

新富士川橋梁の応力測定について

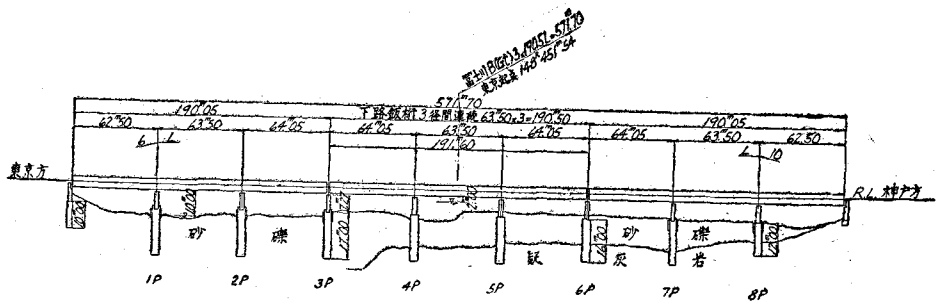
日本国有鉄道施設局 工博 友 永 和 夫
 西 村 俊 夫
 鉄道技術研究所 安 浪 金 蔵
 白 石 隆 義
 黒河内 浩

第一節 プレートガーダーを補剛材のない点で支えた場合の腹板に生ずる応力

§1 目的

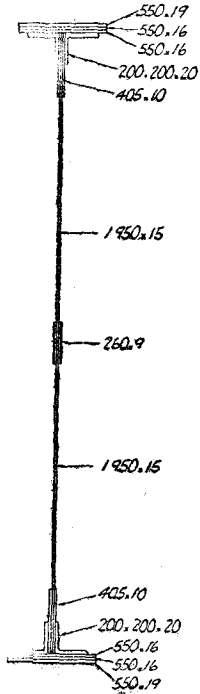
富士川橋梁は全長191.4m、支間63.5m×3のもの三連よりなっている。(図1-1) 山形背面間は3.900m重量は一連672ton、断面は図-1-2の如くで、中間支点上では腹板厚17mm、蓋板は4@550×16よりなる。

第 1 図 - 1



富士川橋梁の架設方法は第二節に述べるように引出し式とした。このため桁は橋台、橋脚及びベントの上に配置されたローラー上を移動し、桁の下突縁はローラーとの接触点において集中荷重を受けることになる。(本橋の架設に際してローラーの最大反力は約130tでありローラーの2個の車輪が並行して受持つとすれば接触点の集中荷重は約65tとなる。本橋梁では下突縁山形背面と腹板縁は設計と製作に於いて特に一致させた。この接触点が生ずる位置に来ると、その附近の腹板に生ずる圧縮応力はかなりの量になることが予想される。このような場合の応力計算法は未だ確立されていないのでこの応力を知る目的を以て実

第 1 図 - 2



際と全じ状態で工場実験を行い、又このような場合の近似計算式を算出した。

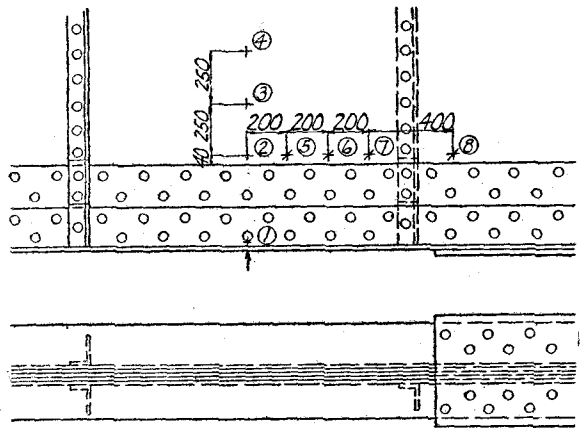
§ 2 測定方法

イ) 測定位置

測定は仮組立の際に横河橋梁の工場内に於いて下突縁の蓋板のない場分及蓋板 3 枚の部分について行つた。

歪測定位置及荷重位置は図 - 2, 3 に示す

第 2 図



蓋板なしの部分の荷重位置および歪測定位置

ロ) 荷重装置

図 4 に示す如く架設時

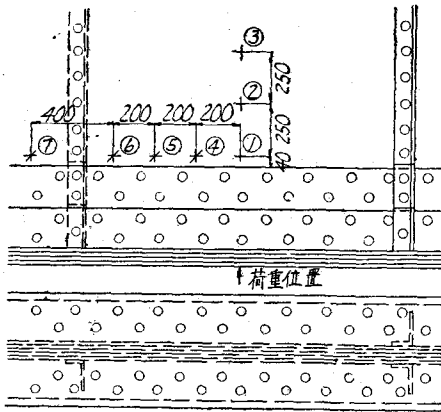
と全様な接触状態になるように直径 700mm の円面の一部をなす金物(巾 100mm)を作りこれを下突縁の中央部に接触させこの下に荷重計を置き、ジャッキを操作して荷重計を読みその時の荷重を知つた。荷重計は第三節の反力測定に使用したものである。

ハ) 歪測定装置

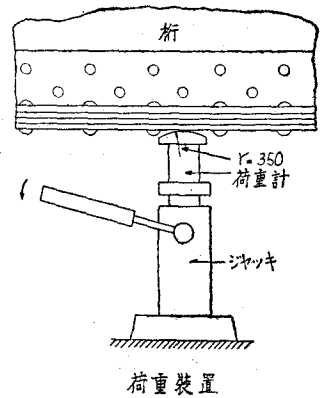
歪の測定には抵抗線歪計(抵抗 120Ω 標定距離 2.2mm ゲージファクター 2.11 ~ 2.17 紙製)を用いた。図 - 2, 3 に示す如く腹鉄の表裏に於いて直角二方向又は更に 45° の方向を加えて三方向の歪みを測定した。

ニ) 荷重順序

蓋板のない部分では荷重 5, 20, 35t の場合に測定を行い、これを 3 回繰返した。測定値は 5t の場合の測定値を基準として 20t 及び 35t の場合の読みとの差を求め、



蓋板3枚の部分の荷重位置および歪測定位置



3回の測定結果を平均して測定値とした。

蓋板3枚の部分では荷重を5, 25, 45 tとして同様に測定値を求めた。3回の測定結果にあまり差はなかつた。

§ 3 測定結果

イ) 歪測定値及それからの主応力

前記各測点の歪測定値は表1, 2(略す)の如くである。

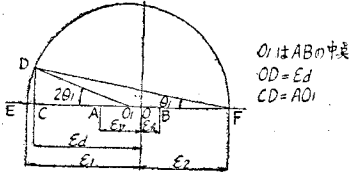
測定点が荷重線上にある場合は主応力は σ_1 が垂直方向、 σ_2 が水平方向と一致すると仮定出来るので測定された垂直歪 ϵ_v と水平歪 ϵ_h がそのまま主歪み ϵ_1 、 ϵ_2 となり次の(1)式から主応力 σ_1 、 σ_2 を求めた。

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu\epsilon_2) \dots\dots\dots (1) \\ \sigma_2 &= \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu\epsilon_1) \end{aligned}$$

但し $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
 $\nu = \text{ポアソン比} = 0.3$ とした

測定点が荷重線上にない場合は垂直水平45°の三方向の実測歪み ϵ_v 、 ϵ_h 、 ϵ_d から図式により歪円を描き主歪 ϵ_1 、 ϵ_2 を求め(1)式により σ_1 、 σ_2 を求めた。

第 5 図



主歪の図式解法

ロ) 計算式

集中荷重による腹板の局部応力の計算式は次の如くして算出した。図-6において半無限大の厚さ t なる平板の縁上の一点 O に垂直荷重が加つた場合 Ox 上の一点 $m(x, 0)$ とこれと同じ水平線上の点 $n(x, \theta)$ とにおける夫々の主応力 σ_{x0} と $\sigma_{x\theta}$ とには

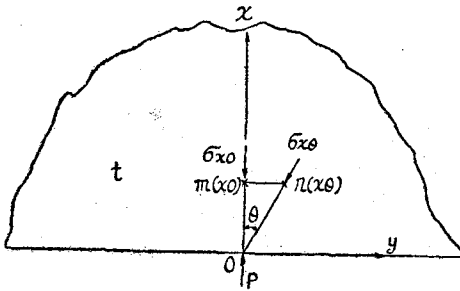
$$\sigma_{x\theta} = \sigma_{x0} \cos^2 \theta \dots \dots \dots (2)$$

なる関係がある。② 荷重 P との釣合を考えると

$$P = - \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} t \sigma_{x0} \cos^2 \theta dy = - \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} t \sigma_{x0} \cos^4 \theta \cdot \frac{x d\theta}{\cos^2 \theta} = - \frac{\pi}{2} t x \sigma_{x0}$$

$$\therefore \sigma_{x0} = \frac{-2P}{\pi t \cdot x} \dots \dots \dots (3)$$

第 6 図



半無限大の平板に集中荷重が加わつた場合の応力

となる。以上の(2) (3) 式により任意の点の応力が求められる。

然るに実際のプレートガーダの腹板には突縁補剛材等の附加物があり又半無限大とは云えない。更に荷重も点荷重でなく円接触面から加はる。故に次のように仮定する。

(1) 補剛材は荷重線から相当離れている場合は応力に関係がない。

(2) 突縁部の局部曲げ剛性および荷重点の曲率等の影響により実際の荷重点より d だけ離れた点に荷重が加はつたと全じ応力分布を示す。

① 西田正孝 応力測定法 コロナ社 昭和23.6. P14~19

M. Hetenyi Handbook of Experimental Stress Analysis
 Chapt. 9 Strain Rosettes P. 391~437

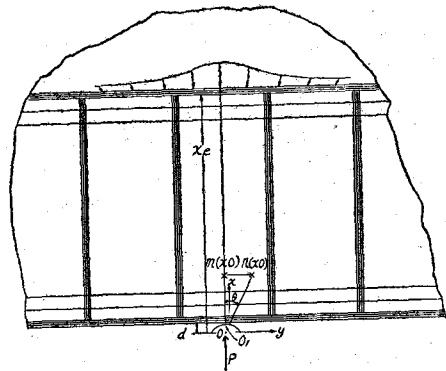
② チモソエンコ 弾性体の力学

(3) 反対側の突縁で応力は0となるのであるから半無限の場合にこの位置に生ずる応力と符号反対の分布荷重を考える。この分布荷重の σ_{x_0} は集中荷重の加はる突縁で0になる如き直線変化をしその間の各水平断面では(2)式を満足する分布をするものとする。以上のような仮定により

$$\sigma_{x_0} = -\frac{2P}{\pi t} \left\{ \frac{1}{x} - \frac{(x-d)}{x_e(x_e-d)} \right\} \cos^2 \theta \dots \dots \dots (4)$$

を得る。但し x は原点を実際の荷重点より d だけ離れた位置においての場合の腹板上の点の荷重線方向の座標、 θ は荷重線と、この点と原点とを結ぶ線のなす角、 σ_{x_0} は (x, θ) で与えられる点の主応力でその方向は原点に向う。 P は加えられた荷重、 t は腹板の厚さ、 x_e は反対側突縁の x 座標、 d としてはローラーの半径の60%すなわち $(350 \times 0.6 = 210 \text{mm})$ を取った。③

第 7 図



集中荷重による腹板の局部応力

尚荷重線から水平方向にかなり離れた位置では上記の計算値に曲げによる応力を加算する。

上突縁に考えた逆引張力 $P_{xey} = \frac{2P}{\pi x_e} \cos^2 \theta_e$ の垂直分力を荷重線から y (θ_e) の距りまで積分してせん断力 S_y を求めると

$$\begin{aligned} S_y &= \int_0^y P_{xey} \cos^2 \theta_e dy = \int_0^{\theta_e} \frac{2P}{\pi} \cos \theta_e d\theta_e \\ &= \frac{2P}{\pi} \left[\frac{\theta_e}{2} + \frac{\sin 2\theta_e}{4} \right]_0^{\theta_e} \end{aligned}$$

$$\therefore \tau = \frac{S_y}{x_e \times t} = \frac{2P}{\pi t x_e} \left(\frac{\theta_e}{2} + \frac{\sin 2\theta_e}{4} \right) \dots \dots \dots (5)$$

$$\text{又 } \sigma_b = \frac{M}{I} x_f \dots \dots \dots (6)$$

14) σ_{x_0} すなわち σ_c に(5)、(6)式の τ と σ_b による補正をすると図-8に於て補正さ

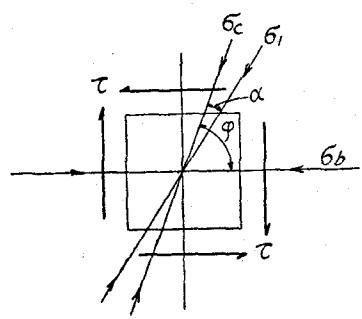
た主応力 σ_1 を次式から求めうる。

$$\sigma_1 = \sigma_c \cos^2 \alpha + \sigma_b \cos^2 (\varphi - \alpha) - \tau \sin 2(\varphi - \alpha) \quad (7)$$

$$\text{但し } \tan 2\alpha = \frac{\sigma_b \sin 2\varphi + 2\tau \cos 2\varphi}{\sigma_c + \sigma_b \cos 2\varphi - 2\tau \sin 2\varphi} \quad (8)$$

この様にして補正した計算圧縮主応力は次に示す表3表-4の中の計算値(2)の様になる。(省略)

第 8 図



ハ) 測定点の主応力の測定値と計算値の比較

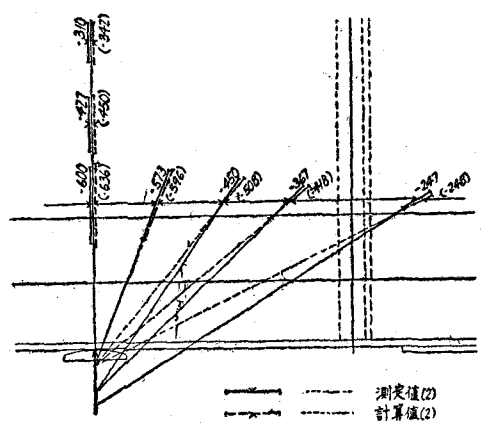
イ)の歪測定値より算出した主応力値とロ)の計算式による主応力値を比較すると(表-3、表-4及び第9図第10図の如くなる。

(③鉄道業務研究資料第12巻第16、17号の実験結果より)

ホ) 考 察

(1) 蓋板のない部分での荷重点直上の突縁山形に生ずる単位面積当りの応力は荷重が小さい場合には比較的大きい。然し荷重が大になるにつれて附近の鉄の彎曲或は僅かな迂りにより腹板が荷重面に接するようになるためこの応力は荷重の小さい時の割合では増加しない。

第 9 図



蓋板なしの部分の腹板の主応力 σ_1

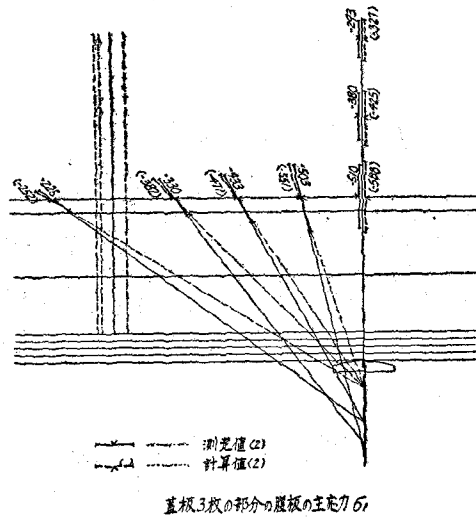
(2) 腹板の最大応力は荷重100tに換算して蓋板のない部分で $613 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 蓋板3板の部分で $520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ となり架設時の最悪条件として1車輪による荷重が100tと仮定しても腹板の塑性変形や坐屈の起る恐れはないと思はれる。

(3) 荷重線上の腹板の測定応力は簡便式(4式)の計算値とよく一致する。

(4) 荷重線から水平方向に相当はなれた点でも補正した計算値とかなりよく一致する。ただしその方向は下突縁の曲げ剛度のためか実測値の方が立っている。

(5) 実際の荷重作用点と計算上の作用点との距り a は蓋板の多いものでは60%より大きくとる方が実際に近い様である。

第 10 図



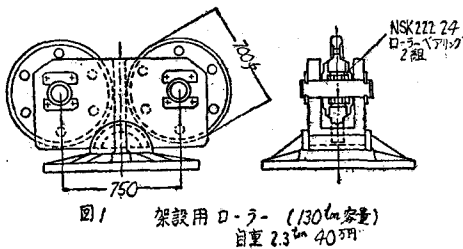
第二節 引出し抵抗

§1 架設方法

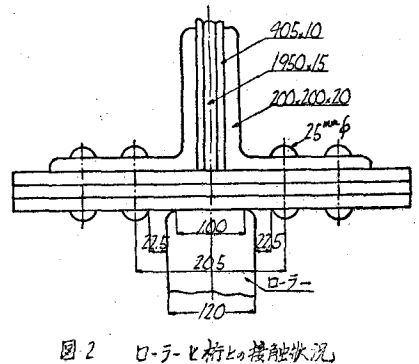
富士川橋梁の架設法として、はね出し式、縦引き式、ペント利用縦引き式の三方法を比較してペント式架設法が経済的にも、仕事の確実性からも最も有利である事がわかつたので各支間中央にペントを設けて連梶桁を縦引きで架設する方法が用いられた。

中間にペントを使用すると3.2mのはね出しで撓み量は約150mmとなり片側のローラーの最大反力は約130 ton に押えうる。この程度であれば二輪式のローラーの径は各700mmとなり(図-1、図-2)高さを低くして桁をジャッキでおろす量を少く出来、又二輪えの荷重を等しくなる様にローラーの距離を750mmに設計出来るので蓋飯厚19mm及び10mmに対し $\frac{1}{30}$ の傾斜のウェッジファイラーを用いた場合 $\frac{750 > 16 \times 30}{750 > 19 \times 30}$ であるので実際としてはウェッジファイラーの抵抗は単車輪ローラーの場合の $\frac{1}{30}$ の斜面抵抗に比しこの場合は大部分は $\frac{1}{60}$ の斜面抵抗となる。(図-3)

第 1 図



第 2 図



全部でローラーは16ヶ用意した。
全ローラーは等水準に据付け、引出して先端が次のローラーの位置に来たときは20~40 tonのジャッキで打上してローラーを定められた位置に挿入した。架設方法は図-4、図-5参照。

第 3 図

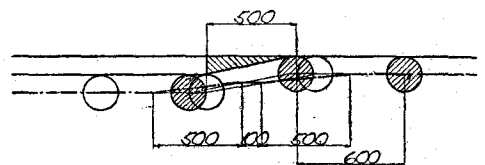


圖-4 組立架設圖

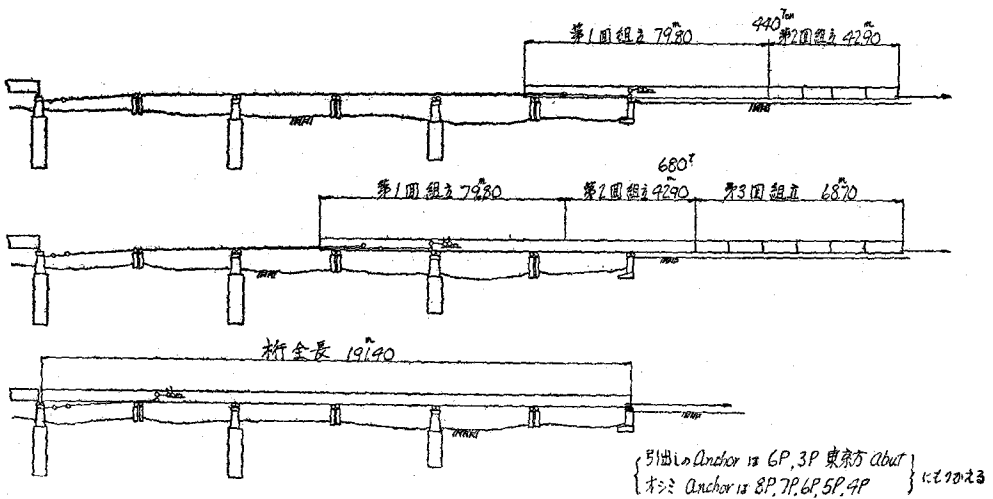
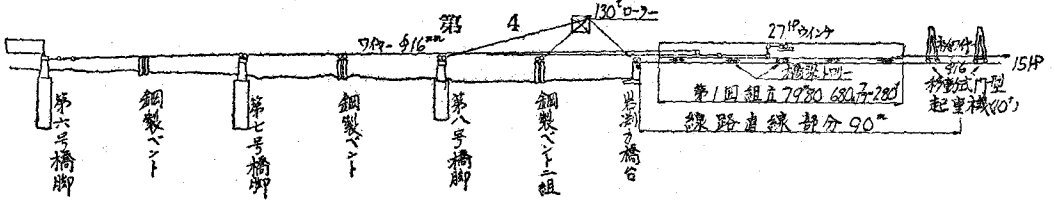
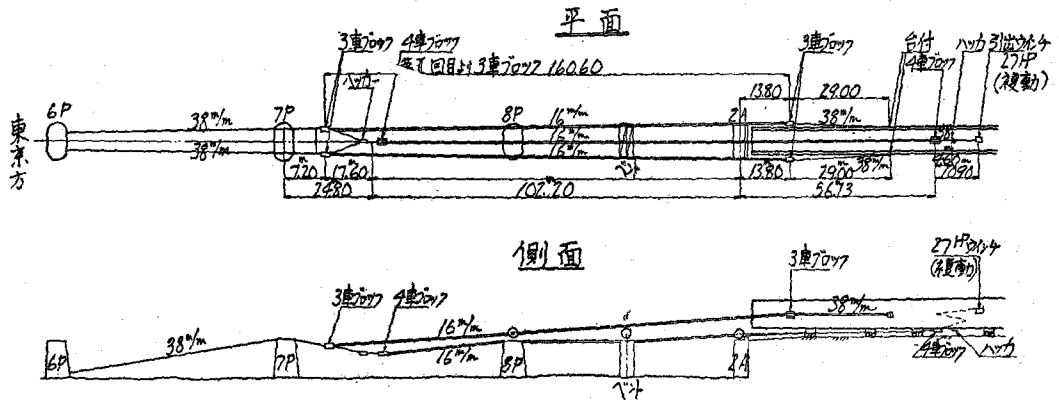
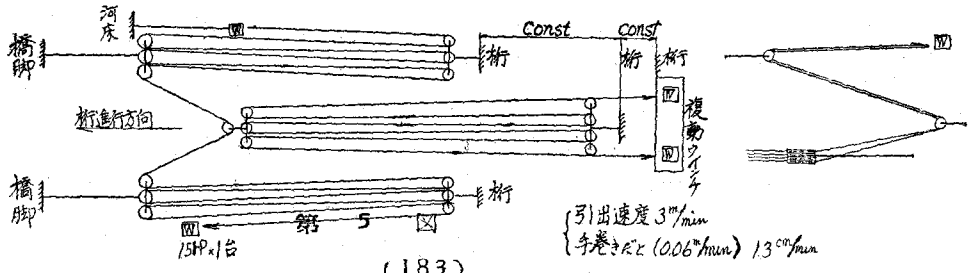


圖-5



7A-詳細

2A-詳細



最初4-4と第2目03 3-2 滑車は2用w.

桁引き出しの場合橋梁トロ抵抗(トロの軸まさつ、レールの高低通り等)ローラー抵抗(軸まさつ、据付けの向きの狂い等)桁に原因する抵抗(ウエツチファイラー、キヤンバー、挽み角、カバープレートの凹凸等)の各種の抵抗がある。

引き出す場合の桁を引きつける固定点を主として橋脚にとつたので引出し抵抗が8.0 tonになると橋脚鉄筋の引張応力が許容応力の5割増し $\sigma_s = 1800 \frac{kg}{cm^2}$ をこすので絶えず検する意味で抵抗力を自記させて測定した。

§ 2 測定方法

抵抗線歪計とベンオツシロを使用して引出し抵抗、ウインチ捲込、オシミ、各ワイヤーの張力を測定した測定は図6-1, 2, 3の如く測定すべき箇所に予め製作した線仕上げしたアイバーを取りつけ之に抵抗線歪計をはりつけて測定した。

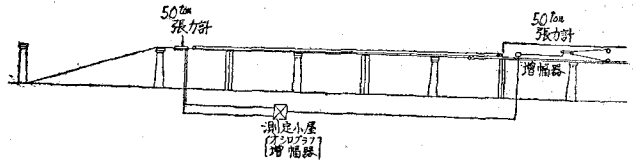


図-6-1 測定点の配置

第 6-1 図

§ 3 測定結果

図-7に於いてBウインチを固定してAウインチをまき S_c, S_D, S_A の力を測定する。Aウインチを固定してBウイン

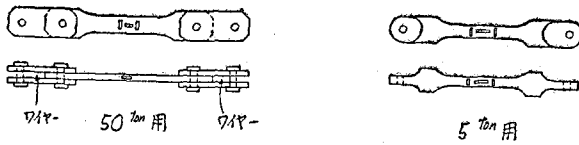


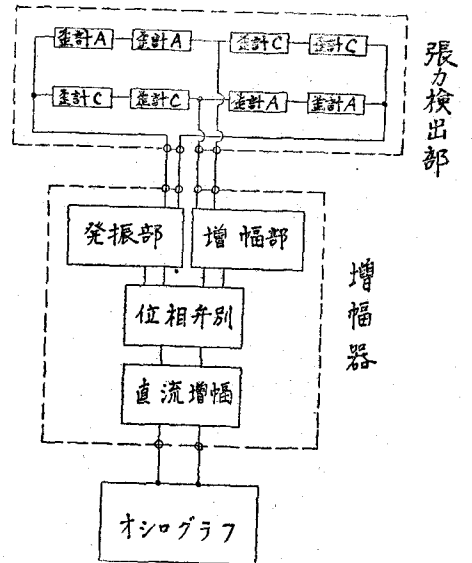
図-6-2 張力計形状

第 6-2 図

チをまき S'_c, S'_D, S_A の力を測定する。

$$S_c = S_D = S'_c = S'_D$$

$$\frac{1}{2} \frac{S_A}{S_c + S_D} = K \dots\dots\dots (1)$$



張力計回路図

第 6-3 図

$$\frac{\frac{1}{2} S_A'}{S_c' + S_D'} = K' \dots\dots\dots (2)$$

(2) ÷ (1) より

$$\frac{S_A'}{S_A} = \frac{K'}{K}$$

$$(\because S_c + S_D = S_c' + S_D')$$

実測の結果 $K' = 2.6\%$

$$K = 5.1\%$$

又図-7より一滑車の効率を γ と

すると

$$S_A = T(\gamma + 1)$$

$$S_A' = T\gamma^8 + T\gamma^9 = T\gamma^8(1 + \gamma)$$

$$\therefore \frac{S_A'}{S_A} = \frac{K'}{K} = \frac{T\gamma^8(1 + \gamma)}{T(1 + \gamma)} = \gamma^8$$

$$\gamma^8 = \frac{K'}{K} = \frac{2.6}{5.1} = 5.1\% \quad \therefore \gamma = 92\%$$

$$T = 100$$

$$T\gamma = 92$$

$$T\gamma^2 = 84$$

$$T\gamma^3 = 77$$

$$T\gamma^4 = 71$$

$$T\gamma^5 = 66$$

$$T\gamma^6 = 60$$

$$T\gamma^7 = 55$$

$$T\gamma^8 = 51$$

$$T\gamma^9 = 47$$

$$\left. \begin{array}{l} T\gamma^2 \\ T\gamma^3 \\ T\gamma^4 \\ T\gamma^5 \\ T\gamma^6 \\ T\gamma^7 \\ T\gamma^8 \\ T\gamma^9 \end{array} \right\} \sum_{i=2}^9 T\gamma^i = 413$$

図-7で解る様に捲き取り滑車が $S_c + S_D$ に引張力を生ずるのは上記の各部分のワイヤーの張力の内 $\sum_{i=2}^9 T\gamma^i = 413$ である。

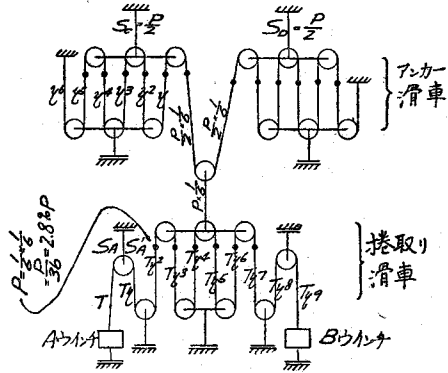
而るにもし各滑車が磨擦損失なく $\gamma = 100\%$ の効率とすれば

$$\sum_{i=2}^9 T\gamma^i = 600 \text{ となるべきであるから}$$

$$\text{捲取滑車効率 } \gamma_w = \frac{413}{600} = 69\%$$

又一方図-7中に示す様に $S_c + S_D = P$ を生ずるためにはもし滑車に磨擦損失がなければ $T = 2.8\% \times P$ で引けばよい筈であるが、実測の結果はAウインチで $5.1\% \times P$ で引張

図-7 滑車の効率



註 〰 桁に固定

〰 河原に固定

折1st進行に対

Aウインチは42nd巻きの

第 7 図

らねばならなかつたのでこの様に片側のウィンチで引きつけた時の全滑車効率 η_t は次式で求められる。

$$\eta_t = \frac{2.8}{5.1} = 55\%$$

アンカー滑車の効率を η_a とすると

$$\eta_a \times \eta_w = \eta_t$$

$$\therefore \eta_a = \frac{\eta_t}{\eta_w} = \frac{5.5}{6.9} = 79.9\%$$

図-7 から明らかな様にアンカー滑車一箇の効率を η_i とすると

$$1 + \sum_{i=1}^5 \eta_i^i = 79.9\% \quad \text{この5次式を解いて}$$

$$\eta_i = 91\%$$

又図-7 から明らかな様に実際の引出力 P_a と測定引出力 $2S_c$ (又は $S_c + S_o$) との間には次の関係がある。

$$\frac{P_a}{2S_c} = \frac{1 + \sum_{i=1}^6 \eta_i^i}{1 + \sum_{i=1}^5 \eta_i^i} = \frac{5.37}{4.80} = 1.12$$

$$\therefore P_a = 2S_c \times 1.12$$

$$\text{or } = (S_c + S_o) \times 1.12$$

1	1.00
η	0.91
η^2	0.83
η^3	0.75
η^4	0.68
η^5	0.63
η^6	0.57

$1 + \sum_{i=1}^6 \eta_i^i = 5.37$
 $1 + \sum_{i=1}^5 \eta_i^i = 4.80$

第 8 図

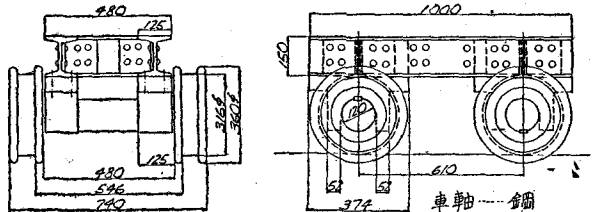
① 橋梁トロ抵抗

桁全体が橋梁トロ(図-8)10台の上につけるときの測定の結果

最大抵抗力 = 2.29 t × 1.12

橋桁重量 = 2.76 t

従つて



50^{mm} 橋梁トロ

$$\text{最大抵抗係数} = \frac{229 \times 1.12}{276} = 9.3\%$$

一般に計算的には軸まわす力に軸と車輪径との比をかけたものと車輪自体のレール上の転動係数との和となるので略 $0.15 \times \frac{120}{316} + 0.02 = 0.077 = 7.7\%$ であるがレールの不陸、蛇行動等の抵抗が加わつたものと思われる。

② ローラー抵抗

ウェッジファイラーにローラーがのつていない時の結果から

$$\text{抵抗力} = 10.4 \text{ t} \times 1.12$$

$$\text{桁重量} = 690 \text{ t}$$

$$\text{抵抗係数} = \frac{10.4 \times 1.12}{690} = 1.69\%$$

$$\text{計算的には } 0.03 \times \frac{120}{690} + \frac{0.02}{14} = 0.0055 + 0.0014 = 0.008 \approx 0.8\%$$

こゝに 14 は車輪ローラーの半径(吋)である。($\because P = \frac{k}{R} L$)

③ ウェッジファイラーによる最大抵抗

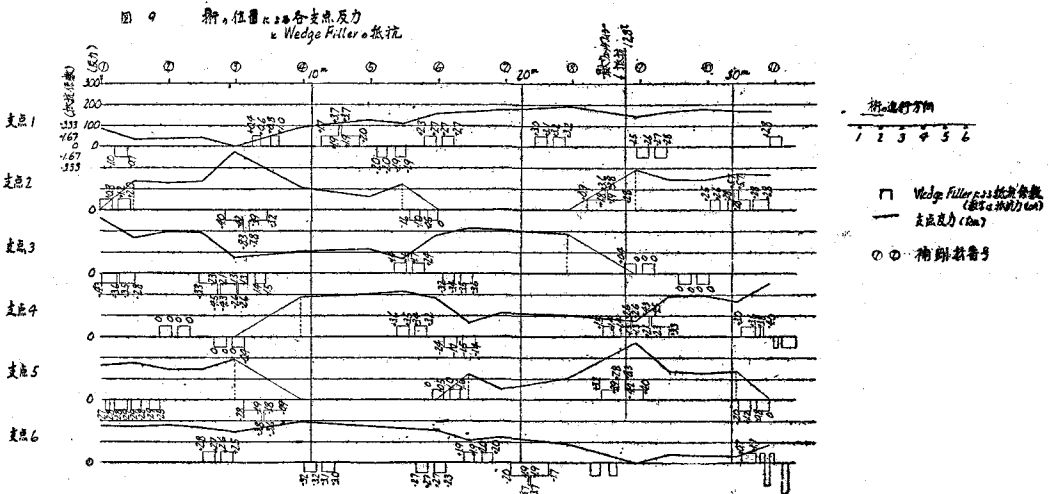
$$\text{実測最大抵抗力} \quad 21.2 \text{ ton}$$

ウェッジファイラーのみによる抵抗の最大値

$$\begin{aligned} (21.2 - 10.4) \times 1.12 &= 10.8 \times 1.12 \\ &= 12.2 \text{ ton} \end{aligned}$$

図-9 は横軸に桁先端が支点1から幾m進行したかの距離を示しこの時の各支店上の反力

第9図



を太線の示すその場所の縦距で示している。本橋梁には蓋板が0~4枚もあり各支点上のローラーの上面は水平においたので引出し中刻々に反力はこの図の様に变化し、蓋板の切れ目にはその厚を30倍の長さのウェッジファイラーで取りつけたのでその場所での反力に $\frac{1}{60}$ (特別の場合でローラーの軸距よりウェッジファイラーの長さの長い場合は $\frac{1}{30}$) を乗じただけの勾配抵抗を生ずるので、その勾配抵抗をも記入した。抵抗係数及び勾配抵抗のマイナス符号は下り込みのウェッジファイラーの場合を示す。

本図よりの最大勾配抵抗は1.2.8 ton であるが之は極く短時間生じ、一方桁は理論的にはAウインチの捲取り $4.0 \frac{m}{min}$ に対し桁移動 $0.95 \frac{m}{min}$ に対し次表の様な息をして移動するのでウェッジファイラーの如く最大値が短時間しか生じないものは捕え難かつた。

滑車組合せ	息の週期			1回の進行量	瞬間速度	1週期における平均速度	記事
	進行	停止	計				
3車3車及4車4車 (第1回引出)	sec 2.68	sec 7.4	sec 10.08	m 0.159	$3.56 \frac{m}{min}$	$0.947 \frac{m}{min}$	進行が滑らかでない
3車3車及3車3車 (第2回引出)	4.43	3.37	7.8	0.171	2.32	1.32	進行が滑らかである

④ 滑車の効率

	アンカー滑車	捲取滑車	全滑車
滑車の種類	50tonコロ支承	10tonメタル支承	
ワイヤーの種類	16φ24本6捻麻心入り	同左	
組合せ	$\left. \begin{matrix} 3-3 \\ 3-3 \end{matrix} \right\}$	3-2	$\left. \begin{matrix} 3-3 \\ 3-3 \end{matrix} \right\} 3-2$
一車の効率	91%	92%	
全効率	79.9%	69%	5.5%

⑤ 最大測定値

	最大張力	原因
引出	27.78t	東京方橋台で桁を斜下方に引きつけた時
ウインチ捲取り	1.64	同上アンカー滑車の動きをとめた場合
オンミ	2.6	リベットがローラーに接触しそうになりオンミをきかせて引出す時

計画には最大抵抗 55 ton を予想した。

(ロール-の抵抗 1%、ロール-の据付誤差抵抗 2.6%、勾配抵抗 3.3%、ペンキの抵抗 0.5%、その他 0.5% 計 7.9%、 $700\text{ t} \times 7.9\% \approx 55\text{ ton}$)

第三節 各支点反力の測定

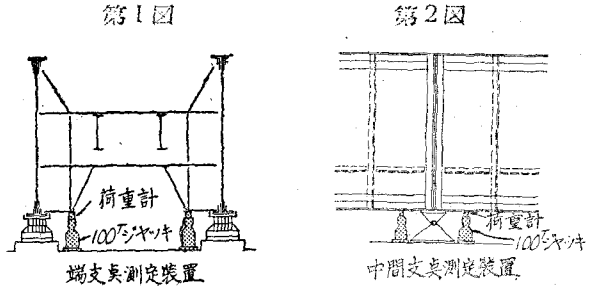
§ 1 目 的

本橋は連続桁であるから各支点反力を実測することによりこの橋桁の製作、組立、設置の状況を検査した。

§ 2 測定方法

(イ) 測定装置

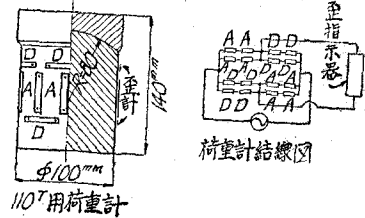
支点反力の測定は橋桁支点において実際に橋桁を扛上し、これに要する支持力をジャツキと橋桁との間に挿入した荷重計により測定した。(図-1.2)



(ロ) 荷重計

荷重計は図-3の如き形状の軟鋼製円筒表面に、金属抵抗線計を貼布して電橋回路を構成したものであつて設計最大荷重110tである。これに抵抗線計用の電指示器を併用して載荷時の抵抗変化を読みとる。予め圧縮試験機により圧縮力をかけ圧縮力と抵抗変化の修正曲線を画いておけば、直ちにある抵抗変化に対する荷重が読みとれるわけである。

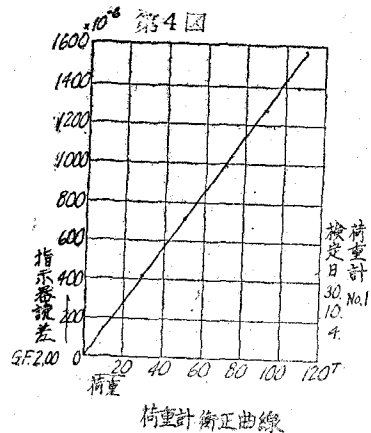
第3図



この修正曲線は図-4に示す如く殆んど直線的特性を有する。尚荷重計のキャップを若干傾斜させて圧縮力をかけたがこの修正曲線は一致した。

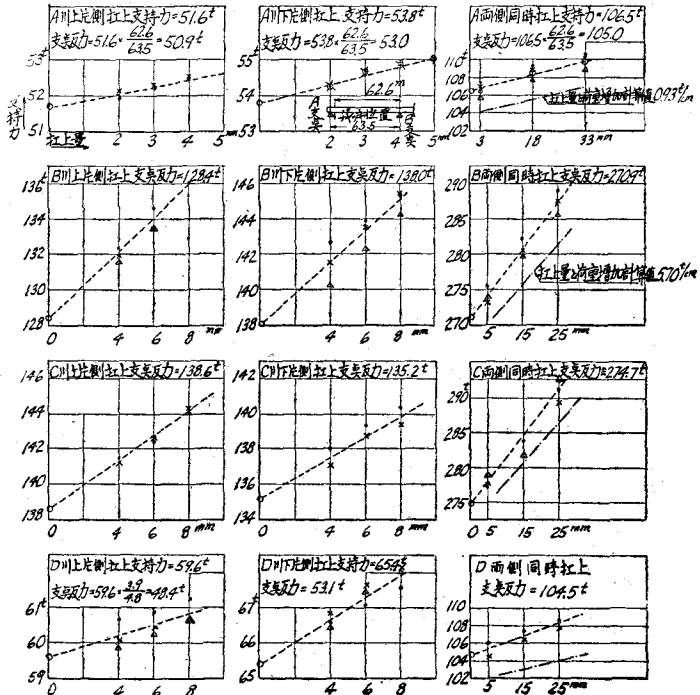
(ハ) 支点反力の算出

端支点反力測定は図-1の如く横桁にジャツキを当て、片側又は両側同時に桁を扛上し、その時の支持力を脊の位置における



荷重計修正曲線

第 5 図



扛上量に対応
 させて測定す
 る扛上量を大
 きくするに従
 つて荷重は増
 大するから実
 際の支点反力
 は扛上量に
 等しい場合の
 荷重に相当す
 る。桁が完全
 に浮上つてか
 らの扛上量と
 荷重の關係は
 殆んど直線的
 であるから、
 その直線を扛

上量0の所まで外挿して支持力を推定する。荷端支点を片側扛上した場合は、杓の位置とジャツキの位置は多少離れているので、他側の桁中心を回転中心としてモーメントによる補正を行つた。第一連目の支点反力測定値を図-5に示す。

§ 3 結 論

(イ) 各連の支点反力の状態

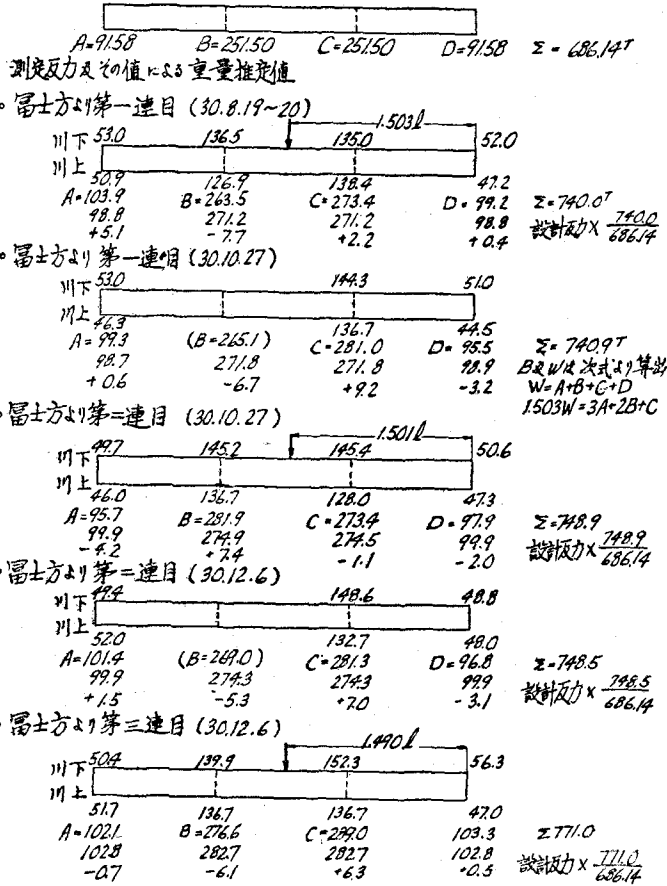
各橋桁の支点反力及推定重量を基にした設計反力の差異を図-6に示す。何れもその値は僅少で、支点の高さを加減したり、或は他の手段により反力を調整する必要はないと思われる。

(ロ) 測定値についての批判

第1連目及第2連目については各々約2ヶ月の期間において2回測定した。第1回、第2回の測定値を比較すると、各支点反力には多少の増減が見られる。この原因については、各部の温度差による影響、支点の高低の変化測定誤差等が考えられる。

第 6 図

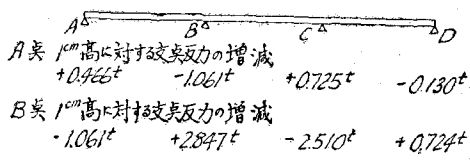
・富士川橋梁 設計重量及設計反力



支点高低の変化に対する反力

第 7 図

の増減は次の如くである。数値は片側主桁についてのものである。



第 1 回、第 2 回の測定における支点の高低の変化は数桁程度であつた。

温度の影響はかなりのものと考えられる。図-8に示す如く日光の陰陽は上突縁と下

第 8 図

突縁に相当の温度差を生ずる。この温度差を $\Delta t^{\circ} C$ と仮定し、上突縁が下突縁に対し伸長して図-8の如く彎曲したとすれば、

$$\widehat{EG} = (R + h) \varphi$$

$$\widehat{FD} = R \varphi \div l$$

鋼の膨張係数を 0.000012 として

$$\widehat{EG} - \widehat{FD} = l \times \Delta t \times 0.000012$$

$$\therefore h \varphi = l \times \Delta t \times 0.000012$$

$$\text{また } R^2 - (R - \delta_2)^2 = l^2$$

$$2\delta_2 R - \delta_2^2 = l^2$$

δ_2^2 は $2\delta_2 R$ に比し極めて小さいので

省略すると

$$2\delta_2 R \div l^2$$

$$R = \frac{l^2}{2\delta_2} \quad \therefore \varphi = \frac{l}{R} = \frac{2\delta_2}{l}$$

$$h \cdot \frac{2\delta_2}{l} = l \times \Delta t \times 0.000012$$

今 $l = 952 \text{ cm}$ $h = 3900 \text{ cm}$ 温度差 $\Delta t = 10^{\circ} C$ とすれば

$$\delta_2 = 13.96 \text{ cm}$$

同様にして $\delta_1 = 1.55 \text{ cm}$

$$\delta = \delta_2 - \delta_1 = 12.41 \text{ cm}$$

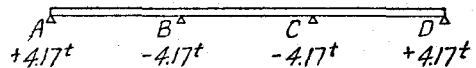
すなわち上突縁が下突縁に対し一様に $10^{\circ} C$ だけ温度上昇したとすれば、各支点反力えの影響は B 支点 C 支点が δ だけ沈下したと同様な効果を表わす。これを前記の支点高低の変位に対する反力の増減値に

第 9 図

当てはめると片側主桁に対し図-9

の様な値となる。

測定誤差については荷重計を試験



機により検定する際の数回の測定値は殆んど一致するが現場測定の際は図-5に示すような測定値のバラツキがある。然しその測定値に対する割合は比較的小さいようである。

ただ測定担当者としても疑問に思っていることは、同一型式の橋桁三連について、支点反力より算出した自重がかなりの差があることである。図-6に示す如く第一連目は

約740 t、第二連目は約750 tでこれらの値は何れも2回の測定値がほぼ一致している。第三連目は一回だけの測定であるが約770 tとなつた。第三連目の測定当時は12月であつたが快晴であり（前二連の測定時は午前中薄陽がもれる程度の曇天午後曇りであつた。）各支点の同時測定が行われなかつたので前記のような温度差による誤差が累積したものであるか、或は実際に同一型式の橋桁と云つてもかなりの自重の差があるものであるかははつきりしない。第三連目の使用鋼材の厚さは大体設計図より大きめのものが多く例えば主桁突縁板16.5、16.4（16）主桁腹板15.4、15.7（15）突縁山形20.3、20.5（20）等であつたが、この大なる誤差は原因が明確にはつかめなかつた。

第4節 伸縮継目 (Expansion Joint) の働

§1 概要

本橋梁上には桁の伸縮に応じてレールに無理が生ぜぬように我が国で初めての試みである

Expansion Joint が使用されている。その橋梁上配置略図は図4-1の如くであり、丁度桁間の隙間の伸縮量が大きい中間橋脚上の両桁の接続端上に設置してある。又その構造略図は図4-2、図4-3に示すとおりで主として受けレール及びトングレールより構成され、受けレールは普通50Kgレールを加工したものでありトングレールは帽子型レールを分岐器用トングレールの如く削り、受けレールとこのトングレールは4次の拋物線形(図4-2, O~A)で接していてトングレールはこの接触面に沿つて弾性的に曲がりつゝ桁の伸縮に伴つて滑動し得るような機能となつてゐる。この Expansion Joint の働きについて常業列車通過時並びに温度変化時に対し主として変位測定を行つた。

図4-1

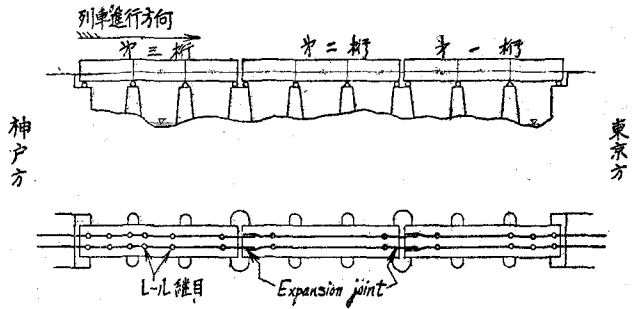


図4-2

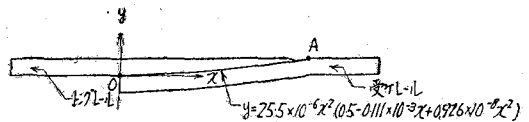
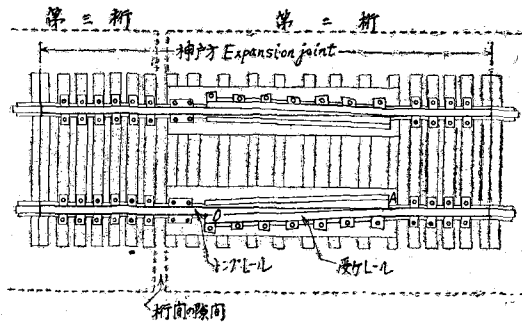
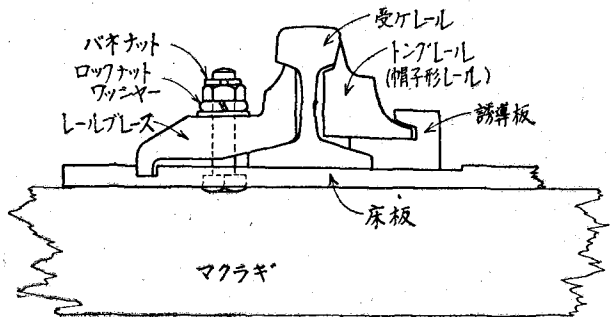


図4-3



§ 2 測定方法及び結果

列車通過時において Expansion Joint が伸縮する状況の測定方法は図4-4に示すとおりである。即ち神戸方の Expansion Joint において、受けレールと第三桁との間の間隔伸縮量 S_3 (拡大量を+とする)、トングレールと第二桁との間の間隔伸縮量 S_2 (拡大量を+とする) 並びに第二桁と第三桁との間の間隔伸縮量 S_1 (拡大量を+とする) をレール面附近で変位計により測定し、

Expansion Joint 伸縮量 S_f (伸量

即ち受けレールとトングレールの重なり寸法の減少量 を+とする) は

$$S_f = S_2 + S_3 - S_1 \quad \text{より算出した。}$$

その一例を挙げれば図4-5の如くである。列車進行に従いその先頭を表わす位置を横軸上にとり、縦軸にはそのような載荷状態での各伸縮量の測定値並びに算出値をとつてある。 S_1 、 S_2 、 S_3 及び S_f は列車荷重が第三桁、第二桁に乗っている間中、拡大縮少を繰返して波形を画きながら共に位相は合致し大略同様な動きをしている。一方図4-6のような桁の変形が考えられるから撓み角影響線より各載荷状態に関する桁間隔の伸縮量を計算した。その結果は図4-5の $S_{1\text{calc}}$ の如くである。但し撓み角

図4-4

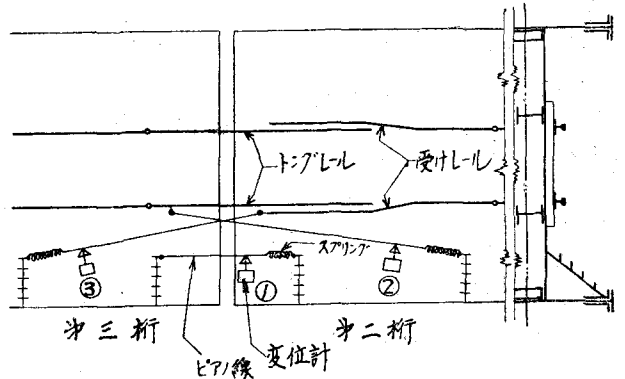
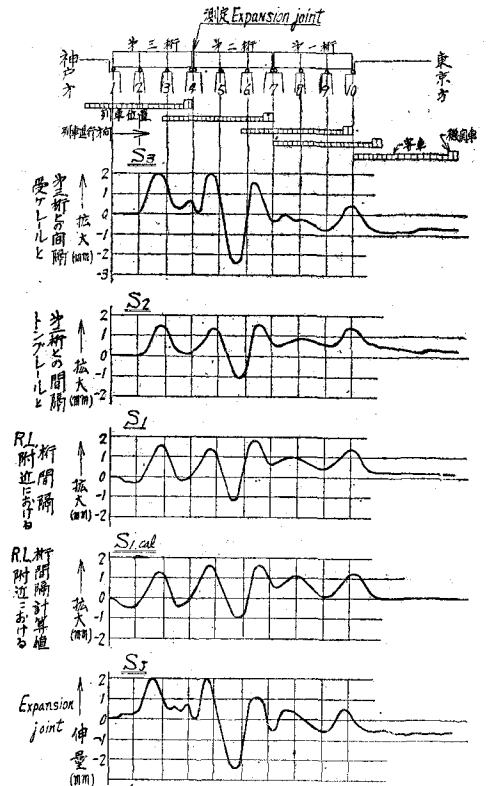


図4-5

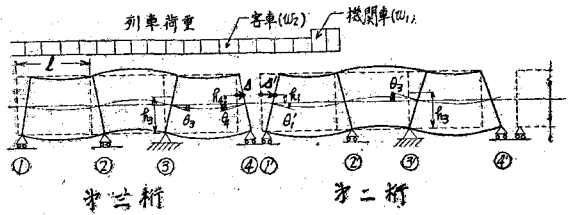


上り根巻列車 (特急つばめ号)
機関車 EF50
牽引用数 12 両
速 度 65 km/h

計算は変断面では行わず、測点間の最大撓み点(約0.4見点)の変断面で計算した最大撓みと同量の最大撓みをもつような仮定均一断面の断面二次モーメントを使用し、列車荷重は機関車荷重と客車荷重とに分け共に等布荷重として計算した。実測値の S_1 と計算値の S_{1cal} とは殆んど合致する。さらに図4-5で S_1 と S_2 の値は極めて良く似ており、受けレールの S_3 が多少のズレを示しているが S_2 は S_3 によく似た値となつている。これは測定した数

例につき或程度共通しているので、 S_3 の残留ズレ量を連続数個列車の測定に対し調べてみると図4-7の如くなつた。この測定からは S_3 の残留ズレ量(≒ S_2 の残留ズレ量)は打消されて一方的に累加されてはいない。尙常業列車につき速度別の Expansion Joint 最大伸縮量を示せば図-8の如くである。又左右レール平均温度変化に対する神戸方 Expansion Joint の伸縮量測定値(受けレールとトンダレールとにつけた標識間の伸縮量で測定)及びそれと同時に於ける第二桁と第三桁との間の間隔伸縮量測定値(レール面附近で測定)並びに鋼の線膨張係数より

図 4 - 6



$$\begin{aligned}
 \delta &= (h_4 \theta_4 - h_3 \theta_3) W \\
 \delta' &= (-h_4 \theta_4' - h_3 \theta_3') W \\
 \text{桁間隔伸縮量 } S_2 &= \delta - \delta'
 \end{aligned}$$

θ : 均一断面と仮定したときの単位等布荷重による撓み角
 W : 荷重強度

図 4 - 7

受けレールと第三桁間隔残留ズレ量

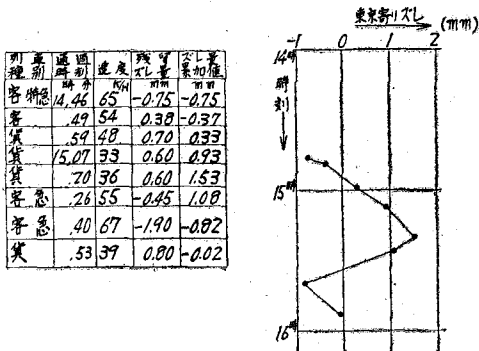
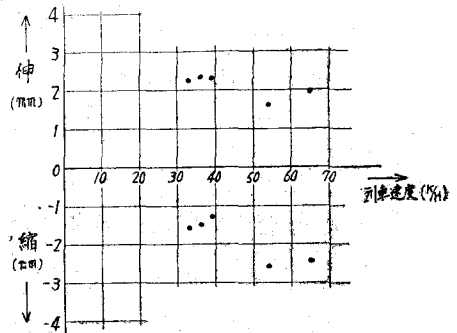


図 4 - 8

列車速度別 Expansion joint 最大伸縮量



求めた計算伸縮量を示せば図4-9の如くである。レールはアンチクリーパーやフツボルトを介して桁に固着されているから夫等が有効に働けばレールと桁とに温度差があつてもズレは起らぬ筈である。よつて橋梁上各所で温度変化によるそのズレがあるか否かを測定した。

その測定方法は図4-10-2に、その結果は図4-10-1に示してある。

A, B, C点は各桁の固定支点上の位置、D, E点は神戸方Expansion Jointの両端継目の外方位置である。一日間の温度変化に対しても又比較的長期の観測においても、B点は殆んどズレを示しておらずA, C点は長期観測の結果からおして僅かに東京方へズレたかに見られ、又D, E点は一日間の測定のみでは

あるが大きなズレを示していない。

図4-9

温度変化による Expansion joint 伸縮量
及び 桁間隔伸縮量

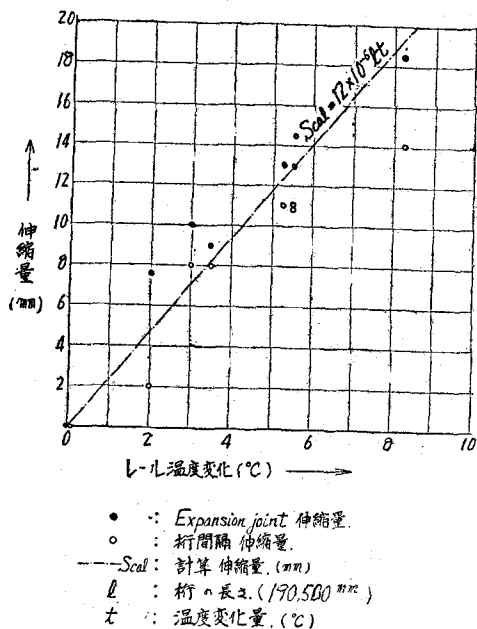
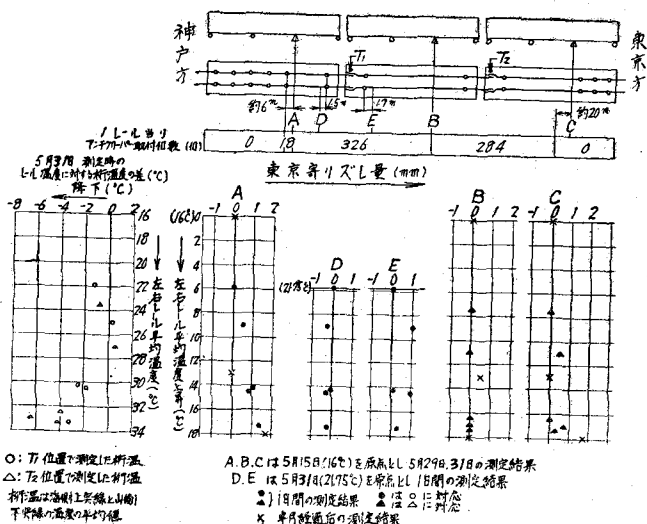


図4-10-1

温度変化による位置別 桁とレールのズレ量

§3 結論

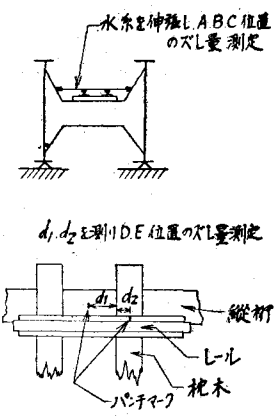
(イ) 列車通過時の Expansion Jointの伸縮は、それが乗っている桁の間隔の図4-6に示すような伸縮と殆んど同様に動く。その際若干残留ズレを生ずるようなズレがレールにあるが、それは極め



て小さくしかも必ずしも一方的に累加されないの
で、大きなふく進の原因になることはないと思ら
れる。今回の測定では最大伸縮量は図4-8より
伸、縮とも約2.5mm程度であつた。

図 4-10-2

桁とレールのズレ量測定方法



(ロ) 温度変化に対する Expansion Joint の伸縮
は図4-9に示すとおりほぼ桁間隔の伸縮と同様
である。一方図4-10-1よりA, B, C, D
及びEの各位置においてレールと桁との間には大
きなズレは見られない。アンチクリーパーは図4
-10-1上部に示す数量が東京方へふく進する
のを防ぐように取付けられているが、それが長尺
レールに対し作用を發揮しているように見受けら
れる。従つて図4-9に現れた多少のズレは局部
的な移動差と考えられ、橋梁上全長にわたるよう

な広範囲かつ大量なレールのふく進は今のところ見られず、桁並びにレールの伸縮は安全
に Expansion Joint に吸収されている。又図4-9より Expansion Joint の
働きはほぼ計算伸縮量直線に沿っている。一方設計伸縮量は -5° より 55° 迄の 60°
のレール温度変化を想定し本図中の計算伸縮量直線に従つて $S = 12 \times 10^{-6}$ $l t =$
 $12 \times 10^{-6} \times 63500 \times 3 \times 60 = 137.2 \approx 140$ (mm)をとつてあり尙多少の
余裕があるので、盛夏の温度上昇に対しても支障をきたさない。

(イ)、(ロ)より桁上におけるこの Expansion Joint は温度変化に伴つても
又列車通過中の動的な力の作用下でも桁間隔と共に伸縮し長期にわたり期待した機能を發
揮するものと思われるが、温度変化に対しては測定回数が少ないので今後とも調査を続ける
予定である。

第5節 活荷重試験および振動

§1 目的

本橋の特殊性にかんがみ、その開通に先立ち、機関車荷重による各部の応力、撓み、振動等を測定して、設計上の計算応力および撓み等を比較してその強度を確認し、併せて今後の設計上の資料を得ることとした。

§2 測定方法

(イ) 試験荷重

D52形機関車2輛の後部を互に連結して使用した(図-1)

(ロ) 測定事項および使用器械

第 1 図

測定事項としては主桁の応力、横構の主桁への協力、主桁の上下および横方向変位、振動発生機による振動試験等である。

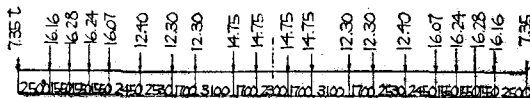


図1 試験荷重 軸重及び軸距

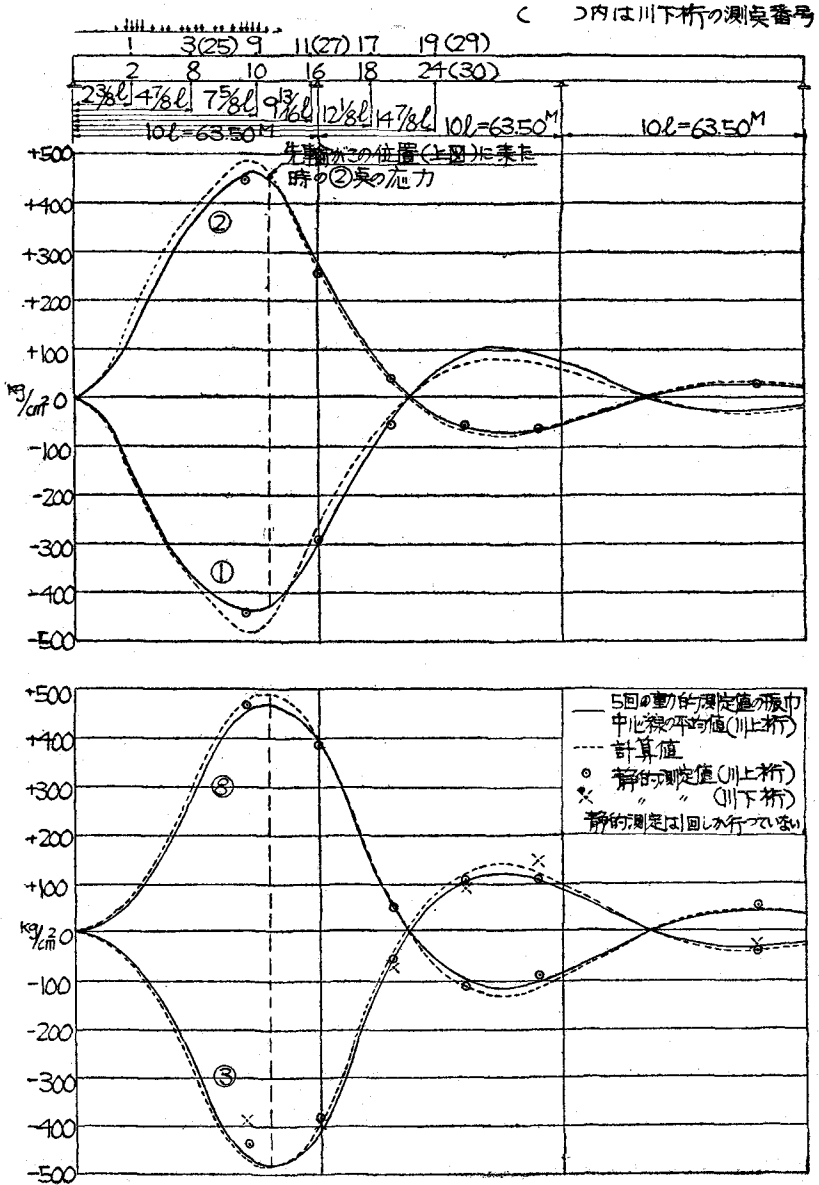
(この他縦桁の連続性、横桁の彎曲等につき測定する予定であつたが悪天候のため果せなかつた。) 使用計器としては、応力測定用として、抵抗線歪計(ベークライト製、120Ω標点距離20mm)歪指示器ペンオツシロ等、撓みおよび振動測定用としてはイゲル式変位計、電磁形変位計、電磁形振動計等を使用した。振動発生機はドイツLosenhausen会社1937年製2000Kg、4/20HZ形回転数600~3000rpmである。

§3 測定値

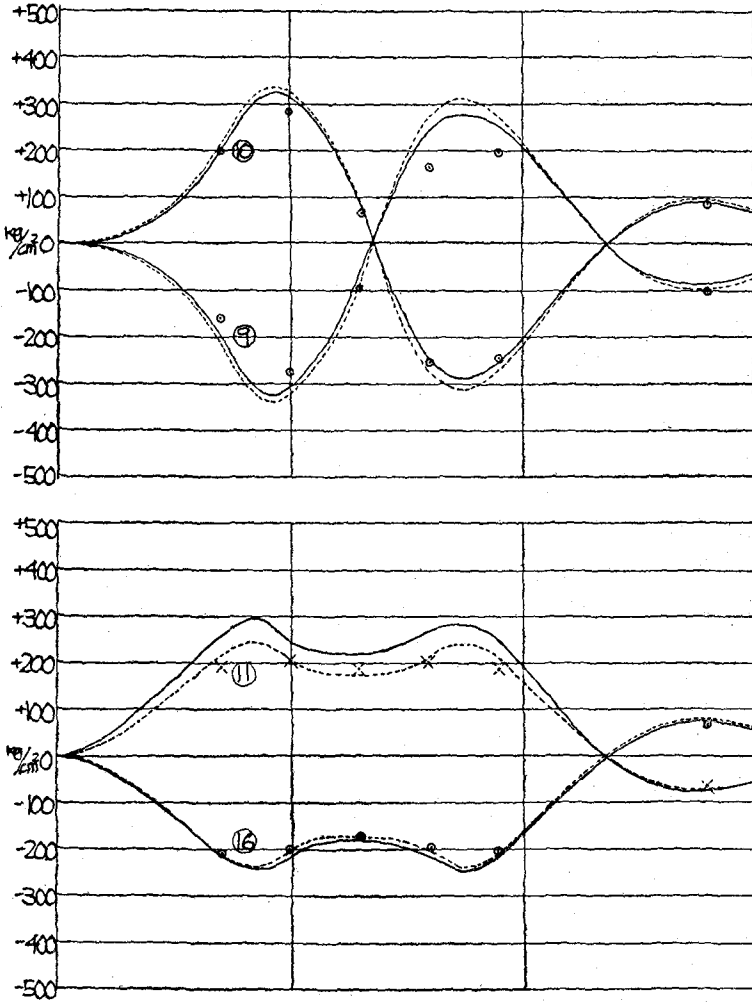
(イ) 主桁の応力

主桁上下突縁中央点の応力測定値を図-2, 2.3に示す測定値(max)の計算値に対する割合は12.4~9.2%であつた。普通の橋桁においては縦桁、横構等の協力により一般に測定値は計算値より約20~30%小さいが、本橋は縦桁の位置が主桁の中立軸附近にあるので、その影響は殆どないようである。

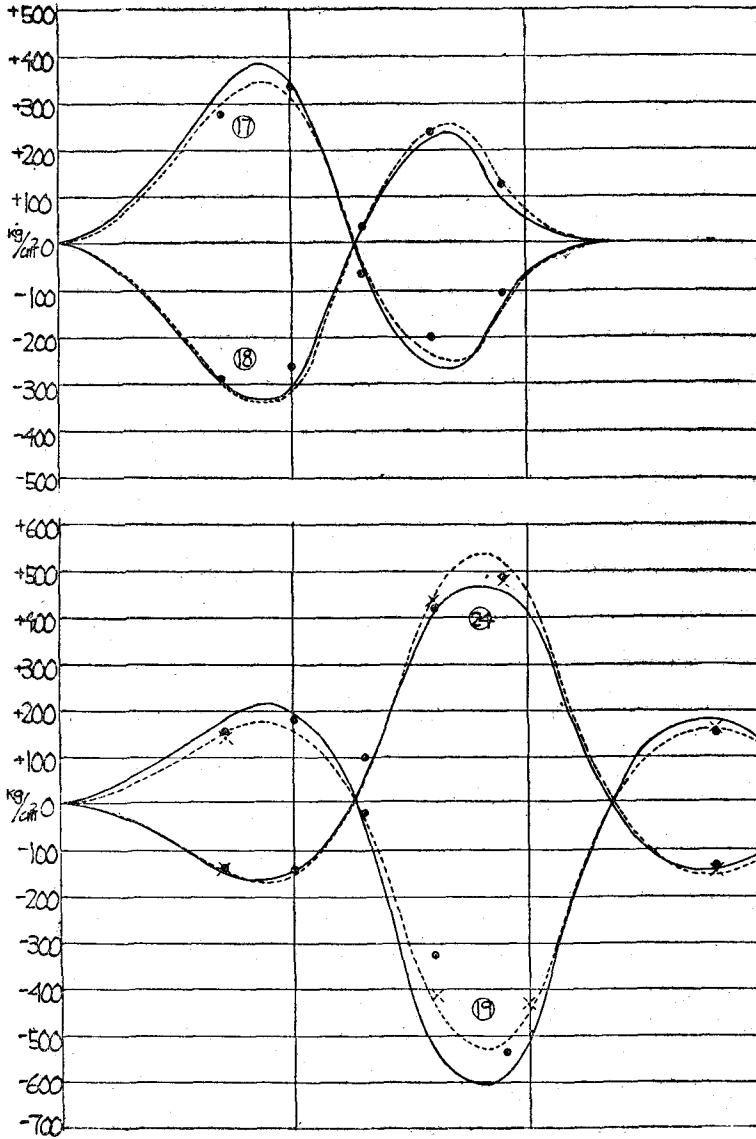
応力測定値にあらわれた衝撃値は列車速度を40km/h以上出せなかつたので最高



第 2 - 2 图



第 2 - 3 图

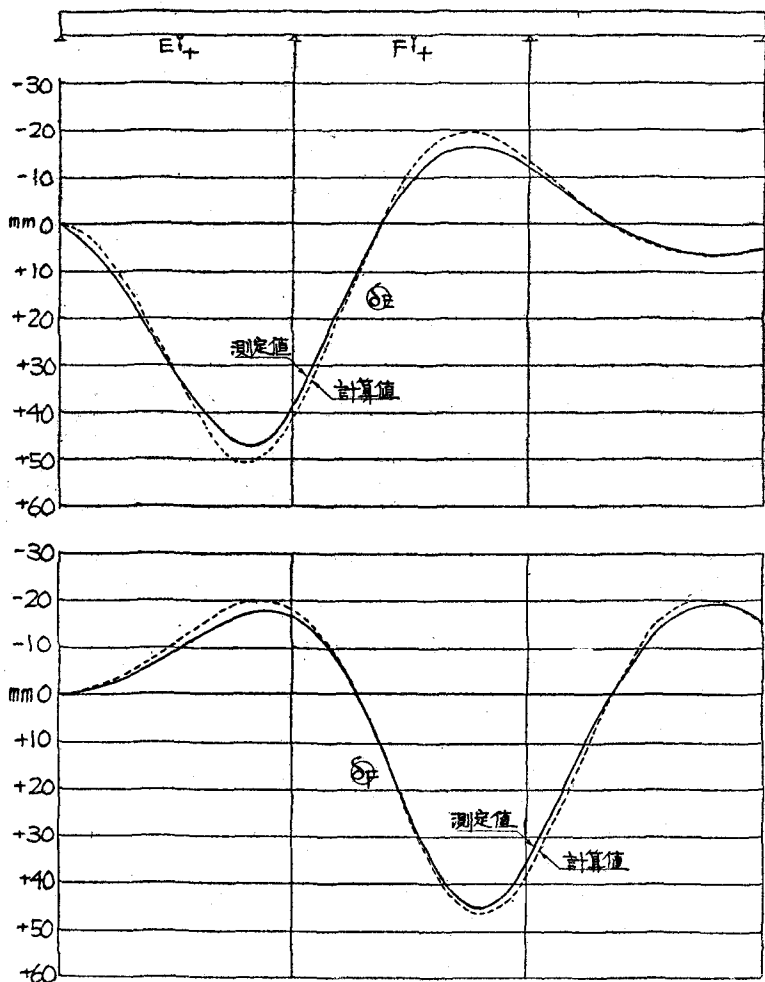


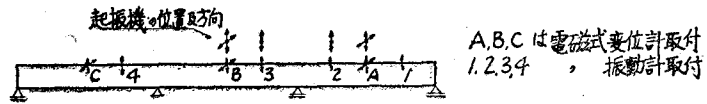
約6%であつた。尚衝撃値は速度 $20 \frac{K}{H}$ 前後で大きくなつてゐる。

(ロ) 主桁の撓み

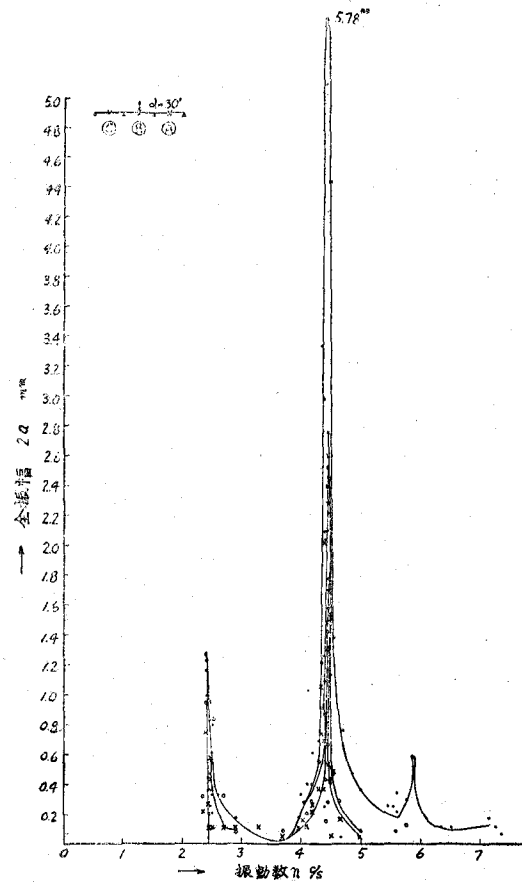
主桁の各径間中央点の撓み測定値を図-3に示す。測定値(mar)の計算値に対する割合は97~91%で、撓み測定値にあらわれた衝撃値(即ち動的全振幅 $\times \frac{1}{2}$ ÷静的撓み量)は最高約4%であつた。

第 3 図



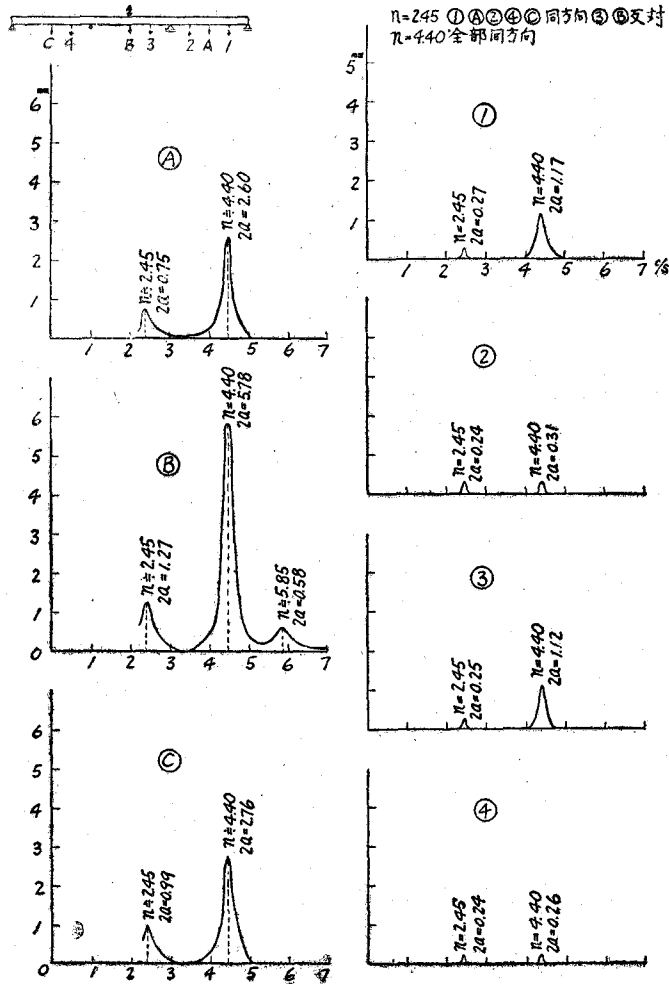


第 5 - 1 図

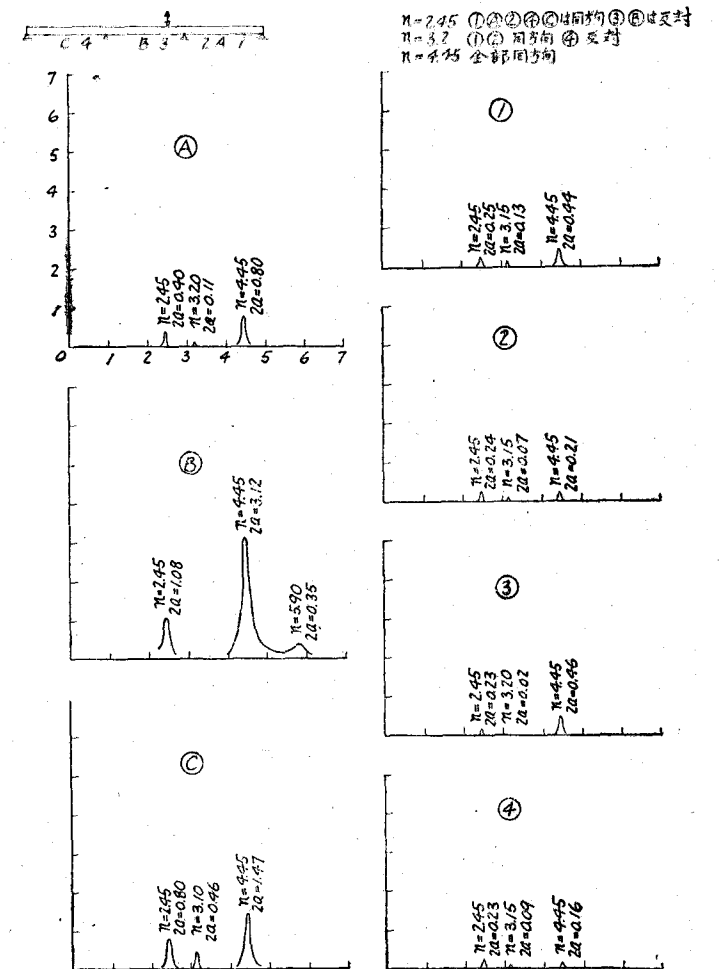


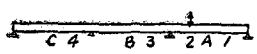
第 5 - 2 図

上下方向振動試験

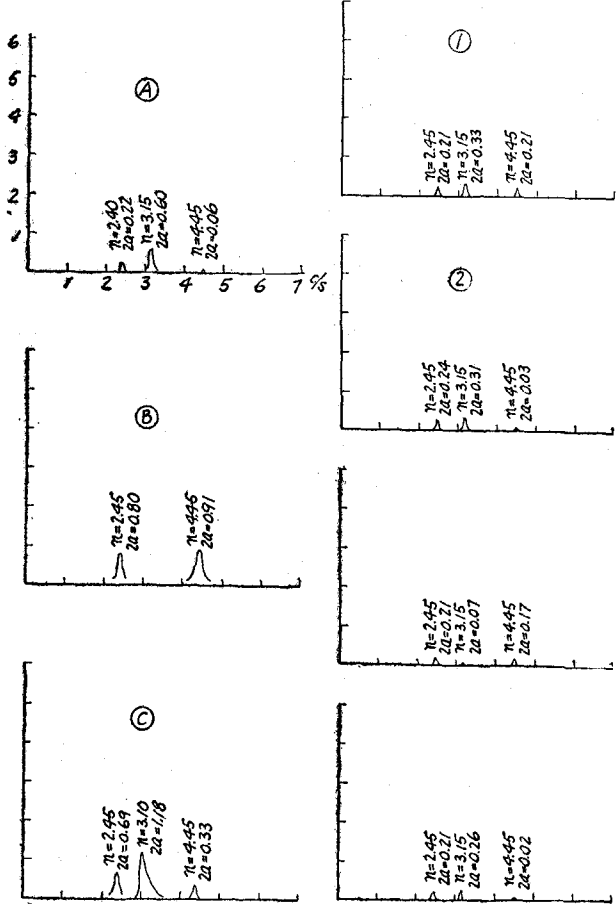


第 5 - 3 図

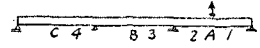




$\eta = 2.45$ ①②③④ 同方向 ⑤ 反对方向
 $\eta = 3.15$ ①② 同方向 ③④⑤ 反对方向
 $\eta = 4.45$ 全部同方向

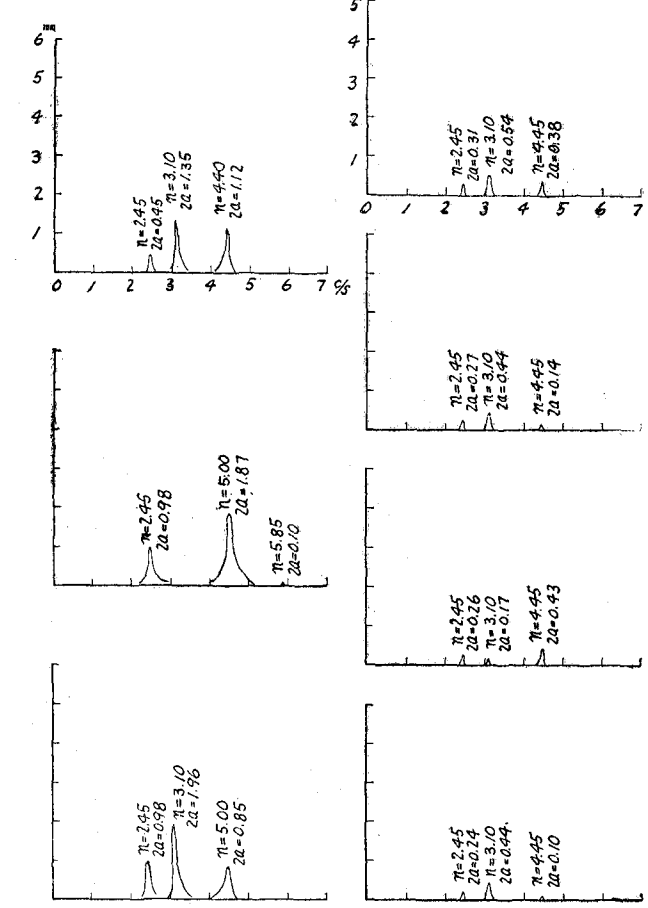


第 5 - 4 图



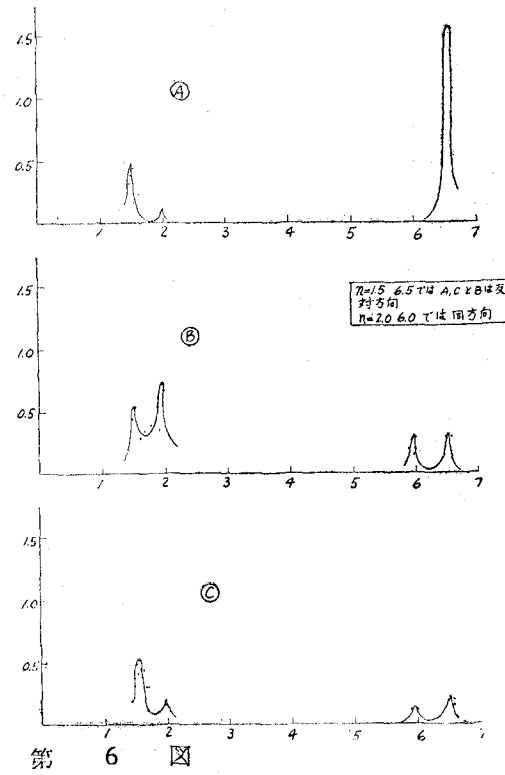
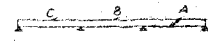
1, 2, 3... 加速度振動計... 同時に記録紙に描く
 A, B, C は 電磁型変位形 同様に同時測定

$\eta = 2.45$ ①②③④ 同方向 ⑤ 反对方向
 $\eta = 3.10$ ①② 同方向 ③④⑤ 反对方向
 $\eta = 4.45$ 全部同方向



第 5 - 5 图

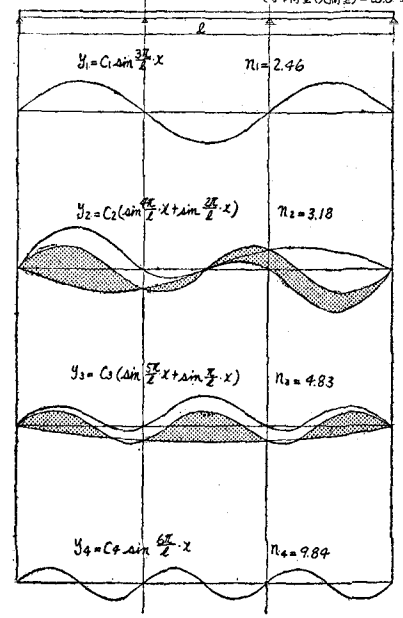
横方向振動試験



第 6 图

第 7 图

一定断面二次モーメント $I = 38700000 \text{ cm}^4$
 假定 等分布重 (死荷重) $= 20.0 \text{ kg/cm}$ (実質量の平均)



レ) 振動試験

振動試験は上下方向、横方向について行つた。起振機の位置および振動計取付位置は図-4に示す。

起振機の回転数 N に対する各測点の全振幅の関係は図-5, 6のようになる。主桁の上下方向の固有振動数を計算して見る。振動波形を図-7のように仮定してRitzの方法を用いて計算すると、大体図-5の共振振動数に近い値が得られた、又振動計の振動方向は大体このような波形に一致している。

(横方向振動試験については目下検討中である。図-8)

この場合Iは側径間の中央撓みが等しくなる様な等断面のIを仮定してRitzの方法で計算したので第3次の振動に於てはIの仮定が相当の誤差の原因となつた様である。

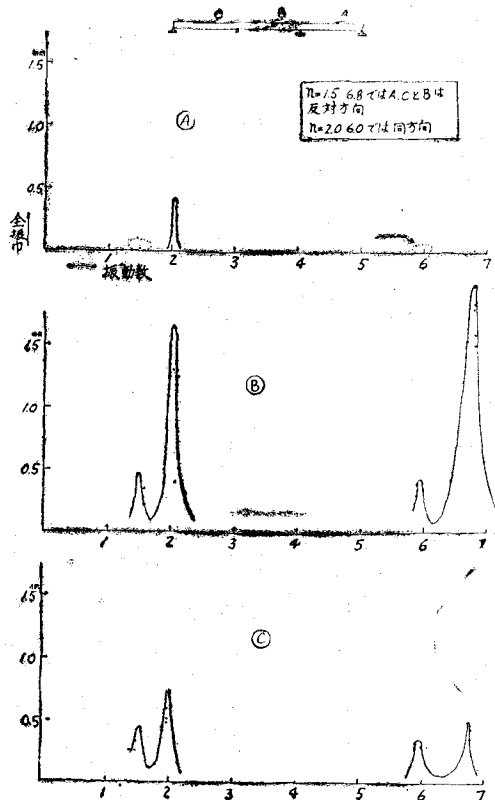
共振点以外での振幅は極度に小さい。

実験の機関車(D52重連)では 40 km/h までの走行に対しSpeed 20 km/h 程度で振幅が大となつた。

第 8 図

(二) 主桁の横変位

試験機関車D52の重連のものを図-9の測定点I, II, IIIは夫々第二連桁の第一、第二、第三径間の川下主桁上突縁の中央点で、測定固定点は現在上り線トラスに取る。測定の結果は表-1の如くである。横変位の最大値は全振幅 8.4 mm 1.5% で列車速度約 20 km/h 側径間に機関車がのつた場合に反対側の側径間中央点に起つている。載荷径間自体は約 5 mm



の全振幅である。

第 9 図

比較資料として下記を

測定した。

現在線の営業列車による横変位

上り線（鉸結トラス）

(2-1) 径間と並行	3.7mm	複 雑
(2-2) " "	4.4mm	2.0 C/S
" " "	2.0mm	
(2-3) " "	3.4mm	
" "	2.7mm	つばめ速度 7.5 K/H
下り線（ピントラス）		
(2-3) 径間と並行	5.4mm	1.2 C/S つばめ速度 7.2 K/H
" " "	6.2mm	1.2 C/S 貨物列車速度 5.0 K/H

