

鵜沼橋の損傷原因とその補修効果について

建設省土木研究所 田 原 保 二

手 塚 薫

国 広 哲 男

ま え が き

鵜沼橋は神奈川県藤沢市鵜沼海岸に昭和10年に架設された巾目1.8m+7.5m+1.8m, 径間8.7m, 5径間, 橋長45mの鉄筋コンクリートT型ばり並列橋であるが, 昭和20年頃よりはりの部分に亀裂が目立つようになり, 昭和26年に神奈川県土木部の依頼によって, その原因の究明と, はりの耐荷力の低下の状況を調査した。その後, ショットクリートにより補修を行ったので, 前と同様の試験を行って比較し, 補修効果を調査した。その結果, ショットクリートによる補修の目的は充分に達せられたことが判明した。上記の個々についてはその都度報告[※]がなされているが, ここではそれ等を取りまとめ, 若干の補足も行って, 本橋の損傷の原因と補修の状態, 及び補修の効果について報告する。

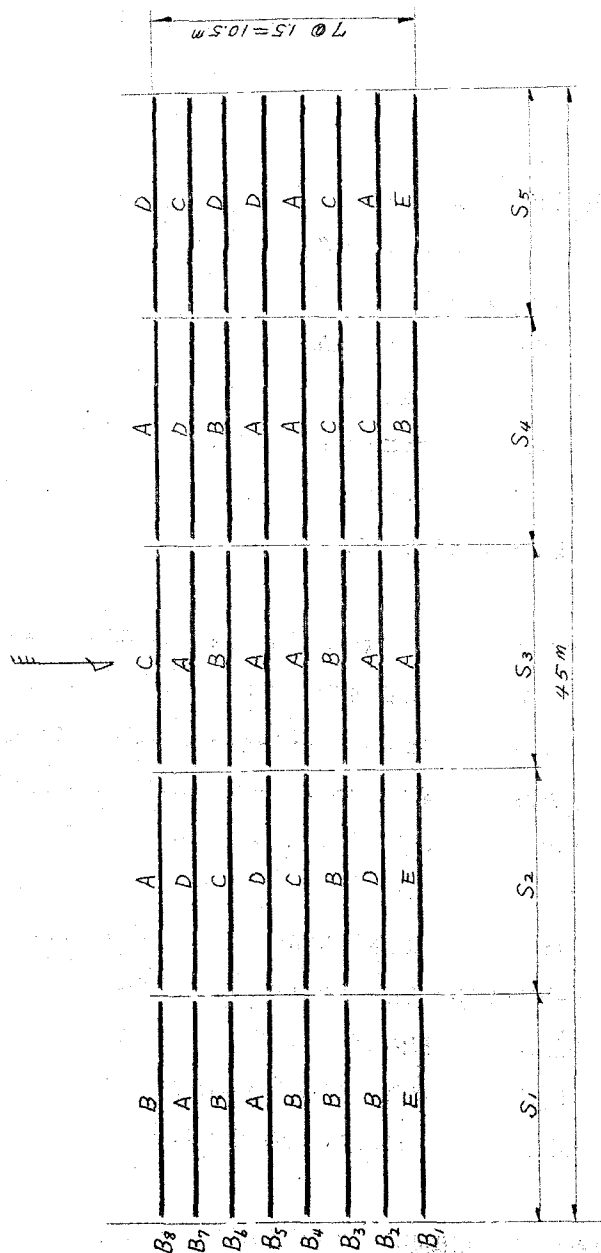
1. 損 傷 状 況

本橋は川幅約40mの鵜沼川に架設されており, 鵜沼川はそこから約150m流れて海に注いでいる。その間は低い砂丘が散在する砂浜で道路は防風林で保護されている。鵜沼川は満潮時に海水の影響を受けて川幅一杯になるが, はり下約2m以内には近づかない。本橋の橋軸方向は大体東西に通っている。なお本橋に関するコンクリート施工の仕様等は不詳である。

次に損傷状況について説明する。前に述べたように, 昭和20年頃よりはりの部分に亀裂が目立つようになって来た。その亀裂ははりの底面主鉄筋の附近に水平に亀裂が入り, 甚だしいものはその部分より下のコンクリートは剝落して腐蝕した鉄筋を露出するに至った。鉄筋を露出していない部分もハンマーで強く叩けば主鉄筋下のコンクリートの剝落する箇所もあった。各はりは程度の差こそあるが殆んど全部が損傷を受けていた。すなわち鉄筋は殆んどが錆びており, 鉄筋の腐蝕がコンクリートの損傷と密接な関係があるものと考えられた。ここに各はりの外形のみによる損傷程度の判定図を(図-1)に示す, 損傷の程度は5種に分類し記号と共に図中に併記した。

ここで注目すべきことは, 損傷程度がある明瞭な区分をつけ得ないことで, 例えば上流側と下流側のはりと云うような区分は付け難い。

図-1 外形による損傷程度の判定図



記号説明： A スパンの半分以下 半面剝落

B " " 以下 "

C " " 以上 半面亀裂のみ

D " " 以下 "

E 亀裂殆んどなし

2. 損 傷 の 原 因

(1) 概 要

鉄筋の腐蝕が本橋の損傷の直接の原因であることは上記のように観察によって判明した。すなわち鉄筋が何等かの作用によって腐蝕し、錆部分が膨張してその容積増大によりコンクリートに亀裂を生ぜしめたものであろう。一旦亀裂を生じた部分には、風送塩、飛砂などが侵入し鉄筋の腐蝕は進行してますます亀裂を増大させるものと思われる。従っていかにして鉄筋は腐蝕したかを究明することがコンクリート亀裂発生の原因を見出す要点になる。

本橋のような損傷の場合に考えられる原因は次のようなものと思う。

(a) 設計、施工の不備により、また予期せざる外力によってはりの下縁に毛状亀裂を生じ、そこから水分、風送塩などが滲透して鉄筋が腐蝕される。

(b) 施工の不備となるかも知れぬが、コンクリート練り混ぜ用水に塩分含有水を使用し、または細骨材に海砂を使用することによって鉄筋が腐蝕される。他に CaCl_2 を耐寒材としてコンクリート打ちのとき混入することがある。

何れにしても本橋の損傷の原因を考慮してコンクリート中の塩素を定量することにした。

(2) 試 料 及 び 試 験 法

コンクリート試料は第1スパン (S_1) の主げた8本から採取し、試料番号は海岸側より順次 B1, B2 …… とする。この他コンクリート練り混ぜに使用したと考えられる附近の井戸水、及び鶴沼川の川水を水質試験の試水とする。

コンクリート中の塩素の定量を試みるため、コンクリート塊を粉碎して熱水にて20時間抽出した。別に一部の試料について溶出した成分の分析を行った。

(3) 試 験 結 果

(a) コンクリートの塩素含有量 (表-1) 表-1 コンクリートの塩素含量

試 料 番 号	NaCl mg/100g コンクリート
B1	111
2	594
3	588
4	598
5	746
6	830
7	737
8	798

(b) コンクリート塊の表面に存在する塩素含有量 (表-2)

表-2 コンクリート塊表面に存在する塩素含量

試 験 番 号	NaCl mg/100cm ² コンクリート
B 6	20.4
8	11.2

(c) コンクリート抽出液の化学組成 (表-3)

表-3 コンクリート抽出液の化学組成

試料番号	CaO	SO ₃	KCl + NaCl	NaCl (Cl分析値よ よりの計算値)	アルカリ度 (1N. HCl 消費量 c. c)
B 6	442	82	1012	789	6.77
8	526	66	972	789	10.50

(mg/100g コンクリート)

(d) 陸水の塩素含有量 (表-4)

表-4 陸水の塩素含有量

試 料	NaCl mg/L
井 戸 水	112
川 水	19

(e) セメントの組成 (表-5)

表-5 コンクリートに使用されたと推定されるセメント組成

試 料	不 溶 解 残 分	CO ₂	H ₂ O	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃
コンクリート	59.01	4.0	6.12	5.90	6.10	3.12	13.43	1.81	0.26
セメント組成	—	—	—	19.22	19.87	10.17	43.75	5.90	0.85

(4) 試験結果の検討

表-1で明らかであるように供試コンクリート中には異常に多量の塩素が存在することを知る。

表-3で明らかであるようにコンクリート抽出液中には多量のアルカリ (NaCl + KCl 含量

として約1%) が含有されていることを知る。アルカリ度と CaO 量を比較すれば $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 以外にアルカリ度を示す物質の存在が考えられ、これは水酸化アルカリと見なされる。このアルカリ量はコンクリート中に存在する全アルカリ(塩化物として示す)とコンクリート中の塩素より算出した NaCl との差に相当すると考えられる。今試みに、B 6 についての NaCl 差を求めれば $0.22\text{gNaCl}/31\text{g}$ セメントとなり、セメント中には Na_2O として約0.38%が存在することとなり大体妥当の数値である。

溶出するコンクリート中の CaO は $\text{Ca}(\text{OH})_2$ として存在し、 CaCl_2 の形では存在しない。又塩素は塩化アルカリとしてコンクリート中に存在する。

次にこのように塩素の多量が混入することについて考えてみる。試水の井戸水及び河水は普通の陸水の一般的含塩素量である $5\sim 10\text{mg/L}$ に比較して、井戸水の方が相当顕著に海水の影響を受けているがそれでも海水濃度の $1/200$ 以下であり、コンクリート練り混ぜに使用してもこのように多量の塩素を混入させることはない。河水の場合も同様であるが、満潮時には海水の影響が甚だしいことは考慮しておかねばならない。

塩分はコンクリート塊の表面には僅かしか存在しないので、コンクリート表面への風送塩の附着が多量の塩素含有の原因とは考え難い。塩素はコンクリートの内部に存在し、大体均等に存在すると推定されることは次のように説明しうる。すなわちもし均等に存在すると考えればコンクリートの各部分は等量の塩素濃度でなければならない。試料の表面のより溶出する塩素の量、コンクリート中の塩素濃度は測定されており、コンクリートの比重を2.3程度と仮定すれば、0.1mm程度の厚さの部分から塩素は溶出したこととなり、塩素濃度の分布が大体均一と考えることは妥当である。

またこの橋の近辺の同様な環境にある他の鉄筋コンクリート橋にはこの種の破壊現象を認めないことは、風送塩の作用が破壊現象の一次的要因であるとして重要視する必要はないことを示す。

コンクリートのセメント骨材比は1.85であるから、水セメント比を0.6とすれば生コンクリート100g中の水量は17.4c.cである。海水の食塩濃度を 26.48g/L とすれば生コンクリート100g中には460mgの食塩を含有する。従ってもし海水を練り混ぜ水に使用し、すでに述べたような配合または水比とした乾燥コンクリートは約 $500\text{mg}/100\text{g}$ コンクリートの含食塩量となる。この値は大体実測値に近い。

結局このコンクリートは海水または満潮時の河口水を練り混ぜに使用したか、急結剤として食塩を添加したか、または含塩分の多い海砂を骨材として使用したか等のいずれかによってこのように多量の塩分が混入したと考えられ、凝結促進の目的で塩化石灰を加えたことはない。なお海

水性であることを明確にするにはコンクリート中の塩素、臭素、沃素の比を求め、海水中のこれら元素の比とを比較する方法を採用すべきである。

また使用したと推定されるセメントは骨材を不溶性とすればポルトランド系とは考えられない。

3. 補修方法

本橋の損傷の原因は上述によって大体判明したが、補修をどの様にするかについては色々と問題が生じた。神奈川県当局においてはショットクリートによる補修方法を採用し、実施した。次にその工法の概略を述べることにする。

まず音響判断その他により分解し弛緩したコンクリートは全部取除き、サンドブラストを用いて鉄筋及びコンクリートの表面を清掃し、充分に湿润養生をする。次に洗砂とセメントを空練りし、これらの空練りモルタルを斜めに立てかけた6mm目のふるいにかけて通過したモルタルをセメントガン機に投入し、コンプレッサー50HPによる圧搾空気と材料送車の作用によってモルタルを材料ホースに送り込み、そのホースの先端のノズルまで輸送される。そこで初めて水を供給して、ノズルから吹付面までの距離約90~120cm位で目的物に速度約130m/secで射出される。吹付面は適当な箇所に穴を鑿ち、クrimpメッシュ取付用針金とセメントペーストと一緒に埋込み針金の先端は外に出しておく。そして2cm厚吹付けた後にクrimpメッシュを取付ける。吹付厚は約4cmとし、一層厚約1cmとして吹付け、最後の層を吹付けてから下面に針金で型枠を取付けて整形する。

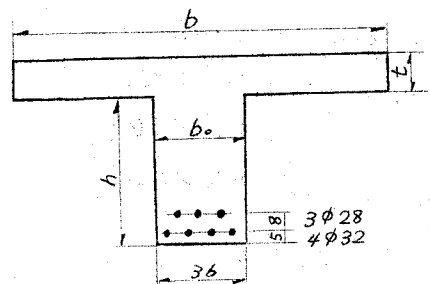
本橋ははり部分のみの吹付けを実施したが、その面積は約633.6m²であった。工費は約2,800円/m²であったが、これも施工方法の合理化によっては1,850円/m²位にすることが可能であろう。

4. 補修効果

(1) 断面増加による補強率

損傷を受けたはりショットクリートにより断面が増大した。この増加断面は旧断面によく付着して、一体となってはりとしての機能を發揮していることは、施工方法及び後述の試験結果からも了承できる。すなわち旧断面より新断面の方が耐荷力が増しているから、増加断面は旧断面の補強の役目を果していることがわかる。従ってその増加断面から見た補強率を求めて見よう。

図 - 2 旧断面寸法図



旧断面は損傷を受けて断面は減少したのであるから、旧断面については次の4断面を仮定する。
 (図-2) によって先づ原断面をaとし、主鉄筋の被り5 cmのうち2.5 cmが剥落したと考えた場合をb、被り5 cmが全部剥落したと考えた場合をc、dはcの他に両側面の被り2 cmづつが剥落したと考えた場合、以上の4断面である。従ってこれを表示すれば(表-6)になり、補修後の新断面は、はりの6等分点を実測した平均値をもって示した。

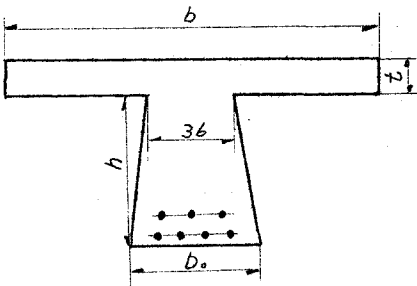
表-6 断 面 寸 法

番 号	寸 法	旧 断 面 (cm)				新 断 面
		a	b	c	d	
B ₂	h	57	54.5	52	52	61.7
	b ₀	36	36	36	32	44.1
B ₃	h	63	60.5	58	58	66.0
	b ₀	36	36	36	32	44.3
B ₄	h	66	63.5	61	61	68.8
	b ₀	36	36	36	32	44.2
B ₅	h	66	63.5	61	61	68.4
	b ₀	36	36	36	32	44.4
B ₆	h	63	60.5	58	58	65.5
	b ₀	36	36	36	32	44.2
B ₇	h	57	54.5	52	52	60.5
	b ₀	36	36	36	32	44.1

新断面は(図-3)に示すように下部がく
 くらんだ形状となっている。

(表-6)の寸法を用い、床版の有効幅を主桁間隔の150 cmとして、断面二次モーメントを求め、はりの最小の損傷程度を主鉄筋の被りが2.5 cm剥落したと考えたbの断面の場合とし、最大の損傷程度を被り全部が剥落したと考えたdの断面の場合とすれば、この両者が補強の範囲となり断

図-3 新断面寸法図



面増加による補強率は（表－7）に示すとくなる。

表－7 断面増加による各はりの補強率

	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
補強率 (%)	30～43	23～36	22～34	21～33	21～34	26～39

(2) タワミ減少による補強率

補修前と補修後において本橋は同一の方法で載荷試験を実施したが、その場合のタワミの測定結果と計算値との比較から補強効果を考察する。計算値はY. Guyon, とC. Massonnet, の方法に従って橋全体を一つの直交異方性板として算出した。この計算に必要な曲げ剛性の影響を表わすパラメーター

$$\theta = \frac{b}{\ell} \sqrt{\frac{E_{\ell} \cdot I_{\ell}}{E_t \cdot I_t}} = \frac{b}{\ell} \sqrt{\frac{I_{\ell}}{I_t}}$$

及び振り剛性の影響を表わすパラメーター

$$\alpha = \frac{G_{\ell} J_{\ell} + G_t J_t}{2 \sqrt{E_{\ell} I_{\ell} \cdot E_t I_t}} = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot \frac{J_{\ell} + J_t}{2 \sqrt{I_{\ell} \cdot I_t}}$$

の算出にあたっては以下のようにした。

各はりの断面寸法は正確にはいずれもことになっているが、（図－4）に示すような同じ断面と仮定した。従って断面諸数値は（表－8）のようになる。

図－4 計算に用いる断面

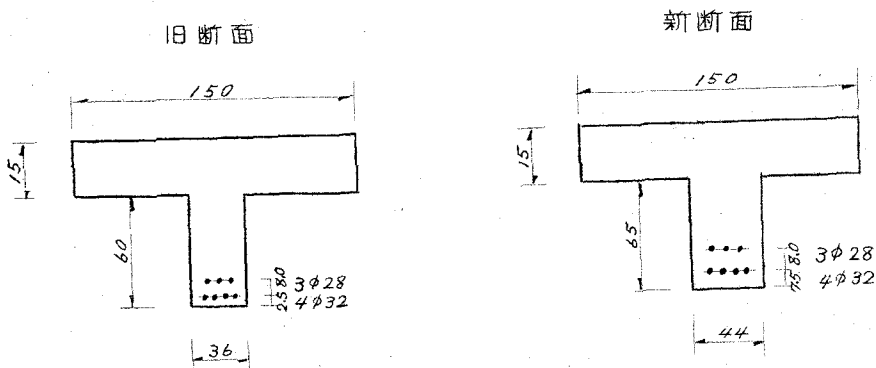
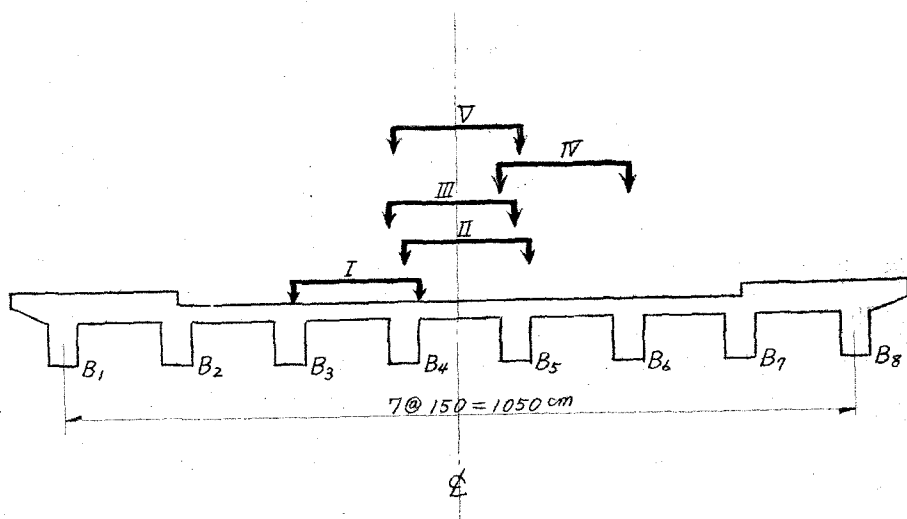


表-8 新旧断面諸数値

項	目	旧断面	新断面
ℓ	スパン	8.7	8.7
2b	橋の幅	12.0	12.0
I_{ℓ}	単位長当りの縦方向部材の断面二次モーメント	19700	25400
I_t	横	282	282
J_{ℓ}	縦	5060	8390
J_t	横	1130	1130
θ		2.0	2.1
α		0.57	0.77
ν	ポアソン比	0.15	0.15

図-5 載荷状態



今総重量9tonの荷重車(トラック)の後輪位置をスパン中央にし、(図-5)に示すような載荷状態についてはりの $\ell/2$ の位置におけるタワミの実測値と $E_c = 21 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とした計算値を比較すると(表-9)のようになる。この表から判るように実測値と計算値との

表 - 9 タワミの実測値と計算値

載 荷 状 態			I	II	III	IV
測 定 位 置			B ₃	B ₄	B ₅	B ₆
旧 断 面	実 測 値	mm	0.30	0.32	0.32	0.292
	計 算 値	mm	0.518	0.509	0.509	0.518
	実/計	%	58	63	63	56
新 断 面	実 測 値	mm	0.24	0.26	0.26	0.24
	計 算 値	mm	0.398	0.396	0.396	0.396
	実/計	%	60	66	66	60

間にはかなりの差が見られ、これは実際の E_c が $21 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ より相当大きいと推定される。 $E_c = 33 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とすると両者は大体一致するので、この値を実際のコンクリートの弾性係数と考えることができる。 $E_c = 33 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ として載荷状態 V の場合に $\ell/2$ 断面の横方向におけるタワミの分布の有様を比較すると (表-10) 及び (図-6, 7) となる。補修前も補修後も実測した横方向分布の有様は計算したものと大体一致している。

表 - 10 載荷状態 V のタワミの実測値と計算値

		B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇	B ₈
旧 断 面	実測値mm			0.125	0.315	0.291	0.130	0.035	
	計算値mm	0.015	0.055	0.158	0.299	0.299	0.158	0.055	0.015
	実/計 %			79	105	97	82	64	
新 断 面	実測値mm		0.040	0.100	0.260	0.260	0.100	0.025	
	計算値mm	0.013	0.050	0.134	0.255	0.255	0.134	0.050	0.013
	実/計 %		80	75	102	102	75	50	

図-6 旧断面におけるクワミ図

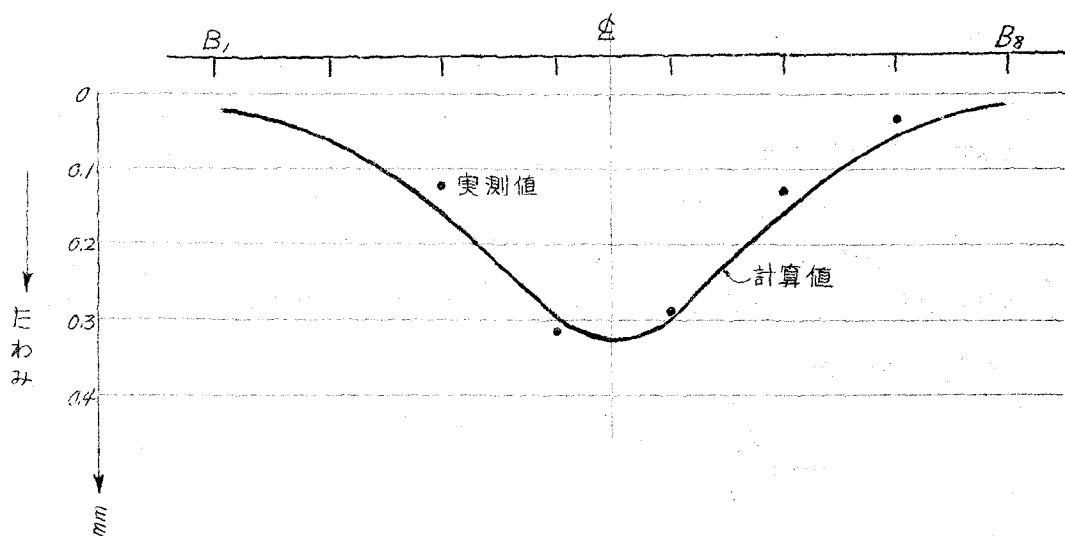
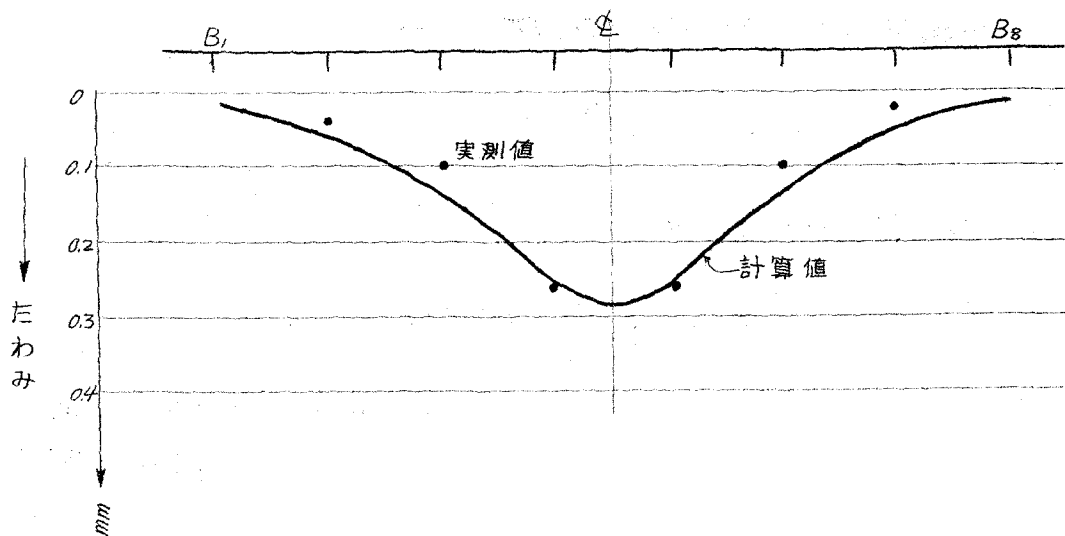


図-7 新断面におけるクワミ図



本橋は荷重車の載荷によってタワミ試験を行ったのであるが、一般にタワミ y は次式で示される。

$$y = \frac{1}{EI} \eta_x$$

ここに E : 弾性係数

I : 断面二次モーメント

η_x : 荷重値を含んだ座標函数

本橋の場合コンクリートの弾性係数は補修前後において殆んど変わらないのであるから、上式において $\eta_x/E = C$ とすれば

$$I = \frac{C}{y}$$

従って旧断面と新断面の断面二次モーメントをそれぞれ I_1 , I_2 とし、タワミを y_1 , y_2 とすると

$$\frac{I_1}{I_2} = \frac{y_2}{y_1}$$

である。今補強率を断面二次モーメントの増加から見ると

$$\text{補 強 率} = \frac{I_2 - I_1}{I_1} \times 100\%$$

y の減少から補強率を求めれば

$$\text{補 強 率} = \frac{y_1 - y_2}{y_2} \times 100\%$$

となり、両者を同一の補強率として求めることができる。表-7の断面増加による補強率は上の式によって求めたのであるが、今それと比較するために下の式によって y の減少から補強率を求めると(表-11)のようになる。

表 - 11 クワミ減少による補強率

	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇	B ₈
実 測 値 (%)	—	—	25	21	12	30	40	—

(表-11)の結果から実測した補強率は(表-7)で計算したものと大体一致していると云うことができる。

(3) 補 修 効 果

以上の結果から、断面増加による補強率とクワミの減少から求めた補強率を比べて見ると、大体一致していると云えよう。従ってショットクリートによって増加した断面は、旧断面に良く付着して補修効果を殆んど断面増加の割合に発揮したと云うことができる。

※ 建設省土木研究所 鵠沼橋の振動並に撓度測定に関する研究 昭和26年9月

” 鵠沼橋の補強効果について 昭和28年11月

難波隼象・桑原芳彦 コンクリートT桁橋の補修工事について 第2回日本道路会議論文集

北村正之・桑原芳彦 鉄筋コンクリート橋の補修について(第2報)

第3回