

# 浜名大橋上部工の施工について

鈴木 慎 治\*  
石 丸 征 男\*\*  
根 本 文 夫\*\*\*  
鷹 尾 武†

## 1. はじめに

浜名大橋は、日本道路公団が国道1号線のバイパスとして建設中の浜名バイパスのほぼ中央に位置し（図-1）浜名湖が遠州灘と通じる唯一の水路である今切口を、中

央径間長 240 m で跨ぐ、橋長 631.8 m、施工幅員 10.100 m×2 連の P C 橋である。

この橋は、ディビダーク方式による張出し工法で架設され、風光明媚な浜名湖口にマッチした美しい橋となった（写真-1）。下部構造は、6 基のニューマチックケーソンと 12 本の橋脚で構成され、上部構造は、中央ヒンジ付 5 径間連続箱桁 2 連よりなりたっており（図-2）、中央径間長 240 m は、コンクリート箱桁橋として世界最長スパンとなった。

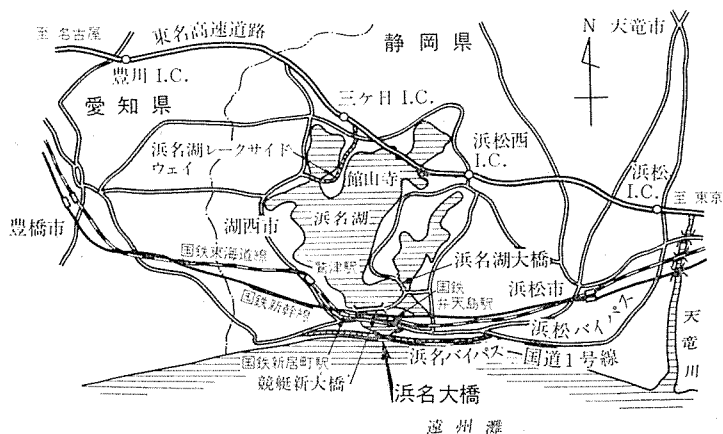


図-1 浜名大橋の位置図

## 2. 工事概要

- 1) 橋 長：631.8 m（スパン割，55+140+240+140+55 m）
- 2) 橋 種：ディビダーク式 P C 箱桁橋
- 3) 上部構造：中央径間中央ヒンジ付 5 径間連続箱桁 2 連
- 4) 下部構造：ニューマチックケーソン 6 基  
橋 脚 12 基

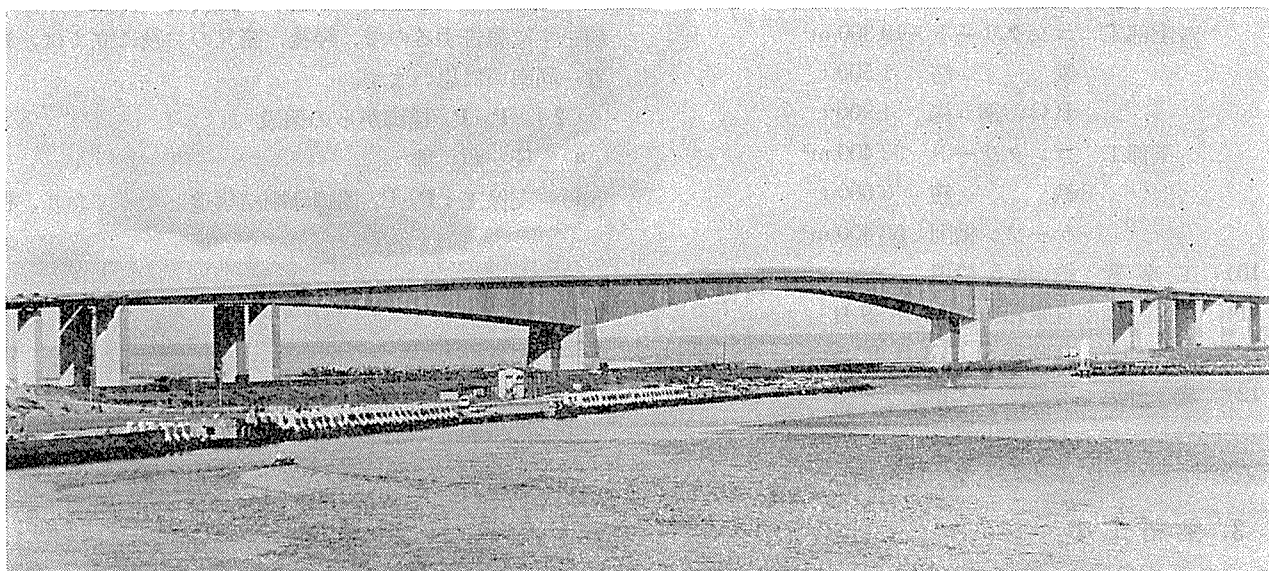


写真-1 浜名大橋完成写真

\* 日本道路公団浜名バイパス工事々務所 所長  
\*\* " " 工事長

\*\*\* 鹿島建設株式会社浜名大橋作業所 所長  
† " " 設計主任

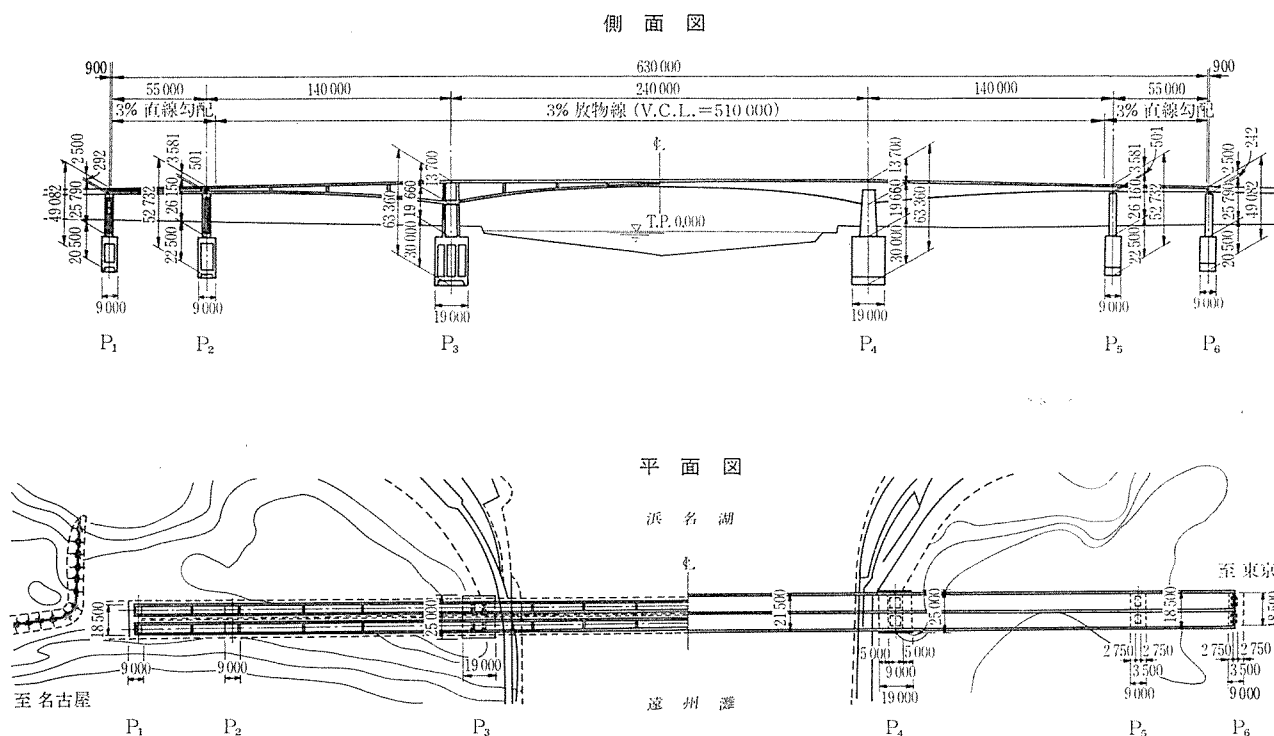


図-2 浜名大橋一般図

5) 有効幅員：9.0 m×2 連（4 車線）

6) 橋 格：一等橋（TL-20）

7) 設計震度： $K_{hm}=0.28$

8) 材 料：

コンクリート 上部構造  $\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$

下部構造  $\sigma_{ck}=240 \text{ kg/cm}^2$

鉄 筋 SD 30

PC 鋼 棒 主 鋼 棒 SBPR 80/105  $\phi 32$

斜・横鋼棒 SBPR 95/120  $\phi 32$

9) 主要数量：

上部工 コンクリート 19 300 m<sup>3</sup>

鉄 筋 1 500 t

PC 鋼 棒 1 900 t

下部工 コンクリート 32 400 m<sup>3</sup>

鉄 筋 3 000 t

ケーソン掘削 50 400 m<sup>3</sup>

10) 工 事 費：約 44.5 億円

11) 工 期：自昭和 48 年 3 月 29 日

：至昭和 51 年 8 月 9 日

12) 施工分担：下部工一式 } 鹿島建設（株）

上部工 1 連 }

上部工 1 連 住友建設（株）

### 3. 主 桁 工 事

#### （1）工 程

実績工程表（図-3）に示すとおり、この工事は種々の条件により、側径間側を先行しもっとも長期間を要す

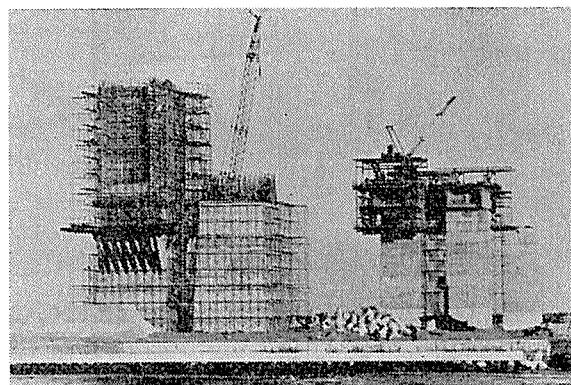
る主径間側を後から施工した。しかし、 $P_2 \cdot P_5$  橋脚からの中型ワーゲン 4 基による施工を先行することによって、フォールバウワーゲン内作業の施工状況を確認できたので、後続の主径間  $P_3 \cdot P_4$  橋脚からの大型ワーゲン 8 基の施工に移行した時点で、スムーズに標準工程のサイクルに乗ることができた。また昭和 50 年は天候に恵まれたため、週休制を確立して予定工期内に終了できた。

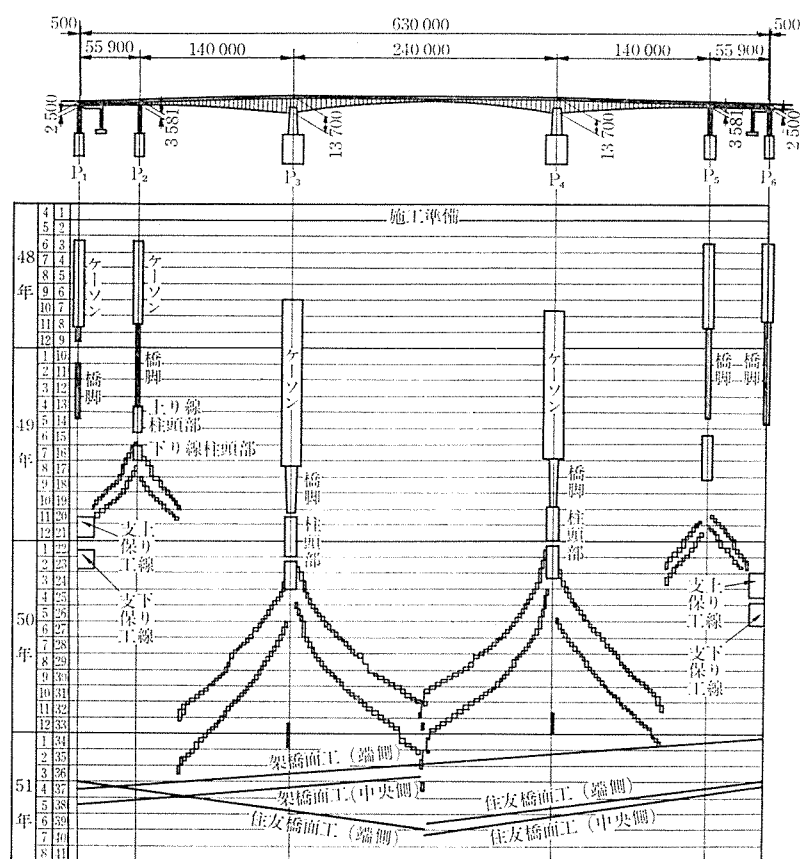
長期間の工事であり種々の実験項目等、浜名大橋に関する報告書はたくさん出されているが、この報告書は、上部工の  $P_3 \cdot P_4$  橋脚からのフライフォールバウと振動実験を主に報告するので、今後、諸兄のお役に立てば、筆者一同幸いに思います。

#### （2） $P_3 \cdot P_4$ 橋脚からの架設

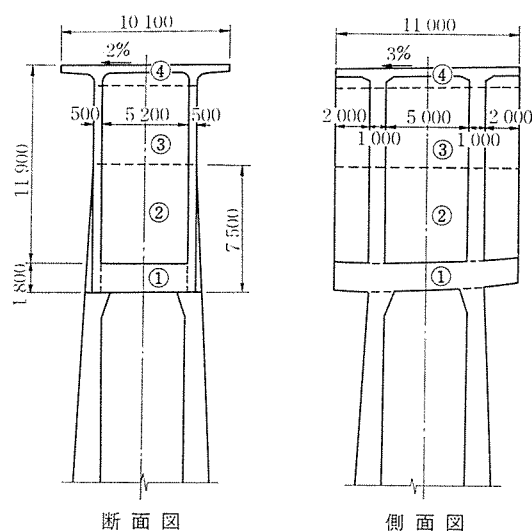
##### a) 柱 頭 部

1) 支保工： $P_3 \cdot P_4$  橋脚は剛結構造となっており、柱

写真-2  $P_4$  柱頭部支保工写真



図—3 浜名大橋実施工程表

図—4 P<sub>3</sub>・P<sub>4</sub> 柱頭部コンクリート打設順序図

頭部の施工長さ 11.0m は写真—2 に示すごとく支保工による施工である。P<sub>3</sub>・P<sub>4</sub> 橋脚躯体施工の際埋め込んでおいたホームコネクタに、鋼製ブラケットを取り付けハイテンションボルトをトルクレンチにて締付けた。その上にはり材としてH型鋼 300×300×10×15 を縦横にならべ、ビティ枠を組立てて支保工とした。

2) コンクリート：柱頭部コンクリートの打設回数は、図—4 に示すように4回に分けて施工した。これは

作業を安全に進めるため、施工性と1回あたりのコンクリート打設量とを考慮したためである。コンクリート打設はいずれもポンプ車にて施工したが、鉄筋やPC鋼棒組立に関しては施工順序を反映した設計図を作成した。

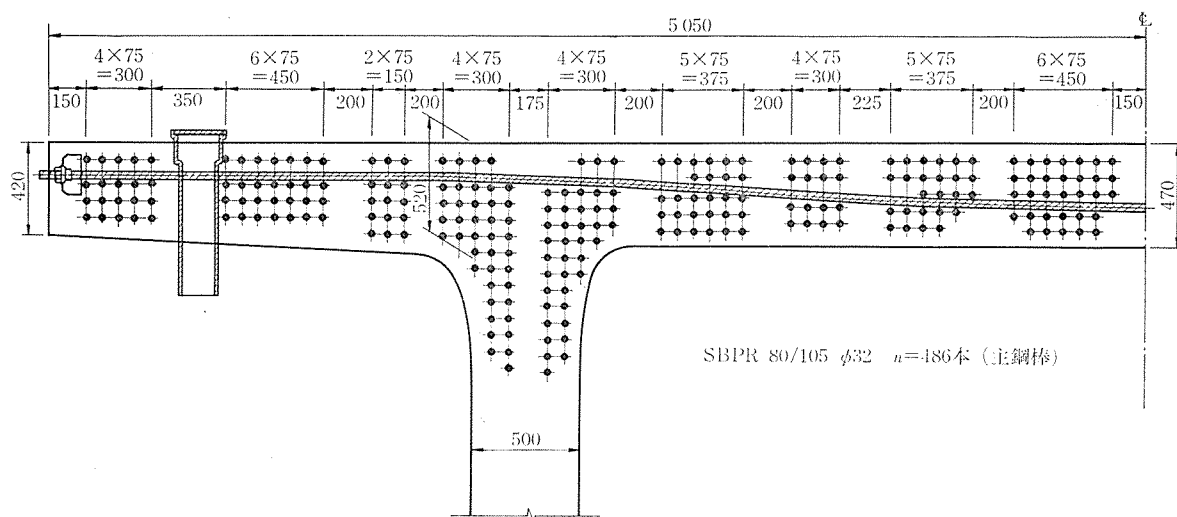
コンクリート打設の際のスランプは現場配合試験結果よりスランプ低下を考え  $8 \pm 2.5$  cm と決め、施工の安全性、確実性、強度低下、水和熱等を考え最大スランプは 10 cm であったが、ミキサー車の最終搬出時には、おおむね 8 cm を確保するように指導した。

PC構造物で一番大切なことは、固練りのコンクリートをいかにしてあばたを作らずに施工するかということである。柱頭部付近に密集しているPC鋼棒や鉄筋、この隙間を完全にコンクリートで充填してこそPC橋がなりたつのである。バイブレーターは、ただ単にコンクリートを分散し打ち込むだけのものではないはずである。よく締め固め、コンクリートあばたが生じないように打設する役目がある。

しかしながら“言うは易く行ふは難し”と諺にあるとおりである。バイブレーターマンの熟練度によって左右されるコンクリート打設作業、本橋の場合、西ドイツワッカー社製のバイブレーター（回転数が12000回/分）を使用したところ、コンクリート打設の締め固め振動領域が広く、強力小型モーターを内蔵した振動体は、コンパクトなコンバーターと電線で連結されているので、小運搬に便利で振動体の取扱いが非常に簡単であった。

本橋の場合、PC鋼棒や鉄筋が非常に密集していたが、コンクリート打設作業が比較的スムーズにいったのは、繰り返し作業による作業員の熟練はもちろん、桁高が高い場合、側壁に2.0mピッチに作業用窓を施工ブロック全長に亘って明けたため、コンクリートの締め固め状況が確認でき、作業がやりやすかったためである。

使用したコンクリートはすべて生コンクリートであるが、コンクリート打設後の表面養生として、打設後2時間程は散水養生を続け、ヘアークラックの発生を防止した。その後硬化の進み具合を見計らって養生マットを敷いた。冬期には温床マットを敷きつめ、その上に重ならないように養生シートを覆せて保温に努めた。冬期における桁内保温は、サラマnder 2台をコンクリート打設後12時間焚き、外周りはジェットヒーターにて熱風を吹付けたが、足場周りを養生シートにて覆えば大いに効



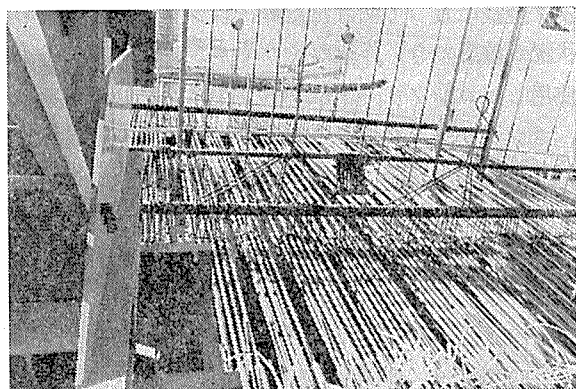
図—5 P<sub>3</sub>、P<sub>4</sub> 柱頭部鋼棒配置図

果があった。保温の面からいえば、木製型枠は非常に優れていたが、補修に多額の費用を要するのはやむをえないことである。

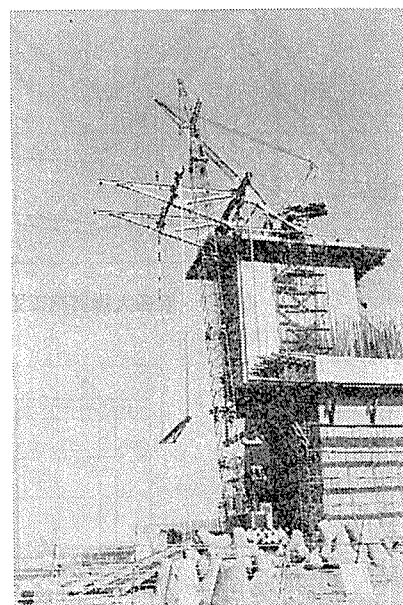
3) PC鋼棒の配置：使用するPC鋼棒は、長大スパンPC橋に数多くの実績がある、疲労強度の大きい非対称ロールねじ付きA種2号PC鋼棒φ32mmを主鋼棒に使用し、横締鋼棒、斜鋼棒、柱頭部補強用鋼棒にはB種2号φ32mmを使用した。

支保工上で施工する場合、PC鋼棒のセットは鋼製支持台を2.0m～2.5m間隔に配置し、下段から徐々に積み重ねて施工した。P<sub>3</sub>・P<sub>4</sub>柱頭部の場合、486本の主鋼棒が配置され横鋼棒、斜鋼棒、縦締鋼棒等を合計すると柱頭部だけで約57tであった。

カップラーによるPC鋼棒継手作業は、フォルパウワージェンを使用した片持ちり架設において重要な事柄である。緊張方向にカップラーが移動できるようにカップラーシースを配置し、PC鋼棒のねじ部とカップラーの咬み合いを確実に行う必要がある。しかしながら図—5に示すようにPC鋼棒が配置されている場合、2～3ブロックに一度継ぐとしてもワージェンサイクル内作業では、こ



写真—3 大型ワージェン内におけるPC鋼棒群



写真—4 パワーリーチ E-60 と 35t 吊りクローラー クレーンによるフォルパウワージェンの組立

のPC鋼棒継ぎがクリティカルパスとなる(写真—3)。

**b) フォルパウワージェン施工** P<sub>3</sub>・P<sub>4</sub>橋脚柱頭部11.0m部分を支保工により施工後、写真—4に示すパワーリーチ E-60を柱頭部の真ん中に組立て、地上からの35tクローラー クレーンと併用しフォルパウワージェン組立てに移った。

1) 大型フォルパウワージェン：大型フォルパウワージェンは、鋼材重量だけで約80tあり、型枠、屋根、足場や落下防止等の機装をほどこし、最終的には総重量135tとなった。大型フォルパウワージェンの組立て順序としては、レール、メインフレーム、吊り材、足場、屋根機装と連続して作業を進めたが、吊り上げ部材の最大重量はメインフレームの40tであり、パワーリーチ E-60に

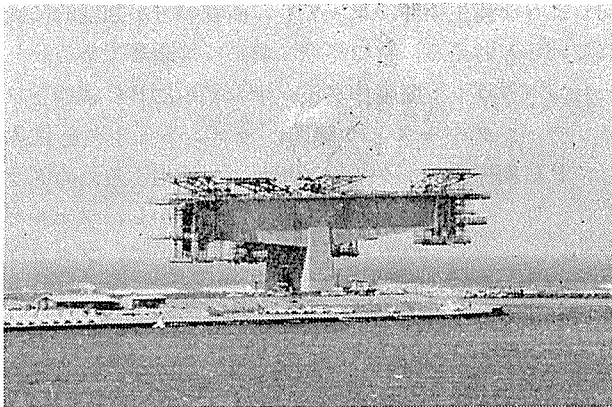
て十分組立てできた。

大型ワーゲンの性能としては、施工ブロックの長さ最大 5.0 m であり、最大コンクリート打設量 70.0 m<sup>3</sup> であるが、浜名大橋の大型フォルパウワーゲンによる施工ブロック長さは、2.50～5.00 m であった（写真—5）。

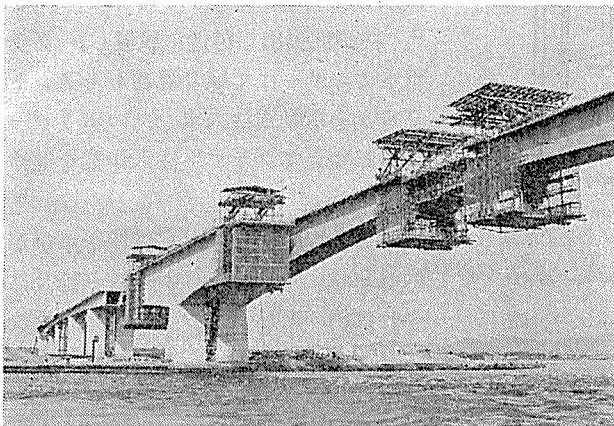
今切口の航路を渡る中央径間側のフォルパウワーゲンは、施工中において航行船舶の航路限界を満すため、フォルパウワーゲンの最下段踊場を、桁高が低くなるに従って 3 回に渡って盛り替え作業を行った（写真—6）。

2) ブロック施工のサイクル：大型ワーゲン使用によるブロック施工の中で一番苦労したのは、標準工程サイクルの軌道に早くのせることであった。大型ワーゲン内の作業について、工種別に講習会を何回も開き、設計方針が施工者側に理解できるまで、施工の能率化を期してかなりの時間をかけた。もちろん、前記の工程の項にて述べたように、中型フォルパウワーゲンを先行しているので、かなりの予備知識はあったにしろ、大型ワーゲン内における作業は桁高があまりにも高く、13 m 余の上下作業は材料運搬からして大変なことであった。

大型フォルパウワーゲン組立後、交互に張出し架設が始まったが、ワーゲンサイクルの軌道に乗るまではかな



写真—5 大型ワーゲンによる P<sub>4</sub> 橋脚からの  
フライフォルパウ



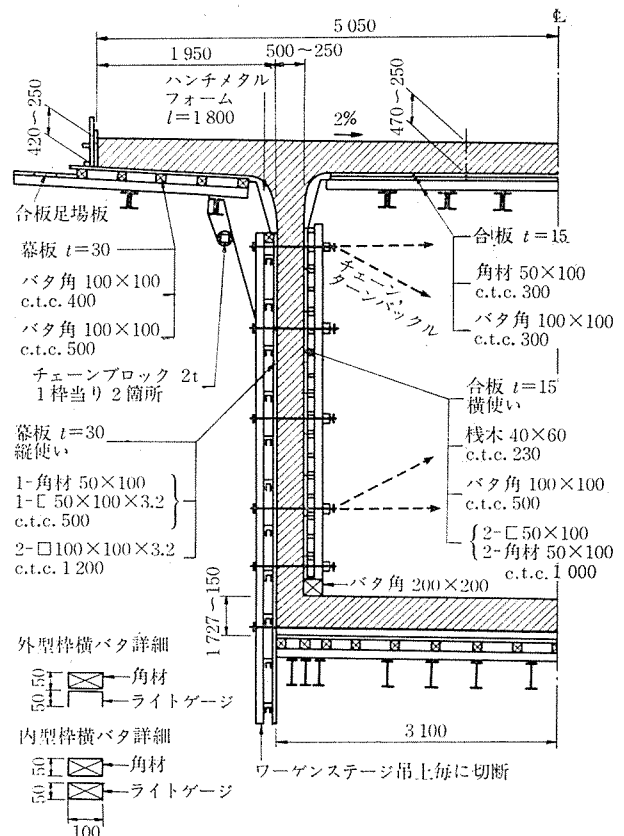
写真—6 航路限界を守るため最終嵩上げ状態の  
大型ワーゲン

りの時間を要した。やっと軌道に乗ったところ、21 ブロックより両引き緊張作業ブロックにはいった。43 ブロックからは交互緊張作業ブロックに移り、コンクリート断面の桁高が低くなり、施工ブロックの長さは 4.0～5.0 m となった。P C 鋼棒本数の減少や型枠数量減によって、ワーゲンサイクルの工程は大幅に短縮されたが、これは労務者の熟練によるところが大きい。全体工程から見れば、昭和 50 年度は天候に恵まれ天災も少なかった。しかし、正月および盆休暇や季節労務者に依存している建設業、人意的稼働率低下の方を工程に組み入れる必要があった。

3) 型 枠：フォルパウワーゲンで使用した外型枠は、板厚 30 mm、幅 15 cm 地松の本実加工したもので、転用回数をはかるため、板面にノックスクリートのプリフォームを塗布し、剝離剤としてノックスクリート C を使用した。内型枠は厚さ 15 mm の樹脂加工した合板を使用した。板に比較し耐久性がなく、再三補修し取り換えねばならなかった。セパレーターは φ15 mm

表—1 大型ワーゲン 1 サイクル標準工程表

工種	日	1	2	3	4	5	6	7	8
型 枠 鋼 棒 配 筋									
コンクリート打込み									
養 生									
プレストレッシング									
ワーゲン移動・据付									



図—6 大型ワーゲンに使用した型枠図



で鉄コンを使用し、締めつけ箇所を減らし能率をあげた。図-6 に示す型枠を使用した。転用回数が増すにつれて生ずる疲労たわみによる板のそりもほとんど見られず、型枠に関しては初期の成果をあげた。

棲型枠に使用した板は、最初 15 mm で加工したところ、P C 鋼棒が密集している場所では簡単に潰れてしまった。その後 P C 鋼棒本数に比例し最大 24 mm 厚の板まで使用した。

3) コンクリート：ワーゲン施工中のコンクリート打設は図-7 に示すとおり、1 m<sup>3</sup> コンクリート バケットをパワーリーチ E-60 にて地上より橋面まで吊り上げ、2 t ダンプの荷台に積んだホッパーにて生コンを受け取り、打設箇所のブロックまで運搬し、荷台にあけた穴よりベルトコンベアーにてコンクリートを打設した（写真-7）。

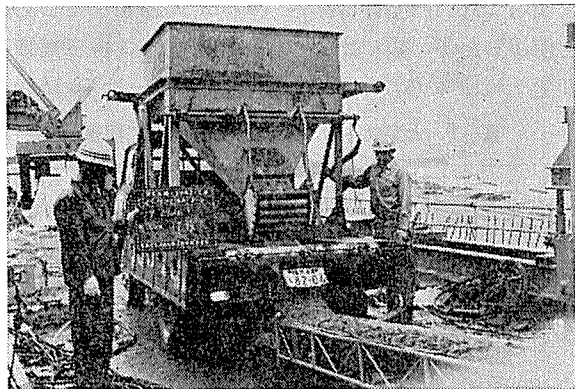


写真-7 フォルバウブロック部のコンクリート打設

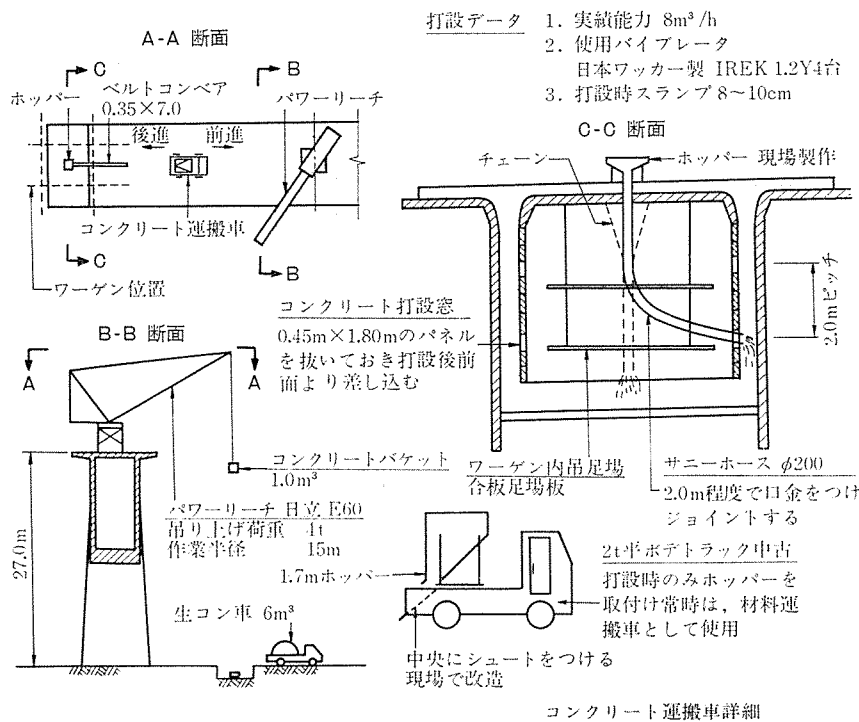


図-7 大型ワーゲンコンクリート打設図

打設順序としては底版・主桁・上床版の順であったが、底版へのコンクリート打設方法は、上床版の中央より 8 インチのサニーホースにて直接打設した。主桁も同様であるが、桁高が高い場合、コンクリート打設用の窓として、主桁の内型枠を高さ 45 cm 幅の施工ブロック全長に渡って、高さ 2.0 m ピッチに合板のみはずし、パイプリーチによるコンクリート締め固め作業が充分できるよう工夫した。

施工に先だて、浜名大橋の地震応答解析(動的設計)結果から、橋軸直角方向に作用する曲げモーメントが静的設計より大きい箇所に対し補強鉄筋を考慮したので、主桁スターラップの布筋は 125 mm ピッチに D 16 が配筋されており、コンクリート打設用窓からパイプリーチにて締め固める作業に手間どった。

フォルバウワーゲン施工において、本橋の場合、コンクリート強度が 280 kg/cm<sup>2</sup> (DW 工法指針では 260 kg/cm<sup>2</sup> である) 以上になったのを確認して緊張作業を行った。なぜなら採用したテストピースが φ100×150 のものであったから、φ150×300 に対する強度差を考慮したためである。しかしながら、現場にて打設されたコンクリートとテストピース (φ100×150) とを比較した場合、同じような養生条件であっても、前者の方が強度的に優れていると考える、特に冬期においては顕著である。

4) グラウト：緊張作業後、すみやかに P C 鋼棒とワインディングシースとの隙間にセメントミルクを注入し、P C 鋼棒をコンクリート断面に一体化するためグラウト作業を行った。

しかし、フォルバウワーゲン施工において、ブロックごとにグラウト作業を進めるのは数量が少なくて能率的でない。ブロック数がある程度まとまり、フォルバウワーゲンや材料等のスペースがグラウト作業に支障なくできるようになってから作業を進めた。グラウト作業ヤードを P<sub>3</sub> 柱頭部張出し付近に設置し、グラウトミキサーにて練り混ぜたセメントミルクを電動式注入ポンプのホッパーに移し変えてグラウト注入作業を進めた。

本橋の場合、使用 P C 鋼棒総重量が約 1900 t であった。グラウト延長にすれば約 30 万 m、ワインディングシースの径が φ38 mm、P C 鋼棒の径が φ32 mm、このわずかばかりの隙間にセメントミルクを注入しなければならない。P C 鋼棒作工、配置、コンクリー

ト打設、プレストレスの導入等一連の作業において、これらの仕事にたずさわる全員がお互いに注意し合っても、ほんのわずかであるが不可抗力によってグラウト作業ができない場合がある。たとえば、ワインディングシースのピンホール箇所からモルタルが入ってシース内が導通していない場合、その対策としていままではコンク

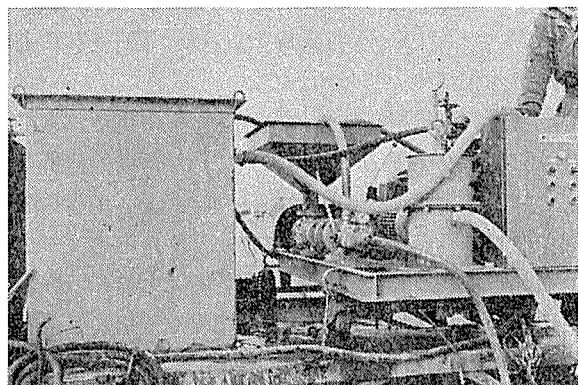


写真-8 真空式グラウトポンプ

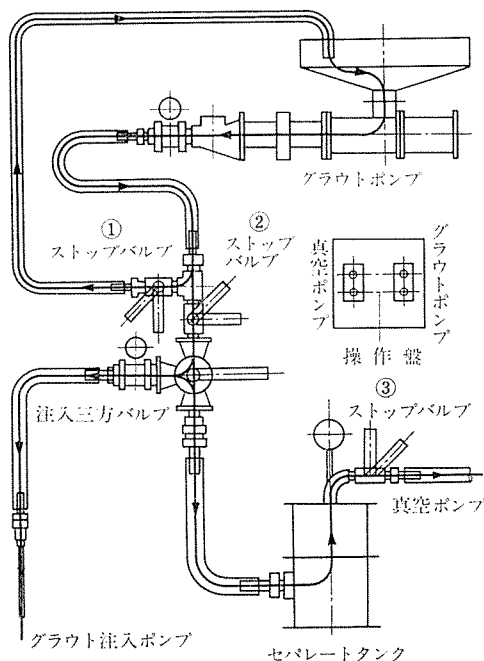


図-8 真空式グラウトポンプの構造図

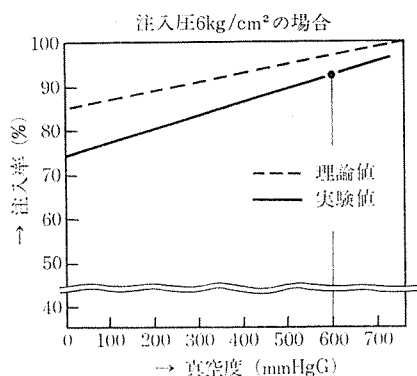


図-9 真空度と注入率の関係図

リート面よりドリルで穴をあけていたが、手間がかかって能率的でなかった。そこで本橋の場合、真空式グラウトポンプの開発に着手し実用化できたので、ほぼ完全にグラウト作業ができた（写真-8）。

この真空式グラウトポンプの導入によって（図-8）いままでもミルク注入できなかった部分の100%まで、完全に充填できた。大気圧における水銀柱760mmHgGに対し600mmHgG程度の真空度で、実用化に踏みきれたからである（図-9）。真空式グラウトポンプの操作は、最初にシース内を真空状態にしなが、シース内の異物や水分を吸い上げ600mmHgGまで真空度を上げた状態で、セメントミルクのバルブを開き注入ポンプの圧力を6kg/cm²まであげ圧入すればほとんど100%注入できた。

### (3) P<sub>2</sub>・P<sub>5</sub> 橋脚からの架設

a) 柱頭部およびフライフォルバウ施工 P<sub>2</sub>・P<sub>5</sub> 柱頭部の支保工は P<sub>3</sub>・P<sub>4</sub> 柱頭部と同じく、鋼製ブラケットをホームコネクターによって橋脚に締めつけたものである。この柱頭部の長さ8.0mは、横桁の構造が単純化されていたのでコンクリート打設はポンプ車にて1回で終了した。コンクリート養生後、コンクリート圧縮強度が280kg/cm²(DW工法指針は260kg/cm²である)以上になるのを確認してから緊張作業に入った（写真-9）。支保工撤去後 P<sub>2</sub>・P<sub>5</sub> 柱頭部の中央にパワーリーチE-60を組み立て、柱頭部施工中使用してきた35t吊りクローラークレーンと併用しながら、中型フォルバウワーゲン No. 1の組立てにかかった。片側に①、②ブロックと張出し作業を進め、No. 2 ワーゲンの組立てを開始したが、以後はコンクリートの打設を交互に③ブロックまで進み、フォルバウワーゲンの解体へと進んで一段落した。しかしながら、P<sub>2</sub>・P<sub>5</sub> 橋脚より P<sub>3</sub>・P<sub>4</sub> 橋脚方面へ架設するフォルバウワーゲンの施工で、桁高が段々と高くなってゆくことは珍らしく、外型枠の清掃には大変気を配った（写真-10）。

### b) P<sub>2</sub>・P<sub>5</sub> 橋脚の仮固定について P<sub>2</sub>・P<sub>5</sub> 橋脚は構

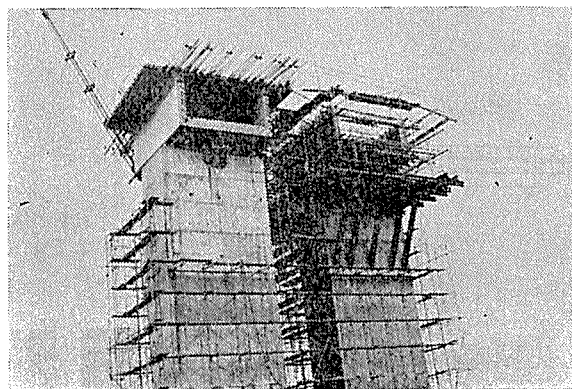
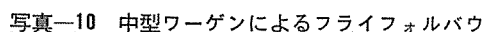
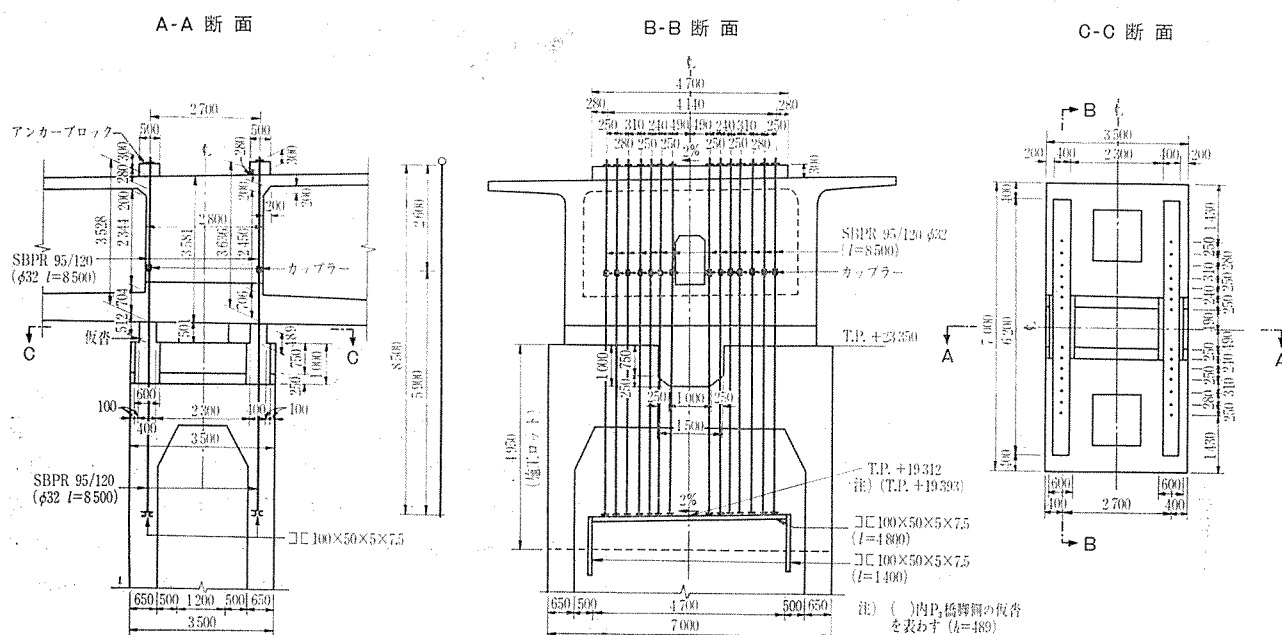


写真-9 P<sub>2</sub> 橋脚柱頭部の施工

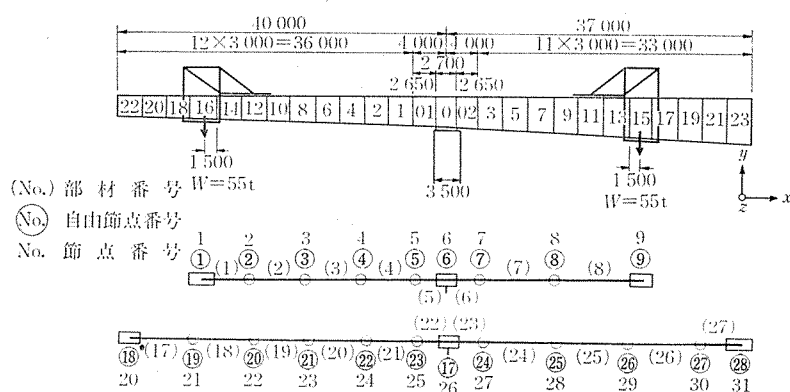
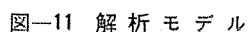


入力地震波は完成後の動的解析に用いた十勝沖地震の八戸（1968. NS）でこれを橋軸直角水平方向および橋軸方向に別々に作用させた。構造形の解析モデルはカンティレバー架設部のうち静的設計で柱頭部の不均衡モーメントが最大となるような時期を対象とし、図—11 に示すように、上り線は 23 ブロック終了時、下り線は 16 ブロック コンクリート打設時であった。図—12 に上部桁のモデル化について示す。

静的計算では橋脚柱頭部には、上部桁の重量に水平震度0.2を乗じた水平力しか作用しないが、動的解析では水平力の他に橋軸方向の場合曲げモーメントが橋軸直角方向にはねじりモーメントが作用するが、応力度の計算にはこれらが個々に作用するものと考えたので、許容応力度に達するときの地震波最大加速度は部材力を連成させた場合に比べ大きめの値となった。動的解析結果は表-2に示すとおりであるが、橋軸方向曲げモーメントに対するコンクリート支圧応力度と仮締め鋼棒の引張応力



圖—10  $P_2 \cdot P_5$  橋脚仮固定圖



図—12. 上部桁のモデル化



度（降伏点応力度をとっている）については安全率が少ない。解析モデルの状態から約1年間、 $P_3 \cdot P_4$  橋脚からのフライフォルバウ終了後、桁が連結され仮固定沓が撤去されるまで大きな地震もなく工事の方は無事終了したが、折から遠州灘沖地震が近い将来必ず来襲すると、まことしやかに新聞紙上で騒がれるたびにわれわれ工事担当者は複雑な心境であった。

#### （４） 連結部の施工

連結部の施工は、P C鋼棒継ぎ作業、緊張力導入やコンクリート打設等において連続桁と同じである。連結部3.0 m 区間の高さの差は、施工時期のずれによってどうしても生ずるので次のような処置をした。

1) 側径間支保工部施工時において、主桁P C鋼棒の本数を半分だけ緊張しクリープ変形量を少なくした（図—13）。

2) 大型ワーゲン撤去による主桁の弾・塑性たわみ量の状態を確認しながら連結した。

以上の結果高さの調整は 1.0 cm 以内に施工できた。

次に連結部のコンクリート打設に関しては、比較的温度変化の少ない夕方打設したので、温度変化による伸縮量の測定やコンクリート自重のたわみ差によるクラック

クの測定等を平行して行ったが、杞憂したほどのことはなく、まったくクラックは生じなかった。

中央連結工のコンクリート打設は2回打ちとした。外型枠セット後、水平沓・中央ヒンジ沓を固定し、底版と主桁部のコンクリートを打設し、内型枠撤去後上床版型枠を組み2回目のコンクリート打設を行った。

中央ヒンジ沓 および水平沓の移動量最大は、360 mm であったが、中央ヒンジ沓の場合、ScMn 1 A の材質で鋼材の曲げ許容応力度  $\sigma_{sa}=1900 \text{ kg/cm}^2$  を使用して設計されているが、一組あたりの重量は 1573 kg あった。

なお、昭和48年3月29日着工した工事でも順調に進み上り線は昭和50年12月15日無事閉合式を迎えた。晴れ渡った空、多数の工事関係者に見守られながら最後のコンクリートが、日本道路公団伊藤技師長によって力強く打ち込まれた。われわれ現場担当者にとって一番の記念すべき日であった（下り線は昭和51年3月18日に閉合式を迎えた）。

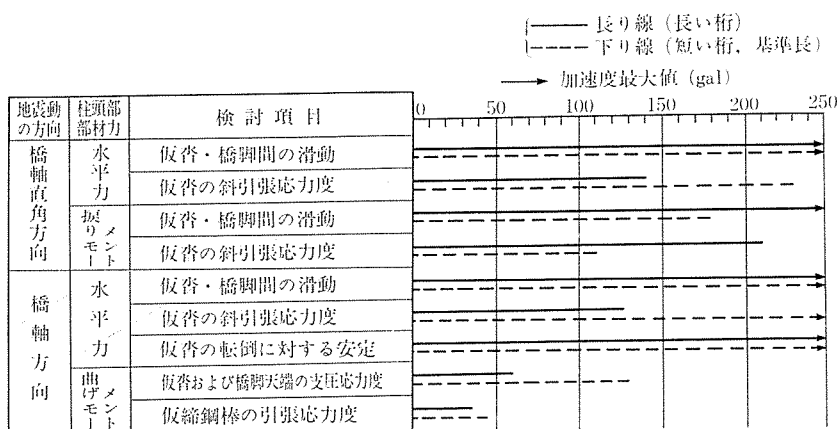
#### 4. 橋 面 工

橋面工としては、高欄、伸縮継手、舗装等があるが、ここではコンクリート橋として比較的移动量の大きい構造

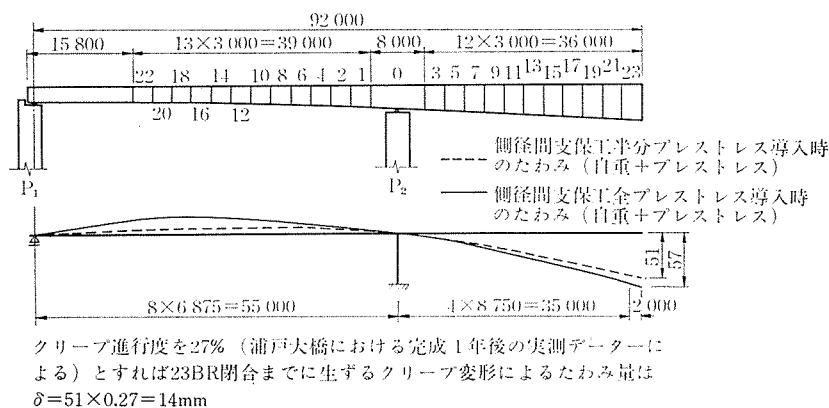
なので、伸縮継手についてのべる。

浜名大橋の基礎はケーソンである、地震時におけるケーソンの回転角を考慮した伸縮移動量の計算を行っているため、中央ヒンジ部および桁端部の最大移動量は 360 mm となった。この伸縮量をとらず伸縮量継手の構造形式として、従来から一番使用されてきたのは、D型フィンガーであるが鋼材重量が大きい欠点がある。次にマウラー型も実績を踏まえてきているが走行性にやや難点がある。それで現在ヨーロッパにて長大橋の伸縮継手として実績があるデマーク式について種々検討した結果、鋼材重量や施工費は少々高がつくが、中央ヒンジ部は鉛直方向および地震時において水平方向の挙動が大きいので採用した。デマーク式伸縮継手の施工は本邦にて初めてであったので、技術指導として西ドイツのデマーク社から技術者が派遣され3週間に渡って西ドイツ流の施工法を見せられた。デマーク式伸縮継手の構造は鋼板の重ね合せであるから、すべり面のすり合せ技術が大変むずかしく、精密機

表—2 許容応力度に達するときの入力地震波加速度の最大値



注) 地震により橋脚柱頭部に発生する各部材力相互の連成は考慮せず、個々の部材力に対して死荷重と組み合わせて検討した。



図—13 側径間支保工部プレストレス導入時のたわみ

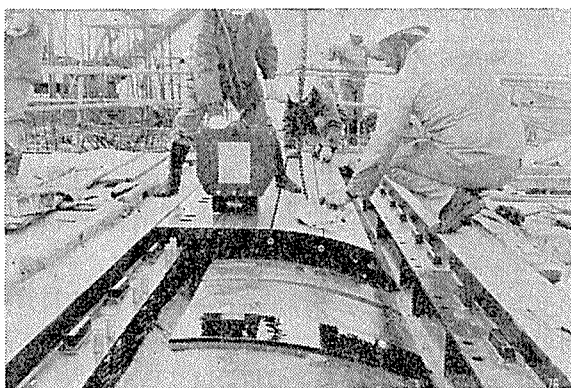


写真-11 デマーク型伸縮継手の施工風景

械程度の精度を用いたのには現場担当者一同困惑した(写真-11)。

マウラー型伸縮継手も西ドイツで開発されたものであるが、国内に技術導入されたのがやや早く、施工性も簡単で、移動量もわりあい大きく取れるので桁端部に採用した(写真-12)。

なお、アスファルト舗装後、鋼製フィンガー(浜名大橋の取付高架橋に採用)、デマーク式、マウラー式伸縮継手の走行性、振動等を比較検討すべく実験方法を検討中である。

## 5. 振動実験

実験の目的は、耐震設計に関連して実施した地震応答解析での諸条件の妥当性を調べて、本橋の耐震性を確認するという観点から本橋の振動特性、すなわち固有振動数、固有振動モード、減衰定数などを求めることである。

実験は橋体が完成した昭和51年4月に実施し、その方法は起振機を橋面上に設置して、橋軸方向あるいは橋軸直角方向に2台の起振機(最大起振力3000kg)を上下線それぞれに設置し、連動させて強制振動実験を行った。図-14に中央

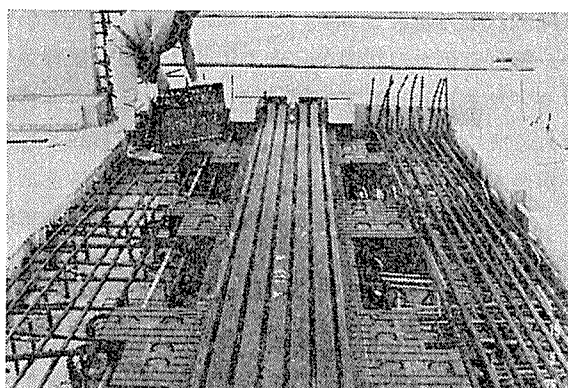


写真-12 マウラー型伸縮継手の施工風景

ヒンジ部橋軸直角水平方向加振時の測点位置を示し、図-15に同上位置における強制振動実験結果の共振曲線図を示す。

1次固有振動についていえば、両側加振による結果を図-16に、またその参考にする意味で片側加振の結果を図-17に示す。1次固有振動モードは中央径間の振動が主になっているが、上り線と下り線の振動が同位相モードと逆位相モードが存在する。これは上り線・下り

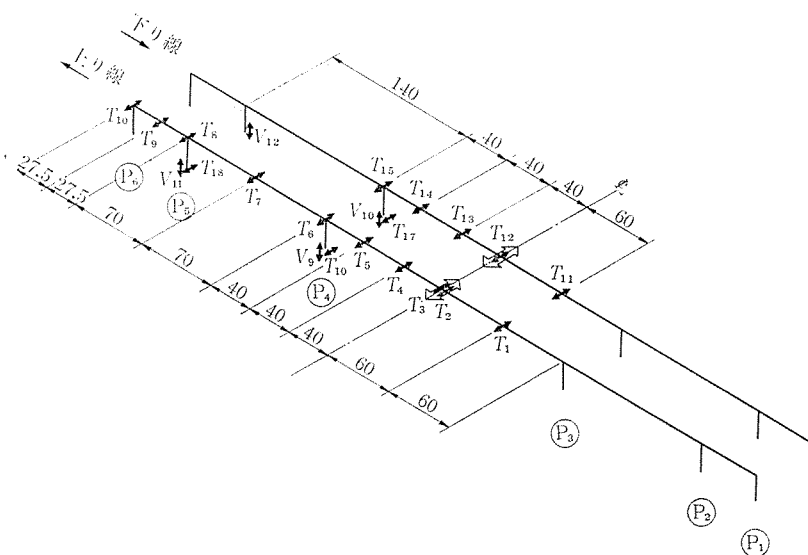


図-14 中央ヒンジ部・橋軸直角水平方向加振時の測定位置

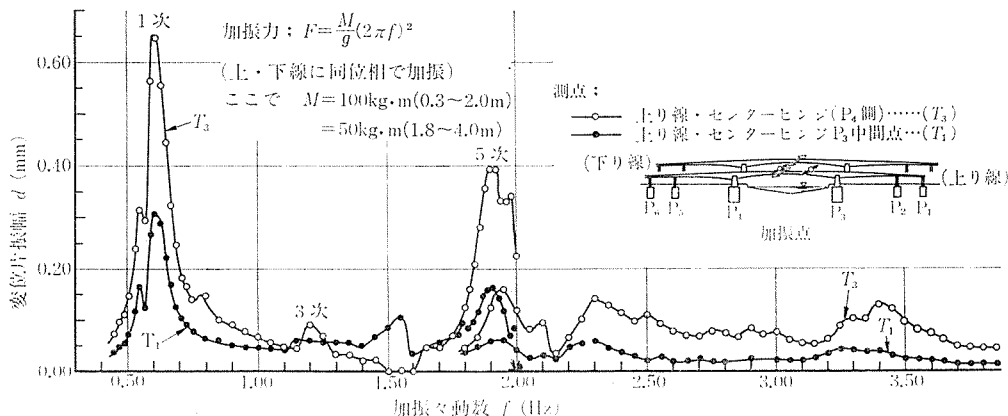
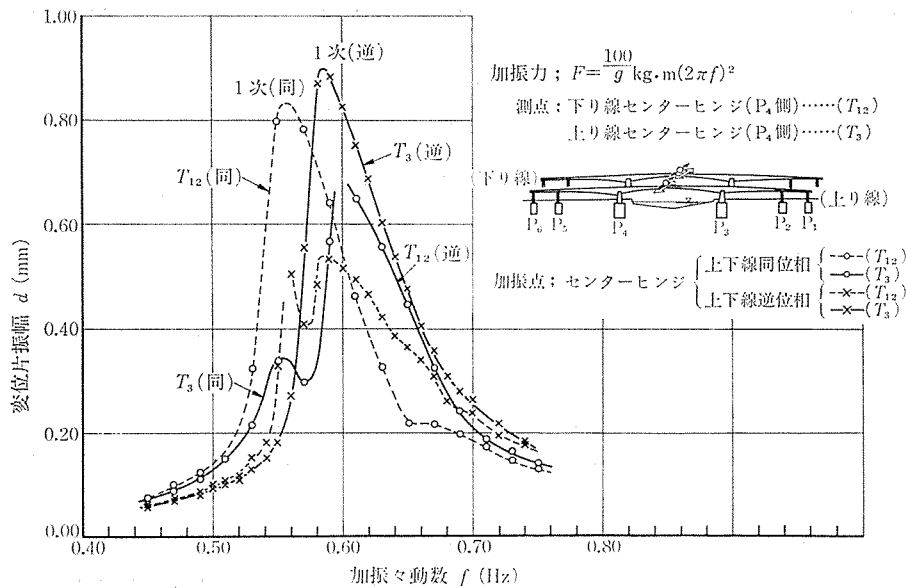
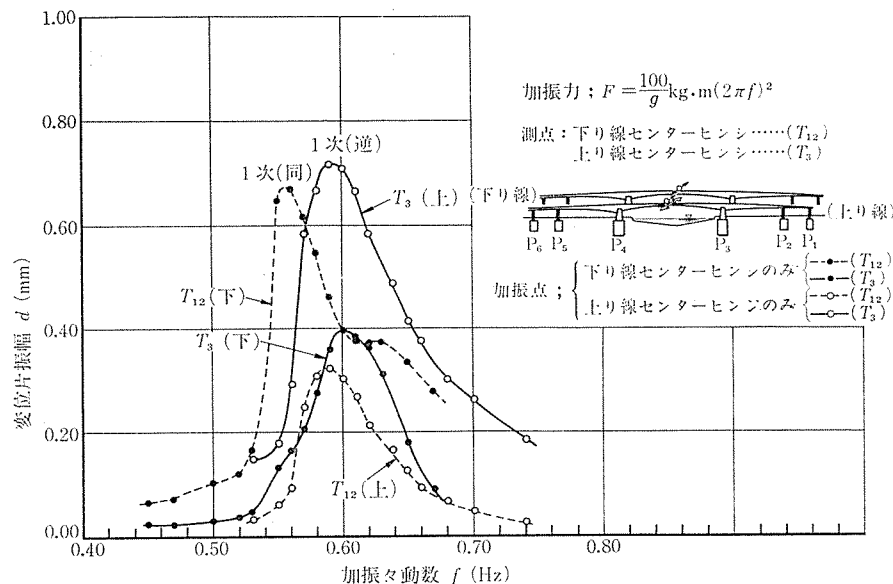


図-15 センターヒンジ部・橋軸直角水平方向・加振時の共振曲線



図—16 上下線のセンターヒンジ部・橋軸直角水平方向加振時の1次共振曲線



図—17 上り線、あるいは下り線のためのセンターヒンジ部、橋軸直角水平方向加振時の1次共振曲線

線の上部工と橋脚を部分振動系とみなすと、それらが連成振動系になっているということで説明できる。

そこで部分振動系の特性が強く出る片側加振による結果に注目すると、下り線加振の結果からその共振振動数は 0.55~0.56 Hz であり、また上り線加振結果から、その共振振動数は 0.59 Hz 付近になっている。これらの結果には、連成振動系としての特性もすでに含まれているため、両共振振動数が直ちにそれぞれの固有振動とはいえないが、下り線の固有振動数は、上り線のそれと比べて相対的に小さいといえる。これは上り線と下り線での壁高欄施工進捗状態が異なっていたことなどが理由として考えられる。共振振動数と振動モードの関係を表—3に示した。

表—3 共振振動数測定結果  
(橋軸直角水平方向の場合)

次数	上下線モード	共振振動数 (Hz)
①	同位相	0.55~0.56
	逆位相	0.55~0.56
②	同位相	1.13
	逆位相	(1.18)
③	同位相	1.16~1.17
	逆位相	1.24~1.25
④	同位相	1.42
	逆位相	1.53
⑤	同位相	1.92
	逆位相	2.10

表—4 減衰定数測定結果  
(橋軸方向の場合)

次数	上下線モード	モード分離法	half power method
①	同位相	—	—
	逆位相	—	—
②	同位相	(0.009)	(0.009)
	逆位相	(0.008)	(0.008)
③	同位相	—	(0.01)
	逆位相	—	—
④	同位相	—	(0.04)**
	逆位相	—	—
⑤	同位相	—	—
	逆位相	—	—

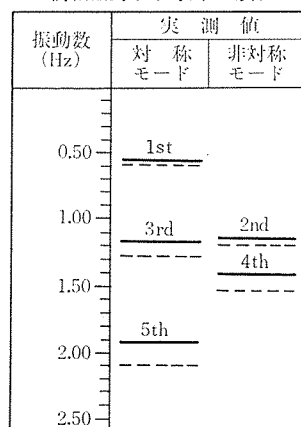
\*\* 共振曲線と任意の横軸に平行な直線の交点の振動数から計算

減衰定数についていえば、強制振動実験における共振曲線から、減衰定数を求める方法として、普通“half power method”がよく用いられているが、今回の実験では上下線の振動が同位相の固有振動と逆位相の固有振動が、固有振動数の接近した状態で存在するため、共振曲線は他の固有振動の影響を受けたものとして、モーダルアナリシスに基づいた応答値の連立方程式を導き固有振動数を既知として、未知数の減衰定数を算出するようにした“モード分離法”で解析する。各種の方法で求めた減衰定数をまとめて表—4に示した。

次に実験結果と地震応答解析用諸数値との比較検討をすれば、まず前提条件が違ってくるが、橋軸直角水平方向に関して、固有振動数の比較一覧を表—5に示し、地震

表—5 固有振動数の実測値と計算値の比較

橋軸直角水平方向の場合



注) ——— 上下線同位相モード  
 - - - - 上下線逆位相モード

表—6 振動特性の実測値と地震応答解析値の比較

振動方向	振動次数	モード	上位線相	実験時		地震応答解析時	
				共振振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
橋軸直角水平	1	対称	同	0.56	3*	0.46	3
	3	対称	同	1.17	0.9**	1.06	2
	5	対称	同	1.92	3**	1.91	2
橋軸	2	逆対称	同	1.16	0.9*	1.07	3
	4	逆対称	同	1.96	4**	1.72	5

\* モード分離法で求めた。

\*\* half power method で求めた。

応答に関連する諸数値をまとめて表—6 に示した。地震応答性状を特性づける振動特性諸数値が、実験値と応答解析での値とでほぼ対応することから、地震応答解析で検討した当橋梁の耐震性はそれなりに裏づけられたといえる。また応答解析で対称・同位相モードをその対象に

することも同様にして有効と見られるが、当橋梁は固有振動として、対称モードでも逆位相のモードあるいは逆対称の同位相および逆位相モードが存在する振動系であるため、実際の地震時の応答を強震計による地震応答観測の結果より調べるのが重要と考えられる。

## 6. あとがき

浜名大橋の長い工期 41 か月は、走馬灯のように過ぎた長くて短い期間であった。当初昭和 48 年春に着工し、秋にオイルショックを受けた時点で、このまま工事を継続することが可能だろうかと思ったが、無事終了でき浜名大橋建設に携さわった者として諸関係者に感謝します。

以上浜名大橋上部工の施工および振動実験の結果について報告したが、今後は遠州灘沖の地震や台風等による自然の猛威に立ちはだかって、末永く道路橋として愛されることを祈る次第である。

稿末にあたり本橋の設計施工および各種実験において、熱心なる御指導、御援助下さった皆様に心から謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針・同解説（昭 47.4）
- 2) "：道路橋示方書・同解説（昭 48.2）
- 3) "：道路橋下部構造設計指針ケーソン基礎の設計篇（昭 45.3）
- 4) 高速道路調査会：耐震設計に関する調査報告（その 4）（昭 48.2）（その 5）（昭 49.2）
- 5) 日本道路公団：浜名大橋上部工設計計算書（昭 51.7）
- 6) "：浜名大橋の耐震性に関する報告書（昭 49.7）
- 7) 日本道路公団：浦戸大橋振動実験報告書（昭 47.6）
- 8) "：浜名大橋振動実験報告書（昭 51.7）

1976.10.6・受付

## ◀刊行物案内▶

# PC くい基礎の最近の進歩

—PC くいの正しい使い—

体 裁：A 4 判 246 ページ

定 価：2 000 円（会員別頒価 1 800 円）送料 600 円

内 容：1) PC くい、2) PC くい基礎の設計、3) PC くいの施工、4) 超高強度コンクリートくい、5) 超大径くい

お申込みは代金を添え、プレストレストコンクリート技術協会へ

# 重要構造物にはマイテイ

日本は、現在コンクリートの高強度化で世界の最先端を行っています。すでに設計基準強度  $800\text{kg}/\text{cm}^2$  という超高強度マイテイコンクリートを用いたPCトラス鉄道橋が施工されているのです。

マイテイを添加するとどうして高強度コンクリートが作れるのでしょうか!?

1919年D・A・Abramsにより提唱された水セメント比説(アブラムの理論)を思い出して下さい。「清浄で強硬な骨材を用いる場合、そのコンクリートがプラスチックでワーカーであるならば、コンクリートの強度はセメントペーストの水セメント比によって定まる」という理論です。つまり生コンクリートがプラスチックでワーカーであるならば混練水が少なければ少ない程そのコンクリートの強度は高くなるという訳です。マイテイは、この50年も前の夢を今実現し世界の最先端をゆく超高強度コンクリートを作り上げたのです。山陽新幹線岩鼻PCトラス橋のコンクリートは水セメント比=23%、スランプ=12cmという理論水和水量近傍の高強度マイテイコンクリートです。

高強度コンクリート用減水剤

# マイテイ

説明書、技術資料をご請求ください。

花王石鹼株式会社 建設資材事業部

本社 東京都中央区日本橋茅場町1-1 ☎103 ☎東京(03)665-6322(代)

