

浜名大橋の設計について

鈴木慎治*・石丸征男**

1. まえがき

浜名大橋は日本道路公団が一般国道1号のバイパスとして計画した浜名バイパスのほぼ中央に位置し(図-1)、湖全体が景勝地として有名な浜名湖の入口にある“今切口”を跨ぐディビダーク式PC橋である(写真-1)。浜名大橋の中央径間長240mは現在のところコンクリート箱桁橋では、世界最長のスパンとなる。

浜名大橋の上部構造は中央径間中央ヒンジ付5径間連続箱桁の2連より構成され(図-2)、下部構造は6基のニューマチックケーソンと12本の橋脚よりなっているが、ここに浜名大橋の設計の要旨について報告する。

2. 橋の概要

浜名湖は“今切口”で遠州灘と通じている鹹水湖であり、近海漁業の基地および将来は商業港として新居、舞阪の両港に出入りする最大船舶2000tクラスを想定し、海面上に幅75m、高さ26mの航路限界を設けた。また中央径間240mは、工事中における船舶への影響、浜

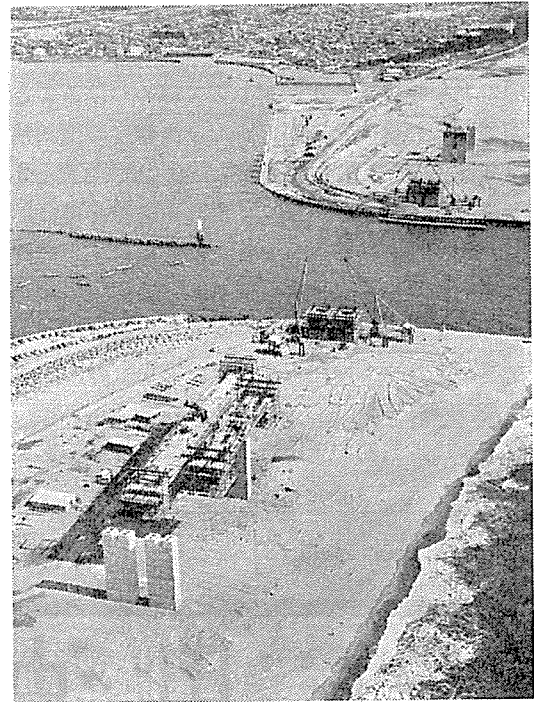


写真-1

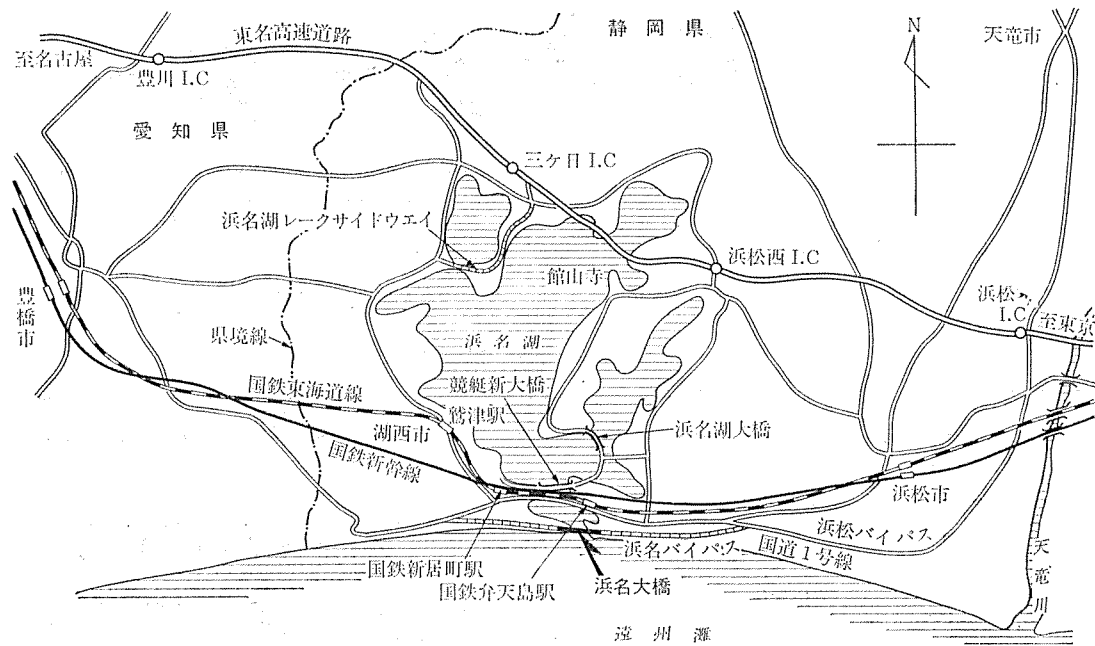


図-1 浜名大橋位置図

* 日本道路公団浜名バイパス工事事務所長

** 同工事長

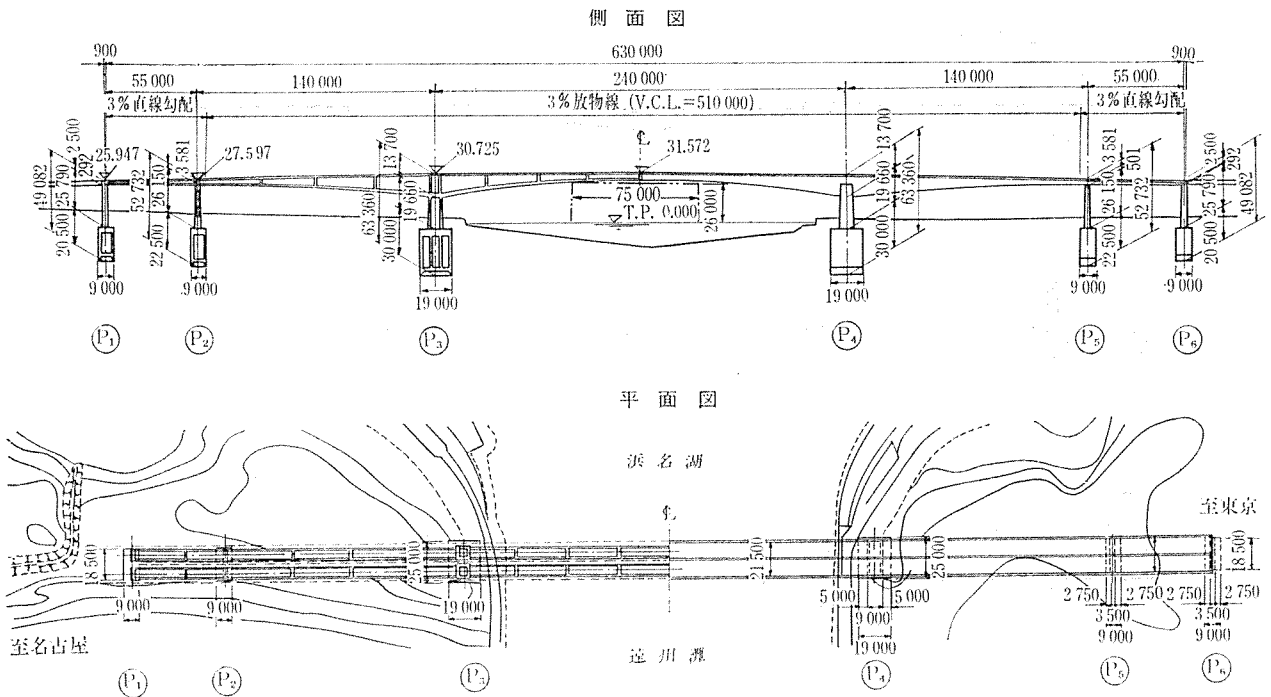


図-2 浜名大橋一般図

名湖の豊富な漁業資源に対する配慮、海岸線に架設される基礎構造物築造期間中に受ける自然の猛威および工事期間を通じての安全、経済性等を考慮して決定した。本橋は図-2に示すように、主橋脚 P_3 、 P_4 を上部工と剛結したラーメン橋脚とし、 P_1 、 P_2 、 P_5 、 P_6 橋脚上を可動支承とした5径間連続箱桁橋であり、基礎工はすべてニューマチックケーソン基礎となっている。架設は、図-3に示す順序で施工するが、全体の工期は P_3 、 P_4 橋脚からの大型ワーゲン使用による張出し架設（フライフォルバウ）で決まり、中型ワーゲンを使用して施工する P_2 、 P_5 橋脚からのフライフォルバウは工期的になんら制約は受けないが、安全性、経済性を検討し、フライフォルバウを採用した。

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：中央径間中央ヒンジ付5径間連続ラーメン橋
 橋格：一等橋 (TL-20)
 橋長：631.8 m
 支間：55+140+240+140+55 m
 有効幅員：9.0 m×2 連 (4車線)
 縦断勾配：3%の直線および2次放物線
 横断勾配：2%~0.19% (片勾配)
 舗装：アスファルトコンクリート舗装 75 mm 厚
 風荷重：55 m/sec (活荷重無載荷時)
 震度：鉛直震度 $K_v=0$ 、水平震度 $K_{hm}=0.28$ 、
 仮設時水平震度 $K_0=0.20$
 温度変化：±15°C

温度差：5°C

クリープ係数： $\phi=2.0$

乾燥収縮： $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$

PC鋼棒のレラクセーション：3%

許容応力度：

コンクリート

上部構造 $\sigma_{ca}=130 \text{ kg/cm}^2$

下部構造 $\sigma_{ca}=80 \text{ kg/cm}^2$ (剛結部 $\sigma_{ca}=130 \text{ kg/cm}^2$)

鉄筋 SD 30

許容曲げ引張応力度 陸上部 $\sigma_{sa}=1800 \text{ kg/cm}^2$

地中部 $\sigma_{sa}=1600 \text{ kg/cm}^2$

床版 $\sigma_{sa}=1400 \text{ kg/cm}^2$

PC鋼棒

主桁鋼棒 SBPR, $\phi 32$, 80/105 kg/mm²

せん断、横筋鋼棒 SBPR, $\phi 32$, 95/120 kg/mm²

ケーソン地盤の鉛直支持力度

常時 $Q_a=140 \text{ t/m}^2$ (砂および砂礫地盤)

地震時 $Q_a=210 \text{ t/m}^2$ (")

4. 設計上の仮定および考え方について

浜名大橋はPC長大橋として設計されたが、既設のPC長大橋と比較した場合、その構造形式は特に変わった点はなく、架設方法や基礎形状等細部に渡って検討した点について述べる。

1) 下部工について

① 仮想地表面の高さを今切口の航路最深部に決めた。

② P_3 、 P_4 ケーソン頂版応力度の解折に模型実験結果を採用した。

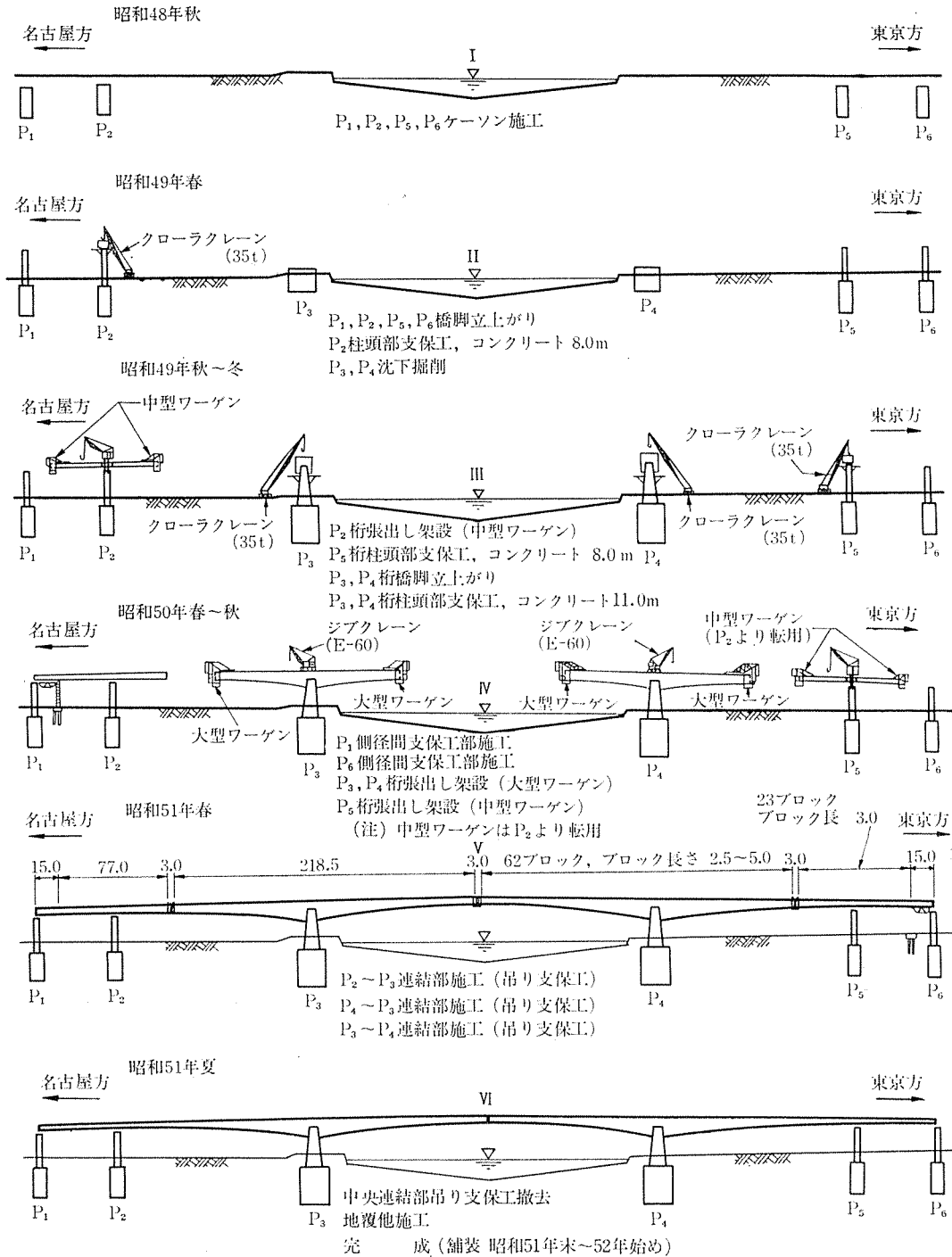


図-3 浜名大橋の施工順序図

2) 上部工について

- ① 中央径間長 240 m については施工性, 経済性を考慮して決定した。
- ② 5径間連続桁は3径間連続桁より安定性がある
- ③ 側径間の長さ決定は P₃, P₄ 橋脚に働く常時のアンバランスモーメント 10 000 t・m (主桁断面力の 5%) 以下におさえる (仮設時の付加応力, 反力調整, カウンターウェイト等を行うことをできるだけ少なくする)。
- ④ 安全性, 経済性を検討し, P₂, P₅ は柱頭部と橋脚と仮固定し, ワーゲンを使用して, 張出し工法 (フライ

フォルバウ) 工を採用した。

- ⑤ 地震時橋軸直角方向の応力度検討は従来の慣用法による静的な解析結果と地震時応答解析を行い, それにスペクトルモード解析を加えて本橋の地震時応答性状を調べ, 動的解析結果とを比較しながら進めている。
- 概略上記のような考え方について以下説明を加えてゆく。

5. 下部工

(1) 地質調査

ボーリング調査によると、浜名大橋の架橋地点は地表
面下 20 m 付近までは N 値 30~50 程度の砂および砂
礫層が続き、それ以上深くなると N 値 70 以上のきわ
めて均一な、よく締った細砂層があり、十分な支持力が
期待できるので基礎底面をこの層以下に根入れするこ
とにした。本橋のような連続ラーメン橋の場合、下部工は

中央ヒンジ沓や伸縮継手の移動量に関しては、地震時
におけるケーソンの回転角をも考慮したので最大移動量が
中央ヒンジ部で 400 mm と大きな値になった。ただし位
相差は生じないものと考えた。

また、ケーソンの仮想地表面の決定にあたっては、地
盤の流動化が起る可能性がある範囲を種々の判定法によ

って検討した結果、表層から 5~6 m
の深さまでであると考えられること、
今切口の航路最深部が TP-6.3 m だ
ることを考慮してケーソン仮想地表
面をここまで下げて、安定計算を行
った。

(2) P_3, P_4 ケーソン頂版の検討

ケーソンの検討は“ケーソン基礎の
設計編”(日本道路協会)に基づき設
計を行ったが、 P_3, P_4 ケーソンのよ
うな隔壁が多数ある場合橋脚から
の断面力がどのようにして頂版を
伝わってケーソン本体に流れるか
種々試算を行ったが、明解な計
算をみいだせなかった。そこで、
ケーソン基礎の設計指針

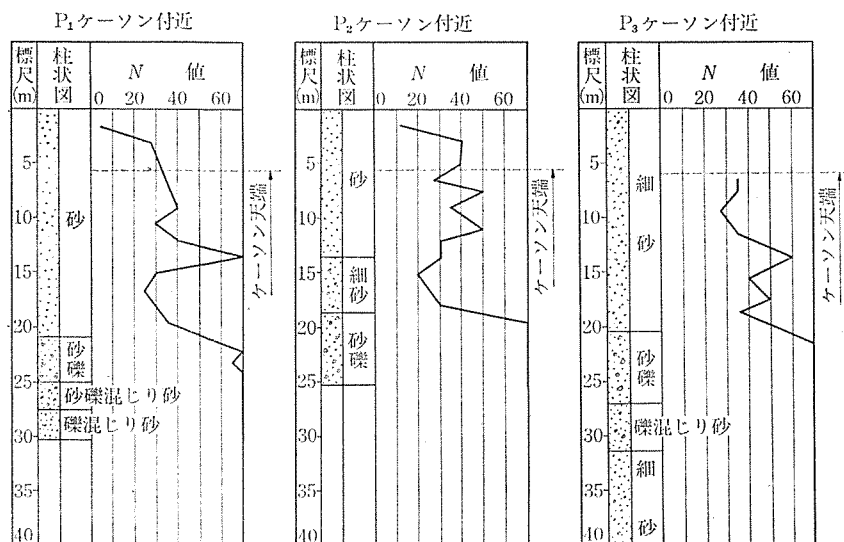


図-4 土質柱状図

大きな上部工反力を支え、地震時水平力に対して剛なも
のが必要である。基礎構造は地質調査等に基づき掘削沈
下の管理がしやすく工程管理が確実であり、基礎地盤を
確認できるニューマチックケーソンを採用した。PC長
大橋の基礎工にケーソン構造が用いられた例は少ない。
なお常時におけるアンバランスモーメントや地震時にお
ける水平力等によるケーソン自体の挙動が上部構造にど
んな影響を与えるか不明な点はあるが、上部構造の解折
は従来どおりの考え方でケーソン天端を固定されたもの
と考えて計算を行った。しかし P_1, P_2 橋脚の可動沓、

によれば、はり高の高
いスラブはディープビ
ームとして設計するよ
う指示されているが、
 P_3, P_4 ケーソンの頂版
の設計を、合理的かつ
経済的に実施できるよ
うにするため、次の2
種類の模型実験を計画

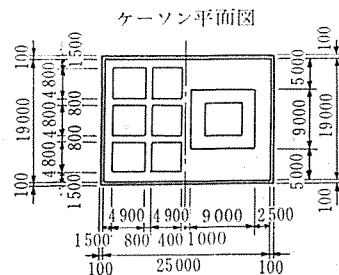


図-6 P_3, P_4 ケーソン
頂版の断面図

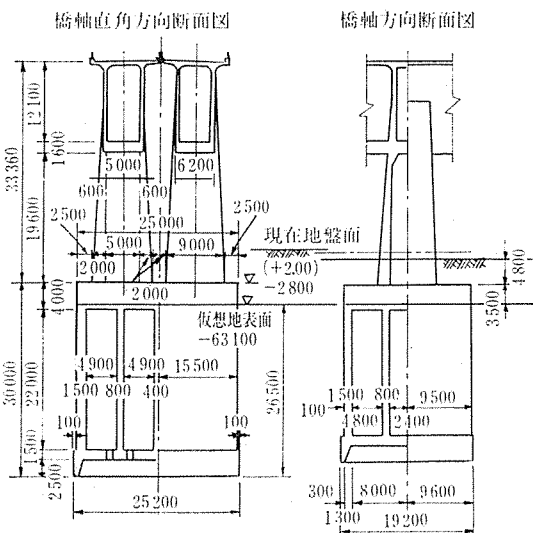


図-5 P_3, P_4 橋脚基礎形状図

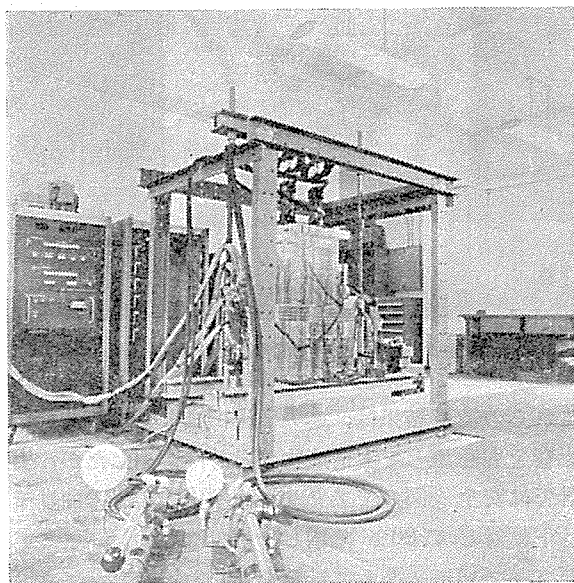


写真-2 アクリル樹脂模型の鉛直荷重実験状況

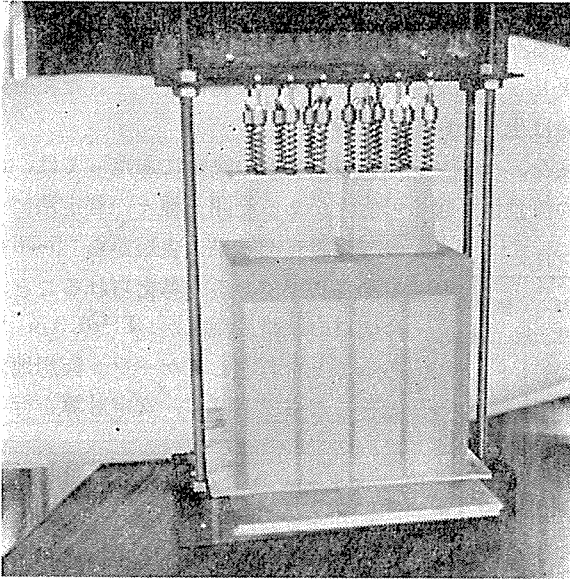


写真-3 エポキシ樹脂模型による3次元光弾性実験

実施した。

- 1) 縮尺 1/50 のアクリル樹脂模型による加力実験
- 2) 縮尺 3/400 のエポキシ樹脂模型による3次元光弾性実験

アクリル模型実験は主として模型各部の応力を定量的に把握し、実設計に応用することを目的とし、光弾性実験は主として応力分布のパターンや内部応力分布等を求めてアクリル模型実験を補うものである。

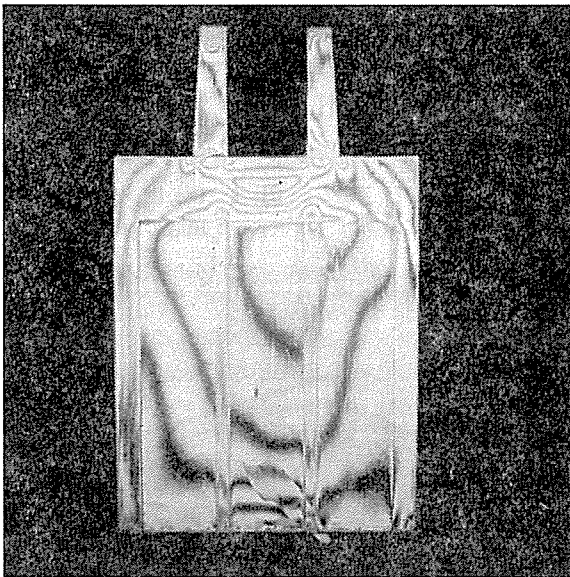


写真-4 エポキシ樹脂模型による橋軸に平行なスライスの等色線

これらの実験結果は、応力伝達機構ならびに局部応力の影響をも考慮して実構造物の設計へ応用したが、実施設計では安全を図ってアクリル模型実験結果の曲げモーメントに対して 20% 割増しを行った。

ディープビームとして計算を進めた場合と、アクリル模型実験による応力度計算とを比較すれば、ケーソン頂

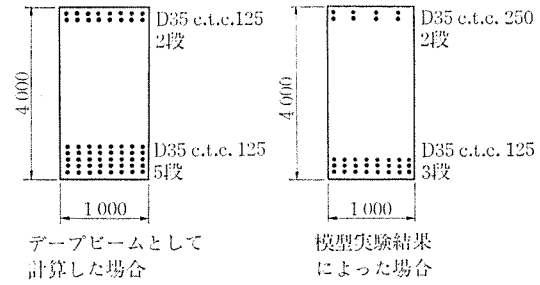


図-7 鉄筋断面図の比較

版橋軸方向断面鉄筋配置は 図-7 のようになり、かなり合理的かつ経済的な配筋となったが、理論研究の面では FEM (有限要素法) による組板構造としての解析方法を適要した計算結果が全体として実験結果と良好な一致を示したが、まだまだ検討すべき点は若干残ってはいるものと思われる。この方法は今後この種の構造物の設計のために応用し得る可能性が大きいと思われる。

6. 上部工

(1) 構造概要

本橋の力学系は 図-8 に示すように対称荷重に対しては 2 次の不静定構造であり、任意に載荷される荷重に対しては 5 次の不静定構造である。静定基本系を 図-9 の

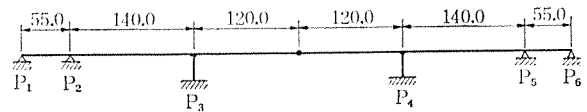


図-8 力学系

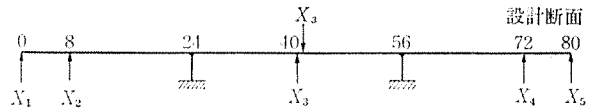


図-9 不静定力の作用位置

ように選び、不静定力 X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 を各設計断面 0, 8, 40, 72, 80 点に発生するせん断力として弾性方程式を適用すると

$$\delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \delta_{13}X_3 + \delta_{14}X_4 + \delta_{15}X_5 + \delta_{10} = 0$$

$$\delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \delta_{23}X_3 + \delta_{24}X_4 + \delta_{25}X_5 + \delta_{20} = 0$$

$$\delta_{31}X_1 + \delta_{32}X_2 + \delta_{33}X_3 + \delta_{34}X_4 + \delta_{35}X_5 + \delta_{30} = 0$$

$$\delta_{41}X_1 + \delta_{42}X_2 + \delta_{43}X_3 + \delta_{44}X_4 + \delta_{45}X_5 + \delta_{40} = 0$$

$$\delta_{51}X_1 + \delta_{52}X_2 + \delta_{53}X_3 + \delta_{54}X_4 + \delta_{55}X_5 + \delta_{50} = 0$$

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せん断力の影響線を求めている。不静定力の影響線を 図-10 に示す。

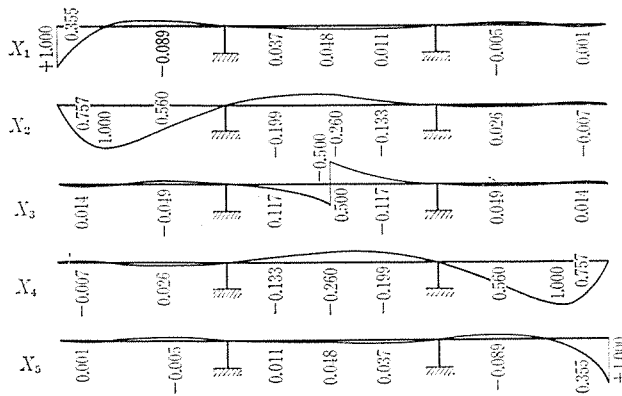


図-10 不静定力の影響線

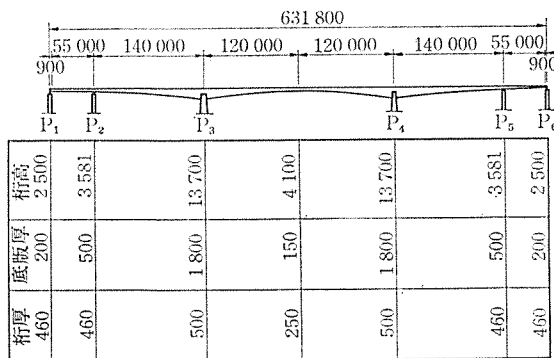


図-11 スパン割および断面寸法

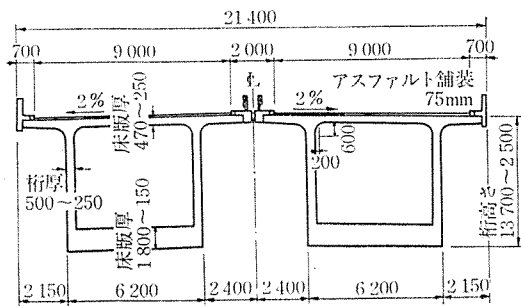


図-12 標準断面図

本橋のような長大スパンになると全荷重に対する自重のしめる割合が非常に大きくなるため、PC鋼棒の配置、定着等の施工性の検討、完成系における P_3 、 P_4 橋脚に作用するアンバランスモーメントを $10,000 \text{ t}\cdot\text{m}$ 以内におさええること等を十分検討し、図-11、12 に示すよう極力部材厚を薄くした。また本橋はディビダーク工法による張出し架設を行うので、施工中と完成後では力学系が変化する。このため施工中に生ずる自重、プレストレスによる断面力は完成系では異なった値となるが $M_{t=\infty}$ の値は次式によって求めた。

$$M_{t=\infty} = M_{t=0} - (M_{t=L} - M_{t=0}) \times (1 - e^{-\rho})$$

$M_{t=\infty}$: 最終的に求める曲げモーメント

$M_{t=0}$: 施工完了時の曲げモーメント

$M_{t=L}$: 全径間を支保工上で施工したときの曲げモーメント

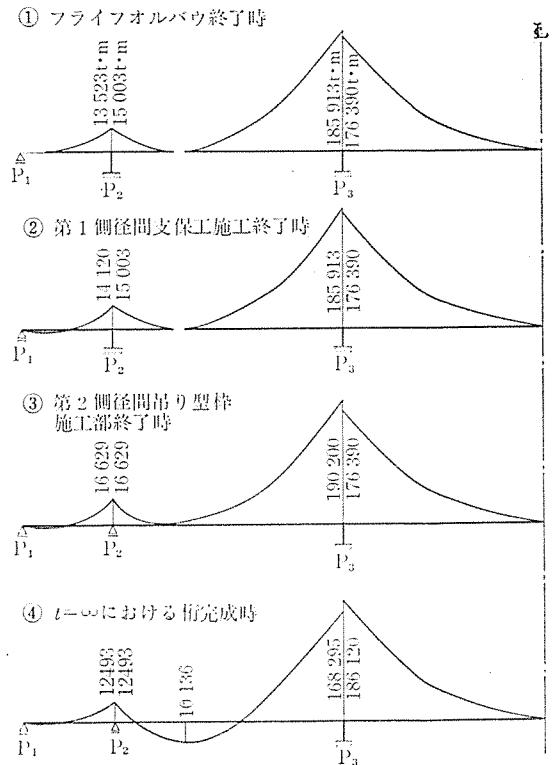


図-13 各状態における曲げモーメント図 (自重のみ)

$$1 - e^{-\rho} = 0.75$$

架設順序に従って力学系は次の4段階に変化する。

- 1) 静定系 (フライフォルバウ終了時)
- 2) 静定系と1次不静定系 (P_2 柱頭部仮固定撤去前)
- 3) 2次不静定系 (第2径間吊支保工連結後)
- 4) 5次不静定系 (中央ヒンジ連結後, 非対称荷重に対して)

各状態における自重により曲げモーメントを 図-13 に示す。

(2) 応力度の検討

$\phi 32 \text{ mm}$ PC鋼棒の1本あたり導入緊張力(設計荷重時)は主方向鋼棒(SBPR 80/105)で 47.3 t であり、斜め横締め鋼棒(SBPR 95/120)で 56.2 t である。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求め、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することにした。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するが、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た。 P_3 、 P_4 柱頭部断面(断面24および断面56)では写真-5に示すように $\phi 32 \text{ mm}$ のPC鋼棒を486本配置し、各設計断面において適宜本数を決定している。車道スラブの検討は単位幅の箱型ラーメンと仮定してカニーのモーメント分配法を適用している。また T

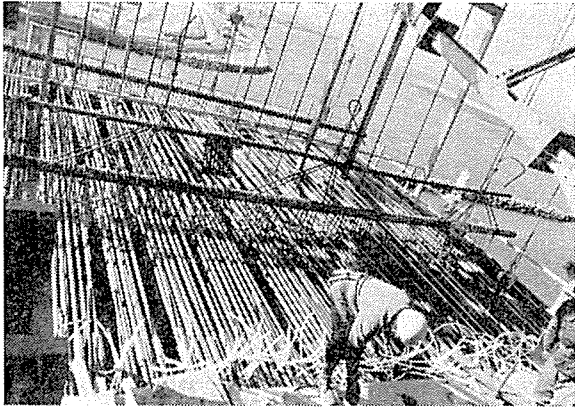


写真-5 P₃, P₄ 柱頭部 PC 鋼棒配置状況

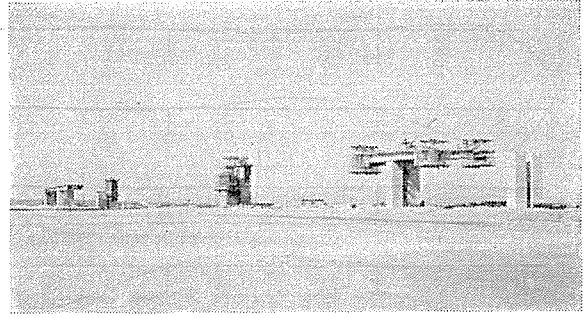


写真-6 現場架設状況

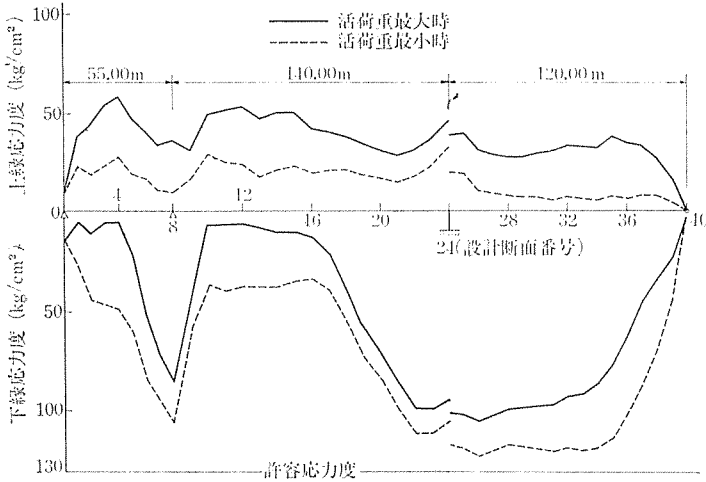


図-14 $t = \infty$ 時主荷重作用時合成応力度図
(プレストレス自重, 静荷重, 活荷重)

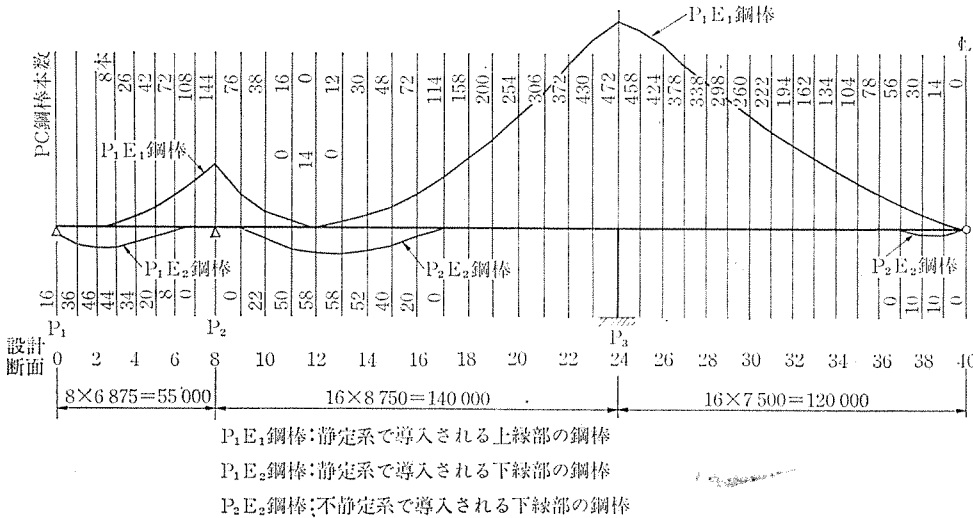


図-15 設計断面における有効 PC 鋼棒本数

荷重については荷重項を求めるため、Homberg および Pucher の影響面を使用した。構造は輪荷重が直接作用する上床版はプレストレス コンクリートとし、主桁および底版は鉄筋コンクリートとした。

(3) 耐震性の検討

耐震性の検討は“道路橋耐震設計指針”(日本道路協

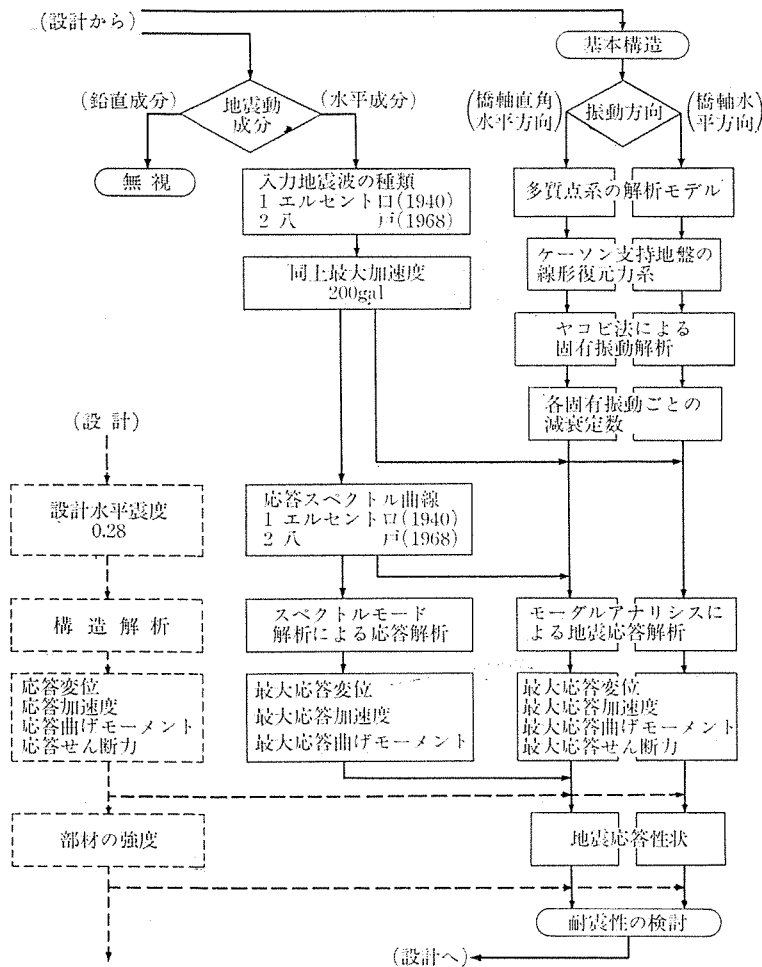
会) のとおり応答を考慮した修正震度法による静的解析を進めたが、この橋梁は長大で比較的長周期の構造であるからさらに地震応答解析をもあわせて耐震性の検討を行った。図-16 に示すような手順によって検討を行ったが、地震応答解析を行いそれにスペクトルモード解析を加えて本橋の地震応答性状を調べ、さらに動的解析の結果と従来の慣用法による静的な解析結果を比較しながら耐震性について検討した。ここでは特に橋軸直角方向の水平地震動について述べる。

a) 静的解析 設計震度は、“道路橋耐震設計指針”によって 0.28 としたが、桁の部材力を算定するとき本橋は 図-17 に示すように中央ヒンジのある 5 径間連続ばりにモデル化し、各橋脚は等価な剛性を有する支点ばりとして取扱った。はりに加わる荷重は、はりの重量に上記の震度を

乗じたものであるが、あらかじめ各設計断面について部材力に関する影響線を求めておき、この影響線の正、負の範囲の荷重を別々に考慮して、各設計断面についてそれぞれ正と負の 2 つの部材力を計算し、絶対値の大きい方を静的解析による曲げモーメントとした。

b) 動的解析 解析の対象とした構造系は、主橋梁部の 630 m の区間

であり、本橋の場合上部工および橋脚が上下線分離されているが(基礎部は上下線一体)、これらは構造的にも材料的にも同一であるので等価な一本の上部工および橋脚と考える。また構造系を多質点系の解析モデルに置換したが、その結果は 図-18 に示すとおりである。なおモデル化にあたっての構造系の各部の仮定は次のとおりで



図一16 浜名大橋の耐震性検討の手順

ある。

1) 上部工は有限長の部材に分割して扱い、部材端の座標位置は部材端断面の重心位置で与えた。

2) 中央ヒンジ部の桁相互間および P_1, P_2, P_3, P_6 脚橋上の桁との接合部では桁に関するせん断力とねじりモーメントが伝達し、鉛直軸まわりの回転モーメントは伝達しないものと考えた。

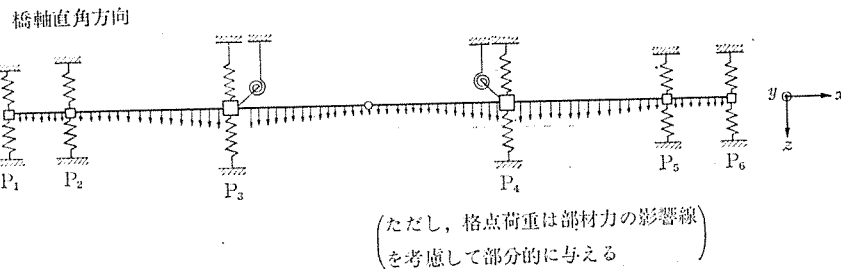
3) P_3, P_4 柱頭部には剛域を考慮してこの部分の桁と橋脚の間に桁に関するせん断力、ねじりモーメントおよび鉛直軸まわりの回転モーメントを伝達すると考えた。

4) 基礎のケーソンはその剛性が橋脚と比べてきわめて大きいので剛体として扱った。

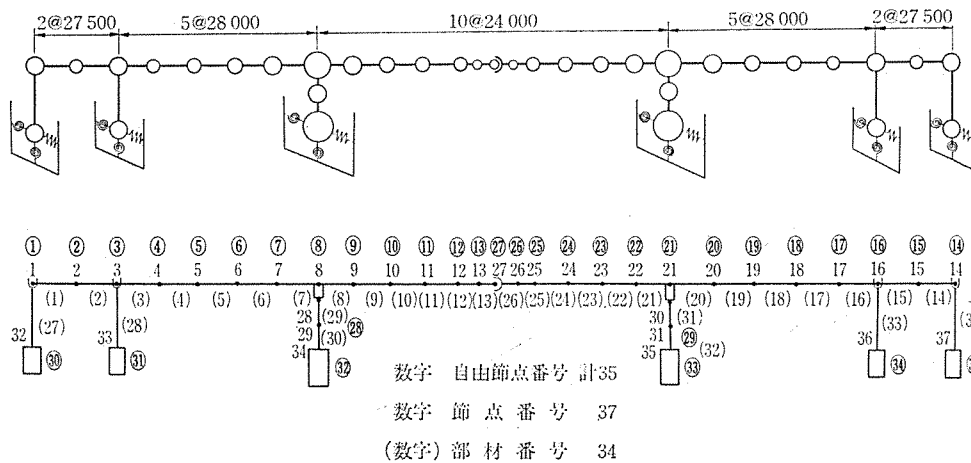
6) 基礎地盤は若干締っている表層 (G.L 0 ~ -20 m) とよく締った堅固な支持層 (-20 m 以下) に大別されるが、地盤反力係数を用いて弾性支持地盤とみなした。また構造系に関するインプットデータは次のとおりである。

1) 入力地震波の種類および大きさ: 八戸 (1968 NS 成分) 200 gal

この波形は十勝沖地震において八戸で記録されたものであり、当橋梁の建設地点と地盤条件などが類似ということで採用した。



図一17 静的解析におけるモデル化



図一18 動的解析におけるモデル化

報 告

2) ニューマチックケーソン基礎の地盤反力

係数:

④水平地盤反力係数 $K_H=5.0 \text{ kg/cm}^3$ (TP-2.8 m~TP-17.8 m), $K_H=15.0 \text{ kg/cm}^3$ (TP-17.8 m~32.8 m)

⑤鉛直地盤反力係数 $K_v=20.0 \text{ kg/cm}^3$

3) 減衰定数: 振動次数1次に対して3%, 振動次数2次~5次に対して2%

4) コンクリートの特性は表-1に示すとおりである。

以上の仮定に基づき地震応答解の計算を進めたが, 図-19, 20に最大変位量および最大曲げモーメント図を動的解析と静定解析結果の比較を示す。

c) 応力度の検討(時地震時) 応力度の検討は静

表-1 コンクリートの材料特性

項目	ヤング率 (t/m^2)	せん断弾性 係数 (t/m^2)	ポアソン 比	単位 体積 重量 (t/m^3)	配合強度 (kg/cm^2)
上部桁	3.0×10^6	1.3×10^6	0.17	2.5	400
橋脚	2.5×10^6	1.1×10^6	0.17	2.4	300
ケーソン	剛体と仮定			2.4	240

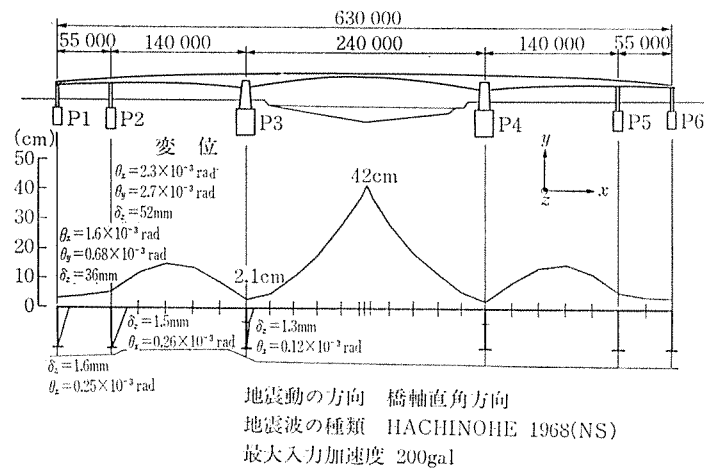


図-19 変位の最大応答値

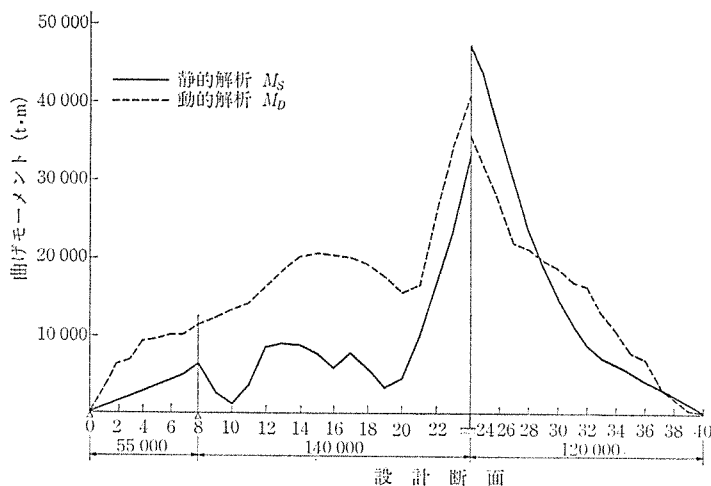


図-20 最大曲げモーメントの比較(橋軸直角方向)

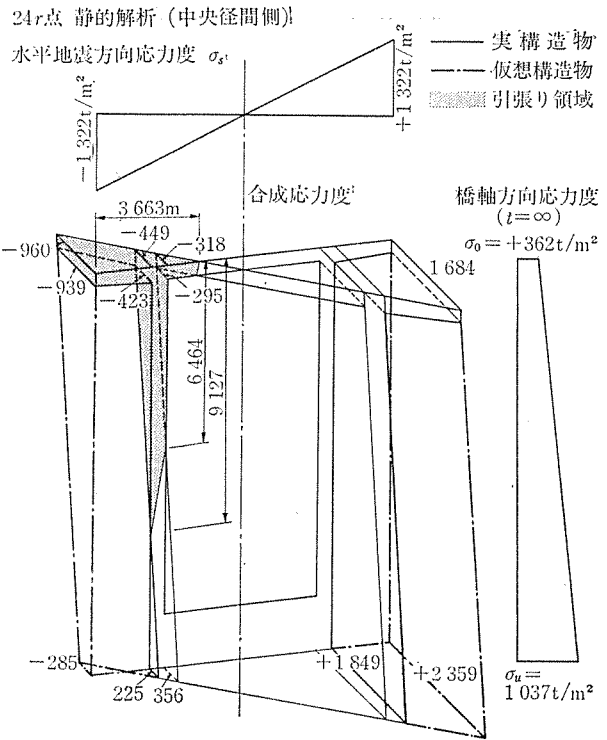
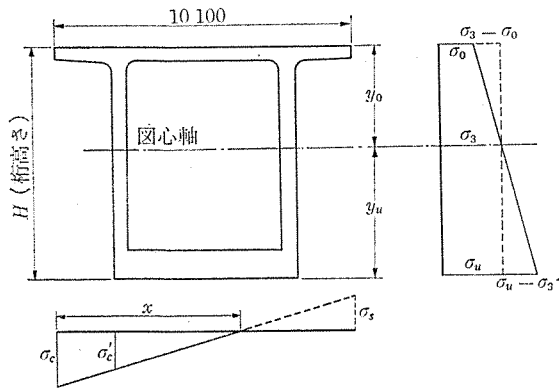


図-21 合成応力度

的結果および動的解析結果に対して許容応力度を変え別々に求めるが, 考え方は同様であり, 次に述べるとおりである。

まず最初に橋軸直角方向のコンクリート断面を全断面有効とみなし, 応力度 $\pm\sigma_s$ を求める。この応力度 $\pm\sigma_s$ と橋軸方向の死荷重載荷時 ($t=\infty$) の応力度 σ_0, σ_u を合成する。このときのコンクリートの許容応力度は, コンクリートの圧縮応力度 $\sigma_1=195 \text{ kg/cm}^2$, コンクリートの引張応力度は $\sigma_2=30 \text{ kg/cm}^2$ であるが, $\sigma_1=195 \text{ kg/cm}^2$ 以上の場合は断面変更を行い, $\sigma_2=30 \text{ kg/cm}^2$ 以上の場合は次のような鉄筋コンクリートの計算を行う。曲げモーメントは前述の橋軸直角方向地震(静的解析)による曲げモーメント M_S をとり, 軸力は橋軸方向死荷重載荷時 ($t=\infty$) の応力度より, 図心には軸力 N と曲げモーメント M_S とが作用しているものとする。この軸力は $N=\sigma_s \times A$ をとり, 軸力 N と曲げモーメント M_S とが作用した鉄筋コンクリートと考え応力度計算を行ったが(このときのPC鋼棒は鉄筋とみなす), さらに橋軸方向の曲げモーメント M に対しては, 図心軸における軸力を算出した応力度に対し上縁, 下縁の応力度差の補正を行い, コンクリート応力度, 鉄筋応力度の値を求めている。このときの許容応力度でコンクリートの圧縮応力度は問題ないが, 鉄筋の引張応力度は次のように考える。静的



$N = A_c \cdot \sigma_s$ A_c : コンクリート換算断面積
 コンクリートの圧縮応力度最大値
 $\sigma_{c0} = \sigma_c - (\sigma_s - \sigma_0) < 195 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{cu} = \sigma'_c + (\sigma_u - \sigma_3) < 195 \text{ kg/cm}^2$
 鉄筋の引張り応力度最大値
 $\sigma_{s0} = \sigma_s + 15(\sigma_s - \sigma_0) < 3000 \text{ kg/cm}^2$ 動的解析
 $< 7200 - \sigma_p$ 静的解析

図-22 応力度計算の補正

解析結果に対してはプレストレスト コンクリート道路橋示方書に記されている P C 鋼棒(SBPR 80/105)の降伏点の 9 割は 7200 kg/m^2 が最大であり、この値より橋軸方向の P C 鋼棒の応力度 $\sigma_p = 5507 \text{ kg/cm}^2$ を差し引いた値 $\sigma_{sa} = 1693 \text{ kg/cm}^2$ が鉄筋許容応力度である。動的解析結果に対しては、鉄筋の降伏点応力度 3000 kg/cm^2 を採用した。このときの P C 鋼棒の応力度は $5500 + 3000 = 8500 \text{ kg/cm}^2$ と降伏点を越えてはいるが、ひずみ度からいけば(鉄筋と P C 鋼棒のひずみ)丁度 2% 付近でつり合っているので採用した。

7. あとがき

浜名大橋の設計について概略説明したが、浜名大橋(P C 長大橋)として設計に際して苦慮したことは 1) 設計条件の仮定(動的解析も含む)、2) 桁自重の減少と P C 鋼棒の配置および定着、3) P C 鋼棒の A 種と B 種、4) 施工時の安全性(地震、台風および経済性)、5) ケーソンの頂版、等があげられる。例えば橋軸直角方向(地震時)の検討は前述したように設計上の考え方には多少の仮定を設け、おおよその解決方法を見い出しながら設計を進めていったが、われわれの考え方はややもすると飛躍したものになり、試行錯誤におちいりやすく今後と

も御諸兄の御指導と御助言をお願いする。

現在の施工状況は中型ワグゲンによる P₂, P₅ 橋脚からのフライフォルパウ施工、および側径間支保工部を 1 部終え、P₃, P₄ 橋脚からの大型ワグゲンによるフライフォルパウ施工が始まったところである。まもなく昭和 51 年の夏完成をめざして、上り、下り線合計 8 基の大型ワグゲンの移動が始まろうとしている。浜名湖は“今切口”で遠州灘と結ばれたきれいな鹹水湖であり、浜名大橋の架橋地点は釣の名所として有名なところで、一年中大公望に監視されながら工事を進めているありさまであるが、最近では日本列島を襲う地震の震源地として遠州灘沖が盛んにマスコミで報道されている関係上耐震性については細心の注意を払ったつもりである。今後についても強震計を設置し、振動実験等を行い動的解析結果と対比して耐震性の検討を行い今後の設計に役立たせたいと思っている。また浜名大橋着工以来 2 年有余になるが、毎年浜名湖周辺に台風が来襲して現場マンを困らせているが、今年は夏から秋にかけてフォルパウワグゲンが今切口のなかばを渡るので台風が避けてくれるよう祈っている次第である。

本文は、浜名大橋の設計に関する概要を述べたものであるが、現在鹿島建設(株)および住友建設(株)により行われている施工についても報告書をまとめたいと思っている。

稿末にあたり、浜名大橋の設計施工に携わり、熱心な御指導と御助言を賜った鹿島建設(株)の根本文夫氏、野尻陽一氏、鷹尾 武氏、その他の関係各位に対し深甚なる感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 今村浩三: 浜名バイパスの工事概要, 建設の機械化, 1972. 11
- 2) 今村浩三, 石丸征男: 浜名大橋の計画, 橋梁と基礎, 1974. 2
- 3) 今村浩三: 浜名大橋の建設計画, 建設の機械化, 1974. 2
- 4) 鈴木慎治, 石丸征男, 鷹尾 武: 浜名大橋の下部工の設計について, 基礎工, 1974. 12
- 5) 日本道路公団浜名バイパス工事事務所: 浜名大橋主橋脚ケーソンに関する模型実験報告書, 1974. 2
- 6) 日本道路公団浜名バイパス工事事務所: 浜名大橋の耐震性に関する検討報告書, 1974. 5

1975. 2. 14・受付