

新丹波大橋(仮称)の設計について

宮崎雄二郎*
小林憲史**
神敏郎***
岡村隆夫†

1. まえがき

一般国道173号は、京阪神と京都府北部生活圏とを直結する幹線道路である。府域内の改良については、昭和58年度に完成し、供用を開始しているが、綾部市街地を通過し、一般国道27号に至る区間は、幅員も狭く人家も密集しているところから、改良が困難な状況である。そこで京都府では、市街地を迂回し、直接国道27号にタッチするバイパスを計画し、現在その一環として

由良川に渡る「新丹波大橋(仮称)」を建設している(図-1, 写真-1 参照)。

構造形式には、一級河川の由良川を渡河すること、また府道および国鉄山陰線をまたぐことから、最大支間長110mの本格的なPC斜張橋を採用することとなった。PC斜張橋は、西ヨーロッパ等の諸外国での施工例は多いが、国内においては歴史が浅く、特に支間長100mを超える本格的道路橋の施工例は、まだない。

そこで京都府では、「新丹波大橋研究委員会」(委員長

岡田清 京都大学 教授—当時)を設置し、様々な角度から検討を加え設計を行った。

本文では、PC斜張橋部の主に上部工に限定して、設計の概要を報告するものである。

図-2 に一般図を示す。

2. 計画概要

2.1 橋梁諸元

PC斜張橋部に限定して記述する。

道路規格：3種3級

橋格：1等橋

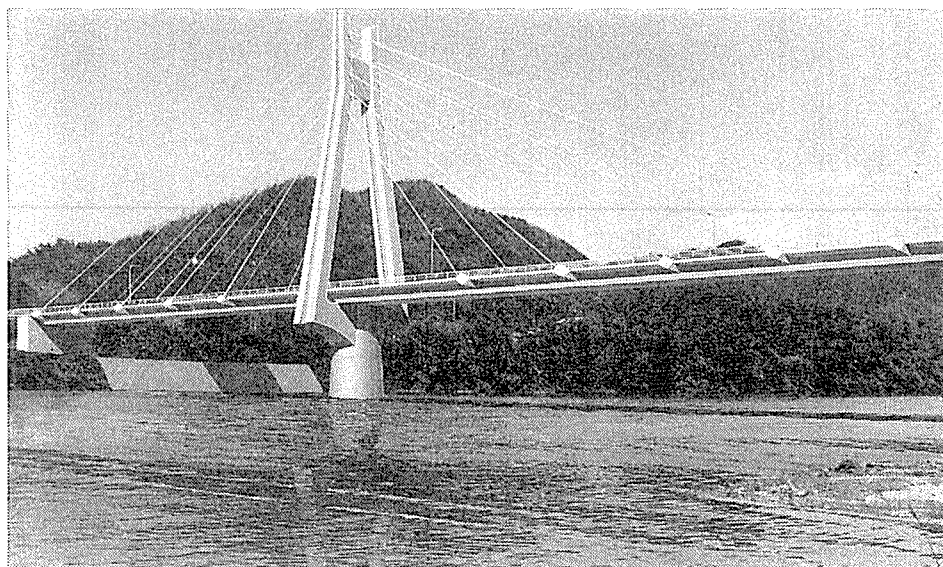
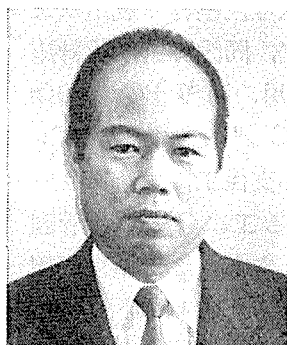
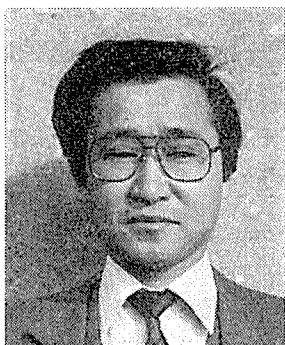


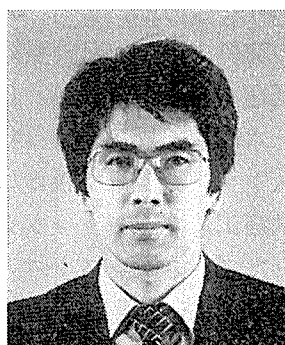
写真-1 新丹波大橋(仮称)完成予想写真



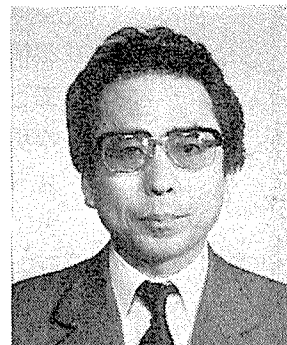
* Yujiro MIYAZAKI
京都府道路建設課課長



** Kenji KOBAYASHI
京都府道路建設課
橋梁係長



*** Toshiro JIN
宮津市都市整備課課長
(前京都府道路建設課)



† Takao OKAMURA
新日本技研(株)

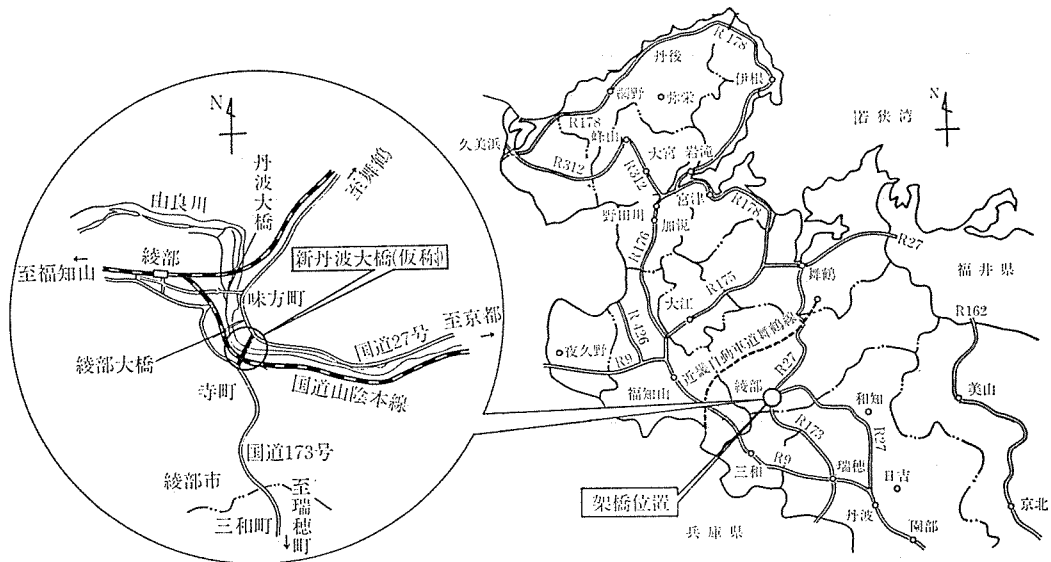
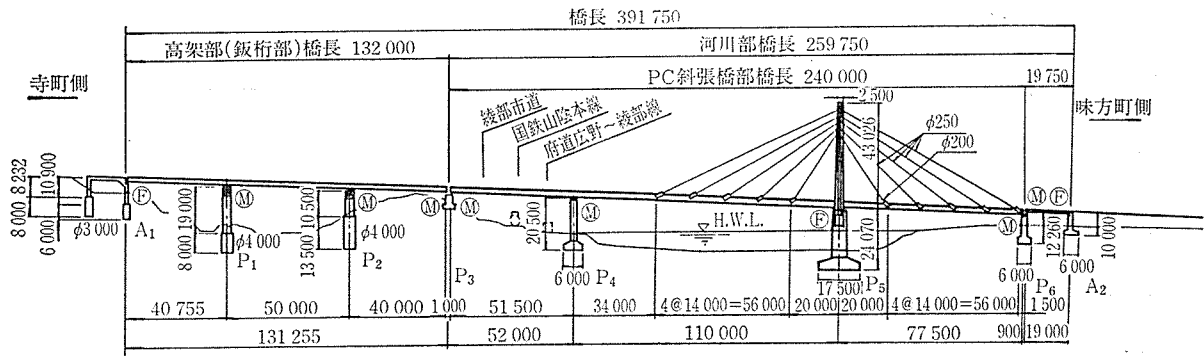


図-1
側面図



平面図

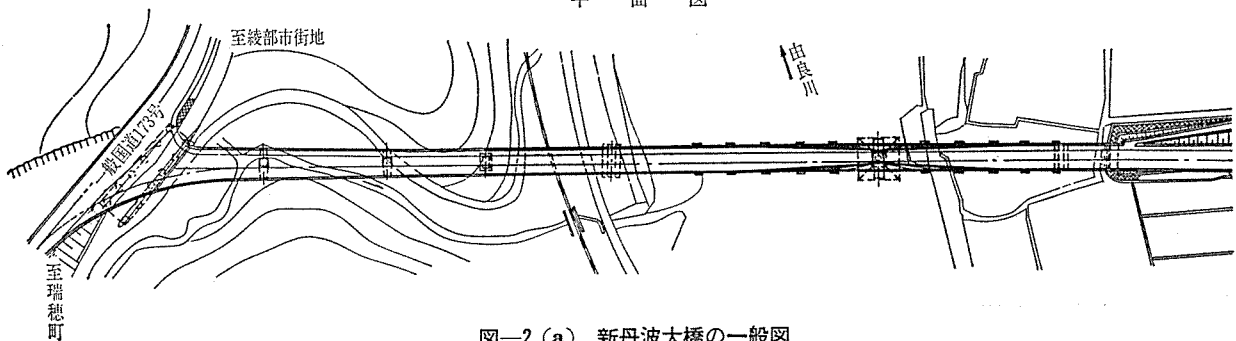


図-2 (a) 新丹波大橋の一般図

橋 長 : 240.0 m
 形 式 : 3 径間連続 PC 斜張橋
 支間割り : 51.5 m + 110.0 m + 77.5 m
 幅 員 : 車道 7.25 m (2 車線)
 歩道 2.5 m (片側)
 設計荷重 : 活荷重 TL-20
 雪荷重 100 kg/m²
 舗 装 : 車道 60 mm, 歩道 40 mm
 平面線形 : 直線
 縦断勾配 : 4.2% 直線

主桁断面図
PC斜張橋部

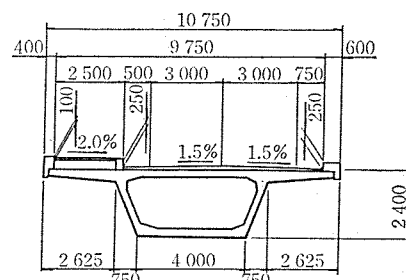


図-2 (b) 主桁断面図

表—1 主要材料の数量

上部工					
区分	材料	仕様	単位	数量	
P C 斜 張 橋 部	主 桁	コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kg/cm}^2$	m ³	1690
		鉄筋	SD 30	t	235
		PC 鋼材	SBPR B種 2号 $\phi 32, \phi 26$ SWPR 7B 12T12.7/SWPR 1 12 $\phi 7$	t	110
	主 塔	コンクリート	$\sigma_{ck}=270 \text{ kg/cm}^2$	m ³	660
		鉄筋	SD 30	t	41
		鉄骨	SS 41	t	36
斜材	PC 鋼材	SBPR B種 2号 $\phi 32$	t	95	
下部工 (P ₃ , P ₄ , P ₅ , P ₆)					
橋 脚	軀 体	コンクリート	$\sigma_{ck}=210\sim 270 \text{ kg/cm}^2$	m ³	3010
		鉄筋	SD 30	t	339
		鉄骨	SM 50 YA/SM 50 YB/SS 41	t	43

横断勾配：車道 1.5% 直線，歩道 2.0% 直線

2.2 主要材料

主要材料の数量を 表—1 に示す。

3. 予備検討

3.1 構造形式，形状の検討

3.1.1 形式の選定

由良川を渡る本橋部に絞って報告すると，基本的な条件としては，

- ① 国鉄山陰線，府道をまたぐ跨線部は，須知川を平行した狭あい部であり，架設工法が限定されること。
- ② 一級河川由良川を渡る河川部は，河川条件などから工期の制限があり，橋脚はできるだけ流心部を避けなければならないこと。

などの理由から，上部形式としては，以下のものを検討した。

- 第1案 Vレッグ連続箱桁橋
- 第2案 鋼斜張橋
- 第3案 ニールセンローゼ桁橋
- 第4案 鋼床版連続箱桁橋
- 第5案 PC 斜張橋

以上の形式から，経済性，耐風性，景観に優れ，架設工法にも問題のない第5案を選定した。

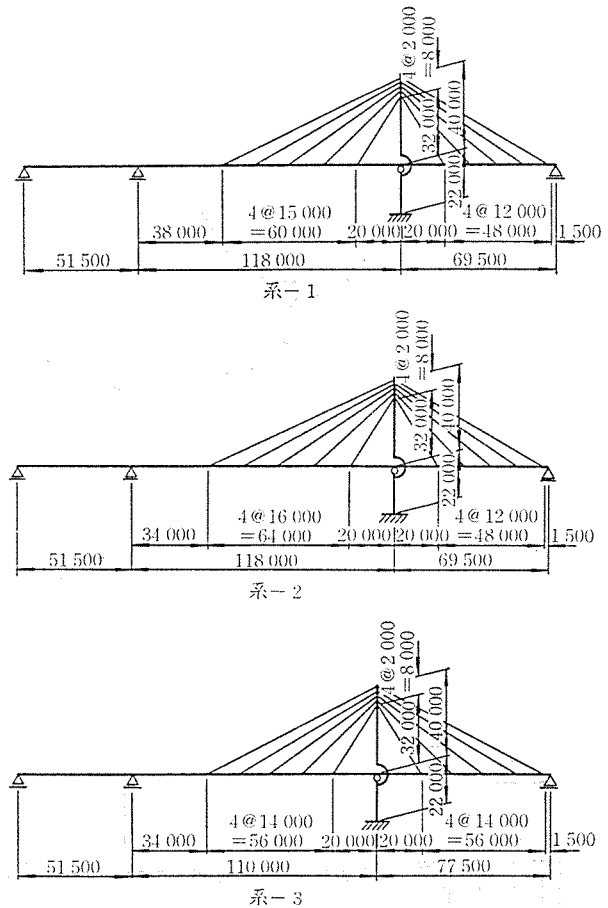
3.1.2 構造形式の検討

選定した PC 斜張橋について，設計上検討した項目について以下に述べる。

(1) 支間割りとケーブル間隔

PC 斜張橋は，設計の自由度の高い構造系であるが，本橋の場合，選定にあたり次の2項を考慮した。

- ① 死荷重載荷状態において，塔に大きな曲げモーメ



図—3 構造系の比較

ントが作用しないよう，両側のケーブル張力をほぼ等しくする。

- ② クリープおよび乾燥収縮の影響を無視できるほど小さくするため，ケーブル定着点で剛に支持された連続桁の曲げモーメントと同じになるようケーブル張力を決める。

図—3 に示す3つの構造系の試算によると，系—1，系—2 とも連続桁と等しいモーメントを生じさせるケーブル張力を決めると塔に約 21 500 t・m の曲げモーメントが生じることとなる。系—3 では，塔にほとんど曲げが生じないことから，系—3 を採用することとした。

(2) 塔下端の結合条件

塔と主桁および橋脚との結合方法は，様々な方法が考えられるが，本橋では 表—2 に示す代表的な2形式について比較検討を行った。

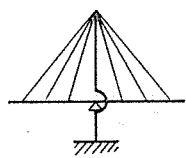
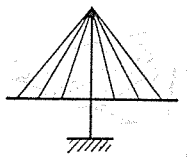
その結果，工費では若干高いが，構造が単純明快で2面ケーブルの場合に一般的なピン固定を採用した。

3.2 耐風，耐震についての検討

3.2.1 耐風安定性について

一般的に PC 斜張橋は，鋼斜張橋に比べて，剛性・質量が大きく，構造減衰性もよいため耐風安定性が優れていると言われるが，本橋がわが国最長の中央支間長とな

表—2 結合方法の比較

	タワー・橋脚剛結タイプ	全剛結タイプ
構造形式		
構造上	○梁上にピン支承を設ける構造なので単純明快である。 ○2面吊りケーブルの場合に採用され、最も一般的な構造である。	○主桁高と塔柱を支持する梁高に大きな差があるので、剛結部の構造が複雑となり、応力伝達も明快でない。
設計	○主桁の仮定剛度は構造が単純なので正確に見積もることができる。 ○完成系に作用する鉛直荷重による断面力および変位は、ピンと剛結の差はほとんどない。	○主桁の仮定剛度は、剛結部分での正確に見積もることができないので、断面の急変等の影響は別に検討する必要がある。 ○同左
施工上	○横梁上に仮固定材と通常の固定資が必要である。	○剛結するので支承は必要ないが、応力伝達をスムーズにするための補強材が必要である。

ることから、委員会の助言もあり風洞実験を行い、次の事項について検討を行った。

- ① 設計風荷重に対して構造物が安全か
- ② 設計風荷重に対して安全な断面形状は何か

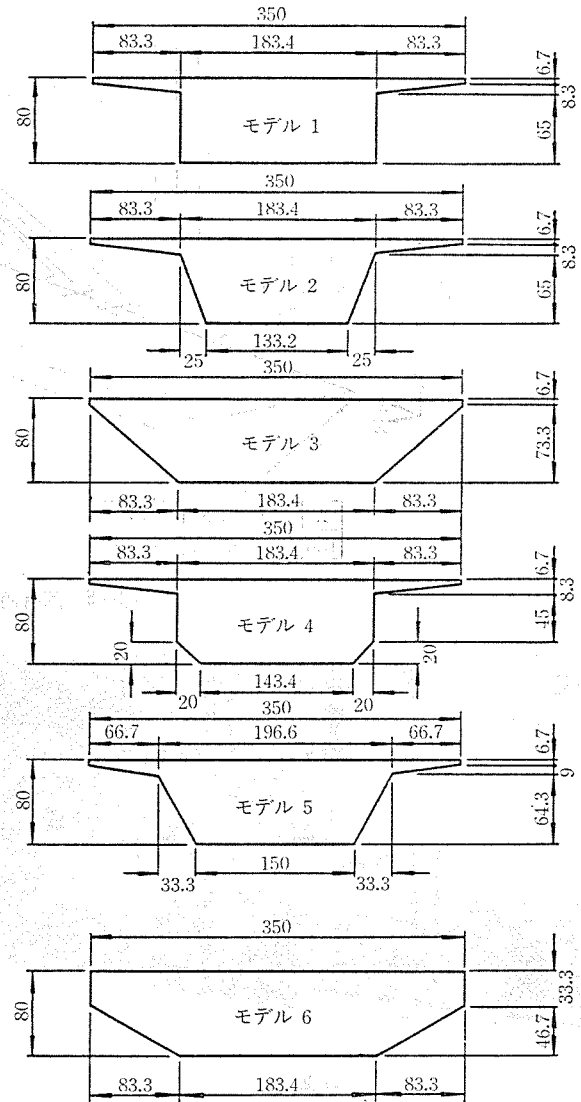
次に実験の概要について述べる。

＜部分模型（2次元剛体模型）実験＞

枠で造った図—4に示す、モデル1からモデル6までの6種類について、耐風応答特性を検討した。その空

表—3 断面形状による空力応答特性の比較
(軽量模型, 逆風, 構造減衰小)

モデル	仰角	たわみ渦励振	振れ渦励振
1	0°	$2\eta_{max}=46.2\text{ cm}$ ($V_p=17.3\text{ m/s}$)	$2\varphi_{max}=0.035\text{ rad}$ ($V_p=81.1\text{ m/s}$)
2	0°	21.6 (20.0)	0.05 (80.4)
3	0°	58.2 (16.6)	0.043 (81.9)
4	0°	40.5 (17.7)	—
5	0°	48.9 (17.4)	0.046 (77.9)
6	0°	63.0 (18.0)	0.043 (86.2)
1	3°	66.6 (18.0)	0.023 (83.9)
2	3°	40.5 (20.0)	0.047 (80.3)
3	3°	66.9 (19.0)	0.049 (81.4)
4	3°	63.6 (19.2)	0.043 (83.0)
5	3°	62.4 (18.9)	0.028 (82.6)
6	3°	90.0 (19.8)	0.048 (86.1)



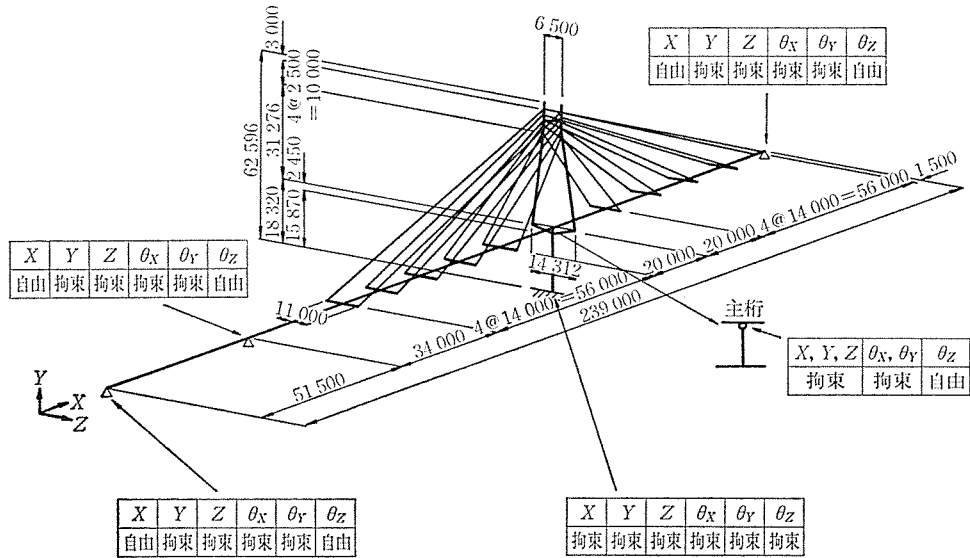
図—4 部分模型断面 (単位: mm)

表—4 重量模型によるたわみ渦励振安定度の比較

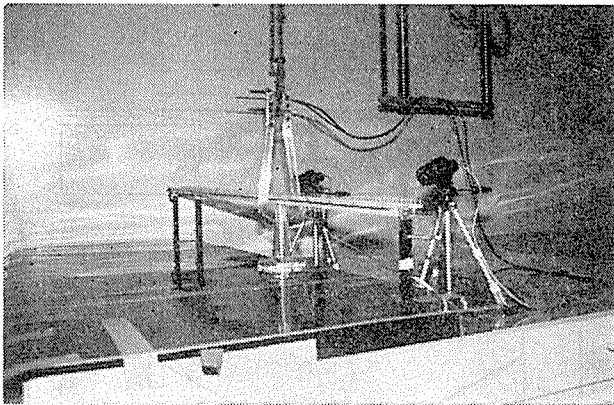
	モデル1	モデル2
$\delta_y \neq 0.01$	$\alpha=0^\circ, +3^\circ$ で発生	—
$\delta_y \neq 0.015$	$\alpha=0^\circ, +3^\circ, +5^\circ$ で発生	—
$\delta_y \neq 0.04$	$\alpha=+5^\circ$ で発生	ほぼ安定*
$\delta_y \neq 0.05$	$\alpha=+7^\circ$ で発生	—

* 非常に小さな振幅の渦励振発生

力応答特性は表—3に示すが、たわみ、振れの発現風速は、それぞれ実風速換算でたわみ 15~25 m/sec および振れ 65~85 m/sec でほぼ同一であり、振れ固有振動数は、5.25 Hz と高く、振れ振動は実質上問題とならないため、たわみ渦励振最大振幅値の小さいモデル2が、最も優れたものと判断した。実橋との相似条件を満足させるためモデル2と1についてメタル製の重量模型を作製し、検討を加えた。表—4に、たわみ渦励振の安定度を示すが、モデル2においてすべてのケースにおいて安



図—5 固有値解析立体骨組寸法図



写真—2

定または、ほぼ安定であることが、確認された。

＜全体模型実験（三次元弾性模型）＞

橋全体の空力弾性挙動の照査を目的とするもので、主桁の剛性をメタルスチール製の心材で代表させ、斜材にφ0.3mmのピアノ線を用いた。縮尺1/120の全体模型（写真—2）を使用した。その結果、一様流および格子乱流中の応答特性の測定から高風速領域で不規則振動が認められたが、応答振幅が小さいため耐風工学的に問題はないとの結論を得た。

3.2.2 耐震性について

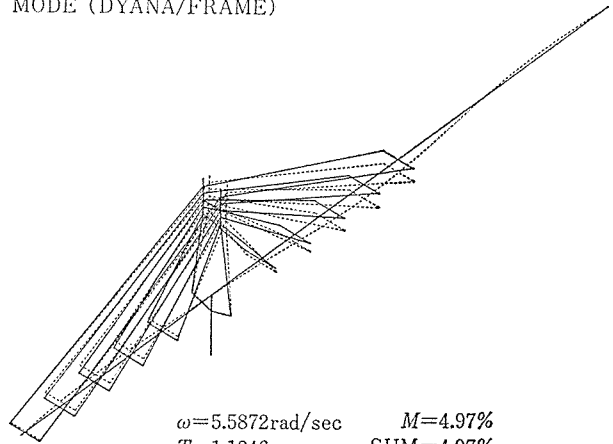
地震時の設計震度は、高橋脚の場合には一般に次の2つの方法によって決めている。

- ① 応答を考慮した修正震度法による方法
- ② 動的応答解析による方法

本橋の場合、上記の2方法について検討を行った。

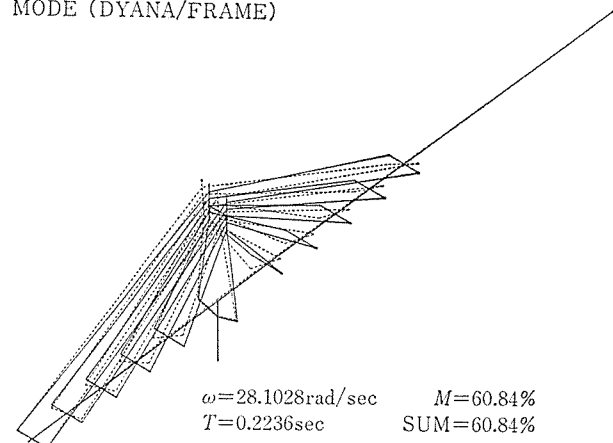
①の方法については、3径間連続桁に置き換えたモデルと主塔だけを取り出したモデルでの2ケースについて、橋脚天端の変位から補正係数 β を求め、両者とも

MODE (DYANA/FRAME)



図—6 曲げ振動（1次モード）

MODE (DYANA/FRAME)



図—7 捩れ振動（1次モード）

$\beta \cdot k_H = 0.19$ （基本設計震度 $k_H = 0.18$ ）を得た。

②の動的応答解析は、応答スペクトル法を用い、1種地盤最大加速度応答スペクトル曲線の減衰定数 $h = 0.05$

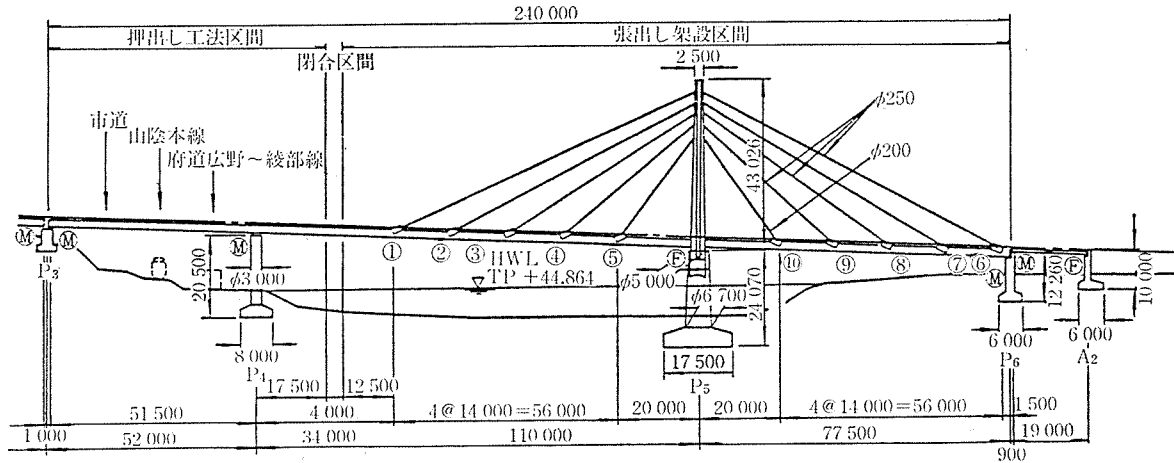


図-8 架設工法

を使用し、入力地震加速度は 180 Gal を用いた。橋軸方向の解析から応答値を求め、塔下端の曲げモーメントとの対応から設計震度として $k_H=0.19$ となった。

- ①, ② 両者の結果から、本橋の設計震度として、
- 橋軸方向 $k_H=0.19$
- 橋軸直角方向 $k_H=0.18$

を用いて計算して十分であるとの結論を得た。

参考として、図-5~7 に固有値解析の骨組寸法図および曲げ振動、捩れ振動の 1 次モード図を示す。

4. 主桁の設計

本橋の架設は、図-8 に示すように、跨線部の左側径間 51.5 m と中央径間寄り 17.5 m の計 69 m の押し出し工法区間と、主塔両側の計 166 m の張出し工法区間と最後の 4 m の閉合区間の 3 つに分けられる。

したがって、主桁の設計は、架設段階を考慮して張出し架設部主桁と押し出し架設部主桁に分けて行っている(図-9 参照)。

4.1 張出し架設部主桁

4.1.1 設計の基本方針

PC 斜張橋の設計において、特に重要なことは、斜材張力の決定方法および乾燥収縮、クリープによる断面力の解析法である。以下にまとめて述べる。

(1) 斜材ケーブルのプレストレス

斜材ケーブルのプレストレスは、任意に選べることから最適量を求めることは難しいが、本橋では次のように考えて決定した。

- ① 死荷重による主桁の曲げモーメントが、斜材ケーブルを支点とした連続桁に近くなること。これによって、クリープの影響を減少させる効果がある。
- ② 死荷重状態で、主塔に作用する曲げモーメントを小さくすること。
- ③ 斜材ケーブルの緊張力の調整回数は、できるだけ

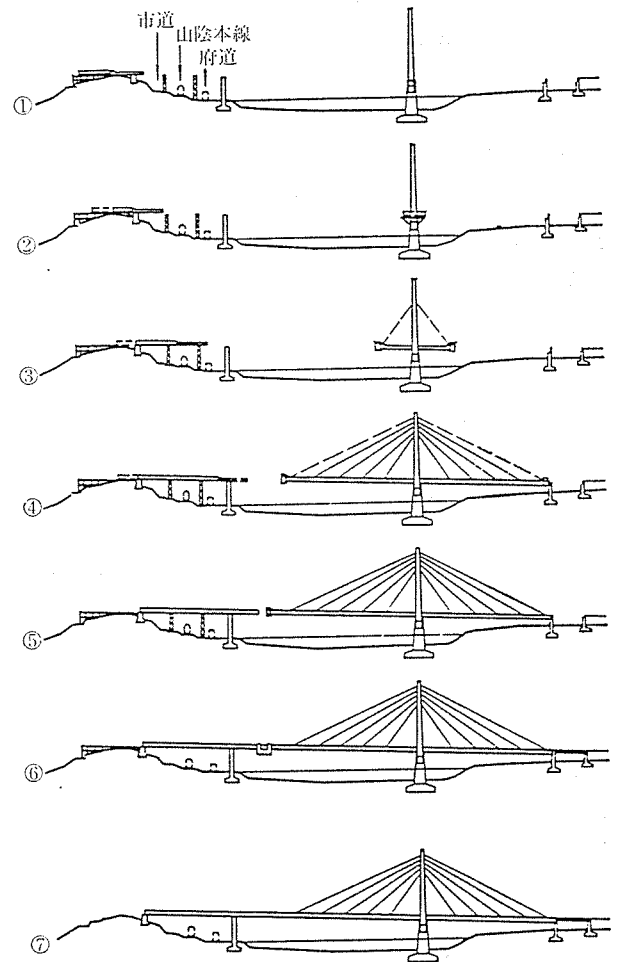
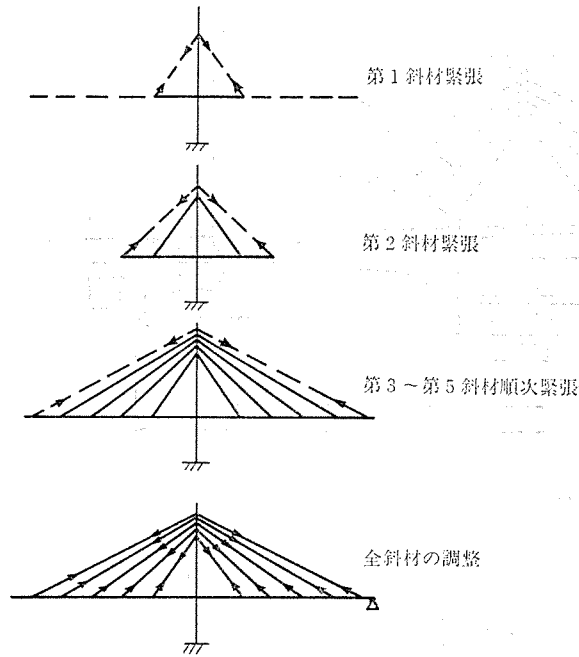


図-9 施工順序

少ないのが施工上好ましいので、ケーブルを張るときの 1 回の緊張と閉合直前の系での各斜材の 1 回の調整とすること (図-10 参照)。

(2) 主桁内の PC 鋼材

ワゲンによる張出し架設の関係から、主桁に用いる橋軸方向の PC 鋼材は PC 鋼棒 φ32 (SBPR B 種 2 号)



以上、各斜材は、1回の緊張と1回の調整を行う。

図—10 斜材ケーブルの緊張

を使用する。

(3) クリープ、乾燥収縮

コンクリートのクリープ、乾燥収縮の計算は基本的に

次の考え方によって行っている。

① 塔および橋脚については、主桁架設中にあまり大きな曲げモーメントが発生しないので、クリープ、乾燥収縮の影響は無視する。

② クリープ、乾燥収縮による架設中ならびに完成後の断面力の移行の解析は、ケーブル間のコンクリート材令を一定として変形法で行う。この場合のクリープ、乾燥収縮の進行の度合を

$$\varphi(t) = \varphi_{\infty}(1 - e^{-xt})$$

ここに、

$\varphi(t)$: 経過日数 t におけるクリープ係数

φ_{∞} : $t = \infty$ におけるクリープ係数 = 2.8

x : クリープの進行度合を表わす係数 = 0.0096

(材令 40 日で道路橋示方書と一致)

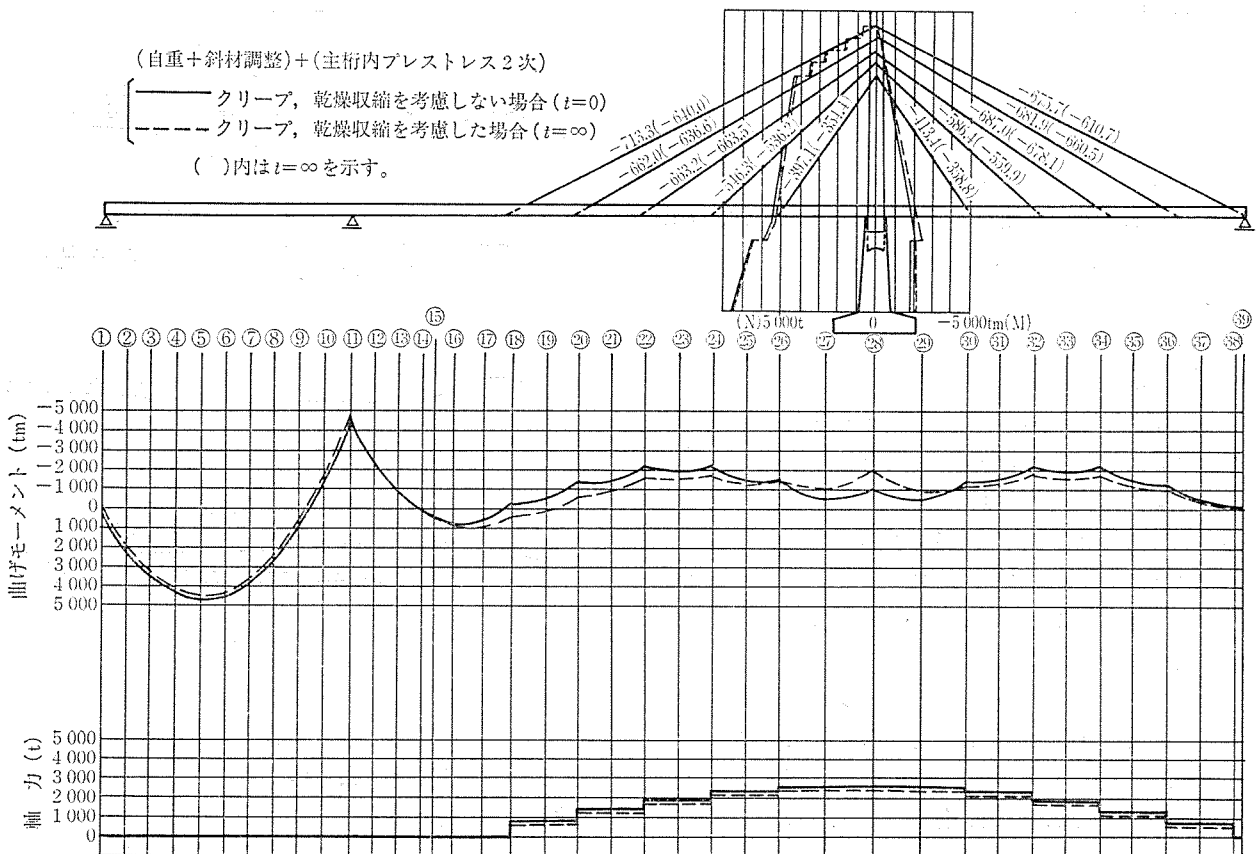
t : 経過日数

の関数に近似して考慮する。

変形法による計算は、文献 5) の方法に従って行い、文献 6) の方法で照査を行っている。

4.1.2 架設時および完成時の断面力

架設時の計算はクリープ計算を含めて各架設段階について行う。架設途中の応力照査は、乾燥収縮、クリープを考慮する場合としない場合について行う。



図—11 完成時(自重プレストレス)断面力

完成時においては、架設段階を追って累加された断面力と完成後の荷重による断面力の総和で設計することになる。この場合も乾燥収縮、クリープを考慮する場合としない場合について行う。

完成時の（自重+プレストレス）状態の断面力を 図—11 に示す。

4.2 押し出し架設部主桁

押し出し部 69.0m は、6 ブロックに分けて取付け部のヤードで順次製作する。押し出し施工は、支間 51.5m に仮支柱を 2 箇所設置し、桁の先端に取り付けた手延べ機を併用して実施する。支間 51.5m の架設後は手延べ機を撤去し、所定の張出し長 17.5m まで押し出した後、PC 鋼線（12T12.7, 20 本使用）によるプレストレスを導入し仮支柱を撤去する。

押し出し完了時までの断面力に対しては、床版および下フランジに配置した PC 鋼棒（φ32, B 種 2 号）のプレストレスによって対処する。押し出し施工時の乾燥収縮、クリープの影響は考慮しない。

張出し部との閉合後の完成時には、静定系の断面力と完成後の荷重による断面力の総和で設計することになる。

5. 斜材ケーブルおよび碇着部

5.1 斜材ケーブル

5.1.1 斜材配置

斜材配置は、図—8 に示した。斜材面は、中央分離帯がなく、かつ片側歩道であることから両面吊りとした。

また、斜材本数は、多段式を採用し、張出し架設時の張出し長さを考慮し 5 段とした。また張り方は、景観、斜材の張力効果を考慮し、ファン型を採用した。

5.1.2 斜材材料

PC 斜張橋に使用される斜材材料として、代表的な 4 種類（ディビダーク鋼棒, SEEE ケーブル, フレシネー H ケーブル, HiAm アンカーケーブル）について、比較したものを 表—5 に示す。

一長一短はあるが、本橋では碇着部の切欠きが最も小さくできること、活荷重による応力変動が小さいこと、および工費面等から、ディビダーク鋼棒を採用することにした。

5.1.3 斜材の安全率について

現行道路橋示方書 II 鋼橋編では、ケーブルの安全率を、“3”と規定している。本橋が、PC 斜張橋という特

表—5 各種ケーブルの比較

		ディビダーク鋼棒	SEEE ケーブル	フレシネー H ケーブル	HiAm アンカーケーブル
材 料	線 径	PC 鋼棒 φ32mm	鋼より線 F200	鋼より線 T15.2 (SWPR7A)	PC 鋼棒 φ7mm
	引張強度 最大ケーブル	$\sigma_{pu}=120 \text{ kg/mm}^2$ 13-φ32	$\sigma_{pu}=190 \text{ kg/mm}^2$ 7-F 200	$\sigma_{pu}=190 \text{ kg/mm}^2$ 48-T 15.2	$\sigma_{pu}=165 \text{ kg/mm}^2$ 199-φ7
防 錆 方 法	防 護 管 色	※ 鋼管 φ250 アルミ管、塗装とも可 塗装により自由	鋼管 φ250 左に同じ 左に同じ	PE 管 φ190 黒 色 テープにより自由	PE 管 φ160 左に同じ 左に同じ
	定 着 方 法 定 着 具	分散定着 ねじ定着	分散定着 マンションによるねじ定着	集中定着 コーン定着	集中定着 HiAm アンカー定着
施 工 方 法	架 設	①吊り足場、パイロットを架設。 ②鋼管と鋼棒をセット後継ぎ足し、順次引き上げる。 ※	①ビティ足場を全面に組み立て鋼管をセットする。 ②1本につないだ鋼管内にストランドを挿入する。	①保護管に1本のストランドを挿入してストランドを引き上げる。 ②定位置にセットされた保護管にストランドを挿入する。	①工場で加工された保護管アンカー付きケーブルを現地搬入。 ②主桁上で引き伸ばした後、クレーンで持ち上げ、一端をセットし他端をウインチで引き込む。
	実 施 例	松ヶ山橋、第2マイン橋、並木大橋	小本川橋、1本杉歩道橋	Brotonne 橋、万博東	Pasco-Kennewick、やすらぎ橋、Necker
比 較 項 目	設 計 上	○ケーブル断面積が最大 ○外径 250 mm ○分散定着できるので特別な定着金具は不必要	○ケーブル断面積小 ○外径 250 mm ○分散定着できるので特別な定着金具は不必要	○ケーブル断面積小 ○外径 190 mm ○定着金具必要 (標準タイプあり)	○ケーブル断面積が小 ○外径 160 mm ○定着金具必要 ○ソケット部の疲労強度大
	施 工 上	○現場で組み立てるので工期大。 ○緊張ジャッキは小さくてよいが、分散なので回数は大となる。	○鋼管内にケーブルを挿入するために全面足場が必要。 ○緊張は回数大。	○PE 管へのケーブル挿入が必要。 ○緊張ジャッキの容量は大となるが回数は小。	○工場製作なので工期は小。 ○緊張ジャッキの容量は大となるが、回数は小。
	維 持 補 修	○塗装必要 ○ケーブルの取換え不可能	○塗装必要 ○ケーブルの取換え不可能	○塗装不必要 ○ケーブル取換え可能	○同左 ○同左

※ 防護管については、実施にあたり施工方法も含め検討中である。

表—6 ケーブルの設計法に関する各国の規準 (平行線ストランド)

項目	分類	道路橋示方書 (1980)	ASCE Recommendation (1977)	本州四国連絡橋 公団基準案 (1978)	DIN 1073 (1974)
引張強さ	ワイヤ (素線)	160 kg/mm ² 以上 (平均 165 kg/mm ² 以上)	—	160 kg/mm ² 以上 180 kg/mm ² 以下	公称引張強度 (β_N) は 160 kg/mm ² を超えないこと
	ストランド	(ワイヤの引張強度)×0.95	—	—	—
弾性係数		2.0×10 ⁶ kg/cm ²	1.97×10 ⁶ kg/cm ² ~2.00×10 ⁶ kg/cm ²	2.0×10 ⁶ kg/cm ²	2.0×10 ⁶ kg/cm ²
許容応力度		保証破断力の $\frac{1}{3}$ —	○保証破断力の 38%~40% (61~64 kg/mm ²) ○HiAm アンカーを用いた場合: 保証破断力の 45% (=74 kg/mm ²)	$\sigma_a=64$ kg/mm ²	$\sigma_H=0.45 \beta_N$ または $\sigma_H=0.67 \beta_{0.2}$ $\sigma_{HZ}=0.50 \beta_N$ または $\sigma_{HZ}=0.75 \beta_{0.2}$ H =主荷重: Z =従荷重 $\beta_{0.2}$: ワイヤの 0.2% 伸び限界強度 $\sigma_a=72$ kg/mm ²
安全率		3	2.6~2.5 (≒2.2 HiAm の場合)	2.5	≒2.2
疲労に対する照査		—	—	ワイヤの場合 $\sigma_{faI} = \frac{30}{1-k}$ ケーブル定着部の場合 $\sigma_{faII} = \frac{15}{1-k}$ ただし許容応力度以下 $*k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$	$k < 1.18 - \frac{62.09}{\beta_N}$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895k}$ $k \geq 1.18 - \frac{62.09}{\beta_N}$ のとき $\sigma_{fa} = 0.45 \beta_N = 72$ kg/mm ² $*k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$ $\sigma_a = \text{許容応力度}$

* 応力変動比における活荷重ケーブル応力度の出し方

$$k = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{\sigma_D + \sigma_{L\min}}{\sigma_D + \sigma_{L\max}}$$

σ_D =死荷重によるケーブル応力度
 σ_L =活荷重によるケーブル応力度

DIN 1073 の場合 { 自動車荷重—その活荷重ケーブル応力度の 50% に低減
列車荷重—全列車荷重のケーブル応力度
本 四 基 準 { 自動車荷重—考慮せず
列車荷重—単線載荷 (KS-18) によるケーブル応力度

性もあることから、設計にあたり若干の検討が加えられた。

(1) 斜材の設計に関する各国の規準

表—6 に各国の規準を示す²⁾。

これでわかるように平行線ケーブルについての許容応力度としては、各国とも疲労に関する考え方に若干の相違はあるが、64~74 kg/mm² 程度となっており、安全率ベースでみれば、 $F_s=2.0\sim 2.5$ となっている。

我が国においては、昭和 56 年 3 月に海洋架橋調査会が「PC 斜張橋に関する調査研究報告書」をまとめ、安全率については、 $\sigma_a=0.4 \sigma_u$ すなわち、 $F_s=2.5$ を提案している。この中で、「ケーブルの安全率をあげるとは、ケーブルの太さ、重量の増大をもたらしサグの増加、みかけのヤング係数の低下に結びつき、2 次応力が大きくなる結果となり、必ずしも安全性を増大させることにならないと言える」とも指摘している。

(2) 本橋の斜材安全率

安全率については、結果的には、 $F_s=3$ を採用した。決定にあたっては、関係機関とも協議を重ねてきたが、「 $F_s=2.5$ は、時期尚早」ということであつた。

しかし、PC 斜張橋の構造特性、斜材の応力変動そして、斜材の空力特性等を考慮した 1 日も早い検討が望まれる。

5.1.4 斜材断面

斜材の設計張力 および 断面図を 表—7、図—12 に示す。

5.2 ケーブル碇着部

斜材ケーブルの主桁碇着部には、ケーブルからの大きな力が作用する。また、その部分の構造は部材どうしが複雑に組み合わされているために、応力の流れや応力度を簡単に把握するのが困難である。

本橋では、簡単な解析モデルを設定して形状寸法を決定したのち、代表的な定着部の解析モデルを立体構造として、有限要素法によって解析して照査を行った。有限

表—7 斜材の計設張力

	設計張力	使用断面		応 力 度	
		鋼 棒 本 数	抵抗張力	作用応力	許容応力
K ₁	402.5	13-φ 32 (A _c =102.57)	410.3	3 920	4 000
K ₂	389.2	"	"	3 790	"
K ₃	394.2	"	"	3 840	"
K ₄	333.5	12-φ 32 (A _c =94.68)	378.7	3 520	"
K ₅	240.8	9-φ 32 (A _c =71.01)	284.0	3 390	"
K ₆	403.4	13-φ 32 (A _c =102.57)	410.3	3 930	"
K ₇	397.6	"	"	3 880	"
K ₈	400.7	"	"	3 910	"
K ₉	349.1	12-φ 32 (A _c =94.68)	378.7	3 690	"
K ₁₀	253.3	9-φ 32 (A _c =71.01)	284.0	3 570	"

A_c: 設計断面積 (cm²)

大和川橋 (1982)	アルゼンチン (Zarate/Parana) 橋の場合	ユーゴスラビア (Save 橋の場合) 1979
道路橋示方書による	170 kg/mm ² (1977)	170 kg/mm ²
—	—	—
2.0×10 ⁶ kg/cm ²	1.95×10 ⁶ kg/cm ²	2.0×10 ⁶ kg/cm ²
$\sigma_a=64 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a=83 \text{ kg/mm}^2$ (常時) $\sigma_a=93 \text{ kg/mm}^2$ (異常時)	DIN 1073 に準拠
2.5	2.05 (常時) 1.82 (異常時)	2.2
$k < 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895k}$ $k \geq 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = 64 \text{ kg/mm}^2$	$k < 0.736$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.884k}$ $k \geq 0.736$ のとき $\sigma_{fa} = \sigma_a$	DIN 1073 に準拠

要素解析の仮定条件を以下に示す。

- ① 上・下スラブおよびウェブはシェル要素，ダイヤフラムおよびコンクリートマス（定着梁）はソリッド要素，横締め鋼材はトラス要素に置換する。
- ② ダイヤフラム，コンクリートマスおよびその周辺のウェブは，応力集中部材のため要素割りを細分化する。
- ③ 斜材ケーブル張力は，マスコンクリート先端に等分布せん断力として与える。
- ④ 横締め鋼材は導入張力に相当する温度荷重として与える。上スラブの横締めは FEM 解析結果に対して追加考慮する。

図-13 に碇着部横断面図，図-14 に FEM 解析モデルを示す。

FEM 解析結果，主桁ウェブ内面の斜め引張応力度が許容値を超過したので，碇着部分のウェブに PC 鋼棒による鉛直締めを追加した。その他は十分安全であることが確認された。

6. 塔の設計

コンクリート製の塔は，下部構造と一体とした図-15 に示す形状を採用した。

橋脚躯体は河川の流心方向に左右されない円柱断面とし，塔柱からの鉛直力が梁を通して円柱にスムーズに伝

カフラー $\phi 60$
鋼 棒 $\phi 32$ (SBPR 95/120)

(K₁), (K₂), (K₃), (K₆), (K₇), (K₈)

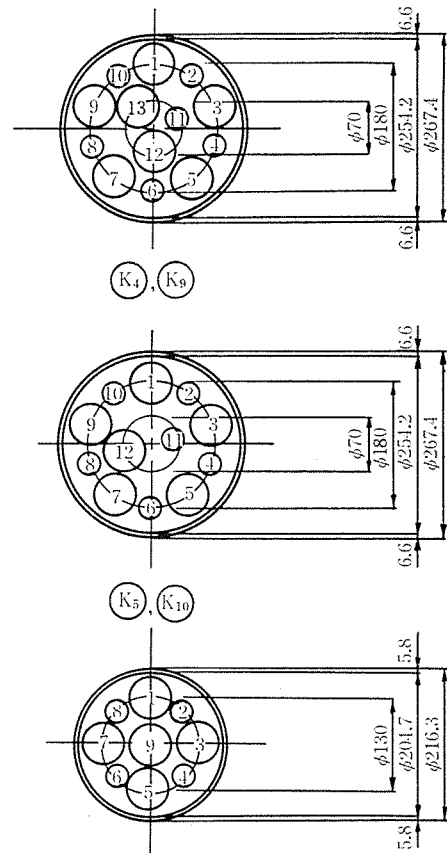


図-12

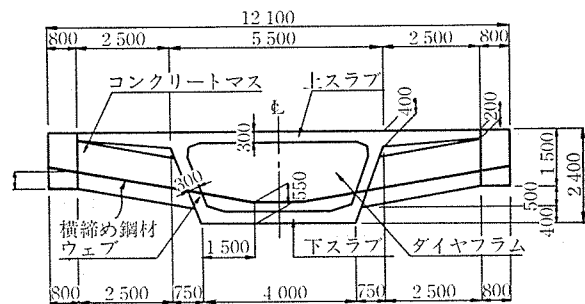


図-13 碇着部横断面図

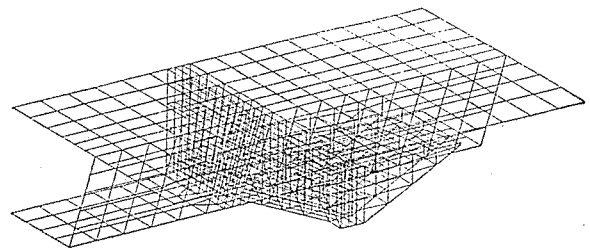
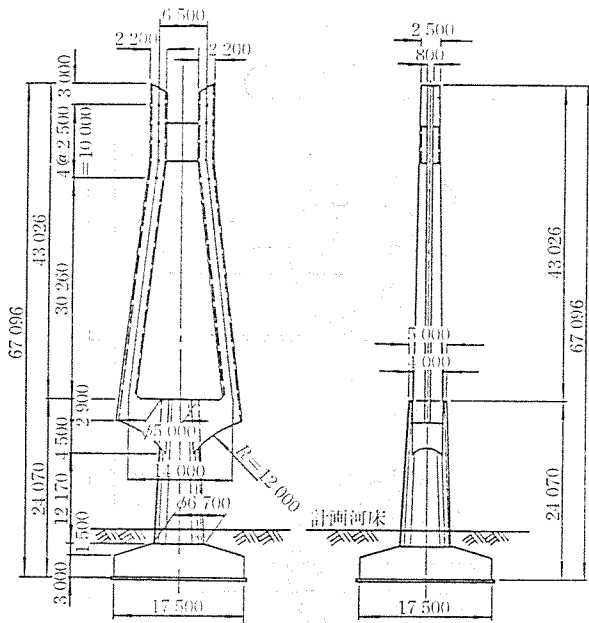


図-14 FEM 解析モデル



図—15 塔の形状

達されるように梁下面は $R=12\text{m}$ の曲線としている。
また梁は SRC 構造としている。

梁上に立つ塔の設計は、次の方針によった。

① 塔柱が梁上 43 m と高いことと、橋軸直角方向に傾斜していることから考えて、施工精度を上げるために鉄骨を用いた SRC 構造を採用する。ただし、完成系では、曲げモーメントが小さく、軸力主体であるので、鉄骨を無視した RC 断面として設計する。

② 塔柱は軸方向圧縮力と 2 軸曲げモーメントを受ける部材として設計する。

③ 塔のコンクリートは $\sigma_{ck}=270\text{ kg/cm}^2$ を使用する。

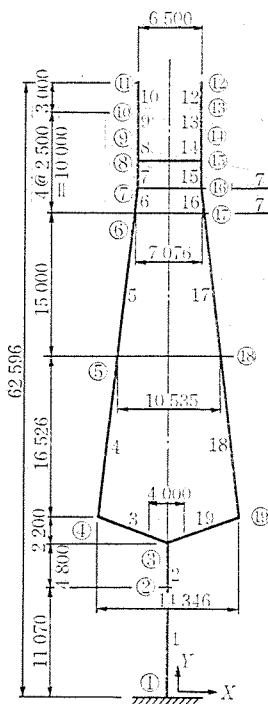
6.1 面内方向の計算

面内ラーメンとしての計算は、図—16 に示す骨組構造に常時および地震時の荷重を作用させて断面力を求めた。断面力を 図—17, 18 に示す。

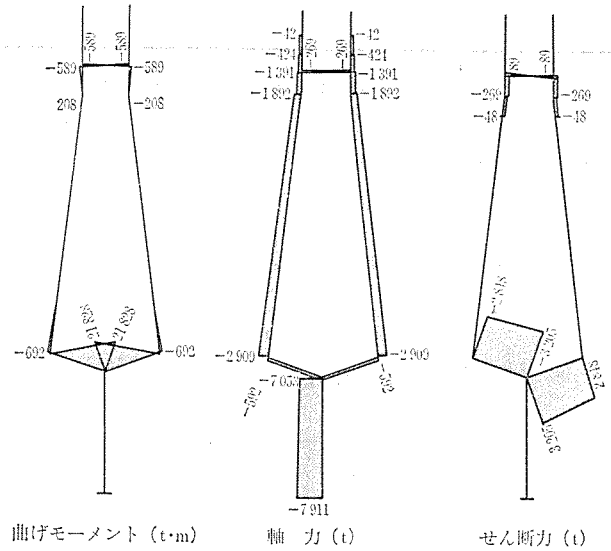
6.2 面外方向の計算

面外ラーメンの計算は、全体完成構造系で計算した結果を用いる。面外常時、地震時の曲げモーメントを 図—19 に示す。

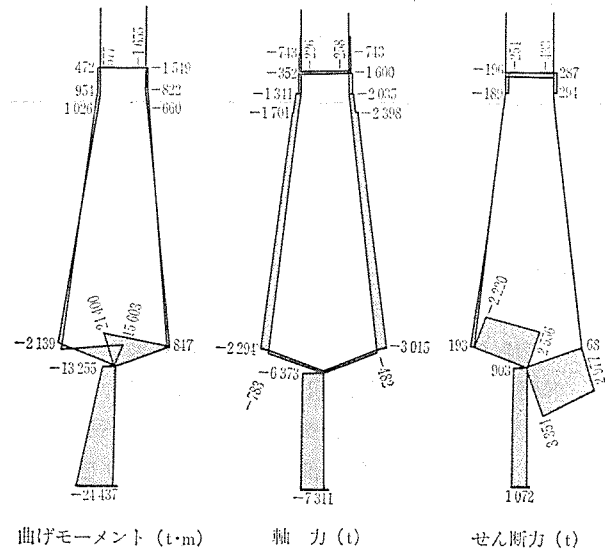
6.3 塔の断面



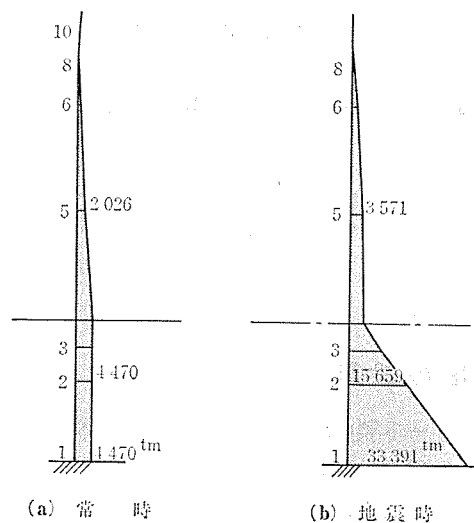
図—16 骨組寸法図



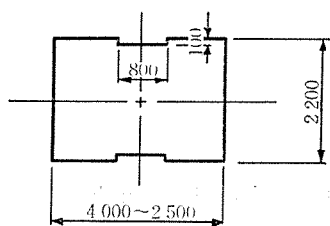
図—17 面内ラーメン常時断面力
(塔自重+主桁自重+後死荷重+雪荷重+活荷重)



図—18 面内ラーメン地震時断面力
(塔自重+主桁自重+後死荷重+地震荷重)



図—19 塔の面外曲げモーメント (塔柱 2 本分)



図—20 塔柱断面

塔柱断面は、梁上で 2.2×4.0 m、塔頂で 2.2×2.5 m の矩形としている。塔の側面には幅 0.8 m のストライプを入れている (図—20)。

7. あとがき

新丹波大橋の PC 斜張橋部の上部工を中心とした設計について述べた。本橋は、昭和 60 年度に塔と一体となった橋脚を含む PC 斜張橋部を一括発注し、現在塔の施工をほぼ終え、張出し部の施工へと進む予定である。

機会があれば、施工および予定している各種の測定結果についても、後日発表したいと思っている。

最後に、本橋の設計にあたってご尽力いただいた新丹波大橋研究委員会の岡田委員長はじめ委員、幹事の各位ならびに関係各位に感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 小林, 神, 佐藤, 岡村, 井垣: PC 斜張橋 (仮称: 新丹波大橋の計画), 橋梁と基礎 (昭和 59.11)
- 2) 海洋架橋調査会: PC 斜張橋に関する調査研究報告書 (昭和 56.3)
- 3) 防災研究協会: 新丹波大橋 (PC 斜張橋) の耐風性に関する調査研究 (昭和 58 年 3 月京都大学工学部土木工学科橋梁工学研究室)
- 4) 白石: PC 斜張橋 (新丹波大橋) の風洞実験, プレストレストコンクリート (昭和 60.1)
- 5) 本間, 森田: 不静定 PC 構造物のクリープによる影響, プレストレストコンクリート (昭和 52.4)
- 6) 星埜, 佐伯: コンクリート斜張橋のクリープ解析, 土木学会論文集 (昭和 55.8)

【昭和 61 年 9 月 18 日受付】

転勤 (または転居) ご通知のお願い

勤務場所 (会誌発送, その他通信宛先) の変更のご通知をお願いいたします。

会誌発送その他の場合, 連絡先が変更になっていて, お知らせがないため郵便物の差し支えをうけることがたびたびあります。不着の場合お互いに迷惑になるばかりでなく, 当協会としても二重の手数と郵送料とを要することになりますので, 変更の場合はハガキに新旧の宛先を記入のうえ, ただちにご一報くださるようお願いいたします (ご送金の際, 振替用紙裏面の通信欄に記入されても差し支えありません)。

ご転勤前後勤務先に送ったものがそのまま転送されないでご入手できない場合, 当方として責任を負いかねますのでご了承ください。