

# 新猪名川大橋の耐震設計

神戸建設部 工事第二課 高橋 将徳  
大阪第二建設部 設計課 松倉 孝夫  
同部 同課 杉山 守久  
同部 同課 谷口 信彦

## 要 約

新猪名川大橋は、橋長400m、主塔高90mのPC斜張橋として計画されている。本橋梁は、単にその規模が同型式の橋梁として長大であるだけでなく、河川条件より中間橋脚が斜橋脚となることに起因して、動的挙動を始めとする構造諸特性が複雑である。

耐震設計に関しては、全橋模型による振動実験並びに立体モデルによる固有振動解析をこれまでに実施し、地震入力方向と直交する方向にも連成して振動するなどの本橋梁特有の立体的な振動特性を明らかにしてきた。この検討を踏まえて、本橋梁の耐震設計は動的解析によるのを原則とした。

本報告では、動的応答解析に基づく地震時挙動の検討及び橋脚・上部工各部材の耐震検討について述べるとともに、設計用応答スペクトルや異方向同時入力の影響についても検討を行い、これを受けて耐震設計の基本方針にふれている。

## まえがき

阪神高速道路大阪池田線（延伸部）に建設が予定されている新猪名川大橋は橋長400mの2径間連続形式の長大PC斜張橋である。

本橋の主塔は橋面からの高さが90mにも達し、このクラスのPC斜張橋が我が国のような地震国において建設された例は少ない。また本橋は、河川に対して約25度の斜角をなして渡河するために河川内橋脚断面の主軸が橋軸方向と斜交することから、動的挙動を始めとする構造諸特性が複雑になり、PC斜張橋としては我が国最大級の規模となる本橋に対して設計・施行上解決すべき課題は多い。

このようなことから、長大PC斜張橋を設計する上での基本的な問題点を抽出しこれに対する各種の基礎的な調査検討を実施するとともに、本橋に特有の橋梁計画上の諸条件を考慮しながらそれに最も適合すると考えられる基本構造系の設定作業をこれまでに行ってきた。<sup>1)2)</sup>更に、こうして設定された構造系に対し、耐震検討を含む概略設計が昭和60年度に実施された。

本報告はそれらのうち主として耐震設計に関わる諸検討の結果をとりまとめたものである。

## 1. 橋梁概要

本橋梁の基本構造諸元は以下のとおりであり、

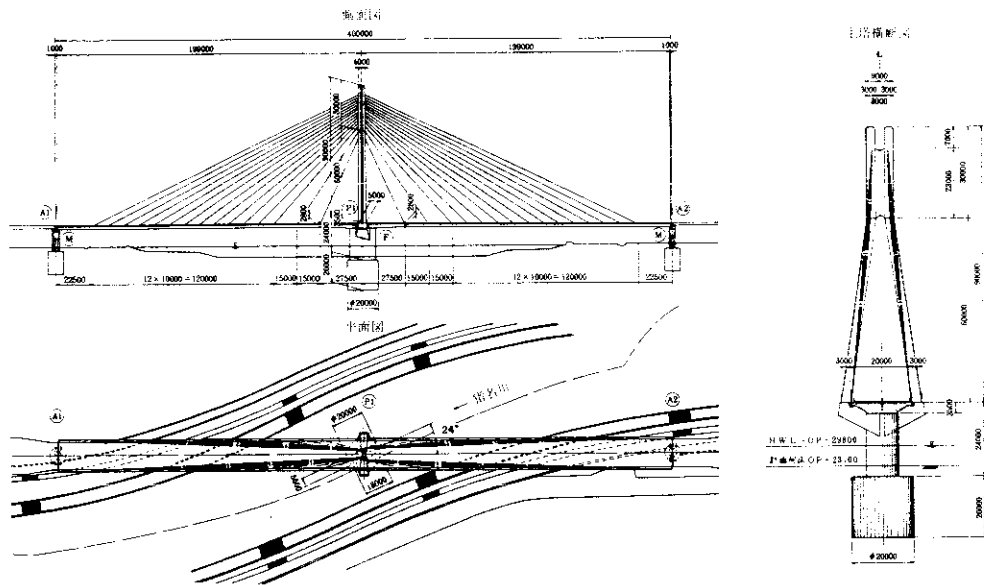


図-1 新猪名川大橋一般図

橋梁一般図を図-1に示す。

構造形式：2径間連続PC斜張橋

支間長：199.0m+199.0m（橋長400.0m）

幅員：18.0m（総幅員20.7m）

主桁：4室箱桁断面（PC構造）

主塔：逆Y形（RC構造）

斜材配置：交差2面吊りマルチファン・タイプ

河川内橋脚：壁式橋脚（小判形断面；RC構造）

基礎：大口径深礎

支持条件：中間支点；主桁・橋脚・主塔受け梁一体の剛結ラーメン形式  
端支点；可動

地盤条件：耐震設計上の地盤種別；1種地盤

橋脚となることにより、主桁～主塔間の連成振動という斜張橋特有の一般的性状に加えて、複雑な三次元的連成振動が現れることが予想される。全橋模型による振動実験の結果、主桁・主塔・斜材が大きく共振する振動数は比較的良好に分離しておりこれらが同時に振動する可能性は少ないが、斜脚の影響により地盤入力方向と直交する方向にも連成して振動し、また主桁にねじりモーメントが励起されるなどの振動性が明らかにされている。<sup>3)</sup>

従って、通常の震度法によって本橋の動的挙動を合理的に把握することは困難であり、立体的な動的応答解析に基づく耐震検討が必要である。それと同時に、橋梁にとって最も不利となる地震入力方向についても検討しなければならない。

## 2. 本橋における耐震設計上の問題点

本橋の耐震設計を行う上で問題となる事項を以下に整理する。

### 2-1 振動性状

河川内中間橋脚の柱頭部は主桁・橋脚・主塔受け梁がすべて剛結された一体構造となっており、更に河川管理上の制約から橋脚が扁平な壁式の斜

### 2-2 架橋地点の地盤構成

本橋の建設予定地点にはいわゆる丹波層群が分布している。河川内橋脚位置でのボーリング調査結果によれば、この丹波層群自体は表層部に風化がみられるものの深部は新鮮な岩と推定され、架橋地点における耐震設計上の地盤種別は1種地盤判断してよいものとおもわれる。しかし、この地域の丹波層群は有馬-高槻構造線と五月山断層を

介して大阪層群に挟まれており、丹波層群と大阪層群とは地層構成がかなり異なっている。このような地盤構成が地震動特性に与える影響を検討しておく必要がある。

### 2-3 高軸力部材の耐震性

斜張橋においては主桁に作用する荷重の大部分が斜材ケーブルを介して主塔に担われるため、主塔は常時高軸力下に置かれる。本橋の主塔は橋面からの高さが90m級のRC長柱となっており、橋脚幅に厳しい制限を受ける河川内橋脚とともに主塔の設計には耐震上の配慮が特に要求される。

## 3. 動的応答解析による耐震設計検討

### 3-1 解析モデル

動的解析モデルは、地盤ばねにより支持された基礎工を含む上・下部工のすべてとし、系全体の立体的な振動特性を評価するために図-2に示す立体フレームモデルとする。モデル化の要点を以下に示す：

- ・主桁 断面図心を通る1本梁部材として曲げ、ねじり、軸方向剛性を評価する
- ・横桁 主桁のたわみ・ねじりを斜材に伝達するため斜材定着部まで張り出した剛部材とする
- ・主塔 塔頂部の横壁でつながれた2本の部材はこれと剛性が等価な1本部材によりモデル化し、また斜材と塔とを接合する水平部材は剛部材とする
- ・中間橋脚 斜角の影響は主軸を全体座標系に対して回転させたコードアングルにて評価し、また回転慣性を考慮する
- ・柱頭部 主桁、橋脚、主塔受け梁の結合部は剛域を考慮し剛部材としてモデル化する
- ・斜材 軸方向剛性のみを有する部材として、交差2面吊りの全斜材をモデル化する
- ・基礎 自重、回転慣性を基礎重心位置で考慮する。基礎の支持条件は、道路橋示方書（以下「道示」と略記）のケーソンばねの算定法に従って評価した重心位置での集中ばね支持

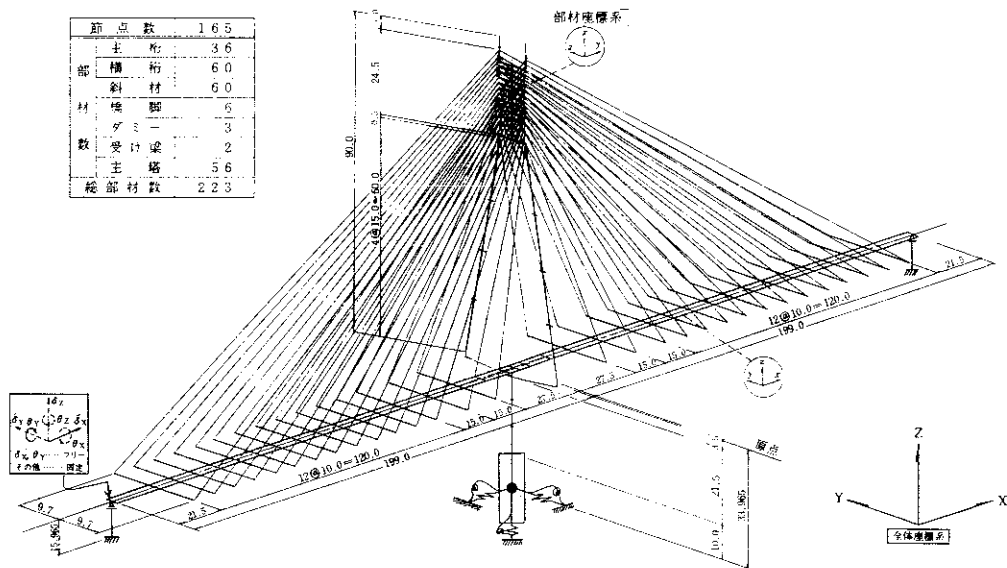


図-2 耐震解析用立体フレームモデル

とした。地盤反力係数はPS検層の結果 (Vs) に基づき算定する

### 3-2 固有振動解析

20次までの固有周期と刺激係数を表-1に、また固有振動モードの一部を図-3に示す。

表-1 材料強度

(a) コンクリート

部材	種別	$\sigma_{ck}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ca}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
主桁・受梁	PC部材	400	140
主塔	RC部材	400	133
橋脚	RC部材	300	100

(b) 鉄筋

規格	$\sigma_{sa}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sy}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
SD30	1800	3000

### 3-3 動的応答解析

固有振動解析に基づきスペクトルモード解析により断面力を算定する。最大応答値は各次の応答値の2乗和平方根 (Root Sum Square; r. s. s.) により求める。

#### 3-3-1 入力地震動

地震動の入力方向として水平及び鉛直方向を考える。前者については本橋の振動特性を考慮し、橋軸・橋軸直角方向だけでなく橋脚長軸・短軸方向についても検討を行うことにした (図-4)。

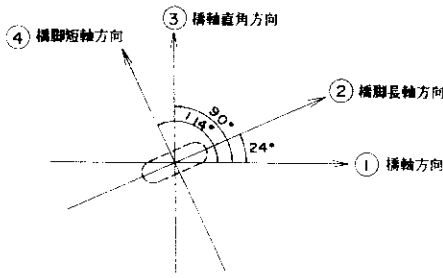


図-4 水平地震動の入力方法

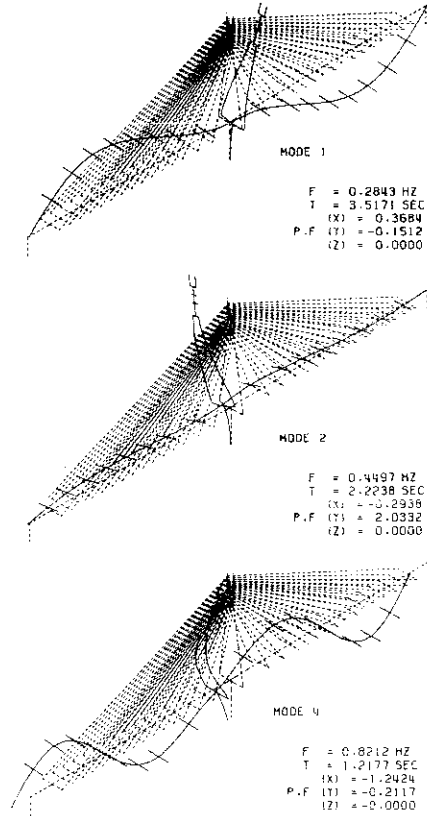


図-3 固有振動モード図

応答加速度スペクトル曲線は、ここでは「道示 V・耐震設計編」の1種地盤に対する設計水平震度の補正係数  $\beta$  を応答加速度スペクトル倍率とみなし、基盤入力加速度を180galとしたものを暫定的に用いることにする (図-5)。また鉛直方向についてはこれの1/2とした。

#### b) RC部材

主塔・橋脚などのRC部材については地震時における軸力の最大・最小値の下での2軸曲げを考慮した許容曲げモーメントにより検討を行う。ここで許容曲げモーメントとは、許容応力度設計法の考え方に準じて、RC断面での鉄筋あるいはコンクリートの縁応力度が許容応力度に達するときの曲げモーメントである。

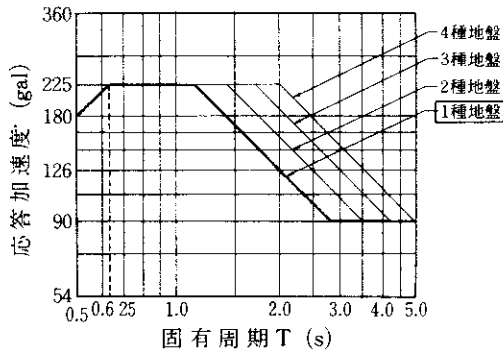


図-5 検討に用いる応答スペクトル曲線

表-2 固有周期及び刺激係数

モード次数	固有周期 T		刺激係数		
	(sec)	X (橋軸)	Y (橋脚)	Z (鉛直)	(鉛直)
1	3.517	0.368	0.151	0.000	0.000
2	2.224	0.294	2.033	0.000	0.000
3	1.593	0.000	0.000	1.395	0.000
4	1.216	1.242	0.212	0.000	0.000
5	1.107	0.000	0.000	0.000	0.000
6	0.986	0.000	0.000	0.482	0.000
7	0.979	1.113	0.029	0.000	0.000
8	0.844	0.044	1.106	0.000	0.000
9	0.649	0.000	0.000	0.000	0.000
10	0.636	0.395	0.628	0.000	0.000
11	0.409	0.000	0.000	0.408	0.000
12	0.608	0.337	0.004	0.000	0.000
13	0.546	0.013	0.173	0.000	0.000
14	0.484	0.747	0.471	0.000	0.000
15	0.460	0.085	0.658	0.000	0.000
16	0.426	0.000	0.000	0.000	0.000
17	0.410	0.074	0.241	0.000	0.000
18	0.383	0.000	0.000	0.165	0.000
19	0.382	0.175	0.058	0.000	0.000
20	0.362	0.000	0.000	0.000	0.000

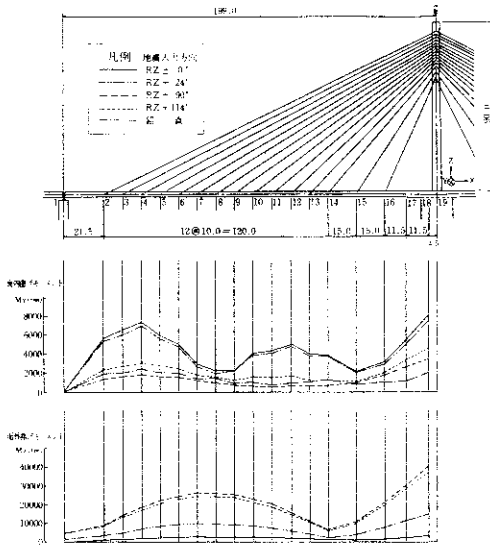


図-6 主桁部最大曲げモーメント応答図

### 3-3-2 解析結果

主要点の最大応答値を表-2にまとめて示す。また主桁の最大曲げモーメント応答を図-6に、主塔及び橋脚の最大曲げモーメント応答を図-7に、それぞれ各入力方向ごとに示す。表-2から明らかなように、斜橋脚の影響により地盤入力方向と直交する方向にも連成した応答が現れている。

### 3-4 主要断面の耐震検討

#### 3-4-1 検討方法

上に示したように、本橋においてはたとえ1方向からの地震入力であっても各部材には常に2方向の断面力が作用する。従って部材断面の安全度の照査に際しては2方向の断面力の影響を考慮することが必要になる。以下に設計荷重作用時並びに終局荷重作用時の曲げに対する照査方法を中心に述べる。

検討に用いるコンクリート、鉄筋の材料強度を表-3に示す。

#### (1) 設計荷重作用時の検討

設計荷重作用時には許容応力度法により2軸曲げの検討を行う。地震時の許容応力度の割増し係数は1.5とする。

##### a) PC部材

主桁などのPC部材については、持続荷重による応力度に地震荷重によって発生する応力度を符号を考慮して組合わせたものの中から最大・最小となるものを選ぶ。すなわち

$$\sigma = \sigma_D \pm \frac{N}{A} \pm \frac{My}{Z_y} \pm \frac{Mz}{Z_z} \dots\dots (1)$$

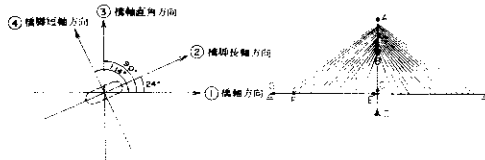
ここに

$\sigma_D$  : 持続荷重による応力度

N, My, Mz : 地震荷重による軸力、曲げ

表-3 主要点の最大応答値一覧

		R2・D*	R2・EQ	R2・90°	R2・135°	
変位	A	橋軸方向	7.65	8.42	8.09	5.53
		橋軸直角方向	5.15	8.40	29.28	28.52
	C	橋軸方向	4.92	4.90	1.41	1.79
		橋軸直角方向	1.03	1.62	5.32	5.17
回転	F	橋軸直角方向	0.54	1.43	3.91	3.68
		鉛直方向	13.06	11.40	5.10	8.09
曲げモーメント	B	橋軸回り	1.279	1.560	3.774	3.660
		橋軸直角回り	5.862	5.700	1.633	2.129
	C	橋軸回り	1.887	2.197	5.227	5.104
		橋軸直角回り	6.241	5.743	3.434	4.215
モーメント	D	橋脚長軸回り	26.143	31.513	81.502	79.575
		橋脚短軸回り	126.796	124.267	47.298	53.619
(た)	E	面内	8.279	7.653	9.525	4.733
		面外	3.558	15.105	40.045	37.254
	F	面内	7.521	7.042	1.858	1.226
		面外	1.985	7.074	18.864	17.361
たがねモーメント (た)	G		208	203	190	129
	H		436	576	1.651	1.608
軸力	I		0	0	0	0
	J		740	977	2.909	2.281
せん断力	K		0	0	0	0
	L		1.632	1.569	296	537
断面力	M	橋軸方向	358	344	106	145
		橋軸直角方向	85	97	231	226
断面力	N	橋脚長軸方向	4.822	4.688	1.085	1.564
		橋脚短軸方向	1.574	1.668	2.192	2.121
断面力	O	橋軸直角方向	110	342	882	821
		鉛直方向	266	253	81	116
断面力	P	橋軸直角方向	69	241	629	585
		鉛直方向	251	244	62	111



モーメント

y, z : 断面の主軸

こうして得られた合計応力度のうち曲げ引張応力に対しては引張鋼材による補強を検討する。

なお、a)、b)とも持続荷重による断面力は別途行った平面骨組モデルによる橋軸方向クリープ解析結果に基づき、クリープ・乾燥収縮が完了した時点 ( $t = \infty$ 時)での断面力を用いている。

(2) 終局荷重作用時の検討

終局荷重作用時の荷重組合せとしては

① 1.3 (D+EQ)

② 1.0 D+1.3 EQ (2)

D: 死荷重, EQ: 地震の影響

を考える。

RC部材、RC部材ともに、式(2)により算定した終局荷重作用時の2軸曲げモーメント ( $M_y, M_z$ )の組が、最大あるいは最小軸力の下での  $M_{uy} - M_{uz}$  相互作用曲線の範囲内にあることを確認することにより検討を行う。ここに  $M_{uy}$ ,  $M_{uz}$  は「道示Ⅲ・コンクリート橋編」の破壊抵抗曲げモーメントの算定法を2軸曲げに拡張して得られるものである。

### 3-4-2 各部材断面の検討

(1) 主桁

設計荷重作用時(地震時)においては主桁一般部及び柱頭部付近に2軸曲げによる引張応力が発生する。しかし活荷重時において決定された主桁内のPC鋼材あるいは補強引張鉄筋の配置によりこれに対処できる。また終局荷重作用時においては現断面は十分な2軸曲げ耐力を有しているという結果が得られた。

なお地震時に発生する主桁のせん断及びねじりについても検討を行い、必要な補強鉄筋を算定している。

(2) 主塔

主塔の断面図を図-8に示す。主塔基部断面に対する検討結果は図-9に示すとおりであり、設計荷重作用時(許容応力度照査)において断面が決定されることがわかる。

(3) 中間橋脚

橋脚下端断面(図-10)に対する検討結果を図-11に示す。D-51鉄筋を3段配置することにより耐力が確保されることがわかる。

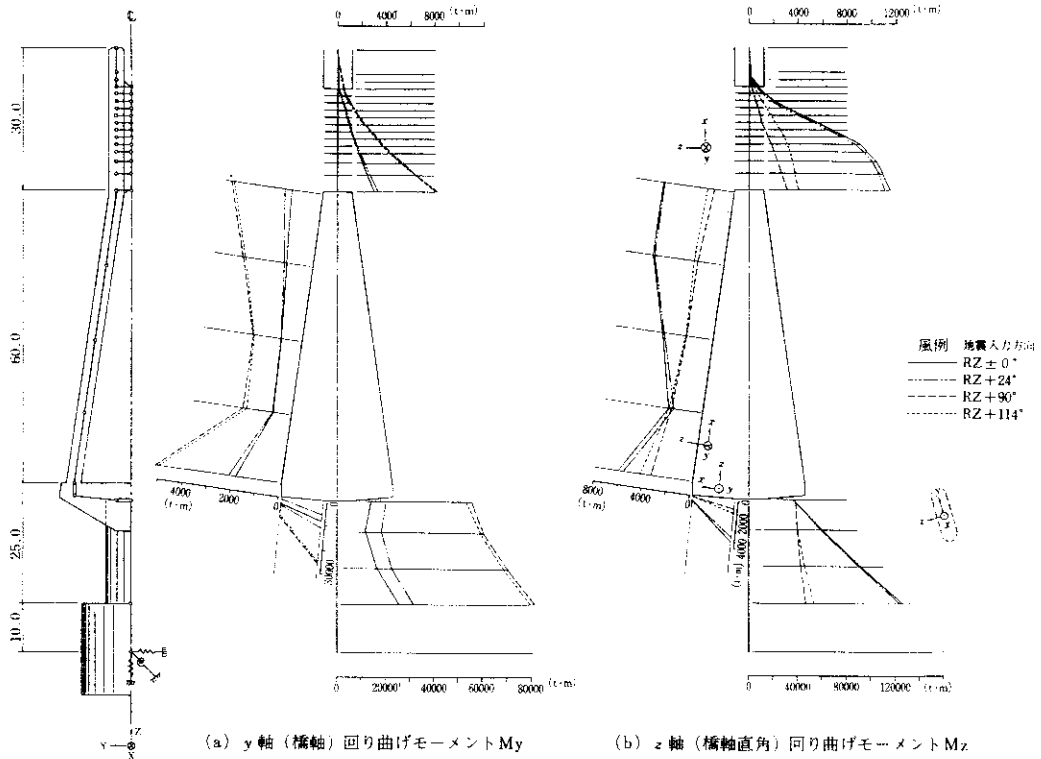


図-7 主塔・橋脚部最大曲げモーメント応答図

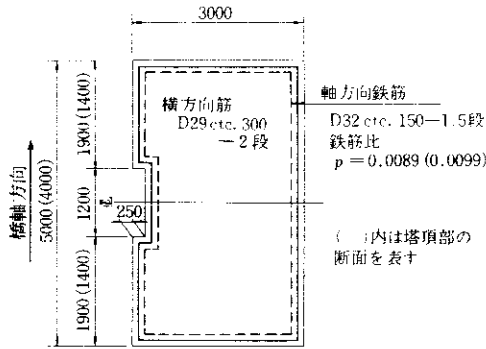


図-8 主塔断面

#### 4. 異方向同時入力の検討

3-4では、本橋の部材の耐力照査において2方向断面力を考慮することの必要性を指摘しその検討法を示した。ただし、それはあくまでも各方向別の水平地震動により各々生ずる1組の2方向

断面力に対する照査である。また水平地震と鉛直地震の組合せについても考慮していない。ここでは水平2方向同時入力及び水平・鉛直方向同時入力による影響について検討を行う。

##### 4-1 水平2方向同時入力の検討

地震動の作用方向として、水平直交2方向(橋軸方向と橋軸直角方向あるいは橋脚長軸方向と橋脚短軸方向)の組合せを考慮し、表-4に示す4つのケースについて検討する。応答加速度スペクトル曲線は「道示スペクトル」を用いる。

ケースA: 互いに直角方向の地震が同レベルで構造物に作用するものと考え、単純に2乗和平方根(r. s. s.)をとったもの

ケースB: 本四「耐震設計基準」及び大和川橋梁設計指針<sup>4)</sup>の考え方に従ったもの

ケースC: ATC-6<sup>5)</sup>に従ったもの

ケースD: 地震波の水平分を合成した場合、水平

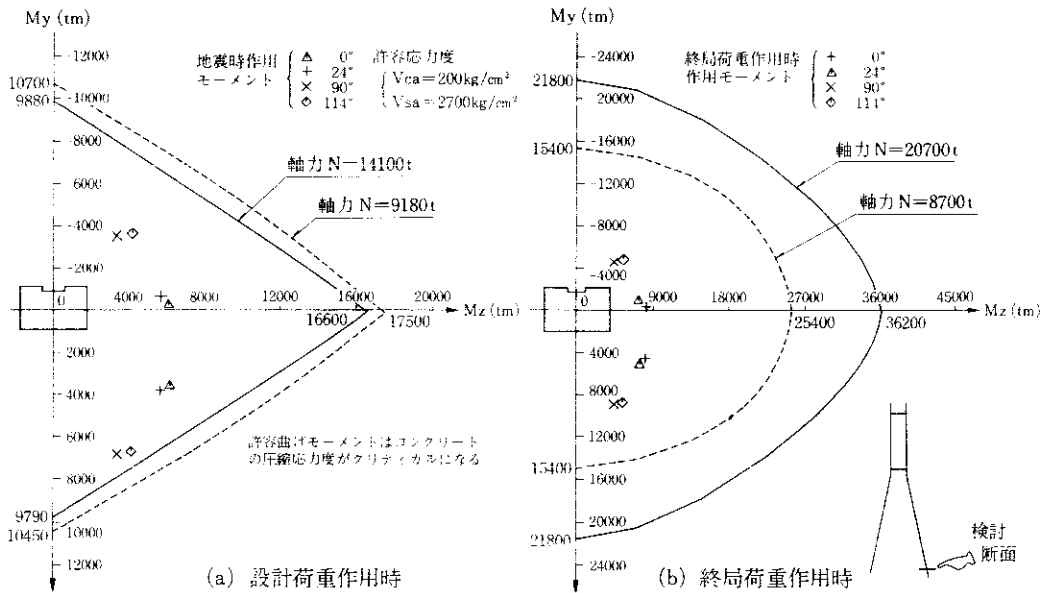


図-9 主塔基部断面における安全性の検討

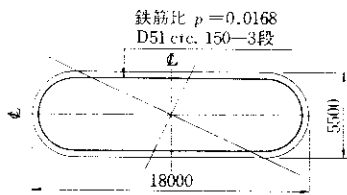


図-10 中間橋脚断面

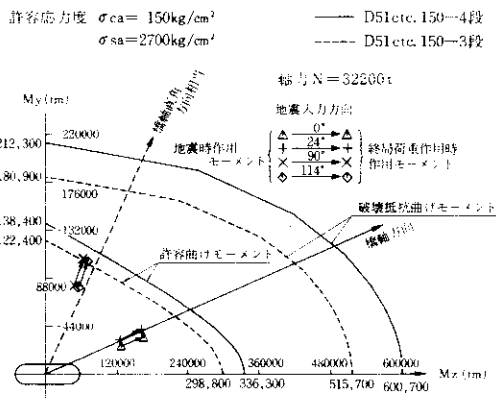


図-11 橋脚下端断面の安全性の検討

2成分のうちいずれか大きい方の成分と比較すると約8%程度増幅される<sup>6)</sup>ことを考慮して、互いに直交する入力方向の断面力のうち、いずれか大きい方の断面力を1.1倍することにより2方向同時入力を考慮したもの

上記の4ケースについて主要断面に対する比較を行った結果、これらの組合せ方法から得られる断面力に大きな差はなく、水平2方向入力の影響はいずれか大きい方の断面力を約10%程度割増せば概ねカバーされることがわかった。

従って設計上の簡便さを勘案して、単に各方向別の断面力を1割増しとすることにより水平2方向同時入力の影響を考慮することができよう。

#### 4-2 水平方向・鉛直方向同時入力の検討

「道示スペクトル」を用い、基盤入力加速度を水平方向180gal、鉛直方向90galとして、各水平方向入力と鉛直方向入力による断面力のr. s. s. 値を算定した。

その結果、主桁の面内曲げモーメントについては応答の最も大きい橋軸方向入力時における鉛直



表-4 水平2方向同時入力の組合せケース

	橋軸方向①と橋軸直角方向③の組合せ	橋脚長軸方向②と短軸方向④の組合せ
A	$\sqrt{(1.0\textcircled{1})^2 + (1.0\textcircled{3})^2}$	$\sqrt{(1.0\textcircled{2})^2 + (1.0\textcircled{4})^2}$
B	$\max [\sqrt{(1.0\textcircled{1})^2 + (2/3\textcircled{3})^2}, \sqrt{(2/3\textcircled{1})^2 + (1.0\textcircled{3})^2}]$	$\max [\sqrt{(1.0\textcircled{2})^2 + (2/3\textcircled{4})^2}, \sqrt{(2/3\textcircled{2})^2 + (1.0\textcircled{4})^2}]$
C	$\max [1.0\textcircled{1} + 0.3\textcircled{3}, 0.3\textcircled{1} + 1.0\textcircled{3}]$	$\max [1.0\textcircled{2} + 0.3\textcircled{4}, 0.3\textcircled{2} + 1.0\textcircled{4}]$
D	$\max [1.1\textcircled{1}, 1.1\textcircled{3}]$	$\max [1.1\textcircled{2}, 1.1\textcircled{4}]$

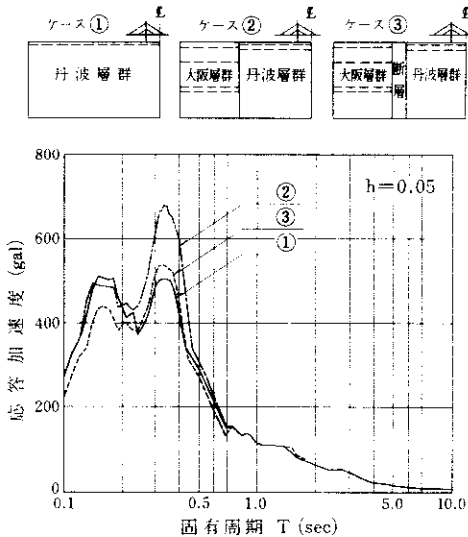


図-12 応答加速度スペクトルの比較

方向入力の影響は数%程度であることがわかった。

また主塔・橋脚などの鉛直部材については、曲げモーメントは鉛直地震動により増幅されないが、一方軸力は最大22%程度増幅される。ただし主塔・橋脚は死荷重により常に約10000t以上の高軸力下に置かれていることを考慮すれば、実質的な軸力増分はたかだか2%程度である。

以上より、設計上は鉛直方向地震動を無視して差し支えないものと思われる。

## 5. 地盤構成に関する地震動特性の検討

2-2で述べたように、本橋の支持地盤となる丹波層群は断層を介して大阪層群に挟まれており、丹波層群単独の成層地盤と仮定した場合に比べ、大阪層群が存在することによる影響及び両層群間の断層の影響によって、建設地点の地震特性が異なる可能性がある。

このようなことから、①丹波層群単独②丹波層群と大阪層群の並列地盤③丹波層群と大阪層群の境界に断層を挟んだものの3ケースについて、開北橋Tr記録を用いた地盤の振動解析を行った。

その結果、中央地盤における深さ方向の最大加速度分布には若干の差異がみられたが、構造物に与える地震動特性という観点から応答スペクトルで比較したところ、本橋の主要部材の断面力に主として関与する固有周期1秒以上の領域ではほとんど差はみられなかった(図-12)。

以上より本橋の耐震設計上、上記の影響は無視できるものと判断される。

## 6. 設計用応答加速度スペクトルの検討

3. の検討では暫定的に「道示V」1種地盤相当のスペクトルを用いたが、建設地点における地震活動度・地盤条件・構造物の特性などを考慮した上で本橋の耐震設計用のスペクトルを今後設定していく必要がある。

基礎が岩盤中に根入れされることから、1種地

盤に対応する設計用入力地震動を、構造物の支持地盤における応答加速度スペクトル曲線として規定することになっている。ここでは設計用スペクトルの設定に先立ち、以下に示すいくつかのスペクトルについて比較を行う：

- ①「道示スペクトル」：3. の検討に用いた「道示Ⅴ」の1種地盤相当のスペクトル
- ②「本四スペクトル」：本四公団「耐震設計基準」における応答加速度スペクトル曲線
- ③「土研平均スペクトル」：「道示Ⅴ」に示された1種地盤に対する平均応答スペクトル曲線を基盤入力加速度198galとして補正したもの
- ④「土研期待値スペクトル」：1885年から1981年までに発生した架橋地点近傍の既往の地震資料に統計処理を施し、再現期間を100年として算定したもの
- ⑤～⑧実地震波による応答加速度スペクトル：1種地盤上で採取された実地震波のうち、最大加速度、震央距離、マグニチュードを考慮して選定した4つの地震から得られるスペクトルを基盤入力加速度198galとして補正したもの

なお、③、⑤～⑧における基盤入力加速度198galは、④と同様の手法<sup>7)</sup>により再現期間100年の基盤加速度として算定したものである。

これらの8本のスペクトル曲線を比較して図-13に示す。これによると、「道示スペクトル」は他のスペクトルに比較して長周期領域で大きく、一方短周期領域で低めになっている。

以上より、長周期領域 ( $T=1$  秒程度以上) では図-13の③～⑧のスペクトル曲線を安全側に包絡し、かつ長周期地震動に対する配慮から速度応答スペクトル  $S_v$  を一定とし、また短周期領域 ( $T=0.5$  秒程度以下) では構造物の減衰特性が短周期側で大きくなることを考慮して200～400gal程度の一定値とする、という方向で部材の耐力照査に用いる設計スペクトルを設定していきたい。

なお後述するように、主塔などの変形性能の照査に用いるべき大地震に対応する入力地震動についても別途検討していく必要がある。

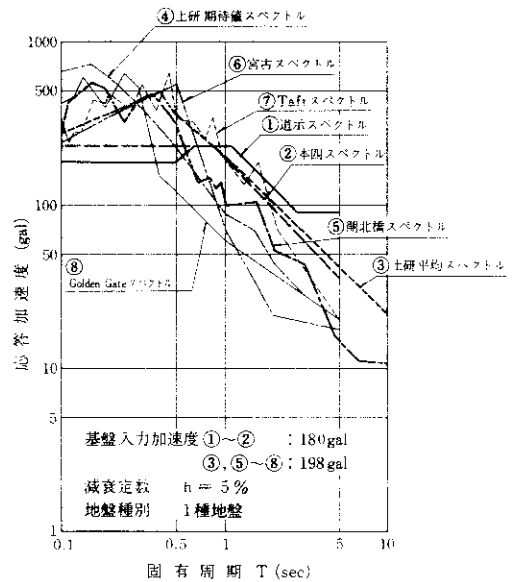


図-13 応答加速度スペクトルの比較

## 7. 耐震設計の基本方針

以上の検討を踏まえ、本橋の耐震設計は次のような方針に基づいて行うものとした：

- 1) 耐震設計は動的応答解析によることを原則とする
- 2) 耐震性の照査は次の①および②によって行う
  - ① 供用期間中に相当高い確度で生ずると期待される程度の地震動に対して、構造物の各部材が所要の耐力を保持し、また課題な変形を生じないことを確認する
  - ② 当該地点で稀にでも発生する可能性のある大地震にたいしても、構造系が所要の変形性能を確保していることを確認する
  - ③ 上記の①の部材の耐力照査は応答スペクトル法により算定した地震時断面力を用い、「道示Ⅲ・コンクリート橋編」に準じて、許容応力度の照査（設計荷重作用時）と断面破壊に対する安全度の照査（終局荷重作用時）とにより行うものとするまた水平2方向同時

入力の影響を考慮する

## 8. 今後の課題

本報告では新猪名川大橋の耐震設計に関する問題点を明らかにし、それに対する諸検討を踏まえた上で耐震設計の基本方針を示した。

今後の当面の課題は前章2)の①において部材の耐力照査に用いる合理的な耐震設計用スペクトルの設定である。また前章2)の②については、特に主塔に関して高軸力下のRC柱としての地震時の変形性能の確保が重要な課題である。逆Y形主塔のような不静定系の弾塑性地震応答性状は十分に解明されているとは言い難いことから、これらに対する照査の方法やそれに見合う地震動のレベルに対する検討を行っておくことが必要になる。

## あとがき

本検討にあたっては猪名川第2橋梁技術委員会(委員長:岡田清 京都大学名誉教授)、同・耐震作業部会(主査:山田善一 京都大学教授)の委員の方々より適切な御指導をいただいている。ここに改めて感謝の意を表する次第である。

また検討に携わっていただいた岡田、友永両氏(㈱建設技術研究所)にも深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 大阪池田線(延伸部)猪名川第2橋梁調査報告書(昭和59年度), 阪神高速道路公団大阪第二建設部, 昭和60年3月
- 2) 高橋, 松倉, 杉山, 谷口: 猪名川第2橋梁(PC斜張橋)の計画概要, 橋梁と基礎, 昭和61年6月
- 3) 南荘, 山田, 家村: コンクリート斜張橋の振動実験, 土木学会第39回年次講演会概要集, 昭和59年10月
- 4) 阪神高速道路公団: 大和川橋梁上部工耐震設計指針, 昭和59年3月
- 5) Applied Technology Council: ATC - 6 Seismic Design Guidelines for Highway Bridges, 1981.
- 6) 川島, 相沢, 高橋: 強震記録の重回帰分析による地震動の最大加速度, 最大速度および最大変位の推定式, 土木技術資料, Vol. 26-2, 昭和59年2月
- 7) 建設省土木研究所: 動的解析用入力地震動の設定法, 土木研究所資料2120号, 昭和59年3月