

南港連絡橋の建設計画とその問題点

阪神高速道路公団南港連絡橋建設部長 笹 戸 松 二

1. はじめに

橋梁計画で問題になるのは、橋脚の位置と桁下高である。航路限界としては、中央部 280 m 巾は 4 万 t 級の船に対し、OP+51.5 m、300 m 間は 1 万 t 級の船に対し、OP+42.5 m、他の航路域 (460 m 巾) については 1000 t 級の船舶に対して OP+22.5 m としている。この結果、渡海部の橋脚間隔 (中央径間長) は 510 m となり、端橋脚は立地条件より 235 m の側径間長となった。したがって主橋梁の橋長は

$235 + 510 + 235 = 980\text{m}$ となった。

巾員は道路規格第 2 種 1 級を適用し 18.75 m、4 車線ダブルデッキ (上層 4 車線: 連絡橋用, 下層 4 車線: 湾岸線用, 鋼床版のみ未施工), 橋の等級は 1 等橋 (チェックロード, 43 t トレーラー) で設計を行なった。

上部の橋梁形式決定の経過については後述するが、比較検討の結果、中央径間 510 m 部分に 186 m の吊径間を有するゲルバートラス案図 1 に決定した。そのため本橋は表-1 のごとく現存するゲルバートラス橋としてはケベック橋

表-1

◆ゲルバートラス橋

順位	橋名	主径間長 (m)	完成年	所在国
1	ケベック	549	1917	カナダ (鉄道併用)
2	フォース	521	1890	スコットランド*
3	南港連絡橋	510	1974 (予定)	日本
4	チェスター	500	1972 (予定)	米国
5	グレーターニューオーリンズ	480	1958	米国

*印は鉄道橋

◆鋼アーチ橋

順位	橋名	主径間長 (m)	完成年	所在国
1	ベーヨン	504	1931	米国
2	シドニーバーバー	503	1932	オーストラリア*
3	ポートマン	366	1964	カナダ
4	ザッチャー	344	1962	パナマ
5	トロワリビエール	335	1967	カナダ
21	神戸大橋	217	1970	日本
22	西海橋	216	1955	日本

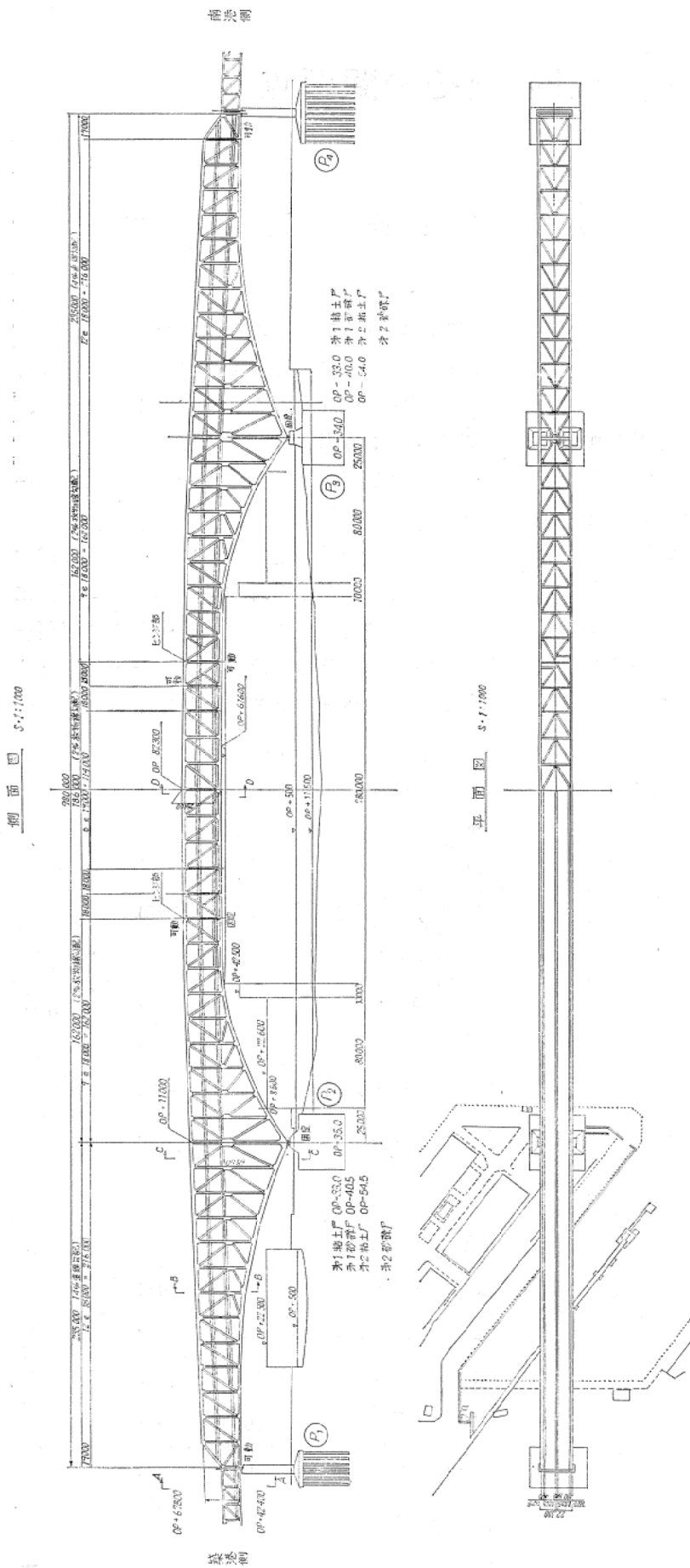
*印は鉄道橋

◆斜張橋

順位	橋名	主径間長 (m)	完成年	所在国
1	デュイスブルグ・ノイエンカンブ	350	1970	西独
2	メソポタミア	340	1972 (予定)	アルゼンチン
3	ロアー・ヤー	336	1970	オーストラリア
4	クニー	320	1969	西独
5	アースキン	305	1970	スコットランド
16	豊里大橋	216	1969	日本

◆吊橋

順位	橋名	主径間長 (m)	完成年	所在国
1	ベラザノナローズ	1298	1964	米国
2	ゴールデンゲート	1280	1937	米国
3	マキナック	1158	1957	米国
4	ジョージワシントン	1067	1931	米国
5	サラザール	1013	1966	ポルトガル
10	関門大橋	712	1973 (予定)	日本
37	若戸大橋	367	1962	日本



(道路、鉄道併用)、フォース橋(鉄道橋)に次いで世界第3位の長大橋となる。現在日本道路公団で施工中の関門橋は中央径間 712 m、世界10位の吊橋であり、また本州四国連絡橋公団で調査中の吊橋は世界第1位の長大吊橋となることを考え併せると、わが国もいよいよ長大橋において世界第1級の国となったわけである。

2. 地質と下部工の安定条件

築港、南港地区の地質は地質柱状図、図-1に示すごとくである。すなわち

(1) 第1粘土層. 地表よりOP-33mまでは、梅田粘土質と呼ばれるN値がほとんど0の沖積粘土層(第1粘土層)である。

(2) 第1砂礫層. OP-33m~OP-40mぐらいまでの間は天満砂礫層(第1砂礫層)と呼ばれるN値が以上の砂礫層で、これが基礎ケーソンの支持層として考えている層である。

(3) 第2粘土層. その下OP-5⁴mぐらいまでの間はN値15程度の洪積粘土層(第2粘土層)であり、その圧密先行荷重が上層で40~50程度で深度が増すに従って値が大きくなっている。

(4) 第2砂礫層. その下は硬い砂礫層(第2砂礫層)がずっと続いている。

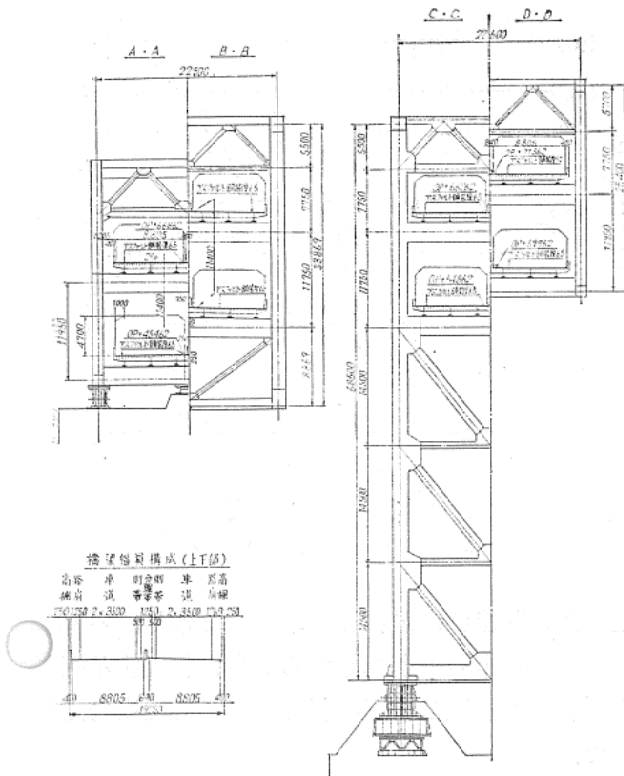
ケーソンの安定計算の条件は次のとおりである。

(a) 常時の安定計算

ケーソンは第1砂礫層と支持層としたため次の条件を満足するものとした。

① 第2粘土層の地盤反力は圧密先行荷重 45t/m² 以下とする。

断面図 3-1:200



- ② 第1砂礫層, 第2粘土層の地盤反力が極限支持力に対し安全率を3以上とする。
- ③ 第2粘土層の負荷圧力として一様に45 t/m²としたとき, 10年後の全沈下量はP₃橋脚で30cm, 不算沈下量は8~13cmの範囲である。

(b) 地震時の安定計算

ケーソン底面で設計基準最大加速度 250galを用いた。

- ① 第1砂礫層および第2粘土層の地盤反力が極限支持力に対し安全率2以上とする。
- ② 基礎底面における合力の作用位置は底面巾の1/6以上内側にあるものとする。
- ③ 滑動に対する安全率は1.2以上とする。
- ④ ケーソン頂部における許容水平変位量は20cmとする。

以上の条件で支持層を第1砂礫層か, 第2砂礫層のいずれを選ぶか検討したが, 深く入れても基礎工自体が大きくなるばかりで沈下するおそれがあるとの理由から第1砂礫層を選んだのである。第2粘土層の圧密先行荷重45t/m²として検討した結果, ケーソンの底面積は 1600m²

を必要とすることになり, 地震時の安定をも考え合わせてケーソンの大きさを 40m×40m の大きさに決定した。

3. 上部工の形式

このような条件を前提として橋梁の形式を検討した。この程度の規模の橋梁形式として考えられるものにアーチ橋, 吊橋, 斜張橋およびゲルバートラスの4種が考えられる。したがって, これらの中から架設地点の立地条件, 工程上の問題, 架設時の制約条件, 架設時および完成時の耐風, 耐震安定性等を留意して決定しなければならない。次にそれぞれの形式について問題点をあげれば次のようになる。

(1) アーチ橋形式

この種の橋梁については, 前述のごとく不等沈下の避けがたい実情や, 地震時水平力の固定脚の影響が大きく基礎工に無理が生ずるとの結論になった。

(2) 吊橋形式

美観的には優れると思われるが, 地質条件によりアンカーが巨大となり, 経済性, 施工性, 耐震安定性, 用地上の問題等により他の形式に比べて不利となる。

(3) 斜張橋形式

現在完成したものの中で最長のものは表-1のごとく, 西ドイツのデュイスブルグ・ノイエンキャンプ橋(支間 350 m)が最長で, 国際的にみて中央径間 510mの実績がない。鋼重については他形式に比べて有利であるが, 技術的に可能とするためには今後振動特性, とくに耐風安定性および架設時の安定性, ケーブルアンカーの問題等について基礎的な実験を行なう必要がある。現時点で想定している工程より考えれば検討期間が不足すると思われるので断念した。

(4) ゲルバートラス橋形式

ゲルバー橋は1866年ドイツ人ハインリッヒ・ゲルバーによって創案された構造で, 別名キャンティレバー橋ともいい, 単純トラスの中間橋脚からトラスをある程度張出し, その上に別個の単純トラスを載せて一連の橋梁とする形式である。特色としては, 同じ断面でも単純桁以上

の長さの径間に用いることができ、外的に静定構造物であるため多少の不等沈下のある地盤の悪いところに架設する場合に有利な構造である。

4. 上部工の設計

(1) 荷重

南港連絡橋上部工の設計として特別に規定した荷重は次の通りである。

a) 活荷重

主構トラスの設計に用いる活荷重の大きさは、従来とは異なり車線荷重を採用した。

$$P = np$$

$$P = 1600 \times \left(0.32 + \frac{170}{200 + l} \right)$$

ここに

P : 単位橋長当りの活荷重 (kg/m)

n : 車線数

p : 1 車線当りの活荷重 (kg/m/車線)

l : 表-2 に示す値

なお床版および床組の設計には鋼道示によるほか43 t トレーラー荷重を考慮した。

b) 地震荷重

地震荷重は応答を考慮した修正震度法により求めるものとした。

応答を考慮した設計震度 (橋軸直角方向) はゲルバートラスの構成要素を振動性状により、

表-2

着目点	荷重位置	l
定着径間	定着径間	l_1
	突出吊径間	$l_2 + l_3$
突出径間	突出吊径間	$l_2 + l_3$
吊径間	吊径間	l_3
A 点	定着径間	l_1
	突出吊径間	$l_2 + l_3$
B 点		$\frac{1}{2}(l_1 + l_2 + l_3)$

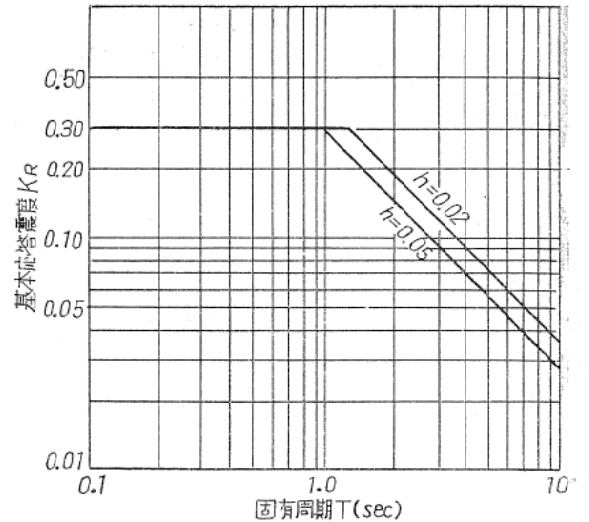


図-2 上部工に対する基本応答震度 (地震動の最大加速度が200 の場合)

定着部、張出部、吊桁部、塔部に分類し、各々の断面力をもっとも卓越する周期に相当する基本応答震度に次の補正を行なって設計震度を定めた。

$$K_D = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot k_R$$

ここに

K_D : 応答を考慮した設計震度

K_R : 基本応答震度 (図-2 より求める。

減衰定数は下部構造の影響の大きい定着部・塔部は0.05とし、上部構造の減衰が主である張出部・吊桁部は0.02とした)

μ_1 : 地震の最大加速度が 250 gal による補正

μ_2 : 他のモードの影響による補正

なお、もっとも卓越する周期は、ゲルバートラスの場合、その振動性状は複雑であり、簡単な計算では求まらない。したがって、ある仮定

表-3 設計震度

造部材卓	越する周期 T_i (sec)	基本応答震度	補正係数		設計震度 K_D
			μ_1	μ_2	
定着部	$T_4=1.7$	0.18	1.25	1.60	0.40
張出部	$T_1=3.6$	0.10	1.25	1.30	0.20
吊桁部	$T_{10}=0.7$	0.30	1.25	1.20	0.45
塔部	$T_4=1.7$	0.18	1.25	1.20	0.30

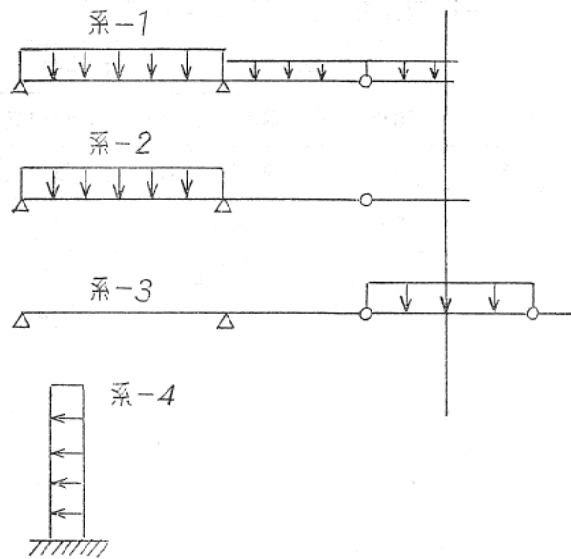


図-3 震度分布図

このモデルで応答解析を行ない、その振動性状を知り、その結果を用いて設計震度を定めた。表-3に橋軸直角方向の設計震度を示す。

また震度分布の取り方は振動性状によりこれを図-3のように決定した。

以上、修正震度法による曲げモーメント、応答解析による曲げモーメント（土木研究所応答スペクトル曲線、地震の最大加速度 250gal）および、従来の震度法（ $k=0.25$ ）による曲げモ

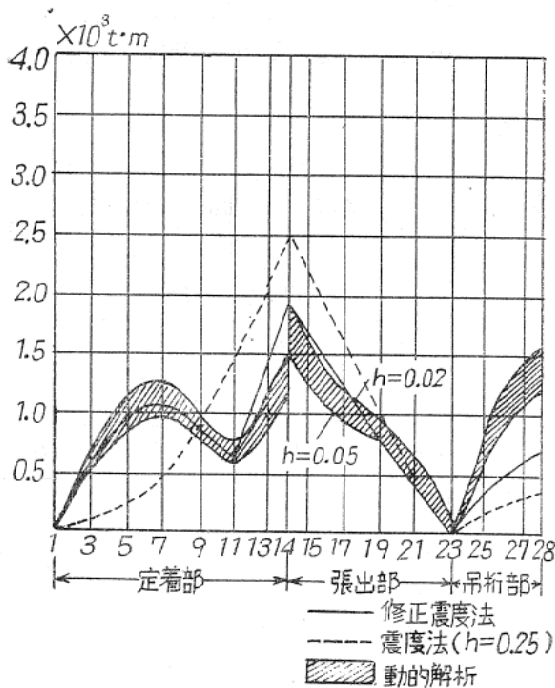


図-4 曲げモーメント比較図

ーメントの比較を図-4に示す。

また同様の方法で橋軸方向の地震に対する設計震度について決定した。

c) 風荷重

ゲルバートラスは大きな剛性を有する構造物であり、風荷重は静的固定荷重として算定した。

橋軸方向 1 m 当りの設計風荷重は次式のとおりである。

$$\text{抗力 } D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 \cdot C_D \cdot A$$

D : 橋軸方向 1 m 当りの抗力 (kg/m)

ρ : 空気密度 0.125 (kg·sec³/m⁴)

V_D : 設計風速 (m/sec)

C_D : 静的抗力係数 2.0

A : 橋軸 1 m 当りの受風垂直投影面積 (m²/m)

$$\text{揚力 } L = \frac{1}{2} \rho V_D^2 \cdot C_L \cdot B$$

L : 橋軸方向 1 m 当りの揚力 (kg/m)

C_L : 静的揚力係数 ±0.35

B : 主構間隔 22.5 m

上式において設計風速は次式によって示される。

$$\text{設計風速 } V_D = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot V_{10}$$

V_{10} , 基本風速 50

α_1 高度による補正係数

$$\alpha_1 = \left(\frac{Z}{10} \right)^{1/8}$$

海面からの高さ (m)

α_2 水平長による補正係数 1.11

基本風速として 50m/sec を用いたが、これは大阪港付近の地上 10m の年間最大平均風速の最近 35 年間のデータより、再現期間 100 年に対して 45~50m/sec の結果を得たためである。

なお現在風洞実験により、④定常空気力の計測、⑤非定常空気力の計測を行ない、本橋の耐風性について検討を行なっている。

④は部分模型、全体模型により定常空気力を計測し、静的空気力係数を算出して設計風荷重強度の検討を行なうものである。

⑤は空気力不安定性を問題にし、部分模型による、本橋の自励振動の可能性、および箱型断

面部材の Galloping および風琴振動の現象を実験的に検討するものである。

d) 架設荷重

架設荷重は、考え得る架設段階ごとの材料の重量（主構鋼重・上路床組鋼重），架設に要するあらゆる機械器具などの荷重（トラベラー荷重，移動足場，荷揚設備，架設設備）を考えた。

(2) 鋼材

この種の長大橋になりますと現在の SM 58 材では断面構成が出来ず，できる限り自重を軽くすること，そして断面をできるだけコンパクトにして架設をやりやすくすると共に，各格点を剛結することによる二次応力を軽減したいために HT80 及び HT70 級の鋼材の使用を考えた。80kg/mm² 級の鋼材の橋梁への適用は U.S. スチール社が開発した T₁ 鋼が最も多く，アメリカ，カリフォルニア州のカルキネツ橋に約 3,000 t 使用された。

わが国においては，京葉道路の花輪橋に全重量 36 t のうち約 8.82 t，HT80 が使用されたに過ぎない。

今回の南港連絡橋には，HT80，HT70 を本格的に使用するにあたり，過去の国内の実験を含め表-4 のごとく阪神高速道路公団規格を定めた。

この規格の主要点を述べると，降伏化の高い高張力鋼を使用するため，特に溶接性と脆性破

表-4 阪神高速道路公団規格 (1971年)

	HT-70		HT-80	
	50 ^{mm} 以下	50 ^{mm} 超	50 ^{mm} 以下	50 ^{mm} 超
降伏点 (kg/mm ²)	63以上	60以上	70以上	68以上
引張強さ (kg/mm ²)	70~85	68~83	80~95	78~93
化学成分 (%)	C ≤ 0.14	C ≤ 0.17	C ≤ 0.14	C ≤ 0.17
	Si ≤ 0.55	"	"	"
	Mn ≤ 1.50	"	"	"
	P ≤ 0.03	"	"	"
	S ≤ 0.03	"	"	"
衝撃値	$vE_{-15} \geq 4.8$	"	"	"
	$vT_{\bar{E}} \leq -35^{\circ}C$	"	"	"
炭素当量 (%)	0.49以下	0.53以下	0.53以下	0.57以下

$$C_{eq}(\%) = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{v}{14}$$

Cu ; 0.3% をこえる場合のみに適用

壊に対する安全性に着目し，化学成分及び衝撃性に対してきびしい条件をつけている。この限度については鋼材に対する制約と製作上の制約とは密接な関係にあり，一方に変した規格では鋼材設計上経済性にも問題があるのでバランスのとれた規格に心掛けた。

鋼材に対して，

脆性破壊を防ぐ手段としての遷移温度は平均エネルギー遷移温度 $vTe \leq -35^{\circ}C$ を規定し，

表-5 最小予熱温度 (°C)

溶接法	" 被覆 アーク溶接		ガスシールド アーク溶接		被覆 アーク溶接		ガスシールド アーク溶接		サブマージ アーク溶接	
	被覆 アーク溶接	ガスシールド アーク溶接	被覆 アーク溶接	ガスシールド アーク溶接	被覆 アーク溶接	ガスシールド アーク溶接	サブマージ アーク溶接	サブマージ アーク溶接	サブマージ アーク溶接	サブマージ アーク溶接
鋼種	SM 50		SM 58		HT70, HT80		HT70, HT80		HT70, HT80	
	突合せ, すみ肉, 角継手		突合せ, すみ肉, 角継手		突合せ, すみ肉, 角継手		突合せ, すみ肉, 角継手		突合せ	すみ肉
t ≤ 25	—	—	40	—						
25 < t ≤ 83	—	—	80	40 *	100	80	100	100	100	80
38 < t ≤ 50	40	角継手 * 40	80	60	100	80	100	100	100	80
t > 50	100	80	100	80 **	120	100	150	150	150	100 **

- (注) 1. HT70, HT80 材における最高予熱および層間温度は 200°C (ts ≤ 50^{mm}), 230° (t > 50^{mm}) 以下とする。(AASHO '70)
2. 太線内は溶示18条に準じ，破線内は本稿製作委員会における鋼材メーカー報告による。
3. * 溶示18条の「ガスバーナーで軽くあふる程度」に準じる。 ** 溶接施工法試験にて確認する。

表-6 鋼材の許容応力度 (Kg/cm²)

	許 容 応 力 度 (Kg/cm ²)					
	SS41 SM41	SM 50	SM 53	SM 58	HT 70	HT 80
1. 軸方向引張応力度(純断面積につき)	1400	1900	2100	2600	3000	3400
2. 軸方向圧縮応力度 λ=細長比	1400-8.4(λ-20) λ ≤ λ ₀ 1400 (λ ₀ =20) 12,000,000 6,700+λ ₂ (λ ₁ =93)	1900-13(λ-15) λ ≤ λ ₀ 1900 (λ ₀ =15) λ ₀ < λ < λ ₁ 12,000,000 5,000+λ ₂ (λ ₁ =80)	2100-15(λ-14) λ ≤ λ ₀ 2100 (λ ₀ =14) λ ₀ < λ < λ ₁ 12,000,000 45,000+λ ₂ (λ ₁ =76)	2600-21(λ-14) λ ≤ λ ₀ 2600 (λ ₀ =14) λ ₀ < λ < λ ₁ 21,000,000 36,000+λ ₂ (λ ₁ =67)	3000-29(λ-14) λ ≤ λ ₀ 3000 (λ ₀ =13) λ ₀ < λ < λ ₁ 10,000,000 25,000 λ ₂ (λ ₁ =57)	3400-35(λ-12) λ ≤ λ ₀ 3400 (λ ₀ =12) λ ₀ < λ < λ ₁ 10,000,000 23,000+λ ₂ (λ ₁ =54)
3. 曲げ応力度 (1)桁の引張縁(純断面積につき) (2)桁の圧縮縁(純断面積につき) ①圧縮フランジが直接鉄筋コンクリート床版などで固定されている場合 ②A _w /A _c ≤ 2 I型・U型断面 ③A _w /A _c > 2 l: 圧縮フランジ固定間距離(cm) b: 圧縮フランジの幅(cm) K = √(3 + A _w /2A _c) ④II型断面 箱型断面	1400 1400 1400-24(l/b-4.6) 30ξl/b < 4.5 1400	1900 1900 1900-38(l/b-4.0) 30ξl/b > 4.0 1900	2100 2100 2100-44(l/b-3.5) 27ξl/b > 3.5 2100	2600 2600 2600-64(l/b-3.0) 25ξl/b > 3.0 2600	3000 3000 3000-42(Kl/b-5) 3000 3000	3400 3400 3400-50(Kl/b-5) 20ξl/b > 2.5 3400-100(l/b-2.5)
4. 剪断応力度(純断面積につき)	800	1100	1200	1500	1700	1900

(注) 1) 曲げ応力度の②③④については、桁のフランジ固定点間で曲げモーメントが変化するとき、M/Mを乗じて許容応力度を増加させることができる。但し②③の桁を勘定してはならない。

M₀: 設計荷重に作用する曲げモーメント(Kg/cm)
設計断面を含む固定点で、その固定点に作用する曲げモーメントを M_f としたとき、0.6+0.4と0.4のうち大きい方を用いる。

但し、中間に最大曲げモーメントが生ずる場合は、その値をM_fとする

2) 3. ②③④の

A_c: 圧縮フランジの純断面積(cm²)

A_w: 腹板の総面積(cm²)

ボンド部で $vTe \leq 0^\circ C$ を目標とした。

炭素当量は圧力容器規格 WE S-135 より 0.1 大中の減少を規定し、50 mm 以下の鋼板で HT80 を 0.53 以下 HT70 で 0.49 以下とした。

製作に対して

溶接性と、ボンド部の脆化、軟化中の問題からあまり入熱量が大きくなると欠陥を生じやすくなるので最大入熱量 50kj/cm を以下とした。

溶接予熱温度の上限（目標）として HT80、50mm 以下は $100^\circ C$ 、50mm 以上で $150^\circ C$ とした。

実際の施工にあたっては溶接施工試験の結果表-5 の予熱温度とした。

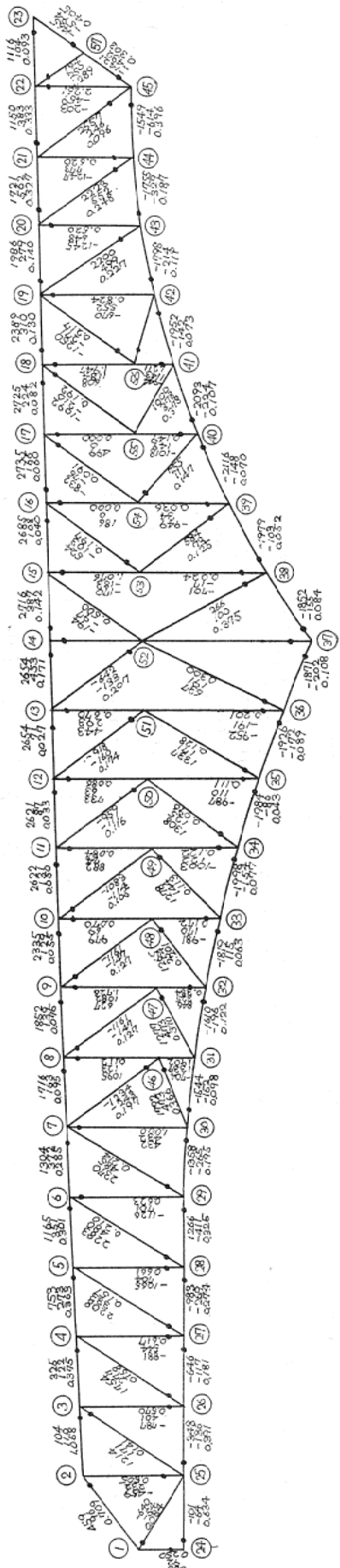
公団規格に対する確認をするため確性試験案を作成し 25mm、50mm を昭和45年12月に鉄鋼6社の試験が完了し、ハイレベルの鋼材が作られる見通しが得られた。

その後設計において、二次応力の軽減のため断面構成をコンパクトにし、又撓みを少なくするため、桁高を高くし、格間長を14mから18mに変更することにより、使用板厚の拡大が有効なため 75mm 100mm（自由とした）の確性試験を昭和46年7月に完了した。その結果から可能であるため、最終的に HT80 で 75mm max（一部 100mm 使用）の鋼材を主要部材に使用することにした。

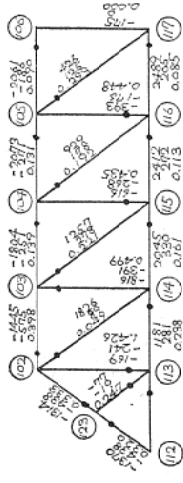
(3) 許容応力度

各種鋼材の許容応力度は表-6のとおりであるが、HT70、HT80については改訂鋼示の考え方に沿っている。

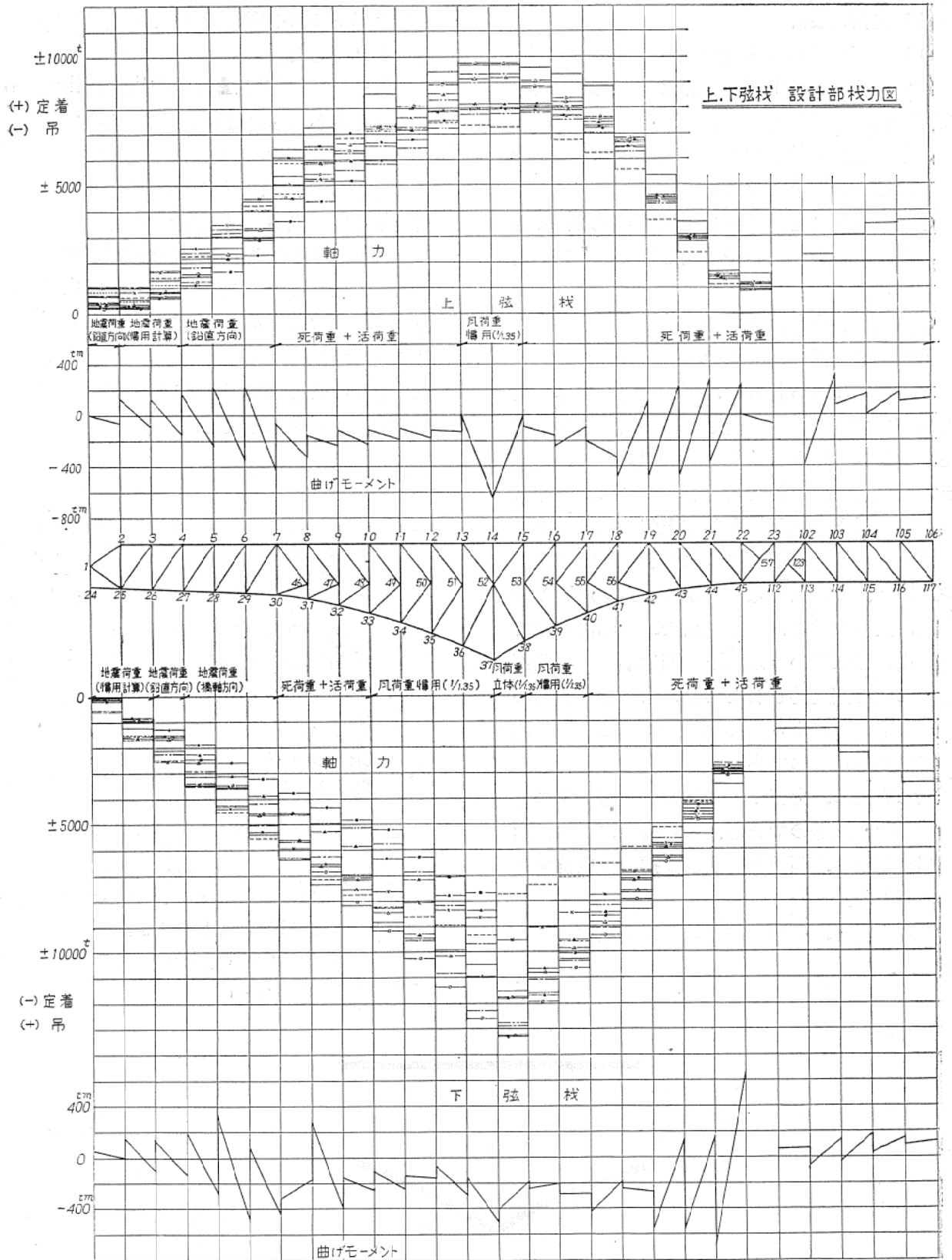
この考え方は部材の初期撓み (1/1000)、残留応力、材質による降伏点のばらつきおよび断面形状等を考慮している。



荷重 死荷重 + 活荷重



注. 上段 : 軸応力 kg/cm^2
 中段 : 剛結トラスとしての曲げ応力 kg/cm^2
 下段 : 曲げ応力 / 軸応力
 —●— : 曲げ応力の大きい部



(4) 主構の設計

a) 鉛直荷重による設計

鉛直荷重による主構の設計は次の仮定のもとで変形法により解析した。

①各格点は剛結とする。剛結による2次応力は図-5のとおりである。

②定着トラスと吊トラスを別々の構造系とし、吊トラス反力を荷重として先端に載荷する。

③荷重は格点荷重とする。

b) 水平荷重による設計

水平荷重による設計は、平面構造、立体構造の両方について解析検討した。平面構造解析は定着トラス、吊トラス別個の構造系とし、吊トラスの反力を荷重として定着トラスに載荷した。なお吊トラス反力として上弦面には吊トラス反力の1/2、下弦面には吊トラス反力の全部を用いた。このような吊トラス反力を用いた理由は、上弦面は端部が橋門構で、中間部が塔で弾性支持されているが、下弦面は端部、中間部ともに吊で剛支持されており、吊トラスからの荷重が下弦面により多く伝達されることを考慮して決定したものである。

立体解析は、定着トラスのみを立体トラスとして解析したものである。この場合、部材は両端剛結で軸力、両軸曲げおよび捩りに抵抗するものとした。

なお対傾構、横構は軸力のみ抵抗する部材とした。

また吊トラスからの荷重は、上下弦面とも反力の1/2とした。

立体解析は平面解析に比べてより厳密解であるといえるかもしれないが、この解法においても地震荷重を静的荷重として上下弦面同じ震度分布としている点、下部工の弾性支持の影響を無視している点等、実際の動的挙動を考えた場合、果たしてこれらの仮定が妥当かどうか疑問である。なおこの問題については、現在上下部を含めた立体モデルで地震応答解析を行ない検討を進めている。

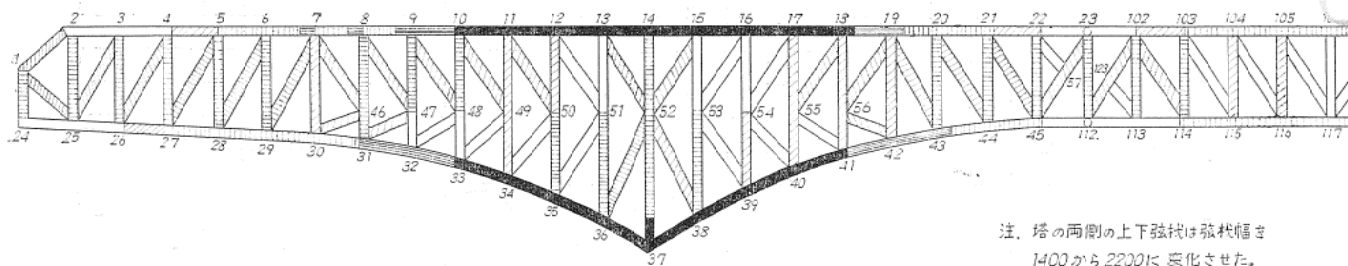
以上の結果として図-6に主構部材力図、図-7に主構断面図と使用鋼種を示す。

表-7 荷重の組合せに対する許容応力度の割増

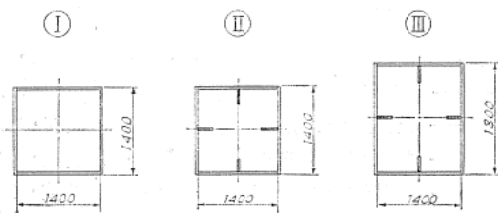
荷重の組合せ		割増率
完成時	$D+T+L$ 主荷重	0%
	$D+T+L+SS$ 2次応力考慮	10
	$D+T+W$ 風荷重	35
	$D+T+L_w+W_L$ "	25
	$D+T+L_{EQ}+E_Q$ 地震荷重	45
	W (横構) 風荷重	35
架設時	E_Q (") 地震荷重	45
	$ER+D+SS$	35
	$ER+W+D$	50
	$EQ+L_w+D$	60

ここで

- D : 死荷重 L : 活荷重 T : 温度変化
- W : 風荷重 : 風荷重載荷時の活荷重($=L/2$)
- W_L : 活荷重載荷時の風荷重($W/2$)
- E_Q : 地震荷重 L_{EQ} : 地震荷重時の活荷重($=L/2$)
- ER : 架設荷重 SS : トラス剛結による2次応力



注. 塔の両側の上下弦材は弦枕幅き1400から2200に変化させた。



- HT 80
- HT 70
- SM 58
- SM 50
- SS 41

c) 荷重の組合せと許容応力の割増
表一7に示す。

d) 断面構成

上下弦材の基本寸法は1800×1400(図一7参照)でウェブを厚く、フランジを薄くする考え方を採用した。

使用材質はSS41~HT80, 最大板厚を75とした。添接はHTボルトF11TでM30とM24を主構に採用, その他はM22を使用した。

e) 格点構造

ガセットの板厚の計算は曲げと軸力が作用した次式から求めた。

$$t = \frac{10^5}{3\sigma} \left(\frac{P}{b} + 3 \times 10^3 \frac{M}{b^3} \right)$$

t : 板厚 (mm) 最小板厚 9 (mm) 以上

P : 軸力 (t)

M : 曲げモーメント (t, m)

b : 板巾 (mm)

σ : 鋼材の許容応力度 (kg/cm²)

引張りの場合にはボルト穴を考慮した。

f) 使用鋼材

鋼種別設計重量は次のとおりである。

HT 70 4197^t (52^{mm}以上 1620^t
50^{mm}以下 2577^t)

HT 80 1074

SM 58 8924

その他 18028

支 承 1720

HTボルト 721

合 計 34664^t

主橋梁以外の取付部に使用する鋼材は

SM58 以下の鋼材 26000^t

鋼 管 28000

鉄 筋 20000

74000^t

南港連絡橋全体として約 110000 t³ 要することになる。