

## 鋼床版2主桁橋の横断面変形特性について

CROSS-SECTIONAL DEFORMATION OF TWO SINGLE-WEB  
MAIN GIRDER BRIDGES WITH STEEL PLATE DECK

加藤 隆夫\*・丸山 忠明\*\*

By Takao KATO and Tadaaki MARUYAMA

## 1. ま え が き

2主桁橋というまでもなく2本の主桁からなる桁橋であり、小幅員・小支間の橋に対しては古くから用いられてきた形式であるが、ここで述べる2主桁橋は、経済的な設計の追求から生まれた幅員の広い、支間長の大きい構造を有するものを対象とする。

このような2主桁橋においては、2本の主桁は相当広い間隔で配置される。その場合、横構については省略されることが多く、さらに、床組、および対傾構部材についても、軽量化を図る観点から、構造法に種々の工夫が加えられている。

このような橋梁形式が登場したのは、1950年代の中頃からであり、鋼床版2主桁橋ではSt. Alban橋<sup>2)</sup>、合成2主桁橋ではSulzbachtal橋<sup>3)</sup>が最初のもと考えられる。以来20余年が経過し、相当数の橋がこの形式によって実施されている<sup>1)</sup>。

さて、2主桁橋は全体として、 $\pi$ 形状に形成される大形の薄肉構造物であるが、實際上、その設計には従来、ふたつの方法が適用されてきた。そのひとつは、床版の有効幅部分を上フランジとする2本の主桁に分離し、1-0の反力影響線を用いて荷重の分配を行い、個々独立に設計するものであり、慣用設計法としてよく用いられている方法である(以下、慣用法という)。いまひとつは、構造とその特性をできるだけ忠実に $\pi$ 形桁として取り扱おうとするものである。

過去の実施例として、Inn橋<sup>4)</sup>や新十三大橋<sup>5)</sup>においては、曲げねじり理論<sup>6)</sup>の適用により、慣用法の照査が行われている。また、Golden Horn橋<sup>7)</sup>では、床組構造と横断面補剛部材の設計を主目的に、構造全体を骨組に置換した解析が実施されている。しかし、前者の事例

では、横断面の変形は無視され、また、デッキプレートにおけるせん断遅れの影響については、有効幅を考慮することにより配慮するものとしている。一方、後者の方法は、主桁の設計に適用する場合、デッキプレートや主桁腹板等の板部材が骨組化されている点で仮定が大きすぎるように思われる。

ところで、横断面変形を考慮した主桁の設計問題は、従来、箱桁橋に多くの関心が寄せられている。これに関して、V.Z. Vlasov<sup>8)</sup>の一般化座標法を応用した広範な研究がG. Lacher<sup>9)</sup>、奥村・坂井<sup>10),11)</sup>、落合・北原<sup>12)</sup>、坂井・長井<sup>13)</sup>らによって行われている。その場合、主として、箱桁の隔壁ないしは対傾構のせん断変形が注目されている。2主桁橋については、今日までこの種の研究は報告されていないが、対傾構あるいはこの機能を兼ねた床組を軽量化する場合、横断面補剛構造部材はかなりの柔構造となり、この問題に対する検討は不可避の課題と考えられる。

著者らは、模型桁による載荷実験から、横断面部材の曲げ変形に伴う、主桁下フランジの水平変位および、水平付加曲げモーメントが、設計上無視し得ない値に達することを知り、この点に関して、構造解析による解明と実際設計に必要な資料の整理を試みている<sup>14)</sup>。

本文では、まず2主桁橋の実施例を参照し、横断面の補剛形式について分類・整理する。さらに鋼床版2主桁橋に関して、横断面変形の影響を明らかにするために、ふたつの解析法による計算値と実橋載荷実験の測定値を対比し、考察を加える。

また最も軽量化された、ふたつの横断面補剛形式に注目し、支間・主桁間隔・補剛部材の諸元等が種々に変化する場合についてパラメーター解析を実施し、特に影響の大きい主桁下フランジの水平変位と水平付加曲げモーメントに関して、資料を提供する。さらに、主桁下フランジに対する横断面変形の影響を求めるための近似解法についても、検討を加える。

\* 正会員 工博 大阪市土木局街路部計画課長

\*\* 正会員 工修 大阪市土木局土木部橋梁課第1設計係

## 2. 2 主桁橋における横断面の補剛形式と変形

前述のように2主桁形式のねらいとするところは、床組ないしは横断面補剛部材の節減により、経済的な設計を達成する点にあるといえる。この観点に基づき、今日まで横断面の補剛機能を含めた床組の構造法について、種々の工夫が重ねられてきた。この結果、実施例について考察する場合には、床組と横断面の補剛を目的としたいわゆる対傾構に関する構造的な区分は必ずしも明確でなく、むしろ両者の機能を兼ねた構造が多く見受けられる。ここでは対傾構とみなされる構造について、その形式を図-1のように分類した。

図の(1)は、本来床組として設計された横桁（鋼床版桁では横リブ）とこれを支持する腹板の垂直補剛材を兼ねた柱部材により、門形ラーメンを形成したものである（例：Inn 橋<sup>9)</sup>）。(2)は構造高の大きなトラスを用いたものである（例：Schierstein 橋<sup>18)</sup>、新十三大橋<sup>9)</sup>）。(3)は(1)の形式で横桁（ないしは横リブ）の支持部を方杖によって補剛したものである（例：Golden Horn 橋<sup>7)</sup>、長柄橋）。(4)、(5)はトラス構造の横桁を主体に、(1)のラーメン形式あるいは(3)の方杖形式を組合せて構成したものである（例：Grenzwald 橋<sup>19)</sup>）。これらの補剛構造の中には、一般のいわゆる対傾構に比較して、主桁の断面変形を防ぐ効果が小さいと考えられるものも含まれる。このため本文では、“対傾構”に代えて、“横断面補剛部材”とよぶことにする。鋼床版桁橋では、(2)、(4)、(5)のトラスを用いる形式は、通常数本おきの横リブ位置に配置される。また、(3)は各横リブ位置に設けられるか、まれに間隔を大きくとった例も見受けられる。

横断面変形に関する力学特性から考えると(2)、(4)、(5)のトラスを用いる形式は、(1)、(3)の形式において、横桁（ないしは横リブ）の構造高を大きくし、剛性を増加させることと同等であり、この意味において、

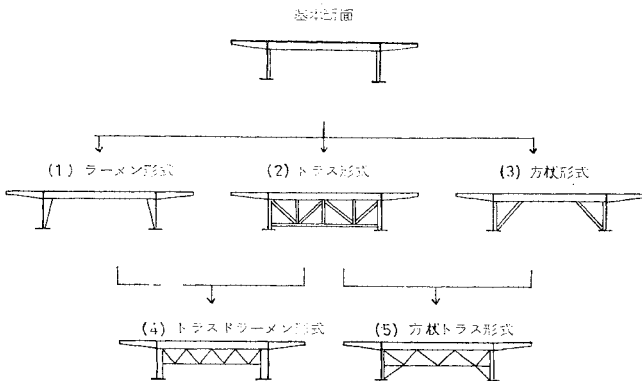


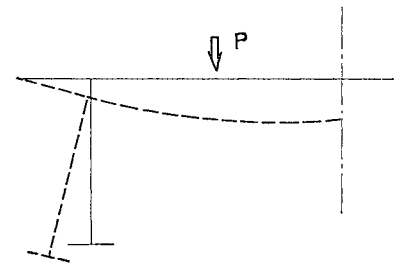
図-1 横断面の補剛形式

(1)、(3)の修正形式とみなすことができる。したがって、(1)、(3)の形式に関して、横断面変形に与える影響が明らかになれば、その他の形式はこれをもとに推論することも可能と考えられる。

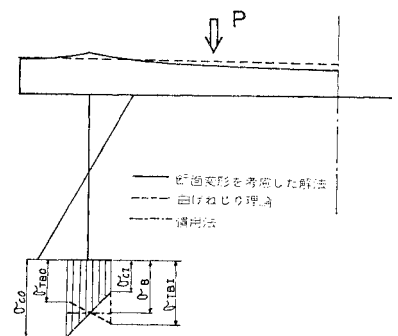
さて、(1)、(3)の形式のように、著しく軽量化された補剛構造が用いられる場合、横桁（ないしは横リブ）の変形に伴い、これと結合された主桁にも影響を及ぼし、主桁下フランジは水平方向に変位を生じる（図-2(a)）。

変位を生じた下フランジは、支承や他の横断面補剛部材の拘束を受けているため、水平方向の曲げモーメントを生じることになる。これによる垂直応力は主桁下フランジの設計において無視できないものとなることがあり、また連続桁の場合、中間支点近傍の座屈強度についても影響を与えるものと考えられる。図-2(b)は最も基本的なラーメン形式について、応力度に注目し横断面変形を考慮した計算結果の一例を従来の計算法による結果と対比し、モデル化して示したものである。これによれば上フランジ、腹板では解法の違いによる応力差は小さく、下フランジに大きな差異が認められる。そこで主桁下フランジに関して、横断面変形による影響を抽出するため次のような物理量を考える。

$$\begin{aligned} \text{水平曲げ応力度} &: \sigma_H = (\sigma_{CO} - \sigma_B) \text{ or } (\sigma_B - \sigma_{CI}) \\ \text{水平曲げモーメント} &: M_H = \sigma_H \times W \\ \text{付加応力度} &: \Delta\sigma = |\sigma_{CO} - \sigma_{TB0}| \text{ or } |\sigma_{CI} - \sigma_{TB1}| \\ \text{付加曲げモーメント} &: \Delta M = \Delta\sigma \times W \end{aligned}$$



(a) 変形状態



(b) 応力分布状態

図-2 横断面変形モデル図

ただし、 $\sigma_B$  は慣用法による主桁下フランジの応力度、 $\sigma_{TB}$  は曲げねじり理論による応力度、 $\sigma_C$  は横断面変形の影響を含めた応力度、 $W$  は下フランジの水平方向断面係数とする。また、添字  $I, O$  は主桁下フランジの内側、外側を示す。

これらの変位や応力は、従来の設計では無視されてきたものである。したがって、以下の各章では特にこの点を重視して、検討を加える。その場合、横断面の補剛構造としては、最も単純化された軽量化追求の基本形と目されるラーメン形式および方杖形式の二者に着目する。

### 3. 横断面変形を考慮した2主桁橋の構造解析

本研究においては、2主桁橋の構造解析にあたり、横断面変形とせん断遅れを考慮したふたつの解法を適用した。そのひとつは坂井・長井・佐野によるブロック有限要素法<sup>15)</sup>に、2主桁橋の解析に適用できるように若干の修正を加えたものである。いまひとつは、この種の構造の実用解を得るために、新たに考案した高自由度要素による有限要素法である。前者のブロック有限要素法については箱桁を対象として、文献15)に詳述されており、ここでは、2主桁橋の解析に際して考慮したブロックの変位のみを図-3に示す。後者の高自由度有限要素法について、その概略を述べると次のようである。

2主桁橋の解析にあたって、現在、すでに実用化されている板・はり・柱に関する一般的な有限要素法を適用し、精度のよい解を得ることは、最近の計算機の容量、計算能力の向上を考えると、必ずしも不可能ではない。しかし、実施設計において、数径間の連続長大2主桁橋全体を対象にこれを適用することは、費用、その他の点で適切とはいえない。そこで、実際の設計において要求される精度を確保し、かつ、計算時間の短縮をねらいとして、高自由度要素による有限要素法の開発を試みた。この解法の特徴は次のようである。

- ① 構造物を比較的大形要素に分割し、計算時間の短縮を図る。

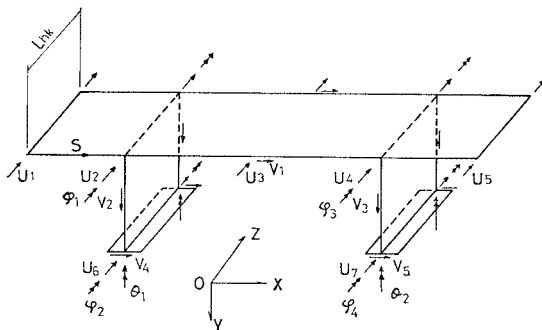
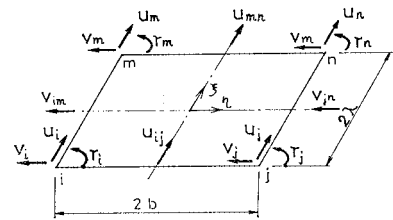


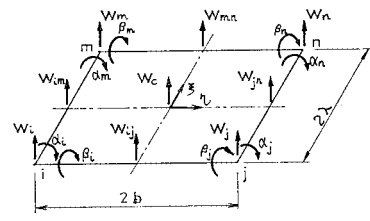
図-3 ブロック有限要素

- ② 構造物を橋軸直角方向に分割し、各ブロックは板とそれを補剛する骨組要素によって構成する。
- ③ 要素の辺および内部の midpoint に、設計上重要と考えられる自由度を補足する。
- ④ ブロックの内部に含まれる断面補剛材については、仮定した変位関数により変位が規制されるものと考え、その効果を考慮する。
- ⑤ 板に関しては、面内変位のみでなく、面外変位も考慮する。
- ⑥ 板の面内応力については、せん断遅れを考慮する。
- ⑦ 縦リブ等によって補剛された板は直交異方性板として取り扱う。

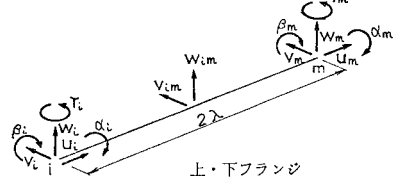
次に変位関数については、数式の単純化と、要素の中



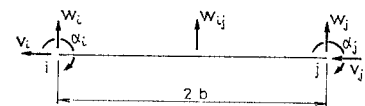
板の面内変形



板の面外変形



上・下フランジ



横リブ、鉛直補剛材

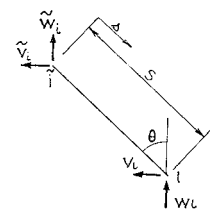


図-4 高自由度要素

点に変位自由度を追加していることを考慮し、おもに4次関数によって表現した。図-4 に板・はり・柱の高自

由度要素とその自由度を、図-5 に変位関数を示す。これらの要素を組合せて、ひとつの単位ブロックを形成することが可能であり、これを橋軸方向に連続させ、荷重に応じて必要な応力、変形が求められる。

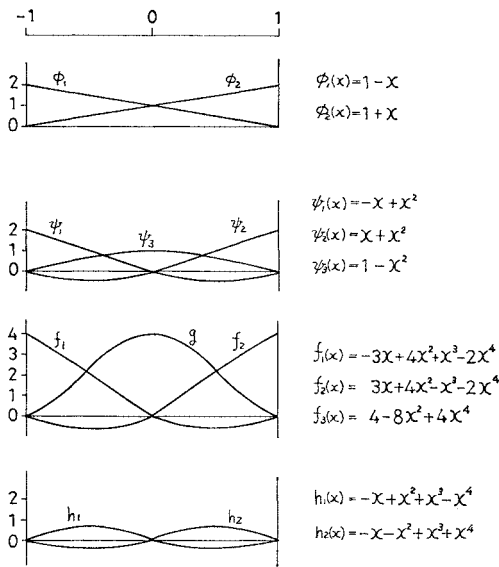
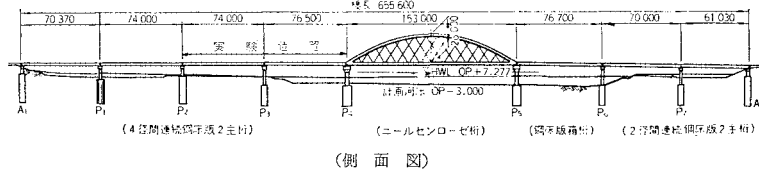


図-5 高自由度要素の変位関数

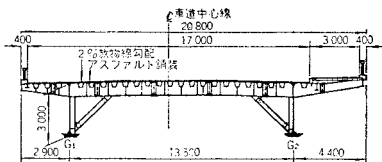
#### 4. 数値計算結果と実橋載荷実験結果の比較

前章の解析法を適用し、鋼床版2主桁橋の実施例(図-6)について、できるだけ忠実に実橋をモデル化し、数値計算を実施した。なおこの場合、横断面補剛部材に協力するデッキプレート・主桁腹板について、有効幅を考慮している。この有効幅の大きさは、個々の部材の剛性に影響するが、作用断面力の種類や分布状況によって異なり、厳密には複雑となる。ここでは簡単のため、道路橋示方書に準じて算定することにした。また、同橋に対して行った載荷実験結果との比較も試みた<sup>16)</sup>。図-7, 8 は載荷荷重(トラック、約20t/台)の配置と応力度の計測位置を示したものである。

実験値と解析値の比較の一例として、B荷重を載荷した場合の3断面の橋軸方向応力度を表-1に示す(以下簡単のために、ブロック有限要素法をBF法、高自由度有限要素法をKB法で表す)。デッキプレートの応力度については、実験値と各解析値の間に著しい差異は認められない。一方、主桁下フラン



(側面図)



(標準断面図)

図-6 長柄橋一般図

ジの水平曲げ応力度は、中間支点近傍の③断面で大きく、径間中央の①断面で小さく現われている。その値は実験値に注目する場合、慣用法による応力度の4~25%に達している。図-9はA荷重を載荷した場合の下フランジの水平変位分布を示したものである。実験値とふたつの解析値はよく一致しており特に水平変位分布においては、π形断面の回転変形と断面変形の関係が明確

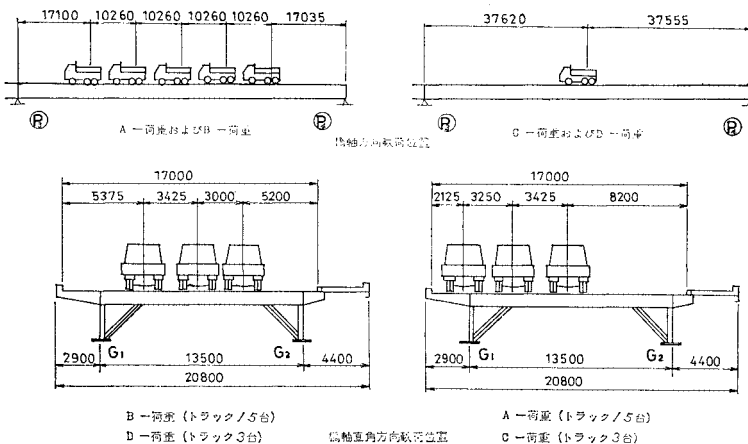


図-7 荷重配置

に現われている。すなわち、G<sub>1</sub>桁については、π形断面の回転変形に対して断面変形がそれを打ち消す方向に、G<sub>2</sub>桁については、増大する方向に作用するため、G<sub>2</sub>桁の水平変位がG<sub>1</sub>桁のそれより大きな値を示している。

次に、D荷重を径間中央に載荷した場合の下フランジの水平曲げモーメント分布を図-10に示す。ふたつの解析値の分布性状は、弾性支承上のはりに集中荷重を載荷した場合の曲げモーメント分布と類似している。このことは、下フ

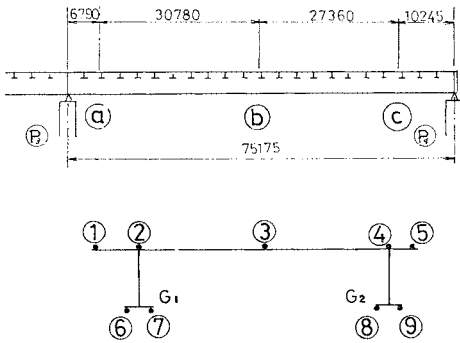


図-8 計測位置

表-1 B 荷重による橋軸方向応力

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

解析法 Section	慣用法	曲げねじり 理論	B.F. 法	K.B. 法	Exp.	
a	①	—	64	73	71	69
	②	86	60	73	88	84
	③	—	51	54	53	49
	④	77	42	68	86	64
	⑤	—	40	63	85	54
	⑥	-130	-110	-191	-191	-144
	⑦	-130	-113	-89	-94	-77
	⑧	-96	-88	-33	-48	-65
	⑨	-96	-91	-162	-140	-125
b	①	—	-327	-301	-282	-253
	②	-345	-311	-285	-299	-283
	③	—	-273	-263	-246	-287
	④	-304	-234	-277	-296	-249
	⑤	—	-226	-296	-292	-242
	⑥	619	582	644	660	585
	⑦	619	597	566	530	538
	⑧	446	487	417	404	409
	⑨	446	504	472	506	448
c	①	—	-156	-140	-143	-108
	②	-158	-148	-137	-142	-120
	③	—	-130	-129	-115	-109
	④	-150	-111	-146	-142	-109
	⑤	—	-107	-142	-135	-100
	⑥	366	328	287	282	274
	⑦	366	337	478	422	371
	⑧	231	276	311	268	240
	⑨	231	285	169	186	190

ランジの水平方向の挙動を近似的にモデル化する場合、方杖材を弾性ばねとした弾性支承上のはりとして取り扱うことの妥当性を裏づけるものといえる。しかし数値的には、実験値 < KB 法 < BF 法となっている。特にひとつの集中荷重を載荷した場合に、その差が顕著に現われている。このことは次のような理由によるものと思われる。実験値がふたつの解析値より小さいのは、実橋においては、添加物を支持する部材が横リブの補剛材として作用し、横断面の剛性が解析データよりも大きくなっていることによるものと考えられる。また、ふたつの解析値の差異は、BF 法においては、デッキプレート上の面外剛性を無視しているため、デッキプレート上に載荷

された荷重は、橋軸方向に分配されず、載荷点直下の方杖材により下フランジに直接伝達され、下フランジに対してひとつの集中荷重として作用すると考えられる。一方、KB 法においては、デッキプレート上に載荷された荷重は、縦リブを含むデッキプレートの面外剛性によって分配され、荷重載荷点から、ある範囲の方杖材によって下フランジに作用すると考えられる。この点がふたつの解析値の差として現われていると考察される。

以上の実橋を対象とした数値計算、および実測値に対する考察から、次の点が指摘される。

- ① 主桁上フランジとしてのデッキプレートおよび腹板の設計においては、横断面変形の影響は小さく、実際設計ではこれを無視してもよいと考えられる。
- ② 断面変形の影響は主桁下フランジ、特に連続桁の中間支点および端支点近傍で大きく、主桁下フランジの設計において、十分に検討する必要がある。その場合、主桁下フランジの水平方向の挙動は、弾性支承上のはりに類似している。

### 5. 横断面補剛部材が主桁下フランジに及ぼす影響

横断面の変形に起因する主桁下フランジの水平変位、付加応力度が、横断面の補剛形式、部材の配置、形状寸法、あるいは荷重位置や着目点により、どのように変化するかは興味深い問題であり、また、これらの設計因子との関係を定性的ないしは定量的に明らかにすることは、設計上重要であると考えられる。そこで、このような観点から鋼床版 2 主桁橋について、基本的な等断面単純支持桁を対象とし、主要な設計因子をパラメーターに選り解析を試みた。鋼床版 2 主桁橋においては、2. で述べたようにラーメン形式や方杖形式のほか、トラスを用いた形式のものも採用されている。しかし、これらの形式ではその構造が横断面の変形に及ぼす効果を考える場合、ラーメン形式の横リブ腹板高を大きくし、曲げ剛性を増加させることと同等とみなすことができる。したがって、補剛形式としては、ここではラーメン形式と方杖形式の 2 者に着目する。また、設計上のパラメーターとして、次の諸量に注目し、これらは付記の範囲内で変化するものとする。

- ① 支 間:  $L=72\sim 120$  m
- ② 主桁間隔:  $B_G=10\sim 20$  m
- ③ 腹板高:  $H_W=3.84\sim 6.00$  m
- ④ 下フランジ断面 (幅, 厚さ):  
 $B_f=120\sim 150$  cm  
 $t_f=4\sim 8$  cm
- ⑤ 横リブ剛度 (横リブ腹板高):

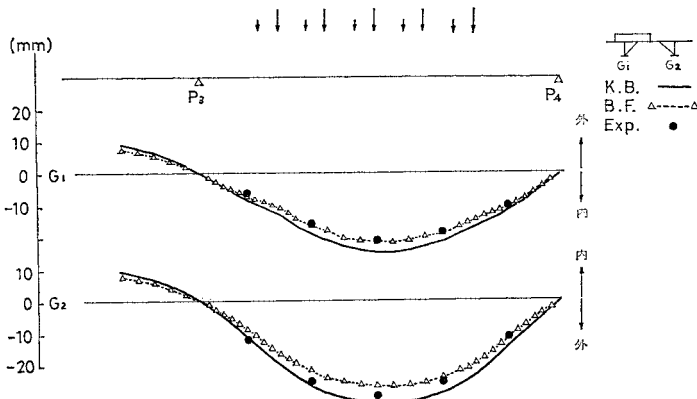


図-9 A荷重による下フランジの水平変位

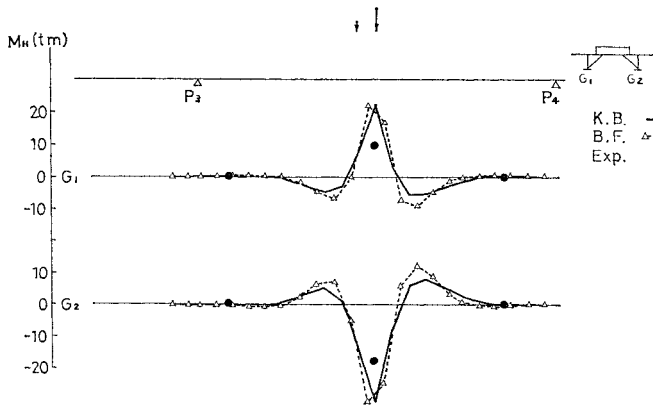


図-10 D荷重による下フランジの水平曲げモーメント

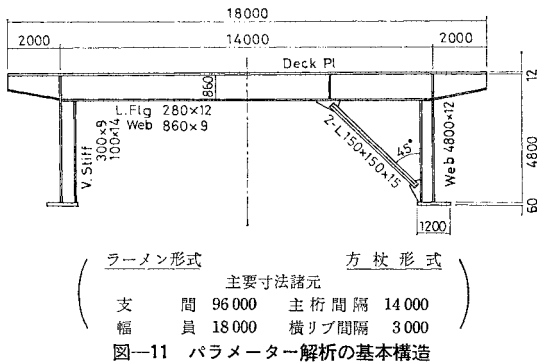


図-11 パラメーター解析の基本構造

$H_c = 70 \sim 110 \text{ cm}$

⑥ 横リブ間隔： $\lambda = 1.5 \sim 6.0 \text{ m}$

このうち、パラメーター解析の基本構造としては、実施例を参照し、次の諸元を採用する(図-11)。

- 支 間  $L = 96 \text{ m}$
- 幅 員  $B = 18 \text{ m}$
- 主桁間隔  $B_c = 14 \text{ m}$
- 横リブ間隔  $\lambda = 3 \text{ m}$

なお、鋼床版、下フランジ、その他の構成要素は道路

橋示方書の TL-20 荷重により設計を行い、支点上には、実際に即して剛性の大きな横桁を配置した。また、数値計算はブロック有限要素法を適用した。以下に数値計算結果を整理し、その概要を述べる。

(1) 載荷荷重の違いによる付加応力分布の差異

図-12 は、集中荷重  $P (=1 \text{ t})$  と分布荷重  $q (=1 \text{ t/m})$  を載荷した場合に対し、水平付加曲げモーメントに注目して図示したものである。この計算結果より、次の事項が考察される。

- ① 付加曲げモーメントの分布性状は荷重の種類により著しく異なる。
- ② 集中荷重による影響は局所的である。
- ③ 前章の方杖形式をもつ構造と同じように、ラ-メン形式においても、下フランジの水平方向の挙動は、横断面補剛部材を弾性支承としたはりと類似している。

(2) 支間長の影響

横断面の中央に単位集中荷重を載荷した場合の付加曲げモーメントは 図-12 のようになるが、載荷位置を橋軸方向に順次移動させると、それぞれの載荷位置に生じる最大付加曲げモーメントを結ぶ包絡線が得られる。図-13 は支間長の大小により、この包絡線がどのように変化するかを示したものである。図から明らかなように付加曲げモーメントの最大値は、支点近傍で急激に増大し、ここでの計算ではすべて支点から 3 パネル離れた補剛部材位置 ( $3\lambda = 9 \text{ m}$  の位置) で最大となる。その後はやや減少し、径間中央部ではほぼ一定値となっている。すなわち横断面が同一であれば、最大付加曲げモーメントの大きさ、分布性状は、支間長にほとんど影響を受けず、支間長の変化量のみ径間中央部の一定値の範囲が変化するだけとなっている。等分布荷重を満載する場合の付加曲げモーメントについても、ほぼ同様のことがいえる。

(3) 主桁間隔および腹板高の影響

前述のように、図-13 より、付加曲げモーメントの分布性状は、支間中央部の一定の曲げモーメントと桁端近傍の最大曲げモーメントに代表される。したがってこ

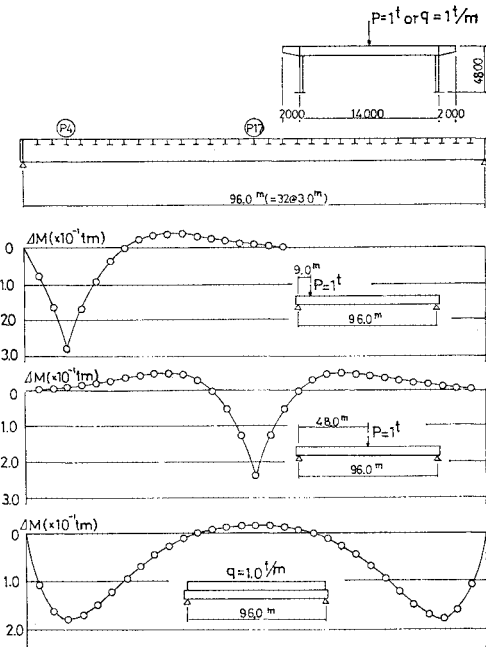


図-12 集中荷重等および分布荷重による付加曲げモーメント

こでの整理は、荷重載荷点を次の2点に限定して行うこととした。

- ① 格点 4 (端支点から 3 パネル離れた位置) : 最大付加曲げモーメント発生点
- ② 格点 17 (支間中央) : 等曲げ領域の中央

図-14 は横軸に主桁間隔、縦軸に付加曲げモーメントをとり、腹板高をパラメーターとして整理したものである。これによれば、主桁間隔が大きくなるほど、また、腹板高が小さくなるほど、付加曲げモーメントは増大の傾向を示している。その場合、主桁間隔の増大に伴い付加曲げモーメントも大きくなる点については、横リブの曲げ変形が大きくなることによるものであり当然と

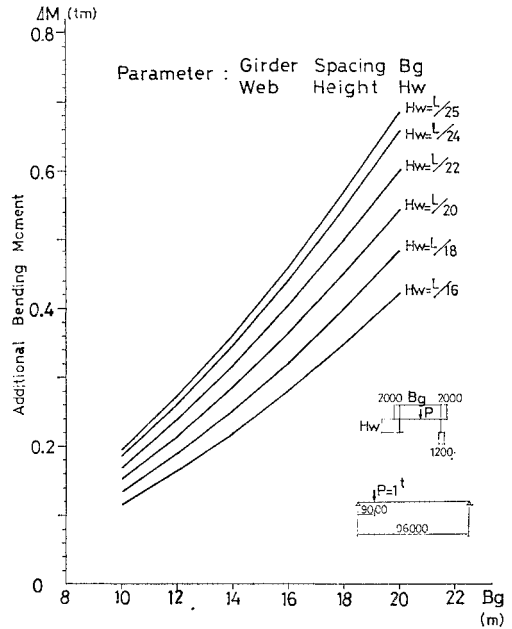


図-14 腹板高、主桁間隔の変化と付加曲げモーメント

いえる。一方、桁高の変化に関しては、腹板高が小さくなると、主桁の回転変形に対する拘束が相対的に大きく作用するため、付加曲げモーメントが大きくなるものと考えられる。

(4) 下フランジの水平曲げ剛性の影響

下フランジ断面の形状寸法の変化と付加曲げモーメントの関係を知るため、下フランジ幅を一定とし、板厚を変化させる場合および断面積を一定とし、下フランジ幅、板厚を変化させる場合についても計算を実施した。しかし、ここでの検討では、このパラメーターの変化による影響はほとんど認められなかった。

(5) 横リブの影響

鋼床版の横リブは、ラーメン形式や方杖形式の補剛構造の場合、その主要な構成要素となっている。そこで、横リブの曲げ剛性、およびその間隔と付加曲げモーメントの関連性について検討を加えた。その場合、横リブの曲げ剛性に関するパラメーターとして横リブ腹板高  $H_c$  を用いている。図-15 の実線は基本構造について、横リブ腹板高の変化と付加曲げモーメントとの関係を示したものである。また破線は横リブを主桁上で支持した単純支持ばりともみなし、過去の実施例より適切な値を選定し、横リブ腹板高と主桁間隔を同時に変化させ

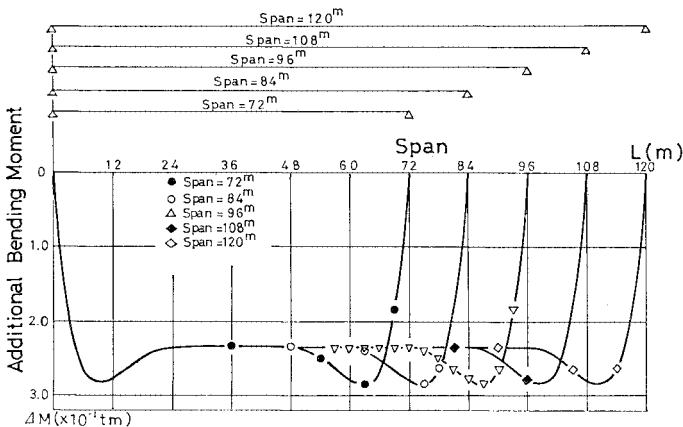
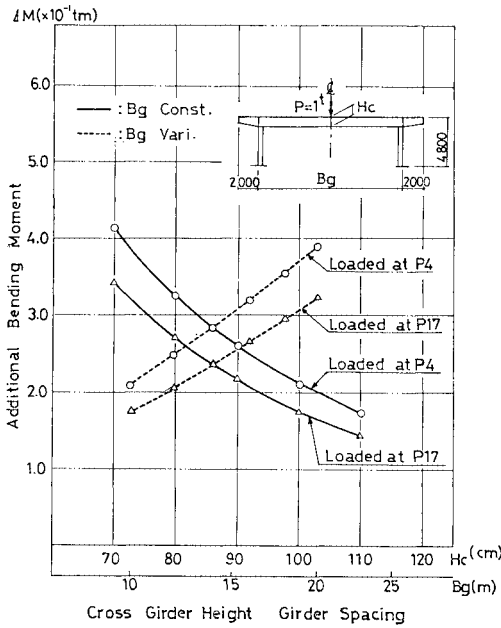


図-13 支間長の変化と付加曲げモーメント



図一15 横リブ剛度の変化と付加曲げモーメント

た場合に対する値を示したものである。前者については、付加曲げモーメントは、横リブ腹板高の増大とともに急激に減少することが認められる。一方、後者の場合、主桁間隔の影響がより支配的であるといえる。

なお、横リブ間隔  $\lambda$  を変化させる場合についても計算を実施したが、これによれば  $\lambda$  の増加とともに付加曲げモーメントもわずかに増加するが、その影響は比較的小さいという結果が得られている。

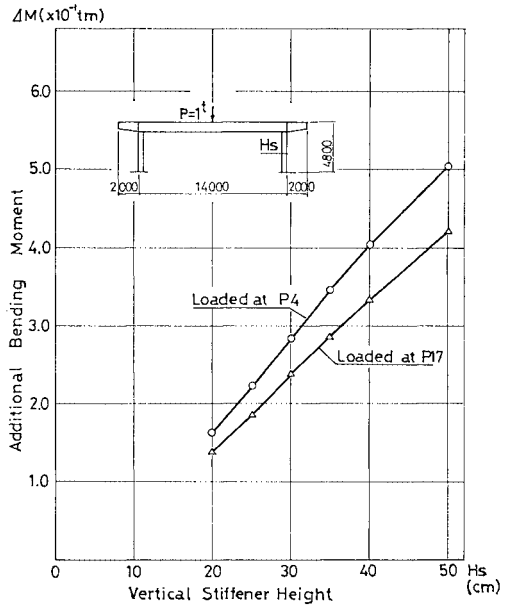
(6) 腹板垂直補剛材の剛性の影響

図一16 は垂直補剛材の突出幅の変化と付加曲げモーメントの関係を示したものである。これによれば、突出幅の増加とともに、付加曲げモーメントも増加の傾向を示す。これは前述の腹板高を小さくする場合と類似した現象であり、下フランジの水平方向への拘束が大きくなるためと考えられる。したがって、付加曲げモーメントに関する限りでは、垂直補剛材の剛性を必要以上に大きくするのは、得策でないといえる。

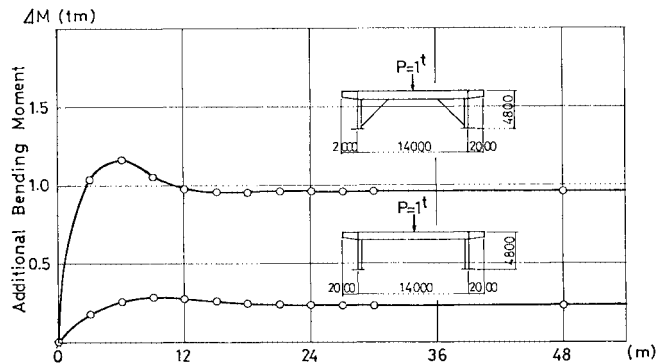
(7) 方杖形式の特性

実際の広幅員の鋼床版2主桁橋では、横断面の補剛と下フランジの変形防止の観点から、横リブやトラス横桁に方杖を

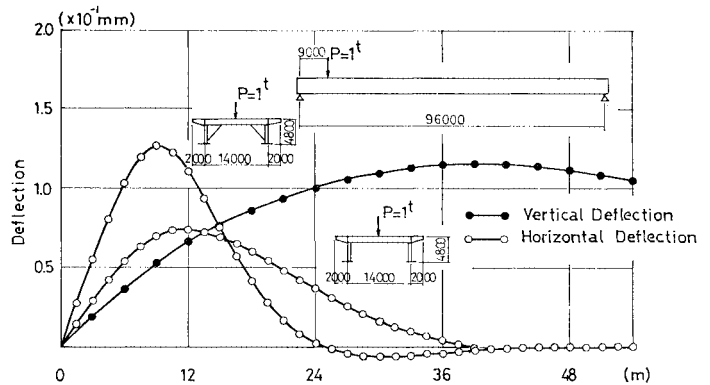
併用する例が見受けられる。そこで、方杖の効果を明らかにするために、ラーメン形式の場合と同様にパラメーター解析を実施し、両者の比較を試みた。ここでは、そ



図一16 腹板垂直補剛材剛度の変化と付加曲げモーメント



図一17 付加曲げモーメントの補剛形式による比較



図一18 下フランジ変位の補剛形式による比較



の計算結果の一例として、図-17に最大付加曲げモーメントの包絡線を、図-18に鉛直および水平変位を示す。図-18では鉛直変位に関して、ラーメン形式と方杖形式の間で値に差異が認められないので、1本の線で示した。また、水平変位については、方杖形式の場合、支点近傍で急激に大きくなっている。付加曲げモーメントに関しては、両者の分布性状は類似しているが、その値は方杖形式の方がかなり大きな値を示している。前述の構造諸元に対してパラメーター解析を実施したが、傾向はラーメン形式と同様であり、その値のみがラーメン形式に比較してかなり大きく現われている。これは、方杖材、横リブ、および腹板の垂直補剛材により、三角形の剛な構面が形成され、横リブの変形が腹板の変形によって緩和されることなく、直接下フランジへ伝達されるためと考えられる。すなわち、ラーメン形式において垂直補剛材の剛性を極端に大きくした場合と同様の現象といえる。したがって、下フランジの付加曲げモーメントおよび水平変位に関する限りは、方杖材を設けることによる断面変形を抑制する効果は少ないと考えられる。

(B) 設計実荷重に対する検討

道路橋示方書に規定される TL-20 荷重を載荷する場合

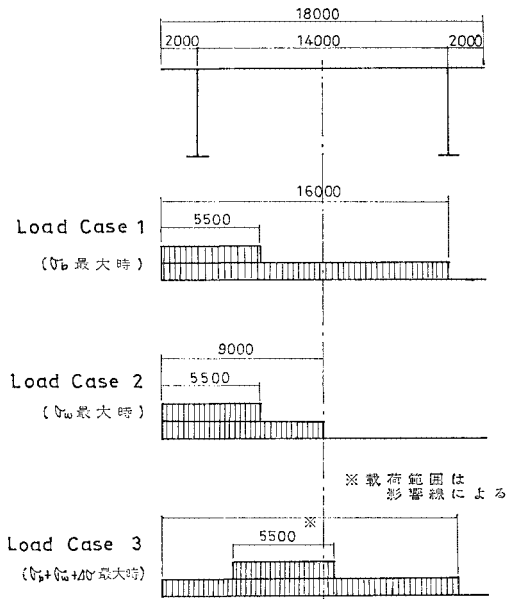


図-19 載荷設計荷重

表-2 下フランジ最大応力度の解析法による比較 (単位: kg/cm<sup>2</sup>)

着目格点 (図-12)	横断面 補剛形式	荷重状態 (図-19)	慣用法 $\bar{\sigma}_b$	曲げねじり理論 $\sigma_b + \sigma_w$	B.F. 法 $\sigma_b + \sigma_w + \Delta\sigma$	比		
						$\frac{\sigma_b + \sigma_w}{\bar{\sigma}_b}$	$\frac{\sigma_b + \sigma_w + \Delta\sigma}{\bar{\sigma}_b}$	$\frac{\sigma_b + \sigma_w + \Delta\sigma}{\sigma_b + \sigma_w}$
4	ラーメン形式	1	693	712	790	1.03	1.04	1.11
		2	661	694	722	1.05	1.09	1.04
		3	676	690	805	1.02	1.19	1.17
	方杖形式	1	693	712	979	1.03	1.41	1.38
		2	661	694	855	1.05	1.29	1.23
		3	639	651	1048	1.02	1.64	1.61
17	ラーメン形式	1	2046	2112	2076	1.03	1.01	0.98
		2	1944	2046	2017	1.05	1.05	0.99
		3	1996	2038	2006	1.02	1.01	0.98
	方杖形式	1	2046	2112	2171	1.03	1.06	1.03
		2	1944	2046	1976	1.05	1.02	0.97
		3	1939	1969	2173	1.02	1.12	1.10

$\bar{\sigma}_b$ : 1-0 分配影響線から計算した曲げ応力度

合について、従来の慣用法、曲げねじり理論、およびブロック有限要素法の3種の解法により、主桁下フランジの最大応力度にどの程度の差異が生じるかを検討した。ここでも、図-11の基本構造を対象とした。図-19に荷重配置を示す。また、荷重は死荷重を450 kg/m<sup>2</sup>と仮定し、活荷重の横断方向の載荷は、実際の設計や各解析法の特徴を考慮して、次の3ケースとした。

Case-1: 曲げ応力度 ( $\sigma_b$ ) 最大時

Case-2: そり応力度 ( $\sigma_w$ ) 最大時

Case-3: 合計応力度 ( $\sigma_b + \sigma_w + \Delta\sigma$ ) 最大時

なお、Case-3の荷重状態は影響線を描いて載荷位置を決定した。表-2に計算結果の比較を示す。これより、慣用法と曲げねじり理論による計算値の比は下フランジに対して1.02~1.05程度で、大きな差異は認められない。しかし、慣用法とBF法による値を比較すると、いずれもBF法の方が大きくなっており、特に方杖形式の格点4においては1.64倍もの値を示している。また、曲げねじり理論とBF法の結果をCase-3について比較すると、ラーメン形式では格点17において、後者が前者より大きくなっている。一方、方杖形式では格点17で10%、格点4で60%程度、BF法の方が大きくなっている。ただし本計算例では等断面桁を仮定して計算を行っており、断面変化を考慮する場合には、上記の結果は若干変化するものと考えられる。このように、横断面変形を無視する解法では、特に支点近傍の主桁下フランジにおいて危険側の設計となることは明らかである。しかし、実際設計の場合、このような付加応力に対しては、支点近傍の一部の断面を補強することによって、比較的容易に対処することが可能である。

6. 簡易モデルによる近似解法

前述のように2主桁橋では横断面変形の影響により、

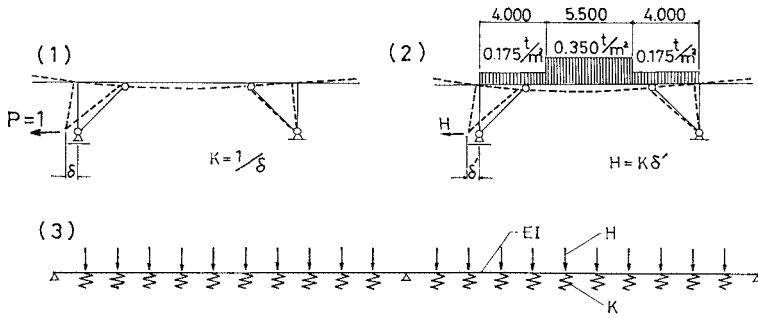


図-20 簡易モデル

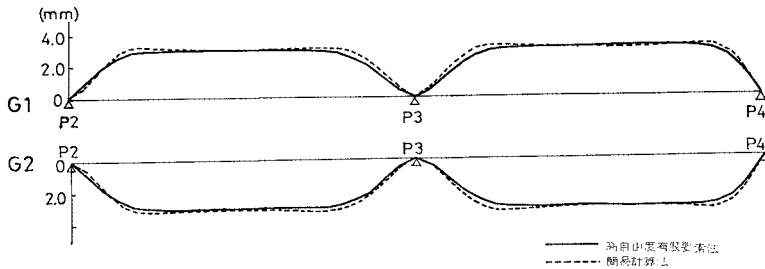


図-21 近似解法による下フランジの水平変位

主桁下フランジにおいて、水平方向に相当の大きさの変形とそれに伴う応力が発生し、その挙動は弾性支承上のはりに類似していることが判明した。この現象に対して、実際設計の立場からは、常に複雑な解析を実施するのは適切とはいえず、可能であればより簡単なモデルを設定し、妥当な設計値を得ることが望ましいと考えられる。そこで、主桁下フランジのみを取り出し、弾性支承上のはりとしてモデル化することを試みた。モデル化の手順は次のようである(図-20)。

- ① 弾性支承のばね定数は、デッキプレートや腹板の有効幅を考慮した横桁(ないしは横リブ)、および垂直補剛材、ならびに方杖材で構成される横断面方向の骨組の下フランジ位置に、単位荷重  $P=1$  を加えたときの変位量  $\delta$  から求める(図-20 (1))。

$$K=1/\delta$$

- ② 水平力は、上記の骨組に所定の荷重を載荷し、そのときの下フランジ位置の水平変位量  $\delta'$  を計算し、これにばね定数  $K$  を掛けて求める(図-20 (2))。

$$H=K\delta'$$

- ③ 下フランジの水平曲げ剛度  $EI$  を弾性支承上のはりの曲げ剛度とする。

このように設定したモデルに対し、図-6の2主桁橋を対象に道路橋示方書による等分布活荷重を図-20(2)のように載荷し計算を行った。この結果と、高自由度有限要素法を適用し、同一荷重に対して解析した結果を変位について比較すると図-21のようである。両者の値はよく一致している。ここでは比較の一例を示したが、

載荷状態が異なる場合や、付加曲げモーメントに関する比較でも、同様に良好な結果が得られている。これらを総合して2主桁橋の横断面変形が主桁下フランジに与える影響は、弾性支承上のはりとして、近似的に表現することが可能と考えられる。

## 7. まとめ

本研究では、横断面補剛部材が著しく軽量化された鋼床版2主桁橋について、横断面変形を考慮した2つの解析法を適用し、実験結果との対比を行うとともに、補剛部材の形式や構成要素が変化する場合に対して、考察を加えた。それらの結果を整理すると以下のようである。

- ① 鋼床版2主桁橋の横断面補剛形式を軽量化し、簡易な構造とした場合、主桁下フランジの設計においては横断面変形の影響は無視できない。
  - ② 横断面変形の影響は、端支点近傍、および連続桁の中間支点近傍で大きく、径間中央では比較的小さい。
  - ③ 横断面変形の影響は主桁下フランジの水平方向への挙動として現われ、その場合、主桁下フランジは補剛材位置を弾性支承とした連続ばりと類似した力学特性を示す。
  - ④ 横断面の変形によって、主桁下フランジに発生する付加曲げモーメントは、荷重の種別により、その分布性状は著しく異なるが、集中荷重に対しては局部的である。
  - ⑤ 主桁下フランジの付加曲げモーメントを支配する構造諸元は、主桁間隔・腹板高・横リブおよび垂直補剛材の曲げ剛性等であり、支間長、下フランジの水平曲げ剛性の影響は比較的小さい。
  - ⑥ 方杖形式とラーメン形式の比較では、主桁下フランジの変位および付加曲げモーメントに関する限りは、後者の方が有利となる結果が得られた。
  - ⑦ 実際の設計において、横断面変形を考慮せずに、主桁下フランジを設計する場合、特に支点近傍において危険側の設計になると考えられる。ただし、下フランジ断面を補強することにより、比較的容易に対処することができる。
- 以上のような結果から、ラーメン形式や方杖のような

簡易な補剛形式を用いる場合、設計上特に次の点に留意する必要があると考えられる。ひとつは横断面変形に伴って、支点近傍の主桁下フランジに発生する、比較的大きな付加応力に関する応力問題である。いまひとつは、圧縮領域となる連続桁中間支点近傍の下フランジの安定問題である。前者については、本文で述べたような計算法によって照査することが可能であり、下フランジ断面の比較的わずかな修正で容易に対処することができる。また後者については本文では言及していないが、圧縮下フランジの座屈に関する検討の一例を、別途文献17)で取り扱っており、特に設計が困難になるような結果は得られていない。このように、鋼床版2主桁橋の構造計画に際し、これらの形式が有効に利用できるものと考えられる。その場合、軽量化の点では、ラーメン形式がより効果的といえよう。このほか、設計では横荷重が作用する場合や断面内の温度差がある場合の横断面変形の影響についても照査する必要があるが、これらに関しても同様に、6.の近似解法の適用が可能であると考えている。

おわりに、本研究の実施に際して、懇切なご指導と貴重なご助言を賜った京都大学 小西一郎名誉教授、名古屋大学 福本昉土教授に深く感謝いたします。また、現場実験、数値計算等の実施にご協力いただいた川崎重工業(株)、日本橋梁(株)、日本電子計算(株)に、紙上を借りお礼を申し上げます。

#### 参 考 文 献

- 1) 小西一郎編：鋼橋，設計編 I，pp. 508~512，丸善，1975.
- 2) Guyer, R.: Die st. Alban-Brücke über den Rhein in Basel. II. Der Stahlüberbau, Schweizerische Bauzeitung, 20, 7, 1957.

- 3) Homberg, H.: Die neue Sulzbachtalbrücke der Autobahn, Der Stahlbau, 23, 9, 1954.
- 4) Wagner, P.: Die Innbrücke Kiefersfelden, Der Stahlbau, 38, 9~10, 1969.
- 5) 近藤・井上・加藤・佐々木：新十三大橋の工事，橋梁と基礎，7~8号，1967；1~4号，1968.
- 6) 小松定夫：薄肉構造物の理論と計算 I，山海堂，1969.
- 7) Golden Horn 橋 (Turkey) の応力測定，p. 282，石川島播磨技報，15, 2, 1975.
- 8) Vlasov 著 (奥村敏恵ほか訳)：薄肉弾性梁の理論，技報堂，1967.
- 9) Lacher, G.: Zur Berechnung des Einflusses der Querschnittsverformung auf die Spannungsverteilung bei durch elastische oder Starre Querschotte versteiften Tragwerken mit prismatischem, offenem oder geschlossenem biegesteifem Querschnitt unter Querlast, Der Stahlbau, 31, 10, 1962.
- 10) 奥村・坂井：箱型ばりの断面変形と中間ダイアフラムの影響，土木学会論文報告集，第190号，6，1971.
- 11) 奥村・坂井：リップ付台形桁の断面変形挙動とダイアフラムの効果，土木学会論文報告集，第190号，1971.6.
- 12) 落合・北原：箱げたにおける隔壁の性状，橋梁と基礎，4~5号，1970.
- 13) 坂井・長井：鋼箱げた橋におけるダイアフラム間隔の決定に関する一試案，川崎重工社内報，5，1975.
- 14) 加藤ほか5名：2主桁橋の設計に関する2・3の問題，土木学会関西支部年次講演会概要集 I-58，6，1978.
- 15) 坂井・長井・佐野：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，1976.11.
- 16) 丸山・加藤・八部：二主桁橋の載荷実験について，土木学会第34回年次学術講演会講演概要集 I-131，1979.10.
- 17) 加藤・丸山・尾下：鋼床版2主桁橋の下フランジの座屈性状について，第35回年次学術講演会講演概要集 I-131，1980.9.
- 18) Weitz, F.R.: Entwicklungstendenzen des Stahlbrückenbaus am Beispiel der Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein, Stahlbau, 35, 10, 1966.
- 19) Hofmann, R.: Die Grenzwaldbücke und die Sinnbrücke der Rhönautobahn, Stahlbau, 8, 1969.

(1979.12.31・受付)