

## (60) 部定式3径間連続PC斜張橋の弾塑性地震応答について

(株) 錢高組 正会員 ○ <sup>ヤマ</sup>山 <sup>ハナ</sup>花 <sup>ユタカ</sup>豊  
(株) 錢高組 水取 和幸  
九州大学 大塚 久哲

### 1. はじめに

斜張橋の主桁支持方式としては、自定式・部定式・完定式の3種類の方法が考えられる。この内、部定式斜張橋は側径間又は中央径間にせん断力のみを伝達する伸縮継手を有し橋脚・主塔及び橋梁端部アンカレッジで水平力を支持する構造であり、部定式斜張橋の経済的有利性は既にGilsanz、大塚らによって指摘されている。また、動的弾性応答特性に関する研究も行われている。

本研究では、部定式斜張橋の地震時弾塑性応答特性を把握する為に、3径間連続PC斜張橋を例にとり、自定式及び部定式の両モデルについて弾塑性地震応答解析を行った。ここでは、(1)弾性及び弾塑性応答特性、(2)橋脚下端拘束条件の違いによる特性に着目して検討したものである。

### 2. 解析手法概要

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。

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} + \{f\} = \{F\} \quad \cdots \cdots (1)$$

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、{F}は外力ベクトル、{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合応力を算出する項である。

非線形部材の復元力特性はDegrading Tri-Linear型とし、スケルトンカーブ(図-2)は道路橋示方書・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た。

### 3. 解析モデル

#### 3.1 解析モデル

図-1に示す3径間連続PC斜張橋を対象とし、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を伝達する継手を有している。橋脚・主桁の結合条件は、自定式、部定式ともに完全フリー(フローティングタイプ)とし、橋梁端部支持条件は、自定式モデルでは鉛直方向のみ固定、部定式モデルでは鉛直・水平方向固定・モーメントフリーとした。橋脚下端バネは、表-1に示す値を使用し、バネ-1はケ

ーソン基礎を想定したもので、パネ-2はその値より1オーダー低い値となっている。

### 3.2 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・固有モードの抜粋を表-2、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。橋脚下端のパネ値の違いはパネ-2の場合が若干周期が長く、固有モードは同様の形状を示す。

### 4. 解析検討

#### 4.1 解析条件

(1)減衰；減衰定数は内部粘性系とし弾性応答解析では5%、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2%を設定した。

(2)入力地震動；採用した入力地震動は、エルセントロ(N S)波形及び八戸(N S)波形を最大加速度500galに基準化した。

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

#### 4.2 検討ケース

解析は、2つの構造形式の違いによる応答特性を把握するため、表-3に示す検討ケースについて行った。また、橋脚下端の拘束条件を表-1に示す2種のパネ値とし、拘束条件の違いによる影響も検討した。

なお、以下に示す応答値は、静的応力及び変位は無視している。

### 5. 解析結果

(1)最大応答断面力(曲げモーメント、軸力)；弾性応答解析と弾塑性応答解析の結果は、

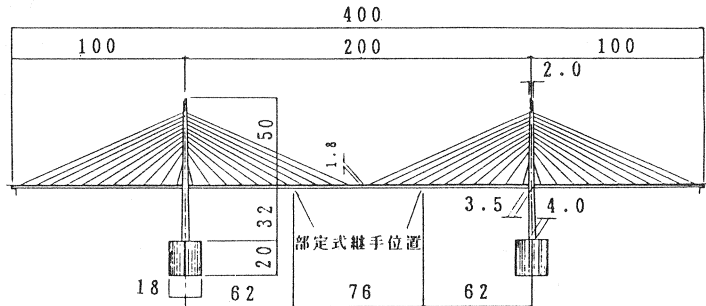


図-1 構造図

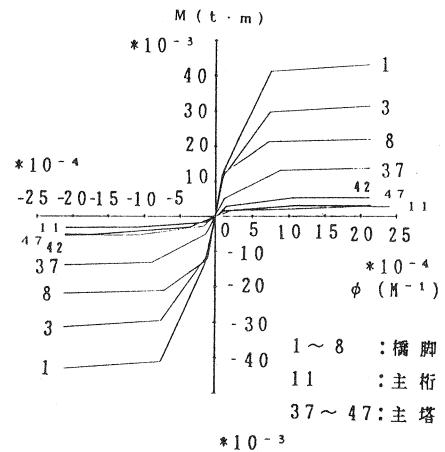


図-2 スケルトン(M- $\phi$ )

表-1 パネ値

(t/m, t<sub>m</sub>/rad)

|       | パネ-1              | パネ-2              |
|-------|-------------------|-------------------|
| $K_H$ | $1.0 \times 10^7$ | $1.0 \times 10^6$ |
| $K_V$ | $1.0 \times 10^7$ | $1.0 \times 10^6$ |
| $K_R$ | $1.0 \times 10^9$ | $1.0 \times 10^8$ |

部定式・自定式の両モデルとも比較的一致している。このことは、弾性応答に用いた粘性減衰定数5%が弾塑性応答に用いた内部粘性減衰2%と履歴減衰効果に相当するものと考えられる。部定式では、橋脚下端のパネ値の違いによる影響が橋脚に現れ、パネ-1の場合の方がパネ-2の約1.5倍の大きさとなっている。

しかし、主桁ではほぼ同程度の値を示し影響は小さい。自定式では、橋脚・主桁とも橋脚下端の拘束による影響は大きく、1.5~2倍程度の応答を示している。桁の軸力は、橋梁端部の拘束条件等構造系の違いが現れ部定式において桁端部程大きくなっている。

## (2) 最大応答変位分布

図-4の最大応答変位分布図からも明らかに、水平方向変位は自定式で大きく現れ、部定式では継手間主桁部のみが独自運動し大きな変形を示している。自定式では水平力を主塔・橋脚が負担するため、部定式に比べ2~3倍の変位となっている。鉛直方向変位は、主桁で大きく現れ、部定式では継手部近傍で大きく他は小さい傾向を示し、自定式では各スパンともほぼ同じレベルで、自定式・部定式共に20cm程度で大差はない。

## (3) ひび割れ・降伏発生状況

部定式においては主塔全体、主桁の大部分及び橋脚下端で、また、自定式においては主塔全体、主桁半分及び橋脚下端でひび割れが生じている。部定式では主桁の応答が大きい為、主桁の一部が降伏している。

ひび割れ発生順序(エルセントロ：パネ-1)は、

部定式；中央径間主桁→橋脚下端

→主塔→側径間主桁

表-2 固有周期

| 次数 | 部 定 式 |       | 自 定 式 |       |
|----|-------|-------|-------|-------|
|    | パネ-1  | パネ-2  | パネ-1  | パネ-2  |
| 1  | 2.747 | 2.762 | 5.128 | 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 | 0.982 | 0.965 |

(秒)

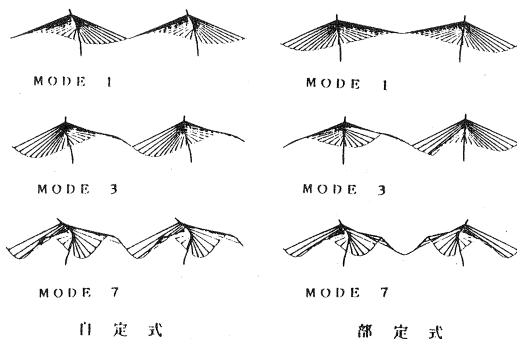


図-3 固有モード図

表-3 検討ケース

| NO. | 記 号    | 方 式   | 入 力 地 震 波     | 解 析    |
|-----|--------|-------|---------------|--------|
| 1   | CAB1E  | 部 定 式 | エル セ ン ト ロ NS | 弾 性    |
| 2   | CAB2E  |       |               |        |
| 3   | PCAB1E |       |               | ハ 戸 NS |
| 4   | PCAB2E |       |               |        |
| 5   | PCAB1H |       |               |        |
| 6   | PCAB2H |       |               |        |
| 1   | CAJ1E  | 自 定 式 | エル セ ン ト ロ NS | 弾 性    |
| 2   | CAJ2E  |       |               |        |
| 3   | PCAJ1E |       |               | ハ 戸 NS |
| 4   | PCAJ2E |       |               |        |
| 5   | PCAJ1H |       |               |        |
| 6   | PCAJ2H |       |               |        |

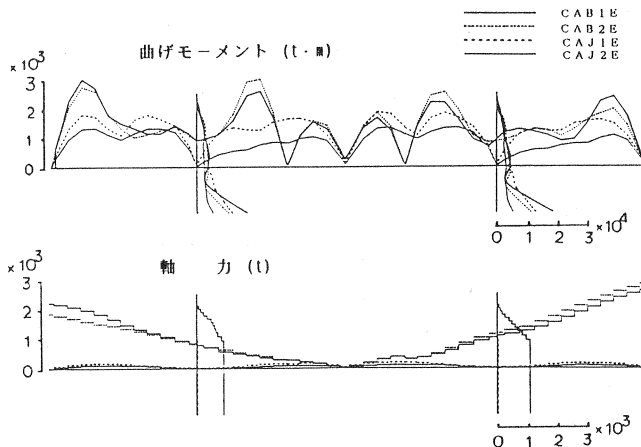


図-4. 1 最大応答断面力(弾性・エルセントロ)

自定式；主塔下端→主桁→橋脚下端

→主塔→橋脚

となっており、自定式では特に橋脚・塔に大きな応答が生じている。また、主塔は自定式の方が早い時刻からひび割れが発生している。

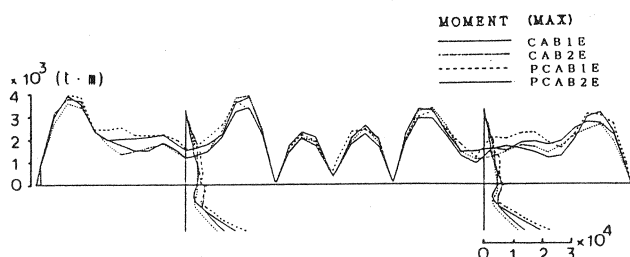


図-4.2 最大応答曲げモーメント（弾性・弾塑性・エルセントロ）

## 6. まとめ

(1) 応答曲げモーメントは、長周期の地震波に対しては部定式の方が小さい値を示しており、長周期（長大斜張橋）に対しては部定式の方が有利であるといえる。軸力に関しては部定式の方が大きく、軸力に対する対処（特に主桁）が必要となる。

(2) 応答変位は、自定式の場合、主桁・主塔の水平方向変位が大きく、伸縮装置等に関する問題が考えられる。

(3) 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として検討を行ったが、今後これらの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。

(4) 部定式の橋梁端部拘束条件のうち水平方向を固定として検討を行ったが、これをバネ拘束することにより部定式斜張橋ではよりよい応答特性が得られると思われる。

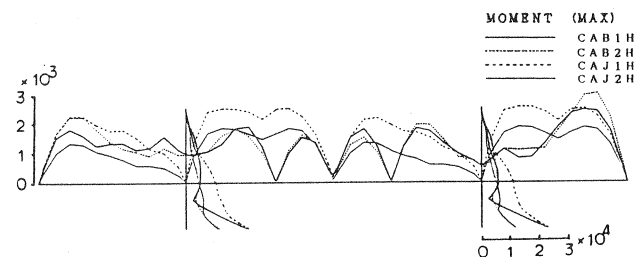


図-4.3 最大応答曲げモーメント（弾性・八戸）（ $\text{t} \cdot \text{m}$ ）

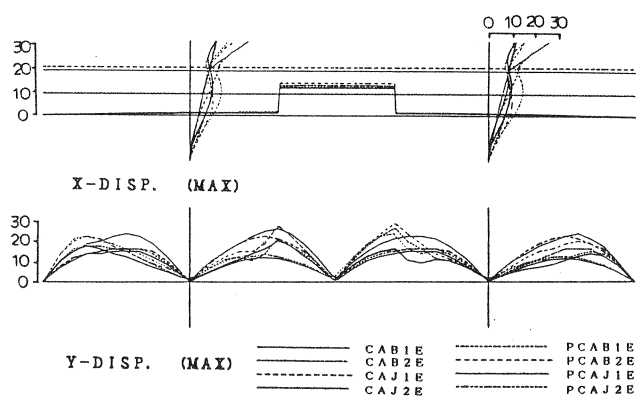


図-5 最大応答変位分布図（cm）

## 7. 参考文献

- (1) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編（社）日本道路協会  
平成2年2月
- (2) 「部分定着式斜張橋の開発に関する研究」大塚・水田他 土木構造物・材料論文集 第3号 1988年1月

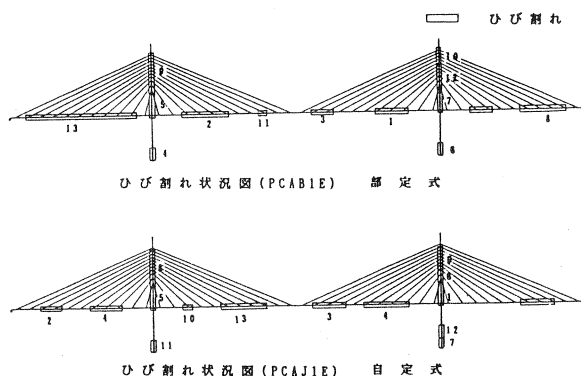


図-6 ひび割れ発生状況、順序