

海外橋梁（スイスDes Vaux橋）との比較検討

## 報告書

WG 2-2

## 第4章 海外橋梁（スイス Des Vaux 橋）との比較検討

§ 1	まえがき	4-1
§ 2	Des Vaux 橋概要	4-2
§ 3	Sia 基準	4-3
3.1	Sia 活荷重	4-3
3.2	Sia 鋼構造	4-5
3.3	道示，千鳥の沢との比較	4-17
§ 4	試設計	4-18
4.1	構造解析	4-18
4.1.1	概要	4-18
4.1.2	活荷重（モデル化）	4-18
4.1.3	荷重載荷図	4-19
4.1.4	骨組図	4-20
4.1.5	解析結果及び比較	4-21
4.2	断面設計	4-23
4.2.1	概要	4-23
4.2.2	断面構成比較	4-24
§ 5	考察	4-25
§ 6	資料	4-31
6.1	Des Vaux 橋図面	4-31
6.2	道示式，千鳥の沢式の断面構成図	4-32
6.3	参考文献	4-34

## § 1 まえがき

近年、第2東名高速道路で計画されている橋梁を初めとしてPC床版を用いた少数主桁橋梁の設計、建設が多くなってきている。これらは鋼橋の経済性を増すためにヨーロッパで先だって検討された形式である。しかし荷重条件を同じにした場合、海外で既に設計された橋梁と日本の基準で設計された少数主桁橋梁でどのような違いがでるか比較されている例はほとんど無いので、試設計により検討してみた。ここでは、鋼橋技術研究会、技術情報部会のWG「少数主桁橋梁の安全率低減の可能性に関する検討：海外橋梁との比較ワーキング」のなかで、検討されたものを報告する。

比較検討の対象として、スイスのDes Vaux橋<sup>1)~3)</sup>(図1.1)設計図の一部を入手することができたので、この橋梁の2主桁桁を比較検討の対象とすることにした。試設計するにあたり、日本道路公団の千鳥の沢川橋の設計手法<sup>4)</sup>をPC床版を用いた少数主桁橋梁として参考にした。

始めに活荷重の比較が必要と考え、道路橋示方書<sup>5)</sup>のB活荷重と、SIA基準<sup>6)</sup>の活荷重とを比較検討した。その後、荷重をSIA荷重に一定にして、道路橋示方書(以下道示式)、千鳥の沢式、Vaux式の3方式で主桁断面構成を行った。着目点は主桁の主要腹板断面比較(板厚)、主桁数量比較(重量材片数)である。PC床版に関しての設計は行わず、Vaux橋図面のPC床版を死荷重としてのみ考慮する事とした。なお、構造解析はVaux橋の断面剛性を仮定剛度とし、JIP-NEWGRIDを用いて行った。

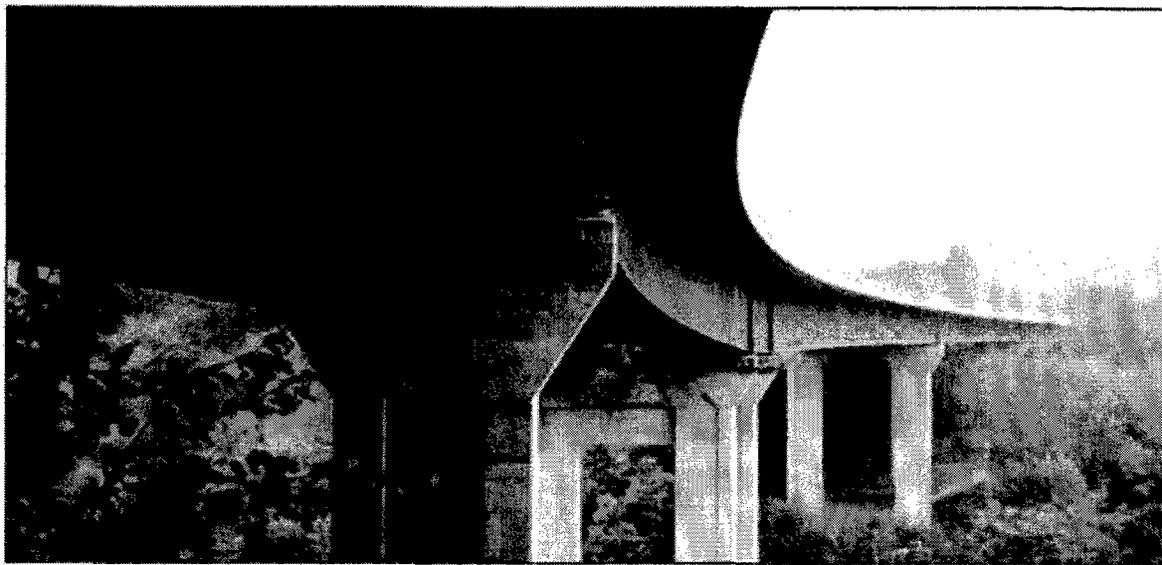


図1.1 Des Vaux 橋

## § 2 Des Vaux 高架橋の概要

Des Vaux 橋は、ローザンヌとベルンを結ぶ高速道路 A1 号線の Neucyatel 湖の東南にある急斜面に挟まれた Vaux 溪谷に架設された高架橋である（図 2. 1）。設計上のコンセプトは、経済性の追求、景観への配慮および維持管理の簡便さである。本橋は 1998 年に完成しており、2001 年の開通予定である。

高架橋部は、曲率半径 1000m の S 字形平面線形と、縦断勾配 2.1%，横断勾配 6% の線形要素を有している。橋梁諸元は、橋長 945m、総幅員 13.46m、有効幅員 12.06m の 15 径間連続橋で、支間長 40m～62m の PC 床版合成 2 主鈹桁と支間長 130m の PC 床版合成箱桁（1-Box）で構成されており、耐候性鋼材を使用している。

2 主鈹桁部は、主桁間隔 6 m、張り出し長 3.73m の桁配置で、7 m 間隔で横桁を配置している。主桁断面構成は、上フランジ幅を 550mm、下フランジ幅を 700～800mm で、径間毎に一定とし、最大厚は 80mm を使用している。腹板高は 2.7m～3.0m に変化し、横桁間隔位置の垂直補剛材で補剛されており、水平補剛材は使用していない。ただし、中間支点付近では、横桁間隔の 1/2 の位置にも垂直補剛材追加している。横桁は H 型鋼を使用し、主桁とラーメン構造を形成している。

箱桁部は、鈹桁部の主桁間隔と同幅の腹板間隔 6 m の箱桁を形成し、腹板高は、3.7m～6.0m に変化している。主桁断面構成は、上フランジ厚が 16～39mm、下フランジ厚が 15～44mm、腹板厚は 12～17 mm で、フランジおよび腹板の補剛材には U リブを用いている。また、箱桁内には V 字形の対傾構を 6.5 m 間隔で配置している。

コンクリート床版の厚さは支間部で 25.0cm、支点部で 40.0 cm となっており、橋軸方向と橋軸直角方向にプレストレスを導入するが、プレストレスは床版と鋼桁が接合される前に導入される。床版の打設は移動型枠を用い、長さ 25m のブロック毎に行われ、橋軸方向及び橋軸直角方向のプレストレスはコンクリート打設後の 4 日後に導入される。また、主桁とコンクリートとの連結はスタッドジベル(φ22mm)を用いるが、プレストレス導入後にスタッドジベルの箱抜き部に無収縮コンクリートが充填される。

本橋のもう一つの特徴は架設工法である。地上からの高さの低い 2 主鈹桁部はクレーンによる架設工法を採用しているが、箱桁部は 2 分割されたブロック(長さ 20m、重量 58tf)ごとに現場に搬入され、現場溶接で一体化された後、送り出し工法で架設されている。送り出し時での桁の変位(鉛直変位は最大で約 4.2 m となる)、応力、反力状態、あるいは、すべり支承部での局所荷重に対する箱桁ウェブの応力状態をリアルタイムに把握する必要があった。このため、送り出し架設の各段階での挙動把握と微調整を行うシステムを開発し、施工時での安全性を確保することとした。

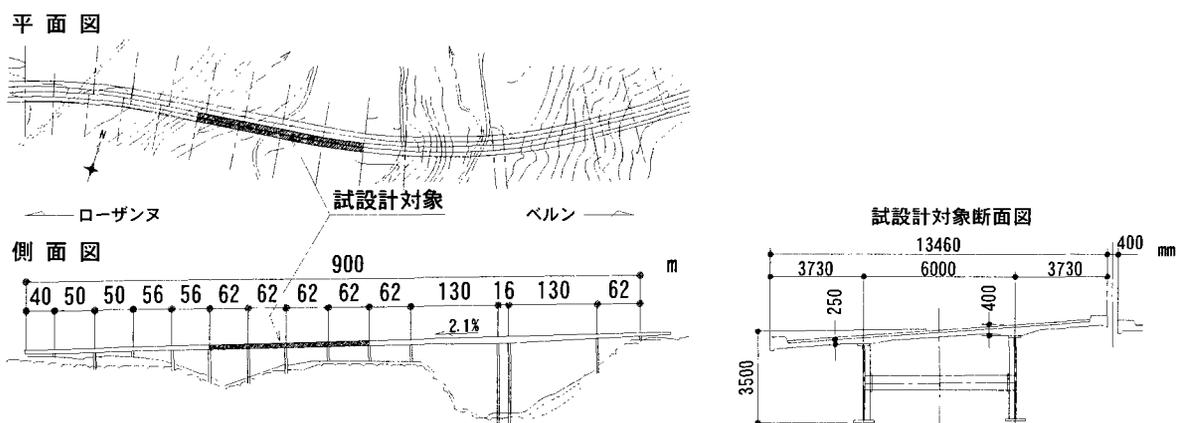


図 2. 1 Des Vaux 橋一般図

### § 3 Sia 基準

#### 3. 1 Sia 活荷重

試設計の際に必要な Sia の活荷重についてまとめる。Sia には 4. 09 に自動車荷重が定義されている。荷重モデルはモデル 1~4 までであり、それぞれ以下のようにになっている。

また荷重モデル 1 は荷重モデル 2 の範囲で自由に移動するものとし、衝撃係数  $\Phi=1.8$  を考慮する。各々の荷重値は表 3. 1 に示すとおりである。

特徴的なのは日本の道示 (B 活荷重) では P1 荷重と P2 荷重はともに分布荷重であり、衝撃の影響は活荷重全てに考慮するのに対して、Sia 基準の活荷重ではモデル 2, 3 は分布荷重で定義されるが、モデル 1 は集中荷重で表されこの活荷重のみに衝撃を考慮する点である。

表 3. 1 Sia の活荷重値

	構造物の安全性 代表値		短期間の使用性		疲労の安全性	
	Q <sub>r</sub>		Q <sub>ser short</sub>		Q <sub>fat</sub>	
	a (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN)	a (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN)	a (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN)
モデル1		75		75		75
モデル2	5.0		0		0	
モデル3						
W ≤ 9	3.5		2.0		0	
9 < W ≤ 13	3.0		2.0		0	
13 < W	2.5		2.0		0	
モデル4						
ルートタイプ I		150		150		0
ルートタイプ II		100		100		0
ルートタイプ III		56		56		0

荷重モデル 1 : 図 3. 1 に示す軸重で定義される。集中荷重の載荷される面は 0.40m の正方形、あるいは 0.45m の直径の円である。

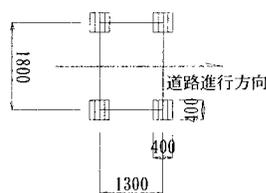


図 3. 1 荷重モデル 1

荷重モデル 2 : 幅が 3m までに制限された分布荷重で表される、微速で移動するトラックの荷重。

荷重モデル 3 : 車道全体に載荷される分布荷重で表される、静止した自動車及びトラック交通の混合荷重。

荷重モデル 4 : 特別な交通荷重 (特別な路線に適用)

本試設計では以下の図 3. 2 のように活荷重を載荷することとした。荷重の値は構造物の安全性の代表

値を用いる。Sia の活荷重（B 活荷重の形に換算して載荷する：4.1.2 参照）と道示の B 活荷重を，試設計モデルに影響線載荷した結果（反力及び断面力）について 4.1.5 で比較検討をする。

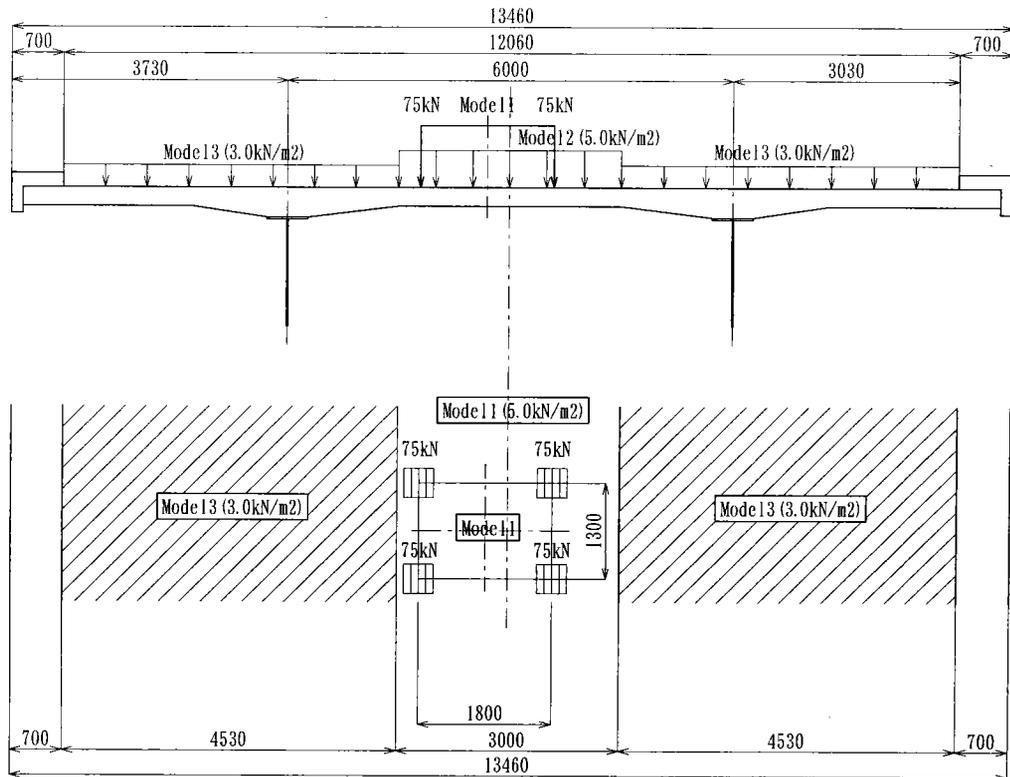


図 3. 2 試設計における Sia 活荷重載荷

### 3. 2 Sia 鋼構造

本検討における Vaux 橋が、どのような設計手法や設計思想を背景にして、設計されたかは、設計計算書が入手不可能なため、不明である。しかし、「Sia161 鋼構造 (1979 年)」和訳<sup>7)</sup>、「Sia160 荷重 (1989 年)」<sup>6)</sup>、「Sia161 (1990 年)」仏語<sup>10)</sup>を入手出来たので、以下にそれぞれの関係すると思われる部位の抜粋を記すことにした。

訳者注) 下線部は訳者の追記記入、あるいは和訳に自信のない場合、または Sia161(1979 年版)<sup>7)</sup>からの推定を示す。

#### 1. 耐荷力照査

#### 2. 使用性の照査

#### 3. 疲労性の照査

以下 Sia160 (荷重) (1989 年)<sup>6)</sup>より

### 3 2 STRUCTURAL SAFETY

$$S_d \leq R_d$$

$S_d$  : 設計断面力 (design value of the action effect)

$R_d$  : 設計断面耐力 (design resistance)

$$S_d = S (G_d, Q_d, \Sigma Q_a)$$

$G_d$  : 設計死荷重 (design value of the self-weight of the load-bearing structure)

$Q_d$  : 主要荷重 (design value of the predominant action, 活荷重, 風, 温度, 他)

$\Sigma Q_a$  : 全付加荷重 (the sum of the accompanying action)

$$G_d = \gamma_G \cdot G_m$$

$\gamma_G$  : 死荷重の荷重係数  $\gamma_G = 1.3$  (例外規定有り  $\gamma_G = 0.8$  : 自重が安全性に効果側の場合)

$G_m$  : 死荷重 (mean value of the self-weight of the load-bearing structure)

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_r$$

$\gamma_Q$  : 主荷重 (predominant action) の荷重係数  $\gamma_Q = 1.5$  (NORMAL CASE)

$Q_r$  : 主荷重 (representative value of the action)

$$Q_a = \Psi \cdot Q_r$$

$\Psi$  : 付加荷重 (accompanying action) の荷重係数 (別表有り)

$Q_r$  : 主荷重 (representative value of the action)

$\Sigma Q_a$  : 全付加荷重 (the sum of the accompanying action) の意味 (位置付け) 不明

以下 Sia161 (鋼構造) (1990 年) <sup>10)</sup> 仏語 の項目番号に従う

3 2 構造安定性

3 2 1 照査の原則

3 2 1 1 一般

3 2 1 1 1 構造物の安全性は、下記条件にて確認される。

$$S_d \leq \frac{R}{\gamma_R}$$

R : 断面耐力 (resistance)

$\gamma_R$  : 抵抗係数 (resistance factor)

$\gamma_R = 1.1$  (一般的)

このような, Sia160 (1989 年) <sup>6)</sup>, Sia161 (1990 年) <sup>10)</sup> 基準は部分安全係数設計方式と理解できる。

一方, 旧スイス基準 Sia161 (1979 年) <sup>7)</sup> においては,

$$S \leq \frac{R}{\gamma}$$

安全係数  $\gamma = 1.6$  (耐荷力照査において) とし, 安全係数 ( $\gamma = 1.6$ ) は 荷重係数 ( $\gamma_F = 1.4$ ) × 抵抗係数 ( $\gamma_R = 1.15$ ) からなり, 日本の許容応力度設計法に近いと理解できた。

3 2 2 耐荷力照査のための基礎的条件

3 2 2 1 計算方法の選択

表 3. 2 種々の構造物安全性のための計算方法

方法	断面力の計算	断面強度の計算	必要条件	
			条項	表
PP	塑性	塑性	3 222, 3 224	表 3.3(表 3 a)
EP*	弾性	塑性	3 223, 3 224	表 3.4 (表 3 b)
EE	弾性	弾性	3 223, 3 225 1	表 3.4 (表 3 c)
EER	弾性	弾性	3 223, 3 225 2	表 3.9 (表 7)

EPは, 建築構造解析の現在の方法

3 2 2 1 1

3 2 2 1 2

3 2 2 1 3

方法 EER (表 3. 2) は, 表 3. 4 (表 3 c) の条件を満たさないプレートガーダーのような薄肉構造要素に対して使われる。

この場合, その断面の最終的な耐荷力は, 有効断面 (section reduite) (全断面? (section dimensionnement)) 用の項 3 255 に従った弾性の計算によって決定される。

3 2 2 2 断面強度の塑性計算

3 2 2 3 断面強度の弾性計算

3 2 2 4 断面の終局塑性抵抗

3 2 2 5 断面の終局弾性抵抗

3 2 2 5 1

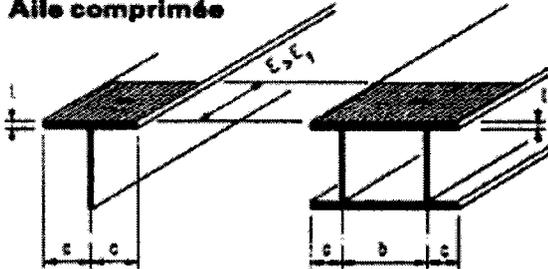
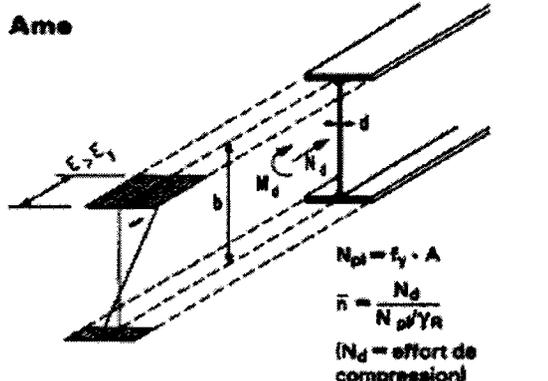
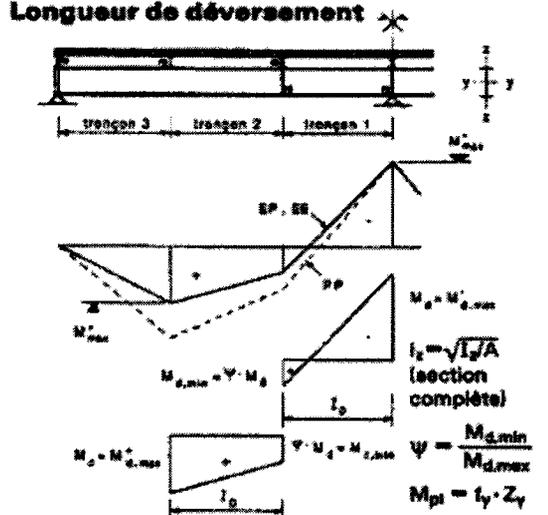
断面強度の弾性計算は、制限なしに適用されたフックの法則に基づく。最縁応力、あるいは、曲げを受ける部材の場合、フランジの中央面における応力は、弾性限界  $f_y$ （降伏応力）を超えてはならない。

### 3 2 2 5 2

フランジや腹板などの座屈が問題となる圧縮断面要素は、3 255 に従って、低減した有効幅を用いて計算するものとする。応力は、これらの抵抗断面を用いて決定するものとする。

表 3. 3 (表 3 a)

Tableau 3 Conditions auxquelles les éléments porteurs doivent satisfaire

Mode de sollicitation de l'élément	Tableau 3a Calcul plastique des efforts intérieurs et calcul plastique de la résistance ultime des sections		
<b>Aile comprimée</b> 	<b>Méthode PP</b>		
	Elancement de l'aile comprimée:		
	Nuance d'acier	c/t	b/t
	Condition générale	$\leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\leq 1.20 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
	Fe E 235	$\leq 11$	$\leq 36$
	Fe E 275	$\leq 10$	$\leq 33$
	Fe E 355	$\leq 9$	$\leq 29$
	Fe E 460	$\leq 8$	$\leq 25$
<b>Ame</b>  <p> <math>N_{pl} = f_y \cdot A</math>  <math>\bar{n} = \frac{N_d}{N_{pl}/\gamma_R}</math>                      (<math>N_d</math> = effort de compression)                 </p>	Elancement de l'âme de sections bisymétriques:		
	Nuance d'acier	b/d pour $0 \leq \bar{n} < 0.27$	b/d pour $0.27 \leq \bar{n} \leq 1.0$
Condition générale	$\leq 2.4 (1 - 1.4 \bar{n}) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\leq 1.5 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
Fe E 235	$\leq 72 (1 - 1.4 \bar{n})$	$\leq 45$	
Fe E 275	$\leq 66 (1 - 1.4 \bar{n})$	$\leq 41$	
Fe E 355	$\leq 58 (1 - 1.4 \bar{n})$	$\leq 36$	
Fe E 460	$\leq 51 (1 - 1.4 \bar{n})$	$\leq 32$	
	En cas de traction, $\bar{n} = 0$		
<b>Longueur de déversement</b>  <p> <math>l_x = \sqrt{I_y A}</math> (section complète)  <math>\psi = \frac{M_{d,min}}{M_{d,max}}</math>  <math>M_{pl} = f_y \cdot Z_y</math> </p>	Condition à remplir pour chaque tronçon comportant une rotation plastique d'extrémité: $l_0 \leq l_{cr}$ (2)		
	Longueur critique de déversement $l_{cr}$ pour que la méthode PP soit applicable: (3)		
Nuance d'acier	$-1 \leq \psi < 0.5$	$\psi \geq 0.5$	
Condition générale	$= 2.0 l_x \cdot (1 - \frac{2}{3} \psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$= 1.35 l_x \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	
Fe E 235	$= 60 l_x \cdot (1 - \frac{2}{3} \psi)$	$= 40 l_x$	
Fe E 275	$= 55 l_x \cdot (1 - \frac{2}{3} \psi)$	$= 37 l_x$	
Fe E 355	$= 49 l_x \cdot (1 - \frac{2}{3} \psi)$	$= 33 l_x$	
Fe E 460	$= 42 l_x \cdot (1 - \frac{2}{3} \psi)$	$= 28 l_x$	
	Exemple (pour $\bar{n} = 0$ ): tronçon 1 $\rightarrow  M_{d,max}  = M_{pl}/\gamma_R$ tronçons 2,3 $\rightarrow  M_{d,max}  = M_{pl}/\gamma_R$		

(1) Aile comprimée toujours pourvue d'appuis au déversement à l'extrémité des tronçons

- (2) Une redistribution des moments peut ainsi avoir lieu sans déversement: une vérification au déversement est superflue. La sécurité au déversement des autres tronçons doit être vérifiée selon le tableau 3b.
- (3) Valable pour profilés en double té de section bisymétrique et pour  $\bar{n} \leq 0.15$ .

表 3. 4 (表 3b,3c)

Tableau 3b Calcul élastique des efforts intérieurs et calcul plastique de la résistance ultime des sections			Tableau 3c Calcul élastique des efforts intérieurs et calcul élastique de la résistance ultime de sections non réduites		
Méthode EP			Méthode EE		
Elongement de l'aile comprimée:			Elongement de l'aile comprimée:		
Nuance d'acier	c/t	b/t	Nuance d'acier	c/t	b/t
Condition générale	$\leq 0.45 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\leq 1.40 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Condition générale	$\leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\leq 1.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Fe E 235	$\leq 13$	$\leq 42$	Fe E 235	$\leq 17$	$\leq 51$
Fe E 275	$\leq 12$	$\leq 39$	Fe E 275	$\leq 15$	$\leq 47$
Fe E 355	$\leq 11$	$\leq 34$	Fe E 355	$\leq 14$	$\leq 42$
Fe E 460	$\leq 10$	$\leq 30$	Fe E 460	$\leq 12$	$\leq 37$
Elongement de l'âme de sections bisymétriques:			Ames pleinement efficaces sollicitées par des contraintes normales $\sigma_d$ et tangentielles $\tau_d$ :		
Nuance d'acier	b/d pour $0 \leq \bar{n} < 0.125$	b/d pour $0.125 \leq \bar{n} \leq 1.0$	Nuance d'acier	b/d pour $\sigma_d = f_y/\gamma_R$ (6)	b/d pour $\tau_d = f_y/\gamma_R$ (8)
Condition générale	$\leq 3.0(1-1.8\bar{n}) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\leq 2.5(1-0.35\bar{n}) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	Condition générale	$\leq 0.85 \sqrt{k} \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\leq 2.6 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
Fe E 235	$\leq 90(1-1.8\bar{n})$	$\leq 75(1-0.35\bar{n})$	Fe E 235	$\leq 126$	$\leq 78$
Fe E 275	$\leq 83(1-1.8\bar{n})$	$\leq 69(1-0.35\bar{n})$	Fe E 275	$\leq 116$	$\leq 72$
Fe E 355	$\leq 73(1-1.8\bar{n})$	$\leq 61(1-0.35\bar{n})$	Fe E 355	$\leq 102$	$\leq 63$
Fe E 460	$\leq 64(1-1.8\bar{n})$	$\leq 53(1-0.35\bar{n})$	Fe E 460	$\leq 90$	$\leq 56$
En cas de traction, $\bar{n} = 0$					
Condition à remplir pour chaque tronçon: $l_b \leq l_{cr}$ (4)			Indications: - Une vérification au déversement est superflue si la longueur $l_b$ d'un tronçon remplit la condition $l_b \leq 1.1 \cdot l_{cr}$ avec $l_{cr}$ tiré du tableau 3b (méthode EP). - Si la longueur $l_b$ du tronçon remplit la condition $l_b > 1.1 l_{cr}$ ou si $\bar{n} > 0.15$ , une vérification au déversement doit être effectuée selon le chiffre 3 254.		
Longueur critique de déversement $l_{cr}$ pour que la méthode EP soit applicable: (5)					
Nuance d'acier	$-1 \leq \psi \leq 1$	Dans les tronçons où partout $M_d < M_{pl}/\gamma_R$ , les formules ci-contre peuvent être multipliées par le facteur $\sqrt{\frac{M_{pl}/\gamma_R}{M_d}}$			
Condition générale	$= 2.7 i_x \cdot (1 - \frac{1}{2}\psi) \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$				
Fe E 235	$= 81 i_x (1 - \frac{1}{2}\psi)$				
Fe E 275	$= 75 i_x (1 - \frac{1}{2}\psi)$				
Fe E 355	$= 66 i_x (1 - \frac{1}{2}\psi)$				
Fe E 460	$= 58 i_x (1 - \frac{1}{2}\psi)$				
Exemple (pour $\bar{n} = 0$ ): Tronçon 1 $\rightarrow  M_{d,max}  = M_{pl}/\gamma_R$			Longueur de déversement		

(4) La résistance ultime plastique en section peut ainsi être atteinte sans déversement: une vérification au déversement est superflue.  
(5) Variable pour profilés en double té de section bisymétrique et pour  $\bar{n} \leq 0.15$ .

(6) Utiliser les valeurs k selon le tableau 6.  
(7) Les valeurs numériques sont valables en cas de flexion pure et condition de bord articulé. Autres cas, voir tableau 7.  
(8) Cas général, voir chiffre 4 22.

### 3 2 3 限界応力

限界応力とは、耐荷力照査において超過してはいけない応力のことである。

表 3. 5 限界応力

荷重の種類	限界応力	板厚 $t \leq 40\text{mm}$ の場合の限界応力			
		FeE 235 N/mm <sup>2</sup>	FeE 275 N/mm <sup>2</sup>	FeE 355 N/mm <sup>2</sup>	FeE 460 N/mm <sup>2</sup>
(日本の場合)		SS400		SM490Y	SM570
引張	$f_y$	235	275	355	460
圧縮	$\sigma_k \leq f_y$	$\leq 235$	$\leq 275$	$\leq 355$	$\leq 460$
曲げ	$\sigma_d \leq f_y$	$\leq 235$	$\leq 275$	$\leq 355$	$\leq 460$
一般のせん断	$\tau_R \leq \tau_y = f_y/\sqrt{3}$	$\leq 135$	$\leq 160$	$\leq 205$	$\leq 265$

上記表 3. 5 において、

$f_y$  : 降伏応力 (限界限界)

$f_u$  : 引張強度

$\sigma_k, \sigma_d$  : 座屈問題に対する限界応力

$\tau_R$  : せん断限界応力

$\tau_y$  : せん断降伏応力 (限界応力)

板厚が 40 mm を超える場合、表 3. 6 (表 16 a)、表 3. 7 (表 16 b) に与えられている限界応力を用いるものとする。

表 3. 6 (表 16 a)

Tableau 16a Caractéristiques mécaniques des nuances d'acier les plus couramment utilisées (à l'état de livraison, exigences conformes à la norme EN 10 025)

ACIERS Nuances Désignations abrégées (1) (8)  Groupe de qualité I	Limite d'élasticité minimale (2) en N/mm <sup>2</sup> pour les épaisseurs nominales en mm								Résistance minimale à la traction (3) en N/mm <sup>2</sup> pour les épaisseurs nominales en mm				Résilience en Joule (4) (11) pour les épaisseurs nominales en mm  à temp. °C		
	<16	>16 <40	>40 <63	>63 <80	>80 <100	>100 <150	>150 <200	>200	<3	>3 <100	>100 <150	>150	>10	>150	
Fe E 235-B (5)												20	27	23	
Fe E 235-C	235	225	215	215	215	195	185	175	360	340	340	320	0	27	23
Fe E 235-D													-20	27	23
Fe E 275-B (5)(7)													20	27	23
Fe E 275-C (7)	275	265	255	245	235	225	215	205	430	410	400	380	0	27	23
Fe E 275-D (7)													-20	27	23
Fe E 355-B (5)(6)													20	27	23
Fe E 355-C	355	345	335	325	315	295	285	275	510	490	470	450	0	27	23
Fe E 355-D													-20	27	
Fe E 355-DD													-20	40	

Les désignations abrégées «européennes» ne sont pas encore fixées de façon définitive au moment de l'impression de la présente norme (voir note 8).

表 3. 7 (表 16 b)

Tableau 16b Caractéristiques mécaniques des aciers à grain fin (exigences extraites de la norme EN 10 113)

ACIERS A GRAIN FIN Nuances (8)	Limite d'élasticité minimale en N/mm <sup>2</sup> pour les épaisseurs nominales en mm					Résistance minimale à la traction (4) en N/mm <sup>2</sup>	Position de l'éprou- vette (10)	Résilience en Jouté (11) Température d'essai en °C						
	> 16 ≤ 18	> 40 ≤ 40	> 63 ≤ 63	> 80 ≤ 80	> 100 ≤ 100			+ 20 ± 0	- 10	- 20	- 30	- 40	- 50	
Fe E 460 KGN	460	440	430	410	400	550	/ t	55	47	43	40	-	-	-
Fe E 460 KTN (9)							/ t	63	55	51	47	40	31	27
								40	34	30	27	23	20	16

なお、引張強度の 85% を超える降伏応力は、決して用いてはいけない。

$$(f_y \leq 0.85 f_u)$$

$f_y$  : 降伏応力

$f_u$  : 引張強度

- 3 25 安定性
- 3 251 構造物の全体座屈
- 3 252 中心圧縮部材の座屈
- 3 253 圧縮と曲げを受ける部材
- 3 254 曲げを受ける横ねじれ座屈
- 3 255 座屈 (板座屈)

圧縮を受ける板要素の抵抗

- 3 255 1

方法EER (表3. 2) は、表3. 4 (表3c) の条件を満たさない薄肉構造要素に使われる。  
 この場合、その断面の最終耐荷力は、有効断面? (section reduite) (全断面? (section dimensionnement))  
 用のナンバー3 255に従った弾性の計算によって決定される。

表3. 2および表3. 9 (表7) 参照

- 3 255 2

圧縮を受ける板要素の幅  $b_c$  の有効幅  $b_{ef}$  は次式による。

ここで、を示す。

幅厚比パラメータ  $\bar{\lambda}_B$  が 0.9 を超えた場合、圧縮部分の幅  $b_c$  は、有効幅  $b_{ef}$  に低減するものとする。

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{CrB}}} > 0.9 \text{ の場合} \quad \frac{b_{ef}}{b_c} = \frac{0.9}{\bar{\lambda}_B} \quad \text{-----} \quad (25)$$

$b_c$  : ウェブの圧縮部分の幅

$\bar{\lambda}_B$  : ウェブの幅厚比パラメータ

$\sigma_{CrB}$  : 板要素の限界弾性座屈応力、式 (26) による。

Caisson (箱) 断面に対しては、第4 25 3 項を適用する。

- 3 255 3

平板の幅厚比パラメータ  $\bar{\lambda}_B$  が 0.9 以下の場合、EE 計算方法の表3. 4 (表3c) の条件を満たす。  
 この事実は幅厚比パラメータが弾性限界 (降伏応力)  $f_y$  まで弾性分布で示されるときに座屈によって影響  
 されない。  $\lambda_B=0.9$  に一致する、限界幅厚比は表3. 9 (表7) に与えられる。

圧縮を受ける要素の幅厚比パラメータ  $\bar{\lambda}_B$  が 0.9 を超えなければ全断面が降伏応力まで抵抗すると考える  
 ことができる。(幅厚比パラメータ  $\bar{\lambda}_B$  は、日本での座屈パラメータ R に相当する)

$$\bar{\lambda}_B = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{CrB}}} \leq 0.9 \text{ の場合} \quad \frac{b_{ef}}{b_c} = 1$$

- 3 255 4

板要素の幅  $b$  は、その要素の中央面と隣接要素の中央面との理論上の交点により与えられる。

- 3 255 5

全周に沿って支持される板要素の有効幅  $b_{ef}$  は、圧縮を受ける部分の両側に等しく分布させることがで  
 きる。

表 3.9 (表 7) は、定式 (2.5) のいくつかの適用例を与える。

3 2 5 5 6

垂直応力を受ける板厚  $t$  の要素に対する限界弾性座屈応力  $\sigma_{crB}$  は、弾性材料に関する線形板座屈理論に基づき次式であたえられる。

$$\sigma_{crB} = k \cdot \sigma_E$$

$$\text{ここに、} \sigma_E = \frac{\pi^2}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \approx 0.9E \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (2.6)$$

$k$  : 座屈係数

$E, \nu$  : 5.2.2.1 参照

$t$  : 部材の板厚

$b$  : 部材の幅

座屈係数  $k$  は、板の長さ  $a$  と板幅  $b$  との比、支持条件及び荷重状態に関する。

表 3.8 (表 6) は、各種の支持条件と荷重状態に対する座屈係数の最小値  $k_{min}$  を示す。

より好ましい支持条件と判定できない場合には、板の支持条件は、自由あるいは単純支持として取り扱うものとする。

表 3.8 (表 6)

Tableau 6 Coefficients de voilement  $k_{min}$  (exemples)

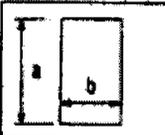
	Conditions de bord							
								
	4.00	6.97	5.41	5.41	1.28	1.28	0.426	0.426
	7.81	13.54	11.73	9.54	5.91	1.608	1.702	0.567
	23.90	39.52	39.52	23.94		2.134		0.851
	$k_{min} \approx 16 / [\sqrt{(1 + \psi)^2 + 0.112(1 - \psi)^2} + (1 + \psi)]$ , valable pour 							

表3. 9 (表7) 有効幅  $b_{ef}$  (EER法) と限界幅厚比  $b/t$  (EE法) の例

直下の表は訳者記入

ウェブ全断面	ウェブ支持条件と荷重	低減されたウェブ断面	有効幅 $b_{ef}$ $b_{ef} = \frac{0.9}{\lambda_B} \cdot b_c$	$f_y$ に対する限界幅厚比 $b/t$ (上段) 有効幅 $b_{ef}$ (下段)
--------	------------	------------	--	---

Tableau 7 Exemples de largeurs efficaces  $b_{ef}$  (méthode EER) et d'élancements limites  $b/t$  (méthode EE)

Section complète de l'élément plan	Hypothèse d'appui et de sollicitation de l'élément plan	Section réduite de l'élément plan	Largeur efficace $b_{ef}$ $b_{ef} = \frac{0.9}{\lambda_B} \cdot b_c$	Élancement limite $b/t$ de l'élément plan pour $f_y$ Largeur efficace $b_{ef}$			
				Fe E 235	Fe E 275	Fe E 355	Fe E 460
			$(k = 0.426)$ $(b_c = b)$ $b_{ef} = 0.56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot t$	17	15	14	12
			$(k = 4)$ $(b_c = b)$ $b_{ef} = 1.71 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot t$	51	47	42	37
			$(k = 7.81)$ $(b_c = b)$ $b_{ef} = 2.4 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot t$	72	66	58	51
			$(k = 23.9)$ $(b_c = b/2)$ $b_{ef} = 2.1 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot t$	126	116	102	90
			$(k = 39.5)$ $(b_c = b/2)$ $b_{ef} = 2.69 \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cdot t$	161	149	131	115

最下段の合成桁にて

1. 座屈係数  $k = 39.5$  (一辺固定, 三辺単純支持)

2. 限界幅厚比  $b/t = 131$  (FeE 355 : 合成桁)

を読み取れる.

3 0 7 使用性の照査（使用性の必須条件）

3 0 7 1 一般

3 0 7 2 変形

3 0 7 3 振動

3 0 7 4 摩擦接合

3 0 8 疲労照査

3 0 8 2 3

静的な作用が支配的でないプレートガーダーの場合，無補剛板の幅厚比は，3 111 6 に従って制限されるものとする。

4 2 プレートガーダー

4 2 1 曲げ抵抗

一般

4 2 1 1 プレートガーダーの曲げ抵抗

一般的に，プレートガーダーに EER 計算法を使用する。すなわち，その終局曲げ耐荷力  $M_R$  は抵抗断面（有効幅）で決まる。ただし，不静定系の内力の計算には，全断面を用いるものとする。

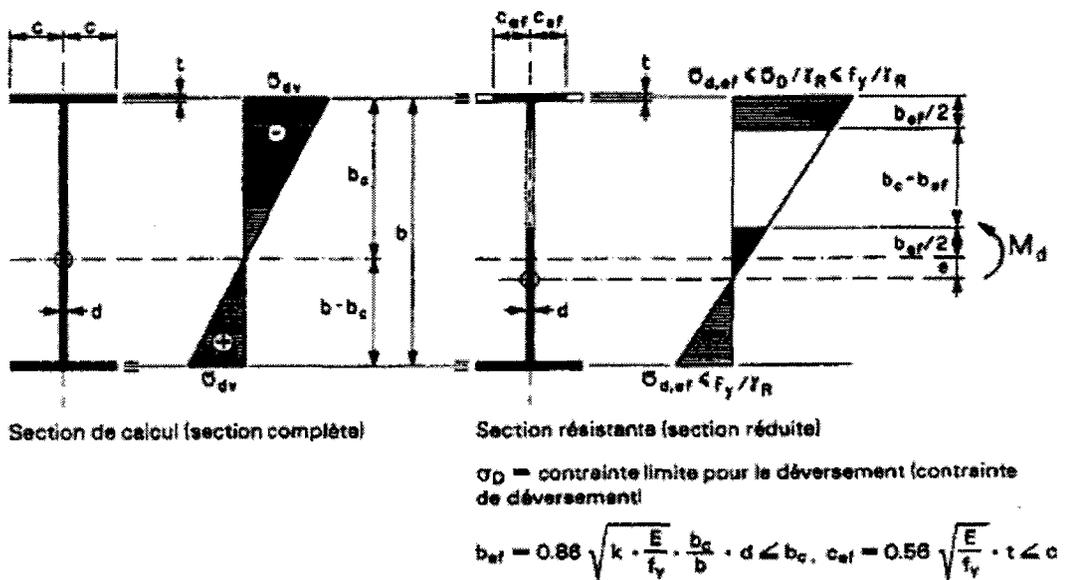


Figure 24 Section de calcul et section résistante d'une poutre composée à âme pleine

図 3. 3 (図 24) 断面計算とプレートガーダーの抵抗（有効）断面  
計算断面（全断面） 抵抗断面（有効断面）

$\sigma_D$  = 横ねじれ座屈応力

$\sigma_{d, ef}$  = 設計曲げ応力度

慣性モーメント，および有効断面の抵抗モーメントは材料の通常の抵抗則によって決定される。

4 2 1 2

動的な作用力が卓越するとき、無補剛ウェブパネルの幅厚比は、ウェブとフランジや補剛材との溶接部の疲労クラックを避けるために制限するものとする。この疲労クラックは、ウェブの繰り返し座屈によって起こり得るものである。したがって、ウェブパネルの圧縮領域の最大寸法は、どの方向にとってもウェブ厚さの 100 倍を超えないものとする。

3 1 1 2 せん断強度

3 1 1 2 3

桁端部と垂直補剛材が 3 114 に定められたように計画されているならば、限界せん断応力  $\tau_u$  は、次に示す公式で計算してもよい。ここに…

… 垂直補剛材間隔がウェブの高さの 3 倍をこえるとき、また特に垂直補剛材がない場合、次の式で  $\alpha = 3$  として良い。

$$\tau_{cr} \leq \tau_f = \frac{\sigma_f}{\sqrt{3}} \quad \text{に対して} \quad \tau_u = \tau_{cr} + \tau_\sigma = \tau_{cr} + \frac{\sqrt{3} \times (\tau_f - \tau_{cr})}{2\sqrt{1 + \alpha^2}}$$

バスラーの式と同じ

$$\tau_{cr} > \tau_f = \frac{\sigma_f}{\sqrt{3}} \quad \text{に対して} \quad \tau_u = \tau_{cr} \leq \frac{2}{3} \sigma_f$$

3 1 1 3 曲げとせん断の相関

3 1 1 4 2 垂直補剛材

a) 表 3. 9 の限界幅厚比を守るものとする.

b)

c) 腹板の中立面に関する補剛材の断面 2 次モーメントは  $(b/50)^4$  を下回ってはならない

4 2 5 特例

4 2 5 1 ハイブリッドガーダー

4 2 5 2 水平補剛されたガーダー

4 2 5 3 ボックスガーダー

5 2 2 計算の値

5 22 Valeurs de calcul

5 22 1 On admettra dans les calculs les valeurs suivantes des propriétés physiques, valables aux températures usuelles:

Masse volumique	$\rho = 8000 \text{ kg/m}^3$	(larges plats et tôles)
	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	(autres produits en acier)
Charge volumique	$\gamma = 80 \text{ kN/m}^3$	(larges plats et tôles)
	$\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$	(autres produits en acier)
Module d'élasticité	$E = 210 \text{ kN/mm}^2$	(pour traction, compression, flexion)
Module de glissement	$G = 81 \text{ kN/mm}^2$	
Coefficient de contraction latérale	$\nu = 0.3$	
Coefficient de dilatation thermique	$\alpha_T = 10^{-5} \text{ K}^{-1}$	( $= 10^{-5}/^\circ\text{C}$ )

Pour des calculs plus précis, la valeur suivante du coefficient de dilatation peut être utilisée:  
 $\alpha_T = (11.2 + 0.01 T) \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$ , valable pour  $-100^\circ\text{C} \leq T \leq 700^\circ\text{C}$ .

3. 3 道示, 千鳥の沢式との比較

表 3.10 各設計基準の比較

	SIA 基準	道示	千鳥の沢
設計法	限界状態設計法	許容応力度設計法	許容応力度設計法
安全率	1. 6	1. 7	1. 7
圧縮を受ける板の制限板厚比	合成桁の記述有り 一辺固定, 三辺単純支持	四辺単純支持	四辺単純支持



4. 1. 3 荷重載荷図

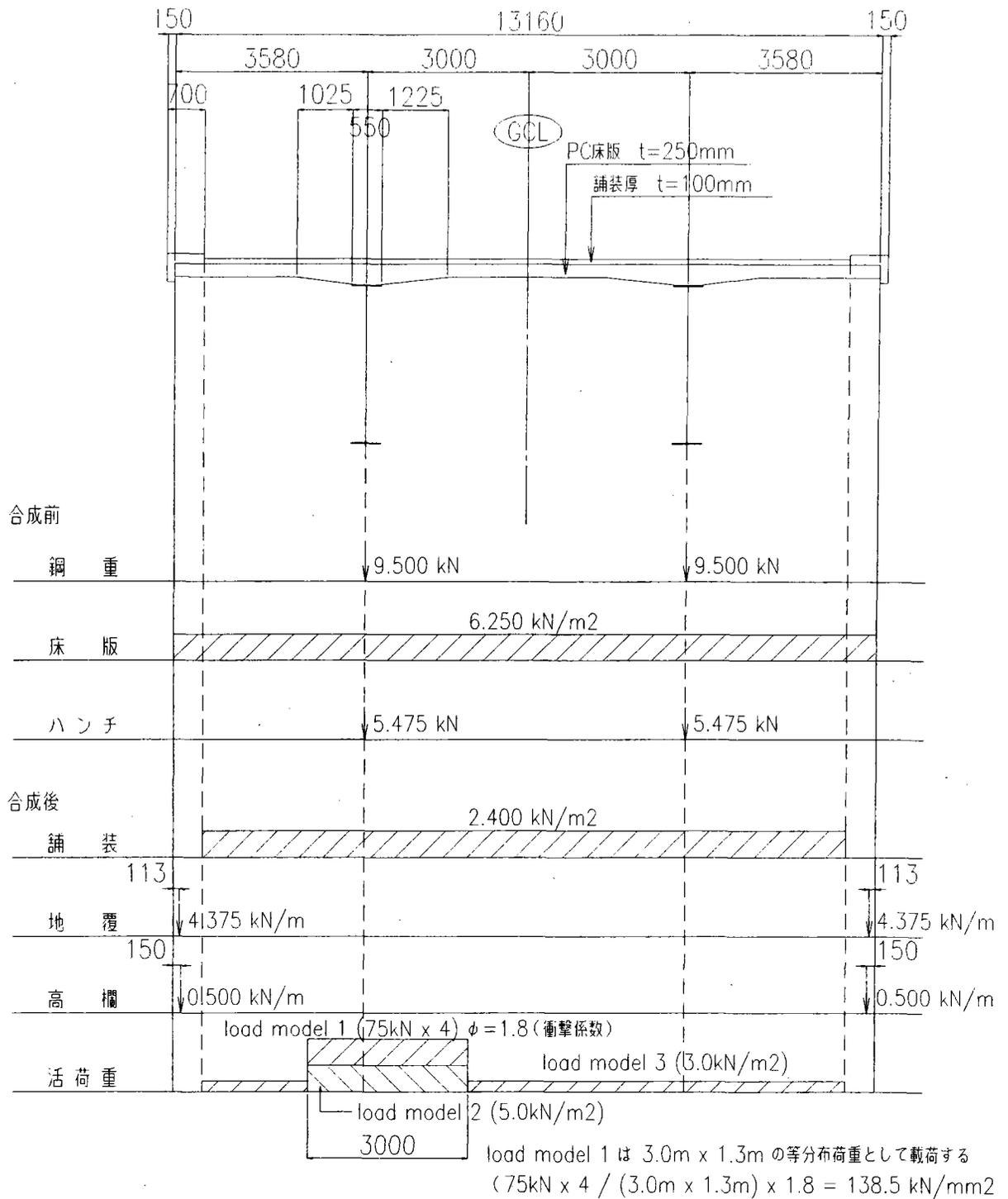


図 4. 2 荷重載荷図

#### 4. 1. 4 骨組図

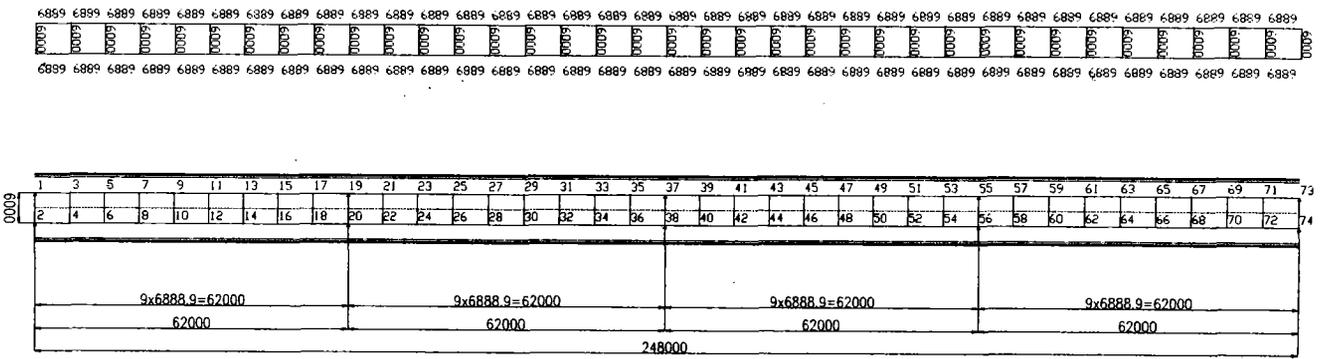


図 4. 3 解析骨組図

#### 4. 1. 5 解析結果及び比較

Sia 活荷重と道示のB活荷重を本試設計モデルに載荷した結果を以下(表4. 1, 4. 2)に示す。これより曲げモーメント, 支点反力共に Sia の方が大きな値となっているが5%以内であり, さほど大きな差は見られないことが分かる。また道示 I 図一解 2. 1. 6 (図4. 4)により支間60m付近は Sia の方がB活荷重より大きくなる方向に変化する支間であり, 傾向は一致していると考えられる。

比較対象の Vaux 橋が Sia 荷重で設計されているので, 試設計では Sia の活荷重を載荷して行う。

##### a.活荷重断面力比較

##### 1) 曲げモーメント

表4. 1 曲げモーメント結果

曲げモーメント (kN・m)	(kN・m)			平均
	A1	支間部	P1	
①S I A		19756	-16421	16495
②B活荷重		18912	-15812	15659
①/②		1.04	1.04	1.05

##### 2) 反力

表4. 2 反力結果

反力 (kN)	(kN)		
	A1	P1	平均
①S I A	1593	2921	
②B活荷重	1530	2838	
①/②	1.04	1.03	1.04

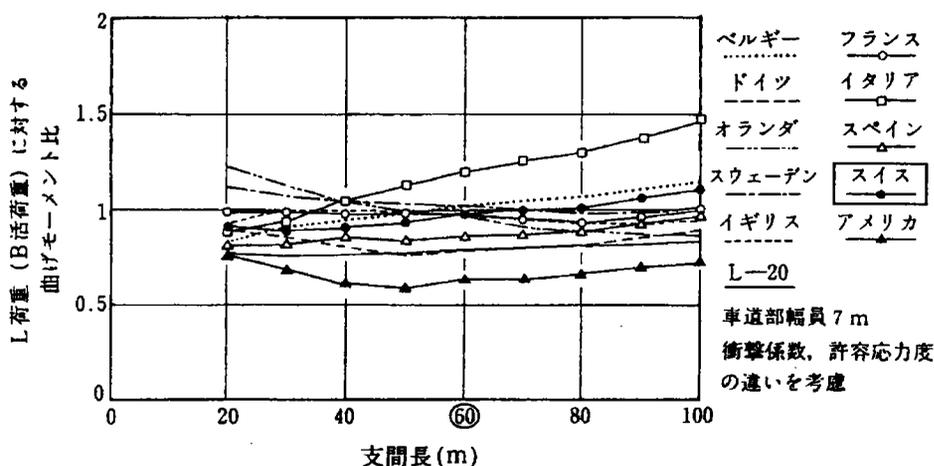


図4. 4 各国の活荷重による設計曲げモーメントとの比較

b. 断面力图

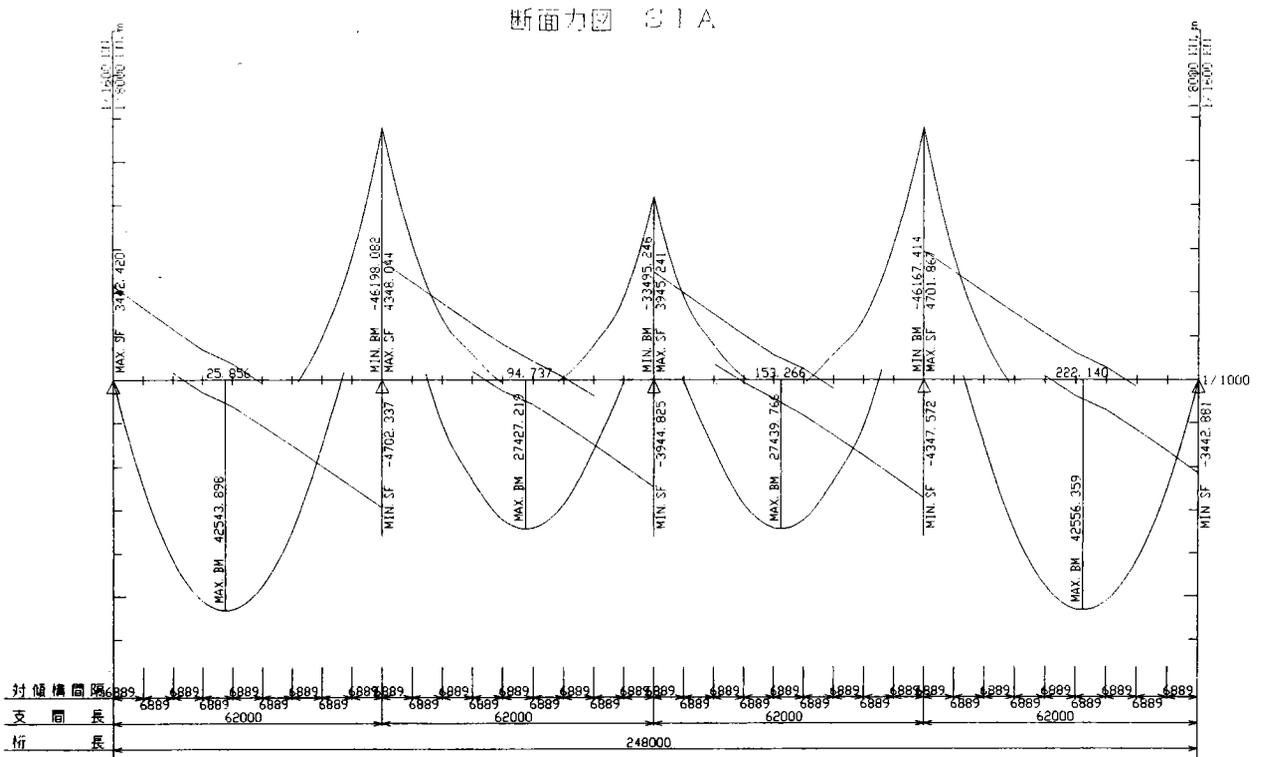


图 4. 5 sia 活荷重

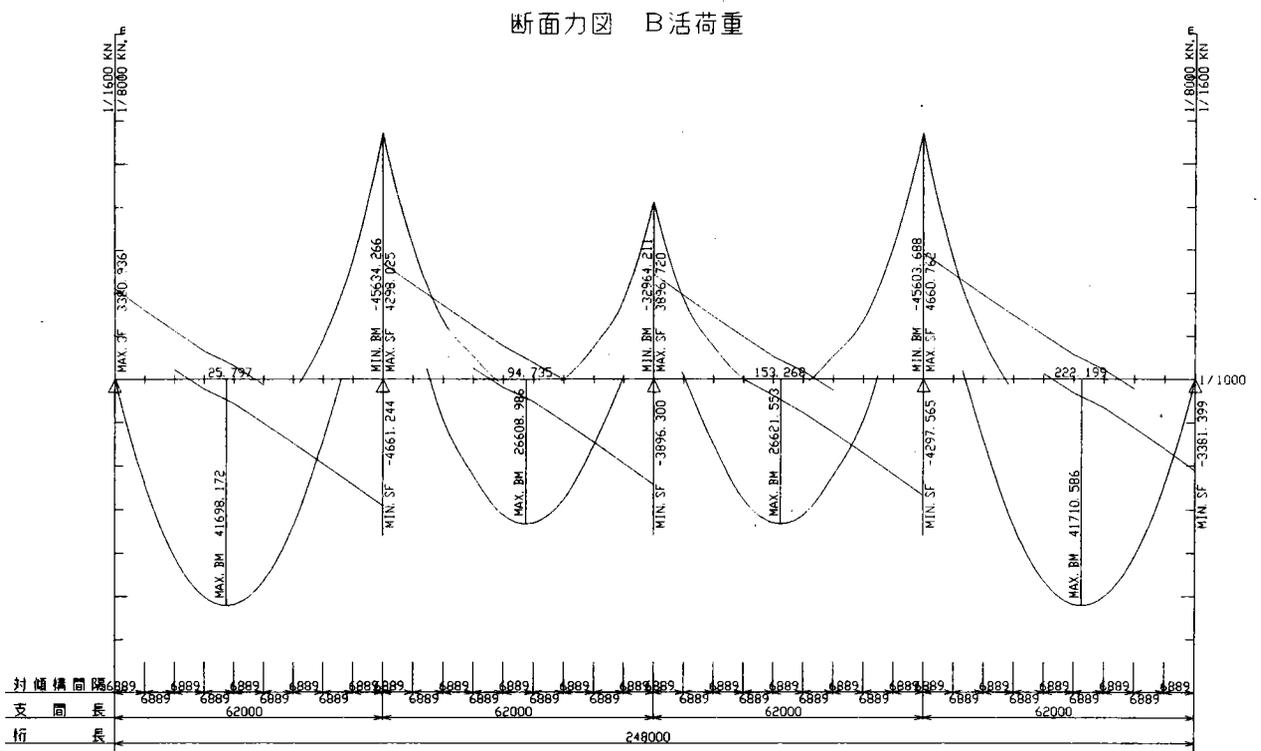


图 4. 6 B活荷重

## 4. 2 断面設計

### 4. 2. 1 概要

#### a. 共通事項

- (1) 今回の試設計結果は山側 15 径間, 谷川 14 径間の多径間連続桁である Vaux 橋と比較するため, 解析モデルの中間支点及び近傍に着目して設計を行う。

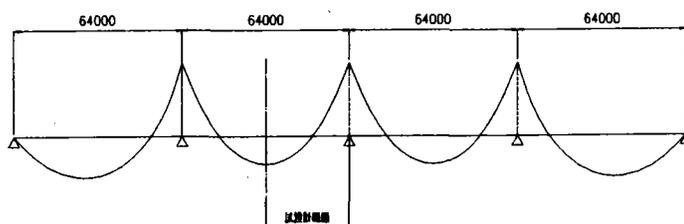


図 4. 7 試設計範囲

- (2) 断面力は Sia 活荷重を載荷した結果を用いる。
- (3) 道示式, 千鳥の沢橋式 (少主桁連続合成桁) の 2 タイプの試設計を行う。
- (4) 材質は Vaux 橋に合わせ, SM490Y 材構成とする。
- (5) 断面は 1 ブロック 1 断面とし, 最大ブロック長は国内のトラック輸送を想定して 12m 程度とする。
- (6) 連続合成桁として設計する。合成桁設計の設計要領は“PC 床版を有するプレストレスをしない連続合成桁 設計要領 (案): (社) 日本橋梁建設協会”とする。

#### b. 道示式モデルについて

- (1) 横桁間で垂直補剛材を 4 割とし, 水平補剛材は 1 段とする。
- (2) 最低ウェブ厚は道示 II 8.4 にて決定する。

$$W_{t_{\min}} = 3000/209 = 14.4\text{mm} \rightarrow 15\text{mm} \quad (\text{SM490Y 材})$$

#### c. 千鳥の沢橋式モデルについて

文献 4),8),9)を参考にして試設計を行った。主な点を以下に挙げる。

- (1) 垂直補剛材は負曲げモーメントの大きくなる中間支点部付近では道示の補剛設計方針にしたがい, アスペクト比が  $\alpha=1.5$  以下となるように横桁間を 2 分割とする。正曲げモーメントを受ける支間中央部はアスペクト比  $\alpha=3.0$  まで許容することとし, 横桁間に垂直補剛材は設けないものとする。なお, 水平補剛材は設置しないものとする。
- (2) 降伏限界幅厚比を用いて最低腹板厚を決定する。
- (3) 腹板の安全性の照査は, 各腹板パネル内の設計最大応力を対象に照査する。

#### 4. 2. 2 断面構成比較

腹板厚に着目し、水平補剛材を用いた道示式と、用いずに正曲げ部のアスペクト比を3まで許容した少補剛薄厚化設計の千鳥の沢式、Vaux式の試設計を行った。断面構成結果を表4.3に示す。これより補剛設計されている道示式は腹板厚が全体に渡って薄い。一方水平補剛材の無い千鳥の沢式、Vaux式で支点上は鋼桁部がほぼ圧縮域になり、せん断力も卓越するため厚くなっている。しかし正曲げが支配的となる支間中間部では文献4)の方法により薄厚化が可能になっている。その一方で全体的にVaux橋式の腹板の薄厚が際だっており、設計思想の相違が考えられる。

表4.3 断面構成表

		幅	支間部 厚	交番部 厚	支点部 厚
UFLG	道示式	550	17	44	90
	千鳥の沢式		30	39	81
	Vaux式		28	22	66
WEB	道示式	3000	15	17	17
	千鳥の沢式		19	20	24
	Vaux式		14	16	24
LFLG	道示式	800	41	52	82
	千鳥の沢式		35	41	74
	Vaux式		36	42	74

## § 5. 考察

主桁 1 本当たりの数量比較を図 5. 1 に示す。これより重量は Vaux 橋<道示式<千鳥の沢式となり、大型材片数は千鳥の沢式=道示式<Vaux 橋，小型材片数は千鳥の沢式=Vaux 橋<道示式という結果となっている。ここで工費比較をするため、日本の橋梁工事積算に用いられている本体加工組立工数を算出すると表 5. 1 となり、千鳥の沢式=Vaux 橋<道示式という結果を得る。よって個々の工数算定要素は異なるものの、加工工費では千鳥の沢式と Vaux 橋とではほぼ等しくなるという結果となっている。

個々の要素についてみると、鋼重比較では表 4. 3 に示すウェブ厚の影響が大きく、さらに任意の点で断面変化を行っている Vaux 橋が最小となる。一方道示式は補剛設計を行っているのでウェブ厚は薄くなるが、合理化設計を行っており、継手位置で断面変化させているので鋼重が従来の板継ぎ溶接を行う設計と比較すると大きくなる。千鳥の沢式は少補剛薄厚化設計を行っているため、ウェブ厚が抑えられ、鋼重がある程度小さく（道示式とほぼ同じ）抑えられている。

材片数比較では千鳥の沢式が他の方法と比べ少なくなる。これは道示式では補剛設計を行っているため補剛材等の小型材片数が増え、Vaux 橋式では板継ぎ溶接を行っているため大型材片数が増えている結果と考えられる。これより千鳥の沢式は鋼重が多いが材片数は少なくなり、加工工数は Vaux 橋と変わらない結果になると考えられる。よって単純に鋼重のみに着目した場合、日本の設計基準で設計を行うと鋼重が大きくなる傾向が見られるが、材片数も含めた工数比較では海外橋梁と大きな違いはなく合理的な設計がされていると考えられる。

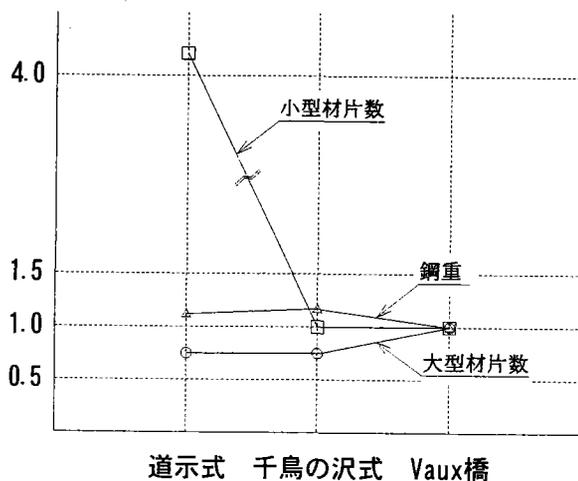


図 5. 1 数量比較

表 5. 1 加工工数比較

	加工工数	
	人	比率
道示式	128.8	1.31
千鳥の沢式	98.5	1.00
Vaux橋	98.4	1.00

最小腹板厚について

最小腹板厚（支間中央）の決定において、千鳥の沢式では、 $b/t=160$  に対して、Vaux 橋では、 $b/t=214$  と最小腹板厚（支間中央）が非常に薄いこと（表 5. 2）が分かった。そこで、この理由につき、各種海外基準も参考に比較検討を行ったので、ここに紹介する。

表 5. 2 腹板厚比較（ウェブ高：3000mm）

単位：mm				
	支点上部	交番部	支間部	水平補剛材
道示式	17	17	15	1段
千鳥ヶ沢式	24	20	19	無補剛
Vaux 橋	24	16	<u>14</u>	無補剛

支間中央部の最小腹板厚について、Vaux 橋と日本の設計例<sup>11)</sup>の比較検討を行った。ここで試設計における両者の断面応力分布の比較を行った（表 5. 3）。

ここでは、

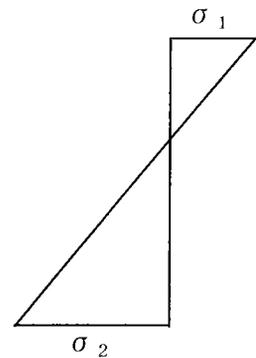
最大圧縮応力を  $\sigma_1$ （圧縮応力には負号を付ける）

最小圧縮を  $\sigma_2$

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \qquad \phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$$

表 5. 3 Vaux 橋と日本の設計例の応力分布比較（支間中央断面）

Vaux 橋	D+L	$\sigma_{su} = \sigma_1$	-116
		$\sigma_{sl} = \sigma_2$	193
		$\Psi$	-1.7
		$\phi$	2.7
	D+L+CR+SH	$\sigma_{su} = \sigma_1$	-152
		$\sigma_{sl} = \sigma_2$	202
		$\Psi$	-1.3
		$\phi$	2.3
日本の設計例	D+L	$\sigma_{su} = \sigma_1$	-154
		$\sigma_{sl} = \sigma_2$	208
		$\Psi$	-1.4
		$\phi$	2.4
	D+L+CR+SH	$\sigma_{su} = \sigma_1$	-181
		$\sigma_{sl} = \sigma_2$	205
		$\Psi$	-1.1
		$\phi$	2.1



ここで、D:死荷重、L:活荷重、CR:クリープ、SH:乾燥収縮

支間中央の断面ではあるが、応力勾配  $\psi = -1.1 \sim -1.7$  の範囲にすることが確認できる。

表 5. 3 より、両者とも合成桁腹板の応力状態（支間中央）は、中立軸が上方にあり、純曲げ+引張りの状態であるといえる。よって現状の座屈照査の範囲では、座屈パラメータ（R）、あるいは、座屈パラメータ式、または、座屈係数（k）、を変えなければ、両者の最小腹板厚を等しくするのは困難であることが分かる。

ここに、各国の設計思想の相違が存在している。

そこで、主に以下 A)～C) に示すケースにつき、概略計算にて試算を行い、Vaux 橋の腹板幅厚比  $b/t=214$  の根拠を探ってみた。その結果 C) の AASHTO/LRFD の Q FORMULA を用いると  $b/t=214$  となることが分かった。よって、Vaux 橋は AASHTO/LRFD の基準に近い考え方で設計されていると推定される。

#### A) 座屈パラメータと (Rw) と座屈係数 (kw) の変更

座屈パラメータ (Rw) と座屈係数 (kw) の比較と、それにより計算された腹板幅厚比を表 5.4 にまとめる。これより各設計手法により採用している値が異なり、千鳥の沢式で最も大きい値となっている。ここで仮に千鳥の沢式の座屈係数 (kw) を 23.9 (4 辺単純支持) → 39.5 (1 辺固定 3 辺単純支持) とすると  $b/t=203$  を得る。よって、Vaux 橋は千鳥の沢式よりも大胆な仮定をして設計をしていると考えられる。

表 5.4 座屈パラメータと座屈係数の比較

	座屈パラメータ (Rw)	座屈係数 (kw)	$b/t^*$
道示 (非合成)	1.1	23.9	124
SIA161 (合成) : 1979 年	0.9	39.5	131
千鳥の沢式	1.4	23.9	158

ここで  $b/t$  は水平補剛材が無く、SM490Y 材での計算値

#### B) 道示の規定から安全率を消去

道示では座屈安全率を  $\nu_B (\geq 1.25)$  として考慮している。この安全率は基準により異なると考え、安全率を消去した値を算出した。しかし、座屈係数 (kw) を 39.5 としても SM490Y 材で  $b/t=182$  が最大となり、Vaux 橋の幅厚比の説明にはならない。

#### C) AASHTO/LRFD (Q FORMULA) の使用

AASHTO/LRFD では大きくはコンパクト断面とノンコンパクト断面で区分されているが、両者の断面の中間的な断面として、曲げ強度の算出に Q FORMULA を適用する断面もある。この Q FORMULA を適用する条件式の一つに以下のウェブ幅厚比の式がある。この条件式を Vaux 橋の D+L の応力分布で適用すると  $b/t=214$  を得る。しかし、D+L+CR+SH の応力分布では  $b/t=187$  であり、全てこれで説明できるわけではない。

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

ここに、 $D_{cp}$ : 塑性モーメントにおけるウェブの圧縮高さ、 $t_w$ : ウェブ厚、 $E$ : ヤング率、 $F_{yc}$ : 圧縮フランジの規格最小降伏強度である。

なお、座屈係数 (kw) については A) の考察により、座屈係数を大きくすると  $b/t$  が大きくなる関係がある。Eurocode にはここで考慮した 39.5 (1 辺固定 3 辺単純支持) よりも大きな値を正曲げ部 ( $-2 < \psi < -1$  の範囲) に規定しており、表 5. 5、表 5. 6 に規定と計算値をそれぞれ示す。

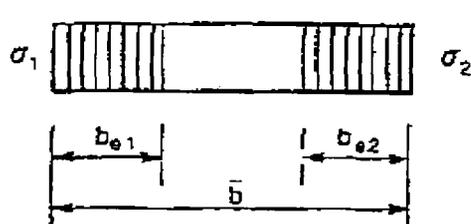
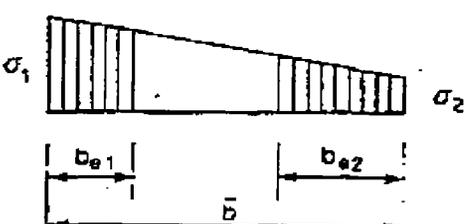
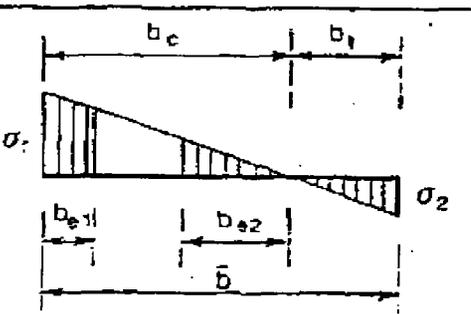
Table 5.3.2 Internal compression elements						
Stress distribution (compression positive)	Effective width $b_{eff}$					
	$\psi = 1 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0.5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.5 b_{eff}$					
	$1 > \psi \geq 0 :$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2 b_{eff}}{5 - \psi}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$					
	$\psi < 0 :$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0.4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0.6 b_{eff}$					
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	$1$	$1 > \psi > 0$	$0$	$0 > \psi > -1$	$-1$	$-1 > \psi > -2$
Buckling factor $k_\sigma$	4.0	$\frac{8.2}{1.05 + \psi}$	7.81	$7.81 - 6.29\psi + 9.78\psi^2$	23.9	$5.98(1 - \psi)^2$
Alternatively, for $1 \geq \psi \geq -1$ :						
$k_\sigma = \frac{16}{[(1 - \psi)^2 + 0.112(1 - \psi)^2]^{0.5} + (1 + \psi)}$						

表5. 6 応力勾配と座屈係数：前表 5.5 Eurocode (ENV1993-1.1) <sup>12)</sup>の計算結果

$k_\sigma = 5.98 \times (1 - \psi)^2$  :  $-1 > \psi > -2$  の区間に着目

	$\psi$	$\phi = 1 - \psi$	DIN4114		Eurocode1993-1-1 General rules 有効幅公式の概念有り	
				$\alpha \geq 1.00$		
純圧縮	1	0	4.00	$\alpha \geq 1.00$	4.00	
	0.8	0.2	4.42	$\alpha \geq 1.00$	4.43	
	0.6	0.4	4.94	$\alpha \geq 1.00$	4.97	
	0.4	0.6	5.60	$\alpha \geq 1.00$	5.66	
	0.2	0.8	6.46	$\alpha \geq 1.00$	6.56	
	0	1	7.64		7.81	
	-0.2	1.2	10.65		9.46	
	-0.4	1.4	14.36		11.89	
	-0.6	1.6	18.66		15.10	
	-0.8	1.8	23.12		19.10	
純曲げ	-1	2	23.90	$\alpha \geq 2/3$	23.90	
	-1.2	2.2	23.90	$\alpha \geq 2/3$	28.94	
	-1.4	2.4	23.90	$\alpha \geq 2/3$	34.44	
	-1.6	2.6	23.90	$\alpha \geq 2/3$	40.42	
	-1.8	2.8	23.90	$\alpha \geq 2/3$	46.88	
	-2	3	23.90	$\alpha \geq 2/3$	53.82	
	合成桁 純曲げ+引張					

Eurocode では、 $\psi < -1$  ( $\phi > 2$ ) の曲げ+引張の場合の座屈係数を規定しているのが特色である。以下にて、文献 13),14)を参考にその座屈係数値の推定をを行った。

単純に支持した1辺がそれぞれ a, bなる長方形板の辺  $x=0, y=0$  において板の中央面内に

$$N_x = N_0 \left( 1 - \phi \frac{y}{b} \right)$$

なる大きさの力が働く場合を考える。このときの座屈荷重をエネルギー法により求める。

$N_0$ の座屈値を求める式は次式が有名である。

$$(N_0)_{cr} = \frac{\pi^4 D \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a^2_{mn} \left( \frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2}{\sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a^2_{mn} \frac{m^2 \pi^2}{a^2} - \frac{\phi}{2} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{m^2 \pi^2}{a^2} \left[ \sum_{n=1}^{\infty} a^2_{mn} - \frac{32}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \sum_i \frac{a_{mn} a_{mi} n i}{(n^2 - i^2)^2} \right]}$$

の最小値として求める。ここで、i に対しては、 $n \pm i$  が奇数であるような数だけ取る。

第4近似値までを定式化すると、以下のように表すことができる。

$$\left[ \left( 1 + \frac{1}{m^2} \frac{a^2}{b^2} \right)^2 - \frac{k}{m^2} \frac{a^2}{b^2} \left( 1 - \frac{\phi}{2} \right) \right] a_{m1} - \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k}{\pi^2} \frac{a^2}{b^2} \frac{2}{9} \right) a_{m2} + (0) a_{m3} - \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k}{\pi^2} \frac{a^2}{b^2} \frac{4}{225} \right) a_{m4} = 0$$

$$- \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k}{\pi^2} \frac{a^2}{b^2} \frac{2}{9} \right) a_{m1} + \left[ \left( 1 + \frac{4}{m^2} \frac{a^2}{b^2} \right)^2 - \frac{k}{m^2} \frac{a^2}{b^2} \left( 1 - \frac{\phi}{2} \right) \right] a_{m2} - \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k}{\pi^2} \frac{a^2}{b^2} \frac{6}{25} \right) a_{m3} - (0) a_{m4} = 0$$

$$(0)a_{m1} - \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k a^2}{\pi^2 b^2} \frac{6}{25} \right) a_{m2} + \left[ \left( 1 + \frac{9 a^2}{m^2 b^2} \right)^2 - \frac{k a^2}{m^2 b^2} \left( 1 - \frac{\phi}{2} \right) \right] a_{m3} - \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k a^2}{\pi^2 b^2} \frac{12}{49} \right) a_{m4} = 0$$

$$- \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k a^2}{\pi^2 b^2} \frac{4}{225} \right) a_{m1} + (0)a_{m2} - \left( \frac{8}{m^2} \phi \frac{k a^2}{\pi^2 b^2} \frac{12}{49} \right) a_{m3} + \left[ \left( 1 + \frac{16 a^2}{m^2 b^2} \right)^2 - \frac{k a^2}{m^2 b^2} \left( 1 - \frac{\phi}{2} \right) \right] a_{m4} = 0$$

上式の固有値問題を、 $a/b$ 、 $\phi$ 、 $m$ をパラメトリックに解いた結果を表5.7に示す。

これより Eurocode<sup>12)</sup> とほぼ一致しているのが分かる。

表5.7 線形座屈係数と応力勾配 (Eurocode<sup>12)</sup> との比較)

$\phi$	$\psi$	$a/b$						Eurocode <sup>12)</sup>
		0.4	0.5	0.6	0.667	0.75	0.8	
3.000	-2.000	55.14	54.88	58.28	58.86(2)	56.09(2)	55.14(2)	53.82
2.800	-1.800	48.47	47.18	49.11	51.59	49.59(2)	48.50(2)	46.88
2.600	-1.600	42.67	40.54	41.29	42.82	43.91(2)	42.66(2)	40.42
2.400	-1.400	37.60	34.80	34.62	35.41	38.93(2)	37.57(2)	34.44
2.200	-1.200	33.09	29.84	28.95	29.15	34.51(2)	33.09(2)	28.94
2.000	-1.000	29.12	25.60	24.13	23.89	24.11	24.47	23.90
1.333	-0.333	19.14	15.12	13.00	12.15	11.49	11.24	10.99
1.000	0.000	15.19	11.64	9.75	8.98	8.37	8.13	7.81
0.800	0.200	13.32	10.06	8.35	7.66	7.11	6.90	6.56
0.666	0.334	12.23	9.19	7.59	6.95	6.45	6.25	5.92
0.000	1.000	8.41	6.25	5.14	4.69	4.34	4.20	4.00

$\phi$	$\psi$	$a/b$						Eurocode <sup>12)</sup>
		0.9	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	
3.000	-2.000	54.42(2)	54.88(2)	54.88(3)	54.88(4)	54.75(6)	54.57(7)	53.82
2.800	-1.800	47.30(2)	47.18(2)	49.59(3)	47.18(4)	47.18(5)	47.18(6)	46.88
2.600	-1.600	41.13(2)	40.54(2)	40.54(3)	40.54(4)	40.54(5)	40.54(6)	40.42
2.400	-1.400	35.75(2)	34.80(2)	34.80(3)	34.80(4)	34.80(5)	34.63(5)	34.44
2.200	-1.200	31.06(2)	29.83(2)	29.84(3)	29.15(3)	28.97(4)	28.95(5)	28.94
2.000	-1.000	25.58	25.54(2)	24.12(2)	23.89(3)	23.99(4)	24.12(4)	23.90
1.333	-0.333	11.00	11.01	13.31	11.00(2)	11.12(3)	11.00(3)	10.99
1.000	0.000	7.87	7.81	9.25	7.82(2)	8.02(3)	7.82(3)	7.81
0.800	0.200	6.66	6.59	7.77	6.60(2)	6.80(3)	6.60(3)	6.56
0.666	0.334	6.02	5.96	7.01	5.96(2)	6.15(3)	6.00(3)	5.92
0.000	1.000	4.04	4.00	4.69	4.00(2)	4.14(3)	4.00(3)	4.00

注：( ) 内数値はx軸 (a軸) の半波数を示す。無印は1波 (m=1) の場合。

太字,太枠は、手計算した部分を示す (第4近似値まで使用)。

6.1 Des Vaux 橋断面抜粋

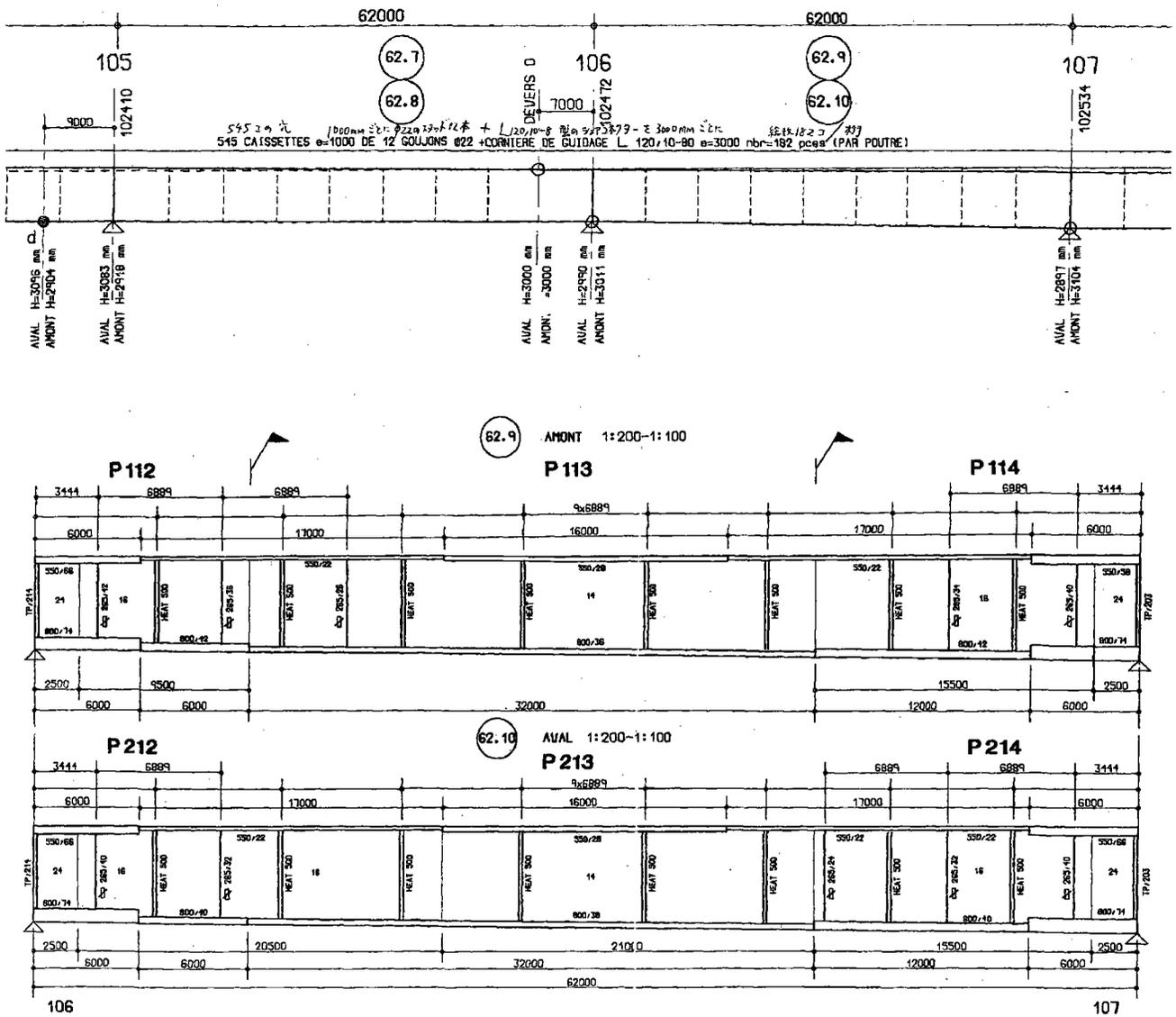


図 6.1 Des Vaux 橋断面構成図



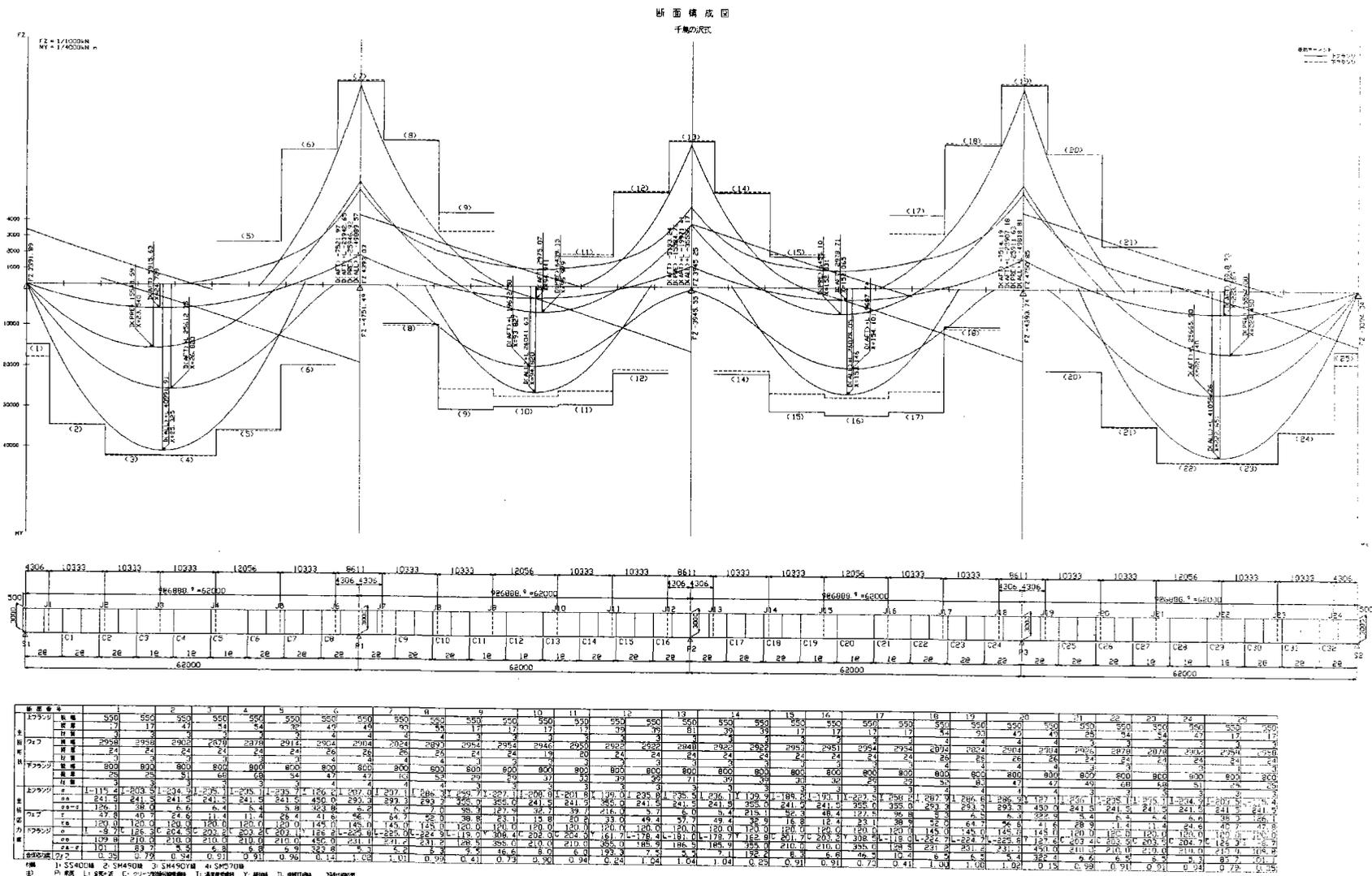


図 6. 3 千島の沢式断面構成図

### 6. 3 参考文献

- 1) Jean-Paul Lebet : スイスにおける合成桁橋, 橋梁と基礎, pp. 37-46, 2000 年 3 月
- 2) Launching of the Vaux Viaduct : Structural Engineering International, pp. 16~17, 2000. 1
- 3) Launch pad : Bridge design & engineering Fourth Quarter 1998
- 4) 八部順一, 磯部暁ら : 連続合成桁腹板の少補剛設計法に関する研究, 川崎重工技報 137 号, pp. 84~89, 1998. 4
- 5) 社団法人 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 I, II, 1996. 12
- 6) Sia standard 1989 Edition : Actions on structures, Swiss Society of Engineers and Architects
- 7) (社) 建設コンサルタンツ協会 近畿支部 : Sia161 鋼構造 (1979 年) (長大鋼橋研究委員会訳) 平成元年 3 月
- 8) 西村宣男, 秋山寿行, 松村達夫 : 曲げを受ける I 断面はりおよびプレートガーターの強度設計法の一提案, 構造工学論文集 Vol139A, pp. 165~174, 1993. 3
- 9) 西村宣男, 大崎史淳, 長谷川徹雄 : 曲げを受ける鋼 I 形断面の局部座屈強度と限界幅厚比に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol137A, pp. 135~144, 1991. 3
- 10) Sia161 Norme Edition de 1990 Constructions metalliques (仏語)
- 11) 社団法人 日本橋梁建設協会 : 連続合成 2 主桁橋の設計例と解説, 2001 年 7 月
- 12) ENV1993-1-1 : General rules and rules of buildings, P79, 1992
- 13) コロナ社 : 座屈理論, チモシェンコ著, P240, 1971 年 10 月
- 14) コロナ社 : 変分法, 応用数学講座第 13 巻, 社林 毅, 村 外志夫 共著, P145, 1958 年