

# — 阪神高速道路大阪池田線（延伸部） —

## PCラーメン橋の橋脚 耐震検討 および補強設計と施工

安福 昭\*1・桐間 幸啓\*2・中道 昭彦\*3・布下 浩\*4

### 1. はじめに

阪神高速道路公団では、阪神・淡路大震災発生後、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様：平成7年2月 日本道路協会」<sup>1)</sup>（以後復旧仕様と記す）に基づき、すべての既設橋脚について耐震検討を実施し、必要なものについては補強工事を行っている。

PC連続ラーメン橋に関しては、全体構造系としての耐震性の照査が必要とされるが、復旧仕様においてはその具体的手法が示されておらず、また、これまでの検討事例も少ないため、その評価方法も含め検討課題は少なくない。

阪神高速道路大阪池田線（延伸部）にはPC3径間連続ラーメン橋が3橋存在し、このうち、特に重要と判断される、偏心橋脚を有し中国自動車道を横断するⅢP26～ⅢP29（図-1、2）について、3次元弾塑性時刻歴地震応答解析による耐震検討を実施し、補強工事を行ったので、ここにその概要を報告する。

### 2. 設計概要

#### 2.1 設計基本条件

構造形式：上部工 PC3径間連続ラーメン箱桁橋  
下部工 RC矩形断面橋脚  
基礎工 杭基礎

橋 長：276.000m

支 間 長：72.000m+125.000m+79.000m

橋脚形状：（橋脚高×橋軸方向幅×直角方向幅）

ⅢP26橋脚；16.6m×4.5m×4.0m

ⅢP27橋脚；16.9m×7.0m×7.8～6.0m

ⅢP28橋脚；17.2m×7.0m×8.9～6.0m

ⅢP29橋脚；17.2m×4.5m×4.5m

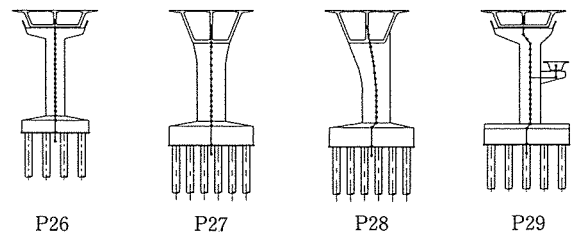


図-2 橋脚正面図

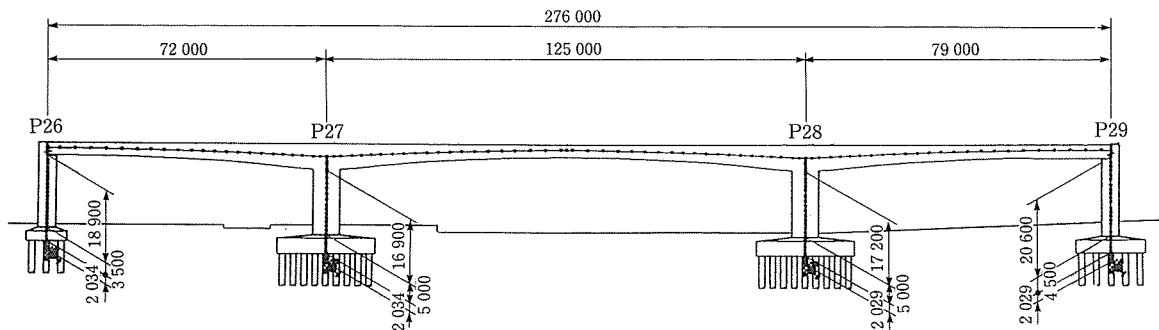


図-1 全体一般図

\*1 Akira YASUFUKU：阪神高速道路公団 大阪第二建設部 専門役  
\*2 Yukihiro KIRIMA：阪神高速道路公団 大阪第二建設部 池田工事事務所  
\*3 Akihiko NAKAMICHI：銭高・奈良建設JV 池田第1工区下部（その3）工事 所長  
\*4 Hiroshi NUNOSHITA：機銭高組 土木本部生産システム部 技術課

地盤種別：Ⅱ種地盤

使用材料：コンクリート

上部工  $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$

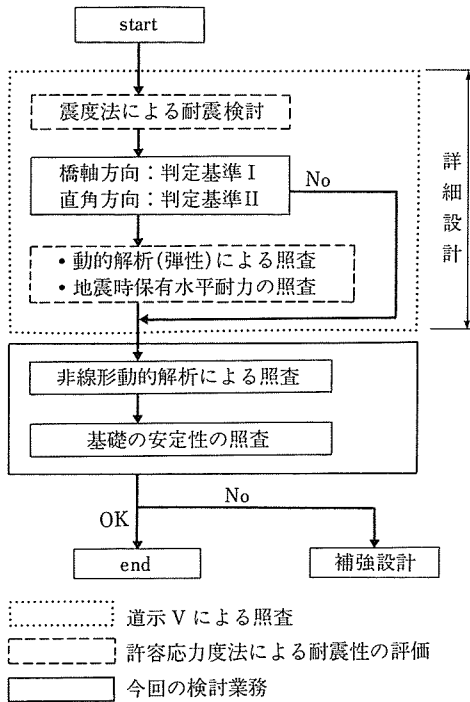
橋脚  $\sigma_{ck}=270\text{kgf/cm}^2$

基礎工  $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$

PC鋼材 SBPR 930/I180  $\phi 32$

鉄筋 SD345

### 2.2 耐震検討フロー



判定基準Ⅰ：道示 V6.1 により動的解析による照査が必要か。  
判定基準Ⅱ：道示 V5 により地震時保有水平耐力の照査が必要か。

図-3 耐震検討フロー図

## 3. 検討モデル

### 3.1 解析モデル

解析モデルは図-1, 2 に示す立体ラーメンモデルとする。本検討は橋脚の非線形特性を評価した耐震性に着目し、基礎および上部工は線形部材として取り扱うこととした。支点条件としては、橋脚下端部は杭基礎を周辺地盤を考慮したバネに評価し鉛直、水平、回転ともバネ支持とした。また、桁端のゴム支承部は橋軸および鉛直の2方向をバネ、回転方向をフリーとし橋軸直角方向は固定とした。地震応答解析は橋軸方向と橋軸直角方向について検討し、それぞれの検討方向に入力地震動を作用させるものとする。支持地盤への入力地震波としては、対象地域の地盤種別がⅡ種地盤であるため JR西日本鷹取駅観測地震波 (EW: 最大加速度666gal) を採用し、基礎工を含む地盤バネを介して本体構造物に伝達させるものとした。

減衰定数は道路橋示方書 V (平成 2 年 2 月) 耐震設計編 6.2.2 (動的解析モデル) の参考値より表-1 の値とし、要素剛性比例型減衰として与えた。なお、橋軸方向の解析では応答断面力が弾性領域を大きく超えることがなかったため線形動解析における減衰定数の参考値を用いた。

表-1 減衰定数の設定

	橋軸方向	橋軸直角方向
上部構造	3%	5%
下部構造	2%	7%
基礎構造	20%	20%

### 3.2 部材の非線形特性

鉄筋コンクリート橋脚部材は曲げによる非線形特性を考慮した。この際、コンクリートの応力-ひずみ曲線は復旧仕様によるものとし、死荷重状態での軸力を考慮して算出した。また復元力特性はひびわれ点、降伏点、終局点を3本の折れ線で表したディグレーディングトリリニア型の武田モデルを用いた。

段落し部の鉄筋の有効位置は定着端より 30D とし、断面内に有効に配置されるすべての軸方向鉄筋を考慮した P27 橋脚、P28 橋脚基部の M- $\phi$  関係を図-4 に示す。

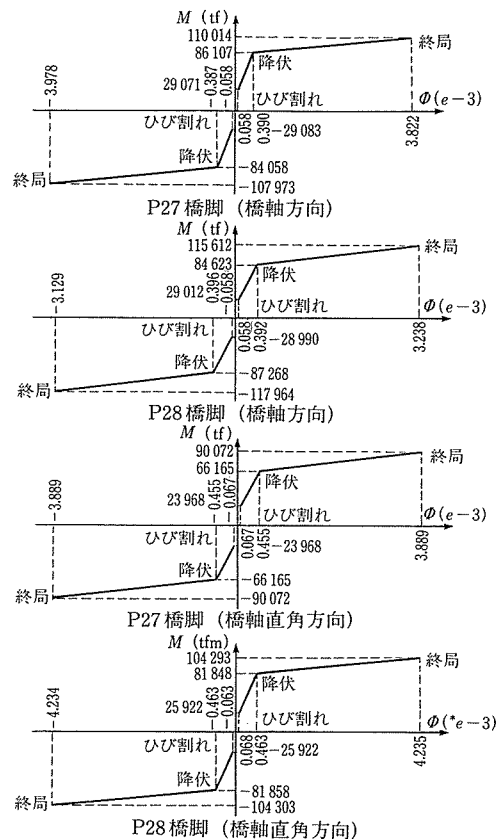


図-4 P27橋脚, P28橋脚基部のM- $\phi$ 関係

## 4. 解析結果

### 4.1 最大応答変位および応答加速度

固有値解析の結果を図-5に示す。立体モデルによる解析の結果、表中の刺激係数より橋軸直角方向の主要モードは1次モードで固有周期は0.82秒、橋軸方向の主要モードは4次モードで固有周期は0.65秒となっている。

P27, P28 橋脚柱頭部の橋軸方向最大応答変位はP27橋脚が6.3cm, P28橋脚が6.4cmとほぼ同じであり変位の応答波形も同位相であることから構造系全体が一体挙動していると判断される。橋軸直角方向の最大応答変位はP27橋脚が39.2cm, P28橋脚が36.0cmと柱剛性が若干低いP27橋脚の変位が大きくなっている。しかし変位の応答波形はほぼ同位相であり、両橋脚が互いにおよぼす影響は少ないと判断される。

主桁の最大応答加速度は橋軸方向、橋軸直角方向とも700～800gal程度の応答を示しており入力地震波の最大加速度(666gal)に比べほとんど増加していない。これは、柱部材が非線形領域に入り、剛性低下に伴う固有周期の長周期化、履歴減衰による減衰効果が大きくなったことにより橋軸直角方向の加速度応答値が増大しなかったものと判断される。

### 4.2 時刻歴応答断面力

#### 4.2.1 応答曲げモーメント

P27橋脚, P28橋脚基部のM-φ応答履歴曲線を図-6に、時刻歴応答曲げモーメントを図-7に示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに橋脚基部で塑性域に達してい

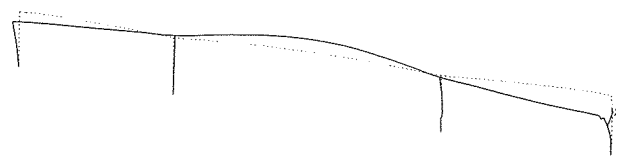
1次モード  $F=1.222\text{Hz}$  刺激係数  $X=0.0282, Y=1.7872, Z=-0.0669$



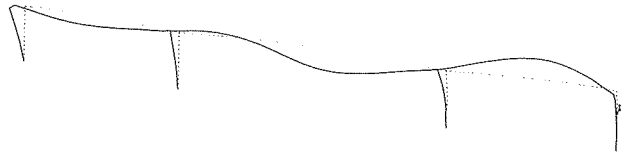
2次モード  $F=1.275\text{Hz}$  刺激係数  $X=0.0202, Y=-0.3941, Z=0.0426$



3次モード  $F=1.345\text{Hz}$  刺激係数  $X=0.0044, Y=0.8647, Z=0.0168$



4次モード  $F=1.542\text{Hz}$  刺激係数  $X=1.2680, Y=0.0356, Z=-0.1713$



5次モード  $F=1.562\text{Hz}$  刺激係数  $X=-1.1897, Y=0.1123, Z=0.9757$

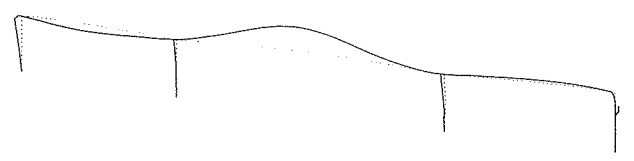


図-5 固有値解析結果(モード図)

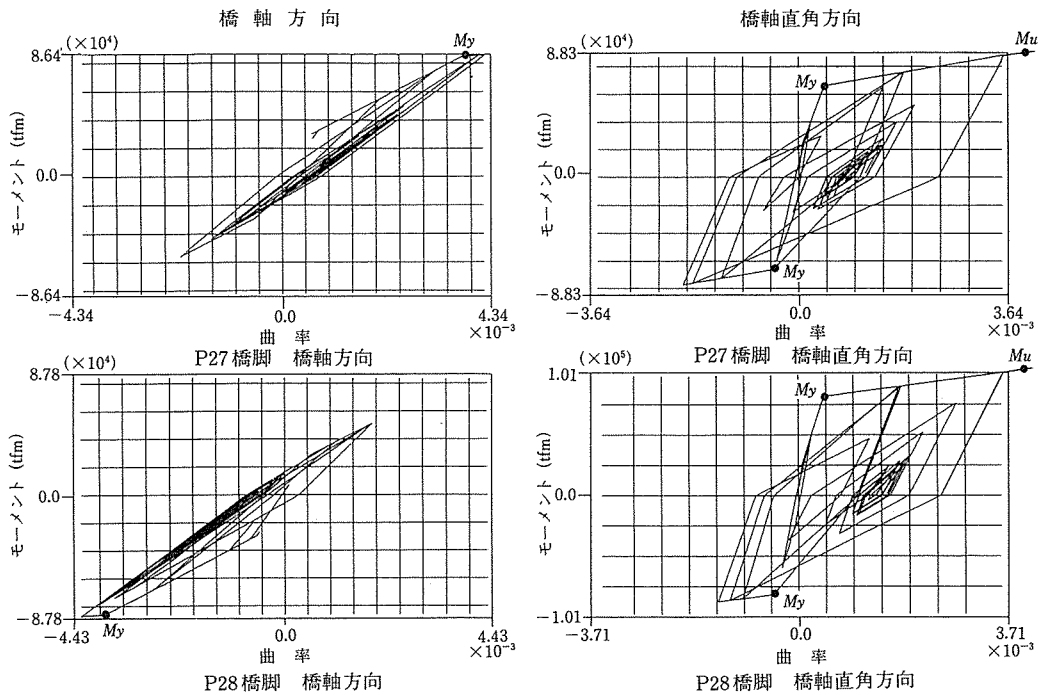


図-6 橋脚基部 M-φ 応答履歴曲線

る。しかし、橋軸方向は降伏点をわずかに超えた程度であるのに対し、橋軸直角方向は終局曲げモーメントに近い応答を示し許容曲げ耐力を超えており、橋脚の曲げ耐力を向上させる補強が必要であると判定された。

4.2.2 応答せん断力

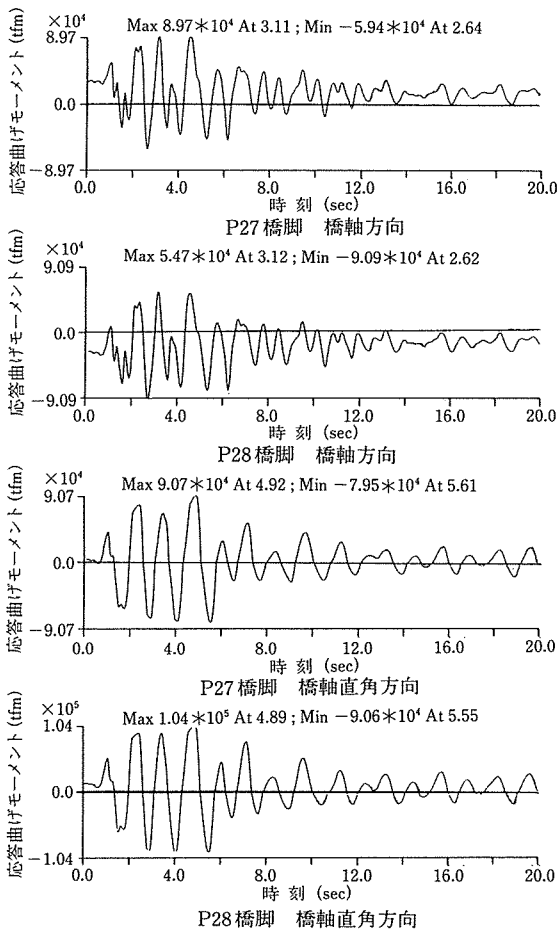
P 27 橋脚、P 28 橋脚基部の時刻歴応答せん断力を図一8に示す。橋脚の応答せん断力は橋軸方向が橋軸直角方向より大きく、最大応答せん断力の比は、P 27 橋脚で1.4 : 1.0、P 28 橋脚で1.2 : 1.0となっている。橋軸方向応答せん断力は死荷重時に作用するせん断力が加算されるため、せん断耐力を上回る結果となり、せん断耐力を向上させる補強が必要であると判定された。

下部工詳細設計時の橋軸方向地震時静解析 (Kh = 0.25) による結果と非線形地震応答解析の結果の比較を表一2に示す。表一2から本検討では詳細設定時に考慮した地震力の約3倍に相当する地震力が作用するものと評価される。

5. 補強設計

5.1 設計概要

橋脚補強は「RC 橋脚耐震補強施工管理要領 (案)」



図一7 橋脚基部 時刻歴応答曲げモーメント

表一2 静解析とせん断力の比較

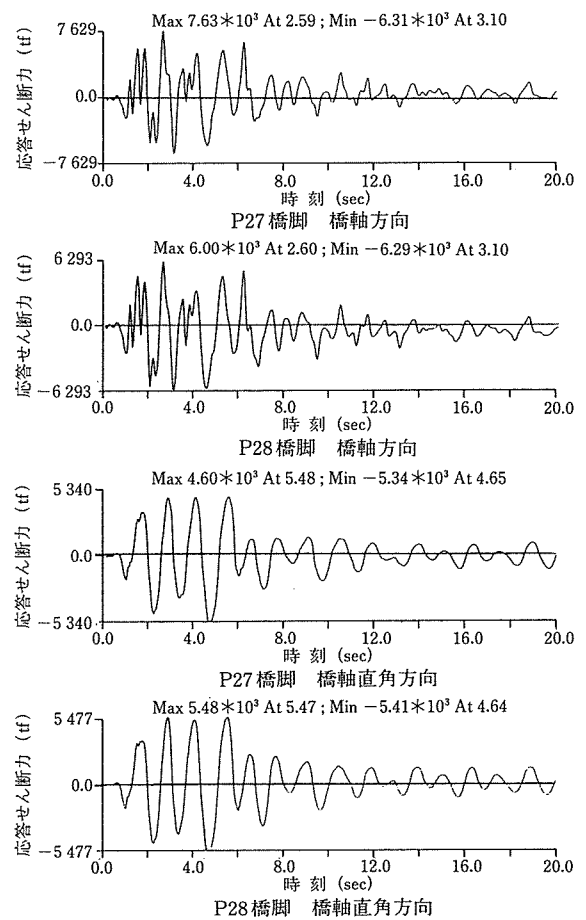
		地震応答解析	静解析	比率
P27 橋脚	上端	6 659.4 tf	2 016.2 tf	3.3
	中間	6 958.2 tf	2 153.3 tf	3.2
	基部	7 581.6 tf	2 472.2 tf	3.1
P28 橋脚	上端	5 314.8 tf	1 904.7 tf	2.8
	中間	5 991.9 tf	2 231.3 tf	2.7
	基部	6 293.5 tf	2 411.8 tf	2.6

(阪神高速道路公団保全施設部) に従い、曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法により行うこととした。補強量の算出は、橋軸方向の不足せん断力に相当する鋼板厚を算出し、次に鋼板巻による橋軸直角方向の靱性と耐力の向上を評価した検討を行い曲げ耐力の不足を補うフーチング定着アンカー量を算出する。橋脚補強設計のフローチャートを図一9に示す。

また、本橋脚形状は脚頭部で3次元的に変化し、鋼板巻立てが困難となるため、曲線区間は鋼板と同等の強度を有する炭素繊維シートにより補強を行うものとした。

5.2 せん断耐力の補強

補強鋼板厚は、補強前のせん断耐力と非線形動解析による応答せん断力とを比較し、耐力の不足分をすべて鋼



図一8 橋脚基部 時刻歴応答せん断力

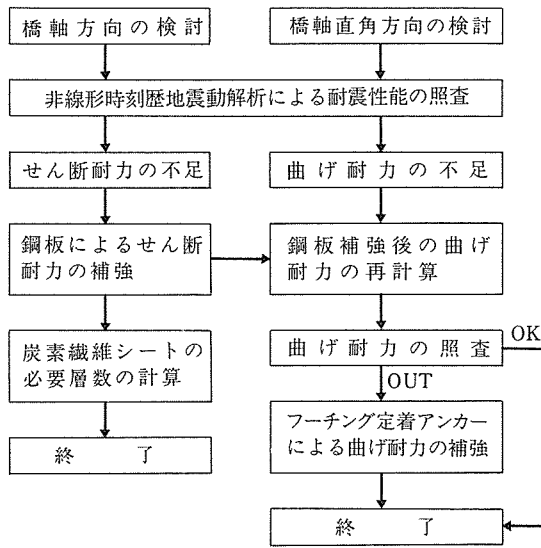


図-9 橋脚補強設計フロー

板で受け持つように算出する。補強鋼板厚 ( $t_s$ ) の算出式は次のとおりとする。また、本設計では補強鋼板の段落しはせず、不足せん断耐力が最大値となる橋脚基部で鋼板厚を決定した。

$$t_s = \frac{10 \times 1.15 \times S_0}{2 \times \sigma_{sy}' \times d'} \quad \dots\dots 1)$$

$$S_0 = S - P_s \quad \dots\dots 2)$$

ここで、 $t_s$  : 補強鋼板厚 (cm)

$S$  : 非線形動解析による応答せん断力 (tf)

$P_s$  : 鋼板補強前のせん断耐力 (tf)

$S_0$  : 不足せん断耐力 (tf)

$d'$  : 鋼板補強時の部材断面の有効高 (m)

$\sigma_{sy}'$  : 補強鋼板の降伏点強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

橋脚断面形状が変化し炭素繊維シートによる補強を行う区間の炭素繊維シートの巻付け層数は補強鋼板と同等の強度を持つように、次式により算出する。また、炭素繊維補強区間は橋脚上部であり曲げ耐力の補強の必要がないため水平方向のみの補強とした。

$$n = \frac{t d \times \sigma_{sy}'}{t_{cf} \times \sigma_{cfa}} \quad \dots\dots 3)$$

ここで、 $n$  : 炭素繊維シート層数

$t d$  : 補強鋼板厚 (mm)

$t_{cf}$  : 炭素繊維シート1枚あたりの設計厚さ  
(=0.167mm)

$\sigma_{cfa}$  : 炭素繊維シートの地震時許容応力度  
(=2 3600 kgf/cm<sup>2</sup>)

各橋脚の計算結果を表-3 に示す。

表-3 せん断補強量

	鋼板厚	炭素繊維シート層数
ⅢP27橋脚	14mm	9層(水平方向)
ⅢP28橋脚	11mm	7層(水平方向)

### 5.3 曲げ耐力の補強

曲げ耐力の補強は、補強鋼板を考慮した許容曲げ耐力が、非線形動解析による応答曲げモーメントを上回るように、補強鋼板およびフーチング定着アンカーを配置する。フーチング定着アンカー補強後の曲げ耐力の算出には、軸方向鉄筋としてアンカー鉄筋の断面積を見込み、有効高は、橋脚基部ではアンカー鉄筋位置、それ以外の断面では補強鋼板位置とした。

また、断面変化区間は水平方向のみの炭素繊維シートによる補強であるため、曲げ耐力の補強は考慮できない。そこで、鋼板補強部と炭素繊維シート補強部の継ぎ目部分が曲げによる弱点とならないように、補強後の応答値に対する曲げ耐力の余裕量を算出し継ぎ目部の安全性を確認した。

表-4 にフーチング定着アンカー鉄筋量を示す。ここで、橋脚方向配置鉄筋量は鋼板巻立て補強時の最小配置鉄筋量である。また、配置間隔はフーチング鉄筋の配置間隔より決定した。

表-4 フーチング定着アンカー量

	橋脚方向	橋脚直角方向
ⅢP27橋脚	D35-12本	D51-22本(@260)
ⅢP28橋脚	D35-12本	D51-22本(@260)

## 6. 橋脚補強工事

### 6.1 概要

ⅢP 27, ⅢP 28橋脚の工事概要は次のとおりである。また、補強概要図を図-10, 図-11に示す。

補強工法 : 曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法  
炭素繊維補強工法

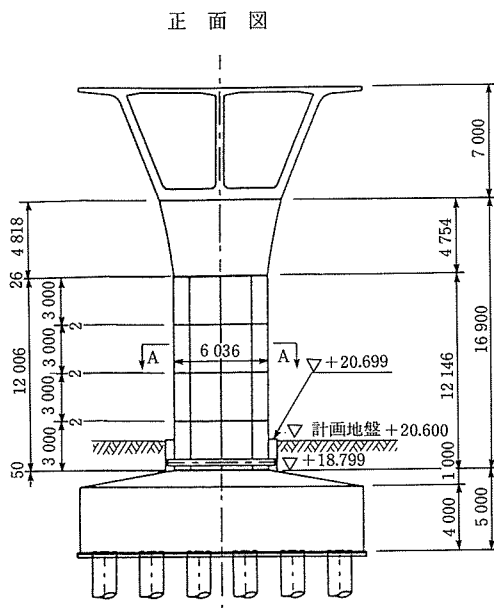
補強鋼板 : 材質 S S 400  
鋼板厚  $t=14\text{mm}$  (ⅢP27)  
 $t=11\text{mm}$  (ⅢP28)

定着アンカー : 材質 S D 345  
横軸方向 D 35 - 12本  
橋脚直角方向 D 51 - 22本

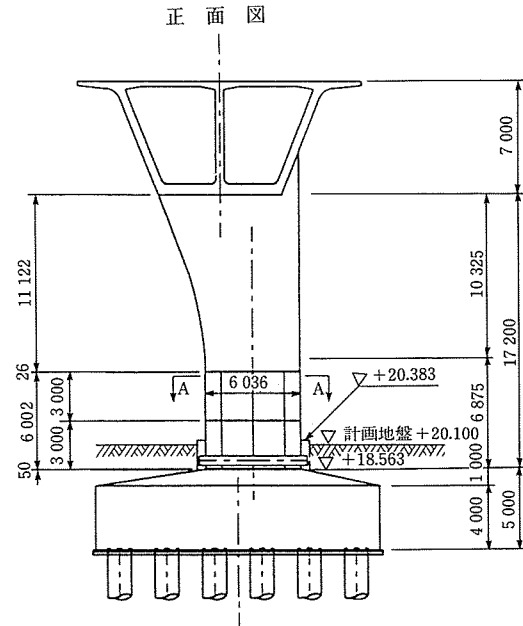
炭素繊維 : 引張強度 35 500kgf/cm<sup>2</sup>  
設計厚さ  $t=0.167\text{mm}$   
シート層数 (水平方向)

9層 (ⅢP 27)

7層 (ⅢP 28)



図一10 III P27橋脚補強概要図



図一11 III P28橋脚補強概要図

本工事の特徴としては、次に示す項目が挙げられる。

① 橋脚断面形状が変化する橋脚上部の曲線部では鋼板巻立て施工が困難なため、断面一定部は曲げ耐力制御式鋼板巻立て工法、曲線部は炭素繊維補強工法を採用した。

② 合理的な橋脚補強を行うため曲げ耐力の補強が不要な橋脚上部では、水平方向の炭素繊維補強のみとした。

## 6.2 鋼板巻立て補強

鋼板巻立ての施工フローチャートを図一12に示す。

### 6.2.1 鋼板取付け工

鋼板の取付け施工手順は次のとおりとする。

#### ① コーナー部鋼板取付け

コーナー部の鋼板はクレーンにて橋脚と足場の間に差し込み、仮設アンカーにて仮留め据え付けた後に、鉛直方向2m以内の間隔でターンバックルを取り付け鋼板を締め付ける。

#### ② 平板部の寸法測定（原寸工）

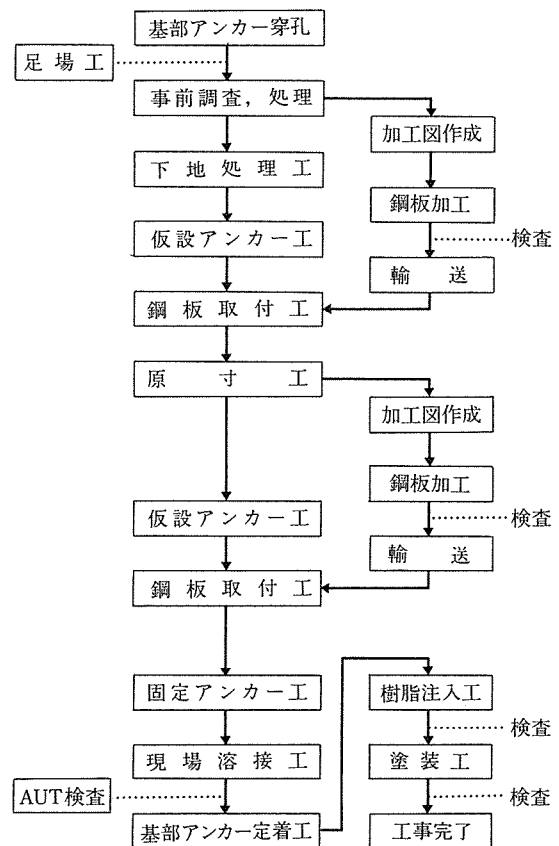
#### ③ 平板鋼板の加工

コーナー部の鋼板を取り付けた後、その間隔を測定し平板部鋼板の原寸取りを行う。原寸取りした部材には番号を書き込み取付け場所の間違いなどを防止する。

#### ④ 平板鋼板の取付け

鋼板と橋脚コンクリート間のエポキシ樹脂注入厚さを、4mm確保するため、アンカー孔周辺にスペーサーを3個ずつ設置する。

最下段の鋼板は、橋脚下端に取り付けた仮受台に預け



図一12 鋼板巻立て施工フローチャート図

た後、仮設アンカーで仮留めする。

固定アンカーは仮設アンカーを打設、締め付けた後に、エポキシ樹脂系シーラ材にて埋め込むものとする。

◇工事報告◇

6.2.2 基部定着アンカー工

フーチング定着アンカーの穿孔は、鋼板取付け工に先立ち行う。また、アンカー穿孔時にフーチングの鉄筋を損傷させないように事前に鉄筋位置の確認を鉄筋探査機により行い、推定されたフーチング鉄筋位置にはマーキングをしておく。鉄筋探査により推定される鉄筋位置はかぶり、ピッチ等の変化により鉄筋外径より大きめの範囲で推定されるため、これらを考慮して定着アンカーの位置だしを行う。

穿孔詳細は表-5のとおりとする。

表-5 アンカー穿孔条件

アンカー径	穿孔径	穿孔長さ
D51	φ 76	1 022mm
D35	φ 51	700mm

穿孔後は内部の清掃を十分に行い、アンカー定着までには日数があるため穿孔部には蓋をしておく。

フーチング部のアンカー定着はエポキシ樹脂により行う。樹脂硬化までの間は、ナット、くさびによりアンカーのふれ防止を行い、鉛直性を確保し施工する。

6.3 炭素繊維補強工法

本橋脚の補強では、鋼板巻立て工法と炭素繊維補強工法を同時に用いるため、耐久性上その継ぎ目がせん断耐力の弱点とならないよう、図-13に示すように継ぎ目部の処理を施した。炭素繊維シートは鋼材に接する位置ま

で張り付け、鋼板部との段差はポリマーセメントを1：10の勾配に塗布した。また、外観およびポリマーセメントの剥落を防止するため、その上にガラスクロスを一層張り付けることとした。

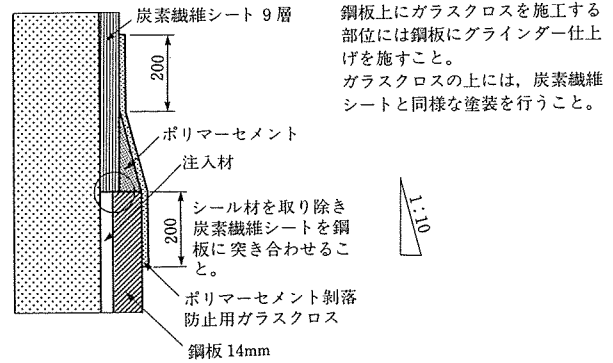


図-13 炭素繊維シート・鋼板境界部詳細図

7. 道路橋示方書の改訂に伴う検討

7.1 概要

本検討業務は、平成7年2月の復旧仕様に準じて強震記録（JR西日本鷹取駅観測地震波）を直接入力する耐震性能照査方法により検討を実施した。その後、平成8年12月に道路橋示方書が改訂され、入力地震波は“道示耐震設計偏V.6.3に記されるような加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振動数領域で振幅調整

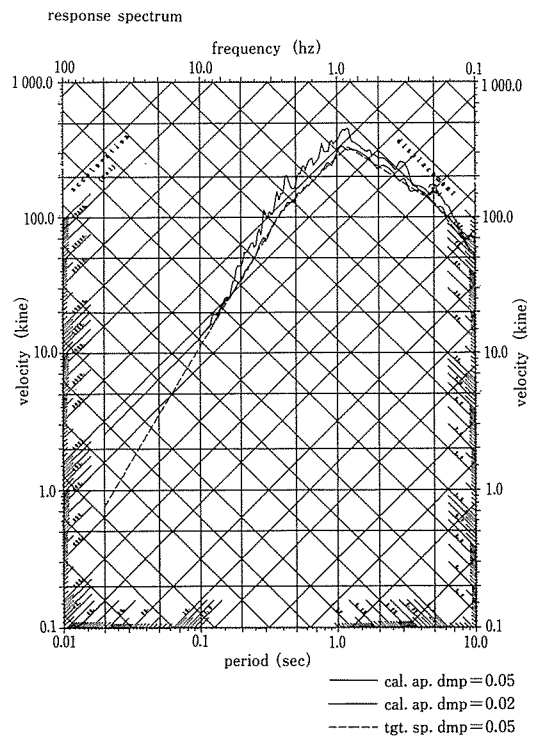
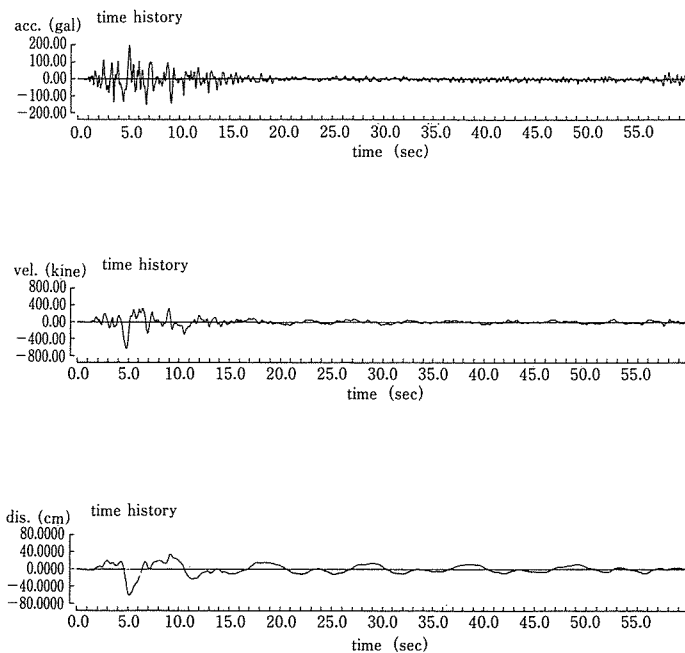


図-14 振幅調整地震波

をした加速度波形を用いることを原則とする”と定められた。ここでは改定後の道路橋示方書に沿って入力地震波を振幅調整した場合の応答値について検証する。

7.2 入力波形の比較

今回の耐震性能照査で用いた強震記録を道路橋示方書耐震設計偏に従い、振幅調整を行った入力地震波形および応答スペクトル図を図-14,15に示す。また入力地震波の最大応答値を表-6に比較する。

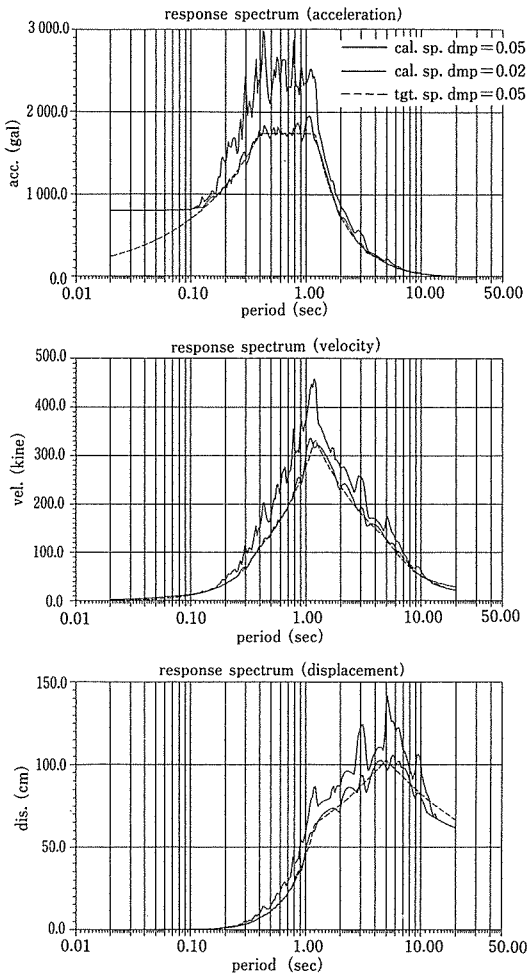


図-15 応答スペクトル図

表-6 入力地震波最大応答値の比較

	観測波	調整波
加速度	666 gal	798 gal
速度	125 kaine	158 kaine
変位	35 cm	61 cm

7.3 応答断面力の比較

今回の耐震性能照査において、大きく非線形領域に入る応答を示した橋軸直角方向について応答値の比較を行う。比較は、ⅢP27、ⅢP28橋脚の上下端部で行い、比較結果を表-7に示す。

表-7 応答値の比較

		観測波	調整波	
ⅢP27	上端	加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	6.178	6.820
		曲げモーメント (t f m)	27 833	29 160
		曲率 (r a d/m)	0.036*10 <sup>-3</sup>	0.038*10 <sup>-3</sup>
	下端	せん断力 (t f)	4 453.2	5 076.1
		加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	7.260	8.763
		曲げモーメント (t f m)	90 654	89 023
ⅢP28	上端	曲率 (r a d/m)	3.639*10 <sup>-3</sup>	3.379*10 <sup>-3</sup>
		せん断力 (t f)	5 340.0	5 839.7
		加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	6.189	7.474
	下端	曲げモーメント (t f m)	31 199	36 459
		曲率 (r a d/m)	0.026*10 <sup>-3</sup>	0.031*10 <sup>-3</sup>
		せん断力 (t f)	5 531.7	5 127.4
ⅢP27	上端	加速度 (m/sec <sup>2</sup> )	7.193	9.015
		曲げモーメント (t f m)	103 570	101 200
		曲率 (r a d/m)	3.707*10 <sup>-3</sup>	3.187*10 <sup>-3</sup>
ⅢP28	下端	せん断力 (t f)	5 477.0	7 129.3

上表のとおり、応答値の増減は着目断面により一定していない。これは、加速度応答スペクトルにおいて部材が非線形化した時に固有周期がどの領域にあるかで、部材の応答が決まるからである。ただし、今回の検討では補強量の変更につながる応答はなかったといえる。

8. おわりに

本橋梁の橋脚補強工事は、平成8年6月に着工し同年10月に完了した。当施工区区内の耐震補強工事は、本橋梁以外に、同型式橋梁の橋脚が4基、1本柱橋脚が11基あり、平成9年1月現在その90%が完了しており、同年3月にはすべてを終了する予定である。

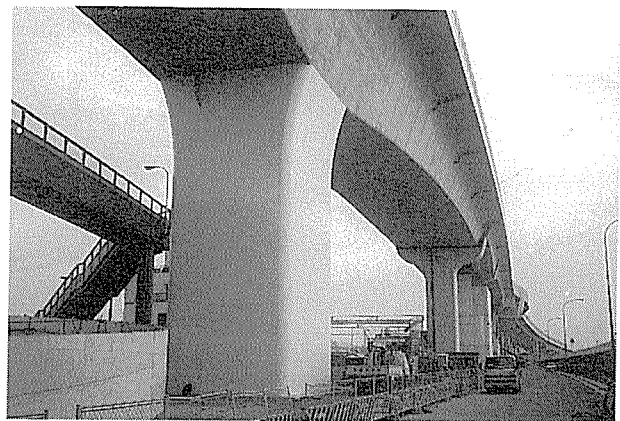


写真-1

なお、同型式橋梁の補強設計については、本橋梁の非線形動解析の結果を基に耐震特性、応答判断力を推定し、補強量を算出した。

最後に、本橋梁の耐震検討、補強設計および補強工事を実施するにあたりご指導いただいた関係者の方々に深



◇工事報告◇

く感謝の意を表します。また本報告が今後の耐震検討補強工事において少しでも参考になれば幸いです。

参 考 文 献

- 1) 兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様、日本道路協会、1995.2
- 2) RC橋脚耐震補強施工管理要領(案)、阪神高速道路公団保全施設部、1995.12

【1997年1月22日受付】