

鉄道橋梁における欠陥とその対策

* 工 博 友 永 和 夫

I シュエドラートラスの欠陥について

I-1 シュエドラートラスの沿革

I-2 シュエドラートラスのアイバーの破断について

I-3 シュエドラートラス床組連結部の欠陥

II ファインク補強桁の欠陥

II-1 一般

II-2 ファインク補強桁に生じた欠陥の例

III 鋼格桁 (lattice girder) の構造的欠陥

鉄道橋梁に発生した欠陥とその対策についてはその種類、性質等極めて多岐にわたるので紙数の関係上筆者が既に発表したもの ① ② はこゝに触れないで、主としてその後生じた新しい性質の欠陥と対策をこゝにはのべる。

I シュエドラートラスの欠陥について

I-1 シュエドラートラスの沿革

1861年 Schwedler が始めていわゆるシュエドラートラスを発案したものは、支間中央が桁高の低くなったもので、どの格間の斜材も引張をうけるものであったが、美的に欠ける所があり、中央部を平行弦又は上弦材格点を抛物線上にのせ、斜材には対材を入れた。

然し Schwedler 自身はこのピントラスは鉄道橋の荷重に対して長い耐久性を期待出来ないことを早く気付いていたので、ドイツに於いては 1861~1876 年の 15 年間製作させたに止まり、その後ドイツではリベットトラスを使用する様になった。③

然るにこのピン構造トラスはその後米国に受けづかれ、相当期間ピントラスが製作された。1897 (明治 30 年) 東海道線増用として基本設計 200' 下路トラスを米人 Cooper, Schneider 両氏に依頼したもので、現在国鉄にいわゆる Cooper 型として次表の如く存在している。

* 日本国有鉄道構造物設計事務所長

Cooper 型ピントラス

支間	200'	下路Schwedler	104 連
支間	150'	" "	30 "
支間	200'	上路Baltimore	17 "
支間	150'	" "	10 "
支間	300'	下路Petit truss	5 "
			166 連

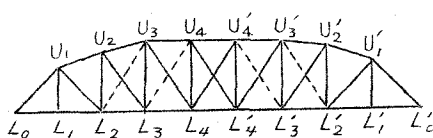
その他 Cooper 型以外のピントラスが約 58 連存在する。

Cooper 型トラスの基本をなすものは径間 200' の Schwedler トラスであり、之は設計荷重は明治 31 年 (1898) ペンコイド (pencoyd) 会社の設計荷重機関車 206000 # ($\approx 92t$), 列車荷重 3000 #/Ft 全長 207' - 9" 桁高 34', 9 格間で桁巾 (C to C Main girder) 16', 重量 94.7t であった。多くは American Bridge Co, 製である。従って現在まで 50 ~ 60 年に達するものもある。設計強度は約 KS13.5 位であるが、腐蝕その他構造上の欠陥から各種の問題を生じて来つゝある。

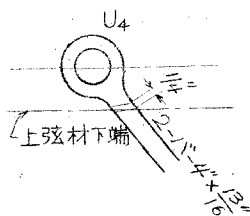
I-2 シュエドラートラスのアイバーの破断について

羽越本線第二最上川橋梁 ① ② ④ (1 @ 60' + 6 @ 200' + 11 @ 60')

図 - 1



川上側内側 U4-L4' 破断



原断面積 21cm²
 残存断面積 12.3cm²
 破断面は滑かな疲労破断で上半分の破断面が比較的新しい
 ハッチは腐蝕、垂直材の面との間の腐蝕大

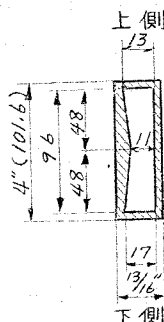
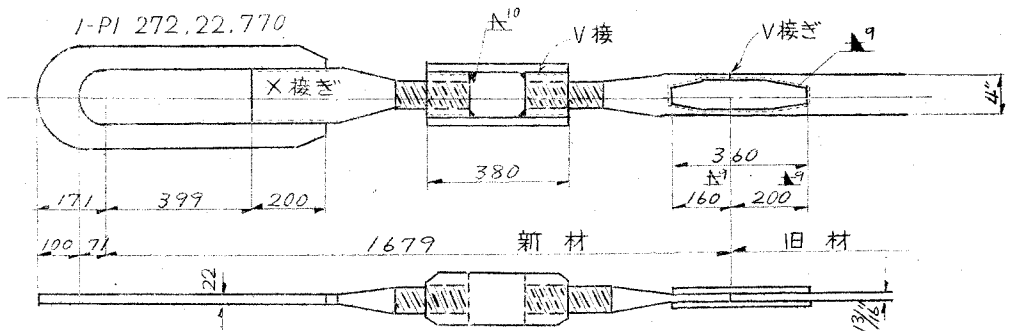


図 = 2



余目からシユエドラートラスの第5連目の $U_4 \sim L_4'$ (川上, 内側) が破断した。本橋梁は、大正3年 (1914) 石川島造船所製作。部材の設計強度はKS16.4であったが、腐蝕のため断面積は約30%減少していた。架橋後の列車回数は約66万回と推定される。キ裂は U_4 点首下の下側から発生上方に進行した。

発見当時 (3, 2, 1949) 最除行とし、対材に角材を抱かせて圧縮材に耐える様にして 30 kg/h とし本復旧は図-2により15, 4, 1949に完了、速度制限解除。

羽越本線第二最上川橋梁

余目からシユエドラートラスの3連目 (1914 石川島製) が $U_4 \sim L_4'$ の上部首下が上記同様に破断した。 (30, 5, 1957) 上記同様に腐蝕のため断面減少約50%であり、キ裂発生部材は川上内側部材で下側から進行したと推定される。

北陸本線黒部川橋梁 (40' + 8 @ 200') 明治43年 (1910) American Bridge Company 製

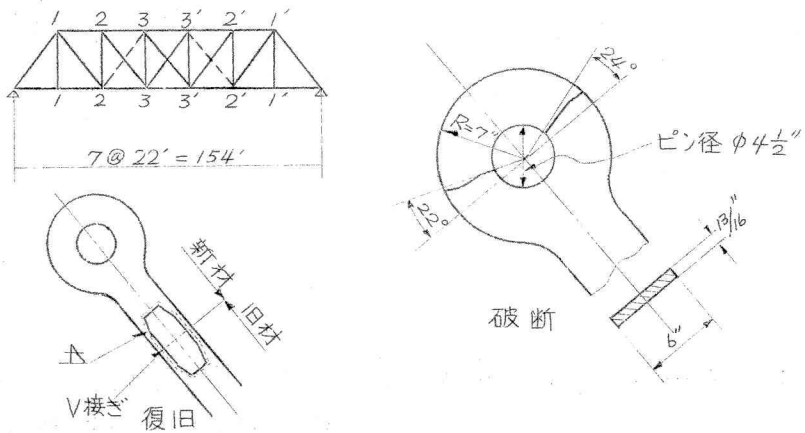
3, 2, 1949 の第二最上川橋梁の場合と同様、 $U_4 \sim L_4'$ の首下が腐蝕で断面積が20%減少していた所で破断した (26, 7, 1949)。入線最大機関車は約KS15 (D51) で、架橋後の列車回数は約58万回。永久復旧法は第二最上川と同様であるが、ターンバックルの代りにクサビで最初からしめつける様にした。④

東海道本線下り線木曾川橋梁 (2 @ 150' + 9 @ 200') 明治42年 (1909)

American Bridge Company 製作

$U_2 \sim L_3$ 2-Bar $6'' \times \frac{13}{16}''$ (KS14.6相当強度) の内一本がピン孔を通じて破断しているのを定期検査で発見 (1, 10, 1949), 対材 $U_3 \sim L_2$ に角材をはさみ引張、圧縮に耐える様にして約15日間 60 km/h に速度制限、ピンを抜いて一部新材挿入後溶接し復旧完了。

図 - 3



入線最大機関車 D52 (約 KS -16.5 相当) 列車回数 1 日 80 本, 本橋架橋後の推定列車回数 85 万回。

東海道本線下り線富士川橋梁 (9 @ 200') 明治 41 年 (1908) 1909 架設,

American Bridge Company 製

東京方から第二連目海側主構 U₃-L₄ の 2-eye bar 5" × 1" の二本の内側上部に於いて

写真 - 1



ピン孔を通じて破断。アイバー短縮工事中発見(18, 16, 1953)。部材設計強度約KS-14.3。架橋後の推定列車回数約80万回。写真参照。

復旧は図-2の如きU型材をピンにかけ、旧アイバーと隅肉溶接でとりつけたが、部材長の調節又は初期の力の導入はターンバックルでなくeye bar 短縮法によった。

アイバー破断については次の事が判明している。

1. 今我々が対称にしているSchwedlerトラスのアイバーは1910年前後のAmerican Bridge Co, 製のものであるが、当時の示方書から推察しても、又、第二最上川橋梁、木曾川橋梁のアイバーの材質試験結果からも静的物理試験、回転曲げ繰返し試験、化学成分、顕微鏡写真からも一般の構造用軟鋼SS39又はSS41と同等と見うるものであり、化学成分はむしろ良好である。⑤⑥

2. アイバーの孔周辺の集中応力度は、Bleichの式^⑦と略一致する事、~~事実破断したアイバーと同等の寸法のアイバーの引張試験結果及び小型の光弾性試験結果から確認された。~~^⑧(図-4)。光弾性試験に於いては、ピン孔径16 mmに対しピンの径を15.99~14.00 mmまで変化させても応力集中係数は殆んど変化なく、只最大応力を生ずる位置を示す角度 α が7°から9°に変化する程度であった。⑧しかるに実際のアイバーの切損したものは、木曾川橋梁の場合22°~24°、富士川橋梁の場合4°~5°であった。一方実際40年使用後撤去解体された実際のアイバーのピン孔の最大磨耗量は約2 mm、ピンの磨耗量は2~4 mm程度であるから(ピンの径は $5\frac{1}{2}$ "), 上記光弾性試験のピン孔径16 mmに対し14 mmピン径の実験の比例から云っても、実際のピン及びピン孔の磨耗量では応力集中には殆んど影響ないものと考えられる。

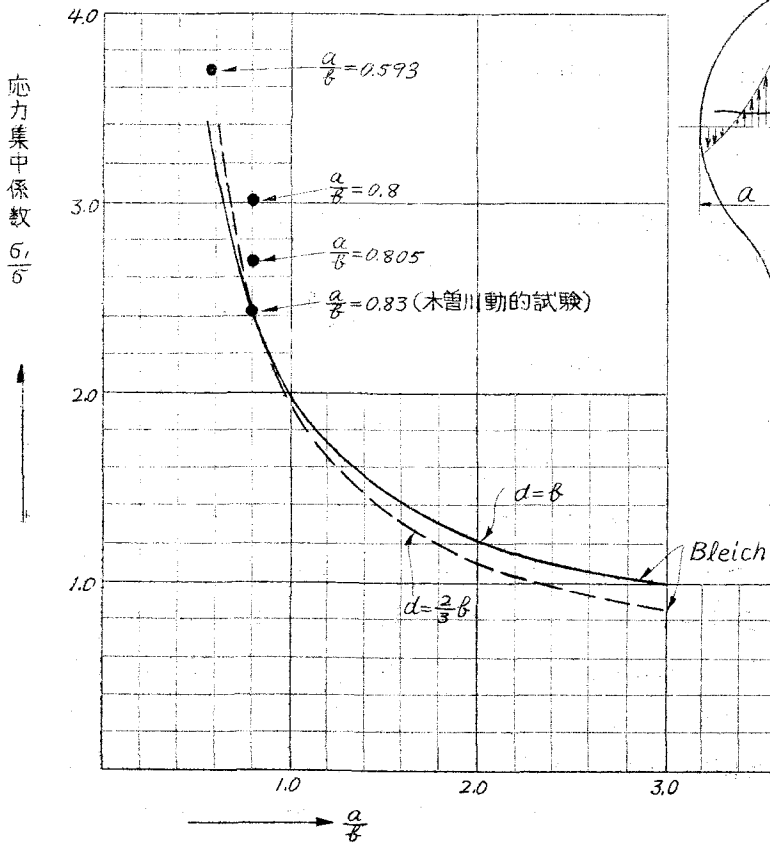
然しこのような磨耗は一般に腹斜材特に振動しやすい対材又特に支間中央に近い繊弱なものに生じている。即ち磨耗はその部材の振動を大きくし、ますます弛緩磨耗を促進する様に思われる。

3. 一般に鉚結合に於いては、鉚孔周辺の応力集中は平均応力の約2.5倍といわれているが、Schwedler型トラスのeye barでは、その応力集中係数がBleichの上記の式によれば次表の如くである。

下弦材 ($L_0 \sim L_1, L_1 \sim L_2, L_2 \sim L_3, L_3 \sim L_4, L_4 \sim L'_4$)	2.5
主斜材 $U_1 \sim L_2$	3.04
$U_2 \sim L_3, U_3 \sim L_4$	2.52
$U_4 \sim L'_4$	3.43
対材 $U_3 \sim L_2, U_4 \sim L_3$	3.43

ピントラスの様にアイバーを用いた構造では、部材から部材への応力の伝達がピンを通じて行わ

• 印は岡本氏実験



	d	a	b	t	ピン径	a/b	d/b	σ_1/σ	α
2号試験片	124.5	62.25	105	14.46		0.593	1.19	3.68*	
3号試験片	80	84.5	105	14.46		0.805	0.76	2.65*	
光弾性試験片	16	16.8	21	6	15.99-14.0	0.80	0.76	3.0**	7°~9°
黒部川 U_4L_4	5'7/32"	2'47/64"	4"	13/16"	5 1/2"	0.6875	1.375	3.43	
木曾川 U_2L_3	4'7/32"	4'3/4"	6"	13/16"	4 1/2"	0.79	0.75	2.5	22°~24°
富士川 U_3L_4	5'7/32"	3'63/64"	5"	1"	5 1/2"	0.80	1.1	2.4	4°~5°
木曾川 L_3L_4						0.83	0.78	2.4	

※ 孔周辺から3mm内方にて実測せる応力は外挿法により孔周辺応力を推定した
 ※※ 光弾性実測値

れ鉄の如く鉄の締め付け力による部材間の摩擦で実際的には多く伝達されると云う様な有利な点がない事と、更に上記の如く応力集中係数の極めて大きいものがある点を重視しなければならない。特に下限応力度の小さい、従って疲労条件の悪い対材に於いて応力集中係数の大きい事は注意を要する所である。特に作用力の比較的小さい部材ではリベット構造の場合は最小 ℓ/r から押えられて一般に断面積従って応力度も余裕のあるものを用いる事が多いが、アイバーでは ℓ/r の制限も明確でないので極めて繊弱なものとなり勝ちで応力的にも余裕がない点も重視しなければならない。

いずれにせよアイバーはそのプラクティカルな眼部の型、寸法が主として静的に決定されていると思われるから、動的応力をはげしくうけるアイバーは応力集中係数の出来るだけ小さい寸法、型を用いなければならない。

アイバーの動的実験は現在進行中である。

4. 一般の寸法関係をもったアイバーでは、首下部の応力集中係数は光弾性^⑧又は木曾川橋梁の下弦材に於いての実測で1.2程度即ち平均応力の20%まし程度でピン孔周辺の応力にくらべて問題とはならない程度であることが岡本氏により明らかにされた。

従って黒部川橋梁で1件、最上川橋梁で2件発生を見た首下の破断は、いずれも応力集中のみでなく、その部分が垂直材と上弦材の腹部にはさまり、ペンキ塗り替えの出来難いための腐蝕が大きい原因をなしている事は明かである。然しこの他に部材に応力が作用する場合、その部材の撓みが増加する場合ビン部分が自由に回転しない^{⑨ ⑩}ための曲げモーメントの影響が加算されて破断したと考えられる。

5. アイバーが破断した場合、国鉄で我々が実施して来た応急処置、永久復旧の方法は、その格間の反対方向の斜材に木材(角材)を沿はせて下端近くにくさびを設け、破断した斜材の負担すべき引張力の大きさと等しい圧縮力に十分耐える様に構造するなどの応急処置が一般に用いられるが、之等については文献^④に詳しいので省略する。

6. アイバーはそれが不協力の場合、一方のアイバーの過荷重を生ずることや、2本とも弛緩したときは次に述べる床組の欠陥の原因を生ずる。尙この他にゆるんだアイバーは活荷重によって応力をうけ撓み変化をする度にアイバー自身に大きい曲げモーメントの繰返しを局部的に生じアイバー首下部の破断の一因をなすものと考えられるので、弛緩、不協力アイバーの短縮を近年行っている。

I-3 ビントラス床組連結部の欠陥

ビントラスはその斜材が繊細なアイバーからなり、その振動からアイバー及びビンの磨耗、又

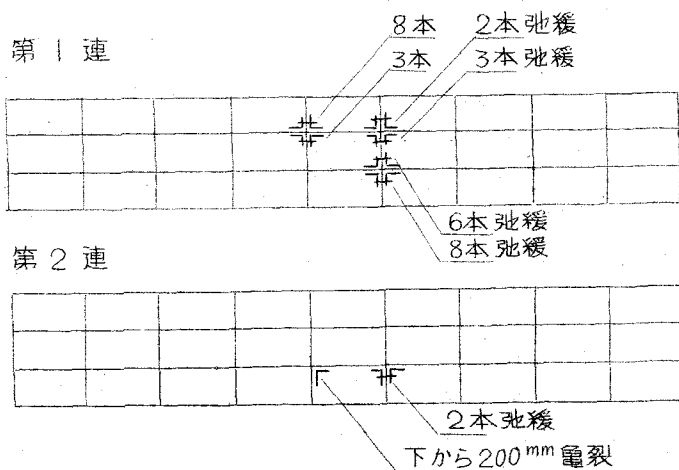
は垂直材のピン磨耗，又は斜材及び対材が大きい撓み変形，弾性変形をすることにより特に支間中央部に於いて桁自体の剪断変形が大きく縦桁，上弦材等に大きい曲げ応力を発生することを指摘した。② ③ ⑧ ⑨

しかるにこの様なピントラスに於いては横桁と縦桁が二本の連結山形鋼で連結され横桁の全高にわたる補剛材に1連結山形鋼で取りつける現在の方式と比較すると弱い構造である。このため連結山形の鉄の弛緩や連結山形鋼のキ裂発生が各所に生じた。例えば次の例はその顕著なものである。

昭和24年10月肥薩線人吉一大畑間第三球磨川橋梁 Schwedler トラス $2@70' + 2@200' + 1@70'$ 図-5

図 - 5

明治41年製 (1908)



昭和23年12月3日肥薩線

図 - 6

那良口一渡間第二球磨川橋梁

$85' + 2@207' + 85'$

1906 American Bridge Comp, 図-6

昭和30年10月中央線鳥沢

一猿橋間御領沢橋 $200'$ Schwedler

明治35年 (1902) 製

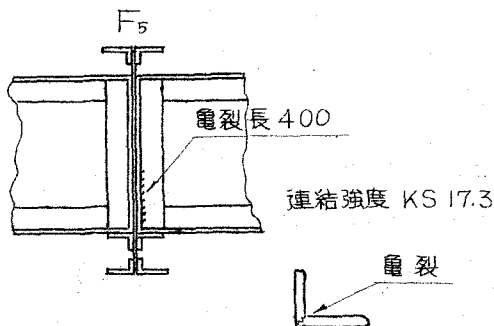
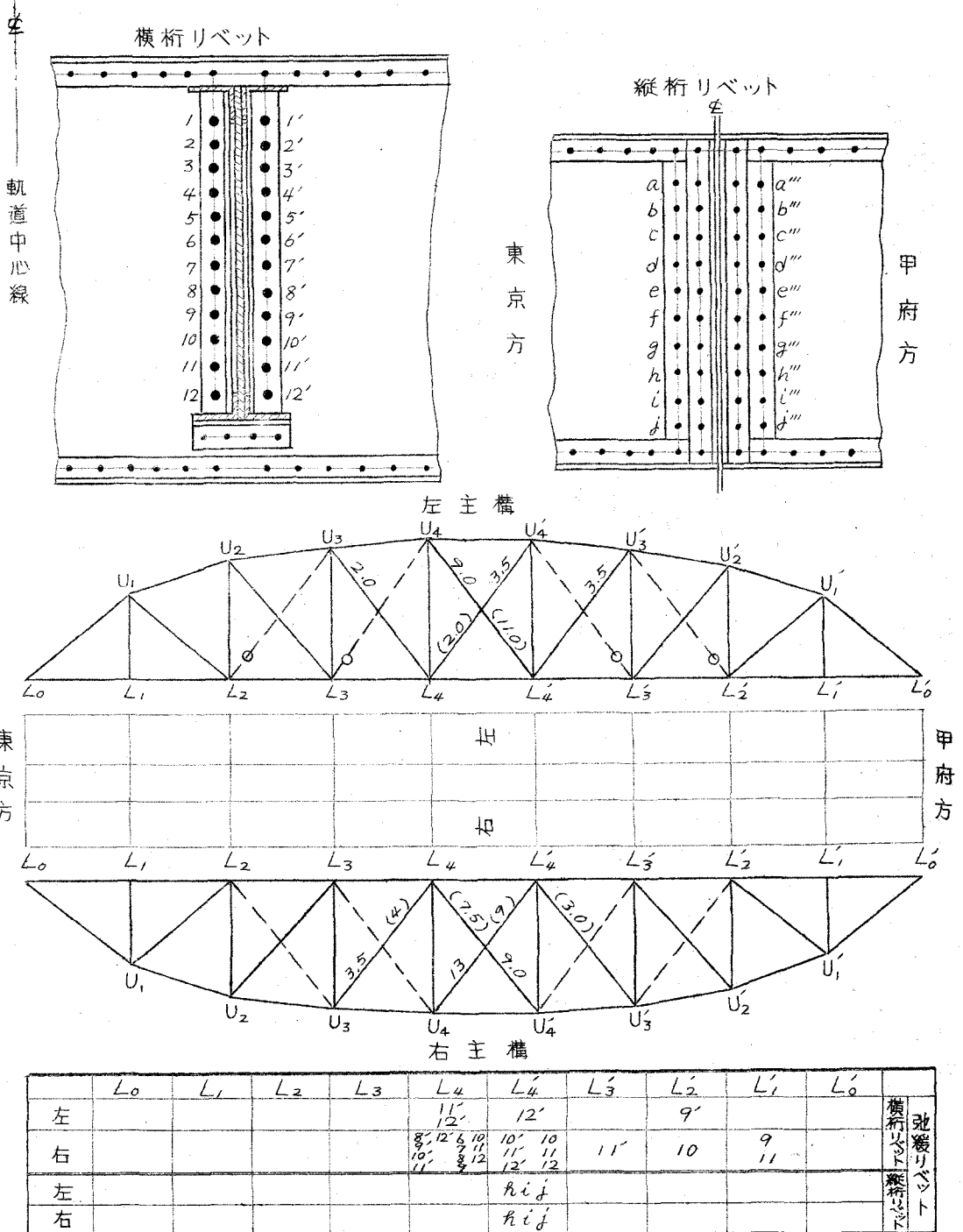


図 - 7



註 上図斜材に附した数字は所定の死荷重応力になるまで eye ber の焼き縮めた時の短縮量 (mm) (昭和30年6月24日) () 内は 内側の eye ber に対するもの

図-7の如く、焼き縮め量の多い即ち弛緩の甚だしかった中央格間附近が特に縦桁、横桁取付け鉄の弛緩が甚だしかった。

東海道本線穂積一大垣間 埴斐川橋梁 5@205' 複線 Schwedler トラス

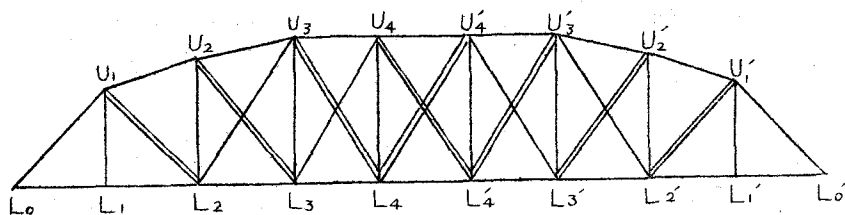
American Bridge Co, (1906) 製

各 Span とも 9 panel 中・中央 3 panel の斜材と対材の弛緩せるものが多く、中でも中央 panel の各斜材はその程度が極めてひどく、その状態は昭和 29 年 1 月の実績では図-8の

図 - 8

埴斐川橋梁 205' 複線 Schwedler

アイバー短縮実績 (昭和 29 年 1 月)

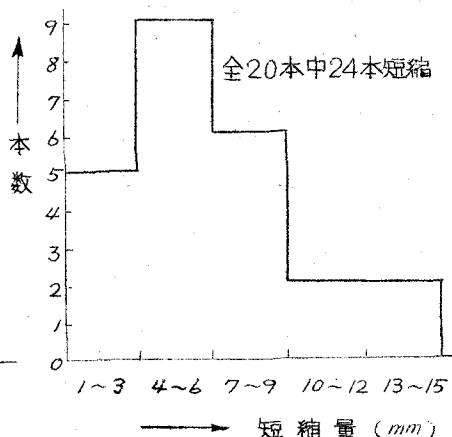
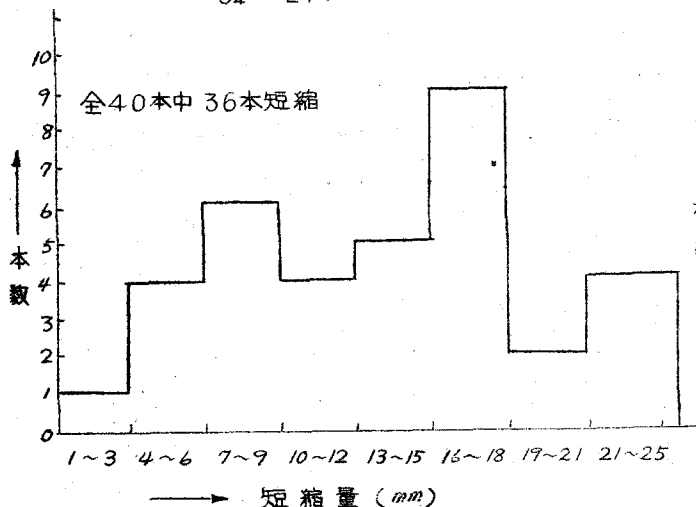


横 桁 F_0 F_1 F_2 F_3 F_4 F_4' F_3' F_2' F_1' F_0'

$\left. \begin{matrix} L_4 \sim U_4' \\ U_4 \sim L_4' \end{matrix} \right\}$ 部 材

$\left. \begin{matrix} U_3 \sim L_4 \\ U_3' \sim L_4' \end{matrix} \right\}$ 部 材

面隣り主斜材



$$\left. \begin{matrix} U_4 \sim L_3 \\ U_4' \sim L_3' \end{matrix} \right\} \text{部材}$$

面隣対材

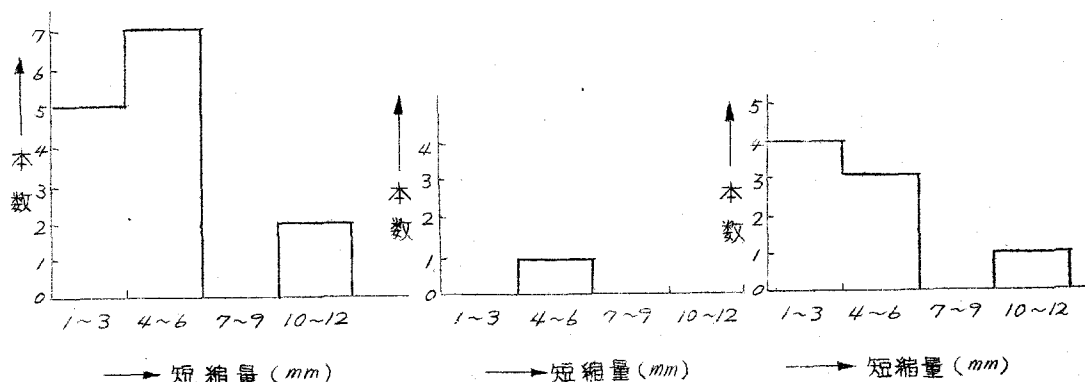
$$\left. \begin{matrix} U_2 \sim L_3 \\ U_2' \sim L_3' \end{matrix} \right\} \text{部材}$$

$$\left. \begin{matrix} U_3 \sim L_2 \\ U_3' \sim L_2' \end{matrix} \right\} \text{部材}$$

全20本中 14本短縮

40本中 1本短縮

20本中 8本短縮



如くである。従って縦桁と横桁の連結山形鋼にもキ裂（内1本は下から650mmキ裂），腐蝕等の欠陥を生じたものがあり，連結山形鋼9本取換え中7本が F_4 ， F_4' に生じており，その他連結山形鋼の修繕も全30本中 F_4 ， F_4' の関係のものが19本であった。

奥羽本線 庭坂一赤岩間 松川橋梁 300' Petit トラス

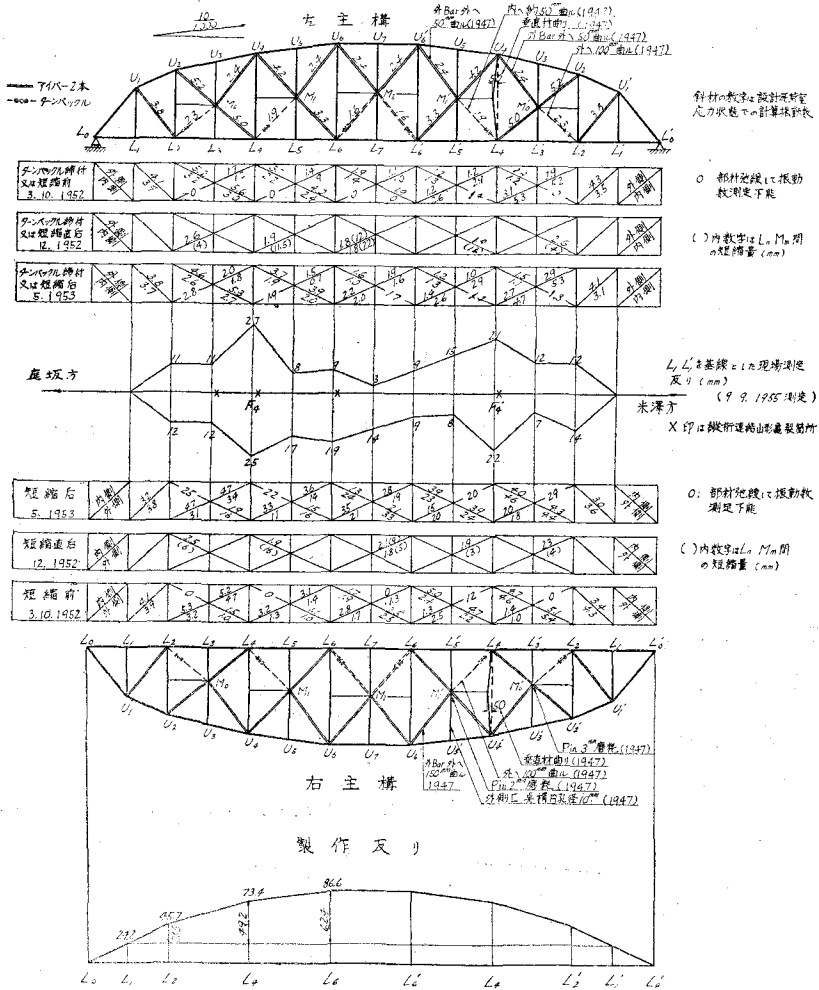
American Bridge Co, 製 (1910)

筆者は終戦後の昭和22年から昭和23年9月にわたり橋梁の実態調査を強力に押し進めたが，特にSchwedler等のビントラスの欠点特にアイバーの不協力，弛緩のひどいものが明らかにされた。1952年から実際にアイバー短縮工事が全国的に行われた。アイバーの締付はその振動数を測定しつつ行っている。

図-9 は松川橋梁アイバーの振動，並びに変状を示す。

図-10 はアイバーの引張力と振動数との関係図である。

田代大橋 魚坂～赤倉間 松外橋梁アーバ-振動量に要状



部材	L ₁ ~M ₀	L ₄ ~M ₁	L ₆ ~M ₂	M ₃ ~L ₆	L ₄ ~M ₁	L ₁ ~M ₀
主橋	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm
支橋	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm	Turn buckle 4mm

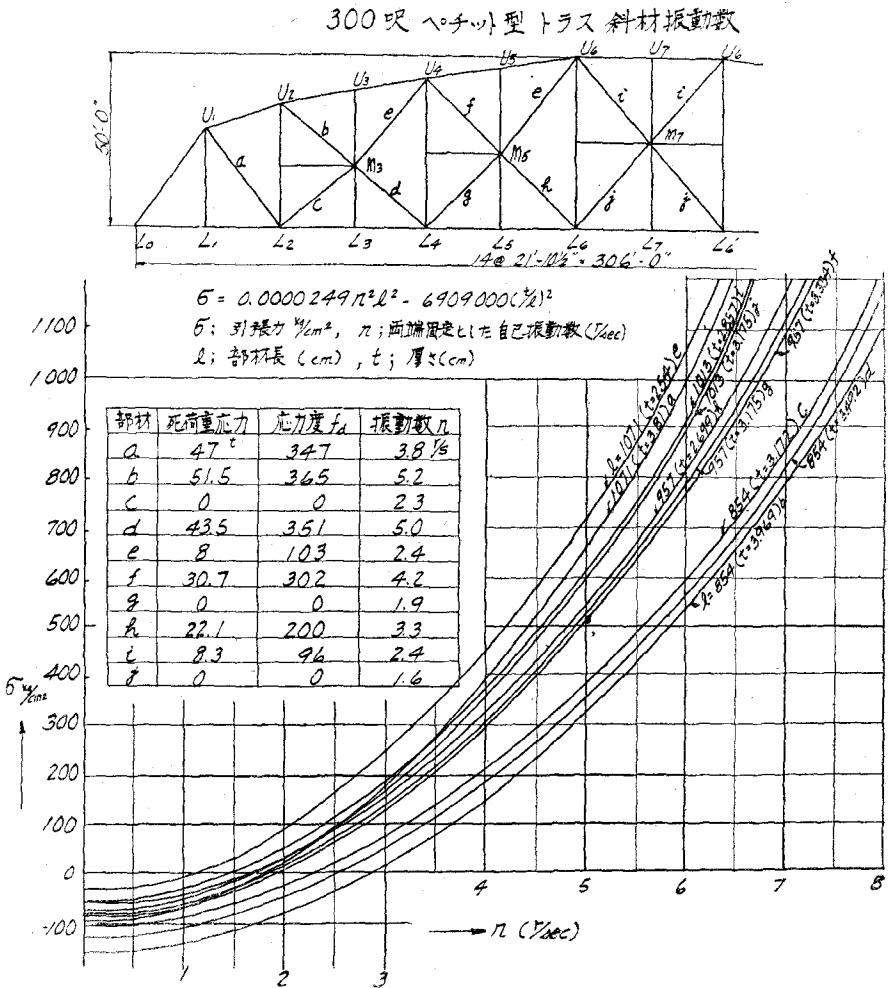
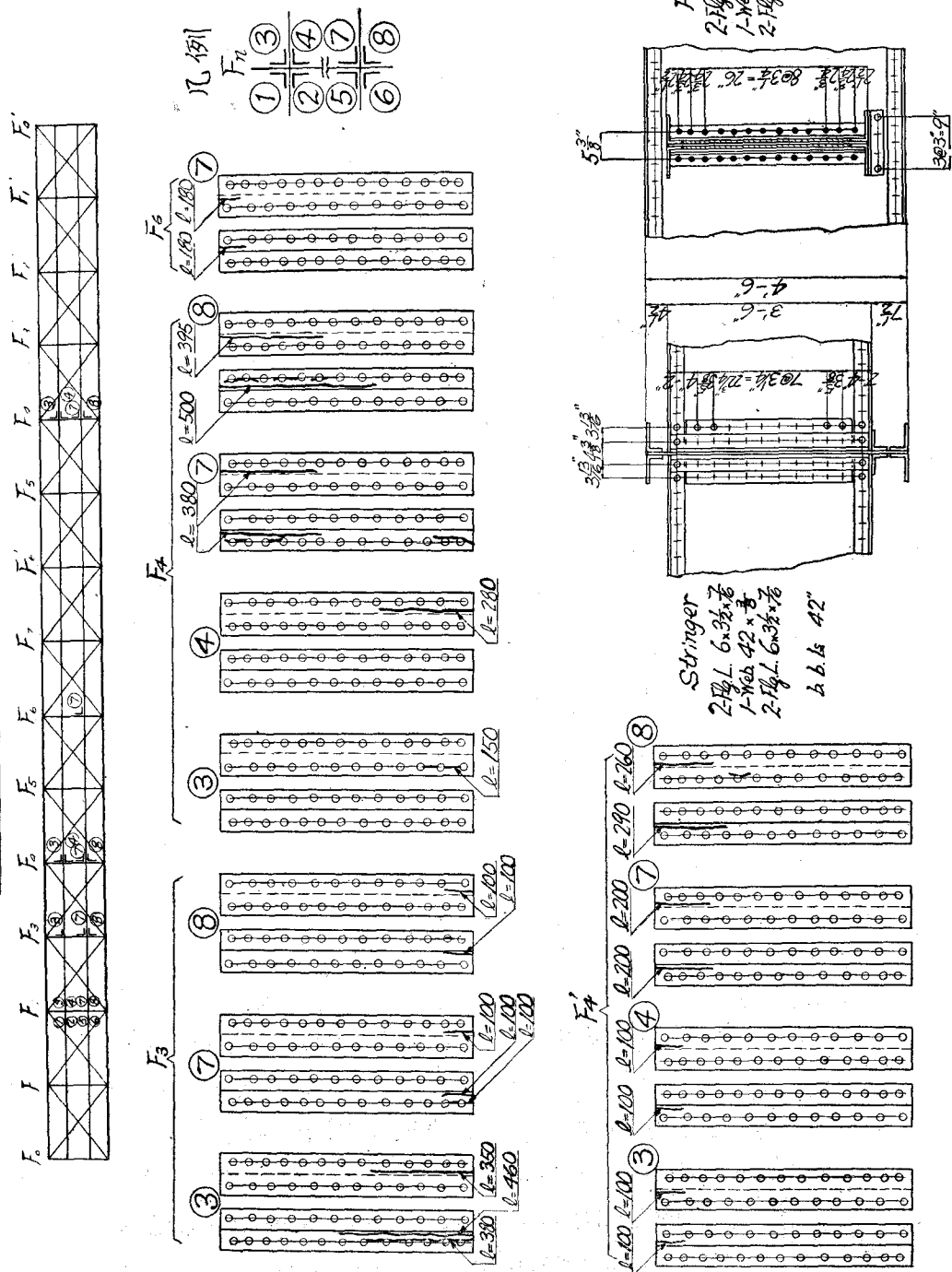


図-9から明白な様に、連結山形鋼のキ裂は対材のゆるんでいた点に発生している。そのキ裂の状態を図-11に示す。

図-9から明らかな様に、この橋梁の反りは F_4 、 F_4' に於いて局部的につけられてあり、この点に多くのキ裂が発生している。

L_4 、 L_4' は本橋梁架設当時の足場が特に強固につくられた ($L_4 \sim L_4'$ 間に通水路を設けるため) ためと推定される。即ち特に L_4' の垂直材が架設当初から曲げて挿入された形がまだ残っている。

松川橋梁縱桁連結山形龜裂狀態



この様なキ裂の入った連結山形鋼の取り換えは、まずその前に弛緩した腹材を短縮してから行わないと同じ欠陥を繰返すものである。

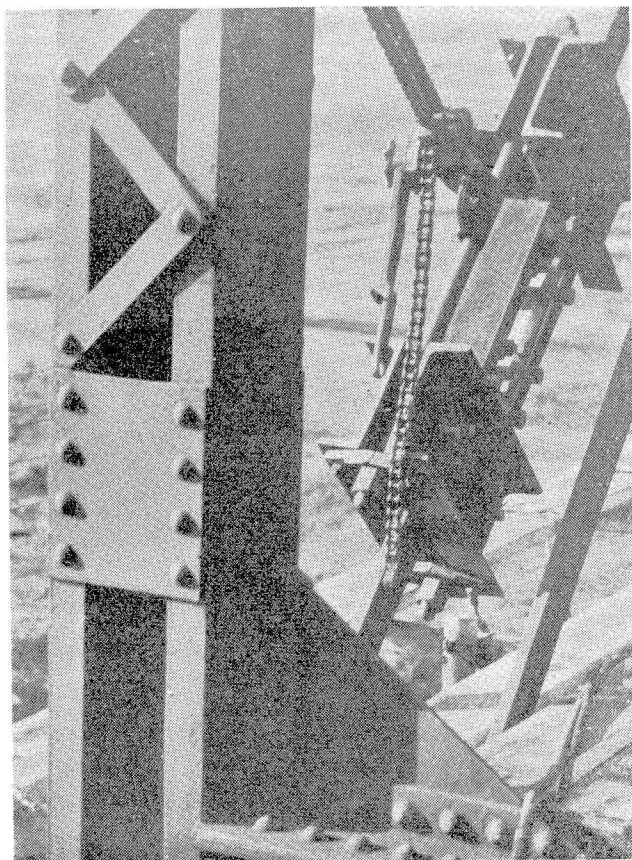
このため我々は1952年（昭和27年）以来1955年（昭和30年）迄に150連中の弛緩のひどいeye berをもった80連のトラスで745本のアイバーにつき短縮工事を行った。

（写真-2，3）

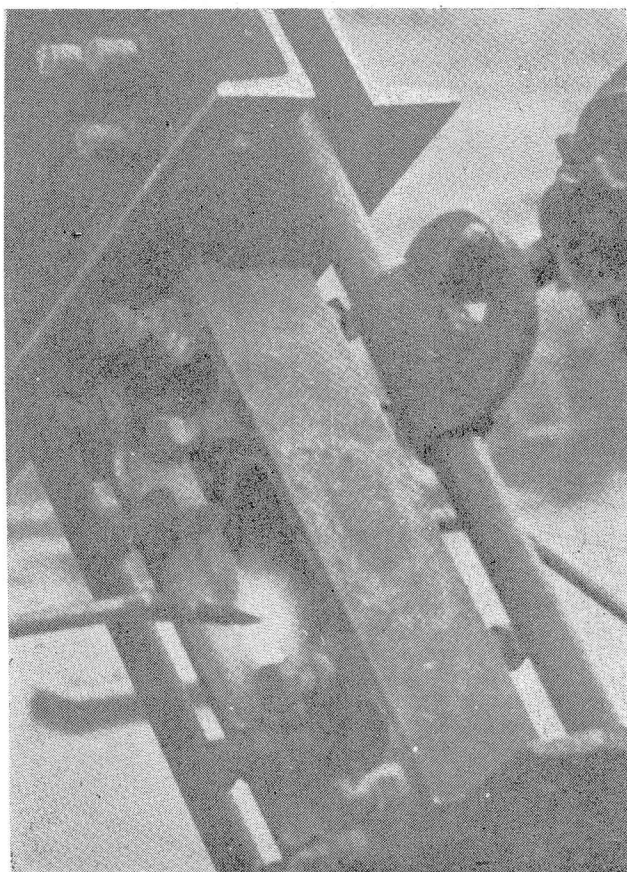
写 真 - 2

アイバーの焼き縮

めは、両端固定の状態（但し中間が伸びる方向のみ拘束し部材が短縮される方向には自由）にしめつけたアイバーを中間が挫屈しない様に枠で軽く押えた状態で700～750°C位までは固定点間を割合広範囲に一様に熱し、その後5cm位の範囲を最高900～950°C程度に局部的に熱すれば、熱膨張が拘束されているため赤熱された部分がupsetされ、空冷に伴い自力短縮するものである。一回に2～3mmは自力短縮する。



必要によっては局部的に赤熱中に拘束用のボルトをしめつけてupsetさせ、1回で5mm位短縮することも出来るが、出来るだけ自力短縮で慎重を期するのがよい。



1回の加熱操作で酸素使用量は340ℓ，アセチレンガスはその約 $\frac{1}{10}$ 位である。バーが150℃位になれば列車を通してよい。バーが300℃以下位になれば水冷してもよい。

所要時間の概略は次のようである。

- | | | | |
|-----|------|------------------|------------------|
| (a) | 準備作業 | ペンキ除去，野書，装置組立その他 | 40分 |
| (b) | 金物立付 | 短縮装置一式取付 | 40分 |
| (c) | 加熱作業 | 10分×2=20分 | } 自力短縮1回，締付1回の場合 |
| (d) | 締付作業 | 5分 | |
| (e) | 冷却待ち | 15分×2=30分 | |

(f) 短縮量測定 $10 \text{分} \times 2 = 20 \text{分}$

(g) 装置取り外し後整理

詳細は文献 ⑪ によりたい。

II フイंक補強桁の欠陥

II-1 一般

1924～1931 (大正13年～昭和6年) 当時 D50 型機関車の出現に伴い東海道、山陽、東北、北陸、山陰、関西本線等にある我が国としては最も古い桁に属する鉄桁 (現在から60年以上古い鉄桁、例えば作錬式鉄桁) の補強の最も古い方法として、フイंक補強が広く用いられ、最小40%から最大150%の強度増加が可能であるとされた。¹²

然し、上記年代の後期には、並列補強法も用いられたが、昭和6年以降には主として溶接補強 (溝形補強及びT形補強) が行われるようになった。

昭和30年6月現在では、フイंक補強211連中93%の196連は甲、乙線に存在する実状であった。

フイंक補強は、支間30～70呎に用いられた。支間約6.5m～7.75mに対しキングポスト式、支間8.5m～22.5mに対しクインポスト式が用いられてきた。然し約20年を経た今日、フイंक補強には種々の問題が生じてきている。

1. 一般に横振動が多い。特に水平棒の弛緩による緊張度の不均衡のものに甚しい。
2. クインポストの水平棒のターンバックルの錆付のため、ピン又はピン孔の摩耗等による水平棒の弛緩が調節できないものがある。
3. 設計者の意図ではなかったが、実際現場で鍛接にて製作した水平棒がターンバックルネジ附近のその鍛接部が破断した事故が数件発生した。
4. フイंक補強部材の鉄桁との取付鉄の弛緩が多い。
5. 水平丸棒はその自重による撓みのため、計算仮定と異なる応力歪曲線に従う。

以上のうち5については、例えば70呎鉄桁で水平棒長28' (8.534m), $\phi = 2\frac{3}{4}$ " (70mm) の引張棒の変形を図示すると図-12の如くであり、^⑬ 図中のハッチした線の如く $P = 8 \text{ ton}$ の前後で応力 P と $\Delta \ell$ の関係が変化すると計算しても、なお実測値と計算値を一致させることが仲々困難であることが実証された。^⑬

図中 $\Delta \ell_t = \frac{\ell}{EA} P$ で弾性理論によるフイंक補強の計算に考えた引張棒の伸び

$\Delta \ell_b =$ 棒の自重による自由撓み W が P によって W_0 に減少する撓み量の変化

のみによる伸び

図 - 12

$$-\frac{\pi^2}{4\ell}(W-W_0)$$

(但し撓み曲線

$$y = W \sin \frac{\pi x}{\ell} \text{ とする})$$

($\Delta \ell_b$) = 撓みが

$w \rightarrow 0$ になる撓み減少

による伸びの限度

$$\Delta \ell = \Delta \ell_t + \Delta \ell_b$$

フイック棒は補強当時

ロイナー歪計で所定応力

を導入したといわれるが、

長年の使用で弛緩したも

のが多いから、近時次式

⑭ によって振動数を測

定しながら所定初期張力 P を導入している。

$$n = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{EIg}{q}} \sqrt{1 + \frac{4}{\pi^2} U^2} \dots \dots \dots (1)$$

但し本式は両端ヒンジと仮定したときの初期張力 P を有する棒の自己振動数を与える式である。

n = 毎秒振動数

ℓ = 水平棒の長さ (cm)

$E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

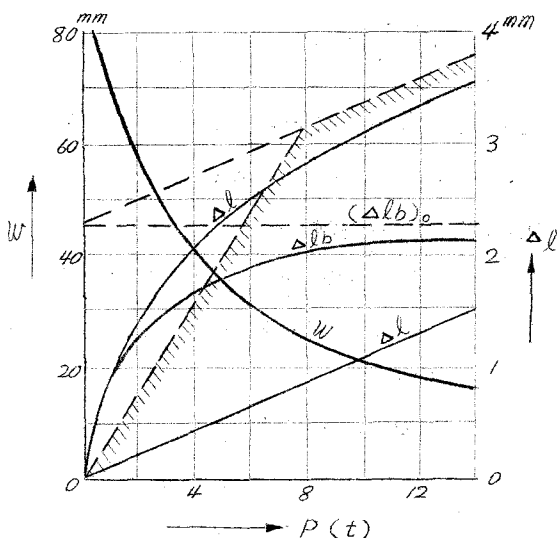
$I = \frac{\pi}{64} a^4$ (但し a は棒径 cm)

$g = 980 \text{ cm/sec}^2$

q = 棒の単位長さの重さ (kg/cm) = $\gamma A = 0.00785 (\text{kg/cm}^2) \times \frac{a^2 \pi}{4}$

$$U = \frac{\ell}{2} \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

P = 所期引張力 (kg)



又棒の中央撓み量¹⁵ (W) から初期引張力を検することができる。

$$w = \frac{5 q \ell^4}{384} \psi_1(u) \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{但し, } \psi_1(u) = (\operatorname{sech} u - 1 + \frac{1}{2} u^2) \frac{5}{24 u^4}$$

但し本式は両端ヒンジとしての値である。

然し撓みによるPの検出は実際に実施した所では一般にはPの大きい所で誤差が大きいので、振動数によって検出して、水平棒の完全に弛緩したもの、不均衡のものを所定の初期引張力になるように締め直している。

然るにフイック補強の計算仮定は図中の $\Delta \ell_t$ によるとしているが、実際は $\Delta \ell$ によるわけであり、非常な誤差が入って来る。

上記の外に次に述べるような各種の欠陥が生じてきたので、最近では順次とりかえている。

但し将来フイック補強をするとすれば、水平棒の撓みの影響をできるだけ少くするように、水平棒はアイバーのようなものがよく、之に初期張力を与えるためにはクサビ又はアイバー焼き締め方法によるのがよいと思う。

II-2 フイック補強桁に生じた欠陥の例

II-1 で述べた一般的な水平棒弛緩又は不協力による動揺の大きい欠陥のほか、次のような実例がある。

信越本線 第一鳥居川橋梁 (牟礼～古間間) 作錬50 (16m) 昭和30年鉄弛緩発見

明治20年建設 (経年68年) 昭和3年フイック補強 (経年27年)

最大入線機関車D51 $V = 60 \frac{\text{km}}{\text{h}}$

線路直線 25 0/00 (2.7 kM) 下り勾配方の端補剛材及び上突縁取り付鉄弛緩

図-13 写真-4

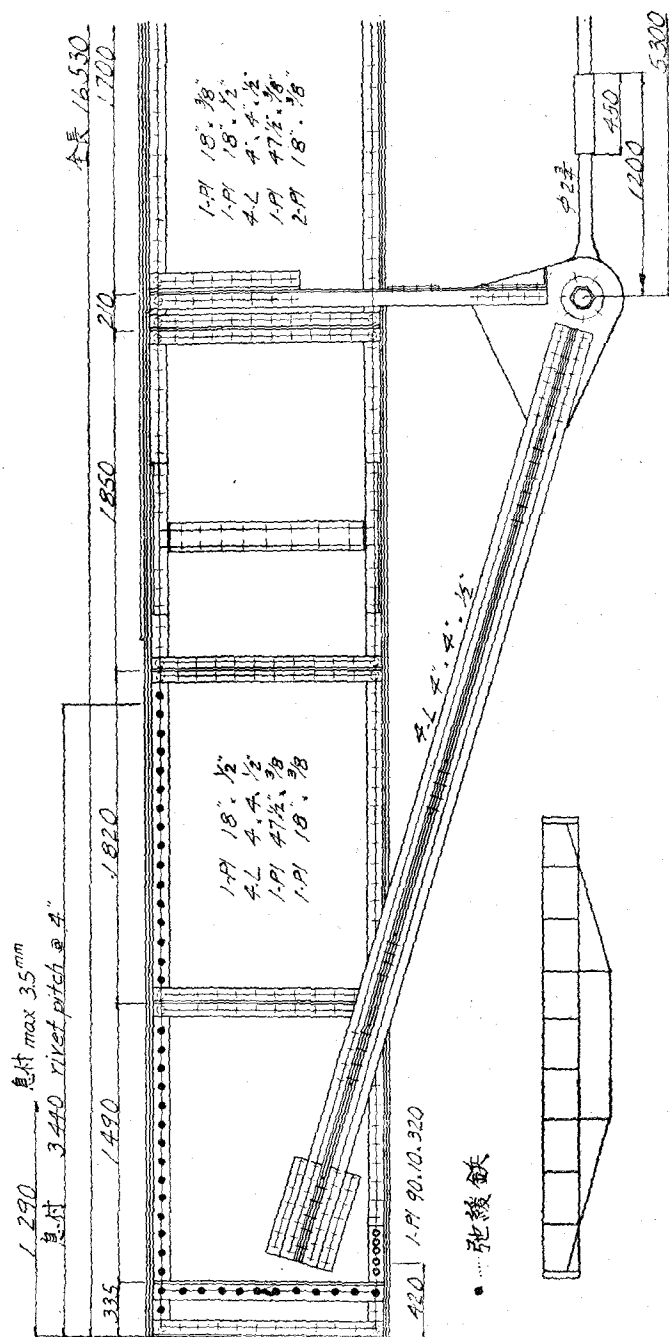
桁端リベットピッチ4" (19mm ϕ)

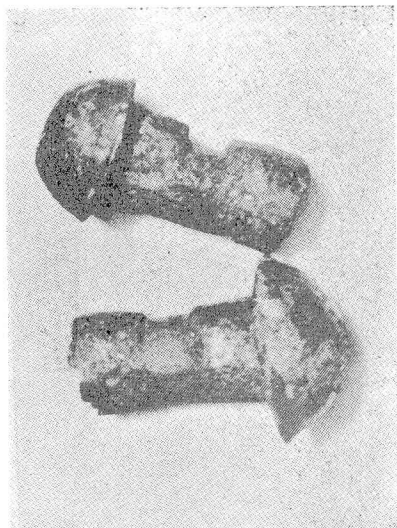
昭和26年9月にも60本の鉄を打ちかえた

昭和29年11月川下方下突縁のキレツ発見

下り側の桁端から3.5m位の間の上突縁と腹板との間の鉄が磨滅弛緩し、列車通過中川下3.5mm、川上1.5mm鉛直及び水平方向に息ついた。

桁全体にわたり弛緩鉄 $\phi 22 = 88$ 本、 $\phi 19 = 15$ 本計103本打替した。このうち19本は昭和26年打替したものである。この鉄はフイック補強によりモーメントに対する補強はできたがこの鉄の補強はできないため、支圧強に過応力 (19mm 1本当たり約5t) をうけたもの





であり、対策として22mm鉄と打かえた。

常盤線 熊川橋梁 (夜ノ森～大野間) 4 @ 19.2m 写真-5

補強前の鉄桁は日鉄形鍊鉄橋、明治31年(経年55年)であったが、昭和2年フイック補強された(経年28年)。

線路直線、水平、最大入線機関車C62, $V=70 \frac{\text{m}}{\text{h}}$ である。

昭和30年5月26日午前10^h00 226列車通過後異状音を発し上野方二連目で4本のうち一番山側の tie bar ($\phi 2\frac{3}{4}$ ") が破断、直ちに $15 \frac{\text{km}}{\text{h}}$ の速度制限とする。

ターンバックルのためのネジ切りのため、拙劣な鍛接をしたことが破断面から明瞭となった。

破断面に開先をとり、ガス溶接で突合せ、並びに4枚の $50 \times 10 \times 190$ の板で隅肉溶接して一時列車速度を $25 \frac{\text{km}}{\text{h}}$ とし、バー締付けによってバー4本の協力状態を整正して $40 \frac{\text{km}}{\text{h}}$ まであげ、桁取替を行った。

この他常盤線第一前田川橋梁(大野～長塚間)は昭和31年桁更换に際し水平棒の鍛接の拙劣なための折損を生じ、又山手線滝ノ川橋梁(板橋～十条間)において、昭和30年11月26日、水平棒の鍛接部からの破断を生じた。

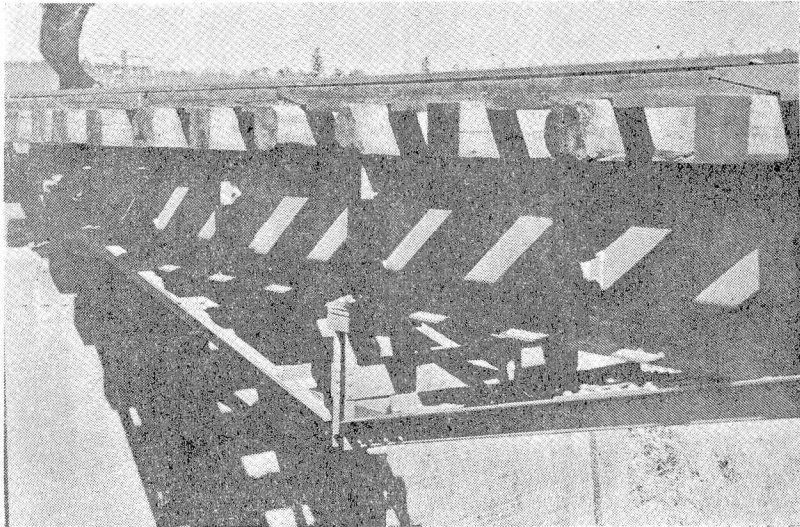
又キングポスト式補強桁においても

東北本線 一の堀橋梁 (氏家～蒲須坂間) 6.7 m 日鉄形鍊鉄

東北本線 岡村川橋梁 (片岡～矢板間) 7.8 m 日鉄形鍊鉄 (写真-6)

等において、斜材と主桁の取付鉄又は支材直上の下突縁の鉄の弛緩が報ぜられている。

写 真 - 6

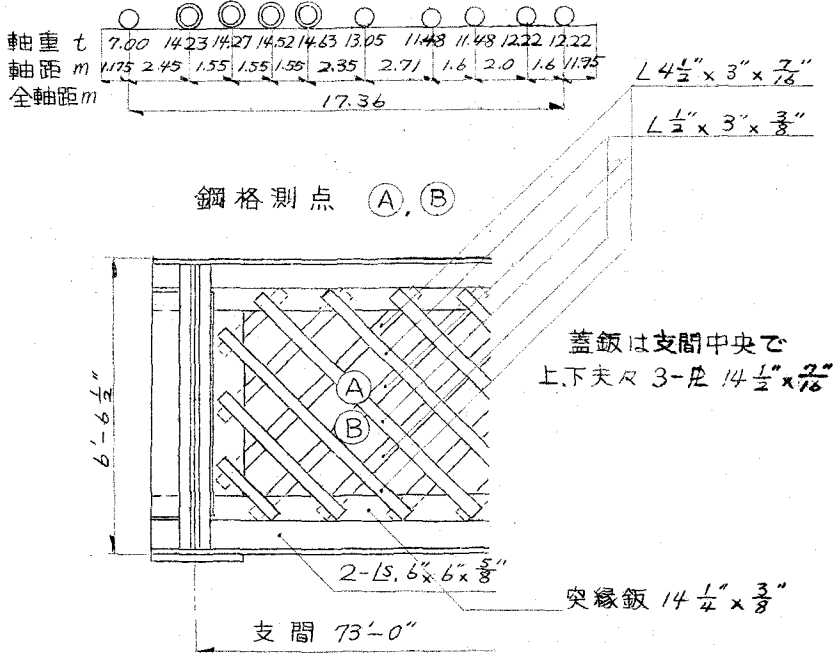


Ⅲ 鋼格桁の構造的欠陥

鋼格桁は、1917年頃鋼板の入手難に際し径間50', 70'用として鉄桁の代りに多く用いられてきた。腹部が鋼格からなり、補剛材等が中間にないため、対傾構がなく横揺が大きいとされ、又桁支承部支点までの鋼格からの剪断力の伝達に疑問があり、又抗圧、抗張の各鋼格の連結の偏心のための影響が問題と考えられ、試験機関車D51(70'支間に対し曲げモーメントにつきKS14.2, 剪断力につきKS13.9に相当)を通し、撓み、振動、応力が測定された。鋼格応力測定の結果を図-14, 15に示す。^{①⑥} 応力はwire strain gaugeによった。即ち、鋼格の抗張材、抗圧材はそれぞれ1山形鋼で1枚の突縁板の表裏にそれぞれ単剪鉄でとりついているので、作用力によって各山形鋼は偏心曲げを受け、殊にこの偏心曲げの方向が同一方向であるため、曲げは打消されないで二つの山形鋼の交点の連結によって拘束されないような曲げを生ずることが測定からも明かとなった。図-15から明かなように、曲げによる応力は抗圧材の方が大きく応力の絶対値も抗圧材の方が大きい。このことは支間中央に近い鋼格についても同一傾

試験機関車

D51 単機 (全重量 125.1 t)



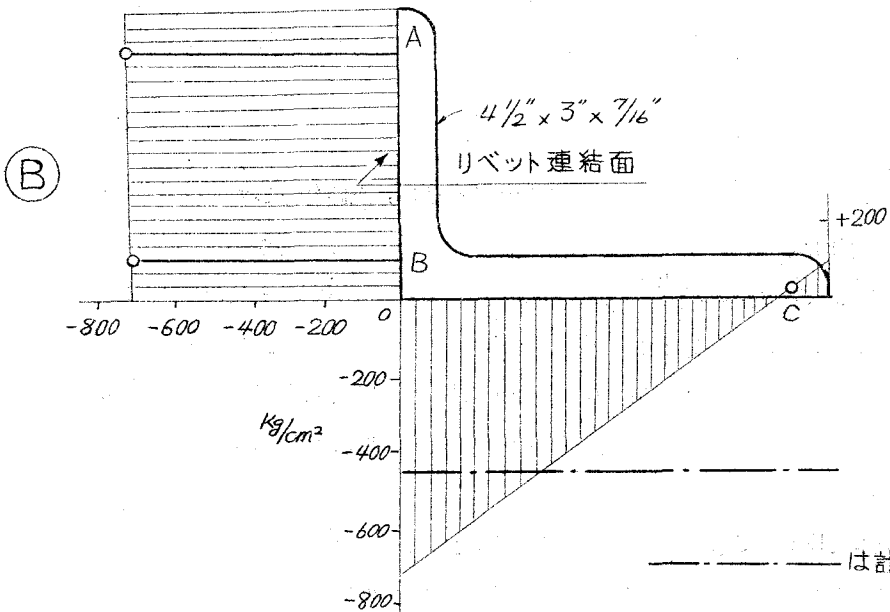
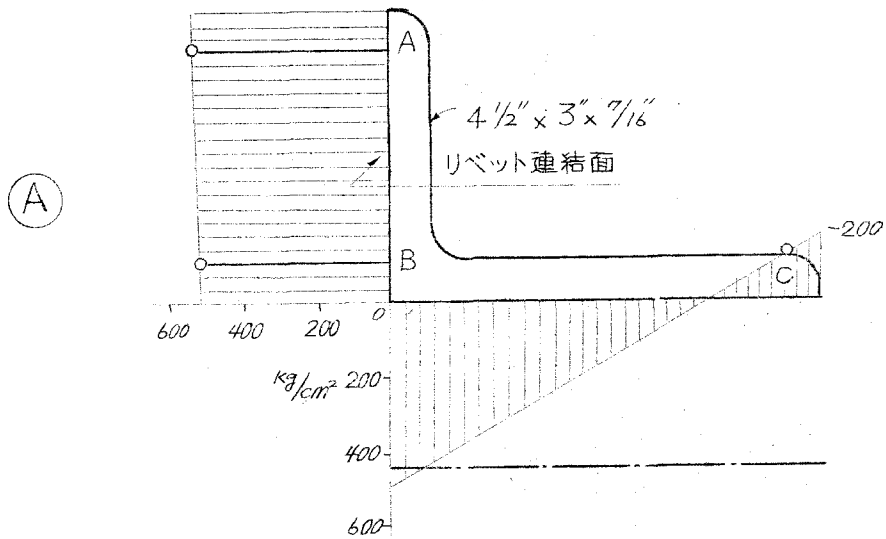
向が認められた。之は剪断力をそれぞれ分配して抗压、抗張材が受けもつ他に、上路桁としての枕木から伝達される直接輪荷重が抗压材には加算され、抗張材には減ぜられるからと推察される。

鋼格にてD51で測定された静的最大応力は $824 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ であったが、直接測定された衝撃率は23%であったので、50%増しの35%と考えると、抗压材の座屈長に不明確な点があるが、一応圧縮許容応力を $1000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ としても鋼格のKS相当値はK10.6程度となり、入線中の最大機関車D52 (KS16) の約66%の実耐率と考えられる。この程度は50呎鋼桁では約81%の実耐率となった。

以上の結果から、70呎についてはD型機関車に対し $40 \frac{\text{km}}{\text{h}}$ の速度制限をしつつできるだけ早く架換の処置をとり、50呎については、対傾材を取り付け、又支承部を補強して使用することとした。

図 - 15

7.0 呎鋼格桁の交叉鋼格(A)(B)の応力分布



文 献

- ① 友 永 和 夫 昭和26年8月(1951)土木学会夏季講習会パンフレット
- ② 友 永 和 夫 鉄道橋梁に最近発生した欠陥上,下,交通技術昭和27年1月,2月
(1952)
- ③ Hertwig "Brückenbauer Der Reichsbahn" page 15
- ④ 西 村 俊 夫 シュエドラートラス斜材アイバーの切損とその対策 鉄道業務研究資料第13巻第10号(1956)
- ⑤ 岡 本 瞬 三 生産技術研究所報告(昭和30年度国鉄委託研究に対する報告
25, 3, 1956)
- ⑥ 西 村 俊 夫 シュエドラートラスアイバー切損の可能性 鉄道業務研究資料
第14巻第4号
- ⑦ Bleich "Theorie u. Berechnung der Eisernen
Brücken 1924" s. 257
- ⑧ 岡 本 瞬 三 久 保 慶三郎, 北 川 英 夫 アイバー眼孔部の強さ
鉄道業務研究資料第13巻第19号(1956)
- ⑨ 友 永 和 夫 鉄道橋実測より得た二三の問題 橋梁構造工学研究連絡委員会年次講演概要昭和30年9月6日
- ⑩ 西 村 俊 夫 シュエドラートラス斜材アイバーの弛緩 鉄道技術研究資料第14巻
第4号(1957)
- ⑪ 国鉄施設局特殊設計室編 ピン結トラスのアイバー短縮法(1952)
- ⑫ 中 原 寿一郎 外2名 鉸桁のトラスドビーム式補強法並にその効果について
業務研究資料第17巻第2号 昭和4年2月
- ⑬ 橋 本 香 一 はんけたのフイック補強法の効果 鉄道業務研究資料第7巻第7号
- ⑭ Timoshenko Vibration Problems in Engineering 1948
(145) (167) Formula
- ⑮ Timoshenko Strength of Material II page 415
- ⑯ 白 石 隆 義 外4名 山陽線梁川橋梁(鋼格桁)強度試験報告(昭和30年2月)
鉄道技術研究所

