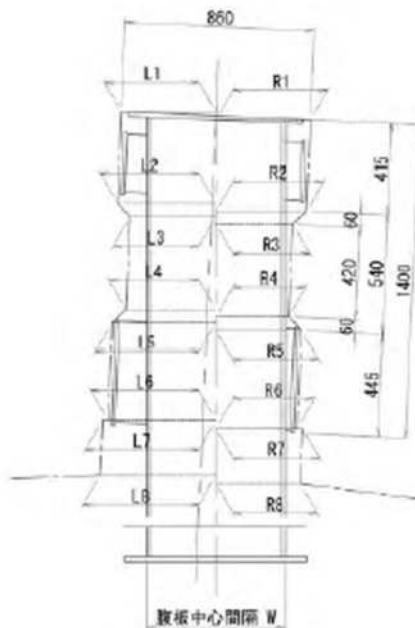


図2-3-1.14 腹板中心線と軌道中心線を一致させた場合

第2編 設計

②腹板中心線と軌道中心線を一致させない場合

設定カント(%)	$[L1(mm)+R4(mm)] - 140 (mm)$	e (mm)	腹板間隔(W)	
1	$791 - 140 = 651$	5	W=650	
2	$782 - 140 = 642$	10	W=640	
3	$773 - 140 = 633$	15	W=630	
4	$764 - 140 = 624$	20	W=620	ウェブの内側寸法 600 mm程度を確保する。 ↓
5	$754 - 140 = 614$	25	W=610	
6	$745 - 140 = 605$	27.5	W=605	
7	$736 - 140 = 596$	32.5	W=595	ウェブの間隔の設定 は図○参照。
8	$726 - 140 = 586$		W=585	
9	$716 - 140 = 576$		W=575	
10	$707 - 140 = 567$		W=565	

ここに、

L1：建築限界より軌道中心迄の離れ（図 2-3-1. 14 参照）

R4：建築限界より軌道中心迄の離れ（ " ）

140 mm = 100 + 40

100 mm → L1 の最小寸法（5 + 80 + 15）

40 mm → R4 の最小寸法（ $l_3 = 40$ ）

偏奇量： $e = (660 - W) / 2$

第2編 設計

(6) 腹板中心線と軌道中心線の設置要領

1. 単円区間に設置された鋼軌道桁の場合 (図 2-3-1.15 参照)
 - 1) 偏奇量がある場合は、偏奇量 (e) は、一定である。
 - 2) $L1 \neq L2$ であり、単曲線区間の $L1, L2$ はそれぞれ一定の張出し量を保つ。
2. 緩和曲線区間に設置された鋼軌道桁の場合 (図 2-3-1.16 参照)
 - 1) 設定カントの始点 (緩和曲線終点=KE) において、軌道中心線 (KUDARI,NOBORI) と腹板中心線 (G1, G2) の偏奇量 (e3) をとる。
 - 2) 設定カントの終点 (緩和曲線の始点=KA) において、偏奇量 (e=0) をとる。つまり、 $KUDARI=G1, NOBORI=G2$ となる。
 - 3) 緩和曲線長内は、上記 1), 2) のすりつけを行なう。よって、軌道中心線 (KUDARI,NOBORI) と腹板中心線は変化する。
 - 4) $L1, L2, L3, L4$ も変化する。
 - 5) $L1 \sim L4 \geq 15 \text{ mm}$ を確保すること。

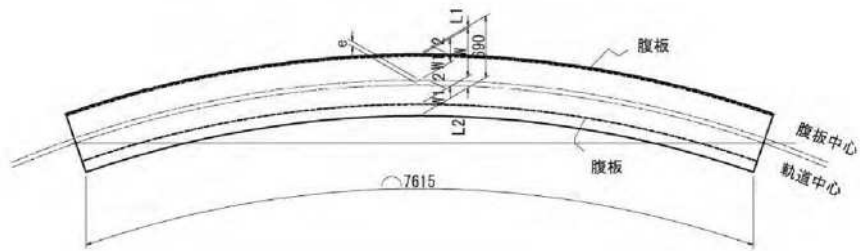


図 2-3-1.15 単円区間

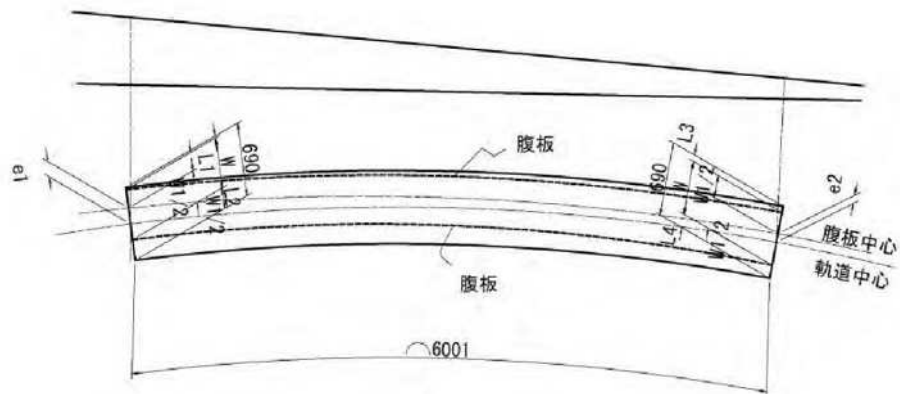


図 2-3-1.16 緩和曲線区間

<解説>

腹板間隔については一連の橋梁内では一定とするため、偏奇量のみを上記の要領ですりつける。

第2編 設計

(7) 桁端の処理方法

1. PC 桁 H 寸法は、表 2-3-1.2 の通りとする、ただし、縦断曲線中の場合は、別途確認すること。

表 2-3-1.2 PC 桁のH寸法

桁 長	H (mm)
$\ell=20$	1521
$\ell=22$	1530

2. 鋼軌道桁の走行面より腹板切り欠き位置までの高さは、PC 軌道桁長にかかわらず 1530 mm とする。

3. 鋼軌道桁桁端の処理は、PC 軌道桁脊中心から水平方向に 550 mm、走行面より H mm 取った面を原点とした走行面に垂線を立てる。その垂線に平行に鋼軌道桁桁端はカットする。(図 2-3-1.17)

4. 記号の説明

- ℓ : 遊間 (遊間は、遊間決定要領より検討し決定すること。)
- L : 橋軸方向脊中心間隔
- L1 : 桁下端張出し長
- L2 : 橋軸方向の下部工と桁端との空間 (架設及び移動量等を考慮して決定する。)
- H1 : ソールプレート最小厚 $t=22$ mm とする。

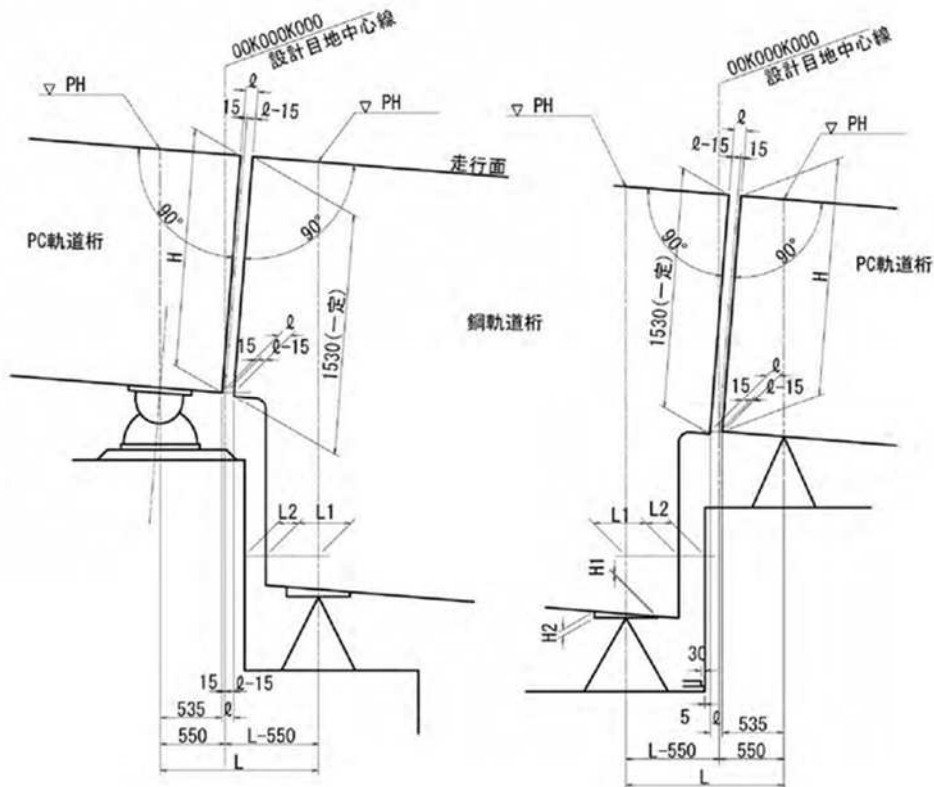


図 2-3-1.17 鋼軌道桁の桁端処理

第2編 設計

5. 鋼軌道桁同士の桁端処理方法

同一桁高さの場合は、設計目地中心（鉛直）に平行な桁端とする。

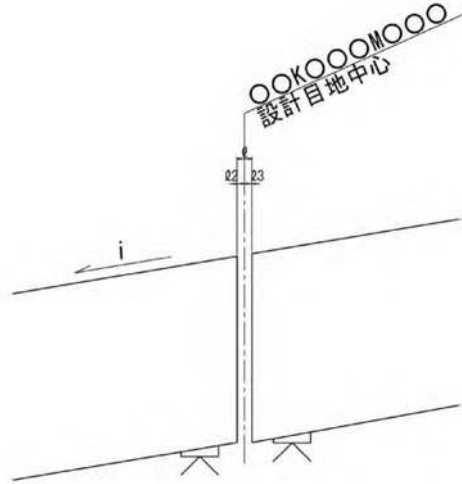


図 2-3-1.18 鋼軌道桁同士の桁端処理

6. 桁遊間の設定

桁遊間は、大阪モノレール構造物設計要領(案)(令和1年8月)の p.18~p.21 の通りとし、地震時動的解析の応答変位量は考慮しないものとする。

<解説>

縦断勾配中に設置される鋼軌道桁は上記のような桁端処理を行うため、設計目地中心と作図上の目地中心線は異なるため、伸縮継手の取付け長及び走行面高さ表示には十分注意すること。

第2編 設計

(8) 走行面フィンガープレート受座の平面的処理方法 (図 2-3-1.19 参照)

1. フィンガープレート受座板 (PL770×25×L) は、桁端にて軌道中心に対して法線方向にカットする。
2. フィンガープレート受座板 (PL770×25×L) で橋軸方向寸法 (L1) 区間は、軌道中心と平行にカットする。
3. 縦断勾配中に設置される鋼軌道桁の場合、端ダイヤフラムはせん断に対して抵抗を増す主旨から沓座に対して鉛直に設置するため、L 及び ϕ の寸法は橋梁ごとに違うので注意して算出する。

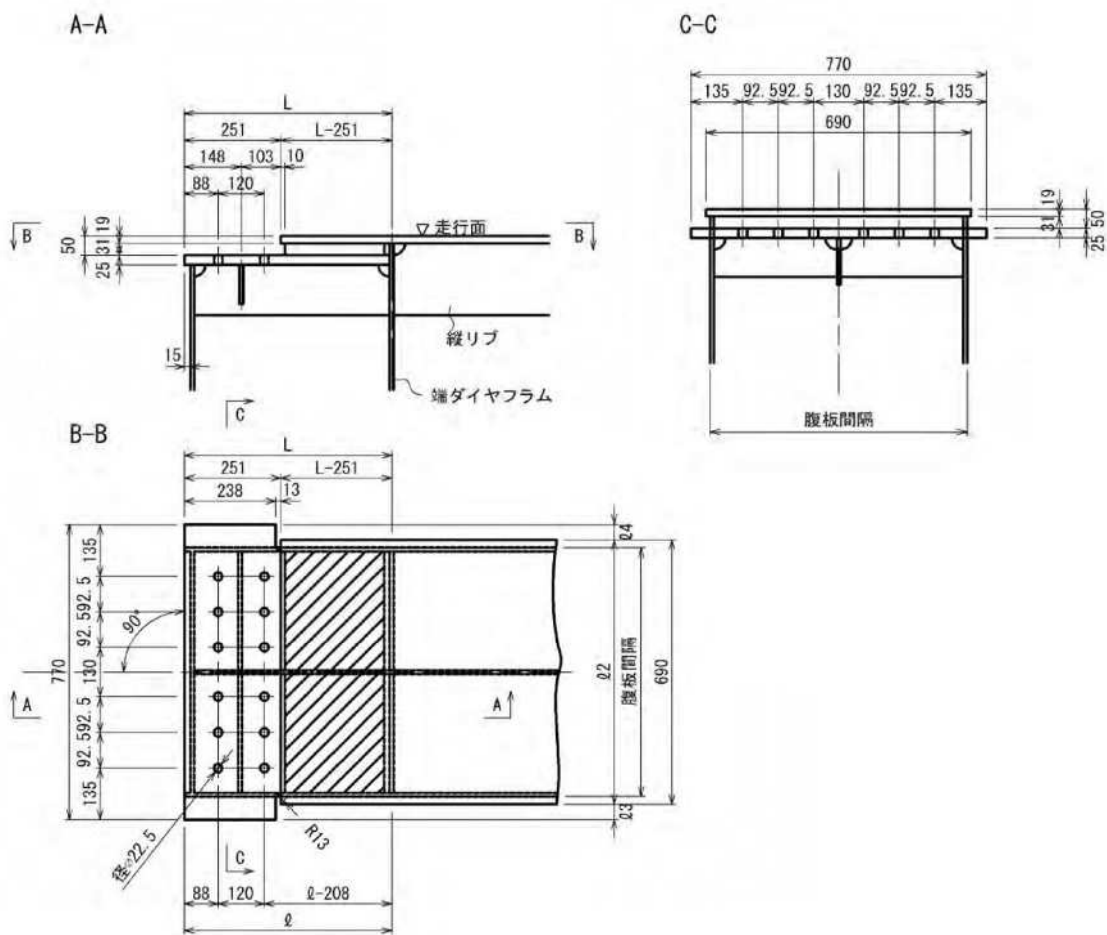


図 2-3-1.19 走行面フィンガープレート受座構造

第2編 設計

(9) 鋼軌道桁フィンガープレート用台座の取付け要領

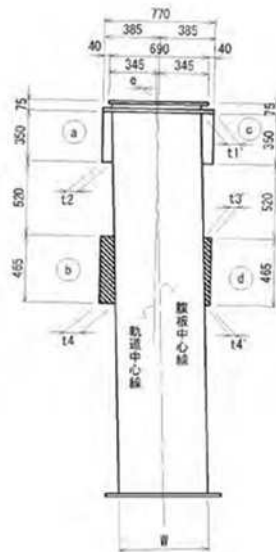
1. モノレール軌道桁（PC 軌道桁、鋼軌道桁）においてフィンガープレートは、車両の走行性の低下、タイヤのパンクを引き起こす等のトラブルが発生しやすい箇所である。よって、伸縮装置に段差が生じないように、十分な配慮が必要である。

2. 大阪モノレール鋼軌道桁は、桁本体を鉛直にセットすることを基本にしている。横断カントの調整は、取付台座プレートの板厚変化で対処することになる。取付台座プレートの板厚(図 2-3-1.20 の t1~t4) は軌道桁が設置される場合のカント、線形等で異なる。

3. 台座プレートの製作は、溶接加工と一枚板より加工する 2 種類が考えられる。

溶接加工（鋼板を重ねて溶接）の場合は、製作上の問題や台座プレート間の空洞（溶接以外の箇所）が問題となる。また、フィンガープレートを取り付ける際、H.T.B.のトルク管理に問題が生じる。したがって、1 枚板より加工する形式とする。ただし、台座プレートが 50 mm 以上になった場合は、溶接加工の形式を採用してもよい。

設定カント	L1	L2	L5	L6	R1	R2	R5	R6
1%	430	434	440	444	430	426	420	416
2%	430	438	449	458	430	422	411	402
3%	430	442	458	472	430	417	401	388
4%	430	446	468	486	430	413	391	374
5%	429	450	477	499	429	409	382	360
6%	429	454	486	513	429	404	372	345



台座寸法表

設定カント	w	e	t2	t4	t1'	t3'	t4'
1%	640	0	59	69	55	45	41
2%	620	10	53	73	65	46	37
3%	630	15	57	87	75	46	33
4%	620	20	61	101	85	46	29
5%	610	25	65	114	94	47	25
6%	605	27.5	69	128	99	42	15

図 2-3-1.20 フィンガープレート用台座形状

第2編 設計

<解説>

台座寸法は、設定カントにより下記のように算出している。

設定カント $0 < i \leq 1\%$ の腹板間隔（軌道中心と腹板中心一致）

$$W=640 \text{ mm}$$

台座高さ

t1	=L1-5-320-50	=430-375=55 mm
t2	=L2-5-320-50	=434-375=59 mm
t3	=L5-5-320-50	=440-375=65 mm
t4	=L6-5-320-50	=444-375=69 mm
t1'	=R1-375	=430-375=55 mm
t2'	=R2-375	=426-375=51 mm
t3'	=R5-375	=420-375=45 mm
t4'	=R6-375	=416-375=41 mm

設定カント $1\% < i \leq 2\%$ 時の腹板間隔（偏奇有り 10 mm）

$$W=640 \text{ mm}$$

台座高さ

t1	=L1-5-320-50-10	=430-385=45 mm
t2	=L2-385	=438-385=53 mm
t3	=L5-385	=449-385=64 mm
t4	=L6-385	=458-385=73 mm
t1'	=R1-375+10	=430-365=65 mm
t2'	=R2-365	=422-365=57 mm
t3'	=R5-365	=411-365=46 mm
t4'	=R6-365	=402-365=37 mm

設定カント $2\% < i \leq 3\%$ 時の腹板間隔（偏奇有り 15 mm）

$$W=630 \text{ mm}$$

台座高さ

t1	=L1-5-315-50-15	=430-385=45 mm
t2	=L2-385	=442-385=57 mm
t3	=L5-385	=458-385=73 mm
t4	=L6-385	=472-385=87 mm
t1'	=R1-5-315-50+15	=430-355=75 mm
t2'	=R2-355	=417-355=62 mm
t3'	=R5-355	=401-355=46 mm
t4'	=R6-355	=388-355=33 mm

第2編 設計

設定カント $3 < i \leq 4\%$ の腹板間隔 (偏奇有り) 20 mm)

$$W=620 \text{ mm}$$

台座高さ

t1	=L1-5-310-50-20	=430-385=45 mm
t2	=L2-385	=446-385=61 mm
t3	=L5-385	=468-385=83 mm
t4	=L6-385	=486-385=101 mm
t1'	=R1-5-310-50+20	=430-355=85 mm
t2'	=R2-345	=413-355=68 mm
t3'	=R5-345	=391-355=46 mm
t4'	=R6-345	=374-355=29 mm

設定カント $4\% < i \leq 5\%$ 時の腹板間隔 (偏奇有り) 25 mm)

$$W=610 \text{ mm}$$

台座高さ

t1	=L1-5-305-50-25	=429-385=44 mm
t2	=L2-385	=450-385=65 mm
t3	=L5-385	=477-385=92 mm
t4	=L6-385	=499-385=114 mm
t1'	=R1-5+305-50+25	=429-335=94 mm
t2'	=R2-335	=409-335=74 mm
t3'	=R5-335	=382-335=47 mm
t4'	=R6-335	=360-335=25 mm

設定カント $5\% < i \leq 6\%$ 時の腹板間隔 (偏奇有り) 27.5 mm)

$$W=605 \text{ mm}$$

台座高さ

t1	=L1-5-302.5-50-27.5	=429-385=44 mm
t2	=L2-385	=454-385=69 mm
t3	=L5-385	=486-385=101 mm
t4	=L6-385	=513-385=128 mm
t1'	=R1-5-302.5-50+27.5	=429-330=99 mm
t2'	=R2-330	=404-330=74 mm
t3'	=R5-330	=374-330=42 mm
t4'	=R6-330	=345-330=15 mm

第2編 設計

(10) マンホール取付位置及び取付構造

1. マンホール橋軸方向の取付位置

- a) マンホール位置は現道の交差点位置を考慮して決定する。(交差点直上は避ける)
- b) マンホールは換気・作業性を考え、40m～50mに1カ所設ける。但し連続桁などは、取付割数の関係上40m以下となる場合もある。
- c) 連続桁の場合は、曲げモーメント変曲点付近の中間横桁の隣のパネルとする。
- d) マンホールは、G1、G2 桁ともそれぞれ内側腹板に設ける。(維持管理作業性等より彩都Ⅱ期工事時より採用)

2. マンホール取付構造の留意点

- a) マンホールの高さ方向の位置は、走行面からマンホール中心まで 2200 mm を標準とする。
 - ① 検査車からの乗り込み (走行面からマンホール下端まで 2600 mm 以内)
 - ② マンホールをあけた時、ふたが建築限界を侵さない。
 の条件より決めた。カントがついている橋では②項を照査し、高さ調整をすること。
- b) 検査車からの乗り込みの便のため、渡り板受け、握り棒を設ける。また、腹板高 3m 以上の箱内にはステップを設ける。
- c) 桁外側に IR ループ線が設置される橋は、IR ループ線及びその取付金具との取り合いを照査のこと。
 また、マンホールのふたの固定ボルトは標準タイプを変えて、IR ループ線からの離れをできるだけ大きくする。
- d) マンホールにより水平補剛材を切ったときは、道示Ⅱ(鋼橋編) 13.4 解 13.4.6 にて座屈の照査を行う。
- e) マンホールの開口部の補強板厚の決定。
 - ・ 板厚は次式による。

$$A2 \geq A1$$
 ここに、 $A2$ (補強板断面積)
 $A1 = h1 \times tw$ (母材欠損断面積)
 - ・ 材質は母材に合わせる。

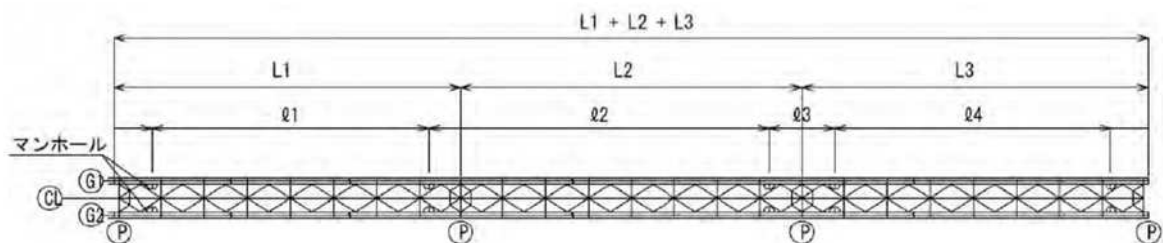


図 2-3-1.23 マンホール取付位置

第2編 設計

3. マンホール取付部の構造

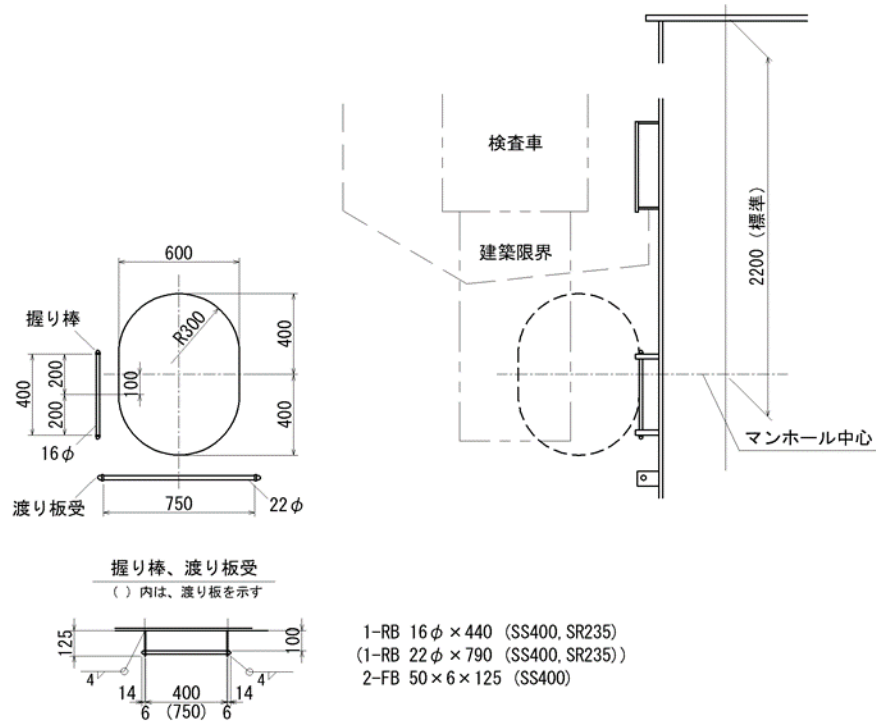
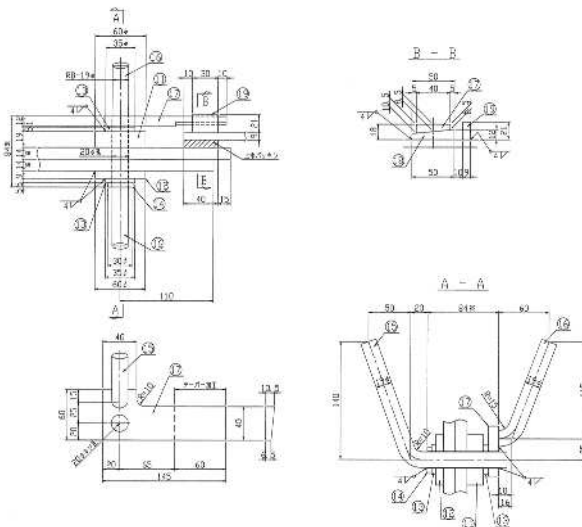


図 2-3-1.24 マンホール取付部の構造

<解説>

マンホールの大きさは、従来 400mm×600mm としていたが、作業時の安全性、利便性の向上のため、首都高速道路の橋梁構造物設計施工要領(平成 31 年 3 月)等に準拠し、600mm×800mm を標準とする。

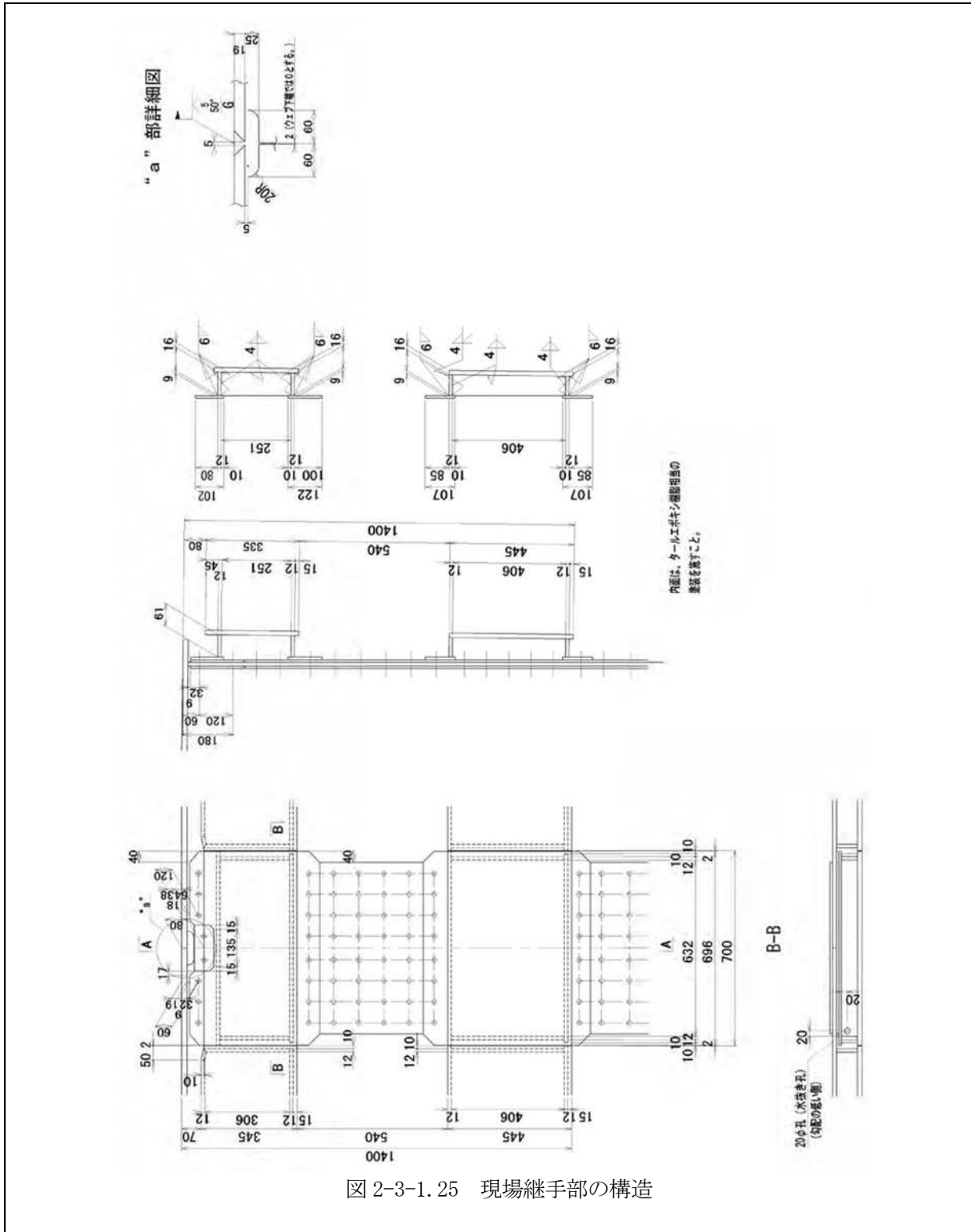
マンホールの蓋については、ボルト着脱による開閉ではなく、ハンドレバーによる開閉とするのが望ましい。下図は首都高速道路の鋼構造物標準図集によるハンドレバーの参考事例である。



【参考】首都高速道路の鋼構造物標準図集によるハンドレバー

第2編 設計

(11) 鋼軌道桁現場添接部の構造ディテール



第2編 設計

(12) 設計細目

1. 鋼床版の設計

1) デッキプレートの最小厚

デッキプレートの最小厚は許容タワミにより決定する。

$$\text{許容タワミ量} \quad \delta = \frac{\ell}{1000}$$

ここに、 ℓ : 縦リブ間隔

$$\frac{\ell}{1000} = \frac{5}{6} \times \frac{q\ell^4}{384E1} \dots (1)$$

$$q = \frac{110 \times 1000}{2 \times 200 \times 266} = 1.0338 \text{ N/mm}^2$$

$$I = \frac{t^3}{12} \dots (2)$$

(1) 式より、

$$I = \frac{5 \times q\ell^4}{6 \times 384E} \times \frac{1000}{\ell}$$

(2) 式より、

$$t^3 = 12I$$

$$t^3 = \frac{12 \times 5 \times 1000 \times q \times \ell^3}{6 \times 384E}$$

$$t = 3 \sqrt{\frac{12 \times 5 \times 1000 \times q}{6 \times 384E} \times \ell}$$

$$t = 3 \sqrt{\frac{12 \times 5 \times 1000 \times 1.0338}{6 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} \times 330} = 16.6 \text{ mm} \rightarrow 18 \text{ mm}$$

磨耗代 1 mm を見込んで最小厚 $t=19 \text{ mm}$ とする。

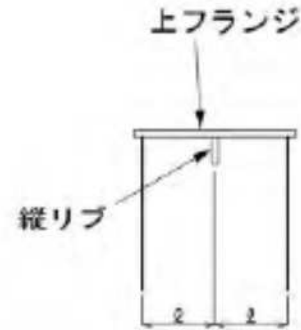


図 2-3-1.26 デッキプレート構造

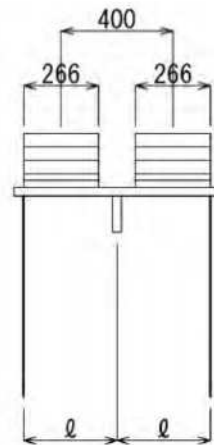


図 2-3-1.27 輪荷重載荷状況

腹板間隔 max 時 660 mm にて算出する。

注) 縦断勾配が 40% 以上で、かつ、その延長が 1 編成以上となる場合は、すべり対策として、鋼床版 (上フランジ) は溝付き鋼板 ($t=25 \text{ mm}$ 以上) を使用することとしていたが、溝付き鋼板は現在では生産中止となっていることから、延伸区間 (門真~瓜生堂区間) の縦断勾配は 30% 以下となるよう計画している。

なお、設計手法については、「大阪モノレール鋼軌道桁 疲労設計・施工要領」(H6 年 3 月) による。

第2編 設計

2) 荷重

① 1 輪当り荷重強度

$$P=110.0/2 = 55.0\text{kN}$$

分布荷重強度

$$q = \frac{55.0}{0.266} = 206.767\text{kN/m}$$

衝撃係数（鋼床版の計算に対する）

$$i_1=0.5 \text{ とする。}$$

1 軸当り荷重強度

$$R=206.767 \times \Sigma A \times (1+0.5)$$

縦リブに作用する 1 軸当りの荷重強度

$$P=206.767 \times 0.210=43.421\text{kN}$$

横リブとして衝撃係数

$$i_2 = \frac{25}{50+0.660} = 0.493 \approx 0.50$$

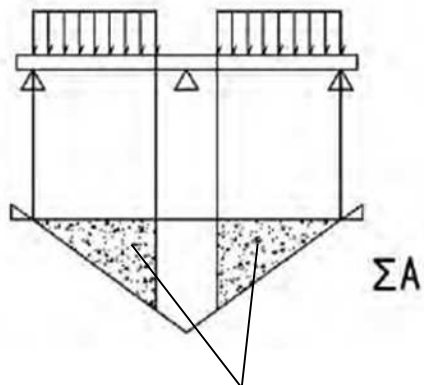
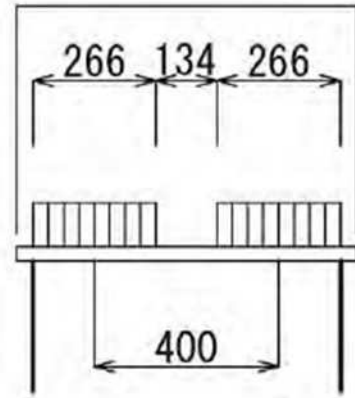
- ・ 衝撃係数を考慮した 1 軸当りの荷重強度

$$P(L+i)=43.421 \times (1+0.50)=65.132\text{kN}$$

- ・ 疲労検討用荷重強度は平均荷重を用いる

$$P = \frac{90.0}{110.0} = 0.8182 \text{ 倍}$$

$$P(L+i)=65.132 \times 0.8182=53.291\text{kN}$$



影響線面積
 $\Sigma A=2 \times 0.797 \times 0.263 / 2=0.210\text{m}$

図 2-3-1.28 影響線面積

3) 縦リブおよび横リブの剛度

格子計算に使用する縦リブおよび横リブの剛度を計算し、全点同一の剛度とする。

- ・ 縦リブおよび横リブの有効幅を道示Ⅱ(鋼橋編)11.8.2 と 13.3.4 より算出する。

第2編 設計

4) 断面力の算出

①活荷重による断面力は次の様な格子として変形法を用いて解析する。死荷重による断面力は小さいので無視する。

②格子計画用構造系

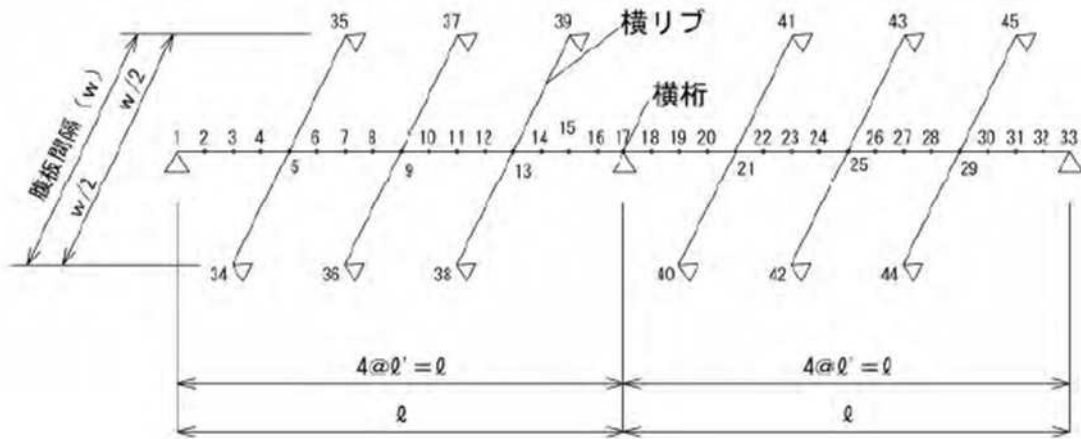


図 2-3-1.29 格子解析骨組みモデル図

ここに、

- 1～33 : 荷重載荷部材 △ : 支点位置
- l : 横桁間隔
- l' : 横リブ間隔

下図の連行集中荷重を載荷させる。 $R = 206.767 \times \Sigma A \times (1 + 0.5)$
 断面力及び応力度照査については、個々に算定すること。

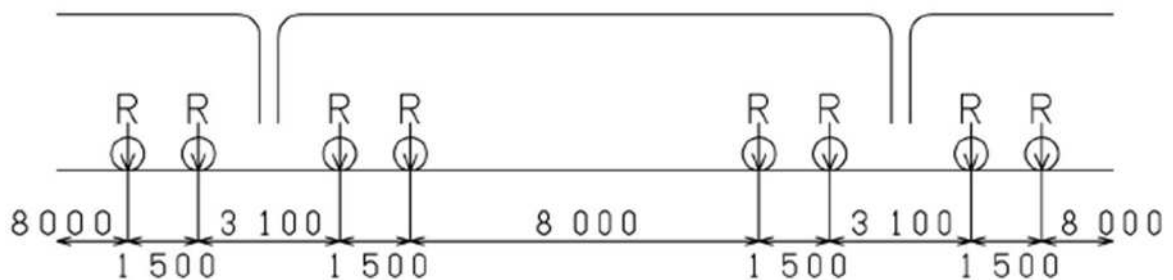


図 2-3-1.30 連行集中荷重

第2編 設計

5) 疲労の照査

鋼床版として、軸重 $P=90.0\text{kN}$ で疲労の照査を行なう。
照査箇所は下記のとおり。

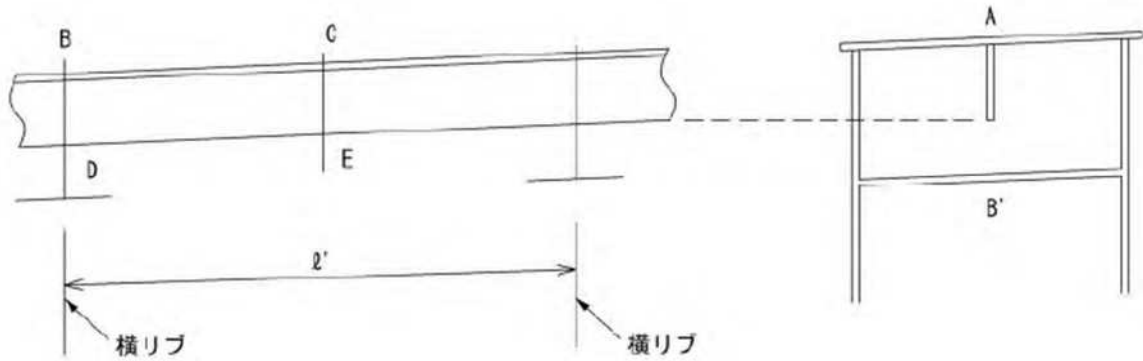


図 2-3-1.31 疲労照査の着目箇所

設計指針 3-5 及び「大阪モノレール鋼軌道桁 疲労設計・施工要領」(平成 6 年 3 月) 参照。

① 継手の区分

箇所	区分
(A・B'・B・D)	C
(C・E)	A

② 換算繰り返し回数

a. 疲労許容応力変動範囲を算出するに当たっての換算繰り返し回数は、下記とする。

$$N_r = 365 \text{ 日} \times \text{一日当り列車本数} \times \text{構造物耐用年数}$$

N_r : 換算繰り返し回数

一日当り列車本数 : 110 列車

構造物耐用年数 : 100 年 (構造物設計指針 設計供用期間より)

$$N_r = 365 \times 110 \times 100 = 402 \text{ 万回} \quad \ell \geq 15\text{m}$$

b. 鋼床版の疲労照査時の換算繰り返し回数は、下記とする。

$$N_{r'} = N_r \times \text{車両数} \times 1 \text{ 車両の軸数} \quad \ell < 1.15\text{m}$$

N_r : 402 万回

車両数 : 6 両編成

一車両の軸数 : 4 軸

$$N_{r'} = 402 \times 6 \times 4 = 9648 \text{ 万回}$$

c. 縦リブは主桁と同時計算となるので、主桁断面を参照となり、ダイヤフラム切欠き部のせん断応力度照査とする。

d. 横リブは通常時 (満員時) と疲労時 ($P=90.0\text{kN}$) の断面応力度照査を実施

e. 鋼床版としての疲労照査を A、B 点で実施する。

第2編 設計

2. 軌道桁の設計

1) 設計方針

- ①鋼軌道桁の走行面（上フランジ）及び案内面、安定面は、1mmの摩擦代を考慮する。
- ②主桁断面の応力計算における案内面、安定面の断面について、連結部は断面に含めずブロック中央部は断面に含める。
- ③主桁の断面計算は非対象の影響を無視し、腹板中心線上（軌道中心線上）で計算する。
- ④鉛直荷重による断面力の算出は、振り剛度を考慮した平面格子構造モデルとして解析する。
- ⑤横荷重はトルク荷重と水平荷重に分けて考える。
トルク荷重は、主桁と横桁の重心が同一面内にある骨組系に載荷し、FRAMZ（面外格子）による解析する。
水平荷重は、軌道桁と横構で構成されたトラスに生ずる弦材応力として解析する。
- ⑥活荷重（衝撃を除く）によるタワミの照査は複線載荷の状態で行う。
- ⑦上フランジにおいて、鋼床版としての応力と主桁としての応力を合成させる場合、鉄道基準により設計を行う場合は許容応力度の割増しは考えないが、道路基準により設計を行う場合は設計強度を40%割増した制限値を用いてよい。
- ⑧疲労の検討は、単線載荷で格子分配を考慮するものとする。
- ⑨水平補剛材は案内、安定面部材が代用する。
- ⑩疲労の検討の際の疲労強度は、採算繰り返し回数より求めるものとする。採算繰り返し回数を決定する際の部材の支間をとるものとする。
なお、横桁は、直接活荷重を載荷させないので主桁と同じ繰り返し回数とする。主桁上フランジについては、鋼床版及び主桁の2種の換算繰り返し回数とする。
(鋼床版に対して $N_r=9648$ 万回、主桁、横桁に対して $N=402$ 万回)
- ⑪大阪モノレール鋼軌道桁疲労設計・施工要領を参照すること。
- ⑫製作キャンバー（活荷重の1/4+死荷重）とする。
- ⑬鋼材の材質については、下記の板厚を目安に選定する。下記によると不具合が生じる場合は別途検討し、適切な材質を選定する。
板厚 22mm まで、SM400 クラス
板厚 40mm まで、SM490Y クラス
板厚 41mm 以上、SM570 クラス

第2編 設計

2) 構造モデル

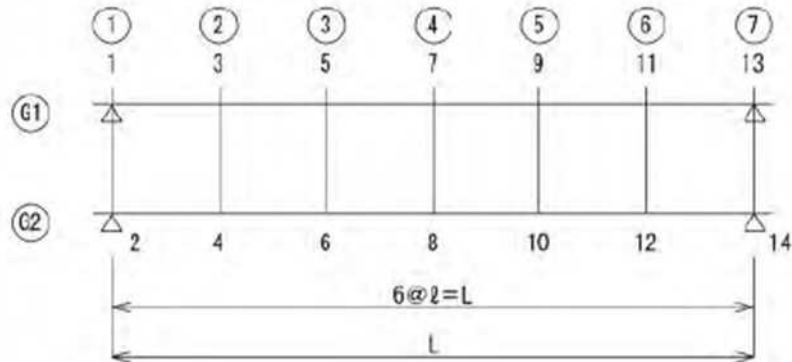


図 2-3-1.32 構造モデル

ここに、

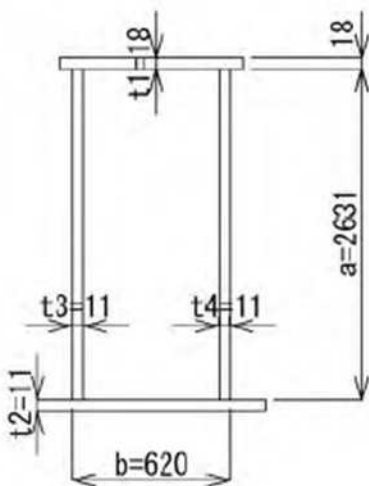
- ①, ⑦ : 端横桁
- ②~⑥ : 中間横桁
- 1~14 : 格点 (座標)
- △ : 支点
- ℓ : 横桁間隔 (最大 6.0m 以下とする。)
- L : 支間

部材の剛度

軌道桁

断面二次モーメント I (m⁴)

純ねじり定数 J (m⁴)



$$J = \sum 1/3bt^3 + \sum 1/3at^3 + \frac{4a^2b^2}{\frac{b}{t_1} + \frac{b}{t_2} + \frac{a}{t_3} + \frac{a}{t_4}}$$

$$\sum 1/3bt^3 = 1/3(0.609 \times 0.018^3 + 0.609 \times 0.011^3) = 0.00000145$$

$$\sum 1/3at^3 = 1/3(2 \times 2.622 \times 0.011^3) = 0.00000233$$

$$\frac{4a^2b^2}{\frac{b}{t_1} + \frac{b}{t_2} + \frac{a}{t_3} + \frac{a}{t_4}} = \frac{4 \times 2.622^2 \times 0.609^2}{\frac{0.609}{0.018} + \frac{0.609}{0.011} + \frac{2.622}{0.011}} \times 2$$

$$= \frac{10.1999}{565.92} = 0.018022$$

$$J = 0.01803m^4$$

図 2-3-1.33 純ねじり定数

第2編 設計

3) 現場添接

①主桁上フランジは、現場溶接とする。全断面溶込みグループ溶接で継手全長にわたり検査するため溶接部の制限値を工場溶接と同等の値とすることができる。

②下フランジの突出幅は、H、T、B又はトルシアの添接を考慮し決定する。

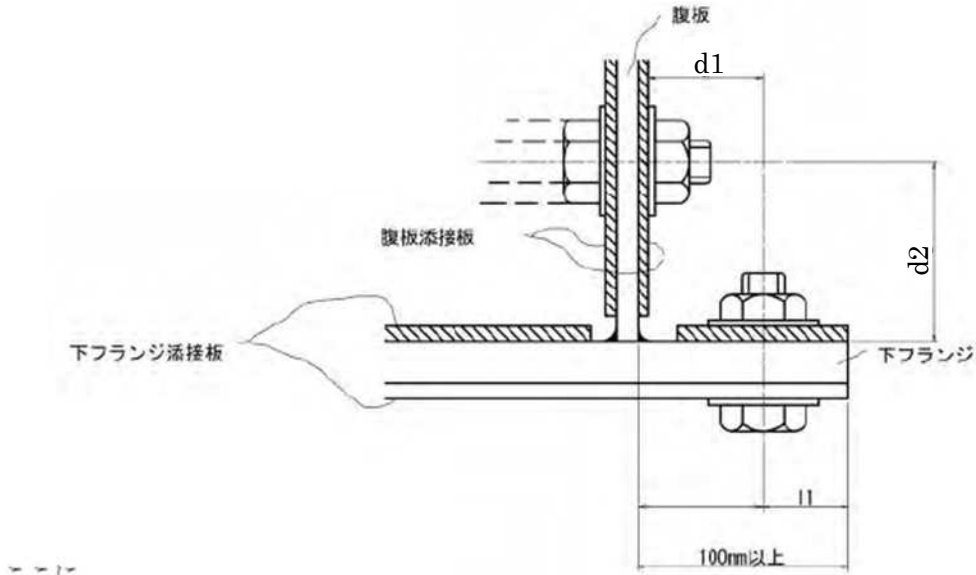


図 2-3-1.34 下フランジ突出部の現場継手構造

ここに、

- ϕ_1 : 道路橋示方書同解説、建造物設計標準解説参照
- d_1, d_2 : 直交する添接部高力ボルト

③ボルトは、M22 (F10T) or (S10T) を標準とする。S14T の使用も可とする。

④最大部材長は、9.8mを標準とし決定するものとする。

低床式セミトレーラ許可範囲 (20トン積)

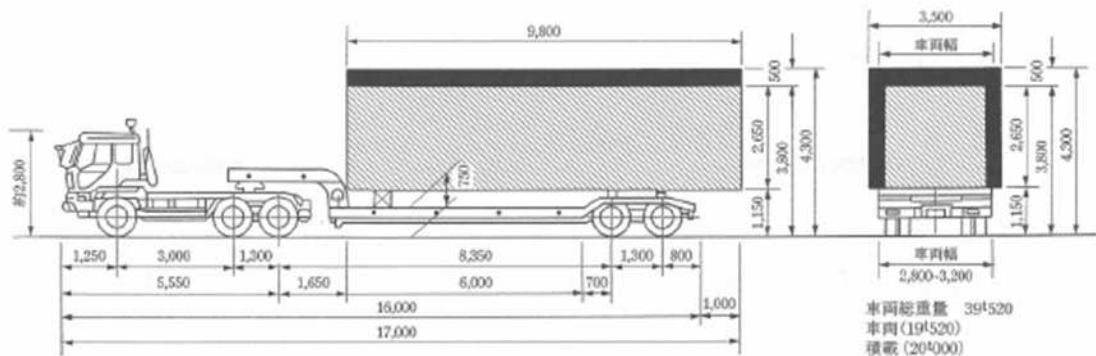


図 2-3-1.35 低床式セミトレーラ許可範囲

第2編 設計

3. 横桁の設計

1) 設計法

中間横桁は下記の設計フローにて行うものとする。

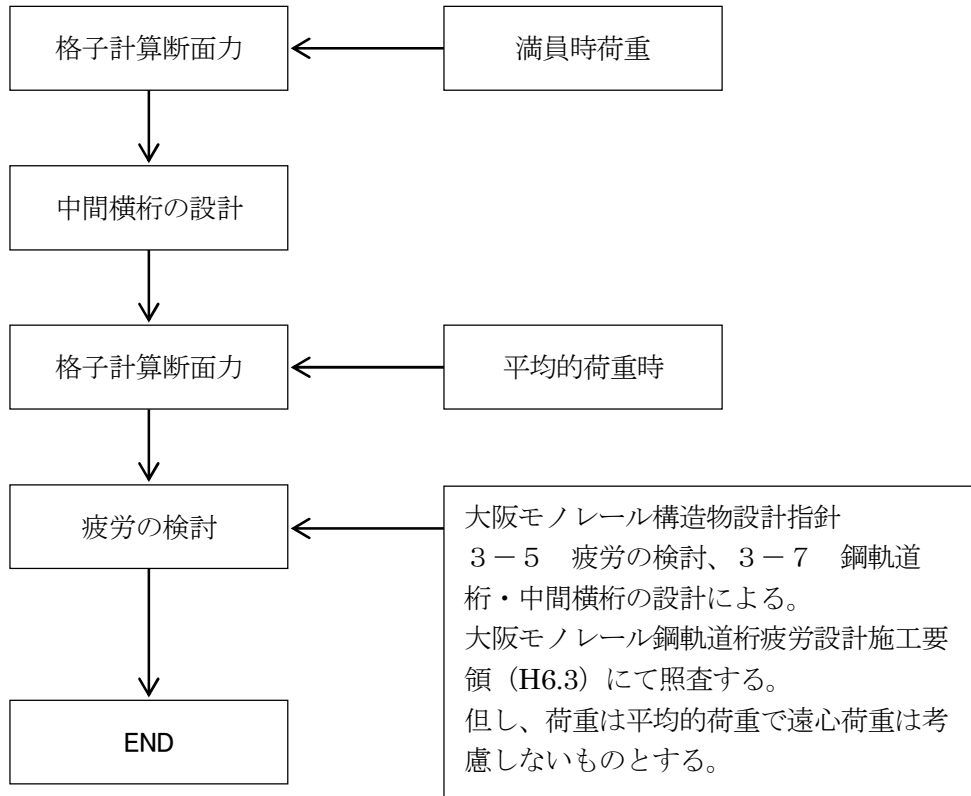


図 2-3-1.36 横桁設計のフローチャート

第2編 設計

2) 中間横桁と軌道桁連結部の局部応力度の照査

横桁フランジ	$\delta f = 1.46 \times (0.72 + 0.00036H) \times (1 + 420/L) \times FL/Z$
軌道桁ウェブ	$\delta W = 30.0 \times (576/H + 0.262) \times (1 + 490/L) \times (1.455 - 0.0455t) \times FL \times 10^{-7}$

ここで

- $\delta f, \delta W$: それぞれ連結部の横桁上フランジ、および上フランジと交差する軌道桁ウェブに生じる局部応力度 (N/mm²)
- F : 横桁に作用するせん断力 (N)
- L : 横桁において曲げモーメントがゼロになる位置と、軌道桁の内側ウェブ表面との間の距離 (mm)
- $L = M/F - B/2$ ただし M は、 F と同時に横桁連結部に生じる曲げモーメント (N・mm) B は、軌道桁ウェブ外面間距離 (mm)
- Z : 横桁と軌道桁連結部の断面係数 (mm³)、横桁フランジは、端部における拡巾を無視し、さらに有効幅を考える。横桁ウェブは、連結部の実際の高さとする。フランジの有効幅は、次式による。

$$\lambda = [1.06 - 3.2 (b/L) + 4.5 (b/L)^2] b \quad 0.02 < b/\ell < 0.30$$

ここに

- λ : フランジの片側有効幅 (mm)
- b : 端部の拡巾を無視したフランジ幅の幅 (mm)
- L : 着目する横桁の軌道桁内側ウェブ間の長さ (mm)
- H : 連結部における横桁の高さ
(横桁の下フランジ上面から上フランジ上面までの距離 (mm))
- t : 連結部における軌道桁ウェブ厚 (mm)

3) 中間横桁と軌道桁連結部の疲労の検算

中間横桁と軌道桁連結部の疲労の検算は次式による

$\Delta \delta f = \delta f_{\max} - \delta f_{\min}$	$\leq \Delta \delta a$
$\Delta \delta W = \delta w_{\max} - \delta w_{\min}$	$\leq \Delta \delta a$

[記号の意味]

- $\delta f_{\max}, \delta f_{\min}$: 横桁フランジ及び軌道桁ウェブの局部応力度の代数値
- $\delta w_{\max}, \delta w_{\min}$: 最大値及び最小値、並列桁では、G1 桁載荷時と G2 桁載荷時で、交番応力となる、引張応力を正号、圧縮応力を負号とする。(N/mm²)
- $\Delta \delta f, \Delta \delta w$: 横桁フランジおよび軌道桁ウェブの局部応力度
(計算作用応力度 <N/mm²>)
- $\Delta \delta a$: 疲労許容応力範囲で 80N/mm² とする。

第2編 設計

(13) 土木構造物設計マニュアルの適用に関する統一事項

1. 主桁下フランジの省力化

主桁下フランジについては、横桁との取り合い部において、横桁中心より 500mm の位置で板継ぎ溶接による接合を標準としていたが、ここでは、ある一定の条件を満足する場合(横桁端部の上フランジ厚が 22mm 以下の場合)については、主桁下フランジと接合部下フランジを同厚とすることにより、同一鋼板での製作を可能としている。

以下に、主桁一般部下フランジ厚と横桁一般部下フランジ厚が決定した段階での 横桁端部上下フランジ厚の決定方法について記述する。

1) 主桁一般部下フランジ厚 $t1 <$ 横桁一般部下フランジ厚 $t3$ の場合

接合部下フランジ厚 $t2$ と主桁一般部下フランジ厚 $t1$ を同厚とした場合 ($t2=t1$ の場合) の横桁端部での断面力照査を行い、横桁端部上フランジ厚 $t4$ を決定させ、その厚さによって接合方法を決定させる。

(注意事項)

- ①照査に使用する横桁高さは、横桁一般部と横桁端部が添接している箇所での高さ H (図 2-3-1.38 参照)を使用する。
- ②照査の結果、 $t4 < t3$ の場合は、 $t4=t3$ とする。

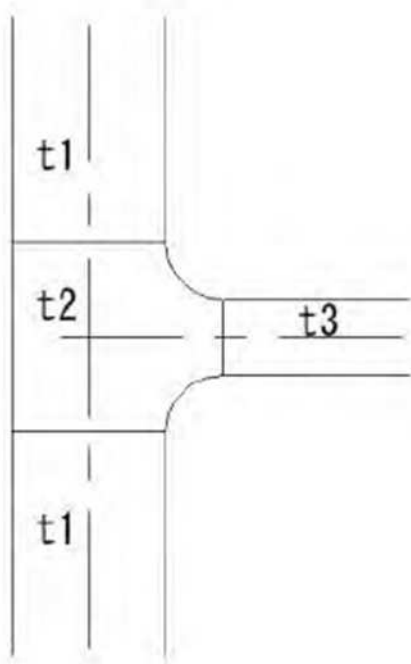


図 2-3-1.37 横桁取合部における下フランジ区分図

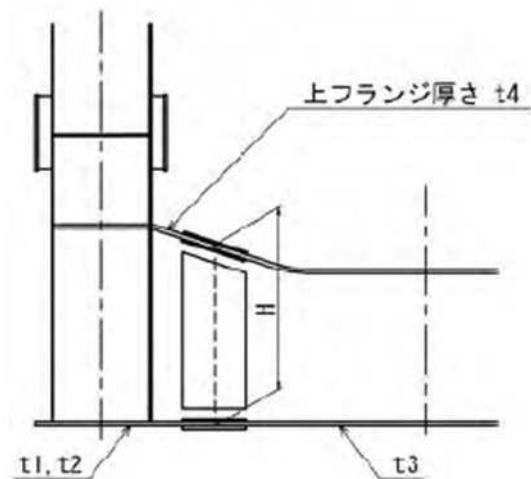


図 2-3-1.38 主桁・横桁フランジ板厚

第2編 設計

(i) 決定した t_4 が 22mm 以下の場合

$$t_2 = t_1$$

とし、横桁添接部においてフィラープレートを用いて添接させる
 フィラープレートの厚さが 6mm 以上の場合は「道示Ⅱ(鋼橋編)9.5.11」
 の規定に従ったボルト本数とする。

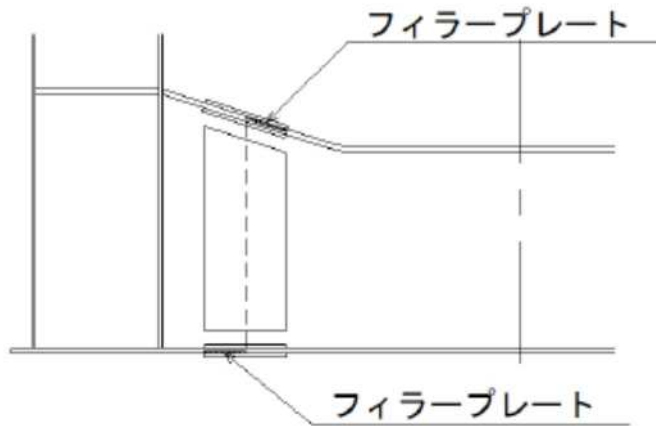


図 2-3-1.39 フィラープレート設置箇所

(ii) 決定した t_4 が 22mm 以上の場合

$$t_2 = t_3$$

$$t_4 = t_3$$

とし、従来どおり板継ぎ溶接による接合を行う。
 ※溶接位置は横桁中心から各々 500mm の位置を原則とする。
 「大阪モノレール鋼軌道桁 疲労設計・施工要領」より

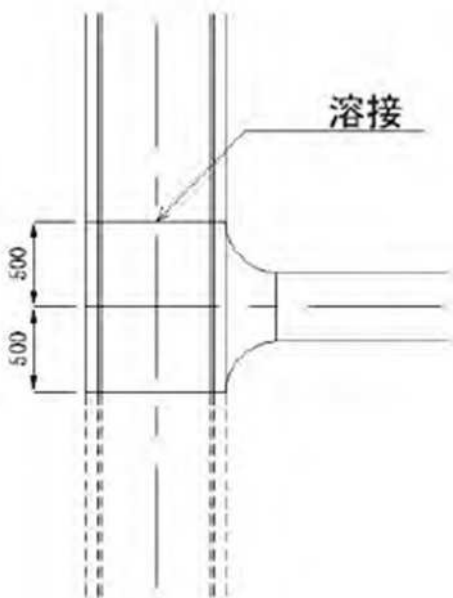


図 2-3-1.40 主桁下フランジ溶接

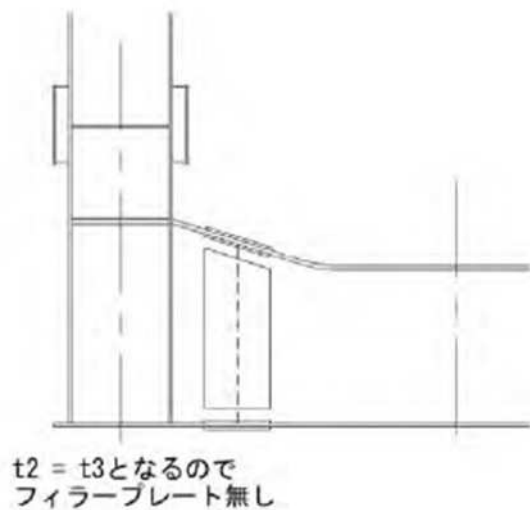


図 2-3-1.41 フィラープレート設置箇所

第2編 設計

2) 主桁一般部下フランジ厚 $t_1 >$ 横桁一般部下フランジ厚 t_3 の場合

$$t_2 = t_1$$

$$t_4 = t_3$$

とし、横桁添接部においてフィラープレートを用いて添接させる
フィラープレートの厚さが 6 mm 以上の場合は「道示Ⅱ(鋼橋編)9.5.11」
の規定に従ったボルト本数とする。

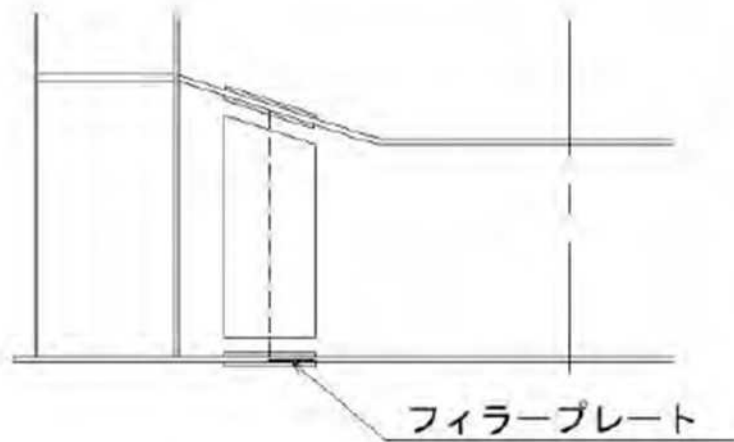


図 2-3-1.42 フィラープレート設置箇所

○軌道桁の下フランジ幅(出幅)について、従前どおり、100mm とする。

第2編 設計

2. 横構に使用する形鋼の標準化

土木構造物設計マニュアル P54 に、「1 橋梁内において、使用する形鋼の種類は 1～2 種類程度とするのが望ましい。」と記していることから、また、使用材料の標準化を図るため、横構には下表の形鋼を使用するものとし、1 軌道内に 2 種類以下とする。

表 2-3-1.3 使用する形鋼

断面形状	断面係数(cm ³)		備考
	Zx	Zy	
CT118×178x10×8	37.2	42.4	デザインデータブック(2016) P179
CT144×204×12×10	66.1	69.6	デザインデータブック(2016) P179
H 175×175×7.5×11	331	112	デザインデータブック(2016) P181
H 200×200×8×12	472	160	デザインデータブック(2016) P181

※景観を考慮し、下フランジ幅が 175～200 程度を採用

※CT 鋼については使用頻度が高いタイプの中から選定

3. 主桁内垂直補剛材の省力化

垂直補剛材については、製作時の省力化を図るため、以下の事項に注意しながら形鋼(CT 鋼)を使用するものとする。

(注意事項)

- ①鋼の材質は主桁腹板の材質以上とすること
- ②使用する断面寸法は、1 軌道桁内に 1 種類とし、デザインデータブック P179 の表に記載してある型の中から選択するものとする。
(入手難易度や使用頻度による制限は設けない)
- ③総重量が 5 トンを大きく下回る場合は協議により決定
(注文の際の 1 ロットが 5 トン以上のため)

第2編 設計

4. その他の適用事項

以下に、1～3で規定した事項以外の土木構造物設計マニュアルの鋼軌道桁への適用事項を列記するが、標準的な単純桁(桁長40m程度)で適用させるか検討した結果であり、下記事項を遵守するあまり、「施工性等が悪くなる」「かなり不経済になる」等の問題がある場合は別途検討し協議の結果決定することとする。

1) 主桁・横桁のウェブ・フランジについて

①主桁の断面変化は現場連結位置にて行い、連結位置におけるフランジ厚さはフィラー・プレートで対応するものとする。

※フィラープレートの厚さが6mm以上の場合は「道示Ⅱ(鋼橋編)9.5.11」の規定に従ったボルト本数とする。

②上下フランジの板幅はテーパ加工を行わない同一幅の構成を原則とする。

※横桁との取り合い部は除く

③腹板厚は、桁全長にわたり同一厚とする。

④フランジ及び腹板は、板継ぎ溶接のない構造とする

※主桁と横桁との接合部については、「1. 主桁下フランジの省力化」による

※走行面は従来通り溶接接合とする。

2) 水平補剛材について

①水平補鋼材は、案内安定板がこれを兼ねていることから、水平補剛材の単独部材としては設けないものとする。ただし、連続桁の中間支点部等のように部分的に応力が卓越する箇所において、補鋼材段数を増やすことにより腹板厚が前後と同一にできる場合はこの限りでない。

3) 添接プレートについて

①腹板の高力ボルトの継手は、原則としてモーメントプレートとシアプレートとを一体化した連結板を使用する。

第2編 設計

(14) その他の取り決め事項

1. 案内・安定面の材質及び板厚について

案内安定板は、下図の①～③の部材で成り立っており、それぞれの寸法や配置については「疲労設計・施工要領」に記述しているが、材質や板厚については詳細な記述がなく不整合が生じる可能性があるため、以下のように統一させる。

①の板厚・材質について

- ・板厚は16mm(内腐食代として1mm)を標準とする
- ・材質はSM490Yを標準とし設計計算により決定する
- ・上記によらない場合は協議により決定する

②の板厚・材質について

- ・板厚は12mmを標準とする
- ・材質は主桁腹板と同材質を標準とする
- ・上記によらない場合は協議により決定する

③板厚・材質について

- ・特に規定しないので、最低限必要な板厚・材質とする

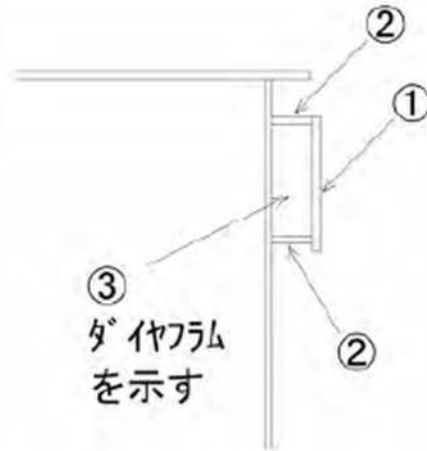


図 2-3-1.43 案内安定面

第2編 設計

2-3-3. 単線鋼軌道桁

1. たわみの設計限界値

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

ただし、軌道桁のたわみについては、単線載荷の状態を検討する。

2. 使用材料

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

3. 作用

(1) 作用の種類

第1編第2章に準拠する。

(2) 荷重の組み合わせ

第1編第2章に準拠する。

(3) 鋼材の強度の特性値、許容応力度

「大阪モノレール 構造物設計指針」(平成30年7月)に準拠する。

4. 主桁

(1) 安定面、案内面

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

(2) フランジ

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

(3) 腹板

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

(4) 水平補剛材

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

(5) 主桁ブロック割

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

(6) 連結

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

第2編 設計

5. 鋼床版

(1) デッキプレートの最小厚

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

(2) 構造細目

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

6. 設計

(1) 設計方針

①単線鋼軌道桁のため、鉛直荷重による断面力算出は、1本棒モデルとする。

②横荷重は、トルク荷重と水平荷重に分けて考える

その他事項については、2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

(2) 疲労設計

2-3-1. 鋼軌道桁に準拠する。

第2編 設計

2-4. 鋼橋構造細目

2-4-1. 塗装仕様

1. 塗装仕様

大阪モノレール延伸事業 建設工事 塗装仕様書に準拠し、以下とする。

塗装色は、鋼軌道桁の場合、N-70 とする。モノレール橋の場合、L35-70H とする。

○塗装箇所別適用タイプ一覧

塗装箇所			適用タイプ
一般部	外面	一般部	タイプ 1
		桁端部	タイプ 2
		走行面等	タイプ 8
	内面		タイプ 3
継手部 (高力ボルト連結部)	外面	一般部	タイプ 4
		走行面等	タイプ 9
	内面		タイプ 5
継手部 (溶接部)	外面	走行面等	タイプ 6
	内面		タイプ 7

○タイプ 1 【一般外面】

工程	素地調整方法・塗料名	表面処理規格		塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S		
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー			(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチペイント			75	600
	ミストコート				160
	エポキシ樹脂塗料下塗			120	540
	フッ素樹脂塗料中塗			30	170
	フッ素樹脂塗料上塗			25	140
合計塗膜厚				250	

1)鋼軌道桁の一般部外面の内、継手部・桁端部・走行面等以外に適用する。

2)塗料使用量は、スプレー塗りの場合を示す。

3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。

4)ミストコートはエポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものをを用いる。

第2編 設計

○タイプ2【一般外面(桁端部)】

工程	素地調整方法・塗料名	表面処理規格		塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S		
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー			(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチペイント			75	600
	ミストコート				160
	変性エポキシ樹脂塗料内面用			120	410
	変性エポキシ樹脂塗料内面用			120	410
	フッ素樹脂塗料中塗			30	170
	フッ素樹脂塗料上塗			25	140
合計塗膜厚				370	

- 1)鋼軌道桁の一般部外面の内、桁端部に適用する。
- 2)塗料使用量は、スプレー塗りの場合を示す。
- 3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 4)ミストコートはエポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものをを用いる。

○タイプ3【一般内面】

工程	素地調整方法・塗料名	表面処理規格		塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S		
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー			(15)	160
工場塗装	動力工具処理	St3	Pt3		
	変性エポキシ樹脂塗料内面用			120	410
	変性エポキシ樹脂塗料内面用			120	410
合計塗膜厚				240	

- 1)鋼軌道桁の内面の内、継手部以外に適用する。
- 2)塗料使用量は、スプレー塗りの場合を示す。
- 3)プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

第2編 設計

○タイプ4【高力ボルト連結部(外面)】

工程	塗料名	表面処理規格		塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S		
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー			(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチペイント			75	600
現場塗装	動力工具処理	St3	Pt3		
	ミストコート				130
	超厚膜形エポキシ樹脂塗料下塗			300	500×2
	ふっ素樹脂塗料中塗			30	140
	ふっ素樹脂塗料上塗			25	120
合計塗膜厚				430	

- 1)鋼軌道桁の一般部外面の内、継手部(高力ボルト連結部)に適用する。
- 2)塗料使用量は、前処理・工場塗装はスプレー塗りの場合を、現場塗装ははけ塗りの場合を示す。
- 3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 4)ミストコートは変性エポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものを用いる。
- 5)鋼板接触面は、工場塗装の無機ジンクリッチペイントまで塗布する。

○タイプ5【高力ボルト連結部(内面)】

工程	塗料名	表面処理規格		塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S		
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー			(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチペイント			75	600
現場塗装	動力工具処理	St3	Pt3		
	ミストコート				130
	超厚膜形エポキシ樹脂塗料下塗			300	500×2
合計塗膜厚				375	

- 1)鋼軌道桁の内面の内、継手部(高力ボルト連結部)に適用する。
- 2)塗料使用量は、前処理・工場塗装はスプレー塗りの場合を、現場塗装ははけ塗りの場合を示す。
- 3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 4)ミストコートは変性エポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものを用いる。
- 5)鋼板接触面は、工場塗装の無機ジンクリッチペイントまで塗布する。

第2編 設計

○タイプ6【溶接部(外面)】

工程	塗料名	表面処理規格		塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S		
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー			(15)	160
現場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	有機ジンクリッチペイント			75	300×2
	変性エポキシ樹脂塗料下塗			60	200
	エポキシ樹脂M I O塗料			60	280
	エポキシ樹脂M I O塗料			50	230
合計塗膜厚				245	

- 1)鋼軌道桁の走行面の内、現場溶接部に適用する。
- 2)塗料使用量は、前処理はスプレー塗りの場合を、現場塗装ははけ塗りの場合を示す。
- 3)プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

○タイプ7【溶接部(内面)】

工程	塗料名	表面処理規格		塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S		
現場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2 Sh2		
	有機ジンクリッチペイント			75	300×2
	超厚膜形エポキシ樹脂塗料下塗			300	500×2
合計塗膜厚				375	

- 1)鋼軌道桁の内面の内、継手部(溶接部)に適用する。
- 2)塗料使用量は、はけ塗りの場合を示す。

第2編 設計

○タイプ8【車輪接触面(走行面、案内面、安定面)】

工程	素地調整方法・塗料名	表面処理規格			塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S			
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー				(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチペイント				75	600
	ミストコート					160
	エポキシ樹脂塗料下塗				120	540
	エポキシ樹脂M I O塗料				60	360
	エポキシ樹脂M I O塗料				50	300
合計塗膜厚					305	

- 1)鋼軌道桁の走行面及び案内安定面の内、現場溶接部及び高力ボルト連結部以外に適用する。
- 2)塗料使用量は、スプレー塗りの場合を示す。
- 3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 4)ミストコートはエポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものをを用いる。

○タイプ9【車輪接触面(高力ボルト連結部)】

工程	素地調整方法・塗料名	表面処理規格			塗膜厚 (μm)	塗料使用量 (g/m^2)
		S I S	S P S S			
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー				(15)	160
現場塗装	動力工具処理	St3	Pt3			
	有機ジンクリッチペイント				75	300×2
	変性エポキシ樹脂塗料下塗				60	200
	エポキシ樹脂M I O塗料				60	280
	エポキシ樹脂M I O塗料				50	230
合計塗膜厚					245	

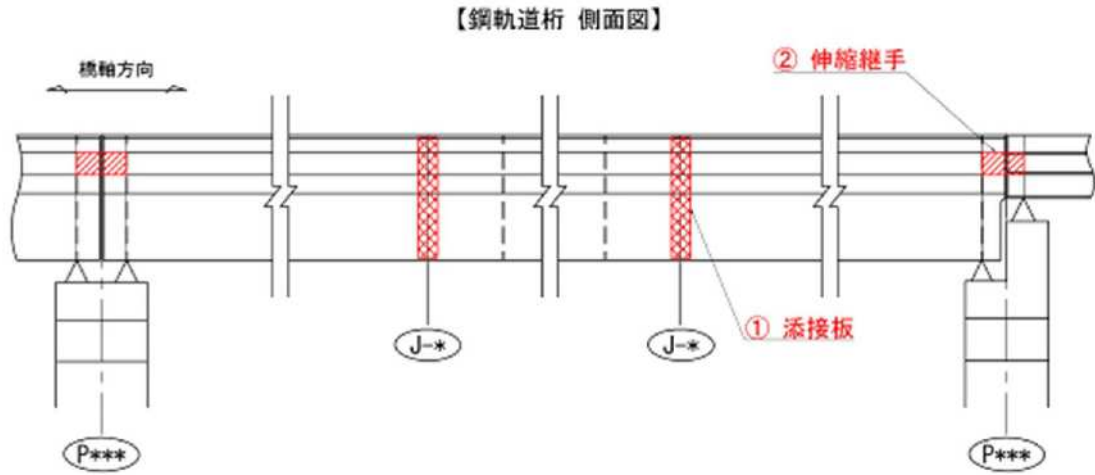
- 1)鋼軌道桁の案内安定面の内、高力ボルト連結部に適用する。
- 2)塗料使用量は、前処理はスプレー塗りの場合を、現場塗装ははけ塗りの場合を示す。
- 3)プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

第2編 設計

2-4-2. 止水・滞水対策

1. 止水対策

(1) 設置位置



(2) 止水対策箇所

【鋼軌道桁 現場継手部（添接板）】

現場継手部は高力ボルトでの締付けであり、母材と添接板との隙間から雨水等が浸入し、内部滞水の原因となるため、シール材にて止水すること。止水は紫外線劣化抑制のため主桁内面より行い、シール材は弾性シール材を使用する。

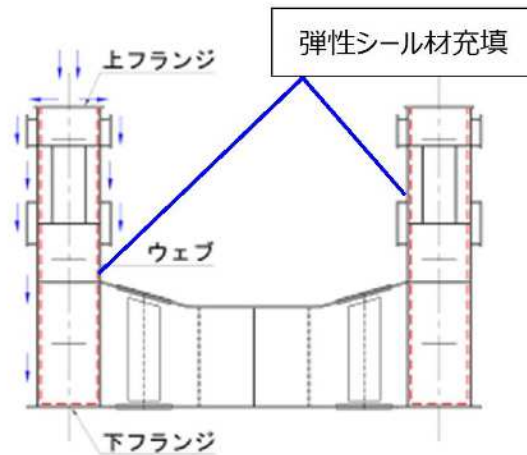


図. IV-2 現場継手部（添接板）の止水箇所図

第2編 設計

【鋼軌道桁 伸縮継手部】

鋼軌道桁走行面の伸縮継手ボルト周りを止水材（シール材（バックアップ材併用可※）、パテ等）を充填すること。

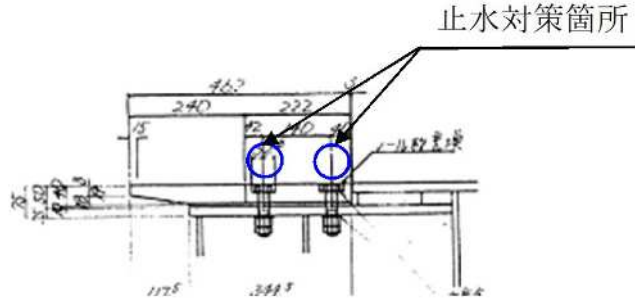


図. IV—3 伸縮継手の止水箇所図

※後の劣化した止水材を取り除く作業を考えた場合、バックアップ材を併用したほうが、維持管理上望ましい場合もあるので、現場条件に合わせること。

2. 滞水対策

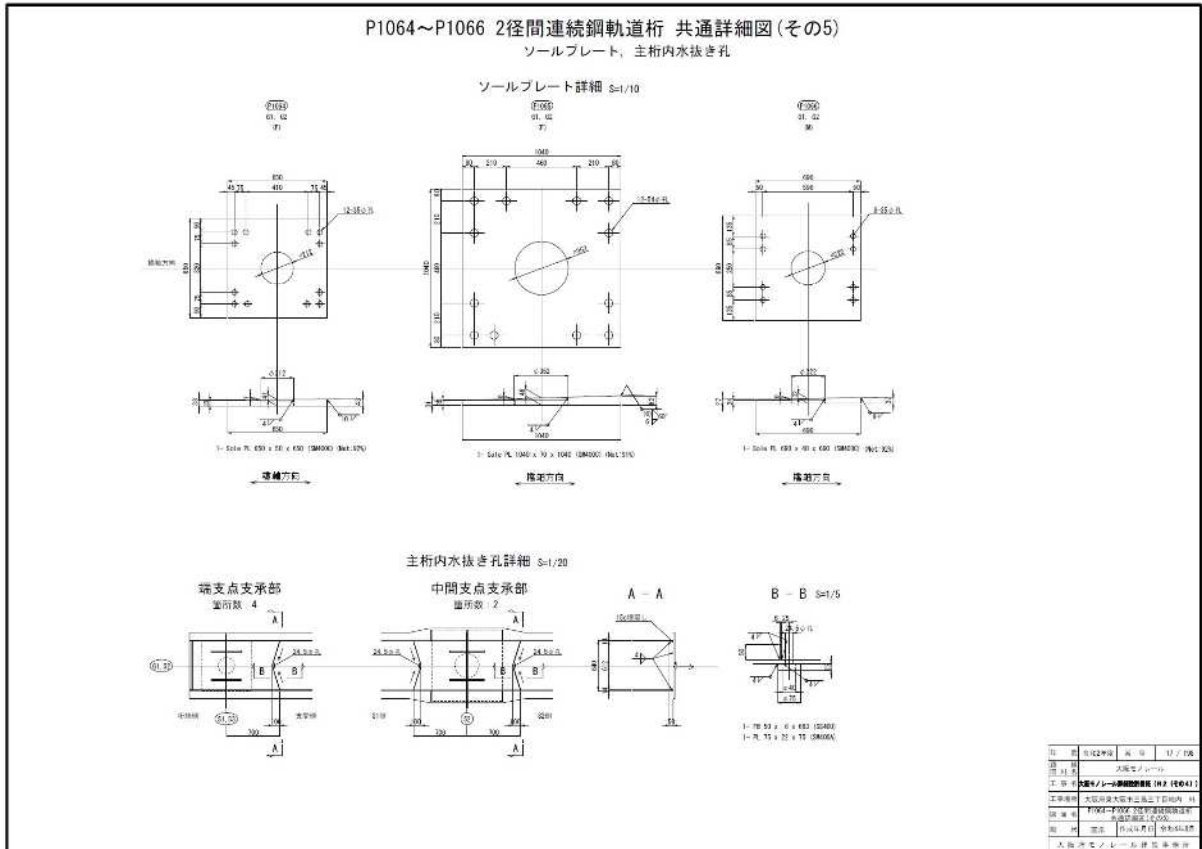
(1) 設置位置

【鋼軌道桁】

- (1) 端部や添接部付近の下フランジに設置することを基本とする。
- (2) ただし、端部や添接部付近での設置が難しいとき、または、複数の設置が必要なときは端部以外に設置することができる。
(桁の内部で水の通りぬける路^{※1}をつくり、できるだけ、端部に近い箇所に設置するものとする。)
- (9) 水抜孔の真下が、支柱の梁、歩道、自転車道など、水滴が落ちることが不適切な場所には設置しない。

第2編 設計

※水抜き図面



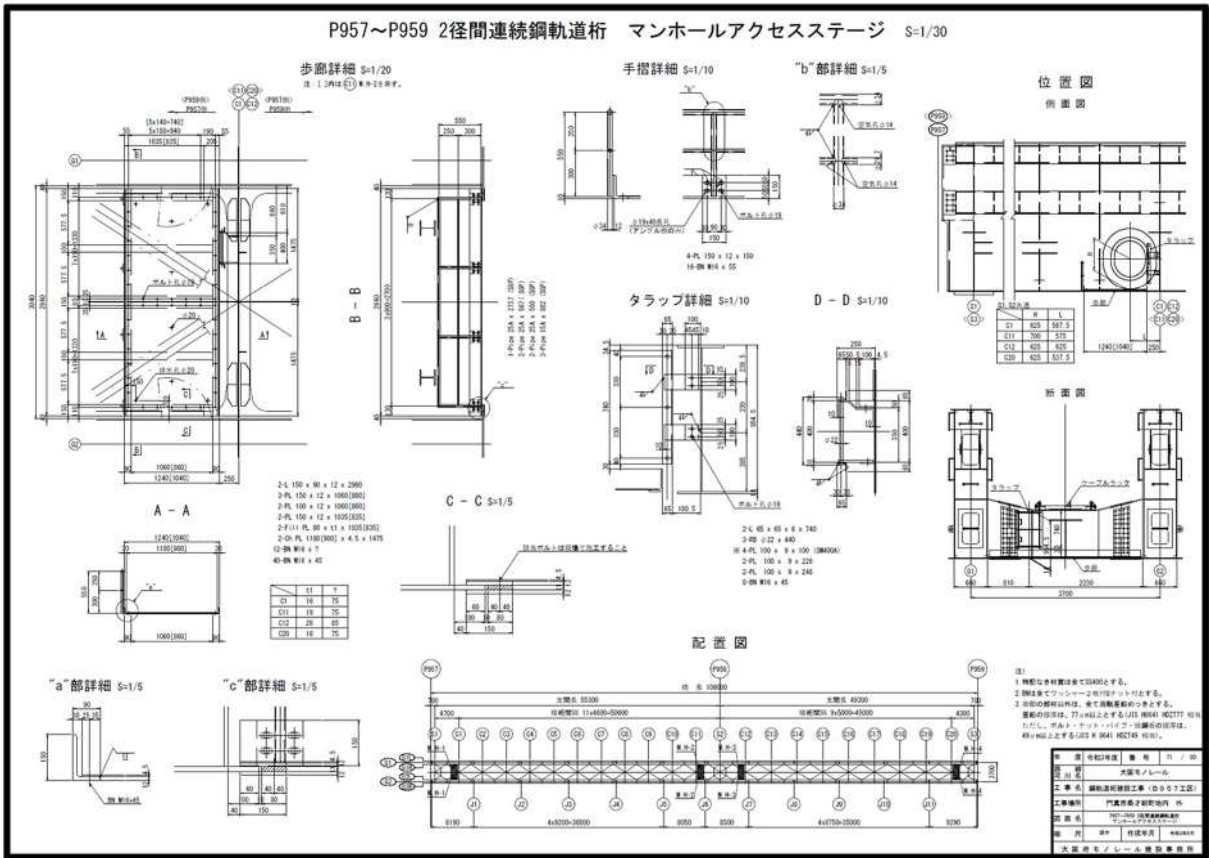
第2編 設計

2-4-3. アクセスステージ

軌道桁の内面点検を行う際の安全対策として、マンホール位置にアクセスステージを設置する。
次頁に参考図を示す。

第2編 設計

※アクセスステージ図面



第2編 設計

2-4-4. 点検用吊ピース

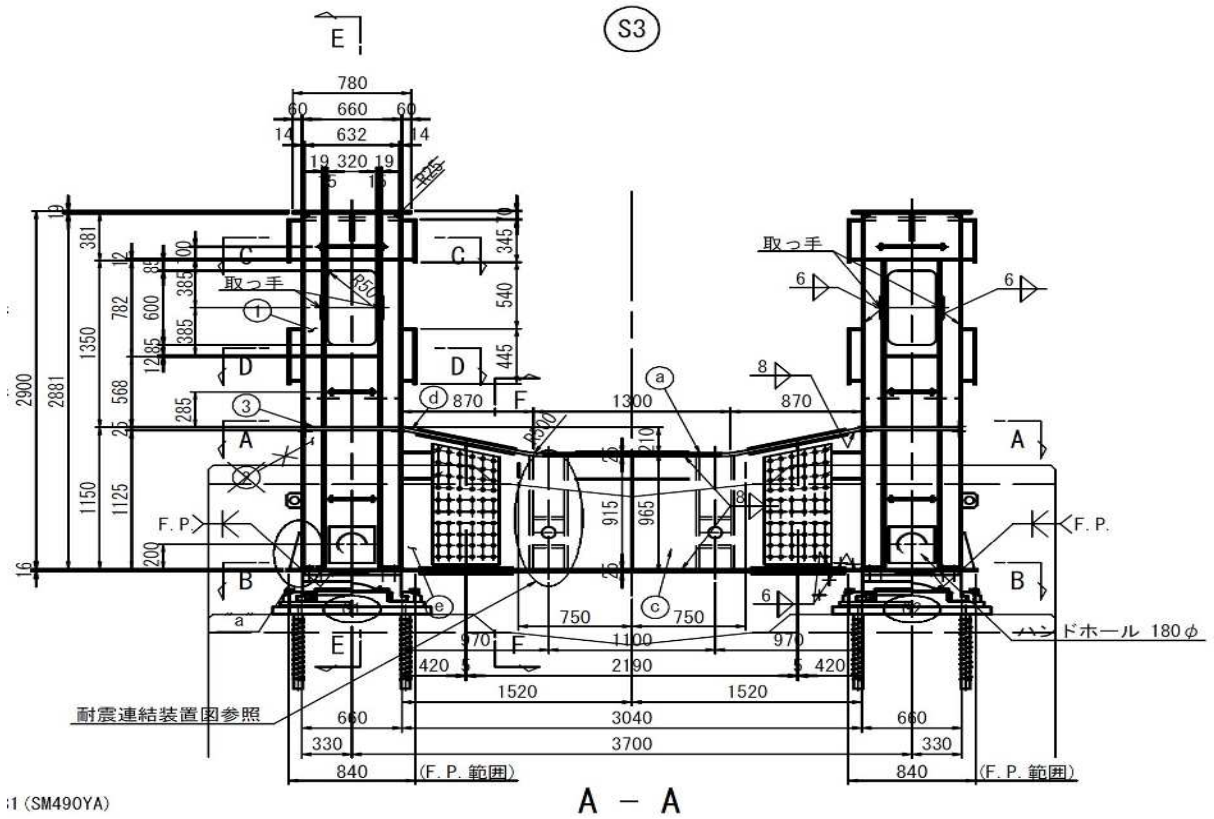
支柱天端での点検作業を実施の安全対策として、端横桁及び中間横桁の腹板（ウェブ）上面に吊りピースを設置する。

設置位置は、横桁中心、中心からフルハーネスのランヤード伸長 1700 mmを考慮し、1500 mm以内に設置する。

次頁に参考図を示す。

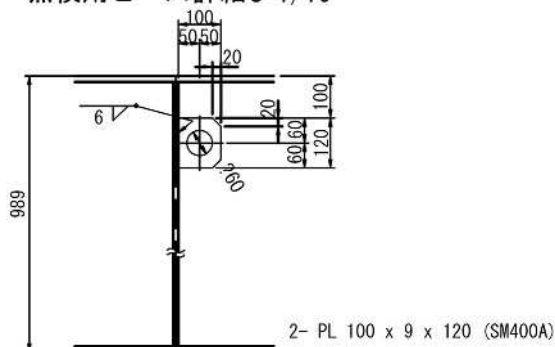
第2編 設計

※点検用吊ピース参考図



1:1 (SM490YA)

F - F
点検用ピース詳細S=1/10



第2編 設計

