

花見川橋梁鉄筋コンクリート桁工事および測定について

河 野 通 之*
 大 地 羊 三**
 田 中 和 夫***

要 旨 花見川橋梁鉄筋コンクリート桁工事における設計施工の概略と、工事にあたって行なつた支保工沈下、コンクリートの元ヒズミ、死荷重によるタワミ、ヒズミとその変化、活荷重静的試験、および桁の振動特性等についての測定結果の概要を述べた。

1. まえがき

本橋梁工事は印旛沼干拓計画にともなう疎水路が総武本線と旧花見川橋梁（支間 129 m）において交叉するため、農林省より国鉄が委託されて施工した径間拡張工事である。

本報告においては主として上部構造について設計、施工の概要をのべ、さらに本工事において行なつた種々の測定結果について報告する。

2. 設計概要

(1) 工事計画および構造物型式

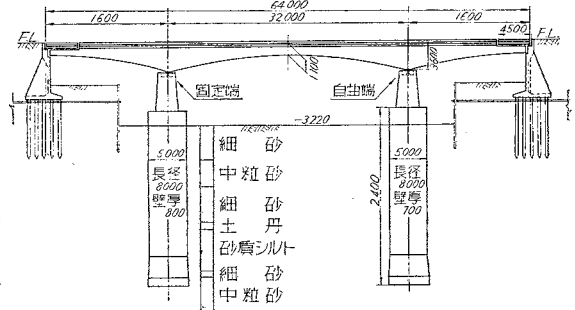
工事の計画にあたって現場の線形、所要河川幅、支持層が深いこと（-24 m）、また海岸に近いこと等を考慮し、施工法については、

- 現在線のまま径間拡張を行なう
- 仮線路を設けてこれに切換後施工する
- 新線路を施工する

の3案を検討の結果、第2案の仮線路を設けて、これに本線を切換えて施工することにし、構造物の型式については、トラス案、

鉄筋コンクリート桁案、鋳桁案等を比較検討の結果、図-1に示すごとき型式が採用された。すなわち上部構造は、中央径間32 m、側径間16 mの突桁を持つ断面函型の

図-1 橋梁一般図



鉄筋コンクリート桁とし、上下線並設した。なお突桁先端と橋台との取付け部分には支間 4.0 m の単スラブを設けた。シューは鋳鋼製のものを用いた。橋脚基礎は荷重が大きいためダ円型の井筒を採用し、橋台は荷重も小さいので基礎には鉄筋コンクリート杭を使用した。

(2) 桁の設計

設計条件は次のとおりである。

活荷重： KS-18

許容応力度：コンクリート $\sigma_{ca}=80$ kg/cm²

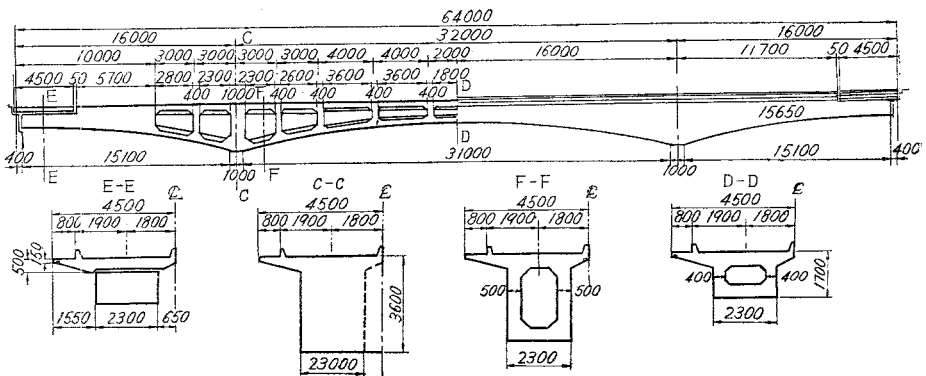
$\tau_a=20$ "

鉄筋 (SS 50) $\sigma_{sa}=1600$ "

(SS 41) $\sigma_{sa}=1400$ "

桁の形状は図-2に示すような型式で、上下線は支点の所だけで壁をもつてつなぎ、他は上下線の縁を切つ

図-2 桁一般図



* 正員 国鉄東京工事局 土木課長

** 正員 国鉄鉄道技術研究所 構造物研究室主任研究員

*** 准員 国鉄東京工事局 調査課

た。桁の曲げモーメントおよびせん断力図を、図-3に示す。

図-3 (a) モーメントおよびせん断力図

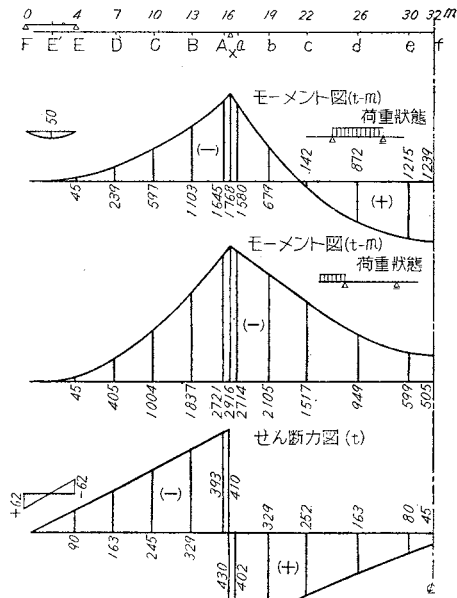


図-3 (b) 同上

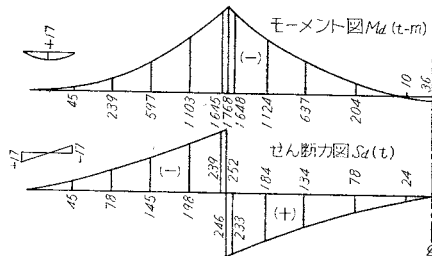
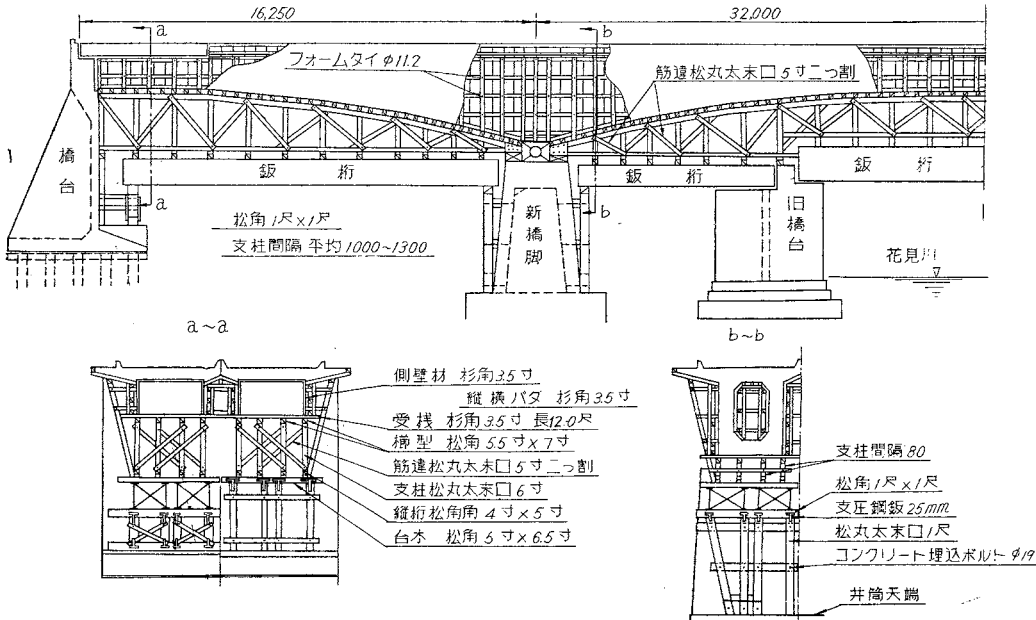


図-4 支保工一般図



3. 施工概要

下部構造については省略し、上部構造について述べる。

(1) シューの据付け

シューの重量は固定端 3.2t, 可動端 5.8t である。これは上部支保工の組立て前に据付けた。シューには仮のターンバックル、およびローラー移動止めチャンネルを設けて固定させておき、桁コンクリート施工後これを撤去した(写真-1)。

(2) 支保工

コンクリート打ちの支保工は橋梁全重量を安全に支持し、沈下や変形のできるだけ少ない構造が望ましいが、当橋梁では新旧橋台および井筒天端を支保工の基礎として利用できること、地盤が悪く、その上、橋梁自重が大きいこと、および仮設材料が少なく安価になること等の理由により支保工の受けとして桁長 13m 12 連、7m 8

写真-1 鋳鋼シュー据付け(固定端)

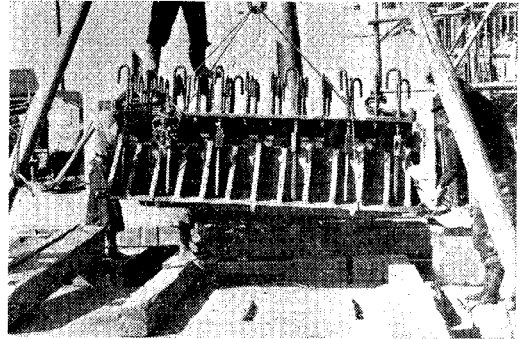
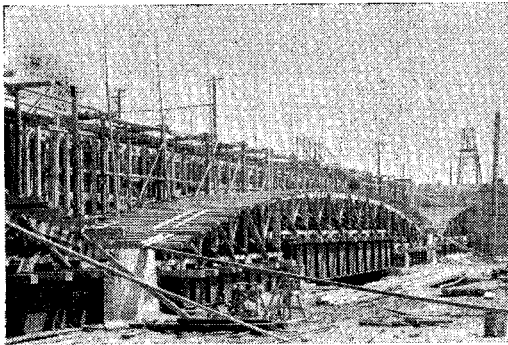
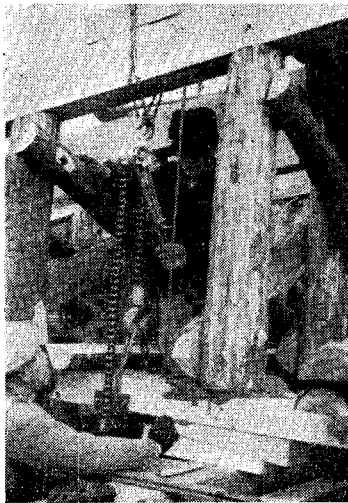


写真-2 支保工および型ワク組立



連の上路鋼桁を使用した。鋼桁は橋台、および井筒上に設けた下部の支保工、並びに旧橋台で受けた。支保工の構造は 図-4 に示す。支保工組立に際してできるだけ木材の突付仕口の間げきを少なくするため、クシ型と縦桁との間に径 12 mm のボルトを通し 2t のヒッパラーで、締付けた。これによつて約 4 mm の“死”をあらかじめ除きえた(写真-2, 3)。

写真-3 ヒッパラーによる支保工の締付け



上越し量はあらかじめ行なつた使用材の突付仕口の実験結果より支保工の沈下量を推定し、これに桁の死荷重による静的タワミおよびコンクリートのクリープによるタワミの増加を考慮して決めた。

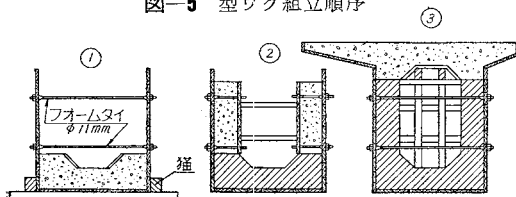
(3) 型ワク

型ワクの組立はコンクリート打ちの順序に応じて、図-5 のごとく行なつた。なお内型ワクの上部は埋殺しとした。また支点付近は支保工の不等沈下による型ワクのねじれを避けるため、同所のコンクリート打ちまで型ワクを組立てずにおいた(写真-4)。

(4) 鉄筋組立

(a) 間隔材 主鉄筋(φ32)が輻湊しているため、

図-5 型ワク組立順序



この間隔を保持するのに、鉄筋(6 mm)で 写真-5 に示すような間隔材を作り、3 m 間隔に配置した。

(b) 鉄筋吊金物 中央径間下部はコンクリートブロックの使用を避けるため、吊金物によつて鉄筋を吊つた。その間隔は鉄筋のタワミを考慮して4 m にした(写真-6)。

(c) 鉄筋継手 主鉄筋はφ32で中心間隔80 mmであるため、これの継手はガス圧接にした。

ガス圧接に使用した火口: 750 (フランス式火口番号)
加熱時間: 60 sec

圧接時間: 120~150 sec

溶解アセチレン圧力: 0.4~0.5 kg/cm² (低圧)

酸素圧力: 22.5 mm (低圧)

圧接部のふくらみの径: 平均 48 mm

なお、ガス圧接の引張試験の結果切断カ所はいずれも

写真-4 型ワク(橋脚付近)

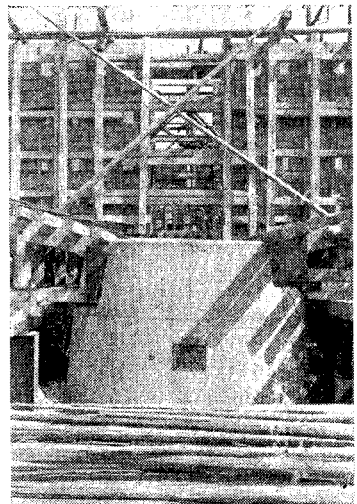


写真-5 鉄筋間隔材

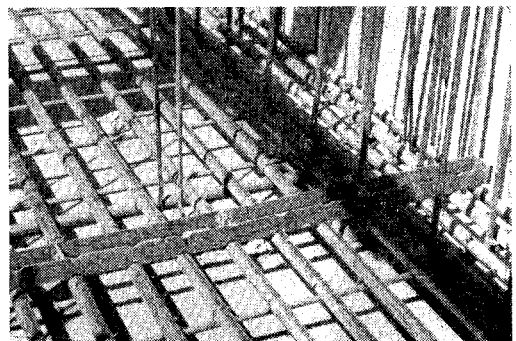
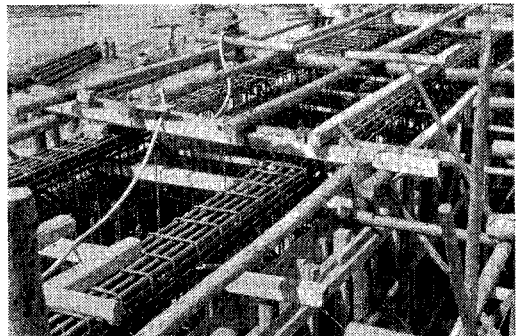


写真-6 鉄筋吊金物およびその足場



母材部分であった。曲げ試験では 180° まで、いずれもキレツは発生しなかつた。

(5) コンクリート施工

(a) ミキサー プラント 東京工機KKミグ式である。本機はドラム回転式でなく、かくはん槽の中で回転する2本の羽つきシャフトによつて混合される。なおシャフトは水平である。重量計量は自動式で容量はセメント1袋練り、能力は8~10m³/hである。なおモルタル単位容積重量差は2回の試験の平均で11kg/m³であつた。

(b) 配合 設計強度は $\sigma_{28}=250 \text{ kg/cm}^2$ である。割増し係数は、井筒工事のときのコンクリートの変動係数13%を参考にして、1.1とした。したがつて目標強度は $\sigma_{28}=275 \text{ kg/cm}^2$ 。配合は次のとおりである。

w/c	G/S	c	スランプ	空気量	A E 剤 (ピンゾール)
47%	1.5	350 kg/m ³	7.0 cm	4.0%	140 cc/m ³

セメント：アサノ普通セメント

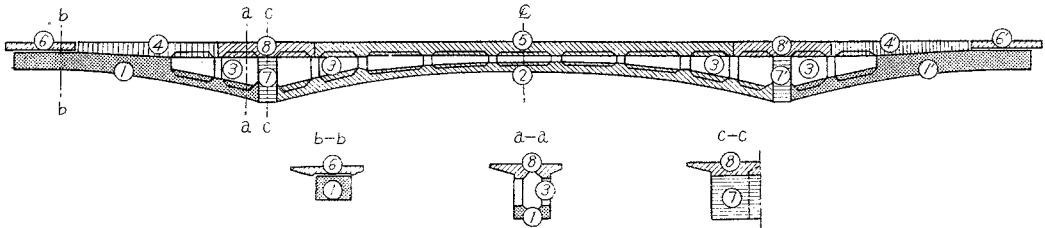
砂：小椋川 比重 2.56 F.M.=2.92

水：現場付近地下水

砂利：安部川 比重 2.63 F.M.=6.96

(c) コンクリート打設順序および施工 コンクリート打ちの順序については、種々議論されたが、鉄筋、型ワクの組立て、コンクリート打込みの難易、打継目の位置、ミキサー プラントの能力等を考えて結局 図-6 に示すごとく3層に分けて打つことにし、支点部分のみは支保工と支承との支持条件の違いから生ずるひびわれを避けるため最後に打つことにした。すなわち、まず①②④'の部分を打ち、内型ワクの組立後(約1週間)③の*

図-6 コンクリート打設順序



コンクリート打ちの間には約4時間の時間をおいた。バイブレーターは棒状 3/4 HP 3本、その他、型ワク用3コを使用した。施工速度は平均6~7m³/hであつた。なお心配していた支保付近コンクリートのひびわれは本工事の場合には全然生じなかつた(写真-7.8)。

(d) コンクリート圧縮強度 強度の平均値は上り線270kg/cm²、下り線280kg/cm²で変動係数はそれぞれ10.6%、10.4%であつた。資料コ数はそれぞれ51コおよび46コである。

(e) コンクリート強度と材令およびヤング係数 桁について行なつた種々の測定の参考資料にするため、コンクリートの強度と材令、強度とヤング係数との関係を

* 部分を打つた。

写真-7 桁コンクリート打設

ここで埋殺しになる内型ワク、橋側歩道の部分の型ワクを組立て、上部の配筋終了後(この間約1月間)⑤④④'の部分を打つた。この部分が終つて2日おいて支保付近の支保工の沈下が大体落ちついたところで支保部分のコンクリートを打つた。支保部分の⑦と⑧の

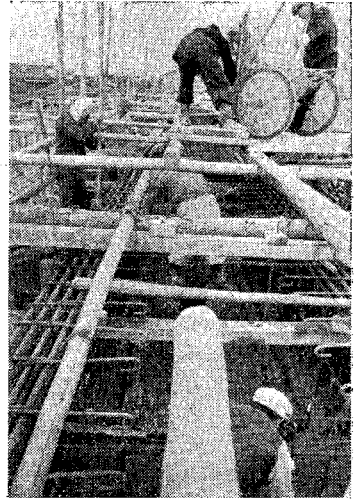


写真-8 橋梁完成(本線切替え後)

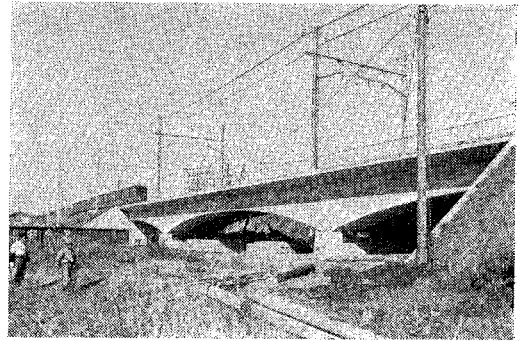
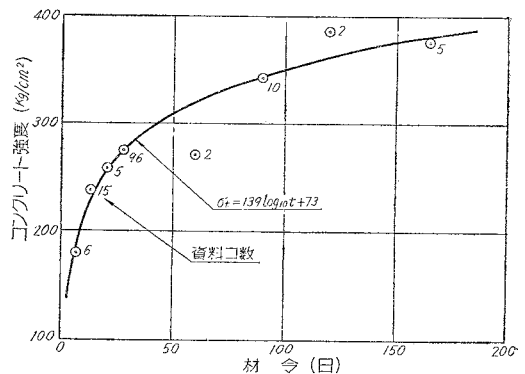


図-7 コンクリート強度-材令曲線



求めた。その結果、材令 t 日における強度 σ_t は

$$\sigma_t = 139 \log_{10} t + 73$$

で表わされた (図-7)。

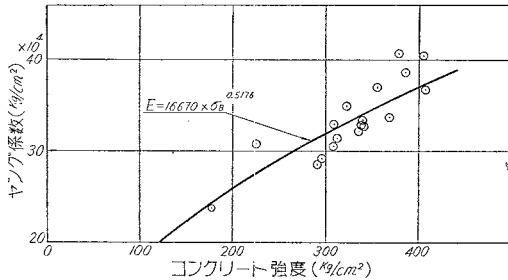
また強度 σ_B とヤング係数 E は

$$E = 16670 \times \sigma_B^{0.5176}$$

で表わされた (図-8)。

ただし E の値は、ヒズミ 50×10^{-6} と 400×10^{-6} を結んだ割線より求めた。これは後記の測定対象が $50 \times 10^{-6} \sim 200 \times 10^{-6}$ 程度のヒズミの範囲にあるためである。なお使用した供試体は材令 7 日より 165 日までのもので材令別による E と強度との関係づけは行なわなかった。

図-8 コンクリート強度—ヤング係数曲線



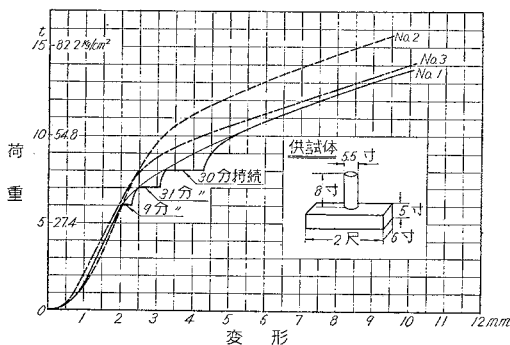
4. 測定

この工事において行なつた種々の測定結果について以下その概略を報告する。

(1) 支保工の沈下

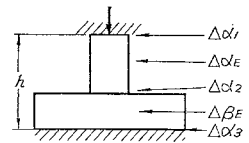
支保工の沈下に関しては、あらかじめ現場で使用する木材を使用して突付仕口の試験を行ない、いわゆる“死”と称されているものを測定した。その記録の一部を 図-9 に示す。支保工の沈下は、おもに木材の突付仕口の变形より生ずるもので、これを分析してみると 図-10 のように分けられる。このうち問題になるのは $\Delta\alpha_2$ であるが、 $\Delta\beta_E$ の測定が困難であるため、われわれの測定においては、 $\Delta\alpha_2 + \Delta\beta_E$ を一併して取り扱った。図-9 の変形量は $\Delta\alpha_2 + \Delta\beta_E$ である。実際の支保工の沈下を推定するに当つて“死”は、上記の実験結果、および他の実験結果 (たとえば後藤一雄ほか 3 氏の実験、日本建築学

図-9 木材突付仕口の变形



会論文集 53 号) を参照して求め、これに計算より求めた木材の弾性変形、鋼桁のタワミを加えて、全体の沈下量を算出した。なお荷重は、次のように仮定した。

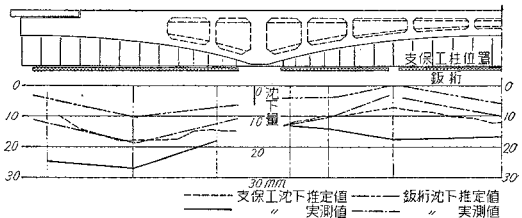
図-10



すなわちコンクリートの重量は線路方向では柱の間隔で分割して考え、横断方向では柱に平均化されてくると考えた。なお先に打ち込まれたコンクリートの線路方向のハリ作用は計算しなかつた。それは境界条件が非常に複雑であり、また、それほど精度を必要としないからである。さらに、このような仮定の方がコンクリートのひびわれ発生を検討に際しては危険側に立つて考えることになるからである。

以上のごとき推定に対し実際の状態を調べるため、支保工の沈下および鋼桁の沈下の測定を行なつた。結果は 図-11 に示す。実測値と推定値との比較から次のことがわかつた。

図-11 支保工沈下状態



(a) 鋼桁より上の上部支保工の沈下は中央径間の旧橋台付近を除いて推定値に大体近い値であつた。これは鋼桁以下の沈下推定値と実測値の差で、全体の沈下量を補正すると全体の沈下推定値と測定値が、比較的良好に一致してくることからわかる。

(b) 下部支保工の沈下は推定より多かつた。これは下部支保工が埋め戻された土中であり、木材の含水率がかなり高くなつていたためと、大きな荷重が長期にわたつて加わつていたために、木材の突付仕口部分のめり込みクリープが大きくなつたためと思う。

(c) 鋼桁だけのタワミは計算によく一致している。

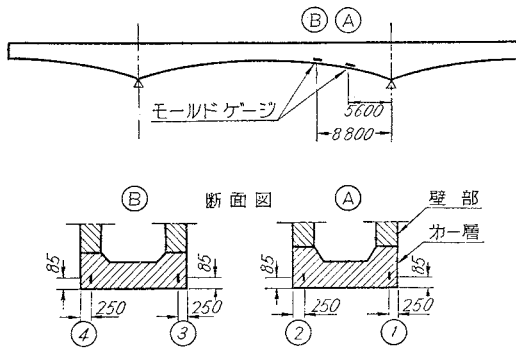
(d) 旧橋台の沈下は考えなかつたが、実際には 3~4 mm の沈下を生じた。

以上の結果から見て支保工の沈下は、その場所ごとの条件が複雑で正確な推定を行なうのは非常に困難であるが、前記のごとき実験結果を用い、適切な仮定を設けて計算を行なえば、われわれが求めている程度の精度は十分得られるようである。

(2) コンクリート打ちにともなう元ヒズミについて
コンクリートを層に分けて打ち込むにあつて、支保工の支持条件の違いから先に打ち込まれ、すでに固まつているコンクリートに大きい元ヒズミが生じ、それがひ

びわれにまで進むことが心配された。これについては一応最終的な沈下推定線をもとにしてコンクリートのヒズミを求めて検討した。この結果、中央下縁の引張側の $+190 \times 10^{-6}$ のヒズミが一番問題であつたが、コンクリートの引張りヒズミの限界が $+300 \times 10^{-6}$ であるといわれていること、計算仮定が危険側であること、および初期のコンクリートのクリープの大きいこと等から一応ひびわれは生じないと考えられた。しかし実際の施工にあつて、層に分けて打ち込まれるコンクリート元ヒズミの状態を調べるために、これに対する測定を行なつた。測定位置は 図-12 に示す。問題の中央下縁は、モールドゲージの取付け困難のため、測点を設けられなかつた。測定の結果、これらの点において最終的に $+100 \times 10^{-6}$ 程度のヒズミを生じているのがわかつた(表-1)。

図-12 コンクリート元ヒズミ測定位置



一方第一層コンクリート施工時に、このコンクリートより作つた供試体の曲げ試験によつて、コンクリートの引張りヒズミを測定した。この結果では材令による違いはほとんどなく、いずれも下縁引張りヒズミが $+90 \sim +100 \times 10^{-6}$ でコンクリートが塑性変形をおこし始め、そのヒズミが $+300 \times 10^{-6}$ に到つて破壊している。なお供試体は材令 7 日および 14 日で水中標準養生のものである。以上のことから考えて、この工事の場合には問題にしていた場所に、ひびわれの発生がなかつたものと思われる。

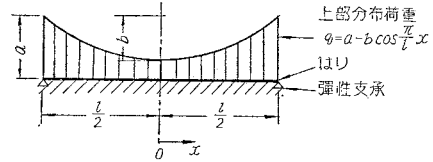
表-1 コンクリート ヒズミ (10^{-6})

		壁部コンクリート打ち	上部スラブコンクリート打ち前	上部スラブコンクリート打ち後
		実測値	1 2	+73 +50
計算値		+43.6		
実測値	3 4	+70 +35	+76 +10	+81 +20
計算値		+46.5		

当初のヒズミの推定値と実測値とは、下部支保工および旧橋台付近の沈下の推定が実際とは違つたため、全然異なつた値が出た。このように施工中のすでに固まつたコンクリートの働らき、およびヒズミは境界条件の推定

が困難であるため正確にわからないが、桁中央部分の第一層コンクリートの上に壁部分のコンクリートが打ち込まれたときの第一層コンクリートを支保工で支えられた弾性支承上のハリと考え、参考までに測点に対応する場所のヒズミを計算してみた。計算値は 表-1 に示す。

図-13



計算仮定および計算式は下記のとおりである。図-13より、

$$\sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} = \beta \quad \text{とおき}$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -ky + a - b \cos \frac{\pi x}{l}$$

を解き、境界条件を入れると、

$$y = C_1 \sin \beta x + \sinh \beta x + C_2 \cos \beta x + \cosh \beta x$$

$$+ \frac{a}{k} + \frac{\cos \left(\frac{\pi x}{l} \right)}{4\beta^4 + \left(\frac{\pi}{l} \right)^4} \times \frac{b}{EI}$$

$$C_1 = -2 \frac{\sin \frac{\beta l}{2} \cdot \sinh \frac{\beta l}{2}}{\cos \beta l + \cosh \beta l} \times \frac{a}{k}$$

$$C_2 = -2 \frac{\cos \frac{\beta l}{2} \cdot \cosh \frac{\beta l}{2}}{\cos \beta l + \cosh \beta l} \times \frac{a}{k}$$

が求まる。この式をもとにしてモーメントを求め、支持力係数 k に沈下実測値より求めた $k = 35 \text{ kg/cm/cm}$ を、 E は前記の実測結果より計算した $E = 24.3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ を用いてヒズミを計算した。表-1 に示すごとく実測値と計算値は割合に一致している。したがつて実際の状態は、この計算仮定に比較的近かつたようである。

(3) 死荷重によるタワミおよびヒズミ

(a) タワミ 死荷重によるタワミをレベル (10" 水管つき) および特殊のスタッフを用いて測定した。この測定結果を図-14 に示す。このうち支保工撤去後 10 日後と 36 日後の値と計算値とを比較したものが 図-15 である。なお、このタワミ測定は最後のコンクリート、すなわち支承部分のコンクリートが打ち込まれてから 12 日後に始めた。計算はコンクリート全断面有効とし、 E は支保工撤去時の平均値を用いた。

この図から死荷重によるタワミが、かなり計算値と違つて出ているのがわかる。これについては次のような理由が考えられる。

① 支保工のクリープ：特に側径間において支保工がクリープを生じたため、桁として最後のコンクリートが打ち込まれてより、桁の死荷重によるタワミが徐々に生

図-14 桁死荷重タワミ

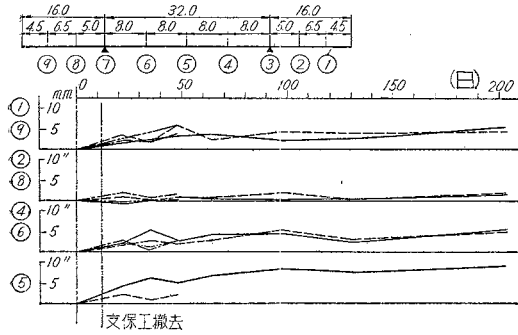
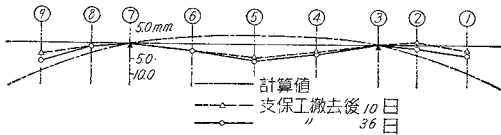


図-15 同上



じていたためと思われる。

② コンクリートが全部同時に打込まれたものではないこと：桁は前述したとおり多くの部分に分けてコンクリート打ちされている。したがって一番材令の若い支点の部分は、他の部分に比しクリープ量が大きくなり、中央径間は両端支点部分の Plastic Hinge 状の断面回転により、計算のごとく、はね上らず逆に沈下したと考えられる。支点付近のコンクリートのクリープの大きいのがヒズミの測定にもあらわれている。

(b) ヒズミの測定

① 測定方法および測定結果：ヒズミの測定にはカールソンヒズミ計とフォイルゲージを使用した。フォ

図-16 カールソンヒズミ計用鉄筋継手
鉄筋断面図

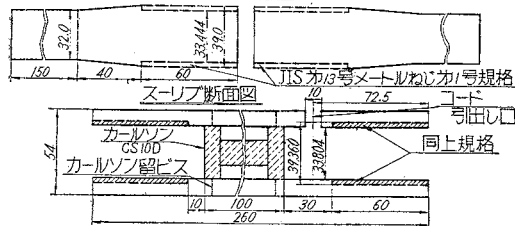
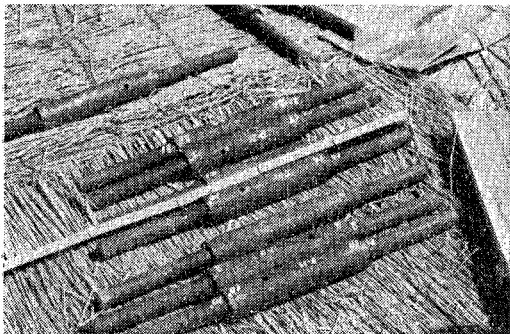
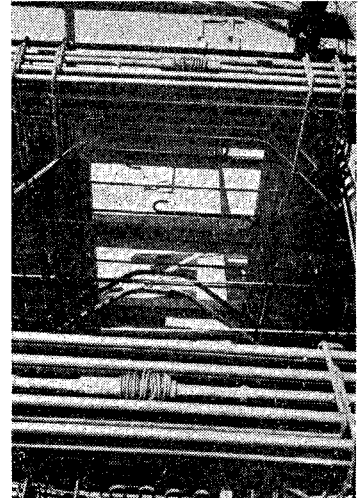


写真-9 カールソンヒズミ計用鉄筋継手



イルゲージは十分にコーティングし、防湿も完全にして接着したが死荷重測定のような長期のヒズミ測定は無理であった。カールソンヒズミ計は図-16および写真-9,10に示すような、特別の鉄筋継手を製作し、この中にカールソンヒズミ計をビスで定着して使用した。この型式について、前も

写真-10 鉄筋用カールソンヒズミ計組込み状態



つて行なつた引張試験では表面に接着したボンドゲージとカールソンヒズミ計との差は $\sigma_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$ までで 4.4% 程度であつた。鉄筋に組み入れたカールソン以外に支承上の圧縮側のコンクリート中にもカールソンを埋め込んだ。測定位置は図-17に、測定結果の一部は図-18に示す。なお測定結果は支承部分の最後のコンクリートが打込まれ、桁として完成してから3日後の値を0として整理した。支保工撤去後の鉄筋ヒズミと計算値との比較を表-2に示す。計算はコンクリートの全断

図-17 カールソン取付け位置



図-18(a) 死荷重による鉄筋ヒズミ B.H. 下縁
(图中 No. は横断方向の測点 No.)

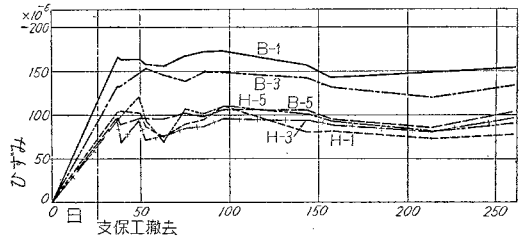


図-18(b) 同上 B.H. 上縁

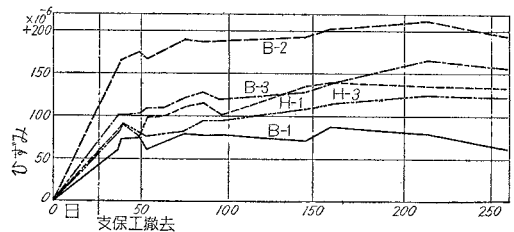


図-18 (c) 死荷重による鉄筋ヒズミ E 下縁

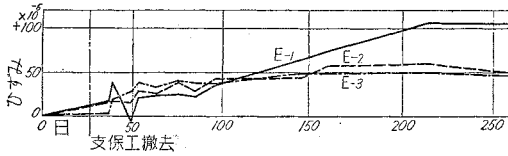


図-18 (d) 同上 E 上縁

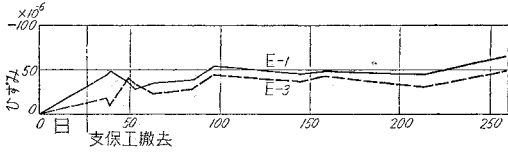
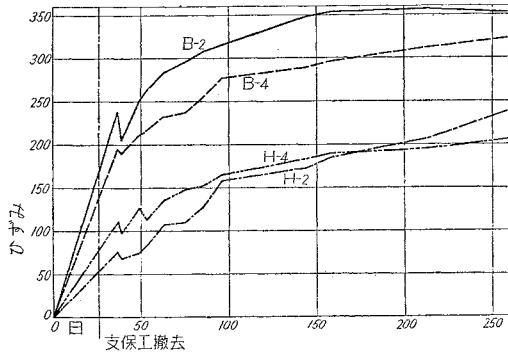


図-18 (e) 死荷重によるコンクリートヒズミ B.H. 下縁



面有効とし、 E は圧縮、引張りともに前記の測定結果から求めた。

$E = 33 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ を用いた。

表-2 死荷重鉄筋ヒズミ (10^{-6})

	実測値平均 (支保工撤去 後 10 日後)	計 算 値 ($E = 33 \times 10^4$ kg/cm^2 とす)	実測/計算
A.I. 下縁 鉄筋	-119.0	-78.1	1.52
” 上 ”	+ 84.7	+55.5	1.52
B.H. 下縁 ”	-114.0	-81.6	1.40
” 上 ”	+ 83.0	+63.6	1.30
C.G. 下縁 ”	- 95.0	-61.7	1.54
” 上 ”	+ 40.0	+43.7	0.92
D.F. 下縁 ”	- 41.0	-27.4	1.50
” 上 ”	- 24.0	+19.2	
E 下縁 ”	+ 17.0	+ 6.3	2.7
” 上 ”	- 31.0	- 4.5	6.9

② 測定結果に対する検討：支保工撤去後の鉄筋ヒズミと計算ヒズミとを比較すると、桁中央部付近を除いて大体実測値が計算値の約 5 割増しになっている。これはタワミ測定の項でものべたごとく、支保工がクリープを起こし、支保工のある状態で、すでに桁が死荷重を受けはじめていたためと考えられる。コンクリート中のカールソンは、同じ支保付近でも左右の支点、すなわち B と H で大分開きがある。これは B は支承の突桁側に入れてあり、H は中央径間側に入れてあるため、支保工のク

リーブ量が桁の部分（側径間と中央径間）によつて違つていたため、このように B と H のヒズミが異なつたのだと思う。また、このコンクリート中に入れたカールソンのヒズミと同付近の鉄筋中のカールソンのヒズミ値とが、かなり違つている。ただこの両者は B も H もコンクリート中のは鉄筋中のものより 100 mm 程度中立軸より取りつけている。このように 100 mm 程度離れただけで 100×10^{-6} もコンクリートと鉄筋でヒズミが違つてきたのは、より下縁にあるコンクリートがシューとの接触からヒズミがおさえられ、したがつて鉄筋のヒズミも少なくなつたためか、あるいは鉄筋付近のコンクリートのクリープによるヒズミ分布の複雑さを示すものか、資料が少ないので、はつきりしたことはわからない。

死荷重による桁のクリープが、いままでの測定結果にも出ているが、やはりコンクリートのヒズミを直接測つているものに顕著に出ている。コンクリートのクリープによるモーメントの再分配で鉄筋ヒズミも増加しているが、特に引張鉄筋のヒズミの増加がはつきりしており、圧縮側はあまりはつきりせず、むしろヒズミは横ばい状態である。これらについては、さらに測定を続けてから検討したい。

(4) 静的活荷重による桁のタワミおよびヒズミ

桁完成後、機関車による静的荷重載荷試験を行ない、桁のタワミおよび桁各部のヒズミを測定した。

(a) 試験荷重

機関車……C-57 型 単機 114.96 t

載荷桁……上り線桁

(b) 測定結果 測定結果を図-19.20 に示す。計算

に用いた仮定は次のとおりである。コンクリートヤング係数は前記測定結果より平均材令 133 日に対し $E = 35.5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とし、なお、上下線が、支承部分で壁でつながっているため、このねじりの影響を計算に入れた。従つて $G = 0.43 \times E$ より $G = 15.25 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ とし、壁のねじり計算式（長方形断面のねじり）には、

$$\theta_0 = \frac{M}{\beta \cdot b \cdot C^3 \cdot G} \quad (\text{de Saint Venant})$$

を用いた。

機関車荷重は点荷重として扱つた。

(c) 実測値と計算値との比較 図-19.20 にみられ

るように、タワミはかなりよく一致している。今まで実在鉄筋コンクリート構造のタワミが、あまり計算値に一致しないといわれていたが、今回の場合は E も測定した結果を用い、支承条件等の境界条件もはつきりしていたので、このようによく一致したのだと思う。

また特に支承上の壁のねじりを媒介として、載荷される上り線とともに働らく下り線のタワミが、計算に割合よく一致していることは、コンクリートの壁のねじり計算に用いた前記仮定が正しかつたことを裏書きして

図-19 桁静的活荷重試験 (タワミ)

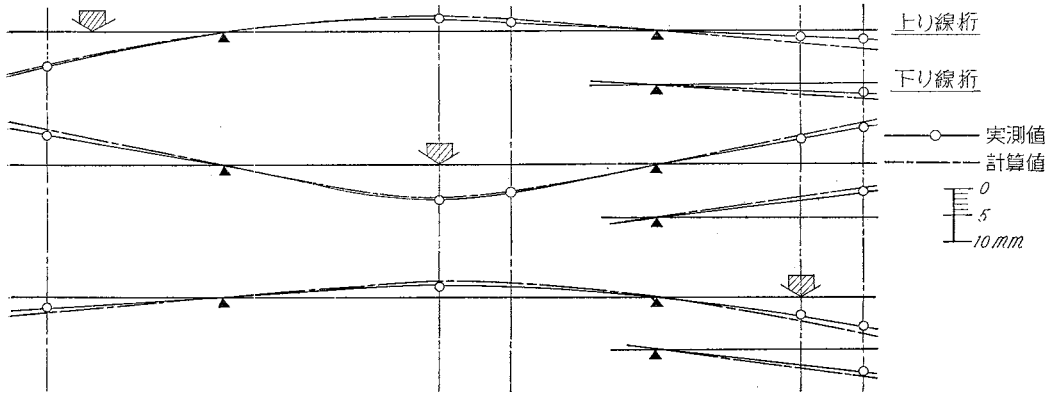
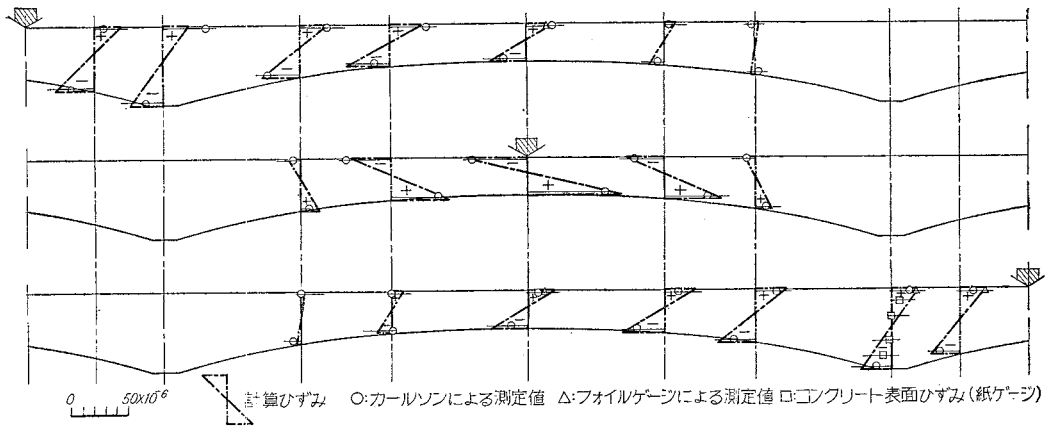


図-20 同 上



いる。一方ヒズミの方も割合によく一致している。計算はコンクリート全断面有効とした弾性計算であるが、このように最大ヒズミ 70×10^{-6} 程度までではコンクリートも完全弾性体として計算しても、実測値によく一致することがわかった。

(5) 振動特性

桁完成後、この種型式の桁の振動特性を調べるために固有振動数の測定、営業列車、電車による桁の振動状況の測定を行なった。

(a) 道床のない場合の固有振動数 桁の中央点および突桁部にローゼンハウゼンの振動発生機を乗せて桁を振動させ、電磁型変位計およびカルソン ヒズミ計を用いてタワミおよびヒズミを測定した。測定結果は 図-21, 22 のごとくであり、図-21 は共振曲線を 図-22 は正規振動形を示したものである。この結果と各種計算法とを比較したのが表-3 であり、当然の結果であるが、断面の変化を考慮した「タワミの影響線による法」が実測値に最も近い値を示している。1 次の固有振動数だけを問題にするのであれば相当大胆な近似を行なつてもよいが、2 次、3 次の振動数を求めるためには少なくとも断面の変化を考慮しなければならない。計算式およ

図-21 桁共振曲線 (道床なし)

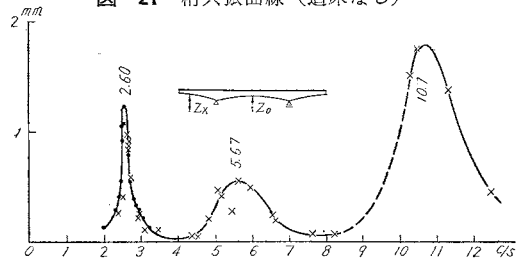


図-22 桁正規振動形 (道床なし)

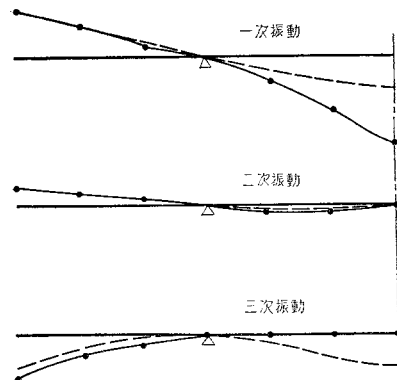


表-3 固有振動数実測値と計算値
(道床なし) (c/s)

	真 数			比		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
実 測 値	2.60	5.67	10.7	1	2.18	4.11
計 算 値						
エネルギー法	2.61	—	—	—	—	—
単純桁におきかえる法	2.58	5.12	11.28	1	1.99	4.37
撓角法	2.58	4.00	8.14	1	1.68	3.43
タワミの影響線による法	2.62	5.68	11.1	1	2.17	4.25

び、その式の誘導は別に発表する予定である。

(b) 道床のある場合の固有振動数 軌道敷設後の固有振動数を前節と同じ方法で測定した。結果は 図-23 のごとくであり計算値(タワミの影響線による法)との比較を 表-4 に示す。道床のない場合に比較すると、2次振動数以外は計算値と実測値との間に多少の開きがある。これについては次のように考えられる。道床は低い振動数で微小振動をする場合は橋梁と一体となつて曲げに抵抗し、高い振動数ではバネとして橋梁に作用するものと思われる。2次振動数付近、すなわち 5 c/s 以上では道床は急に摩擦角を減少することが軌道構造実験で、わかっているが、これから考えると 2次振動数

図-23 桁共振曲線(道床あり)

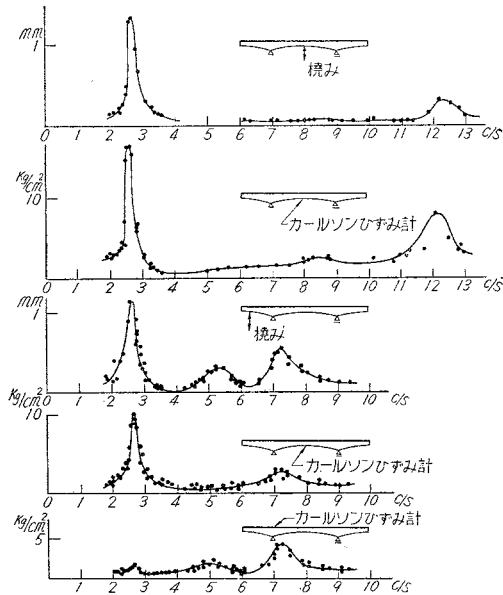


表-4 固有振動数実測値と計算値
(道床あり) (c/s)

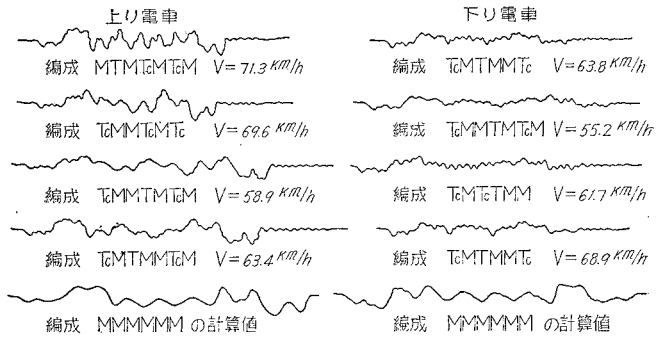
	真 数			比		
	1次	2次	3次	1次	2次	3次
実 測 値	2.65	5.25	7.30	0.505	1	1.39
計 算 値	2.39	5.33	10.08	0.448	1	1.89
補正計算値	2.65	—	7.20 12.1	—	—	—

付近では道床は単に荷重として桁に作用するため、計算値と実測値がよく合つてくるのだと思う。上記のごとき考えを入れて計算値を補正したのが 表-4 の補正計算値である。

(c) 営業電車による桁の振動状況 営業電車によつ

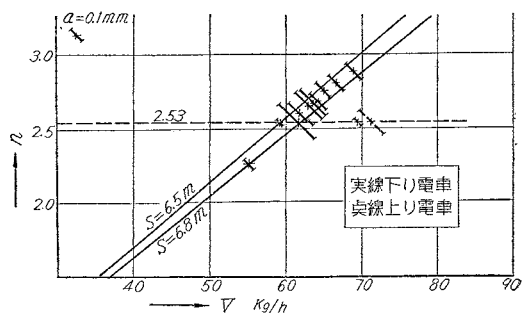
て桁がいかなる振動をするかをガイゲル変位計、カーソン ヒズミ 計を用いて電車通過時に測定した。図-24 に上り線橋梁の御茶ノ水方の側径間に取りつけたガイゲル変位計の記録の一部を示す。さらに比較のため電動車 6 両が通過する場合はタワミ時間曲線(タワミの影響線

図-24 電車による桁タワミ—時間曲線



から求めたもの)もせた。これを見ると電車が上り線を通過するときは橋梁の振動に起因すると思われる山が、ところどころにみられるが、大体の傾向として計算によつて求めたタワミ時間曲線と一致している。これに対し電車が下り線を通過する場合は橋梁の固有振動週期に近い週期の波が規則正しく並んで表われている。この相異は次のように説明できる。測点は上り線の側径間にあるので、下り線を電車が通過する場合、その影響は支点のつなぎの壁を通してねじりモーメントの形で上り線橋梁に作用していることになる。これに反して上り線を電車が通過するときは振動源が桁の各所にあるため、それらが干渉合つて橋桁が振動することを妨げているものと考えられる。これらの振動源を調べるために電車速度と振動数を両軸に取り振幅の大きさを斜の線分で表わす。n-v-a 図を作つた(図-25)。これを見ると下り線を電車が通過する場合は 6.5~6.8 m またはその倍数で連続

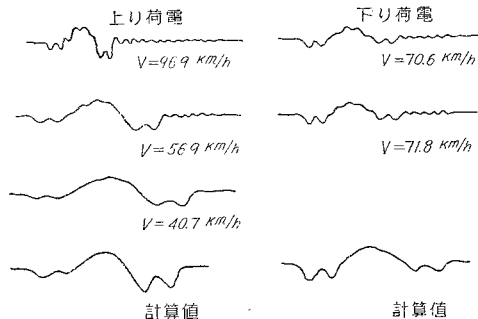
図-25 n-v-a 図



する荷重が振動源であることがわかる。電車のボギー間隔が 6.4 m または 6.8 m の倍数になっていることを合わせ考えると、電車の車輪がレール継目その他の不整部分を通過するとき、また車軸が端スラブより桁本体に移るときの支点上モーメントの急変等による衝撃が振動源と思われる。一方、上り電車が通過するときには常に 2.53 c/s で振動しており、下り電車のときもこの振動数付近で振幅が最大になっているから、この 2.53 c/s が電車がのつたときの固有振動数であることがわかる。

(d) 営業列車および荷電による桁振動状況 電車に対する記録と同時に旅客列車、貨物列車および荷電に対する記録もとつた。図-26 は荷電によるタワミ-時間曲線であり、図-27 は列車によるものの一部である。これらの記録の測点は前と同様である。また図-26 の最後の行にタワミの影響線より求めた荷電のタワミ-時間

図-26 荷電による桁タワミ-時間曲線



曲線の計算値をのせ、実測値と比較できるようにした。機関車の場合はタワミでなく機関車が側径間に進入し前輪が支点に達するまでの支点曲げモーメントの変化を図-28 に示した。旅客列車による記録の後半すなわち客車による記録は前述した電車による記録と全く同じ形である。一方貨車による記録には 5 c/s およびそれ以上の振動数の波が表われているが、波の振幅が小さいために、くわしく分析することができないので、突込んだ検討はしなかつた。この線区で使用されている機関車は C-58

図-27 機関車による桁タワミ-時間曲線

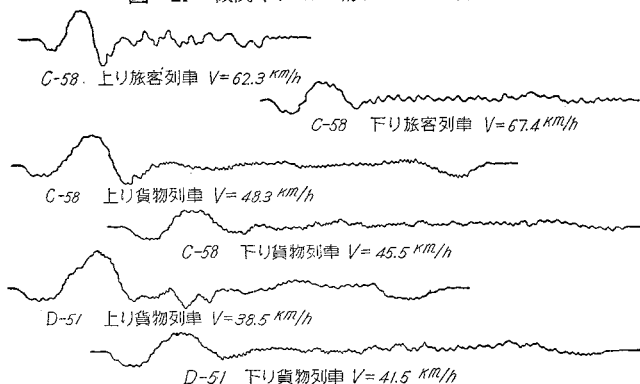
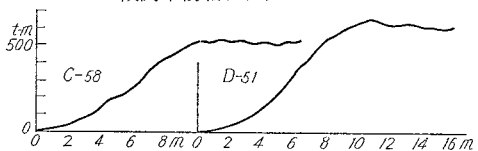


図-28 機関車の進行にともなう支点モーメントの変化(水平軸は桁先端を0とした場合の機関車前輪位置)

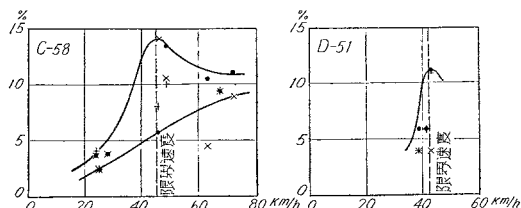


と D-51 の 2 種類が主である。これらの機関車が通過する際に動的タワミが静的タワミに比較して、どのくらい増加するかを図-27 より求めて、これを図-29 にまとめた。これをみると D-51 の場合には記録が少なく、はつきりしたことはいえないが、いずれの場合にも限界速度 $V_0 = 3.6 \cdot \pi \cdot D \cdot n$

(ただし V_0 : 速度 km/h, D : 動輪直径 m, n : 桁固有振動数 c/s) のときに最大値を示している。荷電についてまとめたのが図-30 で、この場合には限界速度に相当するものはなく、タワミの増加割合は速度とともに増大する傾向がある。しかし測定回数が少ないので、これだけでは、はつきりしたことはいえない。

図-29 機関車による動的タワミの増加

(● 正のタワミ × 負のタワミ + 電磁オシログラフの記録)



(e) 対数減衰率 図-31 の(1)は(a)および(b)の振動試験で得られた振動数と振幅の関係をもとにして求めた対数減衰率で $\delta = 0.345$ なることを示している。同様な方法で道床のある場合について、計算すると $\delta = 0.237$ となった。一方同図の(2),(3)は(c)および(d)で述べた電車、営業列車の通過後の自由減衰振動の記録から求めたものである。このうち(2)はガイゲル変位計の記録から求めたもので、(3)は電磁変位計の記録から求めたものである。道床のある場合について、走行試験の結果から求めた $\delta = 0.333$ と振動試験から求めた $\delta = 0.237$ を比

図-30 荷重による動的タワミの増加

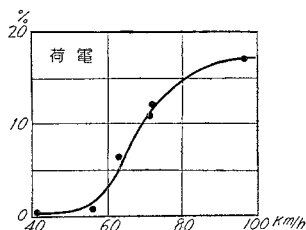
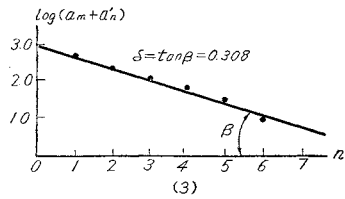
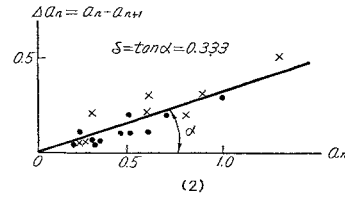
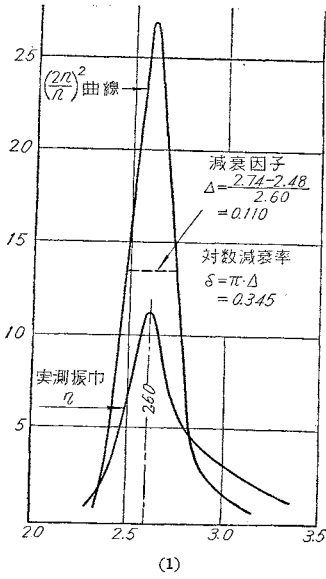


図-31 対数減衰率



較するとその間にか
かなりの開きがある。
この開きは、
両者の振動の規模
が異なるためであ
ろう。この振動が粘性摩擦によつて減衰するものとする
と対数減衰率は、振幅に無関係に一定であるはずである

なる点も多いと思う。先
輩諸兄の御批判が戴ければ幸甚
である。終りに本工
事の設計施工に当
つて終始御指導戴
いた方々に厚く感謝
する。ならびに、工
事に関係された方
々の御尽力に対し、
また測定にあつて
終始御助力を戴
いた鉄道技研構造
物研究室、東京工
事局特殊設計係、
および千葉工事区
の方々に心から感
謝して、この報告
を終る次第である。

が、それ以外の場合には振幅に
関係してくる。したがつて
1~2t の発生機による
振動試験から得られた結果
と、40t 以上ある電車の
走行試験から得られた結果
に差が、できることは当然
考へることである。

5. 結 言

この国鉄初めての長径間鉄筋
コンクリート桁の設計施工
に当つて、われわれは
できるだけ努力をし、また
それらの確認の意味にお
いて不十分ながらも種々の
測定を行なつて見たが、
まだまだ問題に

正 誤 表

巻 号	欄	誤	正
43-11	口 絵 写 真 説 明	神 戸 港 第 二 船 台 拡 張 工 事	播 磨 第 二 船 台 拡 張 工 事

コンクリートパンフレット

新 刊

56号 **コンクリートくい** 66ページ
設 計 ・ 製 作 ・ 打 込 み

大同コンクリート工業KK 綾 亀 一氏 訳

米国 P.C.A. 発行の「Concrete Piles, Design, Manufacture, Driving」の翻訳書

目次 1. 序論 2. 基礎地盤の特性の決定 3. 動力学的くい打ち公式 4. くい打ち基礎の支持力 5. 既成くい 6. 現場打ちくい 7. 矢板 8. 仕様書 9. 文献

57号 **遠心力鉄筋コンクリート管** 60ページ
(ヒ ュ ー ム 管)

国鉄・鉄道技術研究所 杉 木 六 郎氏 執筆

本書はヒューム管をもとに、特殊な方法である遠心力締固めや、コンクリート製品には格別重要な高温蒸気養生についても詳述されており、これ等問題に関する参考書は比較的少ないので製造者にも使用者にも役立つ点が多いであろう。

目次 1. 管とその設計 2. 管の製造 3. 管の布設

各号共A・5判・1部 60円 十 10円
他号は省略 御一報次第図書目録進呈
全国丸善書店などでも販売中

月 刊

セメントコンクリート No. 129

コンクリート骨材特集

B・5版 166 ページ

1部 150円 十 20円

各地方に生産される骨材分布と品質を始め
その他骨材のあらゆる問題を集大成した決定
版

東京都港区赤坂台町1番地の2

社 団 法 人 **日本セメント技術協会**

振替 東京 196803 電話 (48) 8541-3