

道路橋の鉄筋コンクリート床版補強工法について

——雁来橋 (F.R.P 層接着補強工法),

天塩大橋 (鋼板接着補強工法) について——

高 木 秀 貴* 岡 田 治 憲*

1 ま え が き

近年、交通量の増加、車輛荷重の増大、配力鉄筋量の不足、床版の老朽化、コンクリートの品質不良などの各種の要因により、既設橋梁の鉄筋コンクリート床版の破損（クラックの発生、進行、コンクリートの脱落）事例が各地で発生しており、道路管理上の大きな問題となっている。このため、鉄筋コンクリート床版の耐力不足に対する補修、補強が種々の工法（たとえば、第27回建設省技術研究発表会においては、鋼板接着工法 11、縦げた増設工法 10、打ちかえ 8、F.R.P 層接着 1、鉄筋増設モルタル吹付け 1 の計 31 例の報告がだされた）によって実施されているが、その補強工法の選択には、床版の破損状況、工事中の交通処理の問題、補修補強の効果、経済性など考慮すべき問題が多い。

本文は、一般国道 275 号、札幌市雁来地内に架設されている雁来橋における F.R.P 層接着補強工事および一般国道 40 号、天塩町地内に架設されている天塩大橋における鋼板接着補強工事において実施した静的載荷試験結果（補修、補強効果の確認、検討）の報告をするものである。

2 橋 梁 概 要

雁 来 橋

- (1) 位 置 一般国道 275 号 札幌市雁来地内
- (2) 河 川 名 豊平川
- (3) 架 設 年 月 昭和 34 年 10 月
- (4) 設計示方書 昭和 31 年示方書, (T-20) 一等橋
- (5) 橋 種 型 式 単純 P.C T 形げた (9@20.30 m)
鋼単純トラス (3@50.75 m)
- (6) 橋 長 341 m
- (7) 幅 員 6 m
- (8) 床 版 厚 18 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{主 鉄 筋 } A_s = 11.95 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_s' = 5.31 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{配力鉄筋 } A_s = 2.67 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_s' = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

天 塩 大 橋

- (1) 位 置 一般国道 40 号 天塩町地内
- (2) 河 川 名 天塩川
- (3) 架 設 年 月 昭和 32 年 9 月
- (4) 設計示方書 昭和 14 年示方書, (T-13) 一等橋
- (5) 橋 種 型 式 バランスト・ランガーガーダー
(ランガー部スパン 100 m)
- (6) 橋 長 300 m
- (7) 幅 員 6 m
- (8) 床 版 厚 16 cm

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{主 鉄 筋 } A_s = 9.29 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_s' = 3.98 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \text{配力鉄筋 } A_s = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_s' = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

3 補 強 概 要

雁 来 橋

- (1) グラウト注入補強

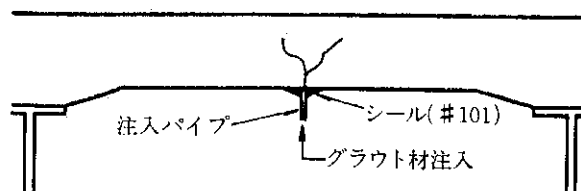


図-1 グラウト注入補強略図

- (2) F.R.P 層接着補強

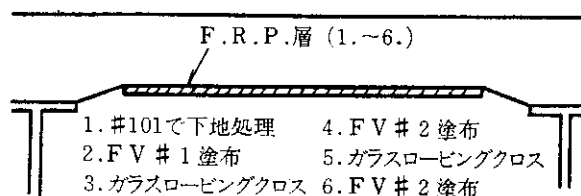


図-2 F.R.P 層接着補強略図

天 塩 大 橋

- (1) グラウト注入補強

図-1 に同じ

* 構造研究室員

(2) 鋼板接着補強

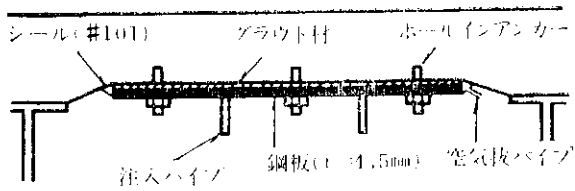


図-3 鋼板接着補強略図

4 試験内容

雁来橋

試験は補強前と補強後（グラウト注入をし、F.R.P 層接着をした後）の2度実施し、得られたたわみ値の比較により補強効果の検討を行なった。

(1) 測定位置

測定位置は、鋼単純トラス3連のうち最も江別寄りの1連の斜線で示す部分である。

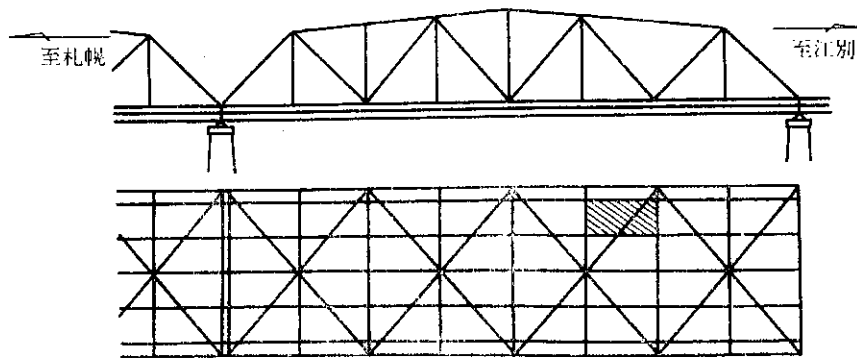


図-4 雁来橋測定位置

(2) 測定箇所

たわみの測定箇所は、鉄筋コンクリート床版下縁にダ

イヤルゲージを横げた間隔中央で幅員方向に20cm間隔に6ヵ所（測点A～F）設けた。

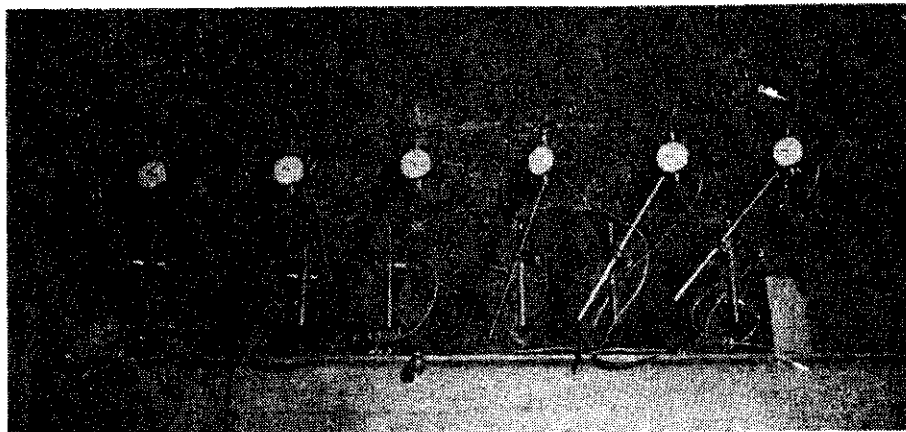


写真-1 雁来橋ダイヤルゲージの取付け（床版下縁）

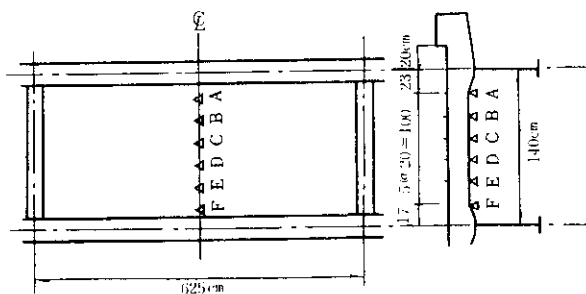


図-5 雁来橋ダイヤルゲージ位置△

(3) 載荷位置

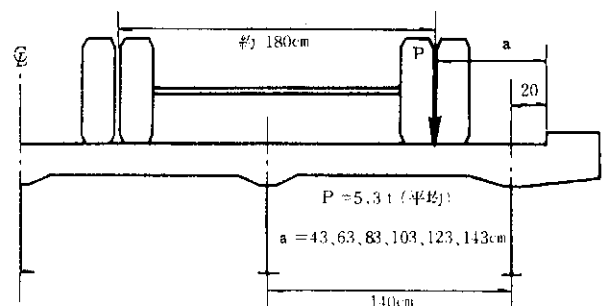


図-6 雁来橋載荷位置 a

天塩大橋

試験は補強前、グラウト注入後、鋼板接着後の3度実施し、得られたたわみ値、ひずみ値の比較により補強効果の検討を行なった。

(1) 測定位置

測定位置は、ランガー部の天塩町寄りの斜線で示す部分である。

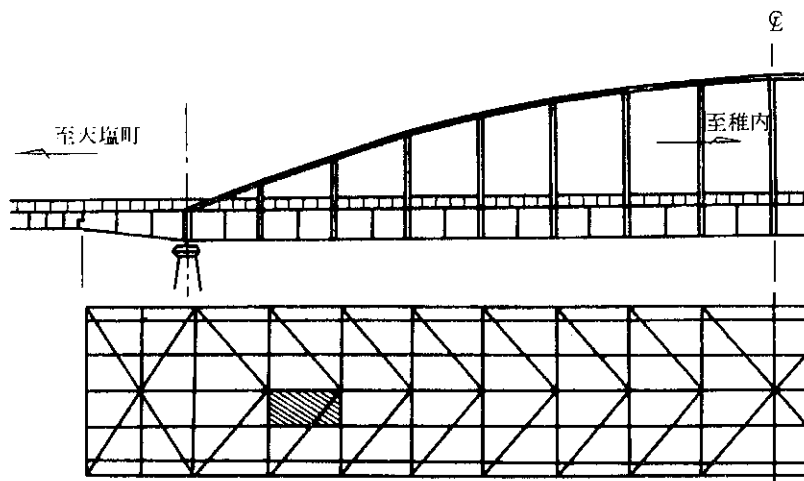


図-7 天塩大橋測定位置

(2) 測定箇所

たわみの測定箇所は、鉄筋コンクリート床版下縁にダイヤルゲージを横げた間隔中央で幅員方向に22.5 cm 間隔に5ヵ所(測点A~E)設けた。

ひずみの測定箇所は、アスファルト舗装をはがし鉄筋コンクリート床版上縁にワイヤーストレインゲージを横げた間隔中央で幅員方向に22.5 cm 間隔に14ヵ所(測点1~14)設けた。

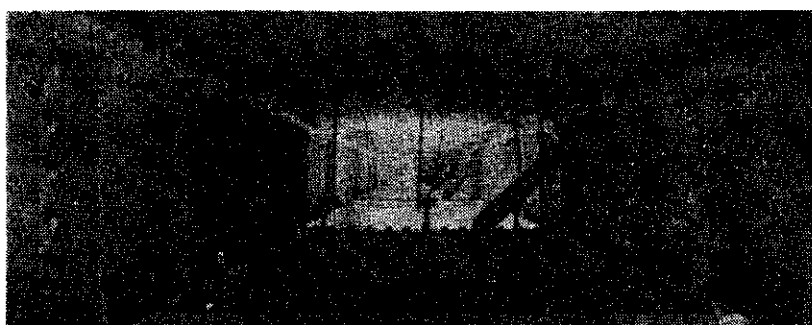


写真-2 天塩大橋ダイヤルゲージの取付け(床版下縁)

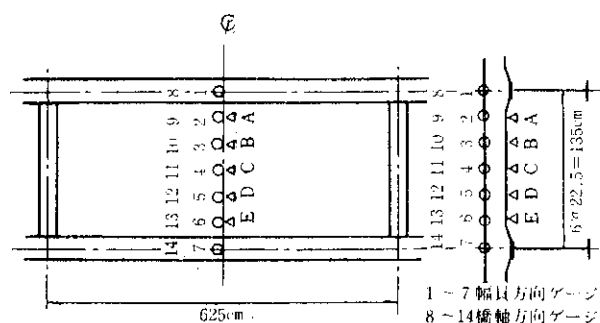


図-8 天塩大橋ダイヤルゲージ位置 △
ストレインゲージ位置○

(3) 載荷位置

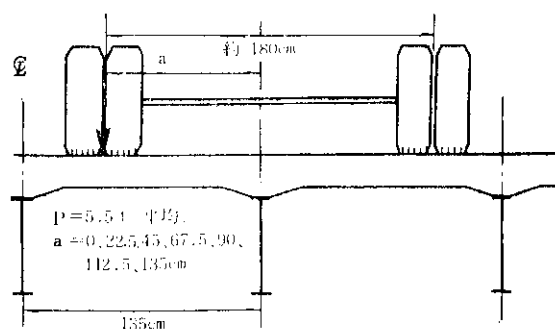


図-9 天塩大橋載荷位置 a



写真-3 天塩大橋ストレ
インゲージのはり
付け（床版上縁）

5 雁来橋（F.R.P 層接着）測定結果および考察

雁来橋は、昭和31年の示方書により設計されている。床版のクラック発生のおきな要因として、配力鉄筋の不足が指摘されているので、設計応力を現行示方書によって検討してみると、連続版として主鉄筋方向 x では、 $\sigma_{cx}=42 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sx}=1,090 \text{ kg/cm}^2$ 、配力鉄筋方向 y では、 $\sigma_{cy}=67 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sy}=3,400 \text{ kg/cm}^2$ となっており、明らかに配力鉄筋が不足している。

鉄筋コンクリート床版補強前後のたわみの測定結果は、表-1に示すようになり、表-1の値は試験を2度（補強前、補強後とも）実施し、その平均の値である。また、図化したものが図-10であり、これらの値は試験時の輪荷重が異なっている（補修前 5.40 t、5.15 t の2台、補修後 5.30 t、5.25 t の2台使用）ので、 $P=5.3 \text{ t}$ で補正を促した値である。矢印は載荷位置であるが、実際には車輪幅（約 50 cm）で分布している。

図-10より明らかなように、補強後のたわみは補強前に比し、平均的に25%程度のたわみ値の減少が測定された。

この補強効果が、グラウト注入補強によるものか、

F.R.P 層接着補強によるものかは、載荷試験をグラウト注入後に行なわなかったため不明である。したがって、

表-1 雁来橋床版たわみ測定値（ $P=5.3 \text{ t}$ ）
（ $\times 10^{-3} \text{ mm}$ ）

		A	B	C	D	E	F
載荷 1	補強前	100	120	100	107	91	82
	〃 後	60	79	76	78	69	63
〃 2	〃 前	112	149	148	153	126	105
	〃 後	75	121	121	118	99	73
〃 3	〃 前	101	164	173	199	175	128
	〃 後	64	133	144	169	134	94
〃 4	〃 前	89	156	139	229	213	158
	〃 後	52	117	142	182	164	116
〃 5	〃 前	69	113	134	192	193	162
	〃 後	37	85	96	158	149	118
〃 6	〃 前	48	57	69	107	127	125
	〃 後	26	44	38	101	104	98

表-2 断面2次モーメント計算値

	条 件	断 面 2 次 モーメント (cm^4/cm)
主 鉄 筋 方 向 (x)	引張部コンクリート 有効 F.R.P 層 接 着 後	542.8
	〃 有効 〃 前	529.1
	〃 無視 〃 後	154.9
	〃 無視 〃 前	122.8
配 力 鉄 筋 方 向 (y)	〃 有効 〃 後	506.0
	〃 有効 〃 前	491.9
	〃 無視 〃 後	67.8
	〃 無視 〃 前	27.3

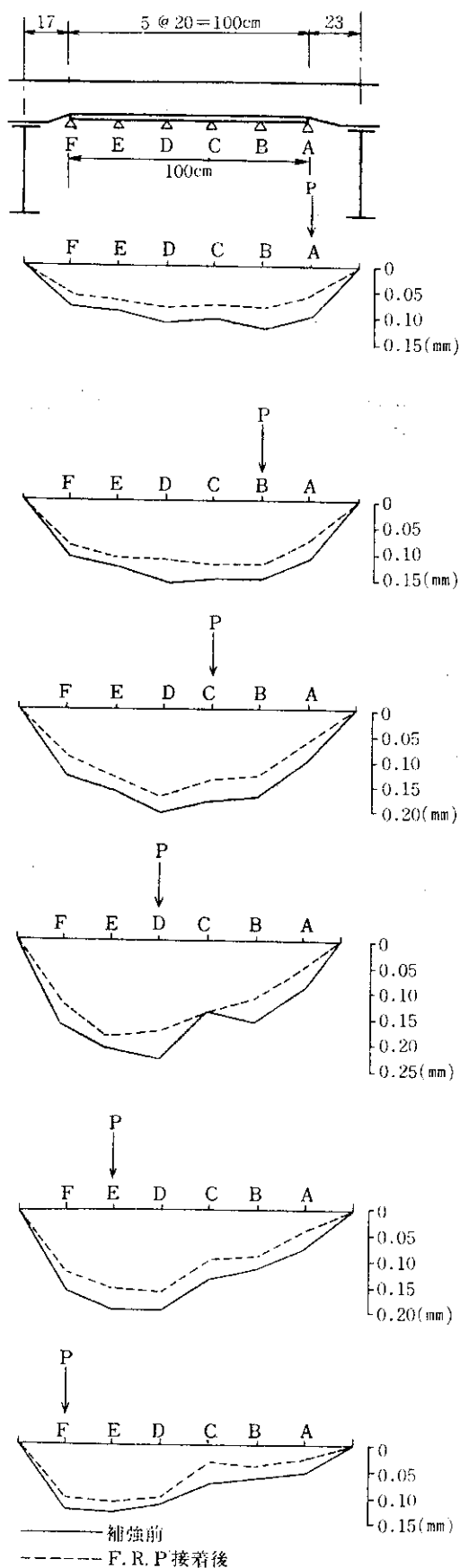


図-10 雁来橋床版たわみ図

以下のような考察をしてみる。

グラウト注入補強は、クラックにグラウト注入してコンクリートの一体化をはかるもので、引張部コンクリートを少しでも有効な状態に近づけるものと考えられ、F.R.P 層接着補強は、クラックが亀甲状に発生した場合のコンクリートの脱落防止および多少の剛性の増加を期待するものと考えられる。

F.R.P 層は、ガラス繊維（これをガラスロービングクロスという）と合成樹脂より形成されているが、そのガラス繊維が、配力鉄筋方向にはってあるので、主鉄筋方向には抗抵性を有しないが、たとえ抵抗性があるとしても表-2から明らかなように、F.R.P 層接着による断面2次モーメントの増加は、引張部コンクリート有効の場合は2.6% ($529.1 \rightarrow 542.8 \text{ cm}^4/\text{cm}$)、無視の場合は26% ($122.8 \rightarrow 154.9 \text{ cm}^4/\text{cm}$)である。一方、配力鉄筋方向については、完全に引張部コンクリートが有効な場合には、わずか3%増 ($491.9 \rightarrow 506.0 \text{ cm}^4/\text{cm}$)、完全に引張部コンクリートが無視される場合には、2.5倍 ($27.3 \rightarrow 67.8 \text{ cm}^4/\text{cm}$)の断面2次モーメントの値を計算上は示している。したがってF.R.P 層接着補強は、配力鉄筋方向の補強に非常に有効であるが、主鉄筋方向の補強には、あまり効力を有しないものといえる。

表-3 天塩大橋床版たわみ測定値

a; 補強前 b; グラウト注入後 c; 鋼板接着後
($\times 10^{-3} \text{ mm}$)

		A	B	C	D	E
載荷1	a	18	31	43	32	23
	b	7	33	48	25	20
	c	9	43	29	12	3
2	a	18	35	72	60	36
	b	28	71	71	55	26
	c	9	16	43	30	0
3	a	23	69	105	80	55
	b	26	78	121	84	36
	c	13	52	61	15	0
4	a	26	80	102	104	61
	b	43	66	121	97	52
	c	5	77	88	1	20
5	a	17	52	92	114	73
	b	45	74	115	107	79
	c	27	46	82	89	29
6	a	17	38	79	90	67
	b	22	61	75	77	67
	c	0	51	58	49	25
7	a	10	42	62	60	61
	b	23	54	75	72	73
	c	9	30	65	75	25

結局、グラウト注入およびF.R.P層接着が、全体的に25%程度のたわみの減少をもたらしたのは、次の2つの因が考えられる。

- 1 グラウト注入によるコンクリートの一体化
- 2 F.R.P層接着による配力鉄筋方向の増強

1については、宇治川大橋修繕試験効果試験報告書(昭和43年6月、近畿地方建設局、京都国道工事事務所)の中で、床版コンクリートに割個所グラウト注入工法が、補強前のたわみを100%とすれば、注入後は75~80%の値を示したと報告されていることからしても、クラック状況(クラック量、グラウト注入量)によっては補強効果が現われるようである。

2については、配力鉄筋方向の増強ということで、異方性床版より等方性床版にわずかも近づいたと予想され、荷重による曲げモーメントの分配が主鉄筋方向に偏っていたものが、いくぶん修正されたものと考えられる。しかし、F.R.P層が、床版の剛性増加という観点から意味をもつのは、配力鉄筋の絶対量がこの雁来橋のように相当少ない場合に限られる。そして、その増加も計算上は鋼板接着のように著しく大ではないので、再び繰返し荷重、大型車輛荷重を受けると、クラックの発生が懸念され永続的な補強という点では問題があろう。したがって、F.R.P層接着は、補強というよりは補修の感が

強い工法といえよう。

6 天塩大橋(鋼板接着)測定結果および考察

天塩大橋の床版の設計応力を現行示方書によって検討してみると、連続版として主鉄筋方向 x では、 $\sigma_{cx}=48 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sx}=1,350 \text{ kg/cm}^2$ 、配力鉄筋方向 y では、 $\sigma_{cy}=55 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sy}=1,850 \text{ kg/cm}^2$ となっており、雁来橋ほどではないが配力鉄筋が不足している。

鉄筋コンクリート床版の補強前、グラウト注入後、鋼板接着後の3状態のたわみおよびひずみの測定結果は、表-3、4となり、値はそれぞれ試験を2度実施したものの平均である。また、図化したものが図-11~13であり、これらの値は試験時の輪荷重が異なっている(補修前5.50t、グラウト注入後5.35t、鋼板接着後6.00tを使用)で、 $P=5.5 \text{ t}$ で補正を促した値である。

(1) グラウト注入補強効果について

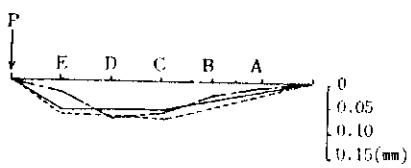
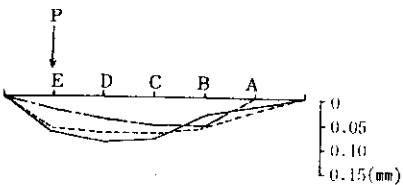
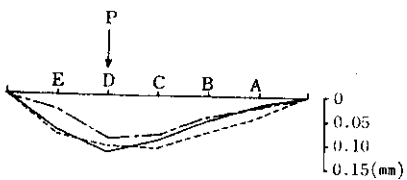
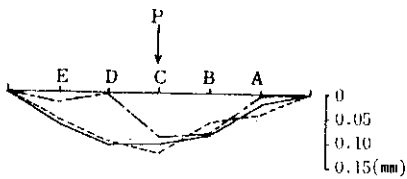
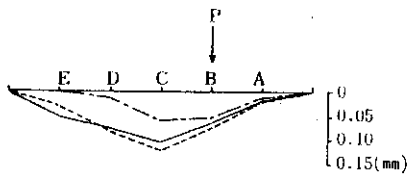
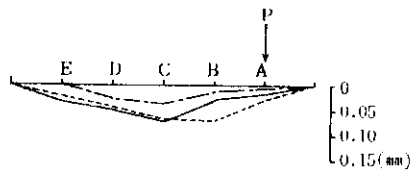
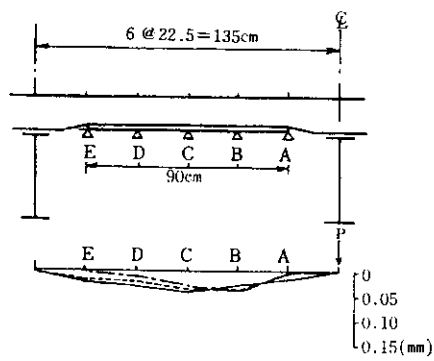
補強前とグラウト注入後のたわみおよびひずみの測定値(図-11~13の実線および破線)は、ほとんど変わらない値を示している。これは、クラックが非常に少ない(0.2mm以上のクラック幅のものを対象とすると、平均的に 1 m^2 当たりのクラック長は、ランガー部で0.1mと相当少ない量であり、床版状態が悪い場合には4m位のクラック量を示している。(参考)雁来橋 1 m/m^2)ため、グラウト注入量が少量となり、効果が現われるほ

表-4 天塩大橋床版ひずみ測定値

a, b, c; 表-3に同じ 1~7; 幅員方向ゲージ 8~14; 橋軸方向ゲージ

($\times 10^{-6}$)

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
載荷1	a	-6	-35	-17.5	-13.5	-4	-6	7	-26	-26.5	-30	-19	-12	-11.5	-11.5
	b	-4	-31	-17.5	-17	-8.5	0.5	4	-22	-23	-20.5	-22	-17.5	-11	-13.5
	c	-5.5	-53	-17.5	-3.5	-1	1	10	-29	-9	-14	-23	-18.5	-16.5	-14
2	a	-7.5	-44	-47.5	-27	-9	4.5	11.5	-29.5	-27.5	-38.5	-28	-19.5	-18.5	-19
	b	-7	-42	-43	-33.5	-14	-5.5	5	-29.5	-28.5	-29	-30.5	-23.5	-15.5	-15
	c	-10.5	-48	-24.5	-13.5	-2	-1	-5	-24.5	-21.5	-19	-25.5	-21	-19	-13
3	a	0	-39.5	-49.5	-51.5	-19.5	-1.5	6.5	-33.5	-37	-48	-34	-29.5	-21.5	-22
	b	5	-36	-47	-45	-17.5	-10.5	8	-29	-36	-35.5	-32.5	-30.5	-20	-15.5
	c	0	-43	-33.5	-29	-16	-14.5	-2	-25	-15	-15	-20	-21.5	-26	-19
4	a	0.5	-12	-43	-61.5	-39.5	-15	9	-34	-34	-46	-42	-34	-32.5	-25.5
	b	13	-3.5	-39.5	-56.5	-37	-18.5	7	-32.5	-31.5	-38.5	-41.5	-38.5	-21	-23.5
	c	5.5	-25.5	-31	-26.5	-26.5	-18.5	7.5	-28.5	-19.5	-18.5	-36.5	-23.5	-30.5	-17.5
5	a	1	-6.5	-18.5	-52	-53	-54	6.5	-37	-40	-48	-41	-44	-38	-38
	b	8.5	4	-19	-49.5	-42.5	-47.5	1	-29	-34.5	-38.5	-41.5	-38.5	-23.5	-25
	c	3	-18	-24	-29	-29	-48.5	-14.5	-24.5	-20.5	-23	-35.5	-36	-40.5	-27.5
6	a	3.5	-1	-11	-33	-44	-61	-1.5	-37	-42	-44	-39	-40	-40	-38
	b	11	6	-15	-27	-40	-62.5	-13	-28	-33	-33	-37	-30.5	-30.5	-22
	c	2.5	-4	-17	-14	-27	-60.5	-16	-23	-19	-18.5	-34	-28	-41.5	-23.5
7	a	2.5	-4	-8	-20	-21	-63	-11.5	-39	-45	-39	-30	-35	-36	39
	b	9.5	6	-2	-12	-17	-57.5	-7	-26	-34	-29.5	-28.5	-25	-18.5	-31.5
	c	-4.0	-3.5	-10.5	-16.5	-14.5	-49.5	-14.5	-31.5	-20	-22.5	-33	-32	-43	-30



——— 補強前
 - - - グラウト注入後
 ——— 鋼板接着後

図-11 天塩大橋床版たわみ図

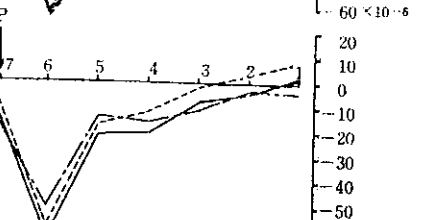
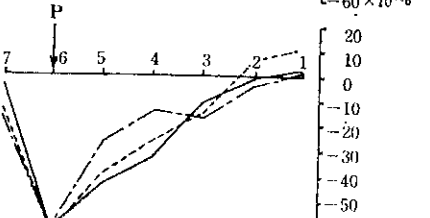
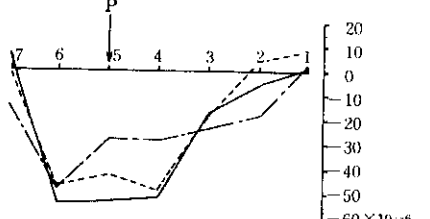
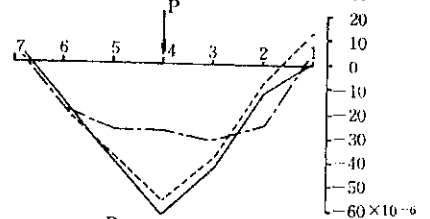
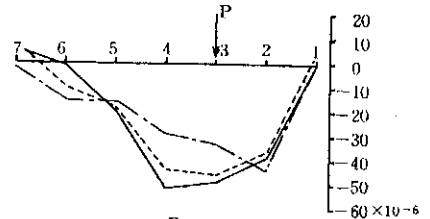
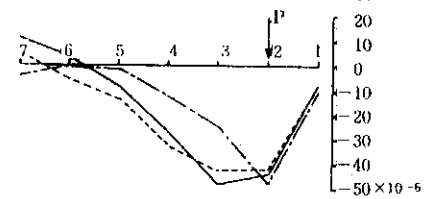
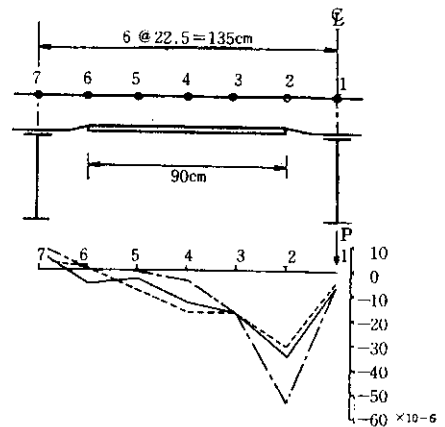


図-12 天塩大橋床版ひずみ図 (幅員方向)

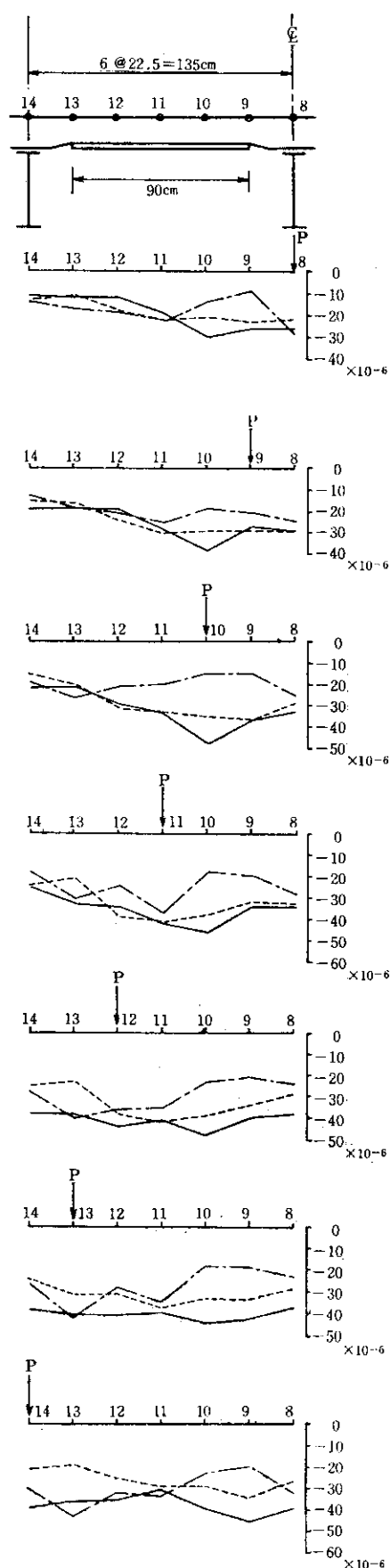


図-13 天塩大橋床版ひずみ図（橋軸方向）

どのものではなかったと予想される。したがって、最終的な補強効果のほとんどが、次に述べる鋼板接着による補強効果と考えてよいと思われる。しかし、グラウト注入は、クラック発生による鉄筋の腐蝕防止という観点からも有効と考えられるので、剛性の増加（たわみおよびひずみの減少）が見られなかったとしても、意味のあることであろう。

(2) 鋼板接着補強効果について

補強前と鋼板接着後のたわみおよびひずみの測定値は、ある程度の補強効果を示している。

イ たわみの測定結果

たわみの測定結果については、全般的に補強前よりも鋼板接着後のほうが小なる値を示している。しかし、各測点におけるたわみ値の減少量が不均一であるため、すべての測点におけるたわみ値の減少量の平均的な割合を算出するのは無意味であるので、幅員方向中央の測点 C に限って減少率の平均を算出すれば 0.23 となり、2 割程度の減少となる。その他の測点については、全般的に測点 C よりは減少の割合が大きいため、たわみについては少なくとも全般的に 2 割以上の減少が見られたといえる。

ロ ひずみの測定結果

ひずみの測定結果については、橋軸方向（配力鉄筋方向、測点 8～14）は、少々不規則な値であるが、全般的に補強前よりも鋼板接着後のほうが小なる値を示している。幅員方向（主鉄筋方向、測点 1～7）は、載荷位置との関連において特徴ある値を示しているため、以下幅員方向ひずみ値について述べる。

- (イ) 測点 1 および 7 は支点上（縦げた上）であり、いかなる載荷状態でもひずみ値は非常に小さい。たとえば、載荷状態 4（中央載荷）、輪荷重（静荷重）5.5 t で（引張）ひずみ値 $\varepsilon_{max} = 13 \times 10^{-6}$ が測定され、 $E_c = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、引張応力約 4 kg/cm^2 が発生していることになる。したがって、現行示方書による T 荷重（輪荷重 8 t + 衝撃）に換算すれば $7 \sim 8 \text{ kg/cm}^2$ なので床版上縁縦げた上においても、クラック発生の心配はないと考えられる。
 - (ロ) 測点 2 および 6 は補強鋼板の端部にあたり、いかなる載荷状態でも補強前後の値に大差はない。
 - (ハ) 測点 3、4 および 5 は補強鋼板の中央もしくは中央寄りにあたり、いかなる載荷状態でも補強後のひずみ値は減少している傾向にある。たとえば、幅員方向中央の測点 4 では、補強後ひずみ値の補強前ひずみ値に対する減少率は平均 5 割程度である。
- 各測点におけるひずみ値の特徴は以上のようにあり、



写真-4 天塩大橋載荷状況（載荷状態 1）



写真-5 天塩大橋載荷状況（載荷状態 2）

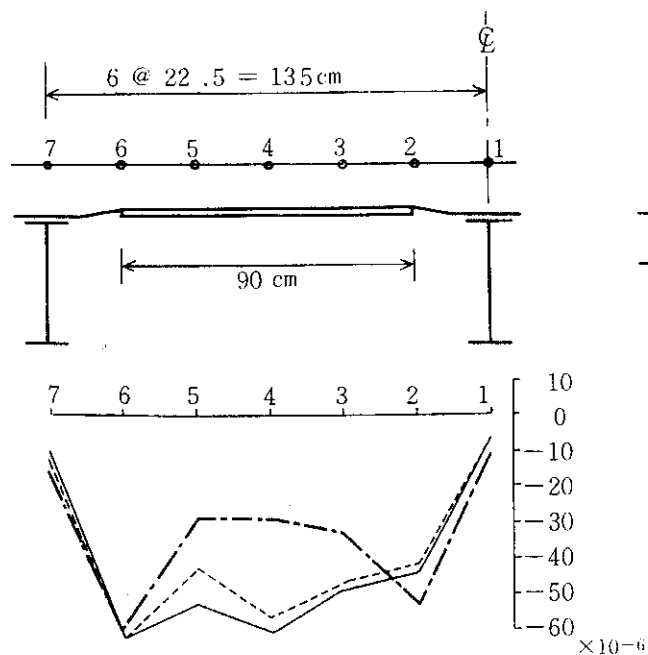


図-14 幅員方向絶対最大ひずみ図

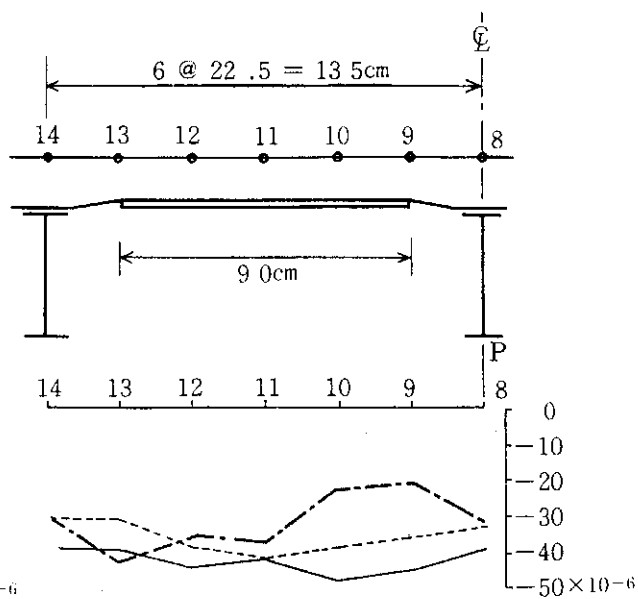


図-15 橋軸方向絶対最大ひずみ図

表-5 鋼板接着後鋼板部ひずみ値

(×10⁻⁶)

	2	3	4	5	6	9	10	11	12	13
載荷 1	-3	7.5	16	14.5	-2	21.5	26	20.5	21	19.5
〃 2	-3.5	10.5	28	29	-3	28.5	30.5	26.5	23	22
〃 3	-6.5	29.5	42	32	-1	28	31.5	32	30	24.5
〃 4	-3.5	33.5	42	23	-1	17	24.5	28	34	29.5
〃 5	-5	26	30.5	10.5	0	11	25.5	24	32	29
〃 6	-5	20.5	14.5	3.5	-7	7	10	25.5	16.5	24
〃 7	-1.5	10	6.5	3	-1	8	6.5	8.5	17	17

表-6 断面2次モーメント計算値

	条 件	断 面 2 次 モーメント (cm ⁴ /cm)
主 鉄 筋 方 向 (x)	引張部コンクリート 有効 鋼 板 接 着 後	543.6
	〃 有効 〃 前	369.2
	〃 無視 〃 後	407.9
	〃 無視 〃 前	79.6
	〃 有効 〃 後	534.4
	〃 有効 〃 前	355.0
	〃 無視 〃 後	394.3
	〃 無視 〃 前	40.8

全体的には次の2つのパターンに分けられる。つまり、

パターンⅠ 中央載荷の場合で、測点1, 2, 6, 7はあまり変化がなく、測点3, 4, 5のひずみ値が補強後は減少しているため、全体としてはひずみが均等に分布し、ひずみ図は偏平となる。最大値は中央部に現われるが、その値はかなり減少している。

パターンⅡ その他の載荷(偏心載荷)の場合で、各測点の傾向はパターンⅠと同じであるので、その結果鋼板端部位置に最大値を生じ、その最大値自体は補強前とあまり変化

がない。

となる。

以上の結果を総じて、各測点における最大ひずみ値を用いて絶対最大ひずみ図を作成すると図-14, 15のようになり、この図により床版に発生している応力分布状態が明確に把握できるであろう。

また、引張部については、鋼板接着後の載荷試験において鋼板部に設置したストレインゲージ(幅員、橋軸方向各々5点、位置は床版上縁に7点設けたものの中央5点の真下に相当する)の測定値から判断すると、 $\varepsilon_{max} = 42 \times 10^{-6}$ であり、 $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とすれば鋼板部引張応力は、 $\sigma_s = 88.2 \text{ kg/cm}^2$ となり、相当小さな値である。したがって、引張部においても設計荷重によって発生する引張応力は、許容応力内に十分入ると考えられる。

結局、鋼板接着工法は、補強区間においては試験結果からも、そして表-6を参照して明らかなように、計算上からも相当の補強効果をもたらすといえるが、補強後の鋼板端部における応力が補強前とあまり変化がない点に注意しなければならないであろう。

7 あとがき

構造研究室では、今まで一般国道38号の茂岩橋、一般国道12号の東橋における鋼板接着補強効果について報告してきた。今回の天塩大橋の試験結果とあわせて、本文では鋼板接着補強工法の床版スパン中央部における明確なる補強効果と鋼板端部における応力状態に注意すべきことを報告した。したがって、今後この鋼板端部に注目して、実橋における補強床版の応力状態をさらに試験、研究していく予定である。

また、F.R.P.層接着については、補強というよりは補修的要素が強いので、施工後の床版状態の変化に注目したい。

最後に、本試験にご協力いただいた、札幌開発建設部札幌道路事務所工事課、留萌開発建設部天塩出張所の方々、(株)シーボンドに対して感謝の意を表する。

8 参考文献

- (1) 構造研究室；雁来橋床版補強効果調査報告書，昭和48年11月
- (2) 構造研究室；天塩大橋床版補強効果調査報告書，昭和48年12月

和48年12月

- (3) 建設省道路局，土木研究所；第27回建設省技術研究発表会（橋梁の補修補強工法に関する調査研究），昭和48年11月

昭和49年12月28日発行 編集者 相田俊郎

発行所 北海道開発局土木試験所
062札幌市豊平区平岸1条3丁目2番地
電話 (841) 1111 (代表)

印刷所 興国印刷株式会社
札幌市中央区大通り西8丁目
電話 (211) 4323 (代表)