

島ノ下橋（鉄筋コンクリート橋）の耐荷力調査について

西堀 忠信* 西本 藤彦** 大西 昭雄***

目 次

まえがき	17
1 コンクリートの強度	18
2 載荷試験	19
3 荷重分配係数	20
4 曲げ鋼性	20
5 死荷重などによる既応力	22
6 ひびわれについて	23
あとがき	23

まえがき

島ノ下橋は昭和12年12月に竣工した鉄筋コンクリートTゲタ橋で、30年を経過している。北海道開発局所管の鉄筋コンクリート橋で本橋のように橋令の25年以上にもなるものが200橋余もある。これらの橋梁は設計図書が保存されている場合が少なく、また設計荷重が大正15年の12t、8t、6tか、昭和14年の13t、9tのいずれかによっていると考えられ、現在の交通量の増大および交通荷重の大型化に対して、これらの橋梁がいまだ十分な安全性を保持しているか否かが問題となる。

設計図書がなく詳細については不明ではあるが当時の設計が一般に各主ゲタに対して均等な荷重分配を行っていたこと、材料の許容応力度を低くおさえていたこと、載荷の方法が現在と違っていることなどより安全度は単純には明らかにできない。

本研究はこれらの橋梁に対する耐荷力を検討する方法を確立するため行なったもので、島の下橋について載荷試験、既応力の測定、ひびわれの発生状況調査など諸実験を行なった。

本橋は先にも述べたように昭和12年12月に竣工し、その後の補修状況については不明であり、41年8月ケタ端部および橋脚頂部の補強がなされている。

本橋は橋長77.5m、有効幅員5.5mで、支間15mの単純ゲタ5連よりなっている。構造は鉄筋コンクリートの3主ゲタである（図-1参照）。他の鉄筋コンクリート

橋と比較して、本橋は端横ゲタおよび中間横ゲタがないこと、沓をおかず直接橋台または橋脚上にゲタがおかれていること、橋面舗装が切込み砂利であることなどが異なっている。

今回の実験においては主として

- (1) 曲げモーメント実応力度の関係
- (2) 死荷重などにより現在働いている応力度
- (3) たわみの測定
- (4) ひびわれの発生状況

などを調べた。

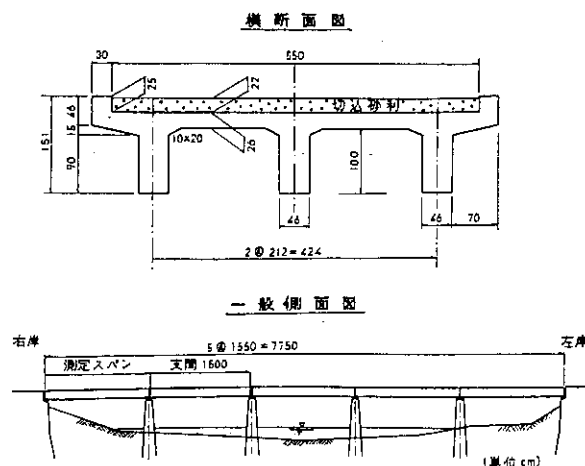
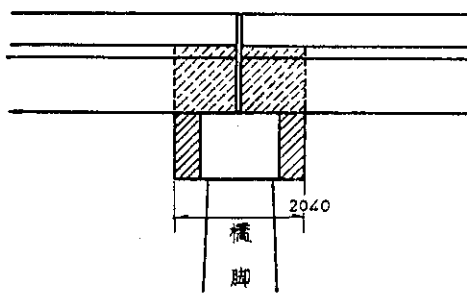


図-1 島ノ下橋一般図

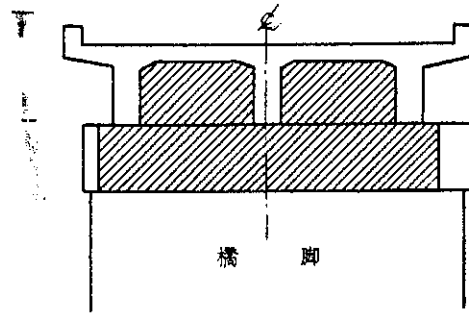
* 前構造研究室副室長 現北大工学部助教授

** 前コンクリート研究室主任研究員 現釧路開建道路課国道橋梁係長

*** 構造研究室主任研究員



側面図



断面図

図-2 橋脚部補強状況略図

(注 図中斜線部は補強工事により、付加された端横ゲタおよび橋脚)
頭部の補強部で両者はお互いに一体として施工されている。

1 コンクリートの強度

コンクリートの強度および弾性係数は橋体よりコアを採取して測定した。コアの採取は上流側ゲタおよび中ゲ

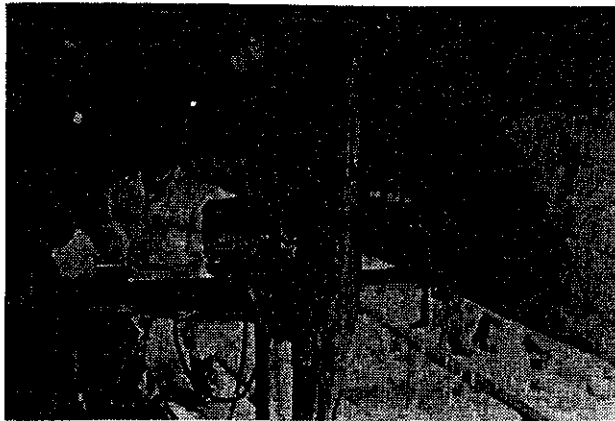


写真-1 上流側耳ゲタのコアボーリング

タの腹部(支点より約6m)より各1箇所床版より2箇所の合計4箇所からコアカッターにより $\phi 10$ cmのコアを採取した。

採取したコアは土木試験所に搬入し、 $\phi 10 \times 20$ の供試体に成形し、アムスラー式200 t 耐圧試験機により、弾性係数測定および圧縮強度試験を行なった。弾性係数の測

表-1 コンクリート強度・弾性係数

番号	径 (cm)	長さ (cm)	重量 (Kg)	強度 (Kg/cm ²)	弾性係数 (Kg/cm ²)
1	9.99	20.89	9.71	268	0.232×10^6
2	9.98	19.10	9.76	211	0.208×10^6
3	9.99	21.10	9.81	237	0.220×10^6
4	9.99	19.96	10.09	255	0.228×10^6
平均				243	0.222×10^6

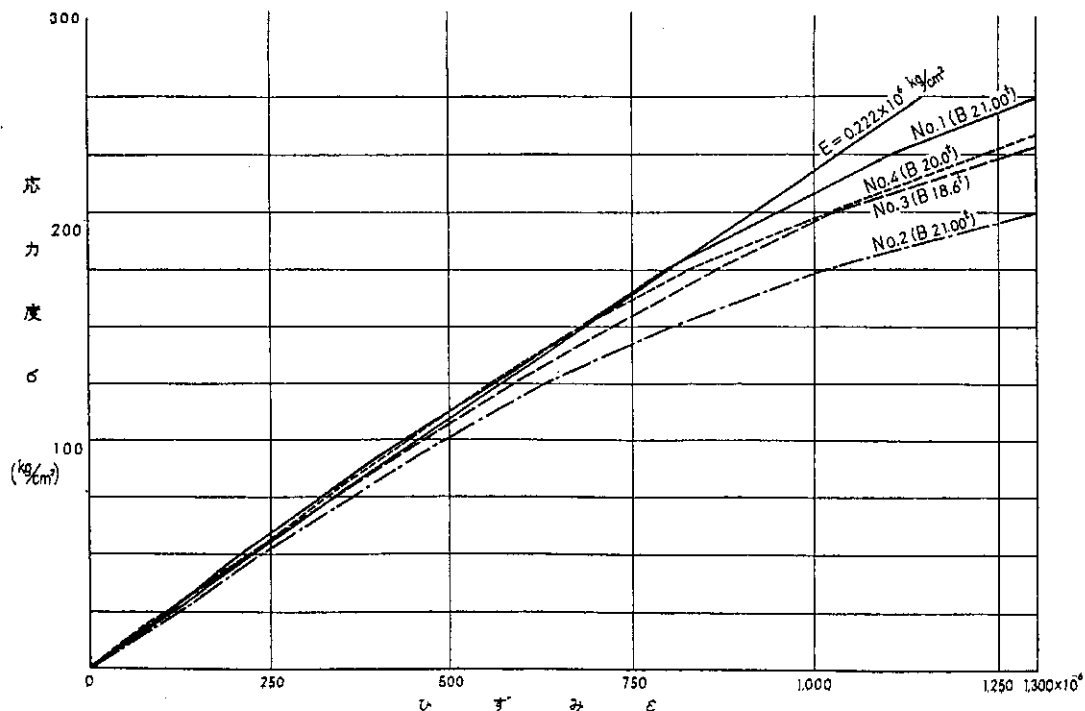


図-3 応力ひずみ曲線

定はワイヤーストレンゲージ（共和電業製 KP-70-A 1-11）および静的歪測定器（共和電業製 SM 4 J）により荷重 2 t ごとにひずみを読取り、応力ひずみ曲線を描いて求めた。

採取したテストピースによる強度および弾性係数は表-1のとおりである。

応力ひずみ曲線は図-3に示す。

2 載荷試験

載荷試験の荷重には 7 t 積みトラック（切込碎石積載総重量 14 t）2 台を使用した。トラックの後輪位置を $l/8$ ずつ移動させて載荷したわみ、ひずみの影響線を求めた。載荷 1 はトラック 2 台を並列し、載荷 2 はトラック 1 台を片側車線に、載荷 3 はトラック 1 台を幅員中央に載荷

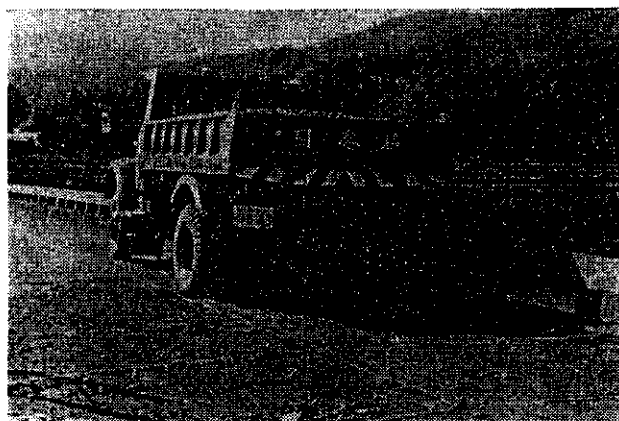


写真-2 載荷試験

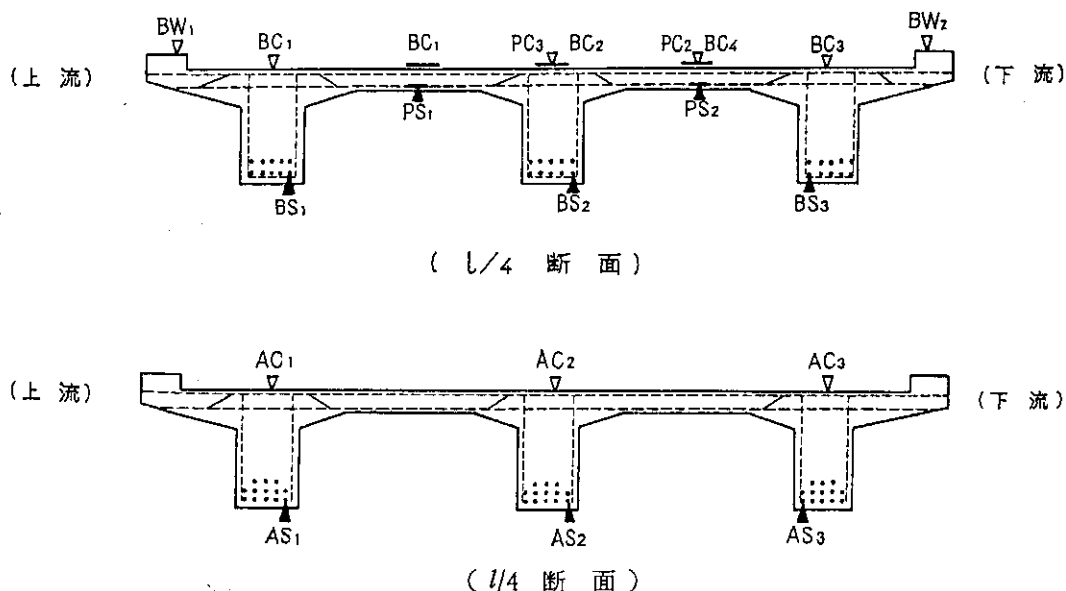
した。

ケタのたわみはダイヤルゲージ（働長 30 mm 最小目盛 1/100 mm）を用いて測定した。本橋はケタ下が約 7 m あり河床よりゲイタルゲージ用のボールを建てるのが困難であったため、ケタよりピアノ線で約 20 kg の分銅を吊下げこれと地上の固定点間をダイヤルゲージで測定する方法によった。たわみは支間中央および $l/4$ 点の各主ゲタ下合計 6 個所で測定した。（支間中央上流側より DA 1, DA 2, DA 3, $l/4$ 点上流より DB 1, DB 2, DB 3）

ひずみはエレクトリックワイヤーストレンゲージ（鉄筋には KP-6-A 1-11, コンクリートには KP 70-A 1-11 共和電業製）を用い、静的歪測定器およびスイッチボックスにより測定した。ひずみのコンクリートひびわれによる影響、材料欠陥による影響による測定値のばらつき、誤認を少なくするため測定点 1 個所につき 4~5 枚のゲージを貼付け（約 30 cm 間に分散貼付け）た。測定点は支間中央および $l/4$ 点で貼付け位置の詳細は図-4に示す。

表-2 床版ひずみ測定結果（単位 $\times 10^{-6}$ ）

		実測値	計 算 値 (弾性理論)
上流側支間中央	鉄筋	+ 26	+ 209
	コンクリート	- 31	- 59
下流側支間中央	鉄筋	+ 31	+ 209
	コンクリート	- 30	- 59
中ゲタ上	コンクリート	+ 4	+ 109



- ▽ 印 ワイヤーストレンゲージ (KP-70-A₁) 支間方向 AC or BC
- 印 “ (“) 幅員方向 PC
- ▼ 印 “ (KP-6-A₁) 支間方向 AS or BS
- 印 “ (“) 幅員方向 PS

図-4 ストレンゲージ図

表-3 たわみ実測結果 (支間中央)

(単位 mm)

測定点 載荷点	1		2			3	
	耳ゲタ	中ゲタ	耳ゲタ (載)	中ゲタ	耳ゲタ (非載)	耳ゲタ	中ゲタ
1/8	0.65	0.69	0.42	0.32	0.10	0.22	0.36
1/4	0.95	0.96	0.72	0.48	0.15	0.36	0.53
3/8	1.05	1.08	0.80	0.50	0.18	0.40	0.58
1/2	1.05	1.10	0.80	0.57	0.18	0.38	0.60
5/8	0.74	0.78	0.59	0.42	0.13	0.25	0.41
3/4	0.50	0.50	0.38	0.27	0.08	0.10	0.27

表-4 鉄筋ひずみ実測結果 (支間中央)

(×10⁻⁶)

測定点 載荷点	1		2			3	
	耳ゲタ	中ゲタ	耳ゲタ (載)	中ゲタ	耳ゲタ (非載)	耳ゲタ	中ゲタ
1/8	34	39	18	15	10	11	15
1/4	52	54	35	28	14	16	24
3/8	56	62	43	34	15	20	30
1/2	64	71	48	40	17	22	36
5/8	44	48	32	28	12	16	25
3/4	22	27	13	16	6	8	21

表-5 コンクリートひずみ実測結果 (支間中央)

(×10⁻⁶)

測定点 載荷点	1		2			3	
	耳ゲタ	中ゲタ	耳ゲタ (載)	中ゲタ	耳ゲタ (非載)	耳ゲタ	中ゲタ
1/8	10	13	2	3	11	14	17
1/4	14	22	10	8	13	14	24
3/8	16	19	12	12	16	18	28
1/2	29	39	36	36	17	18	31
5/8	14	14	10	10	10	10	14
3/4	5	9	6	6	4	4	5

載荷方法 1, 2 および 3 におけるたわみ, ひずみの実測結果は表-2~5に示す。

載荷された場合の床版上縁および主鉄筋のひずみ測定値は表-2に示すとおりである。

3 荷重分配係数

本橋の荷重分配について Y. GUYON および C. MASSONNET の方法により計算した。曲げ剛性およびねじり剛性の計算には鉄筋を無視し, 全断面を有効と仮定した。この結果曲げ剛性に関する係数 Q は 0.546, ねじり剛性に関する係数 α は 0.500 となり, 図表より耳ゲタおよび中ゲタの影響線は図-5 のようになり, また実験に用いたトラックによる影響線は図-6 のとおりである。

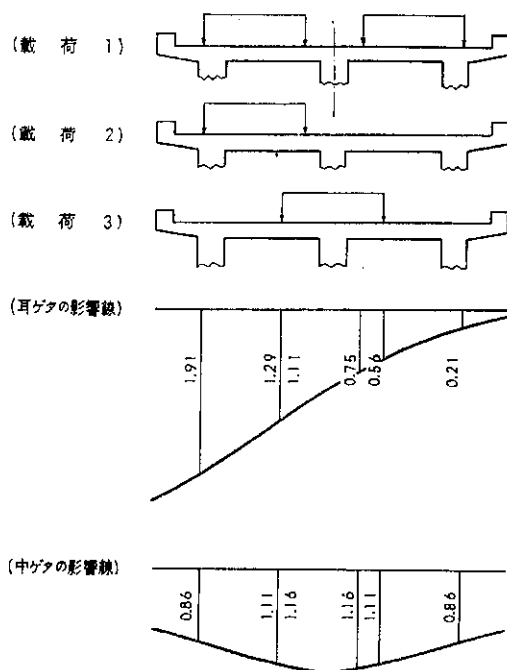
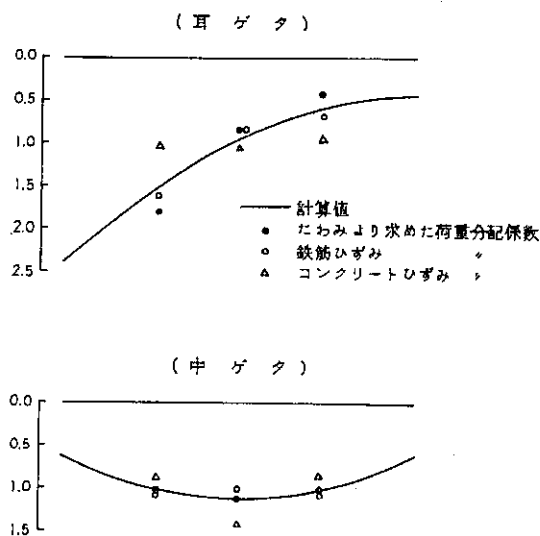
図-5 影響線
(GUYON-MASSONNET)

図-6 荷重分配係数

実験値より次式により求めた荷重分配係数は図-6の

$$K_s = \delta_i / \sum_{j=1}^3 \delta_j, \quad K_{\epsilon_s} = \epsilon_{si} / \sum_{j=1}^3 \epsilon_{sj}, \quad K_{\epsilon_c} = \epsilon_{ci} / \sum_{j=1}^3 \epsilon_{cj}$$

(ここに δ はたわみ, ε_s, ε_c は鉄筋およびコンクリートのひずみ, i は載荷状態, j はゲタの番号を示す。) 黒丸, 白丸, 白三角のようになり K_{εc} を除いて計算より求めた分配係数とはほぼ一致した。

4 曲げ剛性

本橋のように設計図の現存しない鉄筋コンクリート橋では曲げ剛性を推定することは非常に困難である。本橋においては鉄筋ひずみを測定するため露出させた鉄筋に

より鉄筋径を測定し、鉄筋計により鉄筋位置をはかり、鉄筋量を推定し、設計が行なわれた当時の規定に従って計算した鉄筋およびコンクリートの応力度と許容応力度より照査した。本橋は前述のように昭和12年竣工であるから大正15年の規定によっていると考えられる。当時本橋は札幌日高線に属していたことにより設計荷重は

活荷重 12tトラックまたは14tローラー

群集荷重 600 kg/m²

衝撃係数（自動車荷重のみ） $i = 20 / (60 + l) = 0.268$

とし、鉄筋およびコンクリートの許容応力度は

$$\sigma_{sa} = 1200 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{ca} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

と仮定する。

本橋は現在22cm厚の切込み砂利舗装になっており、死荷重は現状が設計に用いた値と同じとして、

$$W_{dA} = W_{dB} = 3.388 \text{ t/m}$$

支間中央のAゲタおよびBゲタの曲げモーメントは、

$$M_{dA} = M_{dB} = \frac{1}{8} W d l^2 = 89.041 \text{ tm}$$

l ; 14.50（支承条件により50cm短縮）

$$M_{LA} = (\eta_1 + \eta_2)(4.5\eta_5 + 1.5\eta_6)(1+i)$$

$$+ 0.6 ol_1(ol_3 + ol_4) = 41.156 \text{ tm}$$

$$M_{LB} = (\eta_3 + \eta_4)(4.5\eta_5 + 1.5\eta_6)(1+i)$$

$$+ 0.6 ol_2(ol_3 + ol_4) = 46.092 \text{ tm}$$

$$M_A = M_{dA} + M_{LA} = 130.197 \text{ tm}$$

$$M_B = M_{dB} + M_{LB} = 135.133 \text{ tm}$$

とする。ここで、支承状態から判断して $l = 15.0 \text{ m}$ を14m50に補正して曲げモーメントを計算した。

主鉄筋は $\phi 32 \text{ mm}$ を使用しており、鉄筋計より3段配置になっているので、図-8のような配置として計算すると $X = 36.7 \text{ cm}$, $I_c = 0.13912 \text{ m}^4$ となり鉄筋およびコンクリートの計算応力度は、

$$\sigma_{sA} = 130197 \times 15 \times (1.155 - 0.367) / 0.13912$$

$$= 1106 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{sB} = 135133 \times 15 \times (1.155 - 0.367) / 0.13912$$

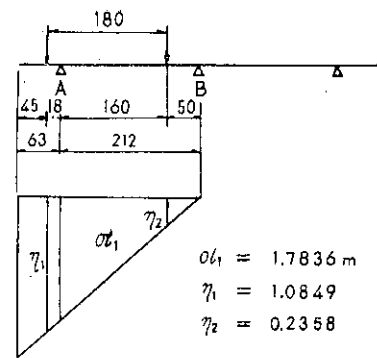
$$= 1148 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cA} = 130197 \times 0.36675 / 0.13912 = 34.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{cB} = 135133 \times 0.36675 / 0.13912 = 35.6 \text{ kg/cm}^2$$

で許容応力度を満足する。以下曲げ剛性として上記の値を用いる。

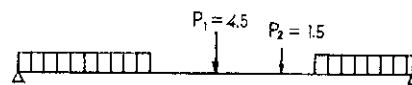
実験結果（载荷方法1）と、4節に用いた分配係数（GUYON, MASSONNETの方法 $Q = 0.546$, $\alpha = 0.500$ ）および上記曲げ剛性を用いた計算値とを比較すると図-9のようになり、実測値より明らかなように本橋の場合、単純ゲタよりもむしろ、一端単純他端固定ゲタに近くなる。これは载荷試験の直前に補強工事が行なわれ、図-2で示すように橋脚上が補強された結果によるものと考え



$$\sigma_2 = 2.12 \text{ m}$$

$$\eta_3 = -0.0613$$

$$\eta_4 = 0.7877$$



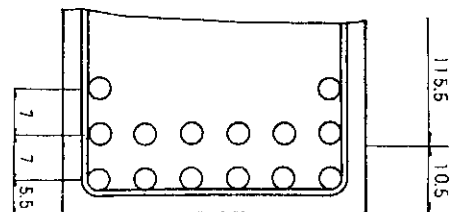
$$\sigma_3 = 6.891$$

$$\sigma_4 = 1.756$$

$$\eta_5 = 3.625$$

$$\eta_6 = 1.825$$

図-7 影響線



$$A_s = 14\phi 32 = 112,588 \text{ cm}^2$$

図-8 主ゲタの鉄筋配置

られる。これはトラック1台载荷の場合も2台の場合も同じ傾向を示し、この程度の荷重では荷重とヒズミの間には直線性が保持されている。

以上の結果より図-8に示す推定はほぼ正しいものと考えられる。

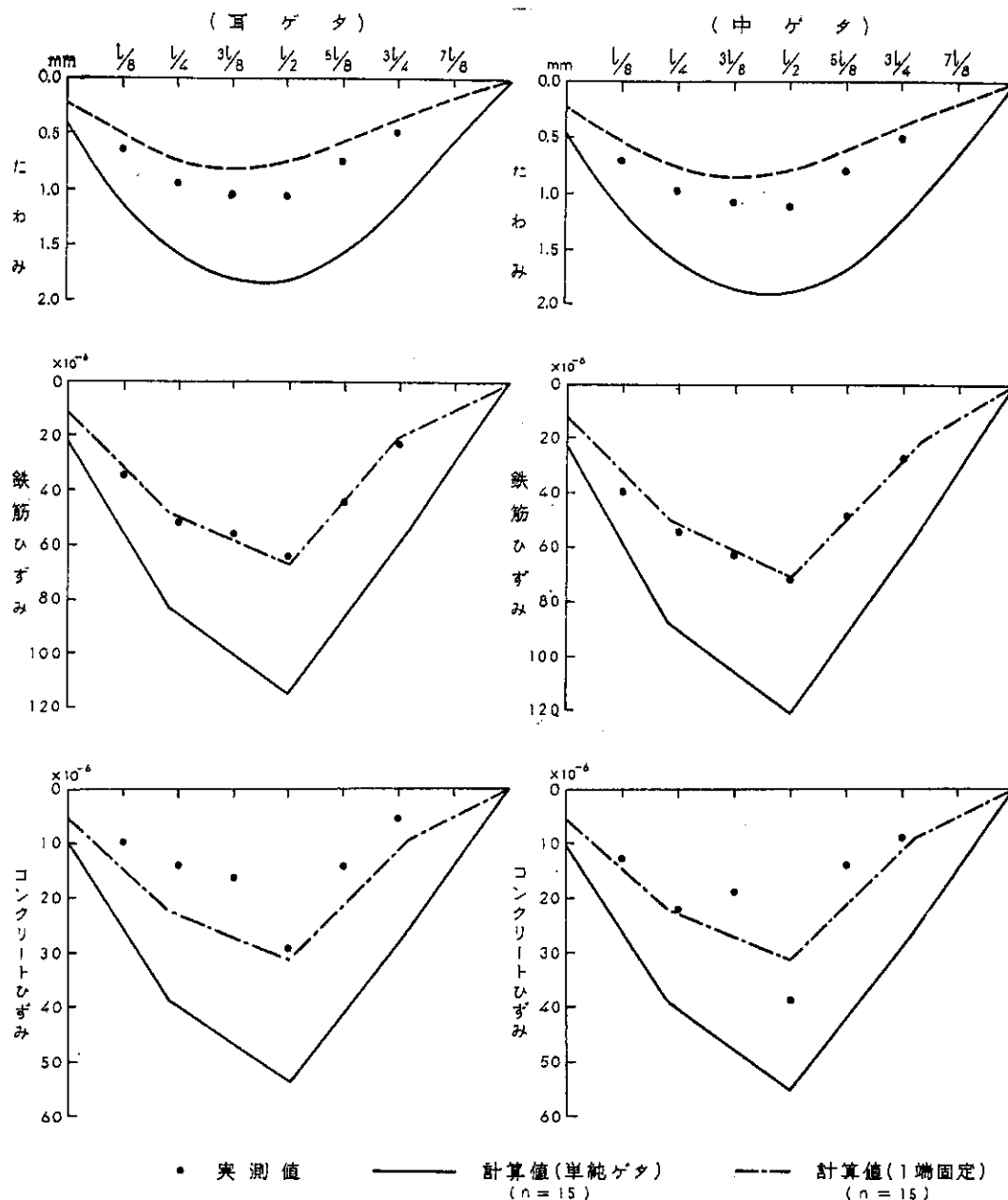


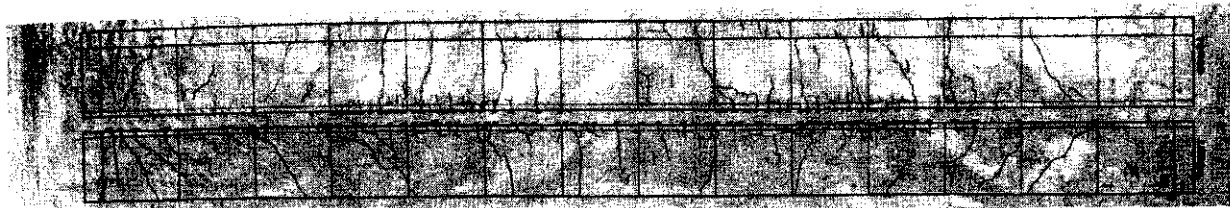
図-9 たわみおよびひずみ影響線

5 死荷重などによる既応力

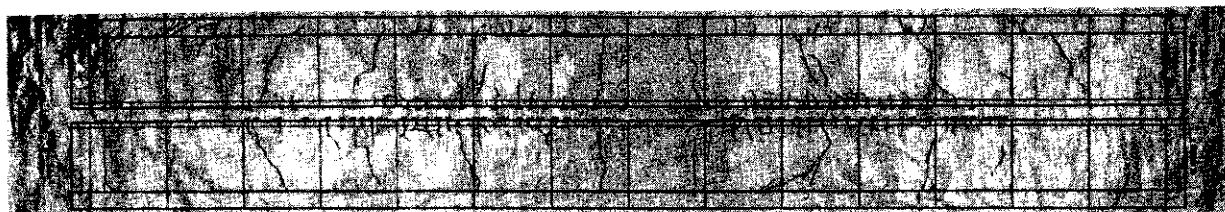
応力の開放により主鉄筋およびコンクリートの既応力の推定を行なった。鉄筋は $l/4$ 断面付近で 1 本を切断し、切断前後のひずみの変化を測定した。測定結果によると、主鉄筋ひずみは 242×10^{-6} で推定応力度 508.2 kg/cm^2 となり、この断面における計算応力度は 665.9 kg/cm^2 であり、実測値は計算値の 76.3% である。コンクリートは支間中央で測定した。コンクリートの応力はストレンゲージを貼付けた周囲を約 $150 \times 100 \text{ mm}$ 角に深さ 40 mm 切込み、その前後のひずみの変化を求めた。測定結果、床版コンクリート（橋軸方向）で -70×10^{-6} および -122×10^{-6} であり、コンクリートの弾性係数を



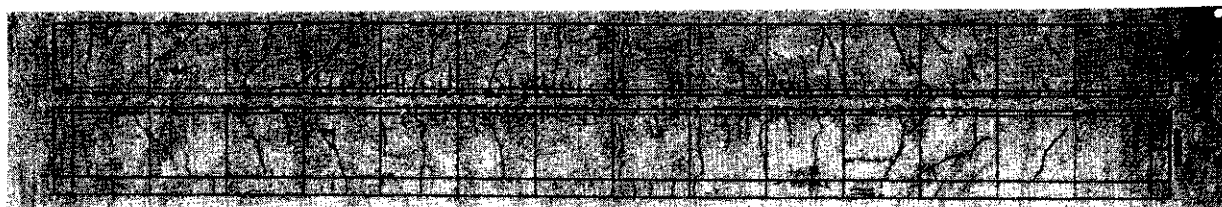
写真-3 主鉄筋の応力開放（切断中）



上流側耳ゲタ



中ゲタ



下流側耳ゲタ

図-10 ひびわれ発生状況

$0.21 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、 $14.7 \text{ kg/cm}^2 \sim 25.6 \text{ kg/cm}^2$ 、 $0.14 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^2$ と仮定すると、 $9.8 \text{ kg/cm}^2 \sim 17.1 \text{ kg/cm}^2$ となり、計算値 ($n=15$) 23.5 kg/cm^2 ($n=10$) 20.8 kg/cm^2 に比較して、ほぼ一致する。

6 ひびわれについて

ひびわれの発生状況は図-10 に示すとおりである。

本橋の場合のひびわれの特徴は主鉄筋付近に微細なひびわれが発生していることである。この種のひびわれは比較的不規則で底面より約 10 cm のところまででどまり、毛状になっているところもある。また、これは耳ゲタ、中ゲタともに生じており、鉄筋を露出させ（耳ゲタ内側および中ゲタ）観察したが著しいさびはみとめられない。ひびわれの最大幅は 0.8 mm 程度で、短かいひびわれの間隔は約 10 cm、中立軸付近まで達する比較的最長いひびわれの間隔は約 100 cm であり、ひびわれ幅の

平均は鉄筋ひずみに比して著しく大きく、これらのひびわれの多くは施工の初期のものと考えられる。

あとがき

コンクリート橋の耐荷力を推定することは、本橋のように設計図書のないものでは非常に困難であるが、外観調査、載荷試験など多種の試験を行なうこと、鉄筋位置を確かめることが必要である。また、同種の橋梁の調査結果を集積し、計算値と実測値の関係を明らかにするとともに、橋梁の強度に大きな関係を有する鉄筋についても、その位置、径、本数など正確に把握できるような方法が開発されなければならない。

本調査にあたり旭川開発建設部富良野出張所をはじめ関係各位に多大な御協力をいただいたことを付記し、ここに深く感謝の意を表します。