

並列2箱桁橋の中間ダイアフラム設計法

DESIGNING INTERMEDIATE DIAPHRAGMS OF
TWO BOX GIRDER BRIDGES坂井藤一*1・長井正嗣*2・近藤膺舒*3・佐野信一郎*4
By Fujikazu SAKAI, Masatsugu NAGAI, Munenobu KONDO
and Shinichiro SANO

1. まえがき

鋼箱桁橋の箱桁に偏心荷重が載荷されると、箱桁断面はねじりに伴う回転とせん断応力および直応力（そり応力）を生ずる。この変形と応力は通常薄肉構造部材に対するそりねじり理論によって計算することが可能であり、その場合そり応力は一般橋梁ではあまり大きくならないことはよく知られている。しかしながら、この場合次のような前提条件が存在することに注意しなければならない。すなわち、“箱桁の内部には密な間隔で十分な剛性を有するダイアフラム（ないしは対傾構）が配備され、変形に際して箱桁の横断面形状は変化しない”という条件である。

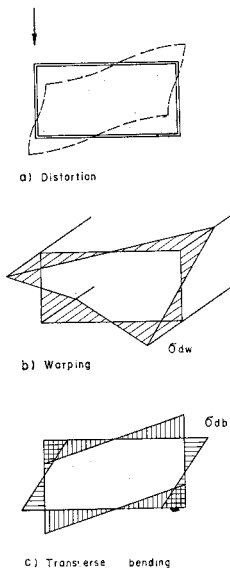


図-1 箱桁の断面変形（ずり）と付加応力

実際の橋梁においては、このようなダイアフラムはある有限な間隔と剛性をもって設けられるものであり、この設計が適切に行われないと断面形状保持という前提条件は成立たなくなる。このような場合ダイアフラムで区切られた箱桁の中間に偏心荷重が作用すると、横断面はずりおよびよばれる断面変形を生じ（図-1）、それに伴って軸方向にそり応力 σ_{dw} 、また横方向に曲げ応力 σ_{db} を生ずる。この応力はダイアフラムの

間隔と剛性によって支配され、十分なダイアフラム配置の下では消失する。

以上のようにダイアフラムの適切な設計は重要な問題であるが、いままでのところ、この点に関して明確な指針を示したものは世界的にもきわめて少ないのが現状である。わずかにごく最近に至り、単一箱桁橋に関して一、二の設計法の提案が行われているにすぎない^{1),2)}。複数箱桁橋の場合には、考慮すべきパラメーターの数が単一箱桁橋に比べて多く、純理論的に設計法を導くのは困難であるため、具体的な設計法の提案は皆無といつてよい。

本論は以上のような観点から、さきに著者らの開発したブロック有限要素法箱桁解析プログラム³⁾を利用して、並列箱桁橋の複雑な断面変形挙動を数値解析し、その結果からダイアフラムの間隔と剛性に関する諸パラメーターの影響を調査し、最終的にダイアフラムの設計法を求めようとするものである。この設計法の基本的な考え方は前報告²⁾で採用したものと同様であり、その妥当性はすでに確かめられている⁴⁾。

2. 解析法と断面変形挙動

(1) ブロック有限要素法

並列箱桁橋の断面変形挙動を解析するためブロック有限要素法を適用する。その詳細は文献³⁾に述べてあるので、ここでは並列2箱桁構造への適用について簡単に説明する。なお、2箱桁橋としては鋼床版あるいは合成RC床版で箱桁が連結されている構造も多いが、問題を簡易化する意味から、ここでは左右対称な二つの箱桁が横桁のみで結合されているような構造を扱うことにする。

並列2箱桁橋の場合、考える自由度は図-2に示すようなものとなる。縦方向自由度は断面頂点の数12とせん断遅れに対応する4自由度の和16である。横方向自

*1 正会員 工博 川崎重工業(株)鉄構事業部開発設計部部長

*2 正会員 工修 川崎重工業(株)鉄構事業部橋梁設計部

*3 正会員 川崎重工業(株)鉄構事業部橋梁設計部

*4 川崎重工業(株)鉄構事業部橋梁設計部部長

自由度は構成平板の数8である。したがって、断面あたりの自由度は24であり、ブロック要素としては48の自由度を有することになる。

全体構造はこのようなブロック要素が桁軸方向に一次的に連なっていると考えればよい。ダイヤフラム（ないし対傾構）や横桁は、横方向自由度に関するばねとして全体構造系に組込まれる。

(2) 断面変形挙動

図-3に示すような横桁で結合された2箱桁構造をモデルにとり、ブロック有限要素法によって解析する。解析例は表-1のケースB-1とB-3である。支承条件は両端において単純支持（断面内の横方向変位0、軸方向応力0）とし、横桁が15m間隔で配置されているとする。代表的な結果を以下に示す。

図-4はB-1において、外側ウェブ直上に等分布荷重 $p=350 \text{ kg/m}$ が満載した時の支間中央におけるたわ

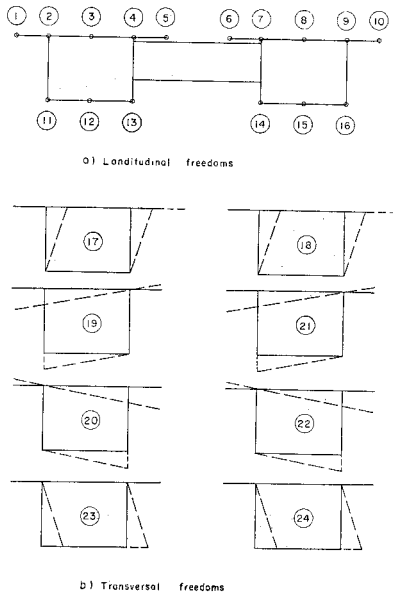


図-2 ブロック要素の自由度

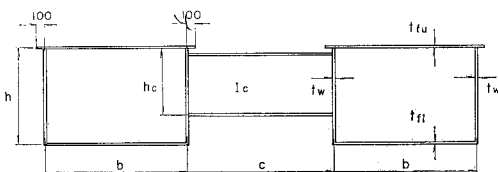


図-3 2箱桁モデル

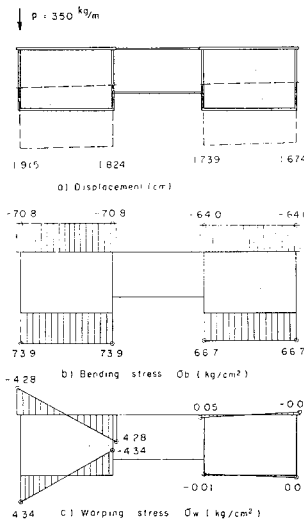


図-4 偏心等分布載荷時の変位と応力 (B-1)

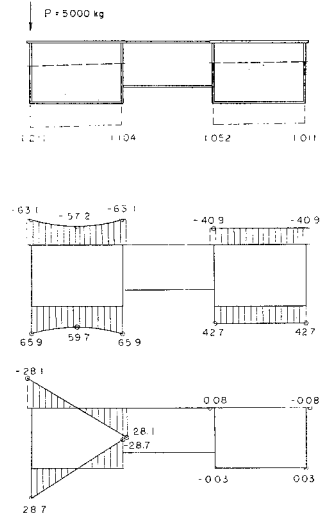


図-5 偏心集中載荷時の変位と応力 (B-3)

み、曲げ応力 σ_b およびそり応力 σ_w^* の計算値である。横桁位置にダイヤフラムを配置したことによって、断面変形はそれほど顕著でなくなり、箱桁相互の荷重分配性能もきわめてよくなっている (5.2:4.8)。 σ_w は主として載荷桁に生じ、その σ_b に対する比率はほぼ6%でそれほど大きくはない。

図-5は同様に集中荷重 $P=5000 \text{ kg}$ が中央に載った時の計算値である。この場合傾向はほとんど前者と変わらないが、断面変形がより厳しく現われ、荷重分配比率は6:4程度であり、 σ_w も σ_b の45%程度生じている。また、曲げにおいてせん断遅れの現象が載荷桁に顕著に生じ、中央で有効幅は49%程度になっている。

図-6,7はそれぞれ等分布荷重および集中荷重載荷時における曲げ応力 σ_b およびそり応力 σ_w の軸方向分布を示したものである。両図ではダイヤフラム間隔の異なるケースB-1とB-3の結果が比較されている。両ケースで曲げ応力はほとんど変化しないが、そり応力はかなり様子が異なるものとなり、B-3の場合著しく減少する。 σ_w の分布よりみると、ダイヤフラムが支点のような役割を果していることがわかる。

荷重位置の影響をみるために前述した等分布荷重と集中荷重を同時に載せ、集中荷重の位置を変化させる。その時生ずる σ_w を σ_b で無次元化して示したのが図-8である。図-8はB-3の場合の集中荷重直下の断面における σ_w と σ_b の比率を縦軸にとって表わしたもので

* そり応力 σ_w は前述のずりに伴うそり応力 σ_{dw} とそりねじりに伴うそり応力 σ_{tw} を含む。しかし、ずりとねじりはもともと連成し、 σ_{dw} と σ_{tw} を厳密に分離することも意味がないので、以後 σ_w をもって断面変形を論ずることにする。

ある。 σ_w/σ_b の値は、端部から 10 m くらいまでは σ_b が小さいことから急激に大きくなるが、それ以外のところではほぼ同じくらいのオーダーになっている。これは B-3 の場合に σ_w の支間方向変動がそれほど大きくないということであり、これよりある程度ダイアフラムは密になれば、 σ_w/σ_b は端部近傍を除いてほぼ同程度の大きさを示すので、 σ_w/σ_b の大きさは一応中央で代表されていると考えてよい。

ケース B-3 について、等分布荷重満載および集中荷重支間中央載荷の状態でのダイアフラムの板厚 t_D を 0.1~5.0 cm の間で変化させてみる。

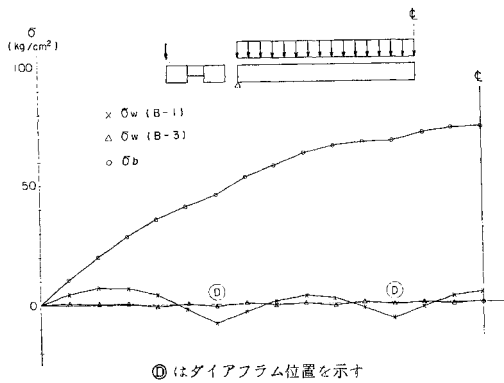


図-6 偏心等分布載荷時の応力分布

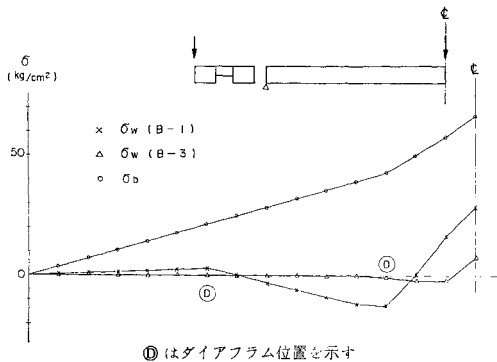


図-7 偏心集中載荷時の応力分布

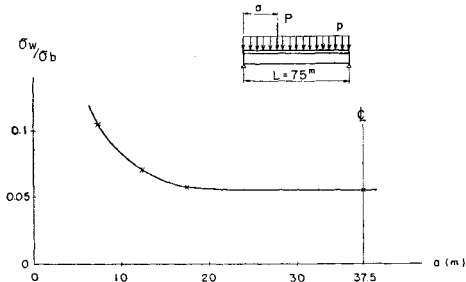


図-8 荷重位置の影響

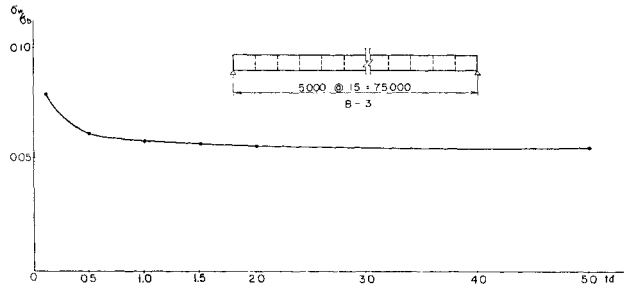


図-9 ダイアフラム板厚の影響

図-9 は支間中央における σ_w/σ_b と t_D の関係を示す曲線である。 σ_w/σ_b は $t_D=1.5$ cm 程度で収束し、それ以上 t_D を大きくしても効果はない。すなわち、この場合 $t_D=1.5$ cm をもってダイアフラムを剛とみる限界と考えることができる。

3. パラメーター解析

(1) パラメーターの種類

以上のように断面変形挙動がある程度明確になったので、図-3 に示したような断面を有する単純支持箱桁構造モデル 24 ケースについて、次のパラメーター解析を行った。パラメーターの種類は表-1 に掲げてある。

1) 支間長 L は 45 m (ケース A), 75 m (ケース B), 105 m (ケース C), 135 m (ケース D), 165 m (ケース E), 195 m (ケース F) の 6 種類である。各ケースにおいて箱桁および横桁の構造諸寸法を変化させている。横桁は間隔 $L_c=15$ m (一定) とし、その剛性は箱桁との相關剛比を 20 以上十分大きくした。

2) 荷重は道路橋において指定された活荷重を想定し、等分布荷重と集中荷重の割合を 350 kg/m と 5000 kg とした。

3) ダイアフラムは横桁位置に必ず設けるものとし、さらに細かくその間隔 L_D を変化させた。 L_D の特定のケースについては板厚 t_D を 0.1~5.0 cm の間で変化させている。

4) ケース B については、箱桁断面諸量や横桁長の変化を考えている。

(2) ダイアフラムの限界間隔について

ダイアフラムを剛 (実際には $t_D=5.0$ cm) とし、ダイアフラムの間隔がそり応力にどのような効果をもたらすか調査した。表-2 はその計算結果を示したものであり、 σ_w および σ_b は支間中央における値である。これより等分布および集中同時載荷時の σ_w/σ_b と L_D の

表-1 計算 ケース (単位：m)

CASE	L	b	h	t _{fu}	t _{fl}	t _w	c	I _c	L _d	t _d	L _c
A-1	45	2.31	1.54	0.018	0.018	0.012	2.31	0.0044	15	0.05	15
-2	"	"	"	"	"	"	"	"	5	"	"
-3	"	"	"	"	"	"	"	"	3	0.001~0.05	"
B-1	75	3.27	2.18	0.021	0.021	0.014	3.27	0.0111	15	0.05	15
-2	"	"	"	"	"	"	"	"	7.5	"	"
-3	"	"	"	"	"	"	"	"	5	0.001~0.05	"
-1	"	"	"	0.014	0.014	"	"	"	"	0.05	"
-2	"	"	"	0.028	0.028	"	"	"	"	"	"
-3	"	"	"	0.021	0.028	"	"	"	"	"	"
-4	"	"	4.91	0.021	0.021	"	"	"	"	"	"
-5	"	"	3.27	"	"	"	"	"	"	"	"
-6	"	4.00	2.18	"	"	"	"	"	"	"	"
-7	"	3.27	"	"	"	"	2.18	"	"	"	"
-8	"	"	"	"	"	"	4.91	"	"	"	"
C-1	105	4.11	2.74	0.024	0.024	0.016	4.11	0.0203	15	0.05	15
-2	"	"	"	"	"	"	"	"	5	"	"
-3	"	"	"	"	"	"	"	"	8.076	0.001~0.05	8.076
D-1	135	4.86	3.24	0.027	0.027	0.018	4.86	0.0347	15	0.05	15
-2	"	"	"	"	"	"	"	"	5	"	"
-3	"	"	"	"	"	"	"	"	8.076	0.001~0.05	8.076
E-1	165	5.55	3.70	0.03	0.03	0.02	5.55	0.0549	15	0.001~0.05	15
-2	"	"	"	"	"	"	"	"	5	0.05	"
F-1	195	6.18	4.12	0.033	0.033	0.022	6.18	0.0826	15	0.001~0.05	15
-2	"	"	"	"	"	"	"	"	5	0.05	"

表-2 そり応力の曲げ応力に対する比率

L(m)	L _d (m)	uniform load			concentrated load			total		
		σ _b	σ _w	σ _w /σ _b	σ _b	σ _w	σ _w /σ _b	σ _b	σ _w	σ _w /σ _b
15	15	58.787	94.347	1.605	212.158	334.130	1.575	270.945	428.477	1.581
	5	"	1.461	0.025	"	55.232	0.260	"	56.693	0.209
	1.666	63.229	-0.015	-	235.713	12.703	0.054	298.942	12.688	0.042
45	15	63.801	5.388	0.084	95.305	63.177	0.663	159.105	68.566	0.431
	5	"	0.527	0.008	"	15.765	0.165	"	16.293	0.102
	3	65.947	-0.227	0.003	97.558	4.835	0.050	163.505	4.608	0.028
75	15	73.856	4.337	0.059	65.886	28.656	0.435	139.741	32.992	0.236
	5	"	0.189	0.003	"	7.688	0.117	"	7.876	0.056
	105	79.601	2.248	0.028	50.325	16.443	0.327	129.926	18.691	0.144
105	8.076	78.246	0.680	0.009	48.711	8.014	0.165	126.967	8.694	0.068
	5	79.601	0.031	-	50.325	4.658	0.093	129.926	4.659	0.036
	135	81.520	1.221	0.015	38.539	8.411	0.218	120.059	9.632	0.080
135	10.385	81.126	0.486	0.006	37.995	5.057	0.133	119.121	5.543	0.047
	5	81.520	0.155	0.002	38.539	1.612	0.042	120.059	1.767	0.015
	165	84.243	0.869	0.012	32.583	6.047	0.186	116.826	6.916	0.059
165	5	"	-0.042	0.001	"	1.278	0.039	"	1.236	0.011
	195	86.372	0.651	0.008	28.207	4.578	0.162	114.579	5.229	0.046
	5	"	-0.128	0.001	"	1.059	0.038	"	0.931	0.008

関係を示したのが 図-10 である。

この図からある支間長においてダイアフラム間隔と付加的そり応力のオーダーの関係を把握することができる。図中に参考のため σ_w/σ_b が 5% および 10% の時の線を入れてあるが、σ_w が σ_b の 5% ないし 10% になる時を二次応力の限界と考えて、許容ダイアフラム間隔を求めることができる。図-11 はそれを支間長に對

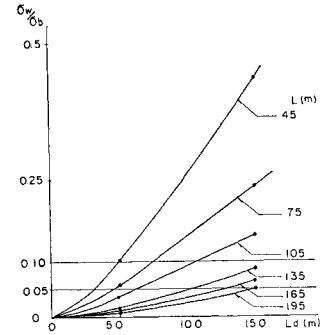


図-10 そり応力比とダイアフラム間隔の関係

して表わしたものである。

(3) ダイアフラムの限界剛性について

以上の結果から σ_w が σ_b の 5% 程度になるような L_D を選び、その各ケースについて t_D の影響を調査した。図-12 は t_D の増加に対する σ_w/σ_b の低減の様子を図示したものである。図の横軸はダイアフラムと桁のずり剛性比 r とよばれるパラメーターであり、文献 2) において定義されたものである。ここで、EI_dw は桁のずり剛性、K はダイアフラムのせん断剛性に基づく次のような量である。

$$K = 4Gbht_D \dots\dots(1)$$

対傾構や ラーメン 構に対する K も簡単に与えることができる(次章参照)。

図-12 からいずれのケースについても σ_w/σ_b は r=30~50 で十分収束しているとみられる。したがって、支間長やダイアフラム間隔に関係なく、たとえば r=30 を一つの限界値として採用することを考える。この時生ずる若干の

ばらつきは σ_w/σ_b の絶対量が小さいのでたいして問題ではない。

(4) 形状パラメーターの影響について

a) フランジ板厚の影響

断面を構成する板の厚さがどのように影響するか調査するため、他の諸量は変えずフランジ板厚のみ変化させ

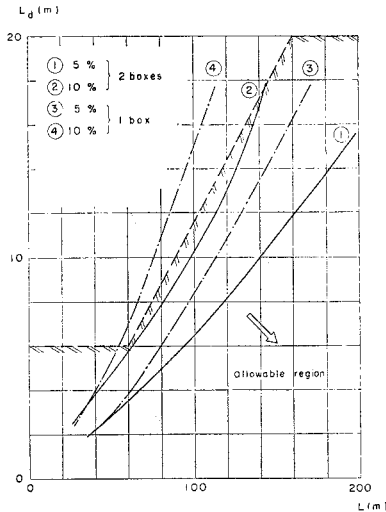


図-11 ダイアフラムの限界間隔と支間長の関係

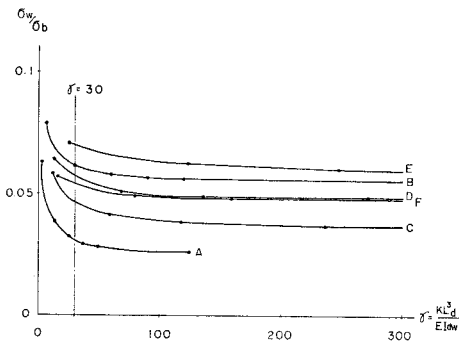


図-12 そり応力比とずり剛性比の関係

た。結果は表-3(a)に示してあるが、 σ_w/σ_b の値はほとんど変化していない。したがって、断面の板厚は断面変形特性にそれほど大きな影響は与えないと考えられる。

表-3 形状パラメータの変化に伴うそり応力比

	σ_b	σ_w	σ_w/σ_b
基準断面	139.74	7.88	0.056
(a)	$t_{fu}=14$ $t_{fl}=14$	193.93	10.87
	$t_{fu}=28$ $t_{fl}=28$	109.54	6.10
	$t_{fu}=21$ $t_{fl}=28$	111.60	6.44
(b)	$b=3270$ $h=4910$	55.20	1.90
	$b=3270$ $h=3270$	88.77	4.23
	$b=4000$ $h=2180$	119.38	7.39
(c)	$c=2180$	138.23	7.74
	$c=4910$	142.45	8.07

b) 箱形状の影響
箱形状の影響を調査するため、横桁長は一定に保って箱断面の高さと幅を変化させた。表-3(b)にその結果を示す。幅が一定で高さが大きくなると、相対的に σ_w は小さくなる傾向が認められる。これはずり荷重強度が一定に保たれ σ_w が断面の増加に

見合っているのに対し、 σ_b が載荷桁に集中する傾向を生ずるためである。また、高さ一定で幅が大きくなると、 σ_w/σ_b は若干大きくなる。これはずり荷重強度の増加が主たる原因である。いずれにしてもこの程度の箱形状変化は断面変形特性に急激な変化をもたらすものではない。

c) 横桁長の影響

箱桁間隔の影響を調査するため、横桁長を変化させた。表-3(c)はその結果であるが、 σ_w/σ_b にほとんど変化はみられない。ゆえに載荷桁の断面変形特性は相隣る桁の影響をほとんど受けないといつてよい。

4. 設計法に関する提案

以上のパラメーター解析よりわかるのは、剛なダイアフラムが横桁位置に存在する限り、並列する箱桁の断面変形特性は相互に大きな影響を受けず、おのおの独立な箱桁として扱ってもよいということである。事実、これまで述べた断面変形特性は単一箱桁橋の場合(文献2))とほとんど同じ結果に至っている。

したがって、この場合のダイアフラム設計法は単一箱桁橋と同一であつてよいと思われる。この考え方に沿つて以下設計法を検討する。

(1) ダイアフラム間隔

図-11に偏心荷重に対して生ずる付加応力 σ_w を曲げ応力 σ_b の5%ないし10%に抑えるための限界曲線を示した。これは断面形状パラメーターによって若干の変動が考えられるが、それほど大きく影響は受けないことを確認した。したがって、一般の並列箱桁橋でもこれを代表的な限界線と考えてよいであろう。

これらの曲線をさきに単一箱桁橋に対して求めた限界曲線と比較すると図-11のようになる。一見並列箱桁橋の方が厳しくなるようであるが、この場合非載荷桁への荷重分配によって σ_b は5割近く減少していることを考慮する必要がある。その意味ではこの場合の10%限界線が単一箱桁の5%に相当すると考えてよいくらいである。

一方、前章の調査から断面変形挙動に関しては独立な単一箱桁を考えてかまわないので、この場合のダイアフラム間隔の許容限界を単一箱桁の場合と同一にとつても実用上問題ないと思われる。この許容領域を図中ハッチで示したが、式で書けば以下ようになる。

$$\left. \begin{aligned} L < 60 \text{ m で } L_D \leq 6(\text{m}) \\ L > 60 \text{ m で } L_D \leq 0.14L - 2.4(\text{m}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、連続桁の場合 L は単純支間に見合う長さとする

る。

単一箱桁橋の場合と同様に、活荷重偏心の影響は道路幅員や構造諸元によってまちまちであり、本論で述べた取扱いがすべての場合について厳密というわけではない。しかし、死荷重応力を考慮に入ると、偏心活荷重による曲げ応力 σ_b は許容応力の少なくとも 1/4 程度と見込まれる。したがって、ここで述べた限界内にダイアフラムを配置すれば、付加応力 σ_w は許容応力のたかだか数%以内に抑えられ、二次応力として無視し得ることになる。

(2) ダイアフラム剛度

前章の結果からほぼ $r=30$ が収束限界であった。この値はさきに単一箱桁橋で求めた値と一致するので、これをもって必要剛度とする。すなわち、

$$KL_D^3/EI_w \geq 30 \dots\dots\dots(3)$$

ただし、 K は次のように計算される。

V 形対傾構では、

$$K=2E \frac{A_b}{\sqrt{(h^2+b^2)^3}} (hb)^2 \dots\dots\dots(4. a)$$

ラーメン構では、

$$K=48E \frac{6 \bar{h}/I_h + \bar{b}/I_u + \bar{b}/I_l}{3(\bar{h}^2/I_h^2) + 2 \bar{b}\bar{h}/I_h I_u + 2 \bar{b}\bar{h}/I_h I_l + \bar{b}^2/I_u I_l} \dots\dots\dots(4. b)$$

ここで、記号は後述の記号欄を参照されたい。

(3) ダイアフラム応力

単一箱桁橋と同様であるが、横桁位置にあるダイアフラムについてはずり荷重が横桁反力のモーメントとせん断力から生じ、外荷重とこれらの組合せで応力が決定される。したがって、厳密にはこれらの量がわからないと応力は定まらない。ところが、並列箱桁橋の荷重伝達機構は複雑であり、かつ構造によってさまざまに異なる。ダイアフラム応力を定めるのに、これを逐一調べるのは大変な労力を要し、得策ではない。

したがって、ここでは主桁 1 本当りに作用する最大のずり荷重（外荷重によるもの）がダイアフラムに作用するものとして算定する。単一箱桁橋と同様の考え方を提案する。この考え方は後章で実橋について検討するが、ほぼオーダーの上から妥当なものと思われる。

この考え方によれば、主桁に作用すると予想される分布ずりモーメント T_d と集中ずりモーメント T_c を求めて、

$$T=T_d L_D + T_c \dots\dots\dots(5)$$

を計算し、これからダイアフラム応力を次のように求めればよい。

充腹ダイアフラムでは、

$$\tau_D = \frac{T}{2bht_D} \dots\dots\dots(6. a)$$

V 形対傾構では、

$$N_b = \frac{T\sqrt{h^2+b^2}}{2hb} \dots\dots\dots(6. b)$$

ラーメン構では、

$$M = \frac{T}{4} \frac{3 \bar{h}/I_h + \bar{b}/I_l}{6 \bar{h}/I_h + \bar{b}/I_u + \bar{b}/I_l}$$

または $\frac{T}{4} \frac{4 \bar{h}/I_h + \bar{b}/I_u}{6 \bar{h}/I_h + \bar{b}/I_u + \bar{b}/I_l} \dots\dots\dots(6. c)$

5. 実橋モデルによる検討

上記提案の設計式の妥当性を次に示す二つの実橋モデルについて検討する。

(1) モデル

モデルはいずれも実際の橋梁から選んだ 3 径間連続橋である。以下これらを甲橋、乙橋とよぶが、甲橋は幅員が広く（ブラケットあり）、乙橋は幅員が狭い橋の代表である。

甲、乙両橋の主要寸法を 図-13 および 14 に示す。実際使用されているダイアフラムは中間では両図の (c) に示すようなラーメン構であり、支点上では厚さ 20 mm の充腹板である。

両橋の横桁およびダイアフラム配置を 図-15 および 16 に示す。いずれもダイアフラムは横桁位置にのみ設

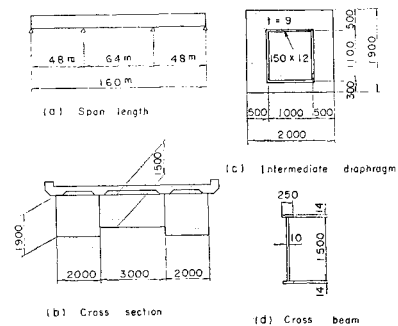


図-13 甲橋の主要寸法

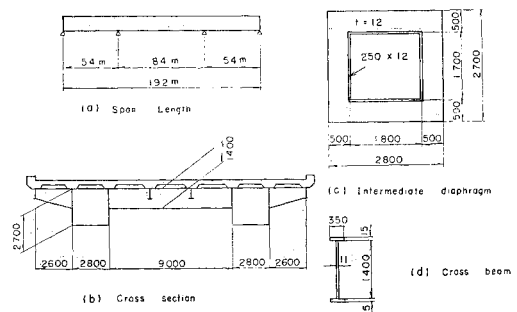


図-14 乙橋の主要寸法

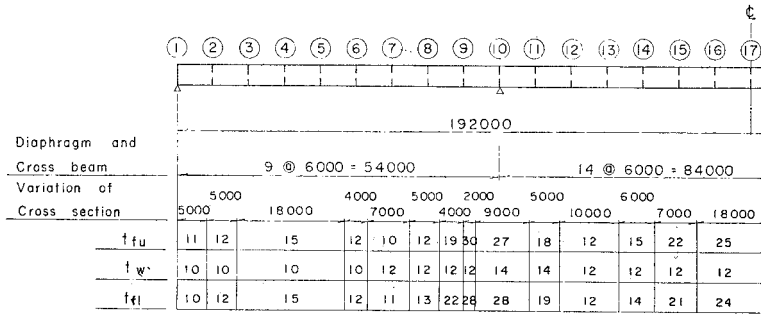


図-15 ダイヤフラム・横桁の配置と断面構成 (甲橋)

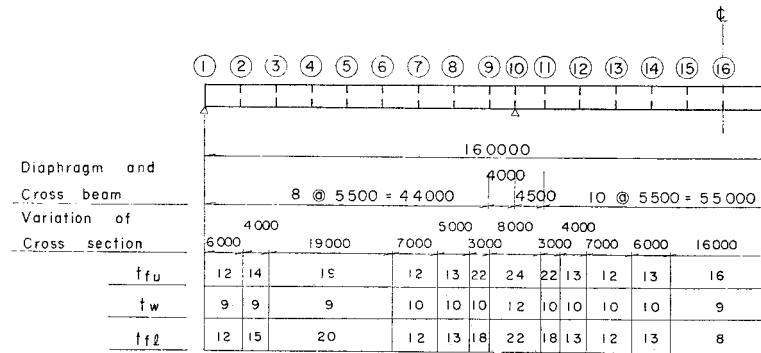


図-16 ダイヤフラム・横桁の配置と断面構成 (乙橋)

表-4 ダイヤフラム剛性 (甲橋)

POINT	$I_{dw}(\text{cm}^6)$ ($\times 10^4$)	$\gamma = \frac{KL_d^3}{EI_{dw}}$
1	—	—
2	1.627	14.2
3	1.873	12.3
4	"	"
5	"	"
6	1.627	14.2
7	1.632	14.1
8	1.796	12.8
9	3.149	7.3
10	—	—
11	2.417	9.5
12	1.756	13.1
13	"	"
14	1.960	11.8
15	2.534	9.1
16	2.781	8.3
17	"	"

表-5 ダイヤフラム剛性 (乙橋)

POINT	$I_{dw}(\text{cm}^6)$ ($\times 10^4$)	$\gamma = \frac{KL_d^3}{EI_{dw}}$
1	—	—
2	2.747	43.4
3	3.820	31.2
4	"	"
5	"	"
6	"	"
7	2.861	40.3
8	3.004	39.7
9	4.662	25.6
10	—	—
11	3.994	29.9
12	3.004	39.7
13	2.861	41.7
14	3.004	39.7
15	3.459	34.5
16	"	"

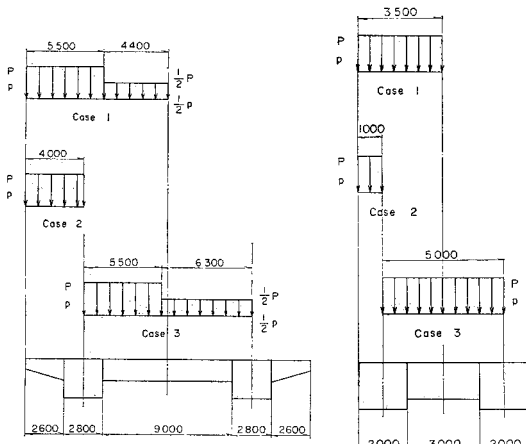


図-17 載荷状態 (甲橋)

図-18 載荷状態 (乙橋)

荷重は道路橋示方書に規定された L 荷重を断面変形がもっとも厳しく生ずるように載せることとし、両橋に対しそれぞれ 図-17 および 18 に示すような 3 ケースを考える。

(2) そり応力

もっとも大きなそり応力を生ずる代表的な場合として、甲橋についてはケース 3、乙橋についてはケース 1 の荷重状態の場合を考察する。

図-19 は甲橋のそり応力分布図である。図中には比較のため相当する荷重による曲げ応力 σ_b の 5% 曲線も描いてある。これよりみるとそり応力は全体として σ_b の 5% (20 kg/cm²) 程度であり、わずかに中間支点上で 37 kg/cm² の顕著な値が認められるが、それも許容応力に比べれば 2~3% 以下となっている。なお、そり応力は 2 本の線 (実線と破線) で表わしてあるが、実線は荷重が横桁・ブラケットを通して主桁に作用とした場合、破線は全荷重が直接に主桁に作用とした場合の結果である。前者はほとんどの荷重がダイヤフラム位置に作用するので、そり応力には断面変形の影響が

けられ、その間隔は $L_D = 6\text{m}$ および 5.5 m である。両図にはまた断面変化の構成も示されている。なお、リップなどは計算において無視した。

ダイヤフラムの桁に対する ずり剛性比 γ は 表-4 および 5 に示されているが、甲橋においては 7~14 と小さく、乙橋においては 25~43 と大きい値を有する*。

* この値は ラーメン剛性のみ考慮したものであり、実際にはせん断剛性が存在するので修正する必要があるが、ここではこのままにしておく (参考文献 4)

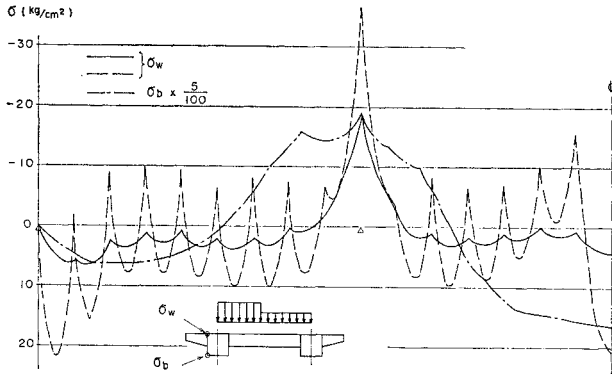


図-19 応力分布 (甲橋)

少なく、ほとんどがそりねじりによるものである。一方、前者では断面変形に伴うそり応力が支配的である。

図-20 は乙橋のそり応力分布図である。この場合には幅員が小さく、ダイヤフラム間隔も狭くとつてあるので、そり応力の値はきわめて小さくなっている。

以上から、支間長 40~60 m のところではダイヤフラムを 6 m 程度に配しておけば、そり付加応力はたかだか許容応力の数%に収まること、またダイヤフラムの剛性は $r=10\sim40$ で十分であることなどが確認された。

(3) ダイヤフラム応力

表-6 および 7 にそれぞれ甲乙両橋の各荷重ケースに対する中間ダイヤフラム応力とずりモーメントを示してある。甲橋については、() 内に全荷重を主桁に直接

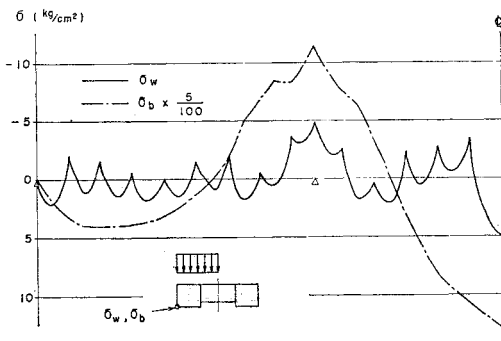


図-20 応力分布 (乙橋)

作用させる場合の結果を併記してある。集中荷重直下のもっとも厳しいダイヤフラムでも、最大曲げ応力は甲橋で 242.1~585.1 kg/cm²、乙橋で 197.6 kg/cm² である。

ずりモーメントの橋軸方向分布を 図-21 および 22 に示す。これよりみると、ずりモーメントは支間中央で最大になることがわかる。また、両橋ともケース 3 の場合がダイヤフラムにとってもっとも厳しい荷重状態になっている。このような結果は並列箱桁橋の構造特性を示すものといってよいであろう。

これより簡略算定法としてケース 3 の荷重の片側部分がその側の主桁にずり荷重として作用

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{集中荷重なし} \\ 350 \times 6.0 \times 5.5 \times 275 = 31.8 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} \end{array} \right.$$

表-6 中間ダイヤフラムに作用する力と応力 (甲橋)

POINT	CASE 1		CASE 2		CASE 3	
	T(kg·cm)	σ(kg/cm²)	T(kg·cm)	σ(kg/cm²)	T(kg·cm)	σ(kg/cm²)
1	84.29 × 10 ⁵	—	78.62 × 10 ⁵	—	54.43 × 10 ⁵	—
2	8.69 (4.72)	54.3 (29.5)	5.58 (7.40)	34.9 (46.3)	10.12 (29.74)	63.3 (185.9)
3	13.65 (9.11)	85.3 (56.9)	9.29 (12.22)	58.1 (76.4)	15.86 (38.20)	99.1 (238.8)
4	15.88 (11.47)	99.3 (71.7)	11.17 (14.54)	69.8 (90.9)	18.23 (39.89)	113.9 (249.3)
5	15.37 (10.94)	96.1 (68.4)	10.98 (14.21)	68.6 (88.8)	18.91 (40.66)	118.2 (254.1)
6	12.19 (7.85)	76.2 (49.1)	8.66 (11.24)	54.1 (70.3)	17.29 (38.53)	108.1 (240.8)
7	5.86 (1.35)	36.6 (8.4)	5.07 (10.48)	31.7 (65.5)	14.79 (35.33)	92.4 (220.8)
8	3.80 (8.46)	23.8 (52.9)	9.72 (17.36)	60.8 (108.5)	11.05 (31.98)	69.1 (199.9)
9	4.92 (8.28)	30.8 (51.8)	8.02 (14.26)	50.1 (89.1)	6.91 (22.00)	43.2 (137.5)
10	221.89	—	200.70	—	123.20	—
11	3.98 (7.31)	24.9 (45.7)	7.72 (13.66)	48.3 (85.4)	8.22 (23.33)	51.4 (145.8)
12	0.66 (5.22)	4.1 (32.6)	8.08 (14.94)	50.5 (93.4)	13.56 (34.75)	84.8 (217.2)
13	8.39 (4.04)	52.4 (25.3)	7.28 (9.59)	45.5 (59.9)	18.78 (40.79)	117.4 (254.9)
14	15.82 (11.61)	98.9 (72.6)	13.07 (15.96)	81.7 (99.8)	23.54 (44.98)	147.1 (281.1)
15	22.10 (17.72)	138.1 (110.8)	17.85 (22.04)	111.6 (137.8)	28.03 (50.45)	175.2 (315.3)
16	27.82 (21.43)	173.9 (133.9)	21.54 (26.85)	134.6 (167.8)	32.39 (64.87)	202.4 (405.4)
17	30.85 (20.03)	192.9 (125.2)	23.10 (28.89)	144.4 (180.6)	38.73 (93.62)	242.1 (585.1)

表-7 中間ダイヤフラムに作用する力と応力 (乙橋)

POINT	CASE 1		CASE 2		CASE 3	
	T(kg·cm) (×10 ⁵)	σ(kg/cm²)	T(kg·cm) (×10 ⁵)	σ(kg/cm²)	T(kg·cm) (×10 ⁵)	σ(kg/cm²)
1	14.90	—	6.99	—	3.80	—
2	3.39	49.5	0.791	11.5	4.64	67.7
3	4.33	63.2	0.888	13.0	6.31	92.1
4	4.53	66.1	0.898	13.1	6.84	99.8
5	4.62	67.4	0.929	13.6	7.07	103.2
6	4.63	67.6	0.929	13.6	7.05	102.9
7	4.19	61.1	0.952	13.9	6.38	93.1
8	2.80	40.9	1.42	20.8	5.50	80.3
9	1.14	16.6	1.14	16.7	3.15	46.0
10	30.40	—	16.11	—	7.30	—
11	1.42	20.7	1.17	17.0	3.51	51.2
12	3.12	45.5	1.45	21.2	5.93	66.5
13	4.53	66.1	1.10	16.0	7.10	103.6
14	5.38	78.5	1.39	20.2	8.08	117.9
15	7.19	104.9	1.94	28.3	9.77	142.6
16	11.17	163.0	4.57	66.7	13.54	197.6

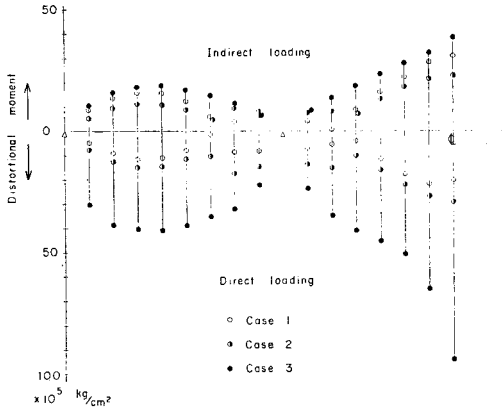


図-21 中間ダイアフラムのずりモーメント分布(甲橋)

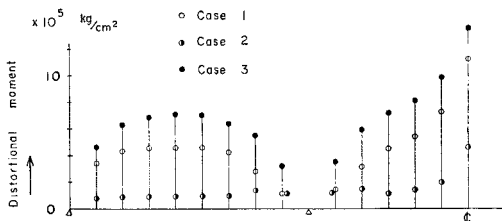


図-22 中間ダイアフラムのずりモーメント分布(乙橋)

甲橋 } 集中荷重あり
 $(350 \times 6.0 + 5000) \times 5.5 \times 275 = 107.4 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
 集中荷重なし
 $350 \times 5.5 \times 2.5 \times 125 = 6.02 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$
 乙橋 } 集中荷重あり
 $(350 \times 5.5 + 5000) \times 2.5 \times 125 = 21.6 \times 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

表-8 中間ダイアフラムのずりモーメント量

	集中荷重あり	集中荷重なし
甲橋	$\frac{38.73 \times 10^5}{107.4 \times 10^5}$ $\left(\frac{93.62 \times 10^5}{107.4 \times 10^5} \right)$	$\frac{18.91 \times 10^5}{31.8 \times 10^5}$ $\left(\frac{40.66 \times 10^5}{31.8 \times 10^5} \right)$
乙橋	$\frac{13.54 \times 10^5}{21.6 \times 10^5}$	$\frac{7.07 \times 10^5}{6.02 \times 10^5}$

上段=理論計算値
 下段=簡略計算値
 () は全荷重が主桁に直接作用すると考えた場合

となる。これをダイアフラムの最大ずりモーメントと比較すると表-8のようになる。概略値は側径間で危険側、中央径間で安全側となっているが、値自体がそれほど大きくないので、このような簡略式で照査しておけば、設計の目安としては十分であると思われる。

6. まとめ

以上、並列2箱桁橋の断面変形挙動とダイアフラム設

計法について述べた。本報告で得られた結果をまとめると以下のようなことになる。

(1) 従来不明であった並列箱桁橋の断面変形挙動を、さきに著者らの開発したブロック有限要素法により解明した。結果として各箱桁は断面変形挙動に関してほぼ独立と考えてよいことがわかった。

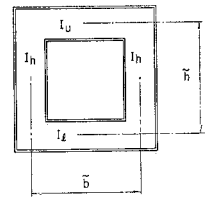
(2) パラメーター解析によって各パラメーターの与える影響を調査し、その結果に基づきダイアフラム設計法の提案を行った。この設計法は以前に提案した単一箱桁橋の場合とほとんど同じものとなった。

(3) 標準的な2つの実橋について解析を実施し、計算値により設計法の妥当性を検討した。その結果、本設計法はほぼ満足すべきものであることが確認された。

ここでは一応2つの箱桁が横桁のみによって連結されているモデルを対象にしたが、鋼床版で箱桁が連結されているような場合にも提案した設計法を準用してよいものと思われる。今後このような場合を含めてさらに詳細な検討を行いたいと考えている。

記号

- A_b : 対傾構部材の断面積
- \bar{b}, \bar{h} : ラーメン構の幅と高さ (図-23)
- I_{dw} : 桁のずり定数
- I_u, I_l, I_h : ラーメン構部材の断面2次モーメント (図-23)
- K : ダイアフラムのずり剛性
- L : けたの支間長
- L_c : 横桁間隔
- L_d : ダイアフラム間隔
- M : ラーメン構の曲げモーメント
- N_b : 対傾構の軸力
- σ_b : 曲げ応力
- σ_{dw} : ずりに伴うそり応力
- σ_{dt} : ねじりに伴うそり応力
- σ_w : そり応力
- T : ダイアフラムのずりモーメント
- τ_d : 充腹ダイアフラムのせん断応力



他の記号は 図-3 を参照されたい。 図-23 ラーメン構ダイアフラムの記号

参考文献

1) The Subcommittee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges: Interim Design and Workmanship Rules, Her Majesty's Stationary Office, 1973.

- 2) 坂井藤一・長井正嗣：鋼箱桁橋中間ダイアフラム設計法に関する一試案，土木学会論文報告集，第261号，昭和52年5月。
- 3) 坂井藤一・長井正嗣・佐野信一郎：ブロック有限要素法による薄肉箱桁の立体解析，土木学会論文報告集，第255号，昭和51年11月。
- 4) 坂井藤一・長井正嗣・近藤脩・石丸 勝：鋼箱桁橋中間ダイアフラムの設計法に関する一研究，川崎技報，65号，昭和52年12月。

(1978.2.1・受付)
