

## 東扇島高架橋（仮称）の設計と施工

大崎 弘<sup>\*1</sup>・吉田 均<sup>\*2</sup>・藤原 保久<sup>\*3</sup>

### はじめに

高速湾岸線（4期）は、横浜の大黒インターを起点とし、川崎臨海部を経て、高速湾岸線（3期）・高速川崎縦貫線および東京湾横断道路と接続する浮島インターに至る延長 11.5 km の路線である。同路線のうち沿岸地区に点在する埋立て地の一つ東扇島において、川崎市道と立体交差する地点に架設されたのが東扇島高架橋である。高架橋の形式は 9 径間連続プレストレストコンクリート箱桁橋で、橋長は 417.6 m である。

高速湾岸線は首都圏の動脈となる路線であることから、本橋では耐震安全性の向上を目的として、多点弾性支持による反力分散構造を採用するとともに、免震装置を用いて、地震力の低減を図っている。免震装置として

は、鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB 支承）を使用しているが、その支承規模、桁長とも我が国最大規模の PC 免震橋である。

また、高架橋との交差道路の一つは、半地下構造のうえ、東扇島への唯一の接続公道であるため、交通路の確保と安全性を考慮して、主桁架設工法としてピロン併用張出し工法を採用した。

本稿では主に免震設計の概要と、主桁張出し施工について報告する。

### 1. 高架橋の概要

高架橋の全体一般図を図-1 に示す。上部構造は 9 径間連続箱桁橋で標準支間 45 m、全幅 14.25 m である。下部構造は 2 基の箱式橋台および 8 基の壁式橋脚より構

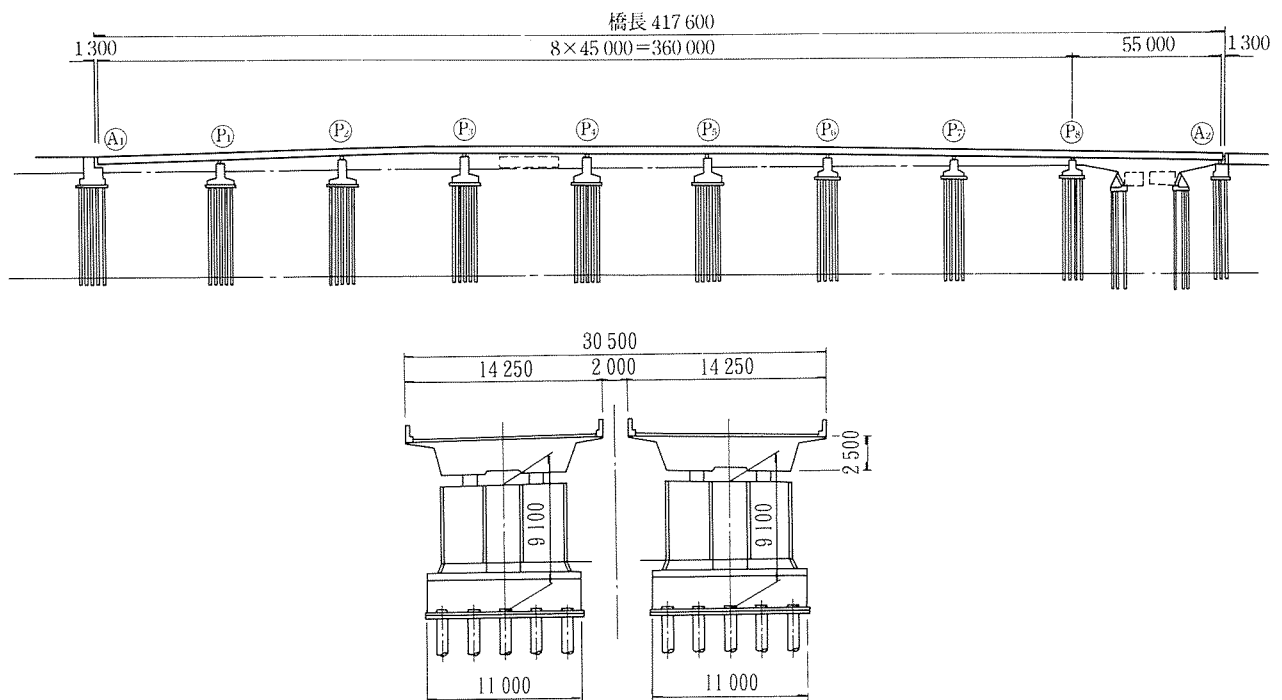


図-1 全体一般図

\*1 Hiroshi OSAKI : 首都高速道路公団 神奈川建設局設計課 課長補佐

\*2 Hitoshi YOSHIDA : 首都高速道路公団 湾岸線建設局設計課

\*3 Yasuhisa FUJIWARA : 住友建設（株） 土木設計部第二設計課 課長代理

成されており、基礎形式はいずれも杭基礎である。以下に設計条件を示す。

- ・道路規格：第2種第1級
- ・橋格：1等橋 (TL-20, TT-43)
- ・橋長：417.6 m (8 @ 45.0+55.0)
- ・有効幅員：2×13.25 m
- ・温度変化：±20℃
- ・設計水平震度： $k_h=0.33$  (Ⅲ種地盤)

## 2. 免震設計

### 2.1 基本方針

本橋の免震設計の基本方針を以下に示す。

- ① 架橋地点の地盤は埋立て土層を含む軟弱地盤であるため、無理に長周期化せず、減衰性能の向上によって地震力を低減する。
- ② 各下部工の剛性にあまり差がないことから、地震時水平力を各下部工にほぼ均等に分散させる。
- ③ 免震方向は、震度法レベルの地震に対しては橋軸方向のみとし、直角方向は固定する。地震時保有水平耐力法レベルの地震に対しては橋軸方向、橋軸直角方向とも免震とする。

### 2.2 免震支承の設計

免震支承としては鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB 支承) を採用し、前述の方針に従って以下のように諸元を決定した。

- ① 固有周期の設定は、地盤の特性値 ( $T_g \approx 1.0$  秒) に着目し、これとの連成振動を避けること、免震装置を用いない場合の橋の固有周期 ( $T=0.4$  秒) の2倍以上になること、さらに支承規模ができるだけ小さくなるように、地震時保有水平耐力法レベルにおいて、 $T=1.55$  秒程度とした。図-2 に支承ゴム体積と固有周期の関係を示す。

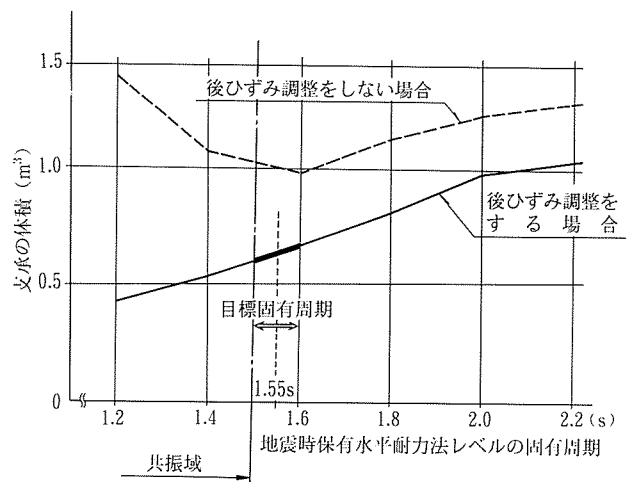


図-2 固有周期と支承体積の関係

- ② 橋の減衰定数 ( $h$ ) は、地震時保有水平耐力法レベルにおいて設計地震力が70%程度に低減できるように  $h>15\%$  を確保できるようにした。
- ③ 支承の橋軸方向には移動制限装置は設けず、橋軸直角方向は鋼製のサイドブロックにより固定する構造とした。ただし、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対しては、サイドブロックが破壊するように部材強度を設定し、橋軸直角方向も免震となるようにした。
- ④ 支承の鋼製部材の設計では、震度法レベルの地震に対して部材応力度が許容応力度以下、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対しては、終局強度以下となるよう部材諸元を決定した。各部材の終局強度は、鋼材の引張強さに対して、アンカーボルトは  $\gamma=1.4$ 、それ以外の部材は  $\gamma=1.2$  の安全係数を考慮して算出した。

支承の構造図を図-3 に設計条件および設計結果を表

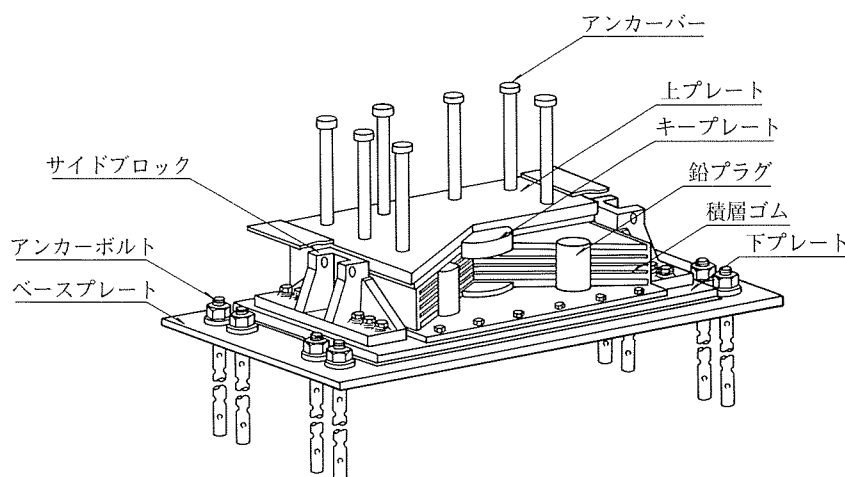


図-3 支承構造図

表-1 支承の設計条件および諸元

項目	位置	端部橋台部	中間橋脚部	中間橋脚部
		(A <sub>1</sub> , A <sub>2</sub> )	(P <sub>8</sub> )	(P <sub>1</sub> ~P <sub>7</sub> )
死荷重反力 (tf)		418	953	800
活荷重反力 (tf)		167	299	275
移動量 (mm)	クリープ・乾燥収縮	111	71	82
	温度変化	±41	±30	±30
平面形状 (cm <sup>2</sup> )		123×180=22 140		
ゴム厚 (cm)		3.6×5=18.0		
鉛プラグ (cm <sup>2</sup> )		φ20×4=1 257		

表-2 支承の動的特性

項目	地震レベル	震度法レベル	保有水平耐力法レベル
	支承の動的特性 (1橋脚当り)	2次剛性 (tf/m)	3 699
降伏荷重 (tf)		213	213
等価剛性 (tf/m)		7 525	2 436
橋全体の動的特性	固有周期 (sec)	0.941	1.570
	減衰定数 (%)	23.5	15.4
設計水平震度	設計水平震度	0.30	0.77
	上部工変位 (mm)	65	471

-1, 2に示す。

### 2.3 免震支承の施工法

主桁の施工は1径間ずつ段階的に行ったが、その際、施工時の地震に対する安全性を確保するため、施工段階に応じて支承の仮固定を行った。

また、主桁完成後のクリープ・乾燥収縮の影響を除去するため、支承に予備せん断変形を与えることとした。

予備せん断変形を与える方法としては主桁完成後に支承の下プレートとベースプレート間に油圧ジャッキにより相対変位を与える方法を採用した(写真-1)。与えるせん断変形量は、施工中に生じた変形量と計算値とを比較し、最終値を決定した。

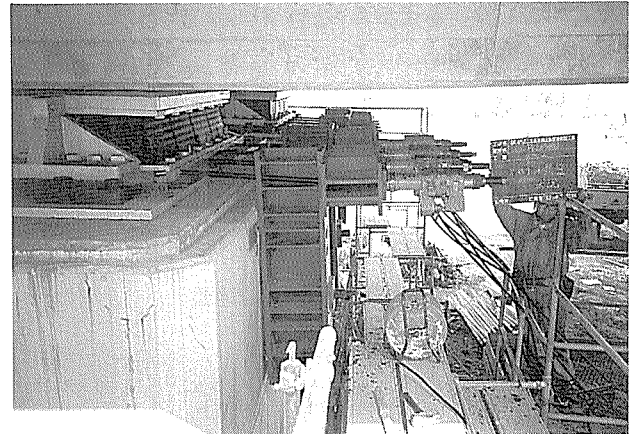


写真-1 後ひずみ調整

### 2.4 桁遊間

橋台と主桁間の桁遊間は、温度変化、クリープ・乾燥収縮による主桁の移動量と震度法レベルの地震時移動量を考慮して $l=300$  mmとした。したがって、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対しては、主桁と橋台間に衝突が生じる可能性がある。こうした主要構造物間の衝突が橋全体の耐震性に及ぼす影響については動的解析により、桁遊間の妥当性を検証した。

### 2.5 下部構造の設計

下部構造の設計では、支承の減衰効果による地震力の低減を期待せず、道路橋示方書に準拠した従来の耐震設計を行った。しかし実際には、免震設計の効果により大地震時において橋脚塑性率を従来の耐震設計に比べ1/2程度にでき、耐震安全性は向上している。表-3に水平震度と各部材の挙動の関係を示す。

## 3. 動的解析

### 3.1 解析方法

地震時保有水平耐力法レベルの地震に対する橋の振動特性の把握と安全性の照査を目的として、弾塑性動的解

表-3 地震レベルと各部材の挙動

部材	地震レベル	地震レベル	
		震度法レベル ( $k_h=0.30$ )	地震時保有水平耐力法レベル ( $k_h=0.77$ )
橋脚 (P <sub>4</sub> 橋脚)	橋軸	(弾性域) → (塑性域)	ひびわれ 鉄筋降伏 → 塑性率 $\mu=1.7$ → 許容塑性率 $\mu=5.371$
	直角		(弾性域) → ひびわれ発生せず
免震装置	橋軸	(変位 $u=55$ mm) → (変位 $u=444$ mm) 鉛の降伏 (減衰 $h=27.6\%$ ) → キープレート降伏 (減衰 $h=16.1\%$ )	キープレート破壊
	直角	(固定) → (変位 $u=444$ mm) サイドブロック破壊 (減衰 $h=16.1\%$ )	キープレート破壊
桁遊間	橋軸	(変位 $u=65$ mm) → $u=300$ mm → パラペットに衝突	
	直角	(固定) → (変位 $u=444$ mm)	
落橋防止装置	橋軸		装置作動せず → 装置作動

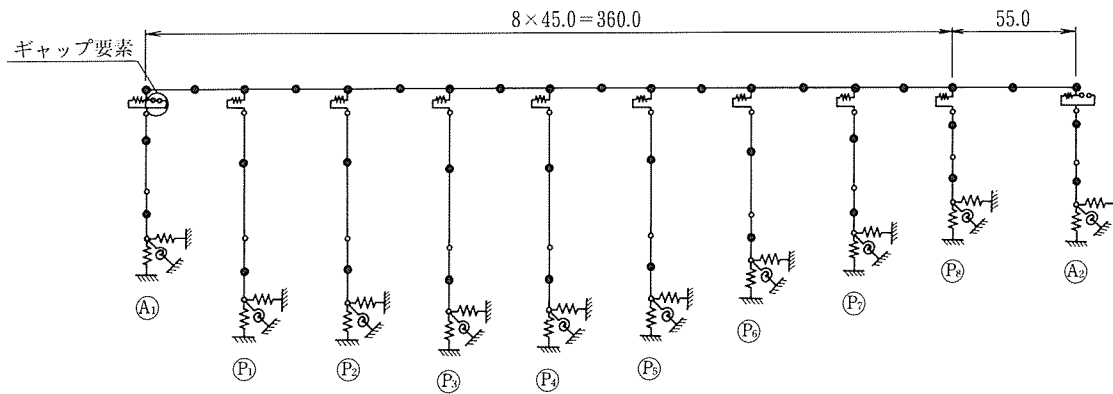


図-4 解析モデル

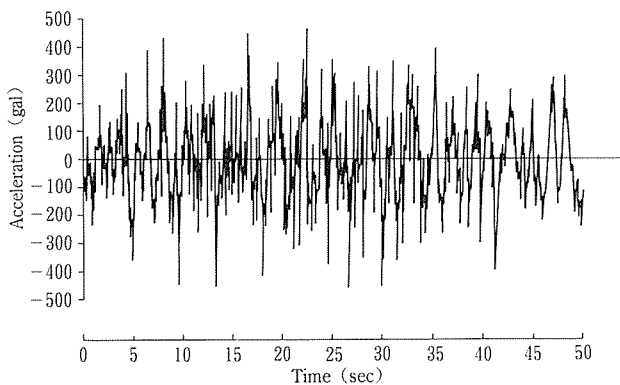
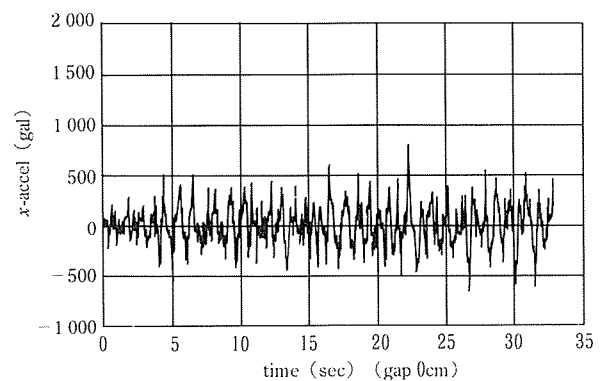
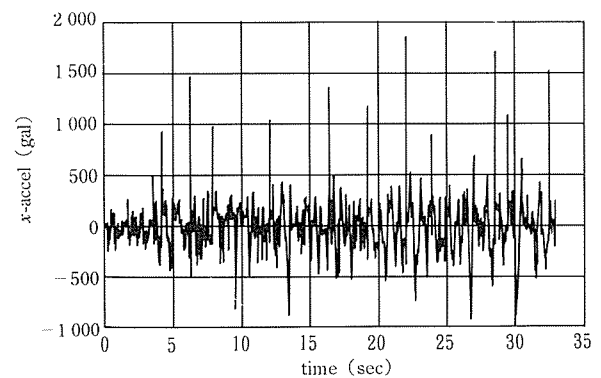


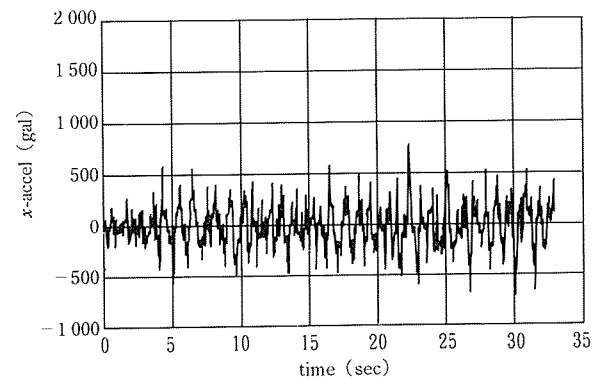
図-5 入力加速度波形



(a) (遊間 $\Delta l = \infty$ )



(b) (遊間 $\Delta l = 5\text{cm}$ )



(c) (遊間 $\Delta l = 10\text{cm}$ )

図-6 主桁の応答加速度波形の比較

析を行った。解析手法は、支承および橋脚の非線形性を考慮した弾塑性時刻歴応答解析とし、解析モデルは全体骨組モデルを用いた。橋軸方向の解析モデルでは、主桁と橋台間の衝突を考慮するために  $A_1$ 、 $A_2$  橋台部にギャップ要素を設けた(図-4)。ギャップ要素とは、ある変位までは力は作用せず、その変位を超えると急速に力が作用する要素である。入力地震波はⅢ種地盤に対して建設省土木研究所で作成された修正津軽沖地震波に構造物重要度係数 1.1 を乗じて求めたものである。入力加速度波形を図-5 に示す。

### 3.2 解析結果

まず主桁と橋台間に衝突が生じない場合(ギャップ要素なし)の解析結果を図-6 (a) に示す。主桁の最大応答加速度は 796 gal, 最大応答変位は 235 mm である。また、動的解析の応答値と静的解析値を比較したのが表-4 である。表より動的解析の応答値は、静的解析に対

表-4 応答値の比較 (保有水平耐力法レベル)

項目	解析法	静的解析	動的解析
上部工変位(mm)		471	235
橋脚下端の 曲げモーメント (tf・m)	$A_1$	4 846	3 738
	$P_1$	6 156	4 658
	$P_4$	7 452	5 668
	$P_8$	3 240	2 471
	$A_2$	3 333	2 553

◇工事報告◇

して80%程度になっており、静的設計の安全性が確認された。

次に主桁と橋台間の衝突の影響を考慮するため、橋台部にギャップ要素を設け、同様の解析を行った。このとき、主桁と橋台の遊間は、 $\Delta l=5\text{ cm}$ 、 $10\text{ cm}$ 、 $15\text{ cm}$ 、 $20\text{ cm}$ 、の4ケースとした。

解析結果のうち、遊間が $\Delta l=5\text{ cm}$ 、 $20\text{ cm}$ の主桁応答加速度波形を図-6(b)、(C)に示す。

$\Delta l=5\text{ cm}$ の場合、パルス状の衝撃波が見られるが、これは主桁と橋台の衝突によって主桁の加速度が衝撃的に増幅されるためである。これに対して $\Delta l=20\text{ cm}$ の場合、このような衝撃波は見られず、衝突が生じない場合の加速度波形と同様の波形を示している。これは、この程度の遊間が確保されていれば、主桁と橋台に衝突が生じた場合でもLRB支承によってかなりの振動エネルギーが吸収されており、主桁加速度の増幅は生じないためと考えられる。この傾向を確認するため、遊間と橋台に作用する水平力の関係を図-7に示す。図より遊間が狭いほど作用水平力は大きくなり、遊間が $16\text{ cm}$ 以下の場合には、橋台の保有水平耐力を上回る。しかしながら、本橋の場合、主桁のクリープ・乾燥収縮が終了した時点で遊間は最低でも $26\text{ cm}$ 以上を確保されることから、大地震時においても橋全体の機能は十分保持できると考えられる。

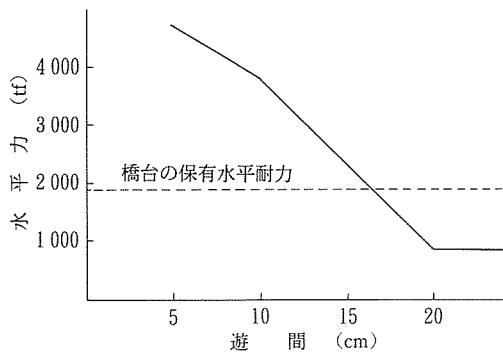


図-7 遊間と橋台に作用する水平力の関係

#### 4. 実橋振動実験

##### 4.1 実験橋の構造

支承を組み込んだ実橋の振動特性を把握して、その安全性を定量的に確認するために、実橋振動実験を行った。本橋全体の完成時の上部構造重量は約 $14\,400\text{ tf}$ と大きいので、既存の加振装置の能力を考慮して、図-8に示す施工途中の2径間の構造系を実験の対象とした。コンクリート主桁の重量は約 $3\,200\text{ tf}$ 、橋脚の鉛直反力は、 $P_4\sim P_6$ 橋脚がそれぞれ $895\text{ tf}$ 、 $1\,395\text{ tf}$ 、 $910\text{ tf}$ である。

##### 4.2 実験方法

実験は、油圧ジャッキを用いて主桁・橋脚間(支承)に橋軸方向の強制変位を変え、ジャッキ圧を瞬時に解放して自由減衰振動を与える方法で行った(急速解放実験)。与える強制変位量は、震度法レベルの支承変位に相当する $6\text{ cm}$ とその $1/2$ の $3\text{ cm}$ の2タイプを設定した。

計測器は、サーボ型加速度計16台、変位計6台、ひずみゲージ30個を図-8に示すように配置し、主桁と橋脚天端の加速度、支承の相対変位、橋脚コンクリートの応力度を計測し、さらに、ジャッキ油圧を計測した。

##### 4.3 実験結果と考察

図-9に急速解放実験による自由減衰波形と主桁水平加速度のパワースペクトルを示す。支承相対変位は、 $3\text{ cm}$ 、 $6\text{ cm}$ 変位実験とも約2秒間で振動が停止し、いずれも残留変位を生じている。このような振動性状は、LRB支承の持つ非線形な履歴特性に起因すると考えられ、それを説明したのが図-10に示す概念図である。

油圧ジャッキの荷重が除荷されたあと、復元力がつり合う変位まで戻り(第一振動部)、この近傍で振動を繰り返す(第二振動部)、収束する(残留変位)。残留変位は19時間経過後に約65%まで減少した。

実験より得られた結果を要約すると以下のようなる。

- ① 固有振動数は、第一振動部で $1.2\sim 1.3\text{ Hz}$ であり

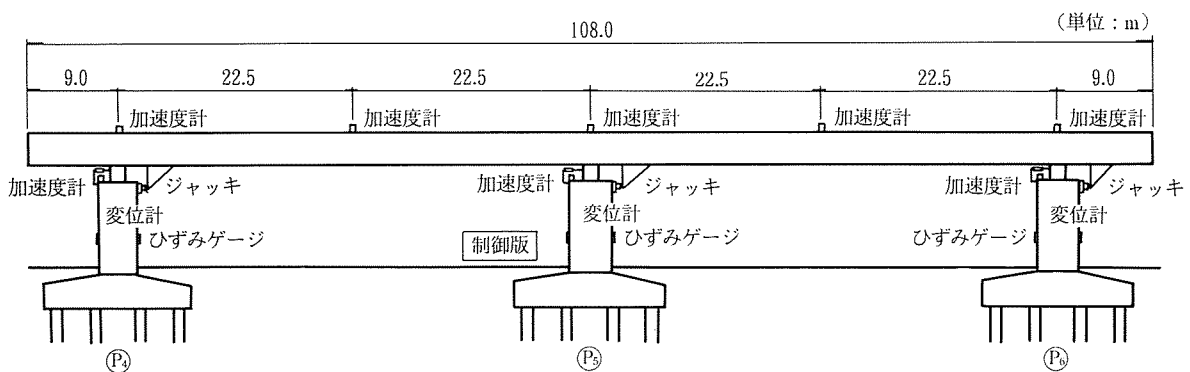


図-8 実験概要図

ほぼ解析値と一致する。第二振動部では1.8 Hz と高い振動数を示しているが、これは支承のひずみレベルが小さい範囲では、支承の水平剛性が大きくなるためと考えられる。

- ② 減衰定数は、第一振動部では20~30% であり解析値と一致する。第二振動部ではこれより小さく

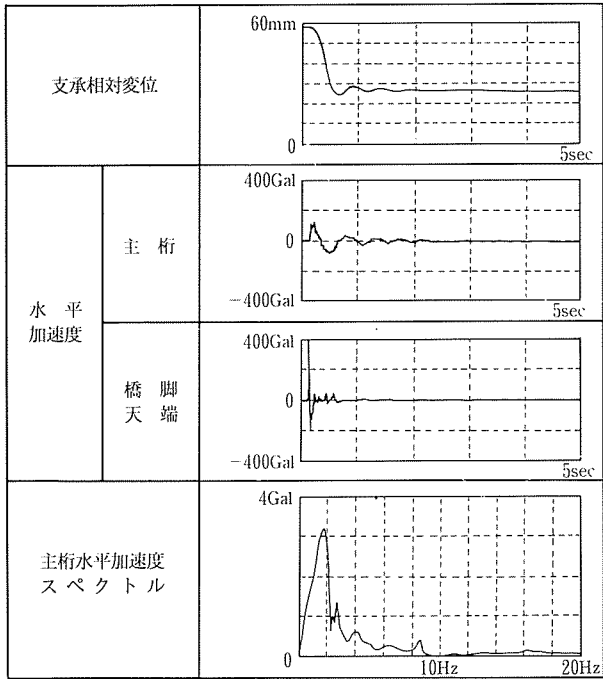


図-9 実測波形 (6 cm 実験)

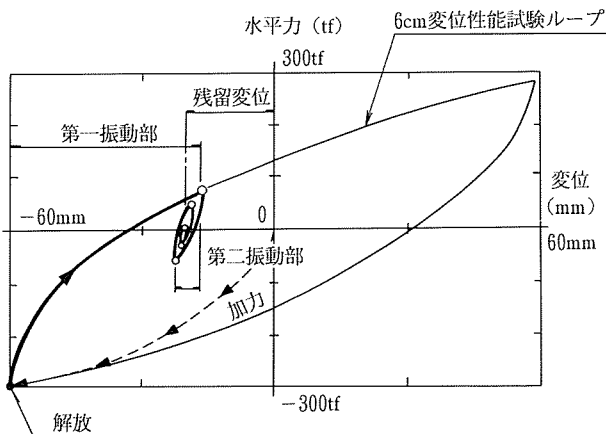


図-10 急速解放実験の概念図

15~16% となっている。これも固有振動数と同様に、支承のひずみレベルによって、その特性が変化するためと考えられる。

- ③ 橋脚の加速度波形は衝撃波的な性状を示しているのに対して、主桁の加速度波形はなめらかな性状を示している。これは、支承のバネ効果によって両者の振動が分離されるためと考えられる。
- ④ 橋脚応力度は、各橋脚間で±10% 程度の差しかなく、また、これらの波形が同位相であることから、水平荷重の分散性は良好と判断される。

## 5. 施工

### 5.1 施工概要

上部工の施工は A<sub>1</sub>~P<sub>8</sub> 径間については径間ごとに支保工による段階施工を行い、川崎市道(川崎駅東扇島線)を跨ぐ P<sub>8</sub>~A<sub>2</sub> 径間については交通路の確保と安全性を考慮して、架設作業車による張出し施工を行った。特に、張出し施工中は主桁の安全性を確保するため、P<sub>8</sub> 主桁上に鋼製仮支柱(ピロン)を設置し、これより斜材を張り渡し主桁を斜吊りしながら施工を行った。施工要領を図-11 に示す。

### 5.2 主桁の施工

主桁は桁高 2.5 m、全幅 14.25 m の 3 室箱桁断面である。P<sub>8</sub> から 11 m の部分まで主桁の支保工施工が終了した後、先端に架設作業車を組み立て張出し施工を行った。張出し施工部は施工ブロック長を 4.0 m とし、2 ブロックごとに斜材架設を併行しながら第 10 ブロックまで施工した。

張出し施工中に主桁に生じる負の曲げモーメントに対しては、斜材張力と主桁プレストレスによって補強することとし、上床版にはφ32 mm の PC 鋼棒を配置した。これらのプレストレスは完成系では不要となるため、主桁完成後、張力を解放した。

A<sub>1</sub>~P<sub>8</sub> の支保工区間では主鋼材として SSEE ケーブルを各ウェブに 2 列配置し、径間ごとに緊張・接続している。一方、張出し施工部では 4 m ごとのブロック施工となるため、主鋼材の配置接続は主桁完成後に行うこととし、第 1 ブロックのウェブに接続用の切欠きを設け

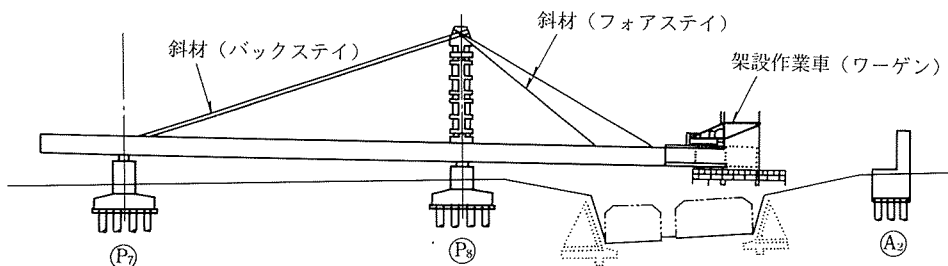


図-11 張出し施工要領図

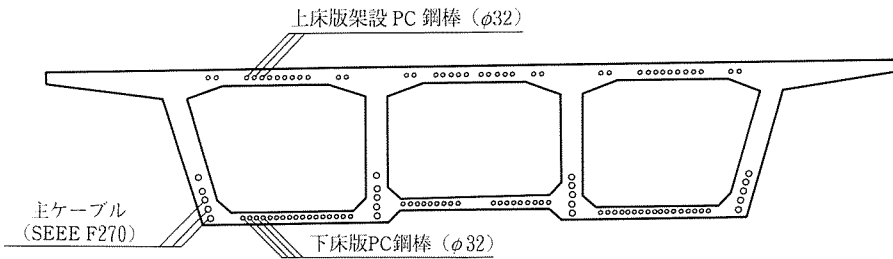


図-12 PC鋼材配置図

た。このため、主鋼材の配置は各ウェブ1列となり、プレストレスの不足分は下床版にPC鋼棒を配置し補強した。図-12に主桁の鋼材配置断面図を示す。

一般に張出し施工を行う場合、支点上で主桁と下部工の仮固定を行うが、本橋の場合、すでに多径間連続桁状態となっており、施工中に生じる主桁のクリープ、乾燥収縮の影響により下部工に過大な不静定力が作用することになる。したがって、本橋では主桁の仮固定は行わず支承によって主桁を支持する構造とした。

### 5.3 斜材定着部の施工

斜張橋の斜材定着部では斜材張力を主桁に伝達するため横桁が配置される。ところが本橋では、斜材は仮設部材であり完成系では不要となるため、斜材定着部を極力小さくした。斜材定着部は図-13に示すように上床版に突起を設け斜材を定着する構造とし、横締めPC鋼材により補強した。また斜材は各ウェブ1本ずつウェブ近傍に定着し、斜材張力がスムーズに主桁に伝達されるようにした。

このように斜材定着部を小型化することにより斜材定

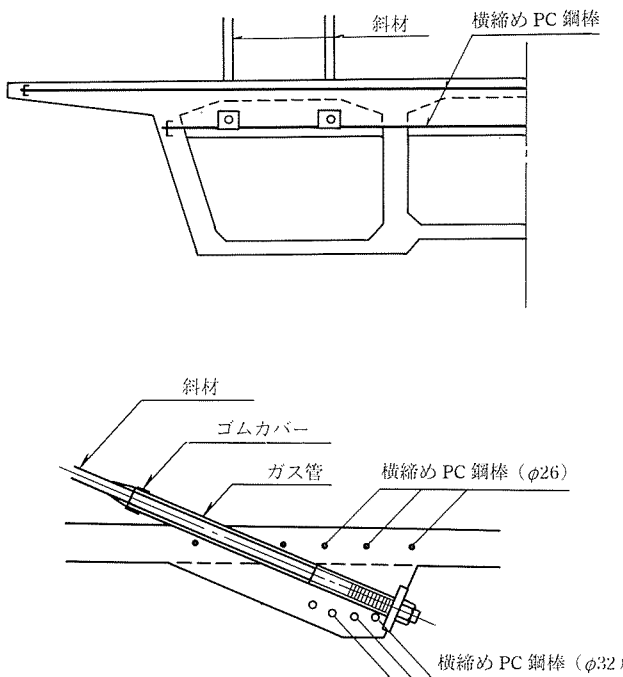


図-13 斜材定着部の構造

着ブロックも標準ブロックと同日数で施工することが可能となった。

### 5.4 ピロンの施工

ピロンはφ1000の鋼管8本より構成され、頭部には斜材定着用に鋼製ヘッドが取り付けられている。鋼製ヘッドは全長10.4m、総重量40tf

のものを施工性を考慮して5ブロックに分割した。また、斜材の角度変化に対応するため、球面上の定着治具を装着した。

### 5.5 斜材の施工

斜材は鋼製ヘッドから張出し施工部に定着されるフォアスターとP<sub>7</sub>支点上横桁に定着されるバックスターとから成り、SEEEタイプ形式のものを使用した。フォアスターは、2ブロックごとに4本ずつ計16本架設し、バックスターの架設もフォアスターと同様に行った。

斜材の緊張は鋼製ヘッド側で4台のジャッキを用いて行い、ピロンに極力アンバランスモーメントが作用しないよう、また、主桁にねじりモーメントが作用しないよう張力管理を行った。

### 5.6 計測管理

張出し施工中の安全性の確認と主桁の形状管理を目的として、パソコンを用いた計測管理システムを導入した。斜材張力はロードセルおよび振動法により計測し、設計値に対して±10%の範囲内になるよう管理した。

主桁にはひずみ計および鉄筋計を埋設し、主桁応力を計測した。またピロンの下端にもひずみ計を設置し、ピロンに作用するアンバランスモーメントをチェックした。

### おわりに

本工事は平成6年5月に無事竣工し、平成6年12月より高速湾岸線の一部として共用開始予定である。

本橋は免震橋として、現在国内外で最大規模のものであり、これからも強震観測などにより種々データを蓄積していきたいと考えている。今後、同様の免震橋が設計・施工されるに際し、一助となれば幸いである。

### 参考文献

- 1) 御嶽 譲ほか：東扇島高架橋（仮称）の免震設計，土木学会第48回年次学術講演会，1993
- 2) 藤原保久ほか：東扇島高架橋（仮称）の実橋振動実験，土木学会第48回年次学術講演会，1993
- 3) 土屋義勝ほか：首都高速湾岸線東扇島高架橋（仮称）の施工，コンクリート工学，第32巻5号

【1994年6月27日受付】