

港 大 橋 の 建 設

笹 戸 松 二*
 松 本 忠 夫**
 河 井 章 好***

1. はじめに

阪神高速道路公団が、昭和 45 年 7 月以来、約 350 億円の費用を投じて、大阪港主航路上に建設している港大橋（旧称：南港連絡橋）は、中央径間長 510 m、4 車線 2 層計 8 車線のゲルバートラス橋で世界最大の規模を有するものである（表—1、図—1 参照）。

南港埋立地は、狭小となった大阪港の港湾施設を拡充することを主目的として、昭和 33 年より大阪市が着手し、昭和 53 年を完成目標として、約 920 万 m² の広さをもっている。この埋立地と大阪市内とを結ぶ道路は南側からのルートしか計画されておらず、このままでは市内または現港湾施設との相互連絡が不十分であるので直接両施設を結びつける短絡道路が必要となった。さらに、将来、神戸方面から泉南に至る大阪湾岸道路のルートも本地点を通過するのが得策であるとの検討結果を合わせ考え、両目的を有する道路として作業は開始された。大阪市、建設省近畿地方建設局における調査作業の

結果によると、本道路を橋梁案とトンネル案とを比較して橋梁案が有利であると結論づけられたが、本公団では昭和 44 年度より公団独自の立場で双方の案について技術的調査検討を開始し、同年 9 月に正式に橋梁を建設することに決定した。その後、さらに詳細な技術検討を重ね、とくに、地質条件、倉庫等が密集しており、架橋が主航路をまたぐ等の立地条件、その他技術的諸条件を勘案して吊橋、アーチ橋、斜張橋およびゲルバートラスの 4 形式のうちからゲルバートラスと決定し、45 年 7 月 15 日に起工式をとり行い、鋭意その完成に努めた結果、工事の進捗も順調に進み、本年 7 月に開通の運びとなったものである。

港大橋の完成によってもたらされる産業経済上の効果は顕著なものがあるが、とくに従来、本埋立地への通行に使用していたルートに比べて、本橋を利用することにより、燃料費の節約、輸送時間の短縮等の直接効果はいうに及ばず、日本の三大港の一つである大阪湾港湾施設の再拡充のみでなく、さらに大阪湾岸道路として単に大阪地区のみならず、阪神・泉南等の沿岸区域、西日本産

表—1 世界の長大橋の比較（ゲルバートラス、鋼アーチ）

橋 名	形 式	主径間長 l (m)	順位	全 幅 員 W (m)	$l^2 \times W$ (m ³)	指 数	同順位	格間長 (m)	所 在 国	完 成 年
港 大 橋	ゲルバートラス	510	3	2×19.25	10 600 000	1.00	1	18.000 19.000	日 本	1974.7
Quebec	ゲルバートラス	549	1	25.9	7 800 000	0.78	2	15.240 17.145	カ ナ ダ	1917
San Francisco Orkland Bay Br.	ゲルバートラス	427	9	2×20.7	7 540 000	0.75	3	15.700	アメリカ合州国	1936
Bayonne	鋼 ア ー チ	504	4	27.1	6 880 000	0.69	4	12.600	アメリカ合州国	1931
Hawrah	ゲルバートラス	457	8	30.784	6 420 000	0.64	5	10.740	イ ン ド	1943
Sydney Harbour	鋼 ア ー チ	503	5	23.4	5 920 000	0.59	6	17.964	オーストラリア	1932
Chester	ゲルバートラス	501	6	18.288	4 590 000	0.46	7	13.950	アメリカ合州国	1974(予定)
Greater New Orleans	ゲルバートラス	480	7	15.850	3 650 000	0.36	8	15.000	アメリカ合州国	1958
Baton Rouge	ゲルバートラス	376	10	24.842	3 510 000	0.35	9	12.548 12.932	アメリカ合州国	1968
Forth	ゲルバートラス	521	2	4.864*	1 320 000	0.13	10		スコットランド	1890

注：① l^2W ；橋全体にかかる力は l^2 に比例し、また、その橋の W にも比例して増大するので、橋の規模を示す指標となる。

② 格間長；格間長の大小は単部材の重量とこれに伴う架設機械の能力の大きさにつながる。

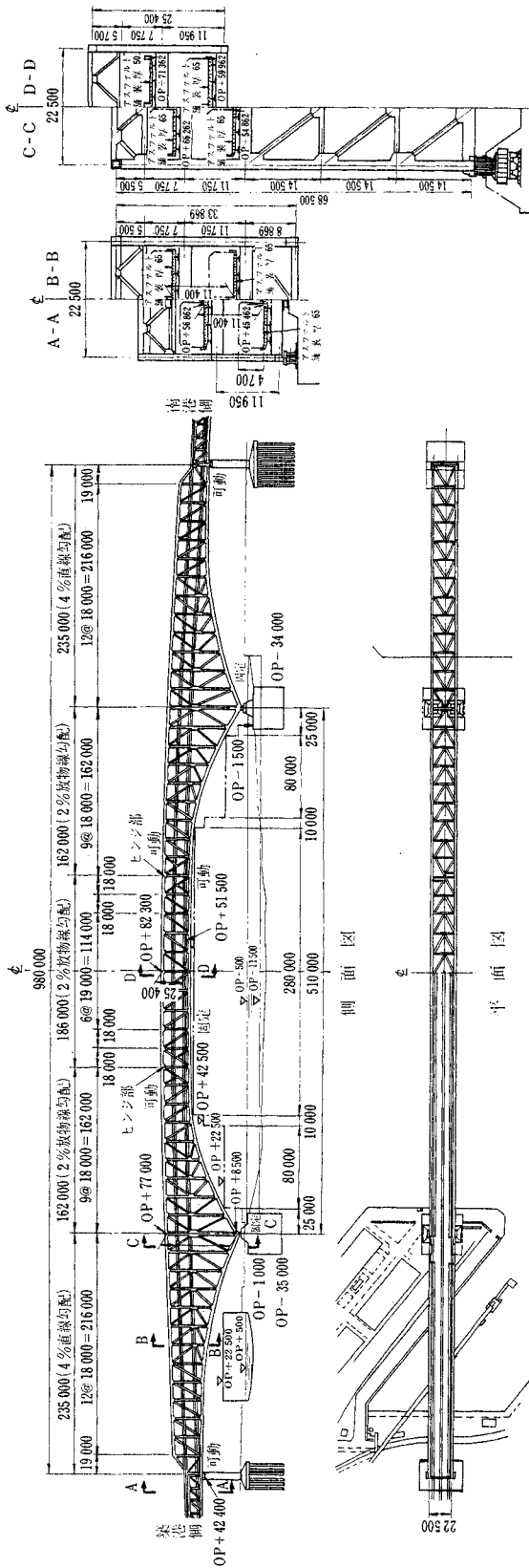
③ その他単部材重量（港大橋 110 t、Chester 57 t も能力、規模の大小につながる。

* 主構間隔

* 正会員 阪神高速道路公団 大阪第三建設部 部長

** 正会員 阪神高速道路公団 大阪第三建設部 次長

*** 正会員 阪神高速道路公団 大阪第三建設部 設計課長



断面図
一般図
大橋
港大橋
側面図
平面図

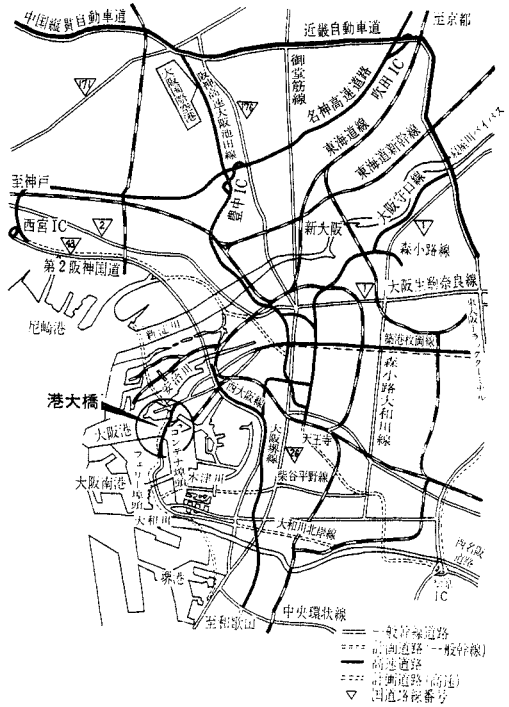


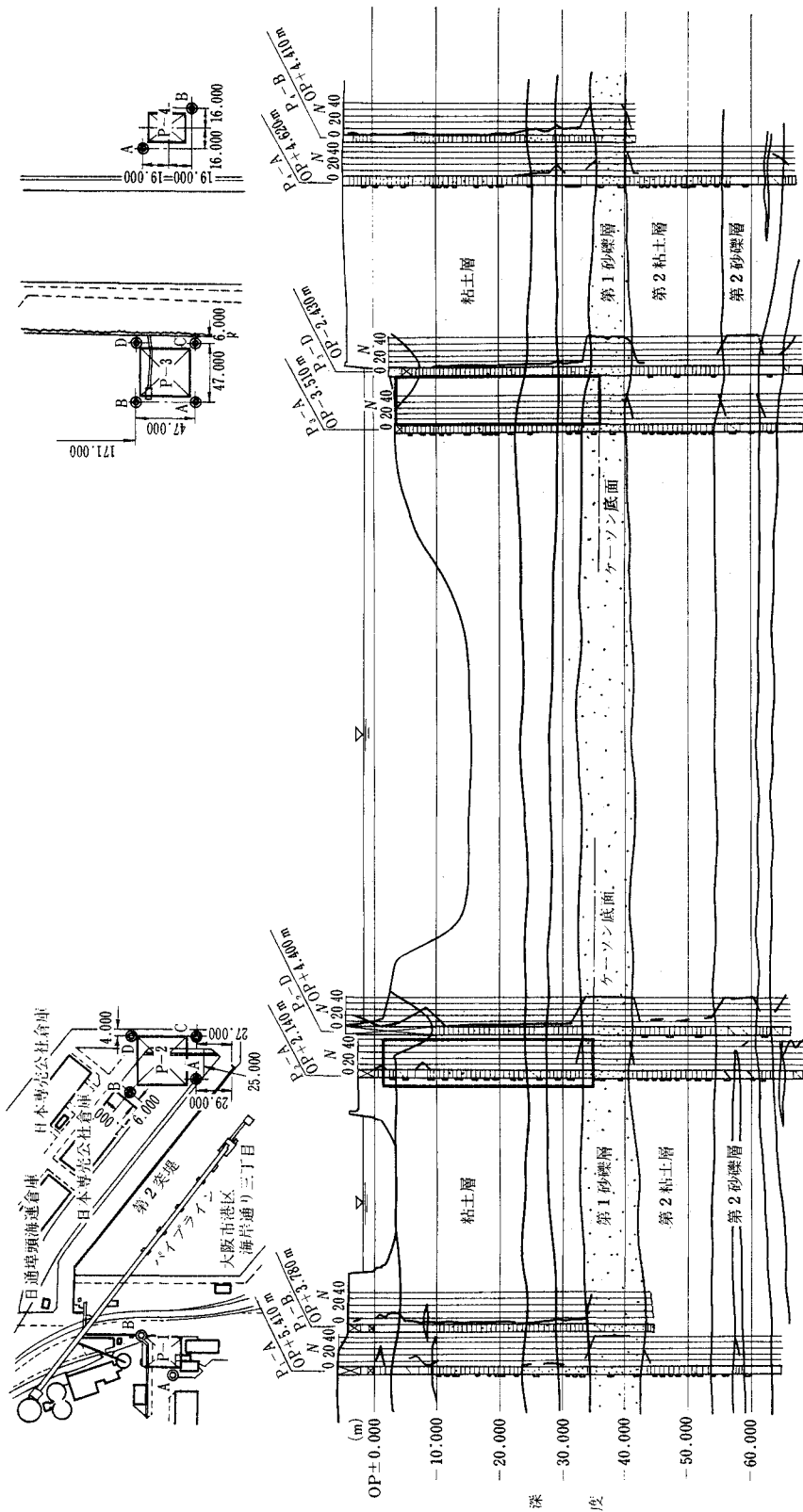
図-2 港大橋位置図

業文化の新しい飛躍が約束されるものと思われる。
 港大橋は多くの技術的特質を有しており、公団では、わが国土木技術の粋を結集し、幾多の技術的困難を克服してきたが、今回はこれらの項目を簡単に報告するものであり、詳細については各誌の報告を参照していただければ幸いである。

2. 港大橋の技術的特質

(1) 下部工 (巨大ケーソンの設計施工)

架橋地区は地盤の軟弱な大阪区域の中でもとくに悪く、地表面下約 30 m 程度までは軟弱な沖積粘土層が存在し、支持層とみられるものはこの下に約数 m にわたって初めて出現し(第 1 砂礫層),その下層は再び堅い粘土層(第 2 粘土層)が存在する。さらに、この第 2 粘土層の下には堅固な砂礫層があり、これも支持層として十分期待できるものである。そこで本橋の支持層としては、いろいろ検討の結果、やや層厚の薄いきらいはあるが地表下 35 m に存在する第 1 砂礫層に決定した。このため、ケーソンの安定問題として、まず第 2 粘土層の圧密沈下に注目し単に一次圧密のみでなく、クリープによる二次圧密を考慮し、常時の粘土層末端における最大地盤反力を 45 t/m² 以下に押さえることでケーソンの寸法



図—3 架橋区域地質縦断面図

は決定された。すなわち、ケーソン断面は1辺が40 m の正方形をなし、深さは 35 m あり、その容積は世界一のものになっている。さらに地震時に対するケーソンの安定対策としては、その解析を上部工を振動に寄与する付加重量として取り扱い、応答を考慮した動的解析を実施して安定を図った。なお、地震の基盤となる最大加速度は 250 gal とし、最大応答値は土研の応答スペクトル曲線を使用した。その他、構造物が巨大になることによって従来の設計法では断面構成が困難視されることから、より合理的な設計法が望まれた。ケーソンの吊桁部、側壁部および隔壁部では三次元有限要素法を用いて配筋量を決定した。さらに、大きい反力の集中する頂版においても三次元有限要素法および光弾性実験を併用して検討した。

また、施工面においても、構造物の巨大性ならびに地盤の軟弱なことから種々特殊な工法が採られた。まず、昔から埋没している港湾施設の障害物（旧護岸の木杭等）を撤去しなければならなかったが地盤が軟弱なため付近の建造物に被害を与えないようにし、また施工地点上層部のヘドロ部分を海砂に置換、さらに下の部分の地盤改良の実施、二重鋼管矢板による締切り等により、軟弱地盤におけるケーソンの偏位、傾斜を極力防ぐことに留意した。さらに、掘沈が進むにつれて函内気圧低下のために 24 本のディーブウェル工法の採用、函内掘削の機械化により掘沈作業の能率化、確実化を策した。

このようにして、現地に合致した工法を採用することによって軟弱地盤における巨大ケーソンも大きな誤差もなく、計画工程どおり沈下を完了した。

表-2 港大橋建設地点の地質概要

地層	層厚 (m)	概要	処置
軟弱な粘土層	±0 約-33	過去において淀川や大和川から流出される土砂が堆積してできたもので、軟らかい粘土層が主体をなし、 N 値はほとんど 0 で、建造物の支持層としては不適当である	巨大ケーソンの作業室と格子桁の構築重量に耐えられないため、OP-6.5 m まで軟弱粘土を砂に置きかえ、支持力を強化させた
第 1 砂礫層	約-33 約-40	天満砂礫層と呼ばれ、 N 値が 50 以上あり、建造物支持層として十分期待できるものであり、大阪近辺の構造は本層を支持層としている。ただし、この層厚は地区によって相当の差があり大阪港付近では数 m 程度しかない	ケーソンの支持層は本層に決定した。ただし、以下の第 2 粘土層の沈下の影響を考慮しなければならぬ（層厚が薄いため）、支持層が深いため函内気圧を減少させるべく、ディーブウェル工事を実施した
第 2 粘土層	約-40 約-53	表層近くの粘土層に比べてやや堅いが、もろい粘土層で、先行圧密荷重が 40~50 t/m ² がある	本橋の荷重に対して、沈下の安定検討を実施
第 2 砂礫層	約-53 以下	N 値は 50 以上あり、堅実な支持層である	

(2) 上部工の設計

表-3 設計震度

系	橋軸直角方向	橋軸方向	鉛直方向
完成	$K_D=0.4$ $K_D=0.3$ $K_D=0.2$ $K_D=0.3$ は塔部の震度	$K_H=0.35$	$K_V=0.125$
	$K_D=0.4$ $K_D=0.3$ $K_D=0.3$ は塔部の震度	$K_H=0.25$ $K_H=-0.25$	
架設	$K_D=0.45$	$K_H=0.45$	
	$K_D=0.35$ $K_D=-0.3$ 支点ベント	$K_H=0.55$ $K_H=0.1$ $K_V=-0.3$	
中	$K_D=0.20$ $K_H=0.2$ 中間ベント	$K_H=0.15$ $K_V=0.50$	

注: K_D ・橋軸直角方向の水平震度, K_H ・橋軸方向の水平震度, K_V ・鉛直震度.

上部工についても既存の設計法にとらわれることなくその特殊性に応じた設計法を採用した。

① 耐震設計: 基礎工で考えたように、上下部工を一体化した等価モデルに置換して動的解析を実施し、その応答変位を主にした修正震度法によって、設計震度を決定した。表-3 に本橋で採用した設計震度の一覧表を示す。

② 耐風設計: ゲルバートラスは吊橋や斜張橋と異なり剛度が大きいため、静的設計を主眼とした。まず、荷重の基本となる基本風速に関しては過去 40 年の気象データから再現期間 100 年として算定し、これを 50 m/sec と設定し、構造物の高さ、長さによる補正を行った後、実橋に即した計算法を確立した。

③ 立体解析: トラスが横荷重（地震荷重、風荷重）を受けたときは、その非対称性などにより通常の平面解析では不十分と考えられるので、本橋では主構および横組みを一体とした立体構造物として取り扱い、その計算結果を平面解析のものと比較して使用した。立体解析をすれば今までに比べて主構腹材に横荷重の影響が顕著に現われてくることが判明した。

④ 二次応力: 通常のトラスは格点をピン構造として計算されるが、格点構造が高力ボルト等で剛となること、部材断面が大きくなることなどによって格点には二次応力が発生する。トラスの二次応力はこれ以外の原因でも生ずるが、本橋では一番影響の大きい格点の曲げモーメントを考えることにした。この二次応力度と考慮したときの許容応力度の割増しは 10% 増しとした。本橋の場合の二次応力を 図-4 に示す。

⑤ ガセットプレートの板厚: ガセットプレートの板

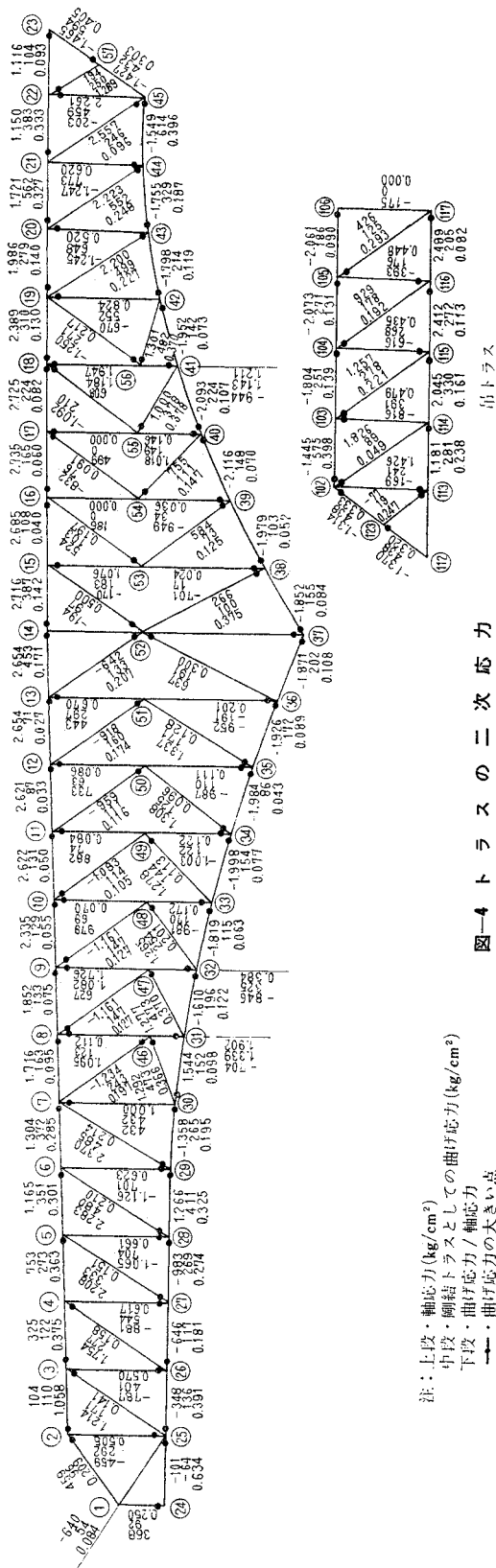


図4 トラスの二次応力

厚の決定は、従来道路橋示方書に示されるように軸力のみを考慮して行われてきたが、本橋ではこれに曲げの影響を加味して、これに適応した板厚決定式を導き出した。その他、ガセットプレートに関しては、弦材との結合方法、自由端の補強方法、およびフレット部の詳細についても本橋に適した新しい手法を採用している。

⑥ その他：後にも触れる超高張力鋼を使用することによって発生してくる新しい諸問題、例えば許容応力度、座屈に対する補剛方法等、さらに箱形断面の角溶接寸法、架設を考慮した各部構造の検討など、数多くの特種な考え方をを用いている。

(3) 超高張力鋼の開発と使用

本橋上部工における最大の特長は、わが国で初めて超高張力鋼 (HT 70, HT 80) の極厚板 (最高 75 mm, 部分的には 100 mm) を、大量 (約 5 270 t) に使用していることである。

主径間長が 510 m と長大なことから構造物の断面が相当大きくなることは当初から想定されたが、これに伴って発生する設計施工上の諸問題を合わせて十分検討しなければならない。

① 設計上発生する 2 次応力：われわれが本橋で扱った二次応力は前項で述べたように格点の曲げモーメントであるが、これは部材の断面寸法が大きくなるほど増大するので、既存の SM 58 鋼級以上の鋼材が必要になった。また、部材寸法が大きくなると板の補剛も必要になり、鋼重増、溶接工数の増大を招く結果となるので、断面は少しでもコンパクトなものにしたい。しかし、単に高張力鋼を通常の板厚程度のもので構成してもこれらに対する効果が少ないので、さらに板厚を厚くして断面を小さくして二次応力の発生率を極力少なくした。

② 製作上の問題：部材の単品重量が増大すれば、工場における部材の反転、小運搬等の必要な作業がクレーンによって限定され、また不可能となる事態が生じる。むやみに部材寸法を大きくして製作の作業性を悪くすることは、部材補強による溶接線の増大とともに能率上避けるべきである。

③ 架設上の問題：本橋の架設法は後にも述べるように、現地の立地条件により定着桁部は張出し架設法が採用されたが、その基本となるのはできるだけ早く三角形を組み立ててゆき安定させることにある。したがって 1 格間にある部材は単品とすることが要求されるが、この場合、既存の鋼材を使用すれば単品重量が大きくなり、現場での作業の困難性が生じ、架設機械のよりいっその巨大性が要求され、建設工事の非効率化、不経済性を来すものである。本橋の場合、超高張力鋼の使用によって単品重量を 80 t 程度にまで押さえることが可能と

表-4 HT 80, HT 70 の鋼材規格

適用規格	鋼種記号	適用板厚 (mm)	化学成分 (%)							機械的性質				
			C	Si	Mn	P	S	V	B	Ceq	Y.P. (kg/mm ²)	T.S. (kg/mm ²)	El. (%)	切欠きじん性 (kg·m)
WES 135 (1964年)	HW 63	6~75	0.18 以下	—	—	0.135 以下	0.040 以下	—	—	$t \leq 50$ 0.60 以下	63以上	74~85	$t < 13$ 5号 17%以上 $13 \leq t < 21$ 5号 23%以上 $t \geq 21$ 4号 17%以上	$13 \leq t < 21$ $vE_{-35} \geq 4.0$ $t \geq 21$ $vE_{-15} \geq 4.0$
	HW 70	同上	同上	—	—	0.030 以下	0.035 以下	—	—	$t \leq 50$ 0.62 以下	70以上	80~95	$t < 13$ 5号 16%以上 $12 \leq t < 21$ 5号 23%以上 $t \geq 21$ 4号 16%以上	$13 \leq t < 21$ $vE_{-35} \geq 3.6$ $t \geq 21$ $vE_{-15} \geq 3.6$
橋梁 (港大橋) (1970年)	HT 70	$6 \leq t \leq 50$ $50 < t \leq 100$	0.14 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.030 以下	0.030 以下	—	—	0.49 以下	63以上	70~85	$6 < t \leq 16$ 5号 17%以上 $t > 16$ 5号 23%以上 $t > 20$ 4号 17%以上	$vE_{-15} \geq 4.8$ $vTrE \leq -35^{\circ}C$
	HT 80	$6 \leq t \leq 50$ $50 < t \leq 100$	0.14 以下	同上	同上	同上	同上	—	—	0.53 以下	70以上	80~95	$6 < t \leq 16$ 5号 16%以上 $t > 16$ 5号 22%以上 $t > 20$ 4号 16%以上	同上
ASTM A 514	T ₁ type F	$t \leq 102$	0.10 ~ 0.20	0.15 ~ 0.35	0.60 ~ 1.00	0.035 以下	0.040 以下	0.03 ~ 0.08	0.002 ~ 0.005	—	$t \leq 63$ 70.3 以上	$t \leq 63$ 80.8 ~ 94.9	18%以上	$(vE_{-15} \geq 4.1)$ $(vE_{-45} \geq 2.8)$ $(vE_{-15} \geq 2.8)$ $(vE_{-45} \geq 2.1)$
	T ₁ type B	$t \leq 32$	0.12 ~ 0.21	0.20 ~ 0.35	0.70 ~ 1.00	0.035 以下	0.040 以下	0.03 ~ 0.08	0.005 以下	—	$t > 63$ 63.3 以上	$t > 63$ 73.8 ~ 94.9		

なった。

④ 地質上の問題：本架橋地点は前にも述べたように軟弱な地層であるうえ、支持される礫層の厚さが比較的薄く、将来においてある程度の沈下が予想されるが、構造形式が静定構造系であるとはいいながらも少ないことが望ましい。沈下量を制限させるためには上部工からくる重量をなるべく低減させる必要がある。

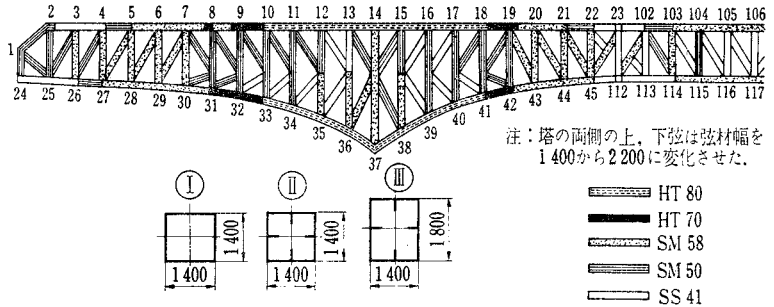


図-5 上下弦材の断面構成と使用材質

(4) 製作管理の基本的な考え方

製作管理の目的として大きく次の二点があげられる。まず、極厚の高張力鋼を、いかに安全に施工するかであり、第二に架設等に必要な精度を均一に確保することである。

前者の目的に対しては材料規格を十分吟味し、問題の解決には材料に多くをゆだね、後者の目的に対しては工場製作の精度確保技術に問題の解決をできるだけゆだねて、高い単品精度を得るような基本方針をもった。

HT 80 などの鋭敏な材料を大量に使用するので、不十分な管理は直接破壊に結びつく可能性が高く、この点はとくに留意した。

① 発注者として従来の結果をみて判断する検査だけでは不安があり、図-6 に示す系統により発注者も管理体系の中に加わり良好な管理体系の保持に努めた。

② 図-7 に示す流れにしたがって管理項目を破壊との関連で検討し、要因分析を行い、各種試験により確認し、定量化を図り、基準化、標準化を徹底した。

③ 品質は製作の過程で作られるものと考え、検査等

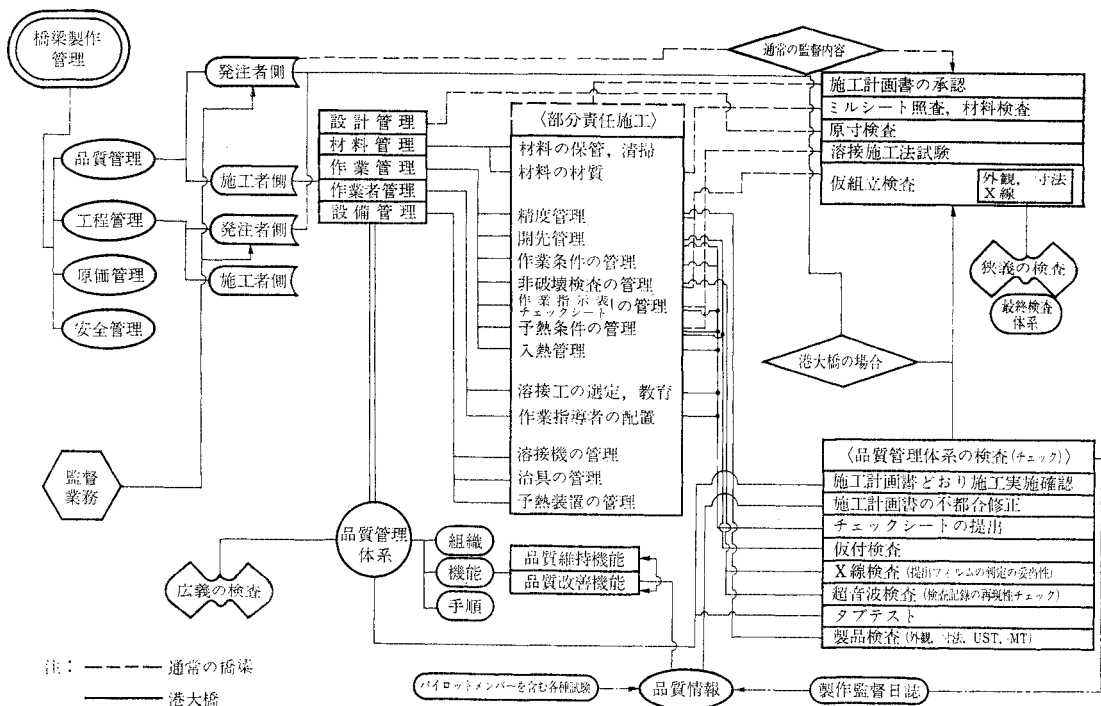


図-6 港大橋の製作管理

から欠陥を精度よく探知するより、いかに欠陥を発生させないかが重要である。この点に対し、施工法指定（予熱法，適用溶接機，高力ボルト孔の互換性工法など）も必要に応じて行った。

④ 具体的手法としては、本橋の構造特性を十分に握した施工計画書を作成し、明確な技術管理項目を施工者に課し、管理項目が完全に守られていることを発注者側のパトロールにより確認した。

(5) 上部工架設

架設法は地盤が軟弱なこと，主航路をまたぐことなどから，塔部2格間はフローティングクレーンによる中ブロック架設，その他の定着桁部は張出し工法を，また，吊桁部は主航路に対する影響および工程の短縮を考えて一括吊上げ工法を採用することにした。

さきにも触れたように部材の重量が大きいため，既存のクレーンでは架設が不可能であるので，新しく水切りクレーン，タワークレーンおよびトラベラークレーン（吊上げ能力 80t）を建造した。また，トラベラークレーンにおいては単に吊能力の向上のみでなく，その機構をも改め，形状管理，架設の安全性，能率向上等を考慮した2吊点方式として，それぞれ橋軸，橋軸直角方向のいずれにも位置調整が可能なものにした。

架設における問題としては，部分的な平面仮組み状態と，実際の現地での張出し架設状況の間の誤差とその調

整法，長尺構造物を高所で架設することの困難性，1日平均 1700 隻にも及ぶ航行船舶に対する落下物の管理，および高所作業のための風などの作業障害事項と工程管理などがあげられるが，これらに対し，フローティングクレーンのリーチの改造，クレーン機構の開発，高力ボルト締付けの油圧管理方式の採用，徹底した形状測定出来高測量による形状管理，架設法の詳細に至るまでの作業員への徹底等により工程短縮を図り，昭和 47 年 12 月から同 48 年 12 月まで約 1 年間で定着桁部約 2 万 7 400 t の架設を終了させた。

吊桁の架設工法には，定着部と同じ張出し工法と，他の場所で桁を一体組み曳航し一括して吊り上げる工法とが考えられたが，工期の短縮，海上船舶への影響を考慮して後者を採用した。

吊上げ機構はウインチによるワイヤー巻取り方式とし，滑車の原理を応用して径 54mm のワイヤー 44 条掛けて，機材とも約 5000t の重量を約 50m の高さまで約 3 時間半で吊上げを完了した。これに伴う架設機材の設計には，架設中のあらゆる状態（風力，不均衡状態）を考えた荷重，許容応力度を設定し，さらに作業基準としては，クレーン構造規格，労働安全規則にのっとって十分確認を実施した。また，一括吊上げ作業実施中においては，ワイヤーの負荷荷重のチェック，吊上げ高さの管理に重点をおいて，風向風力の測定，吊上げ高さの測定，吊桁桁端の水平度のチェック，ハートブロック傾斜

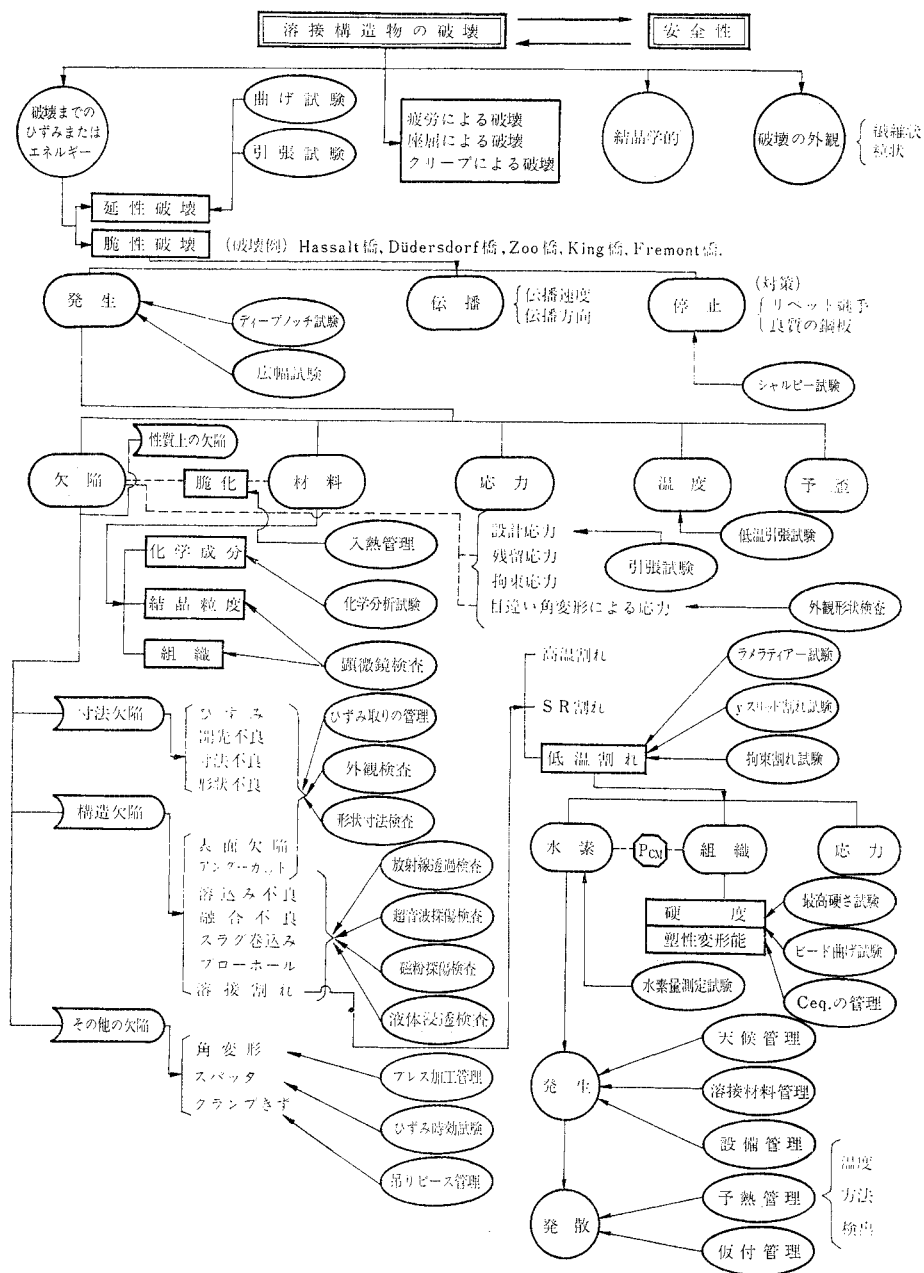


図-7 溶接構造物の破壊における欠陥の流れ

の測定によるワイヤーの均等荷重分担の確認，ウインチの負荷計測，ロードセルによるワイヤーロープ張力の測定およびウインチワイヤーの乱巻きの管理など，作業が安全に，かつ完全に行われるよう万全を期した。

3. 長大橋建設に対する技術的示唆点

わが国ではじめての本格的な長大橋である本橋は，今までに遭遇しなかったような技術的特質を有している。

これらは単に本四連絡橋のみならず，今後の長大橋の建設に影響するところが大きいと思われる。

(1) 下部工

- ① 既設構造物に接近した軟弱地盤上における巨大ケーソンの掘沈作業とその精度。
- ② ディープウェルの実施による函内気圧の低下。
- ③ 函内掘削機の採用による掘削能率の向上と，工業用テレビによる作業管理の実施。

(2) 上部工

a) 設計

- ① 動的解析を取り入れた耐震設計。
- ② 二次応力度の処置，立体解析の採用およびガセットプレートの板厚決定法等，長大構造物に適応した設計手法。
- ③ 超高張力鋼の使用に付随した細部構造の基本的な考え方の採用と厚板の使用法。
- ④ 架設中の外力とそれに対する許容応力度の設定等設計時に架設状態を十分考慮したこと。

なお，これらの考え方ならびに結果は，将来示方書に取り上げられるものと思われる。

b) 材料

- ① HT 80, HT 70 鋼の規格化：本規格は将来，当然 JIS 化の方向に向けて検討されるものと思われる。
- ② 超高張力鋼の多くの確性試験を極厚板に至るまで実施，実用に供するのを確認し，板厚に対する使用制限範囲の拡大。
- ③ 高力ボルトを一部太径化（径 30mm）して，格点構造の簡素化，現場作業の能率向上を図った。

c) 製作

- ① 超高張力鋼を使用して溶接施工する場合の問題点（主として，われ，ボンドぜい化）を究明し，適正な熱管理，溶接の方法，および仮付け溶接の管理などに関する基準を設定し，施工方法の確立化を図った。
- ② 極厚板の超高張力鋼に対する穴あけ工法においても互換性工法を採用，製作精度の確立，架設精度の向上をめざした。

d) 架設

- ① 本橋の架設用として，フローティングクレーンの改造をはじめ，水切りクレーン，ヤードクレーン，タワークレーン，トラベラークレーンを導入して，単部材重量 80t まで架設を可能ならしめた。
- ② 綿密な架設計画のもとに作業を実施し，工程上寸分の狂いもなく，また精度も良好に架設できた。
- ③ 高力ボルトの締付けを油圧管理方式とした。
- ④ 吊桁の一括吊上げ架設では，適正な計画とこれに伴う設備によって 4500t の桁重量を短時間で可能ならしめた。

以上，設計から架設に至るまで互いに関連をもちながら生じてくる事項について検討実施された内容は，総体的に誤っておらず，本橋でつちかわれた技術は今後の長大橋建設機運の向上とあいまって，これらに大いに活用され，将来の JIS 化，支間 200m を越す長大橋の示方書の設定，ならびに生産性の向上に対し大きな影響を与

えるものと思われる。

しかし，この長大橋建設技術は，下部工においては架橋地に即した工種の選定と仮設備計画，上部工においては，適正な設計基準の確立，製作に対する管理の徹底，架設法に合致した設計手法の採用，機械の選定など，架設地の現状に即応した判断の上に，さらに，監督者，施工者が一体となって協力して初めて十分発揮できるものであることに注意すべきであろう。

4. おわりに

港大橋は昭和 45 年着工以来，多くの技術的困難を克服してようやく完成の運びとなったが，これが契機となり今後長大橋の建設技術の発展に少しでも寄与できれば幸いである。

しかし，この建設事業もこれに伴う事前の十分な諸調査，架橋地立地条件の完全な把握，構造計算の適応性，鋼種使用の適正，これに伴う施工管理の完全化等が実施されて，初めて完遂されることはもちろんである。

本橋の建設にあたっては，当初よりの京都大学・小西一郎教授を委員長とする本橋技術委員会の方々の適切なご指導とご尽力に対し深く感謝する次第です。

参考文献

- 1) 笹戸松二・松本忠夫・松橋数保・江見 晋：大型ケーソン設計上の問題点，基礎工，1973 年 8 月。
- 2) 笹戸松二・松本忠夫・松橋数保：ディーブウェルによる作業気圧の低減工法，橋梁と基礎，1972 年 6 月。
- 3) 笹戸松二・河井章好：南港連絡橋上部工の設計とその問題点，橋梁と基礎，1973 年 6 月・7 月。
- 4) 笹戸松二・松本忠夫・江見 晋・古池正宏：長大カンチレバートラス橋の地震応答と耐震設計法について，土木学会論文報告集，第 212 号，1973 年 4 月。
- 5) 小西一郎・奥村敏恵・笹戸松二・吉川 紀：長大トラス橋の 2 次応力について，第 19 回土木学会橋梁構造工学研究発表会，1972 年 12 月。
- 6) 奥村敏恵・堀川浩甫・笹戸松二・水元義久・石黒隆義：80 キロ級高張力鋼の実働荷重による疲労亀裂の伝播について，土木学会第 19 回橋梁構造工学研究発表会，1972 年 12 月。
- 7) 70 キロ，80 キロハイテンの溶接構造物への適用とその問題点について（関西地区研究集会報告），日本鋼構造協会誌，1971 年 3 月・6 月，1972 年 7 月。
- 8) 笹戸松二：長大トラス橋の溶接，溶接学会誌第 43 巻，3 号，1974 年 3 月。
- 9) 鋼構造物の欠陥評価と安全性（関西地区研究集会報告），日本鋼構造協会誌，1973 年 11 月。
- 10) 笹戸松二ほか：鋼橋架設，日本鋼構造協会，1974 年 2 月，pp. 85-150。
- 11) 笹戸松二・松本忠夫・松橋数保・河井章好：港大橋上部工の架設について，橋梁と基礎，1974 年 6 月。
- 12) 小松定夫・笹戸松二・吉川 紀・鈴木智巳：港大橋における格点部の強度に関する研究，土木学会誌，1974 年 4 月。
- 13) 笹戸松二・松本忠夫・松橋数保・河井章好：港大橋の架設，道路，1974 年 4 月。

(1974. 5.16・受付)