

床構造の軽量化による鋼アーチ 橋の補強工事

京都大学教授 工博

○小西一郎

大阪市土木局道路部長

河村重俊

同 上 道路部橋梁係長 近藤和夫

1. 概 要

大阪市大正橋は主要地方道難波境川線上木津川に架設せられた橋長90.62m有効幅員19mの1スパン下路式2ヒンジ鋼アーチ橋（併用軌道橋）である。本橋は大正4年架設以来既に約40年余を経過した老朽橋であり、床板、床組の破損、腐蝕、アーチ吊材の彎曲等の変状が認められるとともに、諸車通過時の振動が相当大きく感ぜられた。最近における交通量の増加と通過荷重の増大をあわせ考えるとき、本橋の耐荷安全度についてはきわめて憂慮される状態にあると想像されるので、大阪市においては京都大学工学部土木工学教室の協力のもとに昭和27年より30年までの4年間にわたり、その原因と補強対策について慎重な検討を重ねた。

すなわち、振動試験、載荷試験、精密な現況測定、橋台基礎土質調査、グナート法による変形2次応力の測定等により、破損変形の現状把握とその原因究明に努めた結果、床板、床

組の破損、腐蝕は排水設備の老朽腐

蝕、機能喪失に基くものであり、吊

材の彎曲、横桁の傾斜は、軟弱基礎

地盤に起因する左岸橋台の後方移動

（45cm）にともなうアーチスパン

の増大によるものであることが確認

された。これらの原因調査に関して

は昭和32年9月、日本学術会議、

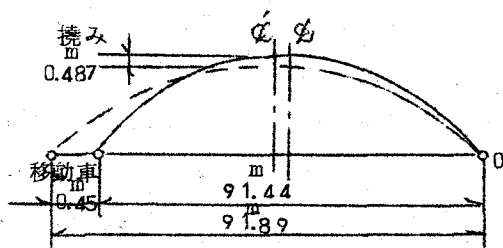
橋梁・構造工学研究連絡委員会「構

造物の破損、欠陥とその対策に関する研究発表会」において発表したと

ころであるので、ここでは重複する

ことを避けるが、いずれにせよ橋台

図-1 アーチスパンの増大と軸線の変形



凡例 { — 設計時
 - - 現況状態
 単位 m

の水平移動にともない主アーチに発生した2次的な附加内部応力は異常な値を示し、これに対する本格的な補強処置は焦眉の急となり、大阪市においては昭和31、32両年度にわたり国庫補助を受けて補修工事を実施することとなつた。

本文は床構造の軽量化を基調とする大正橋上部構造補修工事の設計ならびに工事についての報告である。

2. 補修対策と補強効果

上部構造の破損腐朽は部材の取替えまたは修繕をすれば補修完了するものであるが、橋台の水平移動による主アーチ応力の増大に対処する補強処置もあわせて実施しなければならない。橋台の不等沈下ならびに水平移動にともない主アーチに2次的な附加内部応力が生ずることは周知の通りであるが、不等沈下が主アーチ内部応力に及ぼす影響は小さいので無視できるが、橋台が45cm移動したことによる主アーチの2次応力は非常に大きい。計算の結果橋台の水平移動によりアーチ支点に2次的な附加水平反力 ~ 7.45 tが生ずるとともに、これによりアーチクラウンには2次応力 $\sigma = 12.30 \text{ Kg/cm}^2$ (上縁圧縮)、 $\sigma = 13.30 \text{ Kg/cm}^2$ (下縁引張)を生ずる。全荷重(建示一等橋)が載荷した状態での主アーチクラウンにおける総応力は $\sigma = 31.70 \text{ Kg/cm}^2$ (上縁圧縮) $\sigma = 20.55 \text{ Kg/cm}^2$ (下縁引張)という異状な値となる。

A. 補修の基本方針

橋台の水平移動による主アーチ応力の増大に対処するための補強法に関し、慎重な考察を行つた結果、本橋の今後の耐荷命数などをも考え合せて工事の容易は実施できる範囲で次のような補強対策を考慮した。

- (1) 橋台移動による主アーチの変形2次応力と死活両荷重を合せた全荷重に対して主アーチ応力は計算上降伏点を超過する応力となつているため、橋床の死荷重軽減を行つて主アーチ応力を軽減させる。すなわち現在の老朽した鉄筋コンクリート床板(軽道部床板はトラフプレート)を鋼床板構造に改造する。

- (2) 将来の橋台移動に対処するために主アーチにタイをとりつける。

問題とされる橋台の後方移動は、2ヒンジアーチの水平反力が橋台直後、ならびに橋台基礎抗を介して後方地盤に伝えられた結果、地盤を横方向に圧縮して生じたものと考えられ、かつ本地盤においては塑性流動の傾向はみられないので、今回生じた変形は圧密変形とクリープ変形の2つに起因するものとみられる。従つて杭基礎後方地盤の変形性状の解明と将来変形の推定のために各種の土質工学的調査を行つた結果、圧密変形に

関しては脱水圧密による横移動は現在以上に荷重の増大しない限り今後発生のおそれなく、一方クリープ変形に関してはなお進行するものとみられるが、その変形速度は経過時間の対数に比例して減少し、十分時間が経過すれば停止し、基礎地盤をクリープ破壊させざるものでないことが判明するに至つた。このような結果に力を得て、橋床構造の軽量化にあわせて、一応25mmの仮定移動量に耐え得るようなタイを主アーチにとりつけ主アーチ変形2次応力がこれ以上に増大することを抑制する方策をとつたわけである。

B 補修効果

従来の鉄筋コンクリート床板を鋼床板構造に改築することにより、その死荷重ならびに主アーチ応力を比較すると表-1、表-2の通りである。

表-1 死荷重比較表

部 文 別		各重量		補 修 前		補 修 後	
		単位重量 (t / m ²)		重量(t)		単位重量 (t / m ²)	
床 板 (肋材を 含む)	軌 道	0.711		1186.6	0.47		539.28
	車 道	0.548			0.19		
	歩 道	0.572			0.12		
高 欄		55.5			7.8		
床 組		189.6			189.6		
縦 桁		78.3			71.12		
アーチ・タイ・etc		258.5			288.15		
計		1768.5			1095.95		

表-2 応力比較表

注 () 内数値は補修後応力

応力 番号	応 力	上 縁 (圧縮側)				下 縁 (引張側)			
		各応力	②+③+④ +⑤+⑥	①+⑦	死+活	各応力	②+③+④ +⑤+⑥	①+⑦	死+活
		(680)	840	(1910)	(1520)	(127)	520	(1457)	(647)
①	死荷重 (Kg/cm ²)	1100				205			
②	歩道群集荷重 (〇)	160				90			
③	車道等分布荷重 (〇)	165				95			
④	車道保荷重 (〇)	140				110			
⑤	軌道車両荷重 (〇)	290				170			
⑥	衝 撃 (〇)	85				55			
⑦	変形 2次応力 (〇)	1230	1330						
	合計 (Kg/cm ²)		(2750) 3170			(1977) 2055			

上表で明らかなように従来の鉄筋コンクリート床板を鋼床板に改築することにより死荷重は60%に軽減され、従つて死荷重応力は 1100 kg/cm^2 より 680 kg/cm^2 に減少することがわかる。これにより最大主アーチ応力を降伏点附近にとどめることができ、床桁については鋼床板工事と関連してその上フランジの断面補強をもあわせて実施する。表-2でわかるように補修後の応力は計算上依然として許容応力を上廻つた降伏点附近の値を示しているが、これは新鋼示一等橋としての荷重を採用したときの計算値であり、実際応力はこれよりかなり低い状態にあるものと想像され、補修工事としての性格、本橋の今後の耐荷命数、近き将来における取付道路拡幅ともなう本橋下流側に併列しての新橋架設計画等を考慮して、以上の処置により一応満足できる補修効果が得られるものと判断した。

C 床構造の設計

(1) 軌道部

軌道部床板構造は図-3に示す。この構造はドイツのライン河に戦後架橋されたKöln-Deutz 橋と類似の構造型式である。軌道構造型式については特に従来の構造と異つた図-4のような特殊軌道構造とした。レールは枕木を用いなくて、縦桁の直上に碇結された。なおこの際繰返し荷重によるナットの弛緩防止の観点から複式ナット付ボルトが使用されるとともに、レール下には全長にわたつて鋼板との間に帯状のタイバットを挿入した。従来軌道ではその弾性を枕木と道床砂利に求めてきたが、本設計ではこのタイバットが弾性を受け持ち、さらにまた電蝕防止の面からも十分な期待のもたれ

図-2 床構造

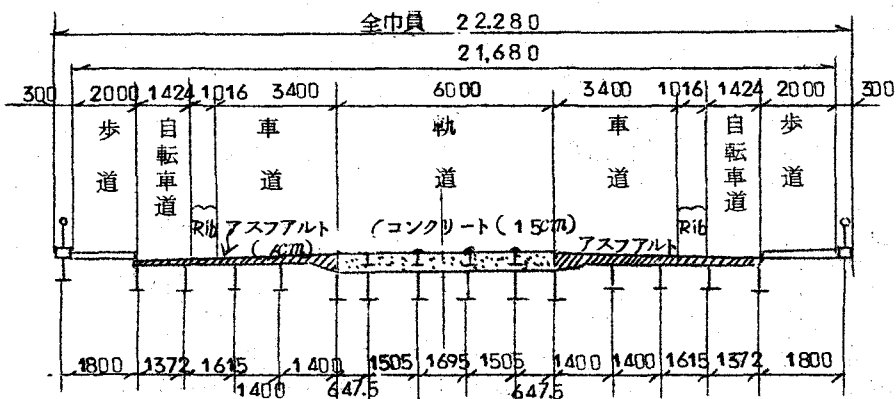


図-3 軌道部床構造

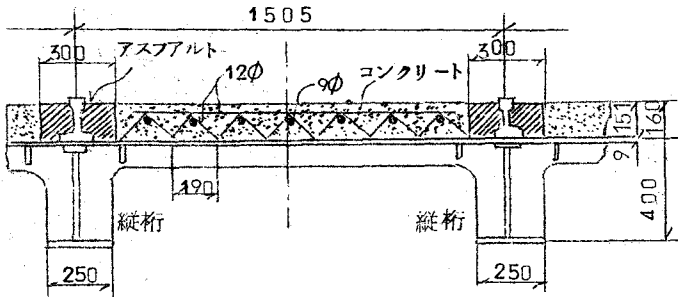
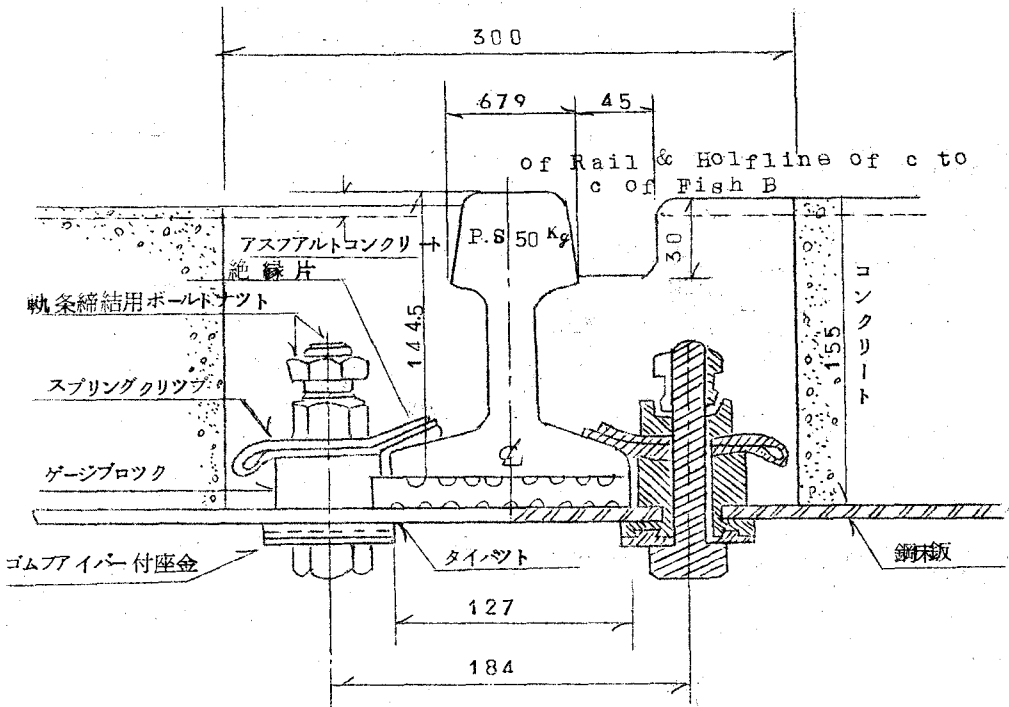


図-4 特殊軌道構造



るものとした。なお弾性締結の目的を達成するために、レールの浮き上り時においてその変位と同調せしめるため $\mu p 6$ のバネ鋼で作製されたスプリングクリップをナット、ゲージブロック間に挿入し、かつまたボルト軸と銅板との接触面は平面でなく円弧面になるようにして応力集中の緩和をはかり、弾性保持と電蝕防止の一環としてゴムファイバー付座金および絶縁片をとりつけた。以上のような構造でレールと銅床板間の電気的絶縁抵抗は実測の結果 $160,000$ オームで通常 $50,000$ オーム以上であれば良好とされているので十分な電蝕防止ができているものとみなされる。先に述べたように軌道附属材料により軌道に十分な弾性をもたらすことはできたが、レールの周辺材が弾性限度内にあることが必要な条件となるのでこうした観点より、また近代路面軌道において電車および軌道の側から騒音防止、乗心地向上、振動防止の面に改良が加えられつゝある現状を考慮して本軌道構造にも特にその点について留意しレール敷設部に設けられる 30cm 幅のアスファルトコンクリートには吸音性、吸振性の大きいゴム粉（全重量の 1% ）を混入して、その目的にそうよう努力した。将来レール取替の際には、このレール沿いのアスファルトを徹去して附属品を取除くのみで、従来のように軌道敷全幅員にわたつて工事を行う必要がなくなり、補修工期は著しく短縮することができる。ただタイバーが橋面コンクリート中に埋込まれているが、これはガス切断により後刻これを溶接することにより十分その効果は果し得るものと考えられる。

軌道部床板構造については図-3に示されるようにレールは縦桁の直上にあるため自動車輪荷重のみによつて設計が行われた。軌道床板構造の設計要項を列記すれば次のようである。

- (i) 縦桁 床桁間で支持された単桁と考え、活荷重としては電車荷重に比較して $T-20$ 荷重の方が大きい故設計荷重としては $T-20$ 荷重を採用し、縦桁上フランジの銅床板有効幅は $DIN 1078$ によつた。
- (ii) 銅コンクリート合成床板 厚 9mm の銅床板上に 15mm 厚の鉄筋コンクリート層をズレ止めにより礎着し、自動車輪荷重を支持するために鉄筋コンクリート板と銅床板とは完全な合成作用を行わしめるような構造とした。そして計算は2本の縦桁で支持された等方性板として行つた。なおコンクリートは市電の運行を止めずに施工する関係上夜間作業で打設工事を行つたが、電車の振動がコンクリート硬化に及ぼす影響についての考慮および早期交通解放の関係から真空コンクリート工法を行つた。
- (iii) ズレ止め コンクリート板と銅板との合成筋はコンクリートと銅板との接触面に生

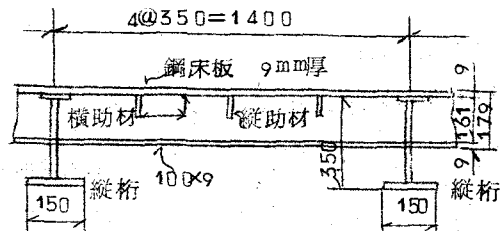
ずるずれ力（橋軸と直角方向）により設計される。すなわち波形状の 12mm の鉄筋を 15cm 間隔に鋼床板上面に溶接し、あらにその上部には縦横格子形に組んだ 9mm のおよび 12mm の鉄筋の網を配置する。これらの鉄筋は橋軸直角方向にはトラスの引張斜材のように働き、橋軸方向には抵圧斜材トラスの弦材あるいは引張垂直材と同様の作用をする。また上部鉄筋はコンクリート収縮龜裂を防止する役目をも有する。

なおコンクリートは摩耗、収縮龜裂に対して十分抵抗し得る強靱な品質を必要とするため $\sigma_{28} = 300\text{Kg/cm}^2$ として配合設計を行った。

(2) 歩車道部

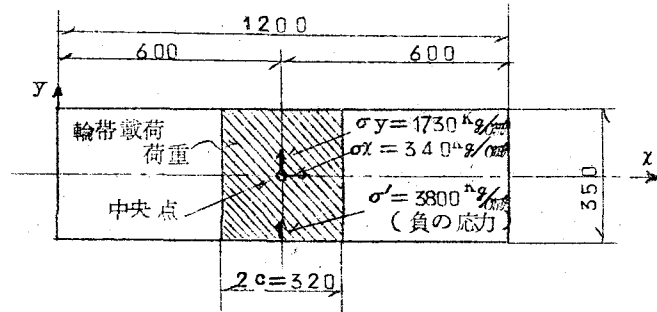
図-5 車道部鋼床板構造

車道部鋼床板構造の概要は図-5に示す通りである。歩車道部鋼床板の製作には高張力鋼 WEL-TEN 50 を使用したが、これは鋼床板自身の軽量化とデッキプレートに発生するおそれのある大きな局部応力を考慮してのことである。縦リブは縦桁間におい



て 35cm 間隔に、横リブは床桁間において 120cm 間隔に、それぞれデッキプレート下面に溶接されるが、これらのリブの配置および寸法は図-5に示すようである。縦桁は床桁によつて支持された単桁として設計し、鋼床板は2本の剛な縦桁で支持された異方性板として、W. Cornelius の計算法によつた。W. Cornelius の計算法による場合はデッキプレートに生ずる局部応力の解明ができないため、これについては G. Fischer の解法によつた。すなわち図6に示されるような縦リブ、横リブに囲まれたプレートにおいて、 $T-20$ の後輪荷重が $32\text{cm} \times 62\text{cm}$ の分布幅で 56t/m^2 (衝撃を含む) で載荷したときのデッキプレート応力を四辺が剛な直線上で回転自由で支承されている単一支承静定板としての応力と縦リブ上の連続性と縦リブの弾性を考慮した応力との和として求めた。図-6に示したのはこの方法で求めたデッキプレート局部応力であり、表-3には W. Cornelius の方法で求めた縦リブ、横リブの応力を示した。なお歩道部については縦リブ間隔は 45cm 、横リブ間隔は車道部同様 120cm とした。

図-6 デッキプレート局部応力



(3) 鋼床板上の舗装

鋼床板上の舗装については撓み性と防水性を考慮したアスファルト舗装が必要とされ、アスファルト舗装に龜裂が入り破壊する原因は種々あるが、ここで問題とされる点はア

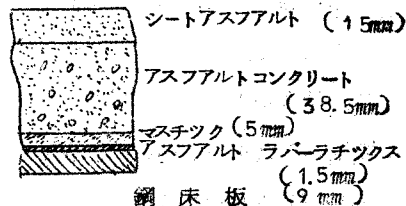
表-3 縦リブ、横リブ材応力

部材	応力	応力方向	載荷状態図	
			上縁応力(圧縮)	下縁応力(引張)
横リブ材	σ_x		281 Kg/cm^2	1653 Kg/cm^2
縦リブ材	σ_y		330 "	1786 "
高張力鋼許容応力度			1600" (圧縮)	1800" (引張)

スファルトが粘弾性であり今日までもつばら経験により使用され、実験室におけるアスファルトの安定度、曲げ強度から鋼床板の厚さや撓み量をどのようにすれば安全であるか、また鋼床板の振動に対しアスファルト舗装がどのように働くかということが決定で

きないことである。大阪市においては今回の鋼床板舗装が本邦においても本格的なものであることにかんがみ、車道部舗装は建設省土木研究所に委託して慎重な検討を重ねた結果次のような設計が決定された。すなわち図-7に示すようにデツキプレート防水層として1.5mmのタールラバーラテックス乳剤を塗布し、その上に断熱性、防水性および復元性のある厚さ5mmのマスチックをおき、さらにその上にシートアスファルトならびにアスファルトコンクリートのワービット工法による舗装構造を置く。歩道部の舗装は厚さ10mmのアスファルトラバーラテックス舗装とし鋼床板上にこの乳剤によるシールコートを実施しただけで交通を

図-7 車道部鋼床板舗装



解放するが、この種の舗装については大阪市において既に試験的に施工した例があり、施工時の気温が温暖であれば良好な結果が得られることを確認している。この舗装型式を採用することにより舗装厚は通例の1/5程度ですみ、死荷重軽減に果す役割は大きい。なおまたデツキプレートにすべり止めをつけなかつた理由は、現在まで特別のすべり止めをつけなかつたコンクリート舗装と同程度の附着力をもつ鋼板に対して、むしろ舗装のひびわれの原因となる恐れのあるすべり止めをつけることは好ましくないと考えたからである。

D 繫材の設計

将来橋台がなお後方に水平移動をなす場合に対処するため、前述のように移動量2.5cmを仮定してタイを拱弦より1mの高さに取付ける。相反作用の定理を適用して、その場にタイが負担する水平力を求めると上流側水平力 $\times = 200$ t、下流側水平力 $\times 216$ tとなり、これに対処するためタイの応力が許容値以内にあるように $2L_g - 380 \times 100 \times 13$ を使用する。

3. 鋼床板工事

本橋は主要地方道であり、交通量が多く、市電や諸車の通行を全面的に止めることができない状態にあり、従つて市電は交通局の要請によりその運行を止めず、かつ人および車の通行は一部分づつ遮断(片側交通)して行つたため、工程は予想外に長くかかり、昭和32年

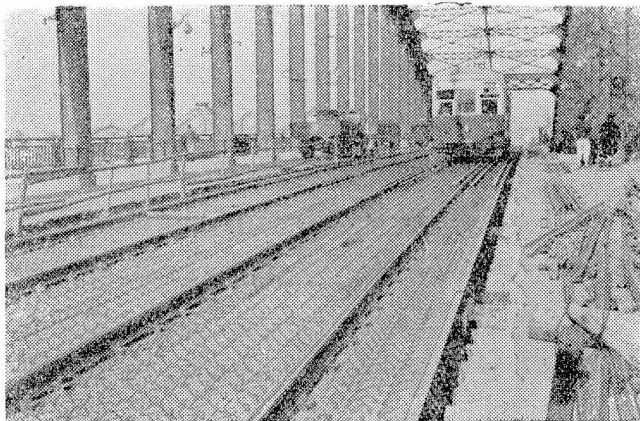
1月着工以来、軌道部、歩車道部、歩車道部をあわせて約15ヶ月を要した。

A 軌道部工事 軌道部鋼床板製作加工ならびに架設工事は昭和32年1月より5月までに施工された。橋台後方移動による主アーチスパンの増大にともない、各床桁間の格間長がそれぞれ相異うため、鋼床板の製作架設にはかなりの手数を要した。軌道部鋼床板の架設は本補修工事においてもつとも慎重かつ敏速を必要とするものであつて、夜間市電の運行が止まつてから初発までの短時間内にあらかじめ仮縦桁のみで支持される状態にしてレール、枕木を撤去して、新縦桁および鋼床板を設置し、一晚に2格間づつ架設したが、十分時間的な余裕をもつことができた。その後波形ずれ止めの現場溶接を行つた(写真-1)後夜間工事として早期強度のでる真空コンクリート工法による打設工事を行つた。配合設計は $\sigma_{28} = 300 \text{ Kg/cm}^2$ であり、真空工法の真空度は $50 \sim 60 \text{ mm Hg}$ 、吸引時間30分、吸引水量により σ_{28} は当初設計より20~30%増加することになる。なお諸車の通行は約6日間養生の後開始した。

B 歩車道部工事 軌道部工事に引続き車道部工事を実施したが、鋼床板および縦桁の鋼材はすべてWEL-TEN50(PL9、14、16mm)を使用した。工事を実施するに当り本工事に使用する高張力鋼PL16mmについて溶接性および溶接施工条件を調査する目的をもつて次の試験を

写真-1

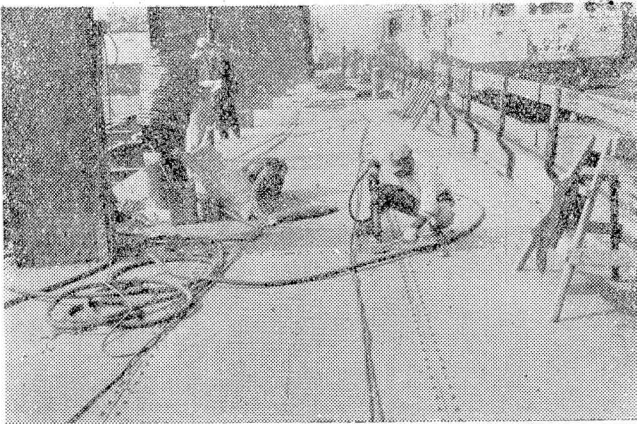
行つた。(1)化学成分ならびに材料の機械試験
(2)溶接部最高硬さ試験
を溶接棒LB-55を使用して溶接電流(I)、溶接速度(V)を種々変えて行つた。この結果
 I/V が0.5以上のものでは最高硬度ビッカース硬度250以下であり、溶接に際し特別の考慮を払う必要はな



いと判断した。またデッキプレートへの縦リブ、横リブのとりつけ溶接はデッキプレートを適当に治具で拘束した状態で行つたが、溶接によるプレートの歪は比較的少なく、プレ

スにより容易に除去することができた。（写真－２車道部鋼床板工事）

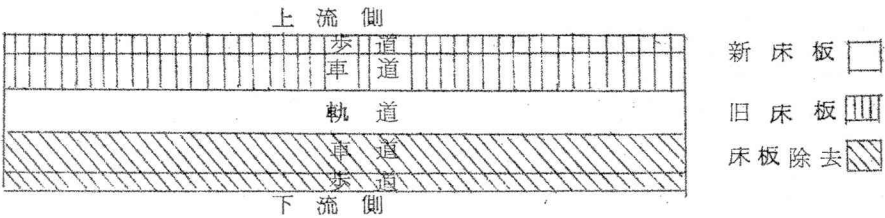
写真－２ 東道部全国鋼床工事



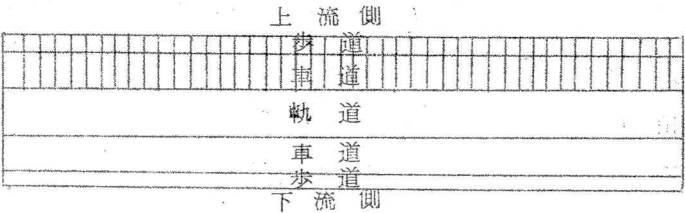
4. 載荷試験

補強工事の進行と相まって補強工事中に前後３回にわたり一般交通による本橋のたわみの測定を行い、さらに工事完了後試験車による本橋のたわみの測定を行つた。

第一回測定は昭和３２



図－８ 第１回測定時



図－９ 第２回測定時

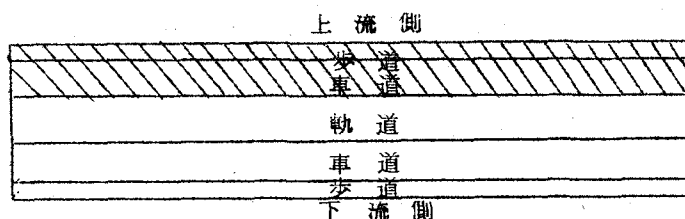


図-10 第3回測定時

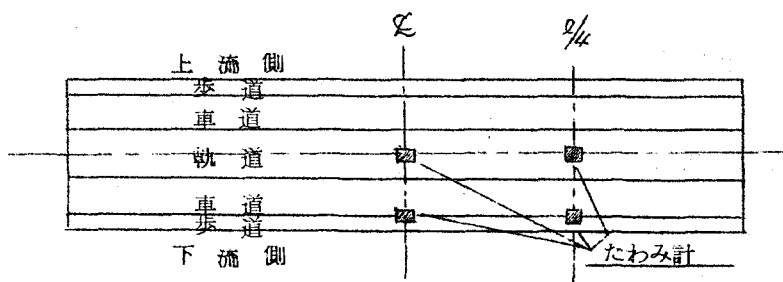


図-11 たわみ計設置位置

年7月19日で本橋の工事進行状態は、軌道部は新床板で上流側車道および歩道は旧床板で下流側車道および歩道の旧床板を除去した状態である（図-8）なお軌道車は通行制限なく、自動車は上流側のみ通行の状態である。

第2回測定は同年11月8日で、上流車道および歩道は旧床板で下流側の前に除去した旧床板を新床板に換えた状態である（図-9）通行制限については前図と全く同じである。

第3回測定は同年12月9日で、下流側車道および歩道は鋼床板アスファルト舗装で、上流側の車道および歩道の旧床板を除去した状態である。（図-10）なお軌道車と下流側通行自動車は通行制限なく、上流側自動車は軌動敷を通行した。最終回の測定は昭和33年4月4日、工事完了後試験車を用いて行つた。

以上4回にわたり、田辺式たわみ計で動的たわみを記録した。たわみ計の設置位置は、スパン中央の幅員中央と下流側アーチ吊材の下、およびスパン $\frac{1}{4}$ （桜川側）の幅員中央と下流側アーチ吊材の下に各1台ずつ計4台を設置した。（図-11）たわみ計の記録はその模型図（図-12）に示すようなものである。

図-12

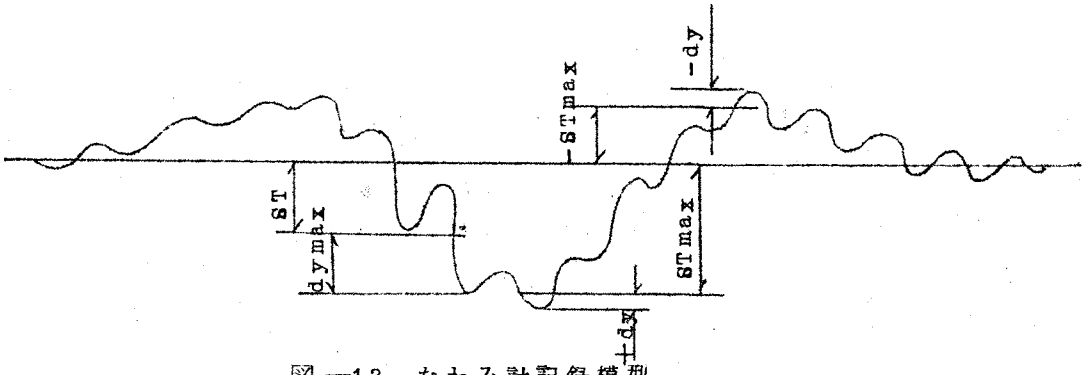


図-12 たわみ計記録模型

図-13

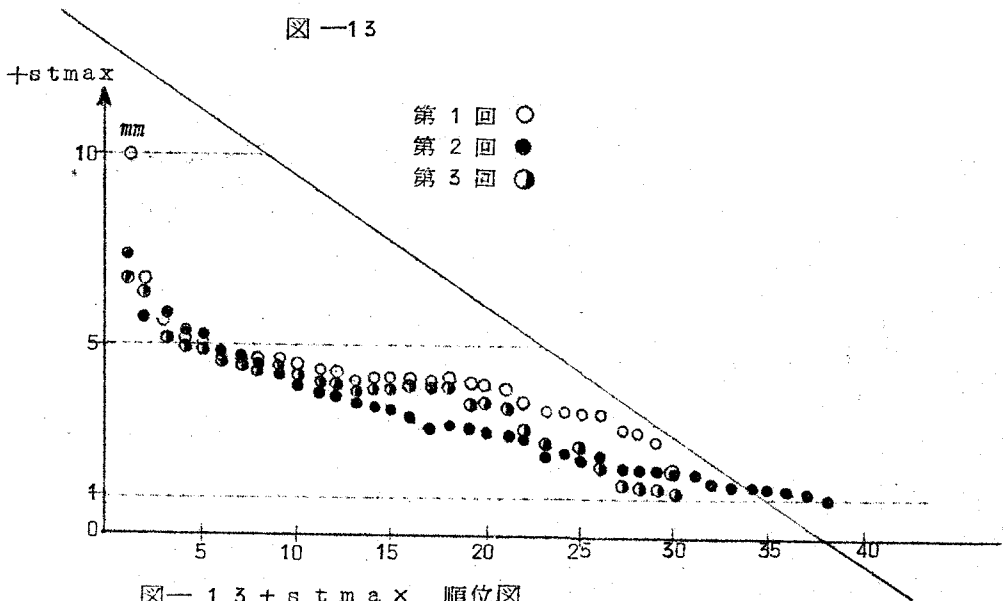
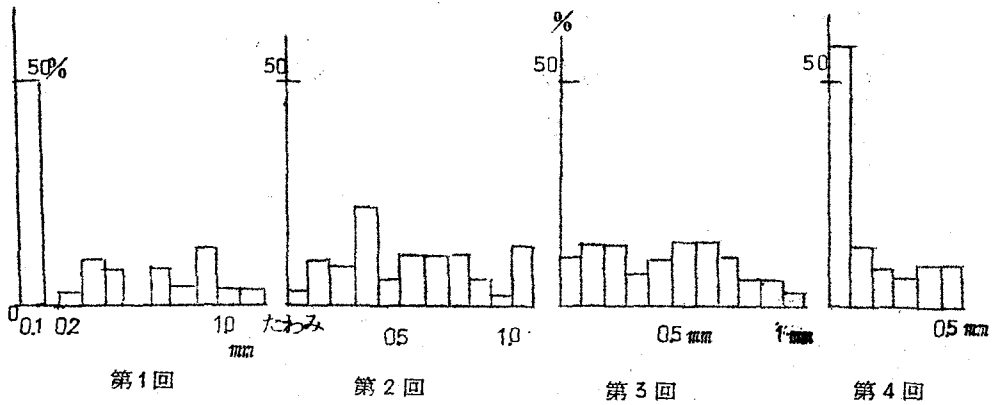
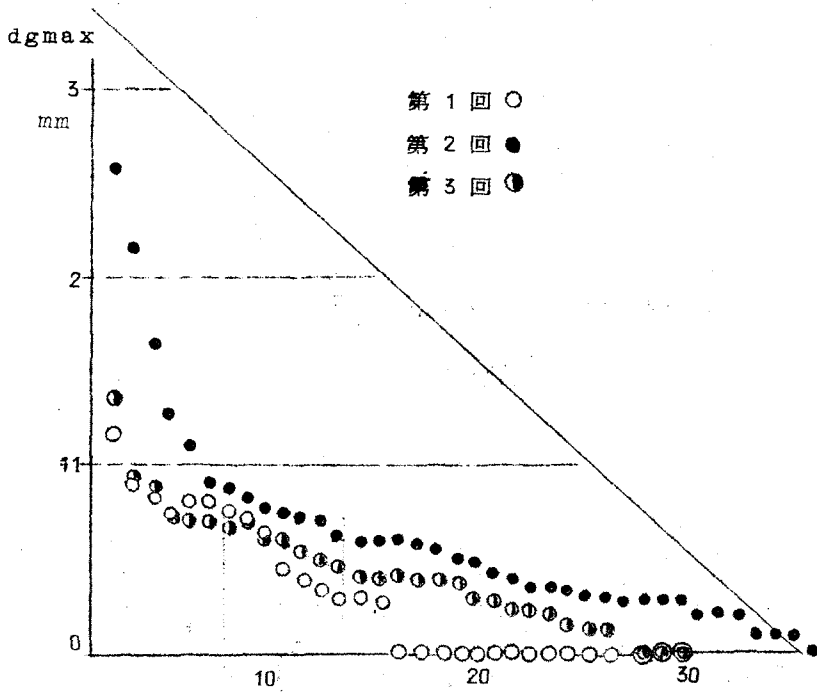


図-13 +stmax 順位図

スパン中央幅員中央における st_{max} について第1回第2回、第3回の記録を大きい順に示すと図-13となる。(第4回は試験車であるのではぶく) 図でもわかるように第1回より第2回の方が st_{max} が小さくなっている。これはまた、電車1台通過したときと比較すると第1回では $4.30 \sim 4.40$ mm に対し第2回では $3.90 \sim 3.30$ mm 程度になっている。

図-14

dgmax 順位図



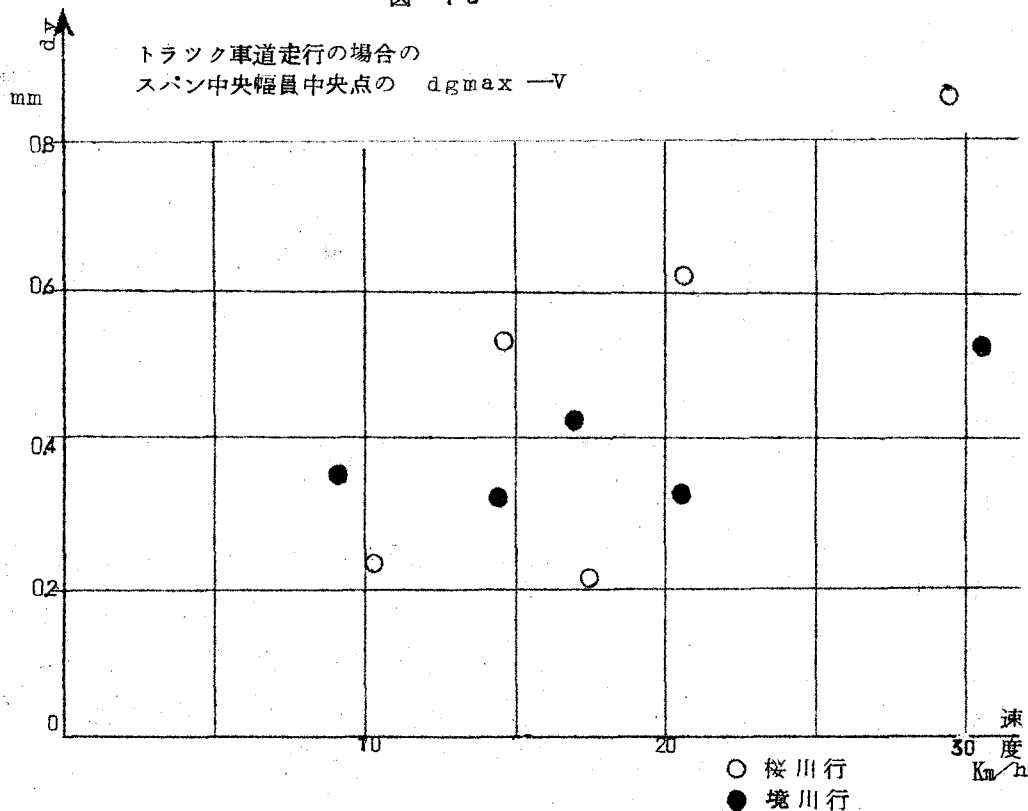
15図 dgmax 頻度図

このことは橋全体の剛度が大きくなったことを示している。第2回と第3回では第3回の方が S_{tmax} が大きいように感じられる。これは第2回目では橋全体にわたって下流側は鋼床板、上流側は旧床板があつたが第3回では上流側旧床板が除去されていたためにこのような結果が生れたのではないかと考えられる。

第1回と第3回については第1回では、下流側に床板がなく上流側に床板があつた。第3回では上流側に床板がなく下流側に新床板ができています。すなわち、旧床板と新床板が置換えられた状態である。これらについて比較すると第3回の方が S_{Tmax} が小さく橋が改善されていることを示している。

dy_{max} について S_{tmax} と同様に大きい順に図示すれば図-14となる。また dy_{max} の頻度を図示すれば図-15となる。図-14については図-13と反対の傾向すなわち1回目が小さく2回目が大きい傾向を示している。これは一般に電車の通過時においては振動が少くまた重量は自動車に比して電車が大きいので、このような傾向を示したものと

図-16



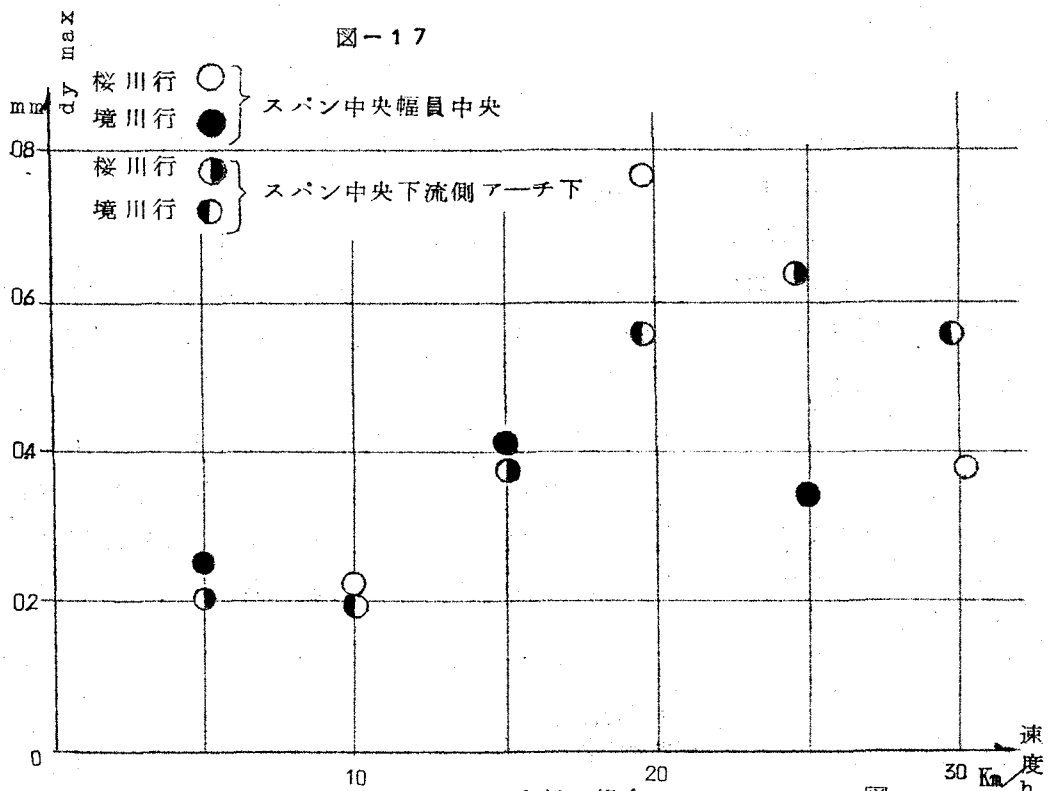


図 17 トラック輻員中央走行の場合の dy_{max} — v 図

えられる。一般に1回、2回、3回を通じて振動性状については特に大きな変化をもたらしたとは考えられない。

第4回測定に使用した荷重は電車1800型ボギー車2輛車輛重量(A)27.5t、(B)24.5tおよび重量16.1tのトラック1台である。

本橋は一般に電車の走行時にはほとんど振動を生じない。比較的良好に振動を生じているトラック1台走行の場合の dy_{max} と速度の関係を図示すれば図-16、17となる。図より速度が30km/h前後までは速度と dy_{max} の関係は速度が大きくなると振幅も大きくなる傾向を示している。

本試験中で比較的正常な振動を生じている実験N031について振動性状を調べると自由振動周期0.416、対数減衰率0.059、減衰係数 0.142 sec^{-1} である。これらを補強前の昭和27年10月～11月に行つた実験と比較すると、自由振動周期は0.400～0.513対数減衰率は0.025、減衰係数は0.055であり、補強後かなり減衰効果がよくなっていることを示している。このことはまた橋の目重の軽量化にも大きな原因をもつものと

考えられる。

5. むすび

本橋の破損変形の主因は橋台の後方水平移動であり、この橋台移動に対する処置としてアーチ床組を鋼床板構造に改造することにより橋体自重を約40%減少せしめ、橋台に作用する水平力の減少をはかるとともに、さらに橋台の将来移動に対処するため主アーチにタイをとりつけた。鋼床板構造による橋体自重の軽量化は上記のように橋台の安定対策として有効であるとともにさらに表-2に示したように主アーチにおける異状な過応力を計算上降伏点附近に引下げる役割を果たした。自重の軽量化については実験結果でもそれをよく示している。ただ根本的には主アーチにおけるアーチスパンの増大による変形二次応力の除去が行われていないため、今後とも絶えざる観測と監視を行うことが必要である。