

渋谷高架橋の設計と施工について (1)

—都会地の Dywidag 工法—

首都高速道路公団
鹿島建設株式会社
住友建設株式会社

1. ま え が き

高速道路 3 号線 (渋谷～三宅坂間約 6 km) の起点付近に計画された Dywidag 工法による高架橋が 1 年 8 ヶ月の工期を経てようやく完成した。この前後の工区の完成を待って 9 月には一部供用開始できるはこびとなったので、ここにその設計、施工、施工時の実験、観測等について、報告するものである。

Dywidag 工法という、一般に山間部の谷の深い所、急流河川部に支保工なしで架設できるということに結びつきやすいが、都会地のしかも交通の非常にはげしい所に Dywidag が採用されて、事故も全くなく完成したことは都会地における高架橋の型式選定、架設工法にとって大いに意義があるものと思われる。

渋谷高架橋は国電山手線をはさんで起点側、311 工区と終点側 312 工区に分れており、前者の 144 m (39 m + 59 m + 46 m) の部分を住友建設が、後者の 171 m (45 m + 81 m + 45 m) の曲線橋部分を鹿島建設がそれぞれ担当し、設計施工にあたった。

総工費は約 3 億 3 000 万円となる。なお、この高架橋の続きに現在同じ工法でピロンを利用して 2 径間 90 m の連続桁が架設中であるが、この部分についてはその完成後、別の機会に報告する予定である。

この報告をまとめるにあたってはつぎの点を主眼にした。

1) 計画について

(1) 立地条件と比較設計について、とくに PC 橋案と鋼橋案との比較について。

(2) 下部構造形式の決定とその問題点。

2) 設計について

(1) Dywidag 工法としての形式の選定について。

(2) 側径間の荷重調整について。

(3) 曲線橋の問題。

(4) 橋脚形式と柱頭部の設計について。

3) 施工について

(1) 曲線橋としての施工上の問題。

(2) 硬化熱の測定とその対策。

(3) 施工時の応力測定。

(4) 上げ越し量の決定。

(5) 工程。

(6) 材料、工費。

2. 計 画

1) 立地条件

渋谷駅周辺は東京の副都心として発展の途上にあり、その整備が急速に大規模に行なわれている。まづ青山方面から世田谷に抜ける現在の都道放射 4 号線は駅前で大変な交通渋滞を示している、これと平行に放射 22 号線を渋谷駅の南側をとおして築造する。駅の東側では渋谷側に蓋を架けて、駅前広場を拡げて都電終点やバスターミナルを整備する。駅の西側では大規模な区画整理を行ない、駅前広場を造り、バスターミナルを設け街路網を整理する。東横線もホームを一線増設し、山手線は線形の改良を行ない、あわせて山手東横の連絡通路と渋谷駅本屋を放射 22 号線側に造る。

これらの改良計画の上に冠をのせるように放射 22 号線の上をとおって駅東西のバスターミナルを越え、環状 5 号線や東横、山手の上を跨ぐ高速 3 号線が建設される。将来これは延伸されて第 3 京浜と連絡し、西側からの都心への主要幹線として利用されるものである。他事にわたって恐縮ながら、筆者等のうち三人 (宮崎、百島、津野) が戦時中から戦後にかけて焼野原の渋谷を朝夕通学しており、その後、公団本社も渋谷にあり、その復興ぶりを目のあたりにして、今は復興という言葉もぴたりしないほどの盛況になった渋谷に、現代都市の機能を表徴するような高速道路の建設計画を直接担当しえて感慨深いものがあり、この事業に従事することができたことに感謝している次第である。

さて、高速道路計画は周辺整備の眼目をなすだけに、与えられている条件も複雑で困難であった。

①放射 22 号線と東横山手の両線とが立体交差している上を越すためには 15 m の桁下空間が必要である。

②放射 22 号線上に橋脚を建てるので、その幅が制限されており、特に鉄道と交差する付近では幅 1.5 m の

柱を中心間隔 15.0 m 離して建てなければならない。

③付近の街路の交通流線を考えると橋脚を建設できる
 箇所が非常に制限される。

④工事は国鉄営業線や主要街路上で行なわれるので、安全確実なものでなければならない。

⑤交通繁華な地帯であるので、その美観、軽快な感じを考慮しなければならない。

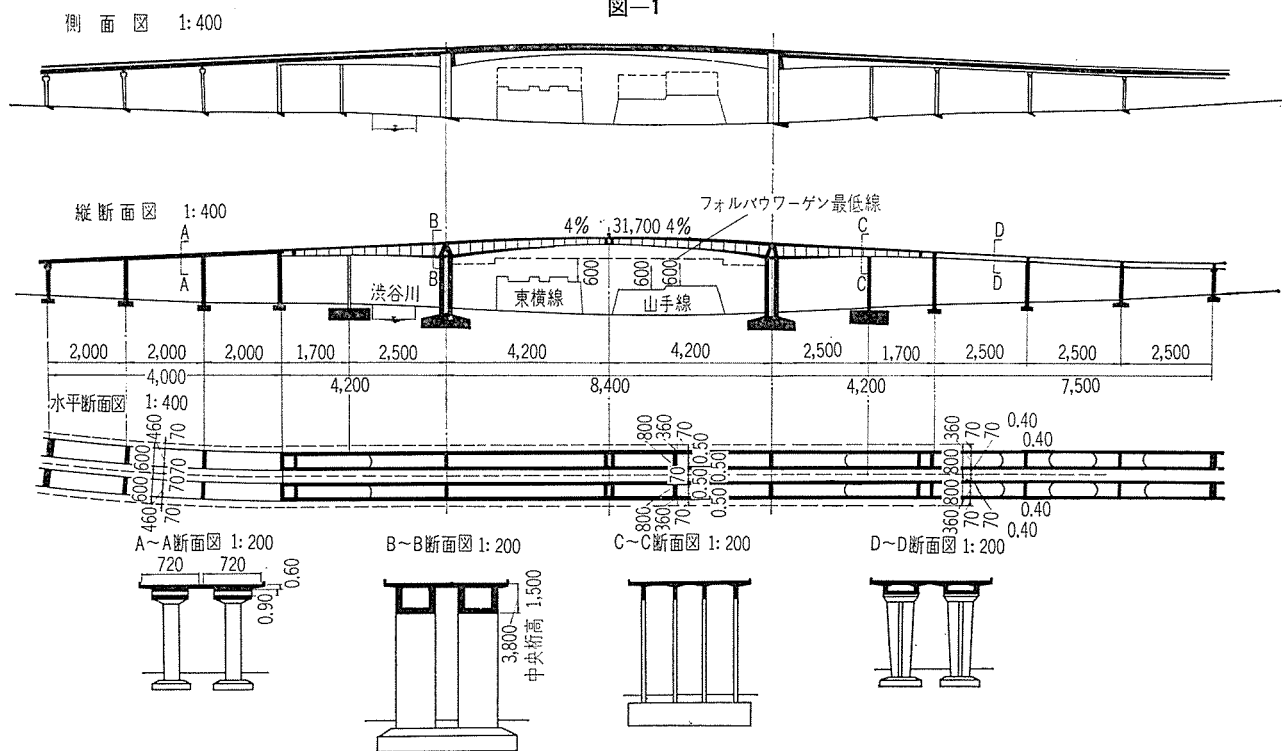
⑥基礎地盤としては約 10 m で東京礫層が出て十分な支持力が期待できる。

2) 第 1 原案

ここで最初に提案されたのは 図—1 に示す第 1 原案である。このときには、東横線と山手線の間に橋脚を建てる余裕はないと考えられていたので、この両線を同時に越す中央径間をもつ Dywidag 案であった。

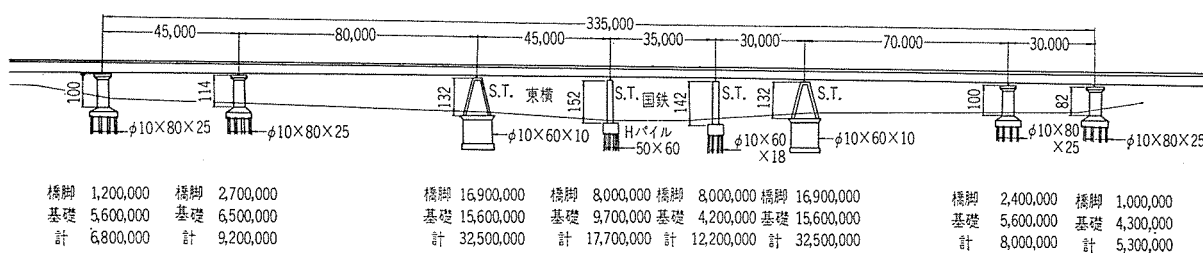
Dywidag 工法が提案された理由は、この工法ならば、
 街路交通や、鉄道の運行に支障がないこと、工事費はお
 そらく鋼桁よりも安価であろうと予想されること、周囲
 の環境から考えて Massive なコンクリート桁でも調和

图—1

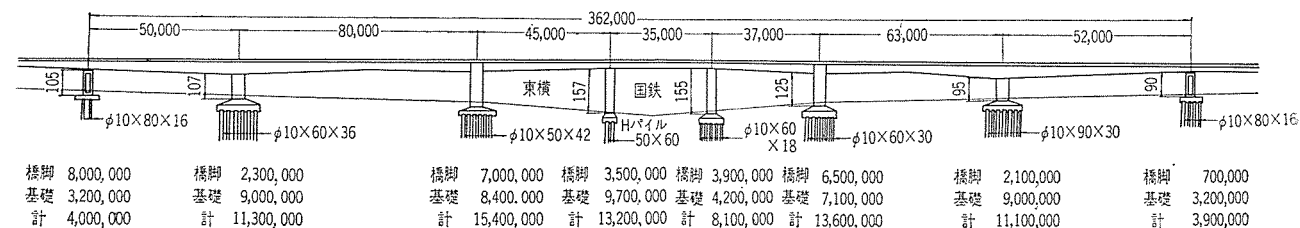


图一-2

鋼桁側面図



P C 側面図



がとれるであろうし、桁下高が高いので片持ばり工法が有利であり、鋼桁の場合の長径間の架設工法は困難が予想されることなどのためである。

しかし、山手線の上に片持ばり工法を行なうことに対して、国鉄構造物設計事務所の同意がえられず、とうとうこの案は不採用になり、大勢は反射的に鋼桁案に傾いていた。

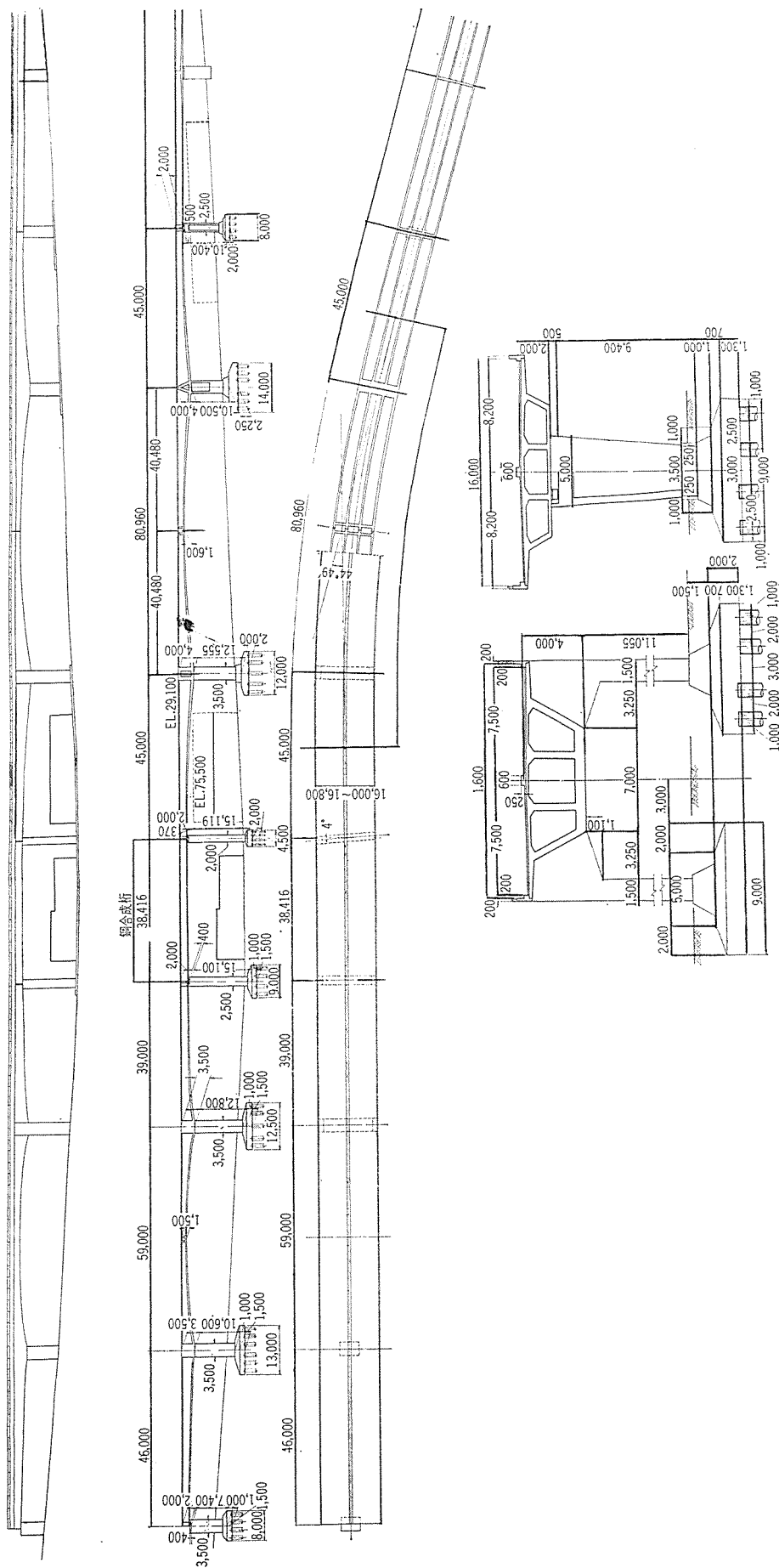
3) 比較設計

この時期にいたり、山手線と東横線の間に可動橋脚を設けることが判ったので計画を再検討することになった。

大勢は鋼桁案になっているとはいえ、Dywidag 案も前述のように多くの利点を持っているので、ここにあらためて比較設計を行ない、両者の得失を明らかにしようと試みた。

その結果を表にまとめたものが図-2である。

結果として、鋼桁はPC桁よりも、上部工のみを比較すると10%，総工事費では20%高くなった。PC桁が安くなることは大体予想されたとおりであったが、下部と上部の関係は一般にいわれている所と逆であった。一般には、鋼桁は上部工のみを比較するとPC桁よりも高いが、死荷重が軽いから、総工事費ではほとんど同じか、PC桁よりも安くなるといわれている。たしかにPC桁と鋼桁に同じ形式を採用した場合には重量の重いPCの下部工は大きくなる。しかし、



いろいろと自由に構造形式を変えることができ、もっとも耐震的な構造をえらぶことのできるのが現場打ちP Cのすぐれた特長の一つである。渋谷高架橋の場合もこの特色を十分発揮した例である。鋼桁は3径間連続桁に作用する地震水平力を1ヵ所の脚に集中させたために、この橋脚は鋼橋脚、井筒基礎になった。これに反して、P C桁にたいしてはつぎの設計に述べるような構造形式の比較を行なった結果から3径間連続桁の中央にヒンジを設けたので地震水平力は2本の固定脚に分割された。その結果どちらもR C橋脚、くい基礎で十分であった。これが下部工工費に大きな影響を与えたのである。基礎工の設計にあたっては、浮力の影響を考慮し、 $\phi 1\text{ m}$ の場所打ちコンクリートぐいとし、許容支持力は地震時 250 t/本とした。

比較設計に用いた単価は鋼桁架設まで 192 000 円/t、床版 5 600 円/m²、P C 用生コン 7 800 円/m³、鋼棒（緊張グラウト一式）240 000 円/t としている。物価の値上りは原則として考えなかったが、骨材だけは当時急速に騰貴していたので 400 円/m³の割増を考えた。また詳細設計を行なったときに概算計画より数量が増加するケースが多いので、鋼上部工に対しては 5 %、P C 上部工、および基礎工にたいしては 10 % の余裕が見てある。

最終決定案は図-3である。

3. 設 計

1) 型式の選定

Dywidag 工法としてここで考えられる形式はつぎの3種類である。

- A) 中央径間にせん断力をつたえる ヒンジをもった 3 径間連続ラーメン。
- B) 3 径間連続ラーメン。
- C) 3 径間連続桁。

その力学系は図-4のようになり、それぞれの場合の桁自重の曲げモーメントを比較すると図-5, 6, 7のごと

図-4

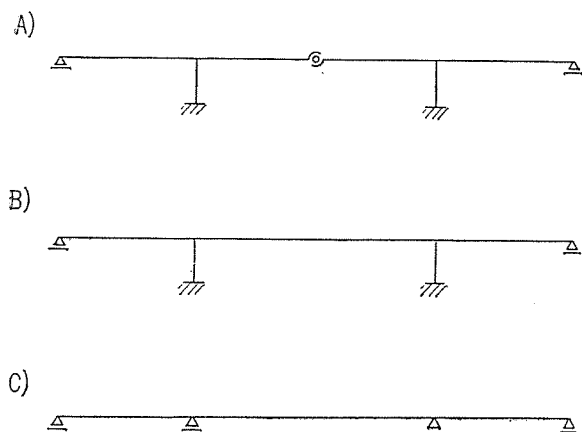


図-5 (a) 自重による曲げモーメント図
有ヒンジラーメンとした場合

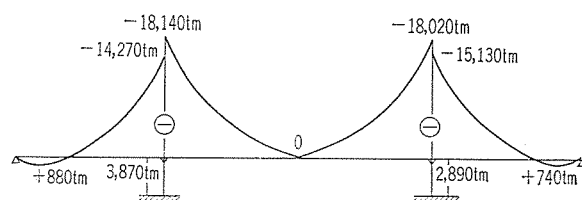


図-5 (b) 自重による曲げモーメント図
無ヒンジラーメンとした場合

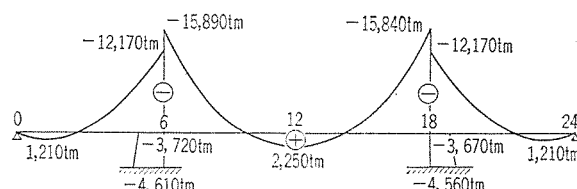
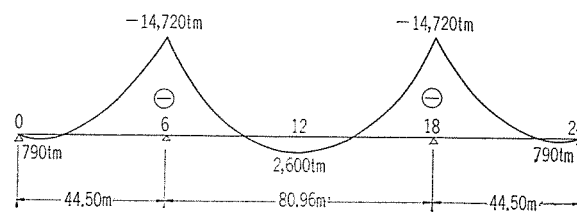


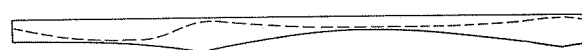
図-5 (c) 自重による曲げモーメント図
連続桁とした場合



くなる。

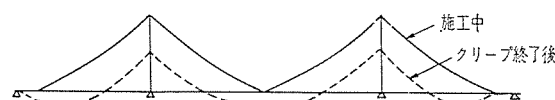
(1) 上部構造について：上記 (A), (B), (C) の三種について、上部構造の点から検討すると、(C) 案では、図-5 (c) に示される曲げモーメント図で分るように、これに対する P C 鋼棒の関心は図-6 のようになる。

図-6



側径間および、中央径間の中央では P C 鋼棒は桁の下側に配置される。したがって、Vorbau による片持ばりモーメントに抵抗できないので Vorbau のために余分の P C 鋼棒を配置しなければならない。また Vorbau の間は静定であって、完了と同時に不静定構造となる。このときのモーメントの変化は中央径間の中央において 2 600 t・m に達するので、大規模な反力調整作業を必要とする。このような条件のため工費の大きな部分をしめる P C 鋼材は 8 % 程度増加する (図-7)。

図-7

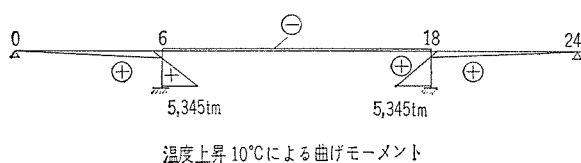


ただしクリープ、活荷重によるたわみが小さい上に、クリープ量が予想と異なったときでも桁に折点を生じないから車の走行上は有利である。

A) 案は Vorbau のときの曲げモーメントと、完了時の曲げモーメントの差が比較的小さく、PC鋼材は最も経済的となるので、反力調整作業は実施しないか、あるいは軽微なものですむ。しかしたわみは比較的大きい。B) 案は、C) 案と、A) 案の中間的な性質を有しているので上部構造としては望ましい点が多いが、以下に示すように下部構造の点で難点がある。

(2) 下部構造について：C) 案では橋脚には曲げモーメントが生ぜず直応力のみであるが、地震力を1ヵ所の橋脚に集中して受けさせねばならない。したがって、鋼橋においてすら、橋脚の構造が大きくなるのであるから、上部構造の重いPC構造とするときは、さらに大きな構造を必要とする。A) 案においては地震力は2つの橋脚に分散して受けうるので、構造は小さくなる。したがって街路交通にたいして、施工中も完成後も支障をきたさない。B) 案にはこの2つの橋脚に分散しうが、温度変化による曲げモーメントが図-8に示すように非常に大きく、活荷重、あるいは地震力と合成すればこれまた大きな構造としなければならない。

図-8



以上の点から、A) 案がもっとも経済的な形式であると思われる。しかしこの場合、架設後にクリープ等によって縦断面形が変化する不安が残るので、この点は再検討する必要がある。本橋と同じような形式をとっているフランスのアビニヨン橋 (C.T.M. 工法) では、中央ヒンジの所に調整用ジャッキをそう入しているが、これにもいろいろ問題があり、本橋の場合には採用していない。あげ越しの問題点については架設時に関係するので施工の所で詳述したい。桁の断面形としては腹板に傾斜をつけた台形としたために施工はむずかしくなったが、全体に軽快な構造となった。

2) 側径間の荷重調整

この高架橋においては、橋下の街路交通の要求によりスパン割が決定されており、有ヒンジラーメン橋として、死荷重のみのときに橋脚に曲げモーメントを生じさせないようにするという原則を保つためには特別の手段を考慮する必要がある。311 工区では側径間の長さが異なり、312 工区と条件が異なるが、側径間が中央径間に比して小さい場合、橋脚に曲げモーメントを生じさせないようにするにはつぎの三つの方法が考えられる。

① 支点反力の調整

② 側径間にカウンターウェイトコンクリートを積載する。

③ 中央ヒンジ位置の移動 (311 工区の場合)

橋の完成後、支点反力を調整して、橋脚に曲げモーメントを生じさせないようにすることは可能であるが、後で作用させた反力はコンクリートのクリープによって $e^{-\rho}$ だけしか残らず、したがって、長時間何回も反力調整をおこなわなければならない非常に面倒なものとなる。311 工区の場合は中央ヒンジを側径間とバランスする位置におくことが考えられるが、中央径間が一つの曲線形を描かず美観上このましくない。また死荷重によって大きなせん断力が生じ、中央ヒンジが大きくなり、さらに中央ヒンジの接続にカウンターウェイトが必要となってくる。以上の理由で本橋では、カウンターウェイトを積載する方法をとった。

その積載方法として、桁断面を大きくする方法とカウンターウェイトコンクリートを負載する方法があるが、各工区その立地条件と径間の条件からつぎのように決定した。

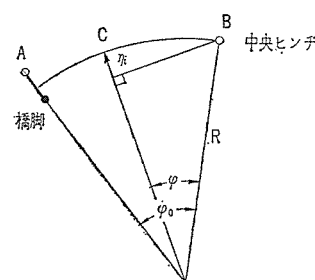
311 工区では、カウンターウェイトとした場合、側径間中央で約 16 m 部分の箱桁をコンクリートでつめなければならないので、桁断面を一様に増加させる方法をとった。桁断面を大きくすることは Vorbau するバランス上、支保工上で施工する部分が長くなるが、さいわいこの工区では支保工を交通に支障をきたさない部分に組み立てることができるのでこの方法をとった。

312 工区では東横線プラットフォーム上に支保工を組むことが不可能であるので ① Vorbauwagen で施工する部分をなるべく長くすることにし、② 側径間の断面をある程度 (Vorbau するのに差支えを生じないで、応力度に余り大きな余裕が生じない程度) に大きくする。③ 側径間架設後にカウンターウェイトコンクリート (106 m³) を打込んで調整した。この場合各橋脚にかかるモーメントを Vorbau 完了時 0、クリープの終了時に -1 000 t-m としている。

4) 曲線橋の問題

312 工区の場合、側径間の途中から中央径間をふくみ、クロソイド曲線となっており、その中心はほぼ中央径間の中心と一致している。

図-9



したがって簡単にするため近似的に側径間は直線、中央径間は半径 350 m の円曲線としてねじれモーメントの計算を次式によって行なった (図-9)。

任意のC点のねじれモーメントを $M_{T\varphi}$ とすると

$$M_{T\varphi} = M_{TB} \cos \varphi + M_{BB} \sin \varphi + |Q_B| \eta_i + \int_B^{\varphi} q_i \eta_i ds$$

M_{TB} : B点におけるねじれモーメント

M_{BB} : " 曲げモーメント

Q_B : " せん断力

η_i : B点に働く垂直力のC点におけるねじりの腕長

q_i : 任意の点に働く垂直力

活荷重のねじれモーメントは荷重が曲線の内半分のにせられたとき最大となるがこの場合はせん断力が小さく

図-10

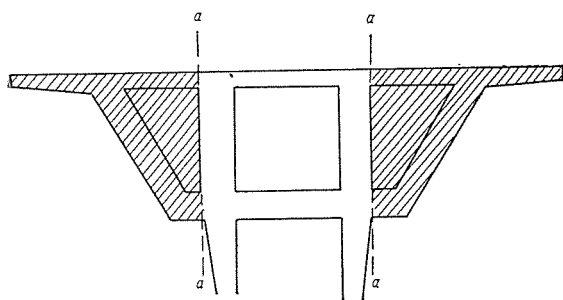


図-11

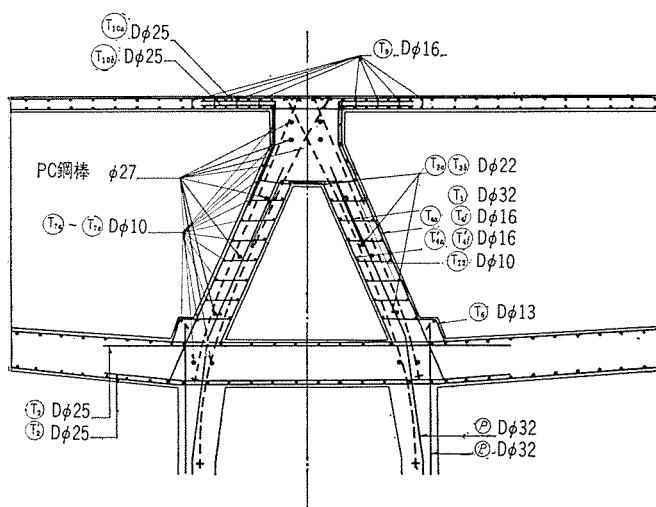
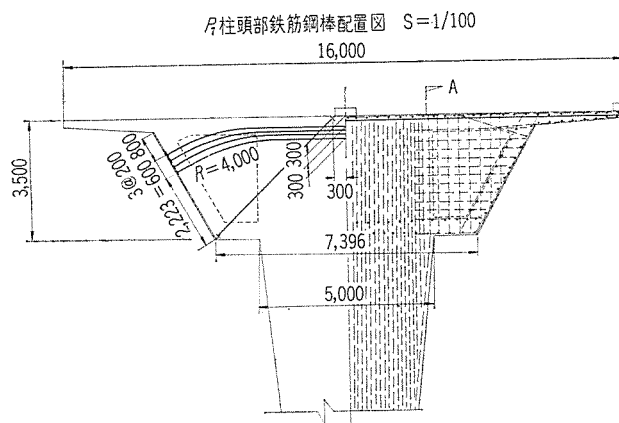
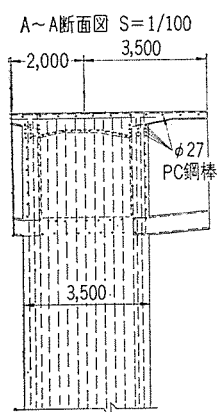


図-12



なる。せん断力最大の状態におけるねじれモーメントを計算しこれにより応力度を検討した。

この場合、橋脚上に最大 980 t-m のねじれを生ずる。しかしながら箱桁断面であるから、ねじれ断面 2 次モーメントは非常に大きい ($J_d=72.9 \text{ m}^4$) のでねじれせん断応力度は

設計荷重時 2.8 kg/cm²

破壊荷重時 5.0 kg/cm²

となり、ねじりをともなう許容応力度の割増し内に入る。他の断面ではさらに小さく、この程度の曲線橋で箱桁断面を用いれば、ねじれせん断応力度について計算する必要はほとんどないと考えられる。しかし、ねじれモーメントは

活荷重半載時に橋脚上で 1 310 t-m

地震時に 890 t-m

に達するので橋脚の計算には考慮しなければならなかった。

5) 橋脚形式と柱頭部について

$P_1 \sim P_8$ までの柱脚 8 基 (図-3 参照) のうち、交通流線、分離帯の関係から P_2, P_7 が一本脚, P_3, P_8 が二本脚のラーメン橋脚となる。この高架橋は中央にせん断力を伝えるヒンジを有するラーメン橋であるから、桁と橋脚は剛結される。この剛結部の構造として P_2 にたいして名田橋の設計のさいに Dywidag 社の Dr. Nehse が示しているトラス解法を適用した (名田橋上部構造の設計にさいしての問題点: プレストレスト コンクリート Vol. 3, No. 1)。

しかし桁の幅と橋脚の幅が異なっているのでつぎのような仮定をして計算している (図-10)。

斜線部分のトラスは a-a 断面のねじれで斜線のない部分に伝達され、中央部のトラスと Web により橋脚に伝達されるものとしている。なお張出し部分は横桁として、張出し部でうける荷重をうけているものとする。したがってこの部分の PC 鋼棒の配置

は非常に複雑になっており施工に当っては相当の注意を必要とした (図-11)。

なお、 P_7 は P_2 と同じような条件であるが、トラス構造を採用していないが、その配筋、PC 鋼棒の配置は 図-12 のごとくである。

P_3, P_8 のラーメン橋脚はり部の問題について、例を P_3 にとって説明する (図-13)。

図-13 に示すように P_3 は重量軽減のため空洞を設けたはりとしてい

報 告

る。これには主桁の大きな反力、曲げモーメント、ねじれモーメントがかかってくる。

反 力 最 大 3 050 t

曲 げ モーメント 3 380 t-m

ね じ れ モーメント 3 000 t-m

はりの部分は、P₃ では鉄筋コンクリート構造としたが、鉄筋の配置がきわめて複雑となり施工には多大の困難を生じた。P₄ (図-14) ではPC構造としたが、この場合は施工の困難さの改善にはなるが、主桁の反力、曲げ、ねじれのすべてを桁と柱の接合部におけるせん断抵抗でとらねばならないので大きな断面を要し(3.5m×3.5m)、プレストレスは相当大きな量を導入する必要がある。

P₃ における 柱と橋梁の 接合部における設計としては
設計荷重時

反力によるせん断力 1 690 t

ねじれによる " 200 t

ねじれモーメント " 1 690 t-m

地 震 時

反力、ねじれによるせん断力

2 020 t

ねじれモーメント " 980 t-m

となりせん断応力度は 設計荷重時 10.8 kg/cm²

地 震 時 11.8 kg/cm²

であって、スターラップ、折曲げ鉄筋で受けている。

なお、この渋谷高架橋の計画、設計、施工、報告書作成にたいする関係者はつぎのとおりである。

首都高速道路公団

理 事	八 島 忠
元 " 中 島 武	
工務部長	有 江 義 晴
元 " 矢 内 保 夫	
工務課長	上 前 行 孝
元 " 松 崎 彬 磨	
第二設計課長	寺 本 義 男

図-13

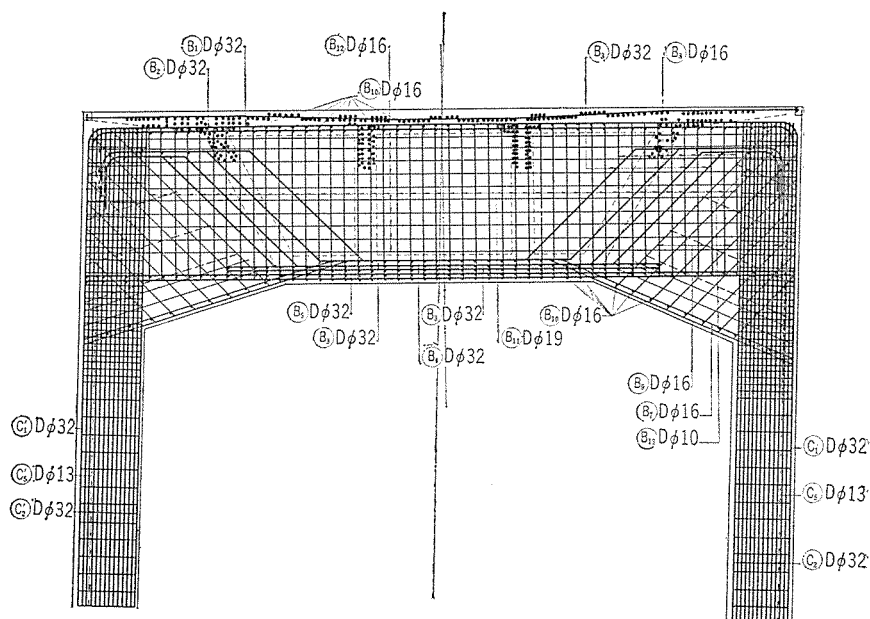
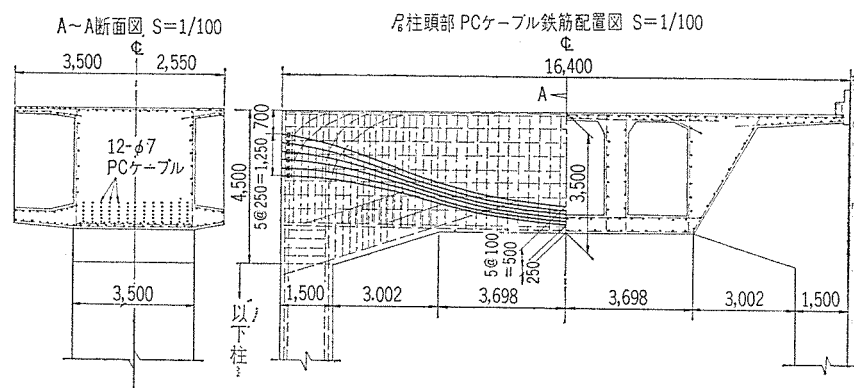


図-14



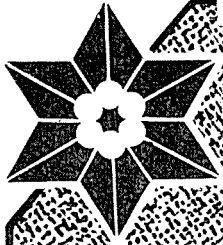
第二設計課 副 参 事	宮 崎 昭 二
"	津 野 和 男
主 査	鈴 木 貫 太 郎
渋谷出張所 所 長	青 木 誠 一
" 主 査	田 中 達 雄

鹿島建設株式会社

PC課長	百 島 祐 信
"	上 野 誠
渋谷出張所 所 長	飯 塚 文 男
住友建設株式会社	
工務課長	真 鍋 等
設計課	曾 我 部 務
渋谷出張所 所 長	三 浦 一 郎

1964.3.20・受付

東京製網製品



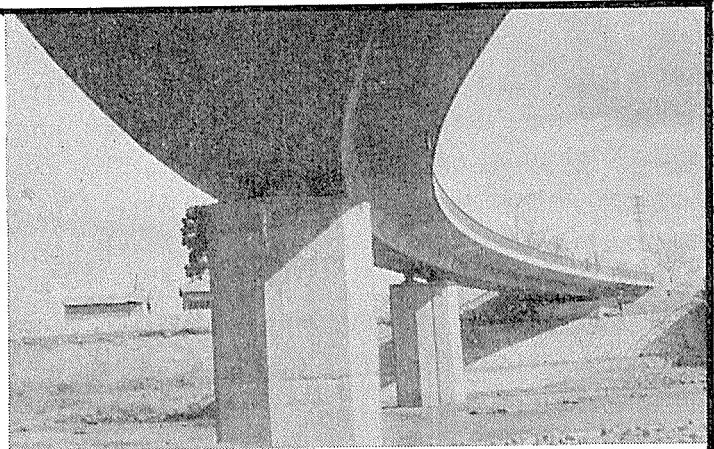
PC WIRE & STRAND

製造元 東京製網株式会社
発売元 東網商事株式会社

東京都中央区日本橋室町2丁目8番地 古河ビル四階
電話 (211) 2851 (大代表)



育英橋(大阪府)
3 径間連続曲線函形
 $R=90\text{m}$



ピーエスコンクリート設計施工並に製作 日本ピー・エス・コンクリート株式会社

顧問 加賀山之雄 顧問 稲浦 鹿蔵 取締役社長 有馬 義夫

本社	福井県敦賀市泉125号2番地	電話敦賀	1400(代)
東京営業所	東京都千代田区大手町1丁目4番地(大手町ビル3階362号室)	電話東京	201-8651(代)
大阪営業所	大阪市北区堂島上2丁目39番地(毎日産業ビル別館5階)	電話大阪	361-7797
名古屋営業所	名古屋市中村区広井町2丁目54番地(交通ビル5階52号室)	電話名古屋	54-6536
福岡営業所	福岡市天神町3番地の1(福岡三和ビル6階)	電話福岡	74-9426