招待論文

わが国における長径間吊橋の計画に関する研究

A STUDY ON THE PLANNING AND MANAGING OF JAPAN'S LONG-SPAN SUSPENSION BRIDGE

富樫 凱 一*

By Gaichi TOGASHI

1. ま え が き

1988年4月10日、本州四国連絡橋児島・坂出ルートが開通したことにより、本州と四国は道路および鉄道の陸路で結ばれ、関門海峡のトンネル・橋、そして青函トンネルにより、わが国の主要4島は陸続きとなった。

海峡部9.4 kmを渡る瀬戸大橋は、南備讃瀬戸大橋(中央支間長、以下同じ1100 m)、北備讃瀬戸大橋(990 m)、下津井瀬戸大橋(940 m)の吊橋3橋、斜張橋2橋、トラス橋1橋および島しょ部高架橋からなり、現在のわが国の土木技術を結集して建設されたものである。

わが国最初の本格的吊橋である若戸大橋(367 m)が、1962年に完成してからわずか四半世紀を経過しているにすぎず、瀬戸大橋の規模の大きさと高い技術は世界から注目されている。

都市の近代化やモータリゼーションの先駆となったアメリカでは、すでにNew YorkのEast川に1世紀前の1883年、近代的長大吊橋のはじめとされるBrooklyn橋(486 m)が完成したのに引き続き、Williamsburg 橋

(1903年, 488 m)、Manhattan 橋(1909年, 448 m)が相次いで完成した。さらに、Hudson川に1931年世界で初めて中央支間長1000 mを超えるGeorge Washington 橋(1067 m)が完成した。San Francisco湾地域では、1936年San Francisco-Oakland Bay 橋(704 m)、翌1937年Golden Gate 橋(1280 m)が完成し、また、1964年にはアメリカで最大支間長をもつVerazano-Narrows 橋(1298 m)が完成した。

イギリスでは、1964年完成のForth Road 橋(1006 m)に始まり、1966年には補剛桁を箱桁とし斜めハンガーを用いたSevern 橋(988 m)が、1981年には現在世界最長の中央支間長1410 mを有するHumber 橋が完成した。

外国に学び、日本の技術で建設した若戸大橋の経験を踏まえ、明石海峡大橋を目標に、関門橋(1973年, 712 m)、因島大橋(1983年, 770 m)、大鳴門橋(1985年, 876 m)、そして瀬戸大橋へと、厳しい自然条件のもとでの下部構造の大型化や上部構造の長径間化に伴う技術的諸問題を解決し、長径間吊橋における建設技術の向上が図られてきた。

本研究では、これまでに建設されてきたわが国の長径間吊橋、特に著者が携わってきた関門橋から瀬戸大橋までの設計・施工の成果を踏まえ、台風が襲来し地震の発

* 名誉会員 本州四国連絡橋公団顧問
(〒167 杉並区荻窪1-8-12)

Keywords: long-span suspension bridge,
history of long-span suspension bridge,
planning of ultra long-span suspension bridge

生するわが国で、大水深・強潮流など厳しい自然条件を克服する、超長径間吊橋の計画を策定するうえでの技術的諸問題を論じ、これらの成果として明石海峡大橋の橋梁計画の策定について述べる。

2. 吊橋の歴史

初めて近代吊橋ともいえる吊橋が登場したのは、1801年アメリカで架設された Finley の橋とされている。この時代の Finley の吊橋に関する最も重要な点は橋桁にあり、ある程度補剛桁に近い役割を期待していたことである。この Finley 型吊橋は、その後 10 年間に約 50 橋が架けられている¹⁾。

一方、吊橋理論の発展としてまず取り上げられるのは Navier の無補剛吊橋に関する理論である²⁾。当時の吊橋では、補剛桁の剛性はほとんど無視できるような構造形式が主流であった。彼は荷重がケーブルの形状および応力に及ぼす影響、温度変化および風の影響などについて理論的により進んだ取り扱いを行い、技術的に大きな影響を与えた。

無補剛吊橋がたわみやすく、またゆれやすく、風に対して弱かったことから 19 世紀後半には剛性の高い桁を用いるようになってきた。この傾向に伴って弾性理論が無補剛吊橋の理論にとってかわることになる。

(1) 弾性理論

弾性理論は吊橋に固有なものではなく、微小変形理論を吊橋に応用したものであるが、次の仮定を前提としている。

- ① ケーブルは曲げに抵抗しない完全可撓性である。
- ② 補剛桁は水平で直線をなし、その断面二次モーメントは一定で、かつ全長をケーブルに連結された 1 つのはりと考える。
- ③ 補剛桁およびケーブルの死荷重は等分布であり、したがってケーブルは放物線形状である。
- ④ ケーブルの形状は荷重載荷後も不変である。
- ⑤ 死荷重はすべてケーブルで受け、補剛桁は活荷重および温度変化によってのみ応力を生じる。

弾性理論は、支間が比較的短く、補剛桁が相対的に剛度の高い吊橋において現在でもまだその生命を保っている。

(2) 撓度理論

補剛桁の剛性が低い場合や吊橋支間が長大である場合には、弾性理論で無視されるケーブル変形の影響が無視できなくなる。この点に着目して Ritter³⁾ は 1877 年に、またそれとは独立に 1888 年に Melan⁴⁾ がいわゆる撓度理論を発表した。撓度理論は伸縮しない吊材が膜状、連続的に配されているとの仮定のもとで、変形後のケーブルのつり合いを微分方程式として解くものである。

この撓度理論は、1901 年に生じた Brooklyn 橋における吊材の破損事故により橋梁技術者達の注目を集め、そして、Manhattan 橋の設計に用いられて以来、今日まで長大吊橋の設計計算法として不動の地位を保ってきている。1931 年にはそれまで世界第一位であった支間長 564 m の Ambassador 橋を一気に 500 m 延ばした George Washington 橋の建設を可能にし、また、1937 年の Golden Gate 橋の完成をみるのである。その間、多くの人々によって理論の改良がなされ、また解法についても種々の提案がなされてきた。なかでも、Moisseiff⁵⁾、Steinman⁶⁾ の厳密解法、Timoshenko⁷⁾ の三角級数解法、Bleich⁸⁾ の線形化撓度理論、次項で述べる Perry⁹⁾ の影響線解法などは特筆される。

一方、撓度理論の忠実な適用は、その後補剛桁の剛性が比較的小さい吊橋を生み、旧 Tacoma Narrows 橋のようにプレートガーダーを補剛桁とする吊橋が出現し、わずかに 19 m/s の風で振動し落橋したことはあまりにも有名である。

(3) 影響線解法

撓度理論は荷重と変形とが線形関係にないので繰返し計算が必要である。しかし長大吊橋の場合には、活荷重によるケーブル水平張力が相対的に小さく、ケーブルの水平張力が一定と仮定しても精度はあまり落ちないので、問題は線形化して考えた影響線を利用する解法を適用することができる¹⁰⁾。

わが国では、若戸大橋以来、吊橋完成系の設計計算にはこの影響線解法が用いられた。若戸大橋の設計時点では手計算により行われたが、関門橋以後は電子計算機を用いてより早く、より正確に設計計算が行われるようになった。

(4) 大変形理論

電子計算機の発達は吊橋理論にも新しい展開を生じさせた。すなわち、大変形理論と称されているものがそれである。

大変形理論は吊橋に限らず変形の影響が問題になる任意の構造系を対象とする解析手法である。この理論に関して多くの研究が報告されているが、そのうち吊橋を対象とするものとしては、倉西^{11), 12)}、Brotton¹³⁾、Janiszewski¹⁴⁾、Saafan¹⁵⁾、長谷川・原田¹⁶⁾、後藤^{17), 18)}、藤野・大坂¹⁹⁾らの研究が挙げられよう。これらの研究によって撓度理論で無視されていた吊材の伸びの影響やケーブル張力の変化を考慮することができるようになる。また撓度理論の適用が困難であった Severn 橋の斜吊材や、4 月 25 日橋に用いられるケーブルステイ、タワーステイを有する吊橋等の特殊形式吊橋の解析、および架設中の不安定構造状態にある吊橋の解析なども可能となった。

本四連絡橋においては、完成系の設計計算のみならず、架設計画を作成する場合にも大変形理論による解析が多用されている。

3. 長径間吊橋発達の経緯^{20)~26)}

吊橋は、19世紀から20世紀にかけて発達し、特に20世紀に入って、一層長径間化の道をたどり、20世紀の前半ではアメリカ、後半ではヨーロッパとアジアにおいて、数多くの長径間吊橋が架けられるまでになった。

吊橋長径間化の推移は、吊橋支間長の変遷から読み取ることができる。世界の吊橋の支間長の変遷を図一に、主要な吊橋を年代順に並べたものが表一である。

表一からわかるように、長径間吊橋の出現に果たしたアメリカの役割はきわめて大きいものがあり、20世紀に入って増大したアメリカの経済力やモータリゼーションが長大橋の需要を生み、さらに工業力と橋梁技術力がこれらの需要に应运ってきたものである。アメリカにおいて、吊橋の長径間化を容易にしたものとして、次の発明をあげることができる。

- ① 平行線ケーブルの架設法の発明
- ② クリーパークレーンによる塔の架設法の発明
- ③ オープン・ドレッジ・ケーソン工法の発明

(1) 基 礎

アメリカにおける吊橋の基礎は、Golden Gate 橋などの例を除いて、湾内や河口に建設されることが多く、水底の堆積層を貫入して、その下の岩盤上に基礎を支持させる工法が採用されてきた。

19世紀から20世紀の初頭にかけて盛んに用いられた空気ケーソン工法は、どのような地盤でも沈下が可能で

あり、障害物などの除去が確実に行え、また作業室で支持地盤の確認ができるなど、基礎工法として優れたものであった。アメリカでは、Brooklyn 橋や Benjamin Franklin 橋などでこの工法が採用されたが、設備の貧弱さから事故や潜函病が多発したため、これにかわる安全な基礎工法の開発が要求された。

このための発明が、オープン・ドレッジ・ケーソン工法で、空気ケーソン工法における高圧下での人力作業がなくなることから、より大型で、大深度の基礎構築が可能となり、長径間吊橋の計画を大きく促進することになった。この基礎工法は、水底下の比較的軟らかい堆積層を貫入して、平らな岩盤に基礎を支持させる工法としてすぐれたものであり、アメリカの吊橋の大部分で、この工法によって基礎の建設が可能となった。

オープン・ドレッジ・ケーソンに工夫を加え、曳航時ならびに掘削沈設時の安定を図ったものに、San Francisco-Oakland Bay 橋に用いられたドームド・ケーソン工法の開発があり、これは、その後ポルトガルの4月25日橋にも用いられた。さらに、Mackinac 橋の基礎の一部では、オープン・ドレッジ・ケーソンを改良した2重壁鋼製ケーソンを用い、沈設後の中詰コンクリートにプレバックドコンクリートを採用したことは、当時としては画期的な工法の開発であり、わが国の瀬戸大橋における基礎工法の選択にも大きな影響を与えた。

一方、水際の基礎や水底岩盤上に堆積物のない場所の基礎では、コッファダム工法という、一種の締切り直接基礎工法が用いられてきた。前述の Golden Gate 橋では、2本の塔基礎はいずれもコッファダム工法によっており、なかでも後世に残る難工事は南側主塔基礎であった。わが国の南北備讃瀬戸大橋の条件と酷似しており、今日であれば設置ケーソン工法が十分に適用できる範囲であった。

基礎工法の選定にあたっては、幾多の先例を参考にしながらも、施工地点によって新たに克服しなければならない問題があることを忘れてはならない。本四連絡橋における大鳴門橋の主塔基礎の多柱基礎工法は、急潮流のためにコッファダムによる締切りが困難であったために採用されたものである。また、南北備讃瀬戸大橋の設置ケーソン工法は、コッファダムによる止水壁工が工期、工費ともに、不経済と判断されたために採用されたものである。

(2) 塔

吊橋のケーブルを支える塔は、中央支間長の増加に伴って、その高さを増すとともに、ケーブルから受ける反力も増加する。

長径間吊橋に適した塔の構造には、塔基部が固定、塔頂でケーブルが固定のフレキシブル塔が用いられ、

図一 吊橋支間長の変遷

表—1 世界の主要な吊橋（完成年代順）

No.	橋 名	中 央 支間長 (m)	完成年	架 橋 地	ケーブル本数 ×直径 (mm)	特 記 事 項
1	Brooklyn	486	1883	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 4×394	4車線、石造り塔
2	Williamsburg	488	1903	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 4×476	6車線、地下鉄複線軌道
3	Manhattan	448	1909	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 4×527	7車線、地下鉄複々線軌道
4	Bear Mountain	497	1924	アメリカ、ニューヨーク州	AS、 2×457	4車線
5	Benjamin Franklin	533	1926	アメリカ、フィラデルフィア市	AS、 2×762	8車線、補剛トラスの両外側に単線軌道
6	Mount Hope	366	1929	アメリカ、ロードアイランド州	AS、 2×279	2車線
7	Ambassador	564	1929	アメリカ、デトロイト市	AS、 2×489	5車線
8	Mid-Hudson	457	1930	アメリカ、ニューヨーク州	AS、 2×425	2車線
9	George Washington	1 067	1931	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 4×911	14車線、ダブルデッキ、1962年に下部デッキを追加
10	St. John's	368	1931	アメリカ、ポートランド市	SPR、2×425	2車線
11	San Francisco-Oakland Bay	704	1936	アメリカ、サンフランシスコ市	AS、 2×727	10車線、ダブルデッキ、共用アンカーを有する双子吊橋
12	Triborough	421	1936	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 2×527	8車線
13	Golden Gate	1 280	1937	アメリカ、サンフランシスコ市	AS、 2×927	6車線、1954年に下部ラテラルを追加
14	Lions Gate	472	1939	カナダ、バンクーバー市	SPR、2×338	2車線
15	Bronx-Whitestone	701	1939	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 2×546	6車線、1946年にトラスを主桁上に追加
16	Tacoma Narrows	853	1950	アメリカ、タコマ市付近	AS、 2×511	4車線、1940年に崩壊した旧橋（2車線）を再建したもの
17	Delaware Memorial	655	1951	アメリカ、ウィルミントン市付近	AS、 2×502	4車線、1968年に4車線の新橋を併設追加
18	Chesapeake Bay	488	1952	アメリカ、アナポリス付近	SPR、2×352	2車線、1973年に2車線の新橋を併設追加
19	Köln Rodenkirchen	378	1955	西ドイツ、ケルン市	LCR、2×484	4車線
20	Walt Whitman	610	1957	アメリカ、フィラデルフィア市	AS、 2×587	7車線
21	Mackinac	1 158	1957	アメリカ、ミシガン州	AS、 2×616	4車線
22	Tancarville	608	1959	フランス、ルアーブル付近	SPR、2×580	4車線、コンクリート塔
23	Throgs Neck	549	1961	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 2×584	6車線
24	若戸大橋	367	1962	北九州市	SPR、2×510	2車線、4車線に拡幅中
25	Vincent Thomas	457	1963	アメリカ、カリフォルニア州	AS、 2×343	4車線
26	Verrazano-Narrows	1 298	1964	アメリカ、ニューヨーク市	AS、 4×899	12車線、ダブルデッキ
27	Forth Road	1 006	1964	イギリス、エジンバラ市	AS、 2×610	4車線、鋼床版デッキ
28	Emmerich	500	1965	西ドイツ	LCR、2×472	4車線
29	Severn	988	1966	イギリス、ブリストル	AS、 2×510	4車線、箱桁断面、斜ハンガー
30	4月25日橋	1 013	1966	ポルトガル、リスボン市	AS、 2×587	上部デッキ4車線（下部デッキ複線軌道）
31	Angostura	712	1967	ベネズエラ	AS、 2×470	4車線
32	New Port	488	1969	アメリカ、ニューポート市	PS、 2×387	4車線、PSを採用した最初の吊橋
33	Quebec (Pierre La porte)	668	1970	カナダ、ケベック	AS、 2×622	6車線
34	Lille-Baelt	600	1970	デンマーク	SPR、2×580	6車線、箱桁断面、コンクリート塔
35	南海大橋	400	1973	韓国、南海島	AS、 2×258	2車線、箱桁断面
36	関門橋	712	1973	下関市、北九州市	PS、 2×667	6車線
37	Bosporus	1 074	1973	トルコ、イスタンブール	AS、 2×580	6車線、箱桁断面
38	平戸大橋	465	1977	平戸市	AS、 2×368	2車線
39	Humber	1 410	1981	イギリス、ハル市	AS、 2×684	4車線、箱桁断面、コンクリート塔
40	President Mobutu Sese Seko	520	1983	ザイール、マタディ	PS、 2×469	2車線、張出径間付単径間吊橋道路鉄道併用橋（単線）
41	因島大橋	770	1983	因島市、因島市	PS、 2×626	4車線
42	大鳴門橋	876	1985	南淡町、鳴門市	PS、 2×840	4車線（6車線）、道路鉄道併用橋（新幹線）
43	大島大橋	560	1988	伯方町、宮窪町	PS、 2×465	2車線（4車線）、箱桁断面
44	下津井瀬戸大橋	940	1988	倉敷市、坂出市	AS、 2×956	4車線、張出径間付単径間吊橋道路鉄道併用橋、在来線（新幹線）
45	北備瀬瀬戸大橋	990	1988	坂出市	PS、 2×1 006	4車線、3径間連続吊橋、道路鉄道併用橋、在来線（新幹線）
46	南備瀬瀬戸大橋	1 100	1988	坂出市	PS、 2×1 070	4車線、3径間連続吊橋、道路鉄道併用橋、在来線（新幹線）
47	Fatih Sultan Mehmet	1 090	1988	トルコ、イスタンブール	AS、 2×763	8車線、箱桁断面

注) AS：エラスピンニングによる平行線ケーブル
PS：プレハブストランドによる平行線ケーブル
SPR：スパイラルロープによるワイヤロープケーブル
LCR：ロックドコイルロープによるワイヤロープケーブル
在来線：複線 新幹線：複線 ()は未施工

ケーブルと一体になった塔の解析理論が Birdsall²⁷⁾ によって確立されて以来、長径間吊橋の主塔の構造解析はこの理論によって行われ、今日に至っている。また、クリーパークレーンによる塔の架設工法は確実性と経済性の面からも優れたものといえる。

主塔材料は、Brooklyn 橋の時代にみられる石材から、鋼・コンクリートへと変遷するが、長径間吊橋の主塔はほとんどが鋼構造であり、コンクリート構造は Tancarville 橋、Lille-Baelt 橋、Humber 橋があるだけである。

塔の断面構造は、George Washington 橋のような構造を除き、1～2 m 角の矩形を数多く組み合わせた多セル構造が支配的であった。近年では架設時の施工性、完成後の管理上、鋼重低減の観点から、セル数を減らす方

向へ進んできた。アメリカの設計になる Forth Road 橋、4月25日橋やわが国の関門橋、本四連絡橋では明らかにこの傾向をたどっている。

また、イギリスの設計になる Severn 橋、Bosporus 橋および Fatih Sultan Mehmet 橋では、従来のセルを主体とした構造と大きく異なり、リブで補強された平板を矩形に組み合わせた箱断面構造を用いることで軽量化を図る方向を採っている。

主塔の架設工法は、Manhattan 橋で実用化されたクリーパークレーンによる工法が主流を占め、その後多くの実例を経ながら改良が加えられ、フレキシブル塔の架設工法として確固たる信頼を受けるようになった。

(3) ケーブル

長径間吊橋の出現を可能にした最大の要因は、平行線ケーブルの架設法の発明と、ワイヤに鋼線を用いることによる断面効率のよい高強度のケーブルの生産である。

Roebing は、1855 年に完成した Niagara Falls 橋で、今日までの長径間吊橋のほとんどが採用している平行線ケーブルの空中架線法(Air Spinning Method, AS 工法)を発明し、さらに、最初に鋼線を用いた Brooklyn 橋でその技術を確立した。

Roebing による AS 工法の発明以後、アメリカの吊橋のケーブルはそのほとんどが平行線ケーブルになったが、ヨーロッパでは 1964 年に完成した Forth Road 橋で平行線ケーブルが採用されるまでは、主としてワイヤロープケーブルが用いられてきた。表—2 は AS 工法を用いた主な吊橋とワイヤの変遷を掲げたものである。

一方、AS 工法における架線時の現場作業量を軽減する目的で、平行線ケーブルのプレハブ化の試みが 1965

年頃から始められ、アメリカの Bethlehem Steel 社の開発したプレハブストランド工法 (Shop Fabricated Parallel Wire Strand Method, PS 工法) が New Port 橋に、わが国の新日本製鐵、神戸製鋼所グループの開発した PS 工法が関門橋に用いられ、平行線ケーブルの架設工法に新しい分野を開いた。表—3 は PS 工法を用いた吊橋とストランドの変遷を掲げたものである。ワイヤ径は 5 mm 程度のものが一般的に使用されている。PS 工法に用いるストランドのワイヤ本数は、New Port 橋の 61 本から、関門橋の 91 本、さらに本四連絡橋における 127 本構成へと増加してきたが、ストランドの製造、運搬および取扱いやすさの点から、吊橋ケーブル用ストランドのワイヤ本数は 127 本が限界と考えられている。

New Port 橋以降、もっぱらわが国が PS 工法の技術を継承している。わが国では、超長径間吊橋に用いる高強度ワイヤの開発、長尺ストランドの試作などを行っており、将来わが国の技術がこの分野に果たす役割はますます

表—2 AS 工法を用いた主な吊橋

橋名	完成年	ケーブル径 (mm)	ストランド 数	製作トン数 (t)	架線日数	架設トン数 (t/日)	ワイヤ径 (mm)	引張強さ (kgf/mm ²)
Niagara Falls	1855	254	7	—	—	—	3.76	—
Brooklyn	1883	394	19	3 429	630	6	4.75	107
Williamsburg	1903	476	37	4 128	210	20	4.88	141
Manhattan	1909	527	37	5 562	120	47	4.95	144
Bear Mountain	1924	457	37	—	97	—	4.95	151
Benjamin Franklin	1926	762	61	6 169	155	40	4.98	151
Mount Hope	1929	279	7	—	45	—	4.98	151
Ambassador	1929	489	37	2 810	62	46	4.95	151
Mid-Hudson	1930	425	19	2 007	91	22	4.95	151
George Washington	1931	911	61	25 674	286	90	4.98	155
S.F.-O. Bay(West)	1936	727	37	9 290	120	78	4.97	155
S.F.-O. Bay(East)	1936	727	37	8 038	69	117	4.97	155
Triborough	1936	527	19	2 547	81	32	4.98	155
Golden Gate	1937	927	61	19 500	94	208	4.95	155
Bronx-Whitestone	1939	546	37	3 544	71	50	4.98	155
Tacoma Narrows	1950	511	37	4 936	—	—	4.98	155
Delaware Memorial	1951	502	61	3 048	83	37	4.98	155
Mackinac	1957	616	37	10 061	94	107	4.98	155
Walt Whitman	1957	587	37	3 704	39	95	4.98	155
Throgs Neck	1961	584	37	—	70	—	4.98	155
Vincent Thomas	1963	343	19	1 152	—	—	4.98	155
Verrazano-Narrows	1964	899	61	34 737	188	185	4.98	155
Forth Road	1964	610	37	6 500	294	23	4.98	155
Severn	1966	510	19	4 267	144	30	4.98	155
4 月 25 日橋	1966	587	37	7 300	76	96	4.88	155
Bosporus	1973	580	19	5 450	122	45	5.0	157
平戸大橋	1977	368	19	1 028	90	12	5.0	160
Humber	1981	684	37	11 000	210	53	4.98	160
下津井瀬戸大橋	1988	956	44	13 409	183	74	5.37	160
Fatih Sultan Mehmet	1988	763	32	9 500	117	81	5.38	160

表—3 PS 工法を用いた主な吊橋

橋名	完成年	ケーブル径 (mm)	ストランド 数	製作トン数 (t)	架線日数	架設トン数 (t/日)	ワイヤ径 (mm)	引張強さ (kgf/mm ²)
New Port	1969	387	76	—	150	—	5.13	158
関門橋	1973	667	154	5 082	60	85	5.04	160
2nd Chesapeake Bay	1973	330	61	—	53	—	5.03	—
President Mobutu Sese Seko	1983	469	54	1 880	150	13	5.15	160
因島大橋	1983	626	91	5 166	69	75	5.17	160
大鳴門橋	1985	840	154	11 962	118	101	5.37	160
大島大橋	1988	465	52	2 014	46	44	5.10	160
北備瀬瀬戸大橋	1988	1 006	234	16 505	97	170	5.18	160
南備瀬瀬戸大橋	1988	1 070	271	19 952	109	183	5.12	160

ます大きくなるものと考えられる。

(4) 補剛桁

吊橋は元来、たわみやすい柔軟な構造物であり、剛性に欠ける点に問題があるとされていた。すでに述べた旧 Tacoma Narrows 橋の落橋事故を契機に、アメリカでは吊橋補剛桁形状による空気力学的特性の解明と吊橋の耐風安定性の検討が盛んに行われ、そこで蓄積された技術は長径間吊橋の耐風安定性に関する分野の発達に著しく貢献することとなった。Golden Gate 橋の下段横構の追加工事や Bronx-Whitstone 橋における補剛プレートガーダーの上フランジ部へのトラス添加工事などは、この事故を機になされたものであった。

1960 年代以降、イギリスでは従来の補剛桁形状を大きく変えて、耐風安定性の向上と経済設計を目的とした流線型の翼形箱桁を用いる試みがなされ、Severn 橋、Humber 橋をはじめ、イギリスが設計に関与した Bosphorus 橋、Fatih Sultan Mehmet 橋にこの箱桁断面が用いられている。わが国でも大島大橋に初めて採用された。

補剛桁の架設は、吊橋の構造形式、架設地点の自然条件、社会的条件などから多種多様の工法が開発され使用されてきた。

欧米における長径間吊橋では、全ヒンジ工法によるブロック架設が一般的である。わが国では面材を主とした逐次剛結法で行う張出し架設工法が主流で、初期には架設ヒンジが挿入されたが、現在では架設ヒンジを省略してもハンガーロープの引込みが可能になってきた。

4. わが国の吊橋の発展

(1) 若戸大橋の建設^{28), 29)}

若戸大橋の建設は、1955 年からの資料収集に始まった。調査では地質調査、鋼索試験および風洞試験が最重要点と考えられた。

設計の途中においてアメリカの吊橋調査がなされ、特に、当時世界最新の吊橋 Walt Whitman 橋を参考とし、なかでも塔ならびにアンカレイジについて教えられることが多かったとされている。

基礎は、海中、陸上ともに支持岩盤が T.P. -20 m 程度で、空気ケーソン工法が選定された。塔基礎の平面寸法は 40 m×17 m、アンカレイジ基礎は 34 m×15 m を 2 つ並列に配置し、ケーソン上部を連結一体化する設計が採用された。これらは、当時日本では最大規模の空気ケーソンで、海中に構築される戸畑側橋脚には、施工の確実性と経済性から鋼製ケーソンが用いられた。ケーソンの製作は関門地区のドライドックで行われ、現地へ曳航後沈設された。若戸大橋の成果は、以後のケーソンの設計・施工法の系統立った発展に重要な役割を果たしている。

ケーブルは、スパイラルロープ、ロックドコイルロープ、ストランドロープおよび平行線ワイヤの 4 種類について、機械的性質、架設工事費および防錆などを比較した結果、スパイラルロープが採用された。多くの試験が実施され、国産線材を使用してわが国の製網技術で十分に所期の性能をもつロープが製造されることが確認された。アメリカの Brooklyn 橋以来平行線ワイヤが使用されることが多く、調査の段階でもその合理性は指摘されていたが、日本での経験がなく実施に不安があるとして見送られた。

塔断面は多セルで、部材集成にはリベットが使用され、架設はクリーパークレーンで行われた。

補剛桁の耐風安定性は、1955、56 年に東京大学 平井教授のもとで検討された。この時期、まだ橋梁用の風洞設備はなく、他の目的で設備されたものを転用した。風洞試験では部分模型による三分力測定で断面形状決定の基礎資料が、ばね支持振動試験で限界風速決定の資料が求められた。また、実験水槽に断面模型を入れ、カルマン渦の発生状況をみて断面形状の検討も行われた。

補剛桁架設では中央径間中央部に 6 パネルを先行架設してケーブルに張力を付与しておき、塔から 2 パネルずつの単材もしくは面材の張出し架設を行った。架設の途中段階までは上弦材添接部だけをボルトにより仮締めを行った。10 段階目以降は下弦材添接部のリベット打ちが可能となった。補剛桁架設は台風期を避け 1961 年 11 月～62 年 3 月に実施されている。

(2) 本州四国連絡橋の調査³⁰⁾

若戸大橋の完成が間近い 1961 年、本四連絡橋の調査研究が建設省、国鉄から土木学会へ委託された。土木学会に本州四国連絡橋技術調査委員会が組織され、基礎、上部構造、耐風設計、耐震設計、材料に関して各小委員会、専門部分、幹事会が設置された。検討すべき内容として①海底地質の調査、②基礎の構造・工法、③長大橋梁の構造・工法、④耐風性および耐震性、⑤海洋気象、潮流および船舶に関する問題点が挙げられ、大学、建設省土木研究所、国鉄を中心に精力的に調査が実施された。

1964 年に東京大学に吊橋の全径間模型の試験が可能な風洞が設備され、耐風設計の本格的な検討が進められた。また、土木研究所に設置された大型振動台による実験と数値解析により地震時動的応答解析が進歩した。これらの研究成果により耐風設計指針、耐震設計指針が提案された。耐風設計指針には、設計の基本となる風の特長、静的設計、動的解析および風洞試験に関する規定が盛り込まれた。耐震設計指針では、架設地点において考慮すべき地震の大きさの規定、基礎岩盤における水平加速度値の表示、修正震度法の提案および動的解析の設計上の位置付けが明確にされた。さらに、潮流力、波力、

船舶の衝突力などについても評価した下部構造設計指針と設計荷重、鋼材ならびにケーブル材料、荷重の組合せと設計許容応力度に重点を置いた上部構造設計指針がまとめられた。

土木研究所を中心に始められた平行線ケーブルについての調査研究により、ピアノ線材を使用することが妥当とされ、ワイヤの試作が行われた。New Port 橋での PS 工法の採用と前後して、日本でも PS 工法の研究が開始され、1970 年に四国の上吉野川橋では PS 工法（下流側ケーブル）と AS 工法（上流側ケーブル）の 2 工法が同時に施工され、関門橋、さらに本四連絡橋を対象に施工性、経済性についての調査が行われた。

（3）関門橋などの建設

1966 年、関門橋³¹⁾の実施調査が開始された。本四連絡橋の調査研究に基づく各種設計指針、設計法および施工調査の成果が関門橋を実現させることとなった。

部材接合法はすでに溶接と高力ボルトに変わり、塔断面は溶接 3 セル構造が採用され、以後瀬戸大橋まで 3 セル断面が主流となった。塔の架設にはクリーバークレーンとともに、高揚程のタワークレーンも使用された。

ケーブル線材は、JIS のピアノ線材をベースとして、寸法と化学成分についての規格値を追加し、靱性向上が図られた。ケーブルは、New Port 橋の PWS 61 よりひとまわり大きい PWS 91 が採用された。

補剛桁架設は、関門海峡の潮流が速く、また航行船舶が多いため、塔部からの張出し工法とされた。架設時の耐風安定性と作業の安全性の確保のため、逐次剛結工法が提案された。剛結のために、桁先端のハンガー張力や補剛桁部材力が許容応力度を超過することがあり、塔から第 7 格点に架設用ヒンジを設けて、応力超過の軽減を図った。電子計算機の発達と、大変形理論を用いた構造解析プログラムの開発により架設時の挙動が精度よく把握できるようになったことも、本工法の採用を可能とした。

ほぼ同時期に、日本企業によって韓国の南海大橋³²⁾が建設され、日本の技術としては初めて補剛桁に流線型断面をもつ箱桁が使用された。塔は全溶接構造でフローティングクレーン（FC）により一括架設された。作業員の確保が比較的容易であるため、ケーブル架設は、従来方式の AS 工法による。また航行船舶も少なく、自然条件も比較的穏やかなため、補剛桁架設は海面を全面的に使用して、箱桁ブロックを台船から直接吊り上げた。中央径間中央から両側へ全ヒンジ状態で架設後、ブロック間は現場溶接で接合された。

関門橋建設の最終段階である 1973 年から長崎県の平戸大橋³³⁾の建設が開始された。塔の架設は、南海大橋とほぼ同様に大ブロック工法が使用された。従来の AS 工

法によるケーブル架設では人力でライブワイヤとデッドワイヤを分けていたが、ケーブルフォーマを密に配置してワイヤをフリーハング張力より低い一定張力に制御し、かつライブワイヤとデッドワイヤを自動的に振り分ける機能をもつ 2 輪のスピンニングホイールを用いる新 AS 工法（低張力工法）が開発された。これによって引出しワイヤ 1 本ずつのサグ調整が省略された。補剛桁架設は、大ブロック逐次剛結工法で、台船上に積載された補剛桁ブロックが架設位置直下まで搬入され、ケーブル上のリフティングクレーンで吊り上げられた。台船の定点保持は、台船に繋がれた転錨船からアンカーをとる一点係留法による。

（4）本州四国連絡橋の建設

この間電子計算機の大形化、高速化と構造解析用の大規模汎用プログラムの開発が進み、詳細な構造解析が可能となった。また造船各社に風洞が設備される例も多くなり、本四連絡橋の設計基準、風洞試験要領などがよりきめ細かに整備されることとなった。

若戸大橋以来床組構造には鉄筋コンクリート床版が使用されていたが、本四連絡橋では死荷重軽減を図るために、鋼床版を用いることとし、あわせてたわみ追従性のよい薄層舗装が開発された。

塔架設中および自立塔の状態では、風による渦励振を起こす例が多く、構造物の安全確保と作業性確保のために制振装置は不可欠である。スライディングブロックの摩擦により減衰を確保する方法、さらにオイルダンパーの導入³⁴⁾も試みられた。

下津井瀬戸大橋を除く、本四連絡橋のすべての吊橋に PS 工法が採用されている。関門橋では PWS 91 を使用したが、本四連絡橋ではアンカレージ幅の縮小、現場工期の短縮を図るため、ひとまわり大きい PWS 127 を採用した。

1976 年に大鳴門橋^{35), 36)}が着工された。鳴門海峡は、本四連絡橋架橋ルートの中でも気象、海象条件の最も厳しいところであった。このような強潮流の下で、豊富な漁業資源や名勝「鳴門」の渦潮など自然景観への影響を最小限にする多柱基礎工法が採用され、海中支持枠上に据えられた大口径掘削機を用いる施工システムの開発により、急潮流下の岩礁地域における基礎の安全確実な施工を可能とした。

ケーブルストランドの長さの管理は、ストランド内に組み込まれるゲージワイヤで行うが、関門橋、因島大橋ではワイヤを地上に展開し、地上に設けられた直線基準に合わせてゲージワイヤが製作された。吊橋の長径間化に伴い、機械化、省力化、品質の高度安定化を図るため着磁式測長機が開発され、大鳴門橋から使用された。

補剛桁には HT 70 材を含む調質高張力鋼が多用され

た。調質高張力鋼は切欠きに敏感で溶接欠陥による疲労亀裂発生の可能性が高いため、大型疲労試験機による実物大供試体の試験を行い、疲労設計基準と製作基準を整備した。部材の製作にあたっては、自動超音波探傷法を開発し十分な管理を行った。

大鳴門橋補剛桁の設計風速は73 m/sにも達し、耐風安定性確保のためにスタビライザーを必要とした。関門橋以来、逐次剛結工法を用いる補剛桁架設には架設ヒンジを設けていたが、その部分が耐風対策の弱点になり、かつ部材運搬に支障するために、逐次剛結無ヒンジ工法が開発された。この工法は、先端格点だけを引き込むとハンガー張力あるいは斜材軸力がその許容値を超えるので、先端数格点の引き込みを調整して、おのおのの部材の許容値内で架設を行うものである。

1978年10月に瀬戸大橋が着工された。工事周辺海域は最大潮流が2.5 m/sを超え、1日約1 000隻の船舶が輻輳し、漁船の操業密度が高いことなど、海中工事のきわめて難しい箇所である。工事を安全確実に、かつ現場工期短縮のために、思い切ったプレハブ化が図られ、掘

削した岩盤に鋼製ケーソンを据え付ける設置ケーソン工法³⁷⁾が開発された。掘削に先き立ち、大水深、急潮流下で性能を保持する爆薬と火工品、穿孔・装薬の施工精度と安全な施工の確保、安定した起爆方式、十分な破碎効果をあげる発破工法などの研究を進め、水中発破工法が確立された。掘削後、自己昇降式作業足場（SEP）に据えられた大口径掘削機によって±10 cm以内の精度で底面仕上げ掘削が行われた。海中コンクリートには、慎重な施工実験を経てプレバックドコンクリート工法が使用された。大量のモルタルを連続して注入するために、本州四国連絡橋公団自らモルタルプラント船「世紀」を建造し、品質と工程の安定確保を図った。南備讃瀬戸大橋の四国側アンカレイジは長さ75 m×幅59 mで、水深50 mの岩盤に設置され、気中コンクリート完成まで6年半の歳月を要した。

上部工工事においても、架設単位的大型化により工期短縮と現場の省力化および工事の安全が図られた。ケーブルアンカーフレームの大ブロック一括架設をはじめ、補剛桁でも塔近傍部材の架設に、航行船舶に支障しない

表—4 日本 の 技術により建設された長大吊橋の主要諸元

橋 名		若 戸 大 橋	関 門 橋	南 海 大 橋	平 戸 大 橋	President Mobutu S.S	因 島 大 橋	大 鳴 門 橋	下 津 井 瀬 戸 大 橋	北 備 讃 瀬 戸 大 橋	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	Fatih Sultan Mehmet	
項 目	完 成 年	1962	1973	1973	1977	1983	1983	1985	1988	1988	1988	1988	
全 般	ケー ブ ル 支 間 (m)	89+367+89	178+712+178	130.6+404+130.6	139+465.4+105	91+520+91	250+770+250	(93)+330+876+330	230+940+230	274+990+274	274+1 100+274	210+1 090+210	
	車 線 数	2 2 歩道	6	2 2 歩道	2 2 歩道	4 1 歩道 (鉄道単線)	4 1 歩道	6 (新幹線複線)	4 在来線複線 (新幹線複線)	4 在来線複線 (新幹線複線)	4 在来線複線 (新幹線複線)	8 2 歩道	
	鋼 吊 構 造 (t)	4 000	12 600	2 000	2 000	8 300	16 400	32 000	32 200	37 200	39 300	14 200	
	ケー ブ ル (t)	1 500	5 500	800	1 800	2 300	6 700	14 800	15 200	19 700	23 800	10 200	
	塔 (t)	4 600	2 900	400	1 700	2 500	5 600	8 700	12 600	15 900	19 000	6 700	
	重 合 計 (t)	10 100	21 000	3 200	5 500	13 100	28 700	55 500	60 000	72 800	82 100	31 100	
	死 荷 重												
	吊 構 造 (t/m)	13.6	19.77	4.17	9.49	9.28	15.87	29.66	33.52	32.52	32.08	13.0	
	ケー ブ ル (t/m)	2.8	4.93	0.83	1.54	1.65	4.74	8.30	9.78	10.94	12.35	6.6	
	重 合 計 (t/m)	16.4	24.70	5.00	11.03	10.93	20.61	37.96	43.30	43.46	44.43	19.6	
主 塔	塔 柱 高 (m)	79.0	133.8	60.0	78.4	95.0	135.9	125.9	145.5	169.5	179.6	102.1	
	塔柱断面積	頂 部 (㎡)	11	13	5	9	13	13	16	15	29	33	12
		基 部 (㎡)	19	23	5	12	13	21	32	44	43	49	20
	最大 板 厚 (mm)	19	32	16	32	36	34	42	40	45	56	63	
	材 質	SS 41	SM 53 B	SMA 50	SM 58	SM 58	SM 50 Y	SM 58	SM 58	SM 58	SM 58	SM 50 Y	
	1 ブロック重量 (t)	40	55	230	568	56	55	90	105	106	121	90	
	クレーン吊能力 (t)	40	55	—	—	57	55	90	105	114	130	650**	
	塔 サドル	重 量 (t/基)	20	51.1	6.5	12.7	50	52.8	80.2	94.7	146	188	76.7
		材 質	SC 46	SC 46	SC 46	SC 46	SC 46	SC 46	SCW 49	SCW 49 SM 50 B	SCW 49 SM 50 B	SCW 49 SM 50 B	SM 50 YB
		一 体 / 分 割	一 体	一 体	一 体	一 体	一 体	一 体	一 体	一 体	分 割	分 割	分 割
鉄鋼 / ハイブリッド		鉄 鋼	鉄 鋼	鉄 鋼	鉄 鋼	鉄 鋼	鉄 鋼	鉄 鋼	ハイブリッド	ハイブリッド	ハイブリッド	ハイブリッド	
ケー ブ ル	ケー ブ ル 構 成 (片側)	φ4.7×127×55 φ4.0×61×55st	φ5.04×91 ×154 st	φ5.00×304 ×7 st	φ5.00×228 ×19 st	φ5.15×127 ×56 st	φ5.17×127 ×91 st	φ5.37×127 ×154 st	φ5.37×127 552×44 st	φ5.18×127 ×234 st	φ5.12×127 ×271 st	φ5.38×504 ×32 st	
	ケー ブ ル 径 (mm)	508	667	258	368	469	626	840	956	1 006	1 070	763	
	許容 / 引張強さ (kgf/㎡)	47/160	58/160	56/160	56/160	64/160	56/160	64/160	64/160	64/160	64/160	64/160	
	補剛桁寸法 (幅×高) (m)	19.6×4.5	29.0×9.0	12.0×1.7	14.5×6.0	14.0×9.0	26.0×9.0	34.0×12.5	30.0×13.0	30.0×13.0	30.0×13.0	33.0×3.0	
補 剛	弦 材 寸 法 (mm)	480×560	500×500	—	400×440	850×850	550×600	820×780	1 200 ×1 390	1 200 ×1 190	1 200 ×1 190	—	
	最大 板 厚 (mm)	22	22	11	26	50	38	42	65	65	75	14	
	最 高 材 質	SM 50	SM 58	SMA 441	SM 58	SM 58	SM 58	HT 70	SM 58	SM 58	SM 58	SM 50 YB	
	面材ブロック最大重量 (t)	13	20.6	70	209	20	37.7	80	97	110	110	240	
桁	トラベラー・クレーン吊能力 (t)	15	23.6	—	—	127	40	90	115	120	120	—	

注) *: FCによる大ブロック架設 **: クローラークレーンによる () は未施工

範囲でブロック架設が採用された。

下津井瀬戸大橋では本四連絡橋で唯一 AS 工法が採用された。工法は平戸大橋での実績をもとに改良され、4 本掛け方式で 1 サイクル 8 本のワイヤを架けられるスピニングホイールを 1 ケーブル当たり 2 組使用して、施工能率を向上させた。夜間行方サグ調整時の測量には、従来トランシット、レベルなどの光学式が主流であったが、レーザー式測量機が使用された。塔の傾き、中央・側径間のサグ測定値等各所のデータを即座に処理するシステムがとられ精度の向上と作業の能率化が図られた。

本年 7 月には Fatih Sultan Mehmet 橋³⁸⁾が開通した。President Mobutu Sese Seko 橋³⁹⁾も含め日本の技術による海外での 3 番目の長大吊橋である。塔断面はモノセル、4 枚のパネルで構成され、輸送を配慮した設計となっている。ケーブル架設はワイヤに低張力をかけた新 AS 工法で、1 輪型式のスピニングホイールとし、1 ケーブル当たり 2 組使用し、2 ストランドを同時架設した。ライブワイヤとデッドワイヤの振り分けは、ホイールに傾きをつけることにより行われた。補剛桁架設は、箱桁ブロックを自航式台船で架設位置直下まで輸送し、台船上から直接吊り上げる工法とした。

表—4 に若戸大橋から Fatih Sultan Mehmet 橋までの主要諸元・数量が示されている。若戸大橋の具体的設計検討が開始されて 30 数年、土木学会で本四連絡橋の調査研究が本格的になされるようになってから四半世紀、その変化の状況がこの表から読み取れる。

大鳴門橋および瀬戸大橋には鉄道が計画され、特に瀬戸大橋は新幹線、在来線の複々線で設計されているために、使用されている上部工数量は他の吊橋と比較して支間長比以上のものとなる。南備讃瀬戸大橋の吊構造、ケーブルの m 当たり重量、ケーブル径は 2 000 m 級の道路単独橋のそれらに匹敵するものである。

5. 吊橋の超長径間化の技術

吊橋の長さの限界については多くの人が論じているが大橋⁴⁰⁾によれば、ケーブルの許容応力度を 64 kgf/mm^2 として、吊橋の可能最大支間長は 3 000～4 000 m 程度である。今後のケーブル材料の開発などを期待すると、さらに吊橋の長径間化への可能性が一段と高まる。

1883 年に完成した Brooklyn 橋と 1981 年に完成した Humber 橋を比較してみると、中央支間長の比が 2.9 倍となっており、さらに明石海峡大橋では 4 倍を超えて、この 1 世紀の間に吊橋の支間長が 4 倍に伸長したことになる。このような進歩には、次のような要因があげられる。

- i) 新しい設計概念の導入
- ii) 電子計算機を利用した構造解析の進歩

- iii) 高強度鋼や高強度コンクリートのような新材料の開発
- iv) 工場製作技術の進歩、現場架設工法の開発
- v) 品質管理や架設精度の向上
- vi) 風荷重や地震荷重の解明、実験手法の向上による設計の合理化

以下に、1988 年 5 月に現地着手した明石海峡大橋を含めて、今後の超長径間化吊橋を計画するうえで考慮しなければならないいくつかの技術的諸問題を検討する。

(1) 耐震設計

長径間吊橋の計画にあたっては、安全性と耐久性の確保のために、長径間吊橋の特性を十分に考慮した耐震設計を行うことが必須の条件である。

日本のみならず、諸外国でも 2 000～3 000 m 級の吊橋が地震活動のある地域に計画されており、洋の東西を問わず今後ますます耐震設計の検討が必要となろう。そして、吊橋が従来の規模を超えてさらに長径間化するにつれ、次に述べる新しい耐震設計上の問題が生じる。

まず第一は、長径間吊橋の場合基礎が大型化し、また必ずしもすべての基礎を堅固な岩盤上に設置できないことである。このため、基礎の振動が地盤の固有振動により大きく影響を受け、かつ基礎が地盤の振動を拘束するいわゆる基礎と地盤の動的相互作用を考慮した耐震設計が必要となる。この分野は研究段階からほぼ実用段階に達しつつあり、本州四国連絡橋公団はこれらの研究成果を設計要領にとり入れている。

第二は、基礎を大水深の海中に建設する必要が生じることである。通常の場合、水の付加質量の基礎に対する割合は大きくないが、大水深の場合、水が基礎の振動に与える影響をさらに検討する必要がある。

第三は、中央径間が 2 000 m 級の吊橋になると固有周期が 10 数秒となるため、長周期の地震動の特性を考慮に入れる必要がある。また地震波の伝播速度は数 km/s なので、表面波による位相差に対する検討も必要である。

(2) 耐風設計

現在、一般的に採用されている耐風設計手法では、風による橋の応答を大きく次の 2 種類に区分して対処している。

1 つは、風が吹けば必ず生じる強制的な変形と振動、すなわち、定常空気力による静的な変形と、それに重ね合わされる風の乱れによる振動である。吊橋の支間長が長くなると、部材設計においてはこの風力の影響が支配的となる。たとえば、明石海峡大橋では補剛トラスの弦材など重要な部材断面はすべて風荷重で決まっている。また、風荷重のために補剛桁の重量が増加すれば、それを支えるためのケーブル断面も太くなり、塔やアンカレ

イジにも影響してくる。この振動現象は風の特性と構造物の特性によりある程度は変化するものである。したがって、設計においては合理的な風の特性の把握と同時に、極力その荷重作用が小さくなるような構造を選定する必要がある。そのうえで、風荷重に対して断面の設計を行うことになるが、この努力が特に長径間吊橋の設計においては経済性に大きく影響してくる。

他の1つは、設計風速の範囲内においても場合によっては発生する渦励振や自励振動である。この現象に対しては理論的に予測することが困難なため、風洞試験により検証する必要がある。このような振動が生じてても設計風速内でその振幅が許容値内であれば一応問題がないと考えられるが、その明確な評価は難しく、基本的にはこのような振動が生じないような断面を選定するべきであろう。この努力は特に吊橋の安全性に直接結びつくきわめて重要なものである。この振動を支配する要因には、慣性質量や振動数などの橋の固有特性と、桁の断面形状によって決まる空気力学的な特性とがある。吊橋が長径間化すると必然的に橋の固有特性は風による不安定振動に対しては不利なものとなってくる。結局、その不利な面を断面形状の工夫による空気力学的特性の改良で補っていくことが必要となるわけであるが、その改良には限度がある。今までの調査を概観すると、現在用いられている補剛トラスと閉じた床組の組合せ方式では、明石海峡大橋の支間長2000m程度がほぼ限界にあるのではないかと思われる。それ以上の支間長では、また異なった発想の補剛桁・床組の開発が必要となってくるように思える。

なお、風洞試験に関しては、それが耐風設計において非常に重要な位置を占めているだけに、自然風と模型の相似性、部分模型試験と全体模型試験の関係など、今後検討を続けていくべき問題が少なからず残されている。

(3) 基礎

吊橋基礎は、ケーブルを定着し大きな水平荷重を受けるアンカレイジと、それとは対照的に柔構造の主塔から鉛直荷重を受ける塔基礎とで構成される。2000m級吊橋では、これらの荷重は、それぞれ10万tfを大きく上回るようになる。計画条件は地形・地質・海象をはじめ社会的条件等さまざまであり一概に論じられない。ここでは本四連絡橋における研究をもとに、超長径間化に伴う基礎の計画について述べる。

a) 基礎計画

アンカレイジは、ケーブルの定着のため非常に重いアンカブロックを要し、構造上、重力式剛体基礎とする以外は考えにくい。基礎底面には、偏心した非常に大きな傾斜荷重が作用するので、支持層は安定した堅硬な地

盤に求められる。

一方、塔基礎は、塔柱の定着と荷重の分散が構造上の要点になる。そのため、基礎形式は、構造上、剛体直接形式が明解で対処しやすいと考えられる。

基礎計画においては、これまでの経験をはるかに超える構造スケールとなり、あらゆる意味で“寸法効果”の適切な評価が不可欠になる。たとえば、基礎の安定性の面でも支持層内の地層変化や施工に伴う乱れなどが、また構造面では圧倒的な量のマスコンクリートとなるために、施工目地やひびわれなどが問題となる。

b) 材料

基礎が大型化するため、コンクリートの大量打設が避けられなくなる。セメントには極低発熱セメントの開発が必要となり、水中コンクリートに用いる分離抑制機能と流動機能とを兼備した特殊混和材が不可欠となる。また、大量打設工法の開発も必要となろう。

c) 施工法

水深のある海中基礎に有効な工法について述べる。

設置ケーソン工法は、海底掘削を海上から行うところに特徴があり、その意味で施工機械の能力・容量が問題となる。本工法の適応最大水深は、ウルトラヘビーバケットをもつグラブ船の能力で決まり、穿孔発破が必要な場合は大型SEPの能力による。鋼製ケーソンの建造は大型化において特に支障はないが、曳航、据付けの方法には多くの検討が必要である。

オープン・ドレッジ・ケーソン工法は、Mackinac橋やSan Francisco-Oakland Bay橋などの海中基礎で採用され、その平面積は1670m²のものが最大であり1000m²以下のものが多い。超長径間吊橋では、基礎平面積が4000~5000m²を超え、沈下制御が問題になる。空気ケーソンの場合は、徹底した掘削の機械化が図られている。

連壁基礎工法は、大型LNG地下タンクの工事で実績を重ねてきている。この工法は、築島の設置が可能であれば大深度であっても、堆積層を抜いて堅硬な地層に床付けするのに有効な工法といえる。現在、連壁は厚さ3m、掘削深度100m程度まで施工可能である。円形連壁が大径・大深度になるのに伴い、大壁厚・高強度コンクリートが必要となる。本工法は開削により支持地盤を乱すおそれがある場合、適切な対策を必要とする。

現地の条件による適切な施工法の選定は、構造物の安全性、施工の確実性、経済性などに大きく影響を与えるので十分な検討が必要である。特に、前記施工法のどれかに限られるものではない。今後、さらに大深度のものが予想され、新しい工法を構想し開発していくことが望まれる。

わが国では外洋に面し、まともに波浪を受ける地点で

施工した例はない。架橋プロジェクトがそうした湾口連絡橋であれば、特に施工時の研究を進めなければならない。海中基礎設置は、海底地形変動の原因ともなり、船舶衝突などの問題を有している。いずれもこれまでの実績や明石海峡大橋での諸調査の発展的研究・開発で対応は可能と思われる。

(4) 塔

超長径間化することにより問題となるのは、風に対する配慮が増すこと、製作・架設ブロックの巨大化、製作・架設誤差の影響が大きくなることである。耐風設計上では、吊橋完成形においても橋軸直角方向の風によって片側塔柱が基部で浮き上がる可能性がある。比較的低風速で発生する渦励振については、架設中の独立塔はむしろのこと、吊橋完成後の塔も固有振動数の低下により、その配慮が必要になってくる。

製作・架設ブロックは巨大化し、そのため端面切削機械、架設クレーンの大型化が必要となる。

製作・架設誤差については、たとえば塔柱の鉛直度を例に取ってみると、従来と同じ1/5 000の架設誤差であってそれによる付加モーメントは塔頂に作用する鉛直力の増大と塔頂絶対変位量の増大により、両者に一次比例して大きくなる。架設精度は、従来の実績を踏まえ適切に決定されなければならない。

(5) ケーブル

a) ケーブル用ワイヤ

ケーブル用ワイヤの引張強さの推移を図—2に示す。これを見ると George Washington 橋以降、その引張強さは155~160 kgf/mm²で半世紀以上ほとんど進展していない。

わが国では、関門橋以降吊橋のケーブル用ワイヤにはφ5 mm-160キロ級が用いられ、その製造実績は約75 000 tにのぼる。今日、φ5 mm-160キロ級ワイヤが

定着した理由は、線材の製造、鋼線の加工が比較的に容易であること、大量生産しても安定した品質が得られる成分系であること、吊橋のケーブル用ワイヤとして引張強さが160 kgf/mm²を上回る高強度ワイヤの需要がなかったことなどがあげられよう。

超長径間吊橋の合理的設計を可能とし、長径間化にえるために、160キロ級ワイヤに代わり、さらに高い強度のワイヤとして、Si系低合金鋼による180キロ級ワイヤの開発が進められてきた。

この開発には、HBS G 3501 (160キロ級ワイヤの本州四国連絡橋公団規格)で規定されている伸び、ねじりなどの延性特性や巻き付け、めっき付着性および直線性などの特性、クリープ、疲労、低温、遅れ破壊や応力腐食割れ特性および腐食特性、側圧、曲げなどの影響把握とソケット定着、線膨張係数について、同程度の特性を有することを確認している。その実用化は可能と判断して、今後の本四連絡橋の吊橋用ケーブルとして180キロ級のワイヤも用いることとしている。

b) ケーブルの許容応力度

ケーブルの許容応力度については図—2に示したとおり、160キロ級ワイヤに対して、アメリカでは60 kgf/mm²前後の、またイギリスでは70 kgf/mm²の許容応力度を採用している。本四連絡橋では土木学会の審議結果を反映し、64 kgf/mm²の許容応力度を採用してきた。

明石海峡大橋を含めて今後の超長径間吊橋を計画する場合、当然のことながら表—5に示すようにケーブル張力に占める死荷重の割合が高くなり、死荷重の低減を図ることが重要な課題となる。

ばらつきの小さい死荷重と、ケーブル張力に占める割合の小さい温度変化の影響を固定して、荷重に対するケーブル強度の余裕を検討してみる。いま、吊橋に載り得る荷重の最大を想定して、全車線にTT-43荷重を、

図—2 長径間吊橋用ワイヤの強度変遷

表—5 荷重占有率

項 目	死 荷 重	活 荷 重	温度変化の影響
明石海峡大橋	0.91	0.08	0.01
因 島 大 橋	0.83	0.16	0.01

注) 1) ()内は(引張強さ/安全率)
2) L*は極限荷重載荷時のケーブル応力度
3) 降伏に対する余裕応力度、【 】内は破断に対する余裕応力度
4) 破断に至るまでの限界荷重の倍率

図—3 極限荷重載荷時のケーブル応力状態 (単位: kgf/mm²)

また路肩に普通車を各満載した状態を活荷重の極限荷重と考えてみる。この極限荷重による吊橋のケーブルに作用する張力を図—3に示すが、明石海峡大橋と因島大橋を同じ許容応力度で設計すると、想定した極限荷重に対しても明石海峡大橋は因島大橋を大きく上回る余裕がケーブル張力に残されているのがわかる。また、明石海峡大橋のケーブルの許容応力度を 80 kgf/mm² 程度に上げたとしても、なおケーブルには、因島大橋を上回る余裕が残されている。したがって、明石海峡大橋でのケーブルの許容応力度を 180 kgf/mm²/2.2 = 82 kgf/mm² とすることとしている。

c) ケーブルの架設

① PWSの製作

工場で作成した PWS の長さの誤差は、ケーブルの施工精度に大きな影響を与える。着磁式測長機によるゲージワイヤの誤差は、HBS に定める許容精度 ±1/15 000 を十分満足している。

ストランドの製作長の誤差は通常アンカーの定着部のシムにより調整している。シム量は、ストランドの製作誤差以外に、架設上の各種の誤差を含むがストランドの製作精度の一応の目安となるもので、図—4 によると、ストランド長に対する調整シム量の平均値は 1/20 000 以下となっている。

② PS 工法

超長径間吊橋においてはストランド長は大きくなり、重くなり、引き出し時にストランドがたるんだり、ワイヤがずれたりして引き出し不能になる心配がある。これらの問題の解決のため、長さ 4 000 m の PWS 127 の展

図—4 ケーブル定着部における調整シム量

開試験を実施し、リールの胴径、リール幅を増やし巻き層数を減らすこと、リール巻取り力を増加させることなどにより、最大 40~45 m/min での引き出しが、実用上可能であることを確認している。

③ AS 工法

わが国における AS 工法は、ワイヤの自重をキャットウォーク上に配したローラ上に預けて、ワイヤに生じる張力を小さくして引き出す低張力工法が採用された。この工法は、張力が小さく、かつワイヤ 1 本ごとのサグ調整を必要としない、ワイヤどうしの交差が少ないなど、従来の AS 工法より優れていると考えられるが、支間が大きくなるとストランド自重が大きくなり、その分キャットウォークに負担が増し、ワイヤ間のたるみがばらつき、さらにストランドの引き込み量が大きくなる。

超長径間吊橋に AS 工法を採用するにあたっては、低張力工法に加え、さらに工夫をする必要がある。たとえば、ワイヤ張力をさらに上げてキャットウォークの負担を軽減すること、あるいは従来工法と低張力工法の長所を取り入れた工法などが検討されている。

④ ホーリングシステム

今後、超長径間吊橋のケーブル架設において、ホーリングロープの安全率に動索の安全率を使用するとロープ径が極太となり、ホーリングシステムが実用的でなくなる。ホーリングロープの安全率を適正に定め、システム全体の実用性を高めなければならない。表—6 に示すようにシステムの軽減化のため、サスペンダー工法は、一つの解決策を与えているといえよう。

(6) 補剛桁

吊橋が超長径間化しても、耐風上安定な桁断面が従来の断面と大きく変わらなければ、補剛桁の設計・製作は

表一六 ロープ張力および安全率

工 法	フリーハング (南備讃瀬戸大橋)	サスペンダー (北備讃瀬戸大橋)
項 目		
ホーリングロープの最大水平張力および安全率	28 tf	18 tf
	4.3	5.8
キャットウォークロープの最大水平張力および安全率	20 tf	4.5 tf
	10.4	49.6
ホーリングロープの直引能力	30 tf	26 tf
ホーリングロープの直引能力と最大水平張力との比	0.93	0.69

基本的には従来の技術の延長で可能であると思われる。

架設については、直下吊り架設工法と塔部分から張り出す面材架設工法、塔部の FC によるブロック架設と一般部の多点引込みによる逐次剛結工法が確立されている。今後、架設中の耐風安定性確保のためにも架設単位の大形化、合理化によるスピード化を図ることが重要である。

6. 明石海峡大橋の計画

(1) 計画の経緯

明石海峡大橋は当初の工事実施計画では道路・鉄道併用橋として計画されてきた。しかし、四国の新幹線計画が明確でないことなどの理由から鉄道計画が見直され、1985 年、道路単独橋とする方針に切り換えられ、事業化を図る橋梁として追加決定された。

(2) 自然条件

a) 地形・地質の概要

明石海峡の中央部は水深 110 m に達し、幅 4 km の北西-南東方向の細長い海釜地形となっており、この海釜から海岸に至る海底はいくつかの平坦面をもっている。

明石海峡の地質は、花崗岩類を基盤岩とし、これを不整合に覆う第三紀中新世の神戸層、第三紀鮮新世～第四紀更新世の明石層、上部洪積層および沖積層よりなる。

神戸層は、砂岩、泥岩を互層とする地層であるが、本州側と淡路島側で岩相にかなりの差異がみられる。

明石層は、神戸層を不整合に覆う砂礫層である。

b) 気象・海象の概要

1964 年以降垂水観測塔（高さ 80 m）で行われている観測結果によると、最大の風速は 1965 年 9 月 19 日に来襲した台風 23 号による 65.0 m/s（瞬間最大風速、風向：南南東）である。また、年最大風速はおおむね瞬間最大風速で 30～40 m/s、10 分間平均風速で 22～30 m/s 程度である。

地震については近年の記録からみて比較的穏やかであり、垂水観測塔の地下でも多くの記録は得られていない。

最大潮流速は現地施工調査等で行われた測定では本州側主塔付近で約 3～3.5 m/s、淡路側主塔付近で 3.5～4 m/s と大きなものとなっている。

舞子における超音波式の波高計による観測では、平均波高 51.4 cm（標準偏差 21.8 cm）である。また、最大波高は台風の際に 6 m 程度を示している。

(3) 耐震設計^{(41), (42)}

明石海峡大橋の基礎の特徴は次のとおりである。

① 上部構造の規模に比例して、下部構造の所要寸法が大きい。

② 架橋地点においては花崗岩層がきわめて深いため、その上部に厚く分布する神戸層や明石層が支持地盤となる。

これらの条件から基礎と地盤の動的相互作用を考慮した耐震設計法が開発された。以下に、この新しい耐震設計法の特徴を述べる。

a) 設計に考慮すべき地震⁽⁴³⁾

設計に考慮すべき地震として次の 2 つの地震を想定した。

① 明石海峡大橋の規模と重要性を考慮して、紀伊半島沖および土佐沖で発生しうる最大のマグニチュード 8.5 程度の地震。

② しかし、特定の海洋型大規模地震を考慮するだけでは十分でないため、架橋地点を中心とした半径 300 km 以内で過去に発生したマグニチュード 6.0 以上の地震記録をもとに、再現期間を 150 年として確率論的に発生すると考えられる地震⁽⁴⁴⁾。

b) 基礎と地盤の動的相互作用

基礎の耐震設計に用いる地震入力には、基礎自体が地盤の振動に与える影響を考慮した有効地震動⁽⁴⁵⁾の概念を導入した。

剛体基礎の応答解析については、基礎を剛体 2 自由度系にモデル化し、有効地震動の加速度応答スペクトルを用いた応答スペクトル法により行う。モデルに付す動的復元力は原田らにより考えられたもので、地盤を半無限弾性体とみなし弾性波動論に基づく CFM (Continuum Formulation Method)⁽⁴⁶⁾を用いて定式化したものである。

c) 動的照査

鉛直支持の照査については、これまで基礎底面における最大鉛直力、最大水平力、最大モーメントを組み合わせた静的照査を行っていた。しかし、明石海峡大橋では、従来の静的照査に加えて、条件によっては動的照査も実施することとした。すなわち、地震時には各応答は時間変化するものであるから、最大値のみを組み合わせるの

なお、形状は、耐洗掘性と施工時の安定性が高く、方向性がなく沈設作業の容易な円形とした。

② アンカレイジ

本州側アンカレイジ地点は現地水深4~6m程度であるが、沖積層および上部洪積層が厚く、TP-55~60mに現われる神戸層が支持層となる。アンカレイジ基礎は直径約85mの円形剛体基礎で根入れが深い巨大な基礎となる。施工法としては、空気ケーソン工法、オープンケーソン工法、および連壁工法が考えられるが、大規模基礎の実績、確実性という点で近年LNGタンクなどに実績のある連壁工法を考えている。

c) 上部工の計画概要

塔は、高さが300mにもなり、振動数も低く、架設時はもちろん吊橋完成後も低風速で振動する可能性がある。このため風洞試験により断面形状の検討や減衰付加方式による制振対策の検討を行っている。また、架設工法については、タワークレーン方式とクリーパークレーン方式を検討し、いずれによっても架設可能との結論を得ているが、明石海峡大橋の場合、高いだけでなく鋼重もこれまでの塔に比べて格段に大きいことから、さらに確実・安全・迅速な架設工法の検討を行っている。

明石海峡大橋のような超長径間吊橋となると、自重の低減が大きく経済性に影響を及ぼす。このため、ケーブル材料の高強度化が図られ、研究の結果、高強度鋼線の使用が可能となり、片側2本のダブルケーブルであったものが、シングルケーブルとなり、大幅に構造が簡略化される見通しがついた。

ケーブル架設については、従来実績のあるPS工法、AS工法の2工法について製作・架設の両面から検討を行っており、両工法とも施工は可能との結論を得ている。

補剛桁架設については、架設中の耐風安定性と工期の短縮を最も重要な課題として検討を行っているが、直下吊り工法、逐次剛結工法などいくつかの工法が適用可能と判断されている。

7. む す び

わが国における長径間吊橋の計画を論じるにあたり、古今の吊橋の歴史に触れ、長径間吊橋の発達の経緯と、その発達の歴史の中におけるわが国吊橋の位置付け、ならびに技術的役割を述べた。さらに、わが国の厳しい自然条件のもとで吊橋の超長径間化への技術的問題点について論じ、その中で行われた中央支間長2000m級の明石海峡大橋の計画とその実際について述べた。

明石海峡大橋は、本年5月現地での基礎掘削工事が開始されている。これまでの長径間吊橋建設の経験のすべてが傾注されるとともに、今後とも工程に応じて種々の工夫がなされるであろう。

これまで中央支間長500m以上の吊橋は、世界に31橋を数える。このうち、過去20年間の完成は13橋、わが国のそれは7橋あり、わが国以外の6橋のうち2橋、すなわちPresident Mobutu Sese Seko 橋とFatih Sultan Mehmet 橋はわが国の技術が大きく関与している。このようにして培われてきたわが国の長径間吊橋建設の技術は、いまや先導的役割を担いつつあり、わが国に限らず世界の今後の架橋計画に大きく寄与するものである。

これから新材料の開発、耐風安定性能に優れた構造形式の研究、架設工法の改良などにより、2000m級をはるかに超える吊橋の具体化が促進されとともに、本論文が超長径間吊橋の計画を進めるうえで参考になれば幸いである。

おわりに、本論文をとりまとめるにあたり、ご協力を頂いた建設省、日本道路公団、本州四国連絡橋公団をはじめ関係各位に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 平井 敦：鋼橋Ⅲ，技報堂，昭和31年。
- 2) Navier, L. H. : Mémoire sur les ponts suspendus, Paris, 1823.
- 3) Ritter, W. : Versteifungsfachwerks bei Bogen und Hängebrücken, Zeitschrift für Bauwesen, 1877.
- 4) Melan, J. : Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken, in, Handbuch der Ingenieurwissenschaften, Leipzig, 2nd Edition, 1888.
- 5) Moisseiff, L. S. : The Towers, Cables, and Stiffening Trusses of the Bridges over the Delaware River between Philadelphia and Camden, J. of the Franklin Institute, Oct., 1925.
- 6) Steinman, D. B. : A Generalized Deflection Theory for Suspension Bridges, Trans. ASCE, Paper No. 1918, 1934. 5.
- 7) Timoshenko, S. : The Stiffness of Suspension Bridge, Proc. ASCE, 1928.
- 8) Bleich, F. : The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, U. S. A. Dept. of Commerce, 1950 (邦訳／猪瀬寧雄・高田孝信：吊橋の振動解析，森北出版，昭和41年)。
- 9) Perry, D. J. : An Influence Line Analysis for Suspension Bridges, Proc. ASCE, 1954.
- 10) 小西一郎編：鋼橋設計編Ⅱ，丸善，昭和51年。
- 11) 倉西 茂：行列による吊橋の解析，土木学会論文集，第81号，1962。
- 12) 倉西 茂：連続吊橋についての解析，土木学会論文集，第84号，1962。
- 13) Brotton, D. M., et al. : The Solution of Suspension Bridge Problem by Digital Computers, Part I, Structural Engineering, 41, April, 1963.
- 14) Janiszewski, T. : Suspender Tension Method for Bridge Analysis, Proc. ASCE, 93, ST5, 1967.

- 15) Saafan, A.S. : Theoretical Analysis of Suspension Bridge, Proc. ASCE, 92, ST4, 1966.
- 16) 長谷川鏞一・原田康夫：吊橋の構造解析，横河橋梁技報，1.1, 1972.
- 17) 後藤茂夫：有限変形法による吊橋の解法，土木学会論文集，第156号，1968.
- 18) 後藤茂夫：有限変形法に関する二，三の考察，土木学会論文集，第163号，1969.
- 19) 藤野 勉・大坂憲司：任意形式のつり橋の静的構造解析法，三菱重工技報，Vol.3, No.6, 1966.
- 20) 杉田秀夫・古屋信明：Brooklyn から大鳴門橋へ—吊橋上部工技術の100年間—，土木学会誌，Vol.70, 1985.9.
- 21) Engineering News-Record, May 28, 1931, April 5, 1934, April 26, 1934, February 21, 1935, August 22, 1935, December 12, 1935, February 4, 1965.
- 22) Civil Engineering, May 1940, May 1956, February 1966.
- 23) 白石俊多：基礎工Ⅱ，技報堂出版，1972.
- 24) 杉田秀夫：吊橋基礎の海中工事，カラム，No.68, 1978年4月.
- 25) 大橋昭光・成瀬輝男・長谷川鏞一・津山繁昭・佐伯彰一：長大橋梁施工法，山海堂，1978年.
- 26) 長大橋技術研究会：長大橋の架設，1976年10月.
- 27) Birdsall, B. : The Suspension Bridge Tower Cantilever Problem, Proc. ASCE, April 1942.
- 28) 日本道路公団福岡支社：若戸橋調査報告書，1963.
- 29) 日本道路公団福岡支社：若戸橋工事報告書，1963.
- 30) 土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会：本州四国連絡橋技術調査報告書，1967.
- 31) 日本道路公団編：関門橋工事報告書，1977.
- 32) 杉山道彦・依矢与文・宇野名右衛門：南海大橋工事報告書，カラム，No.48, 1983年7月.
- 33) 長崎県：平戸大橋工事報告書，1978.
- 34) 本州四国連絡橋公団：因島大橋工事誌，1985.
- 35) 本州四国連絡橋公団：大鳴門橋工事誌，1987.
- 36) 遠藤武夫・赤間 信：大鳴門橋多柱基礎の施工報告，本四技報，Vol.3, No.10, 1979年10月.
- 37) 長坂 進：設置ケーソン工法の施工とその問題点，基礎工，1978年1月.
- 38) 井元 泉：第二ボスボラス橋を中心とするボスボラスプロジェクトの概要，橋梁，1988.1.
- 39) 土木学会：マタディ橋工事誌，1986.
- 40) 大橋昭光：吊橋における長さの限界，カラム，No.85, 1982年7月.
- 41) 土木学会・本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究小委員会：本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究報告書及び付属資料，1988年3月.
- 42) 建設省土木研究所耐震研究室：明石海峡大橋剛体基礎の耐震設計法に関する調査試験，土木研究所資料，第2357号，1986年3月および第2458号，1987年3月.
- 43) 建設省土木研究所振動研究室：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法—(その4) 最大加速度，速度，変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の再検討—，土木研究所資料，第1993号，1983年3月.
- 44) 建設省土木研究所振動研究室：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土木研究所資料，第1696号，1981年7月.
- 45) 原田隆典・久保慶三郎・片山恒雄：有効地震動の計算式とその実測例による検討，土木学会論文集，第362号／I-4, 1985年10月.
- 46) 原田隆典・久保慶三郎・片山恒雄・広瀬利光：地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数，土木学会論文報告集，第339号，1983年11月.
- 47) Ishiyama, Y. : Motions of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, No.5, 1982.
- 48) Newmark, N.M. : Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, 1965.

(1988.7.25・受付)