

PC 斜張橋（新猪名川大橋）の地震応答特性と耐震設計法

江 見 晋*
橋 本 良 之**
岡 田 鉄 三***

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、200 m+200 m の2径間連続 PC 斜張橋である¹⁾。本橋は主塔の高さが橋面から 90 m にもなる長大 PC 斜張橋であり、また河川に対して約 25 度の斜角で渡河することより橋脚断面の主軸が橋軸方向と斜角をなしており、地震時動的挙動の把握および耐震設計については詳細な検討がなされた^{2),3)}。

本報告は新猪名川大橋 PC 斜張橋の地震応答特性と耐震設計法について述べたものである。地震応答解析、全橋模型による振動実験より本橋の地震応答性状を明らかにし、また弾塑性地震応答解析、RC 柱部材の弾塑性実験より PC 斜張橋としての弾塑性挙動を検討した。耐震設計法としては動的解析に基づく2段階設計法を提案し、各過程における設計用応答スペクトルを示した。

1. 橋梁の概要

本橋梁の基本構造諸元は以下のとおりであり、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：199.0+199.0 m (橋長 400.0 m)
幅員：18.0 m (総幅員 20.7 m)
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：連続地中壁基礎 (円形断面)
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：1種地盤 (耐震設計上の地盤種別)

2. PC 斜張橋の地震応答

前述のように、本橋は斜橋脚を有する長大斜張橋であ

り、複雑な動的応答性状を示すものと予想されることから耐震検討にあたり、まず地震応答性状を把握することにした。

2.1 地震応答解析

2.1.1 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。

- ① 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。
- ② 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。
- ③ 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。
- ④ 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。
- ⑤ 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。
- ⑥ 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。
- ⑦ 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、「道示」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とした。地盤反力係数は PS 検層の結果 (V_s) に基づき算定する。

2.1.2 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。

2.1.3 スペクトルモード解析

固有振動解析結果に基づいてスペクトルモード解析により地震による断面力を算定する。各部材の最大応答値は各次の応答値の乗和平方根をとることにより求める。

地震動の入力方向として水平および鉛直方向を考へる。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

* (財) 阪神高速道路管理技術センター

** 阪神高速道路公団池田工事事務所

*** (株) 建設技術研究所大阪支社

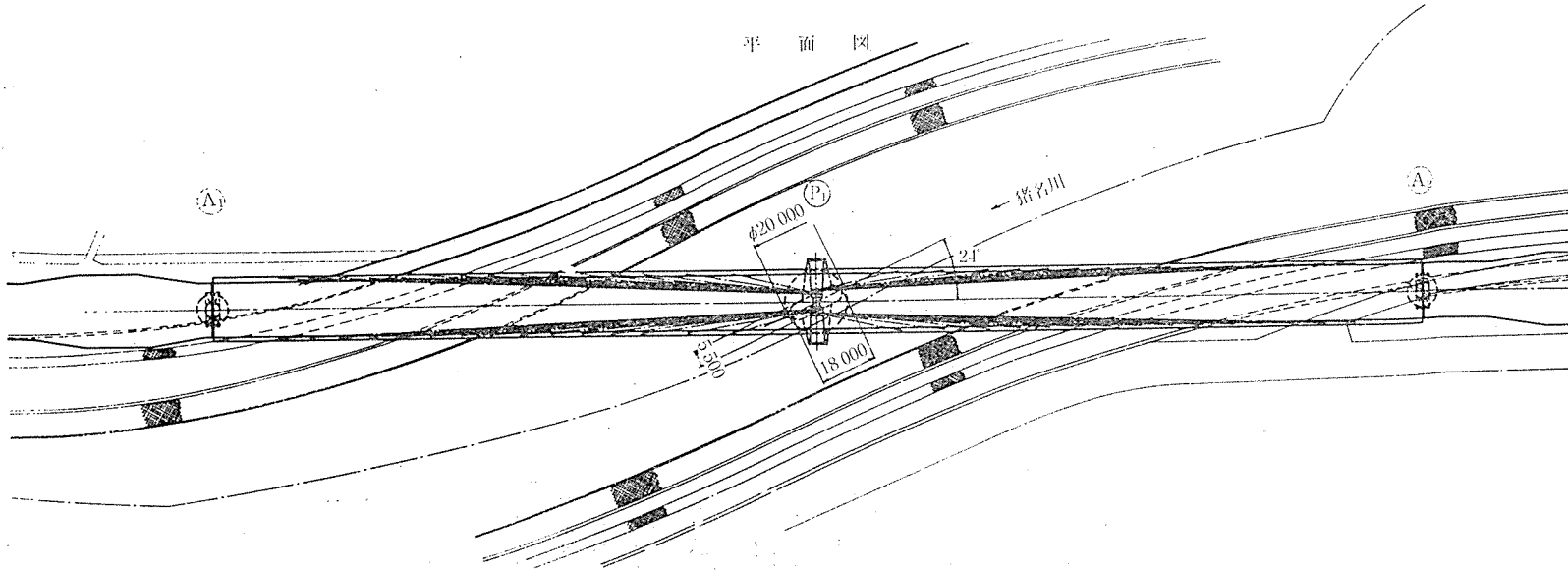
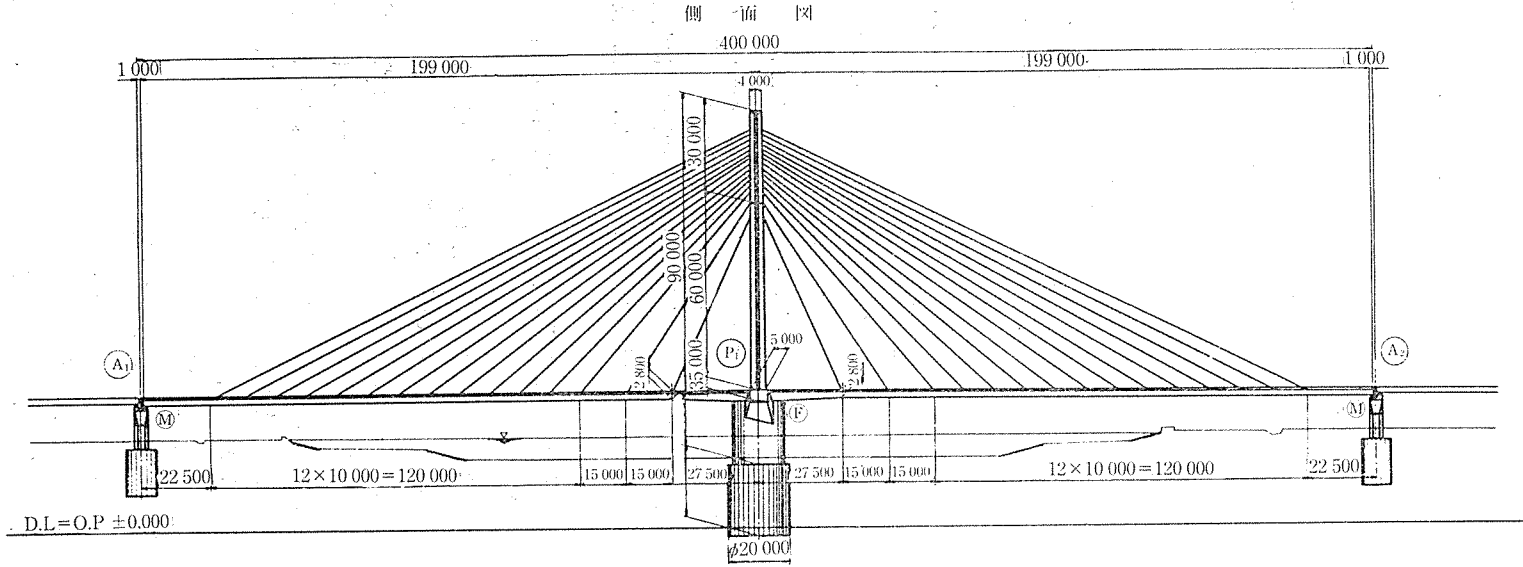


图-1 橋 梁 一 般 図

表-1 固有周期と刺激係数

モード 次数	固有周期 T (sec)	刺激係数 (PF)		
		X (橋軸)	Y (直角)	Z (鉛直)
1	3.517	0.368	-0.151	0.000
2	2.224	-0.294	2.033	0.000
3	1.563	0.000	0.000	1.360
4	1.218	-1.242	-0.212	0.000
5	1.107	0.000	0.000	0.000
6	0.986	0.000	0.000	-0.482
7	0.979	1.113	0.029	0.000
8	0.844	-0.044	0.106	0.000
9	0.649	0.000	0.000	0.000
10	0.636	0.395	-0.628	0.000
11	0.609	0.000	0.000	-0.608
12	0.608	-0.337	-0.009	0.000
13	0.546	-0.013	-0.173	0.000
14	0.484	-0.747	0.471	0.000
15	0.460	-0.085	-0.658	0.000
16	0.426	0.000	0.000	0.000
17	0.410	-0.074	0.241	0.000
18	0.383	0.000	0.000	0.165
19	0.383	-0.176	-0.058	0.000
20	0.368	0.000	0.000	0.000

表-2 主要点の最大応答値

断面力		地震入力方向	橋 軸	橋脚長軸	橋軸直角	橋脚短軸
曲げ モーメント (tm)	C	橋 軸 回 り	1849	1919	4883	4856
		橋軸直角回り	6756	5724	5350	6441
	D	橋脚長軸回り	21050	25720	64890	63180
		橋脚短軸回り	97600	95340	36810	42690
	E	面 内	7212	6702	2905	3940
		面 外	3542	15840	42880	40000
F	面 内	6349	5970	1381	2564	
	面 外	2878	8392	20810	19250	
軸力 (t)	C		696	1114	2436	2276
	E		1441	1356	339	595
せん 断 力 (t)	C	橋 軸 方 向	347	307	203	259
		橋軸直角方向	86	89	227	226
	D	橋脚長軸方向	3955	3858	1396	1639
		橋脚短軸方向	1430	1727	2579	2430
	E	橋軸直角方向	128	391	982	910
		鉛 直 方 向	231	219	75	105
	G	橋軸直角方向	95	290	726	672
		鉛 直 方 向	229	215	49	93

検討を行うことにした(図-4)。応答加速度スペクトルは、後述する「新猪名川大橋・設計用スペクトル」を用いる。また鉛直方向については上記スペクトル値の1/2とする。

このようにして得られた解析結果のうち、主要点の最大応答値を表-2に示す。これから明らかなように、斜橋脚の影響によって地震入力方向と直交する方向にも連成した応答が現れることがわかる。

2.2 全体模型による振動実験

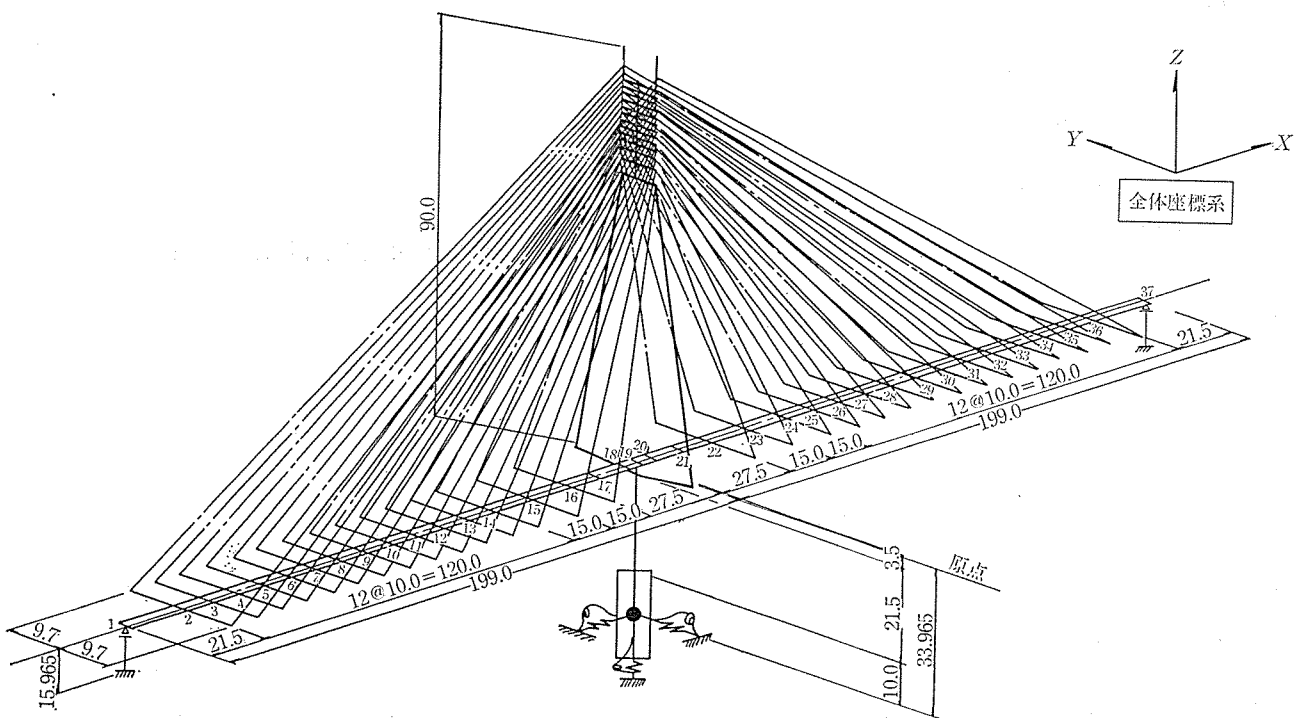
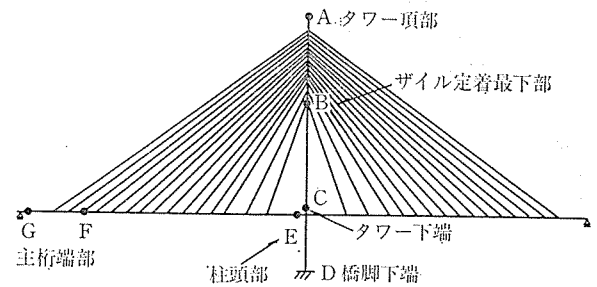
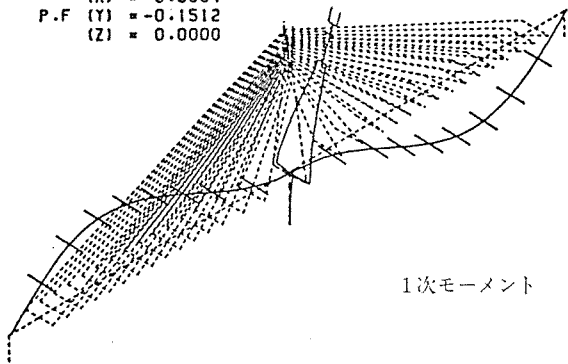


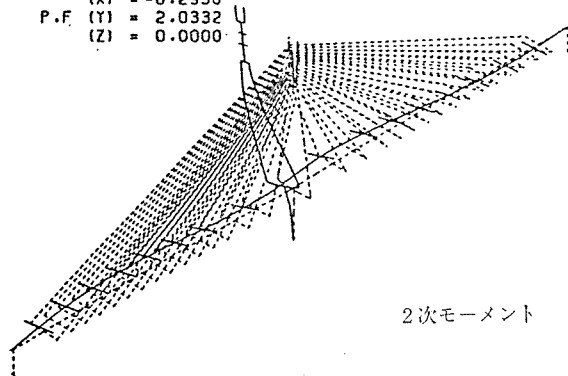
図-2 耐震解析用立体フレームモデル

◇報 告◇

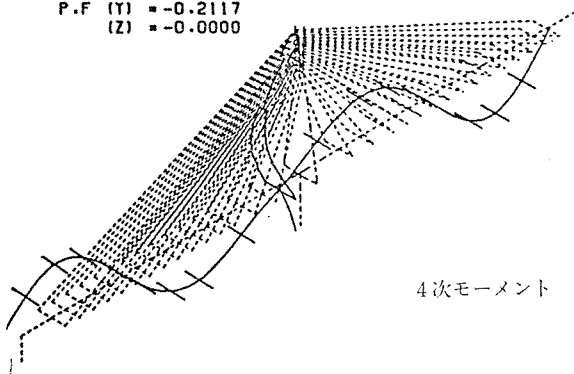
F = 0.2843 HZ
 T = 3.5171 SEC
 (X) = 0.3684
 P.F. (Y) = -0.1512
 (Z) = 0.0000



F = 0.4497 HZ
 T = 2.2238 SEC
 (X) = -0.2938
 P.F. (Y) = 2.0332
 (Z) = 0.0000



F = 0.8212 HZ
 T = 1.2177 SEC
 (X) = -1.2424
 P.F. (Y) = -0.2117
 (Z) = -0.0000



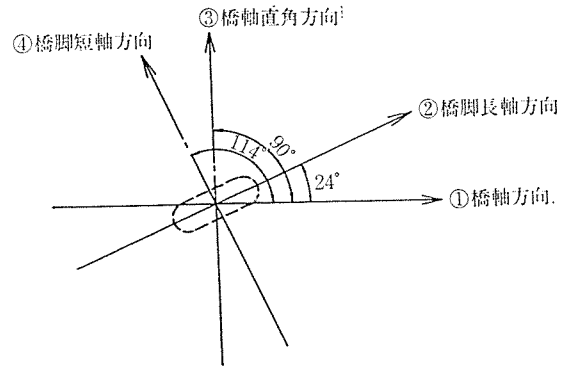
図—3 固有振動モード図

本橋の振動特性を把握する目的で、全橋モデルによる振動実験を次のように実施した⁴⁾。なお、本実験は京都大学土木工学教室（担当：山田教授）において行われたものである。

2.2.1 模型の作製

(1) 部材のモデル化

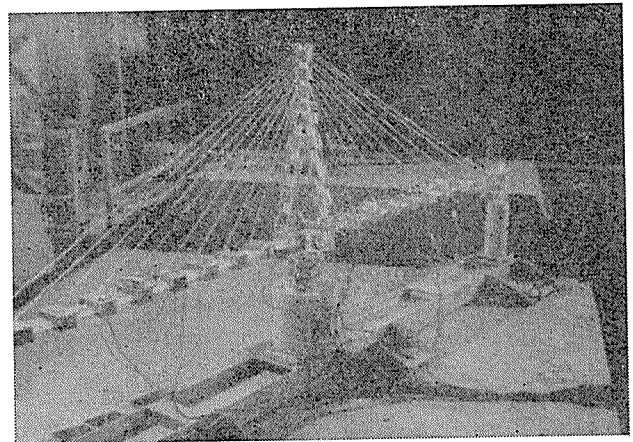
振動実験に用いる全橋模型の作成にあたっては、上部構造の構成部材である主桁と主塔とが軸力作用下で曲げ



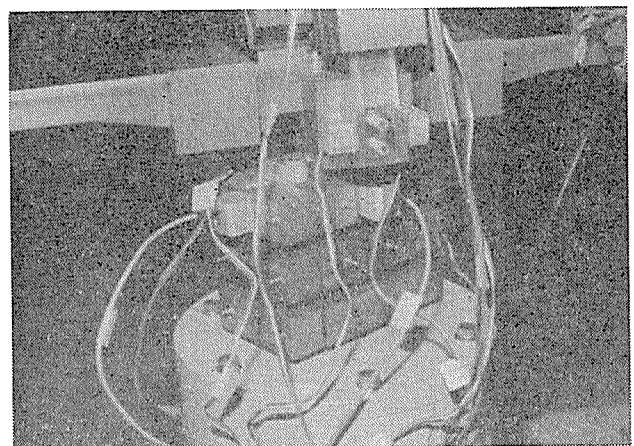
図—4 水平地震動の入力方向

振動する場合の運動方程式を立て、プロトタイプと模型の方程式が相似となるように、かつ振動台の大きさなどの制約条件を満足するように幾何学的スケールおよびタイムスケールを決定した。この結果、全橋の 1/130 モデルを採用することにした。

主桁、主塔の模型はアクリル製とし、上記の相似条件を満足するように模型の断面寸法、重量を定めた。ただしコンクリート橋という特性上、長さの縮尺どおりにモデル化すると重量が過大となるため、縮尺の何倍で模型の断面 2 次モーメントを決定するかという係数 ($1/\beta$) を導入した。ここでは $\beta=5.0$ を採用している。



写真—1 振動台上の全橋模型



写真—2 橋脚-塔基部-主桁の結合部の状況

斜材ケーブルについてはその軸力方向性 (EA) と主桁の曲げ剛性 (EI) との比がプロトタイプと模型とで等しくなるように定め、またプロトタイプと模型の斜材ケーブルの1次振動数比をタイムスケールに合わせるように付加重量を決定した。なお、模型ではプロトタイプの斜材の3本分を1本にまとめている。

(2) 模型の概要

以上のようにして作製した全長 3 m の模型を写真—1 に示す。中間橋脚柱頭部においては主桁剛結構造と主桁フリー構造のいずれにも対処できるよう配慮した。また橋脚と主桁のなす角度を 24° と 90° の2種類に変更できるよう工夫している (写真—2)。

2.2.2 振動実験

加振装置は京都大学防災研究所内に設置されている低域振動発生装置を使用した。計測装置としては超小型加速度計と動ひずみ計を用いている。

計測箇所は主桁3点、主塔5点、中間橋脚と端橋脚各1点であり、加速度応答を計測した。

振動実験の対象とした模型および加振ケースを表—3 に示す。各ケースの加振にあたっては 0.5~35 Hz の振動数範囲でのスイープ試験を行い、収録データをAD

表—3 実験ケースと実験番号

柱頭部の結合条件	中間橋脚の斜角	加振方向			
		橋脚直角	橋脚軸	橋脚強軸	橋脚弱軸
主桁剛結	90°	000	010	—	—
	24°	001	011	021	031
主桁フリー	24°	101	111	—	—

変換した後、共振曲線、位相曲線を算出しプロッタ出力した。

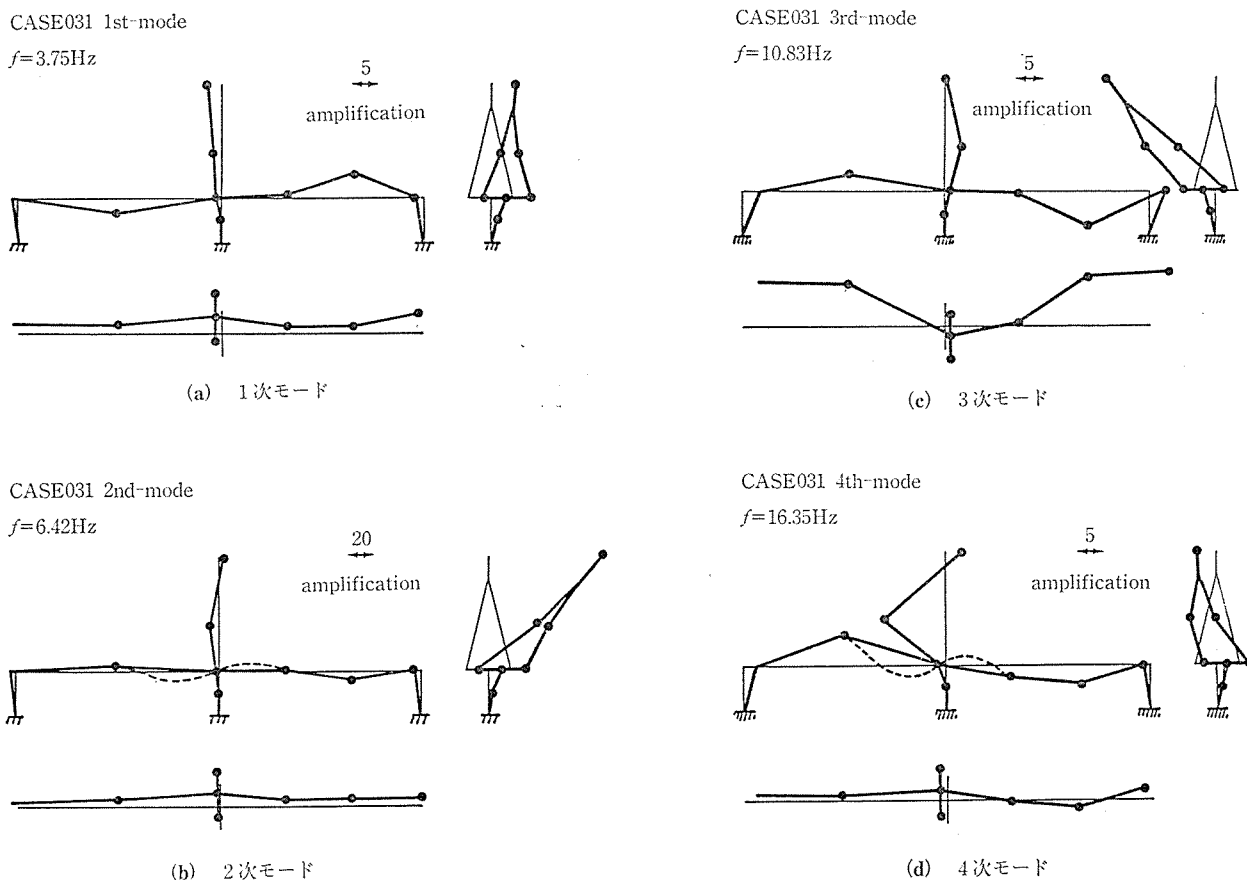
2.2.3 実験結果と考察

(1) 主桁剛結・斜橋モデル

全体的な振動性状が最も顕著に現れたケース (主桁剛結モデル, 斜角 24°, 橋脚弱軸方向加振) における振動モード図を図—5 に示す。

この図には、立体的な振動性状を把握するために3方向からみた振動モードを示すとともに、応答倍率のスケールも示した。なお、モード次数は固有振動解析の次数とは必ずしも対応していない。

同図 (a) は主桁の上下振動を中心としたモードであり、これに連成して主塔の面内振動のみならず面外振動も現れている。図 (b) は主塔の面外振動の卓越モード



図—5 振動モードと応答倍率 (主塔剛結・斜橋モデル, 弱軸方向入力)

であり、塔頂部の応答倍率が非常に大きくなっている。より高次のモード（図(c), (d)）では主塔と主桁が面外、面内に連成した立体的振動性状を示している。

次に、橋脚の強軸方向と弱軸方向に加振した結果を比較したところ、各モードの出現する振動数はほとんど変わらなかった。ただし応答倍率の点では、ほとんどの場合、弱軸方向入力の方が2倍程度以上大きく現れた。なお、橋軸直角方向入力の場合の振動性状は、橋脚弱軸方向入力の方が振幅がやや大きいほかは両者とも非常によく似た結果となった。

(2) 主桁剛結・直橋モデル

直橋モデルは斜橋モデルと異なり橋軸方向と橋軸直角方向の振動モードが明確に分離しており、このような場合には面内・面外を独立に取り扱う2次元的な解析が可能であることが改めて確認された。

(3) 主桁フリー・斜橋モデル

柱頭部において主桁を面内、面外ともに完全にフリーとした斜橋模型の実験結果によると、(1)で述べた主桁剛結の場合と異なり面内と面外の振動モードがかなり明確に分離しているのが特徴的である。1次モードは非常に長周期の主桁の水平方向振動モードとなるが、主塔の面外1次振動は主桁剛結模型の場合とそれほど異ならなかった。

2.2.4 ま と め

本実験により得られた成果のうち、本橋の構造系として採用された主桁剛結・斜橋モデルに関する主な結論をまとめると次のようになる。

- ① 斜橋であるため入力方向と直交する方向にも連成して振動する。橋軸、橋軸直角、橋脚弱軸および強軸の各4方向から入力したすべての場合において、ほとんど同じ共振振動数と振動モードが認められた。したがって、地震時における部材断面力を算定するためには立体的な振動解析が必要である。
- ② 一方応答倍率の面では、入力方向の違いにより系に及ぼす動的増幅効果は著しく異なる。とくに橋脚弱軸方向入力時には主塔の橋軸直角方向に大きな応答倍率を示した。したがって、耐震設計にあたっては地震入力方向にも着目した検討が要求される。
- ③ 主塔・主桁・斜張ケーブルが大きく共振する振動数は比較的良好に分離されており、これらが同時に共振する可能性は少ない。

2.3 方向同時入力地震の検討

以上に示したように、中間橋脚が斜橋脚とな

っていることに起因して、本橋においては立体的な振動性状が現れる。したがって任意の水平方向からの地震入力に対して、各部材断面には常に2方向の断面力が作用する。ここではさらに、水平直交2方向からの同時入力を行った場合の影響について検討を加えることにする。

また本橋程度の長支間のPC斜張橋については、鉛直地震動が主桁の鉛直面内曲げモーメントや主塔・橋脚の軸力に及ぼす影響を無視し得なくなる可能性が考えられる。そこで水平方向と鉛直方向の同時入力に対する検討も併せて行い、鉛直地震動の影響について検討する。

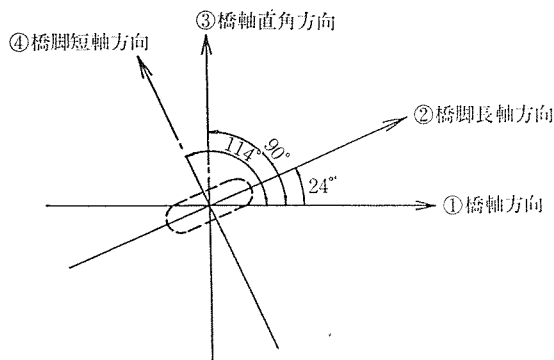
地震動の作用方向として、水平直交2方向（橋軸方向と橋軸直角方向あるいは橋脚長軸方向と橋脚短軸方向）の組合せを考慮し、表—4に示す4つのケースについて検討してみる。ここでは加速度応答スペクトル曲線として「新猪名川大橋・設計用スペクトル」を用いる。

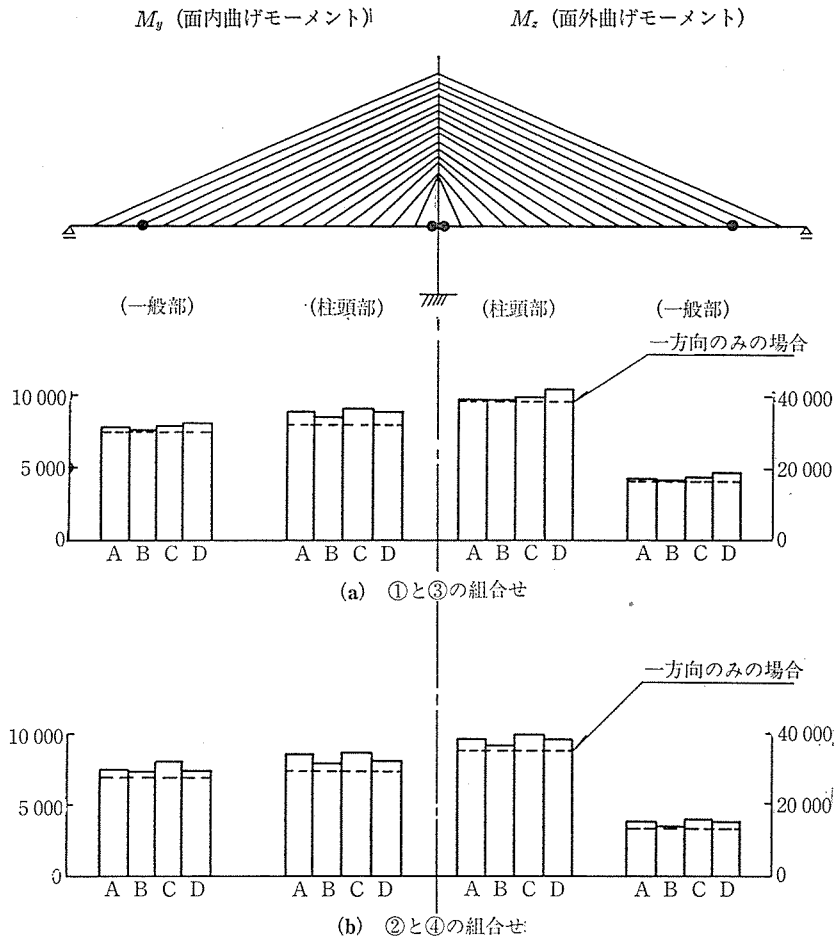
これら4つの組合せケースはそれぞれ次のような考え方に基づいている。

- ケースA：互いに直交する2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：「本四公団耐震設計基準」⁵⁾や「大和川橋梁上部工耐震設計指針」⁶⁾の考え方に従ったもの
- ケースC：ATC-6⁷⁾の考え方に従ったもの
- ケースD：地震波の水平成分を合成した場合、水平2方向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⁸⁾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

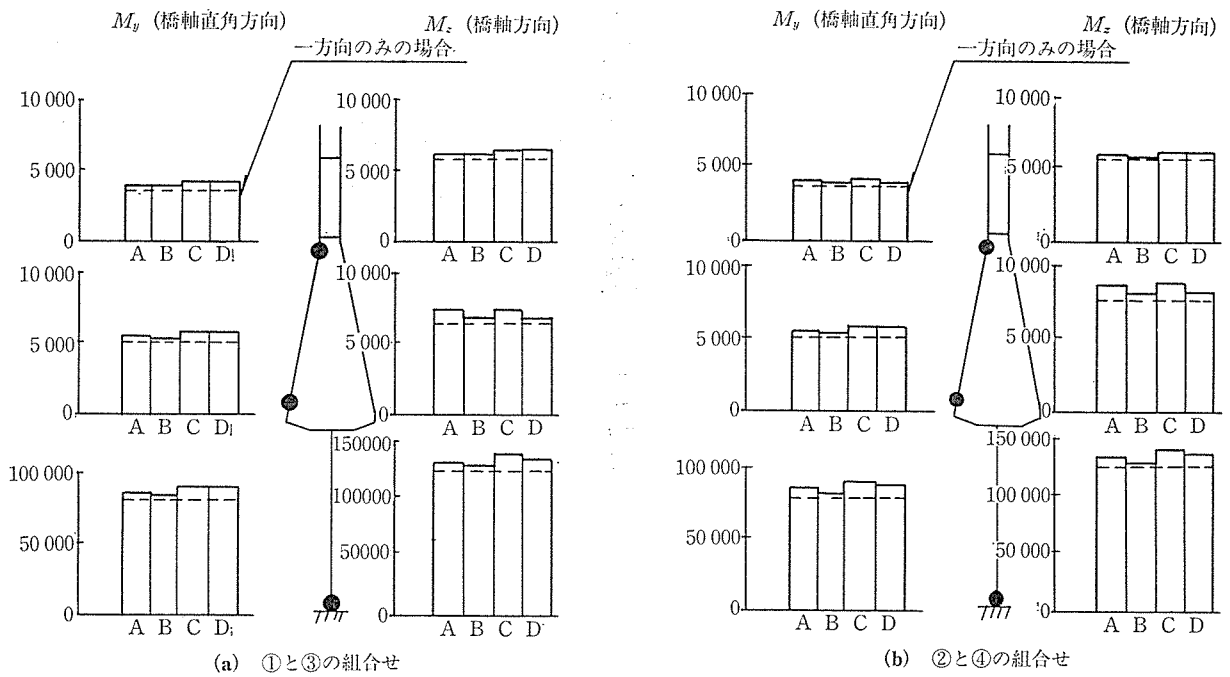
表—4 水平2方向同時入力の組合せケース

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	$\sqrt{(1.0①)^2 + (1.0③)^2}$	$\sqrt{(1.0②)^2 + (1.0④)^2}$
B	$\max[\sqrt{(1.0①)^2 + (2/3③)^2}, \sqrt{(2/3①)^2 + (1.0③)^2}]$	$\max[\sqrt{(1.0②)^2 + (2/3④)^2}, \sqrt{(2/3②)^2 + (0.1④)^2}]$
C	$\max [1.0① + 0.3③, 0.3① + 1.0③]$	$\max [1.0② + 0.3④, 0.3② + 1.0④]$
D	$\max [1.1①, 1.1③]$	$\max [1.1②, 1.1④]$





図一六 水平 2 方向同時入力時の断面力比較 (主桁)



図一七 水平 2 方向同時入力時の断面力比較 (主塔と橋脚)

1.1 倍することにより2方向同時入力を考慮したもの

以上の4つの組合せ方法に基づいて主要点の断面力の計算を行い比較した結果を図-6, 7に示す。これらの図によると、ケースA~D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%程度割増せばおおむねカバーされることがわかる。

したがって本橋の設計においては、設計上の簡便さをも勘案すれば、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してよいと考えられる。

3. PC斜張橋の弾塑性挙動

耐震設計の一般的な考え方として、中規模の地震に対しては、構造物の所定の機能が損なわれることのないような強度をもたせる一方で、耐用期間内に稀にしか発生しないような強い強震に対しては、構造物に充分な“粘り”をもたせることによって全体的な崩壊を防ぐような設計を行っていかうとする趨勢にある。とくに、本橋のように、荷重の大部分が斜張ケーブルを介して主塔に担われる形式では、高軸力下にある主塔系を中心とした部

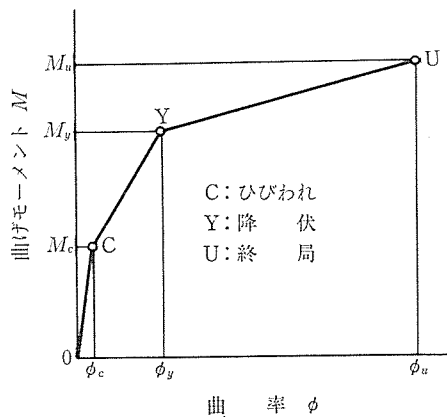
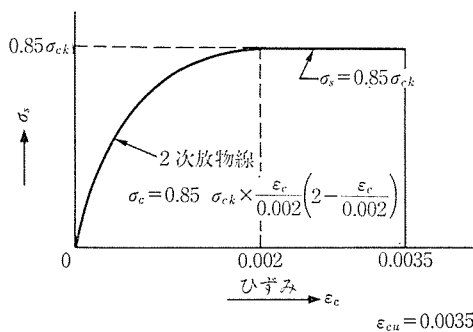
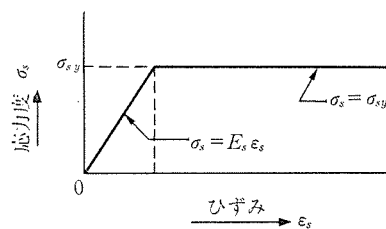


図-8 断面の $M-\phi$ 特性



σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度=400 (kg/cm²)
 σ_c : コンクリートの応力度 (kg/cm²)
 ϵ_c : コンクリートのひずみ



σ_s : 鋼材の応力度 (kg/cm²)
 E_s : 鋼材のヤング係数 (kg/cm²)
 ϵ_s : 鋼材のひずみ
 σ_{sy} : 鉄筋の降伏点=3000 (kg/cm²)

図-9 コンクリート、鉄筋の応力-ひずみ特性

材の強地震下での正確な動的挙動の評価が耐震設計上重要な課題となる。このようなことからまず PC 斜張橋の地震時の基本的な弾塑性応答性状を把握すべく以下の検討を行った。

3.1 簡易全体系モデルによる弾塑性地震応答解析

3.1.1 弾塑性応答解析の手法

(1) 地震応答解析法

非線形挙動を対象とするので、増分型の運動方程式を直接積分しつつ逆マトリクス演算を繰り返すことにより、剛性変化に伴う時刻歴応答を計算する。

(2) 断面剛性 ($M-\phi$ 関係)

曲げモーメント (M) と曲率 (ϕ) の骨格曲線は、コンクリートのひび割れ発生時 (C)・鉄筋降伏時 (Y)・終局時 (U) を考慮した tri-linear モデルとする (図-8)。

図-9 に示すコンクリートと鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 特性を用いて、一定軸力 N の下での $M-\phi$ 関係を設定するものとする。

(3) 履歴-復元力特性

ヒステリシス・ループとしては (2) の骨格曲線に基づく劣化剛性型 tri-linear モデルを用いる。

(4) 弾塑性部材の剛性評価

弾塑性部材は曲げモーメントに対する剛性変化のみを扱う。部材剛性は増分型の接線剛性にて評価する。

(5) 減衰特性

Rayleigh 型減衰を仮定する。

3.1.2 解析モデルと解析条件

図-10 に解析モデルを示す。

最大入力加速度は弾塑性応答性状をみる目的で 600 gal とし、その入力波形は L_1 -適合波形 (原波形は開北橋記録) とする。また減衰定数は $h=2\%$ とした。

3.1.3 検討結果

図-11 (a), (b) に $h=2\%$ の場合の変位最大応答値分布および曲げモーメント最大応答値分布を弾性解と弾

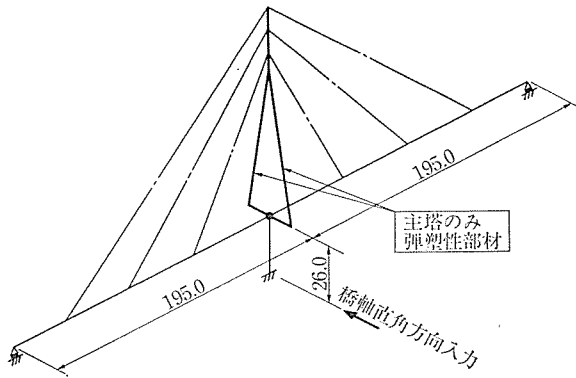


図-10 3次元簡易解析モデル

塑性解を対比して示す。変位応答については弾塑性解の方が常に大きい値を示している。一方、曲げモーメント応答は、主塔部材に関しては、塑性化に伴って弾塑性解の方が小さい応答値を示すが、逆に橋脚に関しては大きな値となっていることが注目される。

次に $M-\phi$ 曲線を軸力 $N=(\text{永久荷重})-4800\text{ t}$ に設定したモデルについての弾塑性応答結果を図-12に示す。このケースは主塔部材の動的軸力変動を、 $M-\phi$ 曲線を低下させることによって便宜的に表現したものであるが、軸力 $N=(\text{永久荷重})$ に対する先のケースと比較すれば全体的に小さな曲げモーメント応答を示している。これは先のケースよりも塑性化が相対的により大きく進行し、塑性化後の系が曲げモーメント応答を抑制する側に変化したためと思われる。

なお、 $h=2\%$ 、 $\alpha_{\max}=600\text{ gal}$ の入力の下で塔基部の弾塑性応答曲げモーメントは降伏曲げモーメント M_y に達せず、ひび割れ発生曲げモーメント M_c を超えた程度の結果であった。 $M-\phi$ 曲線を低減したケースにつ

いても相対的には M_y に近づいたが、これを越えるに至らなかった(図-13参照)。

3.2 高軸力下の RC 柱部材の弾塑性応答実験

本橋の主塔柱は常時 100 kg/cm^2 近い軸圧縮応力度を受ける高軸力部材である。このような高軸力下におかれた鉄筋コンクリート部材が大規模地震を受けた場合、じん性の確保が重要な課題になることが最近のこの分野での研究により指摘されている。

本橋においても、高軸力主塔部材の弾塑性地震応答性を把握し、その耐震安全性を検討する際の基礎的な資料を得るために以下の弾塑性応答実験⁹⁾を行った(実験実施：京都大学土木工学教室)。

本実験に用いたオンライン=ハイブリッド地震応答実験システムを図-14に示す。RC 供試体は $150\text{ mm} \times 150\text{ mm}$ の正方形断面で、長さは 2090 mm である。入力地震波としては EL Centro (NS) 記録を用いた。

図-15に一定低軸力、一定高軸力および変動軸力の各ケースの実験結果(曲げモーメント-曲率に関するヒステリシスループ)を比較して示す。変動軸力レベルは、主塔柱に作用する永久荷重による軸圧縮応力 σ_c を基本にし、変動量として $\pm\sigma_c/2$ を考慮した。一定低軸力、高軸力のケースはその下限値、上限値に相当する。供試体諸元はいずれのケースも同一であり、コンクリート強度 450 kg/cm^2 、横拘束鉄筋比 0.91% 、配置間隔 9 cm である。

図-15によると、一定高軸力のケースでは鉄筋降伏後のかぶりコンクリートの圧壊による復元力の低下が大きく、最大変位後の中程度のくり返しによって破壊に至っている。変動軸力のケースでは軸力が増加するとき剛性も高まり、軸力が低下するとき剛性が小さくなるの

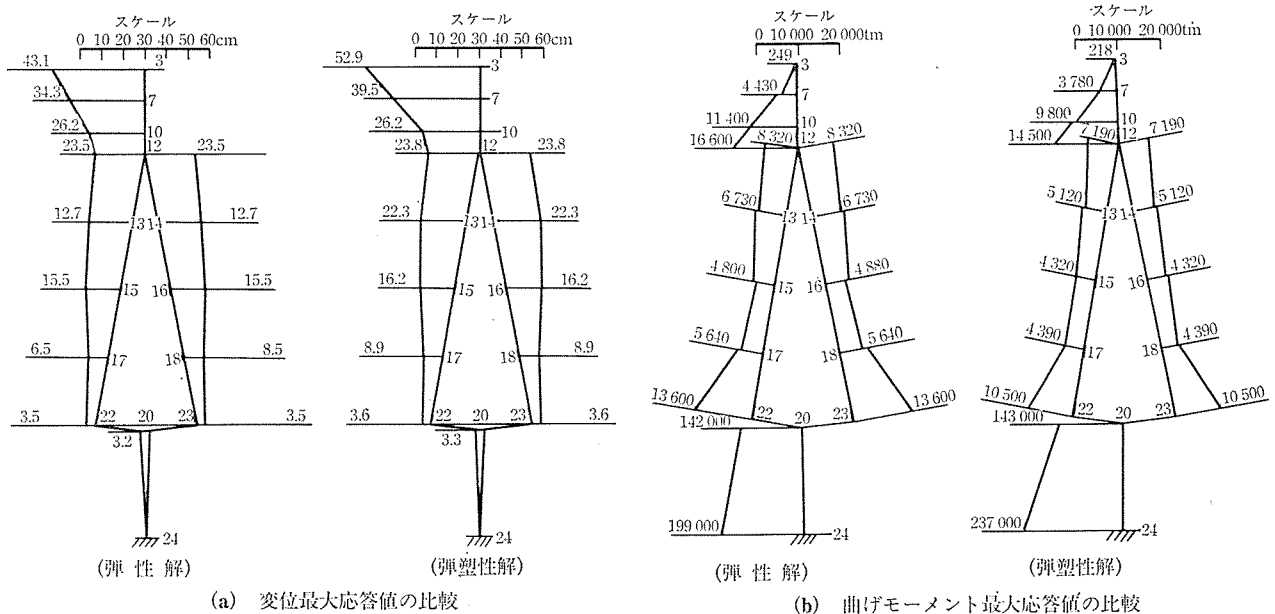


図-11 弾塑性応答解析結果

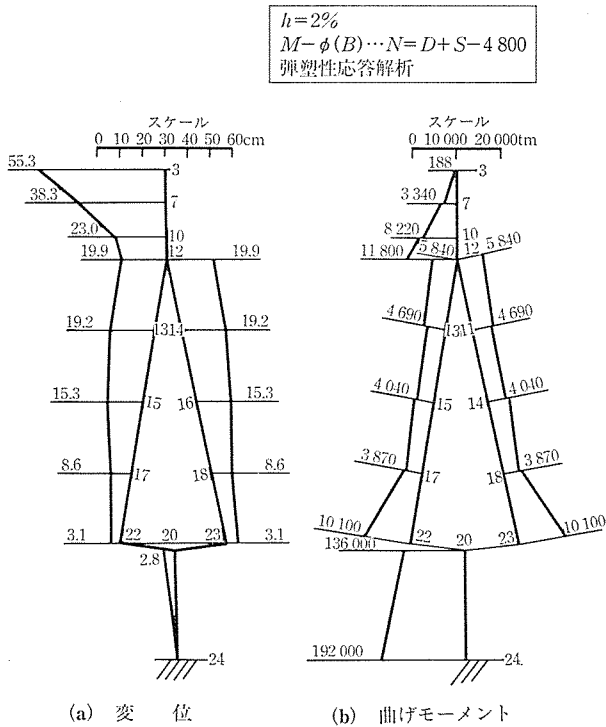


図-12 軸力低減モデルによる最大応答値分布

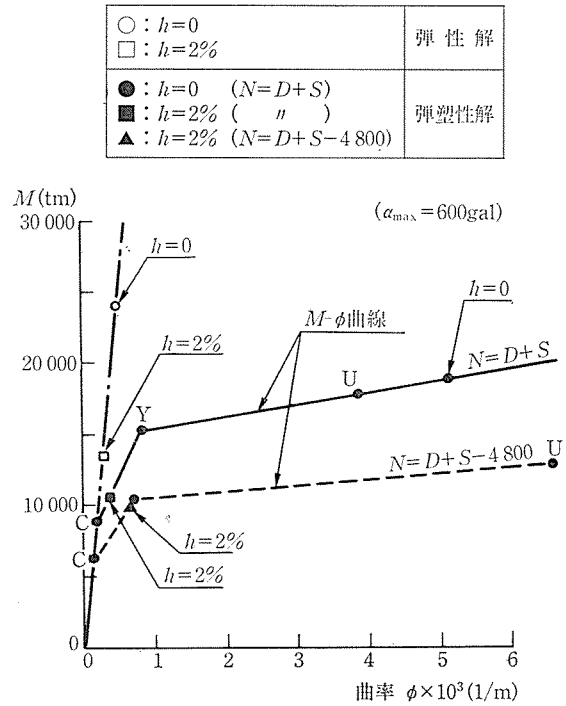


図-13 主塔基部の曲げモーメント最大応答値の比較

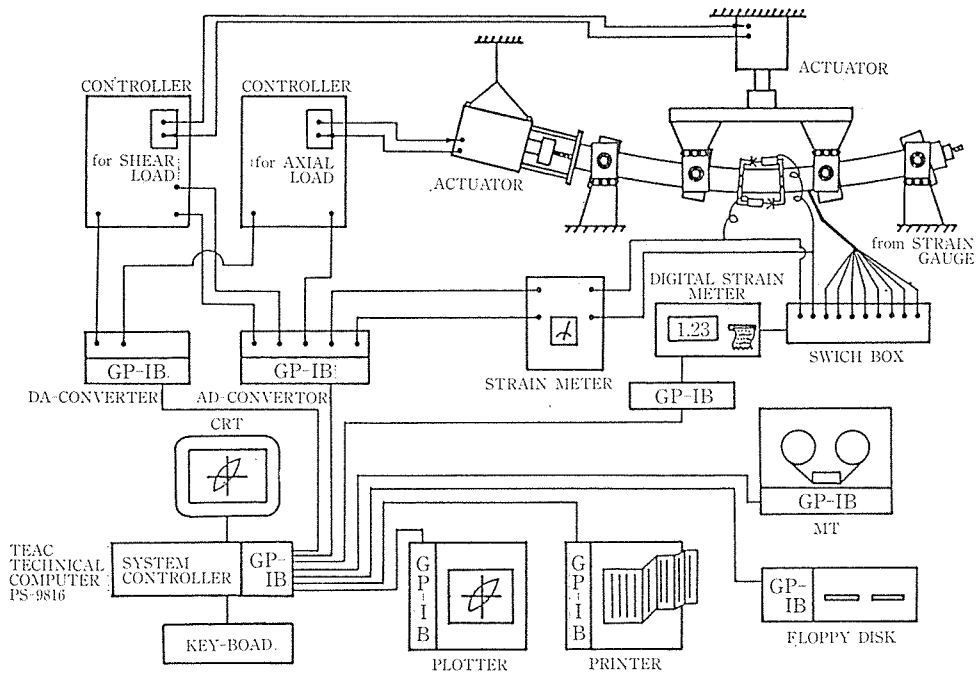


図-14 オンラインハイブリッド地震応答実験システム⁹⁾

で、ヒステリシスループは変位が負の領域で大きく開いた形となっている。また高軸力一定のケースと比較すると、変動軸力のケースの軸力増加側の部分は高軸力一定のケースと条件がほぼ等しいと考えられるにもかかわらず破壊していない。これは、軸力減少側ではじん性に富んでいるので、この部分での損傷が少ないためであると考えられる。

以上のように、軸力増加時と減少時では復元力特性が相当異なるため、降伏耐力について軸力減少時を想定し、一方じん性については軸力増加時を想定する必要がある。さらに逆Y形主塔の左右の柱の地震応答を解析する場合には、軸力増加側、減少側の剛性が異なるために、一定軸力下の条件で解析した結果と異なるものになる可能性が指摘される。

4. PC 斜張橋の耐震設計法

本橋は長支間の PC 斜張橋であるだけでなく、主塔部橋脚が斜橋脚であることに起因して地震時挙動が複雑である。また主塔は RC 構造としてわが国でも例のない規模の高軸力長柱であり、河川条件から形状寸法に厳しい制約を受ける橋脚とともに、耐震性の確保が重要な課題となる。したがって PC 斜張橋においても一般に検討すべき事項に加えて、本橋に特有の耐震設計上の配慮が必要であり、これまでに述べた諸検討を経て、図一 16 に示すフローに従って上部工ならびに橋脚の耐震設計を行うことにした。

4.1 耐震設計の基本方針

1) 耐震設計においては次の 2 つの照査過程を設ける。

a) P_1 過程

供用期間中に相当高い確度で期待される地震動に対して、構造物の各部材が所要の耐力を保持し、かつ過大な変形を生じないよう部材設計を行う。

b) P_2 過程

架橋地点で稀にでも発生する可能性のある大規模地震を想定し、この場合においても構造系が所要の変形性能を確保していることを照査する。

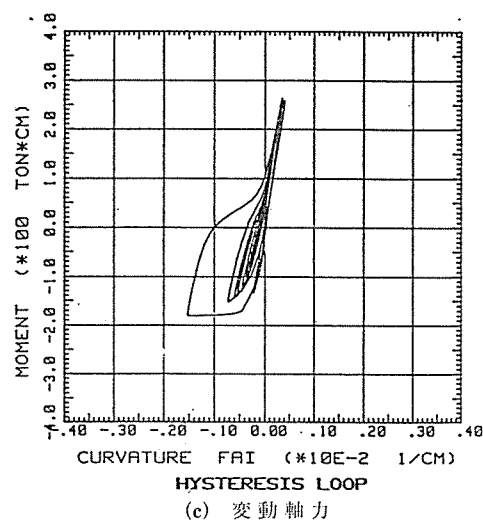
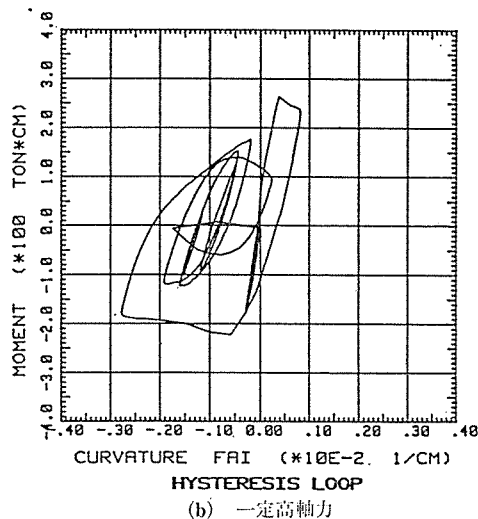
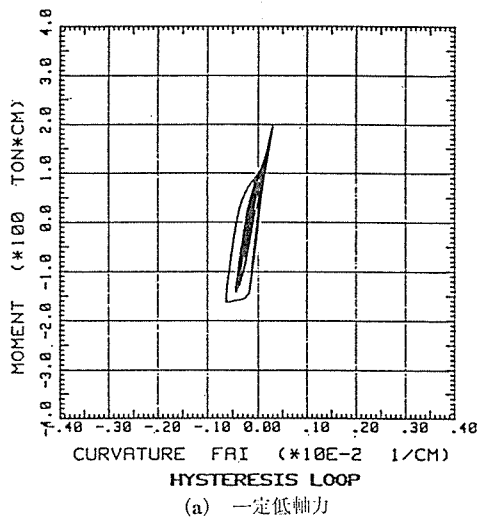
2) 地震荷重は、架橋地点における地震活動度・地盤条件・構造物の重要度などを勘案したうえで、1) の各過程に応じた地震動の強さおよび振動特性を応答スペクトル曲線により規定する。

3) 耐震解析は動的応答解析によるのを基本とし、 P_1 過程では応答スペクトル法、 P_2 過程では弾塑性時刻歴応答解析法によるのを原則とする。

P_1 過程は従来の耐震設計の実績を踏まえたものであるが、長大橋であり、かつ高次不静定構造物としての動的特性を合理的に捉えるために、地震時挙動の解析は動的解析によることにしている。一方 P_2 過程は、主塔などの高軸力部材に対するじん性の確保を目的としており、 P_1 過程で想定した地震荷重を超える大地震の下でも所要の変形性能を有していることを照査することによって、より一層の耐震安全性を図ろうとしたものである。この過程では部材の非線形挙動を扱うことになるが、とくに逆 Y 形主塔の挙動を的確に評価するために、従来の簡易な推定法によらず、弾塑性応答解析によることにした。

4.2 設計用入力地震動

前節で述べたように、本橋の耐震設計においては部材の耐力照査に主眼を置いた P_1 過程を設計の基本とし、さらに主塔などの高軸力部材のじん性確保を目的とした



図一 15 弾塑性応答実験結果⁹⁾

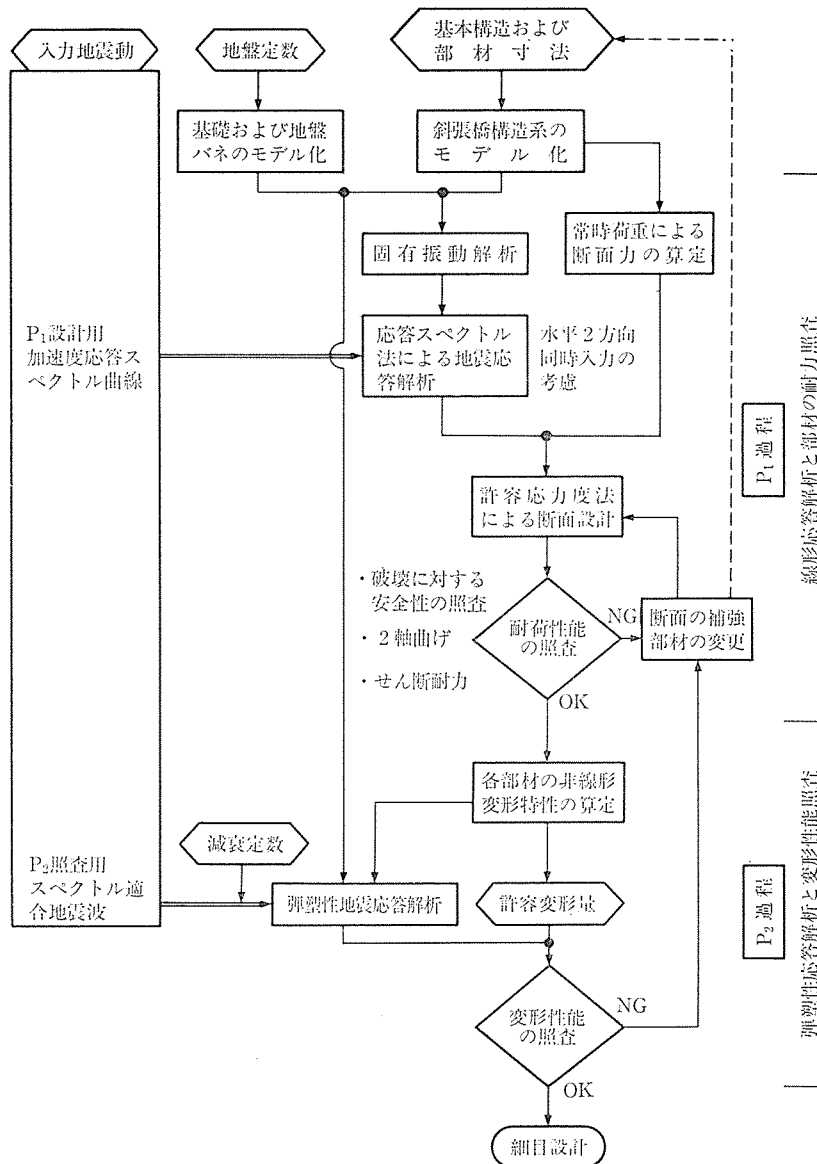


図-16 耐震設計のフロー

P₂ 過程での構造系の 変形性能照査を行うことにしている。

動的解析の手法としては P₁ 過程では応答スペクトル法が、P₂ 過程では規定した 照査用スペクトルに適合する地震波を対象とした弾塑性時刻歴応答解析法が、それぞれ用いられる。ここではこれらの2つの過程に応じた入力地震動に対する検討を行い、加速度応答スペクトル曲線の形で決定するものである。

4.2.1 P₁ 設計用入力地震動

P₁ 過程の 動的応答解析 (応答スペクトル法) における設計用入力地震動を、本橋建設地点近傍の地震活動度・地盤条件・構造特性などを考慮したうえで応答スペクトル曲線の形で規定するものとする。

この過程では、供用期間中に相当高い確度で発生すると想定される地震動を対象とし、設計用スペクトルの設

定にあたって次に示すいくつかのスペクトルについて比較検討する。

- ① 「道示スペクトル」¹⁰⁾ : 「道示 V」の 1 種地盤に対する設計水平震度の補正係数を応答スペクトル倍率とみなし、基盤入力加速度を 180 gal としたもの
- ② 「本四スペクトル」⁹⁾ : 「本四公団耐震設計基準」における加速度応答スペクトル曲線
- 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 198 gal として補正したもの
- ④ 「土研期待値スペクトル」¹¹⁾ : 架橋地点を中心とした半径 250 km 以内で 1885 年から 1981 年までに発生した既往の地震資料に統計処理を施し、再現期間を 100 年として加速度応答スペクトルを算定したもの

表-5 選定した実地震波

	名 称	方 向	最大加速度 (gal)	発生年月日	記 録 場 所
⑤	宮 城 県 沖	Tr	286.8	1978. 6.12	開 北 橋
⑥	十 勝 沖	NS	183	1968. 5.16	宮 古
⑦	San Francisco	S80E	103	1957. 3.22	Golden Gate Park
⑧	Kern County	S69E	175	1952. 7.21	Taft

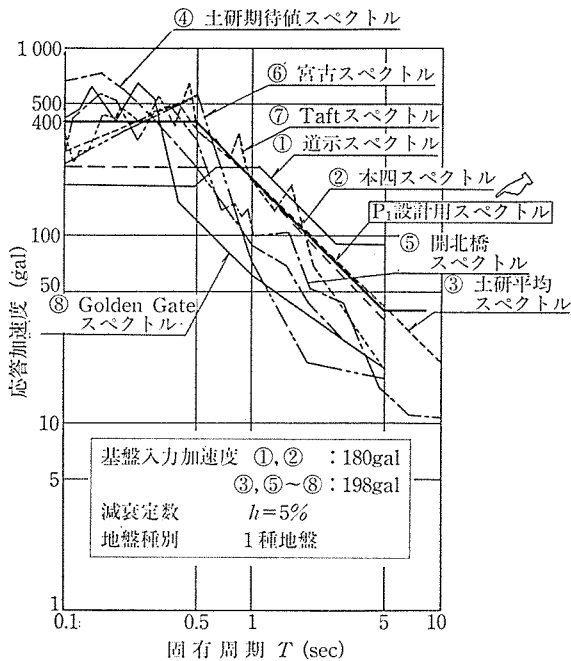


図-17 加速度応答スペクトルの比較と P₁ 設計用スペクトル

⑤～⑧ 実地震波による 加速度応答スペクトル：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つの地震波から得られるスペクトルを、基盤入力加速度 198 gal として補正したもの

選定した実地震波の最大加速度、採取地点などを表-5 に示す。

以上のスペクトルのうち③および⑤～⑧における基盤入力加速度 198 gal は、④と同様の手法により、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-17 に示す。これによると、①「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③～⑧のスペクトル曲線をほぼ安全側に包絡し、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 $S_v=$ 一定とし、また短周期領域 ($0.1 \leq T \leq 0.5$ 秒) 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、400 gal 一定のレベルを考えることにした。こうして、構造物の支持地盤における水平地震動の加速度応答

スペクトル曲線として、P₁ 設計用 スペクトルを 図-17 の太実線のように設定した。

4.3 P₂ 照査用入力地震動

P₁ 過程で設定した地震動を超える強い地震の下でも主塔などの高軸力部材がじん性を確保でき、系が所要の変形性能を保持していることを照査する P₂ 過程においては、本橋建設地点でまれにでも発生する可能性がある大規模地震を対象とする。

P₂ 過程に対応づけるべき入力地震動の設定に関する一般的な方針は現状では必ずしも確立されていないが、ここでは架橋地点で想定される大規模地震動について、次の2つの考え方に基づいて検討を行う。

- ① 既往の歴史地震の中から本橋架橋地点に対する影響の大きい大地震を抽出し、それに対応する加速度応答スペクトル曲線として算定する。
- ② 架橋地点近傍の過去の地震記録に確率・統計的処理を施し、再現期間約 500 年に相当する応答スペクトル曲線として算定する。

なお、歴史地震は文献^{12), 13)}により調査し、応答加速度の距離減衰式は文献¹¹⁾によった。

図-18 に上記①、②によるスペクトルを比較して示す。また参考のために、P₁ 設計用 スペクトルを設定する際に想定した 100 年再現期待スペクトル③もあわせて示した。いずれも減衰定数 $h=5\%$ のスペクトルである。①、②では、後者すなわち 475 年再現期待スペクトルの方が大きい応答加速度を与えている。また②、③では再現期間 475 年と 100 年の違いから、②は③の2倍程度の大きさとなっている。

以上より、短周期側では②をほぼカバーする 1000

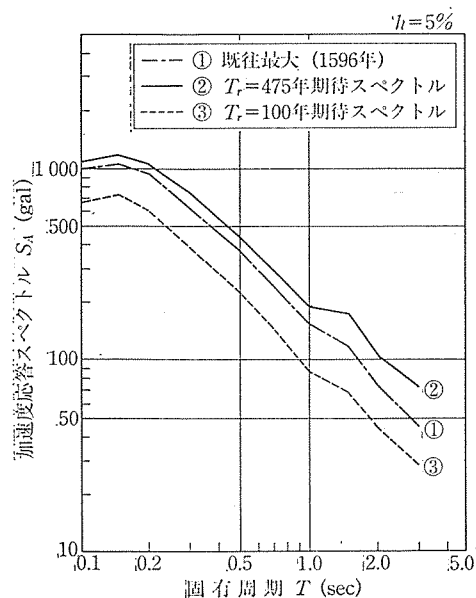


図-18 大規模地震動に対するスペクトルの比較

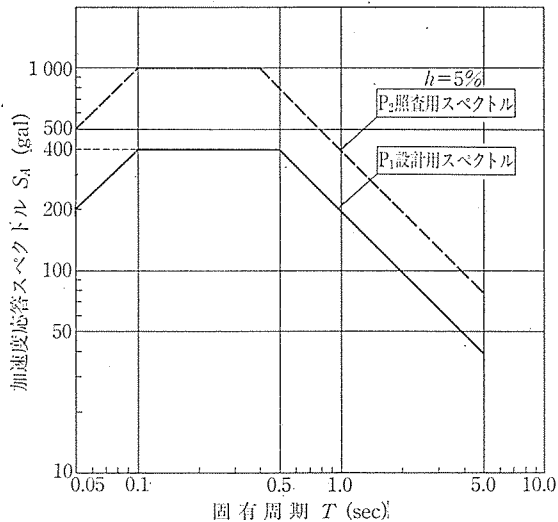


図-19 P₂ 照査用スペクトル

gal とし、長周期側ではスペクトルの推定精度に関する不確実性および P₁ 設計用スペクトルとのバランスを考慮して、図-19 に示すスペクトルを P₂ 照査用スペクトルとして設定した。

なお、P₂ 過程では弾塑性時刻歴応答解析を行うが、その際の入力地震波はここで規定したスペクトル曲線に適合する強度特性・周期特性を有する地震波形とする。

4.4 変形性能の照査

構造系の変形性能照査については、P₂ 過程に対応する地震レベルの弾塑性応答解析によって求められた部材断面の曲率を指標とし、曲率はその限界値を超えないことを確認することにより行うことにした。

なお、この限界値は鉄筋降伏時曲率 ϕ_y から終局時曲率 ϕ_u に至る範囲の 2/3 程度の値を標準とする。また、 ϕ_y および ϕ_u は解析的に求められる値を基本とするが、とくに主塔などの高軸力圧縮力部材の終局時曲率については、実験結果をも参考にしてその値を評価してゆくことにする。

あとがき

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行った。

今後の当面の課題は、とくに「P₂ 過程」において、高軸力下の RC 柱として主塔および橋脚の地震時変形性能の確保という点である。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ろう。

本検討にあたっては、「猪名川第2橋梁技術委員会・耐震作業部会」（委員：山田善一京大教授（主査）、土岐憲三京大教授、家村浩和京大助教授）において適切なご指導をいただいた。ここに改めて感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 橋本，松倉，杉山，谷口：「猪名川第2橋梁の計画概要，プレストレストコンクリート，昭和62年1月
- 2) 橋本，松倉，杉山，谷口，友永：新猪名川大橋の耐震性検討，橋梁と基礎，昭和62年7月
- 3) 阪神高速道路公団・（財）防神高速道路管理技術センター：猪名川第2橋梁技術委員会報告書，昭和62年3月
- 4) 阪神高速道路公団大阪第2建設部：大阪池田線（延伸部）猪名川第2橋梁調査報告書（昭和57，58年度），昭和59年3月
- 5) 本州四国連絡橋耐震設計基準・同解説，昭和52年3月制定
- 6) 阪神高速道路公団・（財）阪神高速道路管理技術センター：大和川橋梁工事誌，昭和59年3月
- 7) Applied Technology Council：ATC-6 Seismic Design Guidelines for Highway Bridges，1981
- 8) 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
- 9) 防災研究協会・京都大学・阪神高速道路公団：PC斜張橋タワーの地震時変形性能の精算法に関する研究，昭和62年3月
- 10) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編
- 11) 建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法，土木研究所資料第2120号，昭和59年3月
- 12) 宇津：1885年から1925年の日本の地震活動，地震研究所彙報，Vol. 54，1979
- 13) 気象庁：日本付近の主要地震の表，地震月報分冊1～6

【1989年7月18日受付】