

中間横桁をもたない形鋼を主桁とする合成 I 桁橋の立体力学挙動に関する研究

3D structural behavior of composite I-girder bridges without intermediate cross beams

高田晃子*, 長井正嗣**, 櫻井信彰***, 岩崎英治****, 藤本昌樹*****

Teruko TAKATA, Masatsugu NAGAI, Nobuaki SAKURAI, Eiji IWASKI and Masaki FUJIMOTO

*工修 (株) コンピュータシティ テレコムソリューション部(〒110-0005 東京都台東区上野 1-1-10)

**工博 長岡技術科学大学教授 工学部環境・建設系(〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

***新日本製鐵(株) 鉄構海洋・エネルギー事業部(〒100-8071 東京都千代田区大手町 2-6-3)

****工博 長岡技術科学大学助教授 工学部環境・建設系(〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

*****長岡技術科学大学大学院修士課程 工学部環境・建設系(〒940-2188 長岡市上富岡町 1603-1)

Abstract : This paper describes a 3D structural behavior of multi I-girder bridges without intermediate cross-beams. In order to develop a new economical solution for the bridge with a span length less than 30 meters, we propose multi I-girder bridge without intermediate cross-beams. Since such bridge system has not been realized in Japan, using a 3D finite element analysis, we make clear the 3D structural behavior and discuss applicability together with design method. From this study, it is found that the load distribution of each girder is strongly affected by existence of the slab and not by intermediate cross-beam, the design formula stipulated in Japan Highway Bridge Specifications (JHBS) for evaluating slab bending moment can be applied and the secondary stress in the steel girder due to transverse cross-sectional deformation is negligibly small. Finally, it is concluded that the proposed bridge system can be adopted.

Key Words : composite I-girder, rolled I-girder, cross beams, economical bridges

キーワード: 合成 I 桁, 形鋼 I 桁, 横桁, 経済的橋梁

1. まえがき

近年, 公共事業コストの削減要求に向けた取り組みが各機関で活発に行われている。橋梁業界においても同様の取り組みがなされており, コンクリート床版と鋼桁を合成させた連続合成桁橋の復活や, 従来の橋構造に対して, 横構を省略し, また対傾構に代わって小型の形鋼横桁のみを配置した非常にシンプルな構造の採用によりコストダウン対応を行っている。具体的には, PC 床版または合成床版を用いた連続合成の 2 主 I 桁橋や狭小箱桁橋の開発で, スパン 30~70m の領域で経済的な形式であると評価され, とくに, スパン 40~60m の領域で 2 主 I 桁橋の建設例が多くみられるようになった。一方で, スパンが 30m 以下の領域では, RC または PC 橋梁が経済的であるとされ多用されている。

本研究では, 30m 以下のスパン領域に着目し, 競争力のある鋼系橋梁として形鋼を主桁とし, 中間横桁をまったく設けない合成桁橋を提案する¹⁾。少規模スパンの橋梁において, 中間横桁をまったく設けない例は海外ではみられるが, 我が国では実績がなく, その力学的挙動について十分調査検討しておく必要がある。とくに, 多主桁の荷重分

配は床版によってなされることから, 床版にどのような負担が生じているかの検討が必要と考えられる。また, 床版そのものの設計も, 現行の道示²⁾を採用して可能であるかの検討も欠かせない。さらに, 橋の断面変形に起因する鋼桁の 2 次応力の大きさを明らかにしておくことも重要な検討課題となる。

本文では, 以上の立体的力学特性を立体 FE 解析を用いて明らかにするとともに, 具体的設計手法についても言及する。なお, 本文では鉛直荷重のみを対象としている。文献³⁾では, 桁高 2.5~3.0m の桁橋において, 中間横桁をまったく設けない場合, 横荷重(風や地震荷重)によって下フランジ, ウェブにかなり大きな 2 次応力が生じることを明らかにしている。しかし, 形鋼(最大高さ約 900mm)を用いる場合, 横荷重による応力は大きな問題とならないことを確認しているので⁴⁾, ここでは検討の対象外としている。

2. 検討対象の構造モデル

検討対象としたモデルはスパン 15m および 25m の単純活荷重合成桁である。図-1 にモデルの断面を示すが, とも

に床版の張出長を850mm、主桁間隔を1.5mとする6本主桁モデルである。また、主桁、端および中間横桁の断面寸法を表1に示す。主桁のサイズは、概略設計をおこなって決定しており、15mの場合の形鋼サイズはH588×300×12×20、スパン25mの場合の形鋼サイズはH912×300×18×34である。なお、材質はSM490Y材である。中間横桁のサイズは主桁高の半分の高さを持つように設定している。また、その配置間隔は既往の桁橋に倣って（道示Ⅱ10.6.2²⁾に準じて）、5.0mと設定した。端横桁は、その高さを主桁高と同じとし、FEMモデル作成の関係で上、下フランジの半分を省略している（薄形鋼の断面に類似）が、今回の計算は鉛直荷重を対象としていることから結果に影響を与えない。

床版厚(d：mm)は以下の式²⁾を用いて決定した。

$$d = k_1 \times (30L + 110) \tag{1}$$

ここで、 $k_1=1.25$ (大型車両の交通量による係数で計画交通量を2,000台/日以上と仮定)、 $L(m)$ はT荷重に対するスパンである。

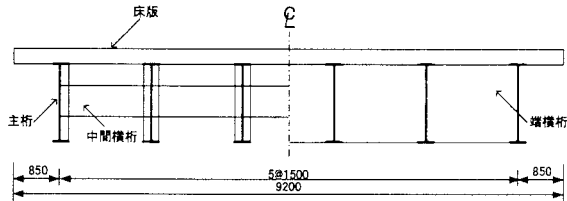


図-1 検討対象橋梁の断面

表-1 鋼桁の断面諸元

		(mm)			
スパン[m]		主桁	端横桁	中間横桁	鉛直補剛材
15	Bu	300	150	300	-
	tu	20	20	15	-
	Hw	548	548	274	150
	tw	12	12	10	10
	Bl	300	150	300	-
	tl	20	20	15	-
25	Bu	300	150	300	-
	tu	34	34	18	-
	Hw	844	844	422	150
	tw	18	18	11	11
	Bl	300	150	300	-
	tl	34	34	18	-

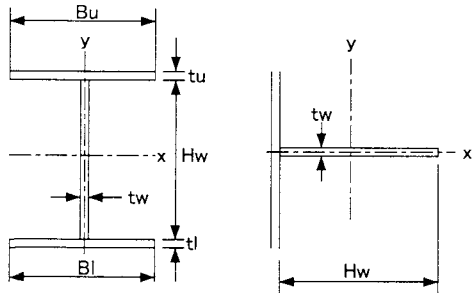
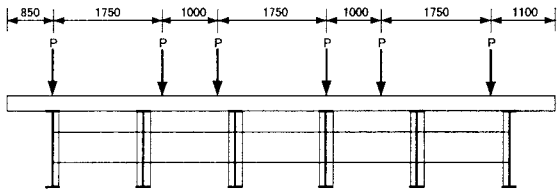


図-2 構造モデルと補剛システム



(a) 3車線偏載荷重

(b) 2車線偏載荷重

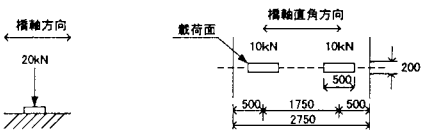


図-3 T荷重載荷

3. 荷重条件

本文では、T 荷重、L 荷重および単位集中荷重（主桁と横桁の交点）をモデル B,C に作用させる。モデル A の場合は単位集中荷重を主桁と横桁の交点に作用させる。

図-3 に T 荷重荷重状態を示す。本モデルでは幅員方向に車両 3 台の荷重が可能である。車両 3 台荷重させると、対称荷重と偏載荷重の荷重荷重位置の差異が極めて小さくなる。そのため、図-3(a)に示す偏載荷重の状態を扱う。また、図-3(b)は 2 台荷重のケースで、主桁間の中央に輪荷重が作用することを意図して計算するケースである。なお、いずれのケースも荷重 100kN の荷重幅は $200 \times 500(\text{mm})$ とし、舗装の荷重分散効果を無視している。

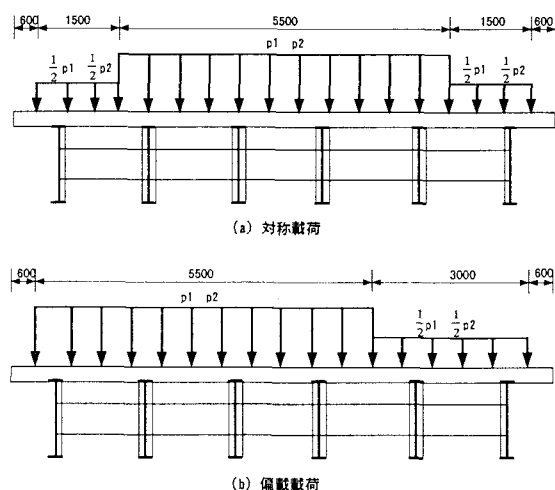


図-4 L 荷重荷重

図-4 に L 荷重の荷重状態を示す。図-4(a)が対称荷重、図-4(b)が偏載荷重である。いずれのケースも、 p_1 荷重はスパンの中央部に荷重している。ここで、 $p_1 = 10\text{kN/m}^2$ 、また、 $p_2 = 3.5\text{kN/m}^2$ である。

4. 有限要素解析

数値解析には汎用ソフト DIANA[®]を用いた。床版を 20 節点ソリッド要素、鋼桁を 8 節点シェル要素でモデル化した。

図-5 に、スパン方向半橋分を対象とした、モデル B の床版付の要素分割状況と拡大表示した一部分を示す。また、図-6 は床版のみの分割状況である（上面より見る）。図-7 は床版を取り去った鋼桁単独(モデル A)の要素分割状況である。

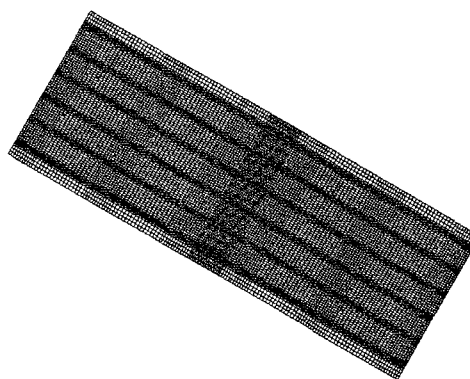


図-6 床版の要素分割状況

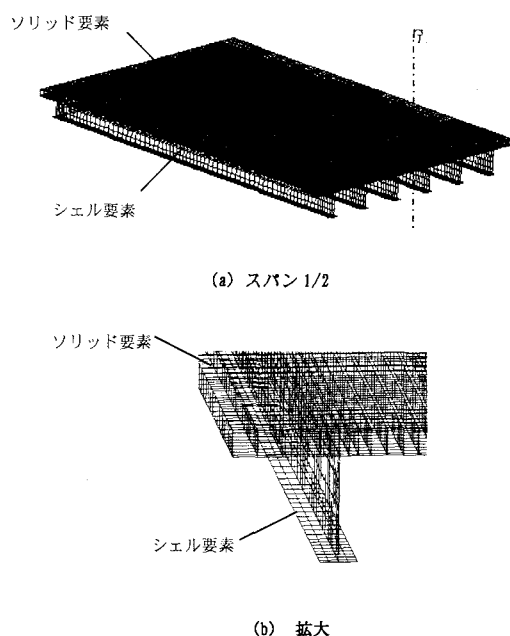


図-5 モデル B の要素分割状況

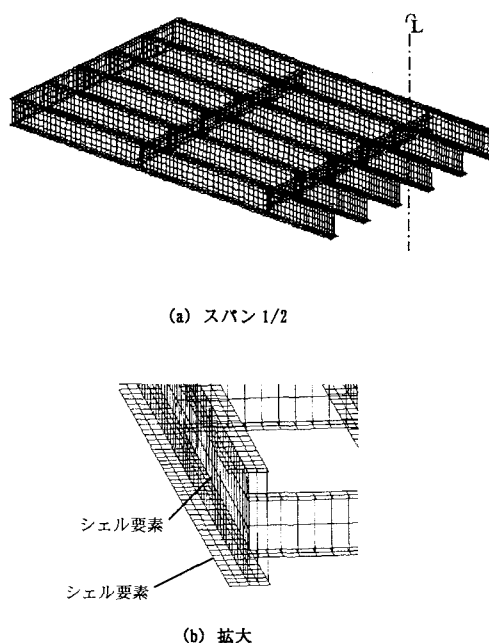


図-7 モデル A の要素分割状況

境界条件として、桁端部で単純支持としている。なお、床版作用による配筋方向の曲げモーメントをみる場合は、主桁下端で鉛直方向をスパン方向に連続支持する。
数値計算に用いた材料定数を表-2に示す。

5. 荷重分配係数

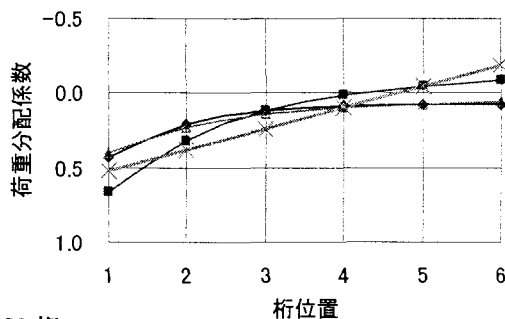
5.1 スパン15mモデル

図-8に床版厚200mm,220mmの場合の荷重分配状況を示す。この数値は下フランジの応力から求めたものである。図中、■印がモデルAの結果、◆形印と△印がそれ

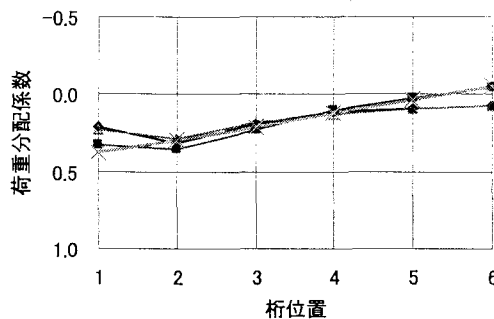
表-2 材料定数

	弾性係数[N/mm ²]	ポアソン比
コンクリート床版	28000	0.167
鋼材	200000	0.3

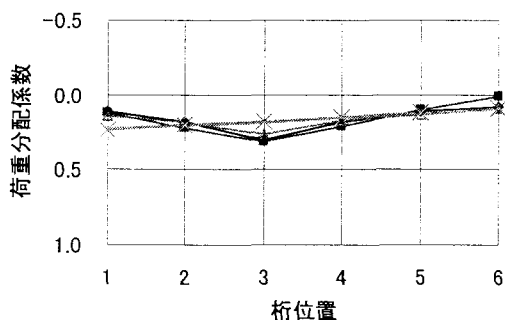
・G1 桁



・G2 桁



・G3 桁

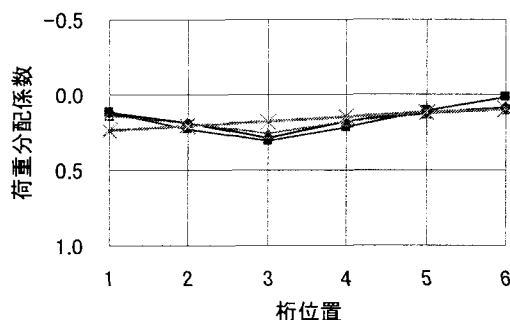
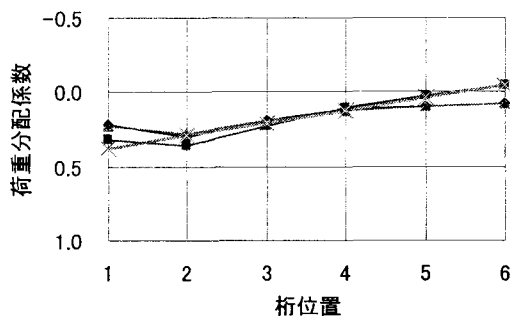
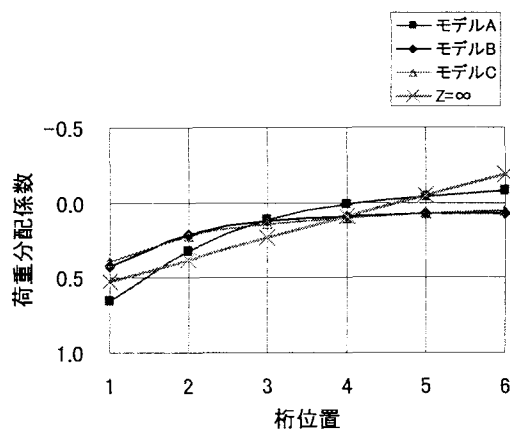


床版厚 200 mm

ぞれモデルB,Cの結果である。また×印は格子剛度=∞(断面の剛体変形)の結果である。なお、モデルAの格子剛度は約23である。

これより、次のことがわかる。1)床版の存在によって荷重分配性能がよくなる。また、断面内の端部の桁ほどモデルAとモデルB,Cの差異が大きい。2)モデルB,Cの比較から、中間横桁が分配性能に与える影響は小さい。3)床版厚200mmと220mmの計算を行ったが、床版厚の差異に起因する影響は大きくない。

得られた荷重分配係数から、各桁の分担荷重(kN/m)を計算すると、床版有りの場合約10%程度小さくなり、経済設計への可能性が伺える。しかし、本文では連続桁を対象とした全橋の影響面を計算し、荷重載荷をおこなっていないため、経済設計が可能かについての同定は今後の課題となった。



床版厚 220 mm

図-8 荷重分配性能(スパン15m)

5.2 スパン 25mモデル

図-9に図-8と同様の荷重分配係数を示す。この場合も、スパン 15m で得られた結果と同様の結果が得られている。

6. 主鉄筋方向の床版断面力

6.1 スパン 15mモデル

(1) T荷重による断面力

まず、床版の設計曲げモーメントを算定する²⁾。複数の桁で支持される連続床版の主鉄筋、配力筋方向の単位長さ(m)あたりの設計曲げモーメント(それぞれを M_T , M_L とする)は以下のように与えられる。

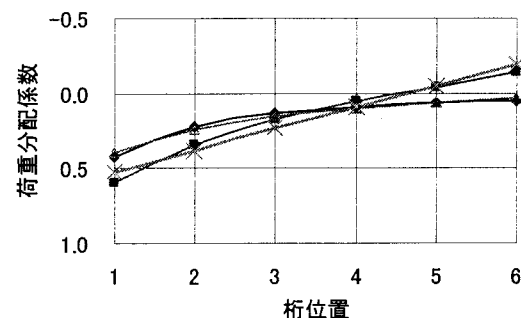
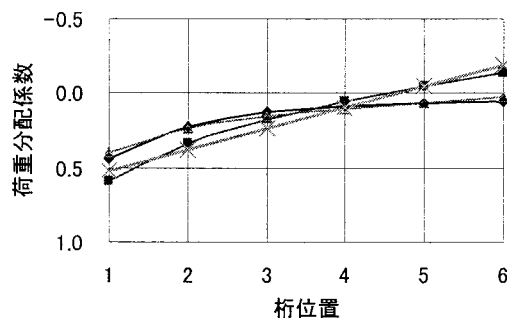
$$M_T = (0.12L + 0.07)P \times 0.8 \quad (2)$$

$$M_L = (0.10L + 0.04)P \times 0.8 \quad (3)$$

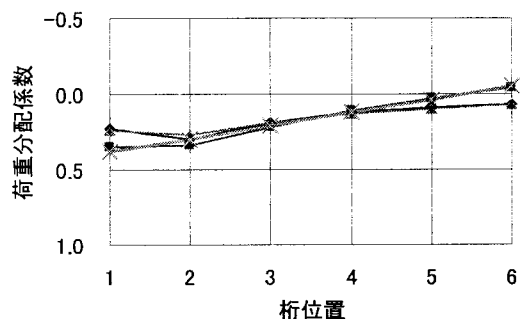
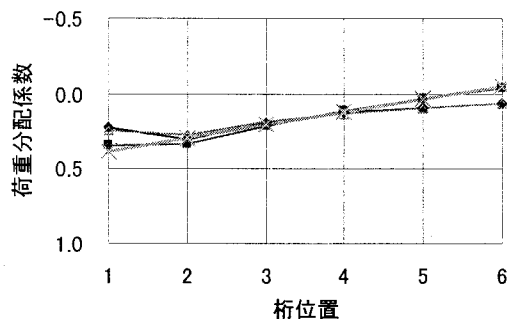
ここで、 L は床版スパン(m) , P (= 100kN)は荷重である。

スパン $L = 1.5\text{m}$ を代入すると、 $M_T = 20 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, $M_L = 15.2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ となる。なお、式(2),(3)には、衝撃係数(i)の影響が含まれる。一方、本解析では考慮されていない。そのため、比較すべき設計値は、 $M_T = 14.4 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$, $M_L = 11.0 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ となる($i = 0.388$)。

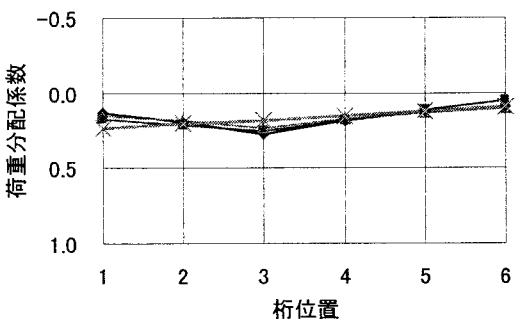
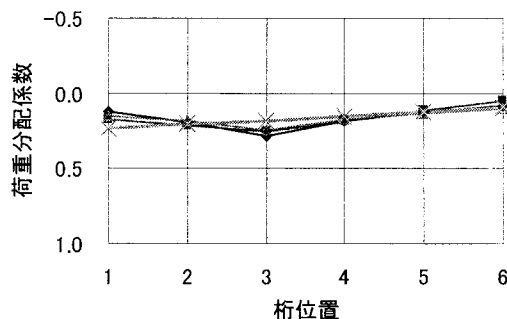
・G1 桁



・G2 桁



・G3 桁



床版厚 200 mm

床版厚 220 mm

図-9 荷重分配性能(スパン 25m)

図-10 に、スパン中央に車両 2 台を載荷した場合の床版厚 200mm, 220mm に対する床版曲げモーメントを示す。図中の横線が先に説明した設計値である。これらの結果より、1) 中間横桁無しのモデル B と有りのモデル C の曲げモーメントはほぼ等しく、中間横桁の有無の影響を受けない。2) 最大曲げモーメントは $-11.5 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$ で、設計曲げモーメントの約 80% となる。設計曲げモーメントが 10 ~ 15% 安全側に設定されていることを考えると、設計式は多少安全側であるが適用可能といえる。

図-11 は車両 3 台の結果である。この場合もモデル B, C で良い一致を示すことがわかる。また、最大曲げモーメントは車両 2 台載荷の場合に比べて小さく、主桁間隔が狭い場合、車両台数よりも載荷位置の影響を受けることがわかる。なお、最大曲げモーメントの値を表-3 に示す。

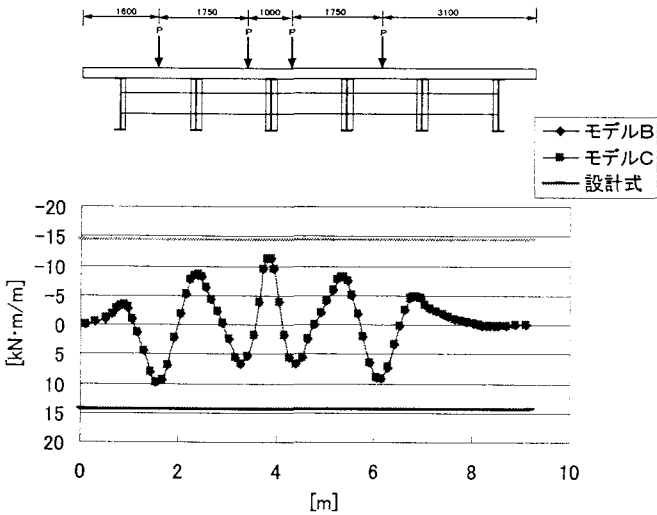
(2) L 荷重による断面力

中間横桁の無いタイプでは、荷重分配を床版に期待している。つまり、荷重分配という主桁作用を床版に期待していることになる。そのため、L 荷重による断面力の検討を行う。L 荷重を載荷した場合、桁の相対変位に伴う曲げモーメントとあわせて床版曲げモーメントも同時に考慮さ

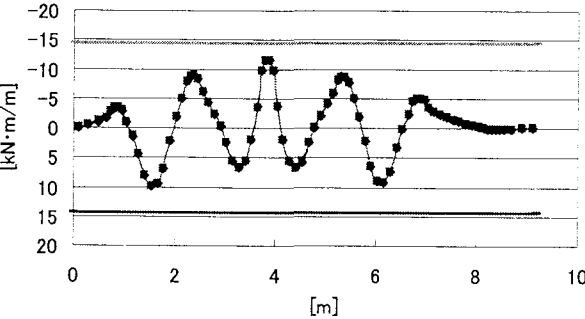
れることになる。T 荷重による断面力との重ね合わせを考える場合は、桁の相対変位に起因するモーメントのみを対象とすべきであるが、ここでは、分離を行わずに床版モーメントを計算し、あわせて T 荷重との重ね合わせについて考察を加えることとした。

表-3 主鉄筋方向設計曲げモーメントとの比較 (スパン 15m)

T 荷重	床版厚	FEM $[\text{kN}\cdot\text{m/m}]$		設計式 $[\text{kN}\cdot\text{m/m}]$
	$[\text{mm}]$	モデル B	モデル C	
2 組	200	-11.2	-11.2	14.4
	220	-11.5	-11.5	14.4
3 組	200	8.0	8.0	14.4
	220	8.0	8.0	14.4

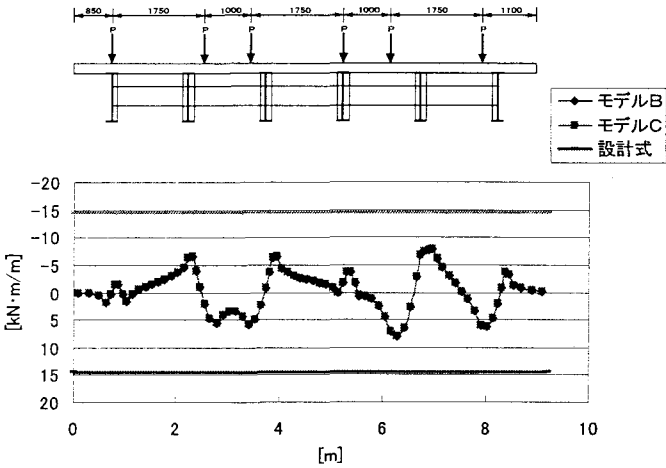


(a) 床版厚 200mm

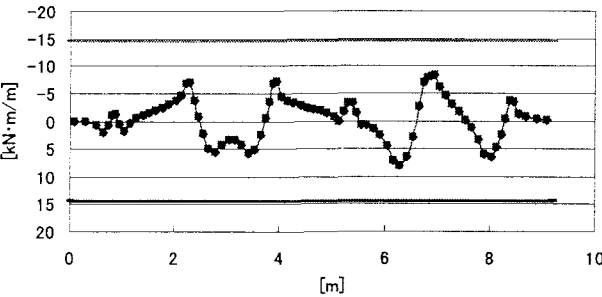


(b) 床版厚 220mm

図-10 T 荷重 2 組載荷時の主鉄筋方向
床版曲げモーメント



(a) 床版厚 200mm



(b) 床版厚 220mm

図-11 T 荷重 3 組載荷時の主鉄筋方向
床版曲げモーメント

図-12 に、床版厚 200mm,220mm に対する L 荷重対称載荷時のスパン中央での床版曲げモーメントを示す。これより、中間横桁の有無によって、床版厚 200mm,220mm の両モデルともに、モーメントに大きな差異が生じていることがわかる。これは、中間横桁が床版の下に凸となる変形を拘束していることを意味している。なお、T 荷重載荷では、中間横桁の有無に起因する影響が見られなかった(図-10,11 参照)。これは、横桁のないスパン中央に集中荷重を載荷した場合、荷重が局所的な作用となることが原因と考えられる。

図-13 は偏載荷重の結果で、同様のことが言える。表-4 に最大曲げモーメントを示す。これより、中間横桁が無い場合は、ある場合に比べて 55~75%程度大きくなっていることがわかる。

さて、T 荷重との単純な重ね合わせを考える。T 荷重時の最大正曲げモーメントは約 $10 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ (図-10 参照)で、L 荷重時の最大 $4.8 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ (床版厚 220mm)を加えると、 $14.8 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$ となり、設計曲げモーメントにほぼ等しい。

しかし、重ね合わせにあたっては、1)L 荷重による曲げモーメントとしては、本来、桁相対変位による曲げモーメントのみを考慮すべきである、2)許容値に割増係数を考慮できる²⁾、点が挙げられる。したがって、ほぼ等しいという結果は十分安全側の評価と言える。そのため、床版に荷重分配機能を期待するとしても、T 荷重による設計曲げモーメントで設計しておけば問題ないと言える。

表-4 L 荷重時主筋方向の最大曲げモーメント (スパン 15m)

L 荷重	床版厚 [mm]	FEM [kN・m/m]	
		モデルB	モデルC
対称	200	3.7	2.1
	220	4.6	2.8
偏載	200	3.2	2.1
	220	3.5	2.4

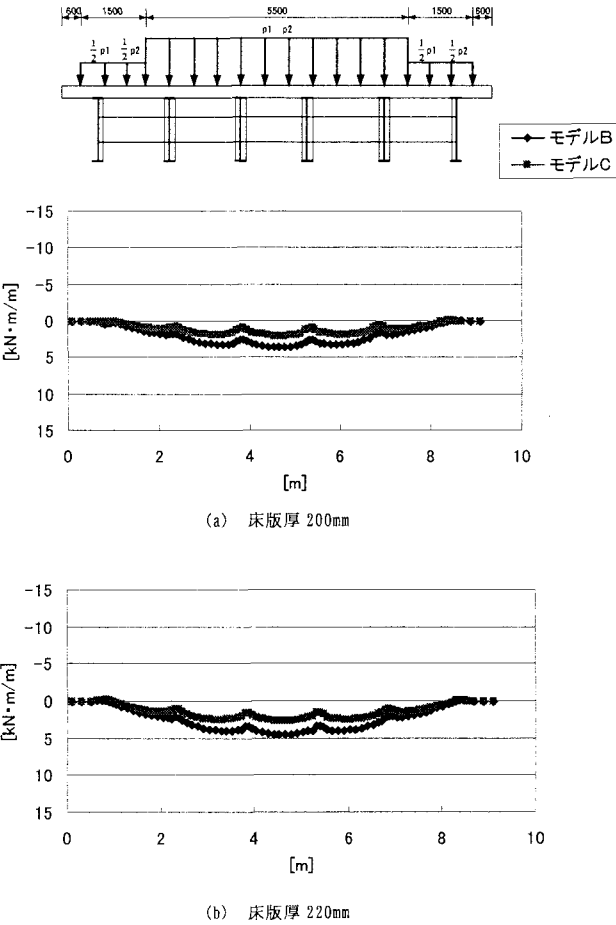


図-12 L 荷重対称載荷時の床版曲げモーメント

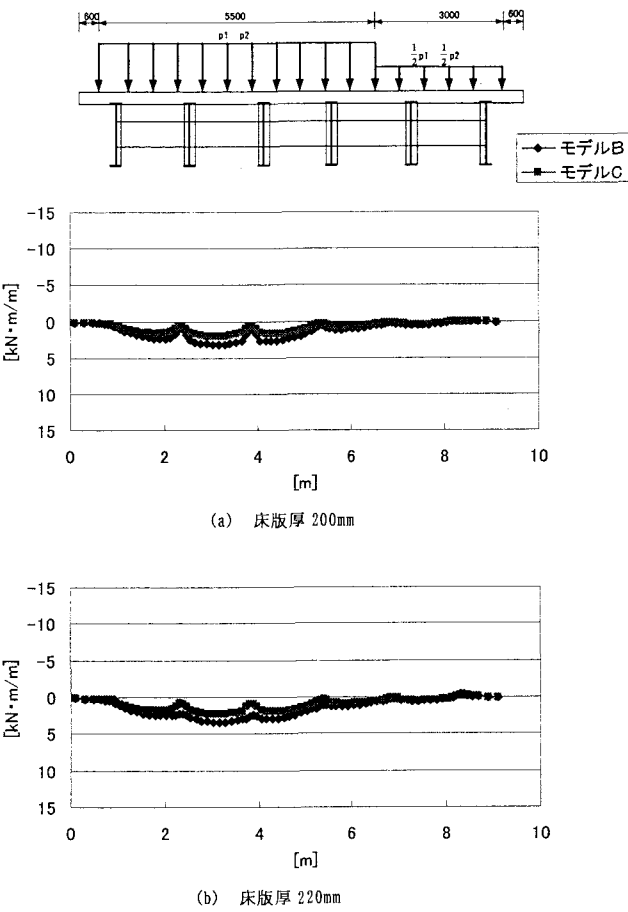


図-13 L 荷重偏載載荷時の床版曲げモーメント

6.2 スパン 25mモデル

(1) T荷重による断面力

設計曲げモーメントは 6.1(1)で定義したのと同様である。スパン 25m モデルもスパン 15m モデルとまったく同様の傾向を示す。したがって、ここでは得られた数値を紹介する。

表-5 に表-3 と同様の結果を示す。スパン 15m の結果より多少小さいが大差のないことが分かる。

(2) L 荷重による断面力

この場合も、スパン 15m の場合と同様の断面力分布が得られ、同様に中間横桁の無い場合が大きな値となる。表-6 に結果を示す。スパン 15m の結果と大差はなく、重ね合わせに関する考察も同様である。

7. 配筋方向の床版断面力

7.1 スパン 15mモデル

(1) T荷重による曲げモーメント

図-14 に車両 2 台載荷の結果を示す。また、表-7 に最大曲げモーメントを示す。この場合も、中間横桁の有無に起因するモーメントの差異は小さい。また、車両 3 台のケースの断面力が小さいが、主鉄筋方向ほどの差異は見られない。また、最大曲げモーメントは設計式によるモーメントに対して約 80%で、主鉄筋方向の曲げモーメントと同程度の差異であった。

表-5 主鉄筋方向設計曲げモーメントとの比較 (スパン 25m)

T荷重	床版厚 [mm]	FEM [kN・m/m]		設計式 [kN・m/m]
		モデルB	モデルC	
2組	200	-10.5	-10.5	14.4
	220	-10.9	-10.9	14.4
3組	200	7.8	7.8	14.4
	220	7.9	7.9	14.4

表-6 L 荷重時主鉄筋方向の最大曲げモーメント (スパン 25m)

L荷重	床版厚 [mm]	FEM [kN・m/m]	
		モデルB	モデルC
対称	200	3.9	2.0
	220	4.0	2.3
偏載	200	3.6	1.7
	220	3.6	1.9

(2) L 荷重による曲げモーメント

L 荷重によるモーメントは、道示²⁾でも明記されているように、最大でも 1 kN・m/m 以下となり、ほとんど発生しないことが確認できた。

7.2 スパン 25mモデル

主鉄筋方向の曲げモーメントで考察したのと同様、スパン 15m モデルの結果と大差がないことから、詳細な説明は省略する。

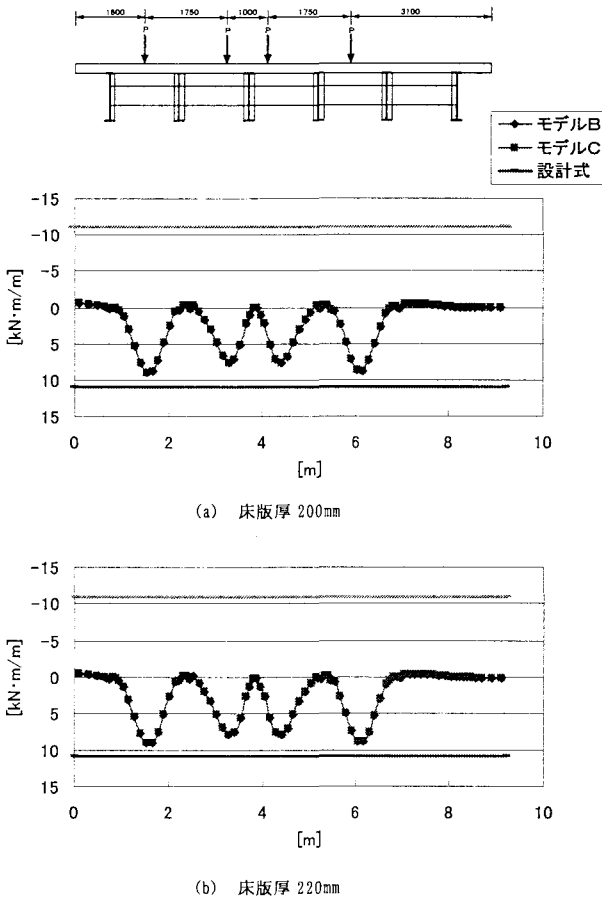


図-14 T 荷重 2 組載荷時の配筋方向
床版曲げモーメント

表-7 配筋方向設計曲げモーメントとの比較 (スパン 15m)

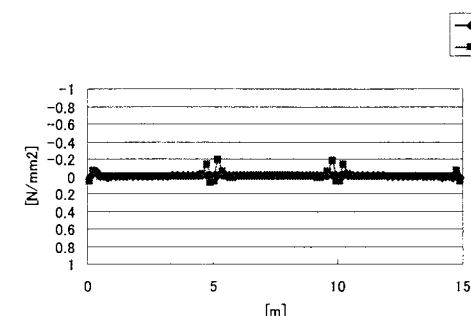
T荷重	床版厚 [mm]	FEM [kN・m/m]		設計式 [kN・m/m]
		モデルB	モデルC	
2組	200	9.0	9.0	11.0
	220	9.1	9.1	11.0
3組	200	8.0	8.0	11.0
	220	8.2	8.2	11.0

8. 横断面変形に伴う鋼桁の2次応力

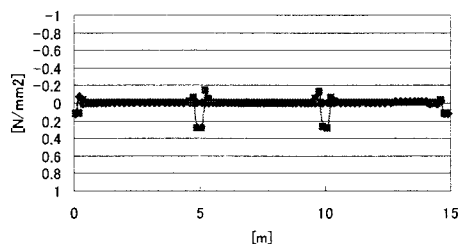
8.1 下フランジの面内曲げモーメント

鉛直荷重載荷によって床版に変形が生じ、それに伴い下フランジが横断面方向に変形(外方向に開く変形)して面内曲げモーメントが生じる。

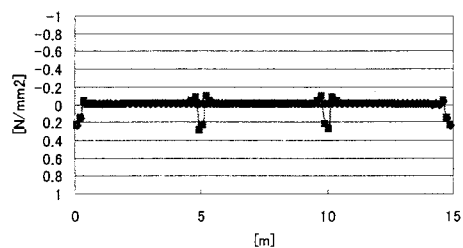
図-15 にスパン 15m で床版厚 200mm モデルに L 荷重を対称載荷した場合の結果を示す。これより、中間横桁のないモデルでは面内曲げ応力がほとんど生じていないことが分かる。これは、床版変形に追従して腹板が変形して下フランジを開かせようとするが、その力が小さいため、下フランジが変位しないことを意味する。一方、中間横桁があると、その位置で応力の局所的な乱れが見られるが、絶対値は $0.3 \sim 0.4 \text{ N/mm}^2$ と極めて小さく無視できる値である。すなわち、中間横桁がある場合も下フランジの変形は小さいといえる。この傾向は床版厚 220mm の場合も同様であった。あわせてスパン 25m モデルの場合も同様で、スパン 15m モデルより更に小さい値であった。



(a) G1 桁



(b) G2 桁



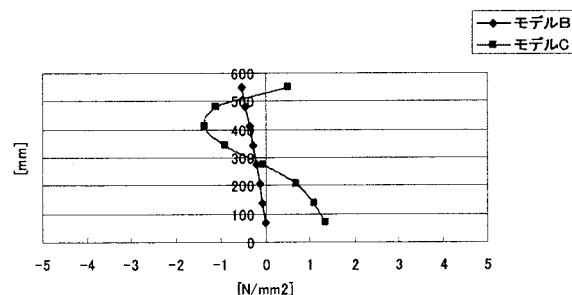
(c) G3 桁

図-15 下フランジ面内応力 (スパン 15m、床版 200mm)

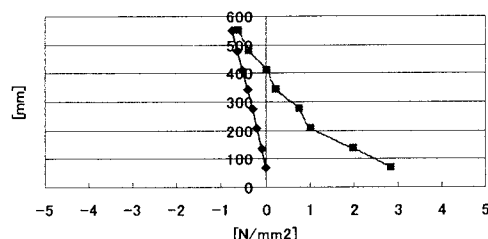
8.2 腹板の面内曲げ応力

図-16 に同じく L 荷重載荷時の横桁位置での腹板の板曲げ応力を示す。この図はスパン 15m、床版厚 200mm の結果である。中間横桁が無い場合、応力は高さ方向にほぼ直線分布となる。これは、腹板が片持ち梁の変形挙動を示すためである。すなわち、床版変形に伴い腹板が外に開こうとするのを下フランジが、その面内曲げ剛性によって拘束するためである。なお、発生する値は 1 N/mm^2 と極めて小さい。中間横桁がある場合は無い場合に比べて大きな値が得られるが、それでも最大 3 N/mm^2 強であり、設計上は無視してよい値と言える。この傾向は床版厚 220mm モデルの場合も同様で、床版厚アップによる床版変形量の減少で応力は若干少なくなる。また、スパン 25m モデルの場合も同様の結果が得られている。

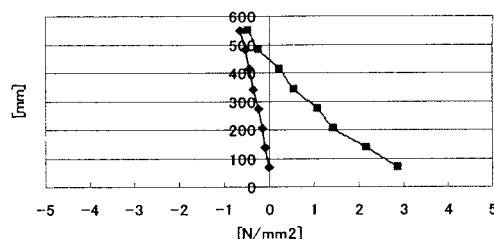
以上より、鉛直荷重載荷に伴い横断面変形が生じるが、それに起因する 2 次応力は、中間横桁がない場合は 1 N/mm^2 以下と極めて小さい。また、中間横桁を設けたとしても設計上は無視できる程度に小さい値である。



(a) G1 桁



(b) G2 桁



(c) G3 桁

図-16 腹板の板曲げ応力 (スパン 15m、床版厚 200mm)

9. まとめ

本研究で得られた知見をまとめると以下のようになる。

- 1) 中間横桁の有無に起因する荷重分配の差異は小さい。これより、各桁への荷重分配は床版によってなされ、床版の効果を無視した格子モデルでは分配性能を過小評価する。
- 2) 床版厚の差異(20mm)に起因する荷重分配の差異は比較的小さい。
- 3) T 荷重による主鉄筋方向、配力筋方向の床版曲げモーメントは、中間横桁の有無に関係しない。また、道示の規定値に対して、主鉄筋方向、配力筋方向ともに約 80% であった。これより、安全側を前提として、本構造システムに対しても道示の規定値を利用できる。
- 4) L 荷重を満載した場合の床版曲げモーメントは中間横桁の有無の影響を強く受ける。中間横桁がない場合は、配置した場合に比べて 55～75% 大きくなる。しかしながら、中間横桁のない場合の絶対値の最大は T 荷重の 30% 程度で、両者を単純に足し合わせても、ほぼ道示の設計値程度である。
- 5) 鉛直荷重載荷に伴い断面変形が生じるが、それに起因する鋼桁の 2 次応力は設計上無視できる程度に極めて小さい。
- 6) 今回対象とした橋モデルにおいて、中間横桁を省略したモデルと横桁が有るモデルでは、両者の挙動に大きな差異が生じないことを明らかにした。これより、中間横桁を省略しても新たな問題は生じないと言える。

あとがき

本検討は完成後の橋システムを対象におこない、中間横桁完全省略が可能であることを明らかにしている。一方、架設時には横ねじれ座屈に対する安全性を照査する必要があり、座屈防止のための仮部材の設置が検討対象となる。なお、最近は合成床版の採用が多くみられるようになったが、その底鋼板をあらかじめ主桁に取り付けるといった工法¹⁾は座屈防止策と成り得る。本文が、スパン 30m 以下の領域において、より経済的な橋システムの開発に寄与することを期待している。

参考文献

- 1) 新日本製鉄(株)：PANEL-HBB[H 形橋梁のニューモデル]，2003
- 2) (社)日本道路協会：道路橋指示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，2003
- 3) 長井正嗣，吉田康治，藤野陽三：シンプルな横補剛システムをもつ鋼多主 I 桁橋の立体力学挙動，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，pp.1141-1151，1997
- 4) 櫻井信彰，藤川敬人，水上繁樹，松井繁之，長井正嗣：形鋼橋梁の構造合理化に関する研究，土木学会論文集(修正対応中)，2004
- 5) DIANA User's manual, 1998

(2004 年 9 月 15 日受付)