

# 安治川橋梁主桁（偏平多室箱桁）の設計法

大阪第三建設部 設計課 福岡 悟  
 同部 同課 林 秀侃  
 同部 同課 西岡 敬治

## まえがき

安治川橋梁は、現在湾岸線（Ⅲ期）の一部としてその下部工事が進められている。また、上部工についても昭和56年度までに概略設計を終り、現在詳細設計が進行中である。

本橋の上部工形式は、まず昭和48年度に架設地点の立地条件を考慮して、アーチ橋、トラス橋、斜張橋を対象として比較を行った。その結果、斜張橋が、鋼重が最も少なく経済性の面で有利であり、また美観にもすぐれている。<sup>1)</sup>したがって、昭和49年度以降は斜張橋の技術的な検討を主に、予備設計および各種実験を行った。そして、これらの成果<sup>2)</sup>をもとに決定された安治川橋梁の一般形状を図-1に示す。

上部工の構造形式については、既に雑誌等で紹介されているが、<sup>3)</sup>主桁としては偏平六角形の4室箱桁で設計している。

これは一般に斜張橋はフレキシブルな構造であり、風の動的作用により振動を誘発しやすい。とりわけ本橋の場合、架橋地点の安治川が大型船舶の主航路となっており、桁下空間が50mと非常に高く、また過去大型台風がしばしば襲来し、耐風安定性の確認が重要な問題となる。したがって本橋についても各種風洞実験を実施し、主桁形式を耐風安定性の良い偏平六角形とした。<sup>4),5),6)</sup> また、架設工法、断面構成などについての検討結果をもとに4室箱桁とした。


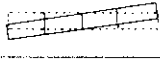

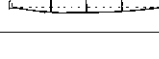
しかし、偏平多室箱桁の設計法は確立しておらず、解決されるべき問題点も残っている。

そこで本論文は、安治川橋梁主桁の設計法を中心に、模型実験ならびに計算例の結果について報告するものである。

## 1. 偏平多室箱桁の静力学特性に関する模型実験<sup>7)</sup>

前述のように偏平六角形の多室箱桁を安治川橋梁の主桁断面として採用した。ところが、この偏平多室箱桁橋は諸外国をはじめとし、わが国においても実施例がきわめて少ない。そのため、静力学挙動については、理論的にも実験的にも詳細に検討されつくされておらず、設計指針にまでまとめられた研究は少なく、わずかに I. D. W. R., B S 5400 part 3 (草案)、ならびに AASHTO などの設計基準で、偏平多室箱桁の設計法がふれられているにすぎない。したがって、偏平多室箱桁を合理的に設計するためには、表-1に示す諸点を解決することが不可欠である。

表-1 調査項目・内容

項目	調査内容	変形状態
(1) 橋軸方向の曲げ	せん断おくれ現象と有効幅のとり方	
(2) 断面のねじり	単純ねじりによるせん断応力と曲げねじりによる垂直応力	
(3) 断面変形	断面変形による垂直応力とダイアフラム内の応力	
(4) 橋断面方向の曲げ	橋軸直角方向の垂直応力	

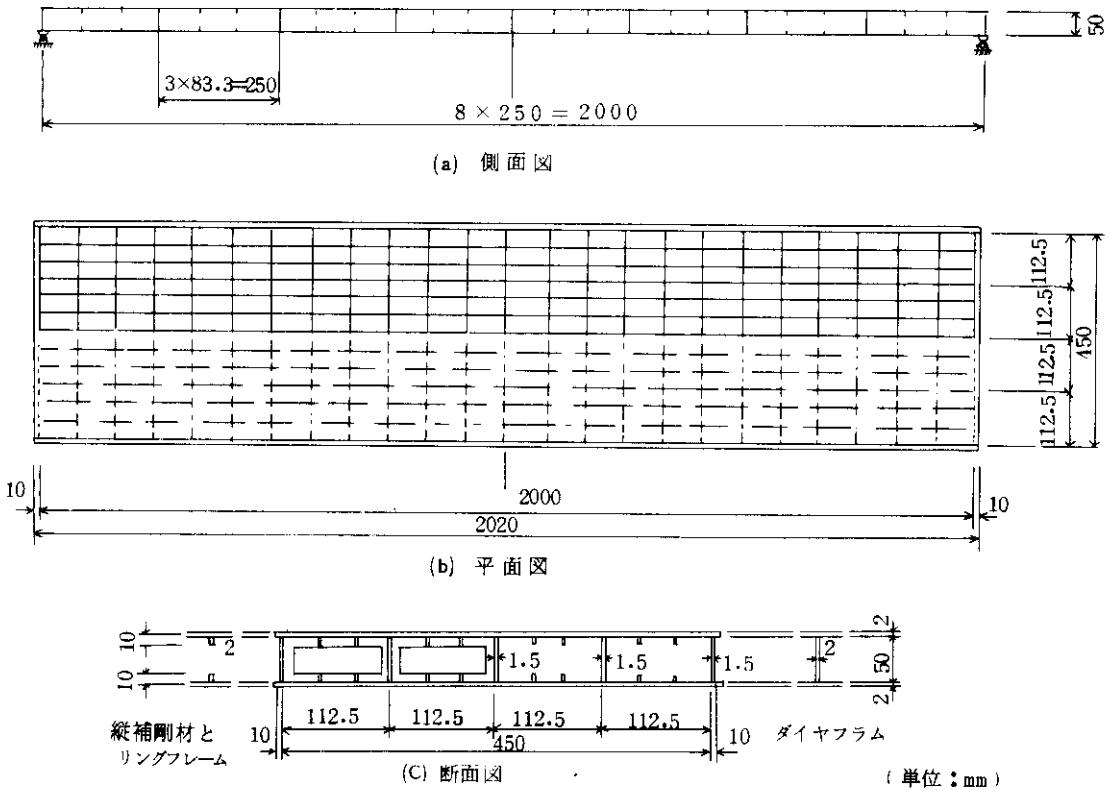


そこで、安治川橋梁主桁の設計法に対する基礎資料を得るために、以下に述べる模型実験を行った。

表一に示す諸点を明らかにするため、まずアクリライト製の小型多室箱桁模型により、種々な支持条件と荷重状態のもとで静的載荷実験を行っ

た。模型桁は図一に示すように縮尺 $\frac{1}{60}$ で製作した。この断面諸定数の縮尺率の理論値と実際値の比較を表一に示すが、この表より模型桁は実橋を正確に縮小していると思われる。

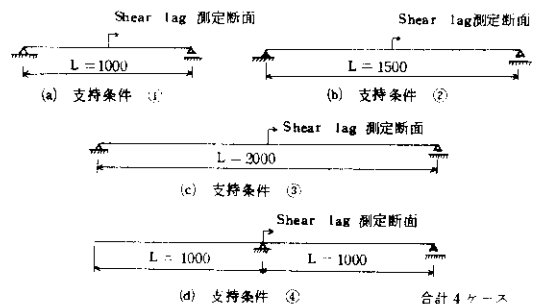
模型桁の支持方法は、せん断遅れ (shear lag) 特性などを詳しく調べるために図一に示す支持



図一 安治川橋梁模型 (4室箱桁模型)

表一 縮尺率の理論値と実際値との比較

項目	(1)縮尺値の理論値	(2)模型の縮尺値	比:(2)/(1)	
4室箱桁型	断面積 A	450	489	1.09
	断面2次モーメント I	1,620,000	1,680,000	1.04
	ねじり定数 K	1,620,000	1,304,000	0.80



図一 模型桁の支持方法

方法をとった。また、スパン方向の荷重載荷位置を図-4に、断面方向の荷重方法を表-3に示す。

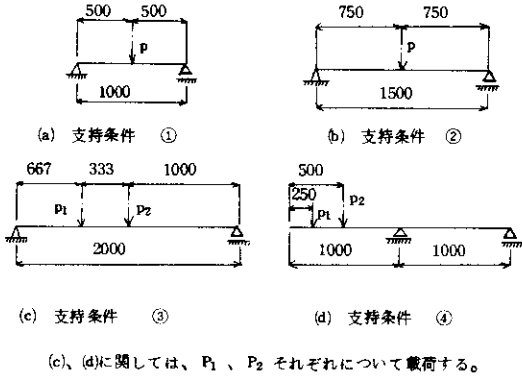


図-4 スパン方向載荷位置

表-3 断面方向の荷重方法

載荷方法	実験項目
ケース① 	橋軸方向の曲げ
ケース② 	断面のねじり 断面変形
ケース③ 	横断面方向の曲げ
ケース④ 	橋軸方向の曲げ 断面のねじり 断面変形 横断面方向の曲げ

なお、荷重については、図-4、表-3に示す集中荷重以外に等分布荷重を対象とした実験も行った。測定対象断面は図-5に示す断面①~④とし、

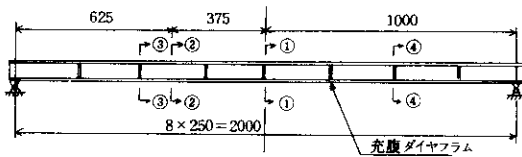


図-5 測定断面 (単位: mm)

各種ストレインゲージおよび変位計を取り付けた。以上に示した実験によって明らかにされた諸現象をもとに、偏平多室箱桁の

- ①有効幅のとり方
- ②ねじり応力解析法
- ③ずりによる応力解析法とダイヤフラムの設計法
- ④橋軸直角方向の曲げ応力解析法

について検討を加えた。

## 2. 偏平多室箱桁の設計法

### 2.1 橋軸方向の曲げモーメントによる垂直応力度

偏平多室箱桁の shear lag 現象は、通常の箱桁のそれとは異った特性を示している。shear lag に関する模型実験の結果によると (図-6, 図-7)、

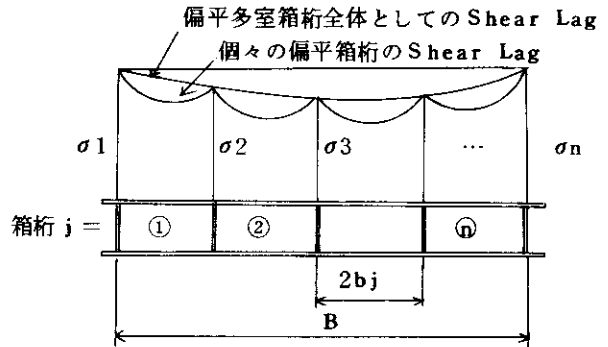


図-7 偏平多室箱桁の Shear lag

- a) 個々の偏平箱桁の shear lag によるフランジプレート内における垂直応力度分布は2次放物線で仮定するよりも、4次放物線分布とする方が実際に近い。
- b) 個々の偏平箱桁の shear lag のほかに、偏平多室箱桁全体としての2次的な shear lag が生じている。
- c) さらに、端箱桁のフランジと端腹板との結合点の応力度が、他と比較して著しく大きい。
- d) 対称曲げを受ける偏平多室箱桁の横断面方向のたわみには、ほとんど差異は認められない。などの shear lag 特性を有していることが明らかにされた。

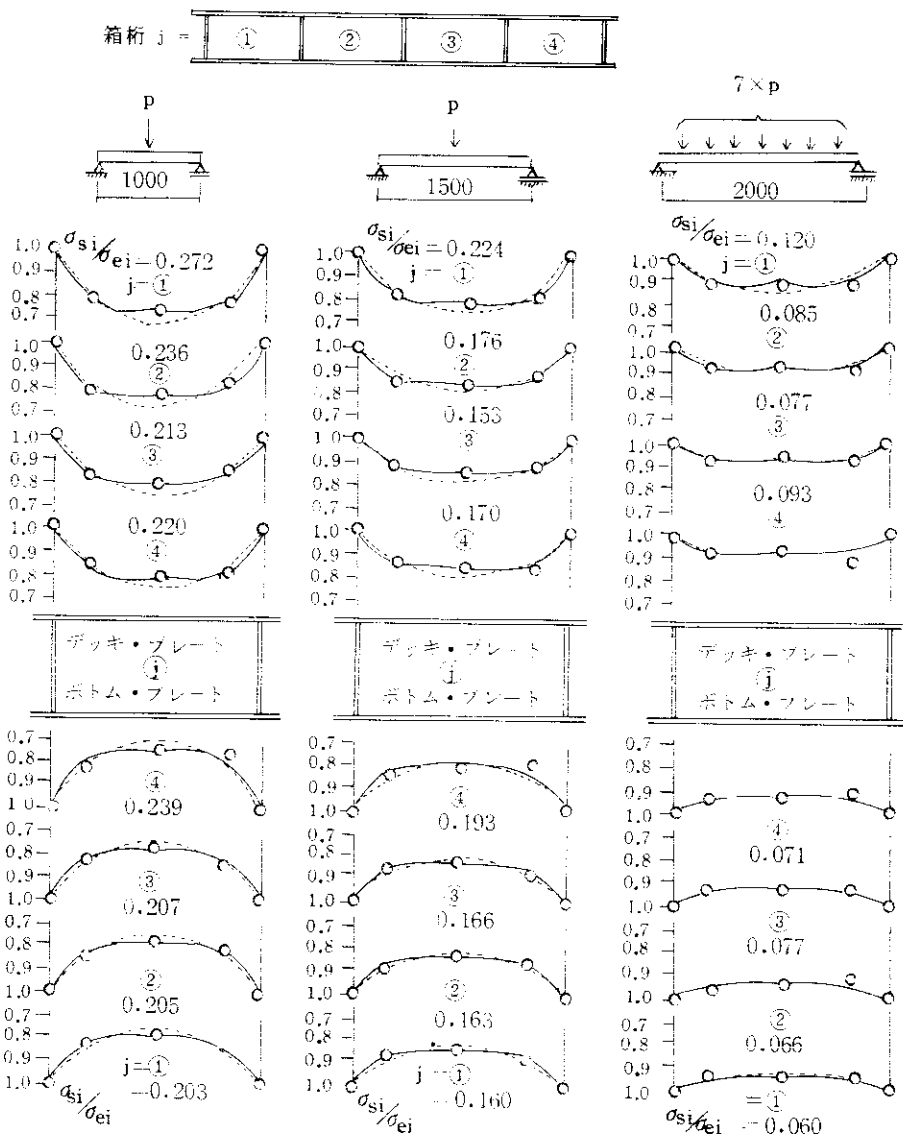


図-6 Shear lagによるフランジ・プレートの垂直応力の分布形状

—— : 4次放物線として処理したもの  
 - - - : 2次放物線として処理したもの  
 ○ : 実験値

そこで、このような偏平多室箱桁の shear lag 現象をもとに、従来の設計法との整合性を考慮して、偏平多室箱桁を並列I桁に置換して垂直応力度を算出することにした。すなわち、図-8に示すように、偏平4室箱桁を5個のI桁に分割し、式(1)により曲げモーメントによる垂直応力度  $\sigma_{bi}$  を計算する。

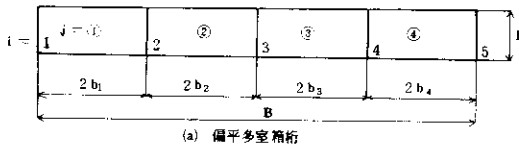
$$\sigma_{bi} = M_i \cdot y_i / I_i \quad (1)$$

次に、端I桁については、式(2)で与えられる2次的な shear lag による補正係数  $\alpha$  を式(1)に乗じて  $\sigma_{b1}$ 、 $\sigma_{b5}$  を計算する。

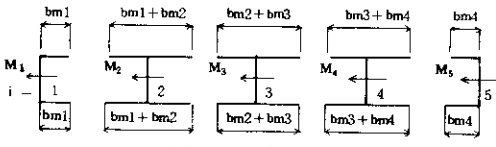
$$\alpha = 1.154 - 0.00308(l/b) \quad (l/b < 50)$$

$$\alpha = 1.000 \quad (l/b \geq 50) \quad (2)$$

ここに



(a) 偏平多室箱桁



(b) 並列 I 桁

図 - 8 偏平多室箱桁の並列 I 桁への置換

Mi: 各 I 桁に作用する曲げモーメント

Ii: 有効幅を考慮した各 I 桁の中立軸に関する断面 2 次モーメント

yi: 各 I 桁の中立軸から着目点までの距離

ℓ: 等価支間長

b: 端箱桁の腹板間隔の 1/2

一方、本橋に対する数値計算のうち、各箱桁フランジの有効幅については、

- 本橋の主桁の断面では、フランジプレートおよび断面寸法による有効幅の差はほとんど見られない。
- 着目断面以外の点に作用する鉛直方向の shear lag の影響 (mg) は十分小さいので無視できる。
- 斜張橋の場合、支点のほかケーブルにより多点で支持されており、特に本橋のようにマルチケーブル形式では等価支間長という概念は適用し難い。
- 有効幅は載荷荷重によって大きく影響される。
- 断面によっては、Negative shear lag が生じるが、このような箇所では垂直応力度が十分小さいので、全断面有効としても問題はない。

などのことが分った。そこで、個々の箱桁のフランジの有効幅  $bm_j$  は式 (3) によって計算することにした。

$$bm_j = \left(1 - \frac{4\lambda}{5 + 3.8\lambda}\right) \cdot b_j \quad (3)$$

ここに、

$b_j$ : 各箱桁の腹板間隔の 1/2

$\lambda = mg/Mg$  ( $\lambda < 0$  のとき  $\lambda = 0$  とする)

Mg: 偏平多室箱桁全体に作用する曲げモーメント

mg: shear lag による付加曲げモーメント

$$= 1.7 P \cdot b_j + 1.6 p \cdot b_j^2 \quad (4)$$

P: 着目断面に作用する集中荷重

p: 着目断面に作用する分布荷重

## 2.2 ねじりモーメントによる応力度

模型実験結果によると、偏平多室箱桁の曲げねじりによる垂直応力度は、

- 横断面内にほぼ直線分布をし、その値は端部のフランジプレートおよび腹板において大きい。
- 中間の腹板に発生する垂直応力度は小さい。
- したがって、両端部の腹板と上下フランジプレートで囲まれた偏平一室箱桁として挙動している傾向がうかがわれた。

一方、ねじり角をたわみで評価した結果、

- 箱桁が一体となってねじり変位している。
- 垂直応力度分布とともに、偏平多室箱桁として特に異状なたわみは生じていない。

などのことがわかった。

ねじりモーメントによる垂直応力度 (そり応力) は通常曲げねじり理論で解析されるが、この解析手法では、特に本橋のように 2 面ケーブルの斜張橋では煩雑となる。

一方、 $\alpha \cdot \ell (= \sqrt{GK/EI_w} \cdot \ell)$  が十分大きいとき、簡易的に垂直応力度  $\sigma_w$  は式 (5) で表わされる。

$$\sigma_w = -\frac{\eta \cdot h}{8 K \nu} \cdot \Delta T \cdot e^{-\xi \frac{X}{B}} \quad (5)$$

ここに

h: 桁高

K: 純ねじり定数

$\Delta T$ : ねじりモーメントのステップ量

X: ねじりモーメントの作用点から着目点に至る距離

B: 偏平箱桁の全幅

$\nu, \eta, \xi$ : 無次元パラメータ

式 (5) を用いると、そり応力度  $\sigma_w$  は通常のねじり解析により容易に算出することができる。

図-9に示す場合の各パラメータを計算すると表-4のようになり、これらの値を使って式(5)による簡易解と厳密解の比較を行った結果を表-5に示す。

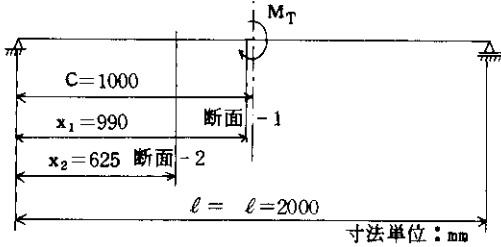


図-9 トルク $M_T$ の作用状況と着目断面

表-4 パラメーター $\lambda, \nu, \eta, \xi$ の値

断面	断面 - 1				断面 - 2			
	$\lambda$	$\nu$	$\eta$	$\xi$	$\lambda$	$\nu$	$\eta$	$\xi$
4室箱桁	-0.768	0.609	-5.35	4.24	-0.772	0.609	-5.35	4.22

表-5 垂直応力 $\sigma_{wl}$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )の比較

着目断面	断面 - 1			断面 - 2		
	簡易解 ①	厳密解 ②	(%) ①/②	簡易解 ①	厳密解 ②	(%) ①/②
4室箱桁	4.65	4.65	100	0.15	0.16	93.8

表-5にみられるように、集中トルクの荷点(断面-1)では両者は全く一致し、着目点が離れた場合でもかなりの精度を保持しており、式(5)の簡易計算法によっても十分な精度でそり応力度を計算できる。

なお、本橋に対して数値計算を行ったところ、パラメータは $\nu=0.62$ ,  $\eta=-5.0\sim-5.4$ ,  $\xi=3.1\sim3.9$ 程度であった。

一方、ねじりによるせん断応力度については、模型実験の結果、そりねじりによるせん断応力度 $\tau_w$ は単純ねじりによるせん断応力度 $\tau_s$ の5%程度で、 $\tau_w$ の影響は無視できる。

したがって、単純ねじり理論によって図-10に示すように、ねじりモーメント $T$ を求めれば、ねじりによるせん断応力度 $\tau_s$ は式(6)で計算でき

る。

$$\tau_s = \frac{T}{2 \cdot F \cdot t} \quad (6)$$

ここに、

$t$ : 着目部材の板厚

$F$ : 一室箱桁が持つ中空断面積 ( $=B \cdot h$ )

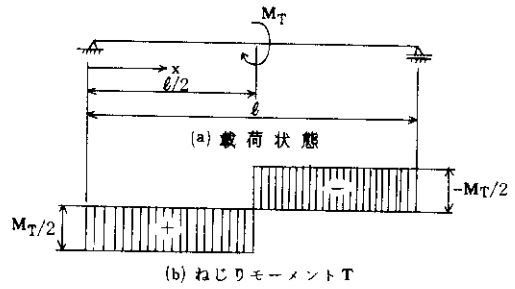


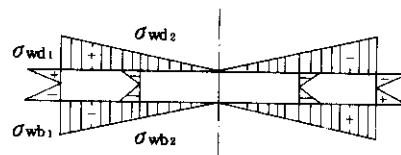
図-10 ねじりモーメント図

表-6 せん断応力度 $\tau_{s1}$  ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )の比較

断面	簡易解 ①	厳密解 ②	(%) ①/②
4室箱桁	2.54	2.38	106.7

表-7 ねじりによる垂直応力度 $\sigma_w$   
(単位:  $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

着目断面	デッキ・プレート		ボトム・プレート	
	$\sigma_{wd1}$	$\sigma_{wd2}$	$\sigma_{wb1}$	$\sigma_{wb2}$
⑤	47	24	-47	-24
⑬	42	22	-42	-22
⑭	154	79	-182	-93
⑰	42	22	-42	-22
⑳	52	27	-52	-27
㉑	42	22	-42	-22
㉒	56	28	-56	-28
㉓	48	20	-48	-20
㉔	133	51	-184	-70
㉕	52	19	-52	-19
㉖	58	21	-58	21

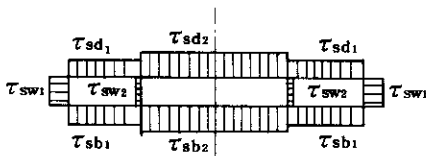


垂直応力度分布

式(6)により計算されたせん断応力度 $\tau_s$ と厳密解を比較すると表-8のようになり、簡易解によっても良好な値が得られる。

表-8 ねじりによるせん断応力度 $\tau_s$   
(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

着目断面	デッキ・プレート		腹板・プレート		ボトム・プレート	
	$\tau_{sd1}$	$\tau_{sd2}$	$\tau_{sw1}$	$\tau_{sw2}$	$\tau_{sb1}$	$\tau_{sb2}$
⑤	79	95	79	16	79	95
⑪	85	102	85	17	85	102
⑭	140	168	120	24	112	134
⑰	98	118	98	20	98	118
㉔	99	118	99	19	99	118
㉔	105	126	105	21	105	126
㉔	103	123	103	20	103	123
㉔	100	120	100	20	100	120
④⑩	146	176	110	22	98	117
④③	79	95	79	16	79	95
④⑧	96	115	96	19	96	115



せん断応力度分布

### 2.3 横断面方向の曲げモーメントによる応力度

安治川橋梁の主桁断面は桁高と箱幅の比が $1/10$ 程度と、著しく扁平であり横断面方向の曲げ応力度も問題となる。すなわち、横断面方向の曲げ応力度については、ダイヤフラムとそれに協力するフランジプレートが一種の箱桁のような作用をすることになるので、横断面方向の曲げ応力度を評価する際のフランジプレートの有効幅をどのように定め、どのような応力解析をすべきであるかが問題である。

まず、ダイヤフラムに協力するフランジの shear lag に関する模型実験の結果を列記すると次のようになる。

- ダイヤフラム間のフランジの応力度分布から求められた有効幅は箱全幅 $B$ のほぼ0.182倍である。
- ダイヤフラム直上の実測応力度分布やたわみ図より推定される有効幅も上記の値に近い。

c) 両端腹板で線支持された扁平多室箱桁は横断面方向に単純支持されていることが確認できた。

d) ケーブル定着部を想定した点支持状態での実験を行ったが、線支持された場合とほとんど同じ結果を得た。

フランジの有効幅 $B_m$ には構造諸寸法の影響が現われるが、ポアソン比を $\mu=0.3$ (鋼材)として、これらの影響を理論式より調べてみれば図-11が得られる。

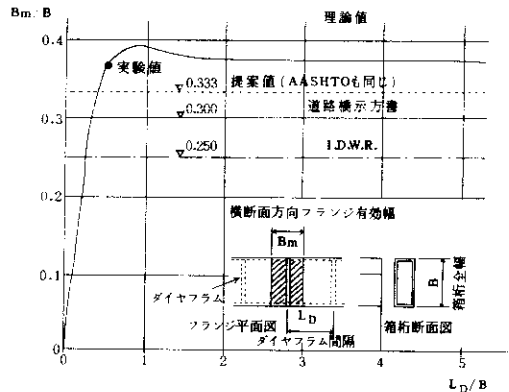


図-11 ダイヤフラムと協力するフランジ横断面方向の有効幅 $B_m$ ( $\mu=0.3$ )

図-11より、 $L_D/B$ の差異にかかわらず、 $B_m/B$ は $1/3$ 程度の値を持っている。そして、特にダイヤフラム間隔 $L_D$ が広い時には $B_m=0.181B$ となる。

以上のことより、実際の斜張橋との載荷状態ならびに境界条件の差異なども考慮に入れ、安全側で、かつ設計の便も考えフランジの有効幅 $B_m$ としては次式で計算することにした。

$$B_m = B/3 \leq L_D \quad (7)$$

なお、構造解析の際に必要なたわみについての有効幅を、I.D.W.R.に準じ正弦半波形の荷重に対するスパン $1/4$ 点の有効幅を使うものとするれば、この場合の有効幅はスパン方向に一定であるから、ダイヤフラムの有効幅も式(7)を用いればよい。

### 2.4 中間ダイヤフラムの設計

薄肉部材で構成された箱桁がトルク荷重を受けるとき、十分に剛なダイヤフラムが密に配置されていないと断面変形がおり、そりねじりによる



応力のほかに、断面変形に伴う応力（ずり応力）が生じ、両者を合計するとかなりの応力レベルに達することもありうる。また同時に、ダイヤフラム自身にも応力が発生するので、ダイヤフラムは十分な剛度、ならびに強度を持たせた設計を行う必要がある。

断面変形による主桁の垂直応力とダイヤフラムのせん断応力に関する実験結果をまとめると次のようになる。

- a) ダイヤフラム間にずり荷重を載荷したときの橋軸方向の垂直応力度は、曲げねじりによる垂直応力度と断面変形による垂直応力度との合計として与えられるが、後者は前者より小さい。
- b) 一方、ずり荷重による横断面方向の垂直応力度は、実測結果によるとわずかな値を呈するに過ぎず、実質上は無視できる。
- c) 断面変形がおこっても、桁全体が一体となってねじれており、特に異状な変位は観測されなかった。

また、実験の結果、ダイヤフラムに作用するずり荷重によるせん断応力度  $\tau_D$  は、偏平多室箱桁では各箱で異なるが、安全側の値として偏平一室箱桁で近似できることがわかった。すなわち、せん断応力度  $\tau_D$  は次式で算出できる。

$$\tau_D = \frac{T_D}{B \cdot h \cdot t_D} \quad (8)$$

ここに

B : 箱桁の総幅

h : 桁高

$t_D$  : ダイヤフラムの板厚

また、式(8)中の  $T_D$  はダイヤフラムに作用するずり荷重であり、ダイヤフラム間に作用する等分布トルク、および集中トルクをダイヤフラムがすべて受けもつものと考えると次式で与えられる。

$$T_D = \frac{1}{2} \cdot (M_T + m_T \cdot L_D - M_X - M_R) \quad (9)$$

ここに、

$M_T$  : 集中荷重によるトルク

$m_T$  : 分布荷重によるトルク

$M_X$  : ケーブル反力によるトルク

$M_R$  : 支承反力によるトルク

$L_D$  : ダイヤフラム間隔

以上のことをもとに、偏平多室箱桁を有する斜張橋のずり応力解析へ応用したが、その結果については次章で述べることにする。

### 3. 安治川橋梁に対する数値計算例

2.で述べた設計法に基づき、安治川橋梁全体の構造解析を行い、設計上の留意点も含めて具体的な計算結果を示す。

#### 3.1 曲げ応力特性

安治川橋梁の架設系および完成系について数値計算を行った。その計算結果をまとめれば、安治川橋梁の shear lag 特性は次のようになる。

- a) 塔支点上断面は架設時、完成時ともに支点反力の影響が著しく、そのため集中荷重による shear lag 現象が顕著に現われ、有効幅が小さくなっている。
- b) 架設時には仮ベントで支持された断面において厳しい応力が発生する ( $\sigma_{max} = -1782 \text{ kg/cm}^2$ )。一般にマルチケーブル型式の斜張橋をキャンチレバー工法で架設する場合、主桁の曲げモーメントはケーブルを通じて分散するため、それほど大きな値とはならないが、ベント工法を併用すると剛支点部において、厳しい応力状態になる場合もある。したがって、ベント上での主桁のジャッキアップ量および架設機材の載荷状態等を十分正確に評価し、架設時の応力照査を行わねばならない。
- c) 死荷重のみの作用状態で、一部の断面において、Negative shear lag が生じているが、このような断面では曲げモーメント値そのものが小さい箇所であるので、2.1で述べたように全断面有効としてよいと考えられる。

#### 3.2 ねじり応力特性

完成系に活荷重が偏心載荷するときの曲げねじりによる応力の数値計算の結果(表-7, 表-8参照)を要約すると次のようになる。

- a) 塔支点上(着目断面④、⑩)では、ねじりモーメントのステップ量が大きいため、垂直応力度が他の個所に比べて大きくなっている。

その値を許容応力度との比で表わすと約10%と大きい。しかしながら、最大垂直応力度を考えると、曲げによる垂直応力度が最大となる活荷重の載荷状態と、そり応力度が最大となる活荷重の載荷状態とは異なるため、そり応力で断面が左右されることはないと考えられる。

- b) 塔支点以外の箇所では、ねじりによる垂直応力度は許容応力度の3~4%程度と小さい。
- c) せん断応力度については、許容応力度の10~16%程度生じていたが、垂直応力度と同様に活荷重の載荷状態を考慮に入れると、必ずしも大きな値とはならないと考えられる。

### 3.3 横断面方向の曲げ応力特性

完成系での死荷重および活荷重載荷時の数値計算の結果を表-9に示す。

表-9

横断面方向の垂直応力度 $\sigma_b$ とせん断応力度 $\tau_b$

着目点	荷重	断面力		応力度	
		$M_b$ (t·m)	$S_b$ (t)	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
ケーブル支持部	死荷重	1,212	140	-338 338	380
	活荷重	702	78	-196 196	
	合計	1,914	218	-534 534	592
塔支点部	死荷重	1,498	510	-273 237	277
	活荷重	786	172	-143 125	
	合計	2,284	682	-416 362	370

この表から

- a) 塔支点部で $\sigma_b = 416 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_b = 370 \text{ kg/cm}^2$ 、またケーブル支持部において $\sigma_b = 534 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\tau_b = 592 \text{ kg/cm}^2$ とかなりの曲げおよびせん断応力度が生じる。
- b) 塔支点部およびケーブル支持部とも横断面方向と橋軸方向との垂直応力の符号が逆となるため、二軸応力の照査では厳しくなると考えられる。
- c) 表-9は標準部のみの解析結果であるが、

拡幅部ではさらに厳しくなるものと考えられるので、拡幅部では特に橋軸方向のみならず、横断面方向の強度も十分確保できるように、主桁の断面構成を行う必要がある。

### 3.4 ずり応力特性

完成系に活荷重が偏心載荷するときの断面変形に伴う応力解析の結果をまとめると次の通りである。

- a) 断面変形による最大ずり応力度 $\sigma_{Dw}$ は20~40 $\text{kg/cm}^2$ 程度であり、設計上あまり問題となる値ではない。
- b) ずり応力度は、ダイヤフラムの間隔 $L_D$ に大きく左右され、最大スパン $L$ との関係を調べると図-12のようになり、安治川橋梁のダイヤフラム間隔は特に大きいとは考えられない。
- c) ダイヤフラムに生ずるせん断応力度 $\tau_D$ の解析結果を表-10に示すが、これよりずり荷重に対しては40~120 $\text{kg/cm}^2$ であり、それほど大きいせん断力は生じない。

表-10

ダイヤフラムのせん断応力度 $\tau_D$ の計算結果

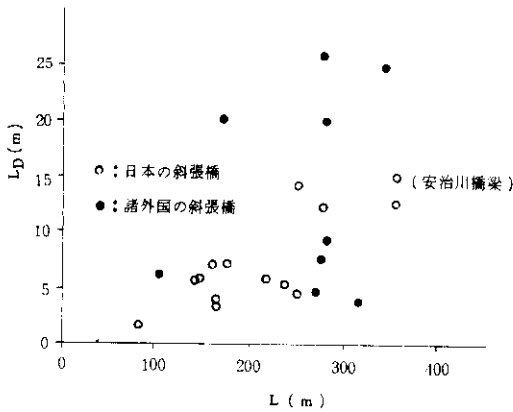
着目断面	$M_T/2$ (t·m)	$m_T \cdot L_D/2$ (t·m)	$X/2$ (t·m)	$T_D$ (t·m)	$\tau_D$ (kg/cm <sup>2</sup> )
⑤	390	173	-21	542	53
⑪	390	173	-	563	55
⑭	-	173	-1378	-1205	118
⑰	390	173	-	563	55
⑳	390	173	-134	429	42
㉑	390	173	-	563	55
㉒	411	184	-135	460	44
㉓	543	255	-	798	64
㉔	-	292	-1910	-1618	120
㉕	656	317	-	973	69
㉖	678	329	-15	932	65

- d) 安治川橋梁のダイヤフラムは、間隔 $L_D \leq 14.5 \text{ m}$ 、型式は充腹板式で板厚 $t_D = 12 \text{ mm}$ のものが考えられており、上述の結果より十分な剛度ならびに強度を有している。

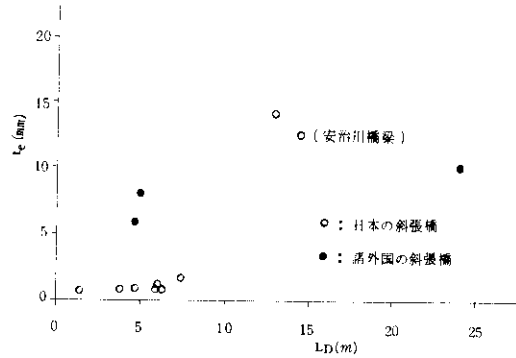
ダイヤフラムには、充腹板式のほか、トラス、ラーメン型式のものが考えられる。これら種々の形式のダイヤフラム剛度について、いわゆる換算板厚 $t_e$ で評価した実績調査を図-13に示すが、こ

れより安治川橋梁の場合、ダイヤフラム間隔  $L_D = 1.45 \text{ m}$ 、 $t_D = 12 \text{ mm}$ なので十分強固なもので

あると判断できる。



最大スパン  $L$  とダイヤフラム間隔  $L_D$  との関係  
図 - 12



ダイヤフラム間隔  $L_D$  と換算板厚  $t_e$  との関係  
図 - 13

## あとがき

以上、安治川橋梁の主桁について、偏平多室箱桁の模型実験およびその実験結果をふまえた設計方法、さらに若干の数値計算例を述べた。

安治川橋梁は昭和49年に斜張橋として計画され、昭和51年3月には旧安治川橋梁設計指針(案)が作成された。しかし、その当時の計画案はスパン割も現在のものとは違い、また、いくつかの項目については、その具体的取扱いを以後の実験、研究に託すべき内容を多く残したままとなっていた。その後、種々の実験、研究を実施し、また数回にわたり大阪湾岸線技術委員会の席で審議をお願いし、新安治川橋梁設計指針案を作成した。本論文はこの新設計指針案に基づき、特に主桁の設計法について説明したものである。なお、実験および解析は、昭和56年度委託研究として、大阪市立大学中井博教授にお願いした。

第2章でも述べたように、偏平多室箱桁の静力学特性に関して、今まであまり調べられていない。したがって、ここで述べてきた設計法が単に安治川橋梁のみでなく、今後湾岸線などの橋梁として採用される機会が多い偏平多室箱桁に対して参考になれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 昭和48年度大阪湾岸線(Ⅲ期)調査報告書 昭和49年7月
- 2) 例えば、昭和49年度大阪湾岸線(Ⅲ期)調査報告書 昭和50年10月
- 3) 例えば、竹元千多留、田井戸米好、江見晋；安治川橋梁(斜張橋)の構造、橋梁と基礎、Vol.14 No.3、1980年3月
- 4) 斜張橋の耐風安定性に関する研究(その3) (昭和54年度報告) 昭和55年3月
- 5) 長径間斜張橋の耐風安定性に関する研究 (昭和55年度報告) 昭和56年3月
- 6) 長径間斜張橋の耐風安定性に関する研究(その2) (昭和56年度報告) 昭和57年3月
- 7) 偏平多室箱桁の静力学的特性に関する研究 (昭和56年度報告書) 昭和57年1月