

III. 海外と我が国との鋼橋構造の相違 (続編)

第 1 章 桁 橋

§ 1. 概 要

桁橋グループは、前回に引き続き表-1 に示す3つの橋梁について調査を行った。
各橋の調査結果を基本事項、本体構造、付属物の順に § 2 に示す。

各資料とも我が国橋梁メーカーが応札時に入手した図面をもとにしたものであり、また、今回の調査では入手図面の情報量が少ない橋梁もあった。したがって、海外の桁橋の構造として一般化できるものではないが、前回分を含めて以下に示す事項が調査結果の共通点であった。

- 1) 床版ではハンチ部に傾斜がなく、また、折曲げ鉄筋を用いていない。
- 2) 断面変化数が少なく、また、変化させる場合は添接位置とすることが多い。
(シムプレートを用いている)
- 3) 腹板の幅厚比が大きい。
- 4) 支承は鋼板の溶接集成タイプとしている。
- 5) 横構を省略しているものがある。
- 6) 主桁の本数が少ない。→PC床版の利用、縦桁の設置。
- 7) 添接位置で部材を折り、部材の直線化を図っている。
- 8) 対傾構あるいはダイヤフラム間隔が大きい。

上記各項目1)～8)について、各橋梁の事例の参照頁を表-2に示す。

表-1 海外橋梁の設計に関する調査対象一覧表 (鋼桁橋)

NO	プロジェクト名	年度	形式	支間(m)	桁高(mm)	設計コンサルタント
7	Metroplitan Atlanta Rapid Transit Authority East line (U.S.A)	1976	単純Open箱桁 27連 (プレキャスト床版およびRC床版の2種類あり)	18.5~42.3 27連	1,170~1,180	Reynolds, Smith and Hills Engineers
8	Carson city to nev.-Calif. State Line North of Reno (U.S.A)		RC床版単純鋼箱桁橋	57.0 斜角54° 04' 11"	1,880	不明
9	North Carolina State Highway (U.S.A)	1977	RC床版単純合成鉄桁橋	Span "A" 38.70 Span "B" 39.47	1,448	不明

注：NO.1~ 6は昭和61年度報告書に掲載している。

表 - 2 海外橋梁の構造に関する共通事項の参照頁 (鋼桁橋)

項 目 番 号	橋 梁 番 号								
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4	No. 5	No. 6	No. 7	No. 8	No. 9
1)	19	—	25	—	31	34	—	4	4
2)	19	22	25	28	—	34	3	3	3
3)	19	22	25	28	—	34	4	4	3
4)	—	24	27	30	33	36	9	9	—
5)	20	23	—	29	—	35	—	—	—
6)	19	—	25	28	—	—	—	—	—
7)	—	—	25	—	—	34	3, 4	—	—
8)	20	—	26	29	—	—	—	—	—

注) 1. 橋梁 No. 1~No. 6は昭和61年度報告書 (S62.3)の頁を示す。

2. 橋梁 No. 7~No. 9は構造比較一覧表の番号 (1/10~10/10)を示す。

§ 2 構造比較一覧（鋼桁橋）

基本事項、本体構造、付属物

NO.7 Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East Line Bridge

（オープン箱桁）

NO.8 Carson City to Nev.-Calif.State line Bridge

（オープン箱桁）

NO.9 North Carolina State Highway Bridge

（鈑桁）

海外橋梁構造比較一覧 (鋼桁橋) (1 / 10)

7. Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East Line Bridge

基本事項 (1 / 2)

No	名称		構造概要									
	加外名	橋名	平面・側面図	断面図	橋種	型式	橋長m	支間m	幅員m	桁高m	桁配置	最大部材長m
7	Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East line (U.S.A)				道路橋	単純 open 箱桁 27連 (プレキャスト) 床版 および RC床版の 2種 類あり	約 475m 工区全長	18.5 ~42.3 27連	?	1.17 ~1.83	2-box ?	30m ?

海外橋梁構造比較一覧 (鋼桁橋) (2 / 10)

7. Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East Line Bridge

基本事項 (2/2)								
No	工事概要						その他	
	工事場所	施主 (国名)	コンサル (国名)	施工業者 (国名)	鋼重	工期		工費
7	Georgia (U.S.A)	Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority (U.S.A) [MARTA]	Reynolds, Smith and Hills Engineers	—	—	—	—	・27連のうち、span 65' ~ 100' の標準型が20連、span 100' ~ 140' の“特殊型”が7連 ・床版はPrecast Deck slab であるが、span 130' ~ 140' には、cast-in-place Deck slab もある。

7. Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East Line Bridge

本体構造 (2/6)														
床 版											縦 げ た			
No	R C 床 版					P C 床 版					その他	断 面	継 手	材料 (規格)
	床版スパン	版厚	ハンチ	配 筋	材料 (規格)	床版スパン	版厚	ハンチ	配 筋	材料 (規格)				
7	2.1 m	?	なし?	Shear connector あり、(この場合、上構あり、長スパンの場合 "torsion plate" を上フランジ間に設け、箱断面にしている) cf. 3/6	2.1 m	?	なし?	(precast deck slab) slab tieあり。 (この場合上構なし) cf. 3/6				なし?		

7. Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East Line Bridge

本体構造 (3/6)

主 桁

フ ラ ン ジ

母 材

補 剛 材

縦方向補剛材

横方向補剛材

No	断 面	継 手	材料 (規格)	縦方向補剛材				横方向補剛材			
				断 面	継 手	補剛材間隔	材料 (規格)	断 面	継 手	補剛材間隔	材料 (規格)

7	上フランジはスパンに関らず、断面一定 (span 130' 140' は BOX)	現場溶接 (スパン小の場合はなし)	A-572 (Gr. 42, 50)	なし (下フランジ)				なし (約 4.8m 間隔でトラス形式のダイヤフラムあり)				
	下フランジの断面変化数は、スパンごとに以下のとおり											

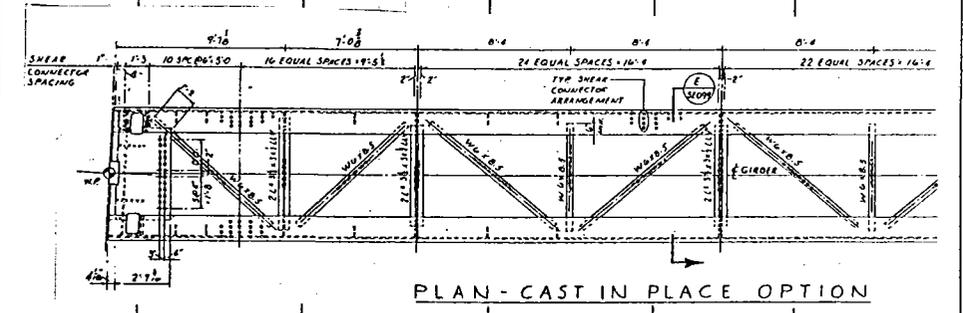
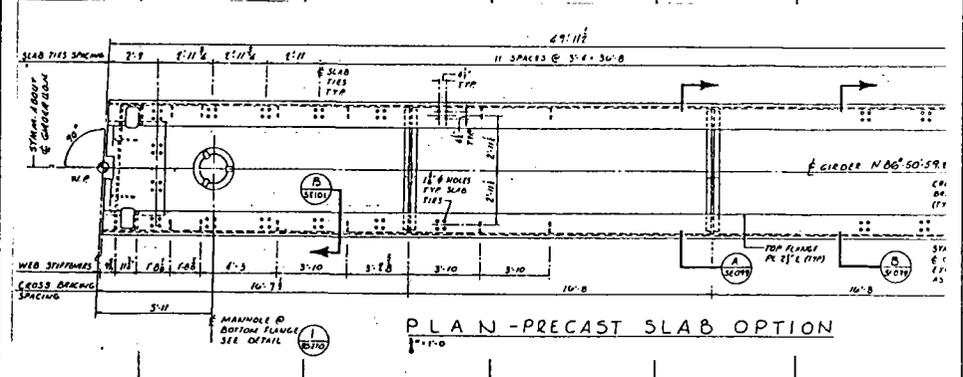
スパン 断面種類数

45' ~ 75'	1
80' ~ 90'	2
95' ~ 120'	3
130' ~ 140'	4

(ただし、桁端付近の増厚分は、は含んでいない)

上横構なし

上横構あり



海外橋梁構造比較一覧（鋼桁橋） (6 / 10)

7. Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East Line Bridge

本体構造 (4/6)

主 桁

腹 板

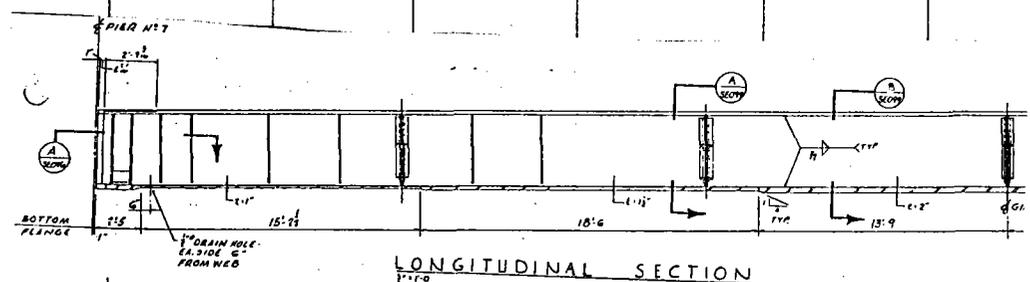
母 材

補 剛 材

水平補剛材

鉛直補剛材

No	断 面	継 手	材料 (規格)	水平補剛材				鉛直補剛材			
				断 面	継 手	補剛材間隔	材料 (規格)	断 面	継 手	補剛材間隔	材料 (規格)
7	span [W 45' ~ 100' (13~16) × 1170 100' ~ 140' (16~19) × (1170~1830)	なし 現場溶接	A 572 "	なし "	— — —	— — —	— — —	なし あり	— — —	変化 (桁端側に密)	A 572 下フランジ側は 1" アキあり



本 体 構 造 (5 / 6)

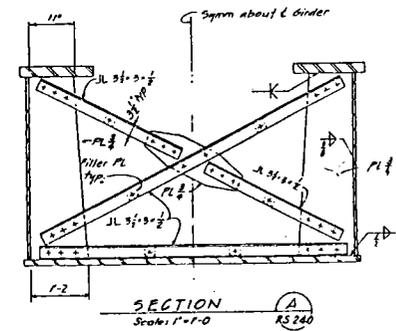
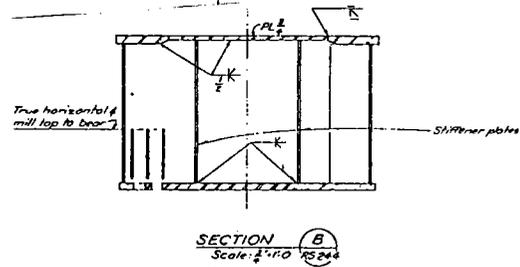
主 桁

ダイヤフラム

支点上ダイヤフラム

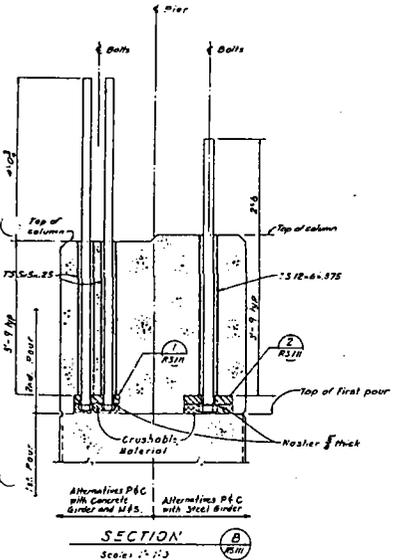
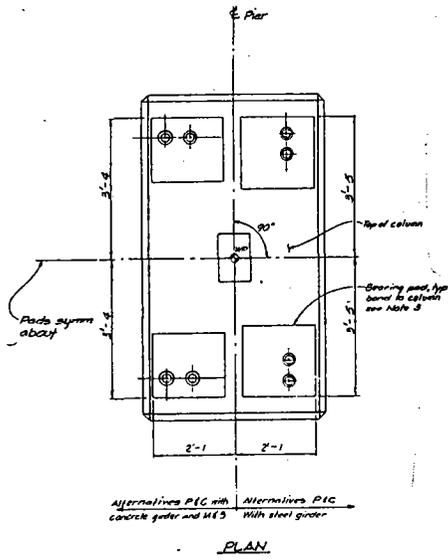
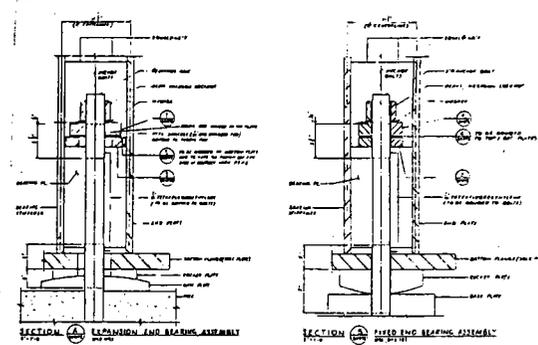
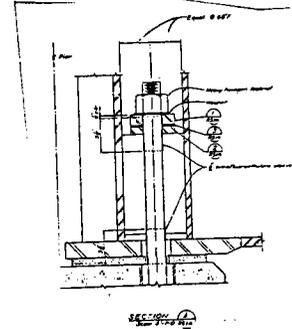
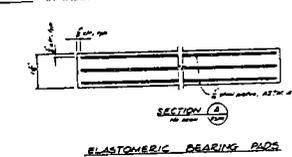
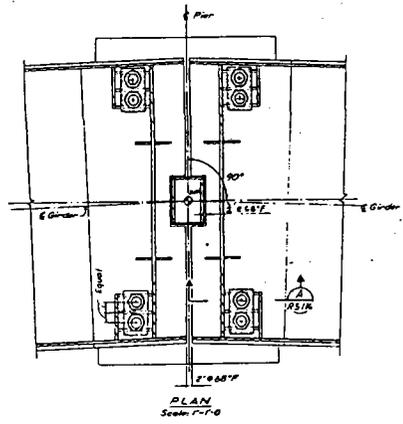
中間ダイヤフラム (対称橋)

No	母 材			補 剛 材			断 面	間 隔	継 手	材 料 (規格)
	断 面	継 手	材 料 (規格)	断 面	継 手	材 料 (規格)				
7	PL25mm~32mm	—	A572	4-PL 130×19	—	A572	ダブルL $3 \frac{1}{2} \times 3 \times \frac{1}{2}$	1.5m ~2.0	—	A572



7. Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority East Line Bridge

付 属 物 (1 / 2)

No	支 承			伸 縮			
	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規格)	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規格)	
7	<p>下部工に埋め込んだアンカボルトに桁を直接、連結している。</p>  <p>SECTION B Scale: 1/4" = 1'-0"</p>	<p>sole PL 部は、下フランジを増厚して対処している。</p>  <p>PLAN</p>		 <p>SECTION A Scale: 1/4" = 1'-0"</p>			
				 <p>SECTION A Scale: 1/4" = 1'-0"</p>	[span 130' , 140' の場合]		
				 <p>SECTION A Scale: 1/4" = 1'-0"</p>		 <p>PLAN Scale: 1/4" = 1'-0"</p>	[span 45' ~ 100' の標準の場合]

海外橋梁構造比較一覽 (鋼桁橋) (1 / 10)

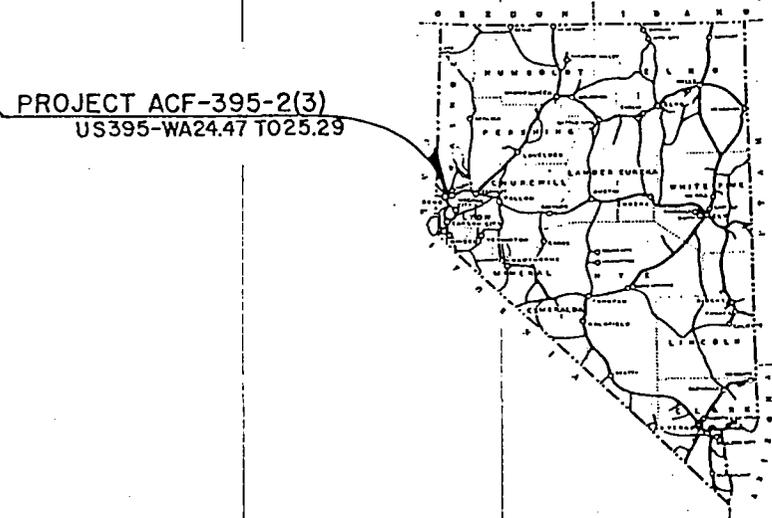
8. Carson City to Nev.-Calif. State Line Bridge

名称		基本事項 (1/2)										
No	加江外名	橋名	構造概要		橋種	型式	橋長m	支間m	幅員m	桁高m	桁配置	最大部材長
			平面・側面図	断面図								
8	Carson City to Nev.-Calif. State Line North of Reno		<p>PLAN</p>	<p>ELEVATION NORMAL TO MILL STREET (Looking Back on Line)</p>	道路橋	R C床版単純鋼箱桁橋	187' (57.00m) 斜角54° 04' 11"		(133') (40.53m)	74" = 1880mm (Web高)		桁桁最大ジョック長 121' (36.88m)

- 16 -

海外橋梁構造比較一覧（鋼桁橋） （ 2 / 10 ）

8. Carson City to Nev.-Calif.State Line Bridge

基本事項 (2/2)							
No	工事概要						その他
	工事場所	施主(国名)	コンサル(国名)	施工業者(国名)	鋼重	工期	
8	North of Reno	State of Nevada Department of Highways					
							

海外橋梁構造比較一覧 (鋼桁橋) (4 / 10)

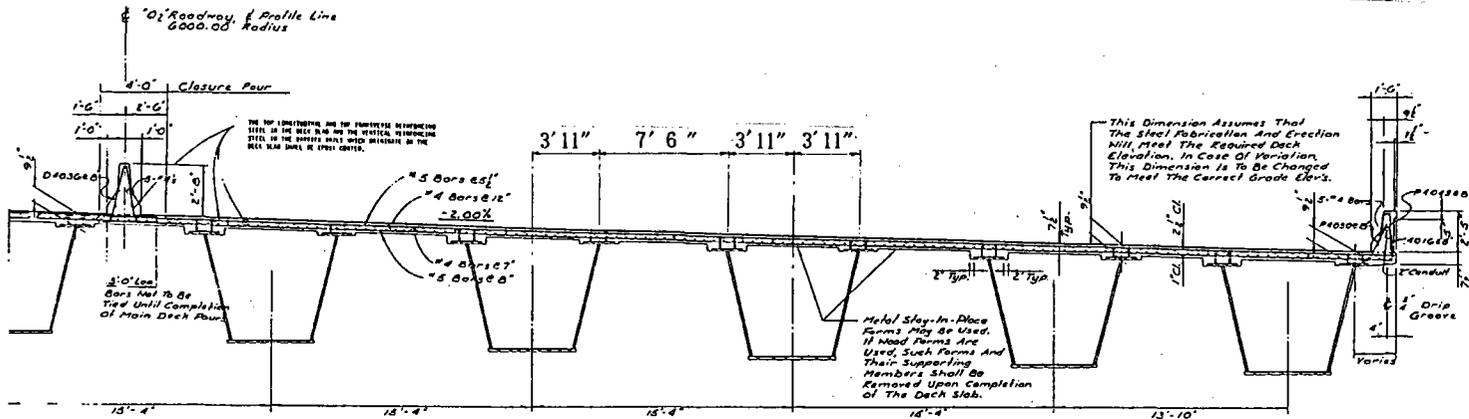
8. Carson City to Nev.-Calif.State Line Bridge

[3/10.2 欠]

本体構造 (2/6)

床版

No	R C 床版					P C 床版					その他	縦 げ た		
	床版スパン	版厚	ハンチ	配筋	材料(規格)	床版スパン	版厚	ハンチ	配筋	材料(規格)		断面	継手	材料(規格)
8	中間部 7' 6" (2.29m)	7-1/2" (19.05cm)		主筋(下端) 径 #5 ピッチ 8" (20.32cm) ピッチ 8" (20.32cm)	ASTM A615 Grade 60 ※一部エポキシ鉄筋を使用									
	端部 6' (18.29m)	垂直ハンチ 2" (5.08 cm) 3.88" (9.86 cm) 2(3'11") (2/100)+2"		主筋(上端) 径 #5 ピッチ 5-1/2" (6.35 cm) ピッチ 5-1/2" (6.35 cm) 配力筋(下端) 径 #4 ピッチ 7" (17.78cm) ピッチ 7" (17.78cm) 配力筋(上端) 径 #4 ピッチ 12" (30.48cm) ピッチ 12" (30.48cm)	ラップ長 #4 : 1' 6" (45.72cm) 以上 #5 : 2' 2" (66.04cm) 以上 #5 : 2' 2" (66.04cm) 以上									



NOTE:
1) See Structure I-1253 For Expansion Joint Details.
2) See Roadway Lighting Sheet T-10 For Location Of 1" Conduit & Junction Boxes In Deck Slab.

TYPICAL DECK SECTION

See 'Special Detail' Sheet For Metal Stay-In-Place Form Detail.

海外橋梁構造比較一覧 (鋼桁橋) (5 / 10)

8. Carson City to Nev.-Calif. State Line Bridge

本体構造 (3/6)

主桁

フランジ

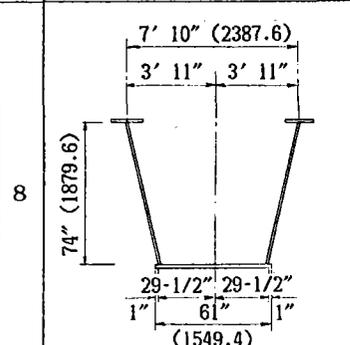
母材

補剛材

縦方向補剛材

横方向補剛材

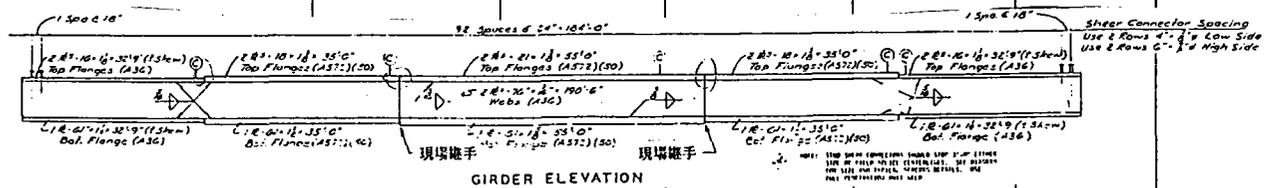
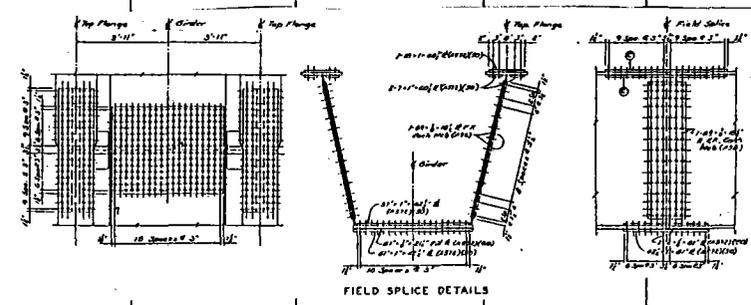
No 断面 継手 材料(規格) 断面 継手 補剛材間隔 材料(規格) 断面 継手 補剛材間隔 材料(規格)



現場継手 (高力ボルト接合)

- 高力ボルト ASTM A325
 - 径 ϕ 7/8" (22.2 mm)
 - 間隔 3" (76.2 mm)
- スライスルト ASTM A572
 - 上フランジ 1' 18" \times 1" \times 60-1/2" (457.2 \times 25.4 \times 1536.7)
 - 2' 7" \times 1" \times 60-1/2" (177.8 \times 25.4 \times 1536.7)
 - 下フランジ 1' 57" \times 1" \times 42-1/2" (1447.8 \times 25.4 \times 1079.5)
 - 1' 61" \times 1" \times 42-1/2" (1549.4 \times 25.4 \times 1079.5)
 - ライ- 1' 61" \times 1/8" \times 21-1/4" (1549.4 \times 3.2 \times 539.8)

	幅	板厚		規格		
		inch	mm		inch	mm
上フランジ	端部	16	406.4	1-1/8	28.6	A36
	中間部	28	457.2	1-3/8	34.9	A572
下フランジ	端部	61	1549.4	1-1/4	31.8	A36
	中間部	61	1549.4	1-1/2	38.1	A572
		61	1549.4	1-5/8	41.3	A572



GIRDER ELEVATION

8. Carson City to Nev.-Calif. State Line Bridge

本体構造 (4/6)

主 桁

腹 板

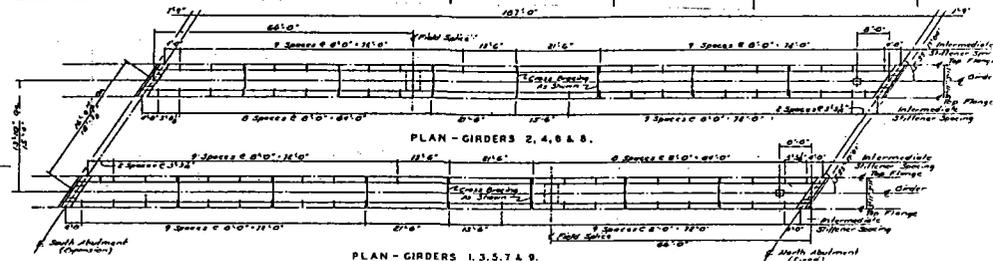
母 材

補 剛 材

No	断 面	継 手	材料 (規格)	水平補剛材		鉛直補剛材			
				断 面	継 手	補剛材間隔	材料 (規格)	断 面	継 手
8	<p>2-Web Pl 76" X 7/16" X 190' 6" (1930.4 X 11.1 X 58064.4) (1930.4 X 11.1 X 58064.4) (A36)</p>	現場継手 (高力ボルト接合)	・高力ボルト ASTM A325 径φ 7/8" (22.2 mm) 間隔 3" (76.2 mm) ・スライプルト 2' 69" X 3/8" X 18-1/2" (1752.6 X 9.5 X 469.9)				<p>INTERMEDIATE STIFFENERS AND CROSS BRACING</p>	ASTM A36	8' (2438.4 mm) 13' 6" (4114.8 mm) 21' 6" (6553.2 mm)
				<p>FIELD SPLICE DETAILS</p>					
				<p>GIRDER ELEVATION</p>					

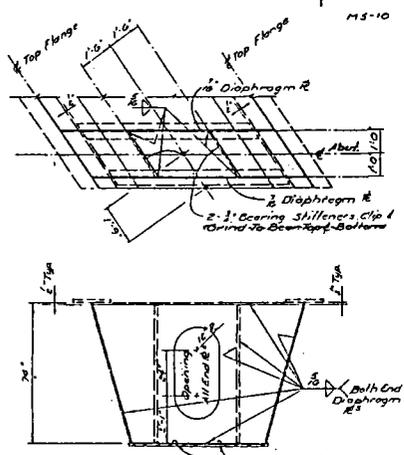
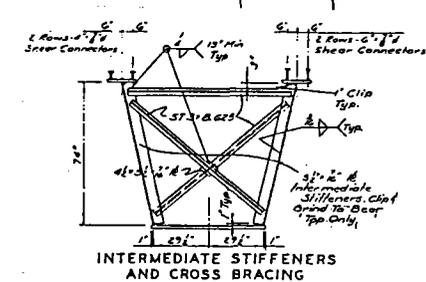
Fig. ~Web. のすみ肉溶接のサイズ

	上フランジ ~ ウェブ				下フランジ ~ ウェブ			
	S inch (mm)	t1 inch (mm)	t2 inch (mm)	√2-t2 mm	S inch (mm)	t1 inch (mm)	t2 inch (mm)	√2-t2 mm
端部	5/16 (7.9)	7/16 (11.1)	1-1/8 (28.6)	7.6	5/16 (7.9)	7/16 (11.1)	1-1/4 (31.8)	8.0
中間部	5/16 (7.9)	7/16 (11.1)	1-3/8 (34.9)	8.4	5/16 (7.9)	7/16 (11.1)	1-1/2 (38.1)	8.7
中間部	5/16 (7.9)	7/16 (11.1)	1-3/8 (34.9)	8.4	3/8 (9.5)	7/16 (11.1)	1-5/8 (41.3)	9.1



海外橋梁構造比較一覧 (鋼桁橋) (7 / 10)

8. Carson City to Nev.-Calif. State Line Bridge

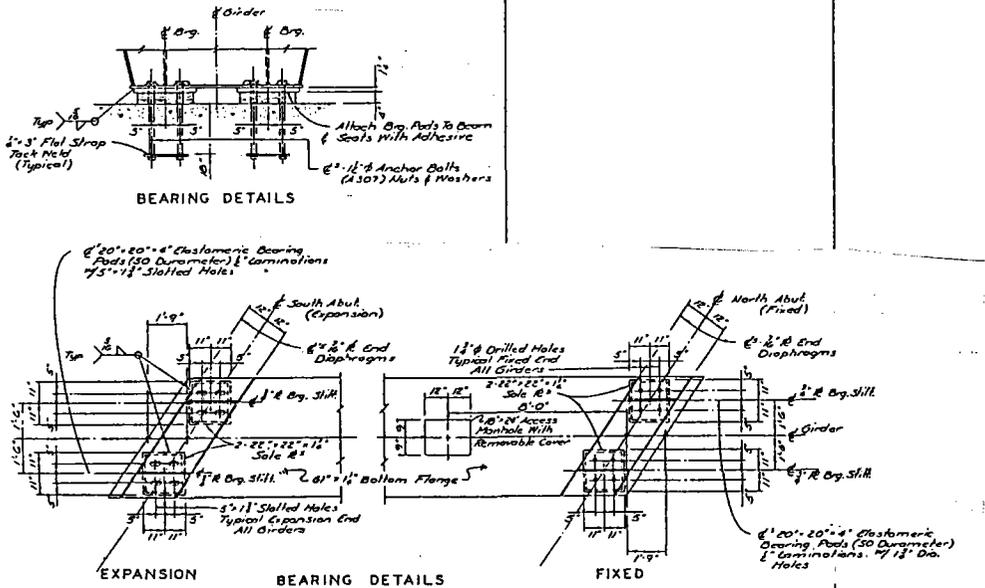
本体構造 (5/6)											
主 桁											
ダイヤフラム (対傾構)											
支点上ダイヤフラム (対傾構)					中間ダイヤフラム (対傾構)						
母 材			補 剛 材			断 面	間 隔	継 手	材料 (規格)		
No	断 面	継 手	材料 (規格)	断 面	継 手	材料 (規格)	断 面	間 隔	継 手	材料 (規格)	
8	 <p>MS-10</p> <p>END DIAPHRAGMS</p> <p>4775b : PL-7/16" (11.1 mm)</p> <p>ペリンカ・ステイナー : PL-3/4" (19.1 mm)</p> <p>ワシジ : PL-1/2" (12.7 mm)</p>		ASTM A36				 <p>INTERMEDIATE STIFFENERS AND CROSS BRACING</p> <p>コブスレ-A : 2-ST3 × 8.625</p> 				ASTM A36

海外橋梁構造比較一覽 (鋼桁橋) (9 / 10)

(10/10K)

8. Carson City to Nev.-Calif. State Line Bridge

付 属 物 (1 / 2)

No	支 承			伸 縮		
	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規格)	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規格)
8	 <p>BEARING DETAILS</p> <p>EXPANSION BEARING DETAILS</p> <p>FIXED BEARING DETAILS</p>		<p>ソウルプレート : 22" × 22" × 1-1/4" (558.8 × 558.8 × 31.8)</p> <p>アンカーボルト : 1-1/2" φ (38.1φ)</p>			

ASTM A36

ASTM A307

9. North Carolina State Highway Bridge

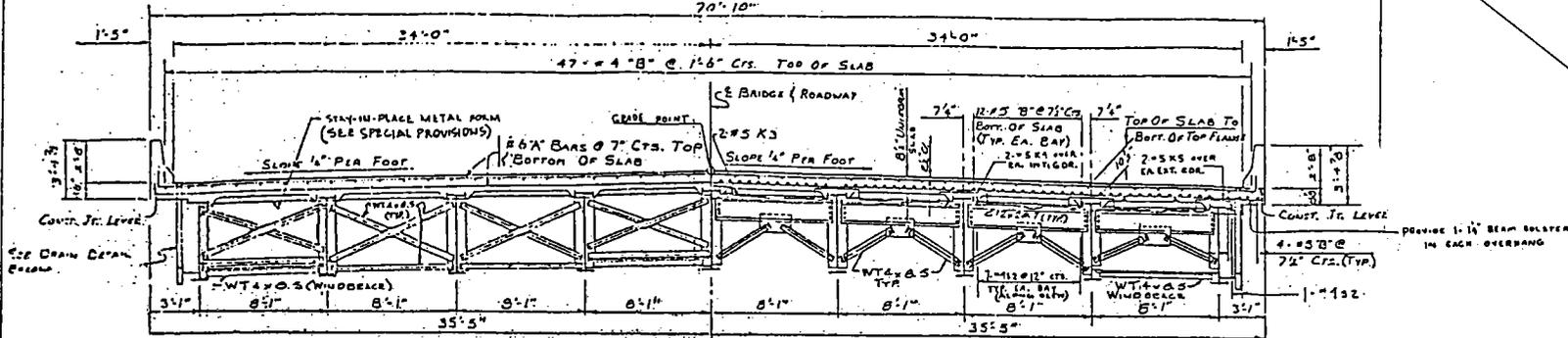
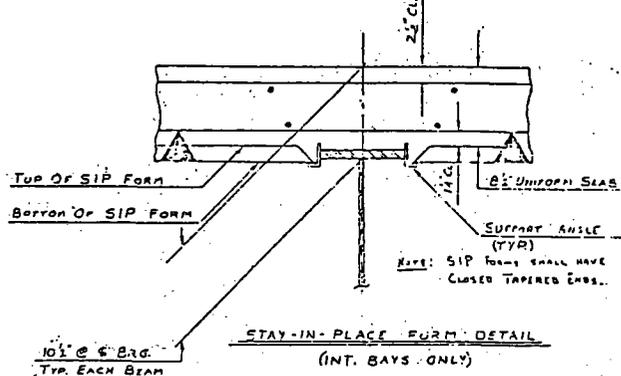
基本事項 (1 / 2)

No	名称		構造概要									
	加外名	橋名	平面・側面図	断面図	橋種	型式	橋長m	支間m	幅員m	桁高m	桁配置	最大部材長
9	North Carolina State Highway		<p>The diagram shows a bridge with two spans, 'SPAN A' and 'SPAN B'. Span A is 129'-0" long and Span B is 131'-6" long. The total bridge length is 260'-6". The bridge is supported by three bents: END BENT #1, BENT No. 1, and END BENT #2. The bridge is fixed at both ends. The diagram also shows the centerline of the bridge and survey lines. Dimensions for the spans are 129'-0" and 131'-6", and the total length is 260'-6". The bridge is supported by three bents. The bridge is fixed at both ends. The diagram also shows the centerline of the bridge and survey lines. Dimensions for the spans are 129'-0" and 131'-6", and the total length is 260'-6".</p>		道路橋	R C床版 単純合成鋼桁橋	260' - 6" (79.40m)	SPAN "A" 126' -11 ³ / ₄ " (38.7m) SPAN "B" 129' -5 ³ / ₄ " (39.47m)	70' - 10" (21.59m)	57" (1448mm)		141' -3 ³ / ₄ " (43.07m)

本体構造 (2/6)

床版

No	R C 床版					P C 床版					その他	縦げた		
	床版バシ	版厚	ハンチ	配筋	材料(規格)	床版バシ	版厚	ハンチ	配筋	材料(規格)		断面	継手	材料(規格)
9	8'-1" (2.46m)	8 1/2" (21.59cm)	2" (5.08cm)	主鉄筋 径 #6 "A" ピッチ 7" (17.78cm) 配力筋(下段) 径 #5 "B" ピッチ 7 1/2" (19.05cm) 配力筋(上段) 径 #4 "B" ピッチ 1'-6" (45.72cm) ツツ長 #4 1'-3" 以上 (38.10cm) #5 1'-9" 以上 (53.34cm) #6 2'-0" 以上 (60.96cm)										



- 25 -

9. North Carolina State Highway Bridge

本体構造 (3/6)

主 桁

フ ラ ン ジ

母 材

補 剛 材

縦方向補剛材

横方向補剛材

No

断 面

継 手

材料 (規格)

断 面

継 手

補剛材間隔

材料 (規格)

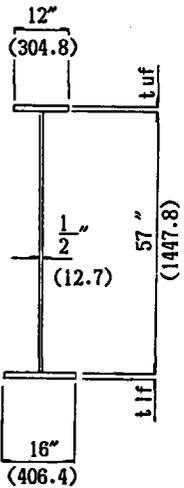
断 面

継 手

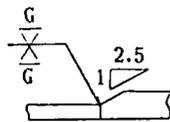
補剛材間隔

材料 (規格)

9



現場継手無
工場継手



		幅		板厚		規格 ASTM
		inch	mm	inch	mm	
上フランジ	端部	12	304.8	11/16	17.5	A588
	中部	12	304.8	1/4	31.8	A588
	端部	12	304.8	1 13/16	46.0	A588
下フランジ	端部	16	406.4	13/16	20.6	A588
	中部	16	406.4	1 1/2	38.1	A588
	端部	16	406.4	2 1/8	54.0	A588

9. North Carolina State Highway Bridge

本体構造 (4/6)											
主 桁											
腹 板											
母 材			補 剛 材								
No	断 面	継 手	材料 (規格)	水平補剛材				鉛直補剛材			
				断 面	継 手	補剛材間隔	材料 (規格)	断 面	継 手	補剛材間隔	材料 (規格)
9		現場継手無 工場継手 外桁外面のみ ビード仕上げ	ASTM A588	 水平補剛材 				 鉛直補剛材 			

9. North Carolina State Highway Bridge

本体構造 (5/6)

主桁

ダイヤフラム (対傾構)

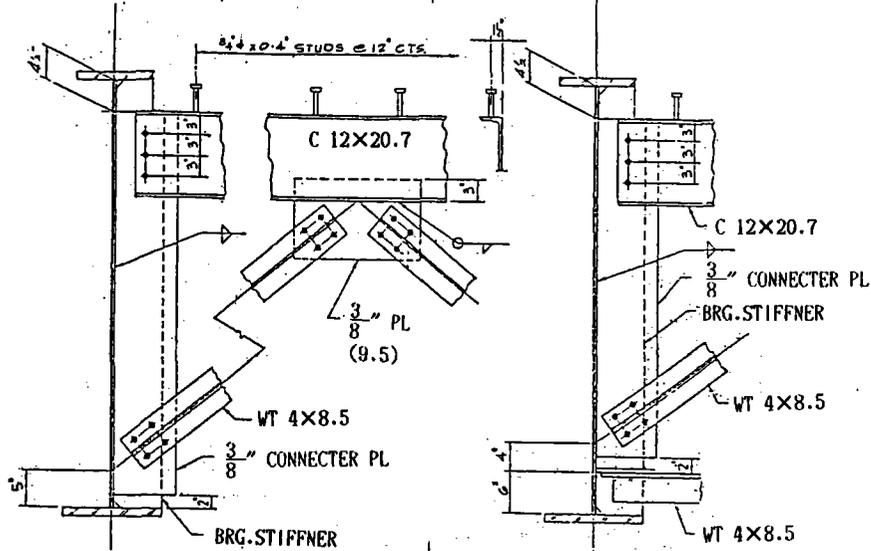
支点上ダイヤフラム (対傾構)

中間ダイヤフラム (対傾構)

母材

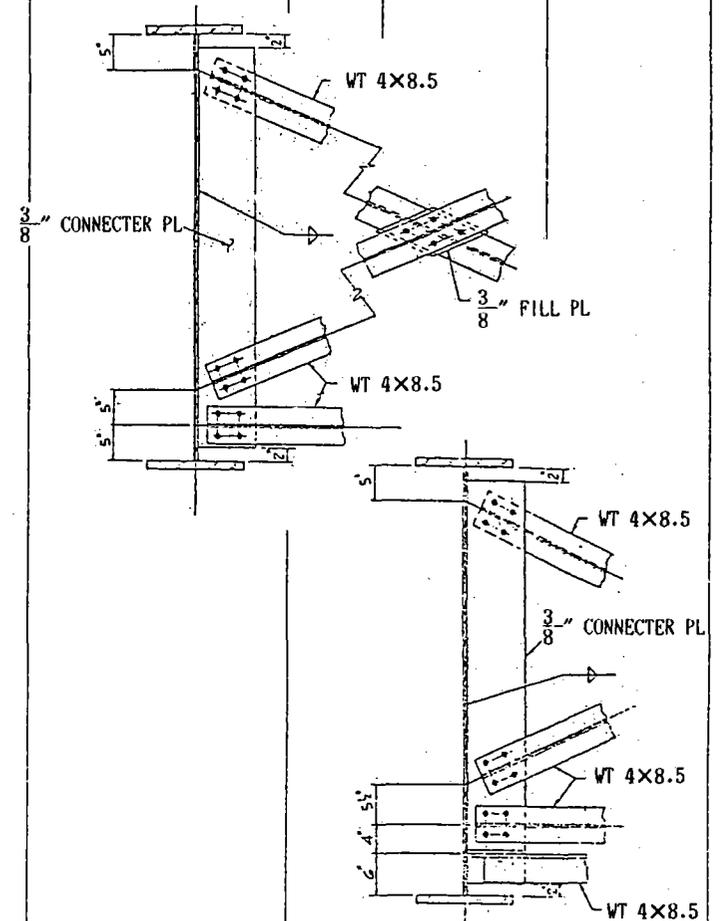
補剛材

No	母材			補剛材			断面	間隔	継手	材料(規格)
	断面	継手	材料(規格)	断面	継手	材料(規格)				



横構取付部

$\frac{13}{16} \times \frac{73}{4}$
(20.6 × 196.9)



横構取付部

9. North Carolina State Highway Bridge

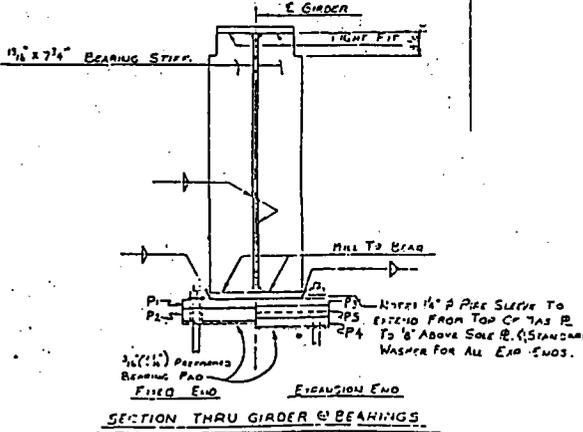
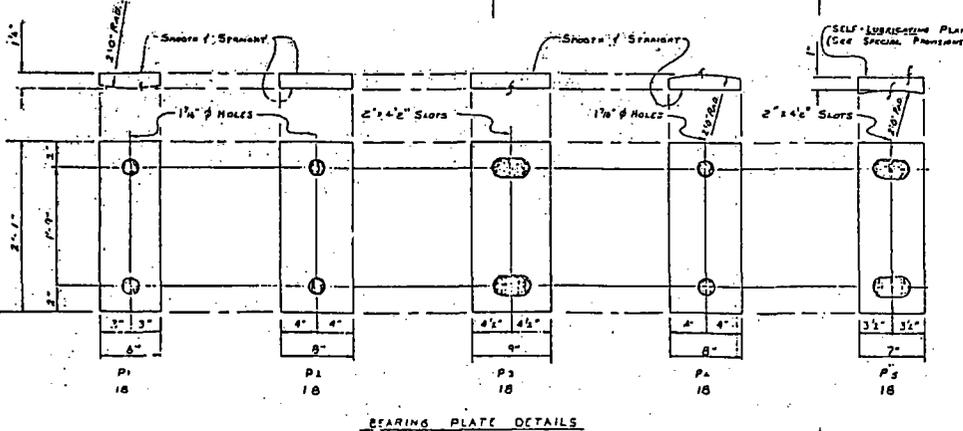
本体構造 (6/6)

主桁

No	横桁			横構			その他
	断面	継手	材料(規格)	断面	継手	材料(規格)	
9				WT 4x8.5 			床版のずれ止め $\frac{3}{4}$ " $\phi \times 5$ " 79PF (19.1 $\phi \times 127$)

9. North Carolina State Highway Bridge

付 属 物 (1 / 2)

No	支 承			伸 縮		
	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規格)	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規格)
9	 <p>SECTION THRU GIRDER @ BEARINGS.</p>			 <p>BEARING PLATE DETAILS.</p>		

9. North Carolina State Highway Bridge

付 属 物 (2/2)

そ の 他

防護柵・中央分離帯

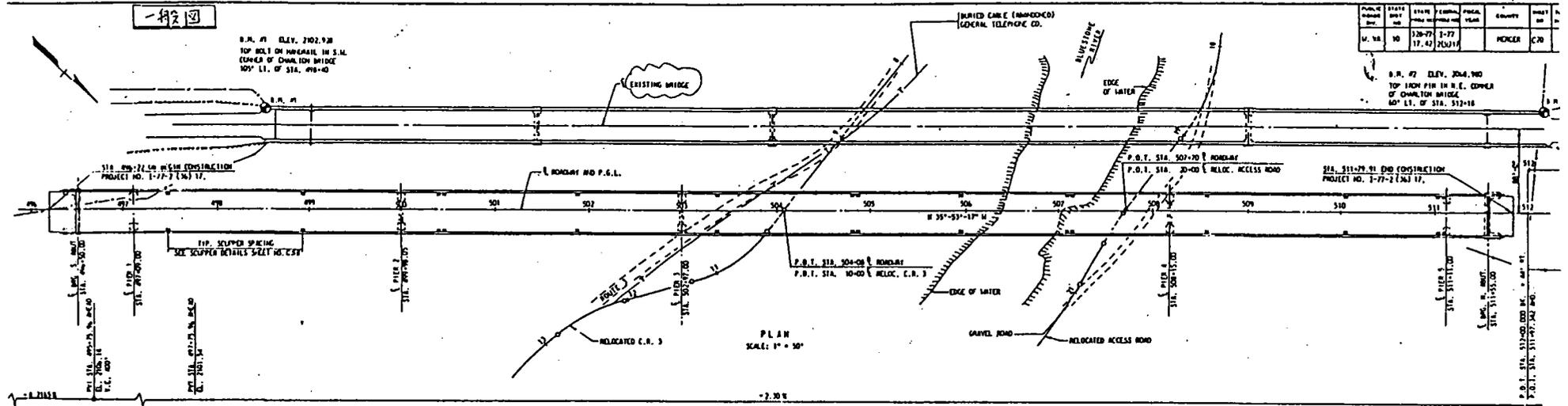
No	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規 格)	構 造 図	特 記 事 項	材 料 (規 格)
9						

第 2 章

トラス橋

目 次

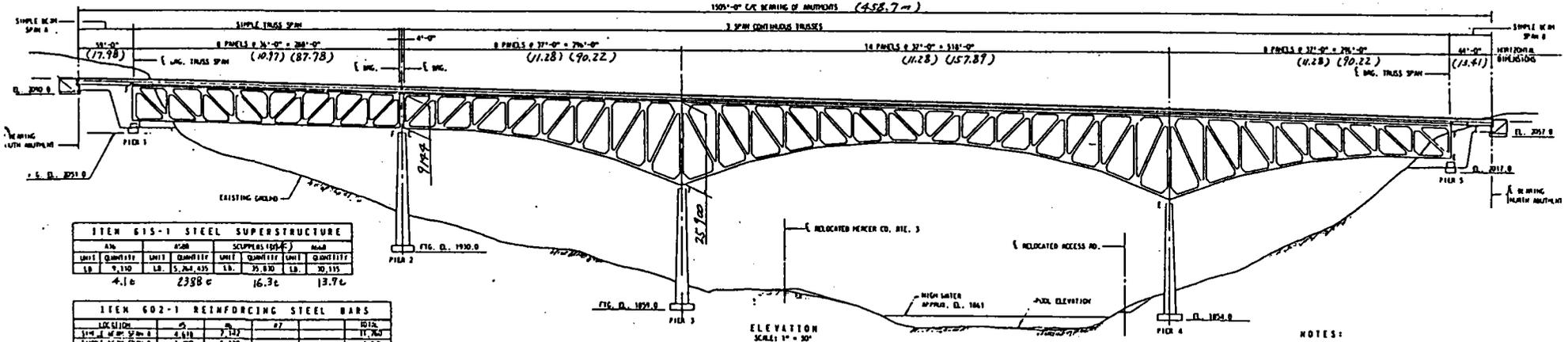
- § 1 構造検討 (BLUESTONE RIVER BRIDGE)
- § 2 断面構成及びトラス格点
 - 2. 1 断面構成の比較 (日本、米国)
 - 2. 2 疲労基準の違いからみる日本と米国のトラス格点部継手構造形式比較検討
- § 3 トラスの設計例



PROJECT NO.	STATE	DATE	DESIGNED BY	SCALE	CHECKED BY	DATE
1-77-2 (2)	VA	12-77	J. E. G.	1" = 50'	W. H. C.	1-77

B.M. #7 ELEV. 204.760
TOP 1/4" INCH PIN IN R.C. CORNER
OF CHARLTON BRIDGE
100' LT. OF STA. 512+10

PLAN
SCALE: 1" = 50'



ELEVATION
SCALE: 1" = 50'

ITEM 615-1 STEEL SUPERSTRUCTURE

ITEM	UNIT	QUANTITY	UNIT	QUANTITY
4.16	LB.	2398.6	SS.	35,830
	LB.		LD.	20,115

ITEM 602-1 REINFORCING STEEL BARS

LOCATION	NO.	WT.	FT.	TOTAL
SIMPLE TRUSS SPAN A	4,618	7.127		33,120
SIMPLE TRUSS SPAN B	3,490	5.339		18,675
SIMPLE TRUSS SPAN C	21,084	34.332		724,812
CONT. TRUSS SPAN	87,079	137.375		11,957,015
REINFORCING	16	2.77		44
TOTAL	120,291	179.613		13,115,666

ITEM 603-1 (E) EPOXY COATED REINFORCING STEEL BARS

LOCATION	NO.	WT.	FT.	TOTAL
SIMPLE TRUSS SPAN A	1,870	4.841		9,053
SIMPLE TRUSS SPAN B	1,407	3.315		4,664
SIMPLE TRUSS SPAN C	26,517	27.292		725,112
CONT. TRUSS SPAN	100,001	85.914		8,591,112
REINFORCING	13,073	13.174		172,222
TOTAL	132,868	119.636		9,598,163

ESTIMATE OF QUANTITIES

ITEM NO.	ITEM DESCRIPTION	UNIT	QUANTITY
601-0	CONCRETE BRIDGE DECK	S.F.	87,000
601-1	CONCRETE BRIDGE CURB	S.F.	3,000
602-1	REINFORCING STEEL BARS	LB.	13,115,666
602-1(E)	EPOXY COATED REINFORCING STEEL BARS	LB.	9,598,163
615-1	STEEL SUPERSTRUCTURE	S.F.	1,177,500
615-2	PRECASTED CONCRETE EXPANSION BARS	S.F.	1,177,500
615-3	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-4	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-5	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-6	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-7	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-8	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-9	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-10	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-11	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-12	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-13	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-14	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-15	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-16	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-17	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-18	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-19	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500
615-20	STEEL BRACING	S.F.	1,177,500

NOTES:
1. FOR GENERAL NOTES SEE SHEET NOS. C4 400.

WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION
CONSTRUCTION, WEST VIRGINIA
INTERSTATE ROUTE NO. 77

1-77 OVER BLUESIDE RIVER
BRIDGE NO. 3010
GENERAL PLAN AND ELEVATION - SUPERSTRUCTURE

NO.	DATE	DESCRIPTION	BY	DATE

DESIGNED BY: J. E. G.
CHECKED BY: W. H. C.
DATE: NOV. 1975
SCALE: 1" = 50'
SHEET: C20

一般注意事項

GOVERNING SPECIFICATIONS (適用スぺシフ)

WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF HIGHWAYS, STANDARD SPECIFICATIONS, ROADS AND BRIDGES, ADOPTED 1972 AS AMENDED BY THE SUPPLEMENTAL SPECIFICATIONS DATED JULY 1, 1974, THE CONTRACT DOCUMENTS AND THE CONTRACT PLANS.

DESIGN (設計)

THE BRIDGE IS DESIGNED FOR HS 20-44 LIVE LOADING OR TWO 24,000 POUND AXLES SPACED 4'-0" APART. THE DESIGN IS IN ACCORDANCE WITH THE 1973 A.A.S.M.T.O. SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES AND THE A.A.S.M.T.O. INTERIM SPECIFICATIONS, BRIDGES, 1974.

THE DEAD LOAD INCLUDES A WEIGHT OF 75 LBS. PER SQ. FT. FOR A FUTURE WEARING SURFACE. THE FUTURE WEARING SURFACE IS NOT INCLUDED IN THIS CONTRACT.

DESIGN UNIT STRESSES (許容応力度)

CLASS "B" CONCRETE:	F _C = 3,000 P.S.I. (210 kg/cm^2)
	FC = 1,200 P.S.I. (874 ")
	M = 10
REINFORCING STEEL:	F _S = 20,000 P.S.I. (1406 kg/cm^2)
	STRUCTURAL STEEL (A-36): F _S = 20,000 P.S.I. (1406 ")
(A-508):	F _S = 27,000 P.S.I. (1878 ")

CONCRETE (コンクリート)

ALL CONCRETE SHALL BE CLASS "B" AIR ENTRAINED. PIERS AND ABUTMENTS SHALL RECEIVE A CLASS 1 FINISH, SECTION 601.3.9.1. COST TO BE INCLUDED IN ITEM 604-4.

INSIDE AND OUTSIDE SURFACES OF PARAPETS AND WINGWALLS ABOVE GRADE SHALL RECEIVE A CONCRETE SURFACE FINISH IN ACCORDANCE WITH SECTION 601.3.9.2 AS AMENDED BY THE SPECIAL PROVISIONS. COST TO BE INCLUDED IN ITEM 601-9.

CHAMFER ALL EXPOSED EDGES OF CONCRETE 3/4" x 3/4" UNLESS OTHERWISE NOTED.

CONCRETE SHALL BE CURED IN ACCORDANCE WITH SECTION 601.3.10 OF THE STANDARD SPECIFICATIONS. POLYETHYLENE COATED BURLAP SHALL CONFORM TO SECTION 707.5 OF THE STANDARD SPECIFICATIONS.

A WATER REDUCING RETARDING ADMIXTURE, IN ACCORDANCE WITH THE SPECIAL PROVISIONS, SHALL BE USED IN ALL SUPERSTRUCTURE CONCRETE. PAYMENT SHALL BE INCLUDED IN ITEMS 601-8 AND 601-9 "CLASS "B" CONCRETE FOR SUPERSTRUCTURE". RETARDER WILL NOT BE REQUIRED WHEN THE TEMPERATURE IS BELOW 50°F. THE CONTRACTOR'S ATTENTION IS CALLED TO THE TEST REQUIREMENTS FOR THE RETARDER ADMIXTURE.

REINFORCING BARS (鉄筋)

ALL REINFORCING STEEL BARS SHALL BE IN ACCORDANCE WITH A.S.T.M. A-615 GRADE 40 OR GRADE 60. A.S.T.M. A-616 GRADE 50 BARS MAY BE USED IN THE SUBSTRUCTURE CONCRETE AND, IF USED, SHALL MEET THE DEMO TEST REQUIREMENTS OF A-615 GRADE 60.

THE CLEAR DISTANCE BETWEEN REINFORCING STEEL AND THE FACE OF CONCRETE SHALL BE AS FOLLOWS, UNLESS OTHERWISE SHOWN ON THE DRAWINGS:

TOP OF SLAB	2"	CAPS & COLUMNS	3"
BOTTOM OF SLAB	1"	FOOTINGS	4"
ALL OTHER LOCATIONS	2"		

LENGTH OF LAP FOR REINFORCING BARS AND THE LENGTH OF BAR PROJECTION AT CONSTRUCTION JOINTS SHALL BE IN ACCORDANCE WITH A.A.S.M.T.O. INTERIM SPECIFICATIONS, BRIDGES, 1974.

JOINT FILLER (ジョイントフィラー)

JOINT FILLER FOR VERTICAL JOINTS BETWEEN THE APPROACH SLAB AND THE ABUTMENT AND WINGWALLS, SHALL BE PREFORMED EXPANSION JOINT FILLER CONFORMING TO ARTICLE 708.1.2. THE COST OF THE FILLERS SHALL BE INCLUDED IN ITEM 502-1, "PORTLAND CEMENT CONCRETE APPROACH SLAB".

PREFORMED JOINT FILLER FOR VERTICAL JOINT IN SUPERSTRUCTURE SHALL BE SPONGE RUBBER TYPE 1 CONFORMING TO ARTICLE 708.1. THE COST OF THE FILLER SHALL BE INCLUDED IN ITEM 601-3 "CLASS "B" CONCRETE IN SUPERSTRUCTURE".

GENERAL NOTES

EXCAVATION

NO EXCAVATION SHALL BE CLASSIFIED AS ROCK EXCAVATION OR WET EXCAVATION. ROCK SHALL BE EXCAVATED UNTIL A LEVEL SURFACE IS PROVIDED WITH THE FOOTING KEED INTO HARD ROCK, EXCEPT FOR THAT PORTION OF THE FOOTING EXTENDING ABOVE THE ROCK SURFACE. THE CONCRETE SHALL BE POURED AGAINST THE ROCK WITHOUT THE USE OF FORMS. THE COST OF ANY BRACING, SHORING, OR DEWATERING REQUIRED SHALL BE INCLUDED IN STRUCTURE EXCAVATION.

ROCK CUT AT PIERS AND ABUTMENTS

ROCK CUT PLANS FOR THE EXCAVATIONS AT PIERS 1 TO 5 AND THE NORTH AND SOUTH ABUTMENTS SHALL CONFORM TO THE WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF HIGHWAYS "GUIDE FOR DESIGN IN CUT SECTIONS THROUGH ROCK", DRAWING NO. 7 AS PUBLISHED IN "SPECIFICATIONS FOR SUBSURFACE INVESTIGATION", SEPTEMBER 1962, AND SHALL BE SUBMITTED TO THE ENGINEER FOR REVIEW AND APPROVAL.

REVIEW OF THE CONTRACTOR'S SUPPORT OF EXCAVATION AND ROCK CUT PLANS, METHODS, AND PROCEDURES SHALL NOT BE CONSTRUED TO RELIEVE THE CONTRACTOR IN ANY WAY OF HIS RESPONSIBILITY. ALL RISKS ARE ASSUMED SOLELY BY THE CONTRACTOR. THE ENGINEER HAS NO RESPONSIBILITY THEREFOR.

BACKFILLING

THE CONTRACTOR SHALL BACKFILL THE EXCAVATIONS AT PIERS 2, 3 AND 4 IN ACCORDANCE WITH THE PIER EXCAVATION DETAILS AS SOON AS POSSIBLE AND SLOPE THE SURFACES TO DRAIN. BACKFILL MATERIAL TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR SELECT EMBANKMENT.

VIBRATIONS BY BLASTING

THE CONTRACTOR SHALL COMPLY WITH THIS SPECIFICATION CONCERNING PRODUCTION OF VIBRATIONS BY BLASTING.

1. THE CONTRACTOR SHALL RETAIN AN EXPERIENCED AND QUALIFIED SEISMOLOGIST, ACCEPTABLE TO THE ENGINEER, WHO SHALL PREPARE A REPORT FOR SUBMISSION TO THE ENGINEER STATING A RECOMMENDED BLASTING PROCEDURE INCLUDING SIZE OF CHARGE, DEPTH OF HOLES, NUMBER OF HOLES FIRED AT ONE TIME, BLASTING SEQUENCE, AND LIMITING PARTICLE VELOCITY TO PROTECT THE EXISTING STRUCTURE AND COMPLETED AND PARTIALLY COMPLETED PORTIONS OF THE NEW STRUCTURE.

2. THE SEISMOLOGIST SHALL MONITOR VIBRATIONS AT THE EXISTING STRUCTURE, TOGETHER WITH COMPLETED AND PARTIALLY COMPLETED UNITS OF THE NEW STRUCTURE TO PRECLUDE DAMAGING EFFECTS AND MAINTAIN CONSTANT CLOSE CONTROL OVER LOADING AND DETONATION SEQUENCES. SUCH RECORDS WILL BE MADE AVAILABLE TO THE ENGINEER AT HIS REQUEST.

3. PRIOR TO COMMENCING ANY CONSTRUCTION ACTIVITY, A COMPLETE STENOGRAPHIC AND PHOTOGRAPHIC RECORD OF THE PRESENT CONDITION OF THE EXISTING STRUCTURE SHALL BE PREPARED AND SUBMITTED TO THE ENGINEER.

4. THE CONTRACTOR SHALL INFORM THE PUBLIC OF THE NATURE OF THE BLASTING TO BE ACCOMPLISHED AND THE NATURE AND CONTENT OF VIBRATIONS LIKELY TO RESULT.

5. NO BLASTING WILL BE DONE BEFORE 8:00 A.M. OR AFTER 8:00 P.M.

6. THE THROW OF ROCK FRAGMENTS WILL BE CONTROLLED SO THAT NO PIECES FALL OUTSIDE THE RIGHT-OF-WAY LIMITS.

7. A BLAST SHALL BE DEFINED AS PREDETERMINED NUMBER OF SHOTS. A PERIOD OF AT LEAST TEN (10) MINUTES SHALL ELAPSE BETWEEN EACH BLAST AND MINIMUM DELAYED TIME OF 100 MILLISECONDS SHALL ELAPSE BETWEEN EACH INDIVIDUAL SHOT WITHIN A BLAST. THE INTERVAL BETWEEN INDIVIDUAL SHOTS MAY BE INCREASED OR DECREASED IF REQUESTED BY THE CONTRACTOR AND APPROVED BY THE ENGINEER. THE CONTRACTOR MUST, HOWEVER, REMAIN WITHIN THE VIBRATION LIMITS HEREINAFTER DESCRIBED.

8. THE MAXIMUM PEAK PARTICLE VELOCITY OF ANY BLAST WAVE MOTION PASSING THROUGH THE EARTH AT ANY AND ALL STRUCTURES SHALL BE 2.0 INCHES/SECOND OR LESS. HOWEVER, THIS MAXIMUM VELOCITY MAY BE DECREASED AS A RESULT OF THE SEISMIC INVESTIGATION OR AT THE DIRECTION OF THE ENGINEER IF UNFAVORABLE REACTIONS ARISE. THE MEASUREMENTS SHALL BE TAKEN ON THE GROUND ADJACENT TO AND/OR WITHIN THE STRUCTURES AS DESIGNATED BY THE ENGINEER.

9. THE CONTRACTOR SHALL PROVIDE ALL REQUIRED MONITORING EQUIPMENT.

10. THE CONTRACTOR SHALL KEEP A WRITTEN RECORD OF BLASTING IN THE AREA TO INCLUDE DEPTH OF BLAST HOLE, POUNDS OF EXPLOSIVE PER DELAY, TYPE OF EXPLOSIVE AND THE NUMBER OF DELAYS PER BLAST. THIS RECORD SHALL BE MADE AVAILABLE TO THE ENGINEER.

11. THE CONTRACTOR SHALL PROVIDE FOR COMMUNICATION BETWEEN THE BLASTING FOREMEN AND THE ENGINEER SUCH THAT VERBAL CONTACT CAN BE MADE WITHIN THE SPECIFIED TEN (10) MINUTES INTERVAL BETWEEN BLASTS. THE INTERVAL BETWEEN BLASTS MAY BE DECREASED AT THE DISCRETION OF THE ENGINEER.

SUPPORT OF EXCAVATION

THE CONTRACTOR SHALL SUBMIT TO THE ENGINEER WORKING DRAWINGS PREPARED BY A REGISTERED PROFESSIONAL ENGINEER SHOWING THE METHOD, STAGING AND NECESSARY DETAILS, INCLUDING COMPUTATIONS FOR THE TEMPORARY SUPPORT OF THE OVERBURDEN DURING THE CONSTRUCTION OF PIERS 2, 3 AND 4.

BRIDGE SEATS (橋座)

ANCHOR BOLTS SHALL BE SET AS SHOWN ON THE DRAWINGS.

BEARING AREAS ON ABUTMENTS AND PIERS UPON WHICH SHOES WILL BE SET SHALL BE FINISHED TO TRUE ELEVATIONS AND PLANES.

APPROACH SLAB BASE COURSE

THE 6" BASE COURSE MATERIAL UNDER THE APPROACH SLAB SHALL BE ITEM 307-2 CLASS 2 AGGREGATE BASE COURSE.

35-

NO	SHEET	DESCRIPTION	DATE	BY

DESIGNED BY: J.H.M.
 DRAWN BY: E.V.V.
 CHECKED BY:

GENERAL NOTES (CONT'D.)

STRUCTURAL STEEL (鋼材)

ALL STRUCTURAL STEEL EXCEPT THE SHEAR PLATES SHALL CONFORM TO A.S.T.M. A-500 WEATHERING STEEL. THE SHEAR PLATES SHALL CONFORM TO A.S.T.M. A-36.

THE STRUCTURAL STEEL FOR THE ENTIRE BRIDGE WILL BE UNPAINTED AND WILL BE ALLOWED TO WEATHER.

THE WEATHERING STEEL WILL REQUIRE A COMMERCIAL BLAST CLEANED SURFACE BEFORE FABRICATION. THE APPEARANCE OF THE SURFACE AFTER BLAST CLEANING SHALL MEET PICTORIAL STANDARD B Sa 2, C Sa 2 OR D Sa 2 OF SSPC-VIS 1.

THE REQUIREMENT OF SECTION 615.3.4.4, THE FIRST PARAGRAPH OF THE SUPPLEMENTAL SPECIFICATION IS DELETED. AFTER THE COMPLETION OF THE STRUCTURAL STEEL ERECTION AND THE PLACING OF THE SUPERSTRUCTURE CONCRETE, THE CONTRACTOR WILL BY SUITABLE METHODS CLEAN THE STRUCTURAL STEEL OF ALL FOREIGN SUBSTANCES TO PRESERVE THE COLOR OF THE COMPLETED STRUCTURE.

THE FOLLOWING SUPPLEMENTARY REQUIREMENTS PERTAINING TO IMPACT PROPERTIES SHALL BE ADDED TO A.S.T.M. DESIGNATION A-500:

IMPACT PROPERTIES

THE PRODUCER SHALL MAKE AND REPORT TO THE CUSTOMER, FOR HEAT QUALIFICATION, ONE IMPACT TEST FROM THE THICKEST MATERIAL AND ONE IMPACT TEST FROM THE THINNEST MATERIAL FOR EACH HEAT AND/OR PRODUCT FURNISHED. THE IMPACT TEST SHALL BE LONGITUDINAL CHAMPI V-NOTCH CONFORMING TO THE REQUIREMENTS OF A.S.T.M. A-370, PARAGRAPH 23. PRODUCTS ARE DEFINED AS PLATES, SHAPES AND BARS. IF LESS THAN 50 TONS OF A PRODUCT ARE SUPPLIED FROM A HEAT, ONE IMPACT TEST FROM THE THICKEST MATERIAL ONLY IS REQUIRED FOR THAT HEAT.

FOR A HEAT TO QUALIFY THE AVERAGE ENERGY ABSORBED AT 40 DEGREES F. ON THE TEST SPECIMENS SHALL NOT BE LESS THAN 15 FOOT POUNDS, EXCEPT WHEN SUB-SIZE SPECIMENS ARE REQUIRED; THEN THE MINIMUM AVERAGE ENERGY ABSORPTION ON THE TEST SPECIMENS SHALL BE AS FOLLOWS:

SIZE	FOOT POUNDS (MIN.)
10 in x 7.5 in	12.0
10 in x 5 in	8.0

EACH IMPACT TEST CONSTITUTES THE AVERAGE VALUE OF THREE ADJACENT SPECIMENS. THE RESULTS ON A SINGLE SPECIMEN MAY BE BELOW THE ABOVE SPECIFIED MINIMUM VALUES BUT IN NO CASE BELOW TWO-THIRDS OF THE VALUE. IF MORE THAN ONE VALUE IS BELOW THE SPECIFIED MINIMUM, OR IF ONE SPECIMEN IS BELOW TWO-THIRDS OF THE SPECIFIED MINIMUM, A RETEST OF THREE ADDITIONAL SPECIMENS SHALL BE MADE, EACH OF WHICH MUST EQUAL OR EXCEED THE SPECIFIED MINIMUM. IF THE THICKEST OR THINNEST MATERIAL TESTED FAILS TO QUALIFY, THAT THICKNESS OR THOSE THICKNESSES SHALL BE REJECTED. HOWEVER, THE NEXT THINNER OR THICKER MATERIAL TO BE FURNISHED MAY BE TESTED AND IF THE TEST RESULTS MEET THE REQUIREMENTS, THE HEAT WILL BE CONSIDERED QUALIFIED FOR THOSE THICKNESSES REPRESENTED BY THE RETEST.

THE GOVERNING THICKNESS FOR BEAMS, TEES AND CHANNELS SHALL BE THE AVERAGE FLANGE THICKNESS. THE GOVERNING THICKNESS FOR ANGLES SHALL BE THE SPECIFIED LEG THICKNESS. TEST SPECIMENS FOR THESE SECTIONS SHALL BE TAKEN AT A POINT ONE-THIRD THE DISTANCE FROM THE OUTER EDGE OF THE FLANGE OR LEG TO THE WEB OR HEEL OF THE SECTION.

THE FOLLOWING SPECIFICATIONS FOR "SHOP ASSEMBLING" TAKEN FROM THE MOST VIRGINIA, DEPARTMENT OF HIGHWAYS, STANDARD SPECIFICATIONS, ADOPTED 1972, SECTION 615.3.1.13.2 THRU SECTION 615.3.1.13.5 SHALL APPLY FOR THE TRUSSES ON THIS PROJECT.

THE PROGRESSIVE CHORD ASSEMBLY AS DESCRIBED IN THE STANDARD SPECIFICATIONS SHALL BE REQUIRED FOR THE TRUSSES ON THIS PROJECT UNLESS THE OPTIONAL METHOD OF NUMERICALLY CONTROLLED DRILLING WHICH IS DESCRIBED BELOW IS USED.

OPTIONAL NUMERICALLY CONTROLLED DRILLING

IN LIEU OF THE PROCEDURES OUTLINED IN THE SPECIFICATIONS FOR SUBPUNCHING, DRILLING AND REAMING BOLT HOLES, AND FOR SHOP ASSEMBLY, THE CONTRACTOR SHALL HAVE THE OPTION TO DRILL BOLT HOLES FULL-SIZE IN UNASSEMBLED PIECES AND/OR CONNECTIONS BY MEANS OF SUITABLE NUMERICALLY CONTROLLED DRILLING EQUIPMENT AS DESCRIBED IN THE SPECIAL PROVISIONS.

INSPECTION OF PLATE CUT EDGES AND PLATES FOR LAMINATIONS

THE VISUAL INSPECTION AND REPAIR OF PLATE CUT EDGES SHALL BE IN ACCORDANCE WITH A.A.S.T.O. STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES 1973, ARTICLE 2.10.22.

ULTRASONIC TESTING FOR PLATE LAMINATIONS OF PLATES 3/4" AND OVER IN THICKNESS USED FOR PRIMARY STRESS MEMBERS INCLUDING ALL TRUSS MEMBERS AND FLOORBEAMS SHALL BE PERFORMED BY THE CONTRACTOR'S AGENT IN THE PRESENCE OF THE DEPARTMENT'S REPRESENTATIVE.

THE TESTING SHALL BE PERFORMED IN ACCORDANCE WITH THE FOLLOWING:

- A. TRANSDUCER - 1" DIA. 2.25 M/M²
- B. SCREEN PRESENTATION - THICKNESS OF MATERIAL BEING TESTED AT 8/10 LINEAL SCREEN DISTANCE, HEIGHT OF FIRST BACK ECHO AT 100% SCREEN HEIGHT.
- C. COMPLETE LOSS OF BACK ECHO OR LAMINAR INDICATION WHICH EXCEEDS 100% SCREEN HEIGHT TO CONSTITUTE A LAMINATION.
- D. SEARCH PATTERN - SHALL BE A "2" SCAN WITH DIMENSIONS OF THE WIDTH OF THE PLATE BY EIGHT (8) FEET REPEATED ALONG FULL LENGTH OF THE PIECE BEGINNING WITH A TRANSVERSE LINE SIX (6) INCHES FROM ONE END, AND ENDING WITH A TRANSVERSE LINE SIX (6) INCHES FROM THE END.

ANY LAMINAR DISCONTINUITY GREATER THAN ONE (1) INCH IN WIDTH AND EIGHT (8) FEET IN LENGTH SHALL BE PLOTTED ON A DRAWING AND FORWARDED TO THE ENGINEER FOR FINAL EVALUATION. ANY OTHER LAMINAR DISCONTINUITIES OF A SERIOUS NATURE SHALL ALSO BE SENT TO THE ENGINEER FOR FINAL EVALUATION.

ALL ULTRASONIC TESTING FOR LAMINATIONS SHALL BE PERFORMED IN THE FABRICATING SHOP AFTER CUTTING PLATES BUT BEFORE ASSEMBLY.

ALL WELDING SHALL BE DONE IN ACCORDANCE WITH THE SUPPLEMENTAL SPECIFICATIONS. ALL GROOVE WELDS SHALL BE CONSIDERED AS CARRYING PRIMARY STRESS AND SHALL BE RADIOGRAPHED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATIONS. ULTRASONIC INSPECTION MAY BE SUBSTITUTED FOR RADIOGRAPHIC INSPECTION SUBJECT TO APPROVAL BY THE ENGINEER. THE ENDS OF ALL WELDED BOX MEMBERS SHALL HAVE END RETURN WELDS ON THE MEMBERS FOR A MINIMUM LENGTH OF 6 INCHES. GROOVE WELDS SHALL BE GROUNDED SMOOTH IN THE DIRECTION OF STRESS.

ALL SHOES AND BEARING BLOCKS SHALL BE STRESS RELIEVED AFTER WELDING IN ACCORDANCE WITH THE A.U.S. SPECIFICATIONS.

DRAIN PIPES SHALL BE MADE OF A-500 WEATHERING STEEL.

THE LUMP SUM BID FOR ITEM 615-1 STEEL SUPERSTRUCTURE, SHALL INCLUDE ALL STRUCTURAL STEEL, COMPLETE IN PLACE INCLUDING BEARING SHOES, PREFORMED FABRIC PADS, EXPANSION DEVICES, FLOOR DRAINS, DOWNSPUTS AND ANCHOR BOLTS, BUT DOES NOT INCLUDE THE MODULAR EXPANSION DEVICES.

ALL DIMENSIONS SHOWN ARE FOR A NORMAL TEMPERATURE OF 60°F.

CONCRETE DECK (床版)

THE CONCRETE DECK SLAB SHALL BE FINISHED IN ACCORDANCE WITH THE SPECIFICATIONS. THE DEPARTMENT ENCOURAGES THE USE OF MECHANICAL PLACEMENT AND FINISHING OF BRIDGE DECKS. IF THE CONTRACTOR ELECTS TO USE SUCH EQUIPMENT HE SHALL MAKE ADVANCE WRITTEN APPLICATION TO THE ENGINEER, INCLUDING INFORMATION ON THE WEIGHT OF THE MACHINE, VOLUME OF CONCRETE TO BE PLACED PER POUER AND HIS PROPOSED PROCEDURE FOR PLACEMENT. FINAL FINISHING OPERATIONS, TESTING AND PENALTY FOR INACCURACY SHALL ALSO APPLY IN CASE OF MECHANICAL FLOOR FINISH.

GRATING

GRATING FOR INSPECTION WALKWAY SHALL BE WARDEN METAL PRODUCTS COMPANY, TYPE B; OR IRVING SUBWAY GRATING COMPANY, TYPE AA; OR APPROVED EQUAL. BEARING BARS SHALL BE 3/4 x 3/16 INCH SPACED AT 1 3/16 INCH CENTERS. ALL EDGES SHALL BE BANDAED. THE GRATING SHALL BE MADE OF A-500 WEATHERING STEEL.

SHOP DRAWINGS (製作図)

WORKING DRAWINGS SHALL BE DELIVERED TO THE DEPARTMENT UPON COMPLETION OF THE CONTRACT IN ACCORDANCE WITH SUBSECTION 105.2 OF THE SPECIFICATIONS.

DRAIN HOLES

2"Ø DRAIN HOLES SHALL BE PROVIDED AT THE LOW POINTS OF MEMBERS WHERE WATER MAY POCKET. MASTIC SHALL BE APPLIED TO THE MEMBER AT THE LOW POINTS SO THAT ALL WATER CAN DRAIN TO DRAIN HOLES OR MANHOLES.

DATUM

ALL ELEVATIONS ARE IN FEET AND ARE BASED ON U.S. COAST AND GEODETIC SURVEY MEAN SEA LEVEL DATUM, 1929 ADJUSTMENT.

RE BARS

THE INSPECTOR SHALL PICK RANDOM BARS FROM THE REINFORCING BAR LIST FOR THE TEST BARS. HE SHALL CUT 5.0' FROM THE BARS CHOSEN. RE BARS IN THE LIST SHALL BE SPLICED IN PLACE OF THE CUT BARS. RE BARS HAVE BEEN DETAILED TO ALLOW A FULL TENSION SPLICE AT EACH END. ONE RE BAR FOR EACH 10 TON OR FRACTION THEREOF OF EACH SIZE FOR SUBSTRUCTURE AND SUPERSTRUCTURE, HAVE BEEN INCLUDED IN THE BILL OF STEEL AND WILL BE PAID FOR UNDER ITEM 602-1. IN THE EVENT ALL BARS OF ANY ONE SIZE ARE NOT SENT IN ONE SHIPMENT, THE SUPPLIER SHALL FURNISH AT HIS EXPENSE, ONE FOR EACH 10 TONS OR FRACTION THEREOF FOR EACH SHIPMENT.

IN THE EVENT THAT ANY SHIPMENT OF MATERIAL HAS BEEN PRETESTED AND HAS BEEN IDENTIFIED IN ACCORDANCE WITH MATERIALS CONTROLS, SOIL AND TESTING DIVISION'S INFORMATIONAL MEMORANDUM #17 (11-17), THE SHIPMENT MAY BE ACCEPTED WITHOUT FURTHER TESTING OR SAMPLING SUBJECT TO RECORD SAMPLING PROCEDURES.

PAINT (ペイント)

THE ROLLERS FOR THE EXPANSION SHOE AT PIER 4 AND THE PLATES IN THE EXPANSION JOINTS IN THE PARAPET SHALL BE PAINTED IN ACCORDANCE WITH SECTION 615. OF THE SPECIFICATIONS. THE FOLLOWING FROM SECTION 615.3.7.3 OF THESE SPECIFICATIONS SHALL APPLY:

- SHOP PRIMER - SECTION 711.7; DRY FILM THICKNESS 1-1/2 MILS
- FIELD PRIMER - SECTION 711.8; DRY FILM THICKNESS 1 1/2 MILS
- FINISH COAT (ROLLERS) - SECTION 711.11; DRY FILM THICKNESS 2 MILS
- THE COLOR OF THE FINISH COAT TO MATCH THE COLOR OF THE WEATHERING STEEL.
- FINISH COAT (PLATES IN THE EXPANSION JOINTS IN PARAPET) - SECTION 711.9; DRY FILM THICKNESS 2 MILS.
- TOTAL DRY FILM THICKNESS = 5 MILS.

BOLTS (ボルト)

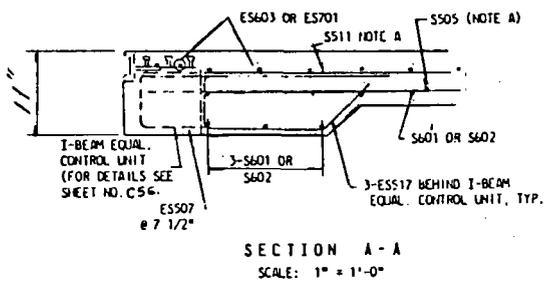
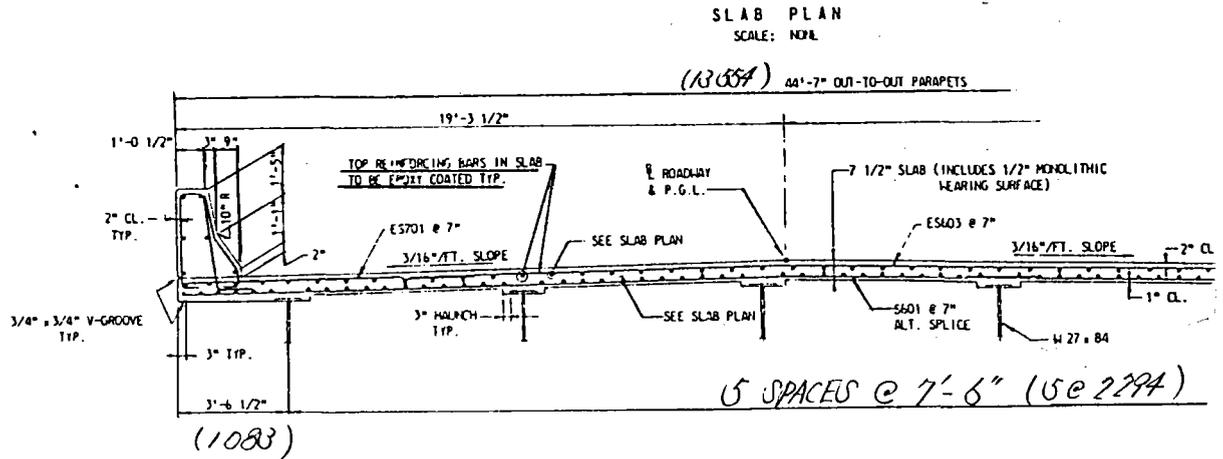
ALL BOLTS SHALL CONFORM TO A.S.T.M. A-325 TYPE 3, UNLESS OTHERWISE NOTED ON THESE PLANS, BOLTS SHALL BE 7/8" DIAMETER. SHOULDER BOLTS SHALL NOT BE TORQUED.

-36-

				WEST VIRGINIA
				INT'L
				I-7
				DESIGNED BY: J. M. N.
				DRAWN BY: E. V. V.
				CHECKED BY:
NO	SHEET	DESCRIPTION	DATE	BY

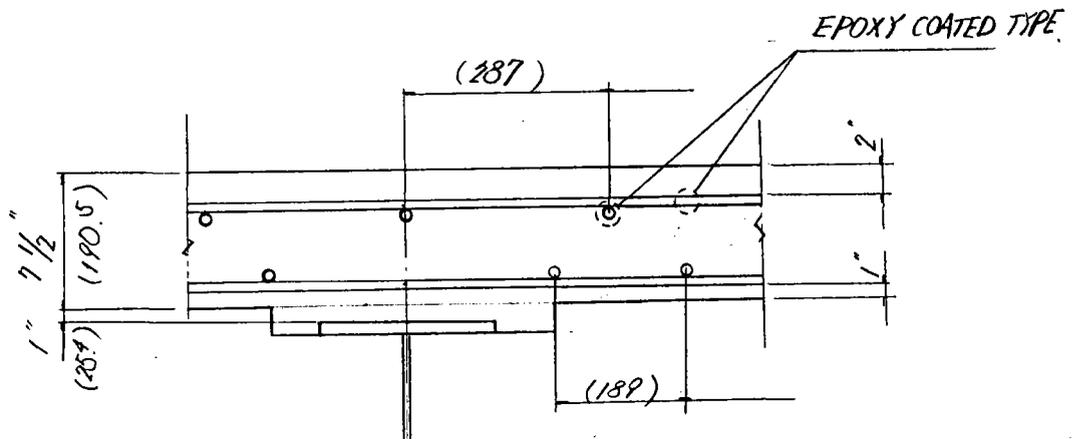
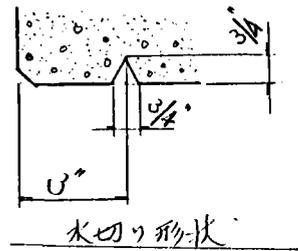
部 位 : 床 板

海外事例



NOTE A:
WHERE REINF. BARS INTERFERE
WITH I-BEAM EQUAL CONTROL
UNITS ADJUST BY INCREASING
THE LENGTH OF LAP IN THE
SPLICE.

* ES DENOTES EPOXY
COATED REINFORCING
BARS.



特 徴

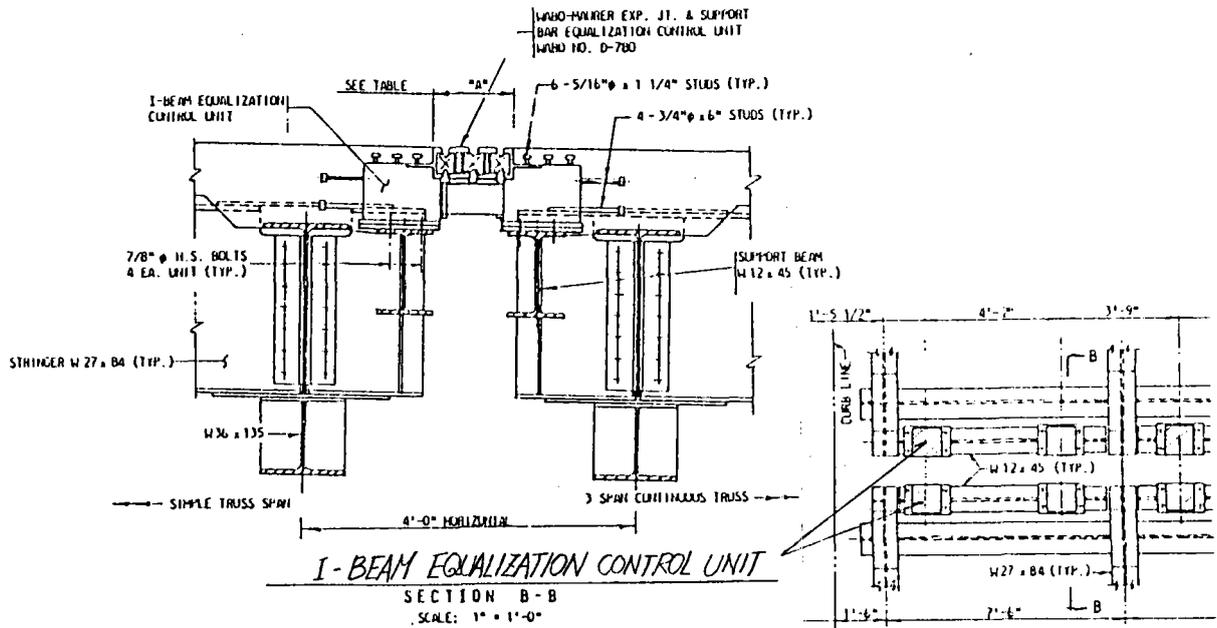
1. 上面鉄筋はエポキシコーティングされている
2. 床版厚は7 1/2" (190.5 mm) であり、1/2" (12.7 mm) の塗装を含んだ厚さとなっている。

$$\text{AASHTO最低床版厚} = \frac{(L)}{30} = \frac{2.294 + 3.05}{30} = 178\text{mm}$$

床版ハンチは短形断面であり、フランジ厚を省いた純高は、1"となっている

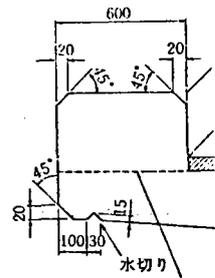
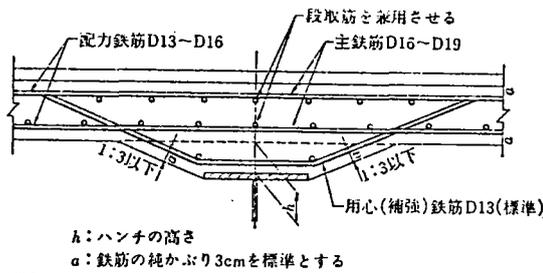
部 位 : 床 板

国内事例



国内の標準的ハチ構造

水切り形状

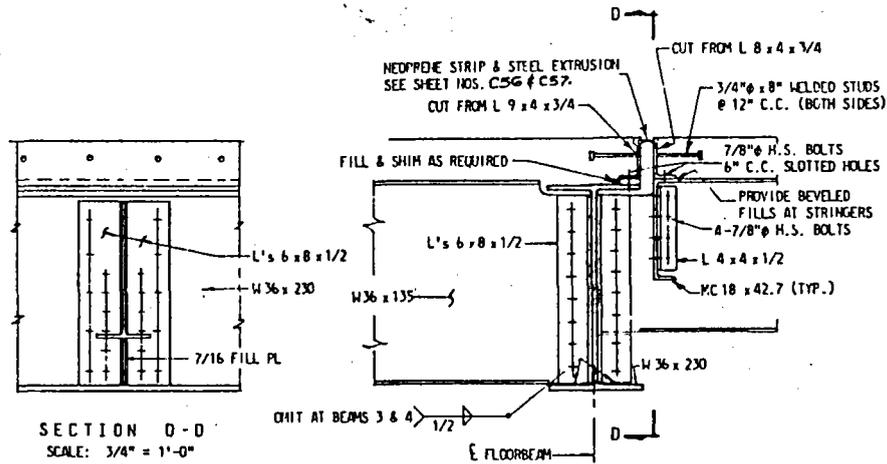


海外事例との比較

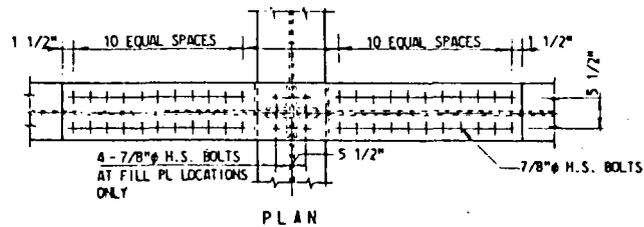
1. 鉄筋をエポキシコーティングした事例は少ない
2. 最低床板厚は連続版で $3 \times 1 + 11$ ($3 \times 2.294 + 177 \text{ mm}$) と規定されている(道示)
3. 鉄筋の純かぶりは3cm と規定 (道示)

部 位 : 床桁及び縦桁

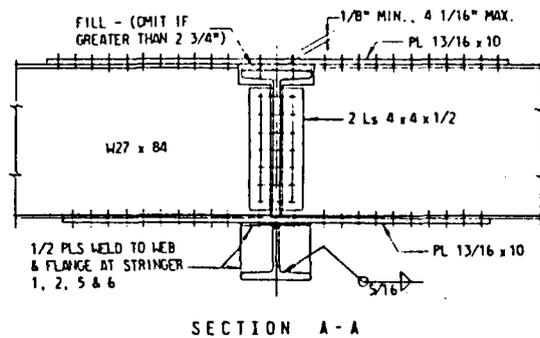
海外事例



BEAM CONNECTION & FLOORBREAK AT PIER 1
SCALE: 3/4" = 1'-0"



PLAN



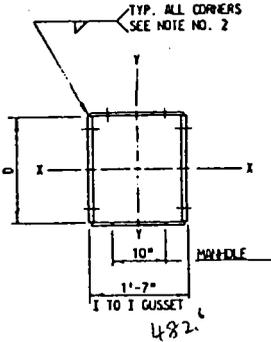
SECTION A-A

特 徴

1. Pier1, Pier5 上での横桁への連結はウェブのみボルト結合、縦リブは横桁下フランジと隅肉溶接
2. 横桁への連結は、ウェブ部分のみボルト結合
3. 縦桁どうしの連結は、10feet(約3m)の添接板により、フランジどうしを片面せん断にて結合
4. 縦桁ウェブの切欠きにRをつけてない(床版型枠のため)
5. 縦桁にはロール H を使用

部 位 : トラスの上下弦材及び腹材の断面形状

海外事例

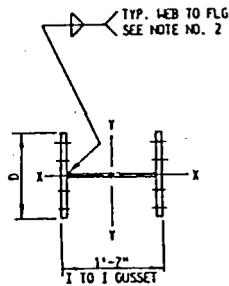


D IN.	NO. 1 1/8" HOLES PER WEB PL. (3)
20	3

断面種類数

上弦材 ~ 8 (19.1 ~ 19.5)
下弦材 ~ 9 (19.1 ~ 66.7)

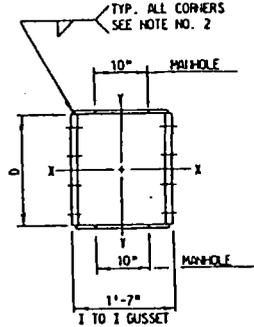
CHORD MEMBERS



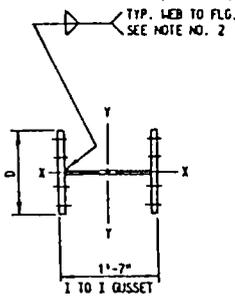
D IN.	NO. 1 1/8" HOLES PER FLANGE PL.
14**	2
14	4
16	4
18	4

** L1-U1, L2-U2, L16-U16

断面種類数 ~ 9 断面種類数 ~ 7
(19.1 ~ 25.1) VERTICAL MEMBERS (65.9 ~ 60.0)

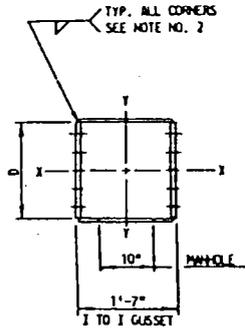


D IN.	NO. 1 1/8" HOLES PER WEB PL.
18	4
21	4
24	5



D IN.	NO. 1 1/8" HOLES PER FLANGE PL. (3)
14	4
16	4
18	4

断面種類数 ~ 11
(12.7 ~ 46.5)



D IN.	NO. 1 1/8" HOLES PER WEB PL. (3)
18	5

断面種類数 ~ 2
(12.7 ~ 20.6)

DIAGONAL MEMBERS

切肉溶接の最小寸法

鋼材の板厚 (板厚大. 小) 最小切肉溶接寸法

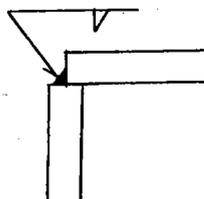
1/2" (12.7mm) 以下 5/16" (7.94mm)

1/2" 以上 2 1/4" (57.2mm) 以下 3/8" (9.53mm)

2 1/4" 以上 1/2" (12.7mm)

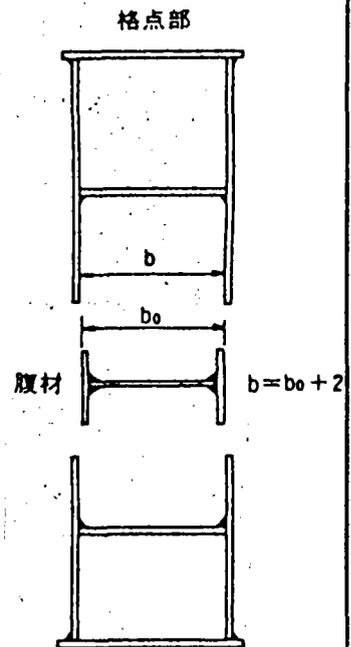
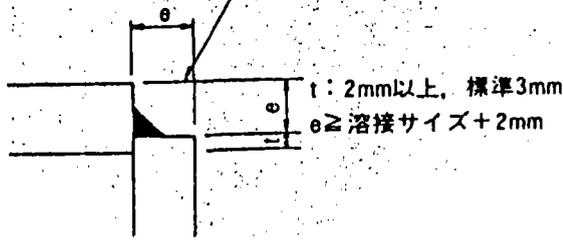
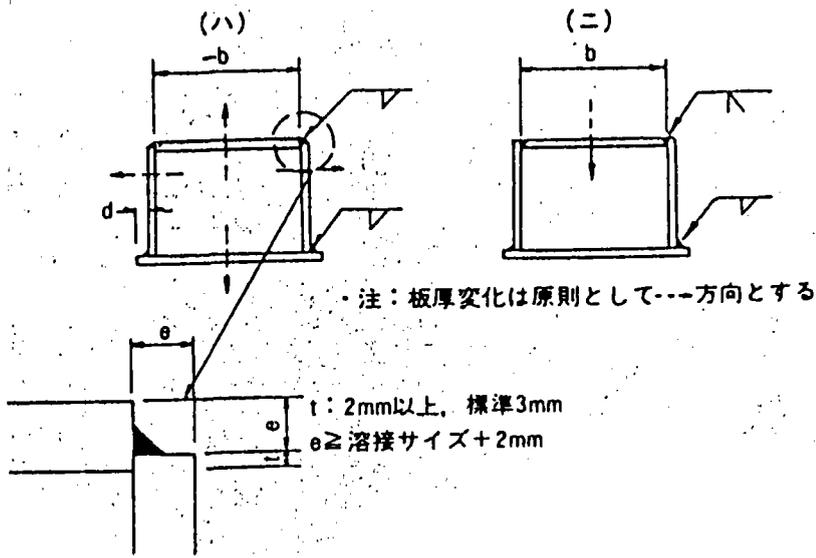
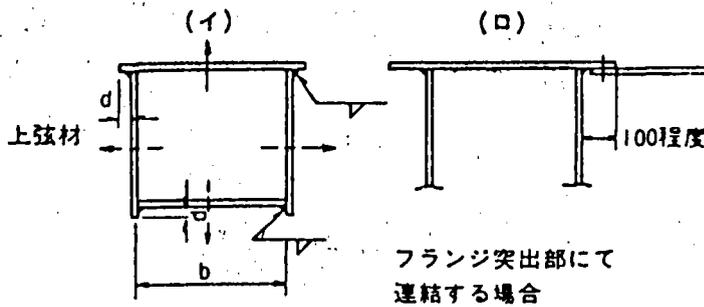
特 徴

1. かど継手部の形状



部 位 : トラスの上下弦材及び腹材の断面形状

国内事例



海外事例との比較

海外事例の格部材断面と比較すると、かど継手部の形状が異なっている

これは、下記に示した様に、格点部の構造の違いに起因していると思われる

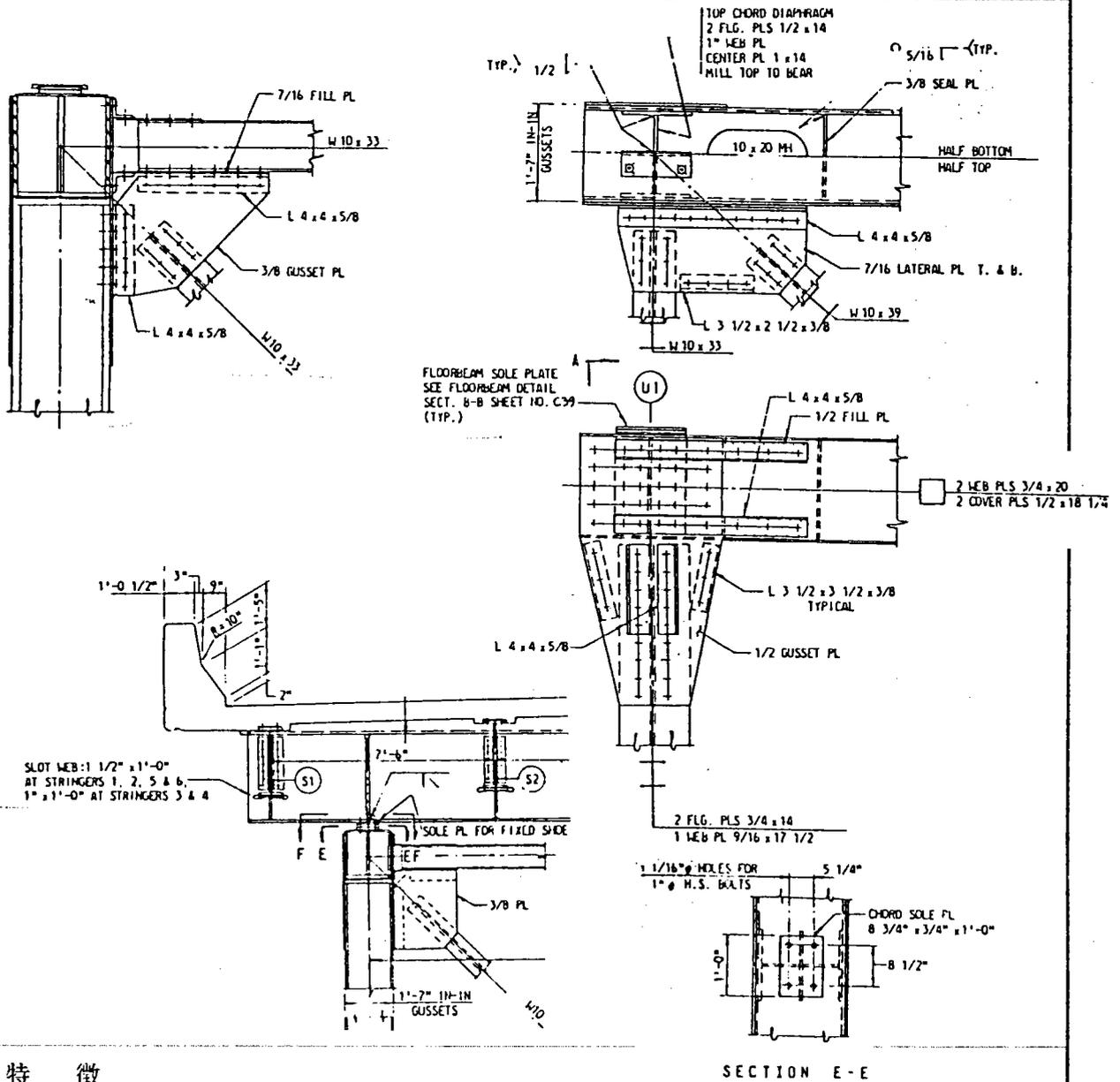
国内の場合は、ウェブが格点とセットを兼用しているため(上図 "格点部" 参照の事)

海外事例の様にウェブプレートの上面にフランジプレートのをせる構造では格点がセットの兼用が不可能となる。

海外事例の格点部は、格点がセットを別途設けているため、逆にフランジなどでウェブ面に凹凸がじきない方が、都合が良いわけである

部 位 : 主構造(トラス端支点部 上弦材側)

海外事例



特 徴

1. 各部材の連結は、格点ガセットで、形鋼(L 4 x 4 x 5/8) を介してボルト結合されている
2. 格点ガセット縁端部は形鋼 (L 3 1/2 x 3 1/2 x 3/8) をボルト止めして、補剛している

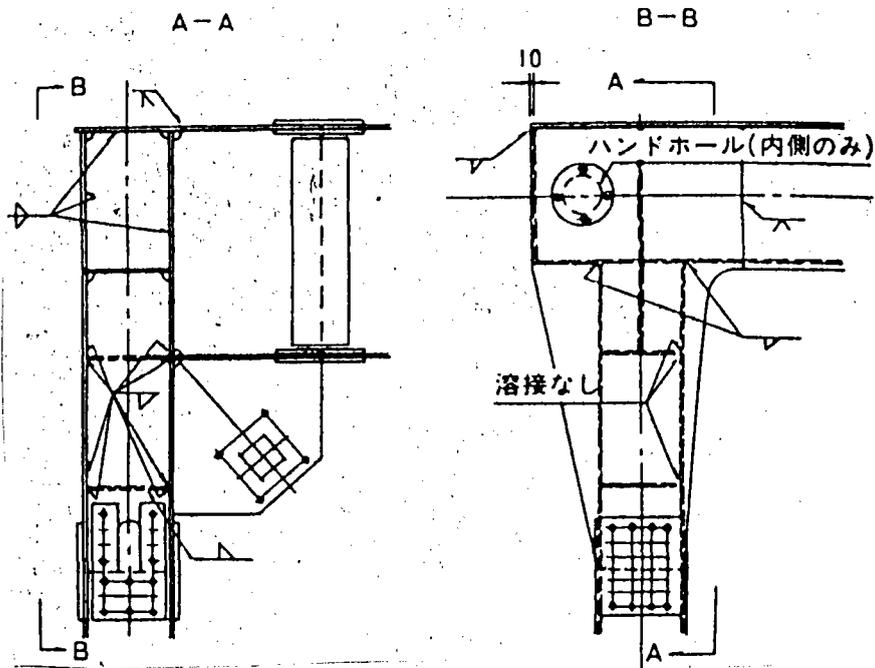
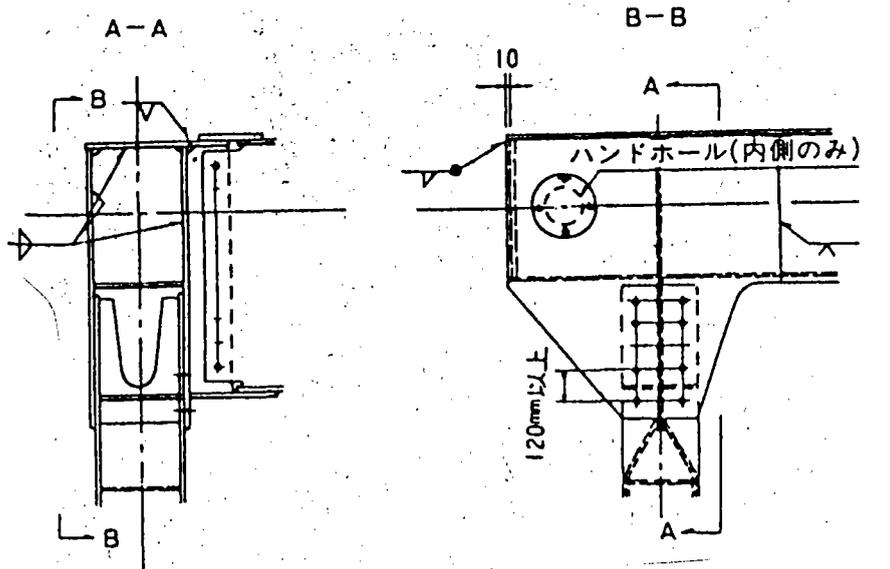
AASHITOのガセットプレート補剛に関する規定

"ガセットプレートの自由端の長さが、その板厚の11,000/ Fr倍の値を越えるならば
その端部を補剛しなければならない"

Fr: 降伏点 A36 ~ 36,000 Psi → 58 倍, A588 ~ 50,000 Psi → 49 倍

部 位 : 主構造(トラス端支点部 上弦材側)

国内事例

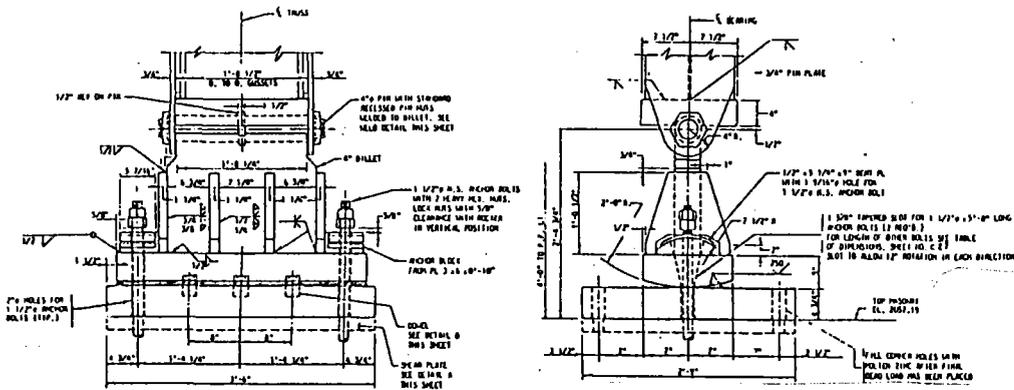
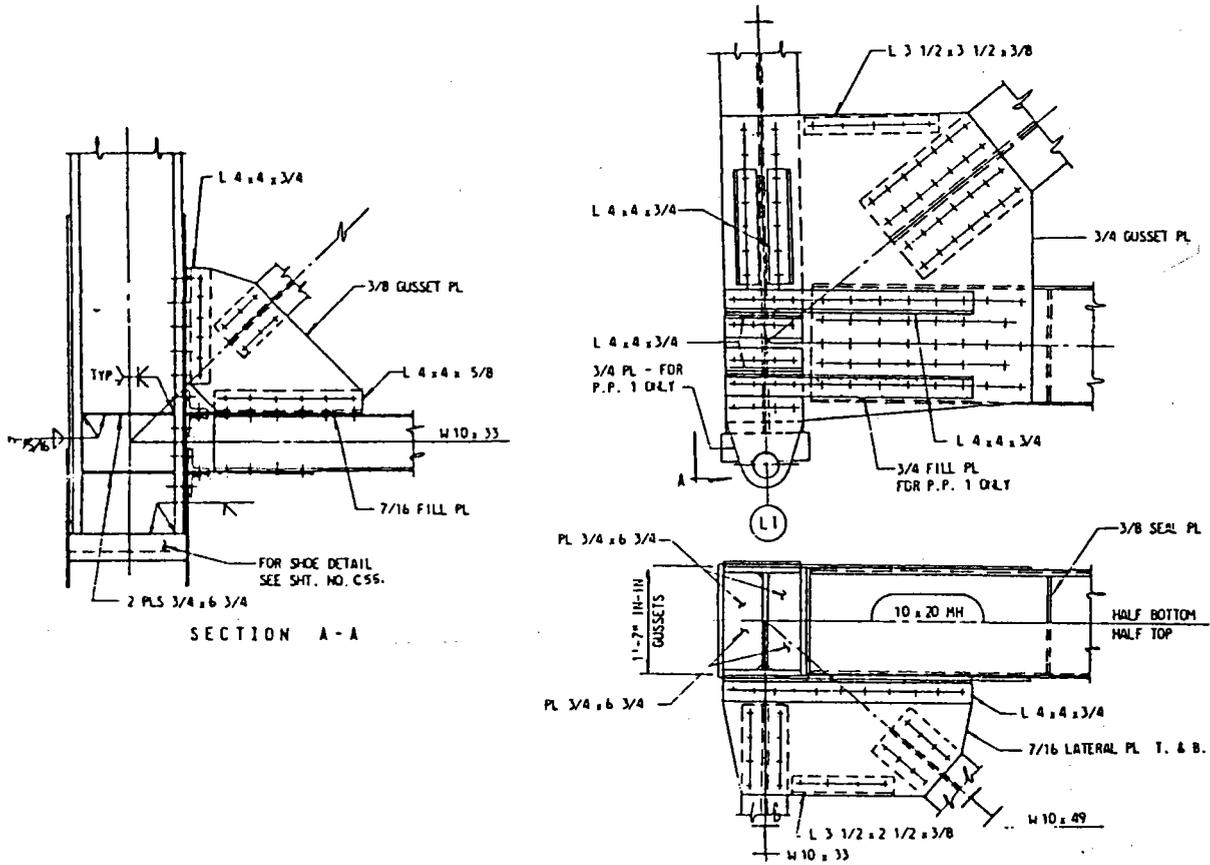


海外事例との比較

1. 格点ガセットが弦材のウェブを兼ねており、海外事例に比べて溶接構造が多用されている
2. 国内事例の場合、端柱に直接床桁を連結している

部 位 : 主構造(トラス端支点部 下弦材側)

海外事例

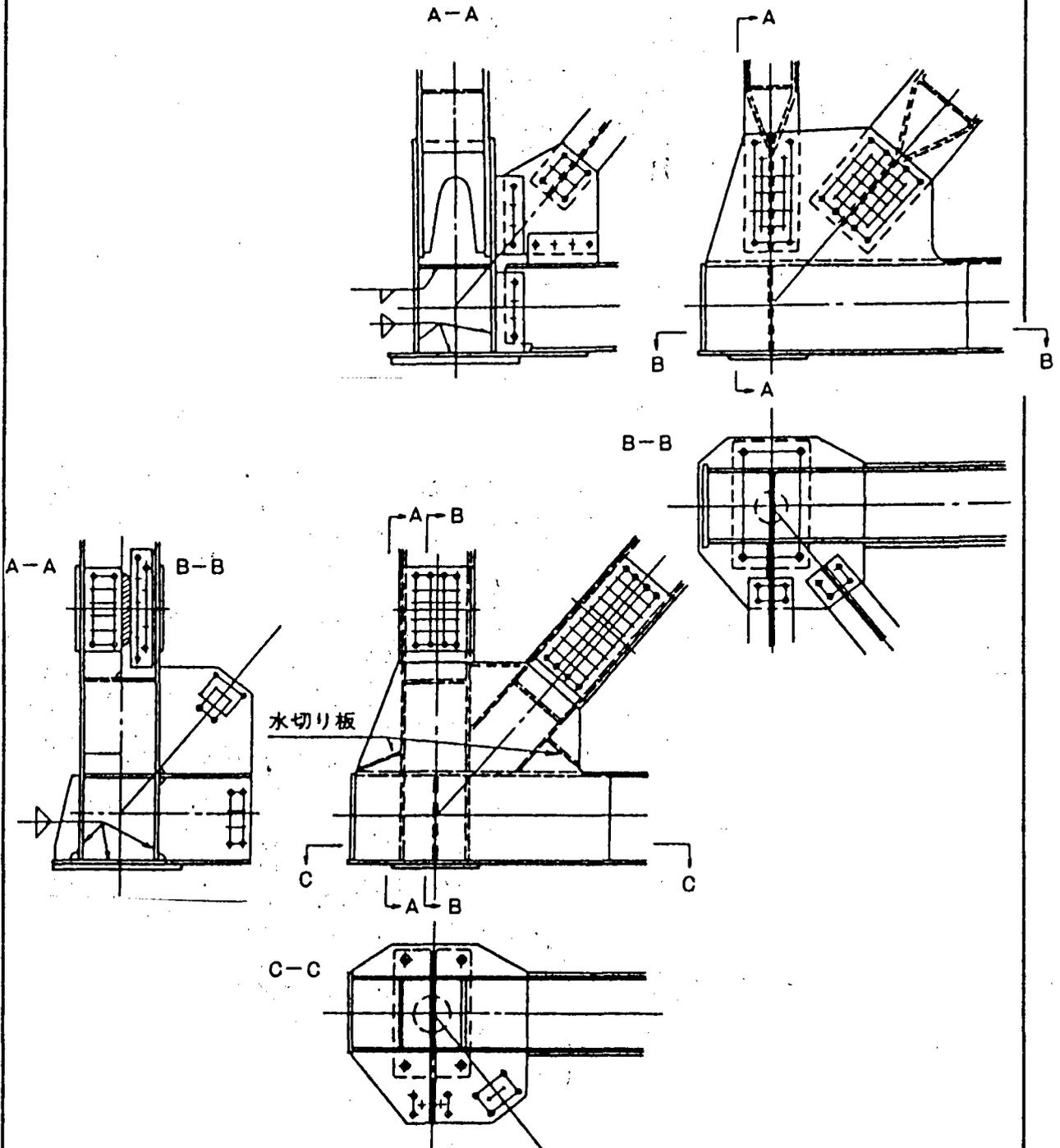


特 徴

支承は溶接集成タイプのもので、上部工とは格点がセットに切欠き孔を設けてピン結合している

部 位 : 主構造(トラス端支点部 下弦材側)

国内事例

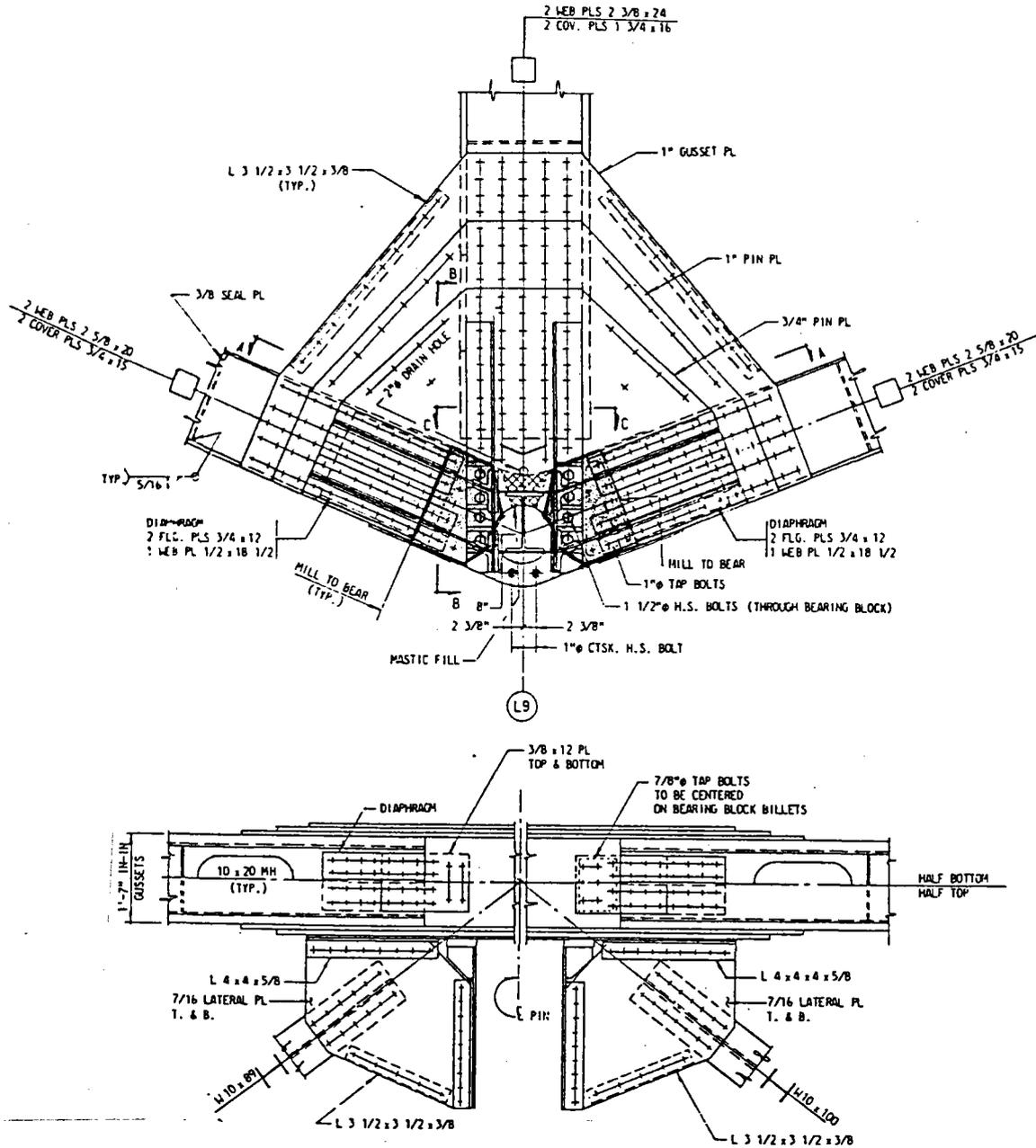


海外事例との比較

国内では、ソールプレートを通じて、ピン支承と連結するのが一般的

部 位 : 主構造(トラス中間支点部 下弦材側)

海外事例



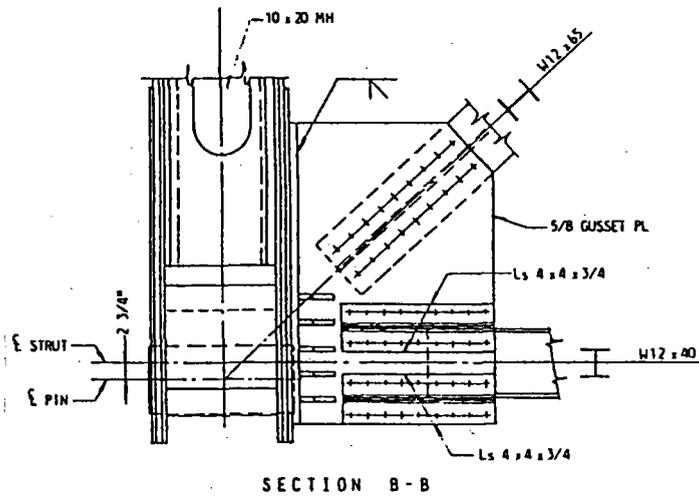
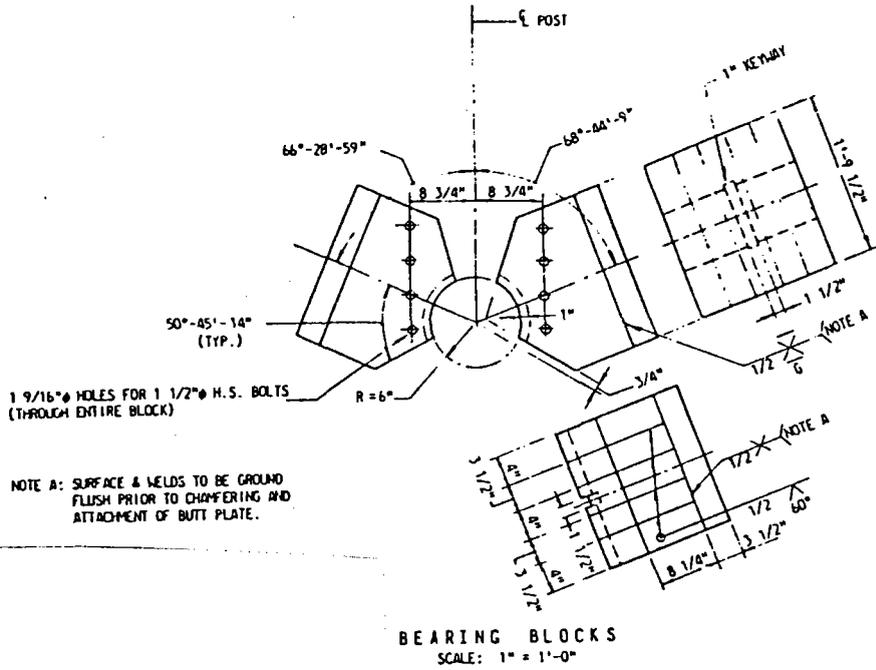
DEVELOPED SECTION A-A

特 徴

1. 端支点部同様、格点ガセットに切り欠き孔を設けてピン結合している
又、ガセットと支承との密着性を高めるために、ベアリングブロック(図参照の事)を用いている

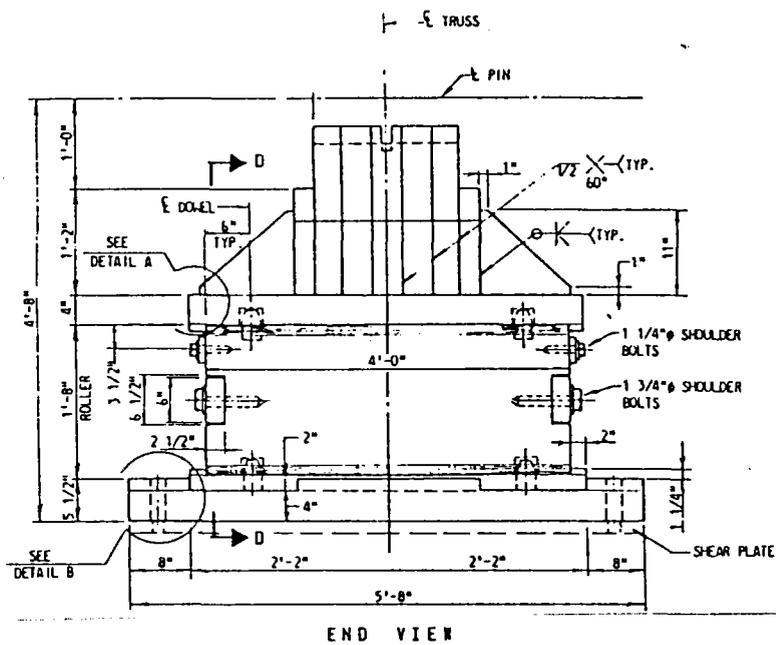
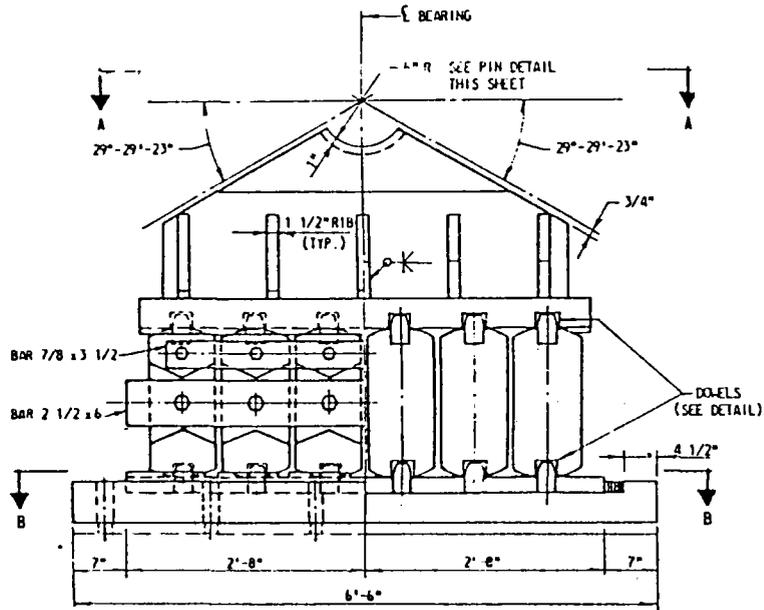
部 位 : 主構造(トラス中間支点部 下弦材側)

海外事例



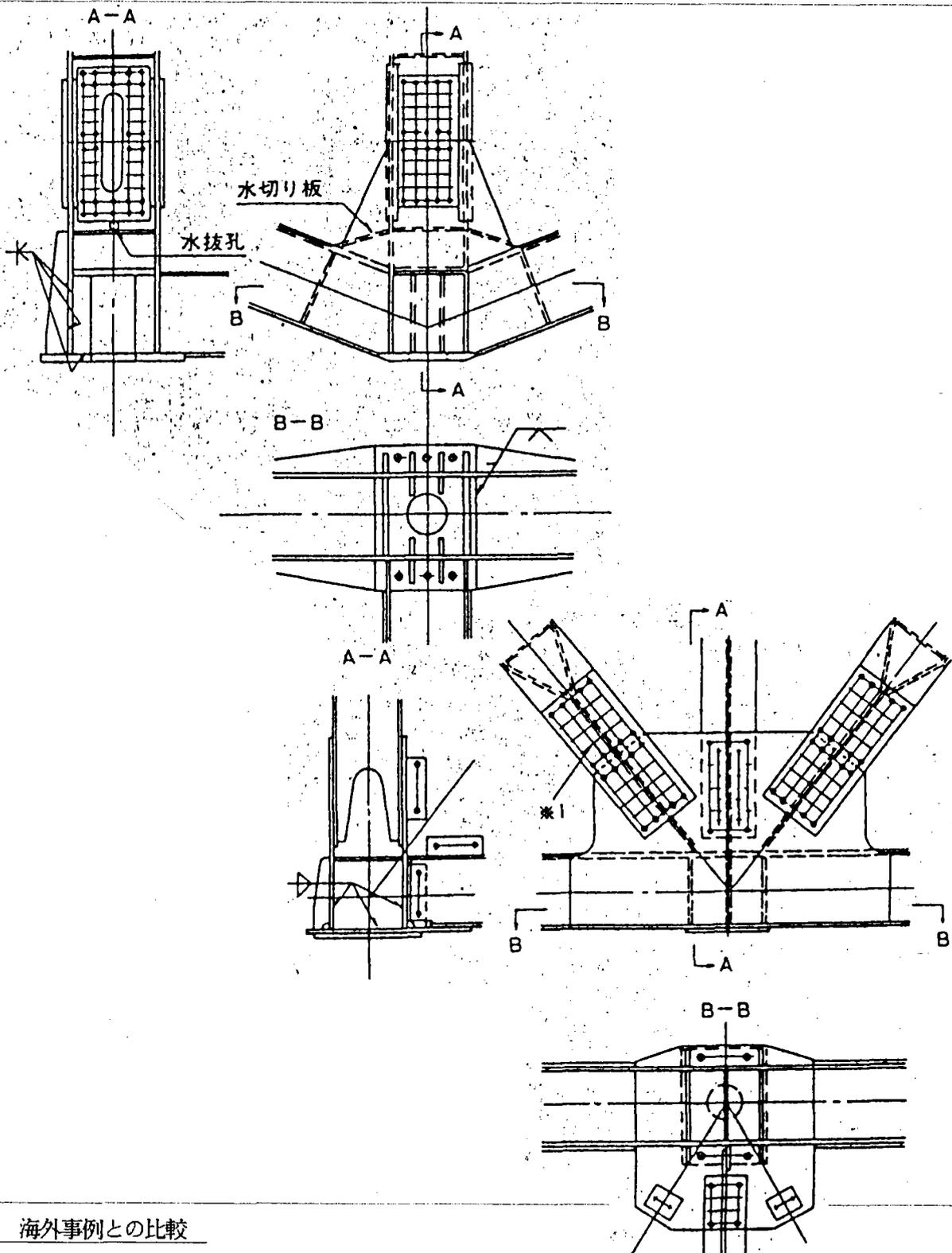
部 位 : トラス中間支点上支承

海外事例



部 位 : トラス中間支点上支承

国内事例



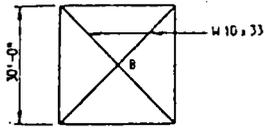
海外事例との比較

下弦材下フランジと横構ガセットは、上図B-Bの様に一枚板から形成する構造としている

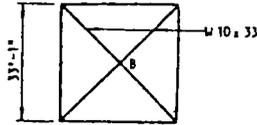
部 位 : 横構及び対傾構

海外事例

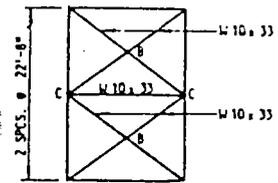
対傾構の骨組



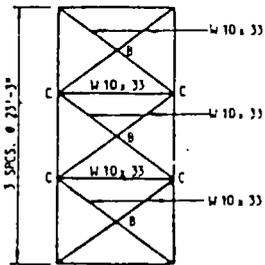
P. P. 1, 2 AND 16



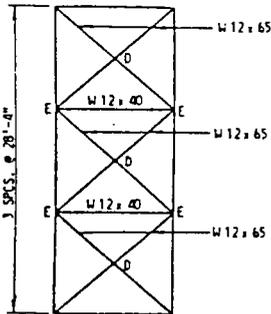
P. P. 4 AND 14



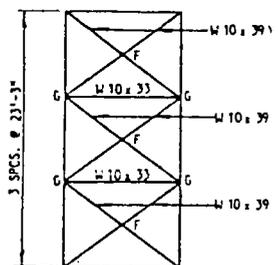
P. P. 6 AND 12



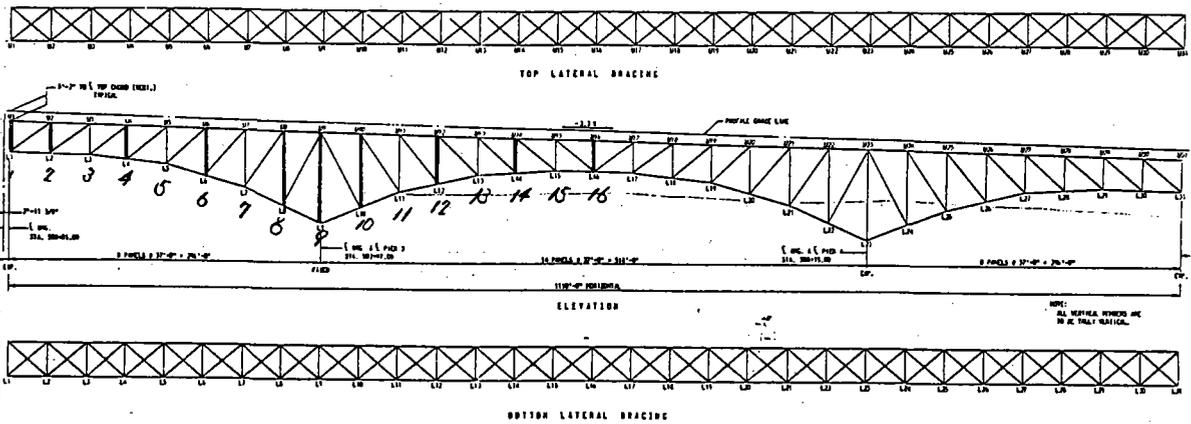
P. P. 8



P. P. 9



P. P. 10



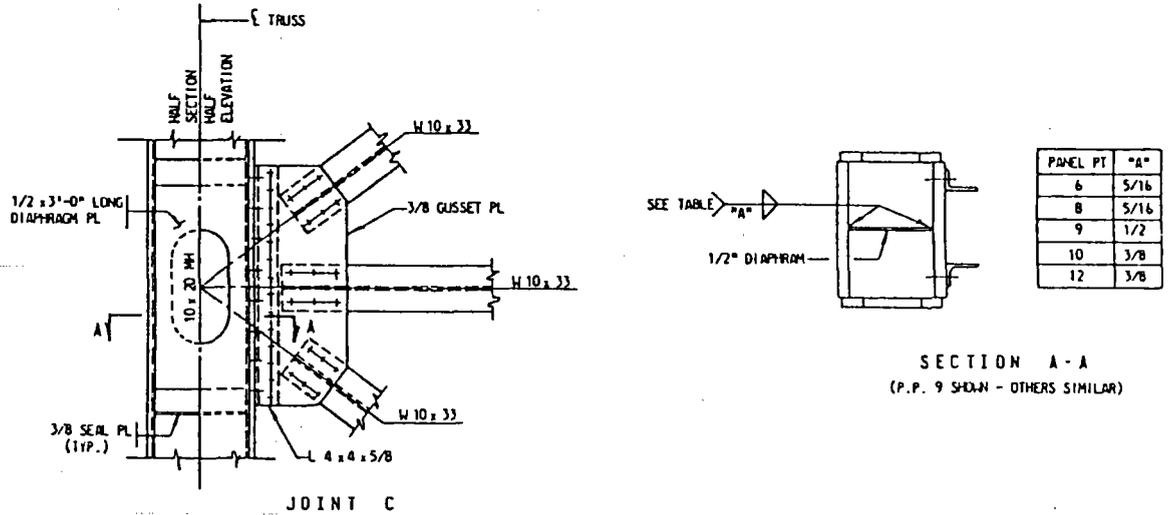
特 徴

対傾構及び横溝の形状は、引張となる部材が有効に働くプラットトラスが用いられる

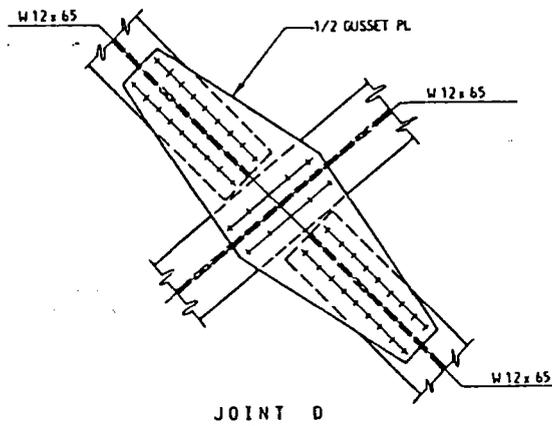
部 位 : 横構及び対傾構

海外事例

対傾構格点部



対傾構交差部



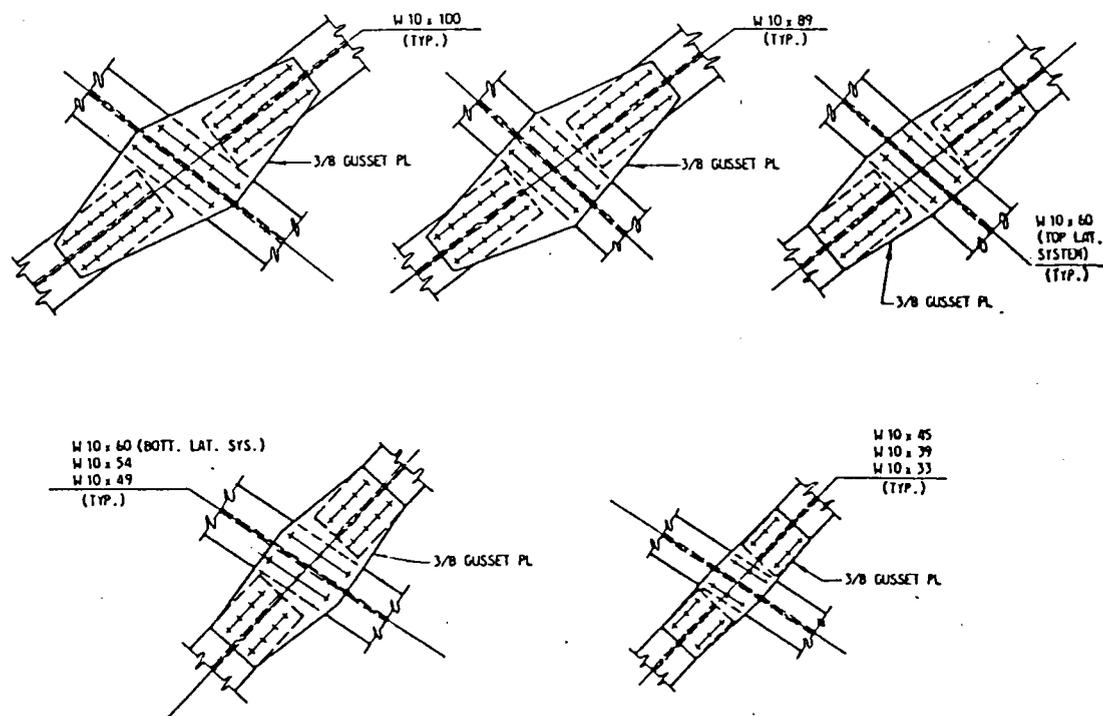
特 徴

主構造格点部同様、形鋼を介したガセットにより格部材を連結している

部 位 : 横構及び対傾構

海外事例

横構交差部の構造

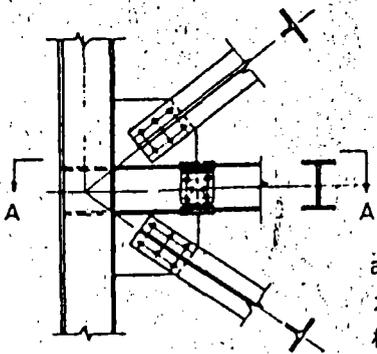


JUNCTION OF DIAGONALS
LATERAL BRACING

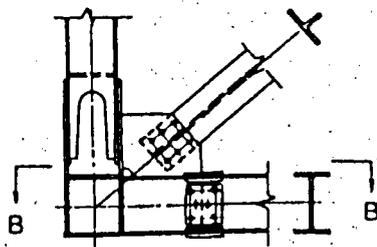
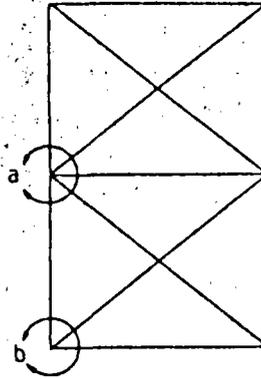
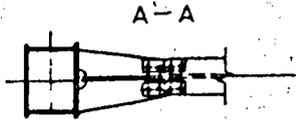
部 位 : 横構及び対傾構

国内事例

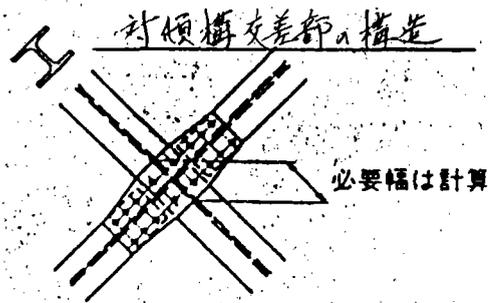
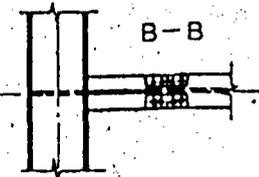
対傾構格点部



a部詳細
ガセットを1枚
板とした例

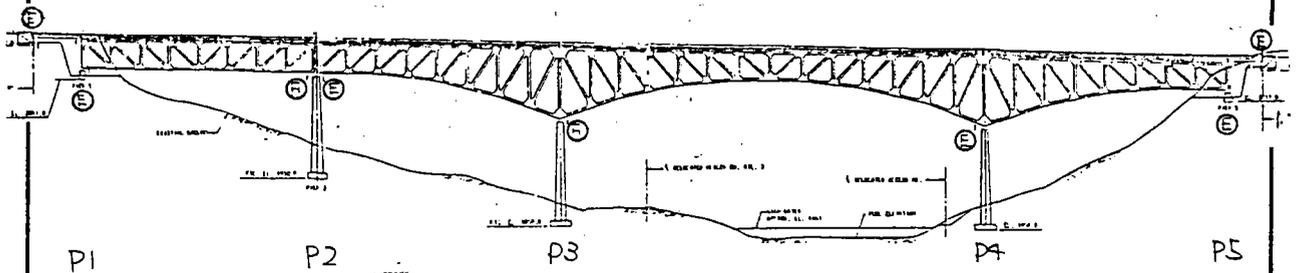


b部詳細
H形鋼に
ガセットを取付た例



部 位 : 支承 (配置)

海外事例



支点反力(常時)

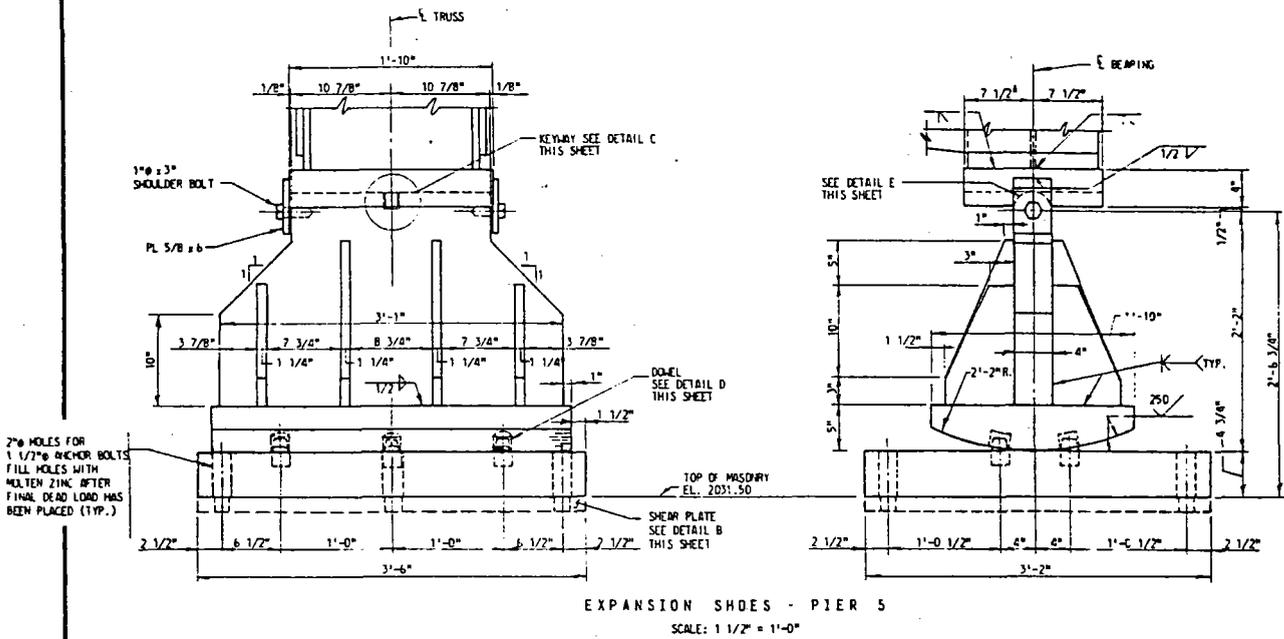
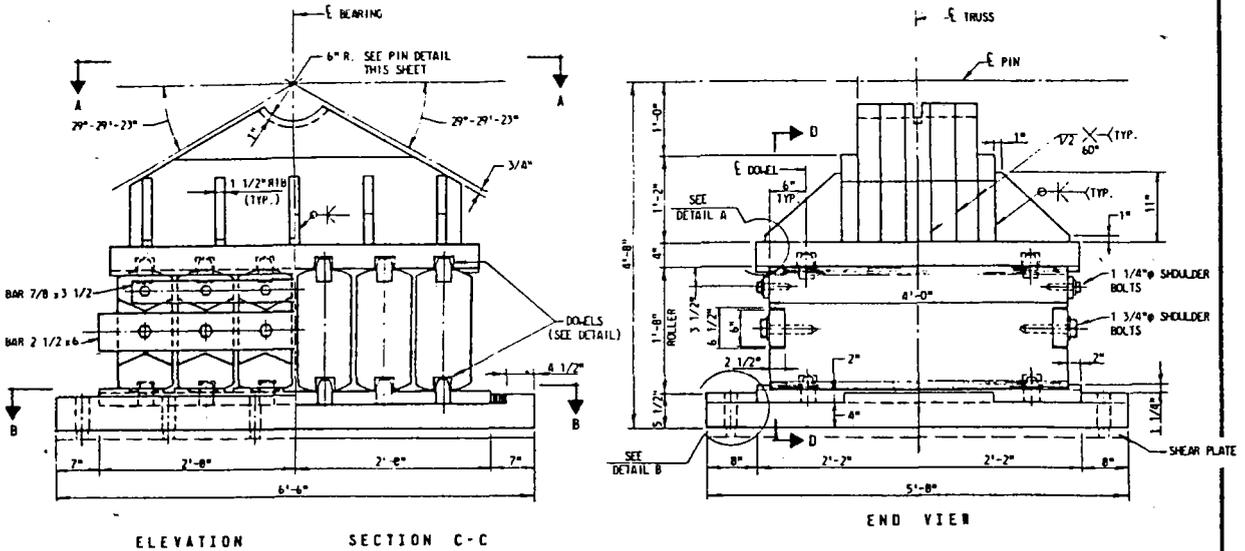
P2	213 ton
P3	1513 ton
P4	1513 ton
P5	264 ton

特 徴

1. F + E + F , E + F + E + E + E という配置
2. P4(E) は欠円形のローラー支承, その他のEは非対称欠円形のローラー支承(ロッカーなし)

部 位 : 支承(ローラー支承)

海外事例

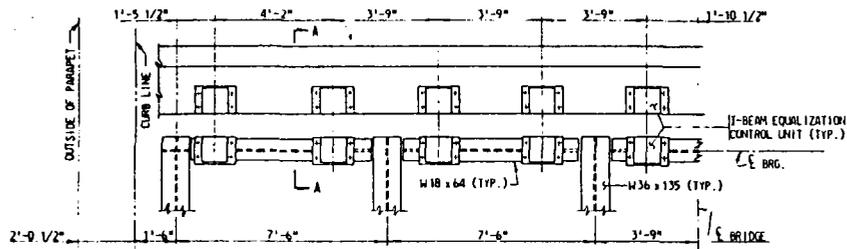


特 徴

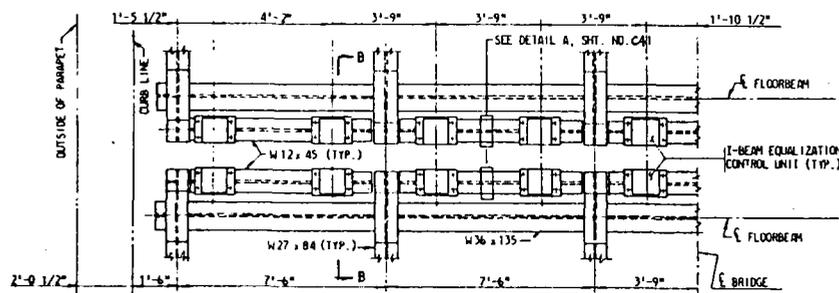
1. 上巻, 底板は鋳鉄ではなく、プレートを完全溶け込みで、溶接
2. P4のローラーには合金鉄を使用
3. 底板に突起、ローラーに溝が付けられており側方移動を拘束している
4. P4のローラーにはロッキングバーが装着 → 橋軸方向移動量を制限
5. アンカーボルト孔は、架設終了後、溶融亜鉛を充填

部 位 : 伸縮装置

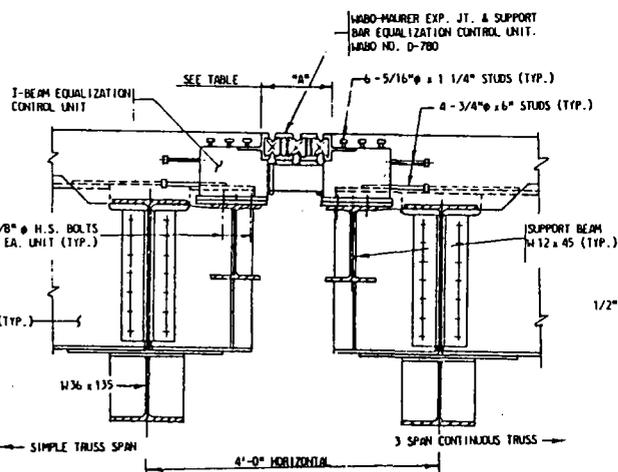
海外事例



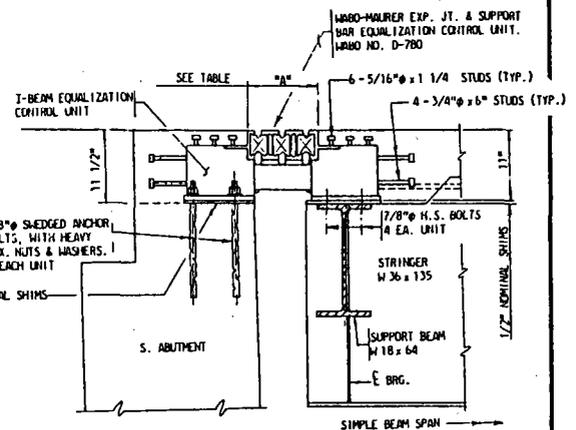
SOUTH ABUTMENT



PIER 2



SECTION B-B



SECTION 4-A

特 徴

1. マウラージョイント採用
2. 床版コンクリートとはスタッドジベルで結合
3. 橋台後打ちコンクリートとスタッドジベルで結合、又 橋台本体には箱抜きを施し、アンカーボルトで結合
4. 伸縮装置と橋梁横桁とはボルトで結合

§2 断面構成の比較

2.1 断面構成の比較 (米国、日本)

1. BLUE STONE RIVER BRIDGE 上弦材

W4-U5 L = 37.01ft (11.28m)

断面積

割増125%

Gross 48.25 in² (311.21 cm²)

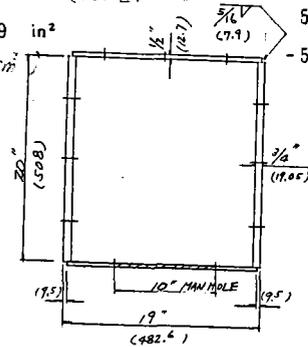
Load Group-III

Net 36.69 in²

571 Kips (259 ton)

(236.65 cm²)

-542 Kips (-246 ton)



r = 7.78 inch

K = 1.0

KL/r = 57

Allowable Unit Stress

33.8 K.S.I.
(2376 kg/cm²)
25.3 K.S.I.
(-1779 kg/cm²)

Actual 15.6 K.S.I.
(1097 kg/cm²)
11.2 K.S.I.
(-787 kg/cm²)

A 588 Steel

Axial Tension 27000 Psi × 1.25 = 2373 kg/cm²

Compression (23580 - 1.03 (KL/r)²) × 1.25 = -1778 kg/cm²

ここに K: effective length factor

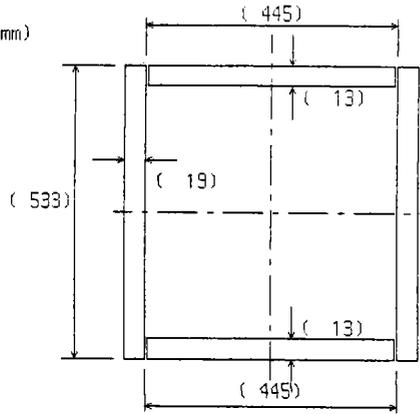
L: Actual Unbraced Length

死荷重による断面力 31 Kips $\sigma_t = +0.84$ K.S.I (59.1 kg/cm²)

*** U4-U5 ***

材質 : SM50
 単位 : (mm)

登録断面番号 : 1
 面内座屈長 : [1128.0]cm
 面外座屈長 : [1128.0]cm



U 4 - U 5

断面番号 : 1

断面力

軸力 = -246.0 t

座屈長 面内 LZ = 1128.0 cm 面外 LY = 1128.0 cm

断面	材質	SM50	断面積 (cm ²)	面内 I (cm ⁴)	面外 I (cm ⁴)
1 - TOP	厚	445 * 13	57.85	39115.	9546.
1 - SIDE	厚	533 * 19	101.27	23975.	54538.
1 - SIDE	厚	533 * 19	101.27	23975.	54538.
1 - BOTT	厚	445 * 13	57.85	39115.	9546.

面内 E = 0.000 (cm) A = 318.24 126179. 128169.
 面外 E = 0.000 (cm) 0. 0.

I_Z = 126179. I_Y = 128169.
 相乗二次モーメント I_J = 186939.

断面二次半径 RZ = 19.912 (cm) RY = 20.068 (cm)
 細長比 LZ/RZ = 56.649 LY/RY = 56.208

許容応力度

$$\sigma_{ca} = (1359.) * (1878.) / (1900.) = 1343. \text{ kg/cm}^2$$

応力度

$$\sigma = -773. \text{ kg/cm}^2$$

1900-13(1/4-15)
 $\frac{5}{2,200,000} (\frac{13}{b})^2$ $1343 \times 1.25 = 1679 \text{ kg/cm}^2$

U 4 - U 5

断面番号 : 1

断面力

軸力 = 259.0 t

座屈長 面内 LZ = 1128.0 cm 面外 LY = 1128.0 cm

断面	材質	SH50	断面積 (cm ²)	面内 I (cm ⁴)	面外 I (cm ⁴)
1 - TOP	℞	445 * 13	57.85	39115.	9546.
1 - SIDE	℞	533 * 19	101.27	23975.	54538.
1 - SIDE	℞	533 * 19	101.27	23975.	54538.
1 - BOTI	℞	445 * 13	57.85	39115.	9546.
面内 E =	0.000	(cm)	A = 318.24	126179.	128169.
面外 E =	0.000	(cm)		0.	0.

I_Z = 126179. I_Y = 128169.
相乗二次モーメント I_J = 186939.

断面二次半径 RZ = 19.912 (cm) RY = 20.068 (cm)
細長比 LZ/RZ = 56.649 LY/RY = 56.208

許容応力度

$\sigma_{ta} = 1900. \text{ kg/cm}^2 \quad 1900 \times 1.25 = 2375 \text{ kg/cm}^2$

応力度

$\sigma = 814. \text{ kg/cm}^2$

ボルト孔及びマンホールによる欠損断面積 74.56 cm^2

$\therefore \sigma = 814 \times \frac{318.24}{318.24 - 74.56} = \underline{\underline{1063 \text{ kg/cm}^2}}$

2. BLUE STONE RIVER BRIDGE 上弦材

U5-U6 L=37.01 ft (11.28 m)

断面積

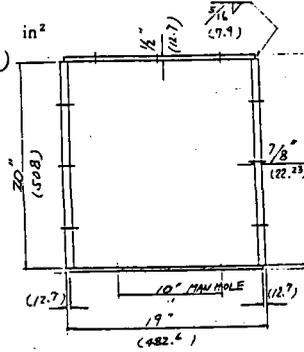
割増125%

Gross 53 in² (341.85 cm²)

Load Group-III

Net 40.59 in²
(261.80 cm²)

1054 Kips (478 ton)



r = 7.6 inch

k = 1.0

kL/r = 58

Allowable Unit Stress

33.8 K.S.I.
(2376 kg/cm²)

Actual 26 K.S.I.
(1828 kg/cm²)

A588 Steel



Axial Tension 27000 Psi × 1.25 = 2373 kg/cm²

死荷重による断面力 396 Kips $\sigma_t = +9.8$ K.S.I (689 kg/cm²)

*** U5-U6 ***

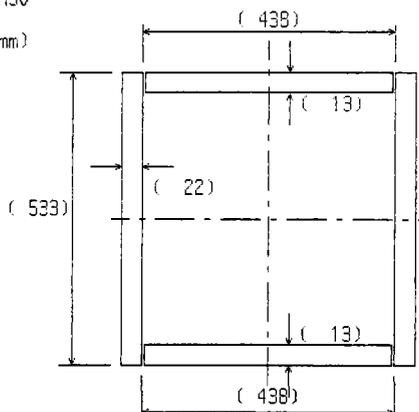
材質 : SM50

単位 : (mm)

登録断面番号 : 2

面内座屈長 : [1128.0]cm

面外座屈長 : [1128.0]cm



U5-U6

断面番号 : 2

断面力

軸力 = 478.0 t

座屈長 面内 LZ = 1128.0 cm 面外 LY = 1128.0 cm

断面	材質	SM50	断面積 (cm ²)	面内 I (cm ⁴)	面外 I (cm ⁴)
1 - TOP	厚	438 * 13	56.94	38499.	9103.
1 - SIDE	厚	533 * 22	117.26	27760.	62078.
1 - SIDE	厚	533 * 22	117.26	27760.	62078.
1 - BOTT	厚	438 * 13	56.94	38499.	9103.
面内 E =	0.000 (cm)	A =	348.40	132519.	142362.
面外 E =	0.000 (cm)			0.	0.

IZ = 132519. IY = 142362.
相乗二次モーメント IJ = 197573.

断面二次半径 RZ = 19.503 (cm) RY = 20.214 (cm)
細長比 LZ/RZ = 57.837 LY/RY = 55.802

許容応力度

$\sigma_{ta} = 1900. \text{ kg/cm}^2 \quad 1900 \times 1.25 = 2375 \text{ kg/cm}^2$

応力度

$\sigma = 1372. \text{ kg/cm}^2$

ボルト孔及びマニホールによる損断面積 80.05 cm^2

$\sigma = 1372 \times \frac{348.4}{348.4 - 80.05} = 1781 \text{ kg/cm}^2$

3. BLUE STONE RIVER BRIDGE 斜材

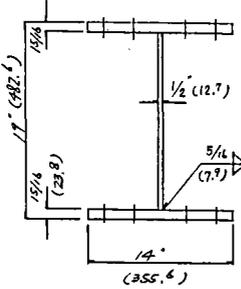
斜材 L4-U5 L=49.071 ft. (14.96 m)

断面積 (224.52 cm²)

Gross 34.81 in²

Net 26.37 in²

(170.09 cm²)



Load Group-I

700 Kips (317.52 ton)

$r = 3.51$ inch

$k = 1.0$

$kL/r = 172$

Allowable Unit Stress 27 K.S.I

A 588 Steel

(1898 kg/cm²)

Actual 26.5 K.S.I

(1863 kg/cm²)

死荷重による断面力 495 Kips

$\sigma_t = +18.8$ K.S.I (1322 kg/cm²)

*** 断面力 ***

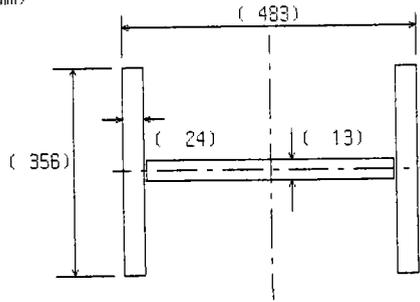
材質 : SM50

単位 : (mm)

登録断面番号 : 3

面内座屈長 : [1496.0]cm

面外座屈長 : [1496.0]cm



L 4 - U 5

断面番号 : 3

断面力

軸力 = 317.5 t

座屈長 面内 LZ = 1496.0 cm 面外 LY = 1496.0 cm

断面	材質	SM50	断面積 (cm ²)	面内 I (cm ⁴)	面外 I (cm ⁴)
1- H 形	435 * 13		56.55	8.	8917.
2- V 形	356 * 24		170.88	18047.	90085.

A = 227.43 IZ = 18055, IY = 99002.

断面二次半径 RZ = 8.910 (cm) RY = 20.864 (cm)
細長比 LZ/RZ = 167.902 LY/RY = 71.702

許容応力度

$\sigma_{ta} = 1900. \text{ kg/cm}^2$

応力度

$\sigma = 1396. \text{ kg/cm}^2$

ボルト孔による欠損断面積 59.93 cm^2

$$\sigma = 1396 \times \frac{227.43}{227.43 - 59.93} = 1835.159 \text{ kg/cm}^2$$

*** 断面力 ***

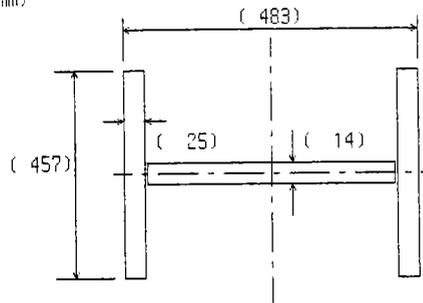
材質 : SM50

単位 : (mm)

登録断面番号 : 4

面内座屈長 : [1102.0]cm

面外座屈長 : [1102.0]cm



U 5 - L 5

断面番号 : 4

断面力

軸力 = -296.2 t

座屈長 面内 LZ = 1102.0 cm 面外 LY = 1102.0 cm

断面 材質 SM50 断面積 (cm²) 面内 I (cm⁴) 面外 I (cm⁴)

1- H 屈	433 * 14	60.62	10.	9471.
2- V 屈	457 * 25	228.50	39768.	119947.

A = 289.12 IZ = 39778. IY = 129418.

断面二次半径 RZ = 11.730 (cm) RY = 21.157 (cm)
細長比 LZ/RZ = 93.950 LY/RY = 52.086

許容応力度

$$\sigma_{ca} = (868.) * (1900.) / (1900.) = 868. \text{ kg/cm}^2$$

応力度

$$\sigma = -1024. \text{ kg/cm}^2$$

口内規準より許容応力度の
値減少不可
断面が許容応力度に達した。

4. BLUE STONE RIVER BRIDGE 垂直材

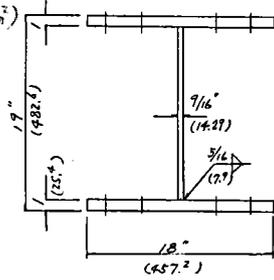
垂直材 U5-L5 L=36.1671'

断面積

Gross 45.55 in²
(293.80cm²)

Load Group-I

-653 Kips (-296.2 ton)



$r = 4.62$ inch.

$k = 1.0$

$kL/r = 94$

Allowable Unit Stress 14.5 k.S.I

Actual 14.3 k.S.I

A588 Steel (1019 kg/cm²)

(1005 kg/cm²)

Compression $\{23580 - 1.03 (KL/r)^2\} = 14479$ P.S.I

(1018 kg/cm²)

死荷重による断面力-488 Kips

$\sigma_t = +10.71$ K.S.I (753 kg/cm²)

2. 2 日本と米国の疲労基準の違いに伴なう

トラス格点部継手構造形式の比較検討

1. 検討概要

事例研究でも報告したように、米国のトラス格点部継手構造形式は、弦材を完全に溶接集成し、その腹板の両側からガセットプレートを当て、リベットもしくは高力ボルトで腹材と弦材を連結する形式（添接ガセット形式）が一般的に多くみられる。

一方国内のものをみてみると、ガセットプレートは工場グループ溶接であらかじめ弦材の腹板に一体として溶接され、弦材のウェブも兼ねる構造が一般的となっている。

このように連結方法として、米国の場合はボルト等による機械継手を、国内の場合は溶接継手を一般的に用いる傾向が見られる。

本検討はこのようなトラス格点部継手構造形式の違いが、両国の疲労基準の差に起因しているのではないかという発想から、検討比較を行なったものである。

2. 検討対象格点

事例研究で示したし BLUE STONE RIVER BRIDGEの上弦材、格点U 4及びU 5に着目する。

3. 適用基準

- ・ AASHTO (13th EDITION)
- ・ トラス格点構造設計指針 (本州四国連絡橋公団 昭和55年6月)
- ・ 道路橋示方書・同解説 (日本道路協会 昭和55年2月)

4. 日本と米国の格点構造比較一覧表

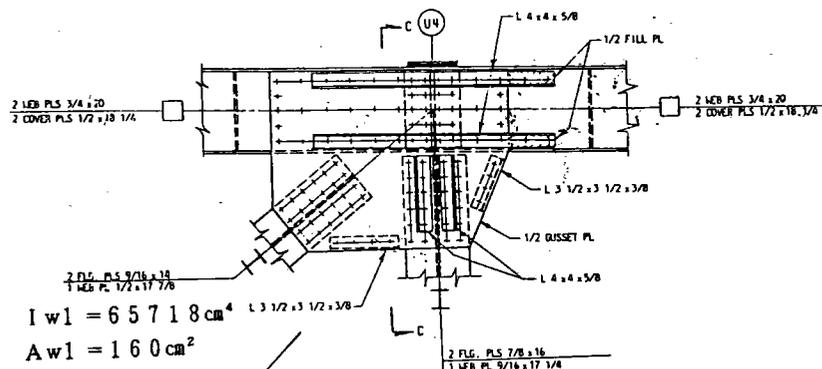
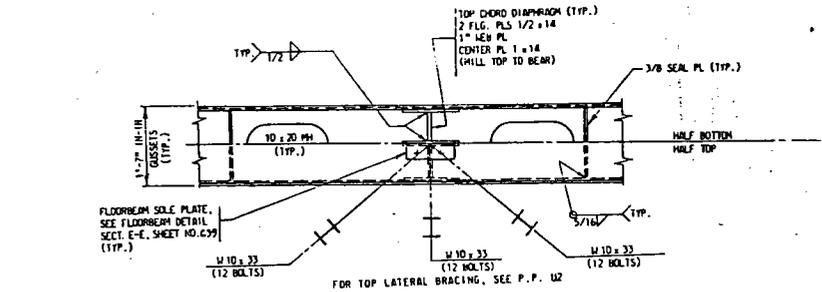
() 内数値は各基準関連項目を示す

比較項目 事例及び基準	1. 格点部構造詳細	2. 連結方法	3. 格点 ガセット 板厚の考え方	4. フィレット部の応力 集中に対する考え方	5. ガセットプレートの自由 縁の補剛に対する考え方
海外事例 (対象橋梁 ; BLUE STONE RIVER BRIDGE 適用基準 ; AASHTO)		・弦材を完全に溶接集成し その腹板の両側からガセッ トをあて、リベットもしく は高力ボルトで、腹材と弦 材を連結する。 (添接ガセット形式) 又 横組部材と主構を結ぶ ガセットプレートは、形鋼 を介して、B o l tにより 連結される。 (10.16.11.1)	・最大応力が生じる最も 弱い危険な断面で、せん断 力、圧縮力、引張力及び曲 げモーメントに十分抵抗で きるような厚板とする。 (10.16.11.1)	“鋭角の切断線は避けられ る事が望ましい”と規定。 添接ガセット形式では フィレット部がないため 応力集中を生じる事がない (10.16.11.2)	ガセットプレートの自由 縁の長さが、その板厚の $11,000 / F_y$ 倍の値 を超えるならば、その端部 を補剛しなければならない と規定 F_y ; 降伏点 A 36 ~36 000 Psi→58倍 A 588 ~50 000 Psi→59倍 (10.16.11.3)
国内事例 (適用基準 ; 道路橋示方書 本四基準)		ガセットプレートは工場 グループ溶接であらかじめ 弦材の腹板に一体として溶 接され、弦材のウェブも兼 ねる構造が一般的。 主構下フランジと横構ガ セットは、左図B-Bの様 に一枚板から形成する構造 (溶接構造)	・道示 (10.3.2) 最少板厚を 9 mmとし、添 接ガセット形式のみ板厚 算定式を規定 本四基準 (トラス格点構造 設計指針) 最少板厚を 11 mmとし 添接ガセット形式及び、一 体構造形式の両方について 板厚算定式を規定	・道示 (10.3.2) 一体構造形式の場合フィレ ット半径は弦材または端柱 のウェブ高の 1/5 と規定 本四基準 (トラス格点構造 設計指針) 道示と同様の規定、ただし 疲労については別途照査	本四基準 (トラス格点構造 設計指針) ガセットの自由長 l が $l \geq 60 \times t$ (t : ガ セット板厚) の場合自由 辺をリブの付いた柱として l/r が 60 程度に入るよ うなリブで補強しなければ ならないと規定。 国内の鋼材について AASHTOの規定を適用 すると下記の様になる。 SS41 ~2400kg/cm ² →60倍 SM50Y ~3600kg/cm ² →49倍

4. 1 格点部構造詳細

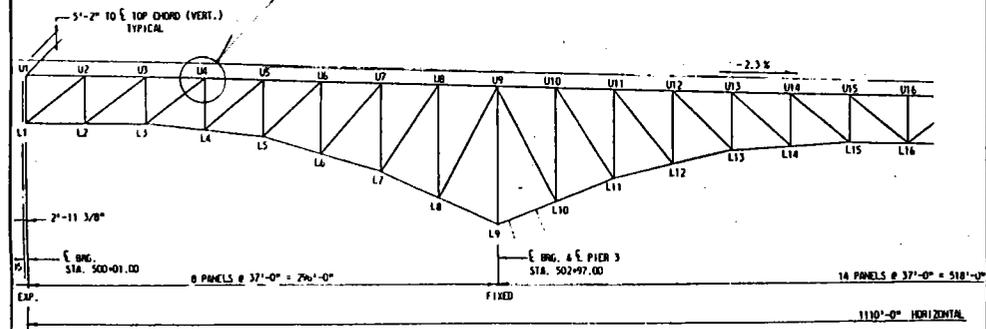
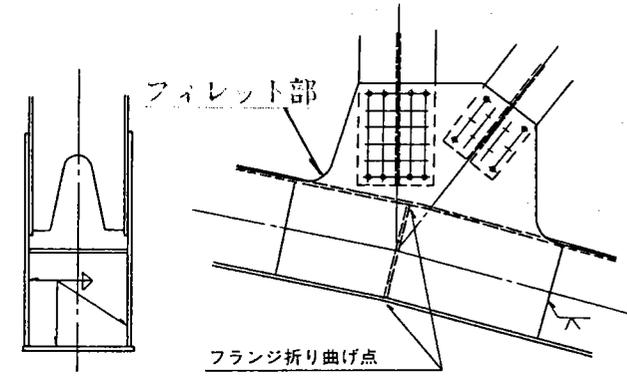
海外； 対象橋梁 適用基準
 ~BLUE STONE RIVER BRIDGE ~AASHTO

国内； 適用基準
 ~道示，本四基準（トラス格点構造設計指針）



$I w 1 = 65718 \text{ cm}^4$
 $A w 1 = 160 \text{ cm}^2$

$I w 2 = 105625 \text{ cm}^4$
 $A w 2 = 243 \text{ cm}^2$

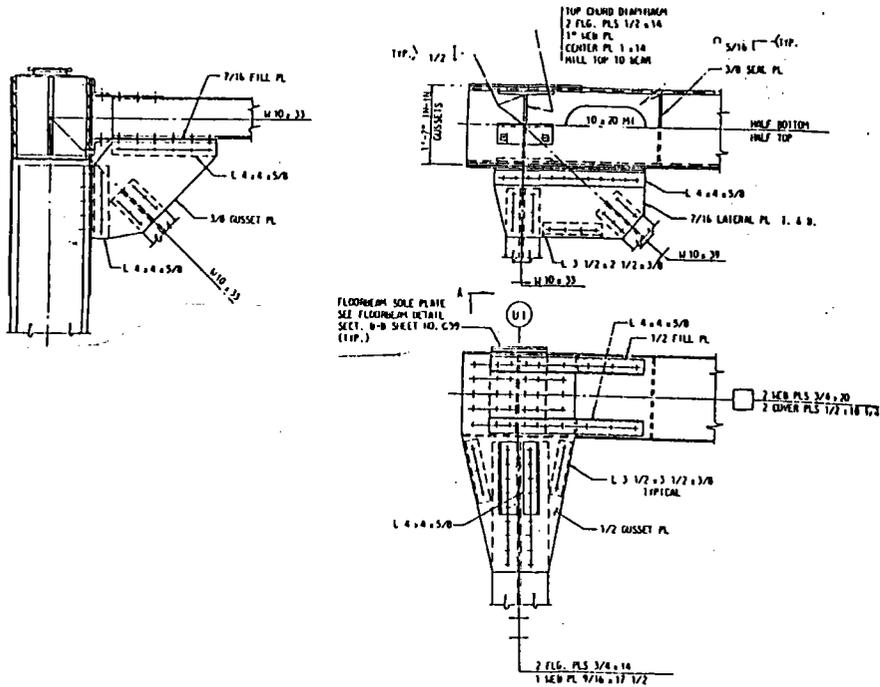


格点構造形式としては、国内の場合、ガセットプレートを弦材の腹板と一体とした構造が一般的であるのに対し、海外事例の場合は、腹板の両側から、ガセットプレートを高力ボルトによって結合した構造となっている。

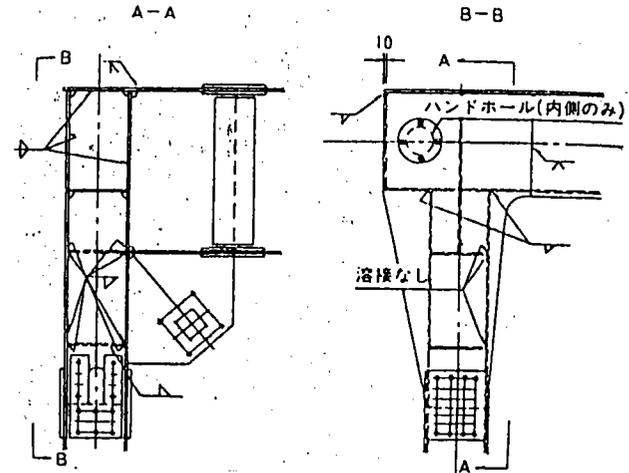
4. 2 格点部連結方法

海外： 対象橋梁
～BLUE STONE RIVER BRIDGE

適用基準
～AASHTO



国内： 適用基準
～道示，本四基準（トラス格点構造設計指針）



10.3.2 ガセット 道示

- (1) 部材をガセットに連結する高力ボルトまたはリベットの配置は、部材の軸にできるかぎり対称とし、かつ部材とガセットとの接触面全体に行きわたらせなければならない。

海外事例との比較

1. 格点ガセットが弦材のウェブも兼ねており、海外事例に比べて、溶接構造が多用されている。
2. 国内の場合、端柱に直接床桁を溶接により、連結するのが一般的であるが、海外事例の場合、形鋼（L 4×4×5/8）を介してボルト結合されている。

4. 3 格点 ガセットプレート板厚の考え方

海外： 対象橋梁 適用基準
 ～BLUE STONE RIVER BRIDGE ～AASHTO

国内： 適用基準
 ～道示，本四基準（トラス格点構造設計指針）

10.16.11 Gusset Plates — AASHTO —

10.16.11.1 Gusset or connection plates preferably shall be used for connecting main members, except when the members are pin-connected. The fasteners connecting each member shall be symmetrical with the axis of the member, so far as practicable, and the full development of the elements of the member shall be given consideration. The gusset plates shall be of ample thickness to resist shear, direct stress, and flexure, acting on the weakest or critical section of maximum stress.

AASHTOでは、最大応力が生じる最も弱い危険な断面でせん断力、圧縮力、引張力、及び曲げモーメントに十分抵抗出来るような板厚とすると規定しており、国内基準のような、具体的な最少板厚、板厚算定式等は規定されていない。又、BLUE STONE RIVER BRIDGE の、上弦材側格点U4 のガセットプレート板厚（ $1/2" = 12.7\text{mm}$ ）を国内基準で規定すると本四基準で $t = 13.1\text{mm}$ 、道示で $t = 12\text{mm}$ という結果を得た。

10.3.2

道示

- (2) 主トラス格点において、弦材のウェブに重ねてガセットをあてる構造で、かつ部材両面にガセットを使用する場合は、ガセットの板厚は鋼材の種類にかかわらず式(10.3.1)により算出した値を標準とする。

$$t = 20 \times \frac{P}{b} \dots\dots\dots (10.3.1)$$

ここに、

- t : ガセットの板厚 (mm)
- P : そのガセットで連結される端柱または腹材に作用する最大部材力 (t)
- b : そのガセットで連結される端柱または腹材のガセット面に接する部分の幅 (mm)

- (3) ガセットと弦材または端柱のウェブとを一体とする構造では、ガセット板厚はウェブより薄くしてはならず、また式(10.3.1)で算出した値以上としなければならない。この場合、フィレット半径 r はガセットと一体となる弦材または端柱のウェブの高さ h の $1/5$ 以上としなければならない (図-10.3.1参照)。

- (4) ガセットの最小板厚は 9mm とする。

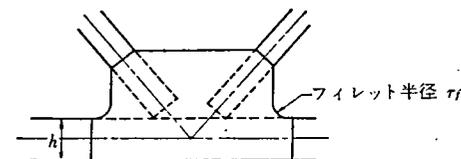


図-10.3.1 フィレット

海外： 対象橋梁
 ~BLUE STONE RIVER BRIDGE
 適用基準
 ~AASHTO

BLUE STONE RIVER BRIDGE の格点ガセットプレートを国内基準で、
 規定した場合、ガセットプレートの板厚は下記ようになる。

1. 対象とする格点位置～上弦材側格点 U4

(“4.1 格点部構造詳細”参照の事)

2. 格点 U4 に発生する各部材の軸力

1) 上弦材～U3-U4; -686Kips (-311t)

U4-U5; -542Kips (-246t)

2) 斜材～L3-U4; -469Kips (-213t)

3) 垂直材 L4-U4; -480Kips (-218t)

3. 腹材力を伝達するに必要とする板厚

$$t = \frac{213 \times 10^3}{58.4 \times 1900} \times \left(\frac{1}{2} + \frac{65718}{159.5} \times \frac{1}{28^2 + 38.1^2} \right)$$

= 1.31cm

$$t = \frac{218 \times 10^3}{63.5 \times 1900} \times \left(\frac{1}{2} + \frac{105625}{243.1} \times \frac{1}{33^2 + 38.1^2} \right)$$

= 1.21cm

∴ treq = 1.31cm

国内： 適用基準
 ~道示, 本四基準 (トラス格点構造設計指針)

2.1 ガセットプレートの板厚

— 本四基準 —

- (1) ガセットプレートの板厚は、2.2に規定する算定式によって算出された値以上、かつ11mm以上とする。
- (2) ガセットプレートの板厚は、前項を満足するほかに
 - a) 添接ガセット形式格点では、2.3で規定する算定式により算出された値以上とする。
 - b) 一体構造形式格点では、2.4で規定する式により合成応力の照査をしなければならない。

2.2 腹材力を伝達するに必要とする板厚 (添接ガセット形式および一体構造形式)

添接ガセット形式および一体構造形式の両形式において、部材の両面にガセットプレートを使用する場合には、ガセットプレートの板厚は式(2.1)を満足しなければならない。

$$t \geq \frac{P_t \times 10^3}{b_e \cdot \sigma_s} \left(\frac{1}{2} + \frac{I_w}{A_w \cdot (b^2 + d^2)} \right) \quad (2.1)$$

t : ガセットの厚さ (cm)

P_t : 腹材軸力 (t)

b_e : ガセット有効幅 (cm)

b_e = b + 0.8d

b : ボルト群の幅 (cm)

d : ボルト群の長さ (cm)

I_w : トラス面内についての腹材の断面2次モーメント (cm⁴)

A_w : 腹材断面積 (cm²)

σ_s : ガセット材の引張許容応力度 (Kg/cm²)

なお、一格点に多数の腹材が連結する場合は、各々の腹材に対して板厚を算定し、そのうち最大となる板厚を用いなければならない。

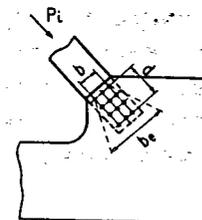


図 2.1

海外： 対象橋梁 適用基準
 ~BLUE STONE RIVER BRIDGE ~AASHTO

4. 弦材軸方向のせん断力を伝達するのに必要とする板厚

$$t_{req} = \frac{3 \times 10^3}{4} \times \frac{|311 - 246|}{158 \times 1100}$$

$$= 0.28 \text{ cm}$$

5. 本四基準によって規定されるガセットプレート板厚

$$t = 13.1 \text{ mm}$$

6. 道示によって規定されるガセットプレート板厚

$$t_{req} = 20 \times \frac{213}{356} = 12.0 \text{ mm}$$

$$t_{req} = 20 \times \frac{218}{406} = 10.7 \text{ mm}$$

$$t = 12.0 \text{ mm}$$

国内： 適用基準
 ~道示，本四基準（トラス格点構造設計指針）

2.3 弦材軸方向のせん断力を伝達するに必要とする板厚（添接ガセット形式）

添接ガセット形式格点のガセットプレート板厚は、式(2.1)を満足するほかに、式(2.2)を満足しなくてはならない。

$$t \geq \frac{3 \times 10^3}{4} \cdot \frac{\sum P_i \cdot \cos \theta_i}{B \cdot r_s} = \frac{3 \times 10^3}{4} \cdot \frac{|P_R - P_L|}{B \cdot r_s} \quad (2.2)$$

- t: ガセット厚さ (cm)
- P_i: 腹材軸力 (t)
- P_R, P_L: 弦材軸力 (t) (図示の方向を正とする)
- θ_i: 弦材と腹材のなす角度
- n: 一格点に来る腹材の数
- B: ガセット幅 (cm)
- r_s: ガセット材の許容せん断応力度 (Kg/cm²)

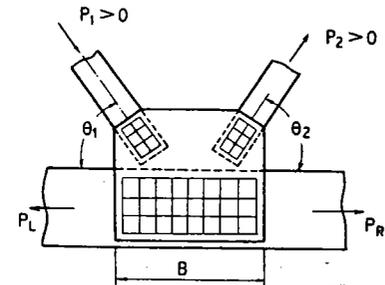


図 2.2

2.4 合成応力に対する検討（一体構造形式）

弦材の腹板とガセットを一体とする構造で、かつ部材両面にガセットを用いる場合、その各々のガセットの板厚は、式(2.1)により求め、次式(2.3)により合成応力を照査するものとする。

$$\sqrt{3(k \cdot r)^2 + \sigma_s^2} \leq 1.2 \sigma_s \quad (2.3)$$

$$r = \frac{\sum P_i \cos \theta_i \times 10^3}{2 \cdot B \cdot t}$$

$$= \frac{|P_R - P_L| \times 10^3}{2 \cdot B \cdot t}$$

$$\sigma_s = \frac{P_R \times 10^3}{A_s + A_g} \quad (P_R > P_L \text{ としたとき})$$

- A_s: 弦材総断面積 (cm²)
- A_g: ガセットの断面積 (cm²)
- P_R, P_L: 弦材軸力 (t)
- P_i: 腹材軸力 (t) (図示の方向を正とする。)

k: 図 2.3 に示す両腹材間の角度 α およびトラス形式により表

2.1 に示す値とする。なお、中間の角度の場合には、直線補間で求める。

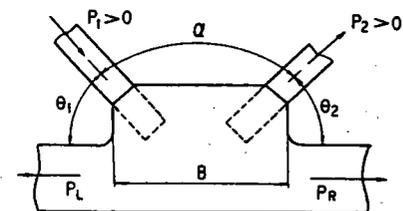


図 2.3

表 2.1 応力集中率

プラット格点		ワーレン格点	
α°	k	α°	k
30°	2.0	60°	1.8
45°	1.8	90°	1.6
60°	1.6	120°	1.4

4. 4 フィレット部の応力集中に対する考え方

海外： 対象橋梁 適用基準
 ～BLUE STONE RIVER BRIDGE ～AASHTO

国内： 適用基準
 ～道示，本四基準（トラス格点構造設計指針）

10.16.11.2 Re-entrant cuts, except curves made for appearance, shall be avoided as far as practicable.

AASHTOでは、フィレット部の応力集中に対して“鋭角の切断線は、避けられることが望ましい”として規定している。

又、BLUE STONE RIVER BRIDGE の場合は添接ガセット形式であるためフィレット部の応力集中という意味では、基準に従った構造となっている。

3. フィレット半径に対する規定

本四基準

一体構造形式格点において、ガセットプレートの両側端と弦材の交差するフィレットの半径 R は、弦材高さ D の $1/5$ より小さくしてはならない。ただし、疲労に対しては別に考慮するものとする。

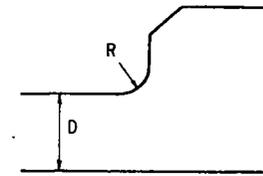


図 3.1

4. 5 ガセットプレート自由縁の補剛に対する考え方

海外； 対象橋梁 適用基準
 ～BLUE STONE RIVER BRIDGE ～AASHTO

国内； 適用基準
 ～道示，本四基準（トラス格点構造設計指針）

10.16.11.3 If the length of unsupported edge of a gusset plate exceeds the value of the expression $11,000/\sqrt{F_y}$ times its thickness, the edge shall be stiffened.

10.16.11.4 Listed below are the values of the expression $11,000/\sqrt{F_y}$ for the following grades of steel:

36,000 psi, Y.P. Min. 58
 50,000 psi, Y.P. Min. 49
 90,000 psi, Y.P. Min. 37
 100,000 psi, Y.P. Min. 35

AASHTOにおいては、自由縁の長さが次式の限界値を超えると
 きには、自由縁に沿って補剛材を設けなければならないと規定し
 ている。

$$\frac{\ell}{t} \leq \frac{11000}{\sqrt{F_y}}$$

ℓ ; 自由縁の長さ (in)
 t ; ガセットの板厚 (in)
 F_y ; 公称降伏点 [psi]

A 3 6 ～ $F_y = 36000$ psi → 5.8倍

A 5 8 8 ～ $F_y = 50000$ psi → 4.9倍

従って、格点U 4の場合は自由縁 $\ell = 4.9 \times 1 / 2 \text{ in} = 2.45 \text{ in}$ (62.2.3mm)

以上の場合には補剛しなければならない。

4. ガセットプレートの局部座屈に対する検討

— 本四基準 —

- ガセットプレートの自由長 ℓ が $\ell \geq 60t$ の場合の自由縁端部は、自由辺をリップの付いた柱として、 ℓ/t が60程度に入るようなリップで補強しなければならない。このとき、ガセットプレートの有効幅は $12t$ とする。
- ガセットプレート内部において図4.1に示す ℓ' が $\frac{\ell'}{t} \geq \sqrt{\frac{\pi^2 E}{12\sigma_r}}$ となる場合は、腹材軸力による局部座屈に対して適当な補強をしなければならない。

ここに、 t : ガセットの厚さ

σ_r : ガセット材料の降伏点または耐力

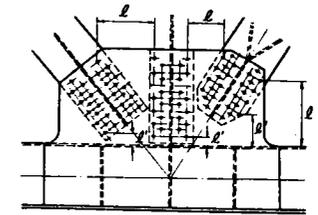


図4.1 ℓ, ℓ' のとり方

国内の鋼材についてAASHTOの規定を適用すると、下記
 のようになる。

SS 4 1 ～ $F_g = 2400$ kg/cm² → 6.0倍

SM 5 0 Y ～ $F_g = 3600$ kg/cm² → 4.9倍

5. 疲労基準の違いからくる

トラス格点部継手構造の違い

前項の“4. 日本と米国の格点構造比較一覧表”で両国の違いを示したが、なかでも格点部連結方法では、米国はボルト継手構造、日本は溶接継手構造を多用しているということがわかる。

これは両国の疲労基準において、各種継手構造の疲労に対する強度のランク付けの違いが起因しているように思われる。

下記にボルト継手構造と溶接継手構造の疲労に対する継手分類を示す。

(日本と米国の詳しい疲労基準の比較については、“IV 鋼橋の継手 第2章 疲労設計規程の比程”を参照の事)

	AASHTO(13th EDITION 1993)		本四公団 上部構造設計基準解説 (昭和55年6月)	
	等級分類	基本疲労応力範囲	等級分類	基本疲労応力範囲
突き合せ溶接 (非破壊検査を行なったもの)	B	18 K.S.I (1266 kg/cm ²)	A	1530 kg/cm ²
突き合せ溶接 (非破壊検査を行わないもの)	C	13 K.S.I (914 kg/cm ²)		
高力ボルト 摩擦接合	B	18 K.S.I (1266 kg/cm ²)	n=1 ~4 本 A n=5 ~15本 A n ≥ 16 本 C	1530 kg/cm ² 1530-40(n-4) 1050 kg/cm ²

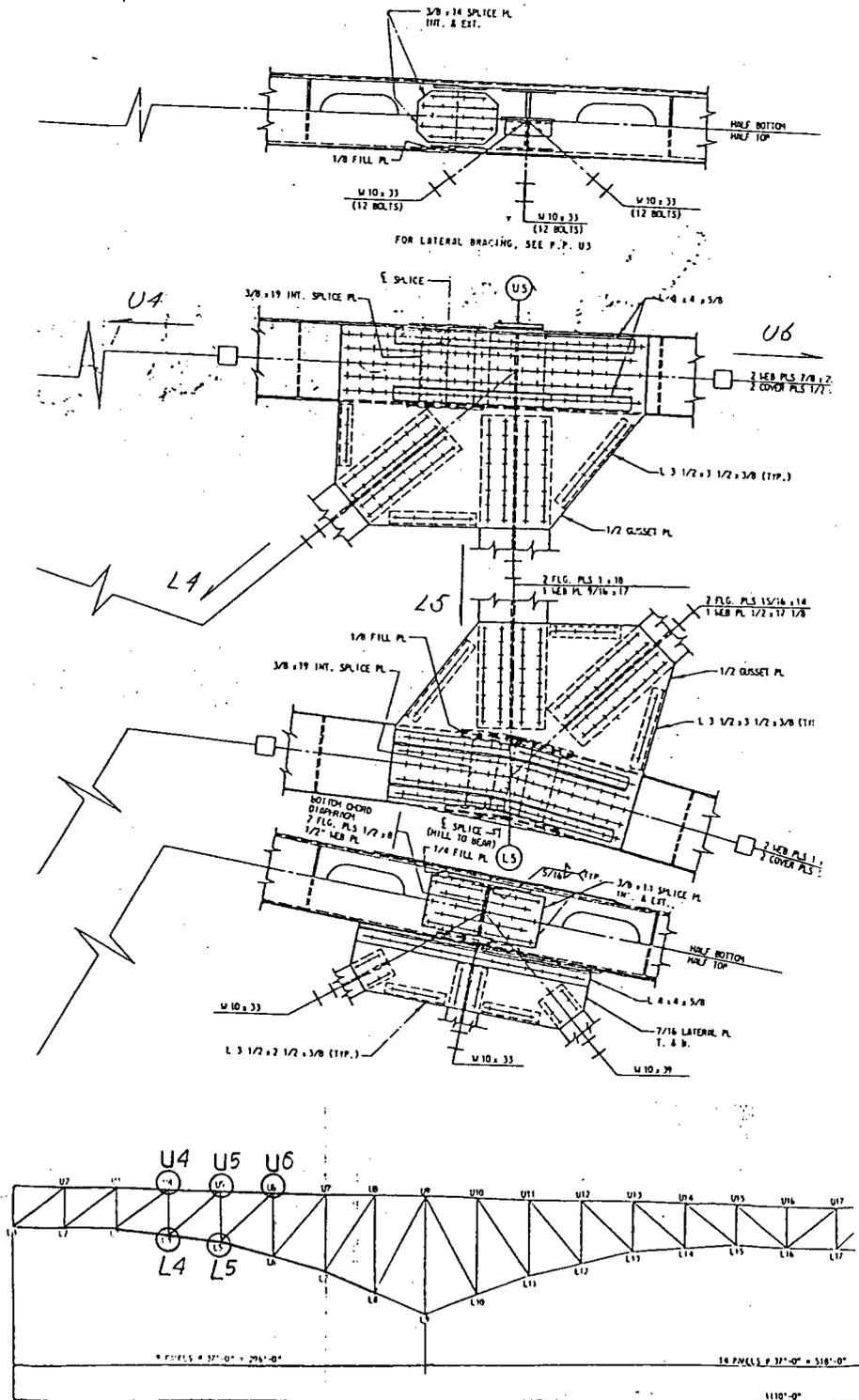
米国の場合、突き合わせ溶接継手の等級はBグレードとCグレードの2種類に分類されており、非破壊検査を行えばBグレードとなりボルト継手と同程度の構造となる。

従って、米国の場合ボルト継手構造が多いのには、この非破壊検査を省略して製作工数を低減する意図がみられる。

上記の疲労基準の相違を念頭において BLUE STONE RIVER BRIDGE 格点U5を対象にして両基準で継手構造を規定したものを次頁以降に示す。又、その結果をまとめたものが、表-1である。

・検討対象格点～ BLUE STONE RIVER BRIDGE 格点 U 5

・適用基準～AASHTO (13th EDITION) 本四基準 (昭和55年6月)



1. BLUE STONE RIVER BRIDGE 上弦材

割増125%

断面積

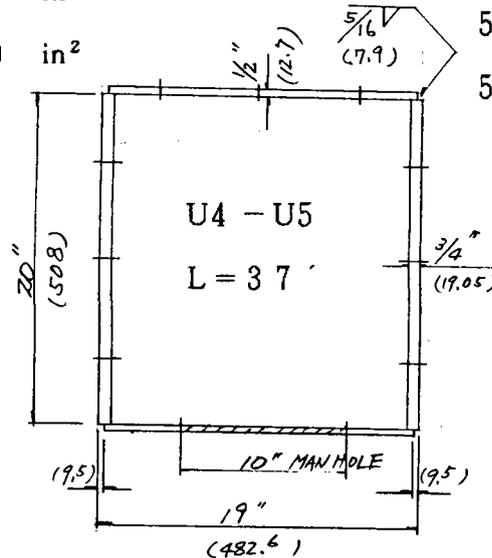
Gross 48.25 in²

Net 36.69 in²

Load Group - III

571 Kips (259 ton)

542 Kips (-246 ton)



$r = 7.78$ inch

$K = 1.0$

$KL/r = 57$

Allowable Unit Stress

A 588 Steel

33.8 K.S.I
(2376 kg/cm²)
25.3 K.S.I
(-1779 kg/cm²)

Actual 15.6 K.S.I
(1097 kg/cm²)
11.2 K.S.I
(-787 kg/cm²)

Axial Tension $27000 \text{ Psi} \times 1.25 = 2373 \text{ kg/cm}^2$

Compression $\{23580 - 1.03 (KL/r)^2\} \times 1.25 = -1778 \text{ kg/cm}^2$

ここに K : effective length factor

L : Actual Unbraced Length

死荷重による断面力 31 Kips $\sigma_t = +0.84 \text{ K.S.I} (59.1 \text{ kg/cm}^2)$

2. BLUE STONE RIVER BRIDGE 上弦材

断面積

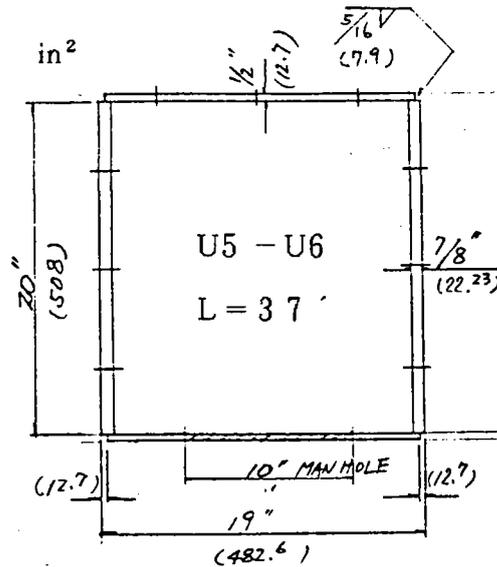
割増125%

Gross 53 in²

Load Group - III

Net 40.59 in²

1054 Kips (478 ton)



$r = 7.6$ inch

$k = 1.0$

$kL/r = 58$

Allowable Unit Stress

33.8 K.S.I
(2376 kg/cm²)

Actual 26 K.S.I
(1828 kg/cm²)

A588 Steel



Axial Tension 27000 Psi $\times 1.25 = 2373$ kg/cm²

死荷重による断面力 396 Kips $\sigma_t = +9.8$ K.S.I (689 kg/cm²)

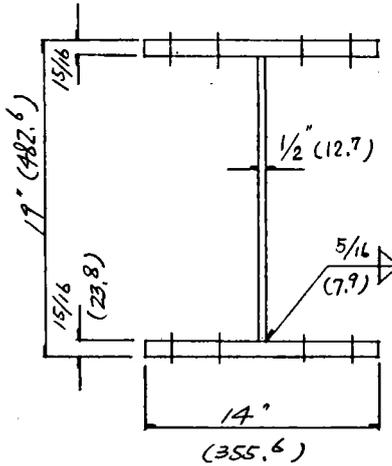
3. BLUE STONE RIVER BRIDGE 斜材

L4 - U5 L = 49.071

断面積

Gross 34.81 in²

Net 26.37 in²



Load Group-I

700 Kips (317.52 ton)

$r = 3.51$ inch

$k = 1.0$

$kL/r = 172$

Allowable Unit Stress

27 K.S.I

Actual 26.5 K.S.I

A588 Steel

(1898 kg/cm²)

(1863 kg/cm²)

死荷重による断面力 495 Kips

$\sigma_t = +18.8$ K.S.I (1322 kg/cm²)

4. BLUE STONE RIVER BRIDGE 垂直材

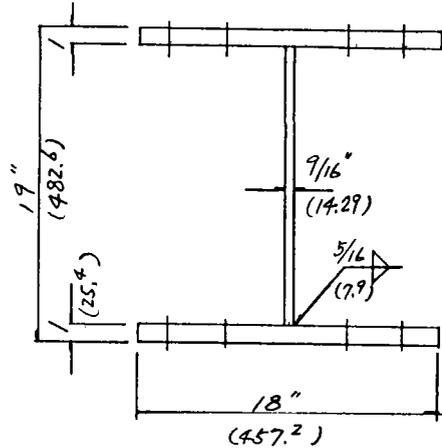
垂直材 U5 - L5 L = 36.1671'

断面積

Gross 45.55 in²

Load Group - I

- 653 Kips (-296.2 ton)



$r = 4.62$ inch

$k = 1.0$

$kL/r = 94$

Allowable Unit Stress 14.5 k.S.I

Actual 14.3 k.S.I

A 588 Steel (1019 kg/cm²)

(1005 kg/cm²)

Compression $\{ 23580 - 1.03 (KL/r)^2 \} = 14479$ P.S.I

(1018 kg/cm²)

死荷重による断面力 - 488 Kips

$\sigma_t = +10.71$ K.S.I (753 kg/cm²)

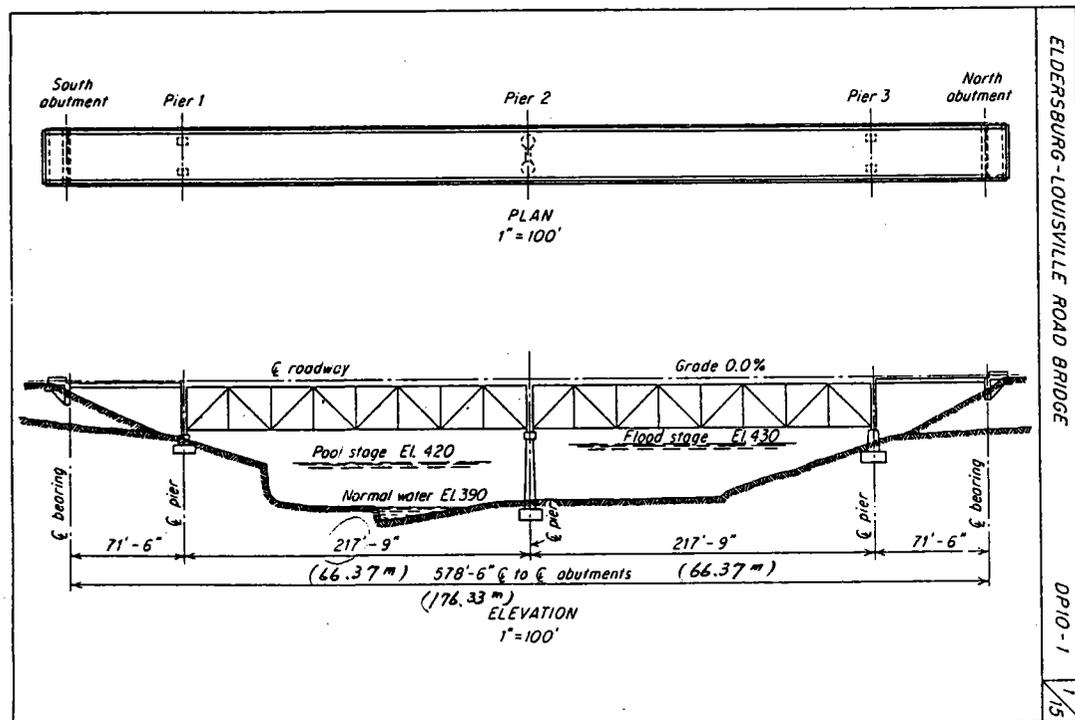
表 1. 疲労基準の違いからくるトラス格点部継手構造の違い

照 査 部 材	適用基準	作用応力 (活+死)	作用応力 (死)	許容応力	応力範囲	継手種類	継手グレード	許容応力範囲	疲労基準から規定 される継手構造
U 4 - U 5 Lood Group III	AASHTO	+15.6 K.S.I +11.2 K.S.I	+0.84 K.S.I	+33.8 K.S.I -25.3 K.S.I	14.76 K.S.I	ボルト継手	B	18 K.S.I	ボルト継手
						溶接継手	C	13 K.S.I	
	本四公団	+1097 kg/cm ² -787 kg/cm ²	+59.1 kg/cm ²	+2376 kg/cm ² -1779 kg/cm ²	1038 kg/cm ²	溶接継手	A	1530 kg/cm ²	溶接・ボルト継手
						ボルト継手	C	1050 kg/cm ²	
U 5 - U 6 Lood Group III	AASHTO	+26.0 K.S.I	+9.8 K.S.I	+33.8 K.S.I	16.2 K.S.I	ボルト継手	B	18 K.S.I	ボルト継手
						溶接継手	C	13 K.S.I	
	本四公団	+1828 kg/cm ²	+689 kg/cm ²	+2376 kg/cm ²	1139 kg/cm ²	溶接継手	A	1530 kg/cm ²	溶接・継手
						ボルト継手	C	1050 kg/cm ²	
L 4 - U 5 Lood Group I	AASHTO	+26.5 K.S.I	+18.8 K.S.I	+ 27.0 K.S.I	7.7 K.S.I	ボルト継手	B	18 K.S.I	ボルト・溶接継手
						溶接継手	C	13 K.S.I	
	本四公団	+1863 kg/cm ²	+1322 kg/cm ²	+1898 kg/cm ²	541 kg/cm ²	溶接継手	A	1530 kg/cm ²	溶接・ボルト継手
						ボルト継手	A	1503 kg/cm ²	
U 5 - L 5 Lood Group I	AASHTO	-14.3 K.S.I	-10.71 K.S.I	-14.5 K.S.I	3.59 K.S.I	ボルト継手	B	18 K.S.I	ボルト・溶接継手
						溶接継手	C	13 K.S.I	
	本四公団	-1005 kg/cm ²	-753 kg/cm ²	-1019 kg/cm ²	252 kg/cm ²	溶接継手	A	1530 kg/cm ²	溶接・ボルト継手
						ボルト継手	A	1502 kg/cm ²	

注) 応力の繰返し回数 2,000,000回
A.D.T.T (1977) = 10,400台/日

§3. 入札設計例

トラスの設計例



design of Steel structures

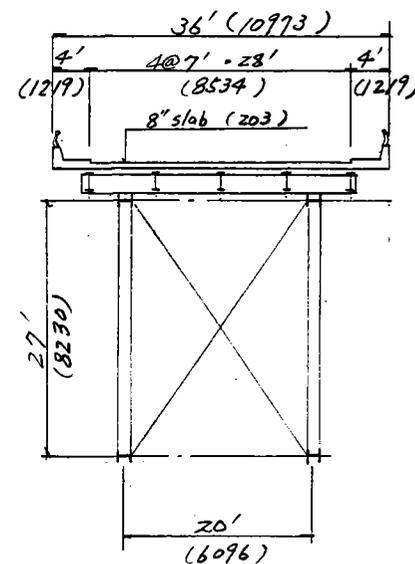
Edwin h. gaylord, jr

Charles n. gaylord

Eldersburg - Louisville Road Bridge

設計: ホルチエフの J.E. Greiner Company
(Consulting Engineers)

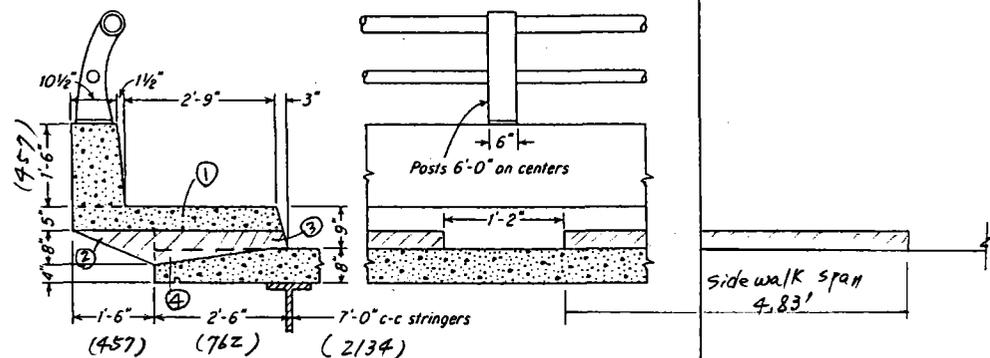
基準: AASHO 1969



ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE

DPI0-1

2/15



Section	Weight (lbs)	Arm (ft)	Moment (ft-lbs)	
Top rail (3 1/2 std. steel pipe)	9.2	3.4	31	
Bott. rail (2 1/2 std. steel pipe)	5.8	3.7	22	
Post 65 x 1/8 (cast iron)	10.8	3.6	39	
Parapet 0.875 x 1.5 x 150	= 197.5	3.56	703	
1/2 x 0.125 x 1.5 x 150	= 14.0	3.08	43	
Sidewalk 0.42 x 3.82 x 150	= 241.0	2.09	504	
Sidewalk support	1/2 x 0.67 x 1.5 x 1.17 x 150 x 1/8	= 14.6	3.00	44
	0.33 x 2.5 x 1.17 x 150 x 1/8	= 24.3	1.25	30
	1/2 x 0.33 x 2.17 x 1.17 x 150 x 1/8	= 10.5	1.78	19
	(527.7)	2.72	1435	

SIDEWALK Span = 6.0 - 1.17 = 4.83' (b)
 DL 197.5 + 14.0 + 241 = 452.5 #/ft x 4.83²/10 = 1055
 LL 85 x 3 = 255.0 #/ft x 4.83²/10 = 595
 1650 # (228.1 kg/m)

$d = 5 - 1.5 - 0.31 = 3.19"$
 $A_s = \frac{1650 \times 12}{20,000 \times 0.88 \times 3.19} = 0.35 \text{ in.}^2$
 #5 @ 8" $A_s = 0.46 \text{ in.}^2$

2-7/16" の鉄筋 1.03.415 1 1/2"
 (38.1mm)

支柱間隔 1829 mm

床版厚 203 mm

地覆立上 228.6 mm

Moment Arms は 各鉄筋中心からの距離を示す。

単重 Concrete, plain or Reinforced 150 #/ft³ (2403 kg/m³)

sidewalk の Live loading 85 pounds/ft² (415 kg/m²)

#5 鉄筋 5/8" = 15.875 mm

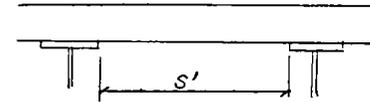
ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE		DP10-1	3/15			
ROADWAY SLAB						
Stringers 7'-0" c.c.						
$S = 7.0 - 0.37 = 6.63'$		(a)				
$M_0 = 1/10 \times 0.1 \times 6.63^2 = 0.44$		(b)				
$M_1 = 0.8 \times 16 \times (6.63 + 2) / 32 = 3.46$		(b)				
$M_t = 0.30 \times 3.46 = 1.04$		(c)				
	4.94^k					
8 in. slab	$d = 8.0 - 0.75 - 1.50 - 0.31 = 5.44"$	(d)				
#5 @ 6"	$A_s = 0.62 \text{ in}^2$	$p = \frac{0.62}{12 \times 5.44} = 0.0095$				
	$k = 0.351$	$j = 0.882$				
$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{4.94 \times 12}{0.62 \times 0.882 \times 5.44} = 19.9 \text{ ksi}$		(1379 kg/cm^2)				
$f_c = \frac{2 p f_s}{k} = \frac{2 \times 0.0095 \times 19.9}{0.351} = 1.08 \text{ ksi}$		(76 kg/cm^2)				
Section over ξ of stringer at face of curb (carried by 4 ft. section of slab)						
	DL	0.528 x 6	3.17	2.72	8.62^k	(f)
		0.1 x 2.5 x 4	1.00	1.25	1.25	(g)
	LL sdwk	85 x 3 x 6	1.53	1.50	2.31	
	LL curb	0.5 x 6	3.00	0.75	2.25	(h)
					14.43^k	
$d = 8 - 2 = 6"$	#5 @ 5"	$A_s = 8 \times 0.31 = 2.48 \text{ in}^2$				(i)
$p = \frac{2.48}{48 \times 6} = 0.00861$		$k = 0.338$	$j = 0.887$			
$f_s = \frac{14.43 \times 12}{2.48 \times 0.887 \times 6.0} = 13.1 \text{ ksi}$						
$f_c = \frac{2 \times 0.00861 \times 13.1}{0.35} = 0.67 \text{ ksi}$						

衝撃係数 0.3 (Max)

4 ft. Section of Slab 重量
地覆 = 作用する衝突荷重
(500 pounds/foot)

床版支間

Slabs supported on steel stringers



床版支間 = $S' + \frac{1}{2} \times (\text{鋼桁筋幅})$

鉄桁筋サイズ W24 x 76 (607 x 228 x 11.1' x 17.3') $77 > 2 \times 11.1 / 2$
77 筋中 8.99' = 0.749' \rightarrow 0.37'

* 活荷重による曲げモーメント

$M_L = \left(\frac{-S+2}{32} \right) P_20 = \text{Moment in foot-pounds/foot-width}$

$= 0.8 \times 16 \times (6.63 + 2) / 32 = 3.46 \text{ kip-ft/ft width}$
S H20 Loading
連続版 = 85 係減係数 (1.569 t/m)

H20 Loading = 16000 pounds

許容応力度

Grade 40 鉄筋 $f_s = 20000 \text{ psi}$ (1406 kg/cm²)

Grade 60 鉄筋 $f_s = 24000 \text{ psi}$ (1687 ")

J=71-t

Grade A 28日強度 $f'_c = 4000 \text{ psi}$ (281 kg/cm²)

許容応力度 $f_c = 0.4 f'_c = 1600 \text{ psi}$ (112 kg/cm²)

extreme fiber stress in Compression

ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE		DPIO-1	4/15
EXTERIOR STRINGER			
	0.33	2.17	
	$0.33 \times 1/2 \times 2.17 \times 150 \times 4.83 / 6.0 = 44.5 \text{ #/ft}$		
Sdwlk & parapet	$528 \times 9.72 / 7$	= 734	(a)
Fl. slab	$(100 \times 9.5 \times 4.75 - 44.5 \times 8.78) / 7$	= 587	
Stringer		= 82	
		1403	
Sidewalk LL	$= 85 \times 3 \times 8.5 / 7$	= 310 #/ft	
* Fraction of wheel load to stringer	$= 7 / (4 + 0.25 \times 7)$	= 1.22	(b)
	Shear	Moment	
DL	$1403 \times 13.5 = 19.0$	$1/8 \times 1403 \times 27^2 = 128$	(c)
Sdwlk LL	$310 \times 13.5 = 4.2$	$1/8 \times 0.310 \times 27^2 = 28$	
LL	$1.22 \times 47.4 \times 1/2 = 28.9$	$1.22 \times 237 \times 1/2 = 145$	(d)
I	$0.30 \times 28.9 = 8.7$	$0.30 \times 145 = 43$	
	V 60.8 k	M 344 k	
	$I_c = \frac{344 \times 12}{20 \times 1.25} = 165 \text{ in}^3$	W24x76	(e)
1/8 A325 bolts	Friction-type connection: ss = 8.12" req'd. 60.8/8.12 = 7.5 req'd.		
DL defl.	$= \frac{5ML^2}{48EI} = \frac{5 \times 128 \times 27^2 \times 1728}{48 \times 29,000 \times 2100}$	= 0.276"	
	no camber req'd. (f)		
INTERIOR STRINGER			
Fl. slab	$100 \times 7 = 700$		
Stringer	$\frac{90}{790}$		
Fraction of wheel load to stringer	$= 7 / 5.5 = 1.27$		(g)
	Shear	Moment	
DL	$0.79 \times 13.5 = 10.7$	$1/8 \times 0.79 \times 27^2 = 72$	
LL	$1.27 \times 47.4 \times 1/2 = 30.1$	$1.27 \times 237 \times 1/2 = 151$	
I	$0.30 \times 30.1 = 9.0$	$0.30 \times 151 = 45$	
	V 49.8 k	M 268 k	
	$I_c = \frac{268 \times 12}{20} = 161 \text{ in}^3$	W24x76	
1/8 A325 bolts	49.8/8.12 = 6.2 req'd.		
Effect of cantilevered sidewalk on first interior stringer			
Use 90% DL			
	$0.9 \times 528 \times 2.72 / 7 = 185 \text{ #/ft}$	uplift	(h)
	$M = 0.185 \times 27^2 / 8 = 17 \text{ k}$		
	$M = 268 - 17 = 251 \text{ k}$		
	$I_c = \frac{251 \times 12}{20} = 151 \text{ in}^3$	W24x68	

鉄桁サイズ

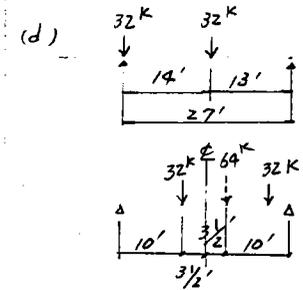
$607 \times 228 \times 11.1' \times 17.3'$

1.25: 歩道荷重 + 車道活荷重の場合の増大係数 AASHTO (1.3.1B)

鉄片

3/4" x 1/2" NO Camber 2" x 1/2" (AISC)

床版厚 $8\frac{1}{2} \times 150 \text{ #/ft}^2 = 100 \text{ #/ft}^2$



$R = 32 + 32 \times 13/27 = 47.4 \text{ kips}$

$M = 64 \times 10 \times 10/27 = 237 \text{ ft-kips}$

鉄桁支間 $27' = 8.23 \text{ m}$

* Outside Roadway Stringers and Beams

SECTION 3 - Distribution of Loads 1.3.1 f)

In the case of a span with concrete floor supported by 4 or more steel stringers, the fraction of the wheel load shall not be less than:

$\frac{S}{5.5}$ or $\left(\frac{S}{1.676}\right)$ where $S = 6'$ (1.829m) or less.

$\frac{S}{4.0 + 0.25S}$ or $\left(\frac{S}{1.219 + 0.25S}\right)$ where S is more than $6'$ (1.829m)

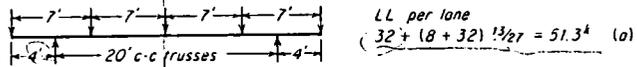
and less than $14'$ (4.267m).

When S is $14'$ (4.267m) or more, use footnote 2, Article 1.3.1(B)(1). S = distance in feet (m) between outside and adjacent interior stringers.

H.T.B 7/8" 摩擦接合 耐力 1面 x 1/2 3683 kg/cm² (22.2) A325 Bolt 降伏点 92 ksi (6468 kg/cm²)

(国内規準)
F8T 降伏点 6400 kg/cm² 1面 x 1/2 耐力
MZZ 3900 kg/cm²

INTERIOR FLOOR BEAM



DL ext. stringer $1.40 \times 27 + 0.11 \times 2 = 38.0^k$ (b)
 DL int. stringer $(0.79 - 0.20) \times 27 + 0.11 \times 5 = 16.5^k$ (c)
 DL ctr. stringer $0.79 \times 27 + 0.11 \times 7 = 22.1^k$
 Sdwh LL = $0.085 \times 3 \times 27 \times 8.5/7.0 = 8.4^k$

Max. neg. moment
 DL $38.0 \times 4 = 152$
 Sdwh $8.4 \times 4 = 34$
 - LL $51.3 \times 1/2 \times 1.22 \times 4.0 = 125$
 I $0.30 \times 74 = 22$
 333^k

LL to ext. stringer $51.3 \times 1/2 \times 1/7 = 3.7^k$ (d)
 LL to int. stringer $51.3 \times 1/2 \times 8/7 = 29.3^k$
 LL to ctr. stringer $51.3 \times 3/7 = 36.7^k$

Max. pos. moment
 DL $38.0 (10-14) + 16.5 (10-7) + 11.05 \times 10 = 8$
 LL $3.7 (10-14) + 29.3 (10-7) + 18.35 \times 10 = 257$
 I $0.30 \times 257 = 77$
 342^k

$I_c = \frac{342 \times 12}{20} = 205 \text{ in}^3$ W27x84

Net I = $2830 - 0.490 (2^2 + 6^2) \times 2 = 2790 \text{ in}^4$
 Net I/c = $2790 / 13.35 = 208 \text{ in}^3$

END FLOOR BEAM

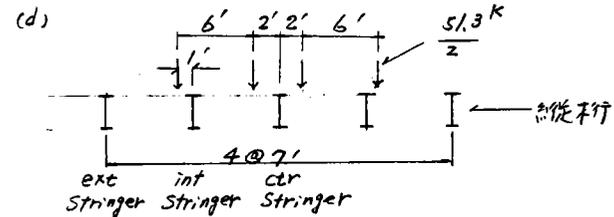
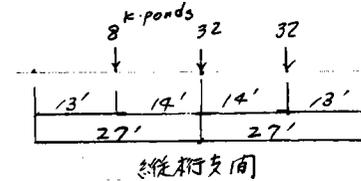
LL per lane $1/2 (32 \times 28.25 + 32 \times 14.25 + 8 \times 0.25) = 50.6^k$ (e)
 DL ext. stringer $1.40 \times 28.25 \times 14.12/27 + 0.11 \times 2 = 20.9^k$
 DL int. stringer $(0.79 - 0.20) \times 28.25 \times 14.12/27 + 0.11 \times 5 = 9.2^k$
 DL ctr. stringer $0.79 \times 28.25 \times 14.12/27 + 0.11 \times 7 = 12.5^k$
 Sdwh LL $\frac{0.085 \times 3 \times 28.25 \times 14.12 \times 8.5}{27 \times 7.0} = 4.6^k$

Max. neg. moment
 DL $20.9 \times 4 = 83.6$
 Sdwh $4.6 \times 4 = 18.4$
 LL $50.6 \times 1/2 \times 1.22 \times 4.0 = 123.5$
 I $0.30 \times 72.5 = 21.8$
 247.3^k

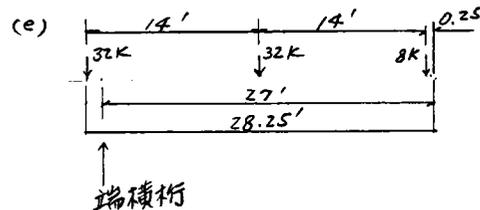
0.11 k/ft : Floor Beam の自重

C: 鋼の許容応力度
 20 Ksi = 20,000 psi (1406 kg/cm²)

縦桁間隔 7' = 2.134 m
 (a) 1車線当りの活荷重 HS20 TRUCK



ext. Stringer 反力 = $\frac{51.3}{2} \times \frac{1}{7}$
 int. Stringer 反力 = $\frac{51.3}{2} \left(\frac{6}{7} + \frac{2}{7} \right) = \frac{51.3}{2} \times \frac{8}{7}$
 ctr. Stringer 反力 = $\frac{51.3}{2} \left(\frac{5}{7} + \frac{5}{7} \right) = 51.3 \times \frac{5}{7}$



END FLOOR BEAM (continued)

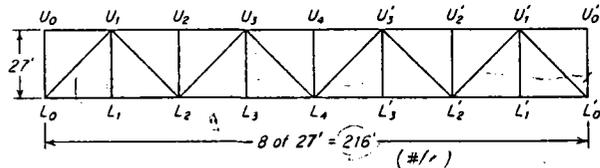
LL to ext. stringer $50.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{7} = 3.6^k$
 LL to int. stringer $50.6 \times \frac{1}{2} \times \frac{6}{7} = 28.9^k$
 LL to ctr. stringer $50.6 \times \frac{1}{7} = 36.2^k$

Max. pos. moment

DL $20.9 \times (-4) + 9.2 \times 3 + 6.25 \times 10 = 6.4$
 LL $3.5 \times (-4) + 28.9 \times 3 + 18.1 \times 10 = 253.7$
 I $0.30 \times 253.7 = \frac{76.1}{336.2^k}$

$\frac{I}{c} = \frac{336 \times 12}{20} = 202 \text{ in.}^3$ W27x84

TRUSS



DL per truss	plf	Panel load (kips)
Sdwk., parapet, railing	528	14.3
Fl. slab (100 x 16.5) - 44	1606	43.4
Stringers (76 + 76 + 38) 1.02 (a)	190	5.1
Fl. bms. 84 x 1.20 x 14.5/27	54	1.5
Truss (assumed)	580	15.8
Bracing (assumed)	150	4.1
	3108	84.2

Dead load stresses (b)

Panel pt.	Panel load	V	ΣV	Diagonal	Top chd.	Bott. chd.
0	42.0	336				
		294		-416	0	+294
1	84.0	294	294			
		210		+298	-504	+294
2	84.0	504	504			
		126		-178	-504	+630
3	84.0	630	630			
		42		+60	-672	+630
4	84.0	672	672			

1.5 x 支間 $L = 65.837 \text{ m}$
 主構高 $h = 8.230 \text{ m}$
 主構間隔 $B = 20' (6.096 \text{ m})$

1.02: Bolt head, nuts, detail, paint 等重量を2% 余裕をとり。
 1.20: Stringer Connection angle, floor Beam detail, paint 等20% 余裕をとり。

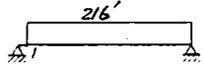
ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE

DPIO-1 7/15

TRUSS (continued)

Sidewalk live load

Load per ft. on truss $P \times 3 \times 25.5/20 = 3.83P$ (a)

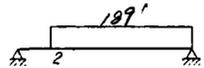


$$P = \left(30 + \frac{3000}{216}\right) \left(\frac{55-3}{50}\right) = 45.6 \text{ psf} \times 3.83 = 175 \text{ plf}$$

$$\text{Panel load} = 0.175 \times 27 = 4.72^k$$

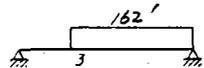
$$V = 4.72 \times 3.5 = 16.5^k$$

175 plf = 260 kg/m



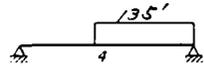
$$P = \left(30 + \frac{3000}{189}\right) (1.04) = 47.6 \text{ psf} \times 3.83 \times 27 = 4.93^k$$

$$V = 4.93 \times 6 \times \frac{1}{16} = 13.0^k$$



$$P = \left(30 + \frac{3000}{162}\right) (1.04) = 50.5 \text{ psf} \times 3.83 \times 27 = 5.22^k$$

$$V = 5.22 \times 5 \times \frac{1}{16} = 9.8^k$$



$$P = \left(30 + \frac{3000}{135}\right) (1.04) = 54.3 \text{ psf} \times 3.83 \times 27 = 5.60^k$$

$$V = 5.60 \times 4 \times \frac{1}{16} = 7.0^k$$

Top chord

$$U_0 U_1 = 0$$

$$U_1 U_3 = -16.5 \times 2 - 4.72 \times 1 = -28.3^k$$

$$U_3 U_3' = -16.5 \times 4 - 4.72 \times 6 = -37.7^k$$

Bottom chord

$$L_0 L_2 = 16.5 \times 1 = +16.5^k$$

$$L_2 L_4 = 16.5 \times 3 - 4.72 \times 3 = +35.4^k$$

Diagonals

$$L_0 U_1 = 16.5 \sqrt{2} = -23.4^k$$

$$U_1 L_2 = 13.0 \sqrt{2} = +18.4^k$$

$$L_2 U_3 = 9.8 \sqrt{2} = -13.9^k$$

$$U_3 L_4 = 7.0 \sqrt{2} = +9.9^k$$

Verticals

$$U_2 L_2 \& U_4 L_4 = 60 \times 3.83 \times 27 = -6.2^k$$

$$U_0 L_0 = \frac{1}{2} \times 6.2 = -3.1^k$$

AASHTO 1.2.11 (A) Sidewalk Loading (a)

$$P = \left(30 + \frac{3000}{L}\right) \left(\frac{55-W}{50}\right)$$

P: Load, psf (60psf を超えない値)

L: loaded length, ft

W: width of sidewalk, ft

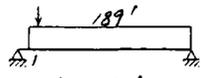
ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE DPI0-1 8/15

TRUSS (continued)

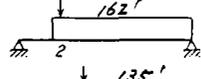
Live loads

Fraction of lane load to truss = $(19 + 5) / 20 = 1.2$ (a)

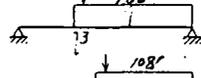
$0.64 \times 1.2 = 0.768 \times 27 = 20.7^k$	(a)
$26 \times 1.2 = 31.2^k$	(b)
$18 \times 1.2 = 21.6^k$	(c)



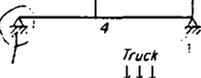
$V = 20.7 \times 3.5 + 31.2 \times 7/8 = 72.5 + 27.3 = 99.8^k$
 $I = 50 / (189 + 125) = 0.159$



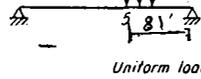
$V = 20.7 \times 6 \times 7/8 + 31.2 \times 3/4 = 54.3 + 23.4 = 77.7^k$
 $I = 50 / (162 + 125) = 0.174$



$V = 20.7 \times 5 \times 3/4 + 31.2 \times 5/8 = 38.8 + 19.5 = 58.3^k$
 $I = 50 / (135 + 125) = 0.192$



$V = 20.7 \times 4 \times 5/8 + 31.2 \times 1/2 = 25.9 + 15.6 = 41.5^k$
 $I = 50 / (108 + 125) = 0.215$



$V = 72 \times 1.2 \times 71.67 / 216 = 28.7^k$
 $I = 50 / (81 + 125) = 0.243$

Uniform load over entire span: $I = 50 / (216 + 125) = 0.147$

Top chords

$U_0 U_1 = 0$
 $U_1 U_2 = 72.5 \times 2 - 20.7 \times 1 + 21.6 \times 3/4 \times 2 = -157^k$
 $U_2 U_3 = 72.5 \times 4 - 20.7 \times 6 + 21.6 \times 1/2 \times 4 = -209^k$

Bottom chords

$L_0 L_1 = 72.5 \times 1 + 21.6 \times 7/8 \times 1 = +92^k$
 $L_1 L_2 = 72.5 \times 3 - 20.7 \times 3 + 21.6 \times 5/8 \times 3 = +196^k$

Diagonals

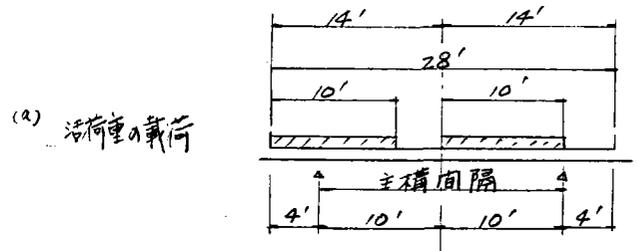
$L_0 U_1 = 99.8 \sqrt{2} = -142^k$
 $U_1 L_2 = 77.7 \sqrt{2} = +110^k$
 $L_2 U_3 = 58.3 \sqrt{2} = -83^k$
 $U_3 L_4 = 41.5 \sqrt{2} = +59^k$

Verticals

$U_0 L_0 = 32 + 32 \times 13 / 27 = 47.4 \times 1.2 = -57^k$
 $U_2 L_2 = 32 + 40 \times 13 / 27 = 51.3 \times 1.2 = -62^k$

衝撃係数

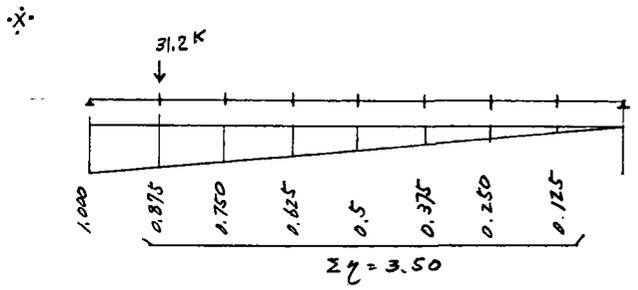
$$I = \frac{50}{L + 125}$$



(a) 活荷重の載荷

On Traffic Lane = 14' \Rightarrow 10' の truck load 2台
 Lane Load に 載荷 する。

- (b)
- 0.64 : 640 lbs/ft 等分布荷重
 - 26 : 26000 lbs 集中荷重 (セー断りの計算用)
 - 18 : 18000 lbs 集中荷重 (曲げモーメントの ")



Mem.	Stresses in kips					L	r	L/r	Allow. stress	Area req'd.	Area furnished			Section
	DL	LL	I	Sdwk LL	Total						Gross	Net*	Eff. ¹	
U ₀ U ₁					Nom.	27.0								W14 x 61
U ₁ U ₃	-504	-157	-23	-28	-712	27.0	4.02	81	14.0	50.9	51.7			W14 x 176
U ₃ U _{3'}	-672	-209	-31	-38	-950	27.0	4.11	79	14.1	67.3	69.7			W14 x 237
L ₀ L ₂	+294	+ 92	+14	+17	+417	27.0		88	20	20.9	25.6	22.0		W14 x 87
L ₂ L ₄	+630	+196	+29	+36	+891	27.0		81	20	44.6	51.7	44.8		W14 x 176
L ₀ U ₄	-416	-142	-23	-24	-605	38.18	4.02	114	12.1	50.0	51.7			W14 x 176
U ₁ L ₂	+298	+110	+19	+19	+446	38.18		124	20	22.3	25.6	22.8		W14 x 87
U ₂ U ₃	-178	- 83	-16	-14	-291	38.18	3.81	120	11.7	24.9	27.9	26.5		W14 x 95
U ₃ L ₄	+ 60	+ 59	+13	+10	+142	38.18	3.71	124	11.4	25.5	27.9			W14 x 61
U ₀ L ₀	- 46	- 57	-17	- 3	-119	27.0	2.45	187	20	7.1	17.9	15.3		W14 x 61
U ₁ L ₁					Nom.	27.0	2.70	120	11.7	14.6	17.9	14.8		W14 x 30
U ₂ L ₂	- 84	- 62	-19	- 6	-171	27.0	2.45	132	10.7	16.0	17.9			W14 x 61
U ₃ L ₃					Nom.	27.0	2.70	120	11.7	14.6	17.9	14.8		W14 x 30
U ₄ L ₄	- 84	- 62	-19	- 6	-171	27.0	2.45	132	10.7	16.0	17.9			W14 x 61

*Deductions for two 1-in. holes in each flange and two 1-in. holes in web. No holes in webs of diagonals.
¹The actual radius of gyration of members corresponding to the entries in this column is less than that required to give maximum allowable L/r. AASHTO specifications allow this provided the required area is not more than an effective area based on the actual value of r (1.7.12). Thus for L₂ U₃, L/r = 120 if r = 3.81. But for the W14x95 r = 3.71. Therefore, the effective area = 27.94 (3.71/3.81)² = 26.5 in.² This applies only to compression members, furthermore, it is also required that the allowable load based on properties of the actual area be adequate.

TRUSS (continued)

DP10-1
9/15

ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE

353 x 254 x 9.5 x 16.4
 386 x 397 x 21 x 33.3
 x 18 x 12"
 x "
 x 18 x 12"
 x "
 352 x 171 x 6.9 x 9.8

Net Area の計算とLZ Flg.には 1" hole 2本, Webには 1" hole 2本分を削除する。
 斜材では Flg.のみ 1" hole 2本分を削除。

細長比 K·L/r Compression Member 120 for Main member
 140 for secondary member
 Tension Member 200 for Main member
 240 for secondary member

LATERAL BRACING

Wind loads

Railing, parapet & floor $0.29 + 0.21 + 1.92 + 0.67 = 3.09 \text{ ft}^2/\text{ft}$
 Railing posts $10.5 \times 2.0 + 1.17 \times 0.331/6 = 0.23$
 Stringers $= 2.0$
 1/2 truss $= \frac{3.0}{8.32}$

Wind on top chord = $W = 8.32 \times 75 = 624 \text{ plf}$
 " " bot. " = $W = 3.0 \times 75 = 225 \text{ plf}$
 " " live load = $WL = 100 \text{ plf}$

Chords

$M = \frac{1}{8} \times 216^2 (0.30 \times 624 + 100) = 1670 \text{ ft}^2$
 $U_3 U_3 = 1670/20 = 84 \text{ ft}^2$
 $DL + LL + I + 84 = 950 + 84 = 1034 \text{ ft}^2 < 1.25 \times 14.1 \times 69.7 = 1230 \text{ ft}^2$
 $M = \frac{1}{8} \times 216^2 \times 624 = 3630 \text{ ft}^2$
 $U_3 U_3 = 3630/20 = 182 \text{ ft}^2$
 $DL + 182 = 672 + 182 = 854 \text{ ft}^2 < 1230 \text{ ft}^2$

Top laterals



D1 Panel shear = $624 \times 27 \times 3.5 = 59.2 \text{ k}$ $l = 33.6'$
 Diag. stress = $59.2 \times 33.6/20 = 100 \text{ k}$ @ 20 = $5.00 \text{ in}^2 \text{ net}$
 or 50 k @ 11.4 = $4.90 \text{ in}^2 \text{ gross}$
 Use W8x29: $8.23 - 1.85 = 6.38 \text{ in}^2 \text{ net}$ 12 bolts
 For struts $r = 20 \times 12/140 = 1.72$ Use W8x31 12 bolts

Bottom laterals

D1 Stress = $100 \times 225/624 = 36 \text{ k}$ @ 20 = $1.80 \text{ in}^2 \text{ net}$
 $r = 33.6 \times 0.5 \times 12/240 = 0.84 \text{ req'd}$
 $5 \times 5 \times \frac{3}{16} \angle$ $3.03 - 0.31 - 0.78 = 1.94 \text{ in}^2 \text{ net}$ 3 bolts (g)
 Bottom struts W8x31

Sway frames (at panel points 2, 4, 2')



$l = 33.6'$ $r = 33.6 \times 0.5 \times 12/240 = 0.84 \text{ req'd}$
 Use 5x5x3/16 \angle

End cross frames

Diag. stress = $0.624 \times 108 \times 33.6/20 = 113 \text{ k}$ @ 20 = $5.65 \text{ in}^2 \text{ net}$
 Use W8x29 12 bolts

AASHTO
 1.2.14
 (Wind Load)

Wind pressure = 75 psf. (366 kg/m^2)

載荷弦 = 75 lb/ft (446 kg/m) 以上
 無載荷弦 150 lb/ft (223 kg/m) 以上

Moving live Load にかかる風荷重
 比て路面より 6' の高さに作用させる。

* Only 30% of the wind force on the structure need be
 take in combination with wind on the live Load.

(e) $1.25 \times 14.1 \times 69.7$

増倍係数 $U_3 - U_3$ 部材 W14x237 (Gross Area)
 Allowable stress

TRUSS SHOES

Shoe reaction

1. DL + LL + I

DL $3.11 \times 108 = 336$ (sheet 6)
 Sdwk LL = $0.175 \times 108 = 19$ (sheet 7)
 LL $(0.64 \times 108 + 18) \times 1.2 = 105$ (sheet 8)
 I $0.147 \times 105 = 15$
 $475^k / \text{shoe at } 100\% \text{ all. stress}$

$475^k / \text{shoe} = 215.5 \text{ ton} / \text{shoe}$

2. DL + LL + I + 30% W + WL

Wind top chord and WL $0.624 \times 0.3 + 100 = 0.287 \times 29.75 = 8.5$ (a)
 Wind bott. chord $0.225 \times 0.3 = 0.068 \times 2.75 = 0.2$
 $0.355^k / \text{ft} \quad 8.7^k / \text{ft}$
 Lat. shear = $0.355 \times 108 = 38.4^k / \text{shoe}$
 Mom. = $8.7 \times 108 = 940^k$
 Shoe reaction = $475 \pm 940 / 20 = 522^k / \text{shoe}$ or 125% all. stress (b)
 $= 428^k / \text{shoe}$ (no uplift)

29.75' = 上弦材中心より当へ"71=7"ポールの"へ"スまでの距離
 2.75' = 下弦材中心より " " " " " "

3. DL + W

Wind top chord $0.624 \times 29.75 = 18.6^k / \text{ft}$
 Wind bott. chord $0.225 \times 2.75 = 0.6$
 $0.849 \quad 19.2^k / \text{ft}$
 Lat. shear = $0.849 \times 108 = 91.8^k / \text{shoe}$
 Mom. = $19.2 \times 108 = 2070^k$
 Shoe reaction = $336 \pm 2070 / 20 = 440^k / \text{shoe}$ at 125% all. stress
 $= 232^k / \text{shoe}$ (no uplift)

4. Long forces (applied to fixed shoes)

Traction $0.05 (18 + 0.64 \times 216) = 7.8^k / \text{shoe}$ (c)
 Roller friction $0.03 \times 336 = 10.1^k$
 45° wind (DL + LL + I + 30% W + WL) = $\frac{0.355}{2} \times \frac{216}{2} = 19.2^k$ (d)
 45° wind (DL + W) = $\frac{0.849}{2} \times \frac{216}{2} = 45.9^k$

--- 3% of Frictional force 圧着層

Expansion shoes (see dwg. on Sheet 12)

Assume rocker radius = 1'-5" Dia. = 34"
 All. brg. stress = $3000 \sqrt{34 (36-13) / 20} = 20.1^k / \text{in}$ (e)
 Req'd. lgth. brg. = $475 / 20.1 = 23.6"$
 Shear area req'd. = $91.8 / (14 \times 1.25) = 5.25 \text{ in.}^2$ (f)
 Use 2-2" dowels Area = 6.28 in.^2
 Req'd. pin brg. area = $475 / 14 = 34.0 \text{ in.}^2$
 Req'd. pin dia. = $34.0 / (18-3) = 2.26 \text{ in.}$ (g)
 Use 4" bearing surface (see figure Sheet 12)
 Req'd. allowance for exp. and contr. = $1.25 \times 2.16 = 2.7"$ (h)
 Use 7" billet for shoe

14 : 14,000 psi (989 kg/cm²)

100ft 長当り 1.25 inch の
 余裕をもてせる
 今 216' スパ=2" ありから
 $1.25 \times \frac{216}{100} = 2.7"$

(e) Allowable bearing pressure p in pounds per lined inch

$$p \begin{cases} \frac{F_y - 13000}{20000} \times 6000 \text{ psi} & d \leq 25 \text{ in.} \\ \frac{F_y - 13000}{20000} \times 3000 \sqrt{d} \text{ psi} & 25 \leq d \leq 125 \text{ in.} \end{cases}$$

d: diameter of the rocker in inches.

ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE

DP10-1 12/15

Expansion shoes (continued)

Bearing plate

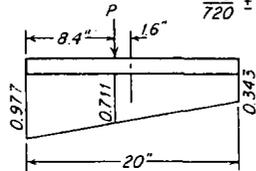
Req'd. area = $475/1 = 475 \text{ in}^2$ Req'd. width = $236 + 4.25 + 8 = 35.9"$ (a)

Try $36 \times 20 \text{ pl. } I = 24,000 \text{ in}^4$

Assume max. eccentricity due to contraction = $1.6"$ (b)

$$\frac{475}{720} \pm \frac{475 \times 1.6 \times 10}{24,000} = 0.660 \pm 0.317 = 0.977 \text{ ksi}$$

$$= 0.343 \text{ "}$$

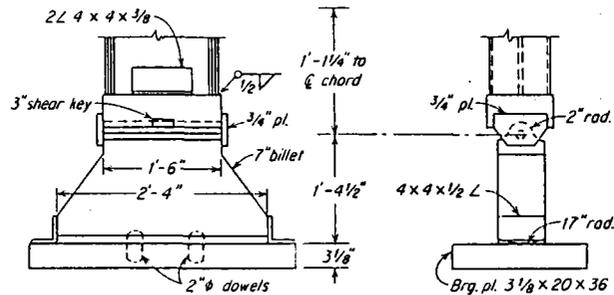


$$M = 0.711 \times 8.4 \times 4.2 + \frac{0.977 - 0.711}{2} \times 8.4 \times 8.4 \times \frac{2}{3}$$

$$= 25.1 + 6.3 = 31.4 \text{ "k}$$

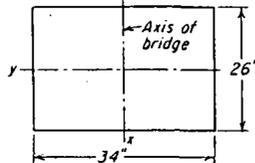
$$t = \sqrt{\frac{6M}{F_b}} = \sqrt{\frac{6 \times 31.4}{20}} = 3.08 \text{ "}$$

Use $3\frac{1}{8} \times 20 \times 36 \text{ pl.}$



Fixed shoes

Bearing plate



Trial area $475/0.6 = 792 \text{ in}^2$ (c)

Try $26 \times 34 \text{ pl. } A = 884 \text{ in}^2$

$$S_x = \frac{26 \times 34^2}{6} = 5009 \text{ in}^3$$

$$S_y = \frac{34 \times 26^2}{6} = 3831 \text{ in}^3$$

1. $DL + LL + I + 30\%W + WL + Tr. + Fr. @ 125\% \text{ all.} = 1.25 \text{ ksi brg.}$ (d)

$$\frac{522}{884} \pm \frac{384 \times 196}{5009} \pm \frac{179 \times 196}{3831} = 0.591 \pm 0.151 \pm 0.092 = 0.842 \text{ ksi}$$
 (e)

$$\frac{428}{884} \pm \text{ " } \pm \text{ " } = 0.486 \pm 0.151 \pm 0.092 = 0.243 \text{ ksi}$$
 (f)

23.6": The required bearing length of the rocker

4.25": $2\frac{1}{8}$ " dowels $2 \times \frac{1}{4} + \frac{1}{4} = 4.25"$

8": 4×4 angle (ハースポルトへのrockerの固定用)

(c) Bearing pressure on the concrete = 0.6 ksi (42 kg/cm^2)

allowable Value 1 ksi (70 kg/cm^2)

(e) 風下側省の最大支圧応力度

(f) 風上側省の Uplift の検討
結果として Uplift は出ない。

ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE

DP10-1 13/15

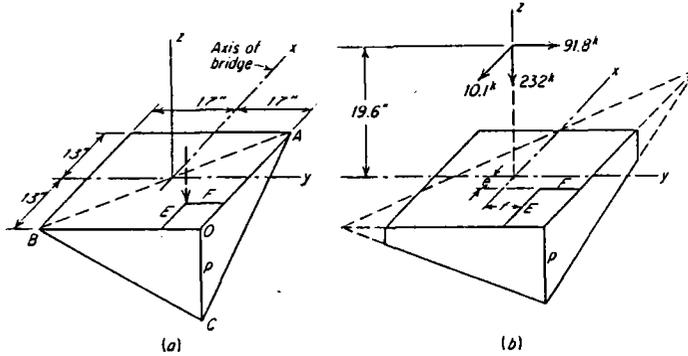
Fixed shoes (continued)

2. DL + W

$$\frac{440}{884} \pm \frac{91.8 \times 19.6}{5009} \pm \frac{10.1 \times 19.6}{3831} = 0.498 + 0.360 + 0.052 = +0.910 \text{ ksi}$$

$$\frac{232}{884} \pm \quad \pm \quad = 0.262 \pm 0.360 \pm 0.052 = +0.674 \text{ ksi}$$

$$= -0.150 \text{ ksi (a)}$$



$$E = \frac{26}{4} = 6.5"$$

$$F = \frac{34}{4} = 8.5"$$

$$p = \frac{3V}{8EF} = \frac{3 \times 232}{8 \times 6.5 \times 8.5} = 1.57 \text{ ksi}$$

$$e = \frac{10.1 \times 19.6}{232} = 0.9, \quad f = \frac{91.8 \times 19.6}{232} = 7.8$$

$$E = 13 - 0.9 = 12.1, \quad F = 17 - 7.8 = 9.2$$

$$p = \frac{3 \times 232}{8 \times 12.1 \times 9.2} = 0.790 \text{ ksi}$$

3. 45° wind (DL+LL+I+30%W+WL+Tr+Fr)

$$W = 19.2$$

$$Tr = 7.8$$

$$Fr = 10.1$$

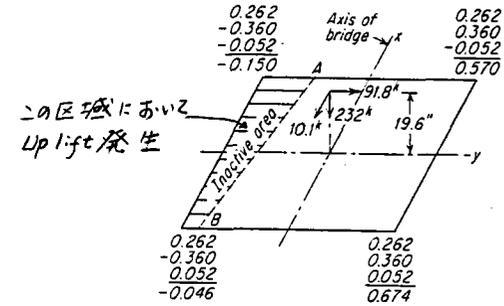
$$\text{Long. force} = 37.1^k/\text{shoe}$$

$$\text{Shoe react.} = 475 \pm \frac{470}{20} = +499$$

$$+451$$

$$\frac{499}{884} \pm \frac{19.2 \times 19.6}{5009} \pm \frac{37.1 \times 19.6}{3831} = 0.565 + 0.075 + 0.190 = +0.830 \text{ ksi}$$

$$\frac{451}{884} \pm \quad \pm \quad = 0.510 - 0.075 - 0.190 = +0.245 \text{ ksi}$$



この区域において
Uplift発生

ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE

DPIO-1 14/15

Fixed shoes (continued)

4. 45° wind (DL+W+Fr.)

$$\text{Shoe react.} = 336 \pm \frac{1035}{20} = +388 \pm 284$$

$$W = 45.9$$

$$Fr. = 10.1$$

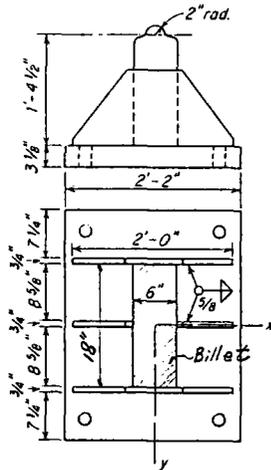
$$\text{Long. force} = 56^k/\text{shoe}$$

$$\frac{388}{884} \pm \frac{45.9 \times 19.6}{5009} \pm \frac{56 \times 19.6}{3831} = 0.439 + 0.180 + 0.287 = +0.906 \text{ ksi}$$

$$\frac{284}{884} \pm \quad \pm \quad = 0.322 \pm 0.180 \pm 0.287 = +0.789 \text{ ksi}$$

$$= -0.145 \text{ ksi}$$

Since uplift occurs on only one corner, maximum pressure will not exceed +0.789 ksi by enough to approach the allowable pressure of 1.25 ksi (a)



Billet stresses on section at bottom

$$A = 6 \times 18 = 108 \text{ in.}^2$$

$$S_x = \frac{6 \times 18^2}{6} = 324 \text{ in.}^3$$

$$S_y = \frac{18 \times 6^2}{6} = 108 \text{ in.}^3$$

$$\text{All. stress} = 1.25 \times 20 = 25 \text{ ksi } (1753 \text{ kg/cm}^2)$$

1. DL+LL+I+30%W+WL+Tr.+Fr.

$$\frac{522}{108} \pm \frac{38.4 \times 16.5}{324} \pm \frac{17.9 \times 16.5}{108}$$

$$4.83 \pm 1.96 \pm 2.74 = +9.53, +0.13 \text{ ksi}$$

3. 45° wind (DL+LL+I+30%W+WL)

$$\frac{499}{108} \pm \frac{19.2 \times 16.5}{324} \pm \frac{37.1 \times 16.5}{108}$$

$$4.62 \pm 0.98 \pm 5.66 = +11.26, -2.02 \text{ ksi}$$

Overturing moment due to longitudinal force taken by diaphragm.

$$I_{\text{billet}} = 18 \times 6^3/12 = 324$$

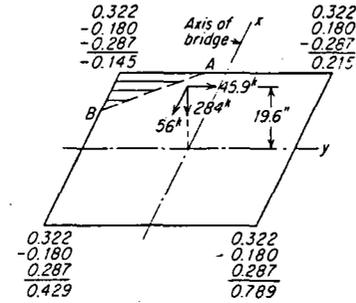
$$I_{\text{diaphragm}} = \frac{3 \times 3/4 \times 2^4}{12} - \frac{3/4 \times 6^3}{12} = 2578$$

$$\pm \frac{371 \times 16.5 \times 12}{2902} = \pm 2.53 \text{ ksi}$$

The -2.53 ksi represents uplift on welds at base of diaphragm.

$$\text{All. stress on welds } 2 \times 12.4 \times 1.25 \times 0.707 \times 0.625 = 13.7 \text{ ksi}$$

$$\text{Force per inch of diaphragm} = 2.53 \times 1 \times 3/4 = 1.90 \text{ ksi} < 13.7$$



ELDERSBURG-LOUISVILLE ROAD BRIDGE

DPIO-1

15/15

TRUSS DETAILS

(3683 kg)

Joint L₀ (Fig. 10-15) 1/4 A325 bolts ss = 8.12" (friction-type connection)

L₀U₁ W14 x 176, A = 51.7 in², F_y = 12.1 ksi, d = 15.25"
 P = -605^k, P_{all} = -626^k, 616/8.12 = 76 bolts

L₀L₂ W14 x 87, A_y = 25.6 in², A_x = 22.0 in², F_y = 20 ksi, d = 14.0"
 P = 417^k, P_{all} = 440^k, P_{ov} = 428^k, 428/8.12 = 53 bolts
 1-1/16 fill and 1-5/8 fill
 2 x 0.688 x 20 = 27.5^k @ 8.12 = 4 bolts required before
 4 holes can be deducted from flange (a)

U₀L₀ W14 x 61, A = 17.9 in², A_{yt} = 14.8 in², F_y = 11.7 ksi, d = 13.91"
 P = -119^k, P_{all} = -173^k, P_{ov} = 149^k, 149/8.12 = 19 bolts
 2-1/16 fills (b)

Bolts to W14 x 61 stub

Vert. comp. L₀U₁ 605 x 0.707 = 430^k

Approx. load from U₀L₀ 62^k

492^k

Gusset plates in brg. = 2 x 10 x 3/8 x 20 = 250
 242^k/8.12 = 30 bolts (c)

Stress in 5/8 gusset plate

Shear on vertical section 430/(0.625 x 2 x 43) = 8.0 ksi (d)

Ecc. load on horizontal section at end of diagonal (e)

P = 430 + 62 - 12 x 8.12 = 395^k

A = 40 x 0.625 x 2 = 50.0 in²

I = 2 x 0.625 x 40³/12 = 6667 in⁴ e = 4"

395 ± 395 x 4 x 20 = 7.9 ± 4.8 = 12.7 ksi
 50 ± 6667

Joint U₁ (Fig. 10-16)

U₁U₂ W14 x 176, A = 51.7 in², F_y = 14.0 ksi, d = 15.25"
 P = -712^k, P_{all} = -726^k, P_{ov} = 719^k, 719/8.12 = 89 bolts

L₀U₁ W14 x 176, d = 15.25", 76 bolts

U₁L₂ W14 x 95, A_y = 27.9 in², A_x = 24.9 in², F_y = 20 ksi, d = 14.12"
 P = 446^k, P_{all} = 498^k, 472/8.12 = 58 bolts, 2-3/8 fills

U₀U₁ W14 x 61, A_y = 17.9 in², A_{yt} = 14.8 in², F_y = 11.7 ksi, d = 13.91"
 P = 0, P_{all} = 17.9 x 11.7 x 0.75 = 155^k, 155/8.12 = 20 bolts (f)
 1-3/8 fill, 1-1/16 fill

U₁L₁ W14 x 61, A_y = 17.9 in², A_x = 15.3 in², F_y = 20 ksi, d = 13.91"
 P = 0, P_{all} = 15.3 x 20 x 0.75 = 230^k, 230/8.12 = 28 bolts (g)
 1-3/8 fill, 1-1/16 fill

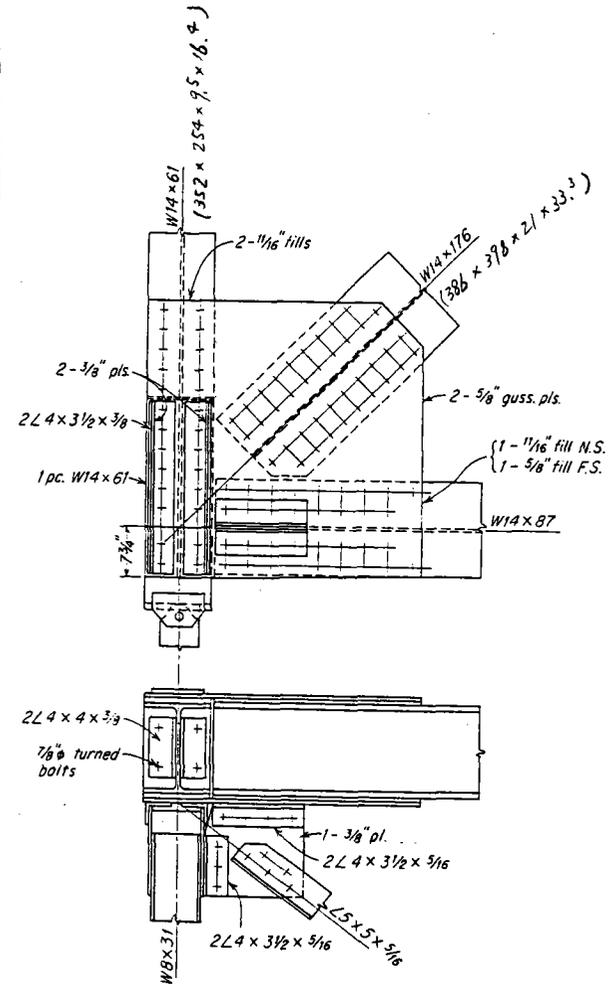


FIGURE 10-15
 Detail at L₀, Eldersburg-Louisville Road Bridge.

Fig. 10-16 17 次頁

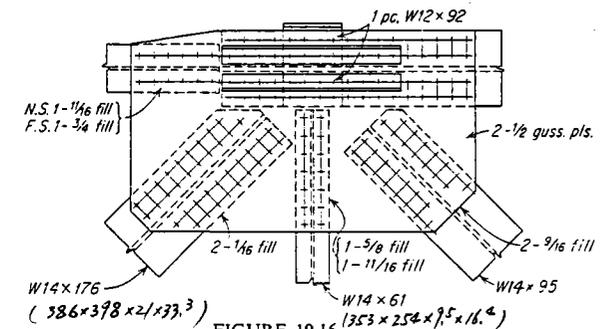
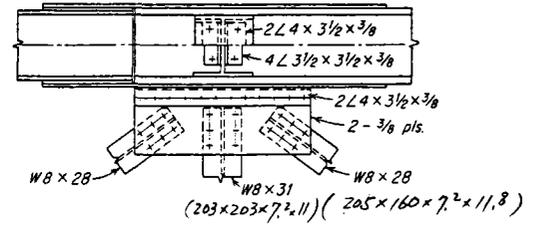


FIGURE 10-16
Detail at U₁, Eldersburg-Louisville Road Bridge.

第3章 斜張橋

§ 1. はじめに

昭和61年度業務として当斜張橋グループとしては ①アダム橋（イラク）、②チャオピア橋（タイ）、③ルーリング橋（アメリカ）の計3橋について応札図面を基に各橋の構造的長、およびその背景にある設計思想等について調査・分析し、若干の考察を試みた。

今回は、1987年に竣工したカナダの長大複合斜張橋であるアナシス橋を対象に構造的長について分析し、設計思想を探ると同時に我が国の設計基準により同橋を試設計し、考察を加える。

§ 2. 構造分析

次頁以降にアナシス橋の工事・構造概要を示す。それらを基に本橋の長を考察すると下記のようなである。

1) 全 般

- ① 本橋は支間465.0mと世界最大の斜張橋である。
- ② 床版はプレキャスト・コンクリート、主桁は鋼、塔は鉄筋コンクリートの複合・合成二主桁斜張橋である。
- ③ 塔位置での桁の鉛直支点は設けられていない。

2) 床 版

- ① 厚さ21.5cmのプレキャスト床版（14.0m × 4.5mの主桁または縦桁と横桁による四辺支持板）
- ② 主桁または縦桁と横桁への取り付けはスタッド・ジベル、鉄筋、場所打ちコンクリートによって間接的に結合されている。
- ③ スタッド・ジベルを介し主桁および横桁と合成されている。

3) 床 組

- ① プレキャスト床版を支持するため、主桁間の中央にセンター・ストラットを設けている。
- ② 横桁は4.5m間隔に配置され、支間長は28m である。

4) 主 桁

- ① 上フランジは一定断面（800mm × 35mm）を使用している。
- ② 下フランジは幅を一定とし、板厚変化にて断面を構成している。（50～80mm）
- ③ スタッド間隔は300～600mm 程度である。
- ④ 桁端部の23m 区間の上フランジを拡副し、合成効果をアップしている。
- ⑤ 現場継手にはH.T.B.を使用し、添接板を端部より50mm控えている。
- ⑥ 桁高は2mで、腹板厚は12、16、20mmを使用している。
- ⑦ 水平補剛材は下フランジより900mm の位置とし、添接部にて連続させ、軸方向部材として考慮している。

5) 塔

- ① 箱断面の柱からなる鉄筋コンクリート製構造である。
- ② ケーブル定着部には定着桁を設け、柱壁の負担を軽減させている。

6) ケーブル

- ① スパイラル・ストランドケーブル使用 2面×24段
- ② ケーブルの標準支持間隔は9m、主桁に定着
- ③ 主桁との定着はパイプ定着、塔との定着は定着梁形式

構造概要

基本事項 (1/2)

名称		構造概要									
No.	プロジェクト名	橋名	平面・側面図	断面図	橋種	型式	橋長m	支間m	幅員m	桁高m	塔長m
	New Westminster District Annacis Highway Bridge Project No.B-0895	Annacis Bridge (Alex Fraser B.)			道路橋	5径間連続 ゲルバー複合 合成斜張橋	930.5	50.0 + 182.75 + 465.0 + 182.75 + 50.0	3.1 + 8.7 + 8.7 + 3.1	2.0	154.3 (98.8)
									総幅 主径間 32.0 側径間 28.8 29.58		

基本事項 (2 / 2)

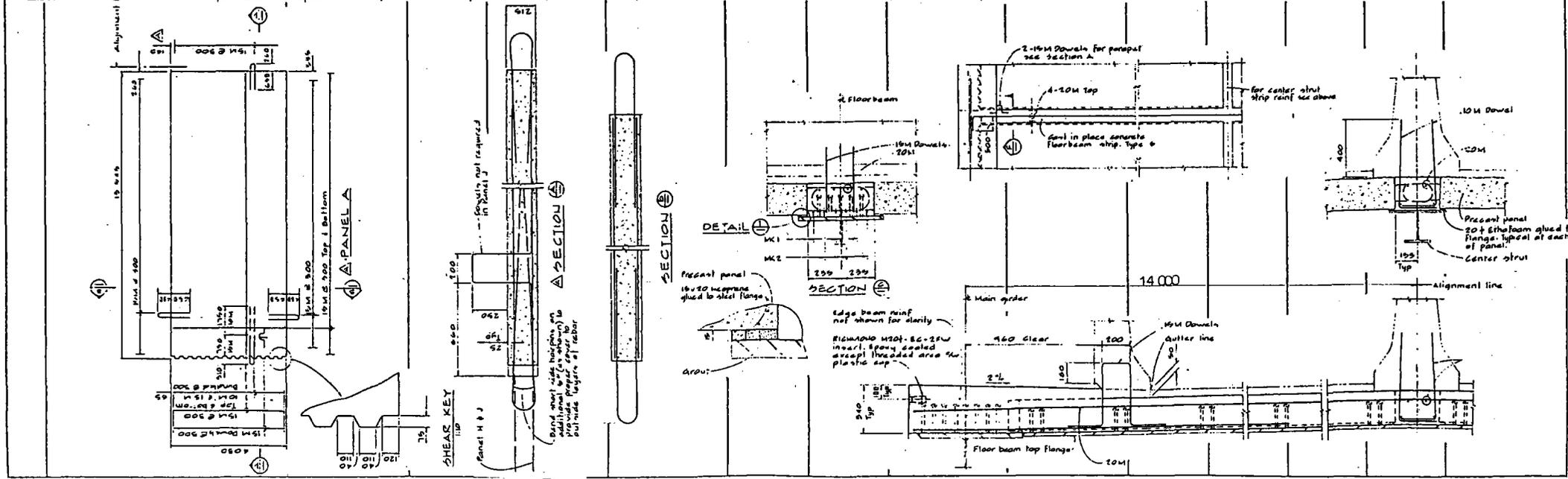
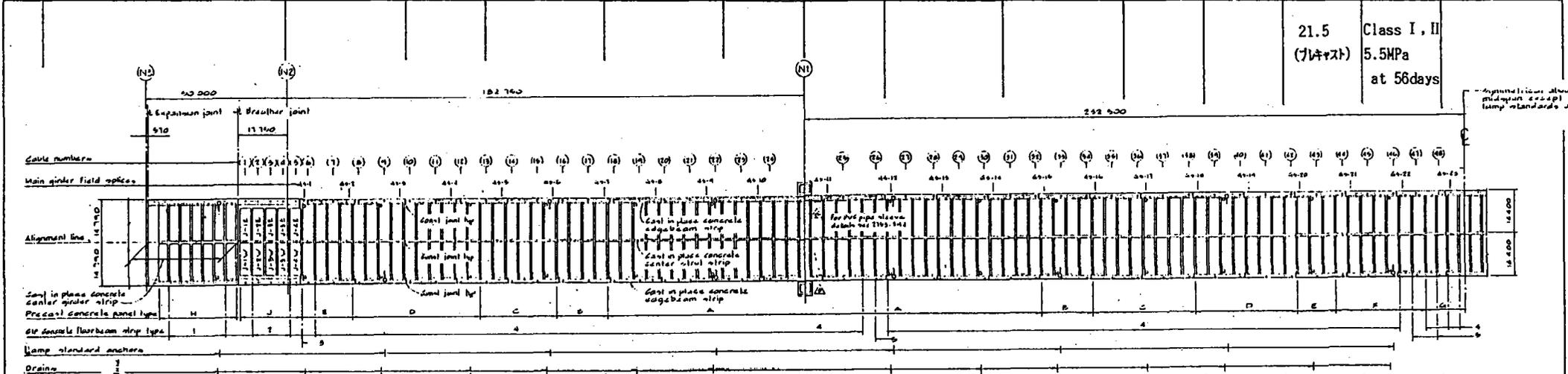
No.	工事概要						その他					
	工事場所	施主 (国名)	コンサル (国名)	施工業者 (国名)	鋼 重	工 期	工 費	適用基準	架設工法	原案or代案	借款先	備 考
	Annacis Istand Delta (Fraser River)	Government of British Columbia Ministry of Transportation and Highways Bridgh Engineering Branch (Canada)	CBA-Buckland and Taylor (Canada)	JV of PCL Construction Ltd., Paschen Constructors Inc. and John Pike & Sons, Inc. (Canada)	7298 t RC. 主塔 7586 m ² 脚 3006' Σ11692'	1984.3 -1986.8	C\$45.7 million	1) Design of Highway Bridge CAN3-S6- M78 2) Recommended Design Loads for Bridges by the Committee on Loads and Forces on Bridge of the ASCE Structural Division (ASCE 1980) 3) BS5400 Part10 code of Bactice for Fatigue	1)主塔 Tumping Form 2)主桁 バンドカチバー工法			主桁無塗装

本体構造 (1 / 9)

床 版

鋼 床 版

No.	デッキ		縦リブ				RC床版		その他	
	断面	寸法	材料(規格)	断面	寸法	リブ間隔	材料(規格)	版厚cm		材料(規格)
								21.5 (リキスト)	Class I, II 5.5MPa at 56days	



本体構造 (2/9)

主 桁

フ ラ ン ジ

母 材

補 剛 材

No.

断 面

継 手

材料規格

縦 リ プ

横 リ プ

断 面

継 手

リブ間隔

材料(規格)

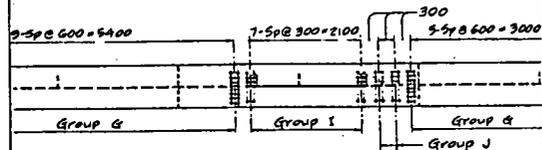
断 面

継 手

リブ間隔

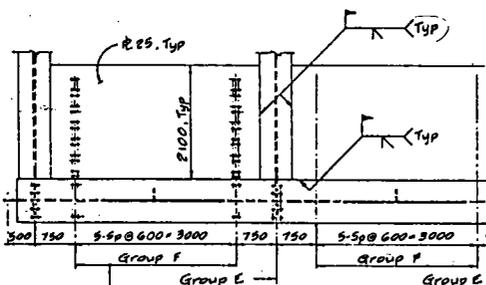
材料(規格)

上フランジ 35 × 800



PLAN @ TOP FLANGE

上フランジ端部 (23m区間)



Group F studs to be bent to accommodate post-tensioning ducts, see 2753-355

下フランジ 50 × 800

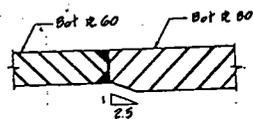
60 × 800

70 × 800

80 × 800

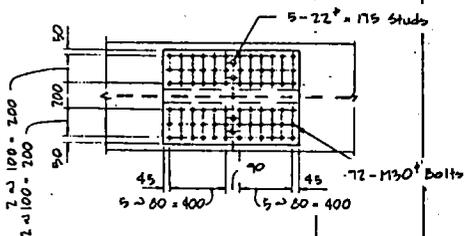
80 × 800 (400AT)

溶接継手

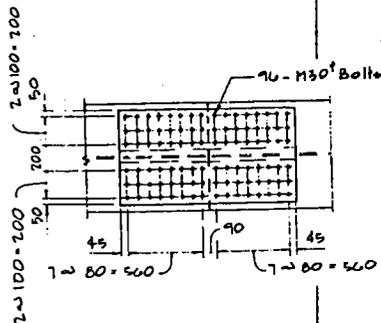


CSA
G40.21M81
Grade
350-AT
Grade
400-AT

上フランジ HTB M30:72本



下フランジ HTB M30:96-156本



ナシ

ナシ

本体構造 (3 / 9)

主 桁

腹 板

母 材

補 剛 材

水平補剛材

鉛直補剛材

No.

断 面

継 手

材料規格

断 面

継 手

補剛材間隔

材料規格

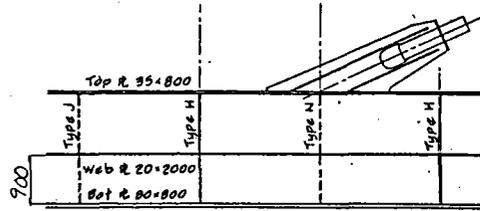
断 面

継 手

補剛材間隔

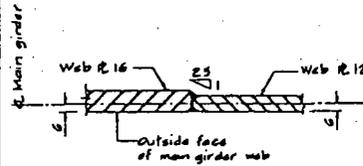
材料規格

12 × 2000
16 × 2000
20 × 2000
20 × 2000 (400AT)



WEST ELEVATION

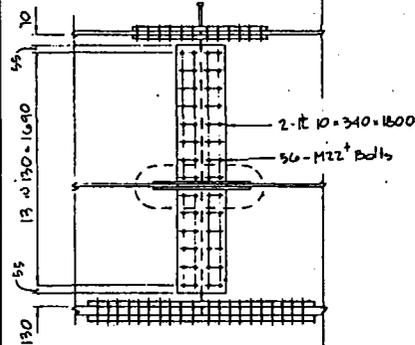
溶接継手



フランジと腹板

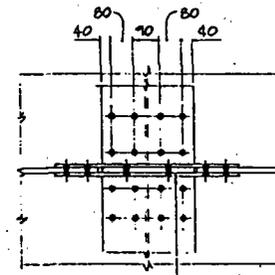
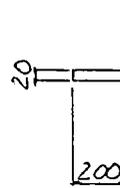
上フランジすみ肉 サイズ 8-10mm
下フランジすみ肉 サイズ 10-12mm

HTB M22:56, 120本



CSA
G40, 21M81
Grade
350-AT
Grade
400-AT

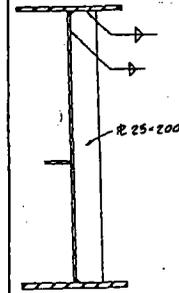
下フランジ
より900mm
の位置



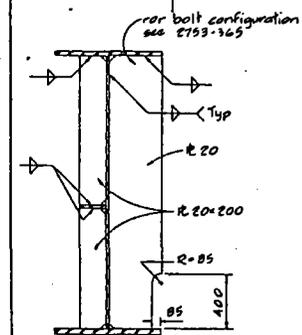
Fill $\phi 20 \times 180 = 330$
2- $\phi 10 \times 100 = 670$
10-M22 Bolts



PL 16 × 160
20 × 200
25 × 200
30 × 200

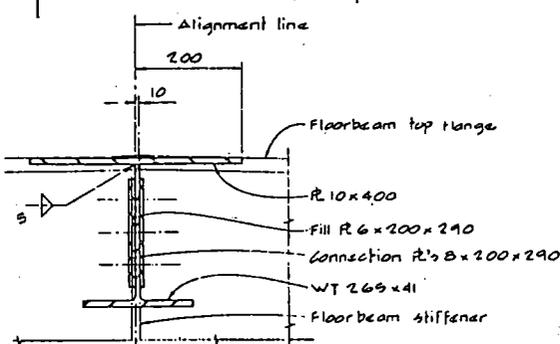
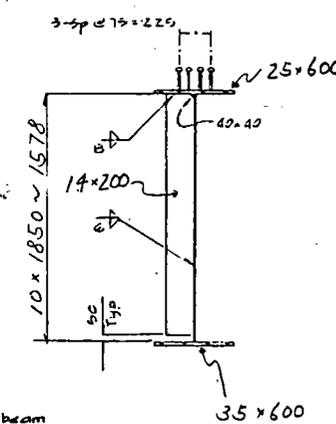
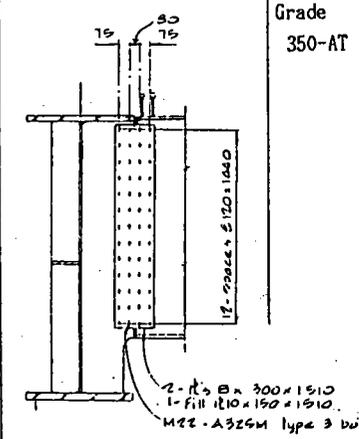
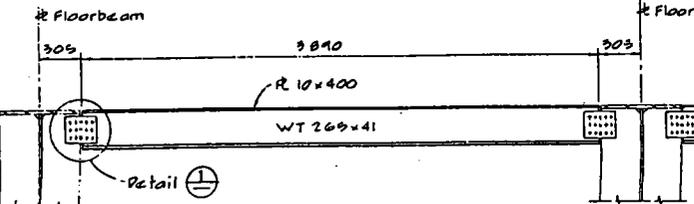
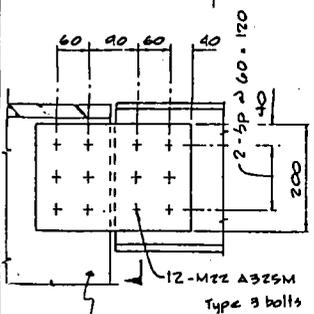


横桁位置



本体構造 (5/9)

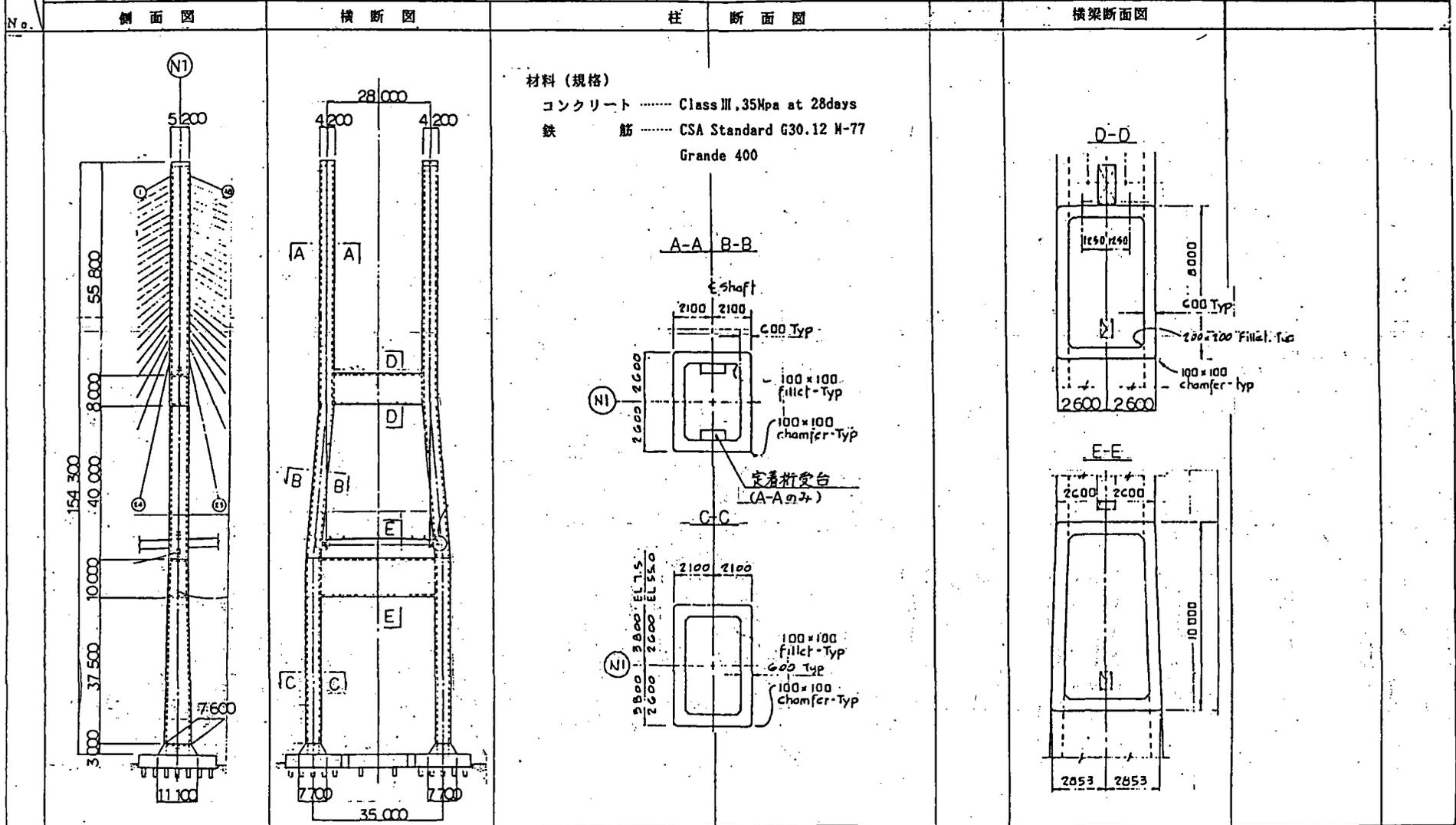
主 桁

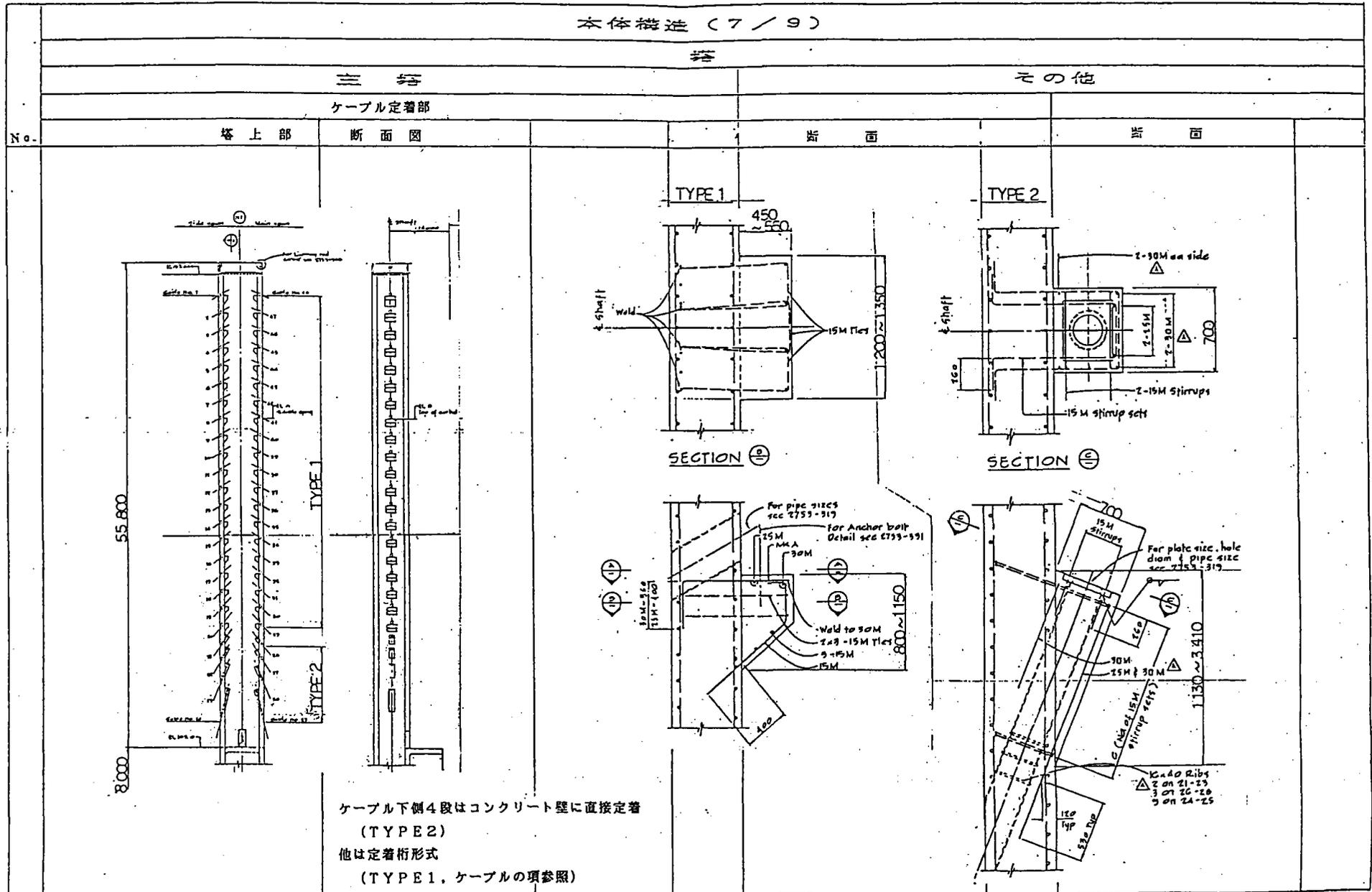
No.	縦 桁			横 桁			ブラケット			
	断 面	継 手	材料(規格)	断 面	継 手	材料(規格)	断 面	継 手	材料(規格)	
	<p>CENTRE STRUT</p>  <p>Alignment line 200 10 Floorbeam top flange R10x400 Fill R6x200x290 Connection R's Bx200x290 WT 269x41 Floorbeam stiffener</p>			<p>4.5m間隔</p>  <p>3-sp 75x225 25x600 40.40 14x200 10x1850x1578 35x600 50 Typ</p>	<p>主桁との継手</p>  <p>15 50 15 12-70000x120x1440 2-R's Bx300x1510 1-Fill 10x150x1510 M22-A325M type 3 bolts</p>	<p>ナシ</p>				
	 <p>Floorbeam 305 3840 303 R10x400 WT 269x41 Detail 1</p>									
				 <p>60 40 60 40 2-sp 60x120 40 200 12-M22 A325M Type 3 bolts 横桁補剛材</p>						

本體構造 (6 / 9)

主塔 (RC構造)

本體





本体構造 (8 / 9)

ケーブル

ケーブル

定着部

主桁

塔

No.

配置

面数

本数

断面

径

種類

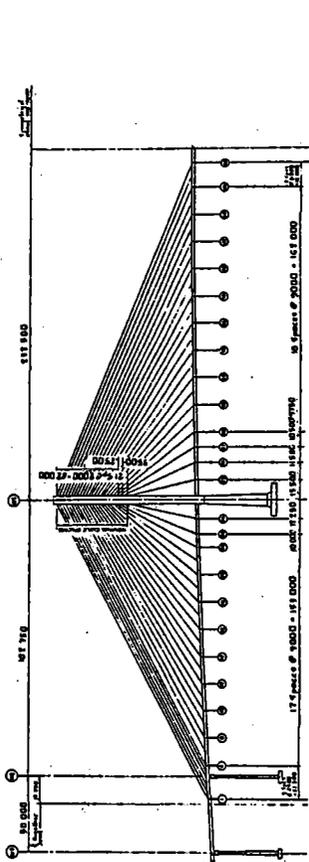
材料(規格)

断面

材料(規格)

断面

材料(規格)



2面

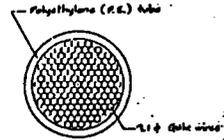
24段×2
×2面
×2
=192本

- ケーブル No.
- 1-3 283
 - 4-6 } 211
 - 47,48 }
 - 42-46 163
 - 7,8 151
 - 38-41
 - 9-15
 - 24,25 139
 - 35-37
 - 16-18
 - 26,27 121
 - 31-34
 - 19-23 109
 - 28-30

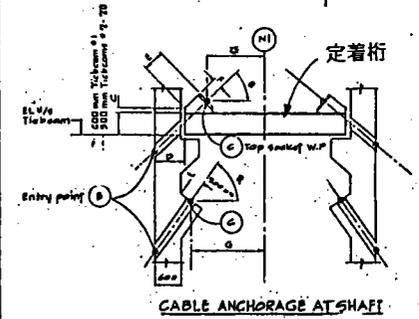
7.1φ
亜鉛メッキ

スパイラル
ストランド
ケーブル

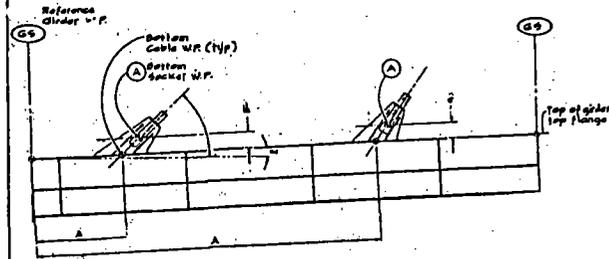
ASTH
A586



構造詳細は
添付資料



定着桁 詳細は添付資料

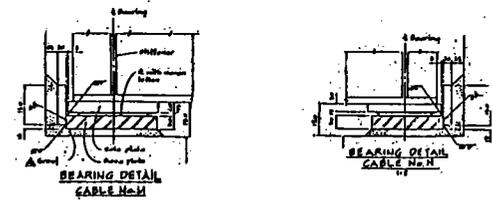
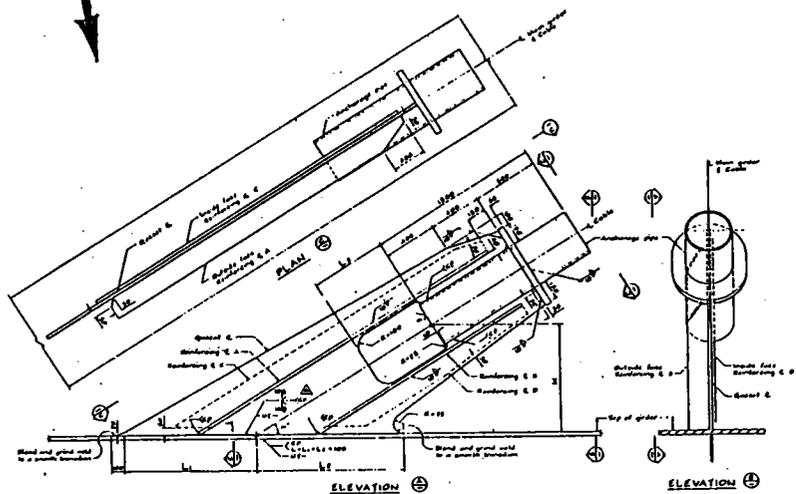
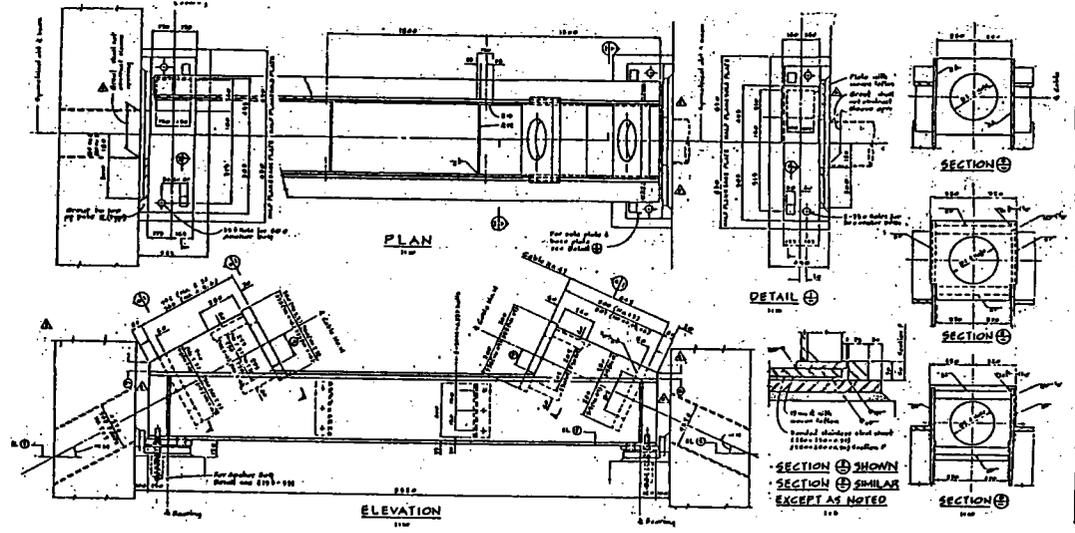
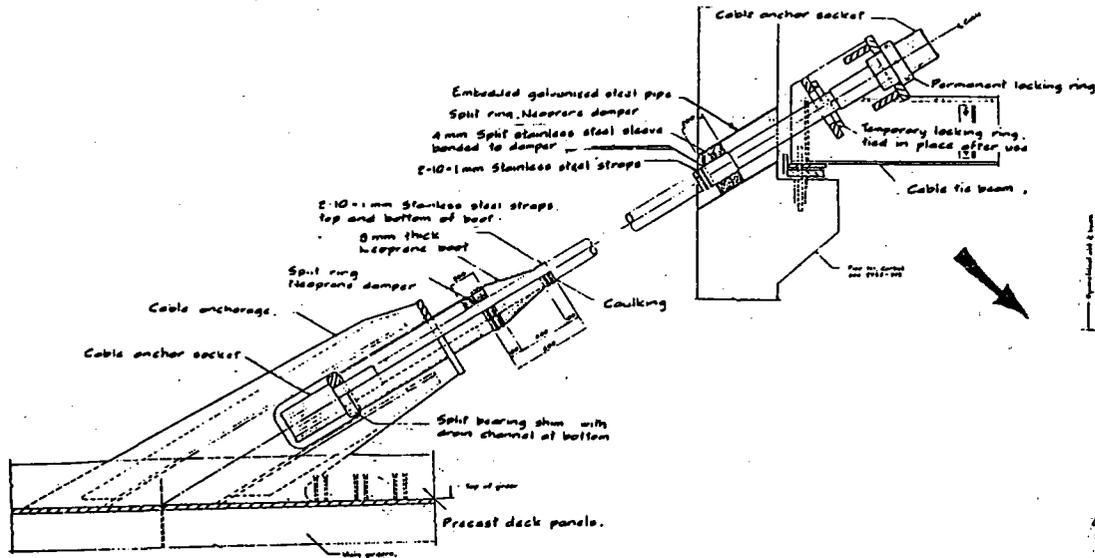


本体構造 (9 / 9)

その他

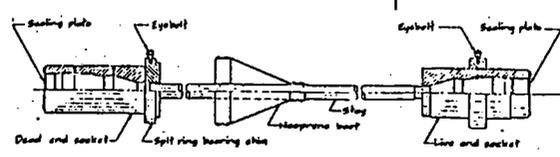
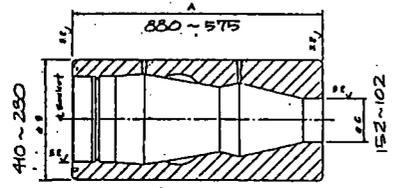
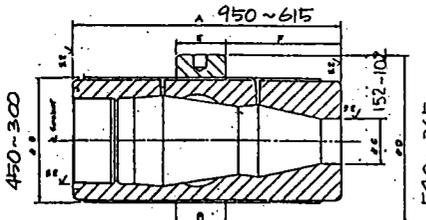
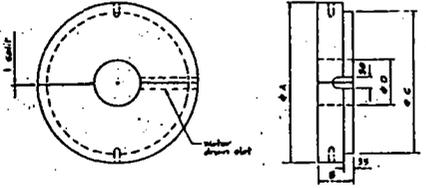
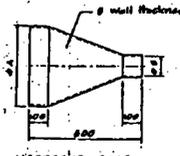
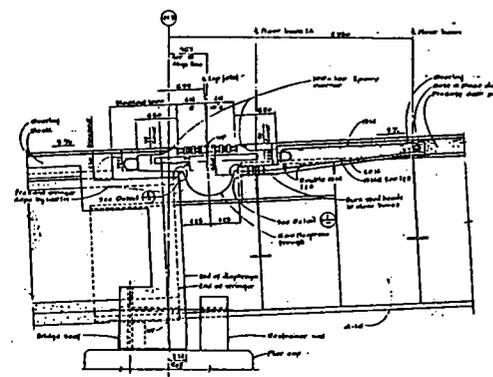
塔・主桁交差部

No.	断面	葦手	材料(規格)	断面	葦手	材料(規格)
		<p>弾性バット 420×1200×1400</p>				



ケーブル定着部 構造詳細図

附屬物 (2 / 3)

No.	ソケット		伸縮			
	構造図	特記事項	材料(規格)	構造図	特記事項	
	 <p>TYPICAL CABLE ANCHOR</p>  <p>TYPICAL DEAD END SOCKET</p>  <p>TYPICAL LIVE END SOCKET</p>  <p>TYPICAL SPLIT RING BEARING SHIM (GALVANIZED)</p>  <p>NEOPRENE BOOT</p>	<p>ソケットは亜鉛メッキ 鋳鋼品</p>	A486	 <p>CLIP ANCHOR DETAIL</p>	<p>マウラー形式 6mmネオプレンゴムの 樋を付けている。</p>	

§ 3 概略試設計

3. 1 目的

近年、海外において主桁をコンクリート床版と鋼桁からなる合成桁とした斜張橋形式が採用されるケースが増えている。(表-1 参照)

この合成桁形式斜張橋は、ケーブルからの圧縮力は主としてコンクリート床版で、曲げモーメントは主として鋼桁で受け持つという材料特性を生かした合理的な形式であり、鋼床版形式の斜張橋に比してかなりのコストダウンが期待できる。

表-1 合成桁形式斜張橋

No.	橋名	国	完成年	中央(主)径間長(m)	橋長(m)	交通の種類	設計者
1	ストロームズンド橋	スウェーデン	1956	183	332	道路橋	DEMAG/Dischinger
2	ブュヘン橋	西ドイツ	1956	59	85	道路橋	Gollnow & Sohn
3	シトカハーバー橋	アメリカ	1975	137	229	道路橋	Gute & Nottingham
4	ヘルニアジモント橋	ベルギー	1975	124	202	道路橋	Bureau des Ponts
5	ティルフ橋	ベルギー	1976	52	71	歩道橋	Jennehomme & Jodssin
6	アルンハイム橋	オランダ	1977	36	86	歩道橋	C. pet
7	シーランド橋	オーストリア	1977	86	146	歩道橋	Horst Passer
8	ステイレグ橋	オーストリア	1979	161	242	道路橋	VOEST-Alpine
9	スカイウェイ橋	アメリカ	工事中	366	659	道路橋	Greener Eng. Sc. with Leonhardt, Andra u. P.
10	ヴァートン橋	アメリカ	工事中	250	460	道路橋	Michael Baker Corp.
11	フーリー川橋	インド	工事中	457	823	道路橋	Leonhardt, Andra u. P. with Schlaich u. P.
12	アナシス橋	カナダ	工事中	465	931	道路橋	Buckland & Taylor with CBA Engineering
13	クインシー橋	アメリカ	工事中	274	543	道路橋	Modjesky & Masters
14	サバナ橋	アメリカ	設計中	305	564	道路橋	Greener Eng. Sc. with Leonhardt, Andra u. P.

アナシス橋はその代表的なものであり現在供用中の斜張橋では最長支間を有している。その概要については§ 2 に示したとおりであるが、従来の常識からは考えられないほど簡略化された構造である。

このような形式が国内でも成り立つか否かについては、その設計思想も不明であり設計図を見ただけではなかなか判断し難い。

そこで、ここではアナシス橋を対象に概略の試算を行い、国内の設計基準と照らし合わせることにより、ある程度数値的な面からその可能性を探ってみるものとする。

3.2 設計条件

3.2.1 解析条件、解析モデル

(1) 解析手法、荷重

完成系平面解析とし、断面力は常時について算出する。

考慮する荷重は死荷重、活荷重およびケーブルプレストレスとする。

(2) 解析モデル

図-1, 2に示す、主桁、ケーブルおよび塔橋脚からなる平面骨組とする。

支点条件は、

塔橋脚下端； 全固定

主桁支点； 鉛直方向固定、水平方向可動、回転自由

とする。

なお、アンカーピア（N2, S2橋脚）上では構造的には水平方向固定であるが、橋脚自体がかなりフレキシブルであることから解析上は可動とした。

(3) 主桁の抵抗断面

本橋の架設工法は、桁架設、ケーブル取付け、プレキャスト床版設置および間詰めコンクリート打設を1サイクルとした張り出し工法である。

したがって、基本的には死活荷重合成桁として設計されていると考えられるので、解析にあたっては全荷重に対して合成断面とする。

また、床版の有効幅は軸力に対しては全幅有効、曲げモーメントに対しては影響線載荷時の曲げモーメント図の形状より等価支間長を求め道示規定を適用する。

(4) 材料、物理定数

鋼材； 耐候性鋼材 350AT, 400AT

$$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2, G = 8.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

床版； コンクリート $\sigma_{ck} = 550 \text{ kg/cm}^2$

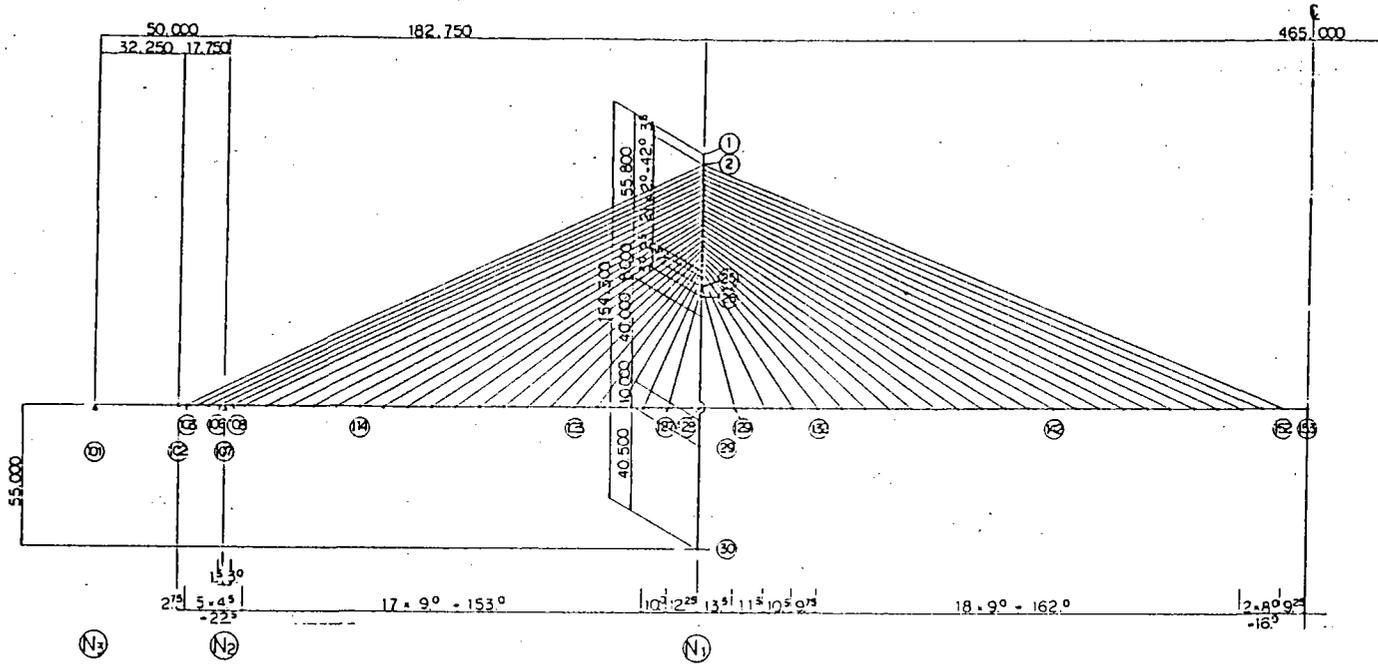
鋼材とのヤング係数比 $n = 7$ とする。

ケーブル； 亜鉛メッキ鋼線 $\phi 7.1 \text{ mm}$

$$E = 1.6 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

橋脚； コンクリート $\sigma_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$

$$E = 3.2 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2, G = 1.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$



節点数

(N _i) 橋脚 ... ①-⑩	30
(S _i) " ... ⑪-⑳	30
主桁 ... ㉑-㉕	105
	165

支点数 6

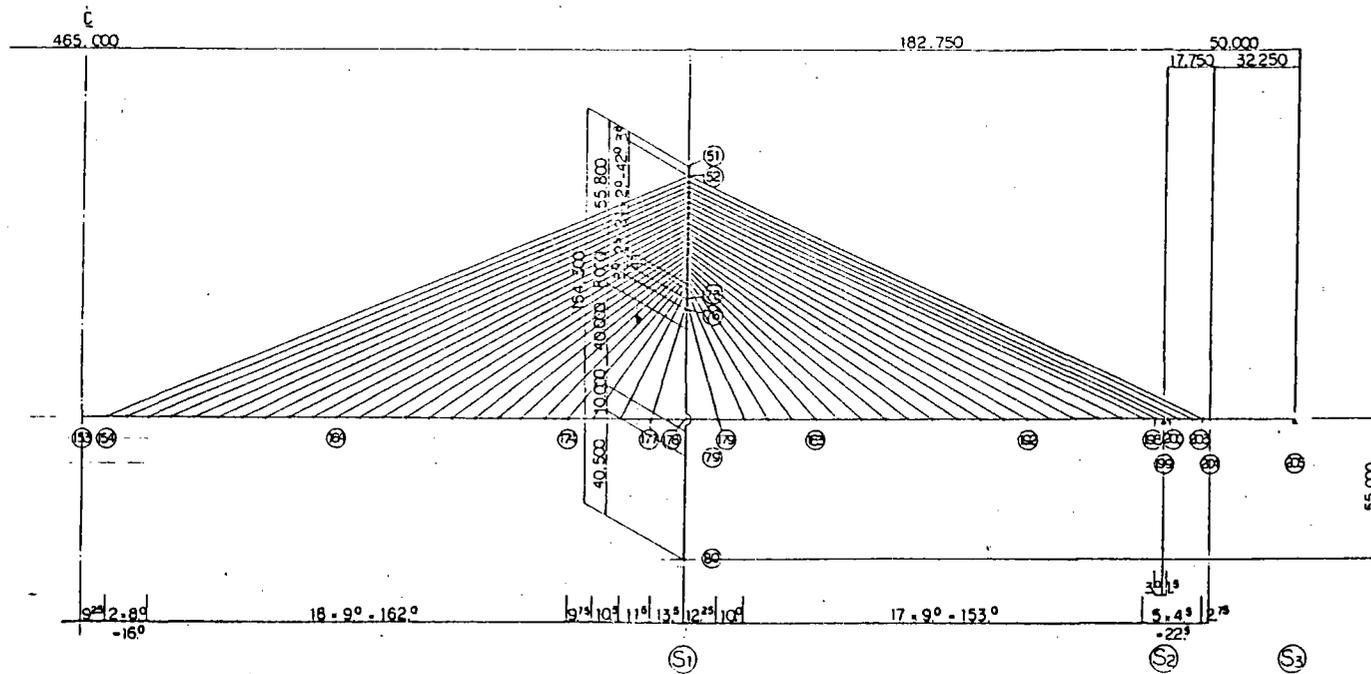
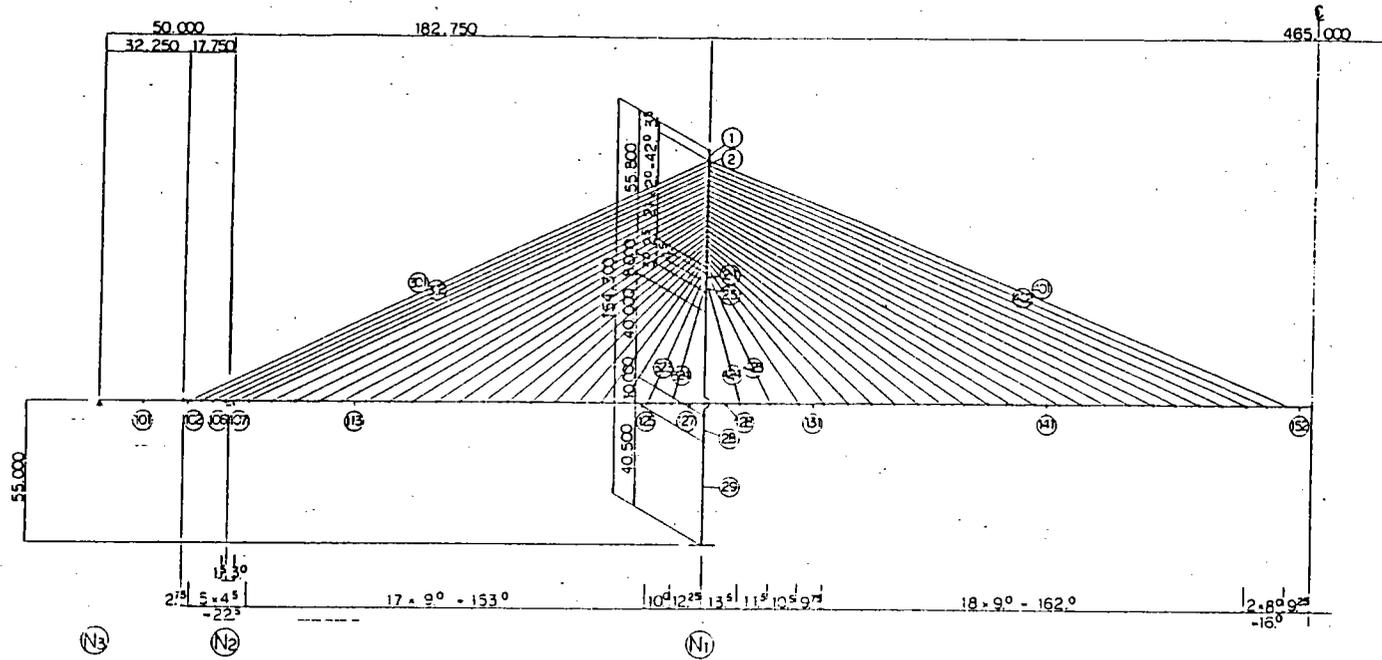


図-1 スケルトン図
(節点番号)



部材数

橋脚	①~⑨	29
主桁	⑩~⑳	104
ケ-ブル	㉑~㉔	24
	㉕~㉘	24
	㉙~㉚	24
		258

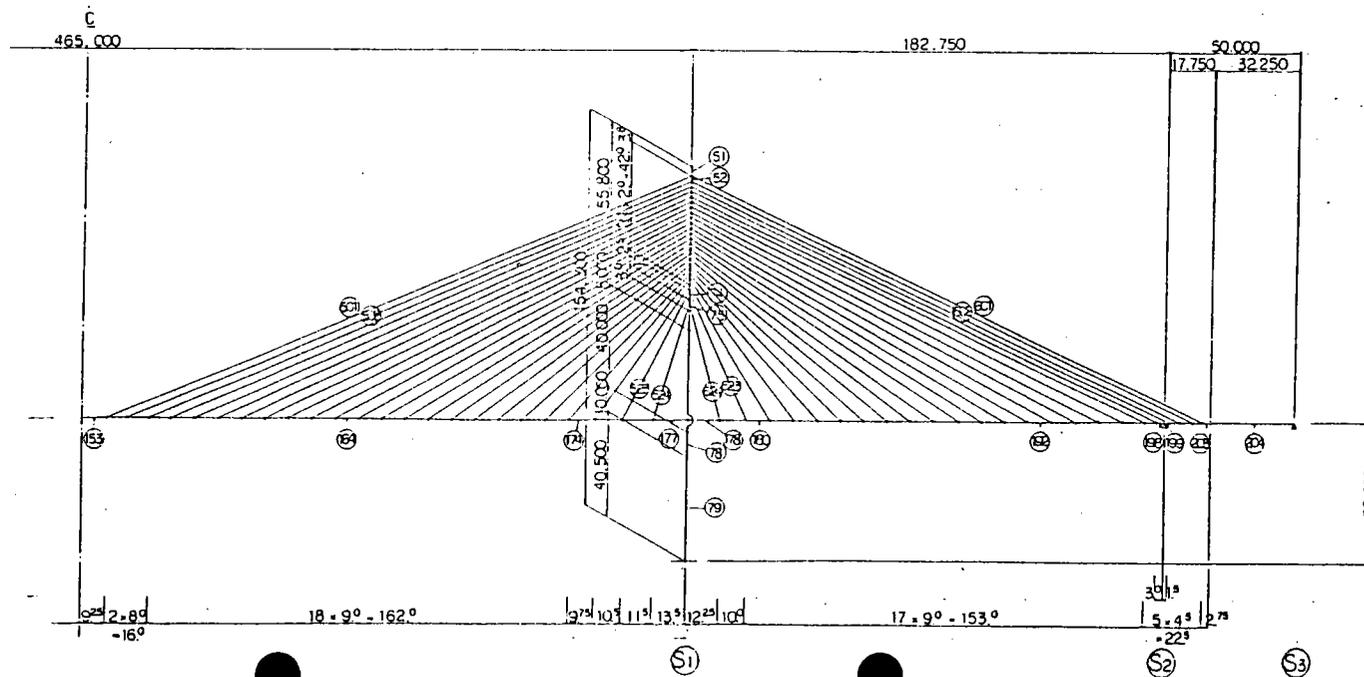


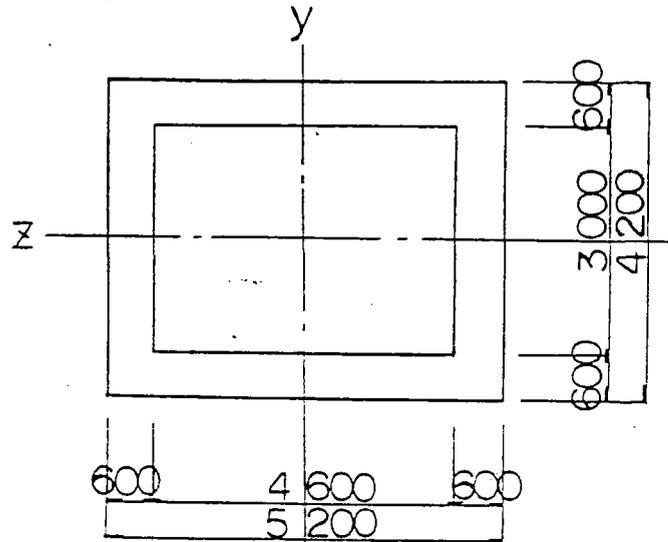
図-2 スケルトン図
(部材番号)

3.2.2 部材断面

(1) 橋脚

図-3 橋脚断面形状

a) 標準部



b) 腳下端

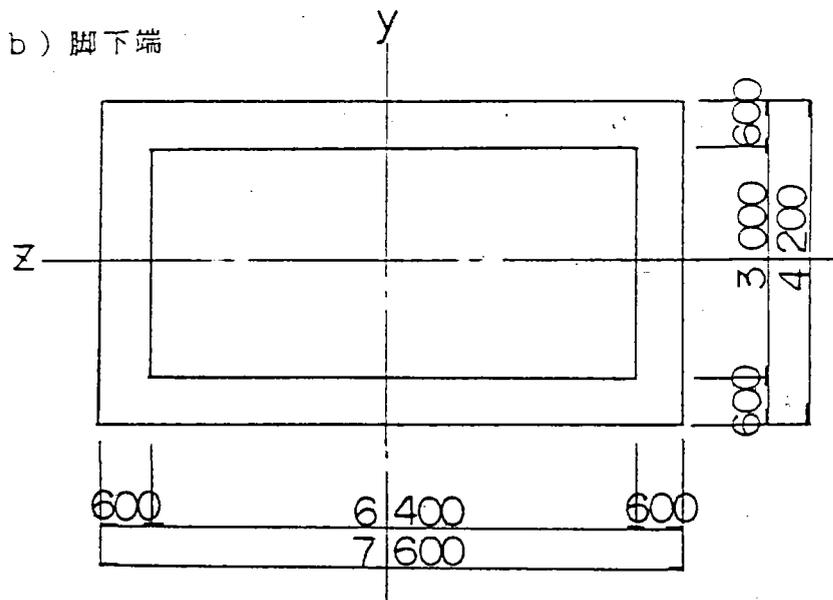


表-2 橋脚断面定数

部材番号	A (m ²)	I _y (m ⁴)	I _z (m ⁴)	J (m ⁴)
1~27,51~77	9.84	33.21	23.10	41.31
28,78	10.14	37.52	24.10	44.55
29,79	11.58	62.53	28.80	60.42

(2) 主桁

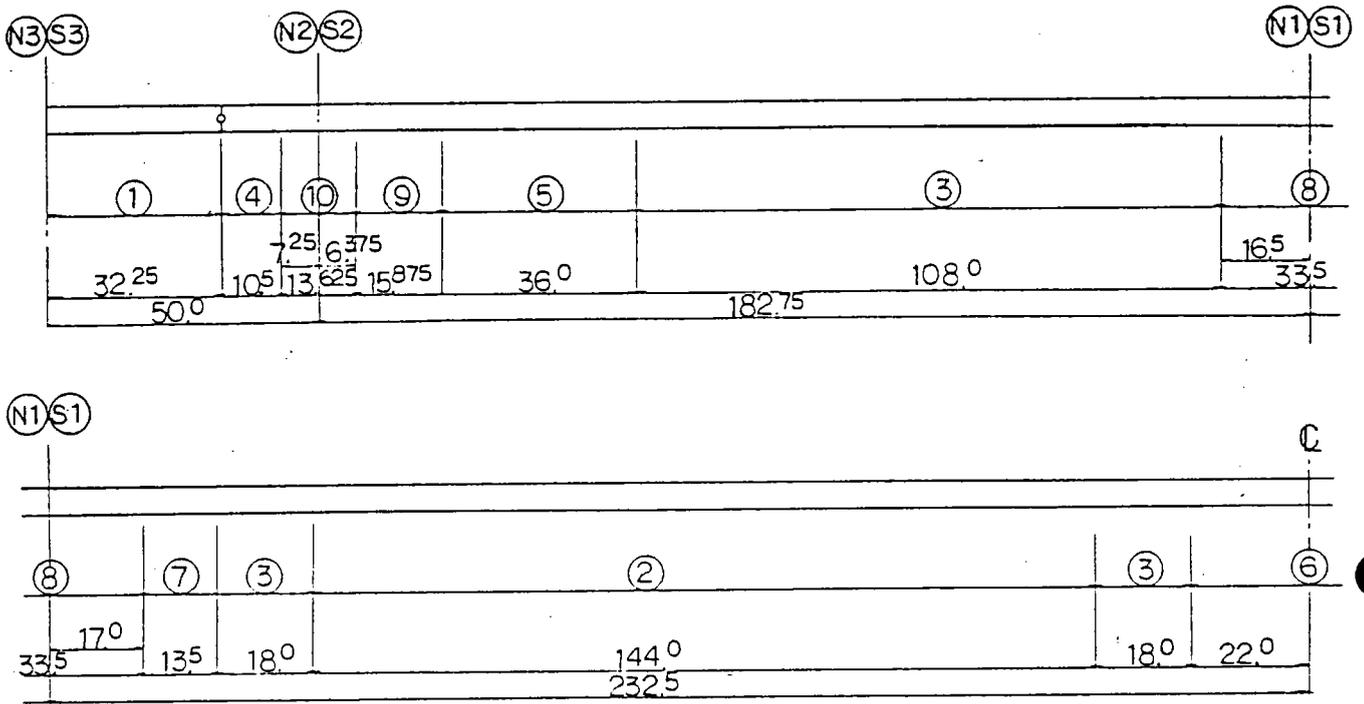


図-4 鋼桁断面変化位置

表-3 鋼桁断面構成

Type	Top PL	Web PL	Bott PL
	Bt × Tt	Hw × Tw	Bb × Tb
①	800 × 35	2 000 × 12	800 × 40
②	↑	↑ × 12	↑ × 50
③		↑ × 12 ※	↑ × 60
④		↑ × 20	↑ × 60
⑤		↑ × 12	↑ × 70
⑥		↑ × 16	↑ × 70
⑦		↑ × 12	↑ × 80
⑧		↑ × 16	↑ × 80
⑨		↑ × 20	↑ × 80
⑩	↓ 800 × 35	↓ 2 000 × 20 ※	↓ 800 × 80 ※

注) 材質は、350 A T。ただし、※印は400 A T。

图-5 主桁断面形状

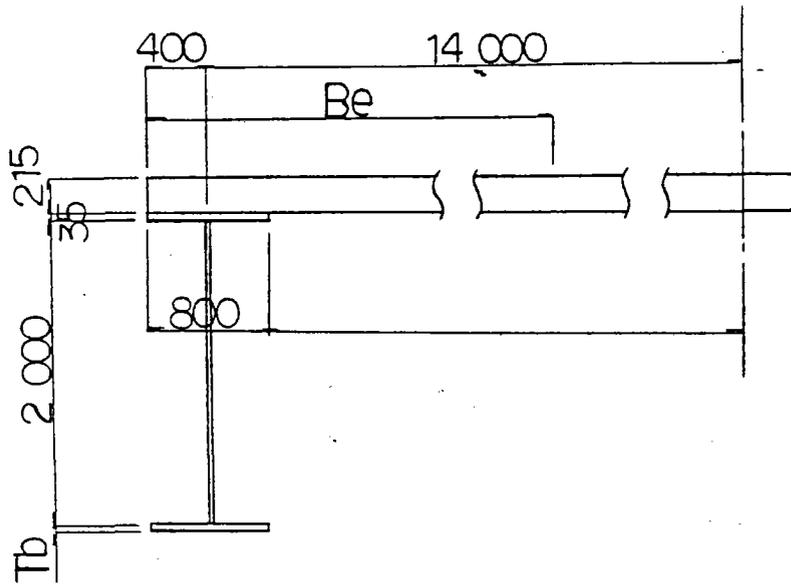
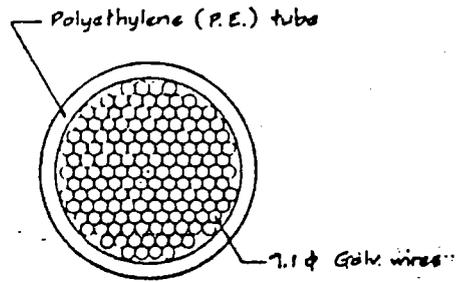


表-4 主桁断面定数

部材番号	Type	钢断面		合成断面		
		A (m ²)	I (m ⁴)	Be (cm)	A (m ²)	I (m ⁴)
101,204	①	0.144	0.123	1 070	0.598	0.293
102~104,201~203	④	0.166	0.089	610	0.558	0.216
105~108,197~200	⑩	0.132	0.101	610	0.574	0.255
109~110,195~196	⑨	0.132	0.101	900	0.574	0.285
111~114,191~194	⑤	0.108	0.089	1 240	0.550	0.259
115~124,181~190	③	0.100	0.084	1 240	0.542	0.230
125~126,179~180	③	0.100	0.084	1 130	0.542	0.227
127~128,177~178	⑧	0.124	0.097	1 020	0.566	0.285
129,176	⑦	0.116	0.094	1 110	0.558	0.282
130~131,174~175	③	0.100	0.084	1 230	0.542	0.230
132~147,158~173	②	0.092	0.077	1 310	0.534	0.201
148~149,156~157	③	0.100	0.084	1 230	0.542	0.230
150~155	⑥	0.116	0.092	1 110	0.558	0.262

(3) ケーブル



TYPICAL CROSS SECTION OF STAY

表-5 ケーブル断面構成

部材番号	断面積 A (mm ²)	ケーブル本数 N (本)
301~303, 601~603	11 204	283
304~306, 604~606	8 354	211
307~308, 607~608	5 978	151
309~315, 609~615	5 503	139
316~318, 616~618	4 791	121
319~323, 619~623	4 316	109
324, 624	5 503	139
401~402, 501~502	8 354	211
403~407, 503~507	6 453	163
408~411, 508~511	5 978	151
412~414, 512~514	5 503	139
415~418, 515~518	4 791	121
419~421, 519~521	4 316	109
422~423, 522~523	4 791	121
424, 524	5 503	139

注) ケーブル; 亜鉛メッキ鋼線 φ7.1mm

3.2.3 荷重

(1) 死荷重

死荷重については設計図より判断できる範囲で、できるだけ忠実に再現する。

a) 橋脚自重

脚柱、横梁、ケーブル定着部の定着桁および受台等を考慮し、これにケーブル重量の1/2を加えて片側あたり表-6のとおりとした。

表-6 橋脚自重(片側あたり)

部材番号	荷重強度(t/m)
1~25, 51~75	30.6
26, 76	78.2
27, 77	24.6
28, 78	91.2
29, 79	29.0

b) 主桁自重および橋面死荷重

主桁自重および橋面死荷重は設計図より判断し、その他に付加荷重およびケーブル自重の1/2を考慮した。

表-7 主桁自重および橋面死荷重(片側あたり)

部材番号	荷重強度(t/m)
101~204	16.0

(2) 活荷重

活荷重は荷重体系が異なるため、本四公団等価L荷重(TL-20, TT-43)を適用するものとした。(表-8)

載荷幅は完成系片側3車線分とし、片側あたりの荷重強度は1-0法にて算出した。

また、衝撃係数についても道示規定によるものとしたが、フローティング形式であるので曲げモーメント図の形状から等価支間長を求めて適用した。

表-8 本四公団等価L荷重 (TL-20, TT-43)

荷重区分		支間 L (m)	主ケーブル・ハンガー及び主綱・補剛桁等の曲げモーメントを計算する場合		主綱・補剛桁等のせん断力を計算する場合
			(1)連続桁の支点およびその近傍	(2)単補桁の支間および連続桁の(1)以外の部分および主ケーブル	
三股荷重 (幅5.5mまで)	線荷重 P_1 (kg/m)	$L \leq 130$	$8.900 + 150L$	$7.600 + 20.9L$	$9.200 + 15.8L$
		$130 < L \leq 1000$	$10.700 + 1.1L$	$10.100 + 1.7L$	$11.100 + 1.2L$
		$1000 < L$	$11.200 + 0.6L$		$11.800 + 0.5L$
	等分布荷重 P_1 (kg/m)	$L \leq 80$	350		
		$80 < L \leq 130$	$430 - L$		
		$130 < L \leq 500$	300		
		$500 < L$	$300 \left(0.57 + \frac{300}{200 + L} \right)$		
従載荷重	線荷重 P_2 (kg/m)	2,500			
	等分布荷重 P_2 (kg/m)	P_1 の $\frac{1}{2}$			

(3) ケーブルプレストレス

ケーブルプレストレス量は不明のため、主径間部における(死荷重+プレストレス)時の主桁のたわみを0とする条件より決定した。

また、アンカーピラーであるN2, S2橋脚においてtie-down cableによるプレストレス力(片側あたり $P = 360t$)を鉛直方向に載荷した。

3.3 結果

3.3.1 断面力

(1) 主桁断面力図

図-6 に試算結果による主桁断面力図を示す。

曲げモーメントはアンカーピア上でかなり大きな負の曲げモーメントが生じているが、支間部についてはほぼ均整化されている。

軸力は主塔付近において最大約6600tの圧縮力を生じ、また中央部では最大約250tの引張力が生じる。

(2) 断面力

a) 主桁

主桁主要点の断面力を表-9に示す。

断面位置は図-6断面力図の部材番号位置に対応する。

表-9 主桁断面力

部材番号	Type	D + P		D + P + L			
		N (t)	M (tm)	Mmax		Mmin	
				N (t)	M (tm)	N (t)	M (tm)
107,198	⑩	- 1 564	- 388	- 1 228	2 330	- 2 182	- 3 262
113,192	⑤	- 3 253	507	- 2 800	2 057	- 4 287	- 923
125,180	③	- 5 354	- 234	- 5 286	645	- 6 444	- 1 192
128,177	⑧	- 5 495	566	- 5 428	1 498	- 6 613	- 1 645
131,174	③	- 5 231	- 107	- 5 154	675	- 6 311	- 996
141,164	②	- 3 349	- 112	- 3 236	867	- 4 133	- 901
152,153	⑥	75	417	257	1 987	- 69	- 823

b) ケーブル

ケーブルの断面力を表-10に示す。

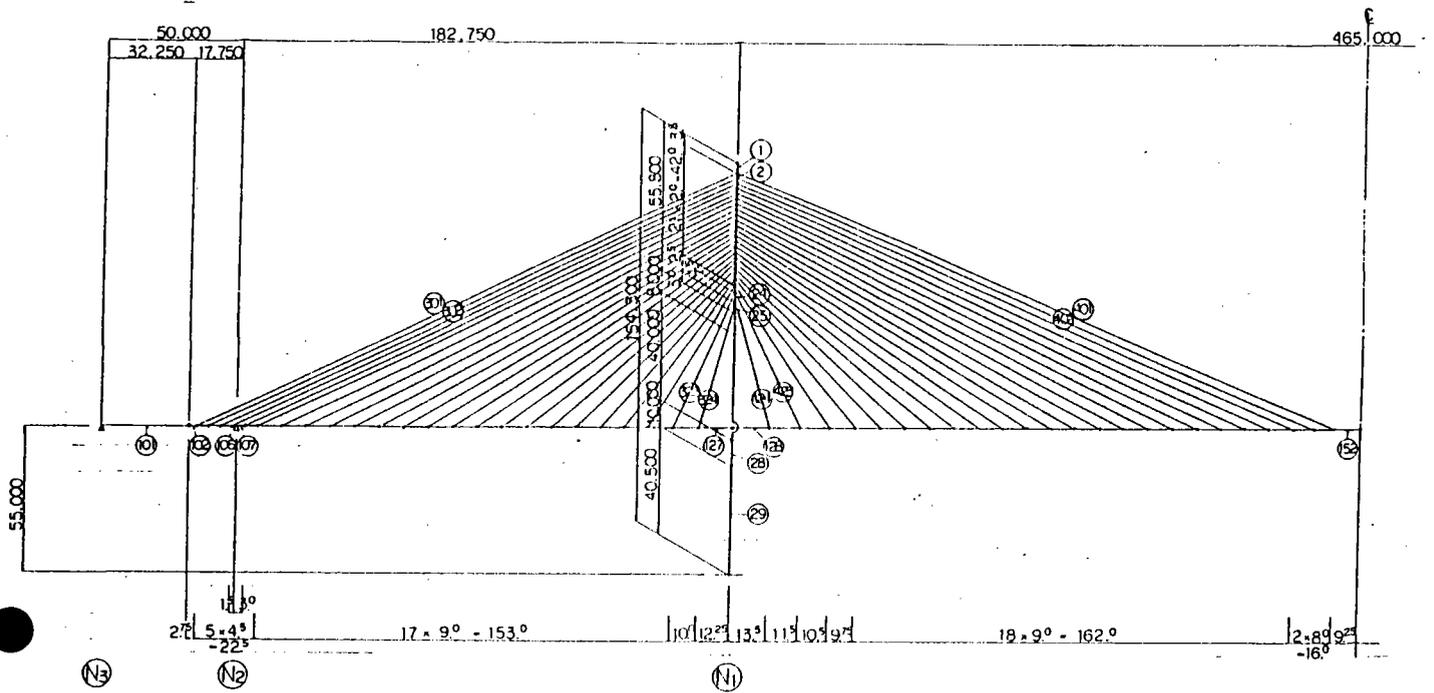


表-10 ケーブル断面力

部材番号	断面積 Λ (mm ²)	断面力 (t)					
		死荷重, プレストレス		活荷重		合計	
		D	D + P	L +	L -	Max	Min
301,601	11 204	463	568	191	-101	759	467
305,605	8 354	346	402	135	- 72	537	330
308,608	5 978	270	310	83	- 37	393	273
315,615	5 503	268	289	74	- 10	363	279
316,616	4 791	229	225	62	- 8	287	217
320,620	4 316	184	190	38	- 5	228	185
324,624	5 503	286	348	119	- 46	467	302
401,501	8 354	383	500	102	- 15	602	485
405,505	6 453	344	358	77	- 2	435	356
408,508	5 978	324	335	66	- 3	401	332
413,513	5 503	282	275	77	- 5	352	270
415,515	4 791	240	259	64	- 5	323	254
419,521	4 316	198	203	42	- 6	245	197
423,523	4 791	219	161	63	- 16	224	145
424,524	5 503	296	361	120	- 45	481	316

ケーブルの断面力については設計図に原設計の値が示されているので、この値と試設計結果とを比較してみると表-11のとおりとなる。

両者を比較すると試設計の方が全体的に大きな値となっており、特に最上段付近および最下段ケーブルの差が大きい。これは、ケーブルプレストレス量の差異、活荷重強度の相違等によるものと考えられる。

表-11 ケーブル断面力の比較

部材番号	断面積 A (mm)	断面力 (t)					
		D + P		L +		合計	
		試設計	原設計	試設計	原設計	試設計	原設計
301,601	11 204	568	616	191	109	759	725
305,605	8 354	402	365	135	82	537	447
308,608	5 978	310	281	83	41	393	322
315,615	5 503	289	251	74	74	363	325
316,616	4 791	225	230	62	62	287	292
320,620	4 316	190	174	38	50	228	224
324,624	5 503	348	262	119	58	467	320
401,501	8 354	500	458	102	85	602	543
405,505	6 453	358	335	77	73	435	408
408,508	5 978	335	310	66	73	401	383
413,513	5 503	275	263	77	73	352	336
415,515	4 791	259	235	64	68	323	303
419,521	4 316	203	188	42	54	245	243
423,523	4 791	161	166	63	56	224	222
424,524	5 503	361	273	120	64	481	337

c) 橋脚

橋脚については、常時における曲げモーメントが最大となる最下段ケーブル取付け点の断面力のみ示す。

表-12 橋脚断面力 (最下段ケーブル取付け点)

	D + P	L	合計
N (t)	- 7 640	- 1 260	- 8 900
M (t m)	3 740	12 810	16 550

3.3.2 断面算定

(1) 主桁

表-12 主桁断面諸量 (合成断面)

部材番号	Type	断面積	断面二次モーメント	中立軸からの距離		断面係数	
		Δ (cm)	I (cm ⁴)	Y_{cu} (cm)	Y_{sl} (cm)	W_{cu} (cm ³)	W_{sl} (cm ³)
107,198	⑩	5 743	25 485 000	69.9	163.1	364 500	156 300
113,192	⑤	5 503	25 896 000	42.0	190.0	616 600	136 300
125,180	③	5 423	22 977 000	38.9	192.1	590 700	119 600
128,177	⑧	5 663	28 506 000	51.9	181.1	549 200	157 400
131,174	③	5 423	22 977 000	38.9	192.1	590 700	119 600
141,164	②	5 343	20 126 000	34.5	195.5	583 400	102 900
152,153	⑥	5 583	26 188 000	46.4	185.6	564 400	141 100

注) 断面積は総断面、他は有効断面の値である。

ヤング係数比 $n = 7$

表-12 主桁応力度

単位: kg/cm²

部材番号	Case	床版上面			鋼桁下面		
		σN	σM	合計	σN	σM	合計
107,198	Mmax	- 31	- 91	- 122	- 214	1 491	1 277
	Mmin	- 54	128	74	- 380	-2 087	-2 467
113,192	Mmax	- 73	- 48	- 121	- 509	1 509	1 000
	Mmin	- 111	21	- 90	- 779	- 677	-1 456
125,180	Mmax	- 139	- 16	- 155	- 975	539	- 436
	Mmin	- 170	29	- 141	-1 188	- 875	-2 063
128,177	Mmax	- 137	- 39	- 176	- 959	952	- 7
	Mmin	- 167	43	- 124	-1 168	-1 045	-2 213
131,174	Mmax	- 136	- 16	- 152	- 950	564	- 386
	Mmin	- 166	24	- 142	-1 164	- 833	-1 997
141,164	Mmax	- 87	- 21	- 101	- 606	843	237
	Mmin	- 111	22	- 89	- 774	- 876	-1 650
152,153	Mmax	46	- 50	- 4	322	1 408	1 730
	Mmin	- 12	21	9	- 87	- 583	- 670

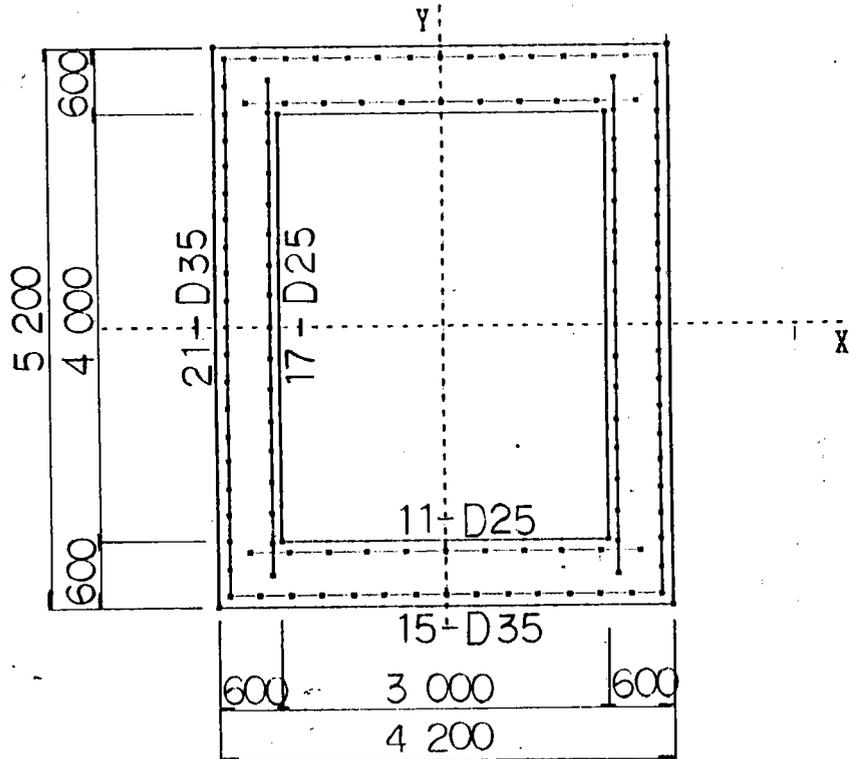
(2) ケーブル

表-13 ケーブル応力度

部材番号	断面積 Λ (mm ²)	ケーブル本数 N (本)	断面力 (t)		応力度 (kg/cm ²)	
			Max	Min	Max	Min
301,601	11 204	283	759	467	6 753	4 168
305,605	8 354	211	537	330	6 428	3 950
308,608	5 978	151	393	273	6 547	4 566
315,615	5 503	139	363	279	6 596	5 070
316,616	4 791	121	287	217	5 990	4 529
320,620	4 316	109	228	185	5 283	4 286
324,624	5 503	139	467	302	8 486	5 488
401,501	8 354	211	602	485	7 206	5 805
405,505	6 453	163	435	356	6 741	5 516
408,508	5 978	151	401	332	6 708	5 554
413,513	5 503	139	352	270	6 397	4 906
415,515	4 791	121	323	254	6 741	5 302
419,521	4 316	109	245	197	5 677	4 564
423,523	4 791	121	224	145	4 675	3 027
424,524	5 503	139	481	316	8 741	5 742

(3) 橋脚

(最下段ケーブル取付け点)



断面諸常数

(図心回り に関する値)

	名 称	記号	単 位	ANNACIS
コンクリート	断面積	A c	c m ²	98400.0
	断面一次	G X	c m ²	0.0
		G Y	c m ²	0.0
	断面二次	I X	c m ⁴	3321280000.0
		I Y	c m ⁴	2310480000.0
	相乗モーメント	I XY	c m ⁴	0.0
	図心位置	X	m	-0.000
	Y	m	0.000	
鉄筋	総断面積	A s	c m ²	972.504

荷重 CASE	断 面 力 (t, t·m)	中 立 軸 (c m)	σ_c (σ_{ca}) (kg / c m ²)	σ_s (σ_{sa}) (kg / c m ²)	$\sigma_{s'}$ (σ_{sa}) (kg / c m ²)
1	N = 8900.000 M X = 16550.000 M Y = 0.000	Y = -124.61	200.5 (120.0)	980.3 (1800.0)	2928.7 (1800.0)

3.3.3 試設計結果について

(1) 解析結果について

断面力算出にあたっては設計図をもとにできるだけ忠実に再現しようと試みたが、ケーブルプレストレス等条件的に不明確な点も多く、また活荷重については国内基準を適用していることもあり、表-11に示した比較結果からみても数値的には実橋とは大分差があるものとなっている。

しかし、全体的な傾向としてはある程度再現できていると考えられる。

(2) 断面算定結果について

a) 主桁

床版については、中間部はほぼ $90 \sim 170 \text{ kg/cm}^2$ の圧縮応力度となっているが、アンカーピア上では負の曲げモーメントが大きいため 70 kg/cm^2 程度の引張応力度が生じている。

道示では合成桁における床版コンクリート許容圧縮応力度は $\sigma_{ck}/3.5$ かつ 100 kg/cm^2 以下と規定されており、これをそのまま適用すれば許容値を越えるものとなる。しかし、高強度のプレキャスト床版に対して許容値を 100 kg/cm^2 に抑える必要があるかどうかは議論のあるところであり、また試設計では考慮していないクリープ、乾燥収縮によって圧縮応力度はある程度低減されることから、設計上対応可能な範囲内と考えられる。

また、アンカーピア上の引張応力度については、実橋でも橋軸直角方向にプレストレスを導入しており、ある程度引張応力度が生じていると考えられる。

鋼桁については、応力的に $1200 \sim 2500 \text{ kg/cm}^2$ となっており、対応可能な範囲である。断面構成的には主桁の剛性を抑えて曲げモーメントを低減するために厚板の使用（アナシスでは最大 80 mm ）が必要となろう。

b) ケーブル

応力的にかなりばらつきがあるが、これは断面力の差異に伴うもので構造的な可否に影響するものではなく、問題はない。

c) 橋脚

断面算定結果ではコンクリート、鉄筋ともに許容応力度をかなり越えている。これは試設計では（死荷重+プレストレス）時でかなり曲げモーメントが残っていること、活荷重が大きめであることの影響と考えられ、実際の断面力はかなり小さいと推定される。

ただ、鉄筋量は国内の感覚からすると非常に少ない。

§ 4. まとめ

斜張橋の傾向がケーブル本数が少数段から多数段に、主桁の役割が曲げモーメントよりむしろ軸力が主体にと移行つつあることを背景として、海外において合成桁斜張橋が採用され始めてきている。

今回、合成桁斜張橋として代表的なアナシス橋を対象として構造分析および概略試設計を試みたが、その結果からは国内基準では設計上成り立たないというような問題点は見当たらない。

国内において直ちにアナシス橋ほど簡略化された合成桁斜張橋が採用されるとは思えないが、最近いくつか具体的に検討され始めている様であり、今後採用されてゆく可能性は十分にあると考えられる。

アナシス橋のようなプレキャスト床版を用いた2主桁形式の合成斜張橋の採用にあたって、問題になると考えられる事項としては、

- ・プレキャスト床版のクリープ、乾燥収縮に対する処理
- ・鋼桁と床版とのずれ止め構造
- ・ケーブル定着構造
- ・耐風安定性
- ・将来の維持管理（特にコンクリート床版について）
- ・上記を含めた設計指針の整備

等が挙げられる。

この内最も問題となるのは維持管理面であろう。我が国のように特に厳しい交通環境の中で合成コンクリート床版の維持および損傷に対する補修方法について十分な配慮が必要である。

その意味でも既に供用を開始しているアナシス橋の今後の経緯に注目したい。

第 4 章 吊 橋

§ 1. 概 要

吊橋グループは、昭和61年度報告で、補剛トラス形式の吊橋としてアメリカの代表的吊橋3橋と箱桁形式の吊橋としてSecond Bosphorus Br. を調査対象としたが、その後新しい海外吊橋の事例が発生しなかったことから、昭和63年度の事例比較として、国内業者を中心に製作架設が行われたSecond Bosphorus Br. の最終図面で昭和61年度報告の図面を差替えることとした。しかし、最終段階で図面を公表することが許されなかったため、昭和61年度の事例比較で抜けている構造について補足することとなった。

§ 2. 構造の比較

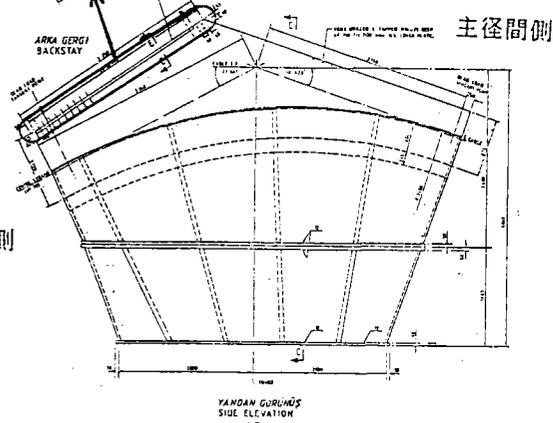
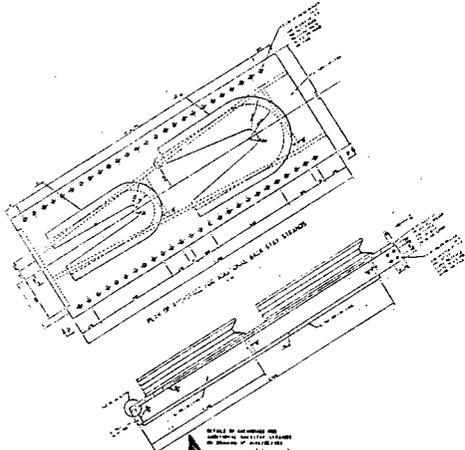
本報告で事例比較を追加した構造は、次のとおりである。

ケーブル関係・・・塔頂サドル、スプレイサドル

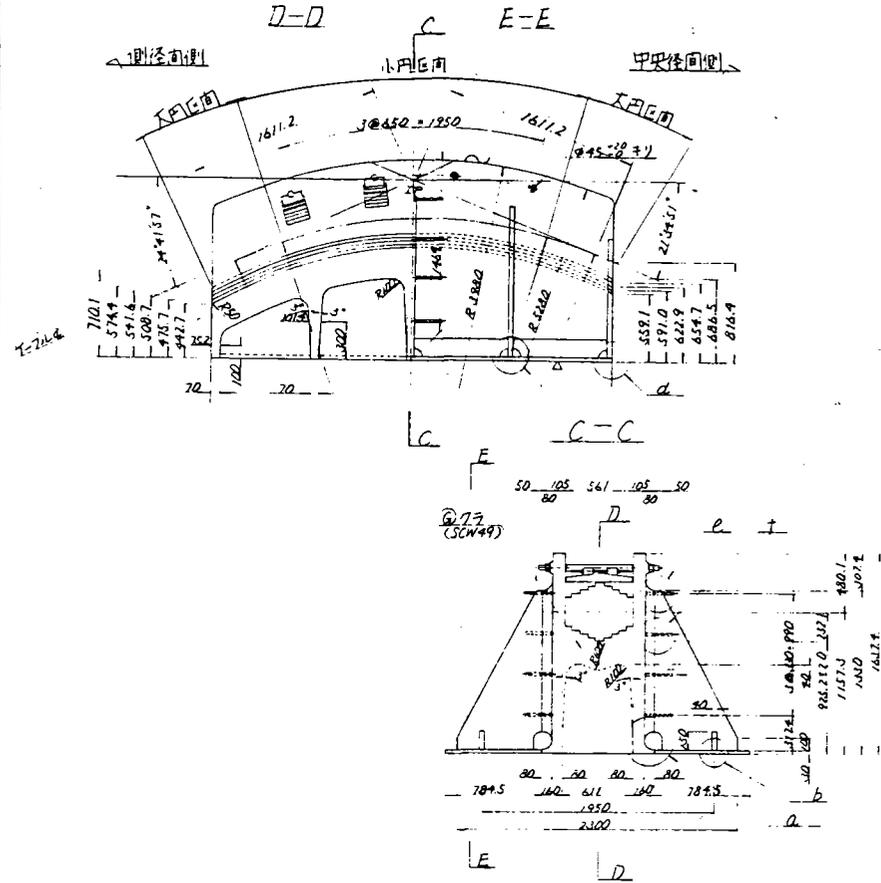
付 属 物・・・伸縮装置、排水装置

塔頂サドル

Second Bosphorus Bridge



大島大橋

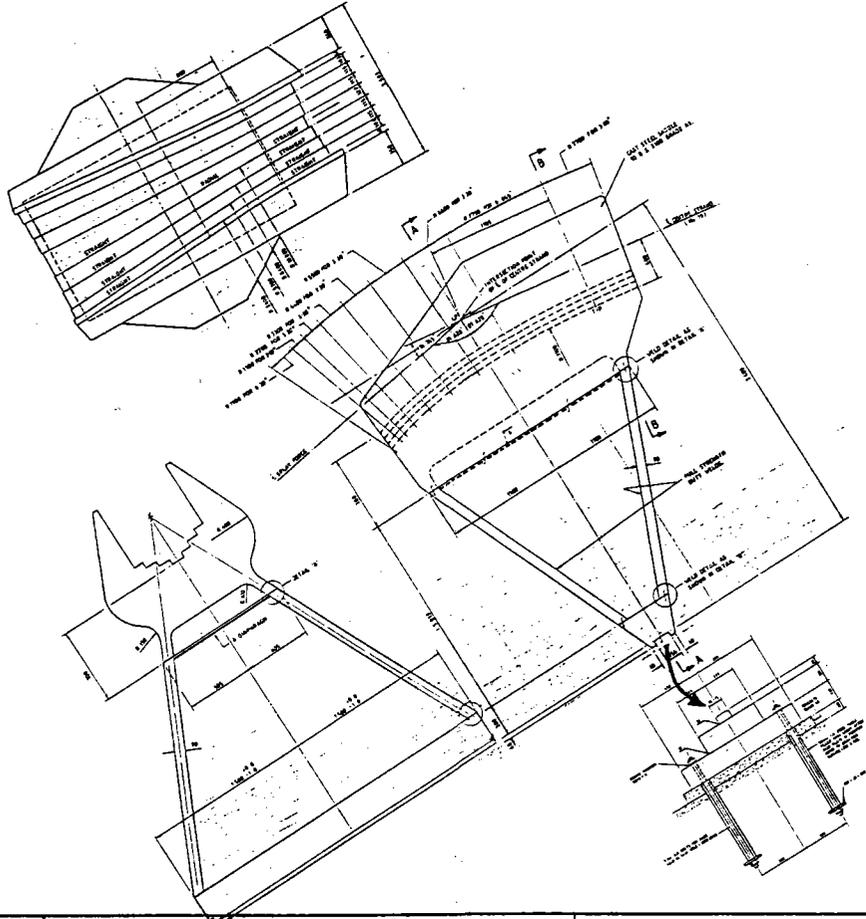


- 135 -

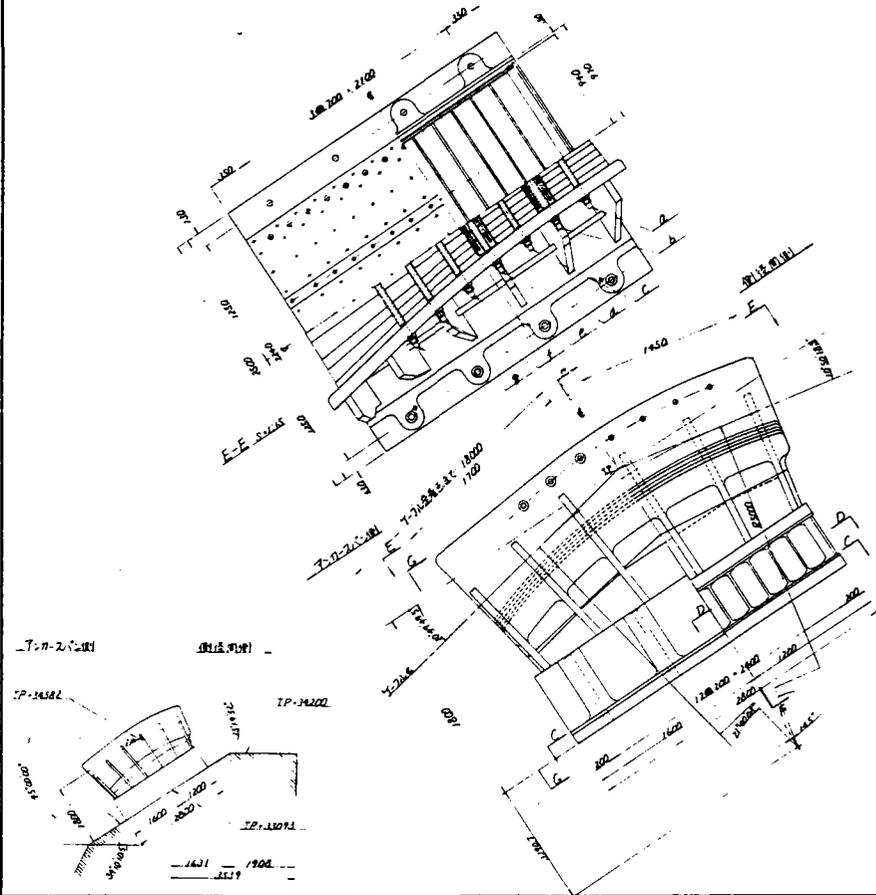
設計内容および補足説明	橋名	Second Bosphorus Bridge	大島大橋	補足説明 2nd BOSPORUSのバックステイ張力は主径間側に比べ大きい(ケーブル角度の相違による)ため、ADDITIONAL BACK STAY STRANDSを設けている。	

スプレイサドル

Second Bosphorus Bridge



大島大橋

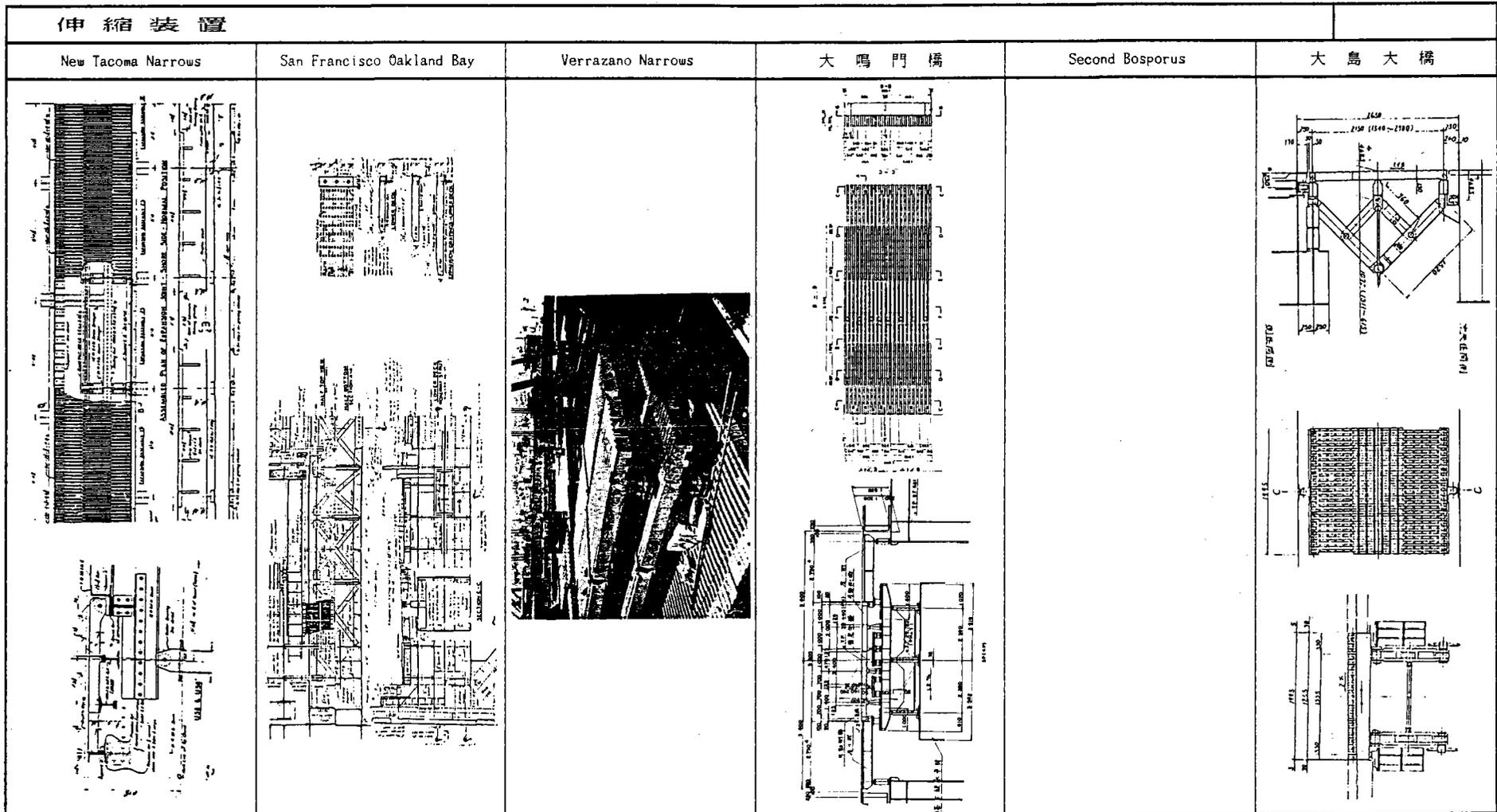


設計内容および補足説明

橋名	Second Bosphorus Bridge	大島大橋

補足説明

伸縮装置



設計内容および補足説明	橋名	New Tacoma Narrows	San Francisco Oakland Bay	Verrazano Narrows	大鳴門橋	Second Bosphorus	大島大橋
	角折れ 鉛直				27.0 %		
	角折れ 水平				33.9 %		
	伸縮量 伸				0.515 m		0.620 m
	伸縮量 縮				-0.538 m		-0.620 m
	橋の材質				SM 4 1		

補足説明
大鳴門橋は、水平及び鉛直角折れと伸縮部を分離させた構造としている。

