

# 常吉連絡橋（仮称）の設計

篠田 隆広<sup>1)</sup> 高瀬 和男<sup>2)</sup>

常吉連絡橋（仮称）は、大阪港北部の埋立地である「舞洲（まいしま）」と在来地の此花区とを結ぶアクセス道路橋として、平成 11 年春に開通が予定されている。全長 539.65m の橋梁区間のうち、海上の 340.8m は逆 Y 型 1 本タワーの 3 径間連続鋼斜張橋として計画されている。

本文においては、この 3 径間連続鋼斜張橋部についてアンバランスな径間比の対策、耐震性の検討、地盤沈下対策などの設計の概要について報告する。

## まえがき

舞洲は大阪港の北部、淀川河口沿いに位置する埋立地であり、現在、大阪市内とは此花大橋により結ばれている。位置図を図-1に示す。島内には「舞洲ベースボールスタジアム」や「舞洲アリーナ」をはじめ、多くのスポーツやレクリエーション施設が建設され「スポーツアイランド」として、整備が進められている。また、現在大阪市が招致活動を行っている2008年オリンピックでは、舞洲がメイン会場となる予定である。

一方、此花区常吉地区には「北港ヨットハーバー」を中心とする公園が建設され市民の憩いの場となっている。

常吉連絡橋（仮称）は、舞洲の整備に伴い、今後、増加が予想される交通量を円滑に処理するために、舞洲と常吉地区とを結び、将来、都市計画道路・正連寺川北岸線と接続する道路となる約 540m の橋梁である。このうち、海上部を含む橋長 340m の 3 径間連続鋼斜張橋を平成 8 年 9 月、大阪市より、駒井・川田・日橋・栗本特定建設工事共同企業体で受注した。

本橋は、構造特性・施工性・美観・経済性などから逆 Y 型 1 本タワーの鋼斜張橋が採用された。

地形、地盤、および航路などの条件により、主径間が 250m に対して、側径間は 90m となった。このため、径間比が 1 : 2.8 とアンバランスになり、

側径間の端支点に大きな上揚力が生じる。これを支持するため側径間の中央付近に中間橋脚を設置し、さらに重量コンクリートを桁内に充填することにより、負反力の軽減を計っている。

ここでは、本橋の特徴を交えながら、重量コンクリートや耐震性などに関する設計概要について報告する。

## 1. 工事概要

本工事の概要を以下に示す。

橋梁形式：3 径間連続鋼床版箱桁斜張橋



図-1 位置図

1) 橋梁設計部設計二課 2) 橋梁設計部設計二課課長

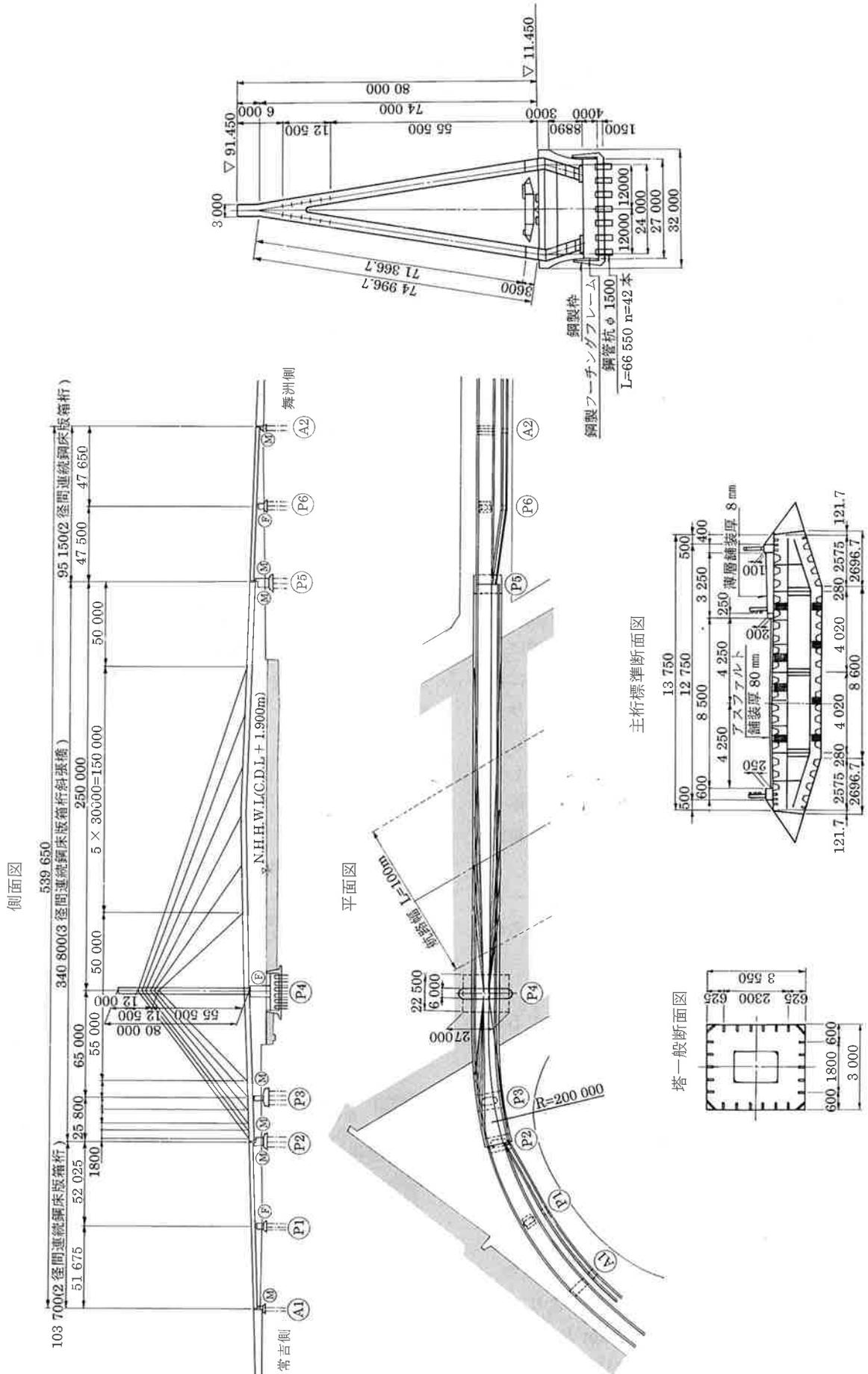


図-2 一般図

- 塔形状：逆Y型1本タワー  
塔高80m
- 主桁形状：鋼床版箱桁（4室）  
桁高2.4m
- ケーブル：ファン型2面6段マルチケーブル  
φ7mm素線ノングラウトタイプ  
φ7×295～499本
- 道路規格：第4種第1級
- 活荷重：B活荷重
- 橋長：340.800m
- 支間長：24.000 + 65.000 + 248.850m
- 標準幅員：車道部 8.500m  
歩道部 3.250m
- 平面線形：R = 200m ~ ∞（直線）
- 縦断勾配：i = - 3.0 ~ + 3.0 %
- 横断勾配：i = 6.0 ~ 1.5 %
- 主要鋼材：SM570, SM490Y, SS400
- 概算重量：主桁 3500tf  
塔 800tf  
ケーブル 360tf  
重量コンクリート 3600tf

## 2. 線形条件

本橋の平面線形は、図-2に示す一般図でもわかるように側径間部で曲率半径200mの単円からクロソイド、直線へと変化し、主径間部はすべて直線区間である。幅員は、車道幅員が曲線部の1次拡幅により側径間で9m～8.5mに変化している。さらに、曲線外側のケーブルが建築限界を侵さないように定着腹板間隔は14.600m～13.750mに変化している。

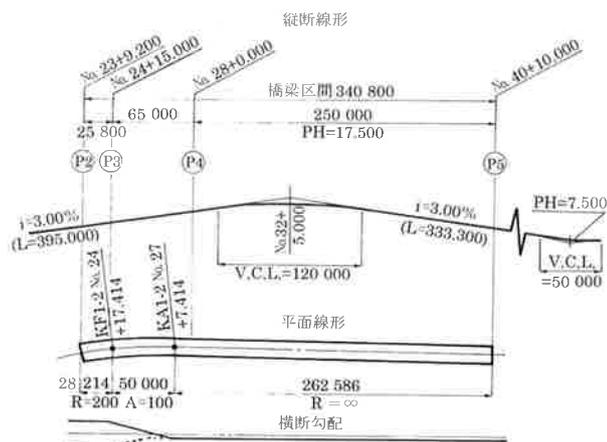


図-3 線形要素図

横断線形は平面線形の変化に伴い、側径間で6%の片勾配から1.5%の山勾配へと変化している。図-3に縦断線形、横断線計および拡幅線形を、また図-4に定着腹板の拡幅変化の状況を示す。

## 3. 主構造の概要

本橋は逆Y型の塔と、六角形4室箱桁の主桁からなる斜張橋である。

塔の下部は、躯体をコンパクトにするためSRC構造となっており、塔とSRC構造の鉄骨部分は高力ボルトにより剛結される。

塔断面が3550mm×3000mmと小さいため塔側のケーブル定着部は、構造的にシンプルな支圧板形式としている。

主桁には、風洞実験の結果を踏まえフェアリングを設けてある。さらに、下フランジをフェアリングの角度にあわせて一部傾斜させた、偏平な六角形断面とした。

主桁側のケーブル定着部は、定着鋼管を主桁腹板に定着させる形式とし、定着腹板は、定着鋼管の橋軸直角方向の角度にあわせて傾斜させている。このため、ケーブル角度が大きく変化するP2～P4間の曲線区間では、定着腹板の角度が連続的に変化する構造とした。

ケーブルは、2面マルチファン形で主径間側、側径間側各6段の合計24本ある。ケーブル断面は素線径がφ7mmのノングラウトタイプを使用し、上段3段の素線本数は499本、下段3段の素線本数は295本のセミパラレルワイヤケーブルとした。ケーブルアンカーは、塔断面が小さいことからアンカー形状が小さい、ボタンヘッドタイプのDI

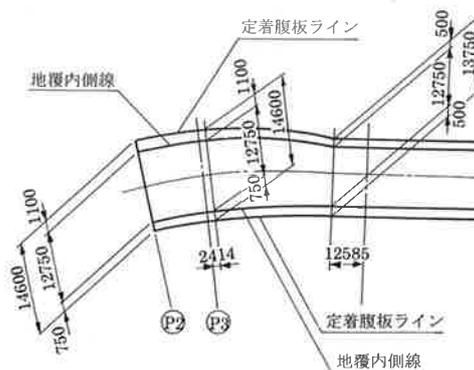


図-4 定着腹板の拡幅変化の状況

NA アンカーを採用している。

支承は、一支承線に鉛直支承2基と水平支承1基が設置されている。側径間端支点となるP2点では、常時に大きな負反力が生じるため、鉛直支承としてペンデル支承を採用している。これ以外の鉛直支承はすべてBPB支承とした。

本橋は主塔をはさみ、90mの側径間部と250mの主径間部というアンバランスな径間比となっているため、側径間部の支点には大きな上揚力が生じる。これを軽減するため側径間部の主桁内に、比重を $3.7\text{tf}/\text{m}^3$ 程度とした重量コンクリートを充填することにした。

#### 4. 耐震設計

本橋のような斜張橋の塔には、非常に大きな軸力が作用している。従来の設計は、弾性設計範囲での耐震設計において、許容応力の割増しをし、降伏点に近い許容応力が採用されている。そのため、想定された以上の地震による繰り返し外力が作用する場合には、比較的容易に塑性領域に入ることになる。特に塔のような薄肉鋼構造物は、局部座屈設計が行われているため、降伏するより先に座屈により、倒壊を起こす危険性があることが指摘されている<sup>1)・2)</sup>。

本橋は、当初設計において平成2年版道路橋示方書<sup>3)</sup>(以下、H2道示)により、震度法レベルの動的応答解析を行い耐震性の検討を行っていたが、その後の兵庫県南部地震を契機に耐震設計法そのものが見直され、平成8年12月には、道路橋示方書<sup>4)</sup>(以下、H8道示)が改訂された。このため、製作に先立ち工期の関係から、H8道示に先立ち示された道路橋示方書(第1次案)(以下、道示V案)を適用し、耐震性の照査ならびに補強を行った。本橋における耐震設計見直しのフローを図-5に示す。

##### (1) 塔断面の補強

塔断面は、まず応力に関係なく道示V案に従い、ぜい性的な破壊を防ぎ、じん性を向上した断面とするため次のような補強を行った。

- ①補剛板の幅厚比を  $R_r \leq 0.5$  とする。
- ②H8道示II-3.2.4において  $t_o/t = 1$  として、補剛材の必要剛度、断面積を決定する。
- ③H8道示V-10.3に示されるコンクリートを

充填しない鋼製橋脚としての細部項目を満足するため、図-6に示すようにコーナープレートを設置する。

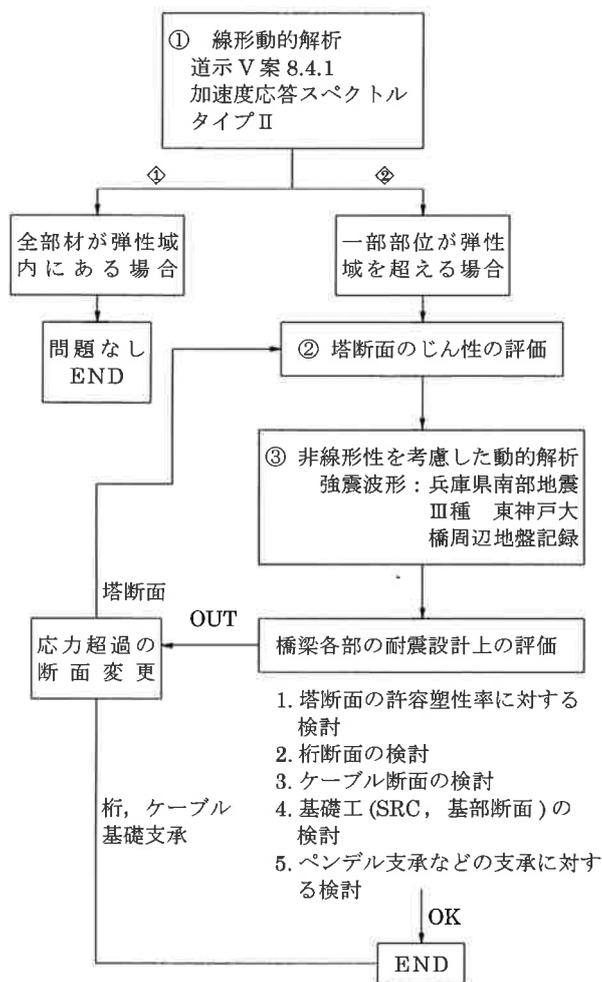


図-5 耐震設計フロー図

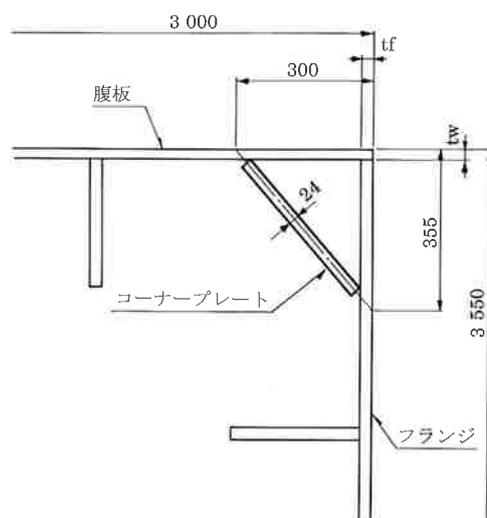


図-6 塔断面補強要領

(2) 線形動的解析

道示V案に記載されている，タイプIIの加速度応答スペクトルにより，線形動的解析を行い，地震時断面力の大きさおよび部材が弾性域を超過するか否かについて照査を行った。

照査に用いた入力スペクトルは，図-7に示すIII種地盤を用いた。解析には図-8に示すような上下部工一体モデルを用いた。H2道示による動的解析の結果では，刺激係数の卓越する固有周期は0.3~0.8秒程度であった。この固有周期はH8道示の入力スペクトルでは $S_{II0} = 1500gal$ となり，H2道示の入力スペクトルに比べて約4倍の強度となった。このため，塔基部付近において，弾性域を超える部材があり，図-5のフロー図に従い◇の検討を進めた。

(3) 非線形性を考慮した動的解析

塔部材の非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行った。

解析に用いる入力波形は，兵庫県南部地震の際

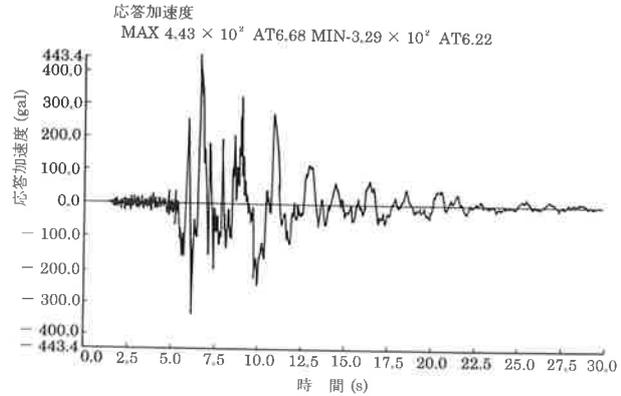


図-9 時刻歴応答解析における入力波形

に東神戸大橋で記録された地震動を用いた。図-9に入力波形を示す。

塔部材の非線形性は，塔を軸圧縮力を受ける柱と考え，これに水平力を載荷した場合の降伏時および終局時の曲げモーメント(M)と，この時の曲率( $\phi$ )の関係を求め，バイリニヤ型の復元力曲線を考慮した。このM- $\phi$ 曲線を塔の各断面ごとに求め，解析を行うこととした。

(4) 動的解析の結果と考察

加速度応答スペクトル法による解析結果と時刻歴応答解析の結果を図-10に示す。加速度応答スペクトル法による結果では，塔基部で設計値を大きく上回る曲げモーメントが発生していることがわかる。これに対して時刻歴応答解析の結果では，

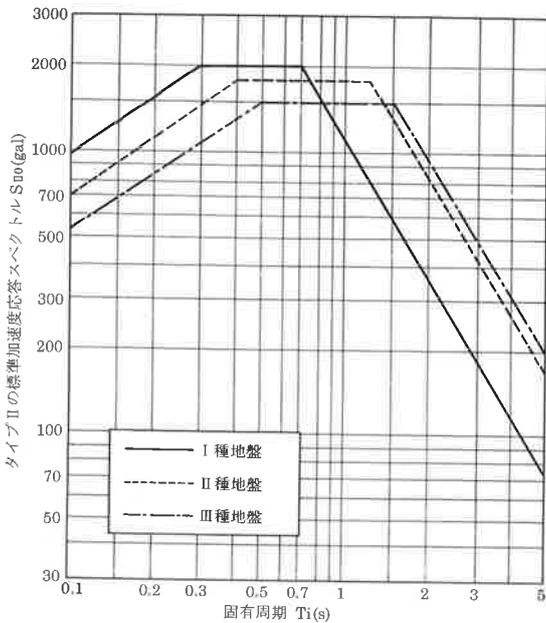


図-7 タイプIIの標準加速度応答スペクトル $S_{II0}$

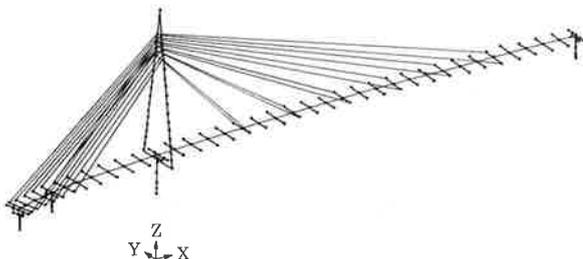


図-8 解析モデル図

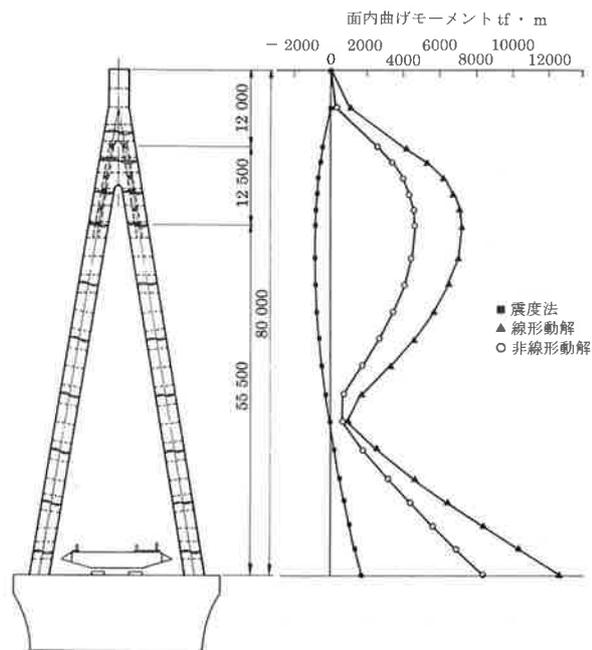


図-10 塔面内曲げモーメント(L柱)

加速度応答スペクトル法に比べて小さい値となっている。

本章の(1)に示す補強を行った断面について、応答スペクトル法による照査を行った結果、一部で降伏域を超える応力が発生するが、時刻歴応答解析の結果に対しては、基準降伏点以下となることがわかった。

一般にある特定のモードの寄与率が卓越する場合には、応答スペクトル法と時刻歴応答解析の結果がよく一致するといわれ、その誤差は±10～30%程度とされる。しかし、本橋では刺激係数の卓越するモードが複数みられるうえ、それらのモードの周期が比較的近いという特徴がある。また、H8道示によればタイプⅡの地震動は「持続時間は短い極めて大きな強度を有する地震動」とされるが、このような地震動に対しては応答スペクトル法の精度が低下するといわれている<sup>5)</sup>。

また、文献<sup>6)</sup>には、「タイプⅡの設計地震力の設定は、兵庫県南部地震により観測された強震記録に基づいて設定されている。ここで、Ⅲ種地盤における設計地震力の値は、東神戸大橋周辺地盤上の強震記録の加速度応答スペクトルよりも大きな値とした。これは、同地点が若齢の埋立地であり、一般の建設地点でⅢ種地盤と判定される地点は、これよりも締まった地盤である可能性があり、このとき、硬質な地盤において地震動が大きいという兵庫県南部地震の特性を考慮すると、東神戸大橋の強震記録よりも大きな地震動が生じる可能性が高いと考えられるためである。」とも示されている。

これらのことから、加速度応答スペクトル法による結果と時刻歴応答解析による結果に誤差が生じたものと考え、本橋の構造特性や地震の特性から、本橋の塔の耐震性検討にあたっては、時刻歴応答解析の結果を採用することとした。

(5) 支承の設計

地震に対する支承の検討は、震度法レベルの反力で断面設計を行い、保有水平耐力レベルの動的解析による反力で照査を行うことを基本とした。これは、すでに震度法レベルの反力で設計された下部工の施工が完了していたため、支承のみを動的解析の結果で弾性設計をしても合理的ではないと考えられるからである。

動的解析の結果は、より安全側の値を適用する

ために応答スペクトル法によるものを使用した。照査は支承の崩壊により落橋にいたる状態とならないことを基準とした。照査方針を表-1に示す。また、照査により、各支承の破断箇所を推定し、比較的補修の容易な箇所が破断するように考慮した。ここで、ペンデル支承については、動的解析の結果により設計を行っている。これは、ペンデル支承が落橋防止装置としても機能しているため、ペンデル支承の崩壊による本橋の落橋という事態を防ぐためである。

表-1 支承照査方針

基本方針		兵庫県南部地震レベルの地震力に対して支承部分で抵抗。	
設計反力	ペンデル支承	線形動解（兵庫県南部地震レベル）による。 〔許容応力の地震時割増し 1.5 を考慮〕	
	他の支承	静的解析（震度法レベル：Kh=0.3）による。 〔許容応力の地震時割増し 1.5 を考慮〕	
照査反力		線形動解（兵庫県南部地震レベル）による。	
照査方法		終局照査（破断に対する照査）。	
照査結果	鉛直支承	正反力	破断強度以下とする。
		負反力	破断強度の超過を許し、破断する部位を補修の容易なサイドブロックとする。
照査結果	水平支承	橋軸直角方向	P2 破断強度以下とする。
			P3 上沓は破断強度以下とし、下沓は破断強度の超過を許す。ただし、構造高の変更を伴わない範囲で極力補強する。
		P4 破断強度以下とする。	
		P5 上沓は破断強度以下とし、下沓は破断強度の超過を許す。ただし、破断する部位は補修容易な部位とする。	
橋軸方向 (P4)		破断強度以下とする。	

5. カウンターウェイト

本橋は、航路などの条件から塔を挟んだ側径間と主径間との径間比が 1 : 2.8 と非常にアンバランスになっている。このため、側径間の端支点には非常に大きな上揚力が生じる。この上揚力を軽減するとともに、側径間部中間支点の反力を交番させないために、側径間部の桁内には約34mにわたりカウンターウェイトとして重量コンクリートを充填する。

重量コンクリートは、磁鉄鉱を骨材とし比重を高めたコンクリートで、船舶のバラストやクレーンのカウンターウェイトとして利用されている。橋梁分野では、櫃石島橋、岩黒島橋をはじめ数橋で使用されているが、使用例は少ない。さらに本橋の場合、限られた打設孔から重量コンクリート

を箱桁内に充填する必要があること、締め固め作業が困難であること、打設量が3600tfと大量であること、などから流動性や単位体積重量の確認が重要となる。表-2にコンクリートの目標基準を示す。

施工に先立ち、これらを確認するため、主桁の一部をモデル化した供試体を用いて施工試験を行った。写真-1, 2に試験状況を示す。施工試験では、鋼床版の縦リブ間への充填性の確認と、打設孔の配置を決定するために、3体の供試体を用意した。施工試験は、コンクリートプラント船を使用し、アジテータ車による運搬、ホッパーによる打設など、実際の施工と同じ手順で行った。また、配合による単位体積重量や流動性など、コンクリートの性状を確認する試験も合わせて行った。

表-2 重量コンクリートの目標基準

項目	目標基準値
スランブフロー値	57.5 ± 5 cm
単位容積重量	3.74tf/m <sup>3</sup> 以上
空気量	2%以下
ブリージング率	1%以内(目視確認)
材料分離度	少ない(目視確認)

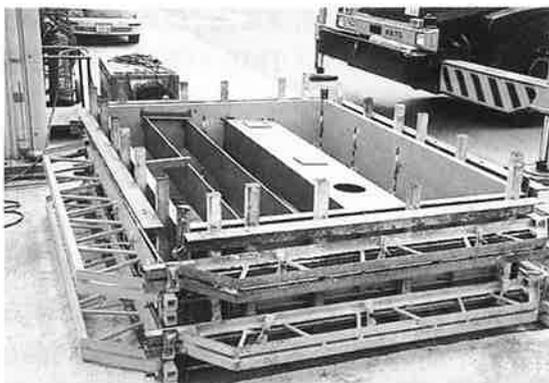


写真-1 供試体



写真-2 スランブフロー確認状況

表-3 重量コンクリート設定配合表

W/C (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					空気量 (%)	単位容積重量 (tf/m <sup>3</sup> )
	水 W	セメント C	骨材 S	高性能AE減水剤 A1	消泡剤 A2		
57.1	200	350	3.238	12.25	0.021	1.0	3.788

表-4 試験結果

試験項目	経過時間(分)			
	0	30	60	90
スランブフロー (cm)	58.0×57.0	62.5×62.5	55.0×53.0	—
スランブフロー平均値 (cm)	57.5	62.5	54.0	—
フロー50cm到達時間 (秒)	5.0	2.8	14.7	—
フロー流動停止時間 (秒)	50.0	35.3	37.5	—
スランブ(cm)	26.0	26.5	25.5	—
空気量(%)	0.6	0.8	0.9	—
単位容積重量 (tf/m <sup>3</sup> )	3.789	3.815	3.827	—
塩化物量 (g/m <sup>3</sup> )	—	ブリージング率 (%)		—
気温 (°C)	22.0 ~ 23.0	コンクリート温度 (°C)	22.0 ~ 23.0	
施工性	フロー値が大きく施工性良好。			
評価	経過時間によるフロー値変化も小さく問題なし。			

この施工試験の結果、スランブフロー値が50cm以上の重量コンクリートを使用することにより十分な充填性を得られることが確認された。また、単位体積重量も 3.7tf/ m<sup>3</sup>以上の値が得られ乾燥後の重量変化も小さいことが確認できた。表-3, 4に決定されたコンクリートの配合表、およびコンクリート性状試験結果を示す。

## 6. 地盤沈下対策

舞洲は比較的新しい埋立地である。このため、完成後も、数十年にわたって地盤沈下が予想され、本橋についても支点の不等沈下対策が必要である。

主桁の設計に見込む地盤の沈下量としては100mmを最大とし、L/1000(L:支間長)の不等沈下量を考慮している。これを超える不等沈下に対しては、桁のジャッキアップにより対応することとした。ただし、P4橋脚の沈下に対しては、塔自体の沈下を意味するため、ジャッキアップは不可能であり、他の支点をジャッキダウンする必要がある。

このため、P2, P3の鉛直支承については、ベースプレート以外に調整板を設置し、これを交換することで構造高の調整を行うこととした。またP2, P3水平支承は、常時水平力を受けるためジャッキアップが困難であり、支承自体で±100mm

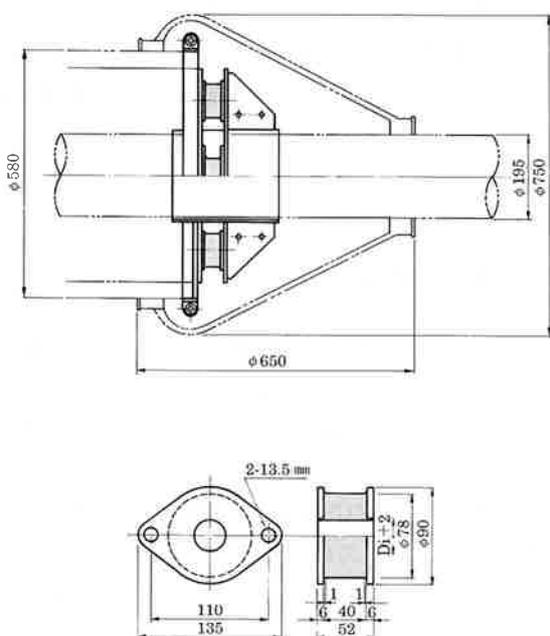
までの高さ調整が可能な構造とした。舞洲側の支点であるP5支点は、支点沈下と共に水平方向への変位も予想されるため、通常の移動可能量に加え±150mmの支点移動に対応できる支承とした。各支承の調整可能量を表-5に示す。

### 7. 耐風設計

ケーブルに発生する振動として、渦励振およびレインバイブレーションに対して検討を行った。

表-5 支承の調整可能量

位置	上下方向調整		橋軸方向調整		橋直方向調整
	調整 PL	上下脊隙	下脊とベースプレート間	上・下脊	下脊とベースプレート間
P2 鉛直支承	± 100 mm	—	—	—	—
P2 水平支承	—	± 100 mm	—	—	—
P3 鉛直支承	± 100 mm	—	—	—	—
P3 水平支承	—	± 100 mm	—	—	—
P4 鉛直支承	—	—	—	—	—
P4 水平支承	—	—	—	—	—
P5 鉛直支承	± 400 mm - 100 mm	—	± 190 mm	± 150 mm	± 100 mm
P5 水平支承	± 400 mm - 100 mm	—	± 190 mm	± 150 mm	± 100 mm



せん断弾性ばね定数  
ひずみ± 12.5 % 周波数 0.5Hz 温度 20℃

サイズ	Di	ばね定数	ton	単重 kgf
80 - 40 - 40	40	13.5tf/m	> 0.50	0.82
80 - 30 - 40	30	16.0tf/m	> 0.50	0.91
80 - 20 - 40	20	18.0tf/m	> 0.50	0.96
80 - 10 - 40	10	19.0tf/m	> 0.50	0.99

図-11 ケーブル制振装置図

本橋の場合、渦励振に対しては、発生は予測されるが応答振幅が100mm程度と小さく、強度上は問題にならないと考えられた。一方、レインバイブレーションに対しては、使用者に不安感を与えるような応答振幅の大きい振動が予測された。また、ケーブル振動の発生により疲労設計上問題となるような応力の発生も考えられた。このため、レインバイブレーションに対する制振対策として、数種のダンパーを検討し、高減衰ゴムダンパーを採用した。このダンパーの構造は、図-11に示すように、定着鋼管先端部に高減衰ゴムをケーブルを挟むように設置し減衰力を付加するものである。ダンパー自体をケーブルゴムカバー内に設置するため、景観上、他のダンパーに対して優れている。

本橋の耐風性については、二次元桁断面、三次元の全体系および架設系、また、塔の自立時の風洞実験を実施している。これにより塔と主桁断面の形状、主桁のフェアリングの有無などの耐風安定性の確認を行い設計に反映している。また、実験により塔自立時の渦励振による振動問題が発生する可能性が懸念されたため、塔に制振装置 (TMD: Tuned Mass Damper) を設置することとした。

これらの風洞実験およびTMDの設置計画については、本号の「常吉連絡橋 (仮称) の耐風安定性の検討」、および「TMDの開発-基本性能について」にて詳述することとする。

### おわりに

以上、常吉連絡橋の設計概要について述べた。

本橋は平成9年度末には工場製作がほぼ終了し、工場製作と並行して平成10年3月からFC船による大ブロック架設、および一部単材ブロックによる架設が進められ、平成11年春には開通の予定である。現在、ケーブル張力調整について、GA (遺伝的アルゴリズム) を応用したシステムを構築するべく、関西大学総合情報学部の古田教授を委員長とする検討委員会が活動を行っている。また、本文内でも述べた重量コンクリートの施工試験や実際の施工状況、TMDの設置に伴う塔の振動特性実測結果と風観測結果などについては、製作、架設状況を踏まえ次の機会に報告したいと考えている。

最後に、本設計を進めるにあたり、ご指導いただいた大阪市建設局橋梁課、ならびに土木建設事

務所の皆様や駒井・川田・日橋・栗本 JV の方々に本紙を借りて謝意を表明するものである。

#### 参考文献

- 1) 鋼構造委員会鋼構造動的極限性状研究委員会  
：鋼構造の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会論文集，No.489/I-27，pp.1-16，1994.4.
- 2) 山田善一：大地震と橋梁，横河ブリッジ技報，No. 25，1996.1.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1990.2.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1997.12.
- 5) 山村信道，中垣亮二：スペクトル法による特定地震の応答解析，橋梁と基礎，Vol18/No.5，pp.28-36，1984.5.
- 6) 田村敬一，本田利器：道路橋の設計地震力，土木技術資料 39-2，pp.16-19，1997.2.