

V-6 鉄筋コンクリート多主桁橋の終局耐力についてのモデル実験

北海道大学 学生員 ○ 鷹巣 恵一
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は曲げとねじりが作用する構造であるが、荷重が弾性レベルを超えた場合、主桁あるいは床版にひび割れが発生して、曲げ剛性、ねじり剛性が低下する。終局状態における荷重分担性状を考へる場合、その事を考慮しなければならぬ。本研究においては、多主桁橋の基本構造体である丁桁をとり出し、実験桁を作成し、ねじりと曲げの比、鉄筋比の違いによる破壊までの剛性の低下を測定した。また、多主桁橋のモデル橋を作成し既応の実験データも合わせて、横桁(端部)、床版の変形・破壊に対する影響を検討した。さらに、格子桁法を使った解析において、剛性の値を低下させる事により実験との対応を考えた。

2. 実験方法:

実験した多主桁橋、丁桁のモデル橋の諸元を表-1, 2に示す。モルタルは多主桁、丁桁とも水セメント比(%)

表-1 T桁

T/M	鉄筋比	モルタル 圧縮強度	モルタル 引張強度	E_c	ポアソン比	鉄筋
0.05	0.78	372.6	17.30	232	0.203	D13×4
0.10	"	324.3	22.22	252	0.224	"
0.20	"	341.7	21.39	245	0.230	"
0.30	"	264.2	21.76	237	0.219	"
0.40	"	326.6	24.54	255	0.219	"
0.05	0.20	387.9	16.80	240	0.222	D10×2
0.10	"	308.1	18.03	241	0.210	"
0.20	"	328.9	22.56	237	0.211	"
0.30	"	313.5	21.79	238	0.222	"
0.40	"	406.4	25.40	230	0.198	"

Kg/cm² Kg/cm² t/cm²

表-2 多主桁

橋-1	0.72	346	20.7	224	0.218	D13×4
橋-2	"	364	18.8	249	0.221	"
橋-3	"	311	17.1	186	0.200	"
橋-4	"	356	20.0	222	0.220	"

Kg/cm² Kg/cm² t/cm²

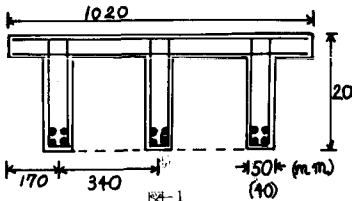


図-1

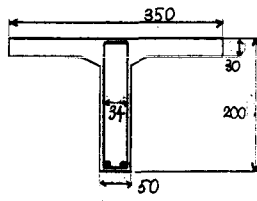


図-2

中央部にストレインゲージを貼り測定した。垂直変位はスパン中央及び両端の支点近くの3ヶ所で測定した。ねじり角は中央を挟んで対称に165 cm離れた底面より2本のアーチを伸ばし2本の変位の差をとる事により測定した。

(2) 多主桁—コンクリートの歪は床版上下面、中間横桁の側底面にストレインゲージを貼り測定した。ひびわれ幅

0.50、砂セメント比(S/C)2.5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24日間湿潤養生し、材令約28日で実験を行なった。モデル橋の断面寸法は図-1, 2に示す通りである。スパン長は320 cmである。丁桁については、スターラップをφ3.2 mmの鋼線を用い、鉄筋比0.78のものでは8 cm間隔、0.20のものでは16 cm間隔で配筋した。多主桁については、主桁のスターラップはφ32 mmの鋼線を8 cm間隔で用いた。中間横桁の主鉄筋は同じくφ3.2 mmを6本用いた。主桁端部の横桁は、φ6の鉄筋を2本入れて補強し、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鋼線を3 cm間隔(中央からスパン長の1/3までは2 cm間隔)に溶接したものを用上下2枚使用した。

測定方法: (1) T桁—コンクリートの歪は床版上面にストレインゲージを貼り測定した。ひびわれ幅は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

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インゲージを貼り測定した。歪曲変位はスパン中央で測定した。

載荷方法：(1) 下桁-2種類の鉄筋比に対し $Y/M = 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ の5通りの比で載荷した。曲げ荷重は桁中央で1点に油圧ジャッキで載荷した。ねじり荷重は桁の方側端部をトルクドラムに巻きつけた71ヤーを手動センターホール油圧ジャッキで引いて行なった。なお、実験装置の能力上、ねじりの比が大きくてねじり破壊しない場合は可能な限りねじりを一定にし曲げを増加させて破壊した。(2) 次主桁一載荷は1等橋梁輪丁荷重を考慮載荷板を通じ油圧ジャッキで行なった。載荷点は図-3に示す15点で、一定の荷重段階で総ての点に載荷してから荷重段階を上げる方法で行なった。主鉄筋の歪が約 900×10^{-6} になった後は、載荷点1に載荷して破壊させた。

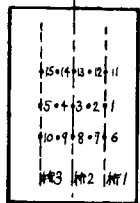


図-3 載荷点

3. 実験結果及び考察

(1) 下桁 各荷重におけるたわみとねじり角から求めた曲げ剛性、ねじり剛性を理論値と比較した

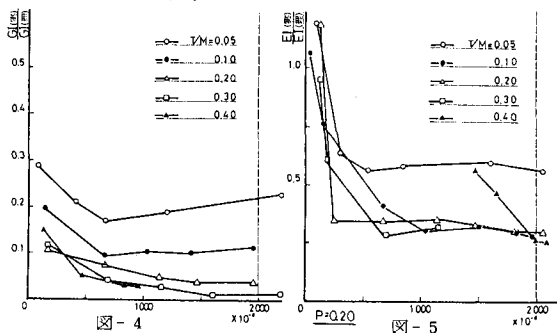


図-4

図-5

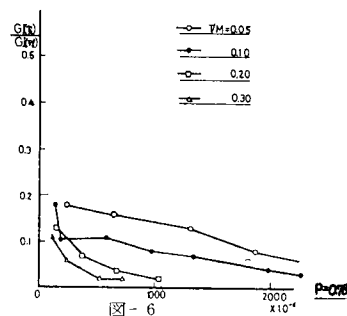


図-6

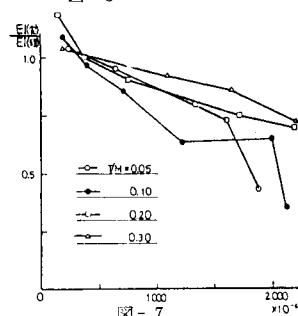


図-7

合、鉄筋比0.20のものでは、鉄筋の歪 2000×10^{-6} に対して、約 $1/3$ に低減している。また、鉄筋比0.78のものでは $1/2 \sim 1/3$ に低減している事がわかる。(図-4, 5, 6, 7)。

(2) 次主桁

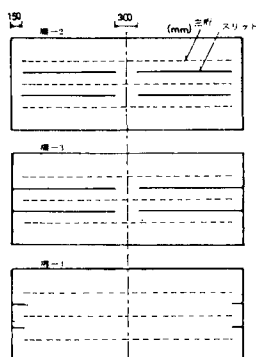


図-8

橋1は中間横桁のある実橋のモデル橋、橋2, 3, 4は床版、端部横桁の影響を調べるため、橋2においては、桁と桁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スリットを入れたもの。橋3は橋2をさらに主桁端部の横桁までスリットを伸ばしたもの。橋4は床版の部分には入れず端部横桁のみにスリットを入れたものである。図-8に橋2, 3, 4を示す。

橋3と橋4を比較すると破壊荷重の違いはあるものの、変形に関してはほぼ同様の挙動を示した。また、橋1と橋2の比較においても変位に関しては主鉄筋の降伏荷重(約6.5t)までほとんど同じであり、変形に対しての床版の影響はあまりないものと思われる。橋4においては橋1に比べてねじり変形が大きく、端部横桁のねじれ剛性の影響が顕著である。

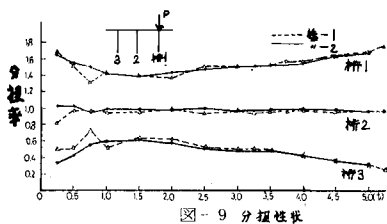


図-9 分担性状

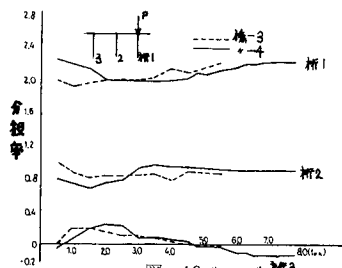


図-10 分担性状

次に、荷重分担性状に関して(図-9,10)比較する。分担率は各桁のたわみを基に算出した。即ち、各桁のたわみを $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ とすると $(\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) = \Sigma$ として、分担率を $\delta_1/\Sigma, \delta_2/\Sigma, \delta_3/\Sigma$ で算出した。

橋1と橋2を比較すると、破壊にいたるまで分担性状はほとんど一致しており、橋2においては床版の曲げ剛性は0と考えられる事から、床版を伝わっての荷重伝達ほとんどない事がわかる。橋3、橋4においては橋1の分担率が橋1のそれの1.35倍程にふれ分担が極端に悪くなり、橋2、橋3の分担率が減っている。これは端部からの荷重伝達が桁なれど伝達は中間横桁を通してのみとなり応力が橋1に集中している事になる。況に、橋1について破壊までの橋1の分担性状をみると、桁にひび割れが発生した段階において分担が減少し、その後、一定の分担性状がやや続き、主桁に斜めひび割れが入った3も前後より分担率は上昇し、支点上の横桁にねじりひび割れが入った5の当りから急配がやや急となる。これらの動きについて次で格子桁法を使って検討した。

4. 格子桁法による解析と実験値との比較

図-11に示すように床版をStripに分けて曲げ、およびねじり変形を考慮して撓角法を用いてスラブの曲げモーメントを求める。

主桁1, 2, 3のT点のねじり角を $\Theta_1^T, \Theta_2^T, \Theta_3^T$ とすると

$$\Theta_1^T = -\Sigma M^T \Theta \quad \Theta_2^T = \Sigma (M^1 + M^2) \Theta \quad \Theta_3^T = \Sigma M^2 \Theta \quad (1)$$

左端端部の横桁のねじりモーメントを図-12のように T_1, T_2 とする時、主桁1, 2, 3のたわみを $\delta_1^T, \delta_2^T, \delta_3^T$ とすると

$$\begin{aligned} \delta_1^T &= \Sigma V^1 \delta - T_1 \delta_t & \delta_2^T &= \Sigma (V^1 + V^2) \delta + (T_1 - T_2) \delta_t \\ \delta_3^T &= \Sigma V^2 \delta + T_2 \delta_t \end{aligned} \quad (2)$$

ここで Θ, δ はねじり角、たわみの影響線マトリックス δ_t はTによるたわみの影響線マトリックスである。

せん断力とモーメントの釣合式は

$$\left. \begin{aligned} V^1 &= -\frac{1}{\lambda} (M^1 + M^1') + V^{10} \\ V^{1'} &= \frac{1}{\lambda} (M^1 + M^1') + V^{10'} \\ V^2 &= -\frac{1}{\lambda} (M^2 + M^2') \\ V^{2'} &= \frac{1}{\lambda} (M^2 + M^2') \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここで $V^{10}, V^{10'}$ は荷重によるせん断力である。撓角式を用いて

$$\left. \begin{aligned} M^1 &= 2\varphi^1 + \varphi^{1'} - \mu^1 - C_1 & M^{1'} &= 2\varphi^{1'} + \varphi^1 - \mu^1 + C_1 \\ M^2 &= 2\varphi^2 + \varphi^{2'} - \mu^2 - C_2 & M^{2'} &= 2\varphi^{2'} + \varphi^2 - \mu^2 + C_2 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ここで $\mu^1 = \alpha^1 (\delta_1^T - \delta_1^T)$ $\mu^2 = \alpha^2 (\delta_2^T - \delta_2^T)$

$$\varphi^1 = \beta^1 \Theta_1^T \quad \varphi^{1'} = \beta^1 \Theta_2^T \quad \varphi^2 = \beta^2 \Theta_1^T \quad \varphi^{2'} = \beta^2 \Theta_2^T$$

$$\alpha^1 = 6EI_0^1/\lambda \quad \alpha^2 = 6EI_0^2/\lambda \quad \beta^1 = 2EI_0^1/\lambda \quad \beta^2 = 2EI_0^2/\lambda$$

(I_0 は有効幅当りの床版の断面2次モーメント)

(4)式を用いてMについてまとめると $[A][M] = [P] \quad (5)$

このマトリックスを電子計算機で解き、T桁の実験結果を基に各剛性を変化させて、各桁の分担率を算出

いた。表-3,4,5,6に变形剛性を变化させて算出した分担率と実験から求めた橋1の種々の荷重に対する分担率

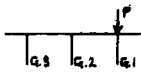


表-3 実験

P=0.25 t		
G.1	G.2	G.3
1.70	0.82	0.50
1.35	0.99	0.65

表-4 実験

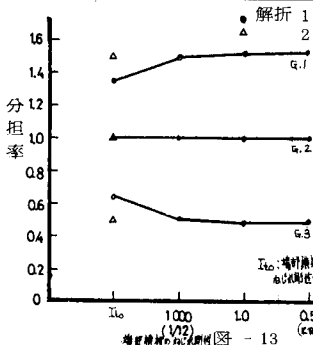
P=0.75 t		
G.1	G.2	G.3
1.32	0.97	0.73
1.28	0.99	0.72

表-5 実験

P=1.50~2.00 t		
G.1	G.2	G.3
1.40	0.96	0.64
1.45	0.99	0.55

表-6 実験

P=5.25 t		
G.1	G.2	G.3
1.77	0.97	0.26
1.73	0.99	0.28



を示した。表-3では弾性状態と考えられる $P=0.25$ tの橋1の分担率に対して、弾性状態の剛性をそのまま使用して算出した分担率とではやや差が見られる。これはモデル橋では荷重が小さい段階では荷重の伝達がスムーズに行なわれないために理論に合わない値となったのではないかと考える。さらに、荷重が増加しひび割れが入り始めた0.75 tの値に対しては曲げ剛性のみを $1/2$ に低下させた値に近い分担率となった(表-4)。これはひび割れにより曲げ剛性が低下し相対的にねじり剛性が高くなり、分担性状がよくなっている。表3と4を比べると、表-3の理論値と表-4の実験値は近い値となっており一

より曲げ剛性の低下が緩やかである事を考えると、荷重が0.25 tから0.75 tにふえる事により実験値にみられる急激な変化は考えられず実際には表-3の理論値に近い値が0.25 tの荷重分担率ではないかと思われる。ひび割れが入った後の $P=1.50\sim2.00$ t付近では、曲げ剛性を $1/2$ 、ねじり剛性を $1/10$ にしたものが近い分担率となった(表-5)。さらに、端部の横筋にひび割れが入った5.25 t付近では、曲げ剛性を $1/2$ 、ねじり剛性を $1/10$ 、端部の横筋のねじり剛性を $1/10$ に下げたものがほぼ一致する値となった。これより、格子桁法を使って、丁桁の実験を基に剛性を低下させる事により、破壊までのモデル橋の分担性状をシミュレートする事ができる。

次に端部の横筋のねじり剛性を除いた解析(2)(2)式において丁に関する項を除いたものによる分担率と、端部の剛性を考えた解析(1)による分担率との比較を行なった。図-13において、解析1で曲げ剛性、ねじり剛性の値を弾性値のまま端部のねじり剛性のみを低下させていくと、その剛性の低下を $1/2$ まで低下させるとそれ以上下げても分担率はほとんど変化せずほぼ一定の値となった。

また、その値は解析2で曲げ剛性、ねじり剛性を弾性値にした分担率とほぼ同じであった。また、端部のねじり剛性の有無による理論からの分担率の値の違いは、析1で10%程度であった。実際には、橋1と橋4では35%程度違う訳であるがこれは橋4では端部のねじり剛性がないため荷重の伝達が中間横筋からのみとなり中間横筋の剛性の低下が大きいためと思われる。

5 まとめ

- (1) 1本の丁桁において、弾性状態における剛性値を基準とした場合、鉄筋の 2000×10^6 において、曲げ剛性では鉄筋比0.20の値で約 $1/2 \sim 1/3$ 、0.78の値で約 $1/4 \sim 1/2$ に低減した。また、ねじり剛性では鉄筋比によらず約 $1/10$ に低減した。
- (2) 多主桁において、変形、荷重伝達に対しては床版の影響はあまり見られず、端部の横筋のねじり剛性が比較的大きな役割をいめている。
- (3) (1)の結果に基づいて格子桁法を使って算出した多主桁の分担性状は、実験結果と良い対応を見せ、弾性状態の剛性値を低減させる事により多主桁の分担性状を推測することができた。

6 おわりに

丁桁橋の実験に際し、多大の協力をいただいた高橋弓景君に感謝の意を表します。

参考文献

- (1) コンクリート橋 構造英雄著 技報堂
- (2) 藤田, 三上 “鉄筋コンクリート多主桁橋のひび割れ発生後の荷重分担について(セ技年報33)”
- (3) 藤田, 佐伯, 山原 “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” 土木学会論文