

首都高速道路 5 号線 511 工区の工事について

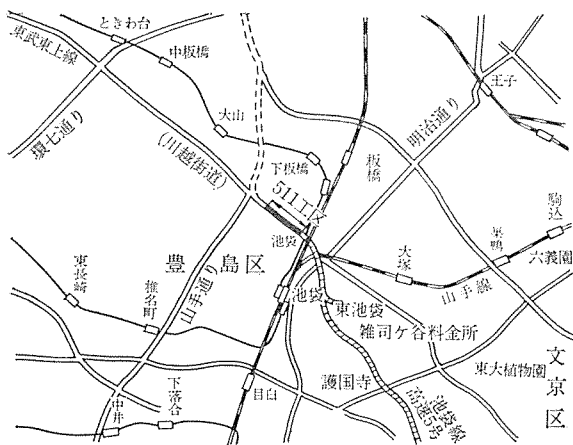
小 林 敏*
長 友 秀 実**

1. 計画概要

(1) 基本計画

本工区は、千代田区竹平町を起点とし豊島区池袋 4 丁目を終点とする首都高速道路 5 号線のうち、国鉄赤羽線～環状 6 号線間の放射 8 号線約 722 m の区間である。

図-1 511 工区位置図

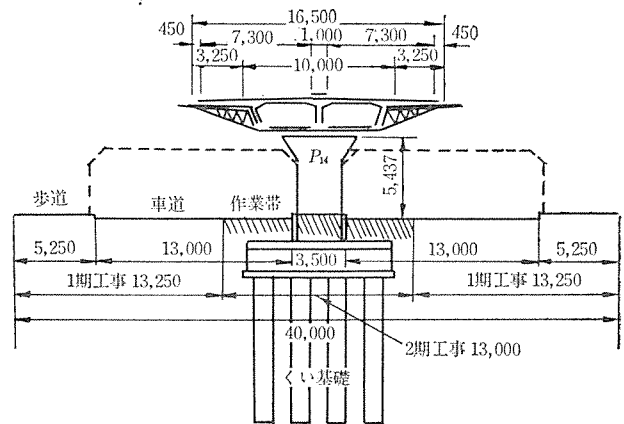


またこの工区は、高速道路が街路中央に高架で入り環状 6 号線手前でランプで地上に降りる区間なので、在来街路を 25 m から両側に 40 m に拡幅しながら工事を行なう場所である。工事方法としては、まず関連街路を拡幅しそこへ在来道路と同じ幅員を確保し交通を切り回し、中央部分を工事幅として使用するのが基本方針であった。

構造形式としては、この現場条件から経済的である PC 橋の中で一部ランプの取付部を除き、部材を工場生産し現場に搬入・架設するプレハブブロック接合の 3 径間連続桁が、最も経済的と考えられた。しかし計画途中で 5 号線の延伸計画が立案され、プレハブブロック形式で行なえる基本計画延長が短くなったので、全体工費の中で型わく費用、移動支保工・桁吊上げ装置の費用の占める比重が大となり、単位工費が増加したので、こ

の計画を断念した。この基本計画については、他の報告を参照されたい¹⁾。

図-2 施工図



主要区間は、当初から交通流線の関係から脚は中央 1 本に限られていた(図-2)。そこで、橋脚工事費のうち割合大きな比重を占める横ばりをなくすことによって、計画路面高を低くし、基礎にかかる地震モーメントを低減できるので、脚は単柱を採用した。上部工は、比較的工事幅を確保できる工区であったので、断面形は基本計画の断面を生かし、支保工上で現場打ちする方法に変更した。しかし、張出し床版の下は、交通開放区間であり支保工の設置が無理なので、本体部施工後吊り支保工で張出し床版を打ち継ぐ方法を考えた。将来、延伸計画に影響される区間については、単純桁とし継足し切取りのできる箱桁を採用した。また後述するようにランプ部分では、上記の考慮の他に、開放交通に障害を与える土工事をできるだけ避ける桁構造とし、かつ JIS 改良のプレテン桁を用いた。

以上にに基づきそれに見合った経済的な下部・基礎構造を採用し、PART-CPM 手法で、計画工程を試算かつ工事費を積算したところ、工期 20 ヶ月、付帯工事を除き概算工費約 5 億 9 000 万円という結果が得られた。この工法は、経済的であることはもちろん、工期も十分予定内であるので、実施段階に移され、昭和 42 年 8 月に入

* 首都高速道路公団工務部第二設計課
** 保全企画室保全企画課

表-1 工 事 概 要

	そ の 1		そ の 2		
	上 部	下 部	上 部	下 部	
延 長	377.20m	334.68m	301.75m	387.25m	
内 容	連続桁1連, 単 純桁5連, プレ テン桁3連	杭基礎9基, 橋 脚8基, 橋台1 基, 土工43m	連続桁 3連	ケーソン6基, 杭基礎3基, 橋 脚9基	
工 事 費	218 880 千円	122 920 千円	193 370 千円	136 530 千円	
施 工 会 社	横河工事 (株)	東急建設 (株)	ビー・エス・コ ンクリート (株)	中国土木 (株)	
主 要 材 料	コンクリ ート	3 813m ³	4 796m ³	3 335m ³	4 894m ³
	鉄 筋	436 t	425 t	391 t	519 t
	P C鋼材	110 t	0.1 t	104 t	1.8 t
設 計	千代田コンサルタンツ (株)				

表-2 実 施 工 程 表

工区	昭和42年											昭和43年											昭和44年						
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7
第11工区(その下)下設工	→											→											→						
上設工	→											→											→						
第12工区(その下)下設工	→											→											→						
上設工	→											→											→						

札され、同年12月より着工、昭和44年7月に全部の工事を竣工した。他の工区の完成をまち昭和44年12月19日に、高速道路5号線の全線が、供用を開始したわけである。

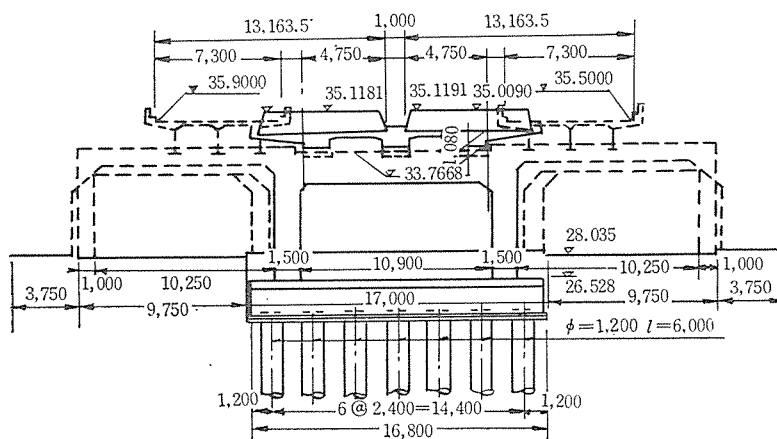
(2) 工事概要

工事の概要は表-1, 2のとおりである。

2. 将来延伸線に対する配慮

図-3に示すように、将来において桁の切離し継足しが行なわれる。在来コンクリート構造においてそれが不

図-3 将来構造図



可能であるという誤った考えが一般的であったので、それらを打破するために、次の考慮が払われ設計が進められた。

(1) 上部構造

プレテン桁部においては、中央分離帯上で上下線を2分し、高速道路の計画横断に合せ桁を並列しスラブを現場打ちとしている。将来延伸線が完成する時点では、ランプ道路幅が約2.5m 両側とも狭くなるので、桁を切離すことが可能なように桁の配置を定め、かつ横締め鋼棒の継足しを行なっている。通常のJIS桁では、フランジ厚が13cmであるが、現在および将来用耳桁フランジ厚は、横締の鋼棒のアンカーのため15cmの断面を用いている。

その他、将来線と現在線の縦断線形が異なる単純桁では、同様に将来幅員がせまくなる。したがって、両時点で適応するように、主桁をねじり剛性の大きい箱断面とし、かつ将来においては張出床版の切り離しだけで処理できるように横締めをカプラーで継足した。また将来桁外面を、延伸線の高いラーメン柱が立上っても支障のないように内側に追込んだ。

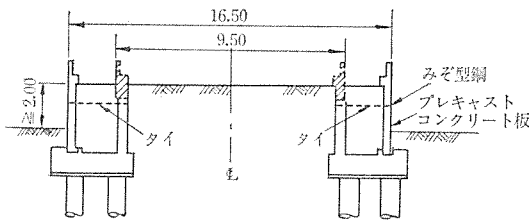
一方、縦断線形が同一レベルの区間では、将来建設するよりも、現在一緒に建設した場合が経済的であることはもちろんである。その拡幅建設された部分を退避帯として用いることにして、幅員が変化するので断面形は、張り出し床版長と箱桁外面の傾きは外観をそろえるため基本区間と同じにし、内側ウェッジの数は床版長が大きくならないように2ないし3本とした。

(2) 下部構造

プレテン桁部に続く擁壁部分では、同様に幅員がせまくなるので、取こわしが簡単でかつ交通に支障なく新しい擁壁が築造できるようにとの配慮から図-4のタイプを採用した。しかしこの構造は、タイのある部分の土の転圧が十分に行なえず、注意深い施工が必要となる。また踏掛板部・橋台では、将来の切断に都合の良いよう横方向鉄筋の半分だけこの切断箇所を通し、橋台では地中部のウイングは前もって築造しかつ壁体にV型の切れ目をつけておいた。

現在線と将来線の計画高の差の大きい橋脚では、現在脚から将来脚を立上げることができるよう、また新しい横ばりをつなぐことができるように鉄筋を加工した。したがって、ラーメン橋脚は、2つの異なった糸で荷重を受けるわけで、その大きい方

図-4 擁壁の構造



の断面力で設計された。しかし、延伸線の施工時期が不明確であり、将来、脚のクリープ・乾燥収縮が現在脚に悪影響をおよぼすことを考慮し、後述するように許容応力度を設計断面に応じ低減した。

P_1 脚は現在 P_0 側桁が箱桁であるので横ばり張出し長さを長く必要としないが、 P_1 側の将来拡張される桁を支持するための大きい張出し横ばり長さを必要とする。しかし、下の関連街路に支保工をたててその部分を建設することは交通の障害となるので、その部分を地上で製作しクレーンで吊上げ後プレストレスによって継ぎ足す構造を考慮した。そのため現在の横ばりにストランドシーを埋め込み、将来のプレストレスに備へるとともに、鉄筋も継ぎし可能のようにねじを切りカプラーで継ぐ構造とした。かつ架設される張出しばりの支持治具用として、ボルト穴をあけるとともに支持鋼材を埋め込んだ。

3. 設計概要

(1) 下部構造一般

原則として杭基礎とすることを定めたが、SUダンパーによって地震力を分担する3径間連続桁の中間2脚については、フーチング寸法が大となりすぎるのでケーソンを採用することにした。ケーソンの根入れ長さは、水

平力が大きいためなるべく深くし、ケーソンの径を細くすることにつとめた。図-5 のとおり支持層の下に $N=15\sim 20$ のシルト層があるので、単純に支持層での支持力のみでなく、このシルト層での支持力を検討しなければならない。したがって、根入れ長さとおよびケーソン最下端からこのシルト層までの厚みが問題となる。 $l=11.0\text{ m}$ とすれば $8.0\times 10.0\text{ m}$ の大きさが必要となるが、 $l=14\text{ m}$ とすると $\phi=7.0\text{ m}$ でよい。後者を採用したが支持層で許容支持力 86 t/m^2 であるのにその下のシルト層を考えると Boussinesq の式で検算すると 71 t/m^2 に落ちる。

主要区間の橋脚は、天端幅を転倒に対してシュー間隔が押えられ、 5.0 m は必要なので、 $3.0\times 3.0\text{ m}$ の角柱とし天端で 5 m に広げた。後述するような頂部補強をしても、T型橋脚のように横ばりが無いことは非常に経済的である。柱はコンクリートの硬化熱を下げるため中空断面としコンクリートの経済化を計った。

その他の橋脚は、建築限界の取れないものについてはフーチングをつなぎ逆II型、フーチングが工事幅内にあり建築限界に入るものについては π 型ラーメンとした。前節で述べたように荷重系がふくそうするので、最大荷重で設計すると引張鉄筋が3段になる箇所を生じた。そこで一番外側鉄筋で鉄筋許容応力度以下、鉄筋群間距離が有効高さの $1/6$ 以下、かつ

$$f_1 = M_{0.2} / M_D \geq 1.4$$

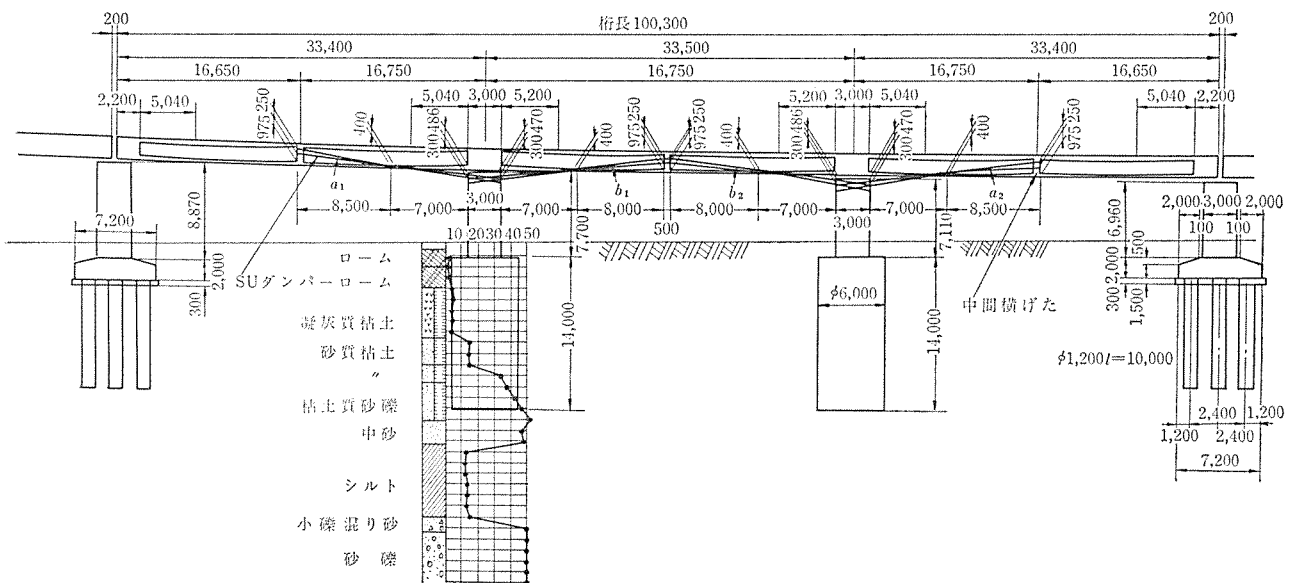
$$f_2 = (M_{0.2} - M_D) / M_L \geq 1.4$$

になるように考え安全を計った²⁾。

(2) 単柱橋脚頂部の補強

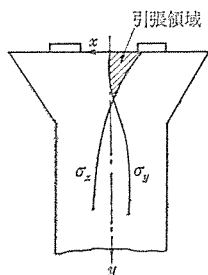
3径間連続部において、シュー間隔が非常に狭いので、

図-5 SUダンパー使用3径間標準型連続桁

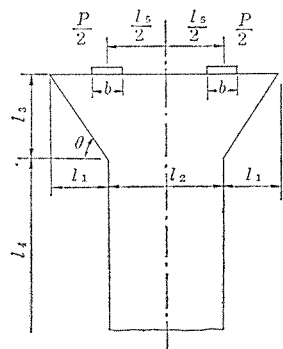


荷重偏載の場合、ならびに常時においてもシュー間やシュー直下に大きな横方向引張力を生ずる。そこでこれら応力を計算し横方向プレストレスおよび鉄筋で補強した別に行なわれた光弾性実験³⁾では、図一6のごとき主

図一6 応力分布



図一7 光弾性実験試験片



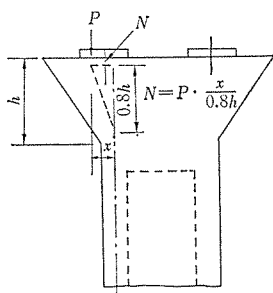
応力分布を示している。柱幅と同じ長さの y の点で、 σ_x および σ_y が一定となる。これと同じ模型で一定の σ_y に対し、柱頂部の横方向引張力は大体 1.25 倍の値を示している。しかしその力は、 θ および l の長さに関係し、 $\theta=32^\circ$ 、 $l=1.3l_0$ のときには、2.4 倍の値を示している。一般に張出し付根部分に大きな応力集中を生じているが、その値も θ 、 l に大いに関係し、 θ が小さく l が長くなるほどその集中度は大きい。しかし b の値の大きさによる影響は見られない。

実際構造の設計にあたっては、橋脚方向・直角方向につき次のことが考慮された。

1) Guyon⁴⁾の方法による脚上端シュー間の割裂水平力：この断面で直下の σ_y に対し約 1.22 倍の値を示し光弾性の同じ形状のもの値とよく一致している。引張領域の深さは、天端幅の約 1/6 程度までである。

2) ディープビームとしての横方向力：図一8 に示す

図一8 ディープビームの水平力



ように、杭上のフーチング・受ばりなどで考慮されるもので ϕ によって定まる値である。この場合 1) と 2) は同性質のものと考えられるが、安全のため重畳することとした。

3) 脚上端を片持ばりの曲げ部材として考え、曲げによる引張応力の算出

4) 同様にせん断力に対する検討

5) 空洞部上にも 1) と同様な割裂水平力が働くのでその検討

6) 脚上端を 2 分し、張出し部と柱半分が剛結された隅角部として考え、その主方向引張力とは付根近付の圧縮力を Hahn⁵⁾の方法でチェックした。

以上により 1), 2), 3) に対して軸方向引張力と曲げを受ける部材として設計し、応力の分布に合致するように鉄筋を分布配置した。

5), 6) ととも応力そのものは小さい。1)~6) で全引張力を鉄筋で取るとすると断面が大なので鉄筋量は多くなる。計算がすべて全断面有効として応力を算出しているため、横方向は鋼棒によるプレストレスで補強し、橋軸方向は SU ダンパーによるプレストレスで補強し、最終的にコンクリートのひびわれ応力内にコンクリート応力が収まるように考えた。

(3) 鉄筋の継手詳細

延伸計画によって将来鉄筋をつぎコンクリートを打継ぐ形式の一例は図一3に示すようなものである。

場所が場所だけに鉄筋のラップによる連結は考えることができないし、かつ圧接による連結は、圧接箇所の集中による強度の低下、太径 35 mm ないし 32 mm の圧接効果が疑問視されるので、添材をもたない FY カプラーによる連結が考慮された。添材のある場合は、十分な強度があることは報告されているが⁶⁾、今まで用いられたのはいずれも鉄筋が突出しているところで、鉄筋を継ぎコンクリートを打ち足し、かつ応力の大きいところは継手箇所としない場合が多い。今回行なうように応力の大きいところでコンクリートをはつり出して継ぐ場合の例はない。

そこで継手位置でのコンクリートとの共同作用を期待した鉄筋コンクリートの挙動を調べ、適当なねじの径・その長さを見い出すため実験を行なった。アメリカでプレキャスト桁をつぐ場合⁷⁾用いられるアングルを溶接した場合の実験を行ない、その比較を行なうこととした。また柱部では、曲げの他に連結圧縮軸力を受けるので、その応力によるねじ部の挙動を調べるためプレストレスによって軸力を与えて実験した。

実験の方法、鉄筋径、ねじの仕様等は図一9のとおりである。実験の結果から次のことが観察された。

1) 予備試験として行なわれた鉄筋だけの引張試験では、図一10のような破壊性状を示し、最終耐荷荷重は図中の表の通りで明らかに強度の低下がみられた。

2) その結果継手長さとしては、カプラーでは 95 mm アングルでは 150 mm が適当である。

3) 初きれつ発生箇所は、打継目部が最も多いが、破

図-9 ねじ、アングルの仕様

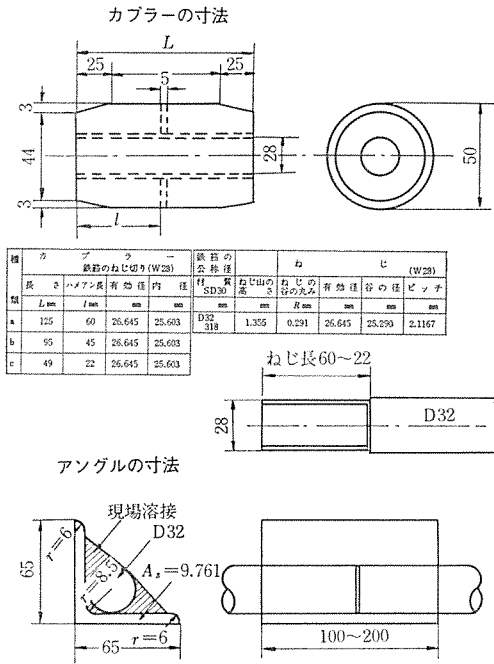
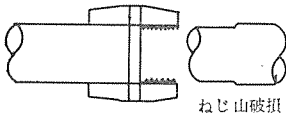


図-10 継手部破損状況

カプラー破損状態

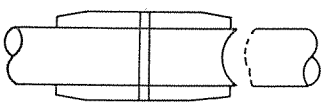
1. カプラー長49mm



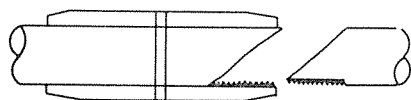
最終強度 (t)

	49mm	95mm	125mm	D32
No.1	30.5	36.0	35.2	—
No.2	31.2	34.0	34.6	—
No.3	30.0	33.7	34.3	—
平均	30.6	34.6	34.7	55.3

2. カプラー長95mm



3. カプラー長125mm



アングル継手破損状態

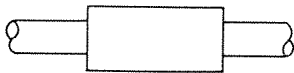
1. アングル長さ100mm



最終強度 (t)

	100mm	150mm	200mm	D32
No.1	38.1	44.5	40.6	—
No.2	43.1	44.5	46.7	—
No.3	40.9	46.4	44.2	—
平均	40.7	45.1	43.8	55.3

2. アングル長さ150,200mm



アングル継手部異常なし、鉄筋破断

壊に至るひびわれは打継目部ではなく、載荷点付近と支点の中間の一体に打たれたコンクリート部から発生したひびわれであった。

4) 初きれつを荷重でみると、コンクリートの打継目なしのカプラー継手で $\eta=1.25$ (実験値/計算値) を示すの

に対し継目ありで $\eta=0.80$ である。また一体に打たれ、鉄筋が1本もの場合は $\eta=0.81$ であった。一方アングル継手では、 $l=150$ mm, $l=200$ mm とも、 $\eta=1.20$ で明らかにアングルによる鋼材の断面増加の影響が観察された。

5) 初きれつ荷重と 0.2 mm のきれつ荷重で考えると、アングル継手が有利であるが、破壊荷重ではカプラー継手が有利である。

6) 0.2 mm のひびわれを生じる荷重では、いずれの場合も初きれつから同程度の荷重の増加率であった。通常初きれつ荷重と 0.2 mm のきれつ荷重とでは、異型鉄筋の場合 $M_{0.2}=2.5 M_{cr}$ の関係があるとされているが、実験では $M_{0.2}=1.3 M_{cr}$ 程度でひびわれの発達速度は早い。

7) 破壊荷重時では、カプラー継手の $l=95$ mm, 125 mm でほとんど差異が認められず、アングル継手の $l=150$ mm, 200 mm も大体同じで、両者を比較するとわずかにカプラー継手の方が強い。いずれも $\eta=1.40$ 程度である。打継目なく1本もの鉄筋を用いた場合、 $\eta=1.20$ であるのと比較するとむしろ継手を有する方が耐力が増加している。

8) たわみの状態はいずれの場合も差異がなかった。

9) コンクリートとの共同作業を期待しない継手自体の単純引張りでの耐力は明らかに鉄筋1本ものに比べ低下するが、コンクリートの共同作用を考えた曲げ・軸力を受けるものでは、十分に最終耐力で安全である。

以上により、構造物にカプラー継手、アングル継手を使用した打継目を行なっても、打継ぎ、鉄筋継手による構造物の最終耐力の減少はなく、逆に継手部分の曲げ剛性が増加することによって構造物の耐力増加が考えられる。また継手の長さは、カプラー継手で 95 mm 以上、アングル継手で 150 mm 以上あれば、耐力的に十分である。しかし初きれつが打継目部分に最も多く発生することから、打継目の施工方法に十分な注意が必要であろうし、また1本ものの鉄筋を用い打継目なしのはりで計算値の 80% で初きれつを生じている結果があるので、当然継手部分での初きれつ荷重を低く押える必要があると考え、

$$f_1 = \frac{0.8 M_{cr-cal}}{M_d} \geq 1.1$$

位が適当と思われる。かつ 0.2 mm までのひびわれ発達が早いことからして、

$$f_2 = \frac{M_{0.2} - M_d}{M_l} = \frac{\alpha \times 0.8 M_{cr-cal} - M_d}{M_l} \geq 1.4$$

とし、曲げのみの場合 α は 1.3 位を考えることが必要であろう。軸力が作用していると、 α は当然大きくなり初

きれつの発生が遅くかつ 0.2 mm のひびわれの発達も遅いので、

$$M_{0.2} = 1.5 \times 0.9 M_{cr-cal}$$

としてもよいであろう。ただし N と M の比によって、この値を変更する必要がある。

したがって、今回の場合、はりと柱ではひびわれに対して考え方を改めて設計することにした。

疲労等の問題もあり延伸工事着手前に、いっそう安全を期すために再度確認試験を行なう予定である。

(4) プレテン桁

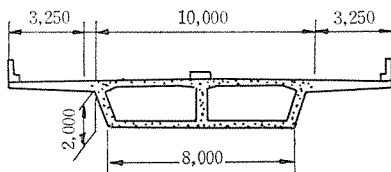
プレテン桁の JIS が昭和 35 年に定められてから、関係示方書、荷重、許容応力度が変更されても今日まで改正されずにいたがようやく改正の気運が起きつつある⁹⁾。いままでも種々試みがなされているが、この桁も一つの改良が加え

られた。在来の型わくをできるだけ用いることを念頭に桁高を高くし、支間中央で要求されるプレストレス力を桁端付近でも有効に取れる方法を検討した。アメリカで採用されている PC 鋼材を支点付近で曲げ上げる方法は、その当時の業界では実施に多大の困難を伴い不可能だったので、工場で桁端付近のフランジのコンクリートを打設しないことにより、支点付近の圧縮応力によって決められていたプレストレス導入力を桁中央部で有効に用いるように設計した。その部分は、現場で間詰コンクリートと一緒に打設することとした。7 種類の桁断面について経済比較を行ない、上下フランジと JIS と同じ断面で桁高 1.0 m を採用した。この結果 PC 鋼材で JIS 桁に比較し経済性をうることができ、現場作業の多少の煩雑さを考えても十分経済的であった。

(5) 連続桁および単純箱桁

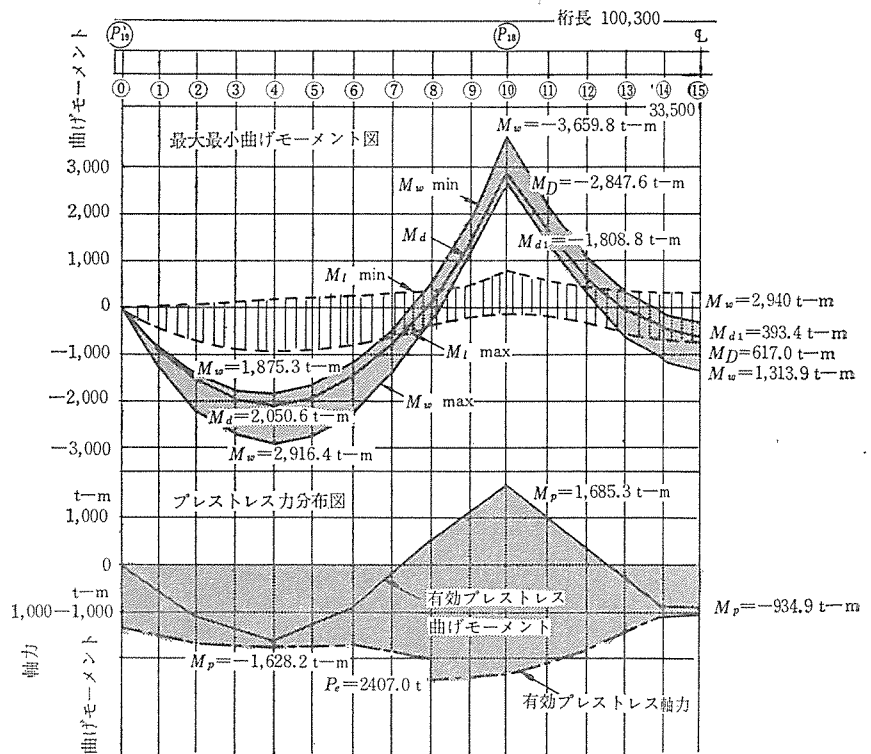
主桁の設計には、従来の設計法を用いた。主桁断面の計算には、図-11のように、両側張り出部を除き全断面有

図-11 主桁の断面



効として計算した。したがって、プレストレスには、この断面を使用し、両側張り出し部は高欄地覆舗装荷重と

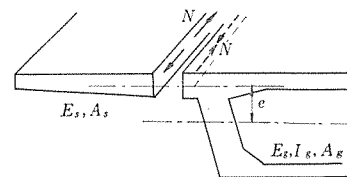
図-12 標準部主桁の曲げモーメント軸力図



同じように静荷重として作用させた。活荷重には、この部分を有効な断面と考えた。中間支点付近の負の曲げモーメントに対しては、その引張応力がわずかであったので、鉄筋で十分に補強できた。一方全断面を有効としてプレストレス力が張出部に移行した場合を想定し、検算したがいずれも許容力以内に収まった。

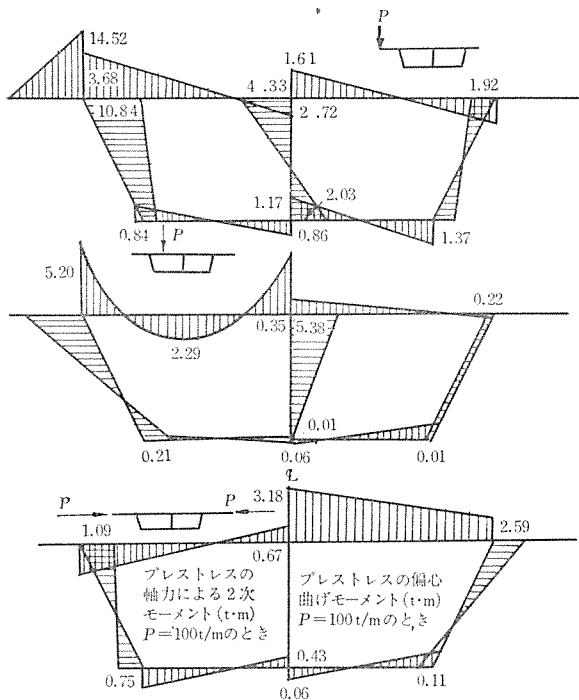
その他に張出し床版を打継ぐことによるクリープ差、乾燥収縮応力につき応力を検算し加算した。打継目部分で、張出し床版には引張力、桁には圧縮力が作用し、桁

図-13 乾燥収縮による応力



にはそれによる曲げが加算される。桁では、断面剛性が大きくほとんど問題とならないが、床版では断面が小さいだけに大きな応力になり、後述するように型わく脱型後 4~6 日で、コンクリート強度が十分出きらぬうちに乾燥収縮との均衡がやぶれひびわれを生じたものがあつた。ことにこの種床版では、体積/断面積 (V/A) の値が小で通常乾燥収縮より大きな値を取る必要があると思われる⁹⁾。同報告によると、50 日で V/A が 10 cm の場合に比し 2.5 cm の場合乾燥収縮度は約 3.2 倍の値を示している。したがってこの種構造の物では、その考

図-14 床版の曲げモーメント



慮と弾性係数の増加率・コンクリートの早い材令での引張強度との関係、それに不静定系による2次応力(連続桁の場合)を考え軸心に十分な鉄筋を配置する必要がある。

横方向の計算は、断面各節点が結合されたラーメンと考へ、上床版に生ずる固定端に生ずる固定端モーメントをウェッジ、下床版に分配した。各固定端モーメントの計算には、支間部では Pucher の方法で、張出部については変厚板の Homberg¹⁰⁾ の方法で計算し、ハンチによる補正を考慮して分配した。図-14 に示されるように各荷重の他プレストレスによる分を加算すると、ウェッジに 75% くらい分配されていた張出しモーメントの大部分が打消され、通常のせん断のためのスターラップに少量の曲げ鉄筋を加えるだけで十分である。

本計算は、通常の計算により計算されているが、今後の方向としては、われわれの最大荷重位置・荷重体系が異なるにしても、縦方向・横方向と応力が加算される場所もあり、折板構造理論により立体的に解析されることが必要であろう。その理論によると部材の変形が重視され

るので、ウェッジ丈に配置されているプレストレスの有効範囲も明確にされ、かつ立体的影響面をも描くことができるので、スパン 30 m, 幅員 16.5 m という幅広い構造には適当である。

(6) SU ダンパー

前述したように、この工区では SU ダンパーが用いられている。SU ダンパー¹²⁾は、橋軸方向地震力を取るための装置で、その構造は 図-15 のとおりである。このダンパーを用いると、地震力を各橋脚に分配し連続桁等において一本の橋脚に地震力を集中することを避けることができる。

構造的には、桁の温度変化、乾燥収縮およびクリープについては全支承を可動であるが、脚と桁に装置された SU ダンパーによって、ある程度の応力が桁と橋脚に作用する。この力によって SU ダンパー鋼材にゆるみを生じないように、あらかじめ計算された応力を鋼材に導入しておく必要がある。橋脚方向地震力に対しては全支承が抵抗する。なお、SU ダンパー用鋼材として 1 基あたり 108-φ7 mm の PC 鋼線を使用し、BBRV 方式によった。

地震力による地盤の振動と橋脚および桁の振動ないし移動が共振を起こさない要素として支承部の動摩擦力と特に設けられた共振防止装置(たとえばオイルダンパー)の併用によって減衰効果をもたせることができる。本橋の場合、動的計算の結果安全であるので、オイルダンパー等を使用しなかった。

設計としては、動的計算と静的計算を行なった。静的計算においては、ダンパー鋼材に作用する橋軸方向水平力を橋脚頂部に作用させ、水平震度 0.27 と考えて脚の設計を行ない、動的計算でその安全を確認した。この場合次の仮定を設け設計を進めている。

- 1) 橋脚下端は固定されている。
- 2) 支承部の摩擦抵抗はない。
- 3) 温度変化による桁と鋼材の伸び率は等しい。
- 4) 桁・脚の断面は一定、ヤング係数も一定とする。
- 5) 橋脚の弾性変形と同じクリープによる塑性変形が起こるものと仮定する。

図-15 SU ダンパー (標準部) 詳細図

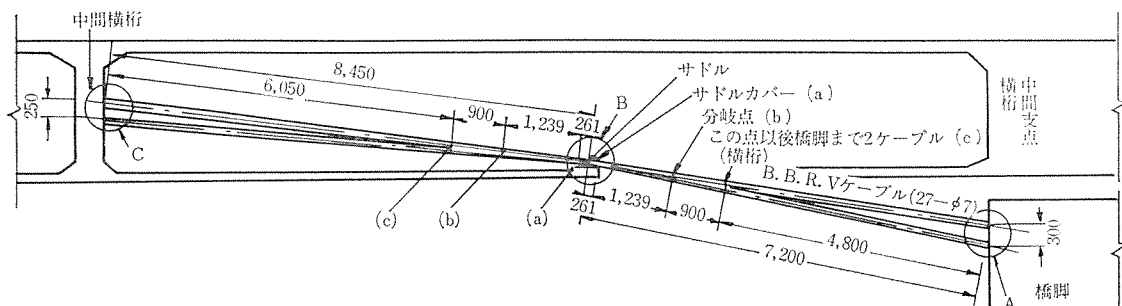
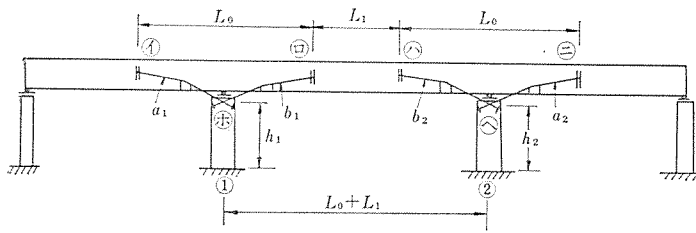


図-16 SU ダンパーの記号



6) ダンパーによって桁に作用する軸力による桁のクリーブは、一方の側だけ考慮する。

以上の仮定をもとに次の平衡式による各橋脚に作用する水平力 T_h を求めることができる。

$$H = H_1 + H_2$$

$$H_1 = T_{ha1} - T_{hb1}$$

$$H_2 = T_{ha2} - T_{hb2}$$

$$T_{ha1} \delta_{pa1} + \delta_{0pa1} + T_{hb1} \delta_{pb1} + \delta_{0pb1} = (\beta_0 - T_{ha1} \bar{\beta}) L_0$$

$$T_{ha2} \delta_{pa2} + \delta_{0pa2} + T_{hb2} \delta_{pb2} + \delta_{0pb2} = (\beta_0 - T_{ha2} \bar{\beta}) L_0$$

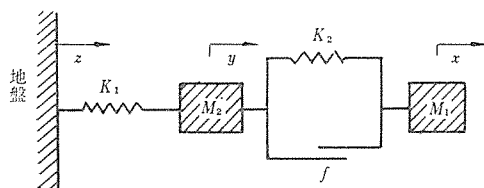
$$T_{hb1} \delta_{pb1} + \delta_{0pb1} + T_{hb2} \delta_{pb2} + \delta_{0pb2} + \{\beta_0 - (T_{ha1} - T_{hb1}) \bar{\beta}\} \times L_1 = H_1 \bar{\delta}_1 + H_2 \bar{\delta}_2$$

ここで δ は、たわみ関係、 β は伸び率、添字 0 は部材固有の変位、 p は鋼線に関するもの、頭添字一は単位力によるものである。

上式で解くと標準スパンで SU ダンパー 1 基あたりの地震時最大張力 433 t、全水平力 760 t であり、PC 鋼材に対して $0.9 \sigma_y$ 以下の応力で、かつ橋脚に対しては十分安全であった。

動的には、振動系として上部構造 (M_1)、橋脚 (M_2)、橋脚と SU ダンパーの弾性力 (K_1, K_2)、支承部の摩擦力 (f) を考え、振動模型図は 図-17 のとおりである。

図-17 振動模型



M_1, M_2 が一体運動の場合と、相対運動の場合の振動方程式は、

$$\left. \begin{aligned} \{ (M_1 + M_2)/g \} y'' - K_1 (y - z) &= 0 \\ (M_1/g) x'' + K_2 (x - y) + f &= 0 \\ (M_2/g) y'' - K_2 (x - y) + K_1 (y - z) - f &= 0 \end{aligned} \right\}$$

であり、一体運動の限界と、その後の相対運動のつぎに続く運動の判別式はつぎのようになる。

$$| (M_1/g) y'' + K_2 (x - y) | \leq F = \mu M_1 \dots \text{一体運動の限界}$$

$$| \{ M_1 / (M_1 + M_2) \} K_1 \sum_i E_i \sin W_i T_0 + K_2 x_0$$

$$- \{ M_1 K_1 / (M_1 + M_2) + K_2 \} y_0 | \leq F \dots \dots$$

一体運動が続く

$$\{ M_1 / (M_1 + M_2) \} K_1 \sum_i E_i \sin W_i T_0 + K_2 x_0$$

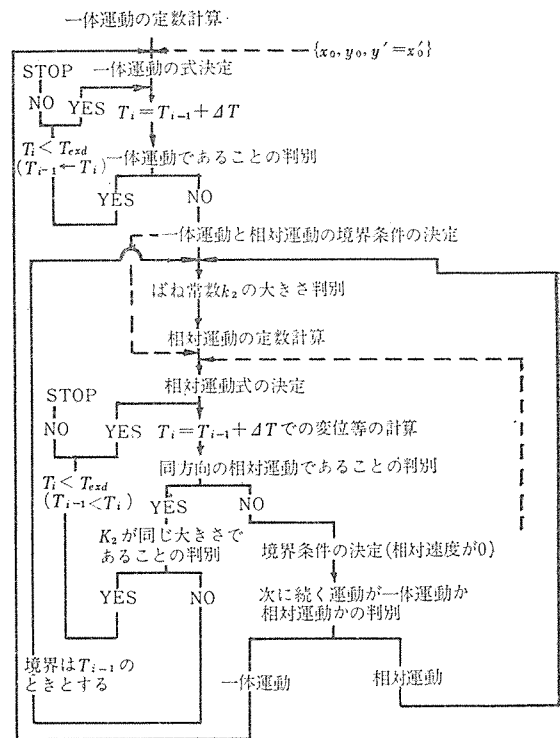
$$- \{ M_1 K_2 / (M_1 + M_2) + K_2 \} y_0 | > F$$

.....相対運動が続く

振動計算のフローチャートは表-3 のとおりである。

標準スパンで、 $M_1 = 2760$ t で、 $M_2 = 160$ t、ばね定数 $K_1 = 85,000$ t/m、 $K_2 = 11,000$ t/m である。入力としての地盤の振動形状 (z) は、現地の

表-3 振動フローチャート



常時微動を測定し、 $\Delta T = 0.025$ 秒で読みとり、 $z = \sum_{n=1}^{40} a_n \sin n \pi T$ の波を用いた。

その結果橋脚頂部の最大変位が、静的計算のときの $1/5$ 以下になることが確かめられ、動的にも十分安全であった。

この SU ダンパー方式を用いた場合と、通常の集中方式を取った場合の経済比較は表-4 のとおりで、約 17

表-4 SU ダンパー橋の経済比較

	SUダンパー橋脚形式 (A)	一端固定橋脚形式 (B)
橋脚	(3基@50.9m ³ /基) 5 670 000 円	(2×50.9m ³ +72.8m ³) 6 480 000 円
フーチング	(128.7m ³ /基) 2 060 000 円	(2@128.7) 4 120 000 円
杭基礎	(143.8m ³ /基) 2 510 000 円	(2@143.8) 5 010 000 円
ケーソン	(φ7m, l=14m) (2基×283.4m ³) 18 950 000 円	(φ7m, l=27m) (599.4m ³) 22 700 000 円
SUダンパー	2 470 000 円	0 円
計	31 660 000 円	38 310 000 円
(A)/(B)	82.6%	

※ SU ダンプ方式を用いた方が安くなっている。

4. 施工概要

前述したように、現在の街路 (25 m) を 図-2 のように、第 1 期工事、第 2 期工事にわけて施工し、現在車線を両側の車線に移し、中央部に 13 m の作業帯を設けて、高架橋の下部構造、上部構造を施工したのち、作業帯の街路築造工事を行なった。次にその施工概要を順を追って説明する。

(1) 支保工

本工区では、べた支柱式支保工 (ビティ式) と集中ベント式支保工 (ペコサポート、単管四角角柱) を主桁部に用い、張り出し床版部には、ブラケット式吊り支保工を使用した。

a) 主桁部支保工 図-18 のように、ビティ式支保工を用い、横断車道部は、ペコサポートを使用し、はりにはビームを用いた標準断面部の作業荷重 (死荷重+仮設荷重) は、橋軸方向に 20 t/m であり、ビティ建てわく間隔を 90 cm ピッチとし、断面方向には建てわく 5 枚ならびにとした。橋脚付近と中間横桁部の作業荷重は 45 t/m であり、建てわく間隔を 60 cm ピッチとし、断面方向には、7 枚並びとした。建てわくの基礎は、在来車道部には、地盤支持力試験の結果、十分な耐力が確認されたので、直接路面に板材を敷きならべ、橋脚付近の埋めもどし部は、フーチングまたは、ケーソンの天端まで松杭を打ち込み、その上に尺角をならべ、それに直角

方向に、太こ落しを渡した。横断車道部は反力 100 t であり、ペコサポート (PH 30) を 10 本使用した。ペコサポートの基礎は、ならしコンクリートを打ち、その上に尺角を渡した。

b) 張り出し床版部支保工 図-19 (c) のように、主桁腹部に固定したボルト (φ 22) に鋼製トラスの支保工を取り付け、下端 (A 部) に取り付けけたターンバックルによって、上げ越し量の調整を行なった。張り出し部の施工時作業荷重は、4 t/m で先端部のたわみ量は、支保工設置後、水槽をのせて、荷重試験を行なった結果、4.0 m であった。

(2) 型わく

図-19 (a) (b) (d) に示すように、外わくにメタルフォーム、内わくに木製型わく、高欄部には耐水ベニヤを使用した。メタルフォームのコーナー部は、コーナー型わくを別に鋼製で作った。また設置期間が 40 日にわたるので防錆と、はく離剤の目的で、焼付け塗装を行なった。また曲線の内側と外側の桁高が変化するために張り出しブラケットのアンカーボルト位置の調整を行なう必要があった。

(3) 配筋とケーブル配置

配筋とケーブル配置図を 図-20 に示す。ケーブルの配置は、下床版筋とスターラップを建てこんだところで 1 m 間隔に、たな筋を付け、シースをそう入し、シース高さを確認後、コンクリート打設にシースケーブル等が浮き上がったり、移動するのを防止するために、たな筋

図-18 支 保 工

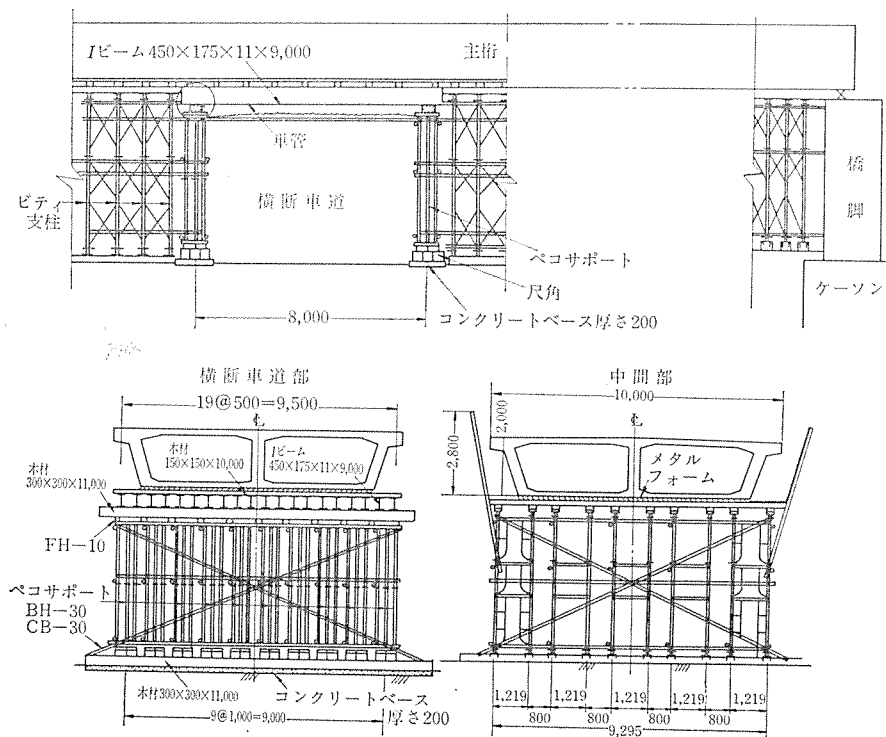


図-19 型わく詳細

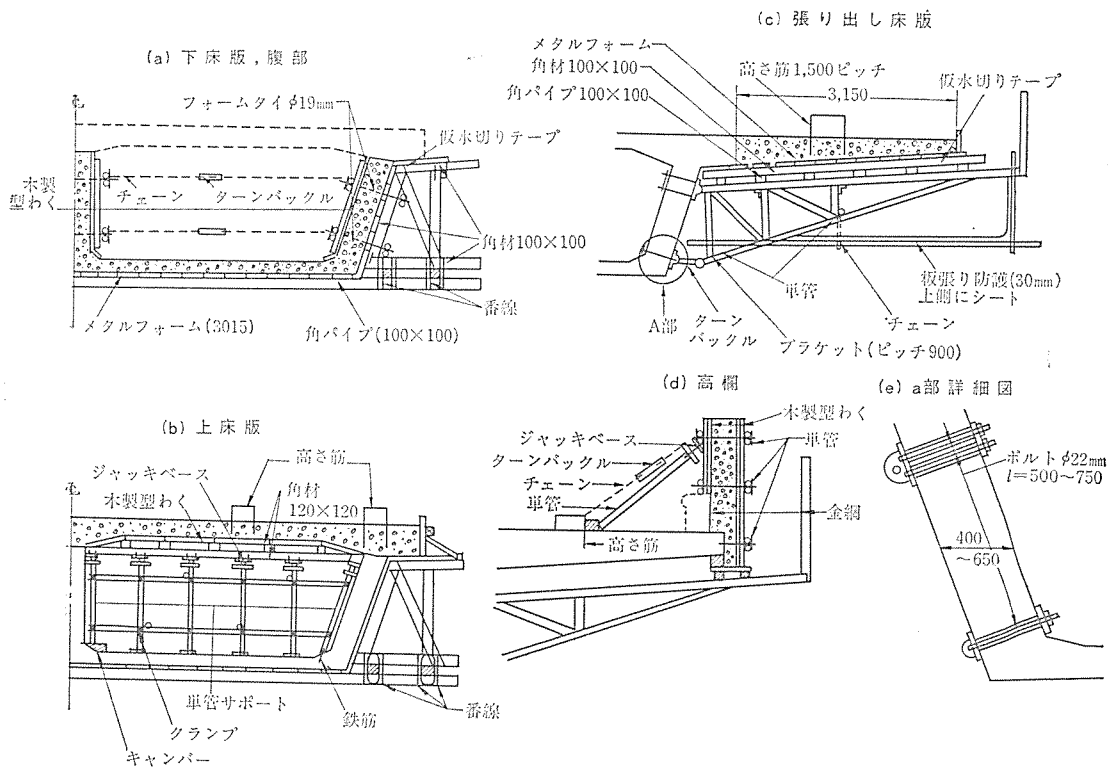


図-20 主桁ケーブル配置



とシースを結束した。PCケーブルは、シーサ配置完了後ウインチで引き込んだ。

(4) コンクリート打設

コンクリートの示方配合を表-5に示す。本工程区の主桁は、腹部厚に対して、鉄筋ケーブルのしめる割合が非常に大きく、中間定着部付近、および中間支点付近は、鉄筋と型わくの間からのみ打設しなければならなかった。そのうえ、支保工上での打設のため、内部振動機

のみ使用するので、締固めがいちじるしく困難であった。圧縮強度試験結果を図-21に示す。

コンクリート打設には、コンクリートポンプ(パイプ径 6 in)を使用した。コンクリート打設順序を図-23

図-21 コンクリート圧縮強度管理

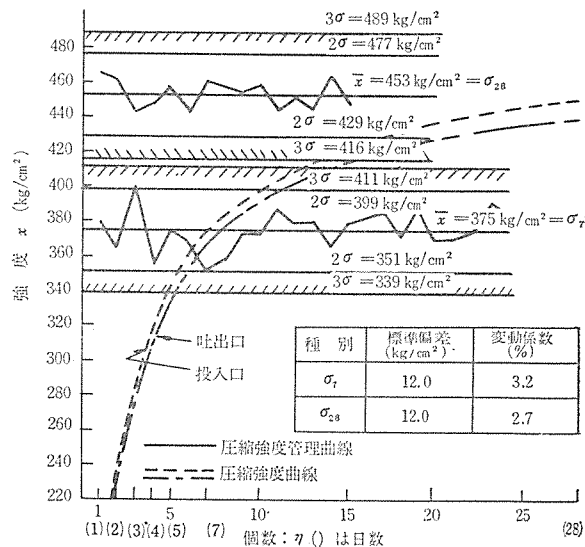


表-5 コンクリートの示方配合 (早強 352B)

(m³あたり)

粗骨材の最大寸法 (cm)	計画スランプ (cm)	計画空気量 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	粗骨率		セメント (kg)	細骨材 (kg)		粗骨材 25mm (kg)	水 (kg)	混和材 (cc)	合計 (kg)
					細骨材	粗骨材		細砂	粗砂				
2.5	7	2~4	40.5	36.9	2.85	6.86	390	671		1162	158	7800	2381
								235	436				

図-22 スランプおよびスランプ差

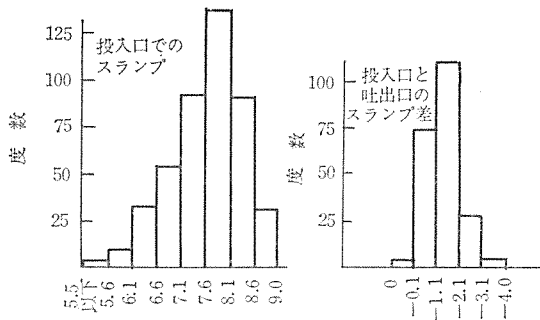


図-23 コンクリート打設順序

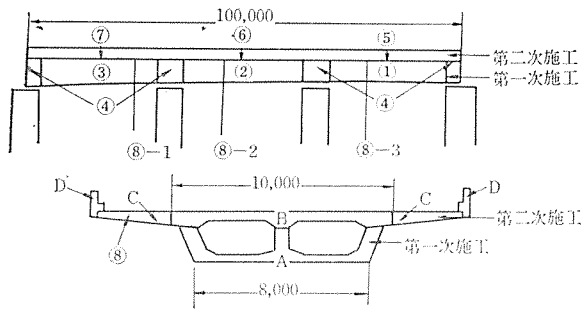


表-6 1回あたりのコンクリート打設

回	数	量 (m ³)	打 設 時 間
1		120	8.5
2		120	12.0
3		120	13.0
4		160	14.0
5		98	7.0
6		98	8.0
7		98	8.0
8	3@67=201		7.0×3@

表-7 コンクリート打設時の人員構成

パイプレーター	10名
ならし仕上げ	7
パイプ要員	5
生コン誘導	1
大工	2
養生	1
試験	1
計	27

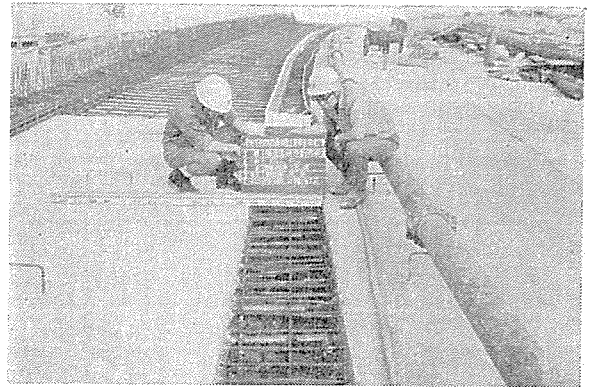
に、そのときの打設量と打設時間を表-6に示す。打設時の人員構成は表-7に示す。本工区におけるコンクリートポンプ打設で作業中止(約1時間)が数回あったが多くは昼食時間直後であり、ポンプ車から出る分岐管でコンクリートが詰ってしまう場合が多かった。

ポンプ車のコンクリート取入口とホースの吐出口とで、同一コンクリートのスランプ測定結果を、図-22に示す。コンクリート打設順序の1, 2, 3の部分は、腹部と下床部を一度に打ち上げ

たが、当初下床版を先に打ち込み腹部を後打ちする試験を行なったところハンチ部は十分なコンクリート打設が期待できないことがわかり、まず腹部から打ち込み、下床版にコンクリートが十分に出てくるまで、パイプレータをかけ5mほど先へ進行させながら、下床版のコンクリートを打設した。

張出し床版部は主桁のプレストレス後約1カ月して、ブラケット上で打設したが、打設後4~6日で、横断方向に、約0.1mのクラックが3~5mの間隔で発生した。このクラックは半年後に測定しても、発達していなかった。新旧コンクリートの打ちだしによる乾燥収縮が大きな原因と考えられる。このクラックの発生を防ぐために既設の主桁上床版と張出し床版の間に50cmの間詰め部分を設け、張出し床版打設後5日間養生したのち、この間詰め部分を、かた練りコンクリートによって打設した。この結果、張出し部には、まったくクラックは発生しなかった。コンクリート打設状況と張出し床版の分割施工を図-24に示す。

図-24 張出し部床版の分割施工

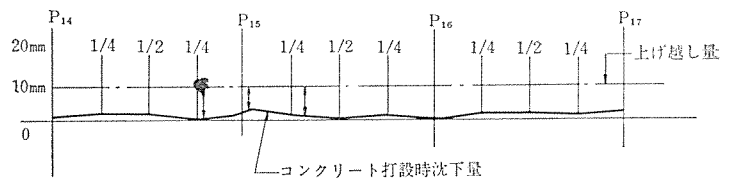


主桁コンクリート打設のための上げ越しは下床版の縦断勾配をレベルとして一様に上げ越した。上げ越し量はビティ式支保工上で9接点、集中ベント式支保工で5接点、橋脚上で4接点であり、1接点が1mmの沈下であるとした。結果は集中ベント式支保工とビティ式支保工とはほとんど一致しているが、橋脚上は約1/2の沈下である。

図-25に測定結果を示す。

本工区では、高さ筋はコの字形を使用した。この方法

図-25 沈下量測定結果



は、作業中に高さ筋が移動しにくいこと、また、この鉄筋に足場板を置いて、打設完了のところから被覆養生の作業がやりやすいこと、打設時に風雨等にもまわられた場合に、容易にシートをかけることができること等の利点がある。上床版、張出し床版の脱型時に、それぞれ油性包装テープによる仮の水切りを行なった。これは、それぞれの作業段階で、上床版の雨水によってコンクリート面が汚れるのを防ぐために行なったもので、費用も安く簡単に施工でき、水切り効果も十分であった。

(5) プレストレッシング

本工区は、3径間連続桁部には、長大ケーブル(100m~120m)を使用し、主桁の断面形状によるケーブルの蛇行がいちじるしいので、プレストレッシングに先だちケーブルの摩擦測定試験を行なった。試験はシース内を水洗いしたものと、水洗い後さらに5%の石けん水で洗浄したものとの2種類について行なった。測定結果の見かけの摩擦係数を表-8に示す。摩擦係数が非常に大

表-8

本数	石けん水, 5%溶液	水 洗 い の み
	34	12
	測 定 値	測 定 値
μ	0.49	0.50
λ	0.0044	0.0067

きくなり、設計応力だけのプレストレスが導入できないおそれを生じたので、検討の結果、導入余裕のある中間定着ケーブル(30~50m)をミルシートの降伏点を用いて引き越した。プレストレスは、すべて両引きし、2組のケーブルを同時に対称的にプレストレッシングした。PC鋼材のヤング係数は材料試験の結果より 1.98×10^5 kg/cm²とし、プレストレスの管理は $\lambda/\mu=0.013$ とし、 $\mu=0.4\sim 0.6$ の間で行ない、引き越しを3%とした。

全ケーブルの管理は、プレストレッシングの順番ごとに、1グループ5本としてグループ管理¹³⁾を行なった。SUダンパー用鋼材のプレストレスは、鋼材の温度範囲を+35°C、-5°Cとして計算し、図-5に示す a_1, a_2 鋼材をプレストレス後、 b_1, b_2 鋼材をプレストレスした。SUダンパーの緊張作業と桁中間サドル部および完了後を図-26~28に示す。

またSUダンパー使用の連続桁は、SUダンパー取り付けまでの期間、全支承が可動であるので、図-29に示す落下防止材を全支承部に設置した。

SUダンパー取付け完了後、3径間連続桁の伸縮状態を調査した結果を図-30に示す。測定は完了後約1年

図-26 SUダンパー中間横桁部緊張作業



図-27 SUダンパーサドル部

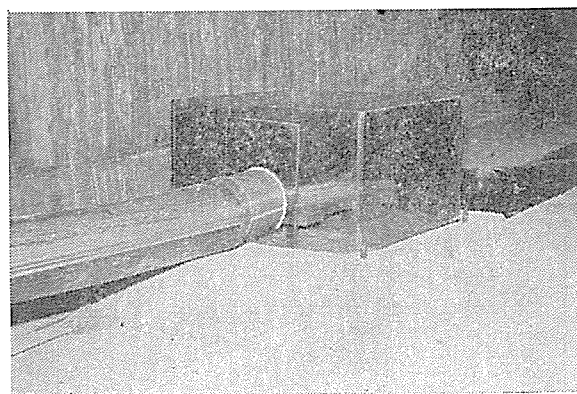
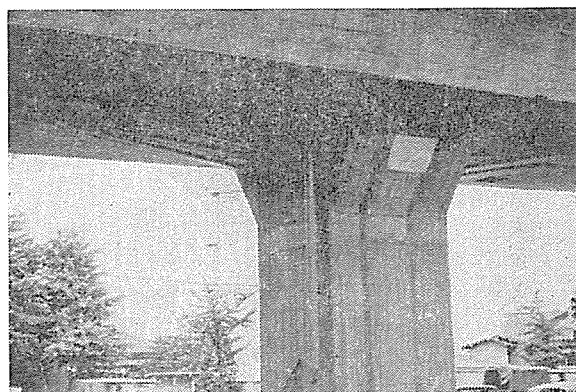
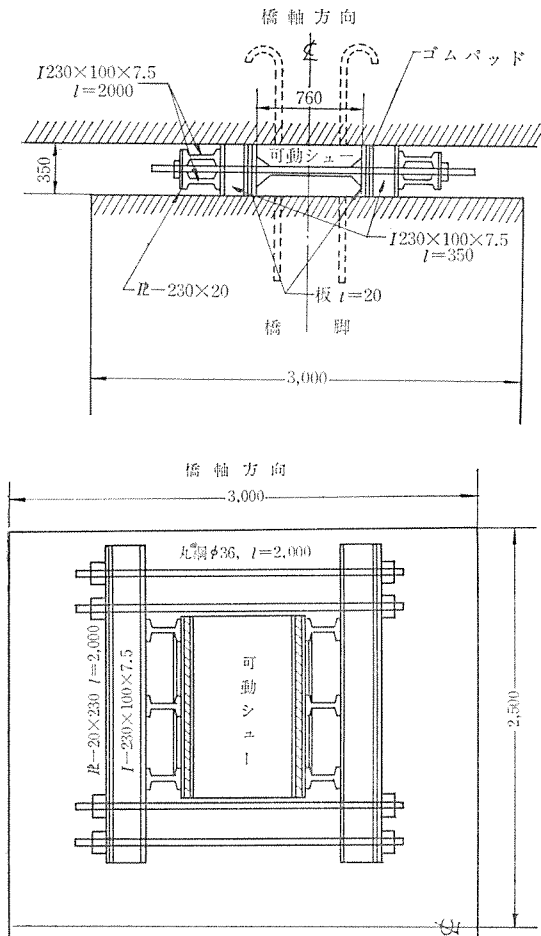


図-28 SUダンパー橋脚部定着



半経過して行ない、測定位置は各承支の上シユーと下シユーの相対変位をあらかじめセットしたガラス片間の距離で測定した。この結果、中間2橋脚ではほとんど相対変位がみられず、この範囲では温度変化に対しユーの摩擦力の範囲で橋脚が変化していると考えられる。現在地震時の作用を調べるために、橋脚間の地中および橋脚上、桁の中に地震計を設置して、観測を行なっている。

図-29 仮設時落下防止材



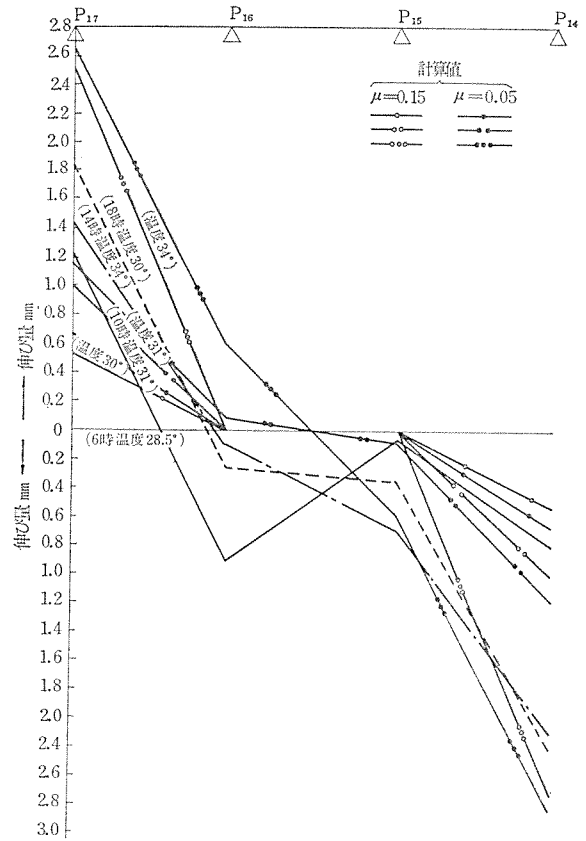
5. あとがき

最後に、SU ダンパーの動的計算については上前行孝氏のご指導を受け、設計実験につき川路健一郎氏、山家馨氏、北田勇輔氏の御協力を得たことを付記し、感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 津野・小村：橋梁のプレハブ化についての一試案，土木学会第21回年次学術講演会
- 2) 北海道土木技術会：異型棒鋼を用いた鉄筋コンクリートの設計および施工指針，研究資料第22号
- 3) 高田・浅井：2点集中荷重を受ける壁体の光弾性実験
- 4) 猪股：プレストレストコンクリートの設計および施工

図-30 3径間連続桁の伸縮測定結果



- 5) Hahn : "Hauptspannungen und Schubsicherung in Stahlbeton", Der Bauingenier Marz, 1959
- 6) 横道・藤田：「異型鉄筋の F Y カプラー継手に関する実験，第8回日本道路会議
- 7) PCA : Precast-Pre stressed Concrete Bridge
- 8) 高速道路調査会：短スパン PC 桁（プレテンション桁）の経済性に関する研究調査報告
- 9) Hansen & Mattock : "Influence of Size and Shape of Member on the Shrinkage and Creep of Concrete", ACI Journal Feb. 1966
- 10) Homberg & Respers : "Kragplatten mit veranderlicher Dicke", Beton und Stahlbetonbau, Marz 1963
- 11) 例えば Born : Faltwerke ihre Theorie und Berechnung
- 12) 例えば岡本・上前：繫材を用いた新しい支持方式 (SU ダンパー方式) による耐震構造」第9回橋梁構造研究発表会
- 13) 菅原・野口：PC工事の施工管理，山海堂
1970. 1.26・受付

土木および建築構造物一般(主としてプレストレストコンクリート)の計画、調査、設計、施工管理

フランスS.E.E.E.社(G.T.M.)との技術提携による
プレストレストコンクリートS.E.E.E.工法
のアジアおよび太平洋州総代理店



新構造技術株式会社

NEW STRUCTURAL ENGINEERING, LTD.

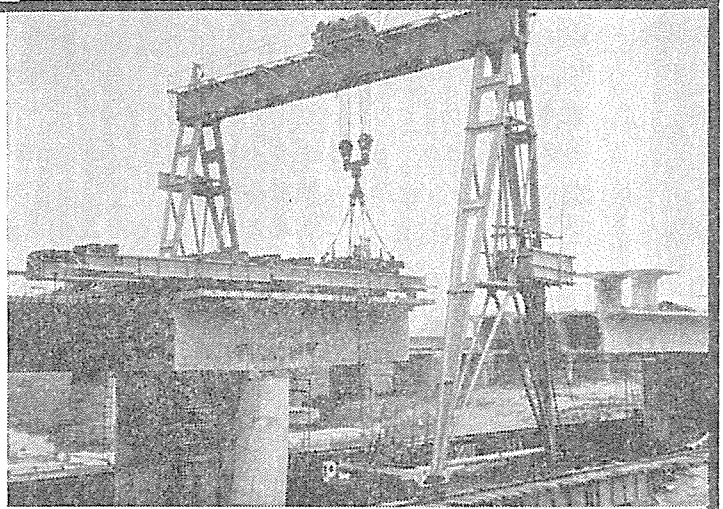
主な幹部技術者

取締役会長 加藤三重次
取締役社長 巽 千代造

上野 博
永田憲男
森元峯夫

本社 東京都新宿区内藤町1番地(渋谷ビル) 電話(354)3851番(代表)
厚木工場 神奈川県厚木市戸田長淵2514番地 電話(0462)(22)2199番

PC架設機
の
設計・製作



カンチレバーエレクション装置
および橋型クレーン(多摩橋)

多年の経験を誇る

三信工業株式会社

東京都千代田区神田錦町1-4(滝本ビル5階)

TEL (294) 5131・5132