

V-2 モデル実験による鉄筋コンクリート多主桁橋の変形能力と破壊形式

北海道大学 学生員 ○ 小佐原 章

正員 佐伯 昇

正員 藤田 嘉夫

1. まえがき: 鉄筋コンクリート多主桁橋の設計は弾性状態を基本にして行なわれている。しかし、合理的かつ経済的に設計するためには、ひびわれが生じた後の非線形的な挙動についてさらに検討が必要となる。また、安全性の検討のためには、終局荷重をより正確に求める必要がある。筆者らは、鉄筋コンクリート多主桁橋についての研究をいくつか行なってきた。本研究においては、実橋をモデルにした単スパンのT形3主桁鉄筋コンクリート橋を作製して実験を行ない既往の実験データも合わせて、ひびわれ、変形、破壊について検討を行なった。また、中間横桁のある場合について格子桁法による近似解により断面力、変形を計算し、主桁端部の横桁の有無による違い、単純ねじりと曲げねじりの差異について検討した。さらに塑性解析により崩壊荷重を求めの考察を行なった。

2. 実験方法: 実験したモデル橋の諸元を表-1に示す。モルタルは、砂セメント比 (S/C) は、M1, M2,

モデル橋	主鉄筋比	モルタル 圧縮強度	モルタル 引張強度	モルタル ヤング係数	モルタル ポアソン比	使用主鉄筋
M1 ³⁾	0.14	458	24.4	237	0.218	Φ6X4
M2 ³⁾	0.40	436	28.2	262	0.220	D10X4
MT3 ⁴⁾	0.40	462	27.5	243	0.222	D10X4
MT4	0.72	346	20.7	224	0.218	D13X4
MT5	0.72	364	18.8	249	0.221	D13X4
MT6	0.20	343	18.5	225	0.205	D10X2
単位	%	kg/cm ²	kg/cm ²	Ton/cm ²	—	—

MT3が2.0、MT4、MT5、MT6が2.5、水セメント比 (W/C) はM2、MT3が0.40、M1、MT4、MT5、MT6が0.50である。セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。養生は、約20日間湿潤養生し、計約28日で実験を行なった。

寸法と配筋:

表-1

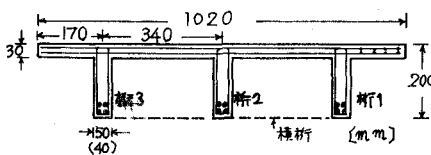


図-1 モデル橋の断面寸法

断面寸法は、図-1に示す通りである。ただし、腹部の幅はMT4、MT5、MT6では5cm、M1、M2、MT3で4cmである。モデル橋の仕上り寸法は図-1より若干大きくなる。スパン長はM1、M2、MT3で310cm、MT4、MT5、MT6は320cmである。主桁端部の横桁の幅はM1~MT3が10cm、他は15cmである。中間横桁の桁高、腹部厚は主桁と等しい。主桁のスター

ラップの形状はM1~MT3が2.6X18.3cm、MT4~MT6が3.4X18.3cmの矩形とし、Φ3.2mmの鋼線を用いた。主桁のスターラップの間隔は、M1、M2、MT3が10cm、MT4、MT5が8cm、MT6は16cm間隔である。中間横桁は主桁のスターラップと同じものを用い、MT3は9cm間隔、MT4、MT5は5cm間隔、MT6で8cm間隔とした。中間横桁の主鉄筋は、MT3、MT6がスターラップと同じ鋼線を4本、MT4、MT5は6本用いた。主桁端部の横桁は、鉄筋を3本の主桁にかかるとして補強したが、スターラップによる補強はしていない。床版の配筋は、スターラップと同じΦ3.2mmの鋼線をほぼ3cm間隔に溶接したものを上下2枚使用した。ただし、中央からスパン1/3の長さでは橋軸と直角方向は、2cm間隔になっている。

測定方法: 垂直変位は、スパン中央で測定した。コンクリートの歪は、床版上面、中間横桁の側面にストレーンゲージを貼り測定した。また、ひびわれ幅は、床版上面、主桁側面にコンタクトゲージを貼り測定した。主鉄筋の歪は、スパン中央部においてストレーンゲージを貼り測定した。

載荷方法: 載荷は一等橋梁端部荷重に相当する載荷板を通じ油圧ジャッキで行なった。載荷点は写真2の四角の点で示すようにスパン中央で5点、スパン中央からスパン1/3の長さの点に5点ずつ計15点である。載荷

は、一定の荷重段階で総ての載荷点に載荷してから荷重段階を上げる方法で行なった。最終的には、M1, M2では、外桁のスパン中央で破壊させ、MT3は中桁で破壊させた。MT4, MT5, MT6については、主鉄筋の歪み約 900×10^{-6} になった後は、外桁のスパン中央に1点載荷して破壊させた。破壊は総てコンクリートの圧壊による曲げ破壊であった。

3. 実験結果及び考察

ひびわれ性状:

写真-1は中間横桁のないM2の破壊後の床版のひびわれの様子である。床版にひびわれが生ずると床版の曲げ変形が大きくなり、写真のように載荷点を中心に同心円状のひびわれを生じて破壊する。写真2は中間横桁のあるMT4の床版のひびわれを示している。この場合、最終的には橋一体としてのねじり変形が大きくなり、写真に見られるようなねじりひびわれを生じて破壊する。主鉄筋の太いMT6では、床版のねじりひびわれの入り方はなかった。

写真-3は、桁と桁との間の床版を横桁の有効幅、主桁端部の横桁の部分を残して、約1cm取り除きT形主桁の格子桁としたMT5の破壊後の床版のひびわれを示している。モデルMT4と同様にねじりひびわれを生じている。写真4はモデルMT5の載荷点下の桁の最終的なひびわれ状態である。これは、破壊荷重の約1割(約75ton)ぐらいで曲げひびわれが生じ、斜めひびわれは、破壊荷重の4割(約30ton)ぐらいで観察された。この写真の面は、曲げせん断とねじりによる斜めひびわれの方向が同じになっている。写真5は同じモデルMT5の桁3の最終的な

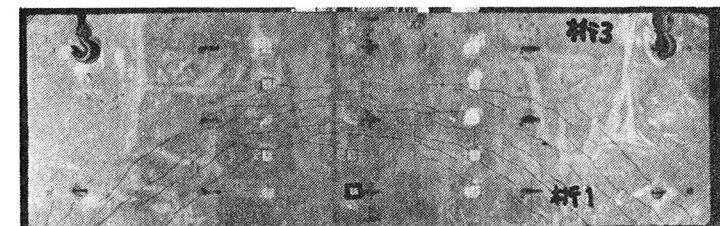


写真-1 中間横桁のないモデル橋M2の破壊後の床版のひびわれ

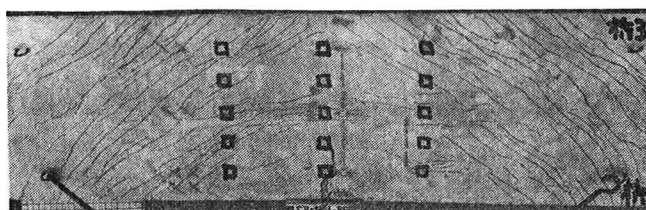


写真-2 中間横桁のあるモデル橋MT4の破壊後の床版のひびわれ

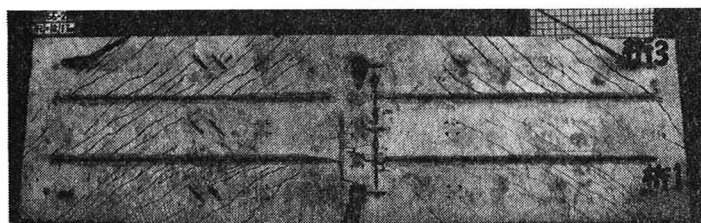


写真-3 格子構造としたモデル橋MT5の破壊後の床版のひびわれ



写真-4 モデル橋M5の桁の最終的なひびわれ



写真-5 モデル橋M5の桁3の最終的なひびわれ

ひびわれで、曲げせん断によるひびわれとちょうど逆方向のねじりによる斜めひびわれが生じている。横桁のないM1, M2では、桁3にはねじりひびわれはほとんど生じないのに対して、中間横桁のある場合は、最終的にねじりひびわれが生じていた。

垂直変位とねじり角: 図-2にMT4の荷重と垂直変位の関係を示した。図中に桁1の主鉄筋の降伏荷重の計算値とそのときの垂直変位の計算値を示している。MT4の垂直変位は、床版の一部を取り除いたMT4(写真-3)と、桁1の主鉄筋の降伏荷重(約65ton)までほとんど同じであった。この図では、荷重の増大に伴

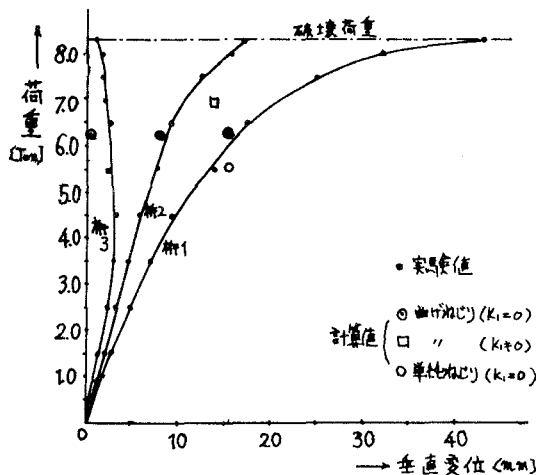


図-2 モデル橋 MT4 の荷重と垂直変位の関係

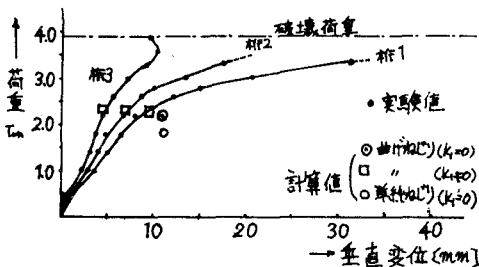


図-3 モデル橋 MT5 の荷重と垂直変位の関係

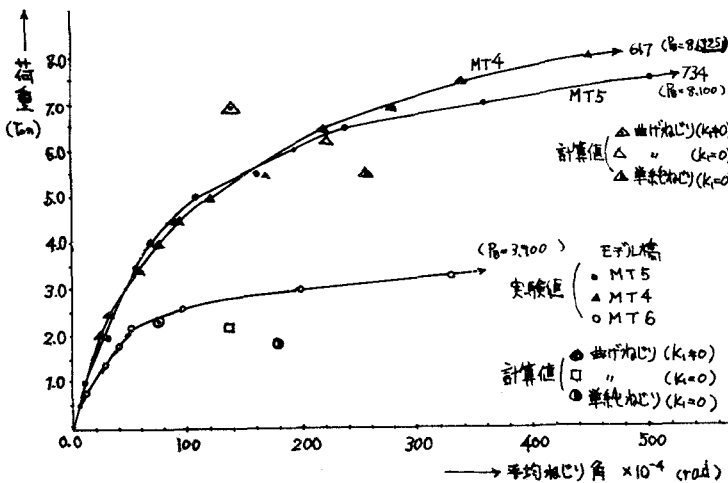


図-4 モデル橋 MT4, MT5, MT6 の荷重と平均ねじり角の関係

ない変形形状が徐々に変化している。これに対して主鉄筋の小さい MT6 では図-3 に示すように、曲げひびわれの発生(約 0.6 ton)、桁 1 の主鉄筋の降伏(約 2.2 ton)、桁 2 の主鉄筋の降伏(約 2.8 ton)による変形形状の変化が大きい。他に MT6 と MT4 の異なる点は、MT6 では桁 3 の荷重分担割合が大きいことで、MT4 では破壊荷重の 4 割くらいの荷重から桁 3 の垂直変位が減少し始めるのに対して、MT6 では破壊近くを除き、垂直変位の増加は大きい。これは主として主桁のねじり剛性と曲げ剛性の差の違いによって生じてくる。図-4 は実験値から求めた中間横桁のある MT4, MT5, MT6 の主桁の平均的なねじり角で、桁 1 と桁 3 の垂直変位の差を距離で割り求めた。計算値は、桁 1 の主鉄筋の降伏荷重の計算値とその時のねじり角の計算値である。MT4 MT5 は、垂直変位(図-2)からわかるように荷重の増大により徐々に変化している。一方、MT6 では、桁 1 の主鉄筋の降伏により急速に増大している。これは、桁 1 の主鉄筋の降伏と主桁端部の横桁にねじりひびわれが生じたことにより曲げの荷重再分配が生じねじりモーメントが増大するため、床版上に貼ったストレインゲージの斜め緊張を、

桁 1 の主鉄筋が降伏する荷重付近から急速に増大することからわかる。

中間横桁のある場合の近似解

中間横桁のある場合は、近似的に床版の連続を短視し、T 形主桁、剛性の非常に大きな中間横桁、主桁端部の横桁から成る格子構造として弾性解を求めることができる。^(7,4) 主桁(桁 1)のスパン中央に荷重がある場合について断面力及び変形の式を示せば、以下のようになる。ただし、主桁の曲げ剛性を

り剛性は各桁は等しいとする。

主桁のねじりモーメント T :

$$T = \frac{k_0}{3(k_0 + 8)} P \cdot l \quad (1)$$

主桁端部の横桁のねじりモーメント T_1

$$T_1 = -\frac{4k_1}{k_0 + 8} P \cdot L \quad (2)$$

桁1のスパン中央の曲げモーメント M_1 :

$$M_1 = \frac{K_0 + 20 - 48K_1}{3(K_0 + 8)} \cdot \frac{PL}{4} \quad (3)$$

" " たわみ δ_1 :

$$\delta_1 = \frac{K_0 + 20 - 72K_1}{3(K_0 + 8)} \cdot \frac{PL^3}{48EI} \quad (4)$$

" " ねじり角 θ_1 :

$$\theta_1 = \frac{T \cdot L}{4\alpha \cdot GJ} \quad (5)$$

ここで $K_1 = \frac{K_0 \cdot \lambda}{8(2 + K_0 \cdot \lambda)}$, $K_0 = \alpha \cdot K \cdot \lambda^2 (1 - 6K_1)$, $\lambda = \frac{L}{\ell}$, $K = \frac{GJ}{EI}$, $K_0 = \frac{GJ_a}{EI}$, EI : 主桁の曲げ剛性

GJ : 主桁のねじり剛性, GJ_a : 主桁端部の横桁のねじり剛性, α : 曲げねじりの影響係数(単独ねじり $\alpha = 1.0$)

L : スパン長, ℓ : 桁と桁の中心線間隔, P : 荷重

式(3), (4) から たわみ δ_1 が曲げモーメント M_1 によつて主桁端部の横桁のねじり剛性の影響をより大きく受けることがわかる。

桁1の主鉄筋が降伏した後、桁1は塑性曲げモーメント M_0 を分担し、曲げ剛性はないとし、主桁端部の横桁の剛性をすべてひびわれが生じていると考え無視すると、

中桁の分担荷重 P_2 :

$$P_2 = \frac{\alpha \cdot K \cdot \lambda^2 + 8}{2\alpha \cdot K \cdot \lambda^2 + 4} \left(P - \frac{4}{L} M_0 \right) \quad (6)$$

主桁のねじりモーメント T :

$$T = \frac{\alpha \cdot K \cdot \lambda^2}{2(\alpha \cdot K \cdot \lambda^2 + 2)} \left(P - \frac{4}{L} M_0 \right) \cdot \ell \quad (7)$$

桁1, 2の主鉄筋の降伏した後は、力のつり合い条件から

主桁のねじりモーメント T :

$$T = \left(\frac{P}{2} - \frac{4}{L} M_0 \right) \ell \quad (8)$$

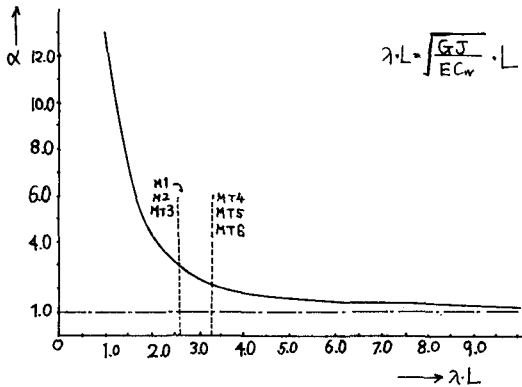


図-5 λL と α の関係

ここで α について説明すると、橋が一体としてねじれるとき、橋軸方向にそりを生じる。このそりが拘束されると2次せん断応力が生じねじりに抵抗するためねじり変形は単独ねじりよりも小さくなる¹⁾。主桁1本のみについて考えれば、単独ねじりととの差は小さい。今、橋全体のねじり変形と桁1本の単独ねじりによるねじり変形が等しいと仮定すれば、桁1本の見掛けのねじり剛性は α 倍になる。 α を両端単独支持の条件で、スパン中央に荷重があるときのスパン中央のねじり変形について考えると、

$$\alpha = \frac{1}{10 - \frac{\sinh(\lambda L/2)}{\sinh(\lambda L)} \cdot \frac{\sinh(\lambda L/2)}{\lambda L} \cdot 4} \quad (9)$$

単独ねじりで考えられる1本の部材のねじりモーメントとねじり角の関係が成り立っているとすれば、単独ねじりで受け持つねじりモーメント T は式(1), (7), (8) で求められるねじりモーメント T に関して

$$T_5 = T_6 \quad (10)$$

λL と α について(9)式の計算値は図-5のようになる。曲げねじり剛性 EC_w は、橋に真横方向荷重をかけたときの変形抵抗に関係しており、床版は鉄筋で補強され、主桁端部には剛な横桁があるから、ひびわれによる EC_w の低下は、 GJ に比べ大きくないと考えられる。また、 λ は GJ と EC_w の比のルートになっているから、ひびわれ後も $\lambda L = \text{一定}$ と仮定している⁴⁾。

ひびわれ後の主桁の曲げ剛性、ねじり剛性 : ひびわれ後の剛性は、荷重の増大とともに徐々に低下するため、正確には、荷重に応じた剛性を考える必要がある。本研究においては、主鉄筋の降伏点付近の荷重段階に対応するものとして次の剛性を仮定している⁴⁾。ひびわれ後の曲げ剛性に関しては、コンクリートの引張応力を無

視した換算断面二次モーメント。ねじり剛性として、腹部について鉄筋によりねじりを受けもたせる α ampert の式、コンクリート圧縮部のフランジ部分には S_0 、Venant の式を用いて両者の和とする。

計算例：式(2)から主桁端部の横桁にねじりひびわれの生ずる荷重を上記の剛性を用いて S_0 、Venant によって計算すると、MT5 は 1.7ton、MT6 は 1.5ton である。MT5 については約 2.5 ton で斜めひびわれが観察された。MT6 では、約 2.3 ton で斜めひびわれが生じた。

次に、主鉄筋の降伏する荷重を、桁1の主鉄筋の降伏する荷重は(3)式、桁2の主鉄筋の降伏する荷重は(4)式で求めると表-2 のようになる。いづれ上段の値が実験値、下段が計算値である。桁1の主鉄筋の降伏荷重の計算値は、桁端部の横桁にひびわれが生じているとしてその剛性を無視している。図-2,3,4 に、ねじり理論の違いと桁端部の横桁のねじり剛性の有無による桁1の主鉄筋の降伏荷重の計算値とそとのときの変形の計算値を示した。MT4, MT5 については主桁端部の横桁のねじり剛性を無視した方が実験値に近い。また、MT6 については、主桁端部の横桁にねじりひびわれが生じていないとした方が実験値に近い。MT4, 5 とも曲げねじりを考えた方が実験値に近くなる。桁2の主鉄筋の降伏荷重は、MT4, MT5 について計算値の方が大きくなっている。これは、仮定しているねじり剛性より大きな剛性の低下要因であると考えられる。図-6 は主桁端部の横桁のねじり剛性が主桁のねじり角にどのような影響を及ぼすかを調べたものである。MT6 の場合の主桁の曲げ剛性、ねじり剛性を用いて式(11)から計算した。MT6 の主桁端部の横桁のねじり剛性を 1.0 にして、このときの主桁のねじり角を 1.0 としている。すなわち MT6 の場合の計算値を基準にしている。主桁のねじり角は、桁端部の横桁の剛性を考えるかどうかでかなり異なることがわかる。またこのねじり剛性を小さくすると、単純ねじり理論と曲げねじり理論による差が大きくなり、一方、ねじり剛性を大きくすると

モデル橋	桁1の主鉄筋	桁2の主鉄筋
MT4	6.25~6.50	7.5~7.75
	6.23	8.30
MT5	6.0~6.5	7.5~7.9
	6.29	8.38
MT6	2.20	2.80
	2.17	2.84

(Ton)

表-2 主鉄筋の降伏する荷重の計算値と実験値との比較

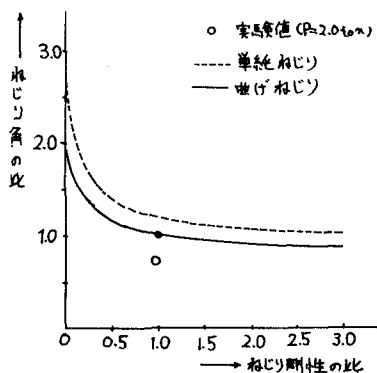


図-6 主桁端部の横桁のねじり剛性が主桁のねじり角に与える影響

単純ねじり理論と曲げねじり理論の差は小さくなる。

4. 塑性理論による終局荷重(崩壊荷重)の算定

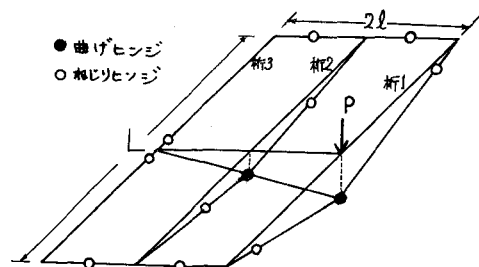


図-7 中間横桁のあるモデル橋の崩壊機構

水及び主鉄筋の歪から考えてよく当てはまる。MT6 については、床版のひびわれは比較的少なく、桁3の主鉄筋もほぼ降伏した。図-7 に示す崩壊機構から、崩壊荷重の算定式を求めれば次式のようになる。

$$P_0 = \left(1.5 + 0.75 \frac{L}{l} \frac{T_0}{M_0} + \frac{T_1}{M_0} \right) \frac{4}{L} M_0 \quad (11)$$

ねじりモーメント モデル橋	腹部のひびわれを考慮 する	コンクリート全 断面有効	ねじりを無視
MT4	0.96 (0.83)	0.94 (0.82)	0.73
MT5	0.98 (0.86)	0.97 (0.85)	0.76
MT6	0.80 (0.62)	0.88 (0.65)	0.48

表-3 崩壊荷重のねじりの違いによる計算値と実験値との比較

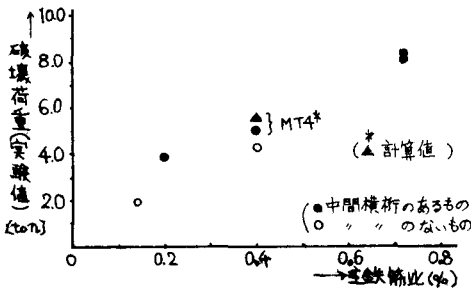


図-8 破壊荷重と主鉄筋比の関係

表-3に計算結果を示している。ねじりに関して(11)式により曲げねじりの効果を考えている。()の内は単純ねじりの場合の値である。塑性ねじりモーメントの考え方による違いはそれほど大きくない。また、ねじりに関して曲げねじりを考えれば、実験値に近くなる。図-8にMT1~MT6の主鉄筋比と終局荷重の関係について示している。MT4は、ねじり変形が大きくなり、載荷不能となった時の値である。この図から、鉄筋比(曲げ耐力)以外の要素が相当影響しているのがわかる。ねじりと曲げ耐力の組合せ、横桁のせん断破壊、曲げねじりによる2次応力の検討が今後の課題とされている。

5. まとめ

1. 中間横桁のある場合は、近似的に横桁を非常に剛なものと考え、桁と桁の床版の連続を無視した格子構造として解析可能である。計算上仮定したひびわれ後の主桁の曲げ剛性、ねじり剛性は、ほぼ主鉄筋の降伏点付近の値として実験値とよく対応していた。
2. 主桁のねじり角、垂直変位、荷重分担は、単純ねじりより曲げねじりを考えた方が実験値に近い値となる。また主桁の変形、断面力の計算には主桁端部の横桁の剛性の有無が影響し、この剛性を考えて計算すると、主桁のねじり変形は小さくなり、単純ねじりと曲げねじりによる主桁のねじり変形の差もある程度小さくなる。
3. モデル橋の終局荷重の計算の塑性解析理論において、ねじりを無視すると主鉄筋比の小さなモデル橋では、実験値に対してかなり安全側の値となる。コンクリート全断面有効の場合の塑性ねじりモーメント、もしくは、腹部のねじり補強鉄筋(スターラップ)を考えた塑性ねじりモーメントを考慮すると実験値に近づき、さらに曲げねじりの効果を考えればより実験値に近くなる。

4. モデル橋の終局荷重に対して、主桁の曲げ耐力以外に関係するもののうち、中間横桁のある場合については、床版の曲げ耐力の影響は小さく、主桁のねじり抵抗による寄与は大きい。一方中間横桁のない場合は床版の曲げ耐力が重要な要素となり、また中間横桁のない場合に比べ、終局荷重に対し主桁の曲げ耐力の支配割合は大きい。

おわりに、参考文献 実験に際して、本研究室の中津川氏、山崎氏に多大の協力を受けた。深く感謝の意を表します。1) コンクリート橋 横道英雄著 技報堂; 2) 藤田、佐伯、高田、奈良 "鉄筋コンクリート主桁橋の変形および破壊特性" 土木学会北海道支部論文報告集; 3) 藤田、三上 "鉄筋コンクリート主桁橋のひびわれ発生後の荷重分担について" (セ技術報 33); 4) 藤田、佐伯、山崎原 "コンクリート主桁橋の横桁の有無によるひびわれと荷重分担" (セ技術報 34); 5) S.U. PILLAI, S.D. LASH, "Ultimate Strength of Reinforced Concrete Grid and Slab Bridges".