

PC 斜張橋の一試算設計について

宮 本 勝 潔*
 菅 原 藤 広*
 斎 藤 和 人**

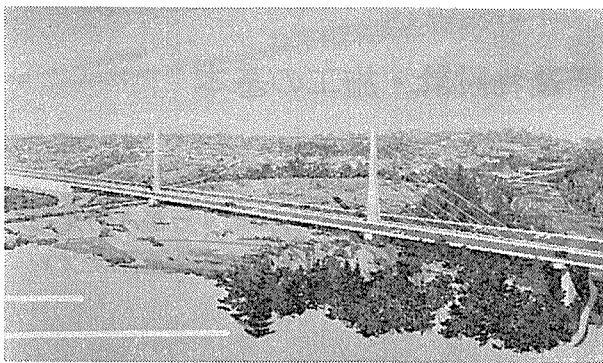
1. ま え が き

高度成長時代から安定成長時代へと世の中が落ち着いてくるとともに、文化財の価値観も変化し、当初時点にて記録保全的文化財とかなりの人々に思考されたものも、永久保存文化財に思考されなければならなくなる場合も生ずる。その結果、過渡的な時代として道路構造の変更が検討されることがある。その場合の一試算として中央径間 170m の PC 斜張橋をその実現性をかなり具体的に検討したので、今後の計画、設計の参考になればと考え、本誌に発表させて頂くものである。

2. 設 計 概 要

本橋の主要諸元は次のとおりである。

- 橋 種：プレストレストコンクリート斜張橋
- 橋 格：一等橋
- 橋 長：340 m
- 有効幅員：9.0m×2連

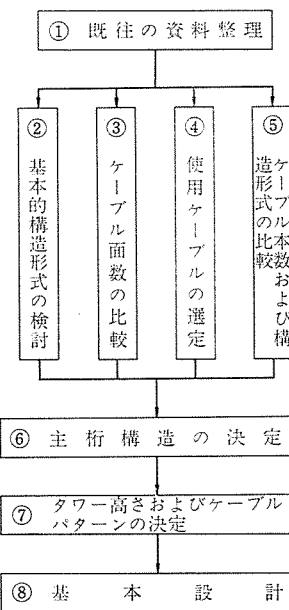


図一 鳥 瞰 図

本格的な PC 斜張橋は、未だ我が国では作られていないため、本設計作業に着手する前に、使用する 構造材料、諸元および構造形式を決めるための作業が必要であった。この準備作業は 図一2 のフローチャートに従い、不明確な事項を順次解明して行くことにより進められた。

* 日本道路公団

** 八千代エンジニアリング (株)



図一2 設計作業のフローチャート

2.1 PC 斜張橋の資料整理

既往の本格的 PC 斜張橋の諸元は、表一に示すとおりである。

これらの資料から主要な諸元をまとめると、

最大スパン/タワー高さ=3.13~6.32 平均約 5.0

最小ケーブル傾斜角=21°31'~38° 平均約 28°

主桁々高/最大スパン=1/36~1/143 平均約 1/55 となる。

この平均値を本橋にあてはめると、

タワー高さ=170/5.0=34m

主桁々高=170/55=3.1m

となる。

2.2 基本的構造形式の検討

PC 斜張橋に用いられる主桁の構造形式は表一に示すごとく A. 連続桁タイプ、B. ゲルバー桁タイプ、および C. 中央ヒンジタイプの 3 種類が一般的である。

地震力の分担に関しては、B 案 C 案が優れている。走行性に関しては、A 案が最も優れており、B 案が最も劣ることになる。

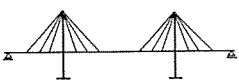
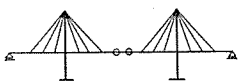
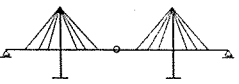
タワー、主桁、橋脚の交点における構造形式は、表一

表-1 PC斜張橋の実施例

橋名	項目	ケーブル形状および種類			ピロンの		最大スパン (m)	最大スパン ピロン高さ	最小ケーブル傾斜 角	主桁々高 最大スパン	
		側面形状	本数	面数	種類	形式					高さ(m)
①	MARACAIBO (ベネゼラ)		1対	2面	ロックドコイル ワイヤーロープ	A型ポータル	42.5	235.0	5.53	28°	1/47
②	POLCEBERA (イタリア)		1対	2面	PC工法	A型ポータル	45.1	210.0	4.66	30°	1/46
③	MAGLIANA (イタリア)		1対	2面	PC工法	門型	34.0	145.0	6.32*	26°30'	1/36
④	WADI KUF (リビア)		1対	2面	PC工法	A型ポータル	54.1	282.0	5.21	29°	1/40
⑤	CORRIENTES (アルゼンチン)	放射型	2対	2面	ロックドコイル ワイヤーロープ	A型ポータル	47.4	245.0	5.17	25°20'	1/70
⑥	TIEL (オランダ)	ファン型	2対	2面	PC工法 (フレジノー)	門型	46.3	267.0	5.77	26°	1/76
⑦	HOECHST (西ドイツ)	ハーブ型	多数	2面	PC工法 (ディビターグ)	門型	52.5	148.2	4.10*	27°	1/56
⑧	PASCO-KENNEWICK (アメリカ)	放射型	多数	2面	HiAm	門型	55.0	300.0	5.45	21°30'	1/143
⑨	FOYLE (イギリス)	ハーブ型	2対	1面	HiAm	A型	110.0	210.0	3.18*	38°	1/60

* 非対称構造のため最大スパンを対称構造に換算してある。

表-2 主桁構造形式の比較

構造形式	A. 連続桁タイプ	B. ゲルバー桁タイプ	C. 中央ヒンジタイプ
			
地震分力担	左右どちらかの橋脚で、全水平力を受け持つことになり、経済的に劣る。	左右両方の橋脚に分散することができるので、構造系もバランスがとれ、経済的である。	同 左
走行性	伸縮継手が左右両端の2箇所しかなく、走行性は最良である。	伸縮継手が4箇所となり、しかもゲルバー吊桁の継手間隔が短く、走行性ではもっとも劣る。	伸縮継手は3箇所であるが、継手間隔は170mであり、一般的には良好の部類である。

3のごとく、A. 全剛結タイプ、B. タワー・橋脚剛結タイプ、およびC. タワー・主桁剛結タイプの3案が考えられる。

A案は、交点附近の主桁応力が大きくなり、桁高を変化させる必要が生じるが、沓が不要であるという利点がある。B案はタワーの断面が大きくなるが、比較的小さい沓で間に合う。一方C案は構造的には最もバランスがとれているが、大容量沓が必要となり、経済性に問題が残る。

A. 連続桁タイプはA. 全剛結タイプと組合せると、スパンが長い場合、温度応力が大きくなり、事実上不可能となる。同様にB. タワー・橋脚剛結タイプとの組合せも温度応力が大きいので注意する必要がある。その他の組合せは、構造的に問題となることはない。

以上検討の結果、A. 連続桁タイプは、経済性に劣りB. ゲルバー桁タイプは、PC斜張橋としての施工実績は最も多いが、走行性に劣るため除外し、C. 中央ヒ

ンジタイプを採用した。一方、交差部構造に関しては、A. 全剛結タイプは、桁高変化が必要となるので除外し、C. タワー・主桁剛結構造は、大容量沓を嫌って、B. タワー・橋脚剛結タイプを採用した。

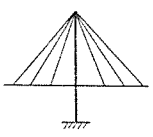
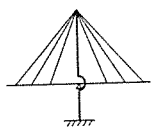
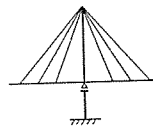
2.3 ケーブル面数の比較

斜張橋は、橋の中央を吊る1面吊りと橋の外側を吊る2面吊りがあるが、その主な比較は表-4のとおりである。一般に、中央分離帯がある場合は、幅員を少々増すだけで1面吊りとすることができ、橋脚寸法の増加を避け、礎着横桁を必要としないので経済的であるので、本橋では1面吊りを採用した。しかし、偏載荷重に対し主桁の振り抵抗が必要となるため、主桁は箱断面としなければならないことになる。

2.4 使用ケーブルの選定

使用ケーブルとしては、鋼斜張橋での実績の豊富なロックドコイルワイヤーロープまたはパラレルワイヤーストランドを用いるか、PC工法を応用した斜張ケーブル

表一3 タワー・主桁・橋脚の交差部分の構造比較

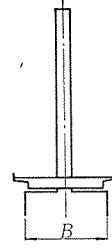
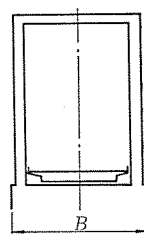
	A. 全剛結タイプ	B. タワー・橋脚剛結タイプ	C. タワー・主桁剛結タイプ
構造形式			
タ・の橋断面！・交力主桁部	タワー・桁・橋脚の剛比で、各部材の断面力を分担するので支点附近の主桁応力が極めて大きくなる。	断面力をそれぞれの部材分のみを受け持つため、桁は小さくなるがタワーは大きくなる。	Bタイプに比して主桁は 15% 程度大きくなるがタワーの断面力は小さくなる。
沓の要否・大きさ	沓は不要である。	沓は必要であるが、受け持つ反力が桁の一部であるので小さい。	桁、タワー、ケーブル張力の鉛直分をすべて受け持つので、大容量沓が必要であり経済性に大きく影響する。
張り出し架設	ラーメン構造であるので、何らの補助構造物を必要とせず有利である。	ラーメン構造にするため、仮沓、仮鋼棒を必要とする。	同 左
適形式主桁橋	ヒンジ、ゲルバタイプに於ては問題ないが、連続にすることは不可能である。	ヒンジ、ゲルバタイプに於ては、問題ないが連続にすると温度による断面力が比較的大きくなる。	ヒンジ、ゲルバ、連続各タイプとも問題ない。

とするかが検討された。今回は、PC斜張橋という特性を考慮しPC工法を応用することにした。斜張ケーブルの構成としては、薄肉鋼管の中にPC鋼材を通し、施工完了後その空隙をモルタルグラウトすることにより、完全な防食を期待することにした。使用するPC工法は、碇着部の破壊が橋全体の破壊に直接結びつく危険性が高いため、碇着部の信頼性が高い工法であること、また、施工中に斜張ケーブル張力の調整が容易に行えること、さらに、斜張ケーブルは応力変動幅が大きく、高い被疲労耐力を必要とすること等を考慮して、DW 鋼棒φ32 mmを一応試算設計の対象とした。

2.5 ケーブル本数および構造形式の比較

ケーブル本数および構造形式の選定のため、(1) 3本

表一4 斜張ケーブル面数の比較

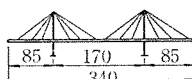
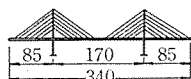
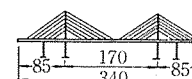
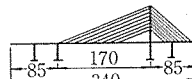
	1 面 吊 り	2 面 吊 り
橋脚寸法	 必要幅 B は 18m である。	 必要幅 B は 28m で 1 面吊りに比べて約 10m 大きくする必要がある。
主 桁 幅	23.0m	21.6m
タワー下端断面	3.4 m × 7.0 m × 1 本	1.5 m × 7.0 m × 2 本
タワー下端の断面力 (軸直角方向地震時)	N=8 860 t, H=392 t M=7 850 t・m	N=8 860 t, H=372 t M=5 728 t・m (2 本分)
タワー下端の配筋状態	D32 ctoc 150 2 段	D32 ctoc 150 2 段
タワー下端の応力度	$\sigma_c=180 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s=1 600 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_c=170 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_s=1 300 \text{ kg/cm}^2$
ね じ り 剛 性	主桁のねじり抵抗が必要である。	主桁のねじり抵抗が殆ど不要である。

ケーブルタイプ、(2) 7本ケーブルタイプ、(3) 7本ケーブル側橋脚付タイプ、および(4) 非対称構造タイプの4案の経済比較を行った(表一5)。

ケーブルの多少による特徴を表一6に示したが、一般的には、多数ケーブルの方が構造的に優れているといわれており、斜張橋の初期には、構造の有利性よりも構造解析の単純なものが主として採用されたが、電子計算機の発展とともに多数ケーブル型が増加する傾向にある。

表一5において、第(1)案と第(2)案を比較すると、主桁のPC鋼材以外は殆ど差が無く、主桁のPC鋼材は、3本ケーブル580tに対し、7本ケーブル280tと約半分である。これは、張り出し架設のための仮設用PCケーブルが3本ケーブルの方が大量に必要となるためである。第(3)案は、上部工数量は第(2)案と殆ど変わらず、橋脚が2基増えるので経済的に劣ることになる。第(4)案は、すべての材料が第(2)案より多くなっており

表一5 構造形式選定のための経済比較

種 別	(1) 3 本 ス テ ー	(2) 7 本 ス テ ー	(3) 7 本 ス テ ー 橋 脚 付	(4) 非 対 称 構 造
略 図				
主 桁	コンクリート (m³) 5 950 P C 鋼 材 (t) 580	6 100 280	6 100 280	6 330 370
タ ワ ー	コンクリート (m³) 1 290	1 330	1 330	2 820
ケ ー ブ ル	鋼 材 (t) 460	450	450	550
橋 脚	コンクリート (m³) 1 390	1 390	2 350	2 320
ケ ー ソ ン	掘 削 (空 m³) 7 600	7 600	7 600	8 270
ベ ノ ト 杭	長 さ (m) —	—	1 280	1 280

表—6 斜張ケーブルの多少による比較

	少数ケーブル	多数ケーブル
断面力	変動幅が大きい	変動幅が小さい
ケーブル定着	定着部が大きくなる。また場合によるが、補強する必要がある	分散して定着できるので、定着部を大きくする必要がない
ケーブル鋼重	殆ど変わらない(3本ケーブル 459t)	殆ど変わらない(7本ケーブル 451t)
構造上	挙動が単純である	挙動が複雑である
耐震, 耐風性	減衰性小	減衰性大
施工性	ケーブル等の施工, 管理が容易である	施工管理が多少複雑になる
設計上	解析は単純であるが, 応力の流れはスムーズでない	多数ケーブルになるほど弾性床上の梁に近づくので応力の流れがスムーズになる

経済性は最も劣る構造である。

以上検討の結果, 第(2)案の7本ケーブルタイプを採用することにした。

2.6 主桁構造の決定

PC斜張橋の主桁々高は, 特に多数ケーブルの場合, 設計上かなり低くすることができる。しかしながら, 支保工上施工ではなく, 張出架設の場合は, 仮設用PCケーブルの量が桁高によって変化するので注意する必要がある。本橋では, 完成後に設計上必要な鋼棒本数は約70本であるのに対し, 桁高 2.5 m では, 仮設ケーブルを

表—7 主桁桁高の比較

桁 高	鋼 棒 本 数	
	3本ケーブル	7本ケーブル
2.5 m	220本	98本
2.3 m	237本	106本
2.0 m	271本	121本

含めて98本, 桁高 2.3m では 106本, 桁高 2.0m では 121本と増加する(表—7)。

桁高が低くなると死荷重が減少するため斜張ケーブルの量も減少するが, 桁高 2.3m と 2.5m で約 3% の差しか生じない。桁高が高くなると主桁のねじり剛性が大きくなり, 1面吊り斜張橋にとって有利となる。以上の検討から, 主桁々高は 2.5 m とした。

2.7 比較設計

タワーの高さおよびケーブルパターンを決定するために, 次の4案の比較設計を行った(図—3)。

- 第I案 ハープI タワー高さ $h=50\text{m}$
- 第II案 ハープII タワー高さ $h=42.5\text{m}$
- 第III案 ハープIII タワー高さ $h=35\text{m}$
- 第IV案 ファン タワー高さ $h=42.5\text{m}$

タワー高さの影響は, 主桁の曲げモーメントに関しては, はっきりした差は現われず, タワーの曲げモーメントおよびケーブル張力に関しては, 常時ではタワーが高いほど有利となる傾向が見られる(表—8)。地震時におけるタワーの曲げモーメントは, 橋軸方向では, $h=50\text{m}$ の方がわずかに小さいが, 橋軸直角方向では, $h=50\text{m}$ の方がかなり大きくなる(表—9)。

一方, Leonhardt, Zellner の論文¹⁾によると, 鋼斜張橋の工事費は, タワー高さとしパンの比, h/l が $1/5\sim 1/6$ の場合に最少となるとされており, かつ, ケーブル鋼重も $h/l=1/4.5\sim 1/6.2$ が経済的レンジとされている。PC斜張橋のタワーは, 一般に鋼斜張橋よりやや高い方が有利とされている。

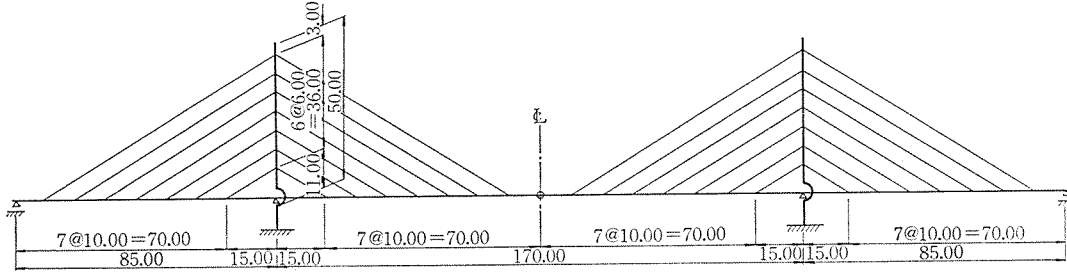
以上の検討により, 第II案のタワー高さ, $h=37.5\text{m}$ (理論高) が $h/l=1/4.5$ となり最も好ましいと判断さ

表—8 タワー高さの比較

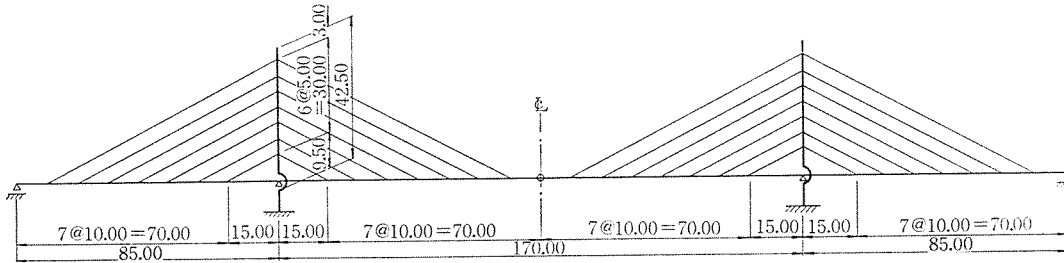
断 面	比較案	中間支点上主桁			タワ ー 下 端			中央径間側最上段ケーブル			
		I	II	III	I	II	III	I	II	III	
自重・静荷重 クリープ, 乾燥収縮	N	5 035	5 828	7 273	7 314	6 655	6 250	-1 669	-1 899	-2 364	
	M	-21 230	-23 855	-26 222	39 461	51 068	62 917	—	—	—	
ケーブル調整 プレストレス	N	5 557	5 997	6 473	1 802	2 250	2 380	97	74	-51	
	M	19 200	22 559	2 3800	-36 284	-47 416	-57 107	—	—	—	
活 荷 重 (M_{\max})	N	280	348	435	550	522	519	25	29	37	
	M	120	135	169	12 801	13 779	14 948	—	—	—	
活 荷 重 (M_{\min})	N	485	491	492	129	154	177	-250	-277	-340	
	M	-3 150	-2 825	-2 563	-7 402	-8 334	-9 313	—	—	—	
合 計	M_{\max}	N	10 872	12 173	14 181	9 666	9 427	9 149	-1 547	-1 796	-2 378
		M	-1 910	-1 161	-2 253	15 978	17 431	20 758	—	—	—
	M_{\min}	N	11 077	12 316	14 238	9 245	9 059	8 807	-1 822	-2 102	-2 755
		M	-5 180	-4 121	-4 985	-4 225	-4 682	-3 503	—	—	—

N: 軸力 (t) M: モーメント (t・m)

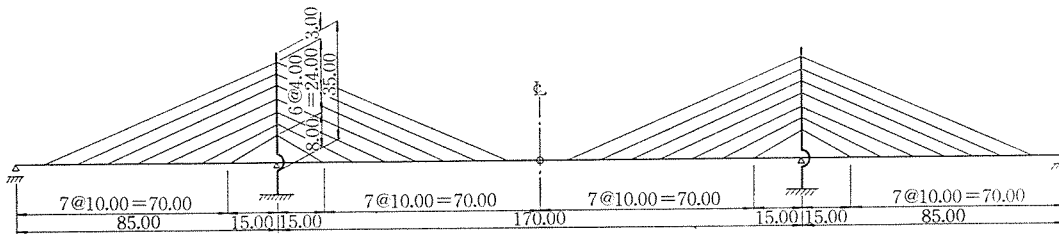
第1案 HARP I



第2案 HARP II



第3案 HARP III



第4案 FAN

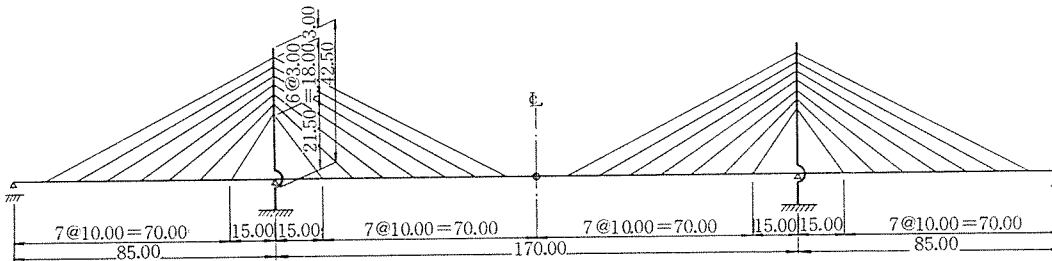


図-3 比較案

表-9 タワー高さの違いによる断面力の比較 (地震時)

断 面		タワー下端		中間支点上主桁断面		
タワーの高さ		42.5m	50.0m	42.5m	50.0m	
死 荷 重	N	7040	7730	6090	5260	
	S	1490	1080	1030	910	
	M	41480	34100	-20450	-17190	
プレストレス	N	-80	-90	4630	4650	
	S	-30	-20	50	50	
	M	-1320	-910	1220	1120	
ケーブル調整	N	2330	1890	1360	910	
	S	-	-	-	-	
	M	-46100	-35380	21350	18080	
地震時	橋軸方向	N	60	10	-1210	-1310
		S	420	420	-10	-10
		M	5630	5029	40	70
	橋軸直角方向	M	7640	10590	-	-

N, S……t M……t・m

れた。ハープ型とファン型との比較では、全体にははっきりした断面力の差は現われず (表-10)、タワーと主桁を平行して施工できる有利さを優先してハープ型を採用することとした。

表-10 II案 (ハープ) と IV案 (ファン) の断面力の比較

断面位置	形式	中間支点上主桁断面		タワー下端		中央径間側最上段ケーブル		
		HARP	FAN	HARP	FAN	HARP	FAN	
自重・静荷重・クリープ乾燥収縮	N	5828	4965	6655	7208	-1899	-1901	
	M	-23855	-20631	51068	42613	-	-	
ケーブル調整プレストレス	N	5997	5232	2250	1483	74	-47	
	M	22559	19101	-47416	-39222	-	-	
活荷重 (M _{max})	N	348	348	522	575	29	46	
	M	135	236	13779	11023	-	-	
活荷重 (M _{min})	N	491	277	154	172	-277	-298	
	M	-2825	-2310	-8334	-6839	-	-	
合計	M _{max}	N	12173	10545	9427	9266	-1796	-1902
		M	-1161	-1294	17431	14414	-	-
	M _{min}	N	12316	10474	9059	8863	-2102	-2246
		M	-4121	-3840	-4682	-3448	-	-

N: 動力 (t) M: モーメント (t・m)

3. 基本設計

各種の比較設計の成果に従い、側面形状を図-4のごとく決定した。主桁標準断面および支点上断面は図-5のごとく決定した。

3.1 設計条件

基本設計の諸条件は次のとおりである。

構造形式: 有鉸プレストレストコンクリート斜張橋

ケーブル形状: ハープ型

タワー: 独立1本柱, 高さ $H=42.5$ m (橋脚上)

活荷重: 主桁 TL-20, 床版 TT-43

衝撃係数: 主桁 $i=10/25+L$

床版 $i=20/50+L$

地震々度: 鉛直震度 $K_v=0$

水平震度 $K_h=0.25$

クリープ係数: $\varphi=2.0$ (基本係数)

乾燥収縮: $\epsilon=15 \times 10^{-5}$

温度変化: $t=\pm 15^\circ\text{C}$

破壊安全度: $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重})$ または

$1.8 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重})$ または

$1.3 \times (\text{死荷重} + \text{地震荷重})$ のいずれか大きい値

材料強度および許容応力度

主桁コンクリート

設計基準強度: $\sigma_{ck}=400$ kg/cm²

弾性係数: $E_c=3.5 \times 10^5$ kg/cm²

許容曲げ圧縮応力度:

部材圧縮部 $\sigma_{ca}=130$ kg/cm²

地震時, 施工時 195 kg/cm²

部材引張部 $\sigma_{ca}=170$ kg/cm²

許容曲げ引張応力度:

全静荷重が作用する前 $\sigma_{cat}=-15$ kg/cm²

全静荷重が作用してから $\sigma_{cat}=0$ kg/cm²

設計荷重が作用したのち $\sigma_{cat}=-15$ kg/cm²

ただし床版は 0 kg/m²

許容斜引張応力度:

設計荷重作用時 (せん断のみ) $\sigma_{Ia}=10$ kg/cm²

設計荷重作用時 (せん断とねじり)

$\sigma_{Ia}=13$ kg/cm²

破壊荷重作用時 (せん断のみ) $\sigma_{Ia}=20$ kg/cm²

破壊荷重作用時 (せん断とねじり)

$\sigma_{Ia}=25$ kg/cm²

タワーコンクリート

設計基準強度: $\sigma_{ck}=400$ kg/cm²

弾性係数: $E_c=3.5 \times 10^5$ kg/cm²

許容曲げ圧縮応力度: 常時 $\sigma_{ca}=130$ kg/cm²

地震時, 施工時

$\sigma_{ca}=195$ kg/cm²

鉄筋 (SD-30)

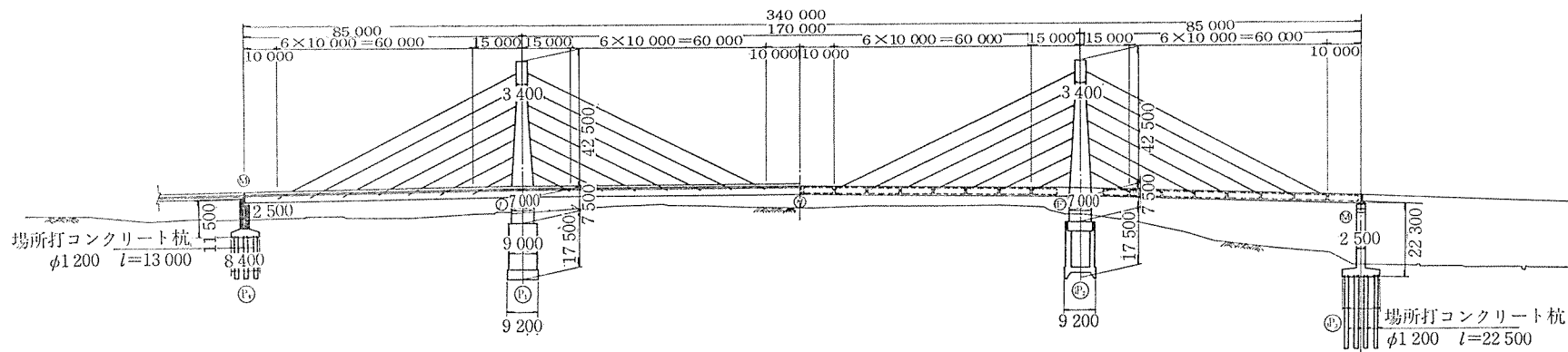
許容引張応力度: 床版 $\sigma_{sa}=1400$ kg/cm²

主桁, タワー $\sigma_{sa}=1800$ kg/cm²

地震時, 施工時

$\sigma_{sa}=2700$ kg/cm²

側面図



平面図

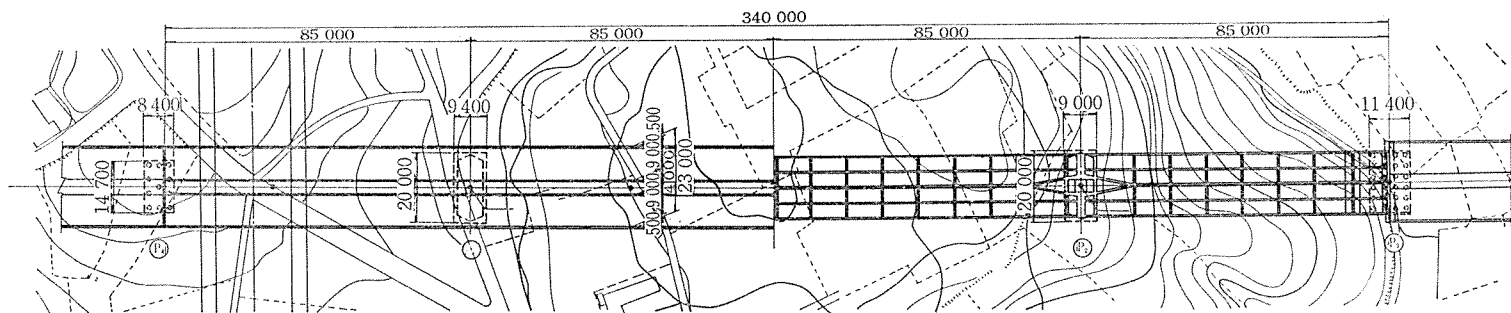


図-4 一般図

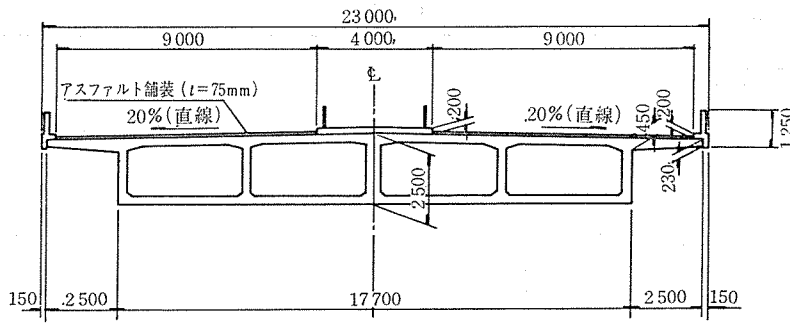


図-5 (a) 主桁断面図

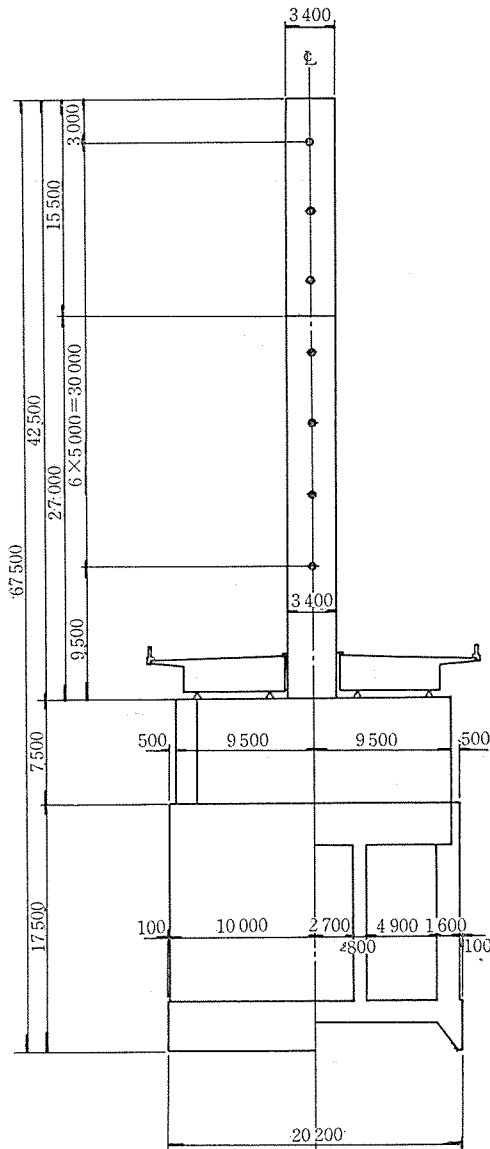


図-5 (b) 中間支点断面図

PC 鋼棒 (SBPR 80/105 (主方向), SBPR 95/120 (横方向))

弾性係数: $E_p = 2.05 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

レラクゼーション: 3%

斜張ケーブル (SBPR 80/105)

許容引張応力度: 常時 $S_a = 1/3 P_u$ (破断)

地震時, 施工時 $S_a = 1/2 P_u$
種々検討の結果, 以上のごとく設計条件を定めたが, PC斜張橋であるがゆえに特別な検討を必要とした項目, あるいは示方書等に条件が明示されておらず, 今後さらに検討が必要とされる項目について述べる。

(1) 衝撃係数

衝撃係数 i は, スパン L の関数で示されているが, PC斜張橋の場合, L はケーブル碇着点間距離をとるのか, いわゆるスパンをとるのか明示した示方書は存在しない。このことは, 鋼斜張橋についても同様である。このどちらの L をとるかによって i の値は大きく違ってくる。

ケーブル碇着点間距離をとった場合:

$$i = 10 / (25 + 10.0) = 0.286$$

スパンをとった場合:

$$i = 10 / (25 + 85.0) = 0.091$$

今回, この L として鋼斜張橋で慣用されているケーブル碇着点間距離を採用したが, マルチケーブルの斜橋張が増加している状況を考えると, 実測等により, その方向付けをすることが望まれる。

(2) クリープ係数

PC斜張橋は, 主桁, ケーブル, タワーの3主要部材の組合せで構成されており, 一般には, 主桁とタワーのみがクリープする。このような場合, 通常のPC桁橋等と異なり, プレストレスのロスだけでなく, クリープ変形により2次応力が生じる。この2次応力は, クリープ係数, 割増係数および進行率の各係数の違いによって差が生じる。それゆえ, 妥当な係数を定めるために, クリープ係数を1.6, 2.0および2.4の3ケースについてクリープによる断面力を求め, 比較検討を行った(表-11)。その結果, 断面力は2.0を基準として+20%~-3%程度の差であったので $\rho_0 = 2.0$ (基本係数) とし, 割増係数は土木学会制定ディビダーク工法設計施工指針(案),

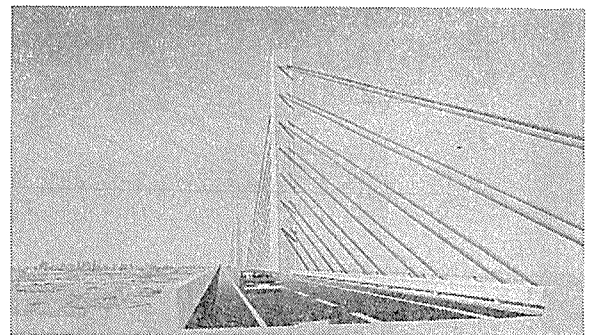


図-6 完成予想図

表-11 クリープ終了後の自重+静荷重による
曲げモーメント (t・m)

クリープ係数	主 桁			タワ ー
	4~5(側径間)	9(中間支点上)	13(中央径間)	26(下端)
1.6	3 539	-12 161	-1 824	21 849
2.0	2 934	-10 840	-1 592	18 318
2.4	2 749	-10 169	-1 545	16 838

進行率は道路協会制定プレストレストコンクリート道路橋設計示方書に従って解析した。

(3) 破壊安全度

係数そのものは通常の値を用いたが、PC斜張橋の場合、ケーブル張力による断面力が死荷重の中に含まれている。このケーブル張力による断面力は外力でなく、内力であると考えられるので、桁橋のプレストレスと同様、係数1.0として設計を行って見た。

(4) 斜張ケーブルの許容応力度

PC鋼材を斜張ケーブルに用いた斜張橋は、我が国では殆どなく、その許容応力度は、明確には規定されていない。PC鋼材の許容応力度は、プレストレストコンクリート示方書等には、 $0.6\sigma_{pu}$ または $0.75\sigma_{py}$ と定められている。また DIN においては、引張材としてのケーブルの許容応力度の最大値は $0.42\sigma_{pu}$ とされている。一方、道路橋示方書では、吊橋のメインロープに対し $1/3\sigma_{pu}$ と規定されている。

PC斜張橋は、死荷重の占める割合が大きく、活荷重による応力変動幅は小さいので、 $1/3\sigma_{pu}$ まで下げる必要はないと思われるが、今回は安全側として、 $1/3\sigma_{pu}$ を許容応力度とした。しかし、この許容応力度は、実験等によって、さらに検討することが必要であろう。

3.2 全体系の構造解析

構造解析は図-7に示す構造系により、平面フレームで行った。主な部材の断面諸値は表-12のとおりである。主桁は、持続荷重に対して連続桁の応力状態であるのが構造的に最も安定しているという前提から、クリー

表-12(a) コンクリート部材の断面諸値

部 材	断 面 積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
主 桁	14.86	13.30
タワ ー	上 端	11.56
	下 端	21.83
橋 脚	122.50	478.80

表-12(b) 斜張ケーブルの鋼棒本数と断面積

ケーブル No.	鋼 棒 本 数	断 面 積 (cm ²)
S-1,5	54	426.1
S-2,4,9	38	299.8
S-3,7,8	42	331.4
S-6	40	315.6
S-10,12	44	347.2
S-11	50	394.5
S-13	28	220.9
S-14	82	647.0

プ終了時 ($t = \infty$) において、持続荷重に対して連続桁に近い応力状態となるようケーブル張力の調整を行った。このケーブル張力調整力の算定は、施工完了時の断面力と連続桁としての断面力の差を、連続桁の急激な支点沈下によって生じる断面力とみなし、施工完了時からクリープ終了時まで生じるクリープ、乾燥収縮による断面力を徐々に生じる沈下による断面力として、Trostの理論を用いて行った。

(1) ケーブル張力の調整

本橋のケーブル張力の調整は、Trostの「連続桁の支点沈下に対するクリープ、乾燥収縮の影響による断面力の算定法」²⁾を用いた。急激な沈下による断面力の最終残留率は、基本クリープ係数、 $\varphi_N = 2.0$ 載荷材齢による係数 $k_0 = 0.75$ (90日後載荷) として

$$\rho = 0.89$$

$$\lambda_p = 1 - \frac{k_0 \cdot \varphi_N \cdot f(t)}{1 + \rho \cdot k_0 \cdot \varphi_N \cdot f(t)}$$

$$1 - \frac{0.75 \cdot 2.0 \cdot 1.0}{1 + 0.89 \cdot 0.75 \cdot 2.0 \cdot 1.0} = 0.358$$

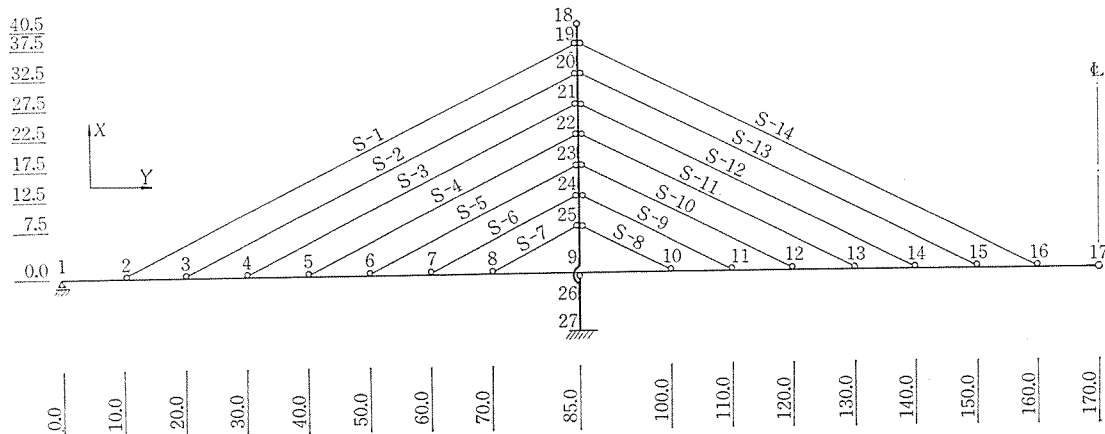


図-7 構造解析モデル

となる。

ここに、 $f(t)$ は載荷後のクリープ進行率である。

徐々に生じる沈下による最終残留率は

$$\lambda_l = \frac{1}{1 + \rho \cdot k_o \cdot \varphi_N \cdot f(t)}$$

$$= \frac{1}{1 + 0.89 \cdot 0.75 \cdot 2.0 \cdot 1.0} = 0.428$$

となる。

クリープ完了時の曲げモーメントは、完成時の曲げモーメントに支点沈下の残留曲げモーメントを加えたものであるから、

$$M_{(t=\infty)} = M_{(t=0)} + \{M_{(t=0)} - M_{(t=\infty)}\} \times \lambda_p + \Delta M_{(K+S)} \times \lambda_l$$

となる。したがってケーブル調整によって生ずる曲げモーメントは

$$M_{KV} = M_{(t=\infty)} - \frac{\Delta M_{(K+S)} \times \lambda_l}{1 + \lambda_p} - M_{(t=0)}$$

となる。

ここに λ_p : 急激な沈下による断面力の最終残留率

λ_l : 徐々に沈下による断面力の最終残留率

ρ : 残留率算出のための係数

$M_{(t=0)}$: 主桁施工完了時の曲げモーメント

$M_{(t=\infty)}$: クリープ終了時の曲げモーメント

$\Delta M_{(K+S)}$: クリープ・乾燥収縮による弾性体としての曲げモーメント

M_{KV} : ケーブル調整による曲げモーメント

ケーブル調整量は、 M_{KV} が求まれば、次の連立方程式を解くことによって求められる。

$$[M_{Kij}] \times [\delta_j] = [M_{KVi}]$$

$$[\delta_j] = [M_{KVi}] \times [M_{Kij}]^{-1}$$

ここに M_{Kij} : ケーブル j を 1 cm 短縮することによって生じる i 点の曲げモーメント

δ_j : ケーブル j の短縮量

M_{KVi} : ケーブル調整によって生じる i 点の曲げモーメント

以上の算定法に従い、電子計算機を用いてケーブル調整量を求めた。その結果は表-13 のとおりである。

(2) 移行断面力

クリープ・乾燥収縮による移行断面力算出のための仮定は次のとおりである。

- 1) クリープ係数は $\varphi=2.0$ とする。
- 2) 乾燥収縮度は $\epsilon_s=15 \times 10^{-5}$ とする。
- 3) せん断変形は無視する。
- 4) クリープおよび乾燥収縮度の進行率はプレストレストコンクリート 道路橋設計示方書 (p. 22) を用いる。

表-13 ケーブル調整量

ケーブル No.	調整量 (短縮)	単位 cm
S-1		24.0
S-2		16.5
S-3		14.5
S-4		12.2
S-5		9.8
S-6		6.8
S-7		4.4
S-8		4.5
S-9		7.2
S-10		9.9
S-11		13.1
S-12		13.6
S-13		25.7
S-14		19.9

- 5) クリープおよび乾燥収縮度の割増し係数は、ディビダーク工法設計施工指針 (p. 75) を用いる。
- 6) 載荷開始材齢の平均は 50 日とする。
- 7) クリープ・乾燥収縮が生じる部材は、主桁、タワーおよび橋脚とする。

クリープ・乾燥収縮に関する弾性方程式は、次のとおりである。

$$\sum_{i=1}^n X_i \delta_{ji} d\varphi + \sum_{i=1}^n dX_i d_{ji} + \delta_{j0} d\varphi + \sum_{i=1}^n dX_i d_{jis} = 0$$

ここに X_i : クリープ、乾燥収縮による i 点の不静定力

δ_{ji} : i 点に $X_i=1.0$ ton が作用した時の j 点の X_j 方向の変位

δ_{j0} : 実荷重作用時の j 点の X_j 方向の変位

δ_{jis} : ケーブル i によるケーブル j の変位

移行断面力は、クリープ、乾燥収縮の進行率および割増係数を考慮して、上記弾性方程式を電子計算機を用いて数値積分して求められた。積分回数は進行度の曲線を考慮して 10 回とした。

以上により求められた主な連続荷重による主桁とタワーの曲げモーメントおよび斜張ケーブルの張力を 図-8, 9 に示す。

施工過程、載荷過程における断面力状態は次のごとく定義されている。

$t=0$ 時 : 主桁完成時 (自重+プレストレス)

$t=1$ 時 : 橋梁完成時 ($t=0$ 時+ケーブル調整+静荷重)

$t=\varphi/2$ 時 : 供用開始時点 ($t=0$ 時からクリープ・乾燥収縮が 1/2 進化した時点)

$t=\infty$ 時 : クリープ・乾燥収縮終了時点

(3) 活荷重による断面力

活荷重による断面力は、影響線を用いて求めた。主要断面の影響線は 図-11 のとおりである。

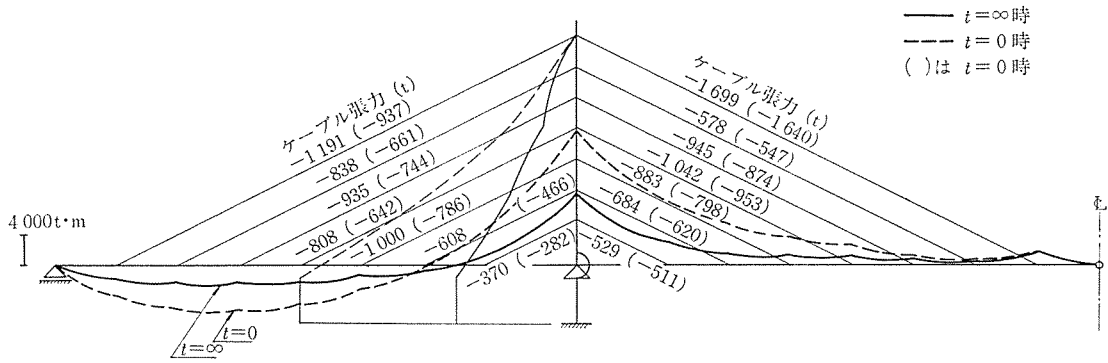


図-8 主桁自重によるモーメントとケーブル張力

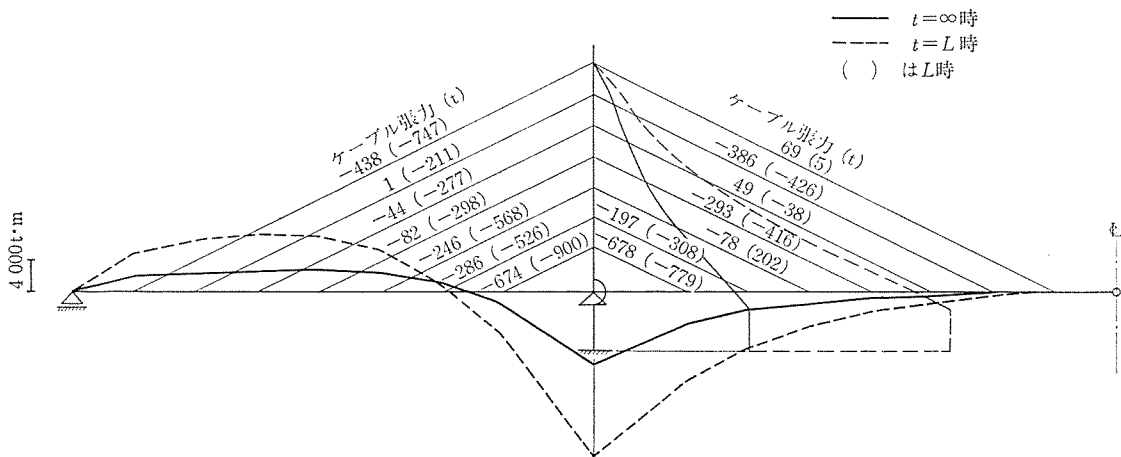


図-9 ケーブル調整によるモーメントとケーブル張力

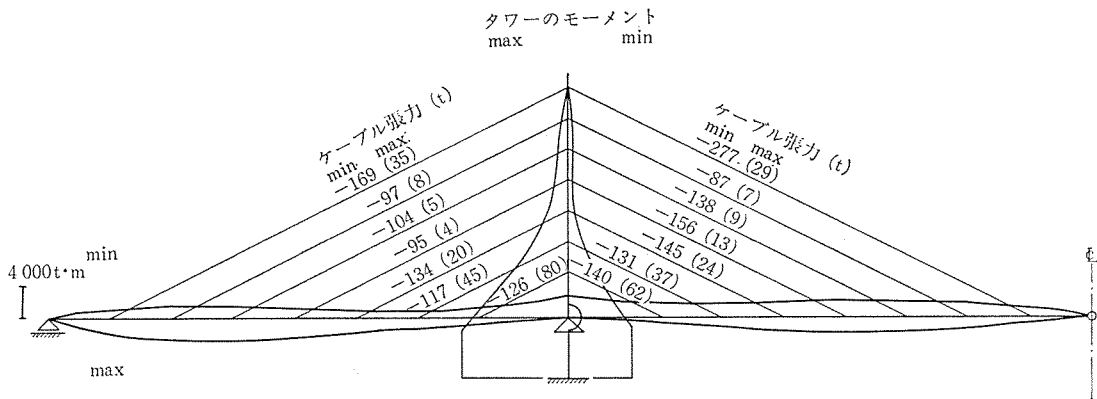


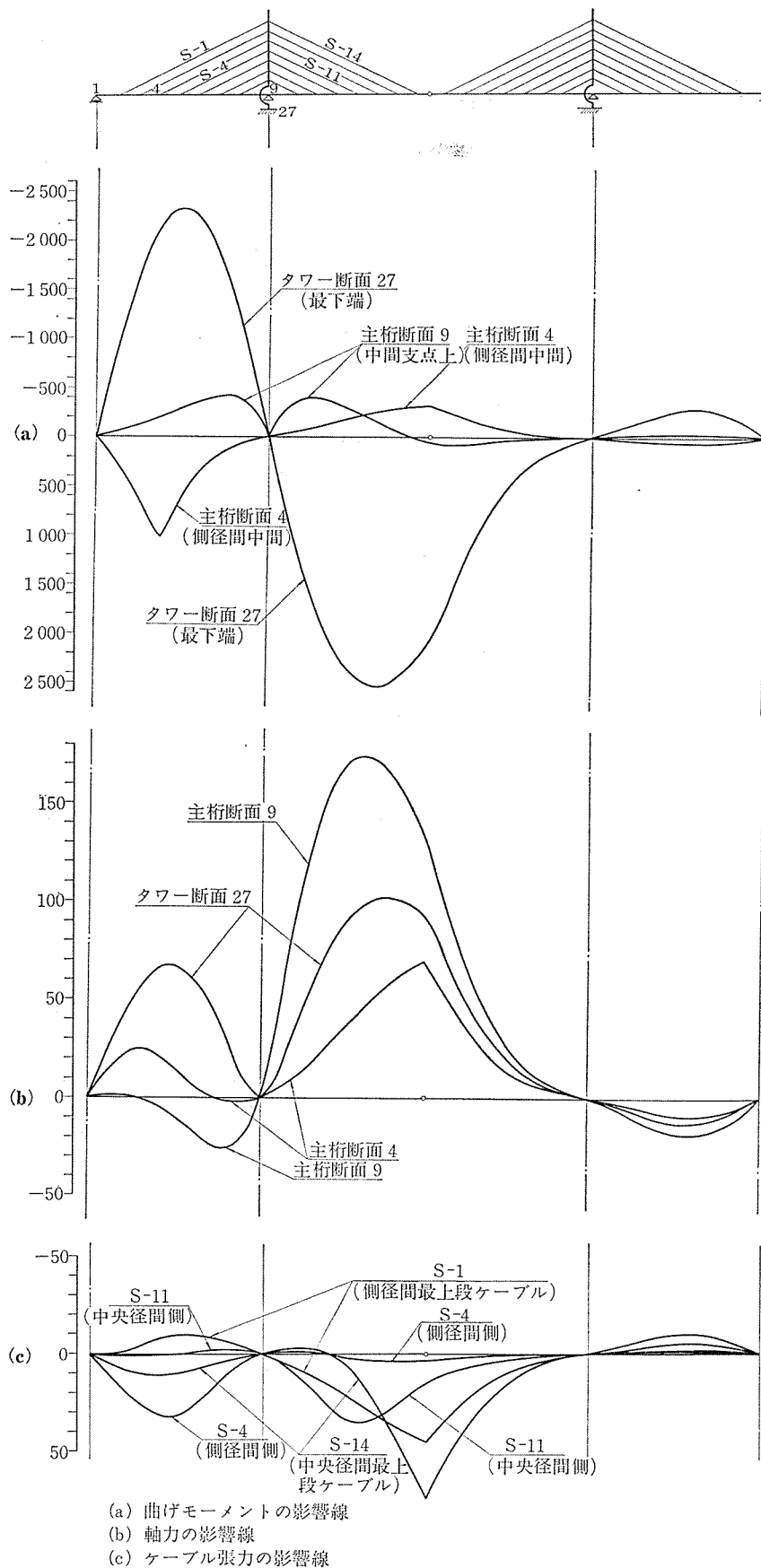
図-10 活荷重による最大、最小モーメントおよび最大、最小ケーブル張力

PC斜張橋は、通常の桁橋と異なり、主桁に荷重による軸力 N が作用するので、曲げモーメント最大時(M_{max})、曲げモーメント最小時(M_{min})、軸力最大時(N_{max})、軸力最小時(N_{min})、せん断力最大時(S_{max})、せん断力最小時(S_{min})の6ケースについて断面力を算定した。主桁とタワーの最大・最小曲げモーメントおよび斜張ケ

ーブルの最大、最小張力は 図-10 のとおりである。

(4) 温度による影響

温度応力は、示方書に規定された $\pm 15^{\circ}\text{C}$ の温度変化以外に、主桁上下間の温度差 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ 、タワーの側径間側と中央径間側の温度差 $\pm 5^{\circ}\text{C}$ 、およびケーブルのみの温度上昇 30°C の5ケースを追加し、合計7ケースの断面



図—11 主要点の影響線 (単位 t・m)

力を算定した。

主な断面の曲げモーメントを 表-14 に示す。

表-14 温度による曲げモーメント

(曲げモーメント: t・m)

ケース	断面	主 桁			タワー 下 端
		4~5	9	13	26
1.	主桁下面の温度上昇 + 5°C	-723	-906	-506	-1604
2.	主桁上面 " + 5°C	580	1286	545	785
3.	タワー側径間側 " + 5°C	-173	74	-58	-1463
4.	タワー中央径間側 " + 5°C	127	37	68	1211
5.	ケーブル部のみの " + 30°C	1072	-2852	-291	6140
6.	全体系一様に " + 15°C	-30	45	0	-142

3.3 設計応力

設計荷重時の主な主桁断面の応力度は 表-15 に示すとおりであるが、最大応力度は中間支点上断面の 117.6 kg/cm²、最小応力度は断面2の 8.3 kg/cm² となっている。最大せん断応力度は供用開始時 ($t=\phi/2$) で 18.5 kg/cm²、クリープ終了時 ($t=\infty$) で 19.3 kg/cm² となっ

表-15 主桁の最大、最小応力度

主桁断面	2	4	6	8	9	10	12	14	16
最大応力度 (kg/cm ²)	56.3	80.5	70.6	80.8	117.6	86.0	72.9	68.2	51.7
最小応力度 (kg/cm ²)	8.3	17.6	27.1	42.5	38.7	30.4	23.7	15.6	12.3

4. あとがき

本試算設計では、本報告以外に、主桁のねじり抵抗、ケーブル碇着部の局部応力、あるいは動的解析、さらに施工計画等の検討を行ったが、今回は紙面の制約上省略することとし、別の機会に発表する予定である。

本試算設計により、我が国のような地震国においても高いタワーから重量あるPC桁を吊った、長径間PC斜張橋が、非常に低い桁高で十分設計・施工でき、かつ、経済的にも、他の構造に十分対抗できることがわかっ

ており、斜め引張応力度の最大値は 7.4 kg/cm² であった。

斜張ケーブルの応力度は、S-6 が最小となり $\sigma=2240$ kg/cm²、S-1 が最大となり $\sigma=3500$ kg/cm² であった。

主桁の破壊安全度は、最も危険な断面9において

$$\frac{M_r}{M_u} = \frac{31249 (t \cdot m)}{19115 (t \cdot m)} = 1.6$$

となり十分な安全度が確保されている。

3.4 主な工事数量

本試算設計で得られた主な工事数量は、主桁コンクリートが 5800 m³、タワーコンクリートが 1310 m³、主桁用PC鋼棒が 340 ton、斜張ケーブル用PC鋼棒が 440 ton となっている。その他、鉄筋が約 800 ton、斜張ケーブル用鋼管とタワー用鉄骨が合わせて約 160 ton となっている。

主桁コンクリートに対する鋼材量は、PC鋼棒が 60 kg/m³、鉄筋が 120 kg/m³ となっている。これらの数量を有効幅員に対する単位橋面積当りの数量に換算すると、コンクリートが 1.16 m³/m²、鋼棒および鉄筋が各々約 130 kg/m²、その他の鋼材が約 30 kg/m² となる。

た。

最後に、本橋の試算に際し、終始適切な御指導を賜わった方々に深く感謝申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) Leonhardt, F., Zellner, W. 著, 成岡, 松川訳:「斜張橋—近年の発達に関する報告」土木技術27巻(1972年)第1号
- 2) Trost, H., Mainz, B.:「PC構造物に於ける拘束力の働きについて」コンクリート橋の長大化に関する調査研究報告書・昭和50年度(プレストレストコンクリート技術協会)