

## 部定式・自定式PC斜張橋の弾塑性地震応答特性

Elasto-Plastic Earthquake Response of Prestressed Concrete  
Cable-Stayed Bridges with Self and Partial Anchorages

水取和幸\* 大塚久哲\*\* 山花豊\*\*\*

By Kazuyuki MIZUTORI, Hisanori OTSUKA  
and Yutaka YAMAHANA

## Abstract

In order to investigate the earthquake response of PC cable-stayed bridges with self and partial anchorages, both elastic and elasto-plastic analyses for cable-stayed bridges with 200m center span subjected to a seismic acceleration of  $500\text{cm/s}^2$  are carried out. It is assumed that the bridge-pier, bridge-tower and main girder have the same member properties including skeleton-hysteresis. Damping coefficients of 0.05 and 0.02 were used in the elastic and elasto-plastic analyses, respectively.

In the analysis, the effect of the following items on the stress, crack propagation and member yield are investigated

- 1) elastic versus elasto-plastic response,
- 2) variation in the stiffness of the spring representing the soil surrounding the pier foundation,
- 3) variation in the seismic wave.

## 1. はじめに

斜張橋の主桁支持方式としては、従来の一一般的な自定式に加えGimsing<sup>1)</sup>により部定式・完定式の支持方式が提唱されており、特に長大スパンにおける部定式斜張橋の経済的有利性がGimsing, 大塚<sup>2)</sup>らによって指摘されている。この部定式斜張橋の静力学的特性は、大塚<sup>3)</sup>らの研究によりかなり明かにされており、さらに、動的弾性応答特性に関する研究<sup>4)</sup>も行われている。しかしながら、この様な長周期の振動特性を有するフレキシブルな重要構造物に関しては、供用期間内に希にしか発生しない大地震に対しても構造物に充分な靱性を持たせ構造物が全体的な崩壊に至らない様にすることが耐震設計上重要である。この為、構造物の塑性領域での挙動を含めた地震時弾塑性応答特性の把握が必要とされている<sup>5)</sup>。本報告では、自定式・部定式斜張橋の地震時応答特性を明かにするために、3径間連続PC斜張橋(主径間長200m)を例にとり中央径間にせん断力のみを伝達する継手を有する部定式モデルと自定式モデルに関して、最大入力加速度 $500\text{cm/s}^2$ における弾性及び弾塑性地震応答解析を行った。両モデルでの比較検討は、

1. 弾性応答と弾塑性応答の特性
2. 橋脚下基礎バネ剛性の違いによる特性
3. 地震動波形の違いによる特性

---

\* ㈱高組技術本部技術研究所 主任研究員 (〒102 千代田区一番町31番地)  
 \*\* 九州大学工学部土木工学科 助教授(工博) (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)  
 \*\*\* ㈱高組土木本部PC部 (〒102 千代田区一番町31番地)

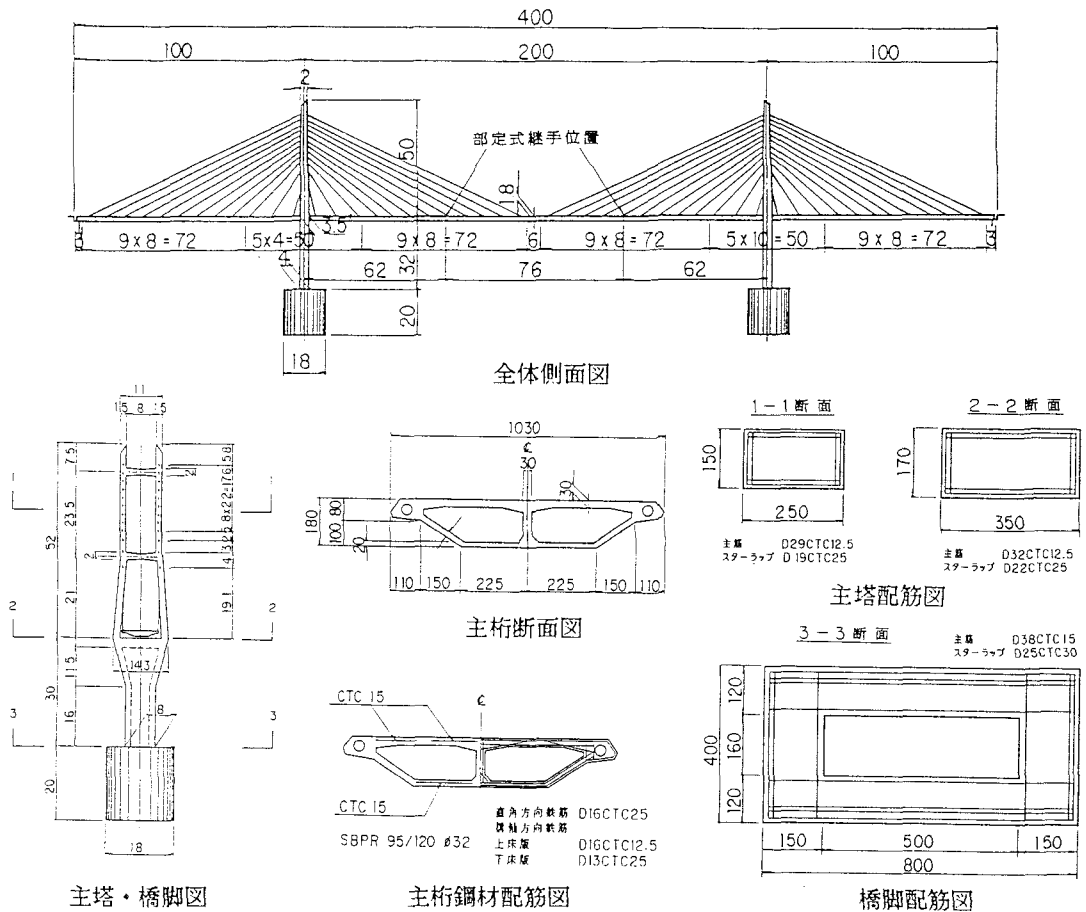


図-1 PC斜長橋の構造概要(全体・主塔・橋脚図は単位m, 断面・配筋図は単位cm)

に着目し、それぞれの応答断面力・変位及び、ひび割れ・降伏状況分布を求め検討を行った。なお、部定式斜張橋は長大スパンに対してその長所を発揮できる構造形式であり、PC斜張橋に対しても主径間長 500m に対して設計が行われている<sup>6)</sup>が、わが国に於けるPC斜張橋の実績は最大主径間長 250m までであることを考え、本研究の主径間長を 200m と設定して計算を行った。

表-1 使用材料

コンクリート	主桁 $\sigma=400\text{kg/cm}^2$	$E=3.50 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$
	主桁 $\sigma=350\text{kg/cm}^2$	$E=3.25 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$
	橋脚 $\sigma=270\text{kg/cm}^2$	$E=2.85 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$
鉄筋	SD35	$E=2.10 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$
PC鋼材	斜材 SWPR7B 12T15.2	$E=2.00 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$
	主桁 SBPR 95/120 $\phi 32$	$E=2.00 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$

## 2. 構造概要

本橋梁モデルの構造一般図を図-1に、また、構造概要を以下に示す。

構造形式：3径間連続PC斜張橋	支間長：100m+200m+100m
総幅員：10.3m	橋脚：RC中空断面(高さ30.0m)
主桁：PC2室箱桁(桁高1.8m)	斜材形状：2面吊りファン形(12段)
主塔：RCラーメン型式(高さ52.0m)	基礎構造：ケーソン基礎

### 3. 解析モデル

自定式及び部定式斜張橋の地震応答特性を比較検討する為に、図-1に示す中規模3径間連続PC斜張橋を対象とした自定式及び部定式モデルについて解析を行った。部定式モデルでは、中央径間で主塔より7本目と8本目のケーブル定着点間に、せん断力のみ伝達（軸力・モーメントは非伝達）する継手を有し主塔・橋脚および主桁端部のアンカレッジで水平力を支持する構造となっている。主塔と主桁の結合条件は自定式・部定式ともに完全フリー（70°）とし、自定式モデルの桁端部支持条件は上下方向のみ拘束している。橋脚下端バネは、既設計のデータを基に表-2の2タイプを想定した。バネ1モデルはケーソン基礎を想定したもので、バネ2はその値を0.1倍したものである。非線形部材の復元力特性は、図-6に示す Degrading Tri-linear型としスケルトンカーブは道路橋示方書IV耐震設計編に従って算出したもので、応答時の変動はないものとしている。

表-2 橋脚下端バネ定数

(t/m, t·m/rad)		
バネ値	バネ1	バネ2
$K_H$	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^6$
$K_V$	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^6$
$K_R$	$1.0 \times 10^9$	$1.0 \times 10^8$

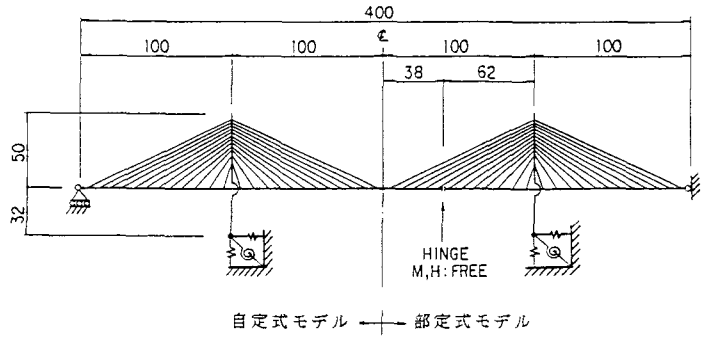


図-2 解析モデル図

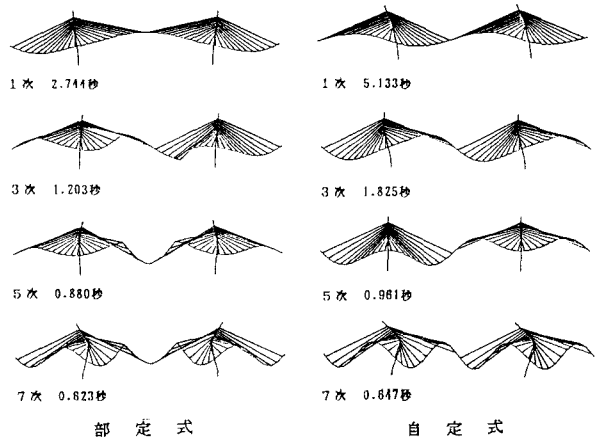


図-3 固有モード図

### 4. 固有周期と固有モード

部定式・自定式両モデルの固有周期と固有モードの抜粋を表-3, 図-3に示す。1次固有周期は部定式で約2.75秒, 自定式で約5.13秒を示し、3次モードまで橋脚・塔の水平方向が卓越するため自定式の固有周期が長い。固有モード図に表われているように、部定式モデルの特徴である中央径間伸縮継手間の応答特性が自定式モデルと大きく異なる特性を示す。橋脚下端のバネ拘束による違いは、固有周期に若干表われるものの、固有モードはほぼ同様の形状を示す。

表-3 固有周期

次数	部 定 式		自 定 式	
	バネ1 (s)	バネ2 (s)	バネ1 (s)	バネ2 (s)
1	2.744	2.762	5.133	5.208
2	2.119	2.137	2.740	2.755
3	1.203	1.205	1.825	1.842
4	1.159	1.164	1.153	1.159
5	0.880	0.885	0.961	0.965
6	0.696	0.700	0.800	0.805
7	0.623	0.631	0.647	0.651
8	0.617	0.620	0.574	0.577

### 5. 解析方法

#### 5.1 手法概要

弾塑性応答解析プログラムのフローを図-4に示す。解析は、式(1)に示す運動方程式を直接積分法（ニューマークのβ法）により行った。

$$[M]\{x\} + [C]\{x\} + [K]\{x\} + \{f\} = \{F\} \dots\dots(1)$$

質量マトリクス [M] は集中質量として作成し、全体剛性マトリクス [K] は材端に非線形特性バネを有する材端剛塑性バネ法により作成した。減衰マトリクス [C] はレーリー型で、応答時の剛性変化に依存する瞬間剛性比例とした。また、外力ベクトル {F} は解析条件に応じて任意の自由度に、指定した波形を乗じて時刻毎に作成される。

{f} は補正ベクトルで部材の非線形化により生ずる剛性変化や復元力特性による不釣り合い応力を算定する項で、次時刻の外力項に付加することで不釣り合い応力を処理するものである。復元力特性に基づく履歴は、各部材材端回転バネの応答値(変位・速度・加速度)から次時刻の方向・戻り点・剛性を定め、また、剛性変化時における補正は断面力(M)で行った。

### 5.2 部材の復元力特性

非線形部材の復元力特性は、図-6に示すDegrading Tri-linear型とし除荷時剛性低下係数  $\gamma$  は橋脚・主塔・主桁とも 0.4とした。また、スケルトンカーブは初期に設定し、応答時による変動はないものとした。以下に復元力特性の概要をします。

#### (1) ひび割れ発生時曲げモーメント ( $M_c$ )

部材縁端部における曲げ引張応力度がコンクリートの引張強度と等しくなる場合をひび割れ発生時とした。

#### (2) 鉄筋降伏曲げモーメント ( $M_v$ )

コンクリート及び鉄筋の材料特性を図-7のように仮定して、応力-ひずみ関係より鉄筋が降伏する時のM,  $\theta$ とした。

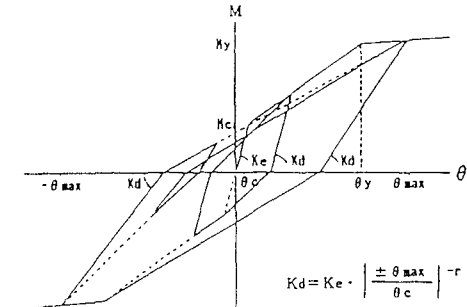


図-6 Degrading Tri-Linear型復元力特性

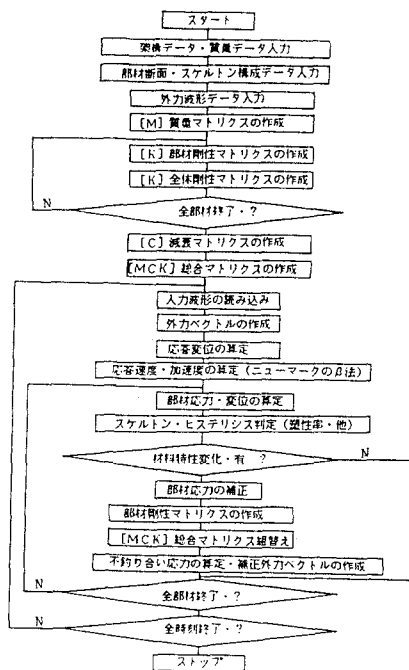


図-4 解析フロー

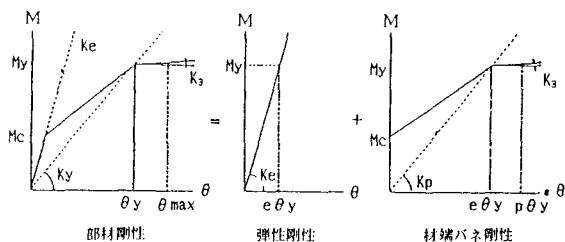
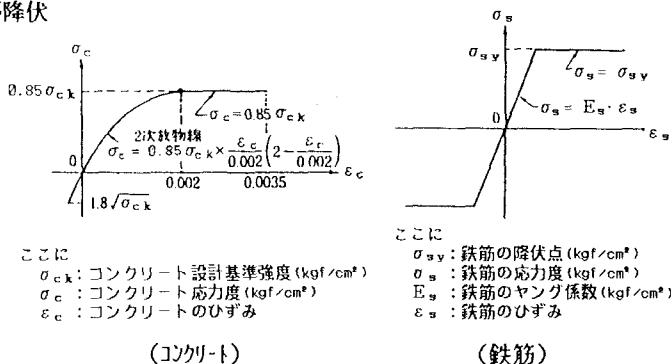


図-5 部材のM-θ関係



ここに  
 $\sigma_{ck}$ : コンクリート設計基準強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_c$ : コンクリート応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_c$ : コンクリートのひずみ

ここに  
 $\sigma_{syv}$ : 鉄筋の降伏点 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sy}$ : 鉄筋の応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\epsilon_s$ : 鉄筋のひずみ

(コンクリート)

(鉄筋)

図-7 材料特性

(3) 終局時曲げモーメント ( $M_u$ )

鉄筋降伏時と同様に考え、コンクリートが終局ひずみ ( $\epsilon_c = 0.0035$ ) となる場合の  $M$ ,  $\theta$  とする。ここでは、終局には至らないとし、簡便に降伏点からの勾配を  $\alpha_3 \cdot K_e$  とした。 ( $\alpha_3 = 0.001$ )

(4) 材端剛塑性バネ

材端剛塑性ばね法における材端の  $M-\theta$  関係は、図-5 に示すように弾性材特性と回転ばね特性の和として表わされる。部材の塑性率は材端回転角によって以下のように定める。

$$\mu = \frac{\theta_{max}}{\theta_y}$$

$$\theta_{max} = \epsilon \theta_y + \theta$$

$$\theta_y = \epsilon \theta_y + \rho \theta_y$$

ここに、 $\mu$  : 材端の塑性率

$\theta$  : 材端回転ばねの回転角

$\epsilon \theta_y$  : 材の弾性性状による降伏時の回転角

$\rho \theta_y$  : 材端回転ばねの降伏時回転角

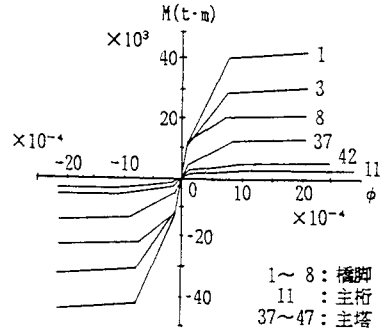
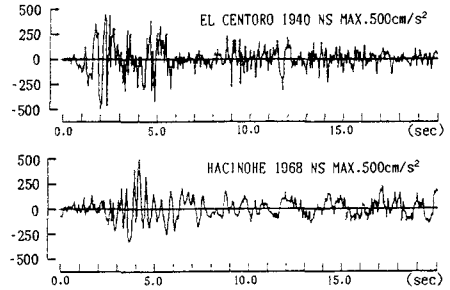


図-8 スケルトン ( $M-\theta$ )

加速度波形



応答加速度スペクトル

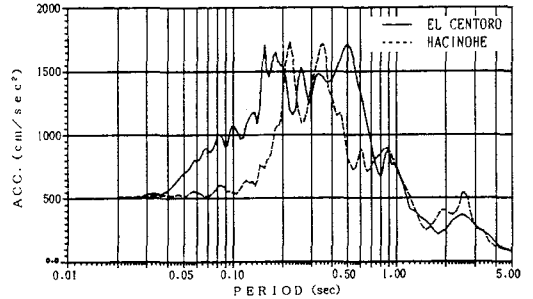


図-9 入力地震動特性

6. 解析条件と検討項目

6-1 解析条件

(1) 減衰定数

減衰は内部粘性系とし、弾性応答解析では0.05, 弾塑性応答解析では部材の塑性化に伴う履歴減衰効果を考慮して0.02を用いた。

(2) 入力地震動

採用した入力地震動は表-4 に示す標準的な記録地震波とした。地震動の大きさは最大加速度を500cm/s<sup>2</sup> に基準化したもので最大速度換算値に示されているように限界地震動 (S2: 50cm/s) 以上に相当するものであり、エネルギー的には八戸波の方が大きい。2つの入力地震動波形と加速度応答スペクトルを図-9 に示す。

(3) 解析時間と時間間隔

解析時間間隔 ( $\Delta t$ ) は0.01秒で解析時間を10秒間とした。

(4) 構造部材

橋脚・主塔・主桁は非線形部材とし、部材の復元力特性は、図-6 に示す Degrading Tri-linear 型を用い、各部材のスケルトンは図-8 のように橋脚・主塔・主桁ごとに設定した。斜材はプレストレスを考慮して弾性棒部材として評価した。

表-4 入力地震動レベル

採用地震動	最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/s)
EL CENTRO NS	500	48.8
HACHINOHE NS	500	74.8

表-5 検討ケース 検討項目

構造形式	解析手法	橋脚拘束	地震動	ケース番号	
部定式	弾性	バネ1	エルセントロ	C-1	EB1E5
			八戸	C-2	EB1H5
		バネ2	エルセントロ	C-3	EB2E5
			八戸	C-4	EB2H5
	弾塑性	バネ1	エルセントロ	C-5	PB1E5
			八戸	C-6	PB1H5
		バネ2	エルセントロ	C-7	PB2E5
			八戸	C-8	PB2H5
自定式	弾性	バネ1	エルセントロ	C-9	EJ1E5
			八戸	C-10	EJ1H5
		バネ2	エルセントロ	C-11	EJ2E5
			八戸	C-12	EJ2H5
	弾塑性	バネ1	エルセントロ	C-13	PJ1E5
			八戸	C-14	PJ1H5
		バネ2	エルセントロ	C-15	PJ2E5
			八戸	C-16	PJ2H5

## 6.2 検討項目

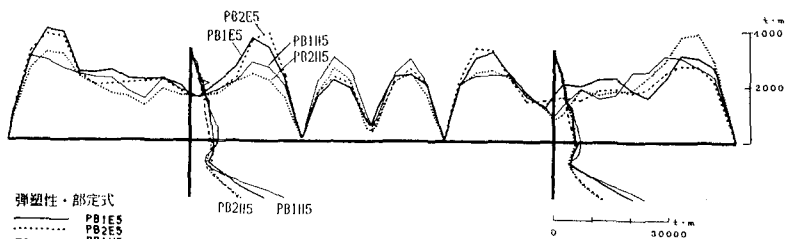
解析検討は2つの構造形式（部定式・自定式）の応答特性を把握するため、橋脚下端の拘束状態と入力地震動をそれぞれ2種類設定し、表-5に示す検討ケースを行った。これらの検討結果から、部定式および自定式斜張橋の特性を橋脚基礎や地震動の周波数特性を踏まえた地域特性として比較評価した。

## 7. 解析結果

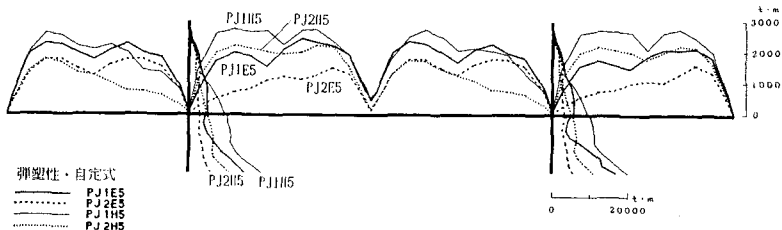
部定式と自定式モデルそれぞれの応答特性を計算し両モデルの応答特性比較を行った。ここでは、静的応力および変位は含まれていない。

### (1) 最大応答断面力（曲げモーメント・軸力）

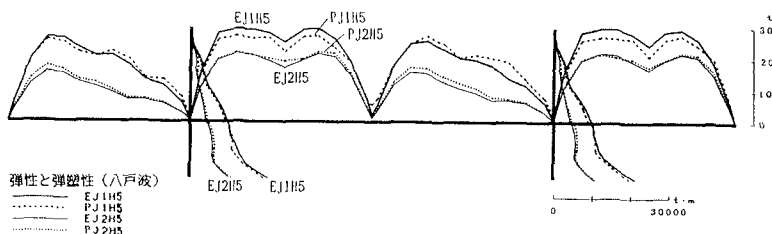
部定式および自定式における弾塑性応答解析結果をそれぞれ図-10・A、図-10・Bに示した。また、各解析ケースに於ける最大応答断面力を表-6に示した。橋脚下端の拘束状態は、自定式の橋脚・主桁・主塔と部定式の橋脚に大きく影響し、パネ1拘束の場合の方がパネ2拘束の場合の約1.3~2.0倍程度生じている。しかし、部定式の主桁・主塔には影響は見られない。



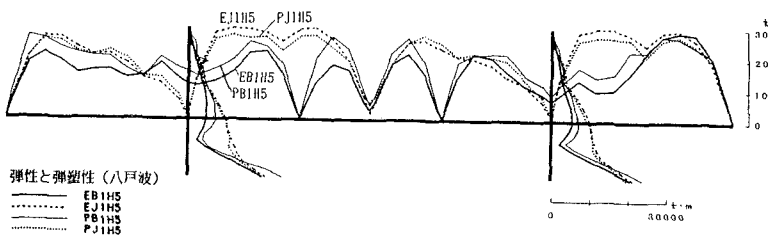
A (部定式弾塑性)



B (自定式弾塑性)

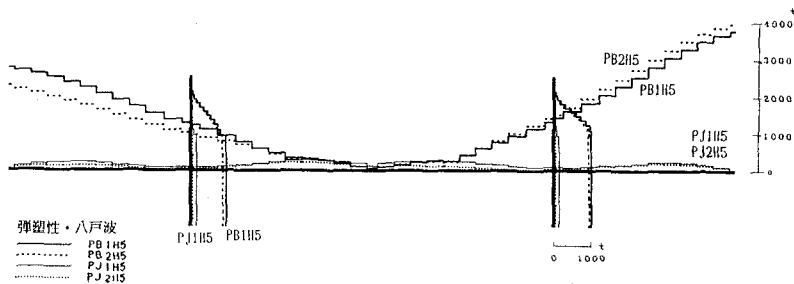


C (自定式の弾性・弾塑性)



D (部定式と自定式の弾性・弾塑性)

図-10 応答最大モーメント分布図



(部定式と自定式)

図-11 応答最大軸力分布図

入力地震動波形による影響は、部定式では特定の傾向は認められないが、自定式では橋脚・主桁・主塔とも八戸波形による応答値が大きく、ELCENTRO波形による応答値の1.3～2.0倍程度を示している。自定式と部定式の最大応答断面力は、橋脚下端バネ1拘束における自定式の主塔以外は橋脚・主桁・主塔のいずれも部定式の方が大きく、自定式に比べ1.0～2.0倍程度を示している。

図-10.C, 図-10.Dは、部定式・自定式における弾性応答( $h=0.05$ )と弾塑性応答( $h=0.02$ )解析結果を比較したものである。両モデルとも、弾塑性応答( $h=0.02$ )における桁の最大応答モーメント分布は非線形域に至る部材の発生によりなだらかな分布を示し弾性応答( $h=0.05$ )とほぼ等しい応答値を示している。このことは、最大応答値は弾性応答解析でも減衰定数の評価によりかなり良く表わせることを示している。また、八戸波形における最大応答曲げモーメントの分布は、橋脚・主塔・主桁とも全体に自定式の方が大きい。

八戸波形における弾塑性応答結果の最大軸力分布を図-11に示した。軸力は主桁両端の水平方向を拘束した部定式で主桁端部ほど大きく、中央径間の伸縮継手間には殆ど生じていない。

(2) 最大応答変位分布

最大応答分布のうち水平方向成分を図-12に、上下方向成分を図-13に示す。最大応答変位は部定式・自定式構造の違いが顕著に表われ、水平方向変位は自定式の八戸地震動による応答が特に大きい。また、部定式では主塔と主桁はそれぞれ独自の運動をしており、主桁では伸縮継手間のみ大きな水平変位が生じるが他は殆ど生じない。上下方向変位は、橋脚・主塔では両モデルとも殆ど生じず、主桁では3次固有モードに応じた分布を示し、全体的に両モデルとも同程度を示している。

(3) 応答変位

表-7に注目点の最大応答変位を、図-14に応答変位波形を示す。これは、八戸波入力に於ける弾塑性応答解析による結果である。図中の実線は橋脚下端バネ1、破線はバネ2拘束による応答波形である。全体的にバネ2拘束の場合、応答変位波形は短周期成分の振幅が小さくなり長周期側に表われている。部定式モデルの場合、伸縮継手以外は、バネ1・2拘束で同様の運動をしているが、伸縮継手間に位置する11番

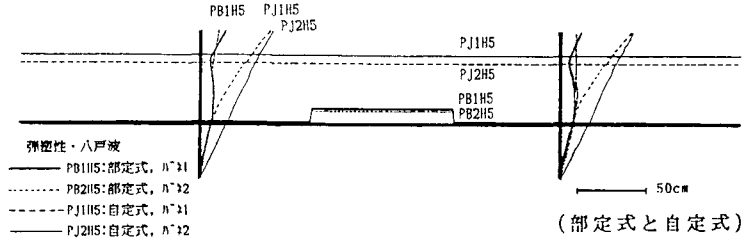


図-12 応答最大水平変位分布図

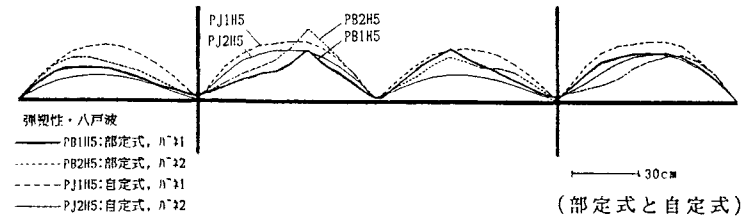


図-13 応答最大上下変位分布図

表-6 最大応答断面力

形式	解法	ケース記号	主 桁		橋 脚		主 塔	
			軸力	モーメント	軸力	モーメント	軸力	モーメント
部定式	弾性	EB1E5	2650	3020	1150	18800	1140	5170
		EB1H5	3130	2470	866	21900	877	5850
		EB2E5	2860	3070	1140	11400	1120	5330
	弾塑性	EB2H5	3340	3020	895	11400	889	5290
		PB1E5	2990	3890	1380	22000	1370	7060
		PB1H5	3780	3090	1040	26100	1030	8870
自定式	弾性	PB2E5	2930	3570	1330	13700	1300	7320
		PB2H5	3960	3050	1050	14200	1020	7140
		EJ1E5	198	1970	45	13000	44	6510
	弾塑性	EJ1H5	232	2560	61	22500	60	10600
		EJ2E5	125	1400	30	7880	29	4040
		EJ2H5	168	1880	26	11100	25	4840
弾塑性	PJ1E5	335	2690	128	17600	128	8140	
	PJ1H5	269	2740	169	21500	167	10300	
	PJ2E5	141	1580	43	7730	42	4570	
		PJ2H5	221	2040	55	11500	52	5560

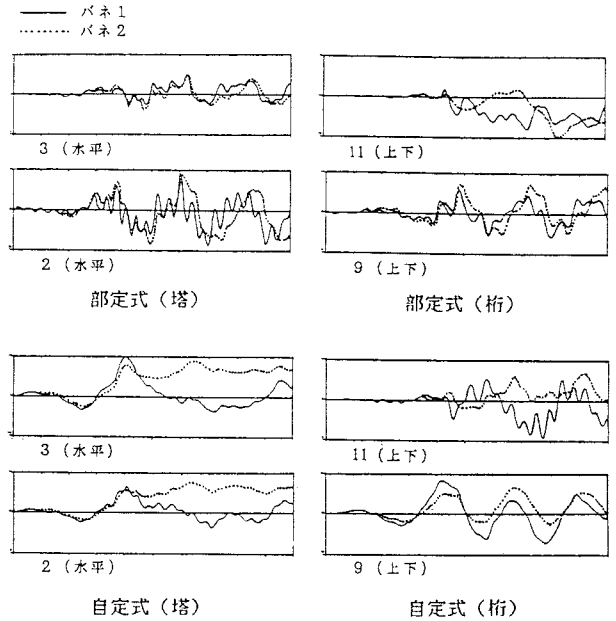
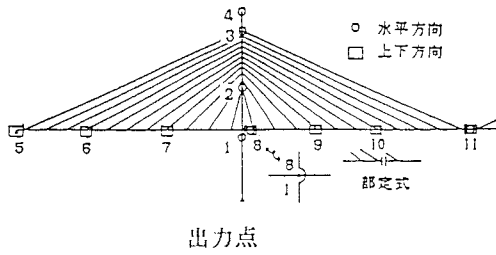


図-1 4 注目点の応答変位波形 (八戸波)

表-7 最大応答変位 (弾塑性: 八戸波 500gal)

	出力点	部定式		自定式		
		バネ1	バネ2	バネ1	バネ2	
水平方向	橋脚	1	7.3	7.6	7.7	18.0
		2	9.3	9.5	20.0	31.0
		3	12.0	11.0	42.0	47.0
	塔	4	18.0	13.0	51.0	53.0
桁	8	0.9	1.2	44.0	50.0	
	11	10.0	8.4	—	—	
上下方向	桁	5	0.0	0.0	0.0	0.0
		6	18.0	20.0	24.0	20.0
		7	16.0	13.0	25.0	21.0
		8	2.2	1.6	0.5	0.2
		9	12.0	15.0	25.0	21.0
		10	26.0	33.0	27.0	23.0
		11	3.2	7.9	1.9	1.4

単位 (cm)

点は独自の運動をしている。水平方向の応答変位は伸縮継手間で全く独自の運動をするものの表-7に示すように最大変位10cm程度を示すが、継手間以外の主桁は桁両端拘束によりほとんど生じていない。また、主桁の上下方向変位は、伸縮継手位置に大きく表われバネ2拘束で最大33cm程度を示す。自定式モデルでは塔の波形に見られるようにバネ2に於いて片側に偏った状態にあり、この解析時間(10秒間)内での評価ではあるが、主塔及び主桁の水平方向の応答変位は50cm以上となっている。主桁の上下方向の運動は主塔の水平方向の影響を受けつつも独自に運動し、各スパンとも最大25cm程度生じている。

(4) ひびわれ・降伏状況図

想定した復元力特性に基づく弾塑性応答解析に於けるひびわれ発生順序および発生状況を図-15に示す。この検討ケースでは降伏に至る部材は生じていない。ひびわれ発生順序は橋脚基礎バネ1, バネ2拘束で異なり

自定式・橋脚基礎

バネ1: 橋脚下端→主塔下端→主塔中部→主桁→主塔上部→主桁

バネ2: 主塔下端→主桁→主塔上部

部定式・橋脚基礎

バネ1: 橋脚下端→主塔下端→主桁→主塔上部→主桁

バネ2: 主塔下端→主桁→主塔上部→主桁→主塔中部

である。ひびわれ発生状況は橋脚下端バネ1では、橋脚下部, 主塔の大部分, 主桁の約半分がひび割れ域に至っており、全体的に自定式の場合にひび割れ域は多い。バネ2の場合は、主塔の大部分と主桁の約半分がひび割れ域に至っているが、橋脚はひび割れに至っている部材はない。しかし、自定式のバネ2による結果は図-15の応答変位波形に示されているように橋脚・主塔が一方に偏った時刻での分布であり、解析時間をより長くする必要があろう。



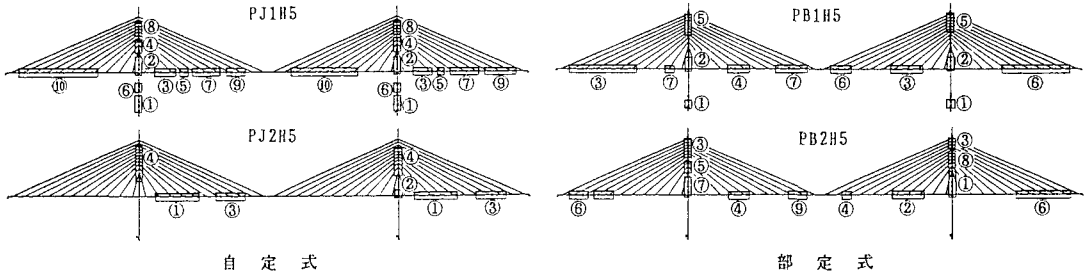


図-15 ひび割れ状況・順序図

## 8. まとめ

本研究で行った数値計算により得られた知見をまとめると次の通りである。

- (1) 応答曲げモーメントの分布は、長周期の地震動（HACHINOHE）波形に対しては自定式の方が全体として大きな応答を示している。
- (2) 軸力は部定式の方が大きく、特に主桁の軸力に対する対処が必要である。
- (3) 主桁の上下方向応答変位は部定式・自定式とも同程度であるが、主桁・主塔の水平方向応答変位は自定式の方が大きい。
- (4) 橋脚下端の拘束状態は、橋脚の応答応力に大きく影響し、部定式・自定式とも拘束を緩めるほど小さくなるが、部定式の主桁の応答応力には大きな影響はない。また、応答変位において、自定式では拘束を緩めるほど大きな水平変位を生じるが、主桁の上下変位は小さくなる。部定式では水平変位に影響はないが、主桁の上下変位は自定式とは反対に拘束を緩めるほど大きくなる。
- (5) 弾塑性応答解析における応答値は、内部粘性減衰定数0.02に復元力特性による応答履歴減衰効果に加わるため、内部粘性減衰定数0.05を用いた弾性応答解析の結果とほぼ等しくなった。このことは、弾性応答解析において適当な減衰定数を用いれば、弾塑性応答解析の結果を代用しうることを示唆しており、この点に関してのパラメータ解析は今後の課題と言えよう。

本報告では、主桁・橋脚の結合条件をオールフリーとし、主桁継手位置を中央径間側として検討を行ったが、今後これらの設定条件の違いによる応答特性を十分把握することにより、部定式斜張橋の長所を引き出すことができると思われる。

## 参考文献

- 1) Gimsing, N.J. : Cable Systems for Bridges, Proc. of 11th Congress of the IABSE, pp.727-732, 1980
- 2) Otsuka, H., et.al. : Optimum Anchoring for Long Span Cable-Stayed Bridges, Proc. of JSCE, Struc. Eng./Earthq. Eng., Vol.1, No.2, pp.201s-209s, Oct. 1984.
- 3) 大塚・吉田・太田・今井: 主桁支持方式の異なる長大斜張橋の力学特性比較、構造工学論文集, Vol.31A, pp.351-380, 1985.3.
- 4) 水田・大塚・園田: 主桁支持方式の異なる斜張橋の地震応答解析、構造工学論文集, Vol.33A, pp.50-59, 1987.3.
- 5) 水取・山花: 小径斜張橋の地震時弾塑性応答解析、土木学会第44回年講概要集, pp.1008-1011, 1989.10.
- 6) 秋月・大塚・安永・若狭: 主径間幅500m級のPC部定式斜張橋の試設計による特性把握、土木学会第45回年講概要集, pp.596-597, 1990.9.

(1990年10月12日受付)