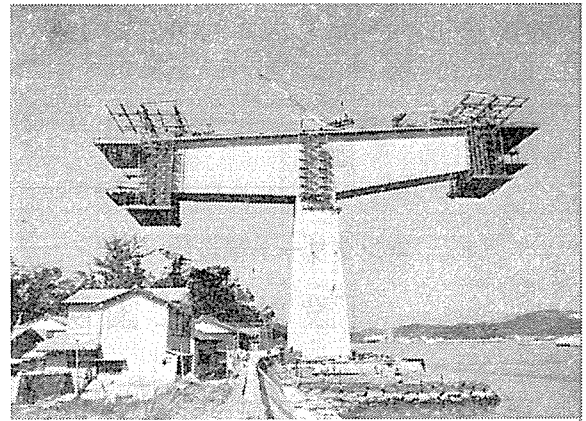


浦戸大橋の設計について

御子柴 光 春*
 根本 文 夫**
 中村 年 男***

写真—1

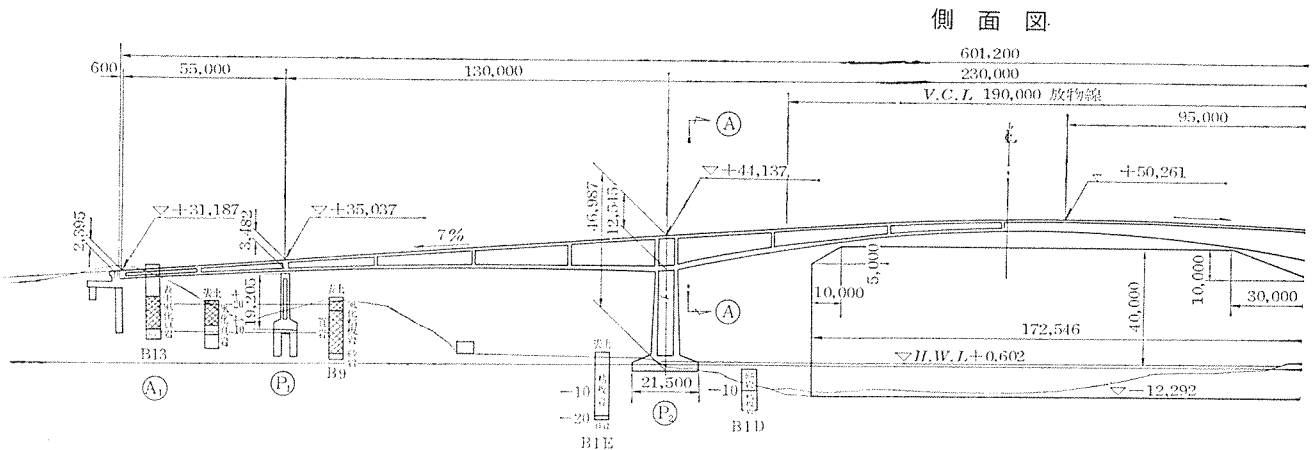


1. まえがき

浦戸大橋は日本道路公団が高知市南部の景勝地である桂浜と対岸の種崎とを結ぶ一般有料道路橋として計画したディビダーク式PC橋であり、浦戸湾口をまたぐ主橋の中央径間 230.0 m は西ドイツのライン河にかかるペンドルフ橋（1964 年完成、中央径間 208.0 m）をしのいでコンクリート桁橋では世界最長スパンとなる。

本橋全体の規模は 5 径間連続箱桁（中央径間中央ヒンジ付）1 連の主橋と、PC単純箱桁 7 連および 4 径間連続穴あきスラブ橋 1 連の取付橋とで構成されているが、

図—1



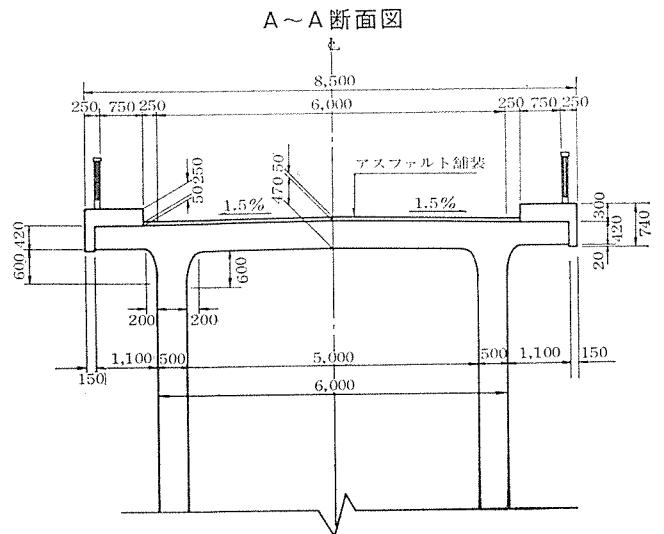
側面図

今回は本誌をかりて浦戸大橋上部工の設計概要を報告し各位のご批判を願うものである。

2. 橋の概要

高知港入口に位置する本橋は、出入する船舶の航行上その航路保持のために海面上 40 m、幅 170 m の航路限界が設けられており、現航路と計画航路のずれ、水深、海底の状況、および工事中の船舶への影響などを考慮して中央径間 230 m、主橋脚の P_2, P_3 の高さ、それぞれ 30 m、48 m の長大橋梁となったものである。

本橋は 図—1 に示すように、主橋脚 P_2, P_3 を上部工

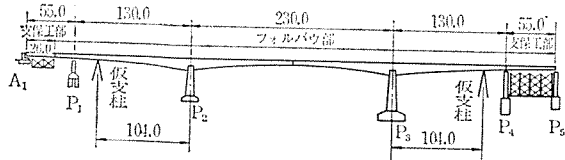


A~A断面図

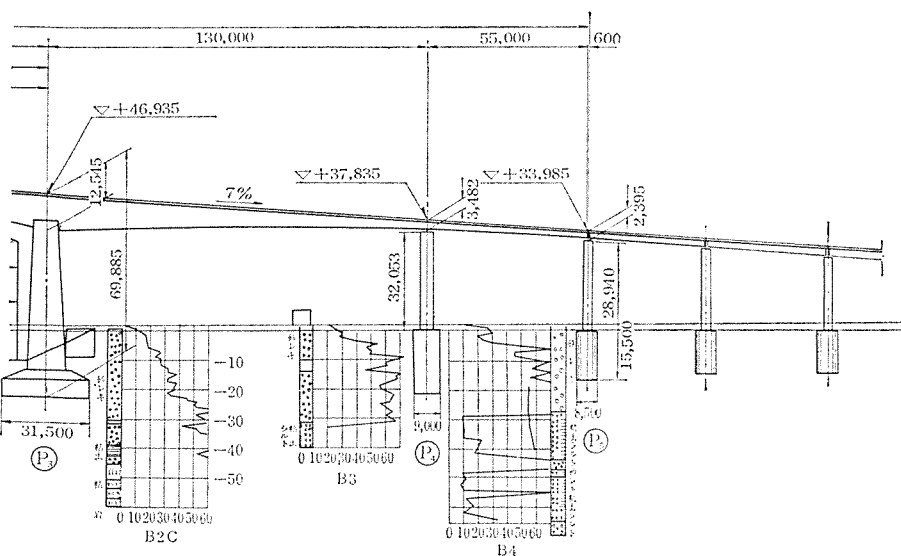
* 日本道路公団浦戸工事事務所 工務課長
 ** 鹿島建設株式会社 工務主任

と剛結したラーメン橋脚とし、 A_1 橋台および P_1 、 P_4 、 P_5 橋脚上を可動支承とした 5 径間連続箱桁橋であり、中央径間の中央には鉛直力は伝えるが水平方向の移動を拘束しないようなヒンジ支承を設置している。このため中央径間は比較的やわらかい構造となるので、この地方がわが国でも名高い台風の通路となっていることを考えあわせて風荷重、地震荷重について十分検討を行なっている。上部工の施工方法は主橋脚 P_2 、 P_3 上の 11.0 m 区間を支保工上で施工したのちフォルバウアーゲン（作業架設車）を組立てて 1 ブロック 2.0 m~5.0 m の長さの片持ちり架設を行ない、最後に中央ヒンジの連結を行なって 5 径間連続桁とする。しかし、このままでは施工時主橋脚に作用する不均衡モーメントが非常に大きくなるので 図-2 に示す位置に仮支柱を設置する。また、全

図-2



一 般 図

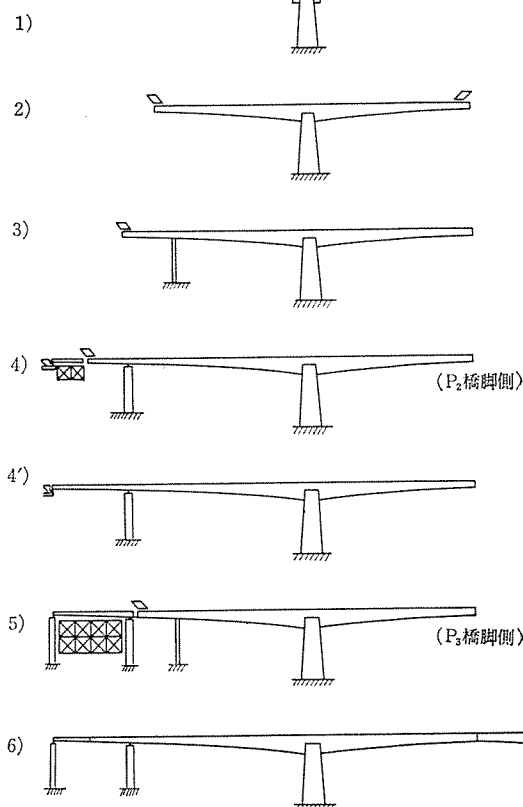


区間を支保工上で施工した場合の断面力に近い値とするために、 P_1 、 P_4 橋脚上でジャッキアップを行なう。

上部工の施工順序は次のようである（図-3）。

- 1) 柱頭部を支保上で施工する。
- 2) フォルバウアーゲンを設置して中央径間と側径間側とを交互にブロック施工する。
- 3) 仮支柱を設置する。
- 4) P_1 橋脚上でジャッキアップしたのち、可動支承を設置し仮支柱を撤去する（ P_2 橋脚側）。
- 5) 支保工部と接続して支保工を撤去する（ P_2 橋脚

図-3



側）。

- 5) 支保工部と接続して、仮支柱、支保工を撤去し、 P_4 橋脚上でジャッキアップする（ P_3 橋脚側）。
- 6) 中央ヒンジ部を連結する。

3. 設計条件

- 橋 種：プレストレスト コンクリート道路橋
 構造形式：ディビダーク工法による 5 径間連続桁（中央径間中央ヒンジ付）
 橋 格：1 等橋（TL-20）

報 告

橋 長 : 601.5 m
 支 間 : 55.0+130.0+230.0+130.0+55.0 m
 幅員構成 : 車道 6.5 m, 一部 7.0 m に拡幅
 歩道 2×0.75 m
 縦断勾配 : 7% 直線および 2 次放物線
 横断勾配 : 1.5% 両勾配および 6% 片勾配
 曲率半径 : クロソイド (A=100.0)+円 (R=150)
 衝撃係数 : 主桁 $i=10/(25+l)$
 床版 $i=20/(50+l)$
 舗 装 厚 : 50 mm
 風 荷 重 : 565 kg/m² (活荷重無載荷時)
 282.5 kg/m² (活荷重載荷時)
 震 度 : 鉛直震度 $K_V=0.1$
 水平震度 $K_H=0.2$ (基準値フーチング天
 端より 15 m まで, 15 m 以上は
 橋軸方向 5 m ごとに 5% 増し,
 橋軸直角方向 25 m まで 5 m ご
 とに 5% 増し, 25 m 以上は 5
 m ごとに 14% 増し
 温度変化 : ±15°C
 温 度 差 : 5°C
 破壊安全度 : 破壊曲げモーメントおよびせん断力
 $<1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重})$
 $<1.8 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重})$
 $<1.3 \times (\text{死荷重と地震の影響の最も不利な}$
 組合せ)
 クリープ係数 : $\varphi=2.0$
 乾燥収縮度 : $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$
 レラクセーション : 3%
 許容応力度 :
 ○コンクリート ($\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$, $E_c=3.5 \times 10^5 \text{ /cm}^2$)
 許容曲げ圧縮応力度
 部材圧縮部 130 kg/cm²
 部材引張部 170 kg/cm²
 許容軸方向圧縮応力度
 部材圧縮部 110 kg/cm²
 許容曲げ引張応力度
 部材引張部 6 kg/cm² (ただし床版は 7.5 kg/cm²)
 許容斜引張応力度
 設計荷重時 10 kg/cm²
 破壊時 : 許容値 20 kg/cm²
 最大値 40 kg/cm²
 せん断とねじりによる応力 (設計荷重作用時)
 13 kg/cm²
 ○P C 鋼材
 P C 鋼棒 SBPC 80/105 ϕ 33 mm および ϕ 27 mm

許容引張強度
 プレストレッシング中 $\sigma_{pa}=72 \text{ kg/mm}^2$
 プレストレス導入直後 $\sigma_{pa}=68 \text{ kg/mm}^2$
 設計荷重作用時 $\sigma_{pa}=60 \text{ kg/mm}^2$
 ○鉄筋 SD 30
 許容引張応力度 $\sigma_{sa}=1800 \text{ kg/cm}^2$
 ○荷重の組合せによる許容応力度および割増率
 コンクリート許容曲げ引張応力度
 (主荷重)+(温度変化または温度差) 20 kg/cm²
 (主荷重)+(温度変化)+(温度差) 25 kg/cm²
 (死荷重)+(活荷重)+1/2 (風荷重) 35 kg/cm²
 または (死荷重)+(風荷重)
 施工時 25 kg/cm²
 コンクリート曲げ圧縮応力度の割増率
 (主荷重)+(温度変化または温度差) 15%
 (主荷重)+(温度変化)+(温度差) 20%
 (死荷重)+(活荷重)+1/2(風荷重)
 または (死荷重)+(風荷重) 30%
 地震時 50%
 施工中 25%
 P C 鋼材地震時許容応力度 72 kg/mm²

4. 断面諸値について

本橋のように長大スパンになると他の荷重に対して自重の占める割合が非常に大きくなるため, P C 鋼棒の配置, 定着など施工時を考慮し, 試算を繰返して極力部材厚を小さくしている。

桁高は主橋脚上で 12.5 m, 中央径間中央で 3.8 m, 桁端部で 2.35 m とし, それぞれの間をコサイン曲線ですりつけている。

$$H = H_1 - \Delta H \cos \frac{\pi x}{2l} \quad \Delta H = H_1 - H_2$$

ここに H : 任意断面の桁高

H_1 : 主橋脚上の桁高

H_2 : 桁端および中央径間中央の桁高

l : 曲線すりつけ区間長

x : H_2 側より任意断面までの距離

底スラブ幅は当初 5.4 m で計画していたが, 橋軸直角方向荷重 (地震, 風) に対して有効に働くように 6.0 m に変更した。底スラブ厚は主橋脚上で 1.4 m, 中央径間中央で 0.15 m, 桁端部で 0.20 m とし, コサイン曲線変化を基本にして各断面の厚さを決めている。

主桁幅は主橋上で 0.50 m, 中央径間中央で 0.25 m, 側径間側は 0.42 m とし, 適宜変化させている。

上床スラブ厚は箱桁内部では 0.47~0.25 m, 張出部では 0.42 m~0.22 m まで変化させている。

5. 構造概要

本橋の力学系は図-4に示すようにすべての荷重に対して5次の不静定構造である。この静定基本系を図-5のように選び、不静定力 X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 を各 0, 8, 40, 72, 80 断面に発生するせん断力として弾性方程式を適用すると

図-4

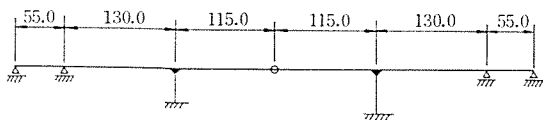
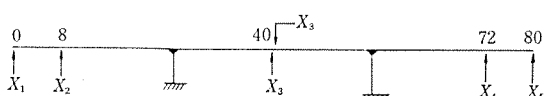


図-5



$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 + \delta_{15}X_5 + \delta_{10} &= 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 + \delta_{25}X_5 + \delta_{20} &= 0 \\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{34}X_4 + \delta_{35}X_5 + \delta_{30} &= 0 \\ \delta_{41}X_1 + \delta_{42}X_2 + \delta_{43}X_3 + \delta_{44}X_4 + \delta_{45}X_5 + \delta_{40} &= 0 \\ \delta_{51}X_1 + \delta_{52}X_2 + \delta_{53}X_3 + \delta_{54}X_4 + \delta_{55}X_5 + \delta_{50} &= 0 \end{aligned}$$

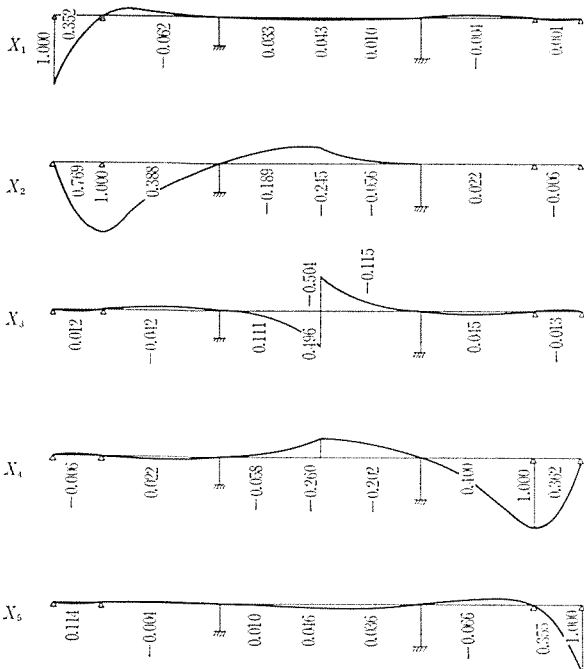
ここに

δ_{ij} : j 点に $X_j=1$ を作用した時の i 点の変位量

δ_{i0} : 荷重による i 点の変位量

上記の方程式を解いて不静定力 X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 の影響線を求め、それから各断面の曲げモーメントおよびせん断力の影響線を求めている。不静定力の影響線を図-6に示す。

図-6



なお、設計断面は 55.0 m スパンを 8 等分、130.0 m スパンを 16 等分、中央スパンを 32 等分した計 80 断面である。

また、本橋は前述のように張出施工を行なうので、施工中と完成後では力学系が変化する。このため、施工中に載荷する荷重（自重、プレストレス）による断面力は、完成系に載荷した場合の値とは異なったものとなる。いま施工完了時の諸力を $t=0$ 、全径間を支保工上で架設したときの諸力を $t=L$ とすれば、クリープ等によって $t=0$ 時の諸力は $t=L$ 時の諸力との差の $(1-l^{-\rho})$ 倍だけ $t=L$ に近づくとされている。本橋では $(1-l^{-\rho}) = 0.85$ としてこの極限值 $t=\infty$ を求めている。

力学系は次の 5 段階の変化をする。

- 1) 静定系
- 2) 1 次不静定系（仮支柱設置後）
- 3) 1 次不静定系（可動支承設置、仮支柱撤去後）… P_2 橋脚側のみ
- 4) 2 次不静定系（支保工撤去後）… P_3 橋脚側は仮支柱も撤去
- 5) 5 次不静定系（中央ヒンジ連結後）

各状態における自重による曲げモーメントを図-7に示す（ P_2 橋脚側）。

橋軸直角方向の力学系は図-8に示すように 5 次の不

図-7

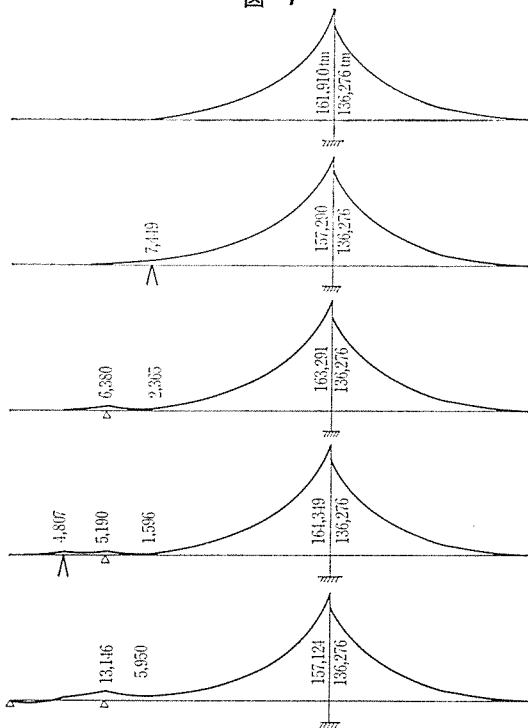


図-8

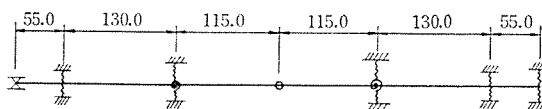
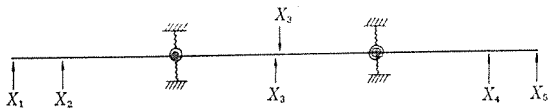


図-9



静定構造であり、静定基本系と不静定力を図-9のように選んで弾性方程式を適用すると

$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 + \delta_{15}X_5 + \delta_{10} &= 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 + \delta_{25}X_5 + \delta_{20} \\ &+ \delta_{p2} = 0 \\ \delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{34}X_4 + \delta_{35}X_5 + \delta_{30} &= 0 \\ \delta_{41}X_1 + \delta_{42}X_2 + \delta_{43}X_3 + \delta_{44}X_4 + \delta_{45}X_5 + \delta_{40} + \delta_{p4} &= 0 \\ \delta_{51}X_1 + \delta_{52}X_2 + \delta_{53}X_3 + \delta_{54}X_4 + \delta_{55}X_5 + \delta_{50} + \delta_{p5} &= 0 \end{aligned}$$

ここに

δ_{ij} : j 点に $X_j=1$ 作用した場合の i 点の変位量

δ_{i0} : 荷重による i 点の変位量

δ_{pj} : j 点に $X_j=1$ を作用したときの橋脚の変位量

橋軸方向、橋軸直角方向ともに橋脚の高さをフーチング天端より主桁断面図心までとし、6等分点を計算断面としている。

6. 応力度の検討について

主荷重による断面力に抵抗させるために柱頭部断面

(断面 24 および断面 56) では SBPC/105 ϕ 33 mm を 420 本配置し、各断面において適宜本数を決定している(図-10, 11)。

プレストレス量の平均緊張導入力 493 t を使い、クリープ、乾燥収縮、レラクセーションによる鋼棒応力度の減少量を算出してプレストレスによる応力度を各設計断面で求めている。

また、自重、およびプレストレスによる応力度はコンクリート断面で応力度を算出し、静荷重、活荷重、鋼棒応力度の減少については換算断面で検討している。さらに自重、プレストレスおよび鋼棒応力度の減少に関する施工中と完成後の系の相違によって生ずる断面力に対しては換算断面を用いて応力度を算出している(図-12)。

これらの各荷重による応力度を合成し、それぞれの荷重状態において許容応力度内に入るようにしている。

地震荷重が作用した場合については、図-13のように各断面に生ずる全引張力を算出し、引張領域内に配置されている P C 鋼棒および鉄筋が、この引張力に抵抗するものと考えて検討している。

橋軸直角方向断面の検討は単位幅の箱型ラーメンと仮定してカーニのモーメント分配法を適用している。L 荷重については荷重項を求めるため、Homberg および

図-10 主 鋼 棒 定 着 本 数

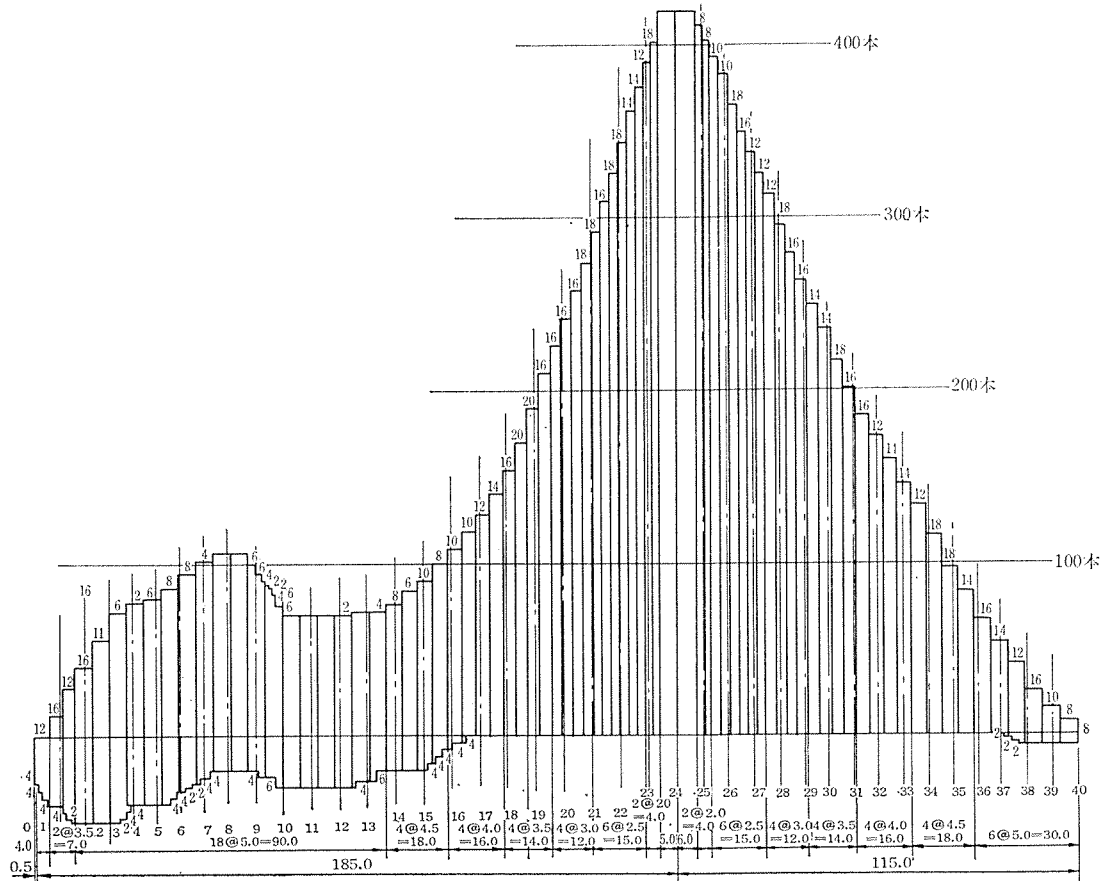


図-11

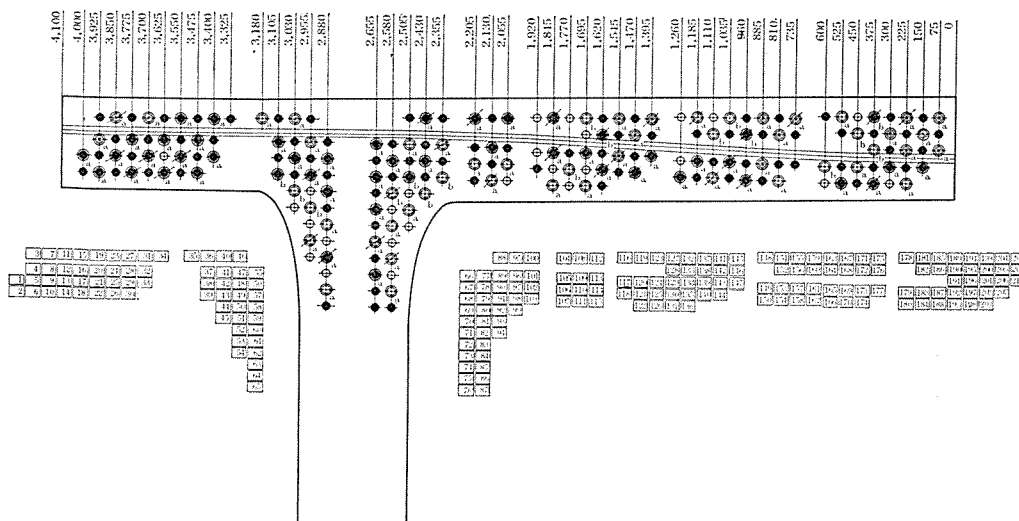


図-12 主荷重作用時合成応力度図 (プレストレス, 自重, 静荷重, 活荷重)

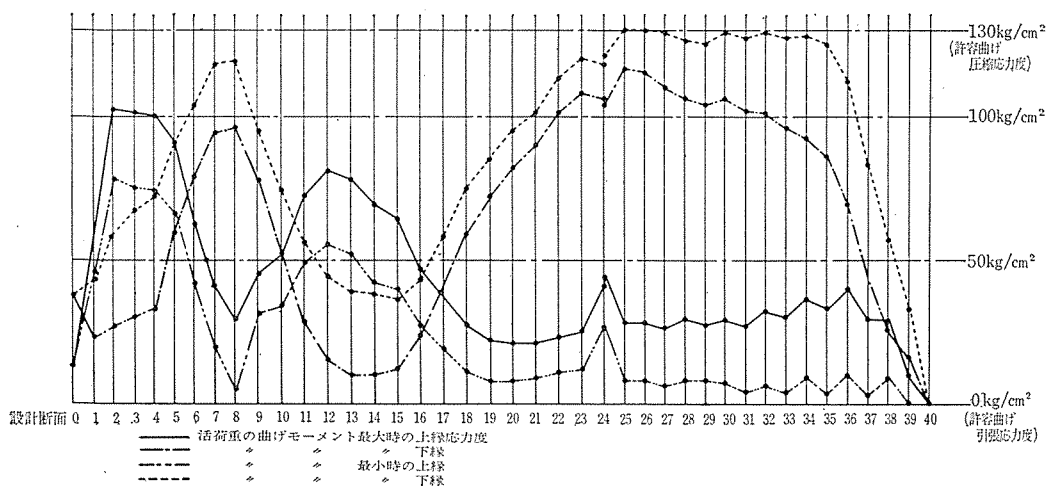
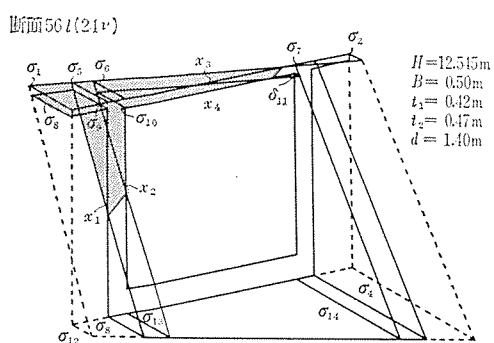


図-13



Pucher の影響面を使用している。輪荷重が直接作用する上床スラブはプレストレス コンクリートとし、主桁および底スラブは鉄筋コンクリートとして検討した。

なお、上床スラブについては、プレストレス コンクリート道路橋示方書 8.3 ただし $p=9.6t$ もあわせて検討し、横締鋼棒 SBPC 80/105 $\phi 33$ mm のピッチを定めている。

7. 柱頭部の設計

主橋脚と主桁との接合部、いわゆる柱頭部の構造は、図-14 のように橋脚の壁が直接上に立って桁に入り込んだ形である。これは桁高が大きいためトラス構造とした場合には斜材の水平となす角度が大きくなり、あまり有効に作用しないと考えたからである。

本橋のような構造の設計例は少ないのでアクリル樹脂模型実験および光弾性実験を行ない、これに基づいて検討した。実験の結果を列記すれば概略次のようである。

a) 柱頭部の挙動に対する隔壁の影響

① はりの曲げやせん断変形のような橋軸方向縦断面内の変形に対して隔壁はほとんど影響しない。

② ① のような挙動において、柱頭部は脚柱部から大きな鉛直反力を受け、そのとき中空断面そのものが鉛直方向に変形するが、このような変形に対して隔壁はウェブとともに抵抗する。

③ さらに ① のような挙動に伴って生じることも考

報 告

えられるウェブの面外変形に対して、隔壁は補強材として形状保持に役立つ。

b) 柱頭部付近の応力分布について

① 隔壁取付位置におけるウェブおよびフランジの橋軸方向応力は、はり理論によって計算できる。しかし、せん断応力は局部応力に影響されるため単純理論では説

明できない。

② 鉛直方向応力に対してはウェブと隔壁が連成して分担しており、その応力分布は三角形に近い。しかしウェブ壁の肉厚およびその配置を変えた場合には応力分布も変化する。

本橋では設計荷重時、地震時、破壊荷重時の3つの載

図-14 橋脚柱頭部構造図 (P₂)

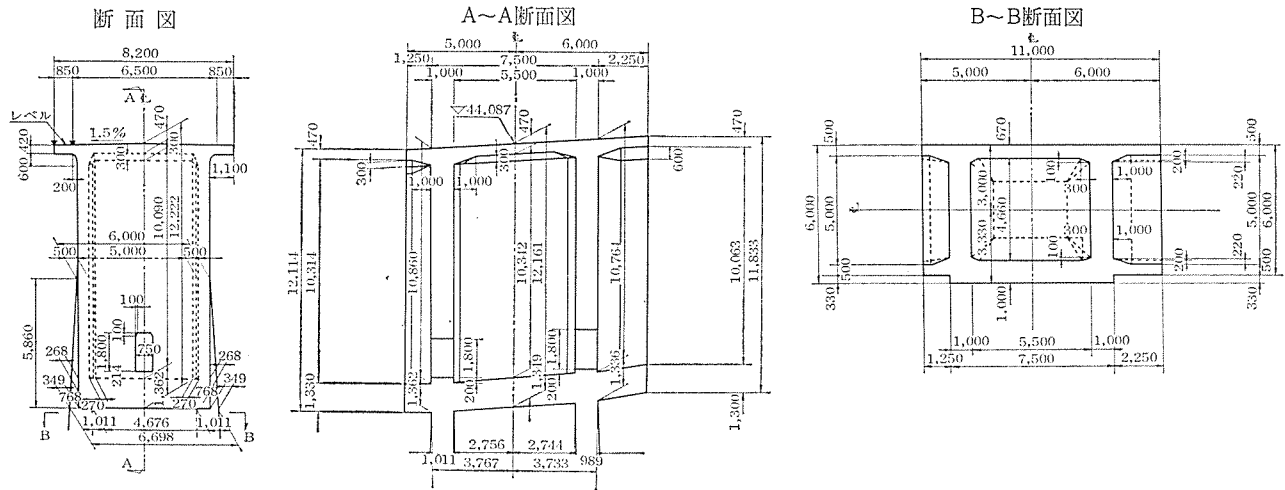
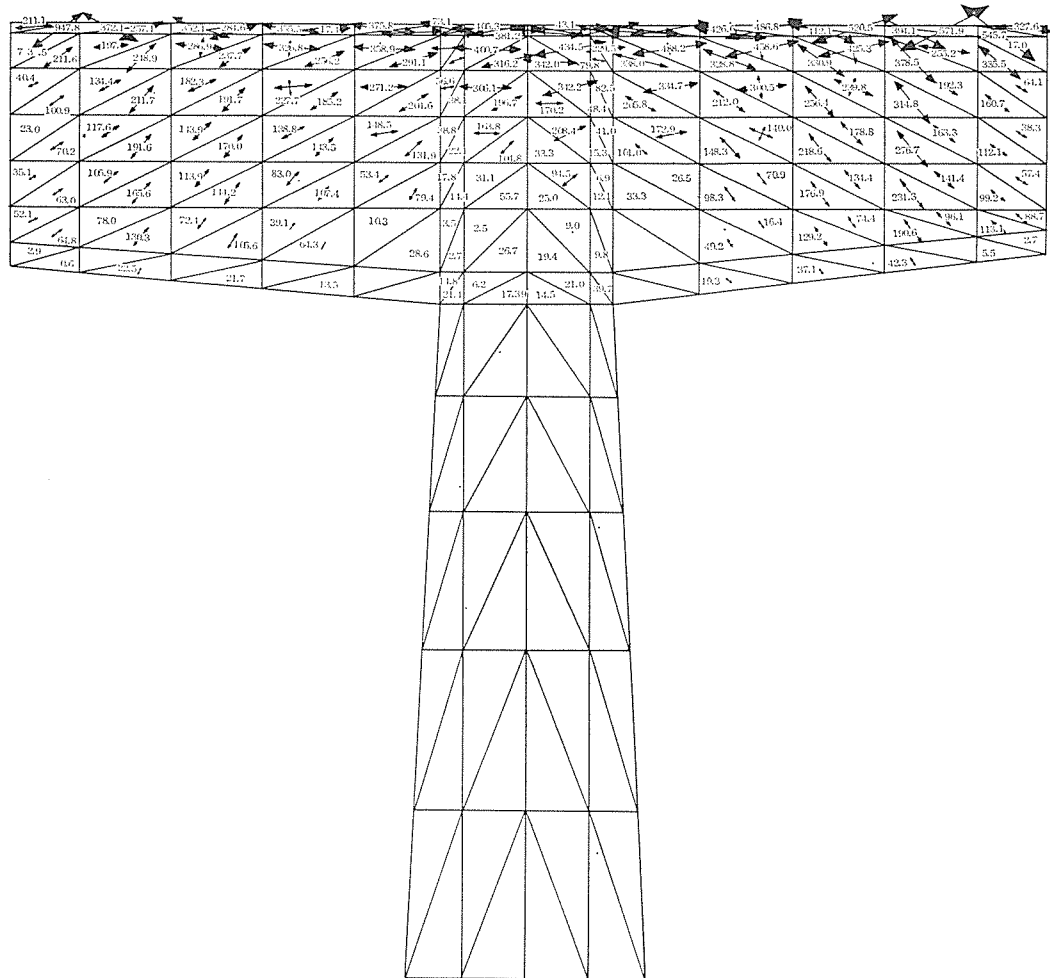


図-15



荷状態で、それぞれ不均衡モーメントが最大となる場合について検討した。表-1 は設計荷重時における P_3 橋脚柱頭部に作用する断面力である。

表-1

断面力	中央径間側		側径間側	
	曲げモーメント (tm)	せん断力 (t)	曲げモーメント (tm)	せん断力 (t)
自重	125 111	3 132	114 062	3 267
静荷重	13 416	244	9 275	208
活荷重	12 257	214	4 921	37
小計	150 784	3 590	128 258	3 512
プレストレス	-106 054	-2	-90 933	-115
計	44 730	3 588	37 325	3 397

プレストレスによる軸力 中央径間側 16 213 t
側径間側 16 226 t

橋軸方向縦断面内の応力度については、はり理論によって検討するとともに、局部応力を把握するためにFEM (有限要素法) により検討した。FEM の計算結果を図-15 に示す。

面外の応力度については、柱頭部に作用する断面力は箱桁断面の床版、底版および橋脚に伝えられるものと考え、各部分に作用する断面力の差は、せん断力として各部分に作用するものとした。設計荷重時においては図-16 のような力が各部分に作用する。

隔壁の橋軸直角方向水平応力度の検討にあたっては図-17 のようなモデルを設定してFEM により検討を行なった。柱頭部に作用するせん断力は柱頭部中空断面の隔壁と主桁の面積比で分配されるものとし、荷重 P は

図-16

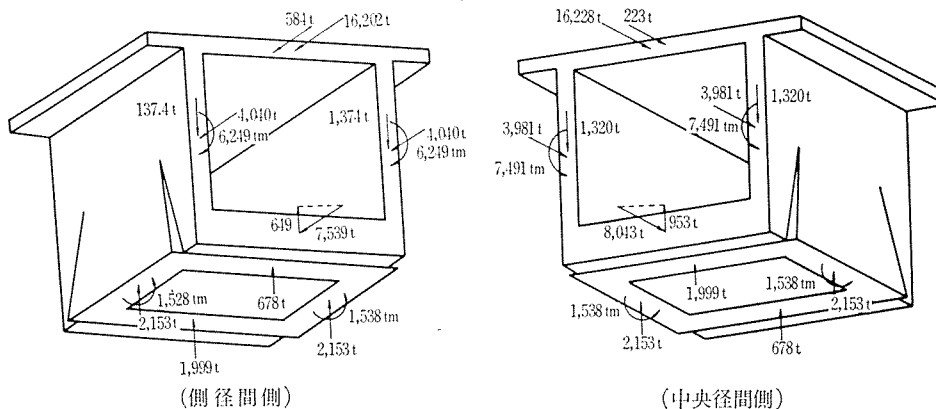
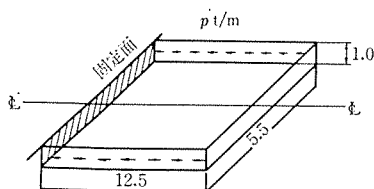


図-17



隔壁の受け持つせん断力を三角形分布に置きかえたものである。

底版の橋軸直角方向水平応力度についても隔壁の場合と同じモデルを設定し、底版に作用する断面力の差は主桁を通して伝達され、その分布は三角形であると考えて荷重 P の大きさを算出して FEM で検討している。

計算結果により図-18 のように SBPC 80/105 ϕ 27 mm を配置した。また斜鋼棒 SBPC 80/105 ϕ 33 mm も橋軸方向縦断面内の FEM の結果に基づいて主応力の向きに合わせて配置した。

8. ねじりせん断応力の検討

本橋はおおむね直線橋であるが、 A_1 橋台および P_4 橋脚付近でクロソイド曲線、 P_5 橋脚近辺で円曲線が入っ

ている。 A_1 側は移動量も微小であり検討の必要はないが、 P_5 側については無視できない。そこで図-19 のように P_4 、 P_5 の座標を同じくする換算円曲線を求め、図 20 のように P_3 で固定された 2 径間連続桁を考慮して検討を行なった。

この連続桁の静定基本系と不静定力を図-21 のように考えると弾性方程式は

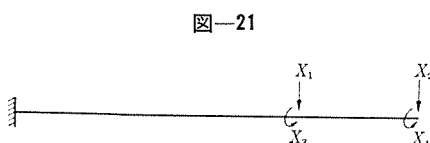
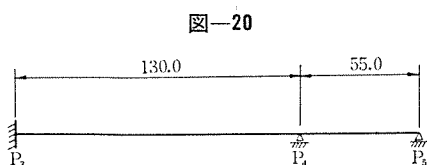
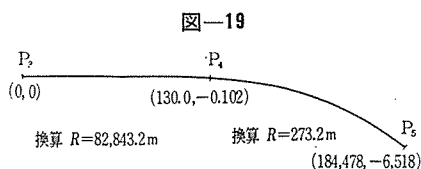
$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 + \delta_{10} &= 0 \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 + \delta_{20} &= 0 \\ \theta_{31}X_1 + \theta_{32}X_2 + \theta_{33}X_3 + \theta_{34}X_4 + \theta_{30} &= 0 \\ \theta_{41}X_1 + \theta_{42}X_2 + \theta_{43}X_3 + \theta_{44}X_4 + \theta_{40} &= 0 \end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned} \delta_{ij} : j \text{ 点に } X_j=1 \text{ が作用したときの } i \text{ 点の変位量} \\ \theta_{ij} : j \text{ 点に } X_j=1 \text{ が作用したときの } i \text{ 点の断面ねじれ角} \end{aligned}$$

上式を解いて不静定力影響線を求め、次の荷重に対してねじりモーメントを求めている。

1) 自重, 2) 静荷重, 3) 活荷重, 4) プレストレス
なお、自重およびプレストレスによるねじりモーメントは曲げモーメントと同様にコンクリートのクリープによ



t_i : 分割した矩形断面の短辺

B : 箱桁肉厚中心線の高さ

H : 幅

$$c = \frac{2H}{t_1} + \frac{B}{t_2} + \frac{B}{t_3}$$

t_1 : 主桁幅

t_2 : 底スラブ厚

t_3 : 上床スラブ厚

ゆえに、ねじりせん断応力度は次式で求められる。

$$I = I_s + I_B$$

$$= \frac{Mt}{I_t} \left(t_i + \frac{2BH}{ct_i} \right)$$

計算の結果、 P_4 橋脚上の 72 断面において 5.4 kg/cm^2 のねじりせん断応力度が生ずるため、これを考慮して斜

鋼棒を配置している。

9. 動的解析について

本橋は最大スパン長 230 m, 最高橋脚高 53.352 m (P_3) の長大橋梁であり、さらに PC 橋であるために死荷重の占める割合が大きく、地震の影響が大きいため静的地震時解析とあわせて動的地震時解析を行った。

解析上の仮定は次のようである。

- 1) 橋軸直角方向について検討する。
 - 2) 橋台取付部は橋軸直角方向に対して固定する。
 - 3) 中央ヒンジおよび P_1, P_4, P_5 のヒンジ部では、相互変位はなく、せん断力のみ伝達する。
 - 4) 橋梁全体としての振動系は、質量のない弾性系にある間隔を置いて質量が集中載荷されているものとする。
 - 5) 橋脚については、曲げおよびねじれの影響を考慮する。
 - 6) 基礎部分は剛体とみなすが、地盤は弾性体とみなす。したがって、基礎部分のロッキング運動を考慮する。
- また、解析に用いたデータは次のようである。

- 1) 地震の加速度
El-Centro (最大加速度 330 gal).....200 gal で使用
- 2) 橋脚基礎の水平ばね定数
砂岩 (P_1, P_2) 35 kg/cm^3
洪積層 (P_3, P_4, P_5) 15 kg/cm^3
- 3) 減衰係数

図-22

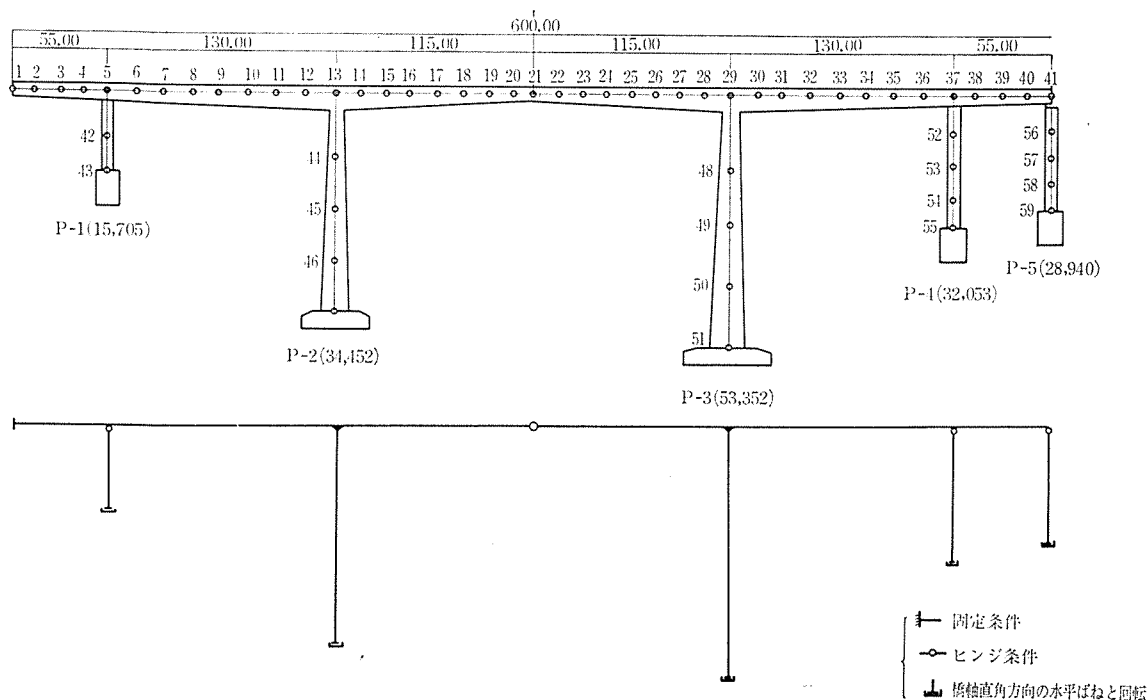


図-23

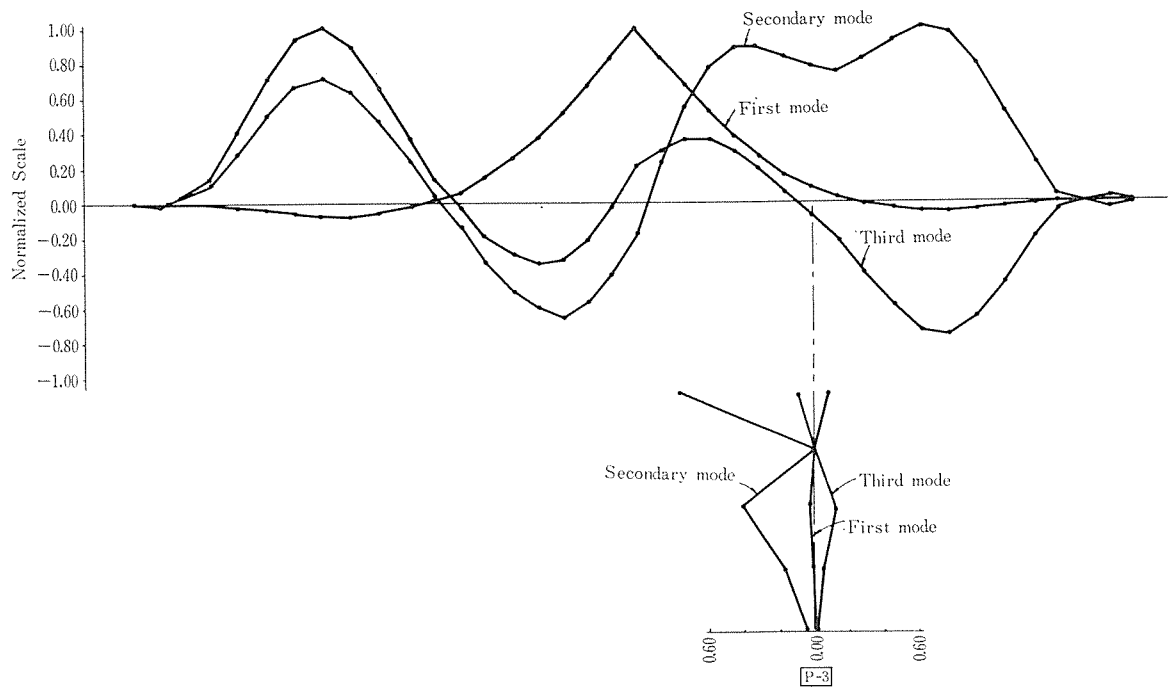
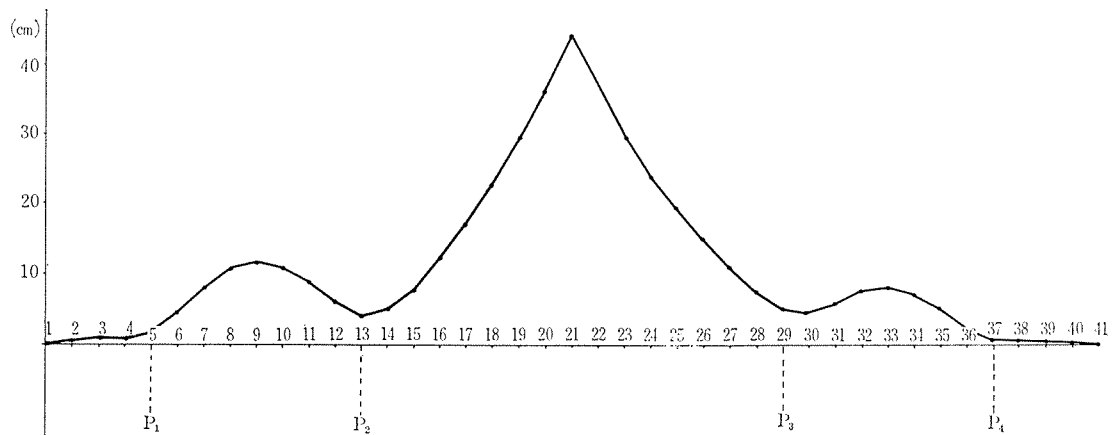


図-24



上, 下部構造に対して 2%

4) コンクリートのヤング率

上, 下部構造に対して 3 500 000 t/m²

解析モデル, 振動モード, 最大変位量, 最大せん断力, 最大曲げモーメントをそれぞれ 図-22~26 に示す。

この結果を用いて静的解析よりも断面力の大きい断面については再検討を加え, PC鋼棒を配置している。

10. 施工状況

現在, P₂橋脚側は 23 ブロック (延べ 70 m), P₃橋脚側は 17 ブロック (延べ 52 m) まで施工を終了している。

昨年の 10 号台風, 今年の 18 号, 23 号台風に見舞われ, 仮設資材の流失などの被害を受けて, 工程が少し遅

れたが, 橋梁本体には何の影響もなく来春の完成をめざして 4 台のフォルバウワーゲンをフルに可動して施工中である。

あとがき

以上, 主橋上部工の設計について概要を述べてきたが, 長大橋梁であっても, 従来の橋梁と基本的には変わった点はなく, ただ断面力が大きくなるために局部応力がないがしろにできないことが注目すべき点といえるであろう。特異性はその施工方法に多々あると思われるし, また諸試験も計画しているので機会があれば報告させていただきたいと考えている。

なお, 本橋の設計, 施工にあたっては, 浦戸大橋技術

図-25

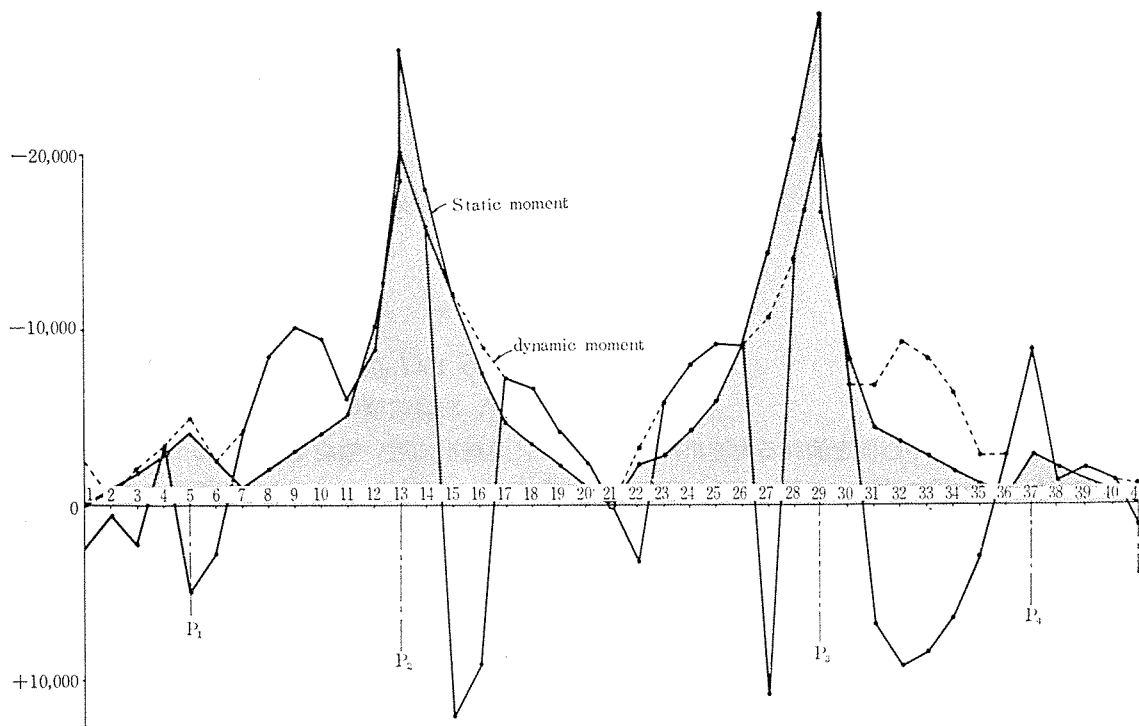
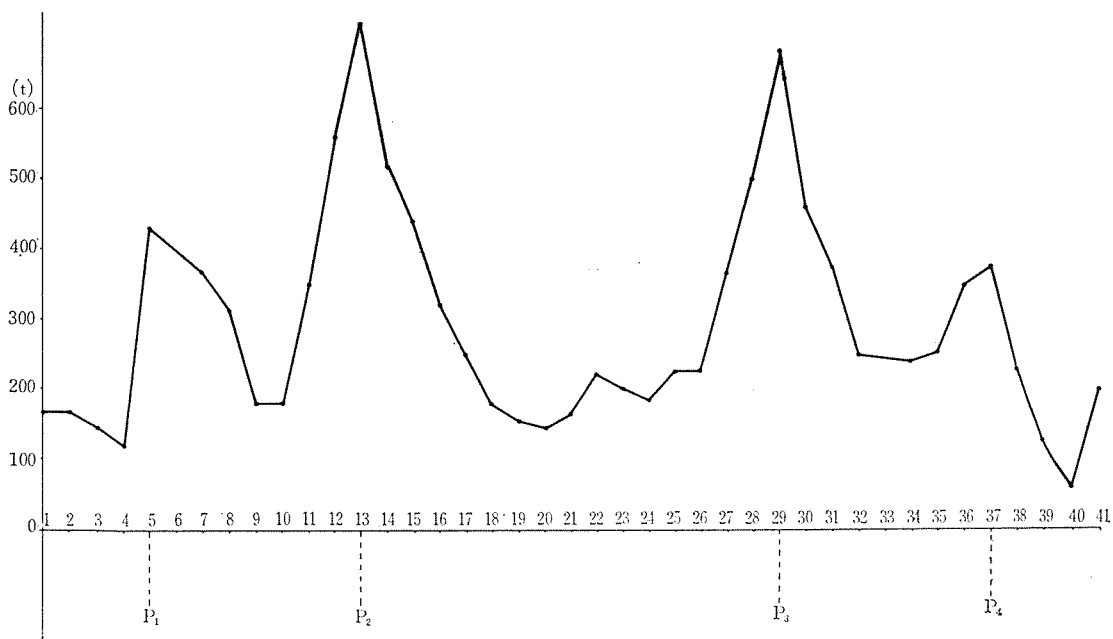


図-26



検討会(猪股俊司, 岡田 清, 樋口芳朗, 吉田 巖, 国広哲男)の各氏および東洋大学の高田孝信教授には多大なご指導をいただきまして厚く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 土木学会：ディビダーク工法設計施工指針(案)
- 2) 土木学会：プレストレスト コンクリート設計施工指針
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書
- 4) 日本道路協会：プレストレスト コンクリート道路橋設計示方書解説(案)

- 5) 日本道路協会：鉄筋コンクリート道路橋設計示方書
- 6) 猪股俊司：プレストレストコンクリートの設計および施工, 土木学会監修, 技報堂
- 7) 横道英雄：コンクリート橋, 土木学会監修, 技報堂
- 8) 渡辺 昇：曲線桁の理論と計算, 技報堂
- 9) 日本道路公団：工事報告天草五橋, 土木学会
- 10) 猪股俊司：不静定コンクリート構造においてクリープによって発生する不静定力の計算法
- 11) 日本道路公団：浦戸大橋柱頭部に関する模型実験報告書
- 12) 日本道路公団：浦戸大橋動的解析報告書

1971.9.15・受付