

支持桁のたわみを考慮した鋼道路橋の鉄筋 コンクリートの床版の曲げモーメントについて

BENDING MOMENT OF REINFORCED CONCRETE SLAB OF STEEL HIGHWAY
BRIDGES INCLUDING THE RELATIVE STIFFNESS EFFECT

佐藤 進*・成岡 昌夫**
By Susumu Sato and Masao Naruoka

1. まえがき

鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計は、わが国では、現在、鋼道路橋設計示方書（1964）に規定された計算式に基づいて行なわれている。これらの計算式は、詳細に考えると、つぎのような欠点があると思う。

1) 示方書に示された単純版、および、連続版の曲げモーメントの計算式は、計算式誘導の仮定を考えると、床版を支持する桁がたわまない場合に限り適用し得る。したがって、トラス橋の床組の床版のように、床版を支持する桁の曲げ剛性が小さい場合に対しても、同じ計算式を適用することは、妥当ではないように思われる。

2) さらに、現行の示方書では、連続版の曲げモーメント (M) を、支点上、および、スパン中央とも、単純版のそれ (M_0) の 80% と定めている。しかし、床版を支持する桁の曲げ剛度と床版の曲げ剛度の比いわゆる相関剛比が連続版の曲げモーメントに相当に影響すると思われるのに、これを全く考慮せず、現行示方書のように一律に $M/M_0=80\%$ とすることは、必ずしも設計上安全側の値を示しているとは思われない。また、80%の値が妥当であるとした文献 1) を見ても、版のスパンによってこの値は相当に変化しており、検討する必要があると思う。

3) さらに、現行示方書では、配力鉄筋量を決めるのに必要な曲げモーメントについてはなんら規定せず、ただ、旧示方書（1956）の配力鉄筋の量に関する規定をそのまま用いて、「配力鉄筋量は主鉄筋量の 25% 以上」としているだけである。一方、AASHO の示方書では、「配力鉄筋量は主鉄筋量の 50% 以下を用いる」ことになっていて、両者の差が大きすぎる。この点は、文献 2) (1951) において指摘されていたが、現行示方書（1964）

においては、全く考慮されなかった。この「25%以上」という規定が、昭和 42 年 9 月建設省道路局長通達「鋼道路橋の一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋量設計要領」で「スパン中央 1/2 区間は 70% 以上」と改められたが、相関剛比を考慮した場合においても、この値が妥当であるかどうか、検討する必要があるよう思う。

4) 張出し版の曲げモーメントは、鋼道路橋設計示方書の 19 条に規定された片持板に対する実用計算式で計算されている（文献 1,3）。しかし、実際の床版は片持版ではなく、張出し版であり、張出し版に対して、片持版に対して導かれた計算式を用いている。現行示方書の片持版の計算式による張出し版の曲げモーメントは、計算の仮定上、実際の桁橋の張出し版の曲げモーメントに比較して、過大な値を与えるようである。そこで、文献 4) には、張出し版の支持辺での固定条件のかわりに、床版の連続条件を導入して、この点の改良が行なわれている。これによれば、支持辺中央の張出し版の曲げモーメントは、同じ載荷状態に対して、片持版として計算した値の約 75% になっており、床版の連続性を考慮することによって、曲げモーメントはかなり減少することが明らかにされている。しかし、実際の張出し版の曲げモーメントの計算に対しては、問題点をまだ残している。それは、文献 4) による曲げモーメントは、張出し版を支持する桁の曲げ剛性が無限に大きい場合、つまり、桁がたわまない場合に対して求められたものであって、実際の鉄筋コンクリート床版では、この条件を満足することはないからである。

ここでは、以上の点にかんがみ、床版の連続性と支持桁のたわみとを考慮して、研究を進め、鉄筋コンクリート床版の設計の合理化に寄与したいと思う。

2. 従来の研究および本研究の概要

Illinois 大学の Newmark 教授らは、文献 5) において、5 本主桁の桁橋の床版のスパン中央の橋軸に直角

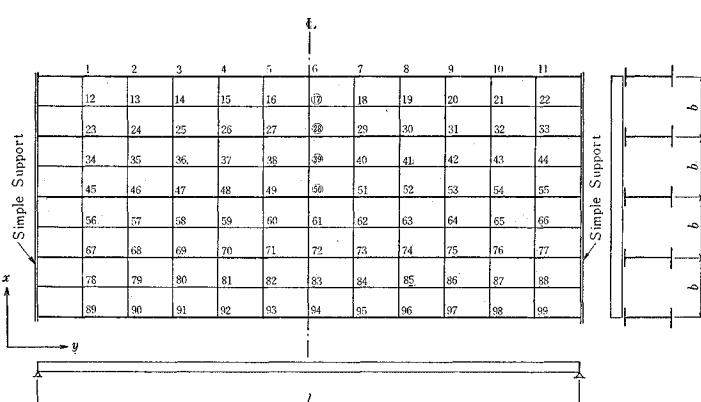
* 正会員 元名古屋大学受託研究員（株）福山コンサルタント

** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学教室

(平行) 方向の曲げモーメント $M_x(M_y)$, および, 柄(支承)上の橋軸に直角方向の曲げモーメント M_s の影響係数を求め, これに AASHO の示方書に規定している輪荷重を載荷し, これら連続版の M_x, M_y を, 単純版としての項と, 相関剛比に関する項との和として表わしている。この考え方はわが国の示方書の計算式より合理的であるように思う。また, 文献 6)において, Newmark 教授らは, 5 本主柄の斜析橋についても, 同様の研究を行なっている。

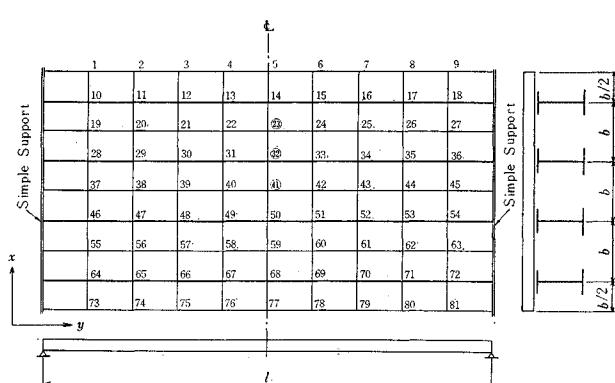
Newmark 教授らが床版の曲げモーメントの影響係数を求めるにあたって用いた仮定は, つぎのようである。

- 1) 柄は鉛直力のみを床版におよぼす。柄と床版との間には,せん断力は作用しない。
- 2) 対傾構, 橫桁の影響は無視する。
- 3) 柄よりの反力は床版に線状に作用し, ある幅に分布しない。
- 4) 柄とその上にある床版は同様にたわむ。
- 5) 縁柄は床版の縁にある。



(注) ○印の点について計算を行なった

図-1 解析の対象とした 5 本主柄の析橋の骨組図と Network



(注) ○印の点について計算を行なった

図-2 解析の対象とした 4 本主柄の析橋の骨組図と Network

6) 床版と柄とはスパンの両端において単純に支持されている。

文献 5)においては, Newmark 教授の “A Distribution Procedure for the Analysis of Slabs Continuous over Flexible Beams”, Univ. of Illinois Bulletin, No. 304 (1938) を用いている。文献 6)においては, T.Y. Chen らの提案した弾性ばかりに支えられる等方等質連続版に対する斜交座標階差方程式を用いている。

Illinois 大学の Newmark 教授らのグループは, 枠橋の床版の研究に対して輝しい業績をあげており, 文献 5), および, それに基づく実験的研究, および, 文献 6)は, とくにすぐれ, 他に比肩するものをみないほどである。このような見地から, Newmark 教授らの研究を参考にすることにした。なお, Illinois 大学の研究は, 連続版に対するもので, 張出し版にはおよんでいない。

著者らの研究の対象とした析橋は, 等しい曲げ剛性をもつ, 等間隔に配置された 5 本, および, 4 本の主柄で床版がささえられた beam-slab 橋で, 床版は柄間隔の $1/2$ だけ張り出した場合を考えている。

これを図-1 (張出し部省略), 図-2 に示す。

この研究では, 連続版の曲げモーメントの計算の根本となる連続版の M_x, M_y の影響係数については,

- a) 5 本主柄の直析橋(張出し版なし) (図-1) に関して, Newmark 教授らの求めた影響係数と,
- b) 5 本主柄の直析橋(張出し版あり) に関して, Newmark 教授らの提案した階差方程式 (文献 6)を直析橋の場合に適用して, 図-1 の Network について東京大学大型計算機 HITAC-5020 E で求めた影響係数とを, 比較したが, それほど差は認められなかった。したがって, スパン中央の M_x, M_y , および, 柄上の M_s については, a) の場合の影響係数を用いた。
- c) 4 本主柄の直析橋(張出し版あり) (図-2) に関しては, b) の場合と同様に計算した。c) の場合については上述した Distribution Procedure を 5 本主柄の場合と同様に利用するのも一つの方法であるが, 現在ではむしろ電子計算機を利用することの方が好ましいので, b) に述べたような検討をしたうえで, b) の場合と同様に計算した。計算に用いた

Network は図-2 のようである。

また、張出し版の曲げモーメントの影響係数については、上記の b) 5本、 c) 4本主桁の直桁橋（とともに、張出し版あり）のほかに、3 本主桁の場合についても影響係数を求めた。影響係数の値は、主桁の本数が変わっても、曲げモーメントの計算に影響するほど変わらないので、4 本主桁の場合のみを用いて、曲げモーメントを計算することにした。この場合には、Network をさらに細かくした。これについては第3編に述べる。

このような階差方程式による計算における注意事項を第2編の冒頭に示す。

これらの M_x , M_y の計算値を検討して、Newmark教授らの提案した M_x , M_y の計算式に準じて、合理的な計算式を提案するように努めた。

第1編 5 本主桁の直桁橋の床版のスパン、および、支承曲げモーメントに関する研究

3. わが国の示方書(1964)の輪荷重に対する床版のスパン曲げモーメントの計算

N.M. Newmark 教授らの求めた影響係数と、わが国の輪荷重、および、その配置の規定を用いて、曲げモーメントを計算した。計算は図-1 に示すように、

- a) 桁間隔 b を、 $b=1.75, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0$ m の6種類に選び、
- b) それぞれの桁間隔に対して、 $b/l=0.1, 0.2, 0.3$ の3つの場合を考慮し、
- c) 相関剛比 H は $b/l=0.1$ に対しては、 $H=2, 5, 10, 20, \infty$; $b/l=0.2$ に対しては、 $H=1, 2, 4, 10, \infty$; $b/l=0.3$ に対しては、 $H=1.5, 3, 6, 15, \infty$ を考慮した。

上述の相関剛比は桁の曲げ剛度 (EI/l) と床版の曲げ剛度 (N) との比で、つぎのように表わされる。

$$H = (EI/l)/N = EI/Nl$$

以上のような b , b/l , および、 H のそれぞれの組み合わせに対して、合計 $6 \times 3 \times 5 = 90$ の場合の計算を行ない、これをもとに、連続版の曲げモーメントを相関剛比 H を含む簡単な式で表わすことに努めた。

(1) 単純版のスパン中央曲げモーメント $M_{0,x}$ 、および、 $M_{0,y}$

連続版のスパン曲げモーメントを論ずる場合には、単純版の曲げモーメントが必ず言及されるから、ここで、これらについて述べておこう。

相対する2辺で単純支持された無限板に長方形面積に等分布する輪荷重が載荷する場合の、スパン中央の橋軸

に直角方向の曲げモーメント $M_{0,x}$ 、および、平行方向の曲げモーメント $M_{0,y}$ については、文献2)に示されている。また、これらをもとに、わが国の示方書の単純版の公式が導かれている。また、Westergaardの研究によれば、相対する2辺で単純支持された無限板(厚さ h 、スパン b)の中央に直径 c の円に単位荷重が等分布する場合には、

$$M_{0,x} = M'_{0,x} + M''_{0,x}, M_{0,y} = M_{0,x} - 0.080$$

で計算できるとされている。ここに、 $M'_{0,x}$, $M''_{0,x}$ は、
 $M'_{0,x} = f(h/b)$, $M''_{0,x} = f(c/h)$

で、これらの値は、Westergaard の研究において、表にして与えられている。ただし、 $\nu=0$ と仮定している。また、 $M_{0,x}$ に対しては、つぎの略算式が提案されている。

$$M_{0,x} = \frac{1.16}{3+10(c/b)}$$

この式は、 $c \geq h$, $h > 0.02b$, $0.25 \geq c/b \geq 0.04$ の場合には十分正確であるとされている。

(2) 連続版のスパン中央曲げモーメント M_x

スパン中央の x 軸方向(橋軸に直角の方向)の最大曲げモーメント M_x を $(M_x - M_{0,x})/P$ を縦軸に、 $l(m)/10\sqrt{H}$ を横軸にとって、図-3 に示す。ここで、図-

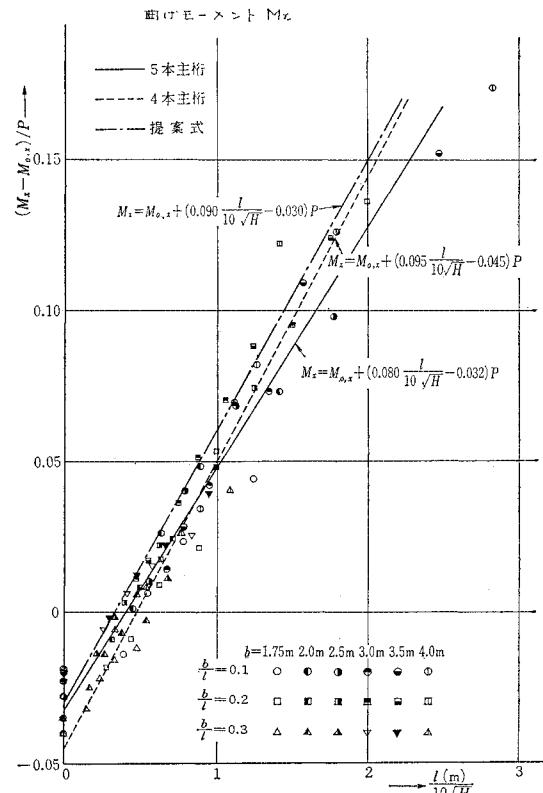


図-3 5 本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_x

3 に示された値は、図-1 に示す Network の格点 17 と 39 について計算を行ない、それらのうちの大きい方の値である。また、 P は自動車の一後輪荷重である。

図-3 からもわかるように、連続版のスパン中央曲げモーメント M_x は、相関剛比 H 、および、桁間隔 b によって相当に変化し、 $H \leq l^2/16(l:m)$ の場合は、むしろ、単純版の曲げモーメント $M_{0,x}$ より大きくなるということは、注目すべきである。図-3 の各点が $l(m)/10\sqrt{H}$ の一次関数で表わせると仮定して、最小 2乗法によってこれを求め、実用範囲内の橋に対して安全側になるように考えて、5 本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_x として、つぎの式を得る。

$$M_x = M_{0,x} + \left(0.080 \frac{l(m)}{10\sqrt{H}} - 0.032 \right) P$$

(3) 連続版のスパン中央曲げモーメント M_y

スパン中央の y 軸方向（橋軸の方向）の曲げモーメント M_y を、 $(M_y - M_{0,y})/P$ を縦軸に、 $b(m)/1.5H$ を横軸にとって、図-4 に示す。ここに示す値は、 M_x を求める場合に用いた荷重の配置を用い、前と同様に、格点 17 と 39 について計算を行ない、17 と 39 のうちの大きい方の値である。 $M_{0,y}$ は文献 2) から計算するか、あるいは、Westergaard 況に $M_{0,y} = M_{0,x} - 0.080$ で計算する。図-4 において、スパン中央の橋軸方向の曲げモーメント M_y は、 M_x と同様に、相関剛比 H と桁間

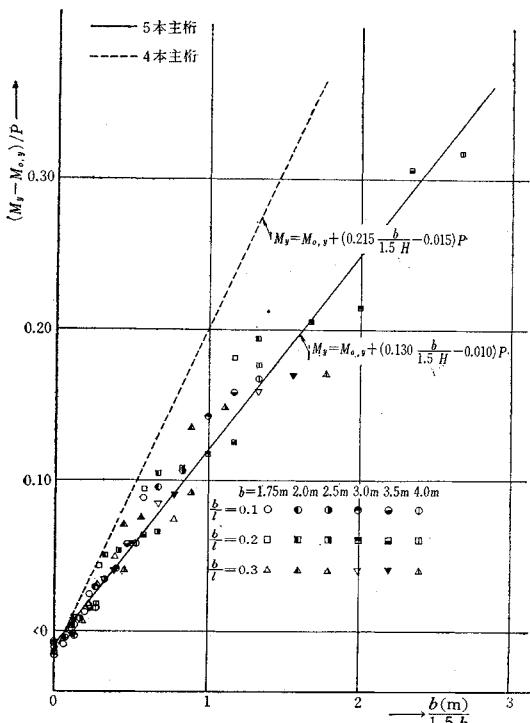


図-4 5 本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_y

隔 b によって変化する。普通の道路橋では、 $b(m)/1.5H$ の値は 0.05~0.40 の範囲内にあると考えられるので、連続版の曲げモーメント M_y は単純版の曲げモーメント $M_{0,y}$ とほとんど変わらないか、あるいは、むしろ大きくなる。図-4 の各点が $b(m)/1.5H$ の一次関数で表わせるとして、5 本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_y として、つぎの式を得る。

$$M_y = M_{0,y} + \left(0.130 \frac{b(m)}{1.5H} - 0.010 \right) P$$

4. 床版の支承曲げモーメント M_s の計算

支承上の床版には、床版を支持する桁の曲げ剛性が小さい場合、正の曲げモーメントが相当に働くことが考えられる。したがって、ここでは、負の曲げモーメントとともに、正の曲げモーメントについても計算を行なってみた。計算は、図-1 の格点 28 と 50 について、スパン曲げモーメントの場合と同様に、桁間隔、 b/l 、および、相関剛比 H の値を種々変えて行ない、これをもとにして、曲げモーメントを相関剛比 H を含む式で表わすことになった。

(1) 連続版の支承負曲げモーメント M_{sn}

図-1 の格点 28 と 50 について、影響係数を用いて計算を行ない、それらのうち、大きい方の値を縦軸に、 $1/\sqrt{H}$ を横軸にとって示せば、図-5 のようになる。図

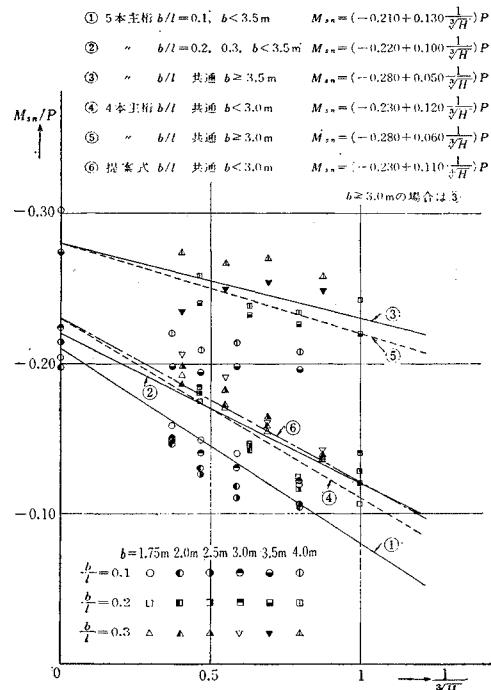


図-5 5 本主桁の桁橋の床版の支承負曲げモーメント M_{sn}

図-5からわかるように、支承上の負の曲げモーメントは、スパン中央曲げモーメントの場合と同様に、相関剛比によって相当に変化し、とくに、 $b/l=0.1$ のときには、相関剛比が無限に大きくなると、曲げモーメントは急に増加している。また、桁間隔が3.5m以上とそれ以下とでは、曲げモーメントに明らかな差があり、曲げモーメント式は、桁間隔が3.5m以上と3.5m以下とで分けるほうがよいようと思われる。さらに、桁間隔とスパンとの比、 b/l によっても、曲げモーメントに相当のバラツキがあり、スパン中央曲げモーメントの場合のように、 b/l に共通した式を導くことは、実際の問題に対して危険側の値を与えることがあり得るので、ここでは、 b/l の値によって別個の式を提案することにした。

そこで、以上のことを考慮し、図-5をもとにして、5本主桁の桁橋の支承負曲げモーメント M_{sn} として、つぎの式を得る。

a) $b < 3.5 \text{ m}$ の場合

① $b/l=0.1$ の場合：

$$M_{sn} = \{-0.210 + 0.130(1/\sqrt[3]{H})\}P$$

② $b/l=0.2, 0.3$ の場合：

$$M_{sn} = \{-0.220 + 0.100(1/\sqrt[3]{H})\}P$$

b) $b \geq 3.5 \text{ m}$ の場合

b/l に関係なく $M_{sn} = \{-0.280 + 0.050(1/\sqrt[3]{H})\}P$

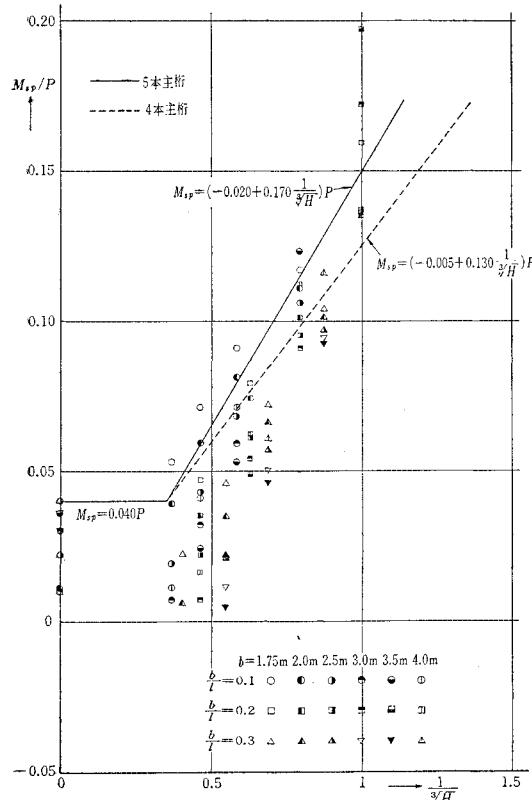


図-6 5本主桁の桁橋の床版の支承正曲げモーメント M_{sp}

(2) 連続版の支承正曲げモーメント M_{sp}

負の曲げモーメントの場合と同様にして計算を行なうと図-6のようになる。図-6からわかるように、支承上の正の曲げモーメントは相関剛比によって相当に変化しているが、負の曲げモーメントのように、桁間隔がある値(3.5m)以上になると急に増加するというようなことはない。しかし、負の曲げモーメントに比較して、 b/l 、および、桁間隔 b による変化の度合は大きく、負の曲げモーメントの場合にみられたような、 b/l の値の相違によるはっきりした曲げモーメントの違いはみられない。したがって、正の曲げモーメントは b/l によって区別せずに、 b/l 、および、桁間隔 b に共通な式で表わすことにした。しかし、図-6からみて、曲げモーメントを b/l 、および、 b に共通な式で表わすには少々無理な点もある。しかし、実際の橋では、 $1/\sqrt[3]{H}$ はだいたい0.5以下と考えられるし、また、 b/l が0.3になるようなことはまれである。そこで、これらのこと考慮し、さらに、実用範囲内の橋に対して安全側の値を与えるように考えて、5本主桁の桁橋の床版の支承正曲げモーメント M_{sp} として、つぎの式を得る。

a) $H \leq 20$ の場合

$$M_{sp} = \{-0.020 + 0.170(1/\sqrt[3]{H})\}P$$

b) $H > 20$ の場合

$$M_{sp} = 0.040P$$

第2編 4本主桁の直桁橋の床版の曲げモーメントに関する研究

図-2に示すNetworkの格点23, 41(スパン中央)、および、32(桁上)について、曲げモーメントの影響係数を計算した。計算は、 $b/l=0.1, 0.2, 0.3$ の3つの場合のそれぞれに対して、相関剛比を $H=2, 5, 10, 20, \infty$ と変化させている。注目する点と載荷点とが一致する場合には、影響係数の値には $M_{x,z}$, $M_{y,z}$ が含まれる。階差方程式では、用いるNetworkのmeshの大きさによって影響係数の値が変わっている。そのため、得られた値に対する修正が必要であり、この点に関しては、文献6)に修正の方法が述べられている。したがって、ここでも、スパン中央、および、支承上の曲げモーメントの影響係数に対して、文献6)の方法で修正を行なった。

つぎに、これらの影響係数を用いて、5本主桁の場合と同様な方法で、 M_x , M_y 、および、 M_s を求め、これより、4本主桁の桁橋の床版の曲げモーメントの計算式を提案するようにした。

以下、その結果について、簡単に述べる。

5. 床版のスパン曲げモーメントの計算

(1) 連続版のスパン中央曲げモーメント M_x

スパン中央の最大曲げモーメントを、5本主桁の場合と同様に示すと、図-7のようである。ここで、図-7に

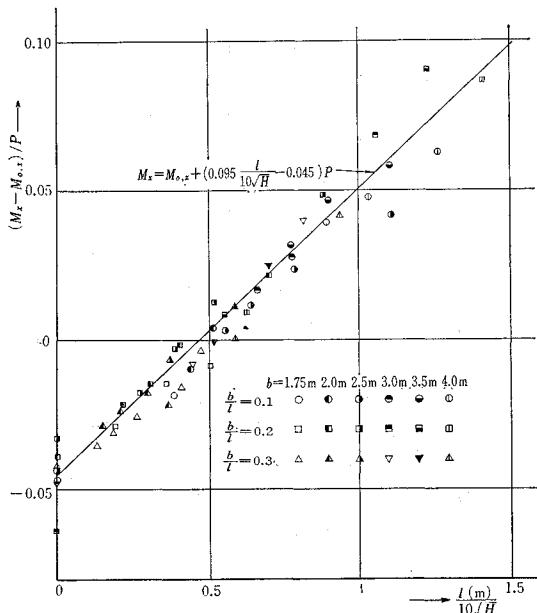


図-7 4本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_x

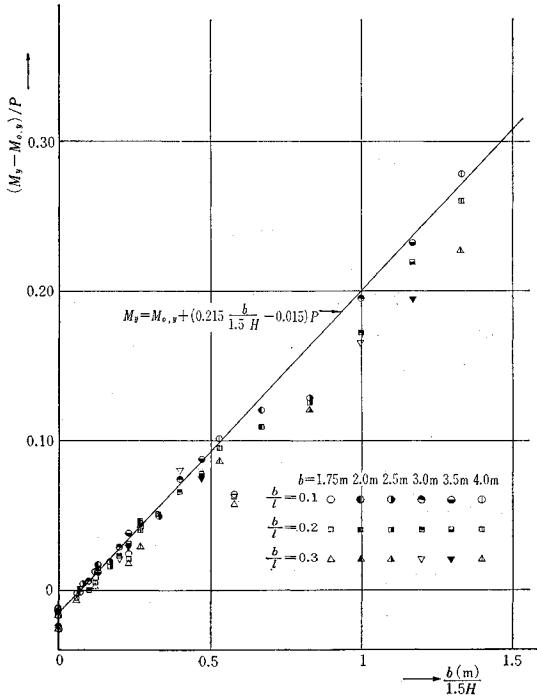


図-8 4本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_y

示された値は、図-1の格点23と41のうちの大きい方の値である。図-7から、4本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_x として、つぎの式を得る。

$$M_x = M_{0,x} + \left(0.095 \frac{l(m)}{10\sqrt{H}} - 0.045 \right) P$$

(2) 連続版のスパン中央曲げモーメント M_y

スパン中央の曲げモーメント M_y を示すと、図-8のようになる。図-8から、4本主桁の桁橋の床版のスパン中央曲げモーメント M_y として、つぎの式を得る。

$$M_y = M_{0,y} + \left(0.215 \frac{b(m)}{1.5H} - 0.015 \right) P$$

6. 支承曲げモーメント M_s の計算

(1) 連続版の支承負曲げモーメント M_{sn}

図-1のNetworkの格点32の影響係数を用いて計算した結果を、図-9に示す。図-9をもとにして、4本主桁の桁橋の床版の支承負曲げモーメント M_{sn} として、つぎの式を得る。

a) $b < 3.0\text{ m}$ の場合

$$M_{sn} = \{-0.230 + 0.120(1/\sqrt[3]{H})\} P$$

b) $b \geq 3.0\text{ m}$ の場合

$$M_{sn} = \{-0.280 + 0.060(1/\sqrt[3]{H})\} P$$

5本主桁の場合には、 b/l の値によって、曲げモーメントの計算式を分けて考えたが、4本主桁の場合には、 b/l の値が変わっても、曲げモーメントにそれほど変化

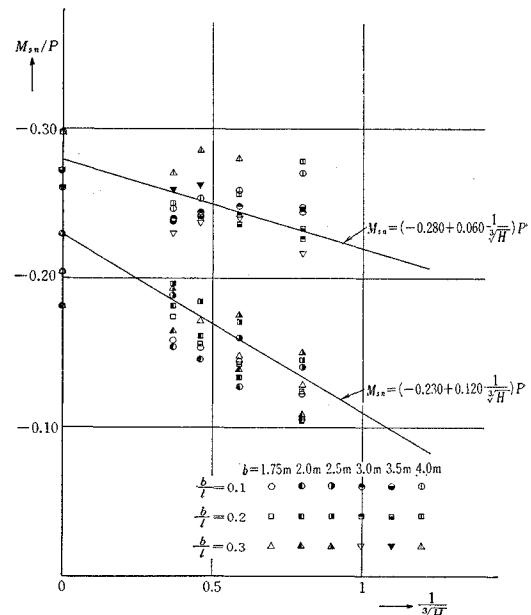
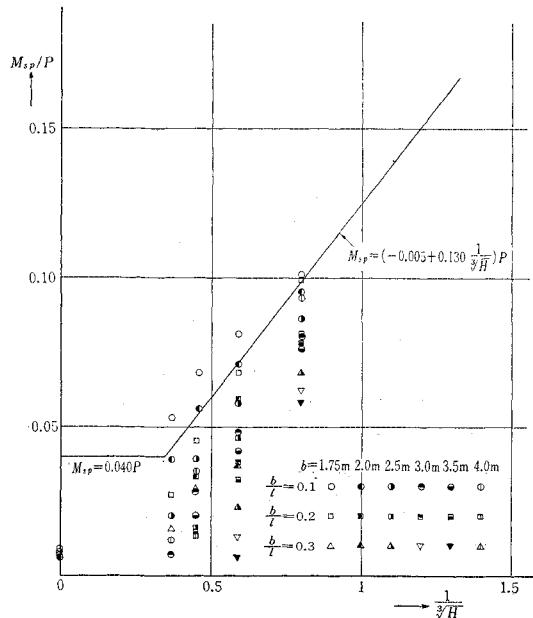


図-9 4本主桁の桁橋の床版の支承負曲げモーメント M_{sn}

図-10 4本主桁の桁橋の床版の支承正曲げモーメント M_{sp}

がみられないで、 b/l に共通な計算式とした。また、桁間隔が 3.0 m 以上になると、曲げモーメントは急に大きくなるので、桁間隔が 3.0 m 以上とそれ以下とで分けて考えている。

(2) 連続版の支承正曲げモーメント M_{sp}

負の曲げモーメントの場合と同様にして計算を行ない、その結果を図-10 に示す。図-10 から、4 本主桁の場合も、正の曲げモーメントは負の曲げモーメントに比較して、 b/l 、および、桁間隔 b によって相当にばらついており、曲げモーメントを、 b/l 、および、 b に共通した式で表わすには、少々無理な点もある。しかし、ここでも、5 本主桁の場合に用いたのと同じ考え方を用いて、曲げモーメントを、 b/l 、および、 b に共通な式で表わすことにした。したがって、4 本主桁の桁橋の床版の支承正曲げモーメント M_{sp} として、つぎの式を得る。

a) $H \leq 20$ の場合

$$M_{sp} = \{-0.005 + 0.130(1/\sqrt[3]{H})\}P$$

b) $H > 20$ の場合

$$M_{sp} = 0.040P$$

第3編 連続版の曲げモーメントの計算式、配力鉄筋に関する提案、および、計算例

7. 連続版のスパン曲げモーメント、および、支承曲げモーメントの計算式の提案

連続版のスパン曲げモーメント、および、支承曲げモーメントの計算式を、4 本主桁の場合と 5 本主桁の場合とに分けて求めた。しかし、これらをともに考慮して、両者に共通な曲げモーメントの計算式を導き、これを連続版のスパン曲げモーメント、および、支承曲げモーメントの計算式として、提案したいと思う。

(1) 連続版のスパン中央曲げモーメント M_x

図-3 には、4 本主桁の桁橋のスパン中央曲げモーメント M_x が点線で併記されている。この図より、実用範囲内の $l(m)/10\sqrt{H}$ の値に対しては、両者のひらきは小さい。したがって、連続版のスパン中央曲げモーメント M_x として、両者に対して安全側の値を与えるように考えて、つぎの式を提案したいと思う。

$$M_x = M_{0,x} + \left(0.090 \frac{l(m)}{10\sqrt{H}} - 0.030\right)P$$

(2) 連続版のスパン中央曲げモーメント M_y

図-4 に、4 本主桁の桁橋のスパン中央曲げモーメント M_y を点線で併記してある。この図より、5 本主桁の M_y に対しても、安全側を考えて、4 本主桁の M_y を用いることとする。したがって、連続版のスパン中央曲げモーメント M_y として、つぎの式を提案したいと思う。

$$M_y = M_{0,y} + \left(0.215 \frac{b(m)}{1.5H} - 0.015\right)P$$

(3) 連続版の支承負曲げモーメント M_{sn}

図-5 に、4 本主桁の桁橋の支承負曲げモーメント M_{sn} を点線で併記してある。図-5 より、連続版の支承負曲げモーメント M_{sn} として、つぎの式を提案したいと思う。

a) $b < 3.0$ m の場合

$$M_{sn} = \{-0.230 + 0.110(1/\sqrt[3]{H})\}P$$

b) $b \geq 3.0$ m の場合

$$M_{sn} = \{-0.280 + 0.050(1/\sqrt[3]{H})\}P$$

(4) 連続版の支承正曲げモーメント M_{sp}

図-6 に、4 本主桁の桁橋の支承正曲げモーメント M_{sp} を点線で併記してある。図-6 より、連続版の支承正曲げモーメント M_{sp} として、つぎの式を提案したいと思う。

a) $H \leq 20$ の場合

$$M_{sp} = \{-0.020 + 0.170(1/\sqrt[3]{H})\}P$$

b) $H > 20$ の場合

$$M_{sp} = 0.040P$$

以上は、5 本主桁、および、4 本主桁それぞれの場合に対する式から、双方に共用できる一般式を提案したも

のである。したがって、この提案式は、日本道路協会発行の溶接プレートガーダー橋標準設計に示されている主桁数4本（幅員6.0m, スパン16~28m）、主桁数5本（幅員7.5m, スパン16~32m）のもの、日本道路協会発行の活荷重合成桁橋標準設計に示されている主桁本数4本（幅員9.5m, スパン20~40m, および、幅員11.5m, スパン20~40m）のものの設計には応用できるであろう。また、合成桁橋の場合には幅員がさらにつ大きくなり、主桁数が5本になつても適用できる。

なお、縁桁と中桁では曲げ剛性EIが異なるのが普通である。この場合には、EIがすべての桁で一定としたこの研究の結果は厳密には適用できないが、EIの平均値（算術、あるいは、加重）を用いて、近似的には適用できよう。

この研究は直桁橋（単純支持）の場合を対象としたもので、斜桁橋、曲線桁橋、連続桁橋のような場合を含んでいない。しかし、連続桁橋については、Leonhardtの連続格子桁の解法の場合のように、換算断面二次モーメントを用いるといよい。

8. 計算例と比較検討

相関剛比を考慮した連続版のスパン中央曲げモーメント、および、支承曲げモーメントの計算式を提案した。そこで、具体的に、計算例をあげて、曲げモーメントを求め、現行示方書による曲げモーメントとの比較検討を行なう。

A. 計算例1：スパン $l=24\text{ m}$ 、主桁間隔 $b=1.6\text{ m}$ 、相関剛比 $H=30$ 、および、16のプレートガーダー橋の床版、および、格間長 $l=8\text{ m}$ 、縦桁間隔 $b=1.6\text{ m}$ 、相関剛比 $H=5$ のトラス橋の床組の床版

（1）単純版のスパン中央曲げモーメント $M_{0,x}, M_{0,y}$

単純版のスパン中央曲げモーメント $M_{0,x}$ 、および、 $M_{0,y}$ は、文献2)より計算する。いま、床版厚 h を18cm、舗装厚 h' を5cmとすると、輪荷重の分布幅（輪荷重は床版厚の1/2まで分布するものとする）は、舗装厚を考慮して、 $78\text{ cm} \times 48\text{ cm}$ となる。したがって、

$$\alpha=78/160 \approx 0.50, \beta=48/160 \approx 0.3$$

となる。これより、

$$M_{0,x}=0.162P, M_{0,y}=0.115P(\nu=0.15),$$

$$M_{0,y}/M_{0,x}=0.71$$

を得る。これを現行示方書の計算式で計算すれば、

$$M_{0,x}=0.189P$$

である。また、Westergaardの式により計算すれば、 $78\text{ cm} \times 48\text{ cm}$ の長方形と同面積の円の直径は、 $c=\sqrt{4A/\pi} \approx 69\text{ cm}$ である。したがって、

$$h/b=18/160 \approx 0.11, \text{ これより, } M_{x'}=0.176P$$

$$c/h=69/18 \approx 3.8, \text{ これより, } M_x''=-0.007P$$

$$\text{よって, } M_{0,z}=(0.176-0.007)P=0.169P$$

$$M_{0,y}=(0.169-0.080)P=0.089P$$

$$M_{0,y}/M_{0,x}=0.53$$

である。

（2）スパン中央曲げモーメント M_x

計算結果を表-1に示す。 $M_x/M_{0,x}$ は単純版の曲げモーメントに対する比である。また、比較のために、Newmark教授らの提案式による値も合せて示す。

現行示方書による連続版のスパン中央の曲げモーメントは、 $M_x=0.8M_{0,x}=0.151P$ であるが、これを著者の提案した式により計算した値と比較すると、両者の間にはかなりの差があり、現行示方書による M_x は危険側の値になっている。また、表-1の①の値（提案式による）を③（Newmark教授らによる）の値と比較すると、ほぼ同じような値になる。

一般に、実橋における相関剛比は、プレートガーダー形式の橋では、床版と桁の合成作用を考えない場合は $H=4\sim16$ 、合成作用を考える場合は $H=16\sim40$ 、また、トラス橋の床組では $H=2\sim5$ の間にあると考えられる。したがって、連続版のスパン中央の曲げモーメントは、単純版の曲げモーメントからそれほど減少するとは考えられず、むしろ、相関剛比の小さいプレートガーダー形式の橋では、単純版の曲げモーメントより大きくなることも考えられる。また、提案式からもわかるように、連続版の M_x は相関剛比が同じであっても、橋長 l によって変化する。したがって、以上のようなことから考えて、現行示方書のように連続版の曲げモーメントを、一様に、単純版のその80%と決めてしまうのは妥当ではなく、やはり、相関剛比、および、橋長などを考慮して決めるべきである。

（3）スパン中央曲げモーメント M_y

表-1 スパン中央曲げモーメント M_x/P

相 關 剛 比 H	曲 げ モ ー メ ト ル モ ー ド ル 比 率 $M_x/M_{0,x}$	著者 の 提案式		Newmark教授らの提 案式	
		① $M_{0,x}$ を文 獻2)にて計 算した場合	② $M_{0,x}$ を現 行示方書にて 計算した場合	③ 後輪のみの 場合	④ 前輪をも考 慮した場合
30	M_x	0.171	0.198	0.164	0.174
	$M_x/M_{0,x}$	1.06	1.05	0.97	1.03
16	M_x	0.186	0.213	0.177	0.190
	$M_x/M_{0,x}$	1.15	1.13	1.05	1.12
5	M_x	0.164	0.191	0.157	—
	$M_x/M_{0,x}$	1.01	1.01	0.93	—
$M_{0,x}$		0.162	0.189	0.169	

注：Newmark教授らの提案式による場合の $M_{0,x}$ は、Westergaardの式によって計算した値を用いている。

表-2 スパン中央曲げモーメント M_y/P

相関剛比 H	曲げモーメント	著者の提案式		Newmark教授らの提案式
		①	②	
30	$M_{0,y}$ を文献 2) にて計算した場合	$M_{0,y}$ を現行示方書による $M_{0,x}$ の 70%とした場合		後輪のみの場合
	M_y	0.108	0.125	0.080
	M_y/M_x	0.63	0.63	0.49
16	$M_y/M_{0,y}$	0.94	0.95	0.90
	M_y	0.114	0.131	0.085
	M_y/M_x	0.61	0.62	0.48
5	$M_y/M_{0,y}$	0.99	0.99	0.96
	M_y	0.146	0.163	0.108
	M_y/M_x	0.89	0.85	0.69
	$M_y/M_{0,y}$	1.27	1.23	1.21
	$M_{0,y}$	0.115	0.132	0.089

注: Newmark 教授らの提案式の場合の $M_{0,y}$ は Westergaard の式によって計算した値を用いている。

計算結果を表-2 に示す。 M_y/M_x は表-1 に示した橋軸直角方向の曲げモーメント M_x に対する比であり、 $M_y/M_{0,y}$ は単純版の $M_{0,y}$ に対する比である。表-2 の②は単純版の $M_{0,y}$ を、今回の建設省道路局長通達で改正されたように、単純版の $M_{0,x}$ の 70% と仮定（配力鉄筋に関する規定を曲げモーメントにそのまま用いる）した場合の値である。また、 M_x の場合と同様に、Newmark 教授らの提案式で計算した値も合せて示す。今回改正された規定にしたがって連続版の M_y を計算すると、 M_x は先に述べたように、 $M_x=0.151 P$ であるので、 $M_y=0.7M_x=0.106 P$ となる。これを著者の提案式により計算した値と比較すると、現行示方書による M_y は危険側の値となり、とくに $H=5$ の場合には、両者の差は非常に大きくなる。

一般に、プレートガーダー形式の橋では、桁間隔は $b=1.5 \sim 3.0 \text{ m}$ であり、相関剛比は、 $H=16 \sim 40$ （床版の合成作用を考慮して）と考えてよいので、 $M_y/M_{0,y}$ の値の変化は小さく、したがって、連続版の M_y は単純版の $M_{0,y}$ とほぼ同じであると考えてよいようと思う。しかし、トラス橋の床組の場合には、相関剛比が $H=2 \sim 5$ と小さいので、この計算例からもわかるように、連続版の M_y は単純版の $M_{0,y}$ よりかなり大きくなる。

表-3 支承負曲げモーメント M_{sn}/P 、および、支承正曲げモーメント M_{sp}/P

H	M_s	M_{sn}	M_{sp}	$M_{sn}/M_{0,x}$	M_{sn}/M_x	著者の提案式	
						①	②
著者の提案式	30	-0.195	0.040	1.20	1.14		
	16	-0.186	0.047	1.15	1.00		
	5	-0.166	0.079	1.02	1.01		
Newmark 教授らの提案式	30	-0.205	0.098	1.21	1.25		
	16	-0.196	0.110	1.16	1.11		
	5	-0.175	0.088	1.04	1.11		
現行示方書による曲げモーメント		-0.151	---	0.80	1.00		

るよう思う。一方、 M_y/M_x についてみれば、 M_y/P と $M_{0,y}$ と同じように、相関剛比が大きい場合には、単純版の $M_{0,y}/M_{0,x}$ よりいくぶん小さくなるが、相関剛比が小さい場合には、かなり大きくなる。

以上のようなことは、Newmark 教授らの提案式により計算した値からもいえ、表-2 の③に示すように、相関剛比が小さくなると、 $M_y/M_{0,y}$ は非常に大きくなっている。

(4) 支承曲げモーメント M_s

計算結果を表-3 に示す。 $M_{sn}/M_{0,x}$ は単純版の $M_{0,x}$ に対する比であり、計算に用いた $M_{0,x}$ は文献 2) によって与えられる値である。 M_{sn}/M_x は連続版のスパン中央曲げモーメント M_x に対する比であり、計算に用いた M_x は表-1 の①に示された値である。また、Newmark 教授らの提案式により計算した値も合せて示す。現行示方書では、連続版の支承負曲げモーメント M_{sn} は単純版の $M_{0,x}$ の 80% としているので、 $M_{sn}=-0.8 M_{0,x}=-0.151 P$ であるが、これを著者の提案式で計算すると、表-3 に示すようになり、相関剛比が大きい場合には、両者の間にかなりの差がある。

提案式からもわかるように、連続版の M_{sn} は桁間隔には関係せずに、相関剛比のみによって変わる。一方、 $M_{0,x}$ は桁間隔によってかなり変わるので、 $M_{sn}/M_{0,x}$ の値は桁間隔によって広範囲に変化し、 $M_{sn}/M_{0,x}$ を単に 0.8 と決めてしまうわけにはゆかない。この点に関しては文献 7) でも指摘されている。このことから、連続版の M_{sn} は単純版の $M_{0,x}$ から求めず、ここで提案したような式で別個に求めるのが好ましいと思う。

つぎに、連続版の支承上の正の曲げモーメントについて述べよう。現行示方書では、支承上の正の曲げモーメントに対してははっきりした規定を設けておらず、支持桁の弾性変形のために支承付近で正の曲げモーメントが

表-4 スパン中央曲げモーメント M_x/P

相関剛比 H	曲げモーメント	著者の提案式		Newmark 教授らの提案式
		①	②	
40	M_x	0.219	0.307	0.209
	$M_x/M_{0,x}$	1.06	1.04	0.99
30	M_x	0.225	0.313	0.218
	$M_x/M_{0,x}$	1.09	1.06	1.03
20	M_x	0.236	0.324	0.224
	$M_x/M_{0,x}$	1.15	1.10	1.06
16	M_x	0.244	0.332	0.230
	$M_x/M_{0,x}$	1.18	1.13	1.09
$M_{0,x}$		0.206	0.294	0.211

注: 現行示方書による M_x は $M_x=0.235 P$ である。

表-5 スパン中央曲げモーメント M_y/P

相関剛比 H	曲げモーメント	著者の提案式		Newmark 教授らの提案式
		①	②	③
40	$M_{0,y}$ を文献 2) にて計算した場合	$M_{0,y}$ を現行示方書による $M_{0,x}$ の 70% とした場合	後輪のみを考慮した場合	
	M_y	0.135	0.202	0.123
	M_y/M_x	0.62	0.66	0.59
30	$M_y/M_{0,y}$	0.97	0.98	0.94
	M_y	0.138	0.205	0.125
	M_y/M_x	0.61	0.66	0.57
20	$M_y/M_{0,y}$	1.00	1.00	0.96
	M_y	0.146	0.213	0.130
	M_y/M_x	0.62	0.66	0.58
16	$M_y/M_{0,y}$	1.05	1.03	1.00
	M_y	0.151	0.218	0.133
	M_y/M_x	0.62	0.66	0.58
$M_{0,y}$	$M_y/M_{0,y}$	1.09	1.06	1.02
	$M_{0,y}$	0.139	0.206	0.131

表-6 支承負曲げモーメント M_{sn}/P , および、支承正曲げモーメント M_{sp}/P

	M_s	M_{sn}	M_{sp}	$M_{sn}/M_{0,x}$	M_{sn}/M_x
	H				
著者の提案式	40	-0.265	0.040	1.29	1.21
	30	-0.264	0.040	1.28	1.17
	20	-0.262	0.043	1.27	1.11
	16	-0.260	0.047	1.26	1.06
現行示方書による曲げモーメント		-0.235	—	0.80	1.00

生じ得るので、床版の下面にいくらかの引張鉄筋が必要であり、そのための配筋方法が指示されているだけである。普通のプレートガーダー形式の橋では、相関剛比が $H=16\sim40$ ぐらいであるので、正の曲げモーメントは負の曲げモーメントに比較して小さく、現行の配筋方法で問題となるようなことはないが、トラス橋の床組の場合には、相関剛比は 2~5 の間にあるので、正の曲げモーメントはかなり大きくなり、この場合には、正の曲げモーメントを計算して配筋を決めることが望ましい。また、比較のために、Newmark 教授らの提案式による値を示したが、著者の提案式より大きな値を与えている。

B. 計算例 2 : スパン $l=30$ m, 主桁間隔 $b=3.0$ m, 相関剛比 $H=40, 30, 20, 16$ のプレートガーダー橋の床版

スパン中央の曲げモーメント M_x, M_y , および、支承上の曲げモーメント M_{sn}, M_{sp} の計算結果を表-4~6 に示す。ここで、単純版の曲げモーメント $M_{0,x}$, および、 $M_{0,y}$ の計算には、床版厚 h を 19 cm, 補装厚 h' を 7.5 cm とした。計算例 1 で連続版の曲げモーメントと相関剛比の関係、および、現行示方書による値との比較検討などを詳述したので、ここでは、計算結果についての詳しい説明は省略するが、ほぼ、計算例 1 で述べたことと同じようなことがいえ、やはり、連続版の曲げモーメ

ントには相関剛比が相当に影響していることがわかる。

9. 配力鉄筋

ここで、この研究の課題の一つであった配力鉄筋量について述べたいと思う。今回、配力鉄筋量は床版のスパン中央 1/2 区間では、主鉄筋量の 70% 以上と改正されたが、これは、床版を相対する 2 辺で単純支持された等方性の無限版と仮定して求めた $M_{0,y}/M_{0,x}$ をもとにして決めたものであり、連続版に対してもこの規定をそのまま用いるのは問題があるようと思う。実用範囲内の橋に対して、相関剛比を考慮して連続版の M_y を求めるとき、プレートガーダー形式の橋の場合でも、連続版の M_y は単純版の $M_{0,y}$ とそれほど変わらず、トラス橋の床組の床版の場合には、相関剛比が小さいので、連続版の M_y は単純版の $M_{0,y}$ より非常に大きくなる。したがって、連続版の配力鉄筋量を単に主鉄筋量の 70% 以上と決めてしまうのは、適当でないように思う。橋軸方向の曲げモーメント M_y に対する相関剛比の影響は大きいので、連続版の配力鉄筋量は、相関剛比を考慮して計算した M_y から決めるのが好ましいと思う。

第4編 張出し版の曲げモーメントに関する研究

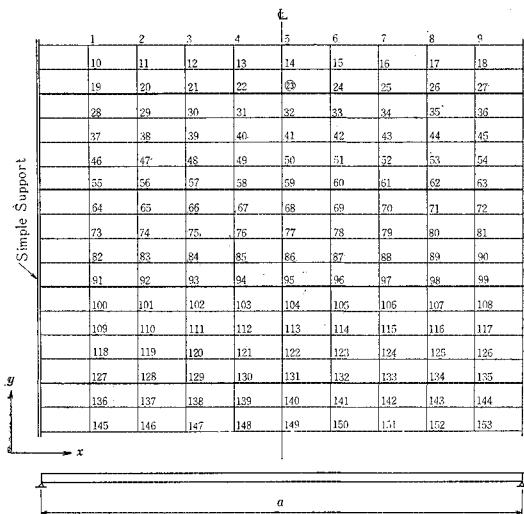
10. 張出し版の曲げモーメントの影響係数、および、曲げモーメントの計算

この計算で対象とした張出し版は、図-11 に示すように、等間隔に配置された、等しい曲げ剛性をもつ 4 本の主桁で支持された連続版から、桁間隔の 1/2 だけ張出した長方形版である。張出し版の曲げモーメントの影響係数は、N.M. Newmark 教授らの提案による階差方程式(文献 6)を直桁橋に適用して計算した。計算に用いた Network は図-11 に示すようである。

曲げモーメントの影響係数は、図-11 に示す Network の格点 23 について、

- i) 張出し版の辺長比 $b'/a(b'=b/2)$ を 0.05, 0.10, 0.15 の 3 種類に変え、それぞれの場合に対して
- ii) 相関剛比 H を $H=2, 5, 10, 20, \infty$ と変化させて計算した。

上述のようにして得られた格点 23 の影響係数に現行示方書の規定にしたがって輪荷重を載荷させ、曲げモーメントを計算した。ここで、この計算で考慮した張出し版の長さ (b') は、張出し版に載荷する輪荷重を一輪までと考え、0.50~2.25 m までとした。実際の鋼道路橋では、張出し版の長さは大部分がこの範囲内にあると思



(注) ○印をつけた点について計算を行なった

図-11 張出し版の曲げモーメントの計算において対象とした
桁橋の骨組図と Network

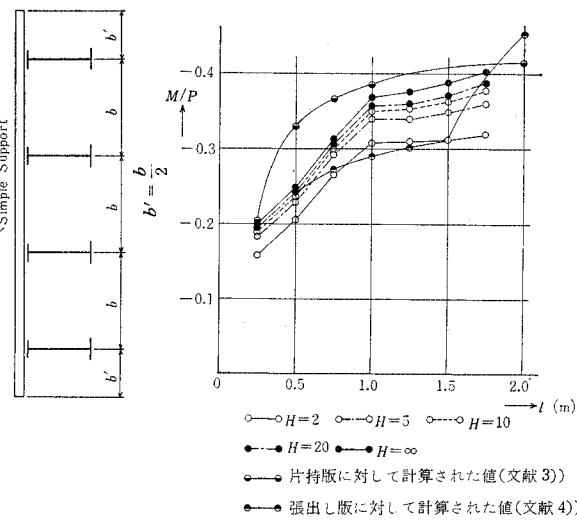


図-14 張出し版の曲げモーメント
 M/P ($b'/a=0.15$)

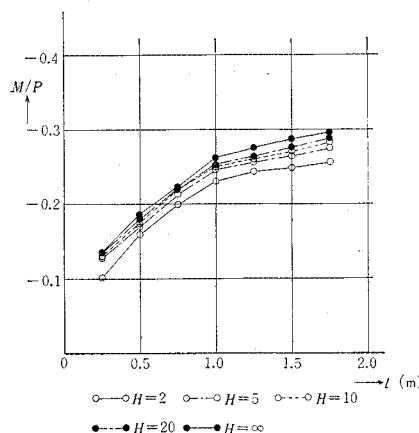


図-12 張出し版の曲げモーメント M/P ($b'/a=0.05$)

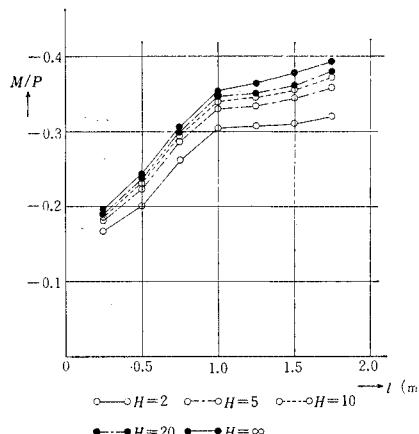


図-13 張出し版の曲げモーメント M/P ($b'/a=0.10$)

われる。計算結果を図-12, 13, および、14 に示す。これらの図の l は、張出し版の支持辺中央（格点23）から輪荷重の載荷点までの距離で、輪荷重は張出し版の先端から 50 cm 内側に載荷するものとし、 $l=b'-0.5$ m とする。以下、この l を張出し版のスパンと呼ぶことにする。図-14 に、現行示方書の計算式を定めるもとにになった値 [文献1]、および、文献4) で張出し版に対して計算された値を、比較のために合せて示す。

11. 計算結果の考察

図-12~14 から、張出し版の曲げモーメントは b'/a の値によってかなり大きさが異なるようである。つまり、 $b'/a=0.10$ と 0.15 の場合を比較すると、曲げモーメントの値は両者でほとんど変わらないが、これらを $b'/a=0.05$ の場合と比較すると明らかに相違が見られる。これらのことについて具体的に述べると、つぎのようである。

1) $b'/a=0.05, 0.10, 0.15$ の 3 つの場合とも、相関剛比が 2 のときの曲げモーメントは、相関剛比がそれ以上のときの曲げモーメントに比較して、かなりひらきがあり、これは $b'/a=0.10, 0.15$ の場合にとくに著しい。

2) 相関剛比が 5 以上の場合、スパン l が 1.0 m 以下では相関剛比は曲げモーメントにそれほど大きな影響を与えないようであるが、1.0 m を越えると徐々にその影響がででき、相関剛比の大きい場合の曲げモーメントと小さい場合のそれとの間のひらきがだんだん大きくなる。このことは、 $b'/a=0.10, 0.15$ の場合により明らかで、 $b'/a=0.05$ の場合にはスパン l が 1.0 m を越えて

も、相関剛比によってそれほど曲げモーメントは変化せず、相関剛比が曲げモーメントにおよぼす影響は、 $b'/a = 0.05$ の場合より、 $b'/a = 0.10, 0.15$ の場合の方が大きい。

3) 相関剛比の大きさに関係なく、一般にスパン l が 1.0 m 以下では、曲げモーメントはスパンが増加すると大きく増加するが、1.0 m 以上になると、スパンの増加のわりには曲げモーメントはそれほど増加せず、なだらかに変化している。

つぎに、現行示方書の計算式のもとになった値と比較すると、この値は、 $b'/a = 0.15$ の場合の相関剛比が無限大の場合の値と、スパン l が $l=0.25$ m、および、 $l \geq 1.0$ m でだいたい近い値を示している。しかし、 $0.25 < l < 1.0$ m では、両者の間には大きな差がある。また、文献 4) に示された値と比較すると、この値は $l \leq 1.5$ m で、相関剛比が 2 の場合の値と近い値を示している。全体的にみると、 $b'/a = 0.10, 0.15$ の場合の計算値は、だいたい、示方書の計算式のもとになった値と、文献 4) で計算されている値との間に入っている。

ここで、実際の鋼道路橋の場合を考えてみると、一般に、プレート ガーダー形式の橋は $b'/a = 0.05$ の場合に相当することが多く、また、相関剛比については、 $H = 16 \sim 40$ (床版の合成作用を考慮した場合) の範囲内にあると考えてよいようだ。一方、トラス橋の場合には、 $b'/a = 0.10, 0.15$ の場合に相当することが多く、相関剛比は $H=2 \sim 5$ と、プレート ガーダー形式の橋に比較して非常に小さい。したがって、前述した曲げモーメントの傾向から考えて、張出し版の曲げモーメントを、現行示方書のように、橋梁の形式に関係なく同じ計算式で計算することは、プレート ガーダー形式の橋の張出し版に対しては安全側の設計であるけれど、不経済な設計といえる。やはり、プレート ガーダー形式の橋の張出し版とトラス橋の床組の張出し版とでは、別個の計算式で計算するほうがよいようだ。

12. 有効幅の計算式の提案

そこで、張出し版の曲げモーメントの計算を簡単に行なうために、現行示方書の計算式に準じて、

M (張出し版の曲げモーメント)

$$= -\frac{Pl}{e} \quad (\text{片持ばかりとしての曲げモーメント})$$

$$e \quad (\text{有効幅})$$

より、有効幅 e を計算すると、図-15 のようになる。図-15 には、 $b'/a = 0.10$ の場合と $b'/a = 0.15$ の場合とでは、曲げモーメントにはほとんど変わりがないので、 $b'/a = 0.05$ 、および、 $b'/a = 0.10$ の場合について示した。図-15 より、有効幅 e を l の一次関数で表わせると

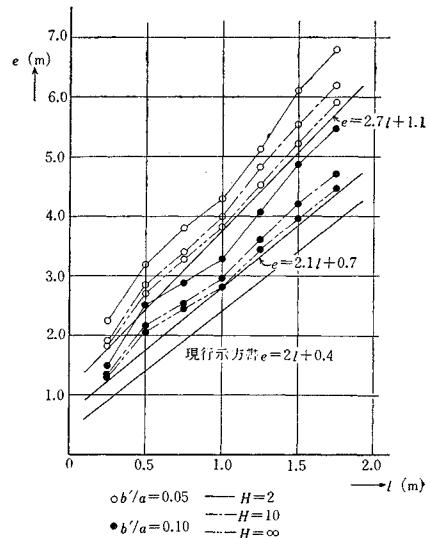


図-15 $M = -Pl/e$ と表わした場合の有効幅 e

して、これに多少の安全側の値をみこんで、つぎに示すような式を得る。ここで、有効幅 e は相関剛比が 5 以上の場合は、相関剛比によってあまり変化しないので、安全側に考えて、計算式は相関剛比に関係ないものとした。

i) $b'/a = 0.05$ の場合 (プレート ガーダー形式の橋の張出し版に対して)

$$e = 2.7l + 1.1 \quad : l(\text{m})$$

ii) $b'/a = 0.10, 0.15$ の場合 (トラス橋の張出し版に対して)

$$e = 2.1l + 0.7 \quad : l(\text{m})$$

現行示方書では、有効幅 e は b'/a に関係なく $e = 2l + 0.4$ と規定しているが、プレート ガーダー橋の張出し版の場合は、有効幅はかなり大きめにとってもよいようと思われる。

13. む す び

以上、4 本主桁、および、5 本主桁の桁橋の床版の曲げモーメントについて、辺長比、および、相関剛比を種々変えて解析を行ない、これより、相関剛比を考慮した連続版の曲げモーメントの計算式を提案した。ついで、計算例をあげて現行示方書による値との比較検討を行なった。この結果から、連続版の曲げモーメントには、相関剛比が相当に影響することがわかった。その意味で、ここで提案した計算式は現行示方書の計算式にくらべてより合理的であると思う。

また、張出し版の曲げモーメントを、4 本主桁の桁橋の場合を対象にとり、種々の張出し長さに対する曲げモーメントの値を計算した。ついで、張出し版の曲げモーメントを簡単に計算できるよう、現行示方書の計算式に

準じて有効幅を計算し、これより有効幅の計算式を示した。ここで、有効幅の計算式は、 b'/a の大きさによってわけたが、張出し版の曲げモーメントは b'/a の値によってかなり違うので、このようにわかるほうがより合理的であると思う。

なお、張出し版の曲げモーメントの計算の対象として、ここでは、4本主桁の桁橋の張出し版を考えたが、さらに、主桁の本数が3本、および、5本の場合の張出し版についても、辺長比 b'/a および、相間剛比を4本主桁の場合と同様にとって曲げモーメントの影響係数を求め、これらを比較してみた。その結果、影響係数の値は主桁の本数が変わっても、曲げモーメントの計算に影響するほど変わらなかった。したがって、ここで示した有効幅の計算式は、主桁の本数には関係なく適用できるものと思う。

以上において、著者は床版の曲げモーメントの計算式を提案した。わが国では、この方面的研究者が少なく、このような計算データがあまりないので、以上の研究は現行示方書の床版の項の改訂のための参考資料となる点が少なくないと信ずる次第である。

曲げモーメントの影響係数の計算には、東大型計算機 HITAC 5020 E を用いたことを付記する。

この研究は第1著者（佐藤）が名古屋大学受託研究員として、第2著者（成岡）の指導のもとにまとめたものである。

参考文献

- 1) 田原保二：鋼道路橋設計示方書改正の要点、昭和30年土木学会夏季講習会資料。
- 2) 米沢 博：鉄筋コンクリート単純版の荷重分布有効幅に関する研究、土木学会誌、36.10（昭和26.10）、pp. 450～455。
- 3) 成岡昌夫・米沢 博：鋼道路橋鉄筋コンクリート片持版の荷重分布有効幅に関する研究、土木学会誌、36.11（昭和26.11）、pp. 14～18。
- 4) 中川建治・成岡昌夫：鋼道路橋の鉄筋コンクリート張出板の曲げモーメントの計算について、土木学会誌、46.12（昭和36.12）、pp. 19～22。
- 5) N.M Newmark and C.P. Siess : Moments in I-Beam Bridges, University of Illinois Bulletin No. 336, 1942.
- 6) T.Y. Chen, C.P. Siess and N.M. Newmark : Moments in Simply Supported Skew I-Beam Bridges, University of Illinois Bulletin No. 439, 1957.
- 7) 成岡昌夫・米沢 博：鋼道路橋の鉄筋コンクリート連続版の設計用曲げモーメントについて(1)、土木学会誌36.12（昭和26.12）、pp. 536～541。

(1968.12.3
1969.5.3・受付)

注：本文は上記2回に分けて受けたものを一編にまとめたものである。