

# 阪神大震災による橋梁の復旧補強について

阪神高速道路公団 工務部 設計課長 北沢正彦

## 1 撤去補強の状況

〈神戸線〉 復旧仕様

橋脚撤去 : R C橋脚約 300 基 (うち梁を鋼製とした復旧は約 200 基) と鋼製橋脚約 10 基  
両者のうち A s、A が約半分 残りは傾斜橋脚

基礎フチング新設: 位置変更によるもの 4 基あり

上部工再構築 : 約 180 径間

〈湾岸線〉 原型復旧

増杭 : 26 基

長大橋 : 東神戸大橋セットボルト強度アップ、六甲アイランド橋横ずれ止め設置など

## 2 橋脚の復旧

鋼製橋脚の座屈

マンホール部、慣性力が大きい北面・西面、リブなしの単柱の円形、特殊ラーメン (1 柱に大きく負 担がかかるものや 1 層ラーメン+ 2 層目 T 型柱) に多い

残留変形が標準的な板厚を超えると座屈が発生し始めている

R C 橋脚の損傷

段落とし部に多い

鋼製橋脚: 幅厚比・リブ剛比などを制約

1 G レベルの保有耐力照査と、実波形による動的解析を実施

基部での曲げ耐力と上部工頂部でのゼロ点とを結ぶ曲げ分布において鋼単独断面でも  
つ位置まで充填

鋼円形橋脚: 大きな被害のものはリブつけて充填補強 軽微なものは部分取り替えして充填

R C 橋脚: 当時 0.2 の震度で設計していたので、耐力アップのためコンクリート巻き立てし追加主筋を後施工アンカーし、その上でじん性向上のため横拘束筋を適切に巻く。補強だけで  
すむ場合は鋼板補強。  $\mu_u$  を 8 としタイプ 2 で  $\mu_a$  を 5.6 とした。動解もしている

複合橋脚 (鋼製梁と R C 柱): 結合部はそれぞれ単独で設計

架設用架台で梁を仮受けして主筋を通しジベルのついた結合部にコンクリートを充填

ピルツ区間: 橋脚幅を 6m に拡げ壁式とし、軽量、工期短縮、路下交通への影響を考慮し上部工を  
鋼床版とした

弁天区間: 柱幅の制約のもと柱基部をヒンジとして曲げを減らし、そこにゴムを用い温度変化にも  
ほぼ自由となる免震構造系を採用。杭の許容反力以下に出来た

橋脚と桁 (鋼床版化) とを剛結して弱点をなくし連続立体構造とした

タイプ 2 での変位は約 50cm だが、伸縮継手は温度時約 20cm で設計

## 3 橋脚と杓との損傷の負の相関性

両者の負の相関性は認められる

ただし桁の切り欠きがある場合には大振幅地震動の向き、直角方向の損傷の影響、杓が桁に食い込み引きずる影響など複雑なケースがあり簡単には説明しきれない

ヒューズ論を設計に組み込むためにはこれらの実務的検討要す

#### 4 杓の損傷形態

セットボルトの破断や上杓のフランジやリングの変形・割れ： 東神戸大橋

せん断キー角部からの脆性破壊：西宮港大橋

上部工の局部座屈

の3つのタイプに区分される

#### 5 増杭（側方流動対策）

護岸からやや離れた少本数のランプ杭基礎にも発生

既存 1.5m 杭は鉛直反力には抵抗するものとし、3m の増し杭は水平力に抵抗

既存フーチングと増しフーチング（増し厚だけもあり）との結合にアンカー筋を設置

杭は中央にコアボーリングしたところから樹脂注入

#### 6 東神戸大橋の地震観測データによる解析

ケーソン底部での地震入力と同じ高さの地中部での加速度の8割

塔頂は塔頂梁のない方向に約 2 G を超える応答あり

塔は長周期（橋軸方向 4.4 秒、直角方向 4.8 秒）のため降伏応力度の約 7～8 割しか発生しない

端橋脚のラテラル支承が耐力を超えること、端橋脚 1 層目の梁がせん断耐力を超えることがほぼ説明出来た

3号神戸線

2,220億円 復旧仕様

1 基礎工

	新設	補強**
フーチング(基)	4*	23
杭基礎(本)	85*	68

\* 弁天・深江工区脚位変更によるもの

\*\* 増杭：復旧仕様により基礎の耐力を向上させるため

フーチング増厚：増杭に伴うもの(14基)、高速音壁設置に伴うもの(9基)

2 橋脚 [1,030基→1,027基(弁天工区3基減)]

(単位：基)

	撤去	再構築	補修・補強	合計
RC脚	299*	295	601	896
鋼製脚	12	13	118	131
合計	311	308	719	1,027

\*うち、柱の撤去に伴いPC梁を鋼製梁としたもの207基

3 上部工 [1,126径間→1,125径間(弁天工区1径間減)]

(単位：径間)

	撤去	再構築	補修	合計	連続	連続	増設補強
鋼桁	158	173	810	983	228	244	374
PC・RC桁	27	9	133	142		6	65
合計	183	182	943	1,125	228(20%)	244(22%)	439

5号湾岸線

308億円 現状復旧

1 基礎

- ・増杭 26基
- ・フーチング増厚 26基
- ・地盤改良 58基
- ・杭柱入 69基

2 上部工

西宮港大橋脚接桁の撤去・再構築 1径間

3 支承

- 全容取替 109個
- 部分補修 478個

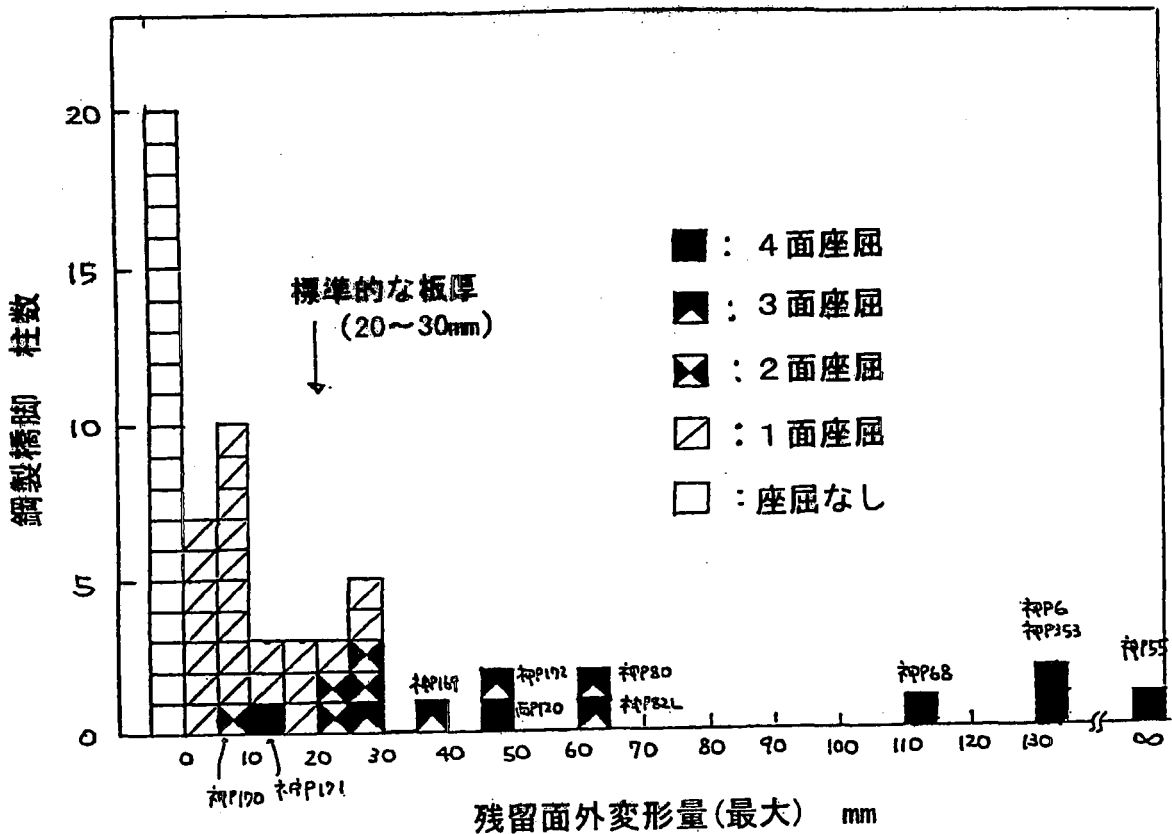
4 長大橋

- ・東神戸大橋 ウィンド支承、ベーンダンパー取替  
ベンデル支承受け側アイプレート取替  
ベンデル橋脚柱及び横梁の座屈部取替補修  
ケーブル張力計測
- ・六甲アイランド大橋 橋横桁(六甲アイランド側)修復、支承取替  
橋軸直角方向移動制限装置を強化  
横係上横構取替
- ・西宮港大橋 支承取替  
ケーブル定着部シムプレート調整  
ケーブル張力測定

## 鋼製橋脚の座屈発生脚数

橋脚形式		総数	座屈脚数
単柱	箱断面 T型、逆L型	20脚	2脚
単柱	円形断面 T型、逆L型	28脚	20脚
ラーメン	一層2脚	38脚	9脚
	一層3脚	24脚	5脚
	一層+T (梁中央、脚上)	12脚	10脚
	二層	4脚	2脚
特殊ラーメン	RC1点支持L、T型	13脚	7脚
	RC1点支持門型	13脚	0脚
	RC2点支持T型	3脚	2脚

注) 脚数は本線分を示す



座屈が認められた橋脚の残留面外変形量分布(3号神戸線)

### 3号神戸線（本線）における座屈状況

- 1) 全体 \* 1/3の橋脚に座屈現象が認められる。
- \* 地震慣性力最大方向の神戸面-山面に多い（海面もある）
  - \* 大阪面はマンホール（MH）部に多い
  - \* 橋脚形式により座屈の発生状況が異なる。
- 単柱円形断面  
特殊ラーメン（1 or 2点支持）  
の損傷程度が大きい。これらを除くと損傷程度は小さい。
- \* 地震時の振動（変形）挙動を明確にする必要がある。
- 設計外力の明確化 弾性変形時との相違  
構造系変化の評価 振動モードを考慮した外力（特殊ラーメンの沓の破壊後）

- 2) 単柱 \* 箱断面 T型 … 神 P353 にのみ大きな座屈、偏心が大きい  
逆L型 … 座屈していない  
地震以外で断面決定しているものが多い

- \* 円形断面 …… 最も座屈変形が大きい
  - ・弾性設計上理想的な断面構成（余裕が少ない）
  - ・全般に径厚比が大きい
  - ・水平溶接継手（断面変化）の組み合わせが座屈を助長



3) ラーメン …… 形式によりいろいろ

- \* 一層2脚 … 座屈変形が大きなもの3基：神 P6、神 P80、神 P82L

神 P6（4面135°） ・脚間隔が大きく特殊ラーメンに近い

- ・上部工からの作用力（鉛直、水平）を脚全体で受けた
- ・基部の広がり部パネル全体で座屈

神 P80、神 P82L ・神戸、海、山面で座屈

他は軽微でMH部近傍で座屈していることが多い。

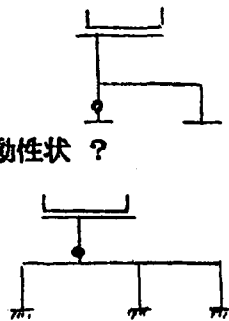
- \* 一層3脚 … 軽微、中央の柱かつMH部を中心に座屈

- \* 二層 … 軽微、MH部中心に座屈

- \* 一層+T or 逆L

西 P120 以外は損傷程度はあまり大きくない。

- ・ T、逆Lが下層脚近傍にある場合
  - ・脚基部に座屈が集中（海、大阪（MH））
  - ・上層上部工、下層上部工からの作用力の評価 振動性状？
- ・ Tが中央部にある場合
  - ・ T基部が座屈（海～山方向）
  - ・ 梁上にあるTの振動性状？



4) 特殊ラーメン

- \* 門型の梁中央を支持しているものは、座屈が生じていない。
  - \* 逆L、Tを1 or 2点支持したものは座屈の程度大きく、圧壊したものもある。
- RC支持点が損傷すると構造系が変化し、脚に地震荷重が集中

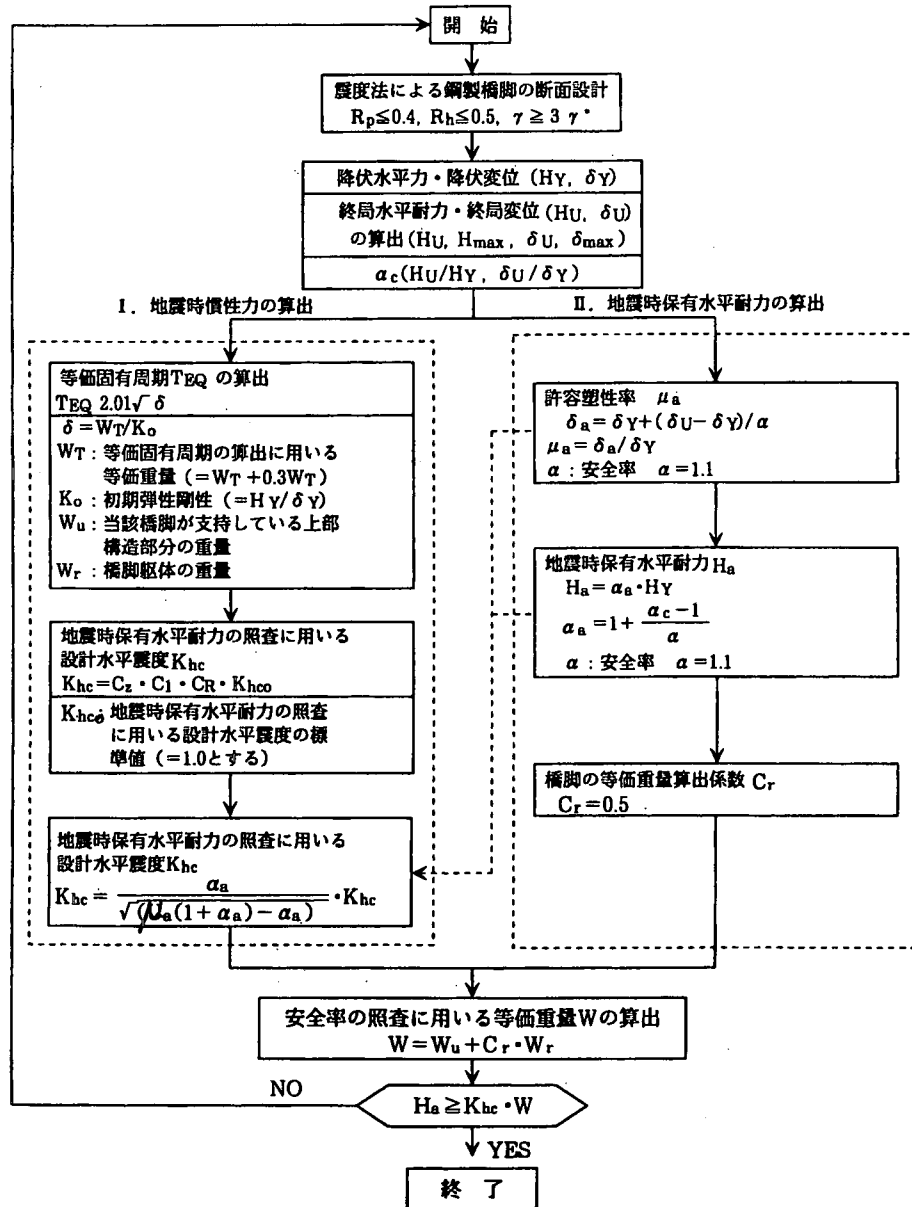
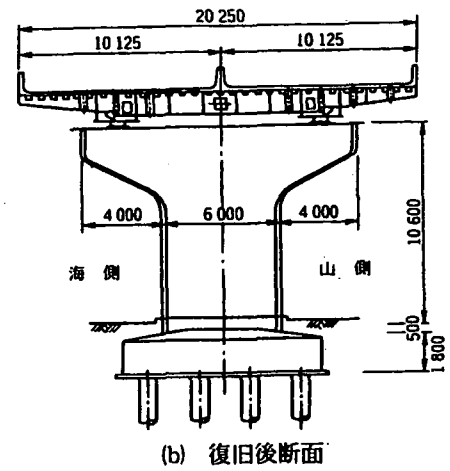
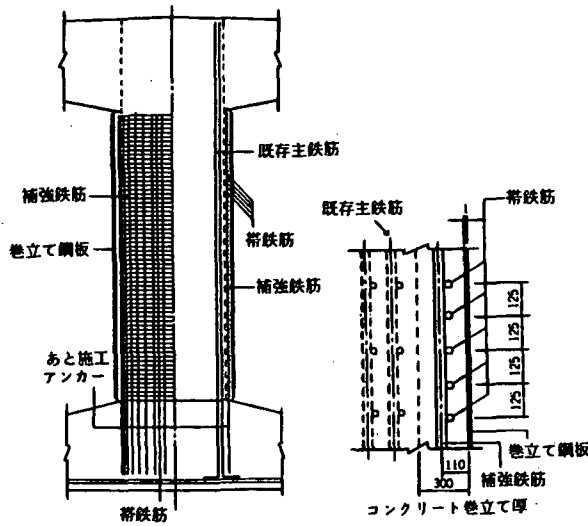
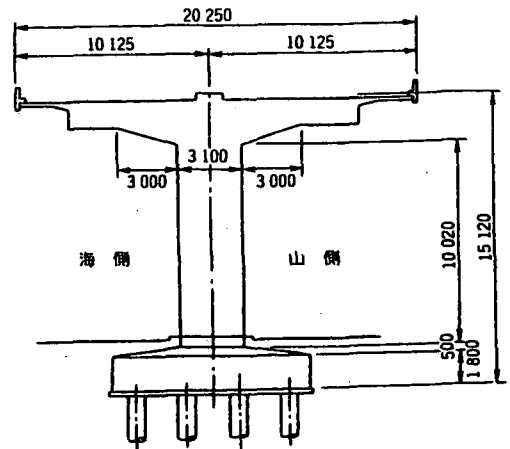
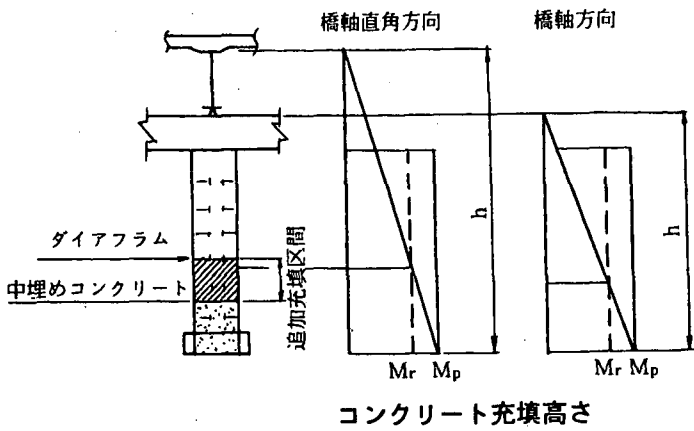


図-5.8.2 再構築鋼製橋脚の耐震設計手順

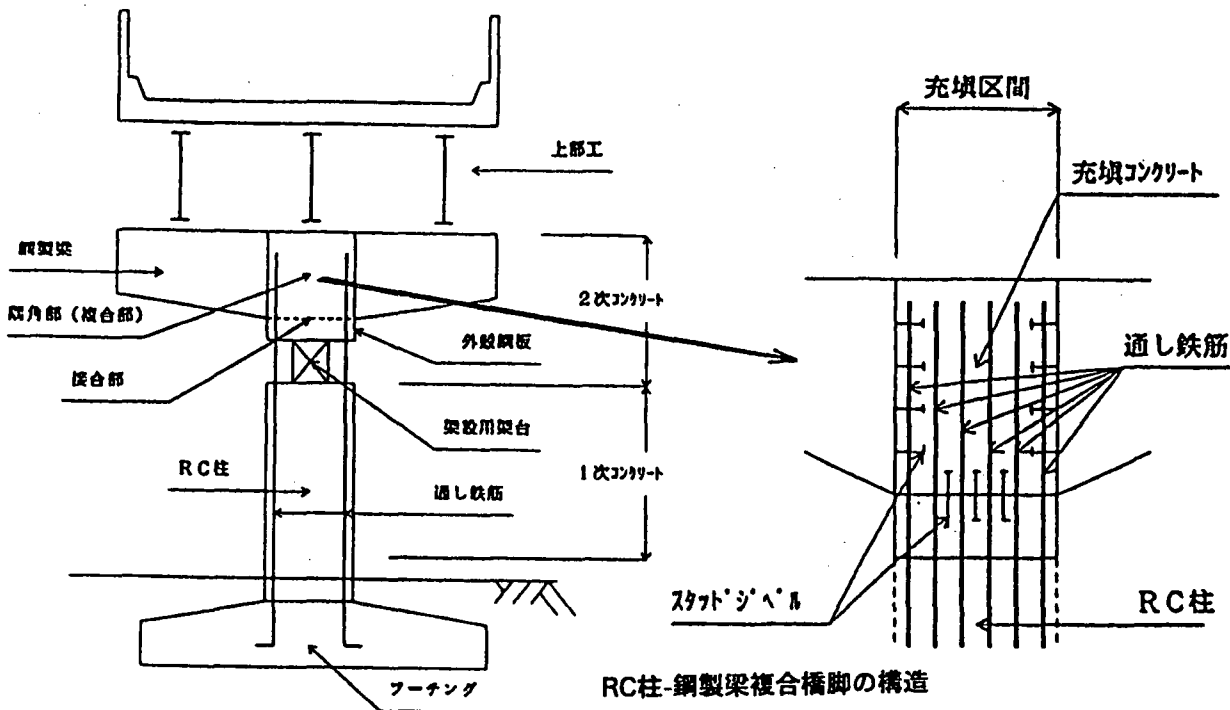
表-5.8.1 再構築鋼製橋脚の柱基部断面

橋脚番号	柱寸法 高さ×断面 (m)	復 旧 後				
		復旧前 鋼管 (板厚mm、材質)	鋼管 (板厚mm、材質)	縦リブ断面 mm (材質)	増しアンカー ボルトの有無	充填コンク リート高(m)
神P580上	14.3×φ1.8	26 (SM50B)	42 (SM520C)	8-PL210×32 (SM490YB)	有	4.8
神P580下	13.9×φ1.8	27 (SM50B)	43 (SM520C)	8-PL210×32 (SM490YB)	有	4.7
神P583下	16.4×φ2.2	32 (SM50B)	34 (SM520B)	8-PL210×32 (SM490YB)	無	7.1
神P584上	16.5×φ2.2	25 (SM50B)	32 (SM490YB)	8-PL180×25 (SM490YB)	無	7.2
神P584下	16.5×φ2.2	28 (SM50B)	32 (SM490YB)	8-PL180×25 (SM490YB)	無	5.6
神P585上	16.3×φ1.8	23 (SM50B)	32 (SM490YB)	8-PL210×32 (SM490YB)	無	5.3
神P585下	16.4×φ1.8	26 (SM50B)	36 (SM520B)	8-PL210×32 (SM490YB)	無	5.2



RC橋脚の補強要領

旧ビルツ構造区間 新旧構造比較



# 弁天工区

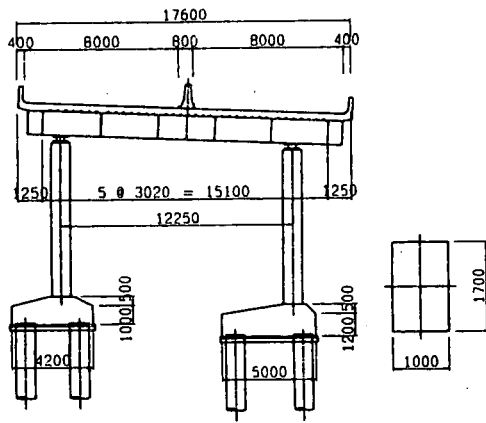
## 構造形式の比較モデル

(単位 tf、tf・m)

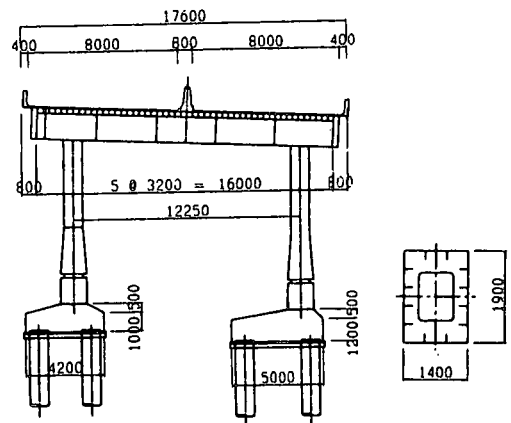
結合構造	剛結構造			ヒンジ構造			免震構造			
	V	H	M	V	H	M	V	H	M	
柱下端	断面力	227.4	120.4	277.3	227.4	76.9	0.0	227.4	29.3	60.7
	死荷重	227.4	140.1	386.0	227.4	76.9	0.0	227.4	30.6	58.7
	温度	241.2	177.2	531.1	267.9	133.8	0.0	260.1	100.6	10.9
	地震時	280 ≥ 184tf/本 (増し杭必要)			210 ≥ 184tf/本 (増し杭必要)			175 ≤ 184tf/本 (現状OK)		

## 支承移動量

状態	移動方向	移動量	
		保耐法レベル (タイプII)	東西方向
地震時	南北方向	57cm	
	震度法	橋軸方向	6.7cm
橋軸直角方向		5.5cm	
常時	温度	橋軸方向	17cm
		橋軸直角方向	2cm

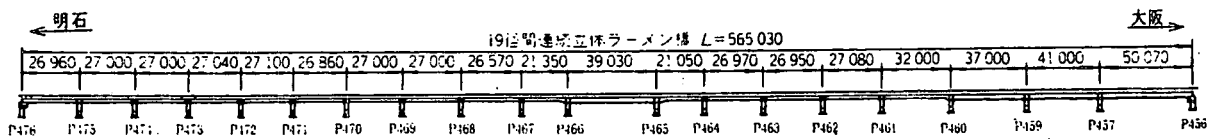


(a) 復旧前

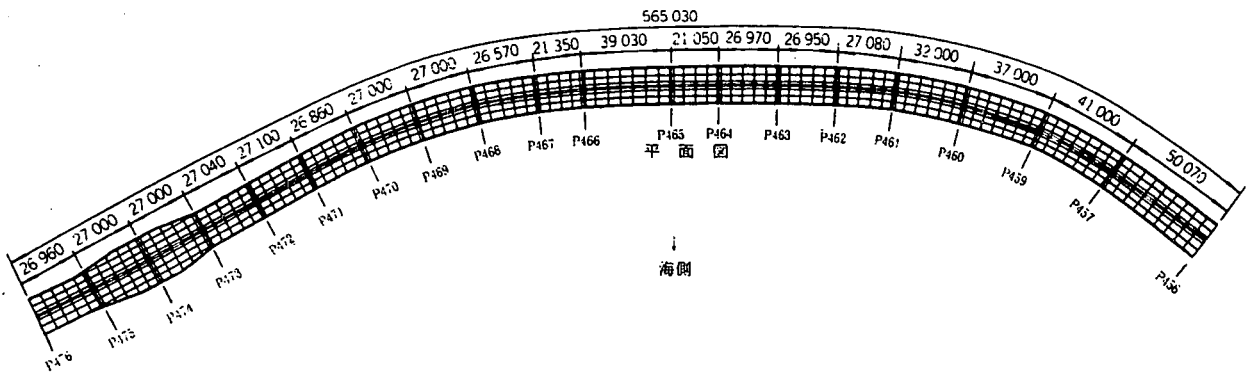


(b) 復旧後

## 構造形式の新旧比較図



側面図



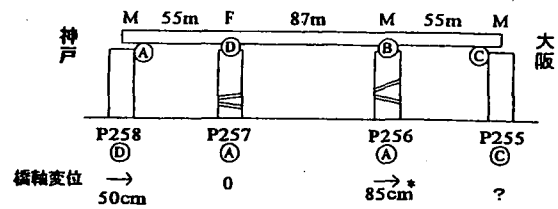
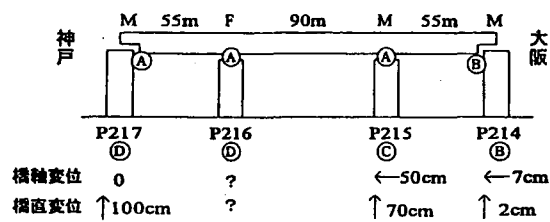
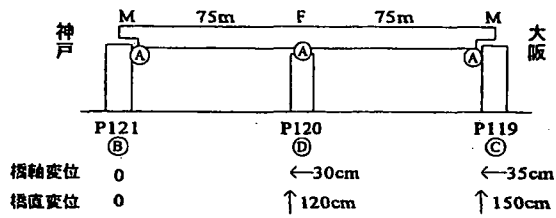
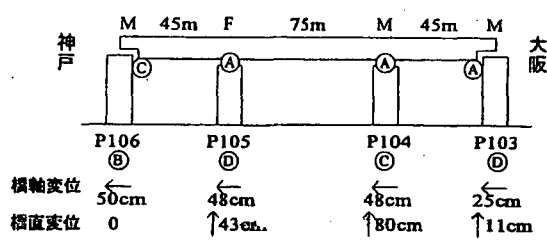
海側

## 弁天地区の一般図

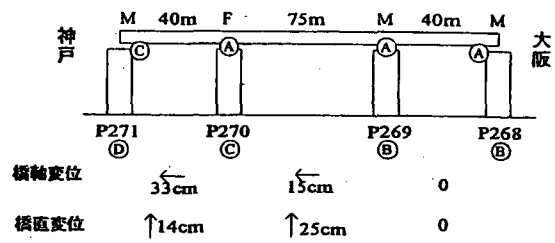


沓・橋脚の損傷の関連性

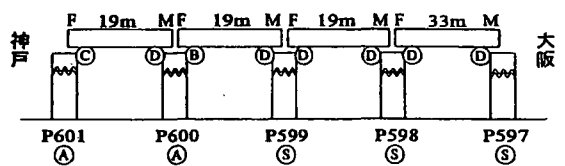
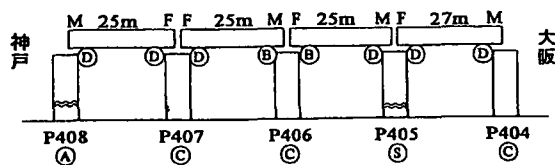
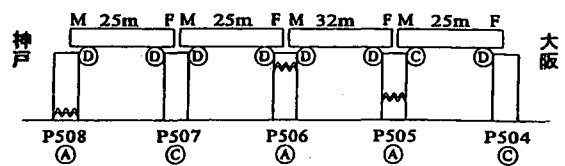
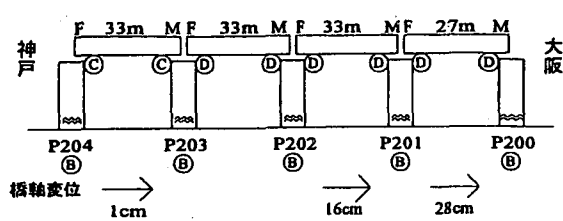
山

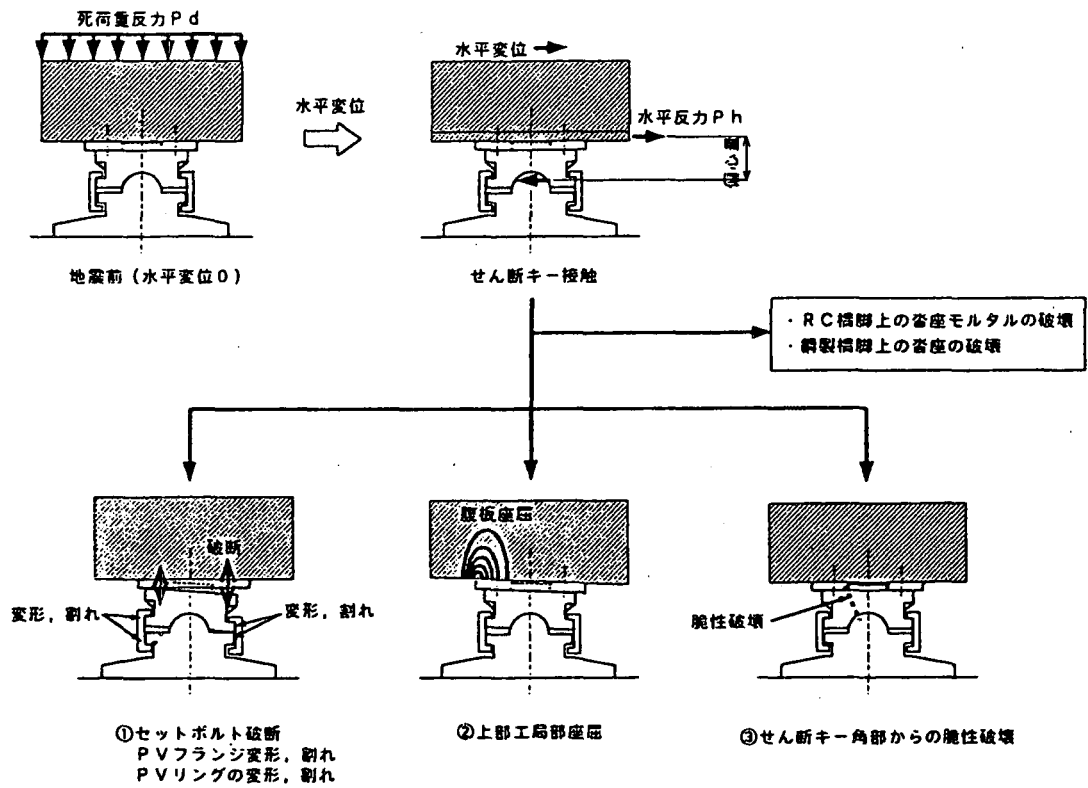


\*: 脚が傾いて桁が動いたように見える

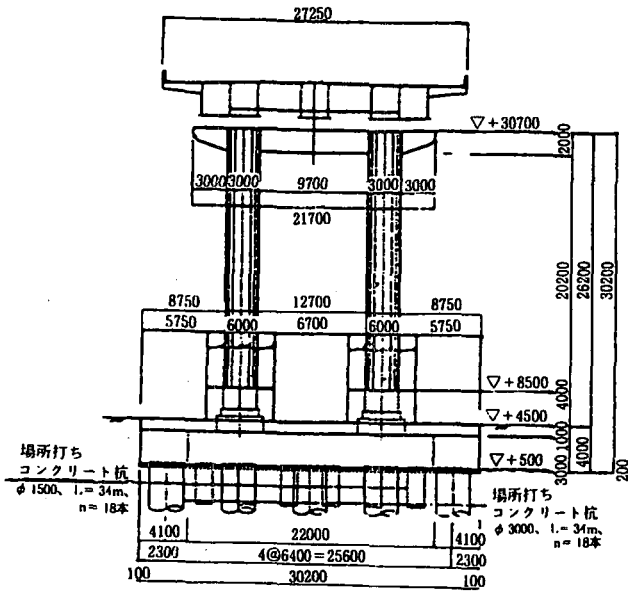


海

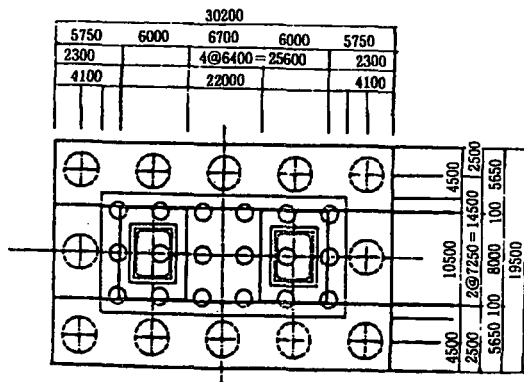




橋軸方向水平変位時のPV支承の破壊パターン



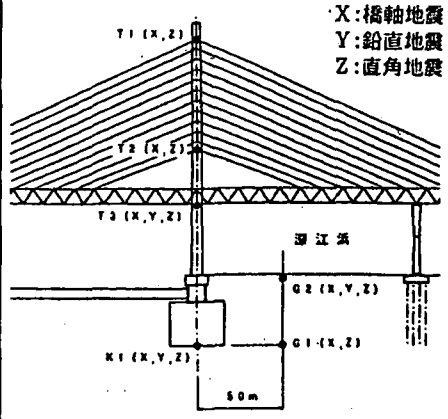
平面図



増し杭基礎工

観測波の最大加速度

観測位置		最大加速度 (gal)		
		橋軸(X)	鉛直(Y)	直角(Z)
G 1	地中部 [GL-34m]	425	-	443 (443)
G 2	地中部 [GL-1.5m]	281	395	327
K 1	ケーソン底面 [GL-34m]	334	389	355
T 1	塔柱 [h=140m]	≒1,500	-	≒2,000 (2,645)
T 2	塔柱 [h=76m]	386	-	≒1,000 (1,177)
T 3	塔柱 [h=26m]	596	807	807 (750)



注) ( ) 内数値はシミュレーション解析値である。

地震応答値と部材耐力の比較

項目	着目点	解析結果	部材耐力	損傷状況	
ラテラル支承の水平反力 $R_w$ (tf)	魚崎浜	端橋脚 P 21	692	660	セットボルトが破断, 山側は引張, 海側はせん断
		中間橋脚 P 22	1,065	2,100	ソールプレートと上沓間の隙間は 1 mm 以下
		塔 P 23	2,746	3,200	同上
	深江浜	塔 P 24	2,747	3,200	同上
		中間橋脚 P 25	1,105	2,100	ソールプレートと上沓間の隙間は 1 ~ 2 mm
		端橋脚 P 26	689	660	ソールプレートと上沓間の隙間は 4 ~ 15 mm
橋脚の中間水平梁のせん断応力度 $\tau$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	魚崎浜	端橋脚 P 21	983	423~816	中央部腹板の 3 パネルがせん断座屈
		中間橋脚 P 22	1,396	799~1,386	中央部腹板の 1 パネルがせん断座屈
	深江浜	中間橋脚 P 25	1,236	799~1,386	損傷なし
		端橋脚 P 26	884	423~816	中央部腹板の 3 パネルがせん断座屈

【備考】  
 1 ラテラル支承の部材耐力は、セットボルトの引張強さ  $\sigma_s$ ( $\approx 100 \text{ kgf/mm}^2$ ) から逆算した水平反力の値である。  
 2 橋脚の中間水平梁の部材耐力は、腹板パネルのせん断座屈強度( $\sigma_{cr}$ )であり、つぎのように仮定した。  
 端橋脚( $t_w=10 \text{ mm}$ , 上・下に水平補剛材設置): 上・下フランジ間パネル(水平補剛材無視) ~ 上・下水平補剛材間パネル  
 中間橋脚( $t_w=14 \text{ mm}$ , 水平補剛材無し): 上・下フランジ間パネル  $\sim \tau_v = (\sigma_v / \sqrt{3})$

東神戸大橋

