

# 東名足柄橋 (PC 斜張橋) の設計

角 谷 務\*  
 太 田 哲 司\*\*  
 田 中 茂 義†  
 新 井 英 雄††

## はじめに

東名足柄橋は、東名高速道路（大井松田～御殿場間）改築工事の一環として建設中の橋長 785 m の PC 橋梁である。橋梁形式は、現東名を横過する部分は 3 径間連続 PC 斜張橋、残りの部分は 5 径間連続 PC ラーメン橋

である（図-1）。

本稿は、東名足柄橋の主橋梁である PC 斜張橋の詳細設計について報告するものである。

## 1. 工事概要

本橋の工事概要を以下に示す。

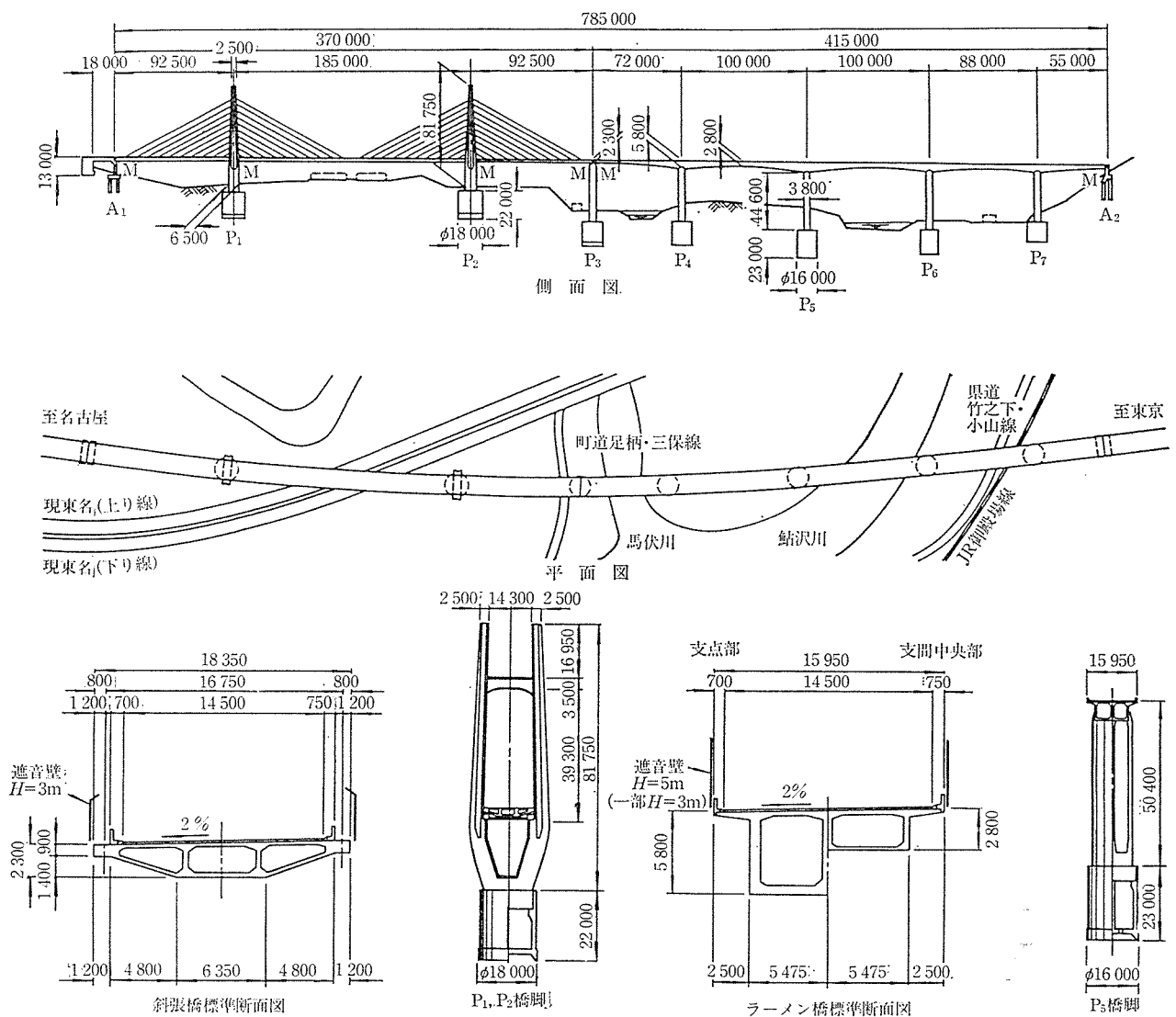


図-1 東名足柄橋の一般図

\* Tsutomu KADOTANI : 日本道路公団技術部構造技術課  
 \*\* Tetsuji OHTA : 日本道路公団東京第一建設局松田工事事務所

† Shigeyoshi TANAKA : 大成建設(株) 土木設計部  
 †† Hideo ARAI : 住友建設(株) 土木部

◇報 告◇

橋 名：東名足柄橋  
 場 所：静岡県駿東郡小山町大字竹之下  
 工 期：昭和 62 年 2 月～平成 3 年 3 月  
 発 注 者：日本道路公団東京第一建設局  
 工事内容：

橋 種：プレストレストコンクリート道路橋  
 橋 格：1 等橋 (TT-43, TL-20)  
 道路規格：1 種 2 級 (A 規格)  
 設計速度：80 km/h  
 構造形式：上部工 3 径間連続 PC 斜張橋  
 下部工 ニュー マチック ケーソン (P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub>) および深礎杭・直接基礎 (A<sub>1</sub>)  
 橋 長：370.0 m  
 支 間：91.85 m+185.0 m+91.85 m  
 幅 員：総幅員 18.35 m  
 有効幅員 14.5 m  
 斜 角：90 度  
 平面線形：A=375 m~R=2 000 m  
 勾 配：縦断勾配 1.0% 直線

横断勾配 2.0% 直線

舗 装：アスファルト舗装 t=75 mm  
 主要材料：表-1 に示す。  
 工事工程：図-2 に示す。

2. 設 計 概 要

本橋は、ハーパ型の斜材側面形状を有する橋長 370 m、縦断勾配 1%、平面線形 R=2 000 m の 3 径間連続 PC 斜張橋である。支間割りには 91.85 m+185.0 m+91.85 m であり、主桁は 10 段の斜材で吊られている。主桁は鉛直方向と橋軸直角方向には各支点の支承で支持されているが、橋軸方向には拘束されていない。主桁の施工は、斜材を順次架設・緊張しながら、移動式作業車を用いてブロック長 4 m のコンクリートを打設する片持ち張出し工法で行う。

本橋の設計上の特徴は次のとおりである。

(1) 主桁の設計

断面力の算出は平面骨組モデルによることを基本とした。R=2 000 m の曲線桁であるため、ねじりモーメントに関しては立体骨組モデルを用いた。

PC 斜張橋の応力調整機構としては主桁内プレストレストと斜材張力の 2 つがある。完成系におけるこれらの配分割合は、ひずみエネルギー最小規準に基づく最適化手法で求めた値を参考に決定した。この手法による応力状態はクリープによる断面力変化を小さく抑えるものであるが、乾燥収縮を含めた全体的な断面力変化をさらに抑制するために、側径間にカウンターウェイトを設けて静的な安定状態を得ることとした。クリープ・乾燥収縮係数は、予備検討結果に基づき、主桁、主塔、橋脚のそれぞれの部材について一定値として計算した。

表-1 主要材料 (基礎工は含まず)

種 別	規 格	単 位	数 量	摘 要
コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$ 早強	m <sup>3</sup>	5 889	主 桁
	$\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$ 早強	m <sup>3</sup>	3 305	主 塔
	$\sigma_{ck}=300 \text{ kg/cm}^2$ 普通	m <sup>3</sup>	2 634	橋 脚
鉄 筋	SD 35 (D 13~D 51)	t	2 413	主桁、主塔・橋脚、地覆・高欄
鉄 骨	SS 41	t	565	主塔柱、主塔横梁 2 次部材、橋脚
	SM 50	t	104	主塔横梁主部材
P C 鋼 材	B 種 2 号 SBPR 95/120 $\phi$ 32	t	277.4	主桁縦締め
	B 種 2 号 SBPR 95/120 $\phi$ 32	t	14.5	主桁鉛直締め
	SWPR 1 12 $\phi$ 7	t	47.6	床版横締め
	SWPR 7 A 12 $\phi$ 15.2	t	43.1	横桁横締め
斜 材	$\phi$ 7 JIS G 3536 解説級	t	262	HiAm アンカーケーブル

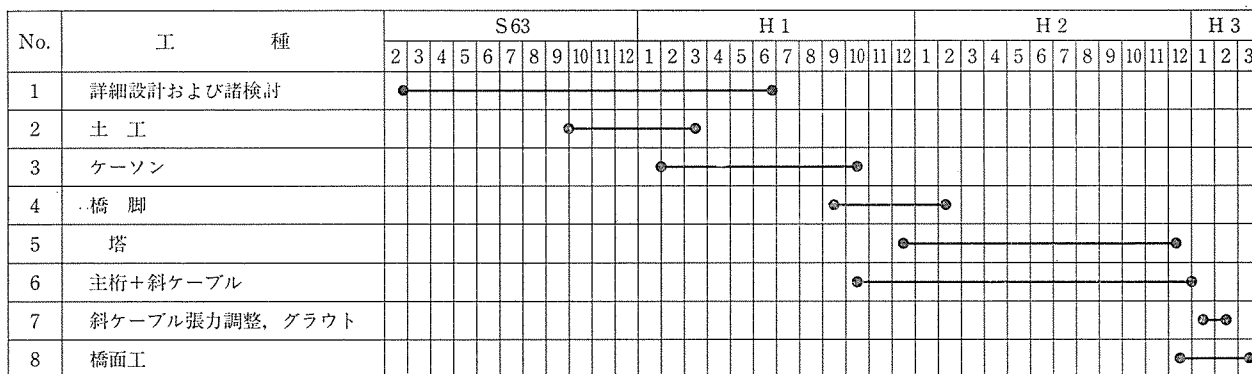


図-2 東名足柄橋の工事工程

斜材張力による主桁の断面力は、全体系立体 FEM 解析により応力伝達状態を確認し、曲げモーメント、軸力およびせん断力の有効伝達長を決定した。

斜材定着部の設計に関しては、全体模型実験と FEM 解析により補強方法を検討した（文献 6）、8）。

支承は、鉛直力を鉛直脊で、水平力を水平脊で負担するようそれぞれ別個に配置した。支承は主桁のねじりや斜材の水平分力の影響も考慮して設計した。

架設時の設計においては、柱頭部から架設手順に従って計算を行い、架設完了時に完成系での断面力状態と整合するように斜材の張力調整量を決定した。したがって、完成系と架設系は別個に取り扱った。

(2) 横方向の設計

全体系 FEM 解析により、解析モデルと有効幅を検討して設計した。

(3) 主塔の設計

主塔は、横梁部を SRC 構造とするほかは RC 構造とした（SRC 構造の設計は、鉄骨を鉄筋に換算する「鉄筋コンクリート方式」によった）。橋軸方向の断面力は全体系平面骨組解析により、橋軸直角方向の断面力は斜材の水平分力を考慮した主塔・橋脚平面骨組解析により算出した。

斜材定着部に作用するねじりモーメントに対しては、後述 (7.1) する理由により道路橋示方書（以下、道示と称す）をそのまま適用することが不適切と考えられたため、部分模型実験を実施して合理的な設計方法を提案した（文献 5）、8）。

(4) 橋脚の設計

橋脚は主桁柱頭部との同時施工を行うことから SRC 構造とし、「鉄筋コンクリート方式」により設計した。

(5) 斜材の設計

斜材の安全率は 2.5 とした。

(6) 耐震設計

地震時断面力は立体骨組モデルを用いた動的解析（応答スペクトル法）により算出し、これを設計断面力とした。応答スペクトルは道示耐震設計編の 2 種地盤の値を用いた。構造系の減衰は、各部材の減衰を与えてひずみエネルギー比例則によりモード減衰を算出する方法で評価した。

下部工の変位の影響は事前に実施した地盤の FEM 解析を基に、〔基礎～地盤〕系のバネ定数を設定することにより評価した。その結果、地盤のバネ定数は道示バネ  $K_0$ 、 $1/2 K_0$ 、 $2 K_0$  の 3 種類に変化させて考慮するものとし、これらの応答断面力の最大値を設計値とした。

地震の入力方向は橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向とした。

道示レベルの動的解析に加えて、東海地震を想定した巨大地震に対する安全性を検討するため、平面骨組モデルによる弾塑性時刻歴応答解析も実施した（この内容については他稿に譲る）。

3. 設計条件

3.1 荷 重

考慮した荷重は次のとおりである。

(1) 主 荷 重

- ① 死荷重 ( $D$ )
- ② 活荷重 ( $L$ )
- ③ 衝撃 ( $I$ )
- ④ プレストレス力 ( $PS$ )
- ⑤ 斜材調整力 ( $S$ )

\* 斜材調整力とは主桁の断面力を改善する目的で斜材に強制的に導入する張力（プレストレス）のことをいう。すなわち、死荷重時斜材張力から、総支保工形式で主桁を架設し、支保工を撤去した場合に斜材に導入される張力を差し引いたものである。

- ⑥ コンクリートのクリープの影響 ( $CR$ )
- ⑦ コンクリートの乾燥収縮の影響 ( $SH$ )

(2) 従 荷 重

- ⑧ 風荷重 ( $W$ )
- ⑨ 温度変化の影響 ( $T$ )
- ⑩ 地震の影響 ( $EQ$ )

(3) 特殊荷重

- ⑪ 架設時荷重 ( $ER$ )

3.2 荷重の組合せ

道示および本四指針 (3.4 参照) に基づき、以下の荷重組合せを考慮した。

(1) 設計荷重作用時

完成系については道示に準拠し、架設系については、別途考慮した。

		割増し係数
完 成 系	① $D+PS+S$	1.0
	② $D+PS+S+[CR+SH]$	1.0
	③ $D+PS+S+[CR+SH]+[L+I]$	1.0
	④ $D+PS+S+[CR+SH]+T$	1.15
	⑤ $D+PS+S+[CR+SH]+T$ + $[L+I]$	1.15
	⑥ $D+PS+S+[CR+SH]+W$	1.25
	⑦ $D+PS+S+[CR+SH]+W$ + $[L+I]$	1.25
	⑧ $D+PS+S+[CR+SH]+T+W$	1.35
	⑨ $D+PS+S+[CR+SH]+T+W$ + $[L+I]$	1.35
	⑩ $D+PS+S+[CR+SH]+EQ_1$	1.5
	⑪ $D+PS+S+[CR+SH]+EQ_1+T$	1.65

◇報 告◇

架 設 系	⑫	$ER$	1.25
	⑬	$ER+EQ_{ER1}$	1.65
	⑭	$ER+W_{ER}$	1.35

上記の各記号は「3.1 荷重」に従う。ここで明記されていないもののみ以下に示す。

$EQ_1$  : 地震の影響 (3次元弾性動的解析)

$EQ_{ER1}$  : 架設時の地震の影響 (修正震度法)

$W_{ER}$  : 架設時風荷重

なお、コンクリートのクリープの影響については、クリープ終了時およびクリープ 50% 進行時 (断面力で 1/2) のそれぞれを考慮した。

(2) 終局荷重作用時

終局荷重作用時の荷重組合せとしては、道示に準拠するほか、さらに3ケースを追加した。

完 成 系	①	$1.3(D'+SH)+1.0S'+2.5(L+I)+1.0P$	道 示
	②	$1.0(D'+SH)+1.0S'+2.5(L+I)+1.0P$	
	③	$1.7(D'+SH)+1.0S'+1.7(L+I)+1.0P$	
	④	$1.3(D'+SH)+1.0S'+1.3EQ_1+1.0P$	
	⑤	$1.0(D'+SH)+1.0S'+1.3EQ_1+1.0P$	
	⑥	$1.0(D'+SH)+1.0S'+1.0EQ_2+1.0P$	
	⑦	$1.0D'+1.0S'+1.0EQ_3+1.0P$	
架設系	⑧	$1.0ER+1.0EQ_{ER2}$	

ここに、 $D'$  : 死荷重+死荷重によるクリープの影響

$SH$  : 乾燥収縮の影響

$S'$  : 斜材調整力+斜材調整力によるクリープの影響

$L, I, ER$  : 「3.1 荷重」参照

$P$  : プレストレスによる不静定力+プレストレスによるクリープの影響

$EQ_1$  : 地震の影響 (3次元弾性動的解析, 入力最大加速度 200 gal, 減衰定数 上部 4%, 下部 5%, 基礎 5%)

$EQ_2$  : 地震の影響 (3次元弾性動的解析, 200 gal, 2%, 3%, 5%)

$EQ_3$  : 地震の影響 (2次元弾塑性動的解析)

$EQ_{ER2}$  : 架設時の地震の影響 (3次元弾性動的解析, 200 gal, 4%, 5%, 5%)

完成系でのクリープの影響の取扱いについては設計荷重作用時と同様2段階を考慮した。

3.3 使用材料および許容応力度

表—2 斜材の種類, 機械的性質

定着工法	HiAm 工法	グラウトタイプ
使用鋼材	φ7 JIS G 3536 解説級	PE (ポリエチレン) 管で覆う
弾性係数	$2.0 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	サグの影響は別途考慮
引張強度	165 kg/mm <sup>2</sup>	
降伏強度	145 kg/mm <sup>2</sup>	
破断後伸び	4.5% 以下	

表—3 斜材の許容引張応力度

設計荷重作用時	$P_a$	$1/2.5 \times P_u$
架 設 時	$P_a$	$1/2.5 \times P_u \times 1.25$
地 震 時	$P_a$	$1/2.5 \times P_u \times 1.5$

3.3.1 使用材料

主な使用材料については、表—1 参照のこと。

3.3.2 許容応力度

許容応力度および許容応力度の割増し係数は、道示または「設計要領 (3.4 参照)」に従う。斜材についてのみ、表—2, 3 に示す。

3.4 適用規準および参考文献

適用規準および参考文献を以下に列挙する。

[適用規準]

- ① 道路構造令の解説と運用, 昭和 58 年 2 月, (社) 日本道路協会
- ② 設計要領 第二集, 昭和 55 年 4 月, 日本道路公団 (「設計要領」と略称する)
- ③ 道路橋示方書・同解説
  - I 共通編 (昭和 53 年 1 月)
  - III コンクリート橋編 (昭和 53 年 1 月)
  - IV 下部構造編 (昭和 55 年 5 月)
  - V 耐震設計編 (昭和 55 年 5 月)
 (社) 日本道路協会
- ④ 昭和 61 年制定 コンクリート標準示方書, 土木学会

[参考文献]

- ⑤ PC 斜張橋上部工設計指針 (案), 昭和 56 年 3 月, (財) 海洋架橋調査会 (「本四指針」と略称する)

4. 横方向の設計

4.1 概 要

横方向の設計に際しては、箱桁断面をラーメン構造にモデル化し、各ウェブ下端に支点を設けて断面力を算定するのが一般的である。しかし、本橋は PC 斜張橋であるため、次の理由により、解析モデルの設定に当たっては十分な検討を要するものと考えられた。

- 1) 主桁が斜材で支持された構造であるため、力の伝

達性状が複雑である。

- 幅員が広く、斜めウェブを有する箱桁断面のため、支持条件が明確でない。

このため、立体 FEM 解析を実施し、断面力の発生状況を調べ、適切な平面骨組モデルと支持条件を設定した。検討に用いた平面骨組モデルは、図-3 に示す 5 モデルとした。

検討の結果、立体 FEM 解析値を下回らないように配慮し、次の方針で設計した。

- プレストレス力に対しては、MODEL-4 を用いる。
- プレストレス力以外の荷重に対しては、MODEL-1 を用いる。

## 4.2 立体 FEM 解析と平面骨組解析の比較

### 4.2.1 解析モデル

支持条件を 5 種類に変えて(図-3)平面骨組解析を実施し、立体 FEM 解析結果と比較した。FEM 解析モデルを

図-4 に示す。

### 4.2.2 プレストレス力に対する構造モデル

プレストレス力に関しては、軸力に着目した結果、2 点支持モデル (MODEL-4) を採用した。平面骨組解析の方が軸力の絶対値が大きくなる傾向にあるが(表-4)、分布性状は良く一致していた。

### 4.2.3 プレストレス力以外の荷重に対する構造モデル

プレストレス力以外の荷重に対しては、曲げモーメントに着目した結果、6 点支持モデル (MODEL-1) を採用した。一例として、自重を載荷したときの各部材の最大曲げモーメントを表-5 に示す。床版、下フランジの支点部曲げモーメントは平面骨組解析の方が大きくなったが、分布性状は両者とも比較的良く一致していた。

## 4.3 設計結果

### (1) 床 版

プレストレス導入直後、静荷重時、衝突荷重時におい

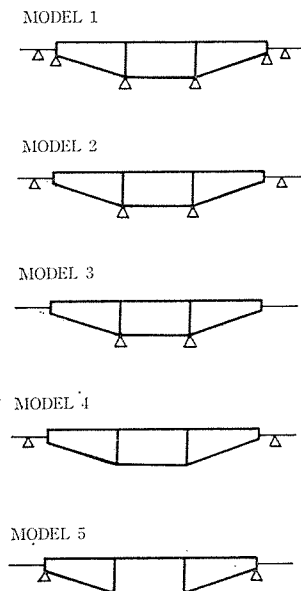


図-3 横方向の設計における検討モデル

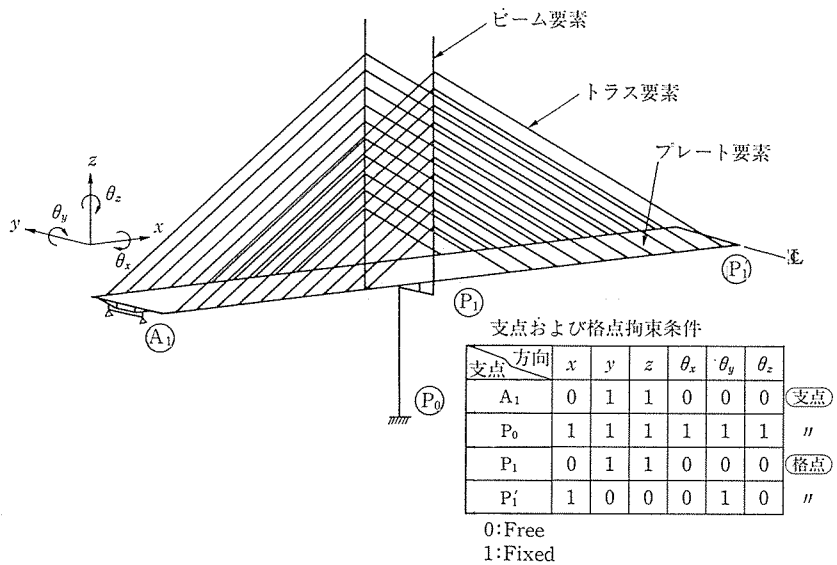


図-4 全体系立体 FEM 解析モデル

表-4 プレストレスによる断面力算定用モデルと検討結果

項目	種別		平面フレーム解析	立体F.E.M.
			MODEL-4 (2点支持)	
モデル図	床版横縮めの有効導入力 (幅1m当り)			立体モデルに横縮めプレストレスを導入
最大軸力 (t)	床版	支間	29.9t	20.7t
		支点	26.2t	20.9t
	ウェブ	支間	2.6t	3.9t
		下フランジ	-29.9t	-24.5t
		支点	-29.9t	-23.4t

て、ウェブ付根付近の床版下縁に引張応力が発生した(表-6)。その他のケースでは、すべての断面でフルプレストレス状態である。

床版の配筋は表-7に示すとおりである。

(2) ウェブおよび下フランジ

ウェブおよび下フランジについては、図-5に示す㉔~㉞断面がクリティカルな断面である。表-8にこれらの断面での配筋計算結果を示す。

5. 横桁の設計

5.1 概要

PC斜張橋における横桁の設計方法は示方書に明記されていないため、有効幅の取り方、モデル化と荷重方法等について検討を行った。検討に当たっては、横方向の

設計で用いた立体FEM解析によった。その結果、表-9に示す設計方針が得られた。

5.2 横桁の有効幅

横桁の有効幅は上述のとおりFEM解析を基に定めた。一例として、PC斜張橋に固有な斜材定着部横桁に関する有効幅の取り方を表-10に、これに従って計算した平面骨組解析との比較検討結果を表-11に示す。

5.3 設計結果

表-12に設計結果一覧表を示す。張力900t以上の斜材定着部横桁において下縁に引張応力が生じているため、プレストレスを5%減じた状態に対して配筋計算を行ったが(「設計要領」による)、構造細目から決まる最小鉄筋量より小さい値であった。

せん断力に関しては、すべての断面において、平均せ

表-5 プレストレス以外の荷重による断面力算定用モデルと検討結果

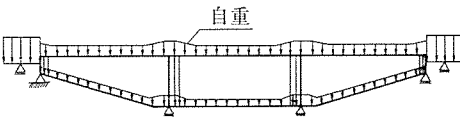
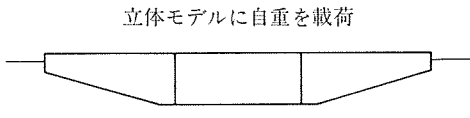
項目	種別	平面フレーム解析		立体F.E.M.
		MODEL-1 (6点支持)		
モデル図				
最大モーメント (t・m)	床版	支間	0.69	0.98
		支点	-2.46	-1.24
	ウェブ	支間	0.22	2.15
		支点	0.72	0.83
下フランジ	支間	0.72	0.83	
	支点	-1.69	-0.65	

表-6 床版の曲げ応力度 (ウェブ付根の下縁)

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

断面	状態	プレストレス導入直後	静荷重時	衝突荷重時
標準断面 ㉔		-6.5	-4.6	-4.2
標準断面 ㉕		-5.7	-3.9	-3.5
支承上断面		-3.9	-2.1	-2.2

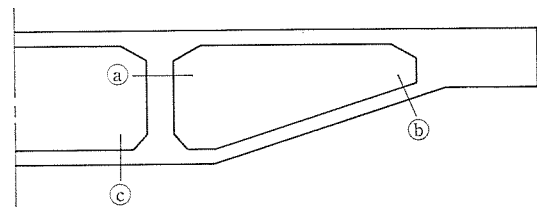


図-5 鉄筋応力度着目位置

表-8 ウェブ、下フランジの配筋量 (幅 1 m 当り)

(単位: cm<sup>2</sup>)

断面	位置	設計荷重作用時に対する必要鉄筋量	曲げ破壊安全度 $S_F=1.0$ となるための必要鉄筋量	実配筋量
標準断面 ㉔	㉔	13.27	16.80 <sup>1)</sup>	22.92 (D 19 ctc 125) <sup>2)</sup>
	㉕	15.93	—	22.92 (D 19 ctc 125)
	㉖	21.26	—	22.92 (D 19 ctc 125)
標準断面 ㉕	㉔	13.38	—	22.92 (D 19 ctc 125)
	㉕	14.94	—	15.89 (D 16 ctc 125)
	㉖	14.92	—	22.92 (D 19 ctc 125)
支承上断面	㉔	7.43	8.00	22.92 (D 19 ctc 125)
	㉕	16.50	—	22.92 (D 19 ctc 125)
	㉖	17.59	—	22.92 (D 19 ctc 125)

注: 1) 設計荷重作用時の必要鉄筋量より終局荷重作用時の必要鉄筋量の方が大きい場合のみ記入してある。

2) 主方向のせん断鉄筋、ねじりに対する鉄筋を含む。

表-7 床版の配筋量 (幅 1 m 当り)

(単位: cm<sup>2</sup>)

断面	配筋量	導入直後に対する必要鉄筋量	最小必要鉄筋量	実配筋量
標準断面 ㉔	2.21	—	4.80	15.89 (D 16 ctc 125)
標準断面 ㉕	1.77	—	3.72	7.94 (D 16 ctc 250)
支承上断面	0.83	—	2.55	15.89 (D 16 ctc 125)

注) 実配筋量には、主方向のねじりモーメントに対する鉄筋を含む。

表-9 横桁の設計方針

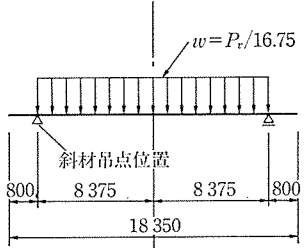
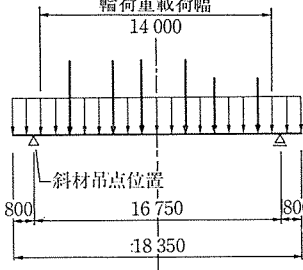
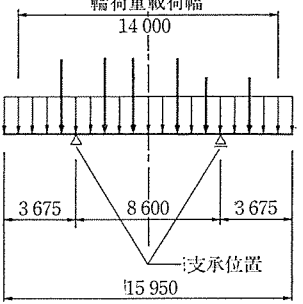
項目	種別	斜材定着部横桁	A <sub>1</sub> 橋台・P <sub>3</sub> 橋脚端横桁	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub> 中間支点横桁
解 析 法	・自重 ・橋面工 ・活荷重	 <p><math>w = P_e / 16.75</math></p> <p>斜材吊点位置</p> <p>800 8 375 8 375 800</p> <p>18 350</p> <p><math>P_e</math> : 斜材張力鉛直分力</p> <p>斜材張力を等分布荷重に置き換え、斜材吊点位置を支点とする単純梁として解析</p> <p>斜材張力<math>P_e</math>を、</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・<math>P_e &gt; 900t</math></li> <li>・<math>800t \leq P_e &lt; 900t</math></li> <li>・<math>700t \leq P_e &lt; 800t</math></li> <li>・<math>600t \leq P_e &lt; 700t</math></li> </ul> の4つのグループに分けて解析。	 <p>輪荷重載荷幅 14 000</p> <p>斜材吊点位置</p> <p>800 16 750 800</p> <p>18 350</p> <p>自重・橋面工：有効幅内荷重を載荷 (断面変化考慮) 活 荷 重：輪荷重載荷 (TT-43荷重)</p>	 <p>輪荷重載荷幅 14 000</p> <p>3 675 8 600 3 675</p> <p>15 950</p> <p>支承位置</p> <p>自重・橋面工：有効幅内荷重を載荷 (断面変化考慮) 活 荷 重：輪荷重載荷 (TT-43荷重)</p>

表-10 斜材定着部横桁の有効幅

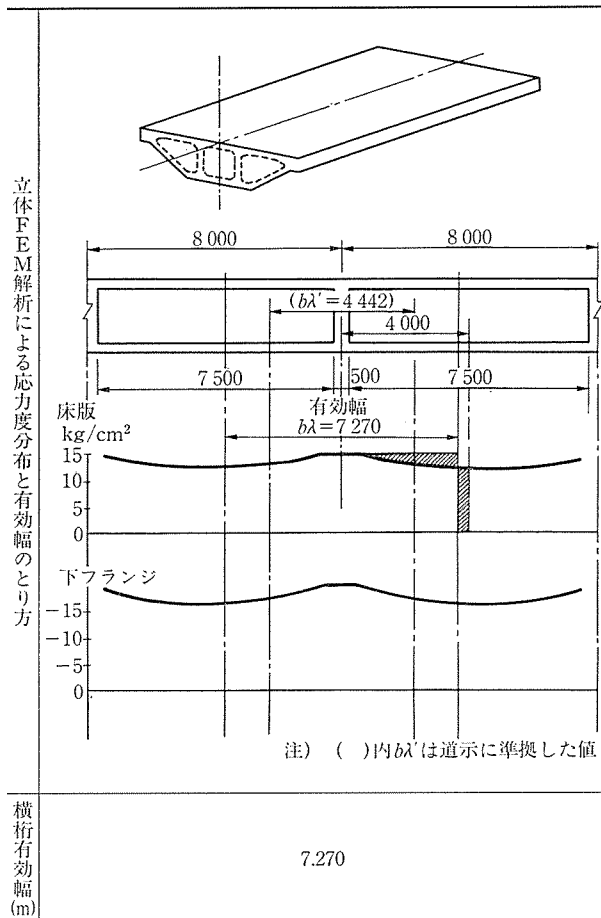


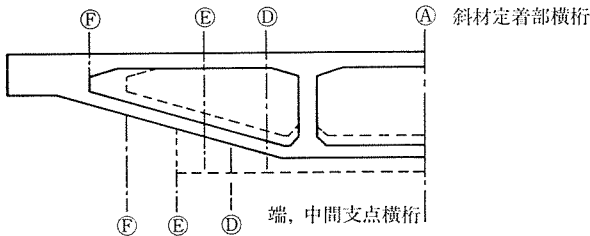
表-11 斜材定着部横桁の解析モデルと検討結果

断 面	解 析 モ デ ル (平 面 骨 組)	ス パ ン 中 央	
		(上 縁) $\sigma_u$	(下 縁) $\sigma_l$
応 力 度 ( $kg/cm^2$ )	平面骨組	12.8	-15.4
	立体FEM	13.6	-15.7

表-12 横桁設計結果一覧表

種 別 項 目	斜材定着部横桁				A <sub>1</sub> 橋台端 支点横桁	P <sub>3</sub> 橋脚端 支点横桁	P <sub>1</sub> , P <sub>2</sub> 橋脚 中間支点横桁		
	900 < P <sub>c</sub>	900 > P <sub>c</sub> ≥ 800	800 > P <sub>c</sub> ≥ 700	700 > P <sub>c</sub> ≥ 600					
有効幅 (m)	7.270	7.270	7.270	7.270	3.036	3.036	7.752		
曲げ応力度 (kg/cm <sup>2</sup> ) (設計荷重作用時)	A	上縁	44	41	38	37	12	2	33
		下縁	-2	2	7	8	25	42	-5
	D	上縁	44	41	38	38	15	7	0
		下縁	-2	1	4	5	18	32	17
	E	上縁	43	40	37	36	0	2	5
		下縁	-2	0	5	5	52	46	20
曲げ破壊安全度	A	1.2	1.5	1.8	1.8	2.2	1.4	2.4	
	D	1.4	1.7	2.1	2.1	1.6	1.1	1.8	
	E	1.4	1.7	2.1	2.1	1.1	1.0	2.8	
せん断応力度 (kg/cm <sup>2</sup> ) (設計荷重作用時)	E	0.9	3.2	6.8	7.3	4.5	6.6	10.7	
	F	10.0	3.0	1.8	3.5	6.6	7.2	10.4	
横桁横締め ケーブル	使用鋼材	SWPR 7 A 22φ15.2							
	本数	4	4	4	4	6	6	4	
床版横締め ケーブル	使用鋼材	SWPR 1 12φ7 ctc 500				ctc 400	ctc 500	ctc 500	
	本数	14	14	14	14	6	5	16	
引張鉄筋	上縁	D 16 ctc 125				D 16 ctc 125	D 16 ctc 125	D 16 ctc 125	
	下縁					D 25 ctc 125	D 25 ctc 125		
斜引張鉄筋 (ctc 125)	E	2-D13	2-D13	2-D13	2-D13	4-D16	4-D16	8-D19	
	F	4-D16	2-D13	2-D13	2-D13	4-D16	4-D16	8-D19	

注) P<sub>c</sub>: 斜材張力 (設計荷重作用時)



ん断応力度, 斜引張応力度とも許容値に対して余裕があった。そのため, 最小斜引張鉄筋を配置した。

なお, 横桁の設計においては, 温度および地震荷重作用時に比べて常時が支配的であるため, これらの荷重組合せについては応力度計算を省略した。

## 6. 主桁の設計

### 6.1 概 要

主桁の設計は, 以下に示す条件に従って実施した。

1) 断面力解析は基本的に平面骨組モデルで行う。

解析モデルは縦断勾配1%を考慮する。ねじり, 支点反力, 橋軸直角方向の設計および地震時動的解析については立体骨組モデルにより解析する。地盤のバネ効果は, 動的解析にはこれを考慮するが, その他の解析においては断面力に与える影響が小さいことから, 橋脚下端を固定とする。

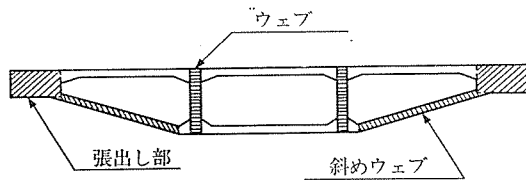
- 2) 構造解析は弾性解析とする。斜材のサグによる非線形性は, 検討の結果, 僅少であるため無視する。
- 3) コンクリートの弾性係数値は, 事前検討の結果, 断面力の解析に与える影響が小さいことから, 道示に準じて設定する。
- 4) 地震時断面力は, 地盤バネを考慮した3次元動的解析 (応答スペクトル法) により算出する。
- 5) 完成系と架設系は完全に分離して設計する。架設系での斜材張力調整により応力状態を完成系の  $t=0$  時に合わせることで設計の整合性をとる。
- 6) 斜材張力は, ひずみエネルギー最小規準による最適化手法で求めた張力を基本に決定する。これは, コンクリート部材のクリープ変化量を最小にすることを目標としたものである。
- 7) クリープは構造物が完成した時点より進行するものとし, 施工時のクリープ断面力は考慮しない。事前検討によれば, クリープにより発生する不静定力は, クリープ係数をブロックごとに細かく設定した場合と部材ごとに平均クリープ係数を用いた場合で有意な差が生じなかった。そのため, クリープ係数は, 主桁, 主塔, 橋脚で, それぞれの平均クリープ係数を用いるものとする。



- 8) クリープ・乾燥収縮による応力変動量は、 $t=\infty$ 時、およびその1/2の移行量の2ケースを考慮する。
- 9) 終局荷重作用時におけるクリープ・乾燥収縮の影響の取扱いは、「3.2 荷重の組合せ」に示すとおりとする。
- 10) 立体 FEM 解析の結果より、斜材水平分力（軸力）については次の斜材位置より有効になるものとし、斜材鉛直分力（曲げモーメント）については当該斜材位置より有効になるものとする。
- 11) 立体 FEM 解析の結果より、せん断力について

表—13 せん断力の分担率

部 材	分 担 率
ウ ェ ブ	100%
張 出 し 部	50%
斜 め ウ ェ ブ	25%



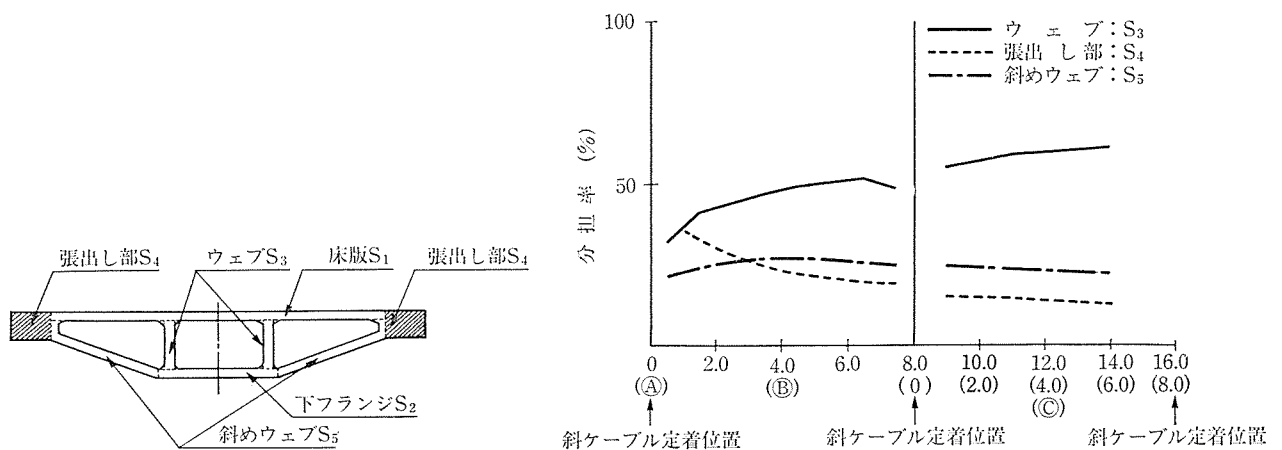
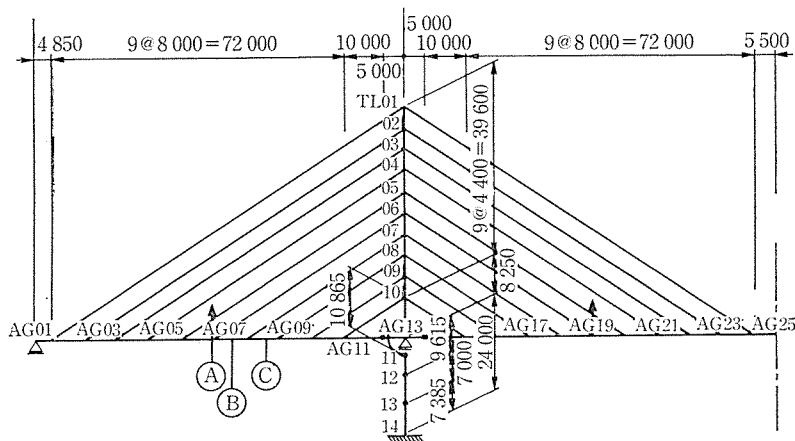
は、主桁断面部材ごとに分担率を設定して設計する（表—13）。この分担率の考え方は、i) せん断に対する主桁全体の安全性を2本のウェブで保証し、ii) 実際に各部材に作用するせん断力に対して必要な補強を施すことを目的としている。この分担率設定に当たっての FEM 解析結果を 図—6 に示す。

6.2 設計結果

各径間の代表断面における曲げモーメントを 表—14

表—14 主桁曲げモーメント（主要断面） (t・m)

荷 重	場 所	側 径 間	柱 頭 部	中 央 径 間
$t=0$ 死荷重時		2 476	-2 880	5 148
	クリープ・乾燥収縮	1 321	-2 691	1 124
$t=\infty$ 死荷重時		3 797	-5 571	6 272
	活荷重			
	最大	2 521	87	1 854
	最小	-1 378	-1 838	-274
設計荷重作用時	最大	6 318	-5 484	8 126
	最小	2 419	-7 409	5 998
地震 $EQ_1$		4 108	866	1 655
地震時	最大	7 905	-4 705	7 927
	最小	-311	-6 437	4 617



図—6 せん断力の分担率 (FEM 解析結果)

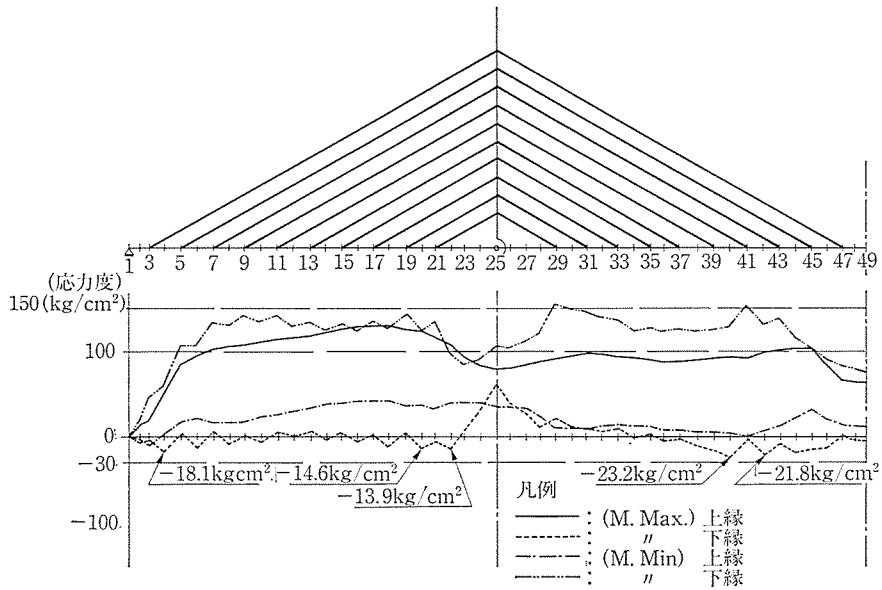


図-7 地震時曲げ応力度

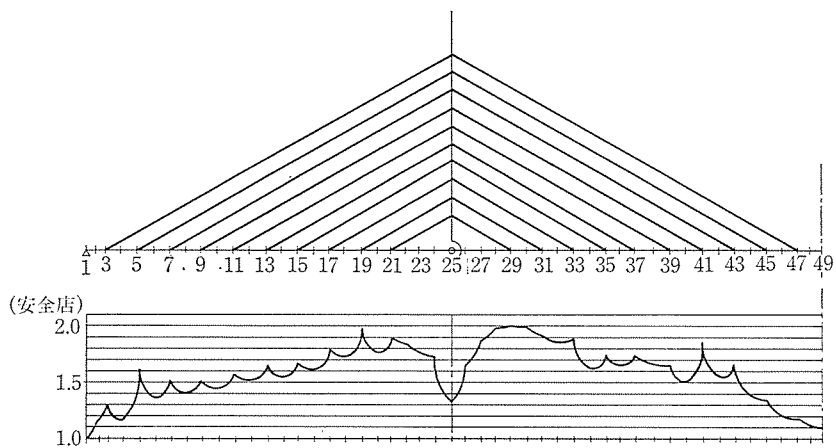


図-8 曲げ破壊安全度

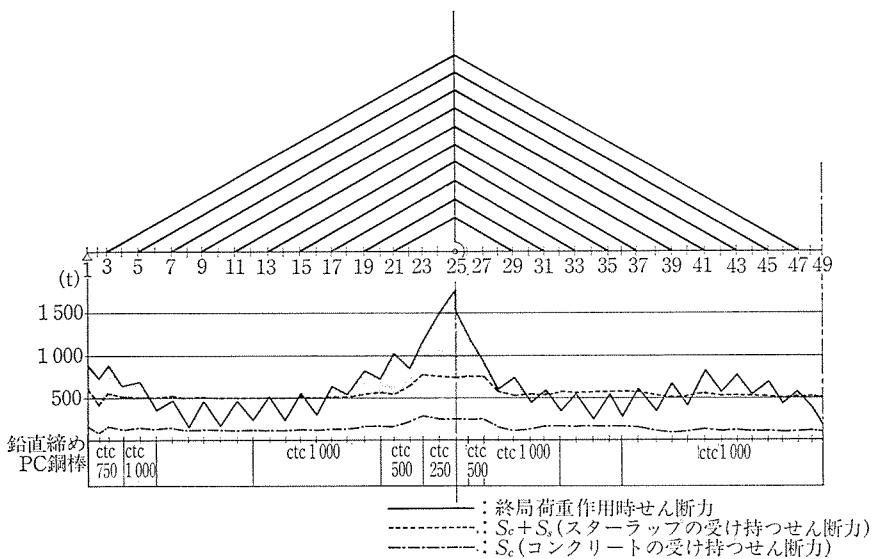


図-9 せん断耐力

に示す。

図-7~図-9 に地震時曲げ応力度、曲げ破壊安全度、せん断耐力等の照査結果を示す。

## 7. 主塔の設計

### 7.1 概 要

主塔は柱部材を RC 構造、横梁部材を SRC 構造として設計した。横梁を SRC 構造としたのは次の理由による。

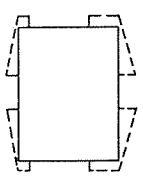
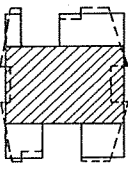
- 1) 横梁は地震時に大きな断面力を受ける部材であり、RC 構造とすると、D 38 3 段以上の配筋となる。柱部材との取合いを考慮すると、この配筋は困難であり、コンクリートの打設上からも多段配筋は好ましくない。
- 2) SRC 構造とすることで、横梁コンクリートの打設荷重を鉄骨でとらせることができる。

また、詳細設計に先立ち、立体 FEM 解析および2種類の模型実験を行い、主塔の設計方針を定めた。今回の主塔の設計においては、以下に述べる理由により、ねじりモーメントに対する設計がポイントとなるが、この設計方針は実験に基づき表-15 のとおり設定した。曲げモーメントおよびせん断力に対しては、断面形状を忠実に反映して計算を行った。

〈ねじりに対する設計がポイントとなる理由〉

- 1) 主塔には、交差定着された2本の斜材に起因するねじりモーメント、および地震時に横梁の拘束に伴って発生する大きなねじりモーメントが作用する。
- 2) 主塔の断面形状は、景観設計の観点から、曲面を多用した複雑な形状となっている。
- 3) 2) に加えて、斜材定着部には切欠きが設けられており、この部分で断面欠損が生じている。このような断面形状でのねじりモーメントによる応力状態

表-15 ねじりモーメントに対する設計方法

種別 項目	標準断面	切欠き断面
設計 断面 形状	 溝に接する矩形断面	 A, I 等価矩形断面から切欠き部を削除した断面 (矩形の集合体ではない)
設計 方法	道示に基づき、矩形断面としてねじりせん断応力度および補強鉄筋の算定を行う。	補強鉄筋の算定は、全ねじりモーメントの70%をコア部分(斜線部)の純ねじり抵抗で、残り30%をその他の部分のせん断抵抗で受けもつものとして行う。

は、現状では十分に把握されていない。

- 4) 既往の斜材定着体試験において、斜材定着部近傍の耐力・補強方法の確認を行っているが、本橋のように交差する2本の斜材を採り上げた例は稀である。このため、部材の補強方法について過去の実験結果と照らし合わせる事が困難であり、部材耐力の正確な評価が難しい。

### 7.2 設計結果

#### 7.2.1 断面力

一例として、設計荷重作用時の最大曲げモーメントおよび軸力を図-10 に示す。

#### 7.2.2 配 筋

##### (1) 主 塔 柱

主塔柱の断面配筋図を図-11 に示す。配筋におけるポイントを以下に列挙する。

- 1) 断面が特殊な形状をしていること、および作用断面力が断面寸法に対して大きいこと等を考慮し、太径鉄筋を配置するものとした。主鉄筋には D 51 を、横方向鉄筋には D 32 を用いることで配筋上の煩雑さを低減した。
- 2) 主鉄筋、横方向鉄筋とも、基本ピッチを ctc 150 とした。
- 3) 主鉄筋 D 51 は可能な限り橋脚の主鉄筋と接続した。接続には機械継手(カップラー)を用いた。
- 4) 横方向鉄筋については、ねじりモーメント抵抗用フープ筋として D 32 を用いることを基本とした(主塔上部では D 29 または D 22)。太径鉄筋を用いることで、橋軸方向に対してはスターラップと兼用することができた。橋軸直角方向でスターラップが不足する場合には、D 25 を用いて補強した。横方向鉄筋の継手はすべて重ね継手とした。

##### (2) 横 梁

横梁の断面配筋図(SRC 構造)を図-12 に示す。鉄骨配置の主要なポイントを以下に示す。

- 1) 鉄骨はトラス形状とし、主鉄骨はできるだけ断面縁に配置されるよう考慮した。
- 2) 横梁と柱との部材間の応力伝達を図るため、柱の所要範囲内にも所定量の鉄骨を配置した。
- 3) 主鉄骨は鉄筋と近接して配置されるため、使用鉄筋(SD 35)と許容引張応力度が近似している SM 50 材(常時で  $\sigma_{sa}=1900 \text{ kg/cm}^2$ 、地震時で  $\sigma_{sa}=2850 \text{ kg/cm}^2$ )を使用した。これにより、「鉄筋コンクリート方式」の計算手法を最大限に活かすことができた。

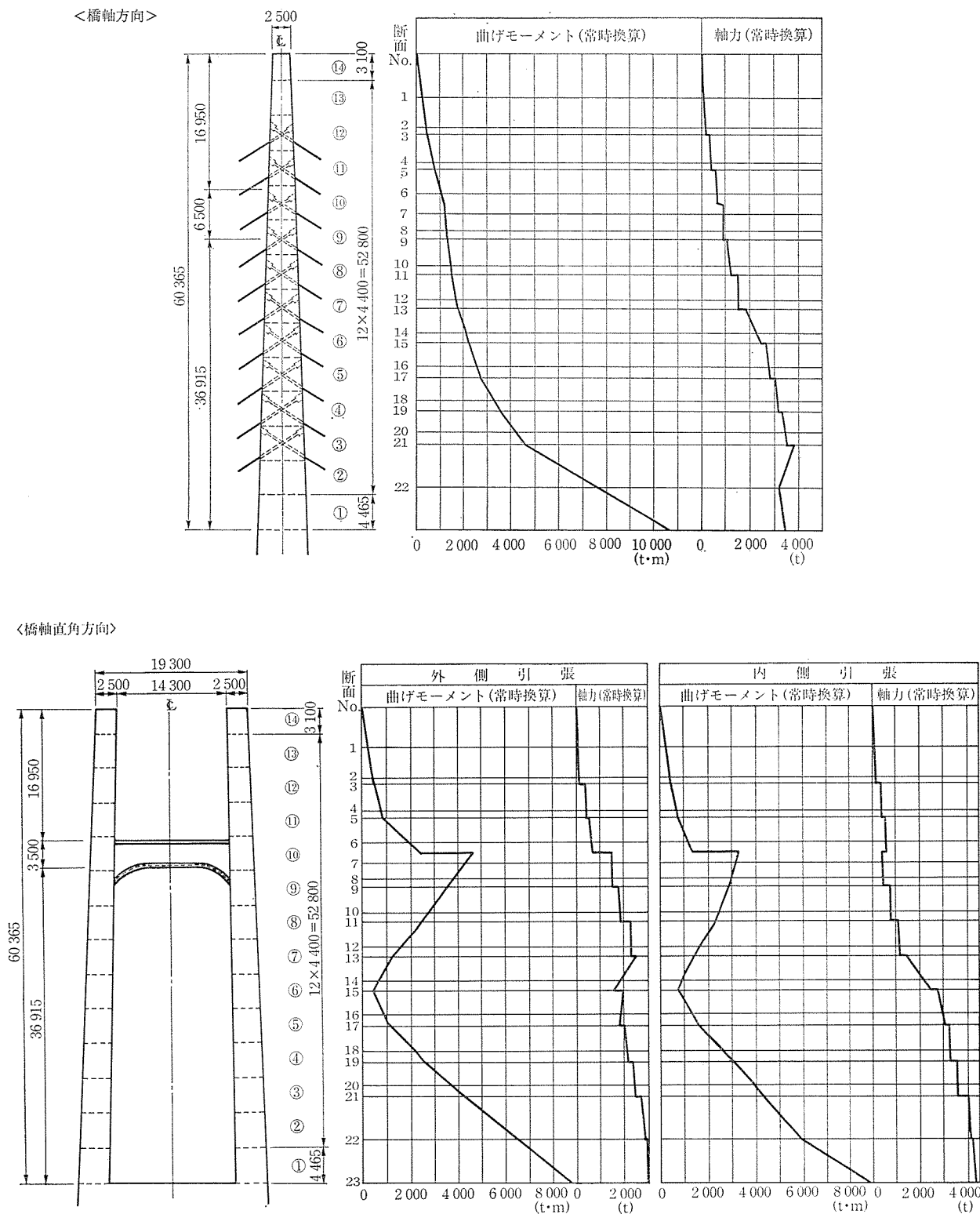


図-10 主塔の断面力

### 8. 斜材の設計

斜材は、 $\phi 7\text{mm}$  の PC 鋼線を平行に束ね、ポリエチレン (PE) 管に取めたものである。アンカー体としては、疲労強度が高く、使用実績の豊富な HiAm アン

カーを採用した。塔の斜材定着部切欠きを小さくするため、ナット定着タイプのアンカーとした。防錆は、張力調整終了後にセメントミルクを注入することにより行う。

表-16 に斜材の構成と張力を示す。

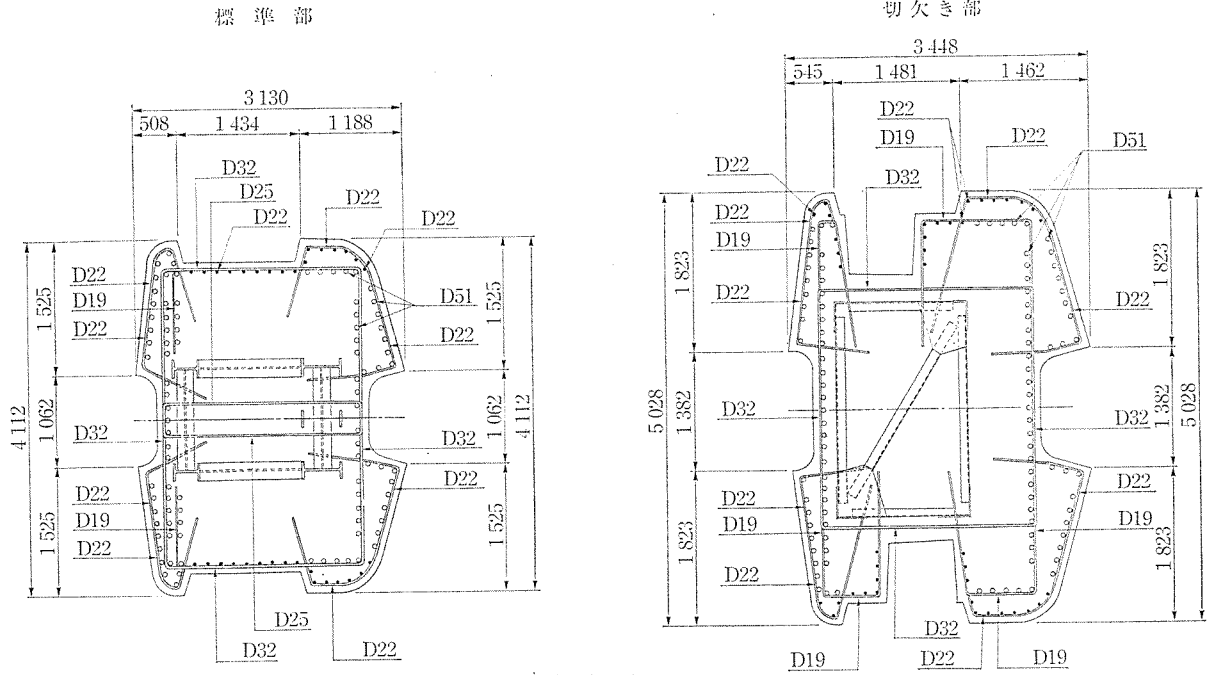


図-11 主塔柱の断面配筋図

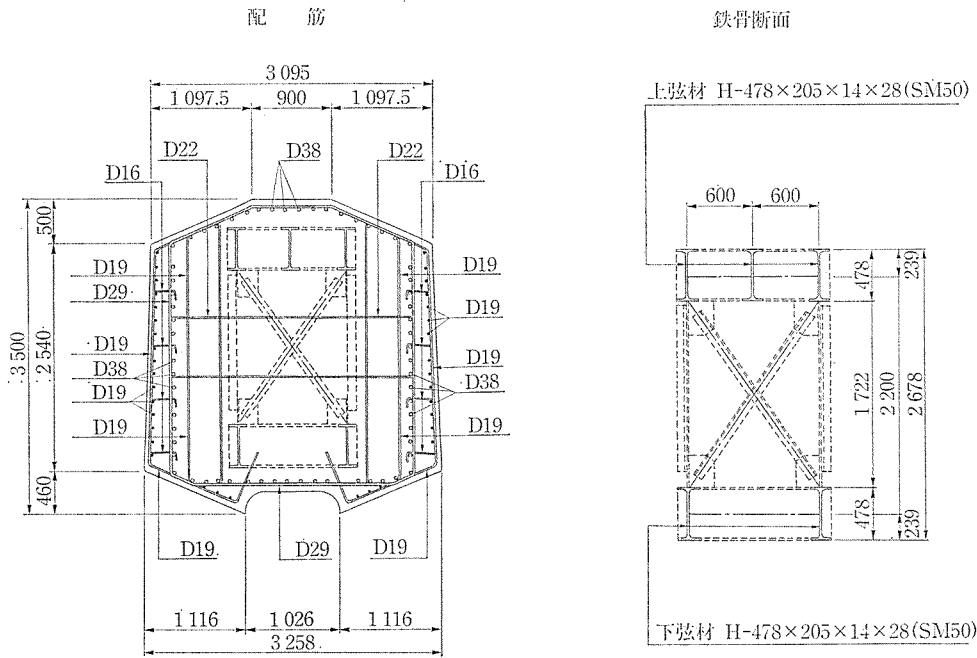


図-12 横梁の断面配筋図

## 9. 耐震設計

### 9.1 概要

東名足柄橋は高い不静定次数とフレキシブルな主桁を有する長大 PC 斜張橋であり、その動的特性は一般の桁橋に比べて非常に複雑である。また、架橋地点は我が国でも有数の強震多発地帯に位置しており、近い将来その発生の可能性が高いとされている東海地震を想定して指

定された“地震防災対策強化地域”に含まれている。本橋は物資輸送の大動脈である東名高速道路の要所であり、非常時、災害時にはライフラインとしての高度な機能の確保が不可欠である。

以上の観点から、本橋の耐震設計の基本方針を次のとおり定めるものとした。

#### (1) 照査過程

##### a) 道示レベルの照査

表—16 斜材張力一覧表（2面分）

(t, kg/mm<sup>2</sup>)

斜材 No.	構成 φ7 (本)	T=0	クリアブ乾燥収縮	活 荷 重		T=φ/2		T=φ		許 容 値 (0.4 P <sub>u</sub> )	応力変動
				T=Max	T=Min	T=Max	T=Min	T=Max	T=Min		
1	2×139	618.0	-33.4	59.7	-33.4	661.0	507.9	644.3	551.2	706	8.7
2	175	558.0	-38.2	60.3	-19.8	590.2	519.1	580.1	500.0	889	5.9
3	175	653.0	-33.1	52.3	-6.6	683.8	629.9	672.2	613.3	889	4.4
4	205	917.0	-31.9	64.0	-5.2	966.0	895.9	950.0	879.9	1041	4.4
5	187	828.0	-22.6	68.4	-4.9	885.1	811.8	873.8	800.5	950	5.1
6	187	823.0	-18.1	75.6	-6.6	889.6	807.4	880.5	798.3	950	5.7
7	181	798.0	-17.5	77.0	-9.6	866.3	779.7	857.5	770.9	919	6.2
8	175	608.0	-28.0	76.4	-14.7	670.4	579.3	656.4	565.3	889	6.8
9	175	648.0	-60.0	71.7	-23.5	689.3	594.1	658.9	563.7	889	7.1
10	205	927.0	-105.8	116.1	-82.5	960.2	761.6	877.3	678.7	1041	12.6
11	2×193	732.0	73.8	106.5	-80.8	875.4	688.1	912.3	725.0	980	12.6
12	181	652.0	5.6	70.0	-23.7	724.8	631.1	727.6	633.9	919	6.7
13	181	612.0	-12.1	76.6	-14.5	682.6	591.5	676.5	585.4	919	6.5
14	187	802.0	-17.3	82.9	-12.2	876.3	781.2	867.6	772.5	950	6.6
15	193	828.0	-17.3	85.5	-9.1	904.9	810.3	896.2	801.6	980	6.4
16	193	833.0	-16.2	82.5	-5.2	907.4	819.7	899.3	811.6	980	5.9
17	211	923.0	-18.1	88.6	-7.2	1002.6	906.8	993.5	897.7	1072	5.9
18	175	657.0	-15.2	73.0	-9.8	722.4	639.6	714.8	632.0	889	6.1
19	175	562.0	-18.5	72.8	-14.9	625.6	537.9	616.3	528.6	889	6.5
20	139	622.0	-20.2	58.3	-17.2	670.2	594.7	660.1	584.6	706	7.1
21	2×139	618.0	-20.4	58.4	-17.4	666.2	590.4	656.0	580.2	706	7.1
22	175	558.0	-18.6	72.7	-15.0	621.4	533.7	612.1	524.4	889	6.5
23	175	653.0	-15.8	72.8	-9.7	717.9	635.4	710.0	627.5	889	6.1
24	211	917.0	-19.1	88.3	-7.1	995.8	900.4	986.2	890.8	1072	5.9
25	193	828.0	-17.7	82.3	-5.2	901.5	814.0	892.6	805.1	980	5.9
26	193	823.0	-19.4	85.5	-9.3	893.8	804.0	889.1	794.3	980	6.4
27	187	798.0	-19.6	82.9	-12.5	871.1	775.7	861.3	765.9	950	6.6
28	181	608.0	-13.4	76.4	-14.8	677.7	586.5	671.0	579.8	919	6.5
29	181	648.0	7.0	69.3	-23.9	720.8	627.6	724.3	631.1	919	6.7
30	193	728.0	84.3	107.2	-82.8	877.4	687.4	919.5	729.5	980	12.8
31	2×205	933.0	-173.8	115.3	-80.4	961.5	765.7	874.5	678.8	1041	12.4
32	175	652.0	-61.6	71.9	-23.0	693.1	598.2	602.3	567.4	889	7.0
33	175	612.0	-26.9	76.3	-14.2	674.9	584.4	661.4	570.9	889	6.7
34	181	802.0	-16.2	76.7	-9.0	870.6	784.9	862.5	776.8	919	6.2
35	187	828.0	-16.5	75.6	-6.4	895.4	813.4	887.1	805.1	950	5.7
36	187	833.0	-21.3	68.5	-4.8	890.9	817.0	880.2	806.9	950	5.1
37	205	923.0	-25.3	65.0	-5.2	975.4	905.2	962.7	892.5	1041	4.4
38	175	657.0	-32.3	52.5	-6.4	693.4	634.5	677.2	618.3	889	4.4
39	175	562.0	-37.9	60.3	-19.4	603.4	523.7	584.4	504.7	889	5.9
40	139	622.0	-33.0	59.5	-32.9	665.0	572.6	648.5	556.1	706	8.6

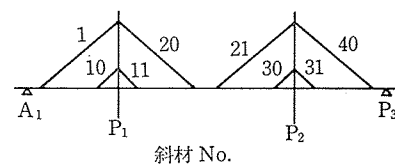
供用期間中にある程度の確率で発生する地震に対し、各部材が所要のひびわれ抵抗性能と耐力を保持し、かつ過大な変形を生じないように部材断面を設計する。解析は応答スペクトル法による動的解析とし、「道示 V 耐震設計編」に規定された地盤種別平均応答スペクトル（2種地盤）を用いる。

b) 耐震安全性の照査

供用期間中まれにでも発生する可能性のある大規模な地震を想定し、この場合においても構造系が所要の耐力と変形性能を有することを照査する。解析は弾塑性時刻歴応答解析とし、入力地震動は想定東海地震波（最大加速度 296 gal）を用いる。

(2) 照査方法

a) 道示レベルの照査



① 部材断面の応力度の照査（設計荷重作用時の照査）

応答スペクトル法で算定された地震時断面力を用い、許容応力度法により部材断面の応力度を照査する。

② 部材断面の破壊安全度の照査（終局荷重作用時の照査）

応答スペクトル法で算定された地震時断面力を用い、曲げおよびせん断破壊に対する部材断面の安全度の照査を行う。

FEMにより求めたバネをはきんで、下限値はその1/2または道示(常時)バネの2倍のうち小さい方とし、上限はFEMバネの2倍とする。

下限バネ =  $\min(K_0/2, \text{道示(常時)} \times 2)$

上限バネ =  $2 \times K_0$

動的解析による応答

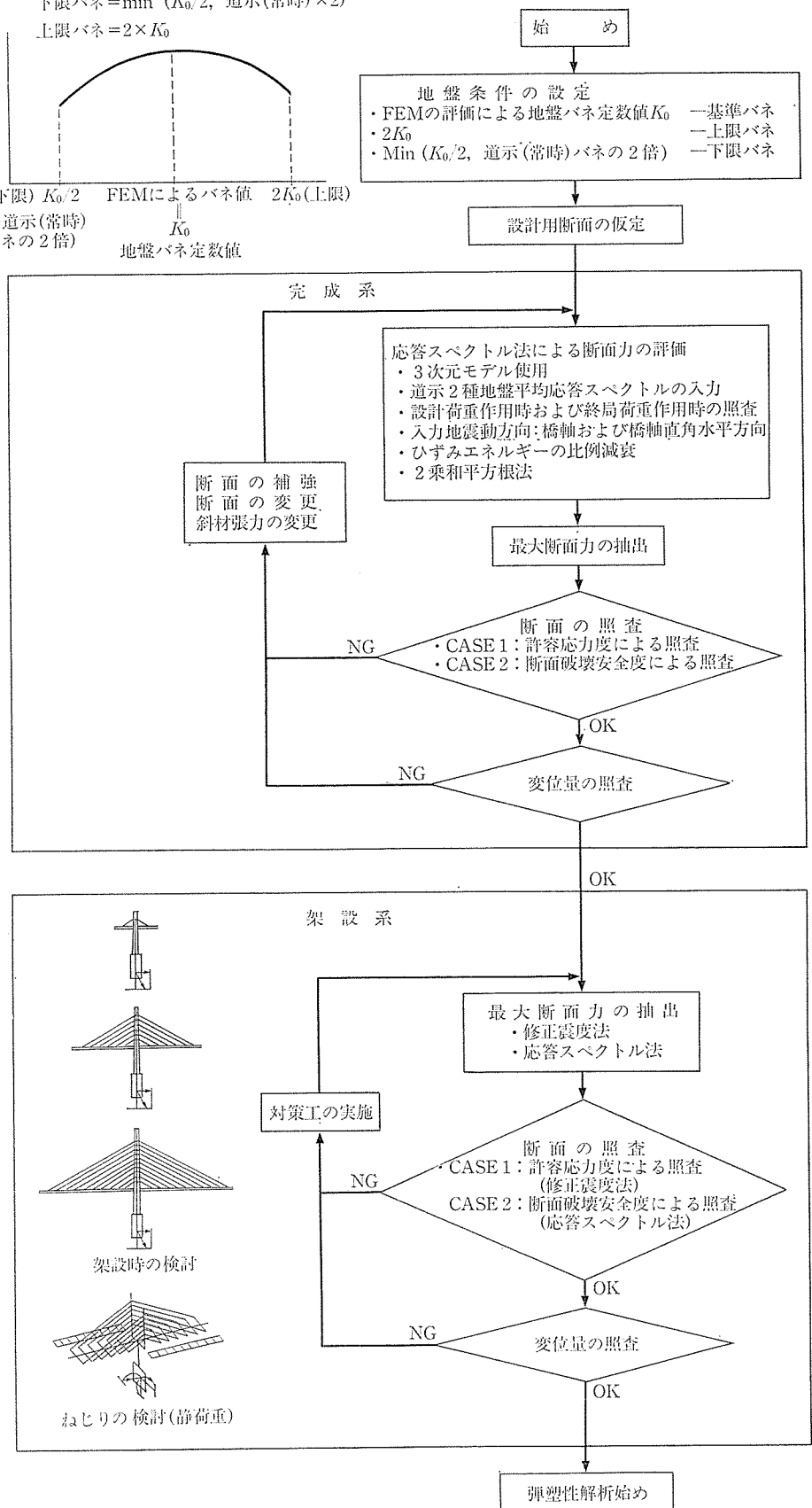
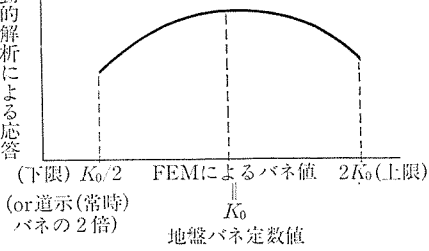


図-13 耐震設計全体フロー図

◇報 告◇

b) 耐震安全性の照査

弾塑性時刻歴応答解析により、構造系としての耐力の確認と変形性能の照査を行う。変形性能の照査は、断面の曲率じん性率および変位じん性率により評価する。

図-13 に耐震設計全体フロー図を示す。

本稿では、上記耐震設計のうち、『a) 道示レベルの照査』における地震時断面力について報告する。

9.2 荷重組合せと入力条件

荷重組合せと入力条件を表-17 に示す。

9.3 完成系の解析 ( $EQ_1, EQ_2$ )

表-17 荷重組合せと入力条件

完成系		
照査内容	荷重組合せ	許容応力度割増し係数
設計荷重用時	$D+PS+S+(CR+SH)+EQ_1$	1.5
	$D+PS+S+(CR+SH)+EQ_1+T$	1.65
終局荷重用時	$1.3(D'+SH)+1.0S'+1.3EQ_1+1.0P$	—
	$1.0(D'+SH)+1.0S'+1.3EQ_1+1.0P$	—
	$1.0(D'+SH)+1.0S'+1.0EQ_2+1.0P$	—

ここに、 $D$ : 死荷重  
 $D'$ : 死荷重+死荷重によるクリープの影響  
 $PS$ : プレストレス力  
 $P$ : プレストレスによる不静定力+プレストレスによるクリープの影響  
 $S$ : 斜材調整力  
 $S'$ : 斜材調整力+斜材調整力によるクリープの影響  
 $CR$ : クリープの影響  
 $SH$ : 乾燥収縮の影響  
 $T$ : 温度変化の影響

架設系		
照査内容	荷重組合せ	許容応力度割増し係数
設計荷重用時	$DER+ER'+SER+EQER_1$	1.65
終局荷重用時	$1.0(DER+ER')+1.0SER+1.0EQER_2$	—

ここに、 $ER'$ : 架設荷重 (狭義)  
 $DER$ : 架設時死荷重  
 $SER$ : 架設時斜材調整力

地震荷重	入力加速度 (Gal)	減衰定数 (%)				地震荷重	入力加速度 (Gal)	減衰定数 (%)			
		上部工	下部工	基礎	斜材			上部工	下部工	基礎	斜材
$EQ_1$	200	4	5	5	2	$EQER_1$	200	4	5	5	2
$EQ_2$	200	2	3	5	2	$EQER_2$	200	4	5	5	2

表-18 動解用骨組モデルの諸元

主桁、横桁、主塔、橋脚	3次元梁要素
斜材	3次元弦要素 (初期張力考慮)
質量	分布質量系
地盤バネ	3種類
節点数	243
部材数	378

完成系の解析は、立体骨組モデル (表-18) を用いて動的応答スペクトル法により行った。地盤バネを3種類 (上限, 基準, 下限) に変化させて解析したが、一例として、基準バネモデルの固有周期一覧を表-19 に示す。各モデルでの卓越周期 (橋軸方向: 4次, 直角方向: 6次) は以下のとおりであった。

(a) 上限バネ: 橋軸方向 1.21 sec  
 直角方向 0.905 sec

表-19 固有周期および刺激係数一覧表 (基準バネ)

次数	周期 (sec)	振動数 (Hz)	刺激係数			累積有効質量比 (%)	
			橋軸方向	鉛直方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
1	2.275	0.440	-0.768	-0.003	0.001	6.3	0.0
2	2.098	0.477	0.001	-0.395	-0.001	6.3	0.0
3	1.434	0.697	-1.069	-0.014	0.000	24.8	0.0
4	1.227	0.815	-1.614	-0.009	0.000	38.2	0.0
5	1.068	0.936	-0.014	1.222	0.049	38.2	0.0
6	0.928	1.077	0.004	0.051	-1.901	38.2	9.2
7	0.911	1.098	-0.095	0.008	-0.156	38.2	9.3
8	0.881	1.136	-0.076	0.005	0.011	38.2	9.3
9	0.862	1.160	-1.574	0.015	0.001	40.5	9.3
10	0.840	1.190	0.000	0.003	1.468	40.5	21.9
11	0.806	1.241	-0.003	0.059	-0.178	40.5	22.0
12	0.721	1.387	0.085	-0.034	0.000	40.6	22.0
13	0.715	1.399	0.000	-0.006	-0.089	40.6	22.1
14	0.665	1.503	0.004	-0.848	0.004	40.6	22.1
15	0.614	1.629	-0.008	0.002	-1.337	40.6	32.3
16	0.604	1.655	-0.162	-0.303	0.000	40.7	32.3
17	0.580	1.726	0.002	-0.041	0.635	40.7	32.9
18	0.541	1.850	0.007	-0.003	0.020	40.7	32.9
19	0.502	1.991	0.414	-0.002	-0.011	41.7	32.9
20	0.500	1.999	-0.068	-0.118	-0.069	41.7	32.9
21	0.491	2.038	-0.102	-0.419	0.000	41.7	32.9
22	0.458	2.184	0.220	-1.790	0.000	41.8	32.9
23	0.453	2.208	-0.007	-0.290	-0.014	41.8	32.9
24	0.429	2.333	0.706	-0.006	-0.024	42.2	32.9
25	0.404	2.473	0.385	-0.025	-1.676	42.2	33.1
26	0.403	2.480	-0.012	0.000	-0.262	42.2	33.8
27	0.390	2.565	0.007	0.002	0.399	42.2	34.0
28	0.367	2.724	-0.004	0.007	0.021	42.2	34.0
29	0.331	3.025	-0.012	0.000	0.575	42.2	34.8
30	0.322	3.110	-0.013	-0.015	0.827	42.2	35.5
31	0.312	3.203	0.020	-0.021	-1.197	42.2	40.9
32	0.308	3.243	0.005	0.038	0.331	42.2	42.2
33	0.308	3.252	0.035	-0.036	0.137	42.2	42.3
34	0.307	3.255	-0.006	-0.259	0.272	42.2	42.5
35	0.294	3.406	0.048	0.000	-0.034	42.2	42.5
36	0.283	3.533	0.004	0.118	0.144	42.2	42.5
37	0.273	3.660	-0.022	0.003	-0.724	42.2	45.3
38	0.260	3.842	-1.202	0.005	0.008	44.6	45.3
39	0.255	3.917	-0.003	0.284	0.001	44.6	45.3
40	0.255	3.917	-0.003	-0.026	-0.001	44.6	45.3
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
97	0.103	9.750	1.373	0.021	-0.007	54.2	49.3



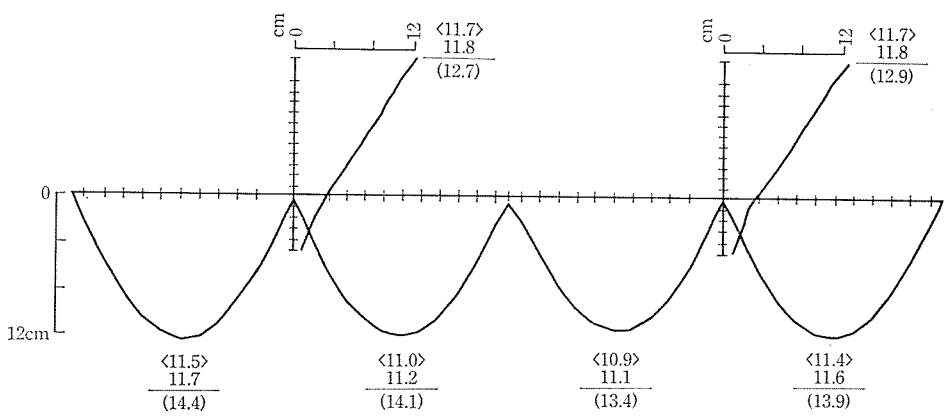
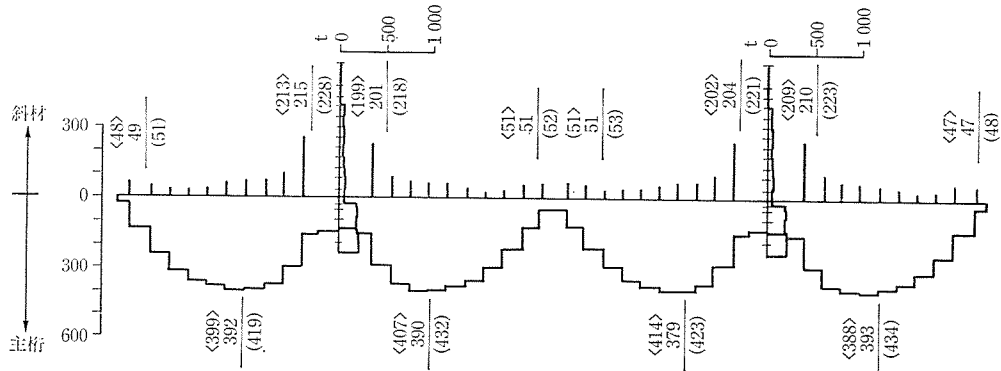
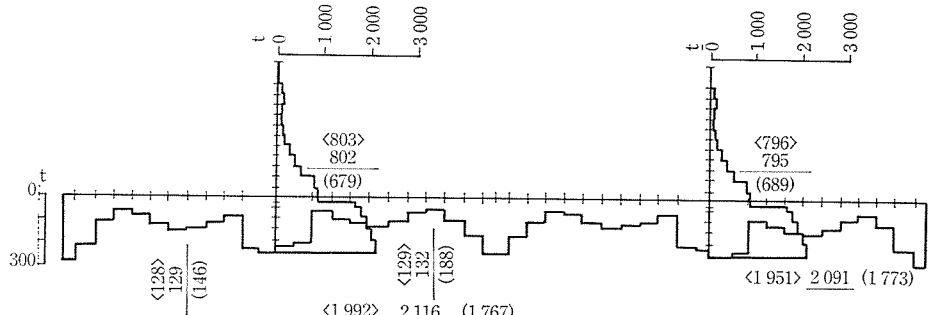
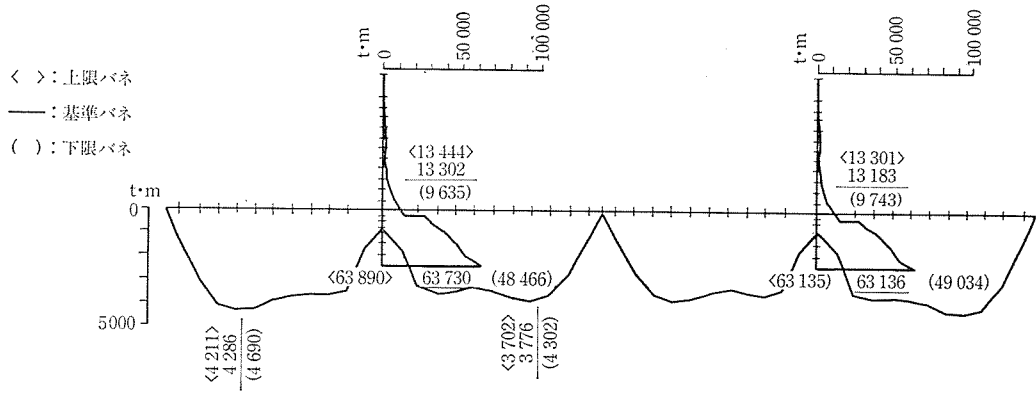
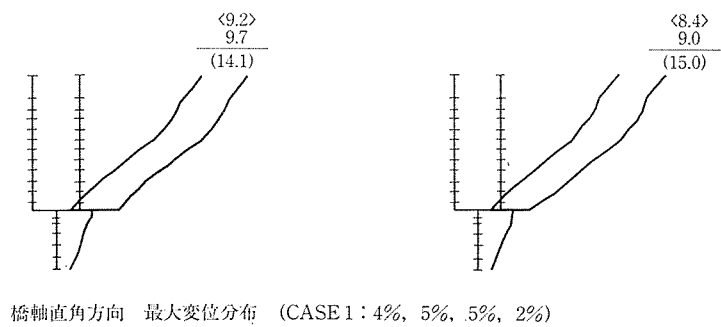
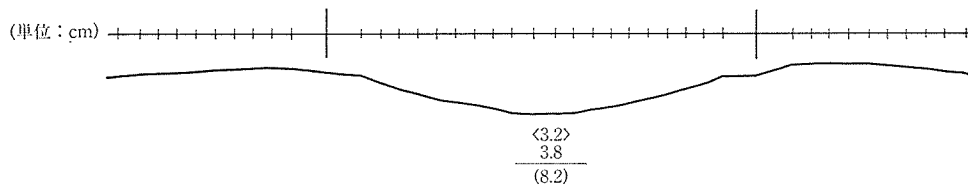
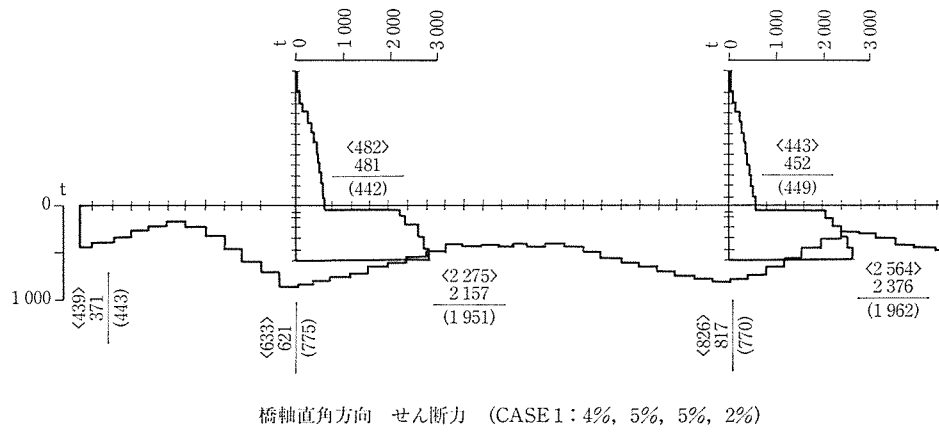
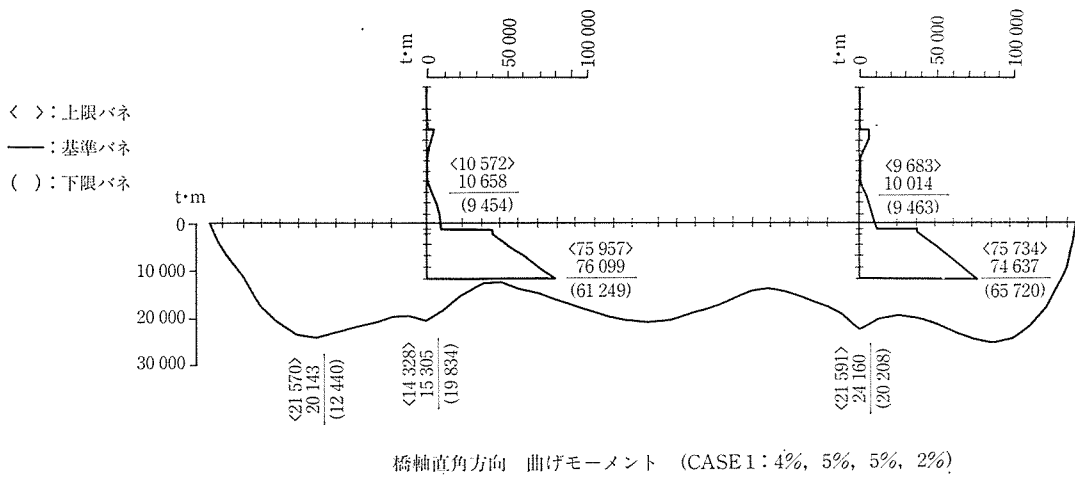
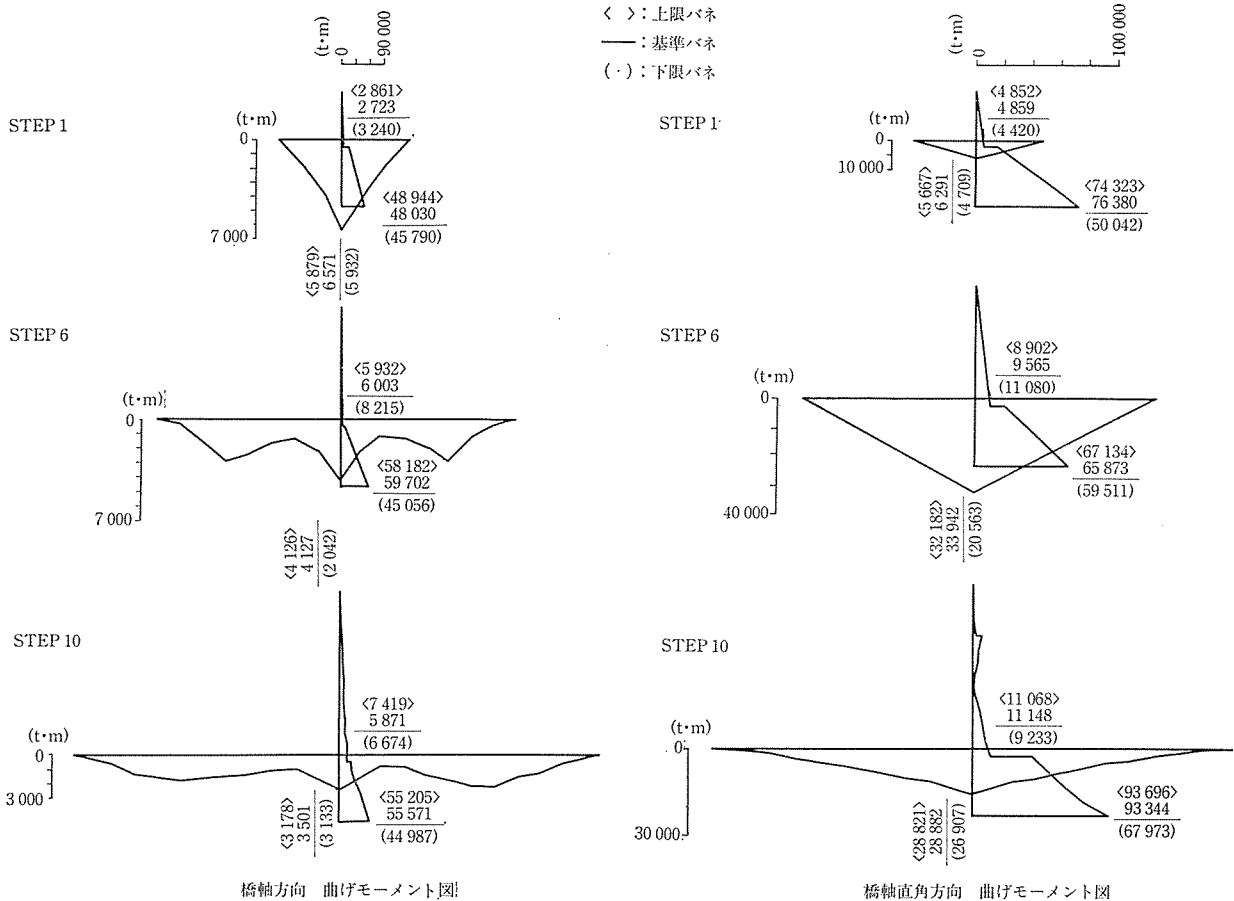


図-14 橋軸方向 応答解析結果



図—15 橋軸直角方向 応答解析結果



図—16 架設系 最大応答値

- (b) 基準バネ：橋軸方向 1.23 sec  
                  直角方向 0.928 sec
- (c) 下限バネ：橋軸方向 1.49 sec  
                  直角方向 1.34 sec

EQ<sub>1</sub> (9.2 参照) における最大応答値をまとめて図—14, 15 に示す。橋軸方向の曲げモーメントは、主塔・橋脚が上限バネで、主桁が下限バネで最大値を与える。橋軸直角方向の曲げモーメントについては、最大値と地盤バネとの間に明確な相関性は見られない。

9.4 架設系の解析 (EQ<sub>ER1</sub>, EQ<sub>ER2</sub>)

架設系の解析は、架設 Step-1 (斜材 1 段施工), Step-6 (斜材 6 段施工), Step-10 (最大張出し時) の 3 段階について実施した。地震荷重ケース EQ<sub>ER1</sub> については平面骨組モデルによる修正震度法で、EQ<sub>ER2</sub> については、立体骨組モデルによる応答スペクトル法で解析した。

EQ<sub>ER1</sub> では、地盤バネにかかわらず、Step-10 が常に最大応答値を与えた。EQ<sub>ER2</sub> では、最大応答値、架設ステップ、地盤バネの 3 者の相関性は複雑であり、明らかな規則性はなかった。すなわち、架設系の照査において 3 つの架設ステップを採り上げたことの妥当性が検証された。

EQ<sub>ER2</sub> の解析における各ステップの卓越周期を表—

表—20 架設系の卓越周期 (EQ<sub>ER2</sub>) (sec)

架設系 バネの 種類	Step-1 (斜材 1 段)		Step-6 (斜材 6 段)		Step-10 (最大張出し系)	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
上限バネモデル	0.325	0.248	0.583	0.751	0.451	0.968
基準バネモデル	0.343	0.288	0.600	0.763	0.465	0.993
下限バネモデル	0.434	0.696	0.871	1.078	1.086	1.422

20 に、各ステップの最大曲げモーメント図を 図—16 に示す。

9.5 解析結果のまとめ

設計荷重作用時の 照査に用いる 最大応答値を 表—21 にまとめて示す。

おわりに

以上、東名足柄橋の 詳細設計の 概要について述べたが、紙面の都合上、橋脚の設計については割愛した。また、本橋の設計のポイントである耐震設計についても十分に報告することができなかった。これに関しては、参考文献 9) を参照されたい。

最後に、本橋の設計について貴重な御助言をいただいた東名足柄橋施工検討委員会 (伊藤学委員長) の諸先生方および関係各位に誌上を借りて深甚の意を表します。

表-21 最大応答値一覧表

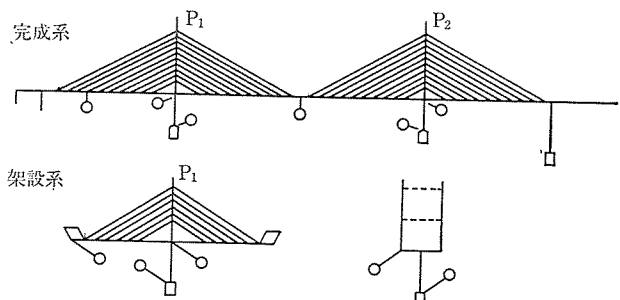
完成系・架設系の計算結果比較（橋軸方向）

応答値		種別		EQ <sub>1</sub>			EQ <sub>ER1</sub>		
				C 1 (上限バネ)	C 2 (基準バネ)	C 3 (下限バネ)	D*	STEP	地震バネ
塔下端	P <sub>1</sub>	M (tm)	13 444	13 302	9 636	5 370	10	上限バネ	
		S (t)	803	802	679	190			
橋脚下端	P <sub>1</sub>	M (tm)	63 890	63 730	48 466	46 287	10	上限バネ	
		S (t)	1 992	2 116	1 767	1 818			
桁	側径間	M <sub>max</sub> (tm)	4 211	4 286	4 690	671	10	上限バネ	
		S (t)	128	129	146	11			
最大斜材張力 (t)	中央径間	M <sub>max</sub> (tm)	3 702	3 776	4 302	643	10	上限バネ	
		S (t)	129	132	188	10			
変位 (cm)	塔先端水平	P <sub>1</sub>	11.7	11.8	12.7	14.7	10	下限バネ	
		P <sub>2</sub>	11.7	11.8	12.9	—			
加速度 (gal)	桁	水鉛	6.7	6.9	9.1	3.4	10	下限バネ	
		平直	11.5	11.7	14.4	16.5			
塔先端水平	P <sub>1</sub>	M (tm)	1 128	1 269	1 131	—	—	—	
		S (t)	1 085	1 250	1 219	—			
桁	水鉛	M <sub>max</sub> (tm)	129	133	146	—	—	—	
		S (t)	244	245	210	—			

完成系・架設系の計算結果比較（橋軸直角方向）

応答値		種別		EQ <sub>1</sub>			EQ <sub>ER1</sub>		
				C 1 (上限バネ)	C 2 (基準バネ)	C 3 (下限バネ)	D*	STEP	地盤バネ
塔下端	P <sub>1</sub>	M (tm)	10 572	10 658	9 454	4 765	10	上限バネ	
		S (t)	482	481	442	255			
橋脚下端	P <sub>1</sub>	M (tm)	9 683	10 014	9 463	—	—	—	
		S (t)	443	452	449	—			
桁	側径間	M <sub>max</sub> (tm)	75 957	76 099	61 249	58 446	10	上限バネ	
		S (t)	2 275	2 157	1 951	2 294			
最大斜材張力 (t)	中央径間	M <sub>max</sub> (tm)	21 570	20 143	12 440	—	—	—	
		S (t)	439	371	443	—			
変位 (cm)	塔先端水平	P <sub>1</sub>	14 328	15 305	19 834	—	—	—	
		P <sub>2</sub>	633	621	775	—			
加速度 (gal)	桁	M <sub>max</sub> (tm)	21 591	24 160	20 208	—	—	—	
		S (t)	826	817	770	—			
塔先端水平	P <sub>1</sub>	M (tm)	—	—	—	—	—	—	
		S (t)	—	—	—	—			
桁	水鉛	M <sub>max</sub> (tm)	9.2	9.7	14.1	11.8	10	下限バネ	
		S (t)	8.4	9.0	15.0	—			
塔先端水平	P <sub>1</sub>	M (tm)	3.2	3.8	8.2	—	—	—	
		S (t)	—	—	—	—			
桁	水鉛	M <sub>max</sub> (tm)	941	1 176	813	—	—	—	
		S (t)	648	706	742	—			
最大斜材張力 (t)	中央径間	M <sub>max</sub> (tm)	457	506	255	—	—	—	
		S (t)	—	—	—	—			

\* 架設ステップ3ケース×地盤バネ3ケース=計9ケース  
これらの最大値をピックアップした値



## 参 考 文 献

- 1) 小野, 古川, 太田, 幡野: 東名足柄橋 (PC 斜張橋) の計画概要について, プレストレストコンクリート, Vol. 29, No. 1, Jan. 1987
- 2) 倉沢, 古川, 北川: PC 斜張橋/東名足柄橋の計画検討, 橋梁, 1987.1
- 3) 小野, 古川, 佐藤: 東名高速道路改築 (御殿場~大井松田) の橋梁計画, 橋梁と基礎, 87-3
- 4) 小川: 解析法の進歩による設計法の変遷—橋りょう/上部構造, コンクリート工学, Vol. 27, No. 7, July 1989
- 5) 田中, 小川, 角谷, 熊谷: PC 斜張橋東名足柄橋の斜材定着部模型実験—(その1) 主塔部分模型実験—, 土木学会第44回年次学術講演会 (1989.10)
- 6) 新井, 角谷, 太田, 市橋: PC 斜張橋東名足柄橋の斜材定着部模型実験—(その2) 全体模型実験—, 土木学会第44回年次学術講演会 (1989.10)
- 7) 角谷, 太田, 熊谷, 今井: 東名足柄橋 (PC 斜張橋) の設計上の主要な留意点, 橋梁と基礎, 90-2
- 8) 角谷, 太田, 熊谷, 今井: 東名足柄橋 (PC 斜張橋) の設計上の主要な留意点 (下), 橋梁と基礎, 90-3
- 9) 河村, 角谷, 今井: 東名高速改築橋梁の耐震設計について, 橋梁, 1990.3

【1990年5月11日受付】

## ◀刊行物案内▶

## P C 定 着 工 法

(1988 年版)

体 裁 : B 5 判 126 頁

頒布価格 : 3 300 円 (会員特価 3 000 円) (送料 350 円)

内 容 : PC 定着工法総論, 一般ケーブル (総論, 18 工法), 斜張ケーブル (総論, 8 工法), シングルストランドケーブル (総論, 8 工法), アンボンドケーブル (総論, 7 工法), アースアンカーケーブル (総論, 10 工法), プレテンション工法総論, PC 定着工法の評定

## ◀刊行物案内▶

## 日本原子力発電敦賀 2 号機 PCCV

本書は, プレストレストコンクリート第 28 巻の特別号として発刊されたもので, 我が国で初めて採用されたプレストレストコンクリート製原子炉格納容器 (日本原子力発電 (株) 敦賀発電所 2 号機) に関して, その各種模型実験, 設計・施工に至る各分野にわたり詳述した貴重な資料です。今後ますます多く採用されるであろう, この種 PCCV を取り扱う関係者にとって, 必携の図書と確信します。

ご希望の方は代金を添え (現金書留かまたは郵便振替東京 7-62774) プレストレストコンクリート技術協会宛お申し込みください。

体 裁 : B 5 判 128 頁

定 価 : 3 000 円 送 料 : 150 円