

# 一般国道260号 布施田浦橋 (PC 斜張橋) の 構造解析と耐震性照査

加 藤 光 徳\*  
立 花 充\*\*  
川 崎 巖†  
森 敦††

## まえがき

布施田浦橋(仮称)は、三重県の志摩半島の南部、志摩郡志摩町で進められている一般国道260号道路改良事業(バイパス工事、 $L=9470\text{m}$ )の一環で、リアス式海岸と真珠いかだが織りなす景観が美しい英虞湾の入江のひとつを跨ぐ海上橋である。橋長318mのうち、主橋部の228mは2径間連続PC斜張橋で、道路一等橋としては我が国最大支間を有するPC斜張橋となる(図-1, 2)。

架橋地点周辺は、豊かな自然環境と美しい景観に恵まれ、伊勢志摩国立公園にも指定されていることから、本橋の計画にあたっては、地形、地質、航路、水質汚濁、

経済性などの条件に加えて、周辺の環境との調和にも配慮し、優れた構造特性と美観を合わせ持つPC斜張橋を選定した。

PC斜張橋は、国内では長大橋としての実績が少ないうえ、設計にあたっては高度な技術的判断を必要とすることから、建設省土木研究所の御指導を仰ぎ構造を決定した<sup>1),2)</sup>。

本文は、

- ① PC斜張橋の構造上特に重要と考えられる斜材定着部のFEM解析
- ② 架橋地点は、過去に東南海地震が発生し、地震の巣ともいべき位置に近いことから、最新の考え方を取り入れて実施した動的解析を含む耐震設計の2点について報告するものである。

## 1. 橋梁概要

### 1.1 設計基本条件

路線名：一般国道260号

架橋位置：志摩郡志摩町 片田～布施田

道路規格：3種2級

橋 格：一等橋

橋 長：318m (主橋部228m, 取付け部90m)

幅 員：10.5m (車道8.0m, 歩道2.5m)

形 式：2径間連続PC斜張橋(主橋部)

5径間連続RC中空床版橋(取付け部)

平面線形：直線

縦断勾配：0.2% 直線

本橋の一般図を図-2に示す。

### 1.2 構造諸元

主 桁：逆台形一室箱桁

主 塔：準A形

斜 材：2面吊り, 準ハープ形

結合条件：剛結(主桁と橋脚, 主塔と橋脚)

### 1.3 設計水平震度

・震度法における設計震度

$$k_h = \nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3 \cdot k_0 = 1.0 \times 0.9 \times 1.0 \times 0.2 = 0.18$$

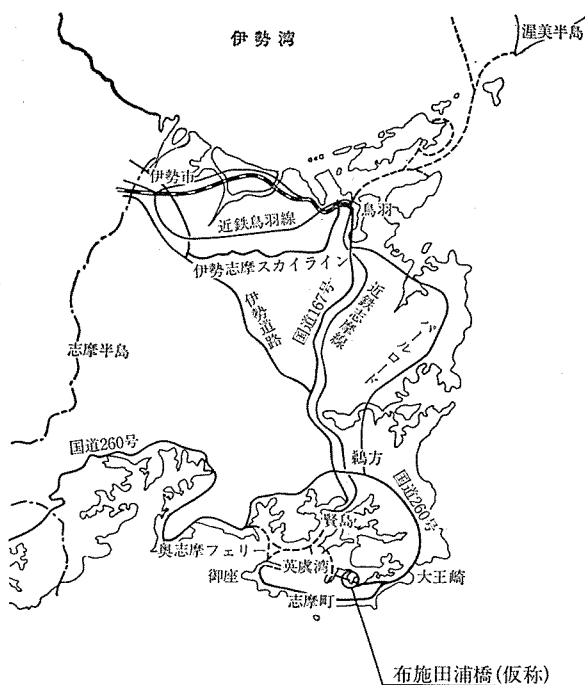


図-1 位置図

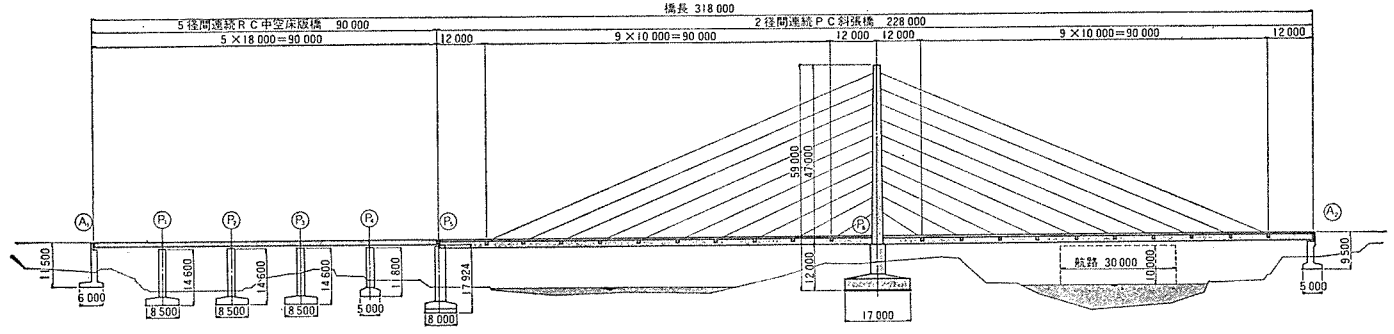
\* 三重県土木部道路建設課橋梁係長

\*\* 南勢志摩県民局志摩土木事務所技師

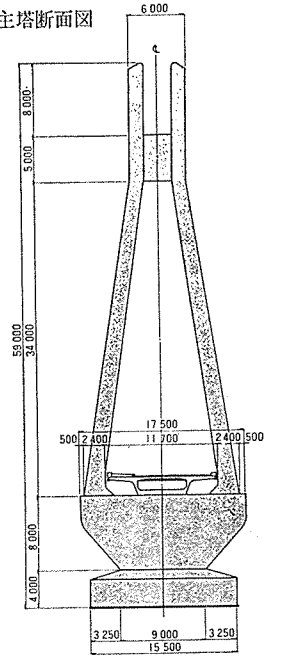
† 日本技術開発(株)土木本部構造・橋梁部

†† 日本技術開発(株)土木本部地震防災室

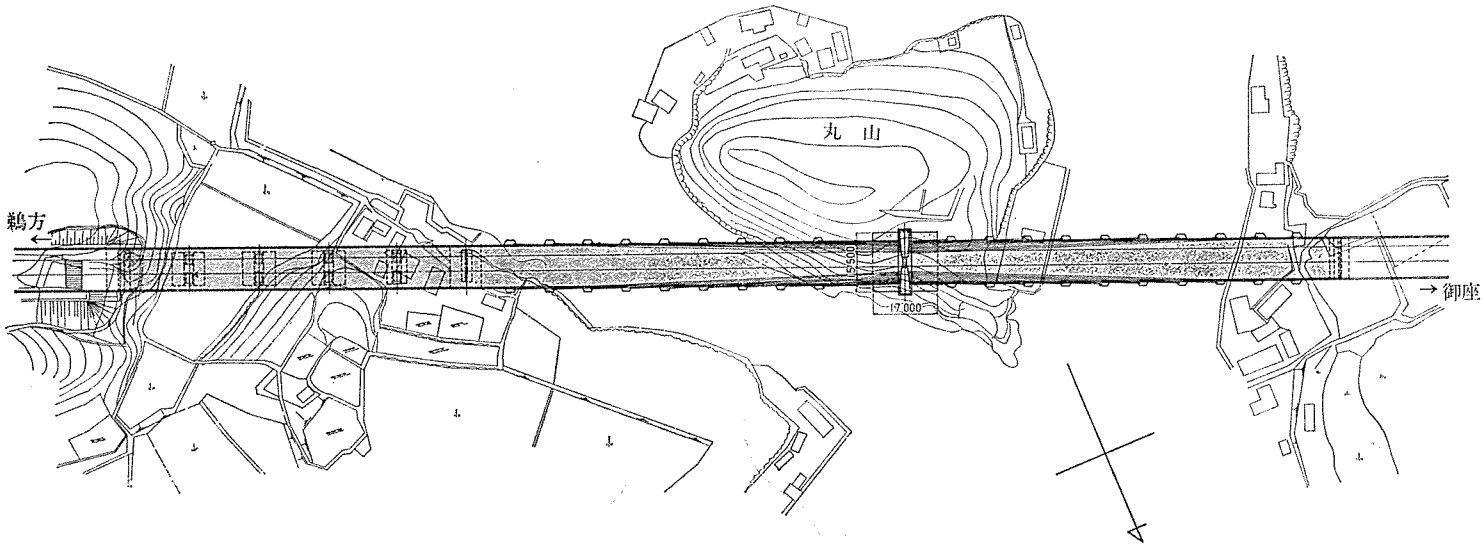
側面図



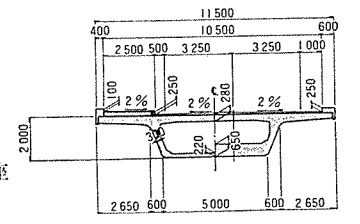
主塔断面図



平面図



主桁断面図



図—2— 一般 図

地層名	地質	記号
沖積層	砂, シルト, 粘土, 砂礫	Al
段丘堆積物	砂 礫	Tr
四万十層群 的矢層群 (Mss)	強風化砂岩	SA
	弱風化砂岩	SB
	砂 岩	SC

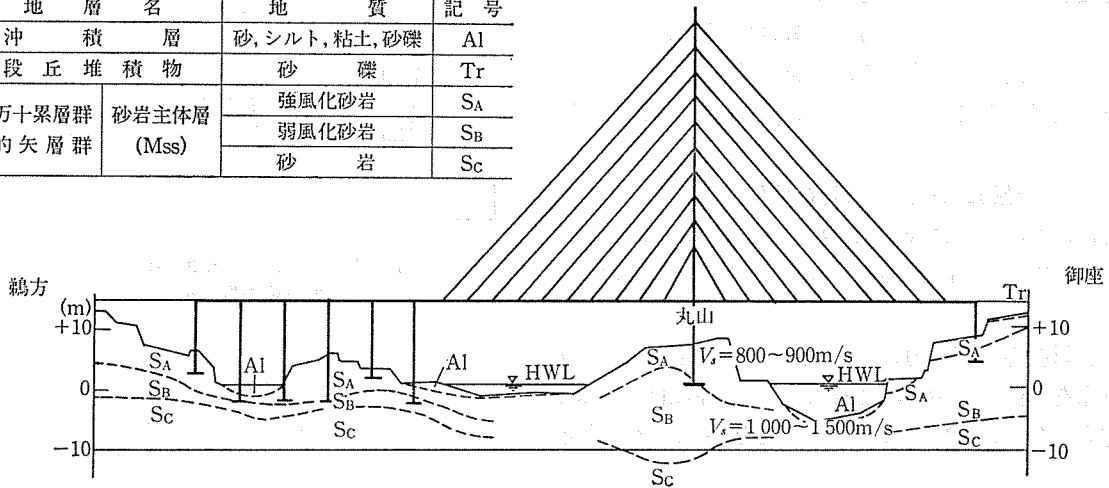


図-3 地質縦断面図

• 応答を考慮した修正震度法における設計震度

橋軸方向	$k_{hm}=0.18$
橋軸直角方向 主桁, 橋脚	$k_{hm}=0.18$
主塔	$k_{hm}=0.23$

1.4 基礎地盤条件<sup>2)</sup>

架橋地点付近は、中央構造線の南側にあり、中生代白亜紀の四万十層群<sup>もとや</sup>的矢層と呼ばれる固結度の高い地層を基礎としている。図-3 に路線沿いの地質縦断面図を示す。

主橋部 P<sub>5</sub>, P<sub>6</sub>, A<sub>2</sub> の基礎地盤は、同図中の S<sub>A</sub>~S<sub>B</sub> (強風化~弱風化砂岩)、せん断弾性波速度 V<sub>s</sub>=800~1 000 m/sec 程度の軟岩である。

1.5 施工法<sup>3)</sup>

主桁の施工は、フォルバウワーゲンによる張出し工法を採用し、3ブロック (3.5+3.0+3.5 m) 張り出すごとに1斜材を緊張することにした。また、桁端部は支保工で場所打ち施工することとした。主塔の施工は、高所作業となることから安全性に配慮して、斜張橋用移動足場工法<sup>4)</sup>を採用した。

2. 斜材定着部に対する設計検討

2.1 概要

斜張橋の主要な構成要素である主桁と主塔は、斜材により相互に応力を伝達する。この斜材の張力は、集中荷重として定着部に作用する。この定着部に導入された斜材張力が、主桁へどのような応力分布で伝達されていくかを確認することは、斜張橋の設計においては非常に重要なことである。

本橋の斜材定着部は、斜材定着体を収容する定着ブロックが張出し横桁に取り付く形式とし、斜材張力の鉛直分力を横桁で、水平分力を張出し床版で受け持つ構造とした (図-4)。この斜材定着部は、桁橋構造にはない

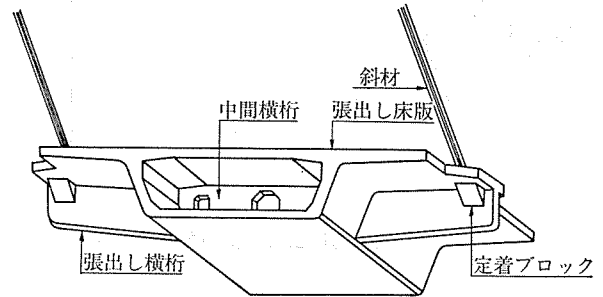


図-4 斜材定着部の構造

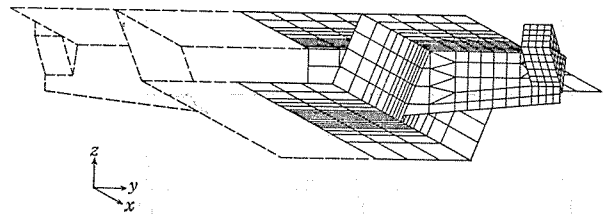


図-5 FEM 解析モデル

PC 斜張橋特有の構造で、斜材定着部の設計に用いる力学モデルや有効幅の考え方が必ずしも確立しているとは言えない状況にある。このため、斜材定着部に対して立体 FEM 解析を行い、斜材張力の伝達メカニズムを把握し、設計の方針を決定することとした。

2.2 解析モデル

解析手法は、立体構造の応力状態をシミュレートできる立体 FEM 解析とした。解析モデルは、図-5 に示すように比較的剛な斜材定着ブロックをソリッド要素、面内応力度分布を把握する上下床版、腹部、横桁をプレート要素に置換した。斜材定着部は、横断方向に対称形であることから片側半分を、また、橋軸方向は、斜材定着部周辺の応力分布に影響がないと思われる範囲までを解析のモデル範囲とした。

◇工事報告◇

斜材定着部の設計の方針を決定しやすくするために、斜材張力は鉛直分力と水平分力に分けて解析することとした。また、同様の理由から、斜材定着部の応力分布も主応力度表示のほかに、 $\sigma_x$ 、 $\sigma_y$ 、 $\tau_{xy}$ に分けて示すこととした。

2.3 解析結果および設計方針の設定

解析により明らかになった事項およびこれらから設定した斜材定着部に対する設計方針は、次のとおりである。

① 斜材張力鉛直分力による横桁の垂直応力度 ( $\sigma_y$ ) 分布を 図-6 に示す。これより横桁の設計は、垂直応力度分布が線形となっていることから、梁理論を

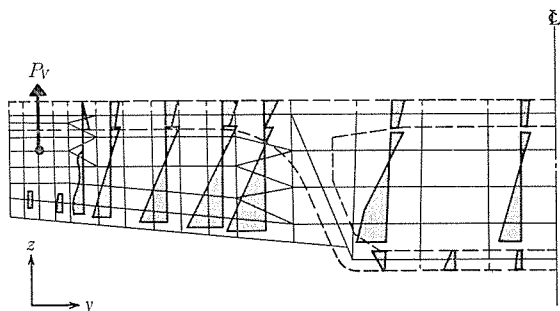


図-6 斜材張力鉛直分力による横桁の垂直応力度 ( $\sigma_y$ )

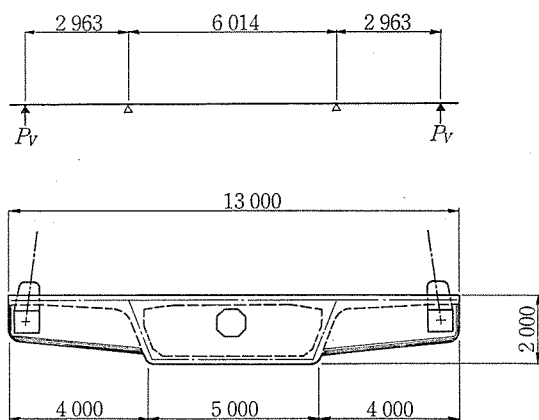


図-7 横桁解析モデル

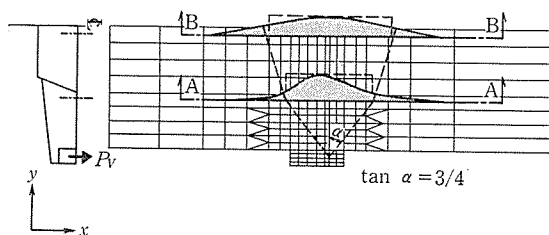


図-8 斜材張力鉛直分力による上床版の垂直応力度 ( $\sigma_y$ ) 分布

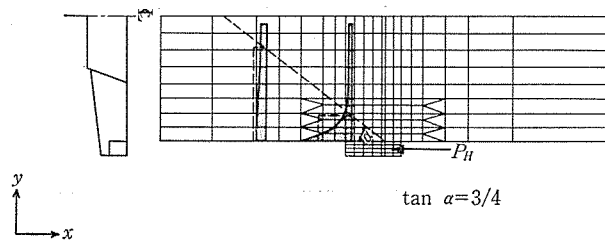


図-9 斜材張力水平分力による上床版の垂直応力度 ( $\sigma_x$ ) 分布

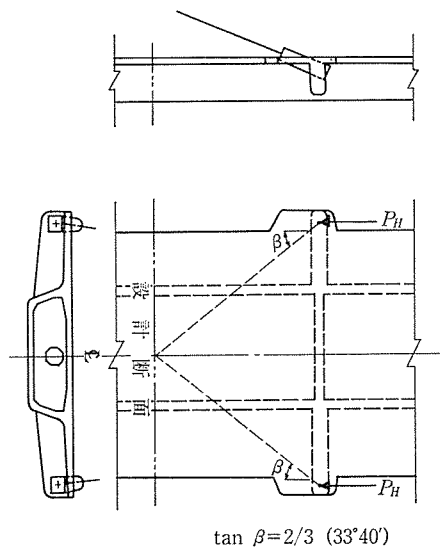
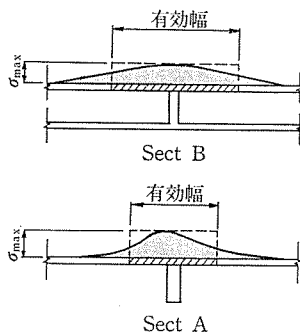


図-10 主桁の有効断面

用いて断面力を求めることとし、解析モデルは 図-7 に示す張出しを有する単純梁とした。

② 斜材張力鉛直分力による上床版の垂直応力度 ( $\sigma_y$ ) 分布を 図-8 に示す。これより、斜材張力鉛直分力に対する横桁の有効幅は、通常設計で用いられているプレストレスの広がり角度  $\tan \beta = 2/3 (33^\circ 40')$  で設定すれば、安全側の設計となる。

③ 斜材張力水平分力による上床版の垂直応力度 ( $\sigma_x$ ) 分布を 図-9 に示す。これより、斜材張力水平分力に対する主桁の有効断面は、②と同様に広がり角度を  $\tan \beta = 2/3 (33^\circ 40')$  として設定することとした (図-10)。



④ 斜材張力水平分力による張出し床版の水平せん断応力度 ( $\tau_{xy}$ ) 分布を 図-11 に示す。これより、斜材張力水平分力に対する張出し床版付け根の有効幅は、水平せん断応力度の広がり角度を  $45^\circ$  と設定すれば、安全側の設計となる。

⑤ 斜材定着ブロックと張出し床版

の接合部は、張出し長さが梁高よりも短い片持梁となることから、既往の研究成果<sup>5)</sup>に基づき、コーベルとしてトラスモデルにより設計することとした。

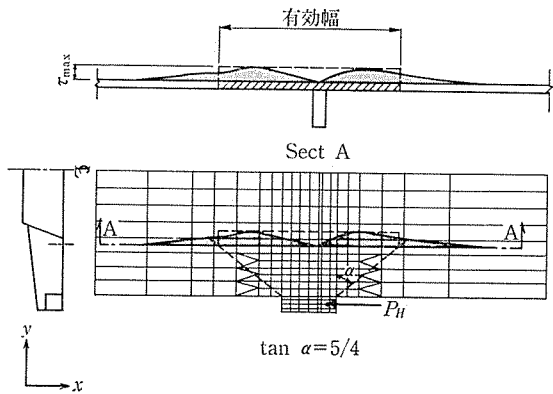


図-11 斜材張力水平分力による張出し床版の水平せん断応力度 ( $\tau_{xy}$ ) 分布

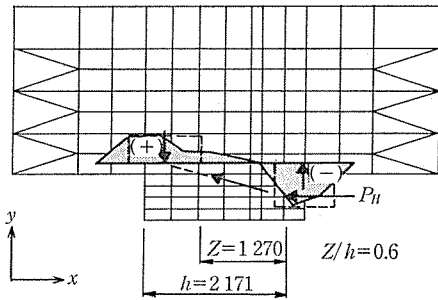


図-12 斜材張力水平分力による上床版の垂直応力度 ( $\sigma_y$ ) 分布

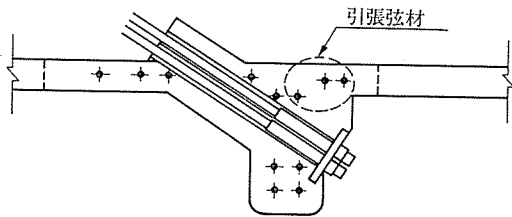


図-13 斜材定着ブロックと張出し床版の接合部引張弦材

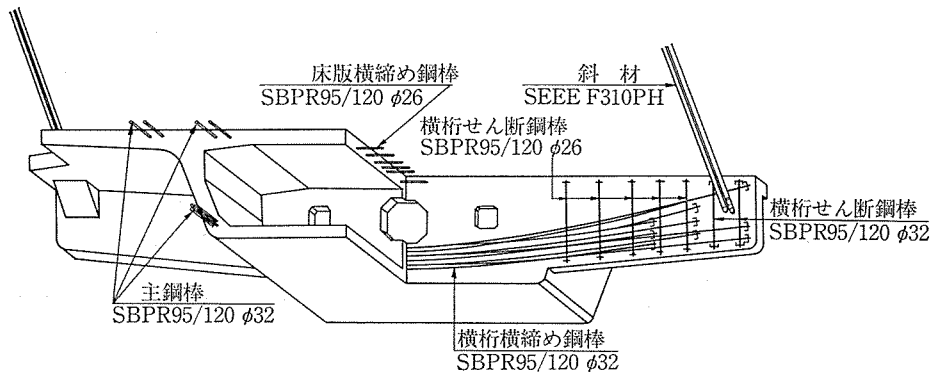


図-14 斜材定着部の PC 鋼棒配置図

ただし、トラスモデルの内的アーム長は、斜材定着部の形状が複雑であることからこの研究成果によらず、定着部の応力分布から設定することとした。斜材張力水平分力によって張出し床版の橋軸直角方向に生ずる垂直応力度 ( $\sigma_y$ ) 分布を 図-12 に示す。このトラスモデルにより算定した引張弦材の配置を 図-13 に示す。また、斜材定着ブロックは、斜材張力によって割裂応力が生じることから、イエトラムとロビンスの割裂応力に対する研究成果<sup>5)</sup>に基づき設計することとした。

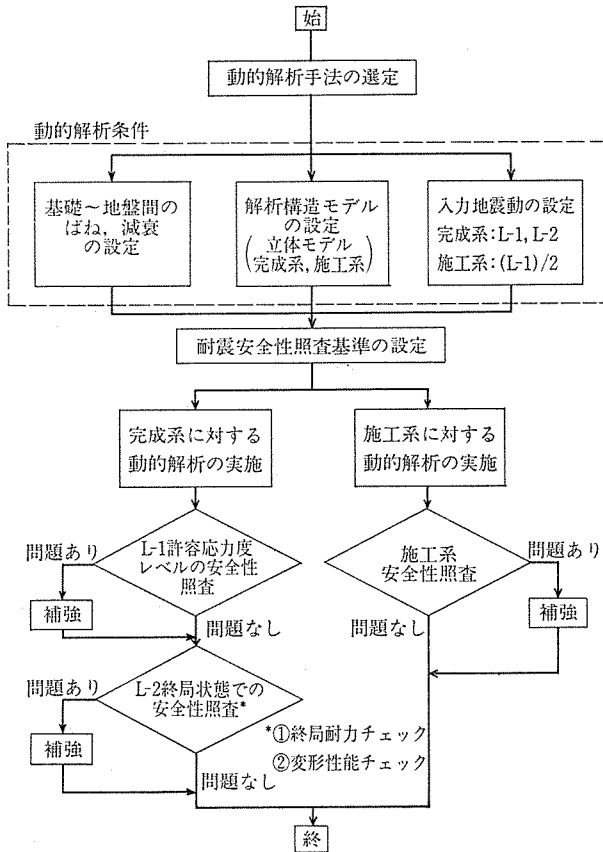
斜材定着部の PC 鋼棒配置を 図-14 に示す。

### 3. 動的解析による耐震性照査

#### 3.1 概要

本橋の耐震設計は、道路橋示方書に従い、応答を考慮した修正震度法を適用することとした。しかしながら、本橋のようなマルチケーブルの斜張橋は、地震時に主桁、主塔、橋脚が複雑な連成挙動を呈することが考えられる。このため、地震時の複雑な橋梁全体系の挙動を把握するとともに、一自由度系振動モデルを基本とした上述の修正震度法による設計の照査を行うため、動的解析を実施することとした。図-15 に本橋の耐震性照査の流れを示すが、実施する動的解析および耐震性照査には次のような特徴がある。

- ① 紀伊半島南方の南海トラフ沿いでは、これまでに多くの巨大地震が発生しており、本橋の架橋位置がその震源地に近いことから、過去の地震活動状況を整理し、確率統計的に地震危険度解析を行い、想定される地震動の入力条件として、2種類を設定した<sup>6)</sup>。
- ② 設定した2種類の入力条件に対して、それぞれ許容応力度レベルおよび終局状態レベルでの耐震性照査を行った。
- ③ 地震時においては、基礎と地盤は相互に影響して振動するものと考えられるため、最近の研究成果<sup>7)</sup>をもとにして、基礎と地盤の動的な相互作用を取り



図一15 布施田浦橋耐震性照査の流れ

込んだ基礎～地盤間のばねを評価した。

- ④ 躯体高が低い P<sub>5</sub> 橋脚においては、上述の終局状態を引き起こすようなレベルの外力が作用した場合、脆性的破壊を防ぐため、部材の非線形性を考慮し、じん性に対する変形性能の照査<sup>9)</sup>を行った。なお、図一15 に示すように、本橋では施工時においても慣用的な設計の照査および地震時挙動の把握を目的に、動的解析を実施することとした。

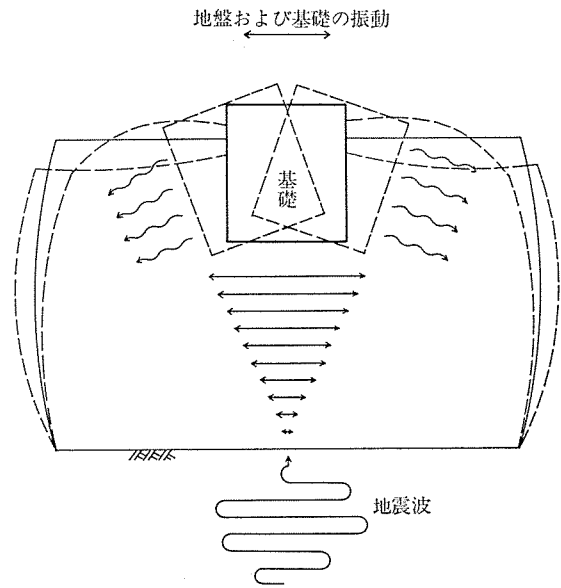
### 3.2 解析手法

橋梁の耐震性照査に動的解析を適用する場合、通常は比較的簡易に対処できる応答スペクトル法を用いることが多い。本橋では橋梁全体の固有振動特性を把握することに加えて、複雑な連成モードを呈すると思われる高次不静定構造の地震時の応答を的確に求めることが重要であるため、時刻歴応答解析を採用した。

### 3.3 解析条件

#### (1) 基礎のばねおよび各部の減衰特性

解析対象となる基礎は、主橋部 P<sub>5</sub>、P<sub>6</sub>、A<sub>2</sub> である。基礎～地盤間のモデル化は、弾性波動理論に基づく最近の研究結果<sup>7)</sup>を反映し地盤の動的物性（せん断弾性波速度 V<sub>s</sub>）を用いて、図一16 の概念図に示すような基礎～地盤間の相互作用を考慮したばねを基礎に付すこととした。構造各部の材料減衰定数は、既往の振動実験および



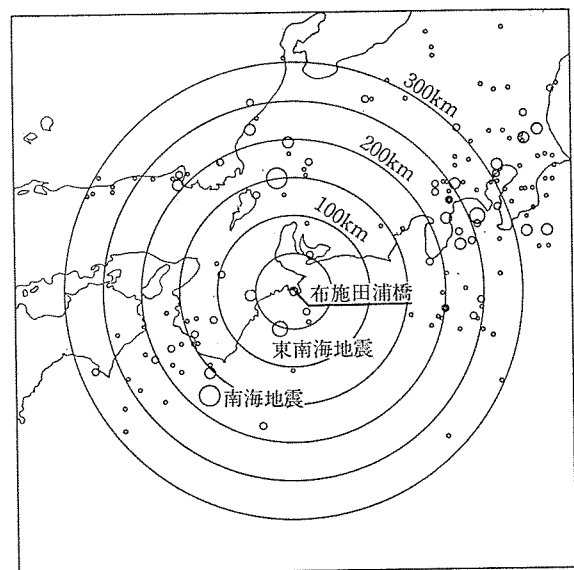
図一16 地震による地盤および基礎の振動

解析実施例<sup>9),10)</sup>を参考にして、上部構造系（主桁、横桁、主塔）は 4%、下部構造系（橋脚躯体、基礎）は 5% と設定した。基礎～地盤間の減衰定数については、支持岩盤の堅硬度を考慮して 5% とした。

#### (2) 入力地震動

PC 斜張橋は、現状では実際の大きな地震の洗礼を受けていないことを考慮し、耐震性を詳細に検討するため、本解析では次の 2 つのレベルの入力地震動（応答ス

対象地震記録：1885年～1983年	6.0 ≤ M < 6.5	●
深さ：地表面より -60km	6.5 ≤ M < 7.0	○
	7.0 ≤ M < 7.5	○
	7.5 ≤ M < 8.0	○
	8.0 ≤ M < 8.5	○



0 100 200 300 (km)

図一17 既往地震活動状況

ペクトル)を設定した。

- ①本橋の耐用年数内に生じることが期待し得る程度の地震動; L-1 入力
- ②架橋地点に稀にしか発生しない大地震動; L-2 入力

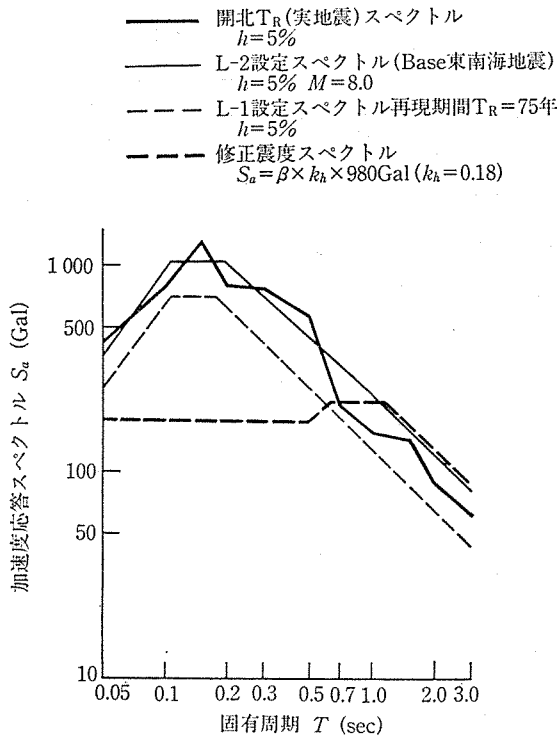


図-18 加速度応答スペクトル

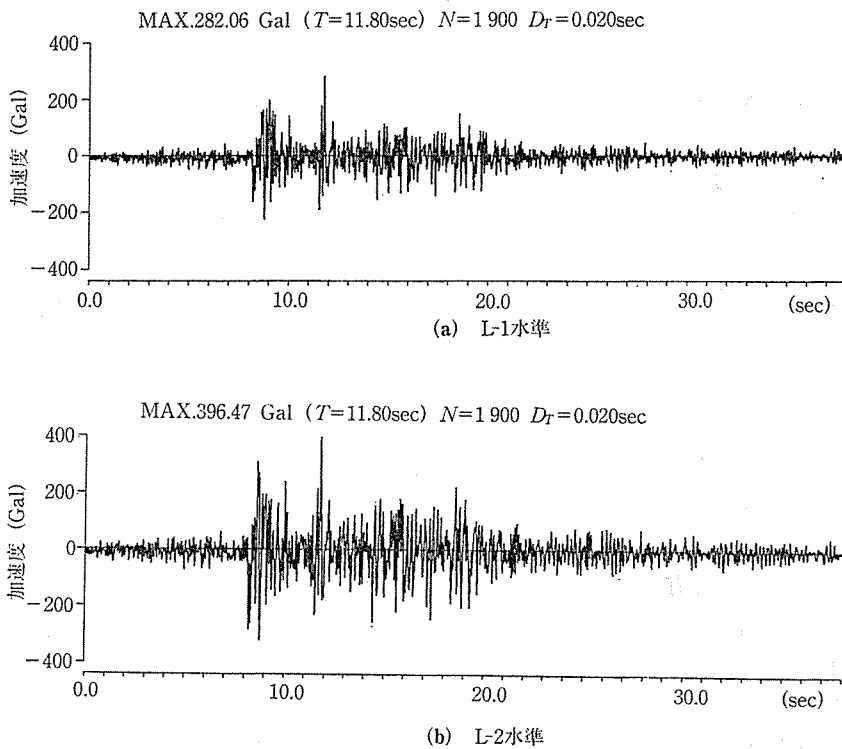


図-19 入力地震動波形

L-1 入力は、図-17 に示す架橋地点を中心とした半径 300 km の範囲における過去の地震活動度に基づいて、確率統計的に危険度解析を行い、再現期間 75 年とした場合に想定される地震動レベルとして定めた。L-2 入力は、架橋地点で最大規模となる地震動を与える特定の地震を対象とするものである。これらの2つのレベルの地震動の特性は加速度応答スペクトルとして設定したもので、それらを 図-18 に示す。これらスペクトルを時刻歴波形を用いた動的解析に用いるためには、加速度波形に変換することが必要である。そこで、実際の地震記録波の中からスペクトル特性が比較的似ているものを選定し、設定した L-1, L-2 各スペクトルとほぼ一致するように解析処理することにより、実記録波の振幅および周波数特性が変化した新たな地震波を作成することとした<sup>11)</sup>。図-19 に上述の処理を施した本橋の動的解析に用いる入力地震動波形を示す。なお、ベースとなる実地震波は、図-18 にスペクトルを示した、宮城県沖地震の際に開北橋で記録されたものを使用した。また、施工系の動的解析に用いる入力レベルについては、施工系での設計震度を完成系設計震度の 1/2 とすることと整合させ、上述①の L-1 入力を 1/2 として適用することとした。

(3) 解析に用いる構造モデル

本解析では、特に主塔(準A形)の橋軸直角方向の剛性を2次元モデルでは評価することが困難なことから、

図-20 に示す3次元の梁-質点系構造モデルを採用した。モデル化にあたって、主な条件設定での留意点は次のとおりである。

- ① 斜材は伸び剛性のみを評価し、主塔側と主桁側に質量を2等分した。
- ② 斜材と主桁との結合部材である横桁は、剛部材として取り扱った。
- ③ 端部の P<sub>5</sub> 橋脚と A<sub>2</sub> 橋台は、橋軸直角方向の解析に対してモデル化した。
- ④ アプローチ部 RC 中空床版橋の影響は、P<sub>5</sub> 橋脚上の反力を付加質量として評価した。
- ⑤ フーチング底面と地盤の間には、ばねを設けた。
- ⑥ 施工系としては、最も不安定となる閉合直前の最大張出し状態をモデル化し、ワーゲン重量

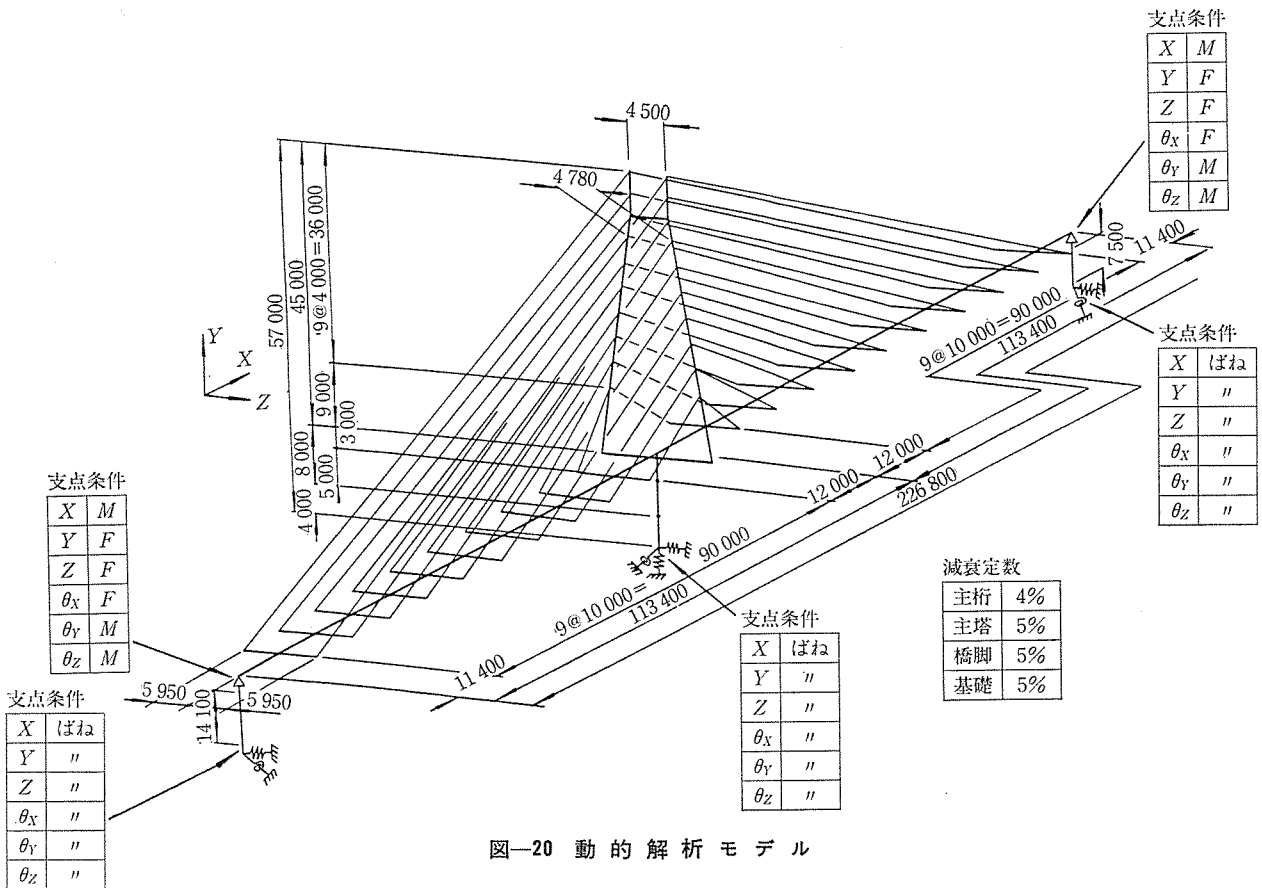


図-20 動的解析モデル

も考慮した。

この構造モデルに対して、地震外力を橋軸方向と橋軸直角方向の2方向に作用させた。

### 3.4 耐震安全性の照査基準

耐震安全性の照査は、入力地震動のレベルと関連するものであることから、上述した L-1, L-2 レベルに応じた限界状態を考慮して、次のように設定した。

- ① L-1 入力；軽微な損傷は許すものとして、道路橋示方書に規定されている許容応力度法により照査する。
- ② L-2 入力；終局限界状態を想定し、部材の地震時変形性能の照査を行う。

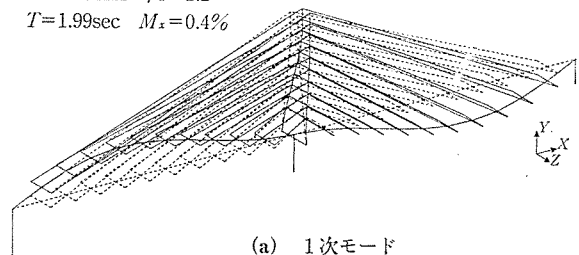
### 3.5 動的解析の結果

#### (1) 固有値解析

本橋の振動性状を把握するため、また、応答解析を実施するために行った固有値解析結果として、主要モード図を図-21 に、1~20 次までの各刺激係数と有効質量比を表-1 にそれぞれ示す。本解析では100 次まで固有値を計算し、水平方向の有効質量が 90% 以上出ていることを確認している。表-1 より橋軸方向 (X 方向) について見ると、1 次モード (1.99 sec) は、逆対称モードとなっており、刺激係数、有効質量比ともに小さく、応答へあまり寄与しないことがわかる。それに対し、10

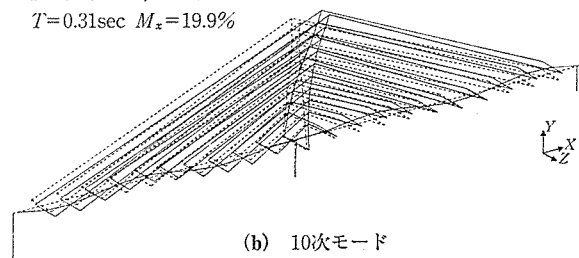
$$F=0.504\text{Hz} \quad \beta_x=2.2$$

$$T=1.99\text{sec} \quad M_x=0.4\%$$



$$F=3.26\text{Hz} \quad \beta_x=16.0$$

$$T=0.31\text{sec} \quad M_x=19.9\%$$



$$F=4.22\text{Hz} \quad \beta_x=14.5$$

$$T=0.24\text{sec} \quad M_x=16.3\%$$

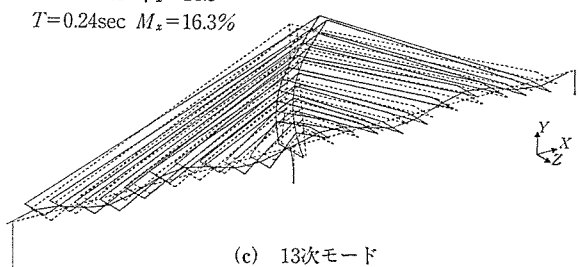


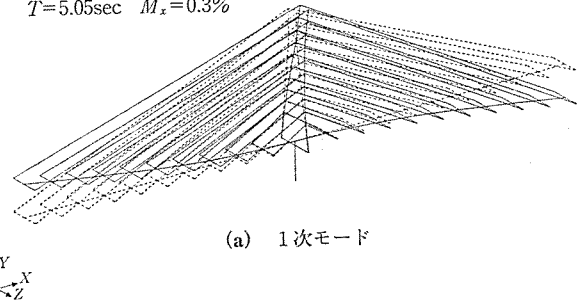
図-21 振動モード図 (完成系)



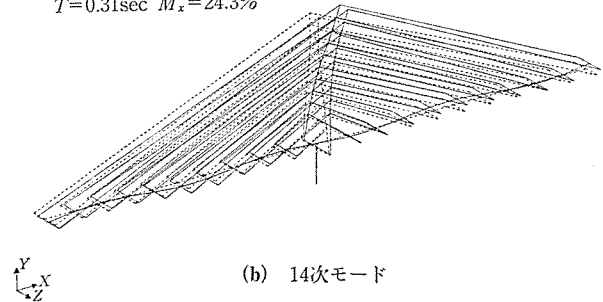
表一1 完成系固有値解析による刺激係数と有効質量比  
(1次~20次各軸方向)

次数	固有周期 (sec)	刺激係数			有効質量比 (%)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
1	1.986	2.201	0.001	0	0.4	0	0
2	1.207	0	19.401	0	0	29.3	0
3	0.702	-0	0	-0.771	0	0	0
4	0.696	-2.133	0.001	0	0.4	0	0
5	0.626	-0.001	4.319	0	0	1.5	0
6	0.617	-0	0	-21.370	0	0	33.6
7	0.572	0	0	6.250	0	0	3.0
8	0.367	-9.034	-0.009	-0	6.4	0	0
9	0.346	0.008	-8.100	0	0	5.1	0
10	0.307	16.000	-1.001	0	19.9	0	0
11	0.245	-0	-0	-0.194	0	0	0
12	0.238	-0	0	-0.165	0	0	0
13	0.237	14.490	-0.004	-0	16.3	0	0
14	0.221	-0.001	1.273	0	0	0.1	0
15	0.219	-0	0	0.537	0	0	0
16	0.211	-0.024	1.974	-0	0	0.3	0
17	0.206	11.060	0.012	-0	9.5	0	0
18	0.202	0	-0	-0.686	0	0	0
19	0.198	0	0	-1.724	0	0	0.2
20	0.177	-0	-0	-0.237	0	0	0

$F=0.198\text{Hz}$   $\beta_x=1.6$   
 $T=5.05\text{sec}$   $M_x=0.3\%$



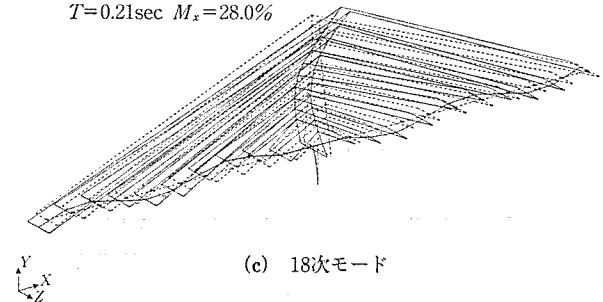
$F=3.23\text{Hz}$   $\beta_x=15.3$   
 $T=0.31\text{sec}$   $M_x=24.3\%$



表一2 施工系固有値解析による刺激係数と有効質量比  
(1次~20次各軸方向)

次数	固有周期 (sec)	刺激係数			有効質量比 (%)		
		X	Y	Z	X	Y	Z
1	5.051	1.648	0	0	0.3	0	0
2	2.579	0	0	0	0	0	0
3	2.179	0	0	16.38	0	0	27.8
4	1.594	0	14.32	0	0	21.3	0
5	1.115	1.937	0	0	0.4	0	0
6	0.888	0	11.31	0	0	13.3	0
7	0.573	0	0	9.351	0	0	9.1
8	0.470	3.458	0	0	1.2	0	0
9	0.442	0	6.306	0	0	4.1	0
10	0.426	0	0	0	0	0	0
11	0.396	0	0	0	0	0	0
12	0.371	0	0	-4.668	0	0	2.3
13	0.351	0	0	7.831	0	0	6.4
14	0.309	15.32	0	0	24.3	0	0
15	0.253	3.186	0	0	1.1	0	0
16	0.244	0	4.448	0	0	2.1	0
17	0.220	0	-0.959	0	0	0.1	0
18	0.210	-16.42	0	0	28.0	0	0
19	0.201	0	0	0.071	0	0	0
20	0.180	0	0	0	0	0	0

$F=4.76\text{Hz}$   $\beta_x=16.4$   
 $T=0.21\text{sec}$   $M_x=28.0\%$



図一22 振動モード図(施工系)

表一3 完成系代表位置での応答(橋軸方向)

		L-1 入力	L-2 入力
主塔先端	加 速 度 (gal)	2 260	3 830
	せん断力 (t)	27	45
主塔下端	加 速 度 (gal)	276	507
	曲げモーメント (t·m)	643	896
	せん断力 (t)	69	117
橋脚下端	加 速 度 (gal)	280	385
	曲げモーメント (t·m)	19 190	34 291
	せん断力 (t)	2 286	4 143

次モード (0.31 sec), 13 次モード (0.245 sec) といった高次モードが橋脚の橋軸方向への変形モードであり、刺激係数、有効質量比ともに大きく、応答に大きな影響を与えることがわかる。橋軸直角方向 (Z 方向) については、6 次モード (0.62 sec) が刺激係数、有効質量比ともに大きく支配的ではあるが、橋脚の変形モードではない。また、施工系については、図一22 に主要モード図を、表一2 に1~20 次までの各刺激係数と有効質量比を示す。これらの結果から、施工系においても完成系と同

様に1次モード (5.1 sec) は逆対称モードとなっており、応答に寄与せず、14 次 (0.31 sec), 18 次 (0.21 sec) 等の橋脚の橋軸方向への変形モードである高次モードが支配的である。この14 次, 18 次モードは完成系の10 次, 13 次モードにほぼ対応すると考えられる。

(2) 応答値

解析結果の一例として、橋軸方向 L-1, L-2 入力に対する代表位置での加速度、曲げモーメント、せん断力の

◇工事報告◇

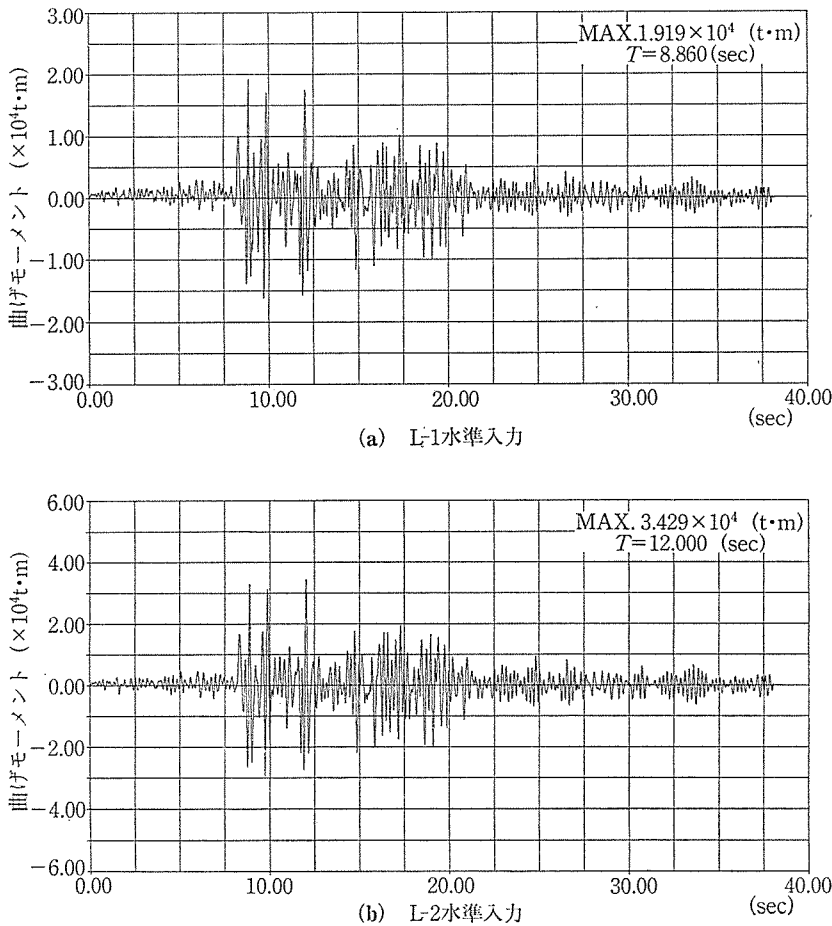


図-23 P<sub>0</sub>橋脚下端の曲げモーメントの時刻歴応答波形（橋軸方向）

表-4 施工系代表位置での応答（橋軸方向）

		(L-1)/2 入力
主塔天端	加 速 度 (gal)	996
	せ ん 断 力 (t)	14
主塔下端	加 速 度 (gal)	115
	曲げモーメント (t·m)	278
橋脚下端	せ ん 断 力 (t)	31
	加 速 度 (gal)	17
	曲げモーメント (t·m)	8670
	せ ん 断 力 (t)	1032

最大値を 表-3 に、P<sub>0</sub>橋脚下端の曲げモーメントの時刻歴応答波形を 図-23 に示す。L-1 入力、L-2 入力に対する各位置での応答は、修正震度法による静的解析結果（図-24 参照）と比較してもかなり大きな値となっている。これは固有値解析結果で述べたように、本橋の支配的な固有振動特性が、0.2~0.3 sec という高次モードで現われてくるため、図-18 に示した入力地震動の特性が反映されたことによると思われる。

施工系の代表位置における応答値を 表-4 に示す。施工系の入力は前述したように完成系の 1/2 を想定しているが、同表からもわかるように施工系の応答は厳密には 1/2 となっていない。これは施工系と完成系の構造モデ

ルの相違によるものと判断される。

3.6 耐震安全性照査

完成系に対する耐震安全性の照査の結果、主塔、主桁、斜材については、活荷重時に断面が決定しているため特に問題は生じなかった。しかしながら、地震時で断面が決まっている P<sub>0</sub>橋脚下端では、L-1 入力に対する橋軸方向の応答値が、図-24 に示すように修正震度法の結果（水平震度  $k_h=0.18$  として求めた値）と顕著な差を生じた。これにより、橋脚主鉄筋の引張応力度が許容応力度を超え、さらにせん断に対しては、スターラップの負担すべきせん断力の増加が認められたため、その対策として鉄筋による補強を行った。

また、L-2 入力に対する照査では、耐震上最も重要である P<sub>0</sub>橋脚において、曲げ変形モードが応答に支配的であることに着目して、Newmark らにより提案された等価エネルギー法を適用した結果、十分なじん性を有していることを確認した。

上述の L-1 入力で鉄筋補強を必要

としたのは、図-18 に示した応答スペクトルで見た場合に、本橋の支配モードが高次で出ており、その固有周期に対する入力レベルと修正震度法によるそれとの相違

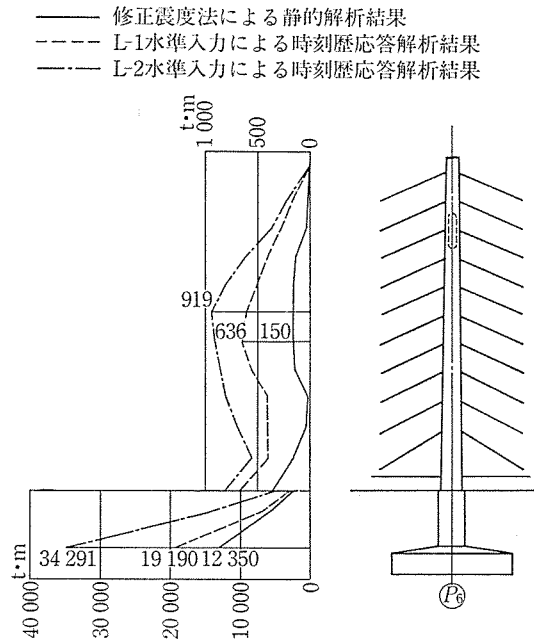


図-24 主塔、橋脚における曲げモーメント分布図（橋軸方向）

が理由として考えられる。最近の実橋に対する地震観測や振動実験の事例<sup>12)</sup>によれば、通常の桁橋では卓越周期 0.3 sec 程度の橋脚～地盤間の減衰定数は 10% 程度に達することも十分ありうるが、それによれば応答値は下がる傾向となる。しかしながら、PC 斜張橋の複雑な振動特性は現時点では十分に把握されていないことを勘案して、安全側の配慮をし L-1 入力での動的解析の結果を修正震度法の補完として設計に反映させることとした。

なお、施工系に対する耐震性照査の結果は、最も不安定と考えられる状態においても十分安全であることが確認された。

### あとがき

布施田浦橋（仮称）の工事は、平成元年 4 月の供用開始を目指して、現在は最後の仕上げの段階である。

本橋の構造設計における詳細検討および耐震性照査について述べたが、1 月には本橋の安全性を検証するため、載荷試験および起振機振動試験を行う計画である。この試験についても後日機会をお借りして報告したいと考えている。

最後に本橋の設計にあたり、貴重なご指導を賜った建設省土木研究所の各位に誌面を借りて深く感謝の意を表する次第である。

### 参考文献

- 1) 加藤, 立花: 布施田浦橋 (仮称) の設計と施工, 橋梁, 昭和 63 年 2 月
- 2) 堀田, 加藤, 立花, 川崎: 布施田浦橋 (仮称) の計画と設計, 橋梁と基礎, 昭和 63 年 6 月
- 3) 加藤, 立花, 小田: 一般国道 260 号 布施田浦橋 (PC 斜張橋) の上部工の施工, 橋梁, 昭和 63 年 10 月
- 4) 越智, 佐々木, 近藤: 国道 260 号 布施田浦橋主塔の施工—ジャンピングステージ工法—, 建設の機械化, 昭和 63 年 8 月
- 5) F. レオンハルト, E. メニヒ: 続・鉄筋コンクリートの設計, 鹿島出版会
- 6) 建設省土木研究所振動研究室: 確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法, 土研資料第 1992 号, 昭和 58 年 3 月
- 7) 原田, 久保, 片山, 廣瀬: 地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数, 土木学会論文報告集第 339 号, 昭和 58 年 11 月
- 8) 建設省土木研究所耐震研究室: 大地震に対する RC 橋脚の耐震設計法に関する研究, 土研資料第 2266 号, 昭和 60 年 12 月
- 9) 新村, 本江, 中村, 古賀: 片品川橋下部工の設計と施工, 橋梁と基礎, 昭和 60 年 9 月
- 10) 小川, 三百田: 関越自動車道片品川橋の振動試験, 橋梁と基礎, 昭和 62 年 7 月
- 11) 荒川, 川島, 相沢: 応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形, 土木技術資料, Vol. 26-7, 昭和 59 年 7 月
- 12) 相沢, 田村, 佐々木: 実測記録に基づく橋脚の動的特性の検討, 第 19 回地震工学研究発表会, 昭和 62 年 7 月

【1988 年 10 月 10 日受付】

### ◀刊行物案内▶

## 21 世紀に向けての PC 技術

(第 15 回 PC 技術講習会テキスト)

頒布価格: 4 000 円 (送料 450 円)

内 容: (1) 斜張橋概論, (2) 新しい時代の建築物への PC の応用, (3) コンピュータを用いた PC 橋の施工管理, (4) 港湾構造物への PC の応用, (5) 新幹線における PC 橋の動向, (6) 施工例を主体とした最近の PC 技術の紹介