

## 新猪名川大橋上部工の設計

大阪第二建設部 設計課 橋本良之  
同 部 同 課 谷口信彦  
大阪管理部 調査設計課 松倉孝夫  
計 画 部 計画第一課 杉山守久

### 要 約

新猪名川大橋は、阪神高速道路大阪池田線（延伸部）に計画されている橋長400mの2径間連続PC斜張橋であり、PC斜張橋として我が国最大級の規模となるうえ、河川条件より中間橋脚が極端な斜橋脚となることからその動的挙動を始めとする構造諸特性が複雑になる。

このため、長柱としてのコンクリートタワー、斜材ケーブルの定着部、スレンダーな主桁部、マッシブなPCコーベル部材である受け梁部等、コンクリート部材としての設計上の問題のほか、耐震性・耐風性の確保等、従来のコンクリート橋の設計思想では解決できない課題が数多く含まれている。

本報告では、「猪名川第2橋梁技術委員会」における諸検討の結果をふまえ、設計全般にわたる問題点と設計方針の概要、および上部工の概略設計結果について報告するとともに、コンクリートタワーの長柱安定性、斜材ケーブル定着部の補強構造、PCコーベル部材である受け梁部の構造等に関する検討結果について述べる。

### 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（旧称：猪名川第2橋梁）は、橋長400mの2径間連続PC斜張橋である（図-1参照）。

本橋は主塔の高さが橋面から90mにも達し、3径間連続形式に換算すると中央径間350mクラスに匹敵する規模となる。このような大規模なPC斜張橋が我国のような地震国において建設された例は、ほとんどないのが現状である。また、河川中心に対して24度の斜角をなして渡河するため、河川内に設置される橋脚の主軸が上部工の橋軸中

心と斜交する。このため動的挙動を始めとする構造諸特性が複雑になり、種々の構造的な特殊性を有している。すなわち、長柱としてのコンクリートタワーの安定性、斜材定着部の補強構造、スレンダーな主桁各部の応力照査など、コンクリート部材としての設計・施工上の問題のほか、耐震性、耐風性の確保等、従来のコンクリート橋の設計の考え方では解決できない技術的課題が多い。

そこで、まず長大PC斜張橋を設計するうえでの基本的な問題点を抽出し、それらに対する各種の基礎的な調査検討、実験等を実施するとともに、

この橋梁特有の橋梁計画上の諸条件を考慮しながら、最も適合すると考えられる基本構造系<sup>1)~3)</sup>を設定した。さらに、これらの検討結果を反映させつつ、基礎-橋脚-上部工の概略設計<sup>4)</sup>を実施した。

この報告は、とくに上部工（完成系）の概略設計の結果および構造上の諸問題のうち、上部工に係わる検討結果の概要を中心に述べるものである。

## 1. 橋梁概要

この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-2に示す。

- (1) 構造形式：2径間連続PC斜張橋
- (2) 支間長：199.0m + 199.0m  
(橋長400m)
- (3) 幅員：18.0m (橋梁幅員20.7m)
- (4) 主桁：4室箱桁断面 (PC構造)
- (5) 主塔：逆Y形 (RC構造)
- (6) 斜材：交差2面吊りマルチファンタイプ
- (7) 橋脚：壁式橋脚

(小判形断面；RC構造)

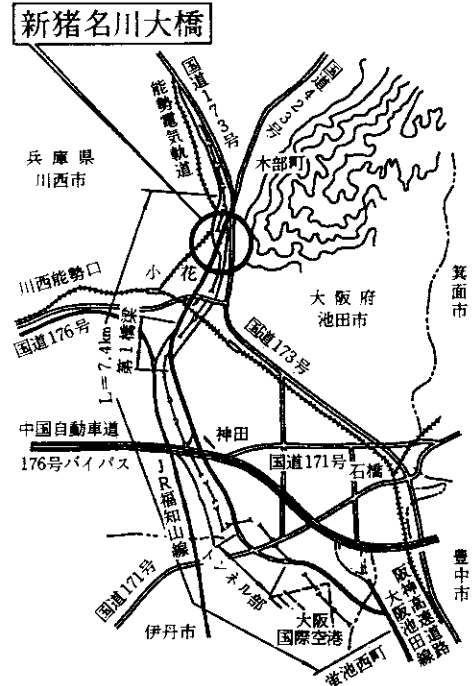


図-1 新猪名川大橋の位置図

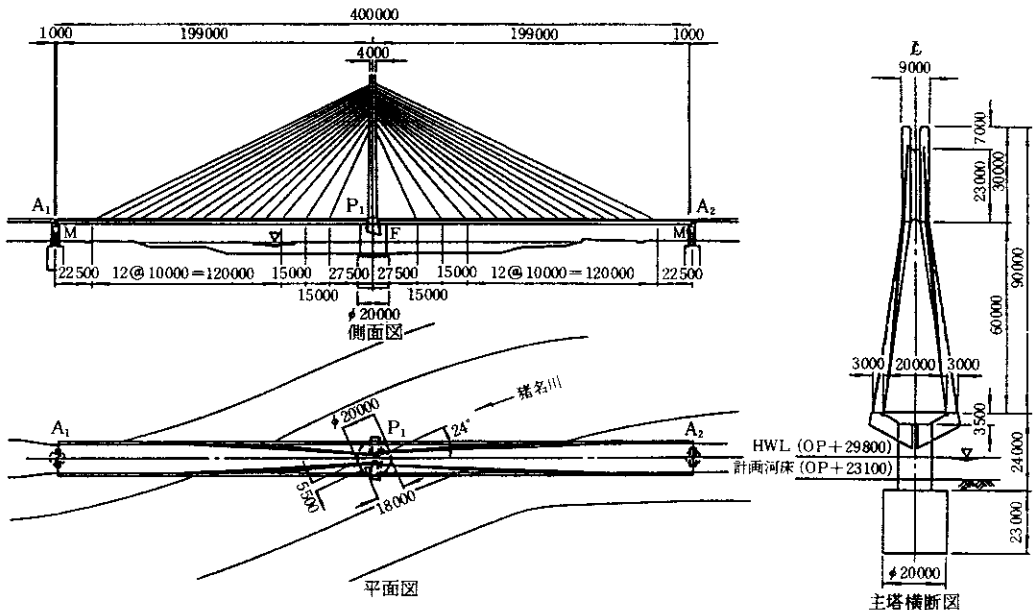


図-2 新猪名川大橋の一般図

- (8) 基礎 : 連続地中壁基礎 (φ20.0m)
- (9) 支持条件  
 中間支点 ; 主桁、橋脚および主塔受け梁一  
 体の剛結ラーメン形式  
 端支点 ; 可動
- (10) 地盤条件 : 1種地盤 (耐震設計上の地盤種別)

## 2. 設計上の特徴と設計方針

この橋梁の設計上の特徴と設計にあたっての基本方針のうち、主として、上部工に関連する事項を以下に列記する。

### 2-1 主塔の設計

主塔は、橋面からの高さが約90mで、かつ逆Y形のスレンダーなコンクリート長柱となる。さらに、斜張橋は上部工の全荷重が斜材ケーブルを介して主塔に負荷されるため、主塔にはつねに高軸力が作用する特徴がある。このため、設計にあたっては、高軸力下のコンクリート長柱としての靱性および安定性の確保が重要になる。しかしながら、この橋梁のような逆Y形タワーの弾塑性地震時の応答性状、長柱安定性状については検討例が少なく、一般的な構造設計と並行としてこれらの挙動特性、最終耐力の把握と照査が必要と考えられる。

そこで、主塔系に着目した弾塑性地震応答解析、鉄筋コンクリート部材の材料非線形性および長柱としての幾何学的非線形性を考慮した長柱安定解析を行い、安全性を確認することにした。

### 2-2 斜材定着部の補強構造と耐荷力照査

ケーブル配置は、マルチケーブル方式で、斜材一本あたり張力の大きな大容量ケーブルとなることから、定着部の構造がきわめて煩雑になることが予想される。このため、斜材定着部の補強方法とその効果を確認するため、FEM解析による応力照査および模型実験による耐荷性能の照査を行うこととした。

### 2-3 主桁・床組系の応力照査

主桁は4室のスレンダーな箱形断面が採用されている (図-3参照)<sup>24)</sup>。このような主桁の横断方向 (床組断面) の断面力算定にあたっては、斜ウェブを有する多重箱桁断面であること、通常の桁橋と異なり2面吊り構造であること、などの構造特性より、支持条件を配慮した解析モデル化の検討が必要になる。

そこで、斜材定着点をバネ支点とした主桁・床組構造を一体とした構造系を有する立体FEMモデルによる解析を行い、応力状況を把握し、適切な解析モデルを提案することにした。

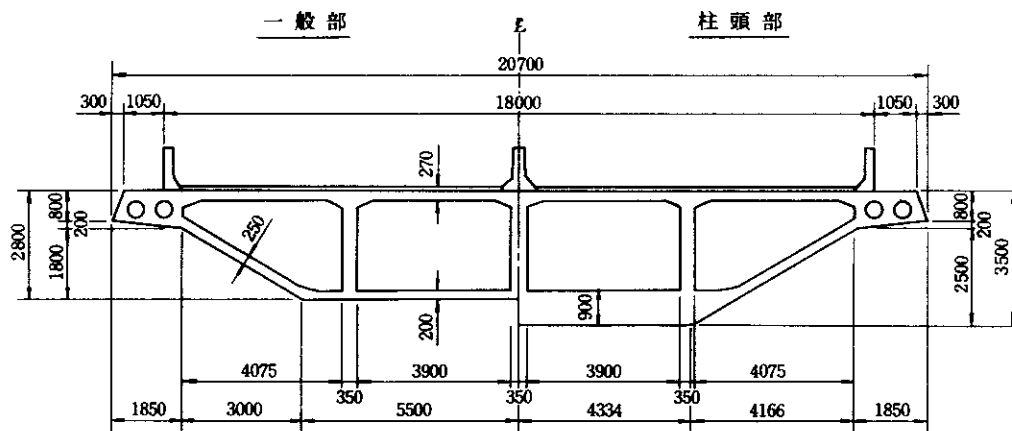


図-3 主桁断面図

## 2-4 主塔受梁部の構造と設計方法

主塔（中間橋脚）受梁部は、主塔からの高軸力を担う重要な部材であるが、図-4に示すように偏平な斜橋脚に斜角をなして剛結される構造となる。このため、通常の梁部材に作用する曲げモーメント、せん断力等の断面力に加えて、非常に大きなねじりモーメントが常時励起される。また、マッシブなPCコーベル部材としての挙動が付加されると考えられる。

したがって、これらの点を配慮した受梁部の応力性状の把握と鋼材配置、終局耐力の把握等の設計上の問題を明確にすることが必要となる。このような問題に対応するため、まず第1ステップとして、立体FEM等による応力解析を実施することとした。しかしながら、終局耐力とその挙動の把握は机上の解析のみでは不十分なため、今後、模型実験等を実施して確認する予定である。

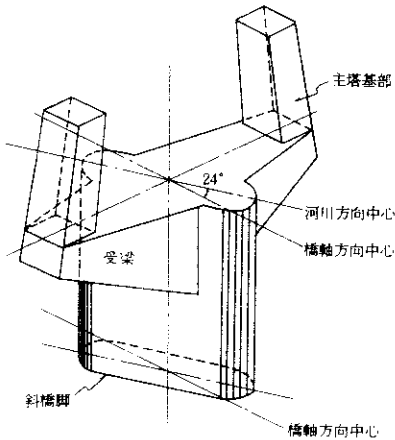


図-4 主塔受梁部の配置

## 2-5 耐震設計上の要点

この橋梁は、長大かつスレンダーなコンクリート構造物であるほか、中間橋脚の柱頭部において主桁・橋脚・主塔の全てが一体化された剛結構造となるうえに、形状的に斜橋脚となる特徴を有している。したがって、斜張橋特有の一般的性状である主桁～主塔間の連成振動に加えて、複雑な三

次元的連成振動の発生が予想される。また、架橋地点付近に断層が走っていることから、地盤構成と複雑な地震動特性との相関関係を把握しておく必要がある。

この橋梁の設計上の重要なポイントは、耐震性の検討であり、各種調査検討が行われた。検討内容の詳細は参考文献<sup>(5),(6),(7)</sup>にゆずることとし、ここでは耐震設計の基本方針のみ紹介することにする。

この橋梁の耐震性の照査を次のような方針により実施した。

- (1) 地震時断面力は、設計用加速度応答スペクトル曲線（図-5参照）を用いて応答スペクトル法により算定する。なお、設計用スペクトル曲線は、建設地点周辺の地震活動度、地盤条件、構造物の特性などを考慮して決定する。

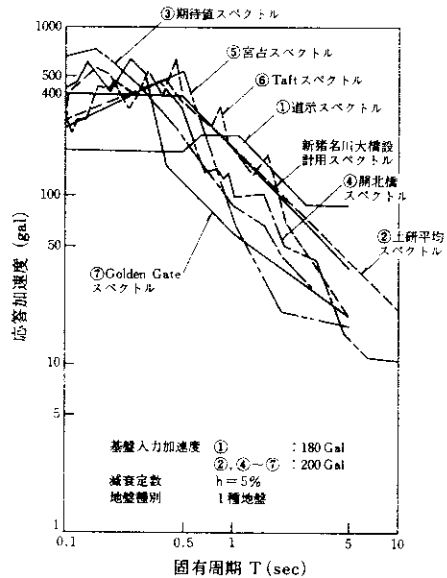


図-5 応答加速度スペクトルの比較

- (2) 動的解析モデルは、地盤ばねにより支持された基礎工から上・下部工のすべての構造系を含むものとし、系全体の立体的な振動特性を表現できるものとする。（図-6参照）
- (3) 水平方向地震動は、橋梁にとって不利な方向に作用させる。

節点数	165	
部材数	主桁	36
	横桁	60
	斜材	60
	橋脚	6
	ダミー	3
	受け梁	2
	主塔	56
総部材数	223	

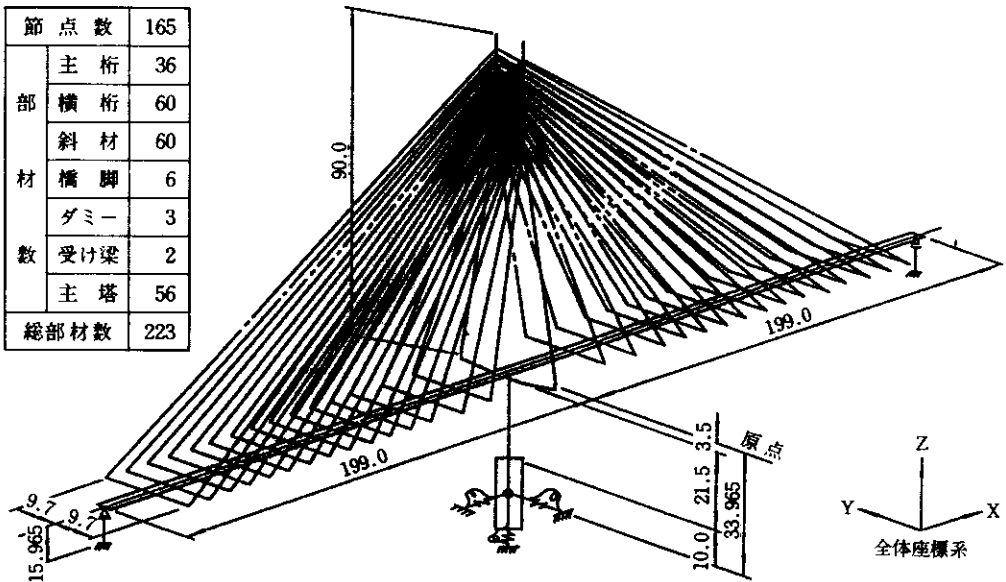


図-6 耐震解析用立体フレームモデル

(4) 部材の耐力照査は、「道路橋示方書」第Ⅲ編コンクリート橋編に準じて許容応力度の照査と断面破壊に対する安全度の照査を行う。

### 2-6 耐風設計上の要点

この橋梁は、長スパンのスレンダーな主桁をもつ橋梁（1次固有振動の周期は、約3.5秒）であるほか、市街地に建設されるため、騒音対策として高欄上にH=2mの防音壁が設置される。このため現地風の観測と部分模型による風洞実験<sup>6)</sup>を行い、設定された主桁断面に対する耐風安定性を確認することにした。その結果、概略設計で設定された主桁断面は、限定振動に対する許容振幅の設定に若干の問題は残されているものの、おおむね耐風安定上の問題はないものと判断される。

### 3. 上部工の概略設計

前述のように各種の構造検討結果を反映しながら、上部工の概略設計を図-7に示すフローにて実施した。各種構造検討結果の説明に先だち、上部工の概略設計（完成系）の概要を紹介する。

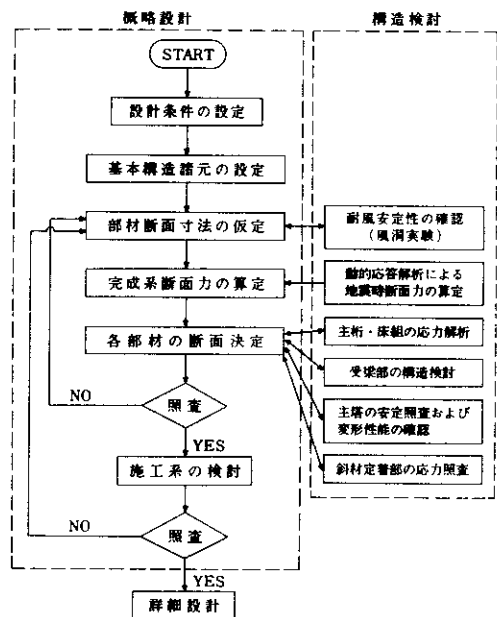


図-7 概略設計フロー

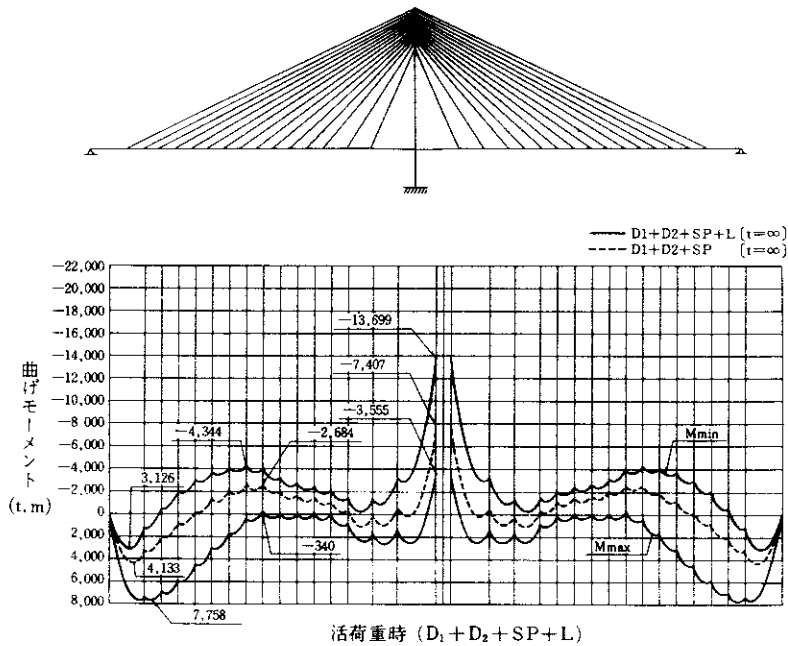


図-8 主桁曲げモーメント図

### 3-1 設計条件

#### (1) 荷重

- 活荷重 TL-20
- 衝撃係数 主桁方向： $i = 10 / (25 + L)$   
ただし、Lは支間長
- 床組方向： $i = 20 / (50 + L)$   
ただし、Lは主桁間隔
- クリーブ係数  $\phi = 2.0$
- 乾燥収縮度  $\epsilon_0 = 25 \times 10^{-5}$
- 主塔の施工誤差  $H = H / 1000$   
(ただし、Hは主塔高さ)
- 地震荷重 設計用スペクトルで与えられる<sup>9)</sup>
- 風荷重 現地風の観測結果にもとづき別途に定める<sup>9)</sup>

#### (2) 使用材料

- 材料定数および許容応力度 表-1～表-3に示すとおり。

### 3-2 断面力の算定

断面力は、それぞれ各目的に応じて表-4に示すような構造解析にて算定し、その結果のうち主要な断面力の算定値を図-8～9に示す。

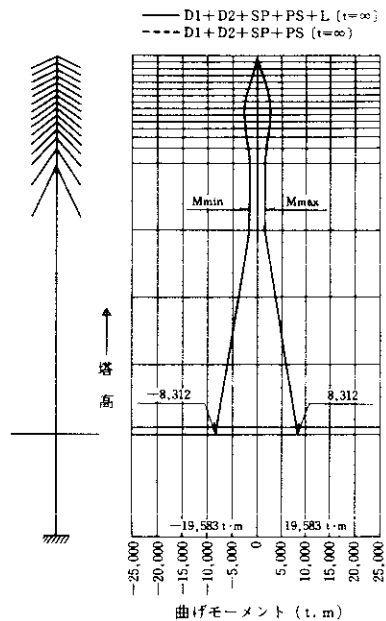


図-9 主塔断面力図

表-1 主桁・受梁コンクリート (PC部材)

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

設計基準強度 $\sigma_{ck}$	400	
弾性係数 $E_c$	$3.5 \times 10^5$	
許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	プレストレッシング直後	180
	その他	140
許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta}$	プレストレッシング直後	-15
	活荷重及び衝撃以外の主荷重	0
	主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重	-15
許容せん断応力度 $\tau_a$		5.5
許容斜引張応力度 $\sigma_{la}$	せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	10
	せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	13
せん断応力度の最大値 $\tau_{max}$	せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	53
	ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度との和	61

表-2 主塔・橋脚コンクリート (RC部材)

(単位: kg/cm<sup>2</sup>)

	主塔	橋脚
設計基準強度 $\sigma_{ck}$	400	300
弾性係数 $E_c$	$3.5 \times 10^5$	$3.0 \times 10^5$
許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca}$	133	100
許容せん断応力度 $\tau_a$	5.5	4.5

表-3 斜材 (SWPR  $\phi$  7mm)

規格	SWPR $\phi$ 7-241	SWPR $\phi$ 7-187
断面積 $A$ (mm <sup>2</sup> )	9274	7196
弾性係数 $E_s$ (kn/cm <sup>2</sup> )	$2.05 \times 10^6$	
引張強度 $P_u$ (t/本)	1530	1187
許容引張力 $P_a$ (t/本)*	612	474
斜材番号	S-1 ~ S-8 S-23 ~ S-30	S-9 ~ S-15 S-16 ~ S-22

\*)  $P_a = 0.4 P_u$

表-4 断面力の算定と構造解析

構造解析	目的
全体系平面骨組による橋軸方向解析	全体系各部材の橋軸方向断面力
主塔系平面骨組による橋軸直角方向解析	主塔部材の橋軸直角方向断面力
主桁平面格子解析	活荷重によるねじりモーメント
全体系立体骨組による動的応答解析	地震の影響による断面力

### 3-3 各部材の設計

各部材の断面設計を行い、主要部材の結果を以下に示す。

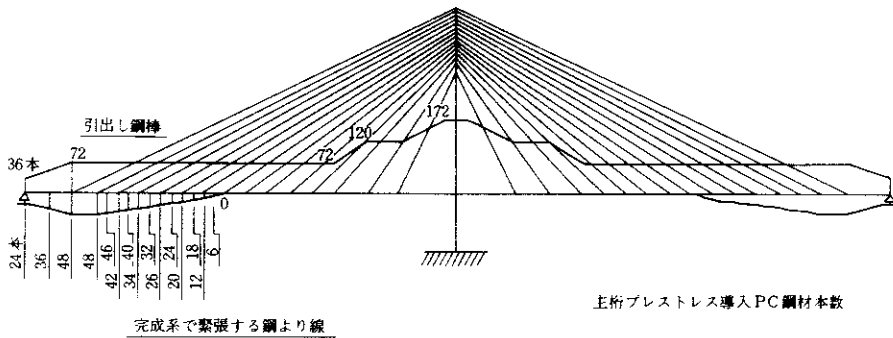
(1) 主桁: PC鋼材の配置を図-10に示す。

(2) 主塔: 断面寸法と鉄筋量を図-11に示す。

(3) 受梁: 鋼材配置を図-12に示す。

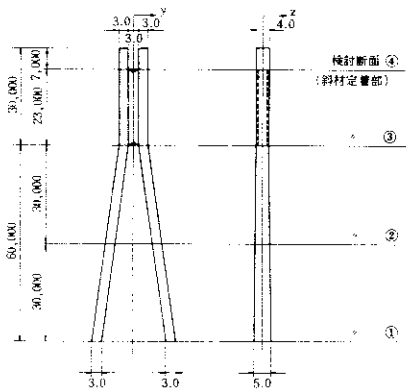
(4) 斜材: 斜材張力を表-5に示す。ただし、許容張力  $P_a = 0.4 P_u$  ( $P_u$ : 規格引張強度) とする。

上側PC鋼材	SBPR80/105 $\phi$ 32mm (導入力47.0t)
下側PC鋼材	SWPR7A12 $\phi$ 12.4mm ( $\diamond$ 118.0t)



主桁プレストレス導入PC鋼材本数

図-10 主桁プレストレス



検討断面	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比	横方向鉄筋
①	D32-164本	0.0089	D29cta.300(2重)
②	D32-154本	0.0092	
③	D32-146本	0.0099	
④	曲げ用	D29-172本	D25cta.300(外側)
	ねじり用	D29-96本	D25cta.150(2重)

図-11 主塔断面の配筋

#### 4. 主塔の構造検討

主塔系に着目した弾塑性応答性状、長柱安定性に関する検討を行ったので、その概要を以下に述べる。

##### 4-1 弾塑性応答性状の検討

軸力の卓越する主塔は、通常の曲げ部材に比べて靱性が大きく低下する傾向にあり、大地震時においても脆性的な破壊に至らない配慮が設計上必要になる。そこで、非弾性域での挙動を考慮した耐震性を評価するため、概略設計で求めた断面について弾塑性地震応答解析を試みた。

##### (1) 解析手法と解析モデル

部材断面の曲げモーメント(M)ー曲率( $\phi$ )の関係を、ひびわれ発生時(C)、鉄筋降伏時(Y)、終局耐力時(U)の各状態を考慮してモデル化し、これを骨格曲線とする劣化剛性型 trilinear モデルを履歴 ー 復元力特性として用いる。非線形挙動となるので、直接積分法により剛性変化にともなう時刻歴応答を算出する。解析モデルは、図-13に示すような立体モデルとし、地震入力方向、地震波形等の解析条件は、表-6に示すとおりである。



表-5 斜材張力一覧表

(単位: t, 2本当たり)

斜材	D <sub>1</sub>	SP	① 持続 荷重 合計	CR + SH	活荷重 L		t = φ / 2 時		t = ∞ 時		許容 張力 Pa	
					Lmax	Lmin	①+Lmax	①+Lmin	①+Lmax	①+Lmin		
上 側 ↑	S-1	41	1052	1083	-144	93	-67	1104	944	1032	872	1224
	S-2	206	8874	1081	-119	75	-37	1097	985	1037	925	1224
	S-3	540	501	1062	-95	67	-18	1082	997	1034	949	1224
	S-4	794	182	1022	-69	68	-7	1056	981	1021	946	1224
	S-5	970	-36	1008	-48	75	-2	1059	982	1035	958	1224
	S-6	1076	-224	955	-30	82	0	1022	940	1007	925	1224
	S-7	1124	-250	1005	-15	87	0	1085	998	1077	990	1224
	S-8	1134	-285	1005	-2	97	-6	1101	998	1100	997	1224
	S-9	878	-232	782	4	78	-7	862	777	864	779	950
	S-10	815	-210	777	3	78	-7	857	772	858	773	950
下 側 ↓	S-11	792	-166	769	-1	74	-4	843	765	842	764	950
	S-12	742	-125	754	-7	67	-0	818	751	814	747	950
	S-13	727	-123	730	-11	65	-4	790	721	784	715	950
	S-14	419	220	726	-22	63	-19	778	696	767	685	950
	S-15	270	137	444	-62	55	-34	468	379	437	348	950

① : D<sub>1</sub> (自重) + SP (斜材調整力) + D<sub>2</sub> (静荷重) + PS (主桁プレストレス)  
 CR+SH: クリープ・乾燥収縮による張力の移行量  
 Pa : 許容張力 (=0.4Pu × 2本)

表-6 解析条件

材 料 特 性	コンクリート $\sigma_{ck} = 400\text{kg/cm}^2$ 鉄 筋 $\sigma_{sy} = 3,000\text{kg/cm}^2$
鉄 筋 比	p ≒ 1% (D32etc. 125 -1.5段)
入 力 波 形	L <sub>1</sub> - 適合波形 (原波形: 開北橋記録)
入 力 加 速 度	$\alpha_{max} = 600\text{gal.}$
減 衰 定 数	h = 2% (0%)*
入 力 方 向	橋軸直角方向 (橋脚下端入力)
履 歴 復 元 力 特 性	劣化剛性型 トライ・リニア・モデル
軸 力 値 (M-φ 関係設定用)	N = D + S = 10,000t N = D + S - 4,800t**

\* : 塑性化が大きく進行した状況を把握するために h = 0 のケースを追加  
 \*\* : 主塔系モデルの動的軸力変動値  $\Delta N \approx \pm 4,800\text{t}$

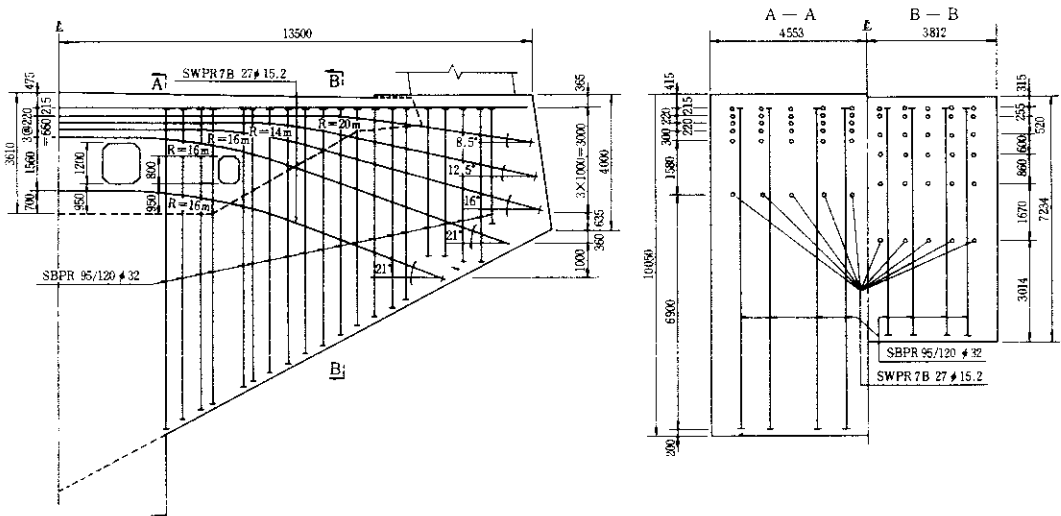


図-12 受梁形状とPC鋼材配置

## (2) 検討結果

主塔基部の曲げモーメントの最大応答値の比較を図-14に示す。この結果から次のようなことが考察される。

$h = 2\%$  の場合、 $a_{max} = 600\text{gal}$  の入力時においても、塔基部の弾塑性曲げモーメントは、降伏曲げモーメント  $M_V$  には到達せず、ひびわれ曲げモーメント  $M_C$  を越えた所にとどまっている。また、 $M-\phi$  曲線を低下させた場合、すなわち、便宜的に柱軸力の変動 ( $\Delta N = \pm 4800'$ ) を考慮したケースにおいても、前のケースより  $M_V$  に接近する傾向にあるものの  $M_V$  を越えることはない。この結果から、概略設計断面を用いれば、比較的大きな地震に対しても高軸力下で十分に安全であると考えられる。

### 3-2 長柱安定性の検討

この橋梁の場合のように軸力の卓越するスレンダーな主塔では、靱性の確保と共に  $P-\Delta$  効果に起因する長柱としての安定性の確保も重要である。

長柱設計にあたっては、各国の基準で照査法が示されているが、いずれも単一柱を前提としているのが通常であり、この橋梁のように不静定系を想定したものは見あたらない。そこで、主塔系全体としての長柱安定性を把握することを目的として、設定した柱断面に対して、非線形の長柱安定解析を試みた。

#### (1) 解析方法

図-15に示す解析フローに従って、増分荷重法を用いて荷重を増加させ、ある断面でコンクリートの最大圧縮ひずみが終局ひずみ ( $\epsilon_{cu} = 0.0035$ ) に達したときを破壊とここでは定義する。荷重の載荷方法は、永久荷重を初期荷重として与え、次いで地震時水平力を増分荷重として震度法的に載荷する。なお、施工誤差についても  $\delta = H/1000$  ( $H$  は主塔高さ) を考慮することとした。

#### (2) 検討結果

解析結果の一例として、水平震度 (増分荷重) と水平変位の関係のうち、橋軸直角方向の結果を



## 5. 斜材定着部の補強構造と耐荷力の照査

斜材定着部のうち、とくに主塔部は、斜材配置が交差2面吊りのマルチファンタイプであるため、塔頂付近の狭い部分に斜材が集中しており、この部分は設計施工上非常に複雑な部分となる。このため、定着部の補強方法は、まずMörschの方法およびFEM解析により、定着部付近の応力状態を把握し、必要な配筋量を設定した。次いで、以下に示す実物大の部分模型による耐荷性能確認実験<sup>10)</sup>を行い、補強方法の妥当性を吟味した。

### (1) 実験の基本的方針

実験は概略設計で設定した容量の斜材のうち、規格引張荷重 $P_u=1200\text{ t}$ を対象に行うこととした。表-8にその諸元を示す。なお、斜材ケーブルの種類としては、長大PC斜張橋での実績の多いフレシネータイプ（現場施工）とHiAmタイプ

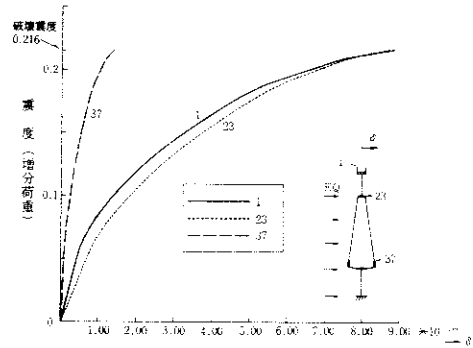
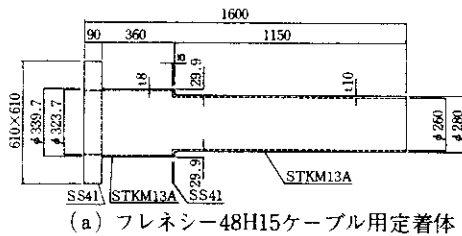


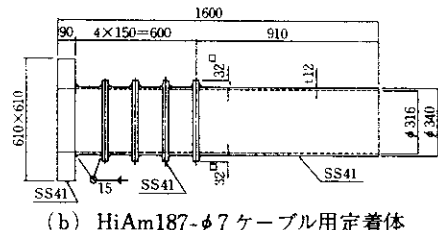
図-16 変位変化図（橋軸直角方向）

表-8 斜材ケーブルの諸元

斜材ケーブル	PC鋼材 公称断面積 (mm <sup>2</sup> )	規格引張 荷重 (t)	規格降伏 荷重 (t)	設計荷重時 許容張力 (t)	施工時 最大張力 (t)
フレシネー-48H15	6658	1277	1085	511	766
HiAm187-φ7	7196	1187	1047	475	712

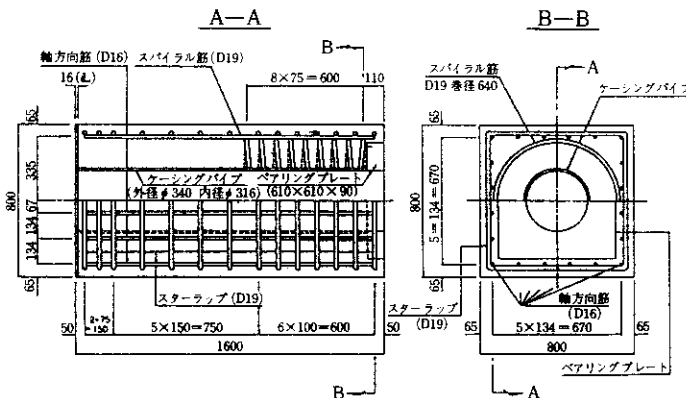


(a) フレシネー-48H15ケーブル用定着体



(b) HiAm187-φ7ケーブル用定着体

図-17 定着体



(HiAm187-φ7ケーブル用試験体の場合)

図-18 供験体配筋図

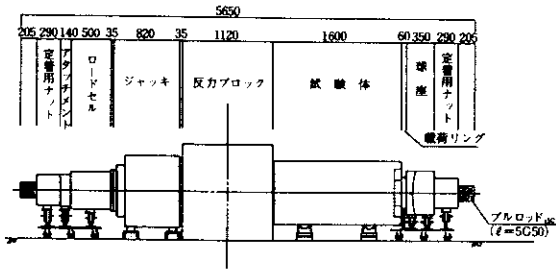


図-19 載荷方法

(工場製品)の2タイプとした。また、定着部の耐荷性能は、

- ・設計荷重作用時の許容張力  $0.4P_u$ 、
- ・施工時の最大張力を想定した  $0.6P_u$ 、
- ・斜材ケーブルの規格降伏荷重  $P_T$ 、
- ・斜材ケーブルの規格引張荷重  $P_u$ 、

の各荷重レベルにおける鉄筋応力度、コンクリート表面のひびわれ幅、および安定した荷重保持能力について評価した。

#### (2) 供試体と載荷方法

実験に用いた2種類の定着体で図-17に示す。また、定着部の供試体の配筋図を図-18に、荷重の載荷方法を図-19に示す。

#### (3) 測定項目および測定方法

耐荷性能の評価基準にしたがい、表-9に示す測定項目について測定を行った。

#### (4) 実験結果と考察

実験結果の一例として、評価荷重時における各測定項目の最大測定値を表-10に示す。この結果から、設計荷重作用時における鉄筋応力度およびひびわれ幅は許容値以下であり、また終局荷重作用時においても安定した荷重保持能力を有していることが判明した。したがって、いずれの斜材ケーブルに対しても、このような補強鉄筋を配置すれば、斜材定着部は所要の耐荷性能を有しているものと判断される。

## 6. 主桁・床組系の応力照査

主桁・床組系には斜材定着部からの大きな斜材張力が導入されるため、斜材定着部近傍の応力状態は複雑になると考えられる。そこで、図-20に示すように斜材ケーブルで支持された構造系の立体FEM解析により、次のような点に着目して、

表-9 測定項目および測定方法

測定項目	測定方法	使用機器
荷重	ジャッキ(1300t)と定着用ナットの間ロードセルをセットして、プルロッドに加わる張力を測定した	容量1300tのロードセル
鉄筋の応力度	ひずみゲージ(ゲージ長3mm)を鉄筋に貼付して、鉄筋に生じるひずみを測定した。このひずみに、先に測定した鉄筋のヤング係数を乗じて、応力度に換算した。	箔型ひずみゲージ
ベアリング・プレートのコンクリート内部へのめり込み量	ベアリング・プレートの表面4ヶ所に、変位計を取り付け、ベアリング・プレートのコンクリート内部へのめり込み量を測定した	500 $\mu$ /mmのひずみゲージ式変位計
供試体コンクリート表面のひびわれおよびひびわれ	荷重増加に伴うひびわれの進展状況を目標にて観測し、着目する荷重段階でクラックスケール(顕微鏡にて校正済)にてひびわれ幅を測定した	0.04mm~1.40mmのクラックスケール

主桁を構成する各部材の設計法を検討した。

- ・斜材ケーブルから主桁への応力伝達状況の把握、
  - ・主方向のせん断力の検討(各ウェブの分担)、
  - ・床版および横桁の設計方法、
- この結果より、次の方針で主桁・床組系の設計を進めることとした。

### 6-1 主方向せん断力の分担

現行の主方向せん断に対する設計法では、斜めウェブを有するマルチボックスタイプの主桁の各ウェブのせん断力の負担率は明らかでない。そこで、この点について、FEM解析結果をもとに検討した結果、通常の1室タイプの箱桁と同様、せん断力に対しては主桁のウェブのみを有効とし、さらに斜めウェブと鉛直ウェブに発生するせん断応力度は同じとして、ウェブ位置のちがいによる応力度には差がないと仮定しても実用上は十分と考えられる。(表-11参照)

### 6-2 主桁横方向の設計方法

平面フレームモデルを斜材吊り点位置およびウェブ位置の7点で支持した場合と、斜材吊り位置の2点のみで支持した場合の2ケース(図-21参照)について、各々フレーム解析にて断面力を算定した。この結果を立体FEM解析結果と比較し、解析モデルの支持点の良否について検討した。その結果、次のような設計法が合理的と判断される。すなわち、床組設計時の平面フレーム解析モデルとして、

表-10 実験結果

(a) フレシネー48H15(F-1, F-2)

荷重	供試体	鉄筋応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )				プレートの		ひびわれ 発生荷重 (t)
		スパイラル筋		スターラップ		めり込み量 最大値(mm)	ひびわれ 幅最大値 (mm)*	
		最大値	平均値	最大値	平均値			
0.4Pu (510t)	F-1	181	127	362	228	0.09	—	700 (F-1)  700 (F-2)
	F-2	192	130	307	242	0.06	—	
0.6Pu (765t)	F-1	421	248	794	423	0.09	0.06	
	F-2	418	247	846	505	0.07	0.04以下	
0	F-1	99	49	183	66	0.08	0.04以下	
	F-2	45	33	186	95	0.07	0.04以下	
0.4Pu (510t)	F-1	299	179	576	301	0.09	0.04以下	
	F-2	257	170	642	379	0.07	0.04以下	
Py (1085t)	F-1	722	512	1236	793	0.09	0.08	
	F-2	587	484	1790	1180	0.10	0.07	
Pu (1280t)	F-1	1760	908	1540	1250	0.09	0.12	
	F-2	784	643	2769	1836	0.10	0.13	

(b) HiAm187-φ7 (H-1, H-2)

荷重	供試体	鉄筋応力度 (kg/cm <sup>2</sup> )				プレートの		ひびわれ 発生荷重 (t)
		スパイラル筋		スターラップ		めり込み量 最大値(mm)	ひびわれ 幅最大値 (mm)*	
		最大値	平均値	最大値	平均値			
0.4Pu (475t)	H-1	251	145	331	185	0.04	—	1000 (H-1)  900 (F-2)
	H-2	139	104	199	160	0.04	—	
0.6Pu (710t)	H-1	346	207	628	321	0.03	—	
	H-2	219	163	326	260	0.05	—	
0	H-1	48	24	184	57	0.02	—	
	H-2	20	8	28	11	0.02	—	
0.4Pu (475t)	H-1	189	135	498	235	0.04	—	
	H-2	152	108	213	168	0.05	—	
Py (1050t)	H-1	348	285	1211	616	0.04	0.06	
	H-2	381	283	796	518	0.07	0.06	
Pu (1190t)	H-1	478	341	1477	784	0.06	0.09	
	H-2	500	351	1042	679	0.08	0.07	

注) \* : 3測定点以下の平均値

図-20 解析モデル (全体図)

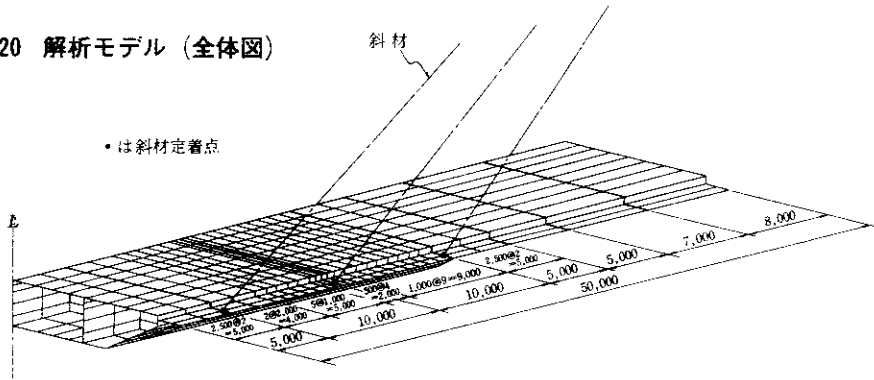


表-11 ウェブの主方向せん断応力度

		(kg/cm <sup>2</sup> )		
解析方法	ウェブ位置	1	2	斜
	F E M		-6.8	-6.2
	従来の簡便法	-6.9	-6.9	-6.9

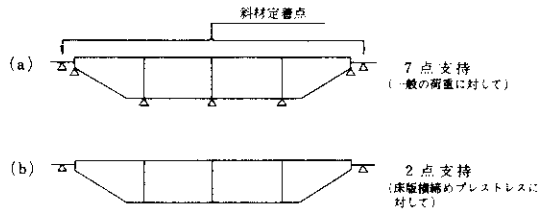
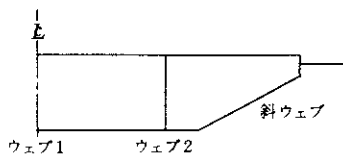


図-21 解析モデル

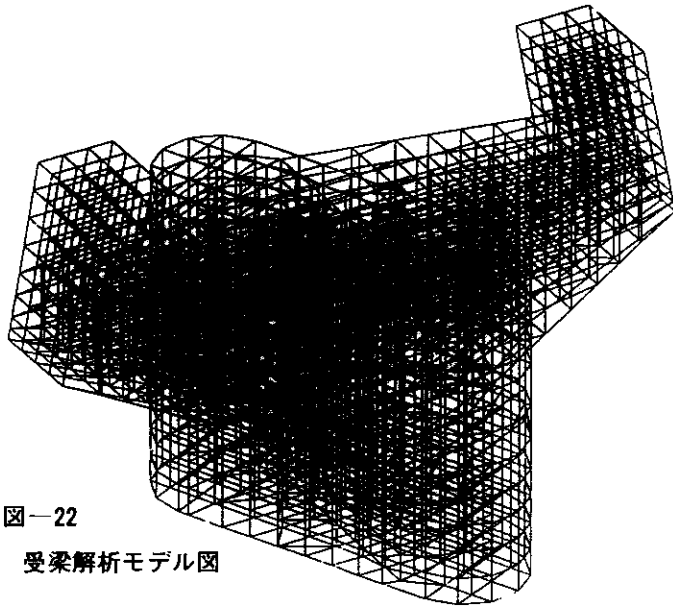


図-22  
受梁解析モデル図

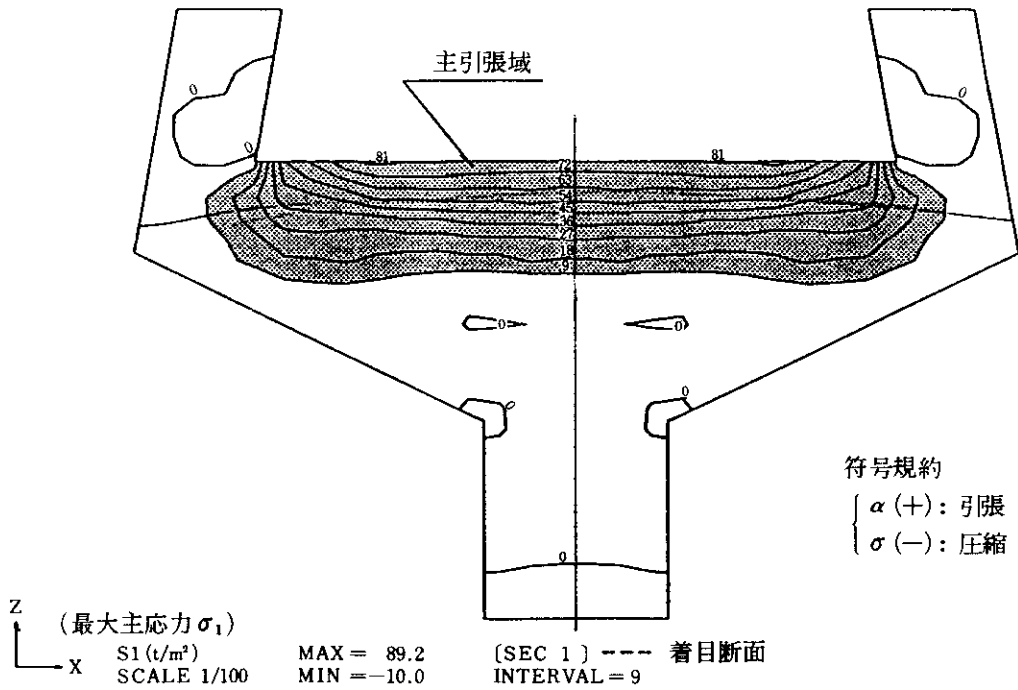


図-23 主応力図 (受梁中央断面)

- (1) 死荷重、活荷重等鉛直荷重に対しては、図-21(a)のモデル、
  - (2) 床版横締めプレストレス荷重に対しては図-21(b)のモデル、
- をそれぞれ用いる。

## 7. 受梁部の構造検討

受梁部は、前に指摘したように主塔からの高軸力を受ける主要部材であり、斜橋脚の影響および主桁と剛結されているため、きわめて複雑な応力状態にあると考えられる。また、概略設計の結果で示したように、構造的にマッシブなPCコーベル部材となることから、ねじりを受けるPCコーベル部材の設計法、とくに終局耐力の確認が必要と考えられる。

そこで、次のような解析検討を行い、概略設計に反映させることにした。

### (1) 部分モデルによる検討

部分モデル(図-22参照)により立体FEM解析を行い、受梁部の応力分布状況および主塔からの軸力による受梁のねじれ挙動の把握を行った。FEM解析結果の一例を図-23に示すが、この図からもわかるように受梁上面の広範囲にわたって常時引張領域が発生することが予想される。また、橋脚による斜支持の影響を受けて、せん断スパンの短い側に応力が集中する傾向がうかがえる(図-24参照)。

### (2) 全橋モデルによる立体骨組解析

受梁部の断面力(曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメント)を的確に把握するため、各部材を棒部材とする立体骨組解析を行うことにした。なお受梁部については、マッシブで、かつ斜角を有する部材であるため、棒部材として単純にモデル化することには問題がある。そこで、前述の立体FEM解析結果を参考にして、受梁部を連成バネとして評価してモデル化し解析した。

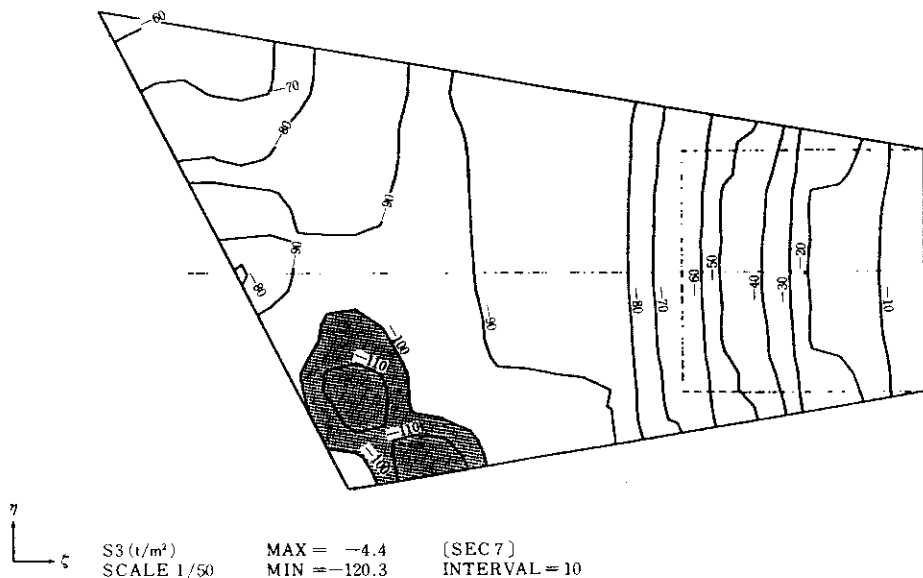


図-24 主応力図



以上のような検討をもとに、断面諸元および鋼材量の算出は、受梁部を連成バネモデルとした立体骨組解析結果より求められた断面力に対して行う。一方、鋼材配置については立体FEM解析結果を参考に決定することとした。なお、受梁部は応力的にRC部材とすることは断面形状上困難なためPC部材として設計している（図-12参照）。

ただし、これまで述べた検討は、設計荷重レベルでの照査であり、PCコーベル部材としての最終耐荷力の確認、ねじり部材としての正確な挙動把握と応力状態の照査については、まだ十分とはいいがたい。したがって、今後の課題として、模型実験等によりこれら未解決な諸問題の検討を進める予定である。

## あとがき

新猪名川大橋の上部工設計の概要について述べた。当公団において、初めての長大PC斜張橋であることから、ここで報告したほかにも、耐震性・耐風性の検討、基礎の検討、施工法の検討等、多岐にわたって調査研究が行われている。

近い将来に予定される工事着工に備えて、架設時の検討、受梁部の耐力照査等いくつかの課題を残しているものの、詳細設計着手にあたっての準備は、ほぼ完了したものと考えられる。

最後に、この橋梁の各種構造検討、設計指針（案）の作成等にあたって、熱心に御指導を賜った「猪名川第2橋梁技術委員会」（委員長：岡田清京大名誉教授）の委員の方々および実際の検討の労を賜った岡田、友永両氏：（財）建設技術研究所に深く感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 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），阪神高速道路公団大阪第二建設部
- 2) 大阪池田線（延伸部）猪名川第2橋梁調査報告書（昭和59年度），阪神高速道路公団大阪第二建設部
- 3) 高橋、松倉、杉山、谷口、友永：猪名川第2橋梁の計画と基本構造系、橋梁 昭和61年1月号
- 4) 大阪池田線（延伸部）猪名川第2橋梁調査報告書（昭和60年度），阪神高速道路公団大阪第二建設部
- 5) 南荘、山田、家村：コンクリート斜張橋の振動実験，土木学会第39回年次講演会概要集 昭和59年10月
- 6) 高橋、松倉、杉山、谷口：猪名川第2橋梁（PC斜張橋）の計画概要，橋梁と基礎 昭和61年6月号
- 7) 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月号
- 8) 猪名川第2橋梁の耐風安定性に関する研究（その2）、京大・土木橋梁研究室、（財）防災研究協会 昭和60年12月
- 9) 橋本、松倉、杉山、谷口：新猪名川大橋設計指針（案）、橋梁と基礎 昭和62年12月号
- 10) 猪名川第2橋梁斜材定着部の耐荷性能に関する実験報告書，（社）日本材料学会 昭和62年3月