

関門橋架設工事

村上 永一*

はじめに

関門海峡に橋を架設しようという計画は古くからあったが、その最初の提案は大正 5 年東京帝国大学教授広井勇博士によってなされた中央スパン 560 m のカンチレバー トラスの鉄道橋であります。これは、複線の鉄道、複線の軌道の両側に 12 ft の道路をもち、使用鋼材重量は 55 680 t であります。この橋が建設されておれば、当時、長大スパン橋の首位にあった、カナダのケベック橋（中央スパン 548 m、カンチレバー・トラス、1917 年）を抜き、世界第 1 位の長大スパン橋となるものであります。

次いで昭和 12 年、内務省土木局により、中央スパン 720 m の吊橋の道路橋が計画されました。内務省土木局の関門国道連絡設計調査書によると、15.0 m の車道の両側に 2.5 m の歩道を設け、吊材間隔 22.0 m の吊橋で、その上部構造の鋼重は 34 900 t（塔 12 606 t、吊構造 12 949 t、ケーブル 9 345 t）で、うち高張鋼である D 鋼を 15 567 t 使用する設計でありました。この吊橋が建設されておれば、当時としてはゴールデンゲート橋（中央スパン 1 280 m、1937 年）、ジョージ ワシントン橋（中央スパン 1 067 m、1931 年）に次ぐ世界第 3 位の長大スパン橋となるものであります。

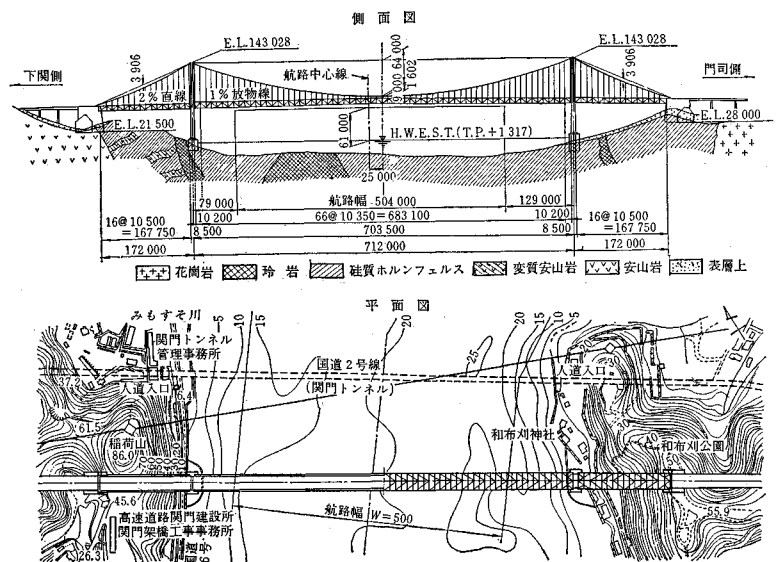
しかし、内務省では海峡に橋を架けること自体が有事に際して航行の障害になりうるとして、トンネル工事に着工しました。この関門国道トンネル工事は、戦中、戦後の悪条件と闘いながら工事が進められ、昭和

27 年有料道路制度の発足とともに本格的に工事が進められ、昭和 33 年開通するに至りました。

開通当時平均日交通量 1 640 台にすぎなかった関門トンネルの交通量は、5 年後の昭和 37 年には平均日交通量 4 610 台/日、さらに 10 年後の昭和 42 年には 13 180 台/日と年々 30% くらいずつ上昇して、昭和 46~47 年には関門トンネルの交通容量は 21 500 台/日に達することが予想され、昭和 47 年度中に新たな施設として第 2 関門国道の供用を開始する必要性が明らかとなりました。そこで、昭和 40 年 12 月、建設省は昭和 47 年までに関門海峡に吊橋を建設することを決定しました。

昭和 39 年以来、建設省によって進められていた第 2 関門連絡道路の計画は、昭和 42 年着工とともに日本道路公団に移され、公団の有料道路事業として進められることとなりました。この間、日本道路公団は中国縦貫自動車道および九州縦貫自動車道の施工命令を受け、その工事に着工しており、関門橋は当面の国道交通緩和を目

図-1 関門橋平面および側面図



* 正会員 工博 日本道路公団理事

表-1 関門トンネル交通量の推移

年 度 (昭和)	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
年平均日交通量(台/日)	1 640	2 105	2 780	3 773	4 610	6 330	7 910	9 340	11 462	13 180	15 247	17 405
指 数	100	128	170	230	281	386	482	570	698	804	930	1 061
年最大日交通量(台/日)	4 546	2 892	3 703	5 396	8 209	9 160	10 842	14 116	15 681	18 493	22 802	30 544

表-2 本州~九州間の交通量の推計

年度(昭和)	乗用車	バス	普通トラック	小型トラック	軽自動車	合計	倍率
39	(21) 1 590	(1) 103	(26) 2 025	(15) 1 218	(37) 2 974	(100) 7 910	1.0
45	(27) 5 209	(1) 174	(26) 4 895	(17) 3 288	(29) 5 569	(100) 19 135	2.4
55	(33) 12 982	(1) 346	(21) 8 379	(16) 6 530	(29) 11 363	(100) 39 600	5.0

表-3 主要材料表

区 分	上 部 構 造		下 部 構 造			
	鋼 材 (t)		箇 所	コンクリート(m³)	鉄筋(t)	鉄骨(t)
塔	5 826	アンカレッジ	下 関	54 397	348	301
	5 510			門 司	49 949	229
ケーブル	2 734	橋 脚	下 関	10 916	775	42
	703			門 司	12 828	1 236
ケーブルアンカー フレーム	2 734	吊 構 造	I ビーム、 グレーチング	8 955		
サドルなど	703			2 886		
計	26 114			128 090	2 588	733

的とはしているが、一方、中国、九州縦貫自動車道を接続する使命もあるので、いかなる道路として工事を進めるかにつき検討した結果、両縦貫自動車道に接続する関門自動車道として建設されるよう昭和 43 年 4 月に施工命令が出されました。

1. 関門橋の諸元

関門橋の諸元は、次の通りであります。

- 橋の等級：一等橋 (A-3 級, 80 km/h)
- 橋 種：3 径間普通型吊橋
- 橋 長：1 068 m
- 中央径間：712 m
- 側 径 間：178 m
- 桁 下 高：61 m (期望平均高潮位上)
- 幅 員：中央分離の 6 車線 26 m
- ケーブル：径 667 mm
- ワイヤー本数：14 014 本
- ワイヤー総延長：32 500 km
- 塔の高さ：133.8 m (海面上 140.8 m)
- 総事業費：285 億円 (道路 11 km を含む)

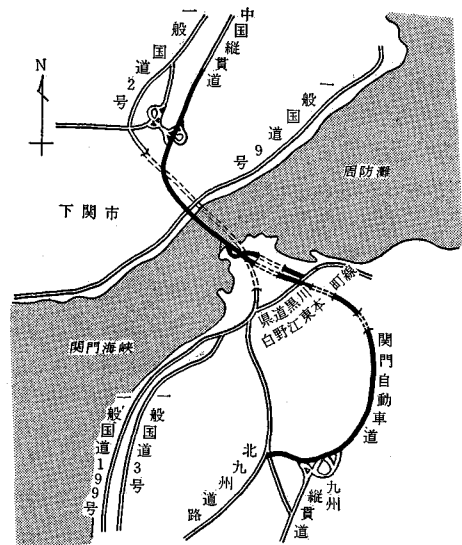
2. スパン割および下部構造の位置

架橋地点は、現国道トンネルの西方 200 m に位置し、門司側の橋脚は和布刈神社鳥居前の水際に、下関側の橋

脚は国道 9 号線の護岸前面の水際におき、中央スパンは 712 m とし、主航路幅 500 m と小型船の航行余地を確保しました。吊橋のアンカーブロックは、下関側では標高約 40 m の丘陵の背後の凹地に、門司側では、標高約 50 m の丘陵上におき、橋脚から後方にそれぞれ 178 m の位置となった。したがって、中央径間と側径間の比は 0.25 と側径間の短い吊橋となりました。ちなみに、ジョージワシントン橋の側径間比は 0.17 で、長大吊橋では最も側径間が短いものであります。

アンカレッジは、下関側では EL+22.0 m まで、門司側では EL+25.0 m までオープンカットとし、直接基礎で幅 44.0 m、奥行 55.0 m、高さ 46.39 m (門司側 42.89 m) のコンクリート構造としました。橋脚は下関側は EL-7.00 m の面まで、海側を高さ 4 m、幅 3 m のセルラーブロックと、高さ 3 m の場所打ちコンクリートで締切って内側をオープンカットし、直接基礎で、20×40 m のマッシブなコンクリート構造とし、門司側は海側を連続鋼管杭 φ900 mm で締切り、20×40 m の空気ケーソンをすえ置き、EL-23.00 m まで沈下させた。

図-2 関門自動車道位置図



3. 桁下高

現在の関門航路の水深は -10 m 程度で、貨物船は 2 万総トン級まで、積荷を降せば 3 万総トン級まで航行できます。運輸省の長期の整備計画によれば、航路水深は

-13 m まで深める構想であるとされております。

この水深では、タンカーは3万総トン以下で、パラストコンディションでも水面上40 m であり、貨物船は4万総トン以下で、高さは50 m を越えることはない。

問題は大型客船で、日本に寄港するマストの高いものは、キャロニヤ号(34183トン)のマスト高59 m、キャンベラ号(45270トン)の57 m であるが、1961年建造のキャンベラ号の57 m を対象とし、波浪およびトリムなどによるマスト高の変化を2 m、さらに余裕2 m を加えて61 m の桁下高としました。

4. 地質および地盤定数

地質は中生代のいわゆる関門層群が広く分布する地域に相当し、砂岩、頁岩、凝灰岩、礫岩などの堆積岩類とこれを貫く花崗岩類および安山岩質の火山砕屑岩流によって構成されている。そして、堆積岩類はもちろん、安山岩も貫入した花崗岩の熱変成を強く受けてホルンフェルス化が著しく、わずかに原岩構造をとどめるにすぎない。

この地質概要を概念図とすれば図-1 のようになり、関門海峡を主断層とする断層帯に位置し、全体に小さな断層が数多くみられ、特に下関側アンカー部で確認された堆積岩類から安山岩への急変は断層によるものと考えられます。また、この断層線を境界として、これより北西側(アンカー背後)は比較的マシな安山岩が一般に分布するのに対し、アンカー部前面およびピア一部に分布する安山岩は凝灰質な堆積物と互層をなすものが多い。一方、門司側のアンカー部およびピア一部では、これらと同質の安山岩はほとんど認められず、ホルンフェルス化した堆積岩も一般に珪質なものが比較的多かったこと、花崗岩の貫入岩体に近接することによっています。

ここで行った地質調査としては、①弾性波調査、②物理検層、③コアボーリング(84ヵ所)、④プレシオメーターによる地盤側圧試験(143点)、⑤ジャッキ試験、⑥湧水試験を行ない、他の岩盤試験に関する諸報告などを参考として、下部構造物の設計に必要な地盤の諸定数を決定しました。

上記地質調査の結果から、橋脚およびアンカレッジの基礎の位置を決めましたが、表-4 に示してある通りです。基礎部では、一部に新鮮部(変形係数7000 kg/cm²以上)の岩石もありますが、大部分は亀裂帯(変形係数5000~7000 kg/cm²)と亀裂破碎帯(変形係数2000~5000 kg/cm²)であって、さらに悪いところはコンクリートで置き換えています。

設計上考慮する地盤の許容支持力は、水平載荷試験に

表-4 地盤の許容支持力および、せん断定数

区 分		下関アンカレッジ	下関橋脚	門司橋脚	門司アンカレッジ
基礎底面の位置(m)		EL+22.0	EL-7.0	EL-23.0	EL+25.0
せん断定数	c (t/m ²)	6	13	10	10
	φ (度)	30°	35°	30°	30°
許容支持力	定時(t/m ²)	軟岩 210	軟岩 330	軟岩 240	軟岩 160
	地震時(t/m ²)	軟岩 320	軟岩 500	軟岩 360	軟岩 250

よる極限支持力と、岩盤の粘着力(c)、内部摩擦角(φ)を求め、テルツァギーの支持力公式による極限支持力を算定し、両者の結果を勘案して、表-4 の許容支持力の値を採用しました。

5. 地震に対する配慮

海峡を渡る長大構造物におよぼす地震の影響には、第一に断層による地盤の Dislocation、地盤の永久変位などにより構造物に与える影響であり、第二は、地震が構造物を振動させることにより生ずる影響であります。

いま、中央スパン1000 m、側スパン300 m の吊橋の主橋脚間の距離の相対変位が1.0 m に達すると仮定しても、ケーブルの応力で1.6%、主塔の応力で14.6%、吊構造の応力で10.4% を変化させるだけで、吊橋に重大な損傷を与えるとは考えられず、吊橋は地盤の変位に対してよく適応する構造といえましょう。また、関門海峡において将来の地盤の相対変位を推定する資料もないので、この面での影響は考えないこととしました。構造物に対する地震動の影響は、地震時における構造物の挙動によって異なります。したがって、構造物の地震に対する応答を正しく把握することが必要であります。関門橋では、従来の震度法でなく、地震時にどのような応答をするかを考慮した修正震度法を使用しています。応答を考慮した修正震度法は、構造物の動力学的特性、既往に観測された地震動の特性などにに基づき、構造物の平均的な地震時応答を設計計算に取り入れやすいよう評価したものであります。

吊橋は比較的剛な主橋脚およびアンカレッジ、中程度の剛性をもつ主塔、剛性の小さいケーブルおよび吊構造部からなる複合構造物であって、無限に多くの基準振動モードをもっており、地震時における応答は複雑であります。修正震度法においては、吊橋の各部分ごとに地震時の応答が卓越する振動のモードを求め、このモードの固有周期を基準周期として、基準周期から各部分ごとの地震荷重を求めることとしました。したがって、地震時における吊橋の実際の応答は、修正震度法に仮定した応答と若干異なることも考えられるので、設計結果を動的に解析し、地震時の総合的な挙動を明らかにすることが望ましいとしています。

(1) 主橋脚およびアンカレッジの耐震設計

下部構造の固有周期は、下部構造の形状、寸法、剛性、地盤の条件、周囲の水および土の状況により異なります。その正確な値の算出はかなり複雑であります。ここで計算の便宜上 図-3 (1) に示すような下部構造物を仮定し、図-3 (2) に示す水および土による仮想重量ならびに、これらによる回転慣性を考慮し、基礎岩盤は弾性的な回転ばねおよびせん断ばねに、周囲の土は圧縮または引張変形を生ずるばねに置換し、かつ、下部構造は剛体と仮定します。このように仮定すると、下部構造は Translation と Rocking の 2 自由度の振動系で表わされます。この 2 自由度の力学モデルの 1 次固有周期を基準周期とします。

一方、日本の比較的硬質地盤上の 7 地点で観測された地震動記録について、固有周期と減衰定数をいろいろと変えた構造物について、地盤のばねの非線型性を考慮して最大応答加速度の平均スペクトルを求め、この平均値応答スペクトルをもとにして、構造物の最大応答と地震動の最大加速度の比と固有周期との関係図より、図-4 の下部構造における補正係数 m_1 と卓越周期 T との関係を求めています。

下部構造の重心に作用させる設計震度は、上記の 2 自由度の振動系として求めた基準周期に対応して、図-4 から求めた補正係数 m_1 を基準震度 k (関門橋では $k=0.15$) に乗じて求めた基本応答震度 k_R をとります。

$$k_R = mk$$

また、設計震度の分布は回転の中心でゼロであり、重心点で基本応答震度 k_R とする台形分布とします。したがって、橋脚天端 (主塔の基部) での設計震度は

$$k = \frac{l_V}{l_0} k_R$$

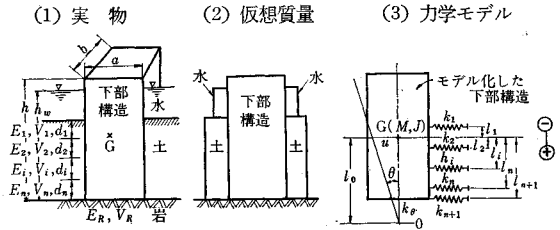
下部構造の安定計算は上記の台形分布の設計震度を構造各部の重量に乗じて求まる水平力を作用させて行ないます。

また下部構造の変形は、これらの水平力を前に仮定したばね系に作用させ静的計算によって求めます。さらに地盤反力は構造物との境界面での変形量に地盤のばね定数を乗じて求めます。下部構造の耐震安定計算結果は、表-5 の通りであります。

(2) 主塔の耐震設計

主塔の卓越振動周期は、主塔を橋軸方向に底面固定、頂部ヒンジで支持された柱、橋軸直角方向には底面固定頂部自由な柱と仮定し、その曲げ振動の基本固有周期を用います。主塔は橋脚頂部に固定されておりますから、この修正震度法においては、主塔基部において考えるべ

図-3 下部構造のモデル化図



- ここに
- a, b, h : 下部構造の振動方向の長さ、振動の直角方向の長さ、高さ
 - h_w : 水深
 - d : 根入れ深さ
 - E_i, V_i : 下部構造側面における第 i 層 ($i=1 \sim n$) の土の弾性係数とポアソン比
 - E_R, V_R : 下部構造底面の岩の弾性係数とポアソン比
 - G : 力学モデルの重心
 - M, J : 力学モデルの全質量 (下部構造重量+水の仮想質量+土の仮想質量), G 点まわりの回転慣性
 - U : 重心点の水平変位
 - θ : 力学モデルの回転角
 - k_i : 側面の第 i 層の土の水平ばね定数
 - k_{n+1} : 底面岩盤のせん断抵抗による水平ばね定数
 - k_0 : 底面岩盤の回転ばね定数
 - O : 力学モデルの回転中心

図-4 下部構造の場合の補正係数 m

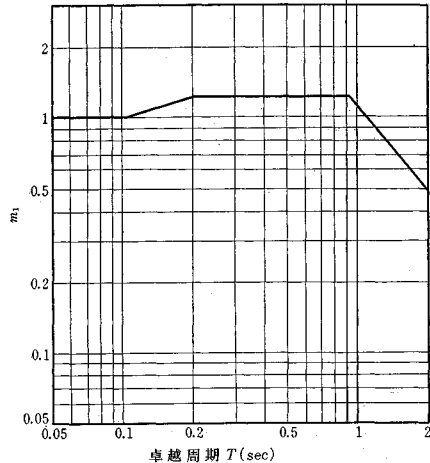
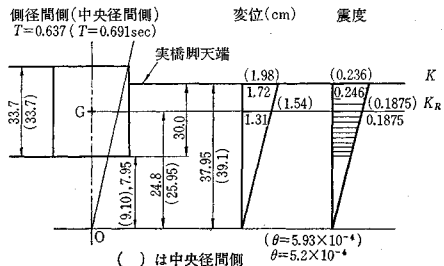


図-5 下部構造の設計震度分布 (門司側橋脚)



き基準震度 k は橋脚頂部の設計震度を用います。塔は 1 自由度の弾性系と考え、減衰係数 2% の最大応答加速度の平均スペクトル曲線を基準として定めた補正係数 m_1 により、塔底部の基準震度から求めます。

$$k_D = m, k$$

表-5 下部構造の耐震安定計算結果

区 分	下 関 側 橋 台		門 司 側 橋 台		下 関 側 橋 脚		門 司 側 橋 脚	
	2 自由度	動的解析	2 自由度	動的解析	2 自由度	動的解析	2 自由度	動的解析
鉛直方向の地盤変形係数 (t/m ²)	1.238×10 ⁵	1.315×10 ⁵	3.2×10 ⁵	3.2×10 ⁵	1.19×10 ⁵	1.19×10 ⁵	1.2×10 ⁵	1.2×10 ⁵
周 期 (sec)	0.56	0.44	0.32	0.24	0.46	0.21	0.64	0.44
回 転 中 心 (m)	93.8	87.2	102.5	82.35	34.84	19.15	26.3	19.2
重心点の変位 (cm)	1.5	1.506	0.46	0.346	1.0	0.276	1.63	1.138
回 転 角 (rad)	1.56×10 ⁻⁴	1.722×10 ⁻⁴	4.53×10 ⁻⁵	4.251×10 ⁻⁵	2.87×10 ⁻⁴	1.462×10 ⁻⁴	6.29×10 ⁻⁴	6.329×10 ⁻⁴
地 盤 反 力 (t/m ²)	140.7	120	106.7	91	128.5	79	221	190
支持力に対する検討	140.7<320	120<320	106.7<250	91<250	128.5<500	79<500	221<360	190<360
滑動に対する検討	1.51<1.5	1.73<1.5	1.6<1.5	1.6<1.5	3.2<1.5	5.4<1.5	3.4<1.5	4.2<1.5

注：① 地盤反力は最大値を生ずる状態の値である。

② 滑動に対する安全などは最小値を示した。

主塔における震度分布は、等分布と考えます。関門橋の主塔の固有周期は、橋軸直角方向で 0.47 sec、橋軸方向で 0.67 sec、補正係数はそれぞれ 1.8 であります。また、橋脚天端での設計震度は 0.236 であるので、塔の設計震度は 0.43 となり、地震荷重として、2.92~3.27 t/m を受けることとなります。

(3) 吊構造およびケーブルの耐震設計

吊構造およびケーブルの振動周期は方向にもよりますが中央スパンでは、4.8~9.8 sec ときわめて長い値となっております。したがって、地震動に対する応答は小さく地震の影響は少ないので、応答を考慮した修正震度法は吊橋に適することを示しています。

中央スパンおよび側スパンにおける吊構造およびケーブルの卓越振動周期としては、表-6 に示す地震動の作用方向と、それに対応する吊構造物およびケーブルの振動モードの固有周期を用います。

表-6 吊構造およびケーブルの応答が最も卓越するモード

番号	地震動の作用方向	応答振動の方向	応答が卓越するモード	
			中央径間	側径間
1	橋軸方向	橋軸方向	逆対称1次	逆対称2次
2	鉛直方向	鉛直方向	対称3次	対称3次
3	橋軸直角方向	橋軸直角方向	対称1次	対称2次

吊構造部およびケーブルの固有周期は、厳密にはたわみ度理論に基づく運動方程式を解くこととなりますが、本州四国連絡橋の吊橋で動的解析を行なった結果によれば、支間長に支配されると考えられ、表-6 に示す各振動方向における卓越振動周期は種々の計算結果や実験の結果から整理して、支間長の関数で示したものをを用いています。

吊構造およびケーブルの基本応答震度は、アンカレッジ重心点の設計震度からケーブル定着部の震度 k を求め、これに補正係数 m_1, m_2 を乗じて求めます。係数 m_1 は減衰定数 0.5% に対応する平均応答スペクトルを

基本として、卓越振動周期との関係において求められた図表のものを用い、 m_2 は地震動の方向と構造物の応答振動の方向とが直交する場合には、1 以下でよく、ここでは、0.25 を採用することとしています。

しかしながら設計上の安全を確保するため、設計震度は 0.02 を確保することとしています。

6. 設計風速および風洞実験

吊橋はケーブルに支えられている構造で、柔軟性に富むために、長大スパンをまたぐに適した構造物であります。そのため風に対して振れやすく、架設地点で期待される風の強弱は、吊橋の耐風安定性を確保するうえに大きな問題であります。

関門吊橋の設計風速については、北九州市和布刈公園の送電鉄塔に自記風速計を設置し現地観測を開始するとともに、昭和 41 年度から気象庁に委託して関門海峡における風速の再現期待値に関する調査ならびに地形模型の風洞実験による関門海峡の気流に関する調査を行なってもらいました。10 分間平均風速の最大期待値は、海峡付近に散在する気象官署、官民の風速観測所合計 13 地点における既往の観測資料を用いて算出しました。

架橋地点の基本風速の 5 年期待値および 20 年期待値は 20.3 m/sec、22.8 m/sec であります。年最大値の分布、資料年数による修正をほどこし偏差を考慮すると、100 年期待値は 29.5±4~31.7±4 m/sec となり、100 年期待値の上限値より、基本風速として 35 m/sec を適当と考えました。

地形模型の風洞実験では 1/10 000 および 1/3 000 の地形模型を用い、風洞風速 7 m/sec で、橋軸方向を考慮して北東、南西の方向で実施しました。関門吊橋を含む鉛直面内における風速分布は地形の収束現象が明らかであり、門司側塔に着目して風速と高さの関係は指数 1/5 のべき法則によることを見出され、これらを勘案して吊橋各部の設計風速は次のように決めました。

① 補剛桁：

$$35.0 \times 1.45 \times 1.092 \div 53.5 \text{ m/sec} \rightarrow 55 \text{ m/sec}$$

② ハンガーおよびケーブル：

$$35.0 \times 1.54 \times 1.092 = 59.0 \text{ m/sec} \rightarrow 59 \text{ m/sec}$$

③ 主塔：

$$35.0 \times 1.552 \times 1.175 = 63.5 \text{ m/sec} \rightarrow 63 \text{ m/sec}$$

吊構造は中央分離帯のある6車線で、道路幅員26m、吊材間隔29mとしています。計画段階では、トラス高6m(3種類)でありましたが、強風に対する安定性がよくないので、構高9mのトラス型とセパン橋に用いた偏ボックス型(3種類)のものについて建設省土木研究所において風洞実験を行なったのであります。

風洞実験結果から、耐風安定性のよいものとしては、トラス高9mとボックス型桁C型(桁高3.00m、ボックス下面が直線形でほぼ対称断面)とでありました。この両者についての風洞実験結果を示せば、図-6の通りであります。

いずれの形式も、水平方向の風に対しては振幅の発散する振動の風速は実験の範囲では求められず、すこぶる安定したものであります。トラス型においても、発散風速は風向の迎角が2°で77m/sec、4°で60m/sec、5°で55m/secと、迎角の大きいところでは、限界風速(設計風速×1.2)をやや侵しますが、その改善の見直しはございます。

ボックス型では、発散振動は迎角+7.5°のときでも80m/secの風速であって、安定性はよいといえます。ただし、迎角+7.5°、-7.5°の場合、低風速で限定振動

で現われるが、それも実橋の減衰定数を $\delta=0.04$ とすればほとんど消滅するとも考えられます。

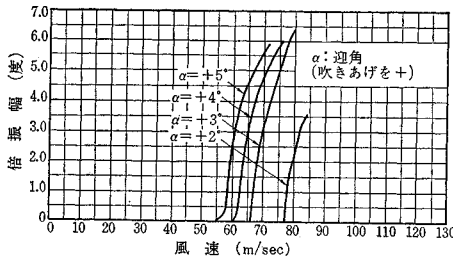
7. 吊構造物としてトラス型の採用

トラス形式、ボックス形式ともに強風に対して安定した形状のものが得られる見通しができたので、両者の比較は工費、工期、工事の安全性の比較となり、主要材料の比較は、補剛桁の前者9726tに対し、後者は9845tでほぼ同じであるが、後者は床版用コンクリート3200m³が必要としないので死荷重が軽く、ケーブルおよびハンガーにおいて約1000t、塔において370tを減ずることになります。工費は、製作費のところで後者の方が安いと考えられますが、ここで現場での工費が大きく影響してくるわけです。

補剛桁の架設は、大単位に組立てたブロックを海面を利用して架設する箇所の直下に運び、吊上げて架設するのが最も能率高いとされておりますが、関門橋では海峡の潮流の状況、船舶の航行状態から、任意の箇所で大重量(箱桁のブロック重量140t)のブロックを吊上げられないし、側スパンの陸上部では別の方を考えなくてはならないことになります。したがって、関門橋では塔前面の海面上から補剛桁の架設単位を吊上げ、トラス形式では塔からスパン中央に向かって架設し、材料運搬は架設しおわったトラスを利用して架設を進めます。ボックス桁では、主ケーブルを利用した巨大な吊下げキャリアでスパン中央に運び、スパン中央から、塔の方にうし

図-6 吊構造部の風洞実験結果

(1) トラス形式・桁高9.0m



(2) 箱桁形式・C形式

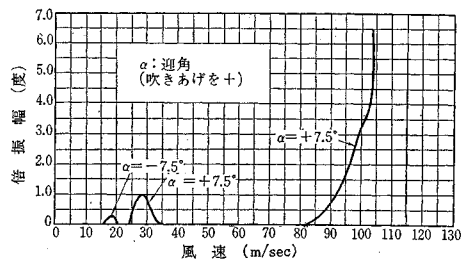
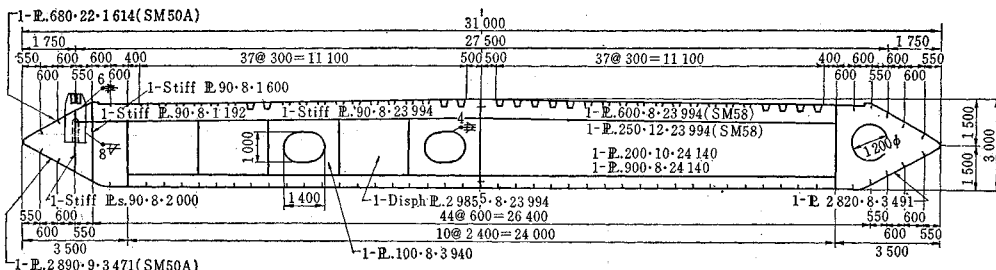


図-7 ボックス断面の補剛桁



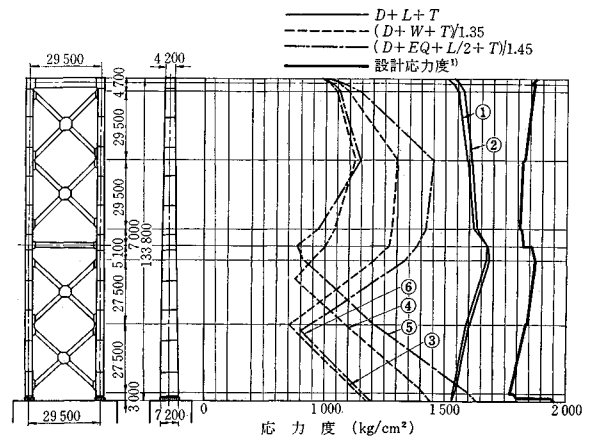
ろさがりで架設します。間隔 29 m のケーブルにたより、140 t のブロックを運搬しうるキャリヤーは、自重が 150 t にもなり、工費を割高にするばかりでなく、橋脚前面での箱桁の大ブロック吊上げも潮流の関係で作業日が著しく制約され、大ブロックによる工期短縮は期待できません。したがって、現場架設日数は両者ともほぼ同じであり、工費はボックス形式の方が高くなり、全体と工費は両形式ともほぼ同じと考えてよいことになりました。

最後に工事中の安全性であります。大ブロックを吊下げて移動する吊下げキャリヤーは設計はできても実施例がほとんどなく、航路上を吊下げ移動する時間が長く、不測の事故の可能性が大きく、またこのような事故が起きた場合の影響は甚大であると考え、工事中安全性の高いトラス形式の採用に踏み切ったわけがあります。なお、トラス形式では、将来交通量の増加に対しトラスに下路の車道を入れることができ、もう 2 車線の車道を入れうる設計的な余裕を考えているわけです。

8. 主塔の設計

主塔は基部固定のフレキシブルタワーで、塔の有効高は、中央スパンの 1/11 をとり、橋脚上からの高さは 133.8 m となります。その基部は、橋脚の頂部に埋込まれたアンカーフレームに $\phi 200$ mm のアンカーボルト 42 本を用いて定着します。主塔は基部で 7.20 × 3.20 m 頂部で 4.20 × 3.20 m の矩形断面で、3 室に区切られています。第 1 段ブロック (高 2.50 m)、第 7 段ブロック (高 5.80 m)、第 13 段 (高 4.50 m) ブロックは一体として製作されますが、そのほか 10 段あるブロックは高 12.50 m で、中央の □ 型のブロックの両側にコ型を現場で添接して 3 室構造とします。塔の中心間隔は 29.00 m で、頂部と中央部に水平材が入り、その上と下はダブルワーレン型の斜材によって結ばれています。塔の最大ブロック重量は 55 t となっております。主塔の応力は、図-8 に示すが塔基部では、 $D+EQ+L/2+T$ の地震時荷重によって決定されますが、その他は $D+L+T$ の常時荷重によって決められます。設計応力度は、図-8 の ①~⑥ の応力度の最大のものにケーブル反力の偏心、塔の温度変化および塔基部のプレストレ

図-8 塔柱の繰種応力度 (橋軸方向繰端部)



スによる応力を加えたものであります。

局部座屈は縦リブ間隔最大 900 mm、板厚 28 mm、安全率 1.8 として許容応力度は 1 940 kg/cm² となります。塔柱としての座屈は橋軸方向の座屈長は塔高の 0.7 として 94 m、塔柱の細長比は 49、許容座屈荷重は、16 000 t で、作用荷重の最大 12 900 t に対し十分な余裕があります。

9. ケーブル

ケーブルは吊橋の生命であります。長大吊橋のケーブルはスパン長 600 m をこえたものでは $\phi 5$ mm 程度のピアノ線を平行に集成した平行鋼線ケーブルを使用するのが有利であるといわれています。ワイヤーロープは、鋼線の撚りべりがあるため強度および弾性係数は鋼線にくらべて 20% 程度減じ、ケーブルの能率を悪くするためであります。関門橋のケーブルの諸元は次の通りであります。

- ① ケーブル最大張力: 15 757 t/ケーブル
- ② 亜鉛メッキ鋼線の径: $\phi 5.04$ mm
- ③ 1 ストランドの素線数: 91 本
- ④ 1 ケーブル当りストランド数: 154 ストランド
- ⑤ 1 ケーブル当り素線数: 14 014 本
- ⑥ 素線の引張強さ: 160~180 kg/mm²
- ⑦ 素線の許容応力度: 56 kg/mm²

平行線ケーブルを現在のスピニングホイールを往復させて行なう空中紡線法に近い方法で架設したのは、シン

表-7 ケーブルおよび吊構造の設計震度

地震動の方向	桁の振動方向	卓越振動周期		補正係数 (m)		補正值 (m ²)	サドルの震度	設計震度	
		中央スパン (sec)	側スパン (sec)	中央スパン (sec)	側スパン (sec)			中央スパン	側スパン (sec)
橋軸直角水平	橋軸直角水平	9.828	2.680	0.092	0.55	1.00	0.257	0.0233	0.142
橋軸水平	鉛直	6.410	2.773	0.180	0.60	0.25	0.246	0.0111	0.0369
鉛直	鉛直	4.816	4.816	0.27	0.27	1.00	0.075	0.03321	0.03321

シナティのオハイオ河橋（スパン 322 m, 1867 年）であります。長大吊橋に平行線ケーブルを使用したのはアメリカだけで、1964 年イギリスのホース道路橋が完成するまで空中紡線法はアメリカ以外の地で実施されなかったし、また実施するのに必要な長大吊橋はなかったわけがあります。わが国においても、本州四国連絡橋などの建設に備えて昭和 38 年頃からケーブル用素線の試作がはじまり、空中紡線法の研究に着手し、昭和 41 年建設省土木研究所千葉支所においてスパン 150 m の実験施設で実施試験を行ないました。その後、中小吊橋に空中紡線法を用いてケーブルを架設しうるまでに技術は修得されました。一方、平行鋼線のストランドを工場で作ってこれを数十本かけ渡すことによってケーブルをつくる工法も研究され、1962 年西ドイツのレオンハルト氏は平行線ストランドをつくる場合、素線を六角型に配置すると安定した形状となるなどの研究発表がなされたのに端を発し、アメリカのベスレヘム社、イギリスのドルマンロング社などで実用化の研究が行なわれ、日本においても神戸製鋼が独自の立場からこれが研究に着手し、次いで八幡製鉄がこれに協力しました。また、富士製鉄は、ベスレヘム社と技術提携して研究を始めました。

この PPWS 工法 (Prefricated Parallel Wire Strand) は最近の研究開発によるもので、吊橋で実施例が少なかったが、1968 年春ニューポート橋 (スパン 488 m) で、 $\phi 5.13 \text{ mm}$ 61 本 PPWS 76 本でケーブルを形成する工事が行なわれ、日本においても奈良県の八幡橋に神戸製鋼所製の PPWS が使用されました。

関門橋においては、基本計画の段階で、空中紡線法による平行鋼線ケーブルをつくる計画でありましたが、PPWS の技術の進歩と実橋への応用がなされるようになりましたので、両者を比較し、再検討することになり次に述べる諸点を考慮した結果、PPWS によることに決定しました。

① 工費比較：実績のほとんどないものの工費を比較するのはむずかしいが、関門橋での試算では、空中紡線法 (A.S 工法) がいくぶん安い。ニューポートでは、17%、PPWS 工法が安いとされている。日本ではこのようにはなりませんでした。

② 工期：ケーブルを架設する現場での工期は、PPWS 工法の方が 2 週間ほど短い。

③ 完成ケーブルの品質：完成されたケーブルの品質については、次の点の検討を行なった結果、両工法に実用上の差はないということになった。

- a) 素線応力のばらつき
- b) 定着部の応力の低下
- c) 素線の継手
- d) 素線の交差

④ その他：気象、特に風による影響、架設作業員の確保、施工の経験度などが比較され、いずれも長短があって決定的な要因は見出されなかった。

⑤ 現場における工期の短い点を重視して PPWS 工法を採用することとなった。

10. む す び

現在、関門橋の工事は橋脚コンクリート関係がほぼ終り、塔は製作中であって、この 6 月から設置し始める予定であります。関門橋の現場工事の山はなんといっても海を渡ってケーブルを架設することでありまして、PPWS の張渡しは 1 年中で最も天候が安定した明年、昭和 46 年 9 ~ 11 月に予定しています。この作業の前に、キャットウォークが張渡され、これを安定させるために、耐風索が下から航路に支障ない範囲で取付けられます。PPWS は、昼間に 2 ~ 3 ストランド引出し、夜半温度状況がよくなってからサグの調整して、各ストランドが均一な応力を受けるよう両端のソケットをおさめます。この微調整は風が強いと精度が悪くなるので、風はにが手となります。

補剛桁の架設は、昭和 47 年の 4 月から行なう予定です。架設は、面材架設で、面材の最大重量は横トラスの 18 t で、主塔側から架設しスパン中央に進む予定です。架設中、ケーブルは大きく変形するので、補剛桁を全部組立て、完全に接合して行なったのでは無理がかかりますので、接合せずに吊下げたままで架設を進めることも予想されます。この状態でも風は強敵ですし、台風などの対策も考えなければなりません。ケーブルの架設、補剛桁の架設は関門橋のこえねばならない難関であって、その時期は昭和 46 年の夏から昭和 47 年の秋、そして橋の完成は昭和 48 年夏と予定されております。

(注：著者は 45 年 7 月より新設の本州四国連絡橋公団理事に転進)