本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol. 4 No. 13 '80. 7

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報　第13号　目次

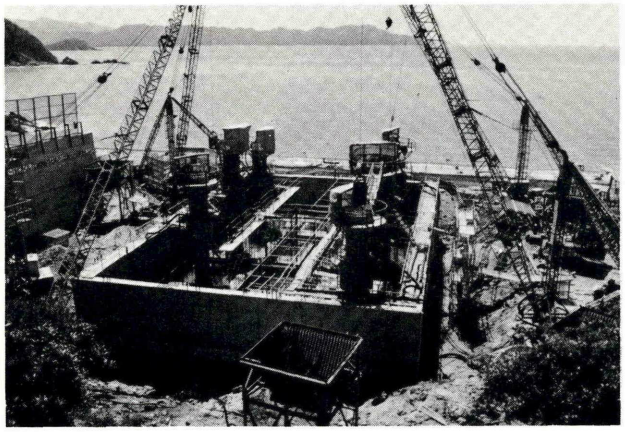
新しい芽を育てよう	総裁	尾之内由紀夫	1
ＰＣ斜張橋の紹介	設計部設計第一課	小川英信	2
	同　上	岡野　哲	
大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説(案)	設計部設計第三課	金光　宏	9
	同　上	大町武司	
	同　上	樋口康三	
船舶の衝突に対する緩衝工模型実験	設計部設計第三課	大町武司	18
欧州レーダー対策視察報告	工務第一部海務課	北風　潔	25
大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計	第一建設局鳴門工事事務所	田中淳之	28
技術ニュース			35

本四技報　第14号（55・10）　掲載予定

- 因島大橋風洞実験
- トンネル構造アンカレイジの設計
- 明石海峡大橋主塔基礎洗掘防止実験(その２)
- 因島大橋塔工事施工報告
- 伯方大島岩盤試験

大鳴門橋関連工事

門崎高架橋工事（55年５月）

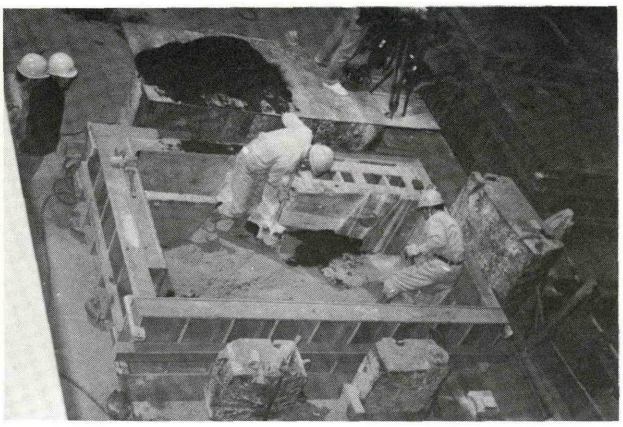


２Ｐケーソン工事



３Ｐケーソン内掘削

大鳴門橋主塔（４Ｐ）サドル製作（55年４月）



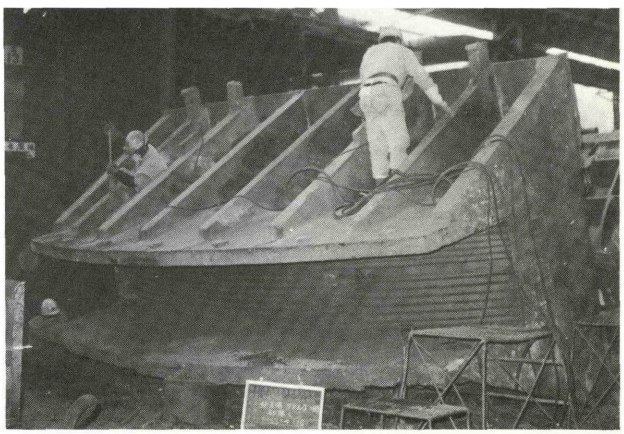
①中子造型



②型合せ

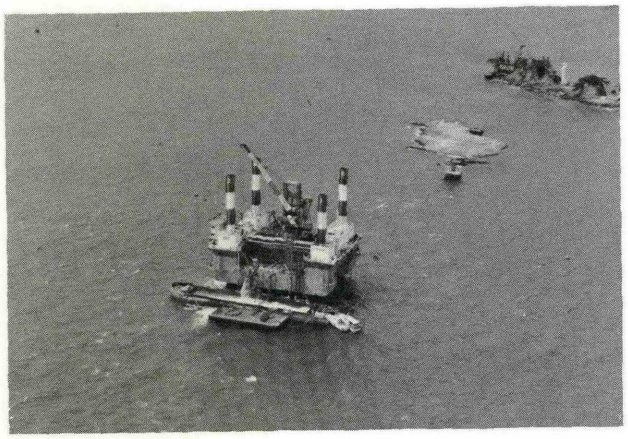


③製鋼（出鋼中）



④砂落し

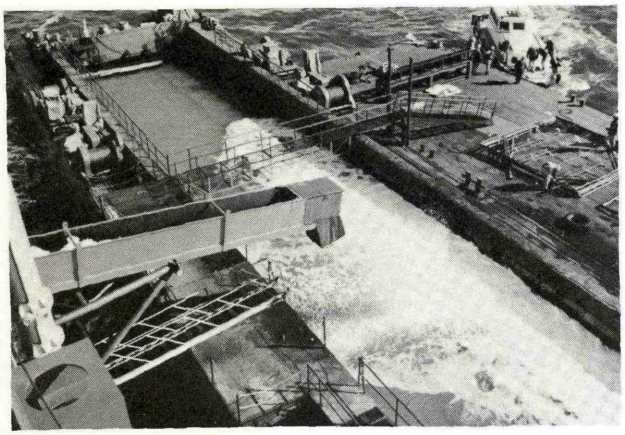
南北備讃瀬戸大橋工事



手前より盤石（５Ｐ）、二面島（４Ａ）、三ツ子島（３Ｐ）の施工状況（昭和55年３月）



トロリーに固定された掘削機（54年12月）



泥水処理を行う箱型土運船（55年３月）



５Ｐ底面仕上後の状況（55年３月）



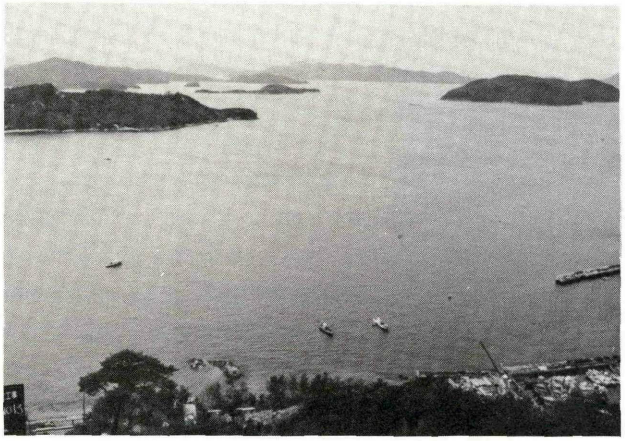
底面仕上に用いる掘削機のローラービット（54年11月）

児島～坂出ルート

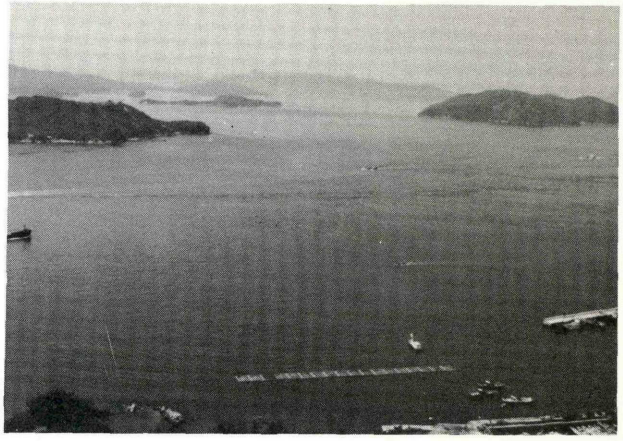
下津井瀬戸大橋田之浦作業ヤード埋立工事　　**（鷲羽山側より櫃石島を望む）**



（55年５月）

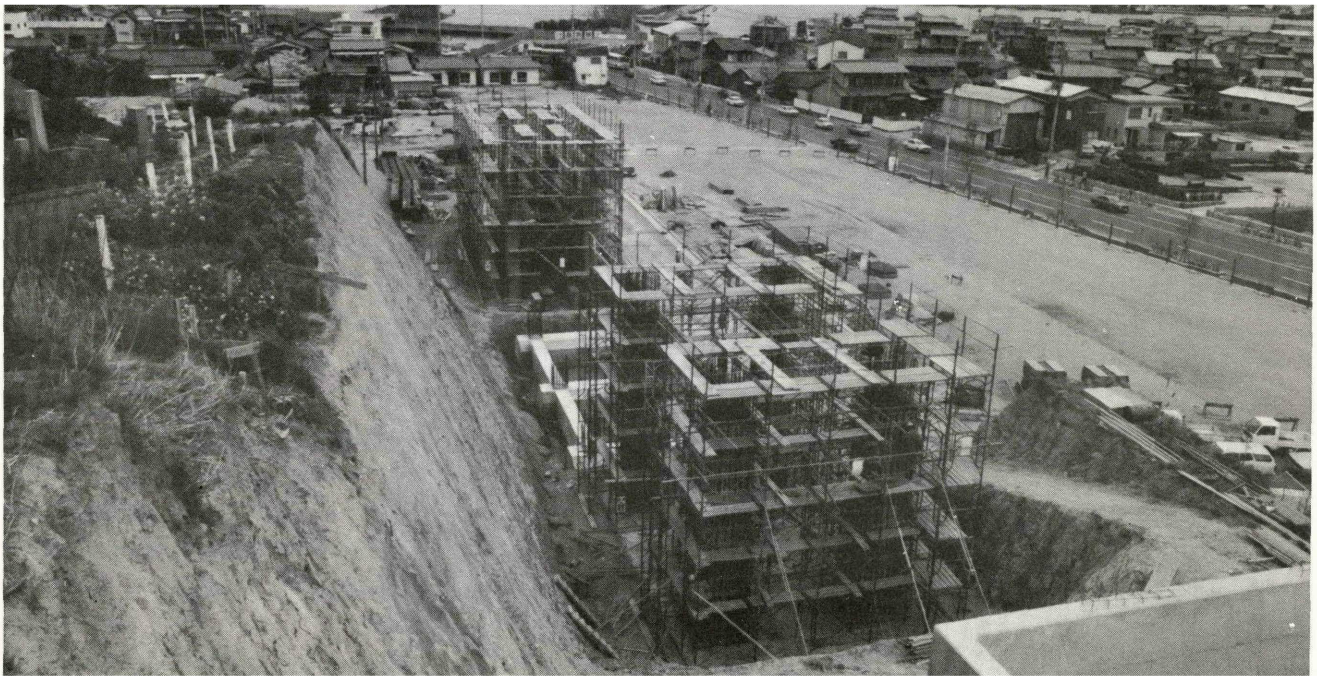


工事前（55年３月）



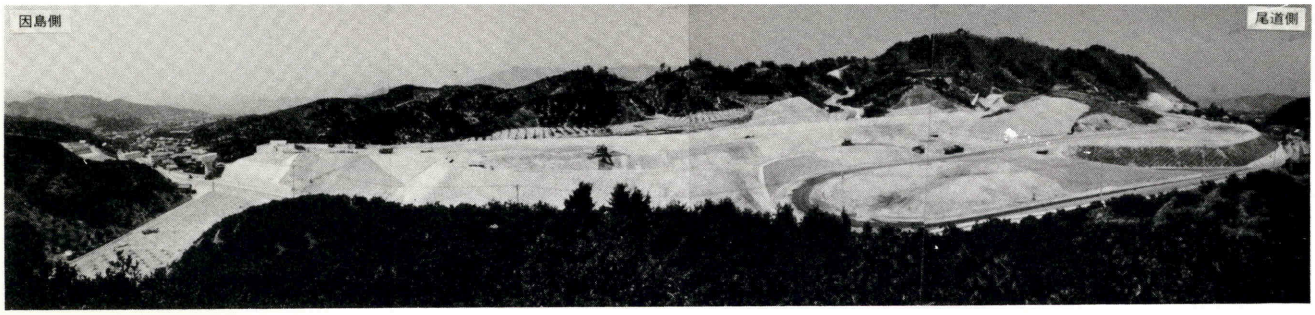
工事中（55年４月）

本四備讃線　阿津第１高架橋（55年４月）



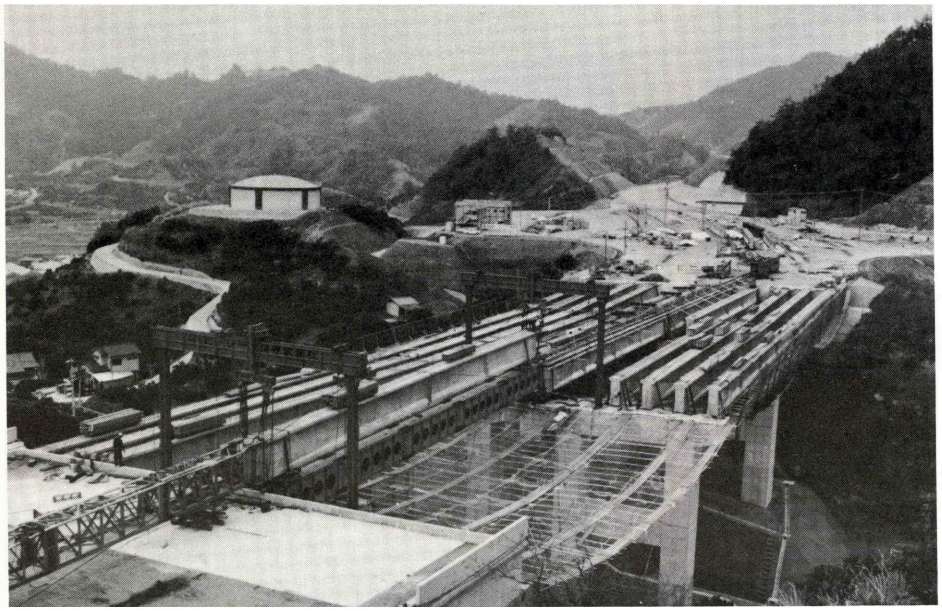
因島大橋関連陸上部工事

向島IC工事

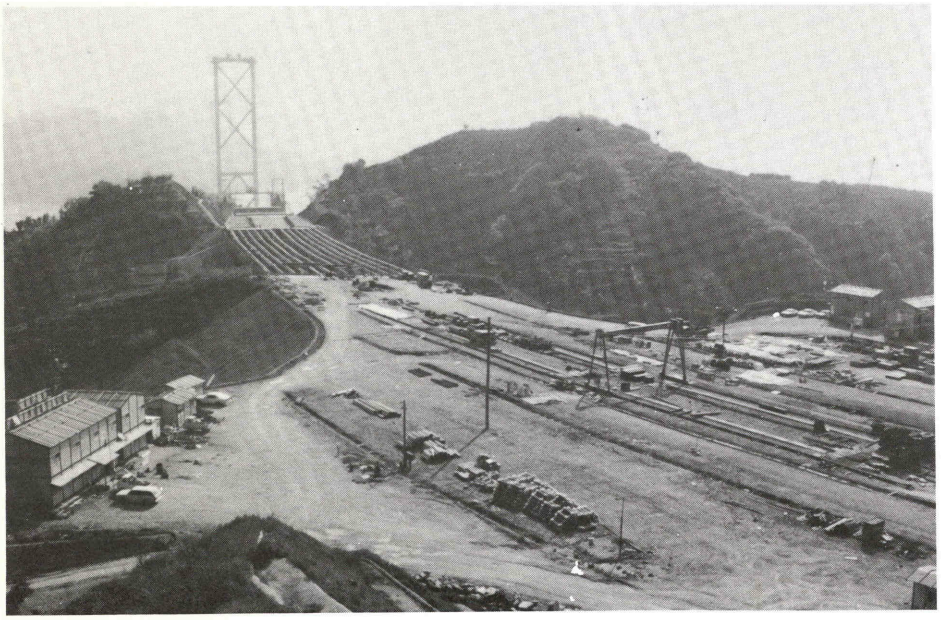


（55年５月）

大浜高架橋工事



ＰＣ桁架設中（55年３月）



ＰＣ桁架設完了（55年５月）

新しい芽を育てよう

Let's Grow New Shoots

総裁　尾之内由紀夫
Yukio Onouchi

瀬戸内海架橋については、その長い前史をへた後、昭和45年に公団が創設され、今年で10年を迎えることになったが、これまでの多くの真面目な研究、調査が着々とその成果を示しつつあることは関係者にとって誠に同慶に耐えないところである。公共的事業として文字通り世紀の大事業である本州四国間の架橋は、自然条件のきびしさを克服しつつ、環境と安全を確保し、関係方面の協力と理解のもとに、はじめて工事が進められ完成されていくものであるが、何といってもその基礎になるものは、あらゆる面に亘る技術的確信である。この確信は、われわれの携わる大事業においては、個人の確信ではなくて総合化された組織の確信であって、それは各部門の確信が相互に全体的に信頼された上にはじめて成立つものである。幸にして、本州四国架橋についての技術的検討は、昭和37年1月土木学会において総合的に取上げられ、以来わが国の科学技術の自主的な研究開発として画期的な実績をつみ上げ、公団が事業主体となってからも、その方針に従って広く官学民の協力を得て技術開発が行われてきているのである。公共的土木事業として、基礎、上部、耐風、耐震その他の各部門に亘り、大規模広汎に技術開発が行われたのはそれまでに前例を見ないものであり、いかにこの事業が規模・内容的にみて重要であるかを物語るものである。

技術はそれが完成してはじめてその技術としての有用性について評価がきめられる。公共的土木事業における大事業や新規技術を伴う事業においてはこの道程は長い。わが国においては、公共的技術についての絶対的信頼度の要請が極めて高いため、特に前例のない事業に対しては事前に十分な研究調査による検証が行われ、その後に工事が行われることになるが、建設工事の施行についても、自然条件、社会条件を考慮しつつ、極めて慎重に実行することが要請される。現場担当技術者のその場における緊張は、後日それが作るものの喜びに転化するとはいえ、日々きびしい精神力の集中が課せられる。それだけではない、雨が降れば降ったで、風が吹けば吹いたで、常に自分の携わるものについてのもろもろの問題が臨場的に脳裏を去来するのはこれ又現場技術者の因果な宿命であろう。しかしながら、このような苦しみの中から素晴しい創造物が生み出されることを思えば、これこそがわれわれが全精力を傾けて打込むことのできる技術者の生き甲斐というものであろう。個人の技術的確信は、この生き甲斐の原動力によって、目的とされた事業が完成し、その機能を発揮することによってはじめて真の確信として評価され完結する。

本州四国架橋は集団による技術力の結集の成果として作られるものであるが、個人の技術力はそれらの中に単に埋没するものではなく、事業完成のための依然として最も強力な要素である。大規模な建設事業或いは新しい技術開発を必要とする建設事業においては、研究、調査、設計、施工の各段階に亘って、それに伴う各種の技術を必要とするが、それらが過去の経験、他からの技術移転、或いは新たなイノベーションによるもの等の何れであるにせよ、第一次的には個人の技術の発動なしではありえない。幸にして、わが国はこのような研究技術の開発的活動のためには極めて恵まれた条件におかれ、これまでに技術の各分野において著しい発展がなされてきた。非資源国を国際的に今日の地位まで押し上げてきた原動力はここにあったといっても過言ではない。最近、今後の見通しについて、これまでのように順調な発展が期待されるかどうかについて論議がなされ、わが国が国際的に平和に立ちゆくためには、科学技術の新しい芽を発見し、すぐれたものを育てていくことが緊急の課題であることが叫ばれるようになってきた。土木建設部門においても、このことは極めて重要なことであるが、他の産業部門に比べて公共的性格が強いだけにその認識がやや消極的であるといえよう。しかしながら、本州四国架橋のような大規模事業は、海洋開発的にも、構造技術的にも、その達成のために新たな技術開発を必要とすると同時に、その反面、豊かな場を提供することのできるまれに見る好機であるといえる。新しい種がまかれ、若い芽が十分に育つ土壌がそこにある。

個人の勤勉と努力は、その資質への慈雨となって、新しい発芽の生命力となるが、それらが健全に育ち、それらの中で優れたものが順調にのびるためには、それにふさわしい環境が必要である。技術は互に切磋琢磨し、因習にとらわれないで謙虚に評価されることによって合理的に作り上げられていくが、この過程は多くの情報の中で貴重な種を選り分ける積極的な努力が必要とされる。それが一人前になるのにはかなりの時間がかかるし、最終的にそれを採択するのは組織の責任となるであろう。本四技報が生れて丁度3年になるが、これまで数々の充実した内容をもってその目的に答えてきたが、今後ますますこれを発展させ、本州四国架橋の完成に向って、ひいてはわが国科学技術の向上のために、われわれの仕事の中から新しい芽が生れ、育ち、輝かしい成果がつぎつぎと挙げられることを心から期待したい。

ＰＣ斜張橋の紹介

An Introduction of Prestressed Concrete Cable-Stayed Bridge

設計部　設計第一課長　小川英信
Hidenobu Ogawa
設計部　設計第一課　岡野　哲
Satoshi Okano

1．まえがき

ＰＣ斜張橋というと聞き慣れないかもしれない。要するに斜張橋である。桁をＰＣ（プレストレストコンクリート）で作るからＰＣ斜張橋という。本論はこのＰＣ斜張橋がどんなものであり、今迄どんなものが作られており、どんな特徴があるかを探ってみることとする。

この紹介は大きく２つに分けられる。まず、ＰＣ斜張橋の今迄の建設例を整理してその傾向をみること。第二にはＰＣ斜張橋の固有の問題点について検討することである。そこで、今回はこの初めのテーマを追ってみた。第２のテーマについてはまた別の機会に報告させて頂くこととする。

なお、本稿の執筆にあたっては本四公団とプレストレストコンクリート建設業協会との(財)海洋架橋調査会に委託したＰＣ斜張橋に関する調査研究委員会で作成した資料等[1]をもとにしていることをおことわりしておく。

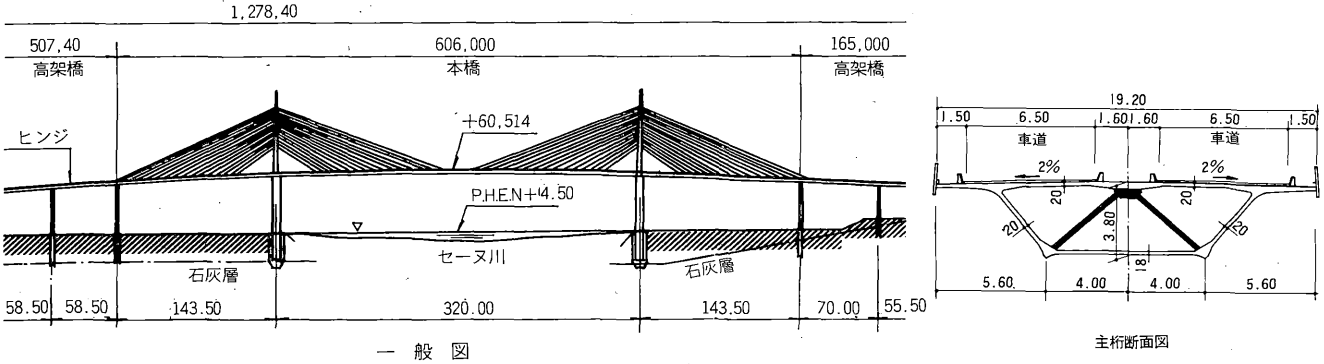
2．ＰＣ斜張橋一般

中小規模のＰＣ斜張橋で知られていないものもあると思われるが、現在工事中のものも含めてＰＣ斜張橋は33橋ある。橋梁の規模をみるうえで中央径間長または主径間長は一つの指標と考えられる。表－１はＰＣ斜張橋を中央(主)径間長の長い順に整理したものである。表－１には同時に国名、完成年、種別も記した。

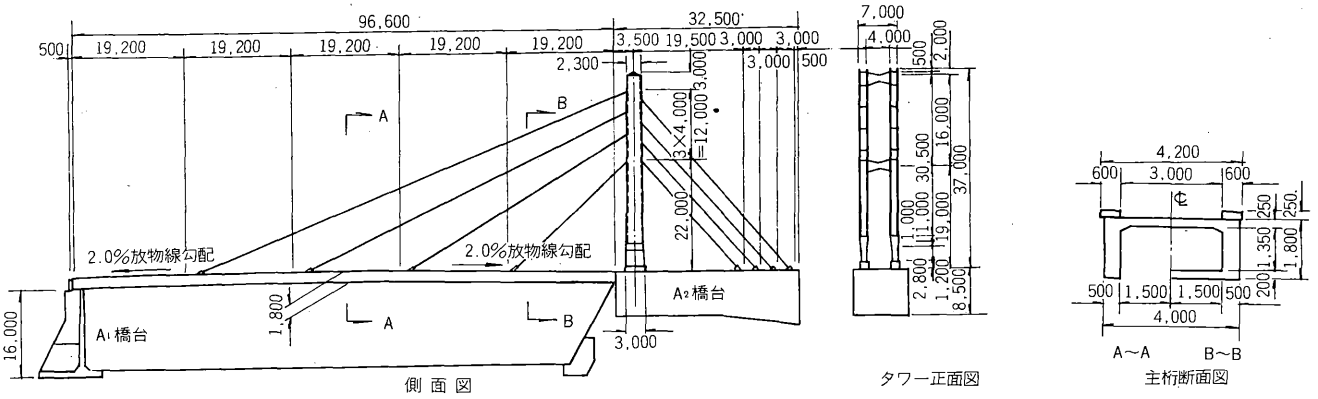
最大中央径間長はパリ北西約100kmのセーヌ川にかかるBrotonne橋の320ｍである（図―1 参照）。最小のものは南アフリカ共和国にある２径間のPretoriaパイプ橋である。

表－１　ＰＣ斜張橋一覧表〔中央(主)径間長順〕

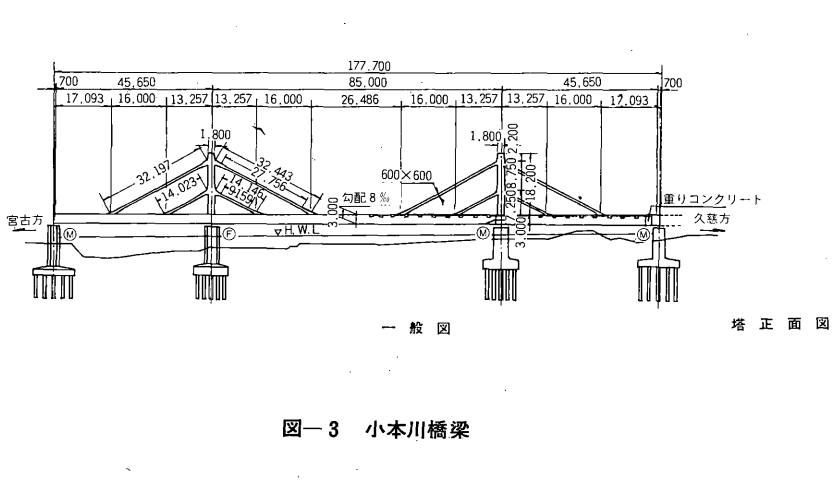
順位	橋名	中央(主)径間長	国名	完成年	橋梁種別
1	Brotonne橋	320 m	フランス	1977	道路
2	Intercity橋 (Pasco-Kennewik橋)	298.7	アメリカ	1978	〃
3	Wadi-Kuf橋	282	リビヤ	1971	〃
4	Tiel橋	267	オランダ	1973	〃
5	Rio Parana橋 (Chaco-Corrientes橋)	245	アルゼンチン	1973	〃
6	Maracaibo橋 (The General Rafael Urdaneta 橋)	235	ベネズエラ	1962	〃
7	Polcevera橋	207.9	イタリア	1966	〃
8	Carpineto1号橋	181	イタリア	1977	〃
9	Ganter橋	174	スイス	1979	〃
10	Main II 橋	148.2	西ドイツ	1972	道路・鉄道(単線)併用
11	Magliana橋	145	イタリア	1967	道路
12	Donau Metten橋	145	西ドイツ	1980	〃
13	Kiev橋	144	ソ連	1963	〃
14	Rio Magdalena橋	140	コロンビア	1974	〃
15	Neckar Center橋	139.5	西ドイツ	1975	歩道
16	光復橋	134	中華民国	1977	道路
17	Danube運河橋	119	オーストリア	1975	〃
18	松ヶ山橋	96	日本	1978	道路(TL-6)
19	小本川橋梁	85	日本	1979	鉄道(単線)
20	Barwon河橋	82.3	オーストラリア	1969	歩道
21	Obourg運河橋	67	ベルギー	1966	〃
22	Villingen歩道橋	66.5	西ドイツ	1973	〃
23	Peneios橋	66	ギリシヤ	?	?
24	Tempul橋	60.3	スペイン	1925	水路
25	Lyne橋	54.9	イギリス	1979	鉄道(複線)
26	Benton City橋	51.9	アメリカ	1957	道路
27	嶮山中央歩道橋	40	日本	1974	歩道
28	並木大橋	40	日本	1978	〃
29	島田橋	38	日本	1963	道路(TL-14)
30	万博東口歩道橋	37.8	日本	1969	歩道
31	Mount Street歩道橋	35.6	オーストラリア	?	〃
32	多132号線１号橋	35.5	日本	1978	〃
33	Pretoriaパイプ橋	28.3	南アフリカ	1968	水道管



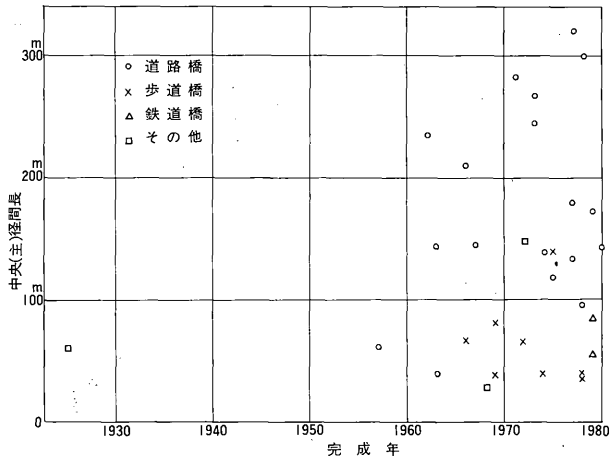
図－１　Brotonne 橋



図－2　松ヶ山橋



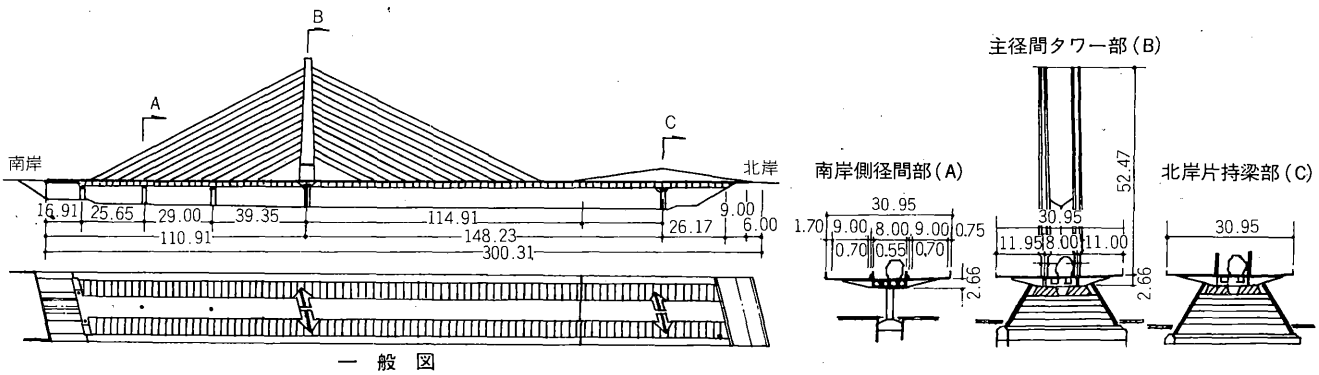
図－3　小本川橋梁



図－4　PC斜張橋の完成年による径間長の変化

これは水道管を通す橋である。日本では神奈川県三保ダムにかかる松ヶ山橋が96mで最長である(図－2)。続いて岩手県の単線鉄道橋である小本川橋梁(図－3)がある。松ヶ山橋がTL－6という農道用荷重で設計されていることから考えると本格的なPC斜張道路橋は日本ではまだ完成していない。

横軸に完成年、縦軸に中央(主)径間長をとってグラフ化したのが図－4である。このグラフからみると世界初のPC斜張橋であるTempul橋が1925年とかけ離れていること、1960、1970年代と次第に建設数が多くなってきていること、10～5年で最大径間長が更新されていることなどが分る。Brotonne橋が完成するまではコンクリート橋の最大支間長はコンクリートアーチのGradesville橋（304.8m、1962年完成）であった。今後は長大PC橋



図－5　Main II橋

といえばまずＰＣ斜張橋が浮かぶというようになってきている。現に設計案としては400ｍ程度のものがいくつか検討されている。

橋の種別では道路橋18、歩道橋９、鉄道橋２、水路(管)橋２、道路・鉄道併用橋１となっている。上位９橋までが道路橋である。しかし、道路・鉄道併用橋であるMain II橋（図－５）はその構造からみると、もし３径間としたら中央径間長は250ｍに近くなるものと推定される。

３．構造要素

斜張橋は他の形式の橋梁に比べてケーブル・桁・塔などの構成要素が多く、それらの大きさ、形状・配置などその組合せは多種多様である。この意味からすれば設計者の腕のふるえる橋梁形式である。景観・構造美とも大きくかかわってくる。従って、１つの斜張橋には設計者の創意・工夫がこらされているわけであるが、ここではそれらの構成要素を分解し、要素間の関連性をみてみることとする。

3.1 塔 (Pilon)

塔形状はケーブルの配置と密接な関係にある。

(1) 橋軸方向から見た塔形状

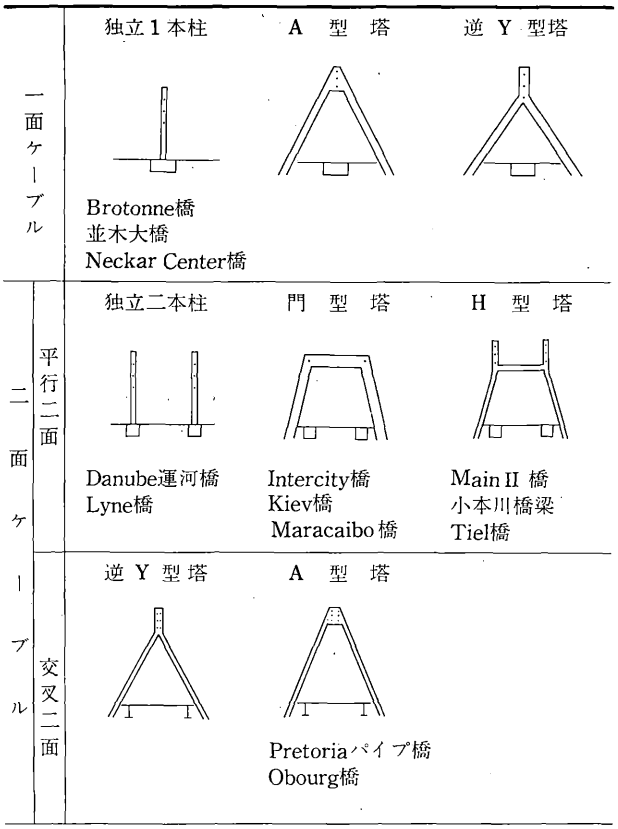
橋軸方向から見た場合の塔形状の分類を例を含めて図－６に示す。まず、一面ケーブルと二面ケーブルに大別される。

一面ケーブルの場合には塔形状は独立１本柱と横方向に塔下部を広げたものとが考えられるが実際は全て独立１本柱である。独立１本柱のメリットとしては塔が簡潔でスッキリしていること、走行者からみて空間が開放されていることが挙げられる。しかし、一般的には、塔の幅との関係で中央分離帯を拡幅しなければならない場合が多く、これはデメリットである。また、長大橋の場合はねじり剛性が不足する関係から桁を箱桁形式にする必要が出てくる。

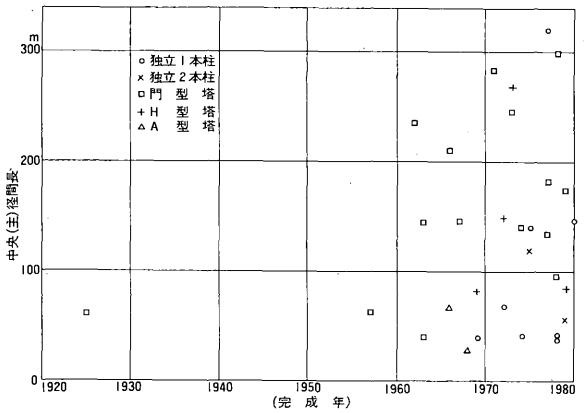
二面ケーブルの場合には平行二面と交叉二面とがあり、それぞれ塔形状が異なる。前者の場合は独立２本柱や門型柱があり、後者の場合はＡ型や逆Ｙ（Ｖ）型がある。二面ケーブルの場合のメリットとしてはケーブルによりねじり剛性が増大すること、従って桁断面を必ずしも箱桁にしなくて済むことが挙げられる。しかし、走行者にとっては、空間が両側から圧迫されているように感じられること、歩道をつけた場合には独立２本柱や門型柱では塔部でう回しなくてはならないなどのデメリットがある。

施工の面からみれば、一面ケーブルでも二面ケーブルでも形状が複雑になるほど繁雑となる。特に傾斜した場合の塔は鉄筋の組立、型枠の据付・移動も工夫を要する。

図－７では塔の形式を完成年と中央径間長との関係からみてみた。門型柱が16橋と最も多く、続いて独立１本柱の９橋、Ｈ型柱の４橋、独立２本柱、Ａ型柱のそれぞれ２橋と続いている。傾向的には門型柱が幅をきかせて



図－６　塔の形状



図－７　中央経間長と塔型式の関係

いる。独立柱は比較的新しいといえよう。独立１本柱はまたBrotonne橋を除いては長大橋に採用されておらず、歩道橋への使用が目をひく。

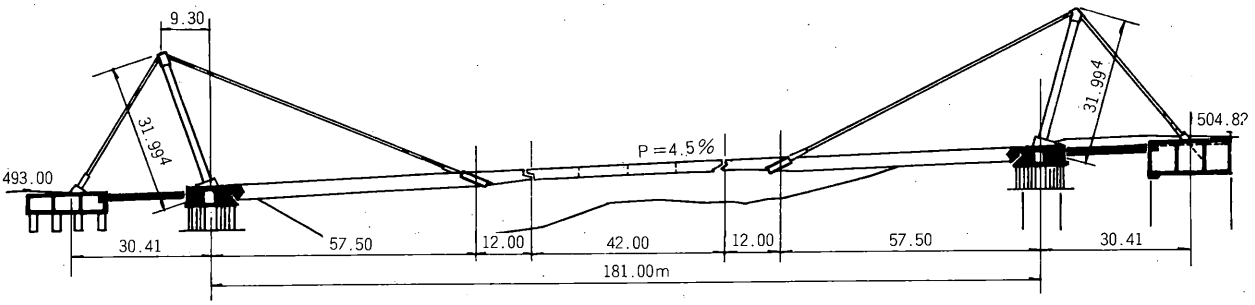
(2) 橋軸直角方向から見た形状

塔の多くは橋梁横断面内に直立しているが、Carpineto１号橋（図－８）のように傾斜しているものもある。また、橋脚を含めてＡ型とし橋軸方向の剛性を大きくしているものもある。Morandiの設計になる一連のＰＣ斜張橋に多い形式であり、ここでは例としてMaracaibo橋（図－９）を掲げる。

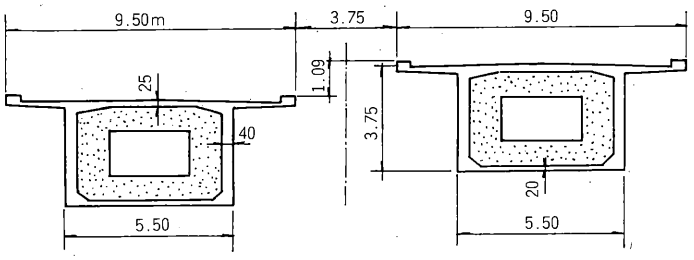
(3) 塔基部での桁、橋脚との結合方法

塔基部を桁あるいは橋脚にどのように結合するかは、ケーブルの張り方、塔形式、桁の長さ・固定方法などと関係してくる。

独立１本柱の場合、塔と桁はほとんど剛結されている。

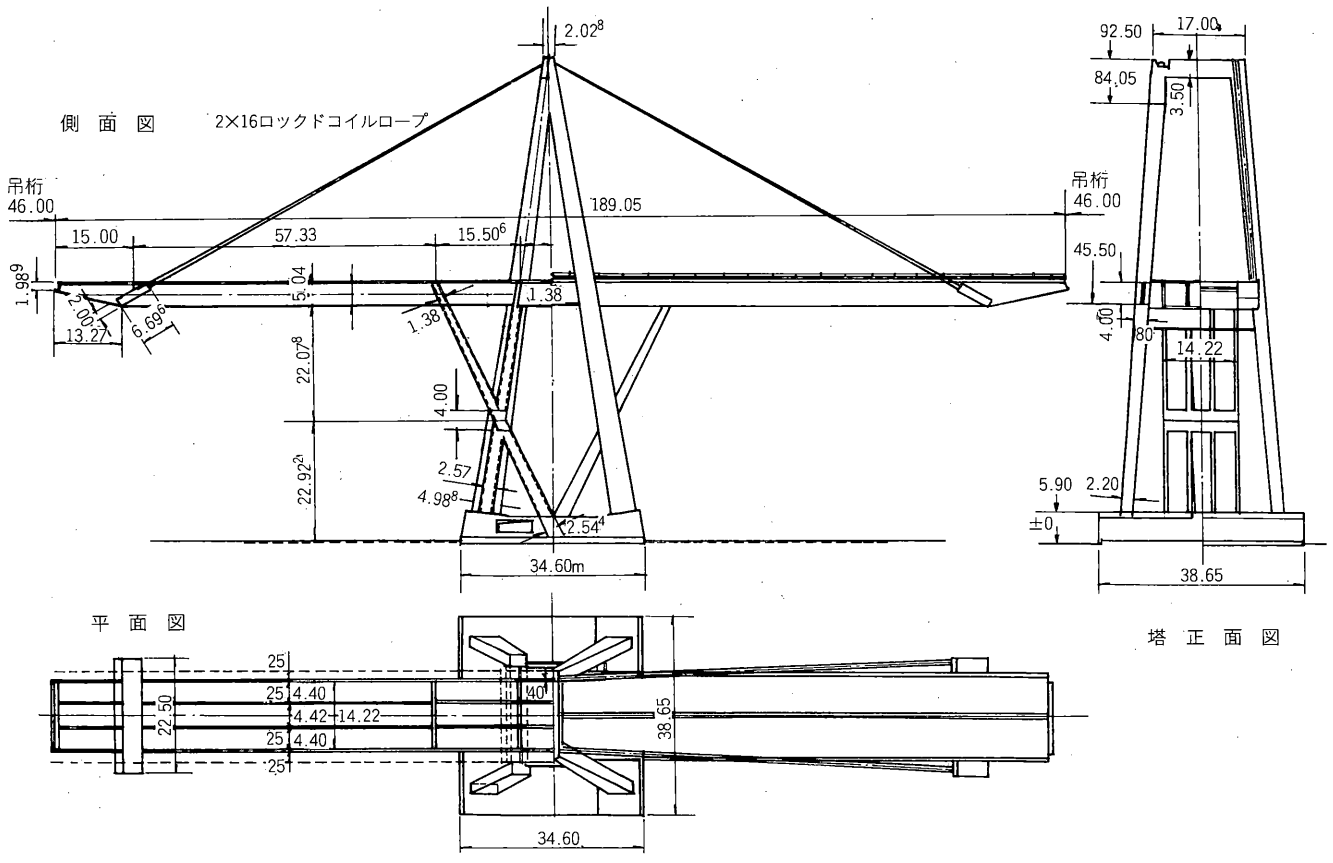


一 般 図



主桁断面図

図—8 Carpineto 1号橋



図—9 Maracaibo 橋

桁と橋脚は小規模の歩道橋などでは剛結されているが、長大橋となると橋脚とは分離されている。これは、歩道橋の多くが2径間であるためと思われる。

独立2本柱の場合も塔は桁に剛結されていて、桁は橋脚と分離されている。

門型柱およびH型柱の場合、大部分は塔と橋脚が剛結またはヒンジ構造で、塔と桁は分離している。

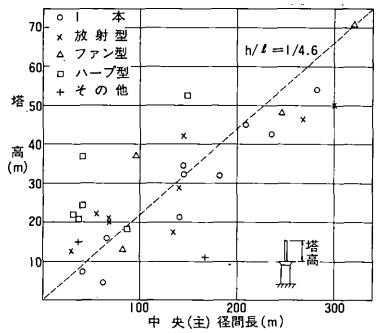
A型の塔では塔は桁と分離し、橋脚にヒンジ構造でつながっている。

(4) 塔高

塔高と中央(主)径間長の関係を示したのが図—10である。ここではケーブルの配置方法によっても分類して示した。平均的には塔高hと径間長lとの間には$h/l=1/4.6$なる関係にある。これを破線で図中に示す。一般的にはハープ形（図—14参照）にすると塔高は他の形式に比べて高くなる傾向にあるようである。

3.2 桁

斜張橋の桁の特徴は斜材から軸力が入ってくることである。ここにPCを用いることを良しとする一つの理由



図—10
塔高と中央径間長の関係

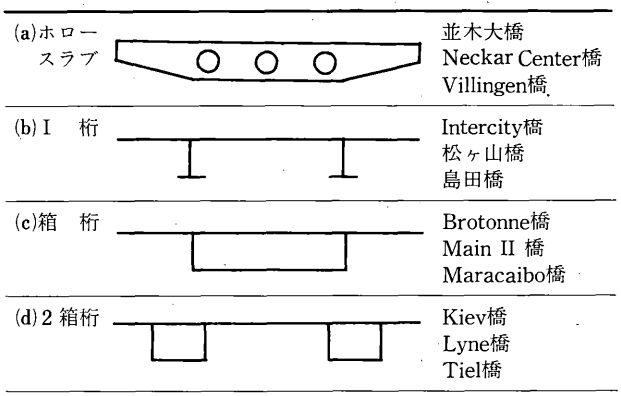
がある。即ち、コンクリートはこの軸力及びそれに伴なう座屈に抵抗する点でより適した材料といえるからである。しかし、鋼斜張橋に比べれば桁の自重はＰＣ斜張橋では2.5～3倍重くなる。それに伴なって塔、ケーブルの断面積が増大し、橋全体が重厚となる。一方、見方をかえると、これがＰＣ斜張橋のメリットとなる。桁重量が大きく、剛性も大きいためＰＣ斜張橋では活荷重によるたわみや応力変動が鋼斜張橋に比べて小さくなるからである。更に鋼斜張橋との比較という点ではコンクリートには塗装が不用という利点があることである。

構造的には、ケーブルで支えられた部分は弾性支承上の梁となり、ケーブル軸力の水平分力は桁の軸力として、鉛直成分は桁の重さを支える力として作用することになる。

(1) 桁断面形状

桁断面の形状としてはホロースラブ、Ｉ形断面、箱型断面などがある。これらは、橋梁の種別、荷重の大きさ、ケーブル面数などに関連してくる。図—11には桁断面形状を分類してその例を掲げる。

コンクリートの特徴としてその形状を自由にできることが挙げられる。その利点を使って、基本的にはＩ形断面でもうまくこれを三角形に変更するなどしているものもある（Intercity橋、図—12参照）。特に長大橋になるにつれて耐風安定性の検討は不可欠のものとなっており、



図—11 桁断面形状

そのため外側腹板を鉛直でなく斜めにしたりして風の抵抗を小さくするとともに動的安定性も考慮するようになってきており、風洞試験が実施されている例もある。

(2) 桁高

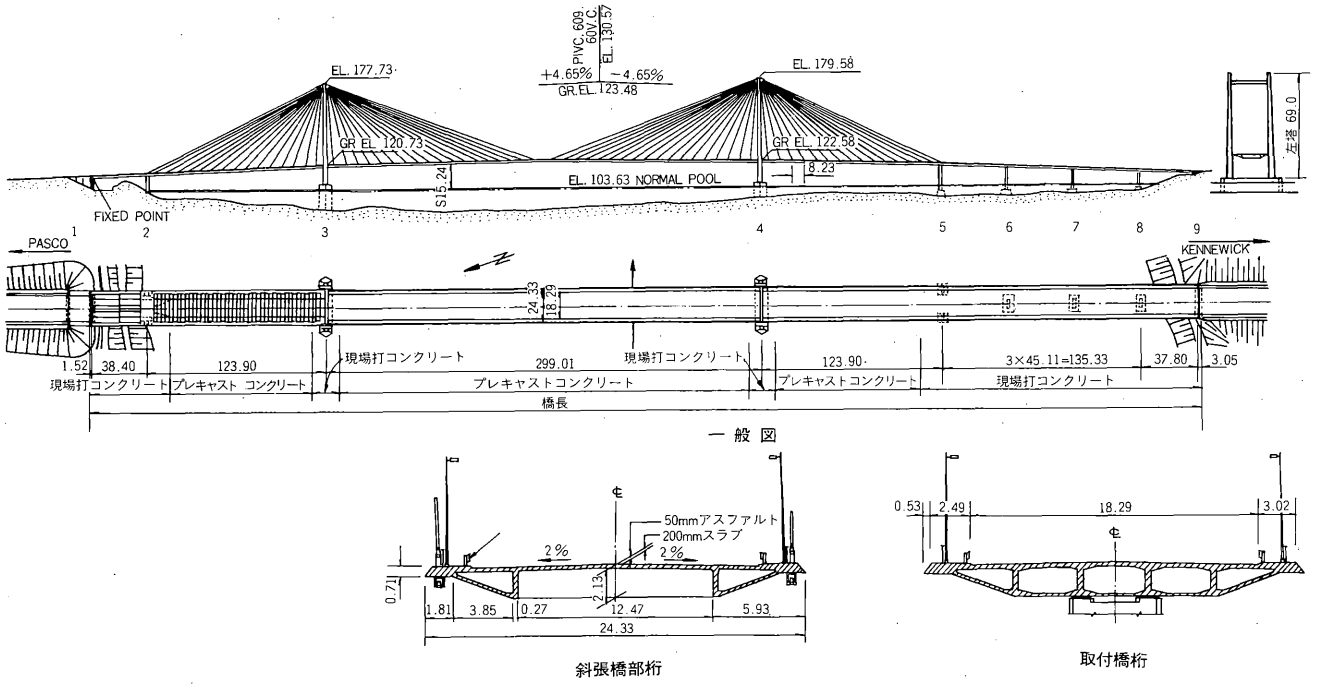
桁高(h')と中央(主)桁間長(l)との関係を斜材の本数をパラメータとして示したのが図—13である。図では変断面の場合は平均値を記号で記し、桁高の変化を線分で表示してある。傾向としては、ケーブル本数が多いほど桁高は低くなっている。また、中央(主)桁間長が長くなるほど桁高は高くなっている。マルチタイプの場合はh'/lは1/100程度以下となっている。

3.3 ケーブル

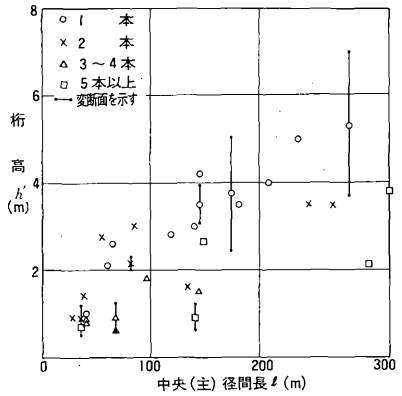
ケーブルの配置も斜張橋の特徴として特筆されねばならない。

(1) ケーブルの張り方

斜張ケーブルの張り方は景観美、構造系、径間割などと関係するが、割と自由に選べるようである。この辺が設計者の考えが出てくるところでもある。例えばイタリアのMorandiはMaracaibo橋はじめいくつかのＰＣ斜張橋を手がけてきるが、そのほとんどが中央径間に吊桁を



図—12 Intercity 橋（Pasco-Kennewick 橋）



図—13
桁高と中央(主)径間長の関係

配置したゲルバー桁タイプで、斜張ケーブルは大部分1本である。斜張ケーブルの張り方の分類を図—14に代表例とともに示す。

斜張ケーブルが1本の場合、長大橋となると中央径間中央はゲルバー桁としたり、橋脚から桁を支持するための腕を出したりする必要がある。（図—8、9参照）

塔頂よりケーブルを扇のように放射状に張ったものを放射型という。この型は、マルチケーブルの場合塔頂でのケーブル定着構造に工夫を要する。施工の面ではまず塔を完成しなければならないので工程的に少し長くなる。

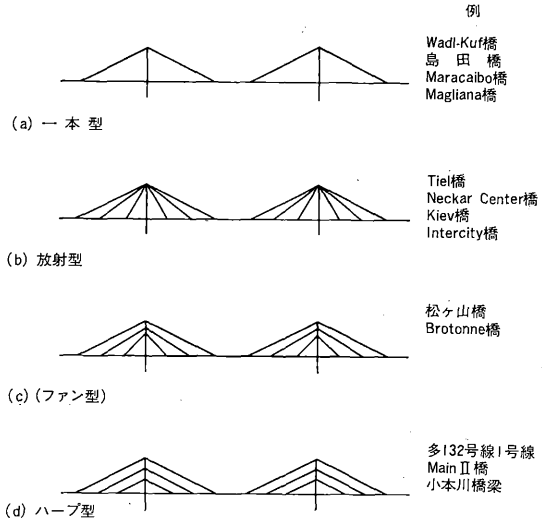
ハープ型の場合景観的には最もすっきりした形である。一般には、ケーブル傾斜角の関係から桁に加わる軸力が増大し、ケーブルの重量増大をもたらす。また、塔高が高くなる傾向にある。桁を張出架設する場合塔の進行と同時となるので工程的には効率の良い方法である。

放射型とハープ型の中間のファン型は力学的に有利な放射型と優美なハープ型の中間をいく張り方である。

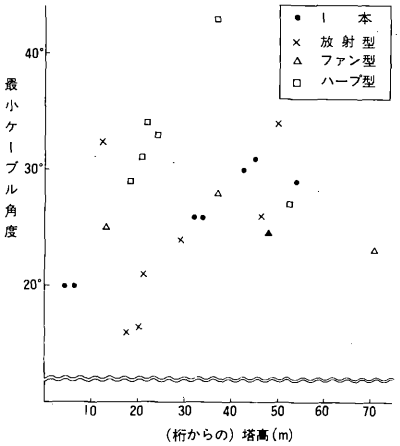
張り方をパラメータとして塔高と最小ケーブル角度との関係を図—15に示す。1本ケーブルの場合は塔高の増大とともに最小ケーブル角度は少し増加する。放射型の場合も最小ケーブル角度は塔高とともに増大する傾向にあるようである。ファン型は塔高によらず23°から28°程度となっている。一方、パープ型では他の型より最小ケーブル角度が大きくなっている。

(2) ケーブルの面数

PC斜張橋のケーブル面数は一面か二面である。一面



図—14. 斜張ケーブルの張り方



図—15
塔高と最小ケーブル角度の関係

とした場合、ケーブルは中央分離帯に沿って定着される。二面の場合は両側の自動車防護柵の外にケーブルは定着される。これらのケーブルの張り方のメリット、デメリットは既に塔の部分で述べてある。

(3) ケーブルの種類、定着法

既往のPC斜張橋のケーブルがどのように設計・施工されているか調べてみる。まず第一に斜材の設計を3種類に分けて大雑把にとらえてみた。ロックドコイルロープから成るもの、PC部材として設計されているもの、平行線ストランドからなるもの（PC鋼より線を含む）

表—2 斜張ケーブルの分類

種別	ロックドコイルロープ	PC部材として設計			平行線ストランド					
					PC鋼線		PC鋼より線		PC鋼棒	P.P.W.S
		Freyssinet	SEEE	V.S.L.	BBRV	Leoba	Freyssinet	CCL	DW	
実績	Rio Parana 6×φ92	Tiel 40—12T16	小本川 8F200	Ganter φ12.4	Intercity 73～283φ6*	Pretoria 12～16φ8	Brotonne 39～61T15	Wadi-Kuf 90φ28	Main II 25φ16	崘山 127φ5 (亜鉛くさび止め)
	Maracaibo 16×φ74				Neckar 31～54φ7*		光復 14—12T13		松ヶ山 3～8φ32	
	Danube 8×φ72				Villingen 85φ7*		万博東 4—12T12.4		並木 6φ32	
	Kiev 4×φ70				Lyne 79φ7**				多132号 6φ32	
	Mount street				*印はHiAm定着使用 **印はDINA定着使用					

の3つである。表—2にその結果を示す。ここでは更に鋼線の定着法も細分化している。ロックドコイルロープを用いたものが5橋、PC部材として設計したものが3橋ある以外は大部分（15橋）平行線ストランドを用いたものとなっている。

斜張ケーブルの防護についてはロックドコイルロープを用いた場合は亜鉛あるいは塗装によっている。これはロックドコイルロープ自体がロープの中でも耐食性が優れているとの考えからであろう。PC部材として設計されているものはポストテンションのものでセメントミルクを注入して防錆している。一方、平行線ストランドを用いたものは数本のストランドを束ねてアルミ管やポリエチレンチューブで覆いセメントミルク等を注入して防錆している。また、直接樹脂で覆っているものもある。一般的な傾向としては、マルチケーブルであれば平行線ストランドになっているといえよう。

詳しく斜張ケーブルが記されているものからいくつかの代表的なものを集めて整理したのが表—3である。これはケーブルの種類、本数、径、鋼線の性質、素線の性質、許容応力度、防錆方法、架索方法、ソケット止め等に分けて整理したものである。許容応力度については変動応力振幅が分っているものは記入した。許容応力度は架橋される国の設計基準などにより異なっているようである。架索方法にはキャットウォークで架設するもの、総足場方式、直下のケーシングを利用するものなどあるが、ケーブルの本数、桁の施工法、スパン等に影響されているようである。

定着方式は鋼線の種類により異なるが、ネジ定着、亜鉛鋳込定着、コーン定着、HiAm定着などがある。HiAm定着とはLeonhardt博士とスイスのB.B.R.社との共同開発になるものである。従来の亜鉛鋳込は460℃ぐらいの溶融亜鉛を定着部ソケットに入れ、亜鉛の冷却により固定され、そのクサビ効果に依っていたものであるが、HiAm定着では亜鉛のかわりに径1～2㎜の鋼球に亜鉛粉末と樹脂の混合物を注入するもので常温（約40℃程度）で処理できる。この定着方法は冷間鋳込ともいわれ、大きな疲労強度を期待できるとのことである。なお、1本ケーブルのものの中には塔で定着せずサドルを介して反対側の桁へ定着するような構造としているものが、かなりみられる。

4．あとがき

現在工事中のものを含めた内外のPC斜張橋の特徴を探り、その代表例を紹介した。PC斜張橋は比較的新しい橋梁形式ではあるが、この出現によりコンクリート橋の歴史が書きかえられようとしているといっても過言ではないと思われる。1980年代にはPC斜張橋がいくつできるか、スパンがどこまで延びるか大いに楽しみである。

最後に、本稿を書くにあたってまえがきでことわったように「PC斜張橋に関する調査研究委員会」での資料を使わせて頂いた。委員および(社)プレストレスト建設業協会の関係者に感謝の意を表し、この拙文を終えることとする。

参考文献

1) PC斜張橋に関する調査研究報告書、昭和54年3月 （財）海洋架橋調査会

表—3 斜張ケーブルの比較

項目＼橋名	Maracaibo橋	Brotonne橋	Main II橋	Intercity橋 (Pasco-Kennewick)	Neckar歩道橋	Danube運河橋	松ヶ山橋	並木大橋	小本川橋梁
種別	ロックドコイルロープ	フレネシーPC鋼より線 T15.8	デイビダークPC鋼棒 SBPD	BBRV PC鋼線	BBRV PC鋼線	ロックドコイルロープ	デイビダークPC鋼棒 SBPR B—2	同 左 SBPD 95/110	ポストテンション P.C. SEEE PC鋼より線SEEE F200
ケーブル本数	2面吊、1本	1面吊、21本	2面吊、13本	2面吊、18本	2面吊、7本	2面吊、1本	2面吊、4本	1面吊、4本	2面吊、2本
外径	○○○ ○○ ○○○ ○○○ ○○ ○○○	φ160㎜	φ194㎜	約φ100～200㎜	max φ90㎜	約φ100～200㎜	φ200㎜、φ250㎜	φ200㎜	□600×600㎜
ケーブル ストランド数	16本／索	39～61本／索	25本／索	73～283本／索	31～54本／索	8本／索	3～8本／索	6本／索	8本／索
〃 径	φ74㎜	φ15.8㎜	φ16㎜	φ6.3㎜	150/170kg/㎟	φ72㎜	φ32㎜	φ32㎜	φ47.5㎜
引張強さ	150kg／㎟	180kg/㎟	135/150kg/㎟	140/160kg/㎟		150kg/㎟	120kg/㎟	95/110kg/㎟	197.6 t
ヤング率	1.70×10⁵kg/㎠	2.03×10⁶kg/㎠	2.05×10⁶kg/㎠	2.04×10⁶kg/㎠			2.05×10⁶kg/㎠	2.05×10⁶kg/㎠	1.85×10⁶kg/㎠
素線 径					φ7㎜				φ9.5㎜
引張強さ	Z線150kg/㎟								
耐力	丸線160 〃	ケーブルに同じ	同左	同左	同左		ケーブルに同じ	同左	
伸び									
規格			DIN1073						SEEE規格案
許容応力度 応力度	47kg／㎟	75.6kg/㎟	56kg/㎟	(0.45σu＝) 72kg/㎟	75kg/㎟	(0.42σu＝) 63kg/㎟	(0.42σu＝) 50.4kg/㎟		min (0.6Pu, 0.75Py)
安全率	3.2	2.4	2.4	2.2	2.4	2.4	2.4	2.4	1.7
変動応力振幅	活＋死 (44～47kg/㎟) (死44kg/㎟)	±10kg/㎟ (実際8kg/㎟)		(56～72kg/㎟) 200万回の疲労試験のときの条件	7.59kg/㎟ (30%活荷重に対し)	15kg/㎟以下 (死53.6kg/㎟ 活 6.6kg/㎟)			
防錆	塗装のみ（5層）	メタルケーシング (φ160) 中にセメントミルクを注入	メタルケーシング (t＝5.4㎜) にセメントミルクを注入	PEパイプ(ポリエチレン)にセメントグラウトを注入	ポリエチレンパイプにモルタル充填		鋼管ケーシング中にモルタル充填	アルミケーシング (t＝4㎜) 内にセメントミルクを注入	PC鋼線とケーシング間にセメントグラウトを注入
架索方法	キャットウォークにて架設	直下のケーシングを利用してケーシングを設置後ストランドを挿入	総足場方式 ケーシングとストランドを平地で組立、吊上架設	移動式キャットウォークによる			総足場方式 平地でケーシング、ストランドを組立て、吊上架設	同 左	総足場方式
ソケット	亜鉛止め	鋼製コーン	鋼棒1本ごとにナット止め (動的定着＋静的定着)	HiAmアンカー使用	HiAmアンカー		1本ごとにねじ定着	同 左	マンションによるねじ定着
その他	アンカー部のケーシングにアルミニウム充填 ロックドコイルロープはJSS—11のE型に近い形状			PC鋼線、HiAmアンカーの疲労試験を行っている。			φ200㎜ (主桁側) φ250㎜ (橋台側)		

大型鉄骨鉄筋コンクリート設計要領・同解説(案)

The Design Specification for Large Scale Structures of Steel Reinforced Concrete (Proposal)

設計部　設計第三課長　金光　宏 Hiroshi Kanemitsu
設計部　設計第三課長代理　大町武司 Takeshi Omachi
設計部　設計第三課　樋口康三 Kozo Higuchi

1．まえがき

鉄骨鉄筋コンクリート（以下ＳＲＣという）は、本州四国連絡橋公団の「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説(昭和52年８月)」によると「鉄骨のまわりに鉄筋を配してコンクリートを打込み、それらが力学的に一体として働くようにした構造である」と定義されている。大型ＳＲＣ橋脚の設計の要領(案)について解説する前に、解説の都合によりＳＲＣ部材の強度計算に累加強度方式が採用されるに至るまでの、設計概念の歴史的変遷について触れておくことにする。

ＳＲＣの原型はアメリカ流のＨ型鋼による骨組を鉄筋コンクリートで補強したものである。関東震災において、このような構造がよく地震に耐えたことから、ビル構造を耐震的にする有効な手段として、鉄骨を鉄筋コンクリートで補強することが提唱された。これが発端である。その後、鉄骨に山形鋼とラチスによる組立材が使われるようになり、柱とはりを通しガセットを用いて接合する形が開発された。

この形式では、リベットはすべてせん断リベットであるから剛性の高い接合部が得られる。また、柱はり自身はOpen webであり、コンクリートの流通を妨げないから、コンクリートは鉄骨の補強という意味より、むしろ、鉄骨・鉄筋を一体に働らかせるためのものと解釈されるようになった。これが最も普及したいわゆる鉄骨鉄筋コンクリートで、関東震災の復旧や、戦後、昭和25～26年のビルブーム時代に用いられた構造形式である

この形式はビルに耐震性を与えるという日本独自の発想から発展したものであったが、Ｈ形鋼骨組を単にコンクリート被覆するという最初の形からは、かなりへだたったもので、外国にも類例を見ないものであった。

一方、鉄骨鉄筋コンクリートが高層建築の常套手段となるにつれて、この構造に対する関心が高まり、昭和26年に日本建築学会構造標準会に鉄骨鉄筋コンクリート構造分科会が設置され、昭和33年になって始めて計算規準が制定された。この規準の作成のために、かなり大掛りな実験研究が行われ、その成果が規準にとり入れられたのであるが、特筆すべき点は強度計算式にいわゆる累加強さ式が採用されたことである。それ以前の設計式はすべて作用応力を計算してそれを許容応力度と比較するという方法であったが、この方式では鉄骨鉄筋コンクリートを鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分に分けて両者の耐力の和をもって算出する方法をとっている。これはいわば一つの断面については鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分にそれぞれ独立した変形条件を設定するものであり、当時としては相当大胆な設計方式であった。実験結果からみると、鉄骨鉄筋コンクリート中に占める鉄骨の割合に応じて骨組の耐震性能が向上するのであるが、従来の弾性式ではこの性格をうまく表現できないので、この方式は鉄筋コンクリートの弾性式と終局強さ式との間の安全率を利用して、鉄骨の割合が多くなるほど終局強さ式に近づくようにした計算法である。

したがって、この式を使ってコンクリートや鋼の作用応力を検討することは無意味であって、断面の耐力計算に限って合理性をもつものである。ＲＣと比較した場合のＳＲＣの設計施工上の利点は、一般に表－１にまとめられた通りのようであるが、経済的にやや劣るのが難点であるかもしれない。さて、ＳＲＣ部材は耐震性が阻害されることなく、耐力と利用空間が大きくとれるため、建築の分野では伝統的に利用度が高い。高層ビル、超高層ビル下層の柱等に多用されていることは既にご承知の通りである。一方土木の分野でも、同様の趣旨から既成市街地の街路、洪水河川、等に建設される道路高架の橋脚に利用された例がある。この場合は、鋼製橋脚とくらべてMaintenance Freeと経済的にやや優位に立つということで採用されているようである。この外に、土木の分野では断面寸法、構造形式等には特段の制約がなく、したがってまた耐震設計のためでなく、多分に施工上の利点を生かすために採用される場合がある。この例には、

表－１　RCと比較した場合のSRCの設計施行上の利点

設　計	耐震性が阻害されることなく、耐力と利用空間が大きくとれる。理由は次のとおり。 ①　比較的小さなコンクリート断面に、多量の鋼材を無理なく、おさめることができる。 ②　鉄骨部分はそれ自体で完結した系がつくれるので、普通のＲＣに比べてじん性が大きい。（粘り強い）
施　工	1）鉄骨が足場がわりに使える。 2）鉄骨が型枠、配筋の定規がわりに使える。 3）鉄骨が荷役設備の支えとして使える。 4）ＲＣの鉄筋の一部を鉄骨と置換することにより柱コンクリートの充てん性が改善される場合がある。

高橋脚橋梁の橋脚で山岳高架、海峡部橋梁の取付高架等にみられる通りである。以後このような橋脚を大型ＳＲＣ橋脚という。

本州四国連絡橋公団では、鉄骨鉄筋コンクリート構造物（以下ＳＲＣ構造という）の設計を対象とした設計指針を土木学会に委託して作成した。これが現行の「鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説　昭和52年８月」（以下ＳＲＣ指針という）である。しかしながら実際の大型ＳＲＣ橋脚の設計業務にこの指針を適用するに際して、この指針の規定のみでは必ずしも十分でない点もいくつか見出され、そのまま杓子定規に適用すれば単に設計が容易でないだけでなく、不経済な設計となりかねない場合がある。そこで上記指針を補足する意味で大型ＳＲＣ橋脚の設計要領(案)(昭和54年11月)（以下要領という）を作成することとした。補足する事項の主なものは次の通りである。

(1)　大型ＳＲＣ橋脚のせん断設計
(2)　柱脚鉄骨アンカー部の設計
(3)　軸方向鉄骨用鋼材

以下本要領の主要条文を紹介し、ついでその中の主要条項をとりあげ解説する。

2．要領（案）の主要本文の紹介

以下、要領(案)の主要本文を紹介する。なお主要条項の解説は章を改めて行なう。

2条　鉄骨用鋼材

軸方向鉄骨に用いる鋼材は、原則としてH形鋼を用いるのがよい。

3条　コンクリートの許容応力度

(1)　許容曲げ圧縮応力度

$$\sigma_{ca} \leqq \sigma_{ck}/3$$

(2)　許容せん断応力度は表－1によるものとする。

表－1　許容せん断応力度

許容せん断応力度(kg/cm²) ＼ 設計基準強度(kg/cm²)		180	240	300	400以上
斜め引張鉄筋、鉄骨の計算をしない場合 $\tau_a{}^1$	せん断力のみの場合	4	4.5	5	5.5
	せん断力とねじり＊の影響を受ける場合	5	5.5	6	6.5
斜め引張鉄筋、鉄骨の計算をする場合 $\tau_a{}^2$	せん断力のみの場合	18	20	22	24
	せん断力とねじり＊の影響を受ける場合	22	24	26	28

＊せん断力とねじりの組合せ応力が使用する場合、せん断力が作用する場合、せん断力およびねじりによる各々のせん断応力度はせん断力のみの場合の値をこえてはならない。

4条　曲げモーメントと軸方向圧縮力とを受ける部材の算定

(1)　曲げモーメントと軸方向圧縮力とを同時に受ける部材断面の算定には、鋼材が対称に配置されている場合は、累加強度方式を用いてよい。

(2)　軸方向鋼材の最小鋼材比は、原則として0.8％とする。

5条　せん断力を受ける部材の算定

(1)　鉄骨斜材の配置は、ダブルワーレントラス形式を原則とする。

(2)　最小鉄骨斜材量は、せん断力$S \times \frac{a_{ss}}{a_s}$の1/2に対して鉄骨が負担する量を原則とする。

ここに　S：せん断力　　a_{ss}：引張側鉄骨の断面積　　a_s：引張側鋼材の断面積

(3)　斜引張鋼材の最小鋼材比は、0.15％とする。

ここで、鉄骨斜材のうち、斜引張鋼材として有効なものは、スターラップに換算し、斜引張鋼材の算定において考慮するものとする。

(4)　部材の各断面の曲げによって生じるせん断応力度τはつぎの式で計算する。

$$\tau = S / b \cdot z \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに　S：せん断力　　b：部材の幅
z：全圧縮応力の合力の作用点から引張側鋼材断面の図心までの距離$(=jd_s)$
d_s：部材の断面において圧縮側表面から引張側鋼材断面の図心までの距離
j：zとd_sとの比

(5)　せん断応力度τは、斜引張鋼材の計算をしない場合、3条に示す許容せん断応力度τ_{a1}をこえてはならない。

(6)　せん断応力度τが3条に示す許容せん断応力度τ_{a1}をこえる場合には、斜引張鋼材の計算をしなければならない。計算は、鉄筋コンクリート方式によるものとする。

斜引張鋼材の算定に用いるせん断力S_hは(2)式により求めるものとする。

$$S_h = S - S_c \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに　$S_c = \frac{1}{2}\tau_{a1} \cdot b \cdot z$

なお、鉄骨斜材のうち、斜引張鋼材として有効なものはスターラップに換算し、斜引張鋼材の算定において考慮するものとする。

6条　柱脚鉄骨アンカー部の設計

(1)　埋込部の鉄骨には、その全強に対してスタッドジベルを配置するものとする。なお、スタッドジベルの設計は、道示9.5「ずれ止め」によるものとし、フーティングのコンクリートと鉄骨間との付着力は無視するものとする。

(2)　鉄骨のフーティング埋込み長さは、本四ＳＲＣ指針3.1条(3)項に規定する許容付着応力度によって算定した定着長の2/3以上かつ橋脚部短辺方向の鉄骨部分の腹材高さ以上とする。但し、フーティングの厚さ以下とする。

(3)　埋込部主鉄骨下端は、水平梁で連絡し、埋込部の引張側と圧縮側の軸方向鉄骨は、せん断力$S \times \frac{a_{ss}}{a_s}$に対して設計した鉄骨腹材で相互に連結

するものとする。

ここで　S：橋脚軀体部下端に作用するせん断力

7条　柱脚下端における軸方向鉄筋の定着

(1) 鉄筋の定着に関しては、昭和55年版土木学会の「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」の21条によるものとする。

(2) 帯鉄筋は、柱軸方向全鋼材を取り囲むような形状で、少なくともD16を30cm間隔あるいは、それと同量以上配置するものとする。

8条　鉄骨の連結および端部の処置

(1) 鉄骨の連結は原則としてその全強を伝えるように設計するものとする。

(2) 片持梁の自由端などにおける引張側と圧縮側の軸方向鉄骨は、鉄骨腹材で相互に結合し、鉄骨部分のみで所要のせん断力を保持させるのがよい。なお、端部処置区間は、鉄骨部分の腹部高さ程度以上とするのがよい。

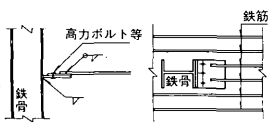
9条　フーティング上縁の鉄筋の配置

フーティング上縁の鉄筋のうち、柱脚部軸方向鉄骨の埋込み部分と交差するために、そのままでは配置できないものについては、その配筋方法を以下のようにするのがよい。

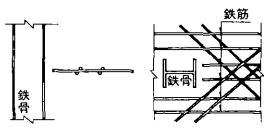
(1) 図—3に示すように、軸方向鉄骨の埋込み部分にあらかじめ水平方向の鋼材を溶接しておき、フーティング水平鉄筋にあらかじめ溶接した鋼材と高圧ボルト等で結合する。

(2) 交叉する鉄筋は、図—4に示すように軸方向鉄骨の位置で止め、それに対応した量の鉄筋を軸方向鉄骨の中間部に斜に配置して補強する。

但し、このようにして配置した鉄筋は、フーティングの鉄筋量としては、計算上無視するものとする。



図—3



図—4

3．部材の算定

3.1 計算法

ＳＲＣ部材の設計計算法は、表—2に示す通り許容応力度方式と終局強度方式とに大別され、それ等は更に鉄筋コンクリート式計算法と累加強度方式とに細分される。ＳＲＣ部材の終局強度は、鉄筋コンクリート式計算法で算定した終局強度と良く一致することが実験的に確かめられている。また、累加強度方式で算定した終局強度は、鉄筋コンクリート式計算法で算定した終局強度をこえないことも解析的に証明されている。現行のＳＲＣの設計体系では、ＳＲＣ部材の安全性、使用限界等は一般に弾性理論によって算定された断面力を許容応力度方式によって算定する許容断面力等で照査し、判断しているようである。本要領のＳＲＣ部材の許容断面力の算定には、鉄筋コンクリート式計算法と累加強度方式を適宜使い分けることによって、曲げモーメントと軸方向圧縮力とを同時に受ける部材では累加強度方式を、せん断力を受ける部材では鉄筋コンクリート式計算法を採用している。そのあたりの経緯については、後章で述べることにする。

3.2 軸方向鉄骨用鋼材

ＲＣ橋脚の引張側と圧縮側の軸方向鉄筋の一部に換えて軸方向鉄骨を用い、橋脚を立ち上げるために支障のない程度の鉄骨斜材で軸方向鉄骨を自立させ、その鉄骨部分が主としてＲＣ部分の施工上の有利性のために生かされるような大型ＳＲＣ橋脚の場合の軸方向鉄骨の鋼材には、原則として小骨ロール材のＨ形鋼を用いるのがよいとした。これは次の理由による。

1)　軸方向鉄筋の一部に換えて用いる軸方向鉄骨の鋼材には、その使い方を集約系で使うのか、離散系で使うかによって、溶接ビルトアップ材の大型鉄骨と小骨ロール材の形鋼とがあるが、経済性がかなり改善されるところから小骨ロール材の形鋼とした。その根拠は以下の通りである。

①　鉄骨部分の腹材高さが高くとれ、その分だけＳＲＣの断面性能が向上する。（Asばかりでなく、僅かではあるがτ、τ_{0s}にも有利に働く）（表—4参照）。

②　また、ロール材の製作工数は、溶接ビルトアップ材よりもかなり小さい。

2)　小骨ロール材の形鋼には、Ｈ型鋼、CT形鋼、等があるが、

表—2　SRC部材の許容断面力と終局強度の計算法

1．許容応力度方式	1）鉄筋コンクリート式計算法	部材の許容断面力は、鉄骨部分をこれと同等な断面積をもつ鉄筋とみなして鉄筋コンクリート部材と同じ方法で算定される。
	2）累加強度方式	部材の許容断面力は、それぞれ独立に計算した鉄筋コンクリート部分の許容断面力と鉄骨部分の許容断面力との和として算定される。部材の終局強度に対して一定の安全率をもつことを目標とした、便宜的な方法である。
2．終局強度方式	1）鉄筋コンクリー式計算法	部材の終局強度は、鉄骨部分をこれと同等な断面な断面積をもつ鉄筋とみなして鉄筋コンクリート部材と同じ方法で算定される。
	2）累加強度方式	部材の終局強度は、それぞれ独立に計算した鉄骨部分の降伏強度と鉄筋コンクリート部分の終局強度との和として算定される。

① ＳＲＣの断面性能の有利性

② 軸方向鉄骨と、軸方向鉄骨に取付く腹材（５条１項)、ラテラル材、端部処置材（８条２項)、等の各種鉄骨斜材との取合性(鋼材の配置および細部構造)

③ 鉄骨部分の架設性（単材架設、１括架設等)

④ コンクリートの充填性

等を総合判断してＨ型鋼とした。断面性能の有利性のみに着目すれば、ＣＴ形鋼の使用も考えられるが、

① 軸方向鉄骨の本数が倍増するため、軸方向鉄骨と軸方向鉄骨に取付く各種鉄骨斜材との取合い（鋼材の配置および細部構造）が構造的に煩雑となる。

② そのためコンクリートの充填性が阻害される。

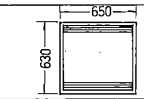
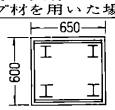
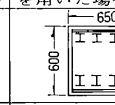
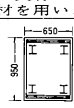
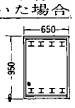
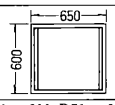
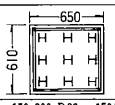
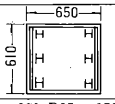
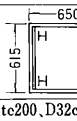
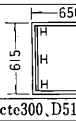
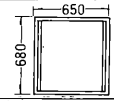
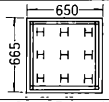
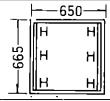
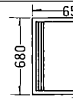
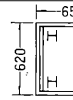
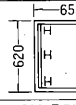
③ Ｈ形鋼に比べて撓み剛性が格段に落ちるため、鉄骨部分の組立てにおいて不利となる場合がある等の不具合が試算設計の結果摘出され、大型ＳＲＣ橋脚に用いる軸方向鉄骨には、本要領に従う限り原則としてＨ形鋼とするのが良いと判断された。門崎高架橋のカンティレバー橋脚の設計に際し、ＲＣ、大骨ＳＲＣ、小骨ＳＲＣの各構造形式について行なわれた主要断面比較一覧表を表―３に、またτ、τ_{0s}比較一覧表を表―４に掲載する。

3.3 曲げモーメントと軸方向圧縮力とを同時に受ける部材の算定

終局強度方式により算定されたＳＲＣ部材の終局強度は、鉄筋コンクリート式計算法、または累加強度方式のいずれの計算法で算定しても、実終局耐力を保証していることは既に述べた通りであるが、大型ＳＲＣ橋脚の場合には断面寸法がかなり大きいため、許容応力度方式により算定された部材の許容断面力は鉄筋コンクリート式計算法、または累加強度方式のいずれで算定しても結果にさほどの違いがないのは自明の理であろう。したがって、本要領５条のせん断力を受ける部材の算定の計算法と統一をとる意味合いからも（後述)、曲げと圧縮力とを同時に受ける部材の許容断面力の算定には、鉄筋コンクリート式計算法によることが当然考えられるところである。さりながら、本要領では鋼材が対称に配置されている場合は累加強度方式によることを原則とした（４条１項)。これは次の理由による。

1) 曲げモーメントと軸方向圧縮力とを同時に受ける

表―３ 柱断面の比較（橋脚基部）

		RC	SRC 鉄骨に大骨ビルトアップ材を用いた場合	SRC 鉄骨に小骨ロール材を用いた場合			RC	SRC 鉄骨に大骨ビルトアップ材を用いた場合	SRC 鉄骨に小骨ロール材を用いた場合
2P	断面				5P	断面			
	鉄筋	D51ctc200×4、D51ctc200	D32ctc150×2、D32ctc200	D51ctc200×2、D51ctc300		鉄筋	D51ctc150×5、D51ctc200×2	D32ctc125×3、D32ctc200	D51ctc200×2、D51ctc250
	鉄骨	——	2Flg ℓ. 1200×38 1Web ℓ. 1000×38 (SM50YB)	H-458×417×30×50 (SM50)		鉄骨	——	2Flg ℓ. 1250×38 1Web ℓ. 1800×38 (SM50YB)	H-458×417×30×50 (SM50)
	Pr%	1.60	0.47	0.88		Pr%	1.93	0.52	0.67
	Ps%	——	1.33	1.12		Ps%	——	1.06	0.73
	As/Ass	——	0.74	0.56		As/Ass	——	0.67	0.52
	P%	1.60	1.80	2.0		P%	1.93	1.58	1.4
3P	断面				6P	断面			
	鉄筋	D41ctc200、D51ctc200×2	D32ctc150、300、D32ctc150×2	D35ctc200、D35ctc150×2		鉄筋	D32ctc200、D51ctc200×4	D32ctc200、D32ctc150×2	D51ctc300、D51ctc200×2
	鉄骨	——	H400×400×13×21(SM50A)	H400×400×13×21 (SS41)		鉄骨	——	2Flg ℓ. 1000×32 1Web ℓ. 1000×32 (SM50YB)	H414×405×18×28 (SM50)
	Pr%	0.96	0.49	0.50		Pr%	1.36	0.46	0.83
	Ps%	——	0.44	0.34		Ps%	——	0.96	0.47
	As/Ass	——	0.47	0.40		As/Ass	——	0.68	0.36
	P%	0.96	0.93	0.84		P%	1.36	1.42	1.3
4P	断面				7P	断面			
	鉄筋	D51ctc200、D51ctc200×2	D32ctc150、300、D32ctc150×2	D35ctc150、D35ctc150×2		鉄筋	D32ctc200、D51ctc200×4	D32ctc200、D32ctc150×2	D51ctc300、D51ctc200×2
	鉄骨	——	H400×400×13×21(SM50A)	H400×400×13×21 (SS41)		鉄骨	——	2Flg ℓ. 1000×38 (SM50YB) 1Web ℓ. 1000×38 (〃)	H-428×407×20×35 (SM50)
	Pr%	0.92	0.48	0.55		Pr%	1.48	0.45	0.74
	Ps%	——	0.4	0.31		Ps%	——	1.13	0.56
	As/Ass	——	0.45	0.36		As/Ass	——	0.72	0.43
	P%	0.92	0.88	0.86		P%	1.48	1.58	1.3

表―４ 引張側主鉄骨の付着応力度およびせん断応力度（門崎高架橋、柱下端、地震時）

橋脚		2P	3P	4P	5P	6P	7P	
付着応力度 τos (kg／cm²)	case 1	3.28	2.27	1.76	2.93	2.42	2.71	6×1.5
	case 2	2.74	1.60	1.22	3.00	1.75	2.19	〃 ＝9
橋軸方向地震時せん断応力度 τ_{LL} (kg／cm²)	case 1	6.0	1.33	1.29	8.2	1.25	1.45	4.5kg／cm² ×1.5=6.75
	case 2	5.27	2.17	2.17	6.22	2.41	2.55	〃
橋軸直角方向地震時せん断応力度 τ_{TT} (kg／cm²)	case 1	2.33	3.88	2.89	2.32	4.37	4.68	〃
	case 2	3.14	3.22	2.50	2.97	4.03	4.25	〃

＊ case1 大骨ＳＲＣ
case2 小骨ＳＲＣ

＊ 付着応力度は強軸方向の値

部材の算定が、鉄筋コンクリート式計算法による場合は計算が何分にも面倒であるが、一方累加強度方式による場合は飛躍的に簡便となること。

2) 僅かではあるが鋼材量の節約につながり経済的となること。

3) 3.3 せん断力を受ける部材の算定」の解説の中で述べるように、大型ＳＲＣ橋脚の場合は、一般に部材の許容断面力の算定を累加強度方式によるからといって、鉄骨部分がそれ自体で完結した系である必要はなく、部材の安定性には支障ないこと。

軸方向鋼材の最小鋼材比の規定は、昭和55年度版土木学会の「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」50条1項(ｂ)に規定する軸方向鉄筋断面積の最小量についての制限に準拠して、原則として0.8%とした。(４条２項)

なお、引張側鋼材比が0.5%($15/\sigma_{sy}$)程度以下となると、コンクリートに曲げひび割れが生じると、引張側鋼材は塑性領域に入る場合があるので、注意を要する。軸方向鉄骨と軸方向鉄筋の断面積を比率を定めるに当っての基本的な考え方は次の通りである。

1) 鉄骨の外側に配置した軸方向鉄筋の効果により、橋脚の引張側コンクリートに生じる横ひび割れが部材の耐久性に差しつかえない程度に分散され、かつフーティングに定着された軸方向鉄骨の定着部応力が、フーティングに広く分散されるためには、軸方向鋼材量の30%程度以上の軸方向鉄筋が必要と思われる。このことから、軸方向鉄骨量の上限は、70%程度が目安と考えられる。

2) 鋼材量に占める軸鉄骨量の下限は、鉄骨と鉄筋コンクリートの複合部材としての限度、および鉄骨の施工性等から30%程度がその目安と考えられる。したがって、鉄骨鉄筋比が0.4～2.0程度となるようなものがこの主旨に見合っているが、大型ＳＲＣ橋脚の場合の軸方向鉄筋の断面積の比率については、施工性と経済性のバランスの点から経験的に軸方向鋼材の断面積の40%程度(表—3)を鉄骨で置換した断面積(鉄骨鉄筋比が0.67)を一応の目安とするのがよい。また軸方向鉄筋は、軸方向鉄骨の外側に２段に配置するのがよい。

3.4 せん断力を受ける部材の算定

高橋脚の大型ＳＲＣ橋脚は、一般に鉄骨部分がそれ自体で完結した系($S\times{}^{a_{ss}}/_{a_s}$の量のせん断力を鉄骨斜材が負担する)である必要はなく、ＲＣ橋脚の設計も可能であるところからして、軸方向鋼材として鉄骨を用いる場合にも腹材として鉄骨斜材が必ずしも必要となることはない。その理由は次の通りである。

1) 高橋脚の地震の影響は曲げが卓越しており、せん断耐力的には断面はかなりの余力を残している($\tau \ll \tau_{a2}$、表—４門崎高架橋の事例)のが普通であり、したがって鋼材の付着応力度もそれなりに小さく($\tau_{0s} \ll \tau_{0a}$、表—４門崎高架橋の事例)、ＲＣ部分と軸方向鉄骨部分のひずみの適合条件は、終局荷重状態まで維持されるものと思われる。

2) 引張鋼材比は終局強度状態のつり合い鋼材比(コンクリートの圧壊時の歪み度εは、コンクリートの圧縮強度σ_{ck}に余り依存しないとすれば、つり合い鋼材比は３%程度)をかなり下まわる(表—３　門崎高架橋の事例)。したがって、部材が降伏してから破壊に至るまでのねばり強さは圧縮領域でのコンクリートのじん性ではなく、引張側鋼材のじん性が支配的となる領域にあり、部材の終局耐力は、引張側鋼材の終局耐力に一致するものと思われること。

さりながら本要領では、最小鉄骨斜材量の規定(５条２項)を設けている。これは、過大な地震に対して有利となるＳＲＣ構造の特性を生かすために配慮したものである。部材は、震度法、修正震度法、または弾性動的解析で想定される地震の作用に対して弾性領域にはいるように設計されるが、これより大きな地震に対しては、塑性領域にはいる場合がある。このような場合の左右に繰返えされる地震荷重に対して、①斜ひび割れ幅の成長を押え、②付着に劣る鉄骨の欠点を補い、③破壊に至るまでの靱性(ねばり)を大きくするために、鉄骨斜材の最小量を決めたものである。

ＳＲＣ指針によるとせん断力を受ける部材の算定は、τとτ_{a1}の関係で使い分け、$\tau < \tau_{a1}$の場合には鉄筋コンクリート式計算法、$\tau > \tau_{a1}$の場合には累加強度方式によることにしているが、大型ＳＲＣ橋脚に限定されたこの要領では、鉄筋コンクリート式計算法に統一することにした。(５条4、5、6項)

これは次の理由による。

1) 大型ＳＲＣ橋脚の場合には既に述べた通りであるが、一般に耐震設計からは鉄骨部分がそれ自体で完結した系である必要がないことと、建築ＳＲＣ以来の累加強度方式のもつ概念にひかれて、過大な設計になりがちな傾向を改めるため、鉄骨斜材量が任意に選べるＲＣ方式とした。

のほか、次の事実関係から判断した。

2) 土木構造物は一般的に断面寸法が大きいため、$\tau > \tau_{a2}$となりＲＣでは断面が作れないという場合はあり得ないので、せん断力を受ける部材の算定が累加強度方式でなければならない積極的な有利性がない。

3) 腹材形式をダブルワーレン(５条１項)を原則とする場合には、鉄筋コンクリート式計算法、または累加強度方式のいずれで算定しても結果に大きな違いはない(後述、図—2、3参照)。

4) 曲げと圧縮とを同時に受ける部材の算定と違って、せん断力を受ける部材の算定では、鉄筋コンクリート式計算法の方が計算が簡便となるからである。

斜引張鋼材の最小鋼材比の規定は、昭和55年度版土木学会の「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」45条(2)項の規定に準拠して0.15%とし、鉄骨斜材のうち斜引張鋼材として有効なものはスターラップに換算し、斜引張鋼材の算定において考慮するものとした。(５条３項)

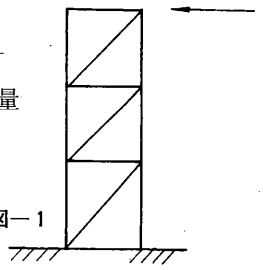
鉄骨斜材のうち、斜引張鋼材として有効なものとは、

コンクリートの斜ひび割が生じた場合に鉄骨斜材が有効に働く組方になっているかどうかという意味である。例えば鉄骨斜材の組方が図－1のような場合には、左右から作用する地震荷重のうち、矢印の方向の地震荷重に対して有効に働かないので、スターラップに換算してはならない。このような配置の鉄骨斜材を、せん断の設計において有効に生かすためには、完全累加強度方式により、算定した斜材量（$S\times\frac{a_{ss}}{a_s}$）を入れる必要がある。このため大型ＳＲＣ橋脚の鉄骨斜材の組方としては、図－1並びにシングルワーレンの腹材形式は、一般に経済的に不利となるので避けるのがよい。（5条1項）

なお、鉄骨斜材のスターラップ換算量は、$z\geqq s$の場合は次式によって算定してよい。

$$A_u'=a_{sw}\times(\cos\theta+\sin\theta)\times\frac{z}{s}$$

A_u'：区間sにおけるスターラップ量
a_{sw}：鉄骨斜材の断面積
θ：鉄骨斜材の角度
z：腹材高さ
s：鉄骨斜材の間隔

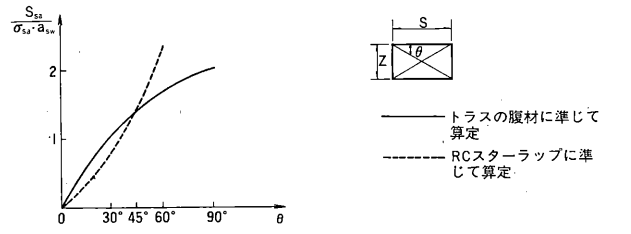

図－1

鉄骨斜材の配置形状がダブルワーレン形式の場合について、①鉄筋コンクリート式計算法と②累加強度方式の計算法の違いが鉄骨斜材の許容せん断耐力S_{sa}または必要斜材量A_{sw}の算定結果に与える影響を図化したものを図－2、3に示す。図－2はS_{sa}と斜材角度θの関係をA_{sw}＝Constとして①と②の計算法の違いについて調査したものである。図－3はA_{sw}と斜材角度θの関係をS_{sa}＝Constとして①と②の計算法の違いについて調査したものである。

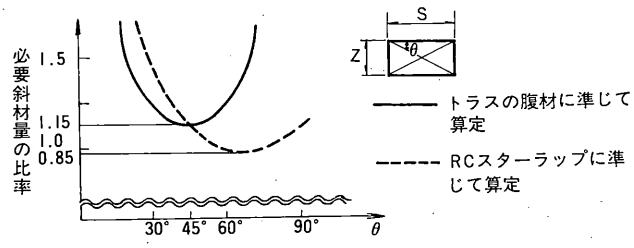
図－2、3から判然とするように、

1) トラス腹材に準じて算定する場合は、斜材角度θが45°の場合に最も有利になる。この場合のせん断力は、斜材角度θを45°として、鉄筋コンクリートの斜引張鉄筋に準じて算定した場合の値と一致する。

2) 鉄筋コンクリートの斜引張鉄筋に準じて算定する場合は、斜材角度θが67.5°の場合に最も有利となる。しかしθ＝45°の場合にくらべ格点数が増える。



図－2　斜材の角度とその有効度合



図－3　斜材の角度と必要斜材量の関係

以上から斜材量は、斜材角度が45°付近の場合には、ＲＣ方式又は累加強度方式のいずれで算定しても許容せん断耐力に大差がなく、斜材の角度としては、経済的にも有利となる45°付近が妥当な数字と思われる。

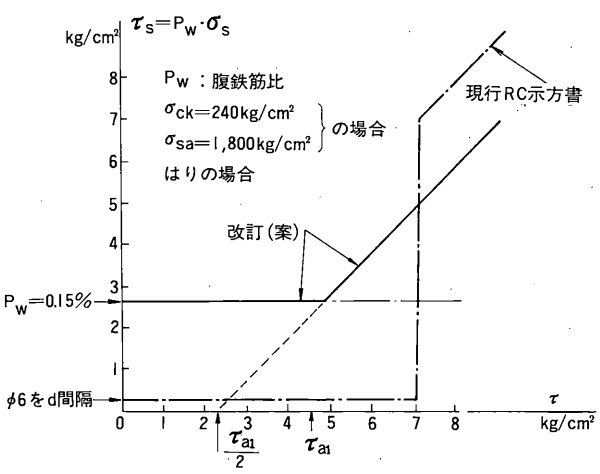
$\tau>\tau_{a1}$の場合は、斜引張鋼材（鉄骨斜材のうち斜引張鋼材として有効なものは、スターラップに換算して考慮する）の計算をしなければならないが、斜引張鋼材の算定に用いる設計せん断力S_hは、作用せん断力Sからコンクリートの保有せん断耐力$S_c=\frac{1}{2}\tau_{a1}\cdot b\cdot z$を差引いたものとした（5条6項）。これは斜引張鋼材の最小鋼材比0.15%と規定（5条3項）したため（0.15%×σ_{sa}=0.15×2,000kg/cm²=3kg/cm²）に、1/2·τ_{a1}は充分保証されているからである。この考え方は、昭和55年度土木学会の「無筋および鉄筋コンクリート標準示方書」において取り入れられたものであり、$\tau>\tau_{a1}$の場合は作用せん断力Sは全て斜引鋼材で負担するという従前の考え方の場合と違って、$\tau=\tau_{a1}$の前後において斜引張鋼材量にギャップを生じない（図－4参照）ものである。

鉄骨部の架設については、橋脚コンクリートのリフトスケジュールにしたがって、①鉄骨、鉄筋を建ち上げる場合と、②鉄骨部のみを先行して建ち上げる場合とがあるが、②の場合は一般に架設時の風等による鉄骨腹材の応力照査が必要となる。この場合の鉄骨腹材形式は、ダブルワーレントラスに水平材を追加した形式とし、腹材の設計は、一般に圧縮斜材を無視して引張斜材と水平材だけで行うのが経済的となる。この場合の斜材の細長比は、240（道示10－2－4）以下とする。

斜材の細長比は①の場合も同様とするのが望ましい。

4．柱脚鉄骨アンカー部の設計

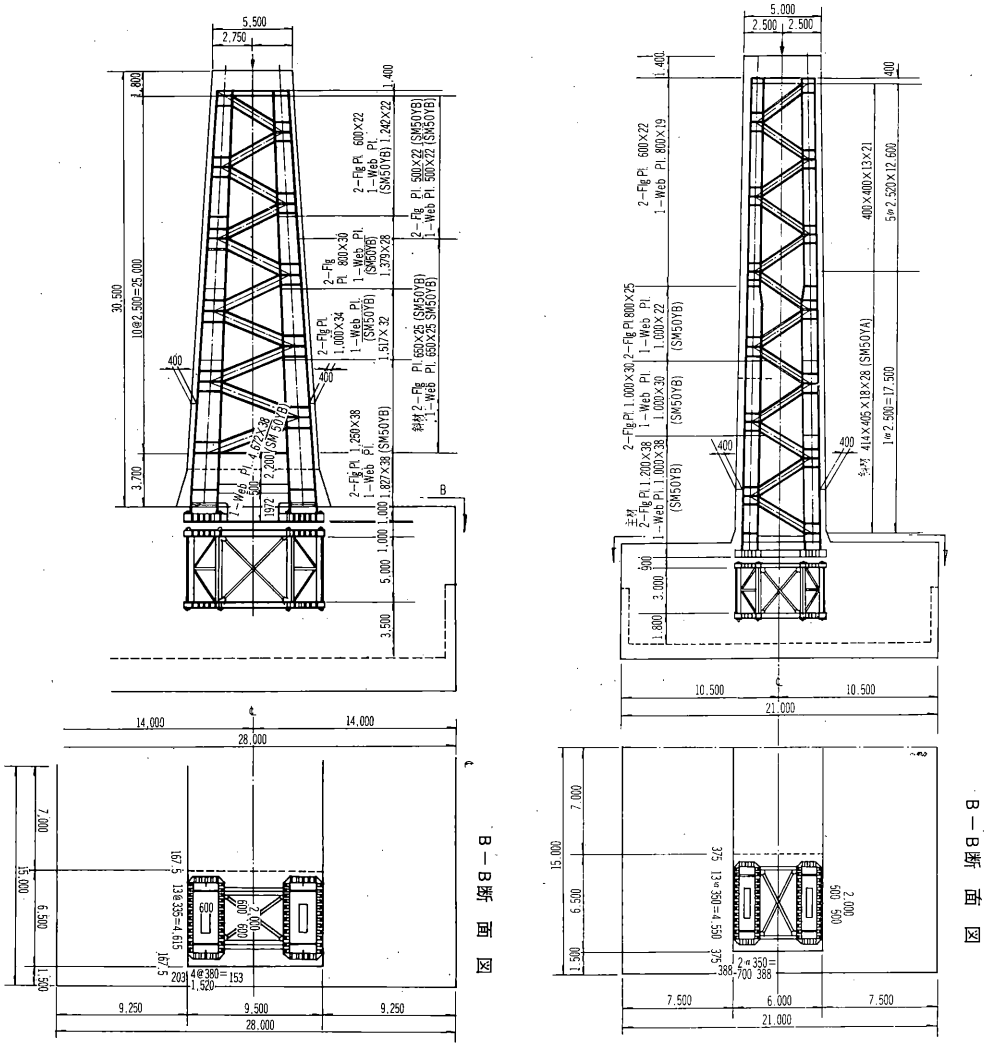
ＳＲＣ指針6.2条柱脚アンカー部の設計によると、「柱脚部鉄骨の基礎への定着は、ベースプレート、アンカーボルト、アンカーフレーム等によることを原則とする」となっている。これについてやや具体的に説明すると次の通りである。



図－4　斜引張鉄筋の計算

軸方向鉄骨を、①鉄骨フーティング（のベースプレート）に連結し、鉄骨フーティングと②RCフーティングを剛結するために、RCフーティングの中に③アンカーフレームを埋込み、①と③をアンカーボルトで無応力で連結する構造である。端的にいうと軸方向鉄骨を定着するために、①と②のフーティングが重複する構造である。

大型SRC橋脚の場合は軸方向鉄骨群が基本的に引張側と圧縮側とにかなり離れているため、アンカーボルトの作用力をSRC指針6.2条で定義されている通りの、単鉄筋方式、またはくい方式のいずれで算定するにしてもSRC指針6.2条による柱脚アンカー部の設計には次の問題を生じる。



（門崎高架橋 単鉄筋くい方式）　（門崎高架橋 単鉄筋くい方式）

図－5　柱脚鉄骨アンカー部

1）　単鉄筋方式

単鉄筋コンクリート断面としての平面保持の仮定が原則的に満足するような鉄骨フーティング（ベースプレート）を柱脚全断面に布設することは、鉄骨フーティングが非常に大掛りなものになる。そのため門崎高架橋の例（図－5）では、やむを得ずベースプレートが2つのブロックに分割される構造となっており、これを1つの単鉄筋コンクリート断面として取扱い、アンカーボルトの作用力を算定することは、計算の仮定と実際の不一致の問題を残しており、疑問があるかもしれない。

2）　くい方式

くい方式でアンカーボルトを算定する場合には、単鉄筋方式で算定した場合の門崎高架橋の例（図－5）に見られる通り、鉄骨フーティング（のベースプレート）が2つのブロックに分割される構造となっていても、アンカーボルトの算定には何等支障ないと思われるが、引張側または圧縮側の軸方向鉄骨群まわりのアンカーボルト量がかなりの量となるため、収納スペースの関係で鉄骨フーティングは、鉄骨フーティングを2つのブロックに分割するにしても相当に大掛りなものとなる。

その外に、

3）　軸方向鉄骨のまわりに配置された軸方向鉄筋は、鉄骨フーティング（ベースプレート）の付近で折り曲げて配筋せざるを得ないので、これによって生じる外向きの分力は、大掛りな根巻きコンクリートで処理するか、鉄骨フーティングの設置位置をフーティング内に埋め込み、フーティング内で処理するとかの構造処理が要求され、フーティング厚の増大等、その処理は無視出来ないと思われる。

4）　付着強度の小さいアンカーボルトを無応力で使うため、橋脚軀体がフーティングに接する部分付近では、複合部材としての橋脚軀体部の終局強度は十分あっても、軸方向の鉄筋と鉄骨の弾性領域での曲げに対するSRC断面のひずみの適合条件が満足されない場合があり、軸方向鉄筋に応力が集中する問題が生じる恐れがある。以上(1)(2)(3)(4)の問題点を解消するため本要領では、スタッドジベルによる直接埋込み方式を採用することとした。（6条1項）門崎高架橋の例を図－6に示す。なお、参考のために他機関の柱脚鉄骨アンカー部の設計基準をまとめて表－5に示す。

さて本要領の橋脚鉄骨アンカー部の設計の基本的な考えは次の通りである。

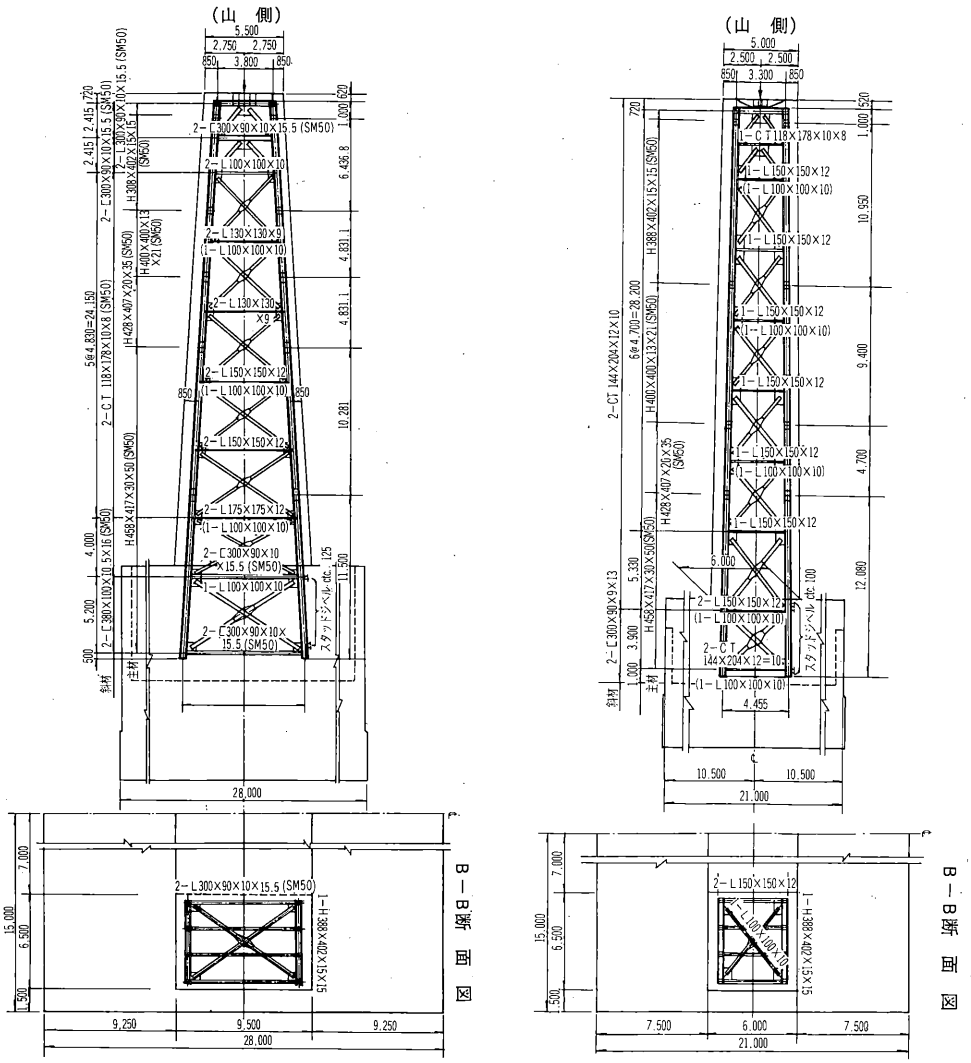
1）　引張側と圧縮側の軸方向鉄骨の定着は、スタッドジベルによる直接埋込み方式とし周囲に配置されている

軸方向鉄筋の定着機構に近似させ。

2） 引張側と圧縮側の軸方向鉄骨は、かなり離れて定着されているが、それ等鉄骨の定着端部の軸方向の相対ずれは、橋脚とフーティングの隅角部に存在するコンクリートブロックのせん断強度を利用して処理する。

この外に柱脚鉄骨アンカー部の安定性については、多角的に配慮されており、次の通りである。

1） 本要領のスタッドジベルによる直接埋込み方式では、鉄骨の付着強度を無視しているが、この場合の鉄骨のフーティング埋込み長さは、鉄骨の付着強度によって定着する場合の2/3以上をとっている。（6条2項）（引張側軸方向鉄骨群の定着端部の全体的な抜け出しに対する配慮）



（門崎高架橋5Ｐ直接埋込み方式） （門崎高架橋2Ｐ直接埋込み方式）

図―6 柱脚鉄骨アンカー部

2） 鉄筋と鉄骨のフーティング埋込み長さは、鉄筋と鉄骨の付着強度によって定着するとなると、鉄筋のフーティング埋込み長さは鉄骨の4割程度で済むが、実際の鉄筋の埋込み長さは鉄骨の埋込み長さに揃える。かつまた、橋脚の鉄骨鉄筋比は本要領では、4/6程度を標準としている。したがって、鉄骨の存在応力の全部を鉄筋に負担させ、鉄筋だけによって柱脚鉄骨をアンカーすることも可能な状態になっている。アンカーフレーム方式の場合は鉄筋と鉄骨の定着機構に差があり、この考え方に疑問があるかもしれない。

3） 定着端部の相対ずれは、鉄骨斜材のみで処理するとした場合の量よりかなり落ちるが、橋脚軀体部下端に作用するせん断力が処理出来る程度の鉄骨斜材が余裕として埋込まれている。（6条3項）

4） 埋込み部鉄骨下端は、水平梁で連結し、ダウエル効果を余裕として付与している。

5） 埋込部の鉄骨にはその全強に対してスタッドジベルを配置するものとしている。（6条1項）

表―6に鉄骨のフーティング埋込み長さの決定計算例（門崎高架橋）を記載する。

5．鉄骨の連結および端部の処置

片持橋脚の自由端などにおける引張側と圧縮側の軸方向鉄骨は、鉄骨斜材で相互に結合し、鉄骨部分のみで所要のせん断力を保持させるのがよい。（8条2項）

「鉄骨部分のみで所要のせん断力を保持させる」とは、鉄骨の付着強度を期待しないで、軸方向鉄骨を定着させるという方法である。つまり自由端などにおける鉄骨部分はそれ自体で完結した系にするのが良いという趣旨である。

したがって鉄骨端部に適当な定着用の水平梁を設けたり、鉄骨端部付近にジベルを配置したりして安全に鉄骨端部を定着できる場合には必ずしもこの項の規定によらなくてもよい。

なお、本四ＳＲＣ指針7.2条2項の解説では端部の処置は、鉄骨腹材高さの2倍程度以上の区間とするのがよいとなっているが、本条(2)項で端部の処置区間を鉄骨腹材高さ程度としたのは、本設計要領(案)5条2項に最小鉄骨斜材量の規定があるため、緩和したものである。

表－5　S.P.C. 構造におけるアンカー部の計算方法

計算項目＼基(規)準	建築学会S.R.C.構造計算規準	首都高速道路公団S.R.C.設計基準	阪神高速道路公団S.R.C.設計基準	日本道路公団設計要領
部材断面積計算	累加強度式	累加強度式	累加強度式	鉄骨を鉄筋に換算換算する。 R.C.式
柱脚断面計算 (M.Nに対する)	ベースプレート真下の断面は、R.C.柱とみなして計算する。	累加強度式 鉄骨部応力をアンカーボルトでとる。	累加強度式 鉄骨部応力をアンカーボルトでとる。	R.C.式
アンカーボルトの断面積（径×本数） ベースプレートの面積 (M.Nに対して)	鉄骨の存在応力から求めるが、鉄骨の伝達すべき応力を求めてその1/3程度とすることが許されている。	①くい方式でアンカーボルト断面積を求める。 ②ベースプレート面積でR.C.式によりボルト断面積等求める。 (ベースプレート下にコンクリートがよく充てんされる場合)	ベースプレート面積でR.C.式によりボルト断面積等を求める。	計算法の規定はない。
アンカーボルトの定着長またはアンカーフレームの定着	引抜き力に耐えるような長さを埋込む、アンカープレートまたはアンカーばりをつけることがある。	アンカーボルトの引抜き力に対しては、ボルトのコンクリート付着力を無視してアンカーフレームで抵抗させるのを原則とする。 アンカーフレームからコンクリート中に伝わる力によるフーチングの押抜きまたは引抜きせん断面を仮定して検討する。	同　左	
せん断力に対して	鋼柱の場合、ベースプレートとコンクリートとの摩擦あるいは、アンカーボルトのせん断抵抗により、柱脚からフーチング中に伝える。		鋼柱の場合は、せん断力に抵抗するボルトの面積を求めることになっているが、S.R.C.の場合は定めていない。	

表－6　鉄骨埋込長の決定（門崎高架橋）

橋脚番号	T_{2p}	T_{3p}	T_{4p}	T_{5p}	T_{6p}	T_{7p}
橋脚短辺方向寸法（cm）	600	610	650	650	615	620
橋脚短辺方向腹材高さ（cm）	445.5	390	440	540	390	390
付着より決定される必要埋込長（cm）	585	184	184	585	419	419
頂版高（cm）	570	400	400	800	400	400
設計埋込長（cm）	520	350	350	650	350	350

6．あとがき

ＳＲＣの利用形態が異なると、設計の考う方もそれに伴って変ってくるのがむしろ自然である。従来のＳＲＣの利用形態は、まえがきでも既に述べた通り、利用空間を大きくとるためには、ＲＣ橋脚では耐震性に疑問があるという場合に有利に用いられてきた。しかし本四連絡橋のように吊橋に接続するアプローチ橋梁の高橋脚は、軀体寸法もこれまでの経験をこえた巨大なコンクリート構造物となる。このような橋脚の場合に鉄筋の一部に換えて鉄骨を用い、概してＲＣの施工にＳＲＣの施工上の利点を生かすため、有利に用いられる場合が出現してきた。本要領はこのような大型ＳＲＣ橋脚の設計に対応するもので、大型ＳＲＣ橋脚の設計概念の今後の方向を示唆するものとなろう。なお、本要領で特筆すべきことは、柱脚鉄骨アンカー部の設計の考え方で、引張側と圧縮側の軸方向鉄骨がかなり離れて配置されるため、スタッドジベルによる直接埋込み方式とし、引張側と圧縮側の軸方向鉄骨の定着端部の相対ずれは、橋脚とフーティングの隅角部に存在するコンクリートブロックのせん断強度を利用して処理することにした。このため、ＳＲＣ指針6.2条に準拠した場合の設計にくらべ、フーティングの重複解消に伴う構造の簡明化とそれによるコンクリートの充填性の向上等のみならず飛躍的な経済設計となっていることである。しかし何分にも実施例がないため、安全性についてはかなり余裕があり、したがって、合理化の余地を残すもの（６条１、２、３項）となっている。今後実験によってそれらを確認するとともに、今回（カンティレバー橋脚の門崎高架橋のスペック作成を急務としたため)、手がまわらなかったラーメン隅角部の合理的な設計にも資する考えでいる。最後に、本要領の作成に当って種々適切な助言を頂いた横浜国立大学の池田教授をはじめとして、東京大学の岡村助教授、本社工務第一課の宮田課長、一建設計課の上田課長等関係者一同には深甚なる感謝の意を表します。

船舶の衝突に対する緩衝工模型実験

A Study on the Collapse of Ship Structure in Collision With Bridge Piers

設計部　設計第三課長代理　大町武司
Takeshi Omachi

1．まえがき

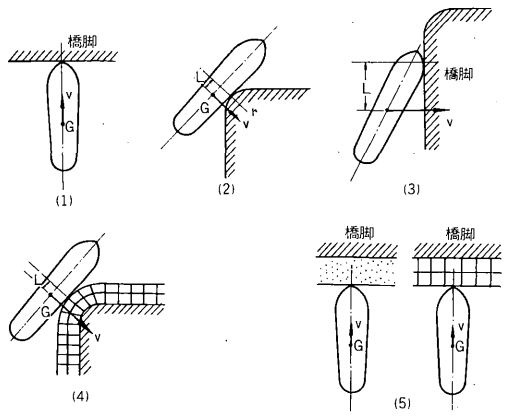
本州四国連絡橋の海峡部橋梁の主要基礎は、汀線部および海中部に設置され、中には船舶主航路に近接して築造される基礎もある。従ってこれらの橋脚の中で航行船舶と衝突の恐れのあるものについては、架橋工事施工中および完成後に対する安全対策の一環として、緩衝工を設置する必要が予想される。緩衝工の形式としては、橋脚に直接取付けられる直接式緩衝工と橋脚から離して設置される間接式緩衝工が考えられるが、間接式緩衝工の場合は、大型船の衝突まで考慮すると緩衝工の規模が大きくなり、かえって通行上の障害となり、衝突の危険が増すことも考えられる。これより直接式緩衝工について検討することとしたが、一般に防舷材又は防護工等と呼ばれている船舶の接舷を対象とした緩衝工は、単体で吸収出来るエネルギーは、10^2t·mのオーダーまでであるため、大型船の衝突に対しては、これらを重ね合わせて利用することとなるが、この方法によれば防舷材の幅が非常に大きなものとなり、間接式緩衝工と同様な問題がおこる。このため、大型船の衝突まで対象とした場合は、破壊と呼ばれる領域でのエネルギー吸収まで考慮した緩衝工を考える必要があり、次のような方法が考えられる。①板の圧縮座屈　②棒の圧縮座屈　③パイプの屈服　④ビームの曲げ破壊、これらの中でも、比較的小規模な衝突から大規模な衝突まで対応範囲の広い緩衝工として、構造の方向性、均一性等を勘案し、鋼板の座屈を利用した多室型構造の緩衝工と鋼殻の中に所定の圧縮特性を有するウレタンホームを充填した複合材型緩衝工の両者について、船舶および緩衝工各々の部分模型を製作し、衝突形態に応じて静的に衝突させ、相互の破壊における力学機構を解明するために実施された一連の実験について報告するものである。

2．実験の概要

実験は昭和50年度より始められ、頭初は船体構造模型および緩衝工模型を剛体模型（剛性は無限大とする）に接触させて、船舶および緩衝工単独の圧壊実験を行った。その後、橋脚側が緩衝工の設置によって十分変形する場合の挙動を調べ、緩衝工の有効性を検討するために、(緩衝工—船体）模型を組合せ相互の破壊実験を行った。表—1および図—1に実験条件、衝突形態を示す。」

表—1　実験条件

衝突個所		橋脚	緩衝工付き橋脚	
			格子型	複合材型
船首	500GT	●		
	4,000	●	●	●
船首船側部	4,000	●		
船側	4,000	船側2種類 ● ●	●	●
剛船首			●	●
剛船側				●



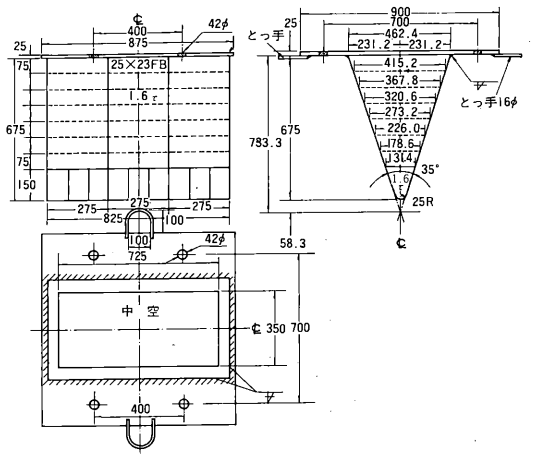
図—1　衝突形態

2.1 試験模型

試験模型を製作する上での対象船舶は、沿岸航行の多い総トン数500G.T～4,000G.Tの大きさを考え、航行船は500G.T、漂流船は4,000G.T船を想定して、船首部模型は、500G.Tの場合1/4、4,000G.Tの場合1/8、又船側部模型は、4,000G.Tの1/11の縮尺とした。又、実船モデルは、鋼船規格に基づいて算出された構造を単純化した仮想の船舶である。

(1) 船首模型

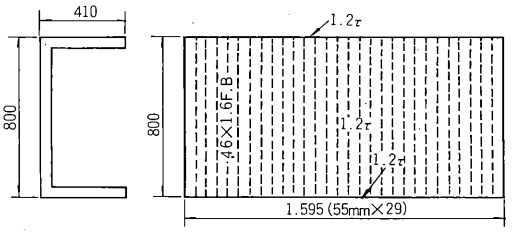
船首模型は、500G.Tおよび4,000G Tの横肋骨方式の構造で、図—2に示すように船側外板の間に甲板、船底外板、および水平桁に相当する鋼板（材質SS'41）を入れた構造とした。又、船首模型において船首垂直型を使用したのは、実船の形状である傾斜船首に比べて実験が容易であることと、実際にはこの船首の形状の違いによる吸収エネルギー（衝突時に構造部材の破壊によって吸収される運動エネルギー）の差が小さいことを確認して決めたものである。



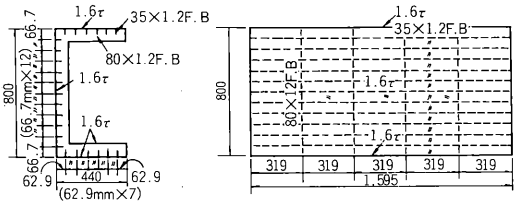
図—2　船首模型

(2) 船側模型

船側部模型は、4,000G.Tの大きさの船舶を標準モデルとして考え、試験模型はその1/11の縮尺とし、船側から船の幅の1/4までを切り出したもので、船側構造には一般的に縦肋骨構造方式と横肋骨構造方式があり、この両方の模型形状を図—3、4に示す。



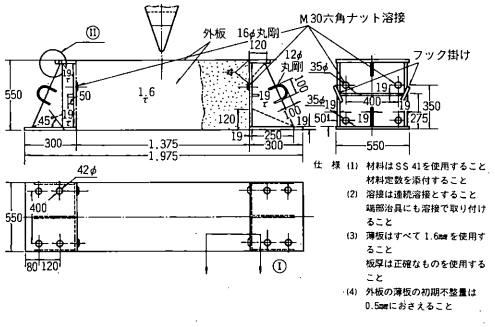
図—3　船側模型（横肋骨構造）



図—4　船側模型（縦肋骨構造）

(3) 緩衝工模型

緩衝工模型は、1.6㎜厚の薄鋼板で外板、内板を格子状に溶接結合したもので、格子型を2種類（桁間隔の大きい方を格子(粗)型、小さい方を格子(密)型と呼ぶ）と、格子型模型の中に均一材として、硬質ポリウレタンフォーム（以下ポリウレタンと呼ぶ）を充填した格子複合材型、そして鋼板の外枠の中にポリウレタンを充填した複合材型の計4種類を製作した。これらのうち複合材型緩衝工の模型形状を図—5に示す。



図—5　複合材型緩衝工模型

2.2 実験方法

(1) 船首、船側圧壊実験

船首衝突実験における橋脚模型（剛体）の衝突面は、平面とし、船首模型を300トン構造物試験機(アムスラー型）のテーブルの上に固着し、船首から荷重を加えて、船首、船側模型を圧壊させたものである。荷重は除々に加えるとともに、変形量は自動記録させ、適当な荷重値で荷重をとめて各部材の歪および変位を計測し、模型の破壊の様子を写真撮影した。

(2) 緩衝工圧壊実験

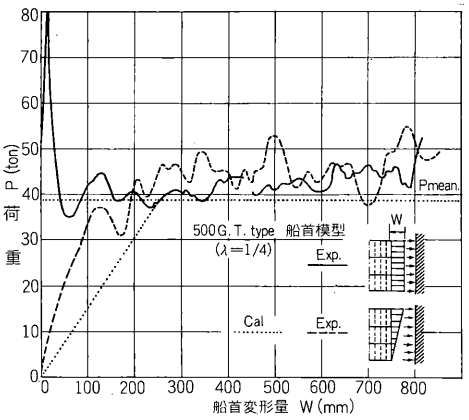
試験材テーブルに緩衝工模型を固定し、その中央に剛船首および船首模型を突入させて、変形状況を調べた。荷重は試験機テーブルの移動量、すなわち船首と緩衝工の相対接近量に対して自動記録し、各部材の変形量、歪量は荷重の適当な段階で計測して、変形の広がり等を調べた。なお、船首と緩衝工との相対接触位置は、緩衝工の水平桁の位置が船首の甲板間隔の中央にくるようにしたが、1ケースのみ船首の甲板位置を緩衝工の水平桁の位置にくるような形で実験した。

3．実験結果および考察

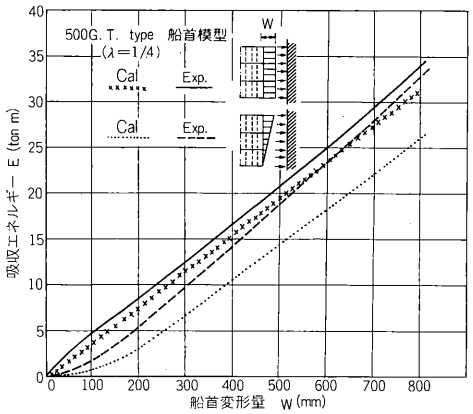
3.1 船首単独実験

圧縮荷重による船首の変形量と荷重との関係を図—6に、又、これらの曲線を積分して得られる船首の変形による吸収エネルギーと船首の変形量との関係を後述する計算値とともに図—7に示す。船首の破壊状況および荷重と船首変形量との関係における特徴は、次の通りである。すなわち、船首が垂直である場合は、衝突の初期の段階から接触面積が大きいために船体の圧壊荷重P_{max}がかなり大きくなるのに対し、船首が傾斜している実船のような形の場合は、衝突の初期には接触面積が小さく、変形が増大するとともに次第に垂直型の船首の場合の接触面積に近ずくわけである。そして、船側外板のパネルが次々に座屈していって、外板が折りたたまれながら変形が進んでゆくが、その間ほぼ一定の荷重 P_{mean} が保たれる。この値は船首の形状によって余り変らない値である。従って、荷重がほぼ一定に保たれることにより、船首の破壊による吸収エネルギーは、図—7にみられるように船首変形量に対して、ほぼ直線的な関係になる。以上の結果より、実船が圧壊する荷重としては、P_{mean}を考えるのが妥当と思われるので、このP_{mean}の値について、以下理論計算に基づいて検討する。今、船側外板の船首からの圧縮による座屈荷重を考える。図—7に示すように、船側外板の肋骨および水平桁で囲まれたパネルの寸法を、幅a、深さb、板厚tとし、パネルの座屈応力を周辺支持の長方形板の弾性座屈応力値

$\sigma_{cr}=[k\{\pi^2E/12(1-\nu^2)\}(t/b)^2$; k=座屈係数, E=ヤング



図－6　荷重―船首変形量曲線



図－7　吸収エネルギー船首変形量曲線

係数、ν＝ポアソン比］として、この応力に船側外板の断面積を乗じた座屈荷重の垂直方向の成分をとった値をP_{cr}とすると（3.1）式となる。

$$P_{cr}=2Dt\cos\theta\times\sigma_{cr} \quad \cdots\cdots(3.1)$$

D：船の深さ　　t：板厚

θ：突入船首角（2θ）　σ_{cr}：板の座屈応力

この計算値を図－6に横軸に平行な点線で示してある。ただし傾斜船首に対しては、船首の傾斜量δ_Fに等しい変形においてP_{cr}に達するとし、その点まで荷重と変形量との関係が直線的になるものと仮定している。同図において、実験によるP_{mean}とP_{cr}とがかなり近い値になっているのが判る。

3.2 船側単独実験

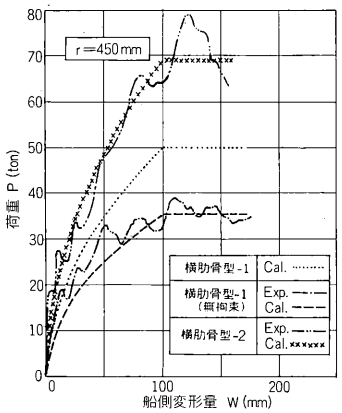
模型の大きさは、4,000G.Tを標準モデルとし、船舶が漂流して橋脚に衝突する際の最も条件の厳しい場合として、船体の船側が橋脚のコーナー部に衝突した場合に対応する破壊実験を行った。又、模型の種類は4種類で、2種類が横肋骨構造方式、2種類が縦肋骨構造方式である。一方、橋脚コーナー部の形状は、実物コーナー部半径5ｍの1/11の450㎜の半径の場合およびそれより半径の小さい300㎜の場合の実験を行った。

(1) 船側の変形状況

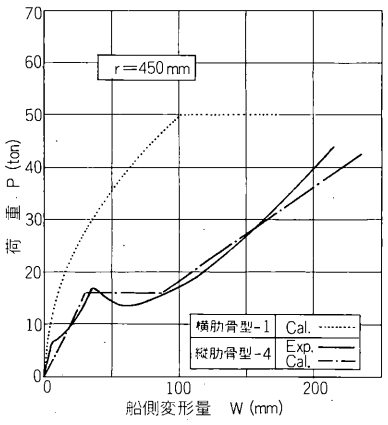
横肋骨構造方式の模型の場合は、船体の圧壊は橋脚の円周に沿ってそのまま食込みを示している。すなわち、破壊は船側外板が橋脚との接触部において局部的に圧壊し、突入が進むとともに少しずつ圧壊領域が橋脚の円周に沿って外側へ拡大してゆく。これに対して、縦肋骨構造の場合は、船体の圧壊の状態は、荷重点の近傍のウエッブフレームにぶつかるまでは、変形は円周部分に沿っており、この程度の変形では横肋骨構造と似た形である。しかし圧壊が外側に拡大し、ウェッブフレームの位置まで達するとその後の外板の変形は、局部的な変形から全体的な変形へと拡大してゆく。すなわち、外板と縦通する船側肋骨がともに船の長さ方向の広い範囲にわたって変形するようになる。

(2) 荷重と船側変形量の関係

実験した5供試体について、船側変形量と対応する船体に加わる荷重との関係を図―8、9、10、に各々示す。図―8に示す試験模型は、実船相似モデルよりも板厚を厚くした場合であり、従って圧壊荷重は相対的に大きくなっているが、その他のモデルは全て実船と相似している。各試験模型の実験結果を比較すると、横肋骨構造では変形量に対して荷重の上昇の割合が比較的大きく、変形量が約100㎜で荷重が最大になり、その後は荷重はほぼ一定で推移してゆく。これに対して縦肋骨構造では、船側変形量に比して荷重の上昇の割合が比較的小さく、その反面かなり変形量が大きくなっても荷重の上昇が続いてゆく傾向がある。又、コーナー部半径の影響は、横肋骨構造の場合の方が顕著であり、半径が大きい方が変形量に対する荷重の上昇が大きい。これに対して、縦肋骨構造



図－8　荷重―船側変形量（横肋骨構造）



図－9　荷重―船側変形量（r＝450㎜）

の場合は、半径による影響は殆んどみられず、有意差はないものと考えられる。又、吸収エネルギーは変形量と荷重曲線を各々積分して求められたものであり、各試験模型の特徴は、吸収エネルギーについても、荷重の場合と全く同じことがいえる。すなわち、横肋骨構造では変形量が小さい間は、変形量に対する吸収エネルギーの増加が縦肋骨構造に比べてかなり大きく、半径による影響は横肋骨構造では顕著であるが、縦肋骨構造ではほとんど差がみられない等である。次に、横肋骨方式の船側模型について、荷重Pと船側変形量wとの関係式を求める。図—11に示すように、船側模型は橋脚の円周(半径$=r$)に沿って変形しているので、甲板および船底外板からの一様な分布反力を等しくqとおき、船側外板に一様な膜力Tが生じるとすると、荷重と反力との釣合いから

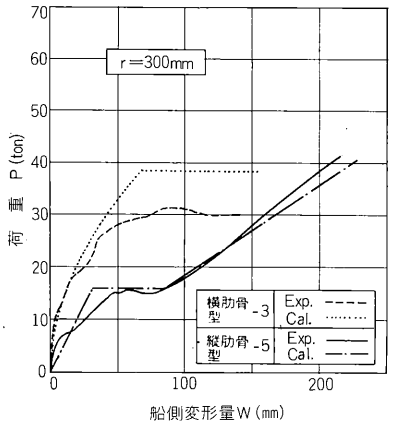
$$P=2\int_0^{\alpha}(2qr+T)\cos\theta d\theta \qquad (2)$$

$w=r(1-\cos\alpha)$ より

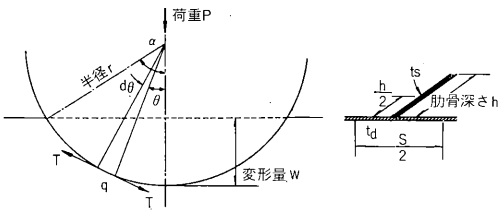
$$P=(4qr+2T)\sqrt{2\frac{w}{r}-\left(\frac{w}{r}\right)^2} \qquad (3)$$

ただし、Tは外板の幅b_d(甲板と船底外板との距離)の1/2を有効と仮定して$T=\sigma_Y t_s(b_d/2)$とした。ここで、σ_Yは材料の降伏応力で25(kg/mm^2)にとり、t_sは船側外板の板厚である。

$q=\sigma_Y t_{eq}$、ここでt_{eq}は、図—11に示すように肋骨心距および肋骨の深さの1/2を有効と考え、肋骨の効果を船底外板および甲板の板厚増加と仮定して考えた等価な板厚で、$t_{eq}=\frac{1}{2}\left(t_0+\frac{h}{s}t_w\right)$とおく。$t_0$は甲板あるいは船底外板の板厚、$t_w$は肋骨の板厚、$h$は肋骨の深さで、$s$は肋骨の心距である。図—8の実験結果よりすれば、$w/r=2/9$の橋脚突入量($\alpha=39°$)において荷重の増加は



図—10 荷島—船側変形量(r=300mm)



図—11 船側変形量(横肋骨構造)

少なくなり、その後は突入量が増加してもほぼ一定の荷重で変形が進んでいく。このことを考慮して、(3.2)式から近似的に(3.4)式が求められた。

$$P=\begin{cases}(4qr+2T)\left(2\frac{w}{r}\right)^{1/2}\times 0.94 & ;\frac{w}{r}<\frac{2}{9}\\ (4qr+2T)\times 0.63 & ;\frac{w}{r}\geqq\frac{2}{9}\end{cases} \qquad (3.4)$$

横肋骨式船側模型について(3.4)式で計算した結果を、図—8および図—10に実験値と比較して示している。これらの結果によれば、$r=450$mmの場合は実験値と計算値がよく一致し、$r=300$mmの場合は計算値のほうがいくらか大きくなっている。従って、(3.4)式をwについて積分して得られる吸収エネルギー曲線についても、図—12および図—13に示すように、$r=300$mmの場合には計算値と実験値とで若干差が生じているが、$r=450$mmの場合には良い一致を示している。なお、図—8の試験模型についての実験は、船の長さ方向を拘束しないで行ったので、破線で示す計算値は(3.4)式において$T=0$とおいて求めたものである。

次に縦肋骨方式の船側模型については、前述の船側部分の変形の状況から、図—14のように船側外板が変形すると考える。船側外板には膜力のみが生じ、甲板および船底外板は無視して考え、ウェブフレームが座屈して変形が次のウェブフレームのところまで拡大していく間、荷重は一定に保たれると仮定すれば、橋脚突入量wと荷重Pとの関係を表わす式として(3.5)式が得られる。

$$P=\frac{4T}{2j-1}\left(\frac{w}{l_b}\right) \qquad \cdots\cdots(3.5)$$

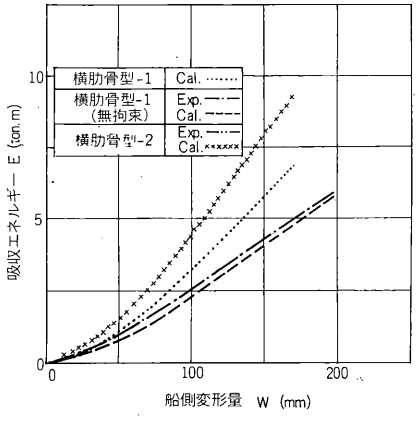
ただし、$T=\sigma_Y A$

A=(船側外板の断面積)+(船側外板付き縦肋骨の断面積の総和)

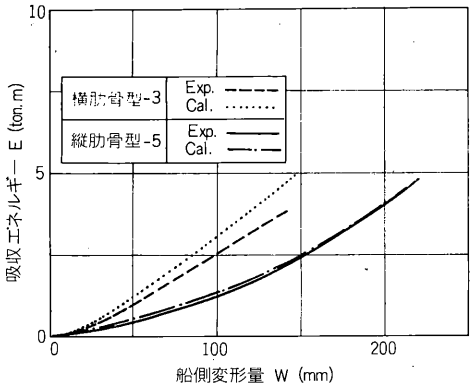
l_b:ウェブフレーム間隔

j:荷重点近傍のウェブフレームから順次外側のウェブフレームが座屈するにつれて、1,2,…という値をとる。

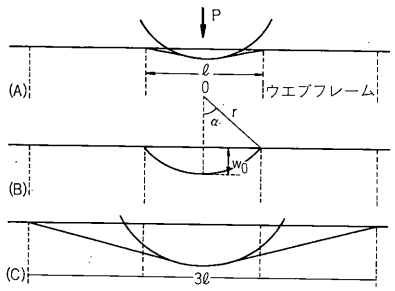
$j=1$から2へ移行するときの橋脚突入量w_0は、橋脚の円周部分がウェブフレームに接する点に相当していたので、$w_0=r\{1-\sqrt{1-(l/2r)^2}\}$に$r=450$mmを入れた値をとった。図—8および図—9に(3.5)式によって計算



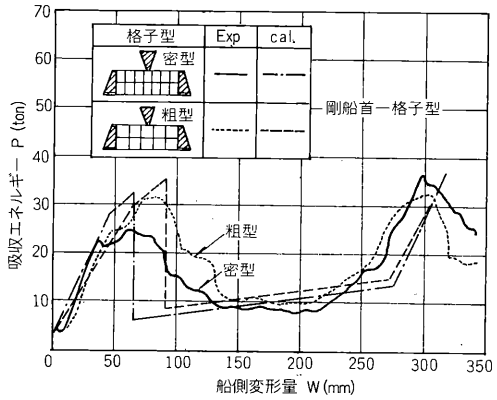
図—12 船側模型の吸収エネルギー—変形量曲線(r=450mm)



図—13 船側模型の吸収エネルギー—変形量曲線（r＝300mm）



図—14 船側変形量（縦肋骨構造）

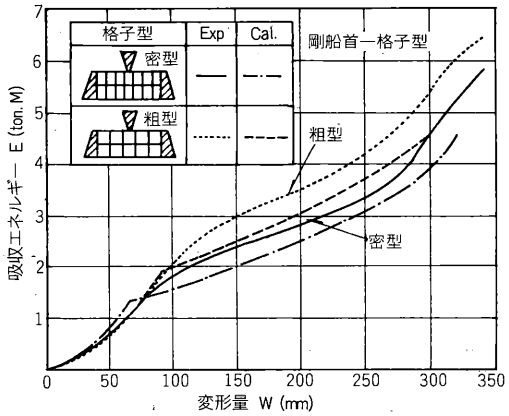


図—15 格子型緩衝工の荷重—変形量曲線

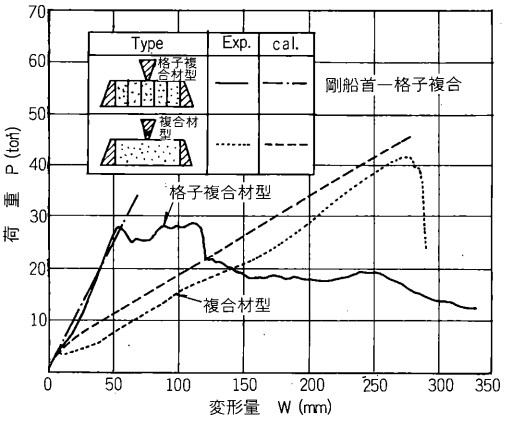
した実験値と比較して示しているが、(3.5)式と比較的よく一致している。

3.3 緩衝工単独実験

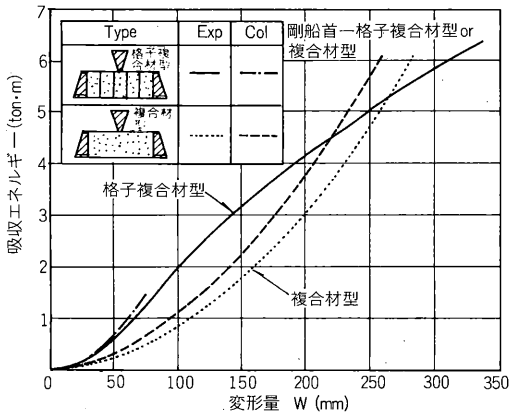
図—15は格子型の荷重—変形量曲線について、格子(粗)型と格子(密)型とを比較して示したものである。同図には後述する計算式による計算結果も併せて示している。実験値において荷重—変形量曲線に2つの山がみられるが、第1の山は主として外板の膜力によるものであり、第2の山は内板の膜力による反力上昇を示していると考えられる。格子(粗)型と(密)型とを比較すると、第1の山において外板の破断が格子(密)型の場合に早く生じ、山が小さくなっている。第2の山においては、格子(密)型の場合、縦桁が船首の側外板にあたるための反力が生じ、山の大きさが格子(粗)型よりやや大きくなっている。図—16に対応する吸収エネルギー曲線を示したものであるが、この曲線の特徴は、荷重—変形量曲線の山に対応して、吸収エネルギーの増加率が変わる点にみられる。格子(粗)型と(密)型とを比べると、第1の山に対応した



図—16 格子型緩衝工の吸収エネルギー—変形量曲線

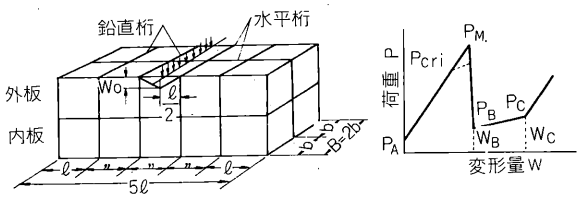


図—17 複合材型緩衝工の荷重—変形量曲線



図—18 複合材型緩衝工の吸収エネルギー変位量曲線

吸収エネルギーの差だけ(粗)型の吸収エネルギー値が高めになっている。この格子型のように外板の膜力の効果が大きい場合には、桁の間隔を密にすると、吸収エネルギーはむしろ小さくなることに注意する必要がある。次に複合材型の反力曲線を図—17に格子複合材型の場合と比較して示すが、荷重—変形量曲線の型が格子複合材型とはかなり異なっている。複合材型においては、反力は船首の突入が進むにつれて一様に上昇しており、この上昇は外板の変形が端部にまで広がって、端部に亀裂が生じるまで続いている。一方格子複合材型の場合には、亀裂は荷重の作用している領域の縦桁付近に生じており、その後、船首が縦桁の間に食込んで進んでゆき、格子型に似た挙動を示す。このため図—18に示す吸収エネルギー曲線において、船首突入の初期は格子複合材型の方が吸



図—19　格子型緩衝工

収エネルギーは大きいが、船首の突入が深く進むにつれて、複合材型の方が吸収エネルギーが大きくなる傾向にある。次に緩衝工の反力曲線を計算で求める。格子型緩衝工の反力曲線は、二重殻構造の衝突強度に関して用いられている計算式を応用して、図—19において水平桁が3枚に対して計算すると、船首の内板接触までの荷重 P と突入量 w との関係は（3.6）式となる。

$$P=\begin{cases} P_A+\left[\dfrac{8bT}{l}+\sqrt{6}\sigma_Y t_h\right]w & : P_A\rightarrow P_M \\ P_B+\left[6\sigma_0 t_h\tan\dfrac{\theta}{2}\right](w-w_B) & : P_B\rightarrow P_C \end{cases} \quad \cdots(3.6)$$

ただし、$T=\sigma_Y t_0$、　σ_Y：材料の降伏応力

t_0：外板の板厚

b：水平桁間隔

l：たて桁間隔

$\sigma_0=\sqrt[3]{\sigma_Y^2\sigma_{cr}}$（$\sigma_{cr}$ は水平桁の弾性座屈応力値）

t_h：水平桁の板厚

P_A：水平桁の座屈荷重値

$P_B=\sqrt{6}\sigma_Y t_h w_B$

θ：船首角

w_B：$0.5l\sqrt{2\varepsilon_B+\varepsilon_B^2}$（$\varepsilon_B$：外板の破断歪で0.2とする）

そして、外板が破断する前に船首荷重が作用している領域のたて桁が座屈する場合（$w_{cr1}<w_B$）には、P_{cr1} から破線のように折れ曲がり、（3.7）式で表わされる。

$$P=P_{cr1}+\left[\frac{8bT}{3l}+\sqrt{6}\sigma_Y t_h\right](w-w_{cr1}) \quad \cdots(3.7)$$

$$w_{cr1}=\frac{lt_v}{2T}\sqrt[3]{\sigma_Y^2\sigma_{crv}}$$

ここで、P_{cr1}：(3.6)式の $P_A\rightarrow P_M$ の式で $w=w_{cr1}$ を代入した P の値、t_v：たて桁の板厚、σ_{crv}：たて桁の弾性座屈応力値。

複合材型に対応する $P-w$ 曲線については水平桁の座屈荷重値 P_A、水平桁からの反力 $\dfrac{4}{\sqrt{6}}\sigma_Y t_h w$（複合材型の場合は水平桁2枚）、そして均一材（反力 q）で支持された外板からの反力 P_q の和で表されると仮定する。そして P_q については、図—19に示すように集中荷重が作用したとき、一様な q に支持された外板に膜力 F が生じているとして導いた。すなわち、突入量が w_0 のときの変形の広がりを c、撓み形を放物線に仮定して、$y=\dfrac{w_0}{c^2}(x-c)^2$ とすると、ウレタンフォームの圧縮歪エネルギー E_1 は（3.8）式で表わされる。

$$E_1=2\int_0^c 2qbydx=\frac{4qbw_0}{3}c \quad \cdots(3.8)$$

および外板の膜歪エネルギー E_2

$$E_2=2F\left[\int_0^c\left\{1+\frac{1}{2}\left(\frac{dy}{dx}\right)^2\right\}dx-c\right]=\frac{4Fw_0^2}{3c} \quad \cdots(3.9)$$

の和を $U=E_1+E_2$ とおけば、仮想仕事の原理によって

$P_q\delta w_0=\dfrac{\partial U}{\partial w_0}\delta w_0$ から

$$P_q=\frac{4qbc}{3}+\frac{8Fw_0}{3c} \quad \cdots(3.10)$$

ただし、$F=2\sigma_Y bt_0$

そして P_q が最小になるように変形が広がるとすれば、$\partial P_q/\partial c=0$ より $c=\sqrt{2Fw_0/qb}$、ただし $\sqrt{2Fw_0/qb}<l/2$、$\sqrt{2Fw_0/qb}\geqq l/2$ に対しては $c=l/2$ を(3.10)式に代入して

$$P_q=\begin{cases} \dfrac{8\sqrt{2}}{3}\sqrt{qbF}\sqrt{w_0} & : w_0<\dfrac{qbl^2}{8F} \\ \dfrac{2qbl}{3}+\dfrac{16Fw_0}{3l} & : w_0\geqq\dfrac{qbl^2}{8F} \end{cases} \quad \cdots(3.11)$$

を得る。そこで、(3.11)式で $w_0=w$ とおき、それに前述の P_A および水平桁の反力を加え合わせれば、P と w との関係として

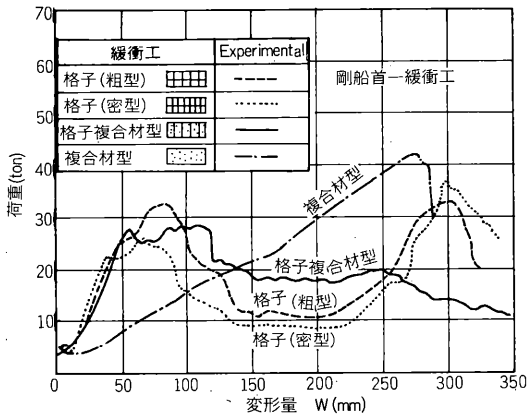
$$P=P_A+P_q+\frac{4}{\sqrt{6}}\sigma_Y t_h w \quad \cdots(3.12)$$

が得られる。（3.6）式あるいは（3.12）式を w について積分すれば吸収エネルギーが求まる。

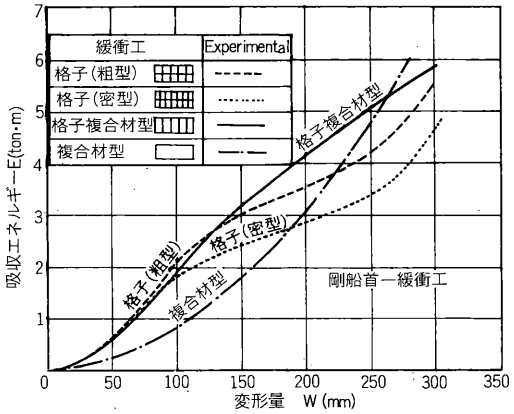
図—20、図—21に反力曲線および吸収エネルギー曲線について、各緩衝工の性能の違いを比較して示した。これをみると、反力曲線の特徴は複合材型と他の緩衝工とに大きく分かれており、吸収エネルギー曲線にも差が生じている。船首の強度は船によって異なることを考えれば、船首が圧壊するまでの性能として、反力が漸増する複合材型が一般的には望ましいと考えられる。

3.4 船首——緩衝工実験

図—22、図—23に荷重—変位量の関係を示す。太い破線は、船首—緩衝工の相互接近量、すなわち船首と緩衝工各々の変形量の和として表わされた量を示したものである。太い実線は、船首、緩衝工の各々の単独実験を重ね合わせたものである。すなわち図—21において、ある荷重 P に対して船首の変形量 w_s と緩衝工の変形量 w_{bu} と合わせたもの（w_s+w_{bu}）を変形量として示したものが、太い実線の曲線である。これをみると、格子型においては変形が始まる初期の段階で船首先端部に局部的に生じた変形によって、実線と破線に差が出ているが、その差はそれ程大きくない。又、複合材型に対しては、実線と破線はほぼ一致していることが判る。これらの事から、船首から緩衝工に衝突する場合には、船首と緩衝工各々の圧壊強度を重ね合わせることによって、吸収エネルギーおよび船首の変形量を求めることが出来るといえるであ



図—20 緩衝工形式による荷重—変形量曲線



図—21 緩衝工形式による吸収エネルギー—変形量曲線

ろう。荷重—変形量曲線から判ることであるが、衝突の初期の段階では、船首の変形に比べて緩衝工の変形が大きいために、吸収エネルギーはほぼ緩衝工単独の性能に近い値を示しており、その後船首の破壊によってエネルギーが吸収されている。従って、吸収エネルギー曲線は、変形の初期の段階では緩衝工の曲線、そして船首が圧壊した後は、船首の吸収エネルギー曲線と同じ傾向になる。又、緩衝工によって吸収されるエネルギー量は、複合材型の方が大きいことが判る。

3.5 実験のまとめ

橋脚および緩衝工に船舶が衝突する場合の相互の力学機構を解明するために、各々の模型を製作し静的に突入させて、実験を行った。これらの結果を要約すると以下のようである。

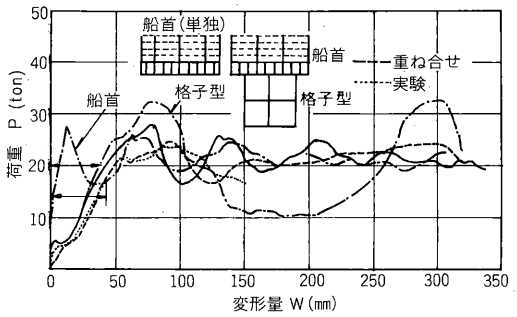
1) 船首、船側実験においては、実験と計算結果が比較的良く一致することが明確になり、実船の強度を推定することが出来る。

2) 最も苛酷な衝突姿勢の船舶衝突において、緩衝工が装備された場合、船首と緩衝工の各々の圧壊曲線を重ね合わせれば、船首が緩衝工に突入した時の変形状態を求めることが出来る。

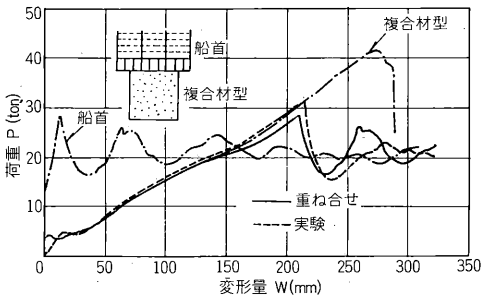
3) 緩衝工の種類としては、複合材型のような反力曲線をもつものが、力学的には望ましい。

4. むすび

架橋部を通行する船舶が操船ミスあるいは漂流等で、橋脚に衝突した時の船舶の安全性を確保するという見地から、橋脚に緩衝工を設置する上での問題点について、種々の検討が進められてきた。緩衝工を設計するに当っては、まず船体強度（船首強度、船側強度）を明確にする必要性があり、この模型供試体を製作し圧壊実験を行った。次に直接式緩衝工として、多室型緩衝工および複合材型緩衝工の2種類を選定し、これらの緩衝工の圧壊実験を行うとともに、船舶が緩衝工に衝突する場合の相互の力学的な機構を解明するために、船体模型と緩衝工模型の衝突実験を行い、衝突時に受ける荷重、吸収エネ



図—22 格子型緩衝工と模型船首衝突における荷重—変形量曲線



図—23 複合材型緩衝工と模型船首衝突における荷重—変形量曲線

ルギーについて考察した。解析にあたっては、複雑な衝突現象を全て理論的に解明することは困難で、仮定条件を設けて解析した部分もあるが、緩衝工の設計に当って、この仮定条件は特に問題はないと考えられる。なお、これら一連の実験結果は、「多室型緩衝工設計要領(案)」の一部として取りまとめられている。

最後に、本研究は本四公団の委託により運輸省船舶技術研究所において共同研究として行なわれたものであり、実験の実施および解析にあたっては、同研究所次長 長沢準氏、および有田喜久雄氏等がとりまとめられたものを抜粋、要約したものであることをお断りします。

参考文献

1) 本州四国連絡橋航行安全調査報告書（昭和50年度）
2) 同 上 （昭和51年度）
3) 同 上 （昭和52年度）
4) 同 上 （昭和53年度）
5) 通行船舶の橋脚衝突時の圧壊強度について（長沢、有田、谷、岡：日本造船学会論文集第142号）
6) 通航船舶の橋脚衝突時の圧壊強度について（第2報）（長沢、有田、谷、岡：日本造船学会論文集第146号）

欧州レーダー対策視察報告

Report of Research on Anti-Radar Ghost Measeures in Europe

工務第一部　海務課長　北風　潔
Kiyoshi Kitakaze

1. まえがき

船用レーダーは、広範囲に周囲の物標を探知し同時にその方位や距離を測定することができるため、他の船舶との衝突のおそれを判断したり自船の位置を知る手段として大いに活用することができることから、とくに夜間や視界不良時等比較的航海条件の悪い状況のもとにおいては有用な航海計器の一つであるといわれている。

レーダーは、我が国においては第二次大戦後一般船舶に装備されるようになったが、昭和49年11月東京湾において視界不良時にＬＰＧ船第拾雄洋丸衝突火災事故が発生したことが契機となって昭和50年11月船舶設備規程が一部改正され、500トン以上の船舶及び300トン以上の旅客船・危険物積載船にあっては１台、200メートル以上の船舶にあっては２台のレーダーの装備が義務づけられ、又レーダーの性能が向上しその使用方法も簡素化されたこともあって、最近では、港内等を航行する小型船を除きほとんどの船舶にレーダーが装備されている。一方海上交通の世界的すう勢から「1972年国際海上衝突予防規則に関する条約」をうけて、昭和52年６月海上衝突予防法が全面改正され、新たにレーダー航法がとり入れられる等、レーダーに関する法の整備が行われている。

このような情勢を踏まえて、本四架橋が計画された昭和45年頃から架橋がレーダー映像に及ぼす影響に関して調査が行われたが、対策が必要とされるレーダー障害については明らかにされぬまま推移していた。たまたま、山口県大畠瀬戸に架橋された大島大橋において、昭和51年３月同橋を媒体とする鏡面反射によるレーダー偽像が発生することが明らかとなったことから、レーダー障害問題が急に表面化し、同年４月全日本海員組合から日本道路公団に対して障害除去対策を講ずるよう強い要求がなされた。これを契機として、本四公団に設置されている旅客船問題等調査会航行安全部会においても、昭和51年５月「本四架橋についても、架橋が船用レーダーに及ぼす影響についてさらに調査し有効適切な対策を検討する必要がある。」旨の提言がなされ、本四公団はこれをうけて橋梁ごとに偽像発生の予測を行うとともに航法上の障害の程度について検討を行う一方、電波吸収材の開発実験や構造上の対策の検討を行っている。しかしながら、対策が必要とされるレーダー障害の程度の判定や技術的対応の可否等今後解決すべき多くの問題が残されているため、当面の対応に苦慮しており、欧州等諸外国におけるレーダー障害対策について早急に調査する必要性が痛感された。このような折、海洋架橋調査会において欧州における海洋構造物と海難防止施設の調査のため調査団が派遣されることとなり、その一員として、昭和54年６月23日から20日間、西ドイツ、オランダ、イギリス、及びフランスを訪問する機会を得、これら先進国におけるレーダー障害対策について調査することができたので、その概要を紹介することとしたい。

2. 欧州におけるレーダー障害対策

今回訪問した西ドイツ等４か国は、主要港湾のほか河川が船舶航行の場として大いに活用されており、レーダー情報網の整備等航行安全対策も進んでいるといわれているため、これら河川等に架橋されている橋梁によって生ずるレーダー障害に対して、行政機関がどのように対応し、具体的にどのような対策が講じられているか等に主眼をおいて調査を行った。

2.1 西ドイツ

航路標識試験所（コブレンツ）、連邦運輸省内陸航行水路局（ボン）、デュッセルドルフ市建設局及び電波吸収材の研究開発を行っているウニテクタ社（デュッセルドルフ）を訪問するとともに、ライン川（マンハイム―デュッセルドルフ）に架橋されている31の橋梁について航行援助施設の調査にあわせ、レーダー障害対策に対する現地調査を行った。その結果については次項で詳しく説明する。なお、西ドイツには、ライン川のほかに北海に接続しているエルベ川、ウェーゼル川、ヤーデ川及びエムス川があるが、川口等にはそれぞれ主要な港湾があるため、その周辺にレーダー網を整備することによって航行の安全が図られている。

2.2 オランダ

運輸公共省土木局橋梁管理部（ハーグ）及びロッテルダム港湾局海事部を訪問した。

西ドイツにおけるレーダー障害対策に関する研究については熟知しているが、オランダではレーダー障害問題が提起されたことはないため、対策を講じている橋梁はないとのことであった。なお、ロッテルダム港においては、レーダー網を整備することによって航行の安全が図られている。

2.3 イギリス

フォース港管理事務所（エディンバラ）を訪問した。

フォース港内には、鉄道橋と道路橋が並行して架橋されており、両橋によるレーダー障害はあるとのことであったが、同港は港則港が適用され、一定の船舶に対して水先人の乗船、位置通報、視界不良時の航行禁止等の規制が行われているほか、両橋を挟んで前後に設置されているレーダーにより船舶の動静をは握し必要に応じて情報提供又は航行に関する指示を行うことにより航行の安全が図られており、レーダー障害問題は生じていない。

2.4 フランス

運輸省航路標識局を訪問した。

海岸航路標識規則には、橋梁に設置すべき標識、音響信号、レーダー信号等に関する規定があり、サン・ナゼール橋には、レーダー反射板付燈浮標及びレーダー電波に対して信号を返すレーコン装置が設置されているとのことであった。

3. 西ドイツにおけるレーダー障害対策

3.1 レーダー障害対策がとりあげられたいきさつ

ライン川には、多数の鉄道橋や道路橋が架橋されているが、このうち1945年から1960年頃までに建設された橋梁は、トラス橋とアーチ橋が大半を占め、このほか鋼箱桁橋、吊橋、斜張橋もあるが、そのほとんどが2主桁又は2 Box桁構造であって多重反射によるレーダー偽像を生じやすい構造のものが多く、一方第二次大戦後ライン川を航行するほとんどの船舶にレーダーが装備され、霧の発生する冬期等レーダー航行する船舶が多くなったことから、1956年頃橋梁によるレーダー障害に起因して船舶間にニヤミスが発生したため、船舶協会から運輸省に対してレーダー障害対策に対する要請がなされ、これが契機となってレーダー障害問題がとりあげられるようになった。

3.2 行政機関の対応

1) 連邦運輸省に所属している航路標識試験所は、この要請をうけて、電波の幾何学的解析により橋梁によるレーダー偽像発生の原因を解明するとともに、構造及び電波吸収材による対策に主眼をおいた研究実験を行っており、その成果を発表して、橋梁建設者がレーダー障害対策を講ずるうえでの指針としている。

2) 連邦運輸省は、1968年4月連邦水路法が制定され、同法施工後ライン川等連邦水路内又は水路上において橋梁等を建設又は変更する場合であって船舶の運航の安全が阻害されるおそれのある場合には、内陸航行水路局の許可を要することとなったことをうけて、1969年4月運輸大臣文書により、橋梁部材間を多重反射することによって生ずるレーダー偽像を、船舶の運航の安全を阻害するおそれがあるものとして対策の必要性を指摘するとともに、偽像発生の原因並びに橋梁の材料や構造による影響の度合を解説することによってレーダー障害対策を講ずるうえでの方向づけを行っている。

3) 航路標識試験所は、1972年に完成したクルト・シューマッハ橋（斜張橋2 Box桁）においてレーダー障害が発生したことから、同年9月電波吸収材による実橋実験を行い、その結果を含め同所における研究成果を1973年7月の技術報告書No.596に発表、有効な対策として次のような提案を行うと同時に、対策の採用にあたっては、対策に要する費用、構造上の安定性及び腐蝕防止策等を考慮する必要があるが、一般的には費用の面で電波吸収材による対策をとることが有利である旨推奨している。

① コンクリート構造とする。コンクリートの反射損失は8～10dB程度。

② 単一の箱桁とする。

③ 2 Box桁又は2主桁構造とする場合は

a. 箱桁内面を5度以上傾斜する。

b. 箱桁又は主桁の内面に反射板又は金網を5度以上傾斜させて取付ける。

c. 箱桁又は主桁の内面の電波が入射する部分に電波吸収材を張付ける。電波吸収材の反射損失は13 dB以上、箱桁下縁からの高さはレーダーアンテナの高さを考慮し1メートル程度必要。

④ 橋梁が近接している場合は、二橋間の多重反射を防止するため箱桁外面を傾斜する。

3.3 橋梁の建設とレーダー障害対策

連邦水路に橋梁を建設しようとする者は、連邦水路法に基づく建設許可申請を行う際に、航路標識試験所のレーダー障害に関する鑑定書を添付しなければならない。したがって、事前に同試験所の技術指導を受けることとなるが、同試験所はトラス橋のような構造の複雑な橋梁に対する対策については研究の対象としていないところから、今後建設される橋梁としては、斜張橋や鋼箱桁橋のような比較的対策の講じやすい構造のものが計画されるものと考えられる。

3.4 ライン川におけるレーダー障害対策の実施状況

1) 今回現地調査を行った橋梁のうち、連邦水路法が施行された後の1970年代に建設されたものは、表—1のとおり、何らかの対策が講じられている。

2) ウニテクタ社の資料によれば、表—2のとおり、電波吸収材による対策が講じられた橋梁は4橋ある。

3) 連邦水路法施行前に建設された橋梁は、同法が適用されずレーダー障害対策の施行が義務づけられないため、同法施行後に対策を施工したものは見当らないが、1960年代に建設された橋梁のうちには、レバークーゼン橋（斜張橋1 Box桁）のように、結果的に対策が講じら

表－1

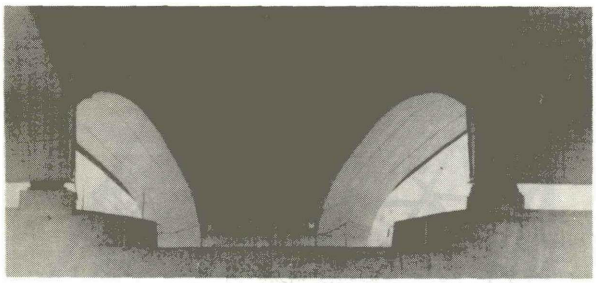
建設年	橋梁名	交通別	型式	構造	レーダー障害対策の概要	所在地
1971	コンラットアデナウアー(ボン・ジュート) Konrad Adenauer	道路	鋼箱桁橋	2Box桁	Box桁内面を10度傾斜	ボン Bonn
1972	クルートシュマッハー(マインハイム・ノルト) Kurt Schumacher	〃	斜張橋	2Box桁	Box桁内面下縁に電波吸収材張付(1974)	マンハイム Mannheim
1973	オーパーカッセル Ober Kassel (er)	〃	〃	1Box桁	単一箱桁、工事中に旧橋が近接していたためBox桁外面を18度傾斜	デュッセルドルフ Düsseldorf
1976	コブレンツ・ジュート Koblenz Süd	〃	鋼箱桁橋	1Box桁	単一箱桁、近接してホルヒ・ハイム橋があるためBox桁外面を傾斜	コブレンツ Koblenz
1978	ノイヴィート Neuwiet	〃	斜張橋	1Box桁	単一箱桁	ノイヴィート Neuwiet
1979 工事中	デュッセルドルフ・フレー Düsseldorf Flehe	〃	〃	1Box桁	単一箱桁	フレー Flehe

表－2

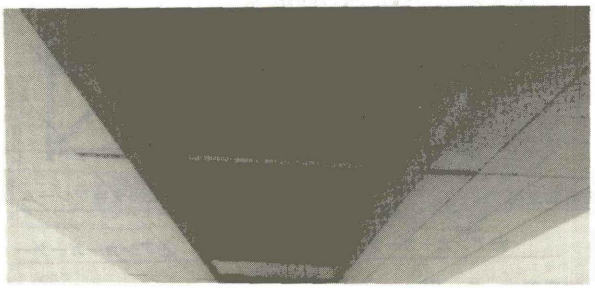
橋梁名	施工範囲			施工時期	建設主	所在地
	高さm	長さm	面積m²			
クルートシュマッハー (ライン川橋梁)	1.1～0.7	250～75	720	1974年7～8月	マンハイム市建設局	マンハイム
不詳 (ライン川橋梁)	0.8	130	208	1976年5～6月	フライブルグ水路航行監督局	ヴィンターズドルフ～ロッペンハイム
不詳 (マイン－ドナウ間運河橋梁)	1.0	50	100	1976年9月	バンベルグ市建設局	バンベルグ
不詳 (ザール川橋梁)	0.8	60	130	極最近	ザールブリュッケン水路航行事務所	ザールブリュッケン



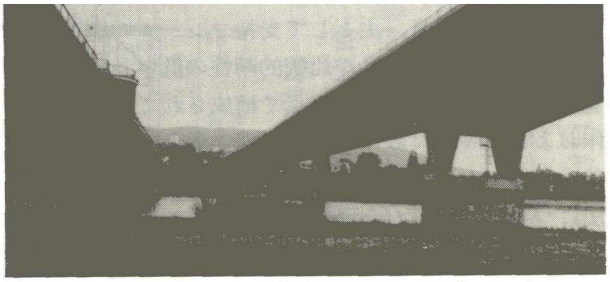
ノイヴィード橋（ライン河―ノイヴィード）



コンラッドアデナウアー橋（ライン河―ボン）



クルトシューマッハ橋（ライン河―マンハイム）



コブレンツ・ジュード橋（ライン河―コブレンツ）

れた形となっているものが数橋見受けられた。

4．あとがき

西ドイツにおけるレーダー障害対策は、ライン川における水路が局所的にはほぼ直線的でありかつ可航幅は300メートル程度であまり変化がないこと、レーダー障害は多重反射によるものであること、船舶のレーダーアンテナの高さは総体的に低いこと等の理由から橋梁建設にあたって構造面及び経費面での対応が比較的容易であってさしたる困難を伴わずに実施されており、条件の異なる本四架橋の場合と同一に論ずることはできないが、旧来からある大半の橋においてはレーダー障害があるにもかかわらず、新しく建設する橋に対してはできるだけ対策を講じて行こうという西ドイツ官民の船舶の航行安全に対する割切ったしかも前向きなものの考え方には大いに学ぶべきものがあった。

大鳴門橋ケーブルアンカーフレームの設計

Design of Cable Anchor Frame of Onaruto Bridge

鳴門工事々務所　第三工事長　田中淳之
Atsuyuki Tanaka

1．まえがき

大鳴門橋は、本四連絡橋の神戸・鳴門ルートに属し、淡路島、大毛島間の鳴門海峡を横断する中央支間長876mの3径間2ヒンジ道路・鉄道併用吊橋である。また、ケーブル工法としては、架橋地点が風の強い地域であり、風に対する作業性向上等の面から、関門橋、因島大橋と同様に、プレファブ・ストランド工法を採用している。

ケーブルアンカーフレーム（以降アンカーフレームという）は、ケーブル端部を定着し、アンカレイジ躯体に吊橋のケーブル張力を安全、確実に伝達する役目を持つ、吊橋の重要な構造部分の一つである。一般に、アンカーフレームはケーブル定着部、引張材、アンカーガーダーからなる〝本体部〟、および躯体コンクリート打設完了迄の期間、本体部の自重（風、地震を含む）を支え、かつ、本体部を所定の空間座標に正確に保持するための仮設的部材である〝支持フレーム〟とで構成される構造物の総称である。従来、主として支持フレームの構造については、主構、耐風構等が比較的剛性の低い多数の部材により、多構面、かつ、多格点で構成されているために、製作および架設時における精度管理に多大の労力と神経を払う必要がある等の短所を持っており、その部材構成方法については、未だ合理化の余地が残されているといえる。また、プレファブ・ストランド工法の場合、エア・スピニング工法に比較して、1ケーブル当りの構成ストランド数が3～4倍と多いのが特徴で、アンカーフレーム構造は、それに応じた構造の工夫を必要とする。

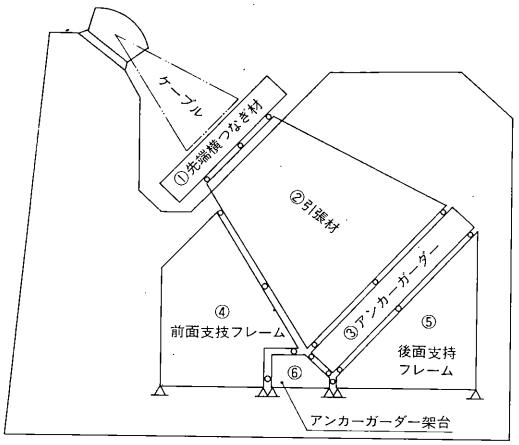
本橋のアンカーフレームは、各々の引張材の先端にストランドを直接定着する、いわゆる〝引張材直接定着方式〟を採用しており、主たる構造上の特色は、支持フレームおよび引張材先端部の構造に合理化を施した点にある。即ち、①支持フレームを従来の構造形式に捉われずに、機能上、必要最少限の部材構成とし、かつ、引張材を支持フレーム部材として共働させ、省力化を図る、②引張材先端の相互を連結する部材（先端横つなぎ材）を設け、引張材の曲げ耐力と精度管理の向上を図る、などの方式が過去の実施例に比較して合理化した点である。

本文は、本形式のアンカーフレームを採用するに至った経緯と、構造各部の設計概要について述べるものである。なお、文献3)と重複する部分については、極力割愛させて頂いた。同文献と併せて参照頂ければ幸いである。

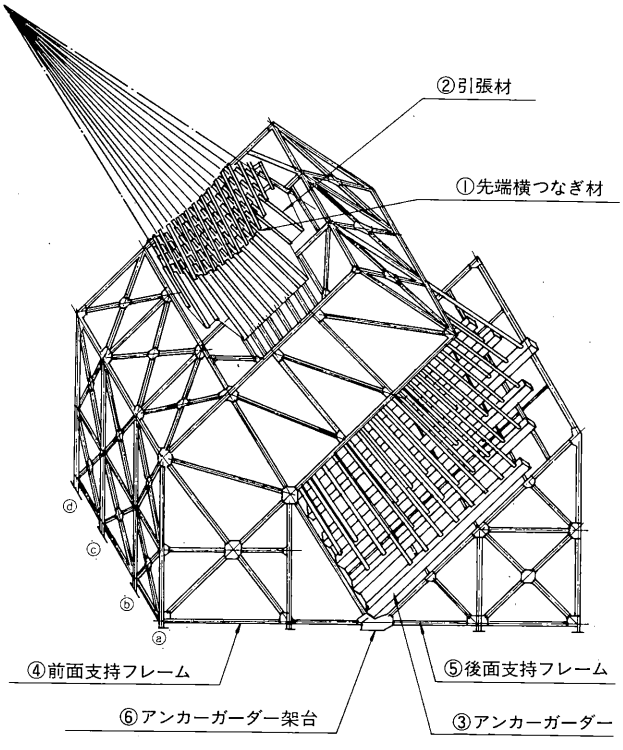
2．構造概要および設計条件

2.1　構造概要

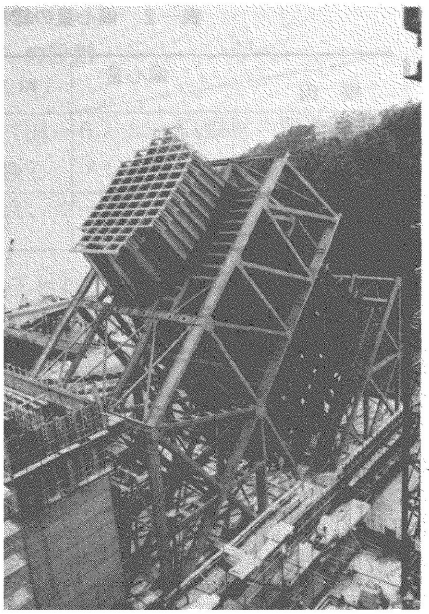
本橋のアンカーフレームは、図－1に示す構造部分によって構成されており、図－2（および写真－1，2）は、同構造を立体的に表わしたものである。図－3に、本橋のアンカーフレームの一般図を示す。



図－1　大鳴門橋ケーブルアンカーフレーム概念図

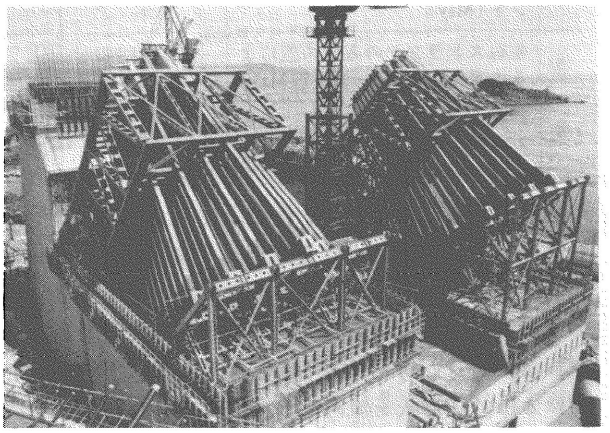


図－2　大鳴門橋ケーブルアンカーフレーム立体概要図



写真－1

架設完了状況
（前方より）



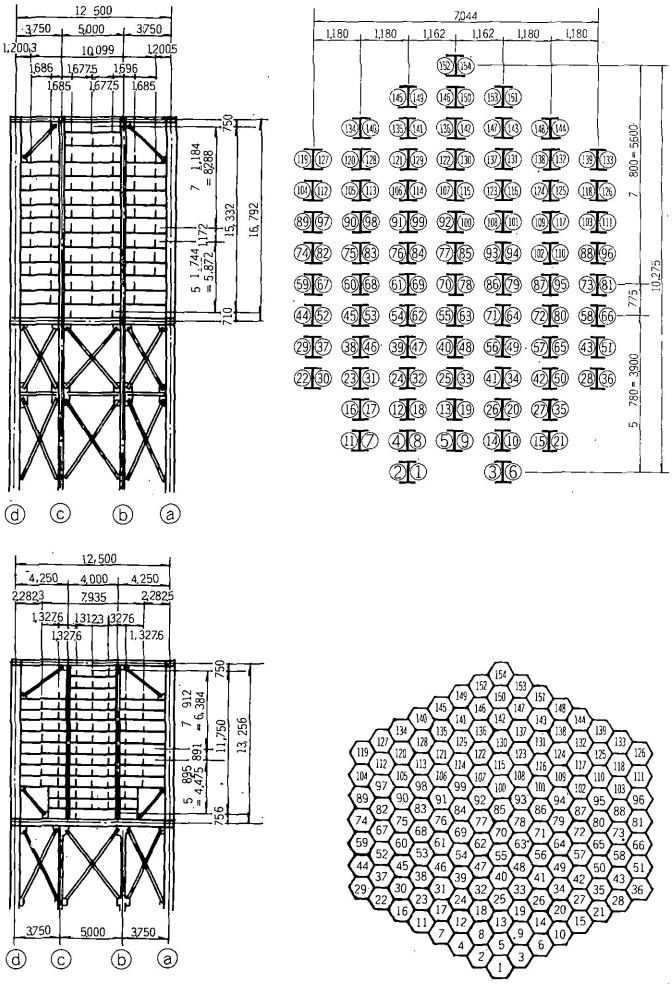
写真－2　架設完了状況（後方より）

2.2　設計条件

表－1は、本橋のアンカーフレームの設計条件を示したものである。なお、設計に用いる張力（Nf）は、スプレーサドル部におけるケーブル作用張力(N)に、①死、活荷重時のサドルの移動によるストランド張力のバラツキ、および②ケーブル架設時の張力導入誤差等を考慮して、10%加算した値とした。

表－1　設計条件

I　ケーブル諸元	
1）亜鉛メッキ素線径	5.37mm
2）1ストランド構成素線数	127本／ストランド
3）ケーブル構成ストランド数	154本／ケーブル
4）素線の許容応力度	64kg／mm²
5）ケーブル最大張力	28,350t／ケーブル
6）ケーブル直径	840mm
II　設計荷重	
1）スプレー部作用張力	N ＝173.3t／ストランド
2）アンカーフレーム設計張力	N_T=1.1N=191t／ストランド
3）左右のストランドの張力差(5%)	$\triangle N_T$=0.05N_T=9.6t
4）風荷重（基本風速）	V_{10}＝33.0m／sec.
（設計風速）	V_D=49.5m／sec.
5）地震荷重（水平震度）	K_H=0.1
III　最大部材の制約	
1）最大重量	6t
2）最大長さ	15m



図－3　大鳴門橋ケーブルアンカーフレーム一般図

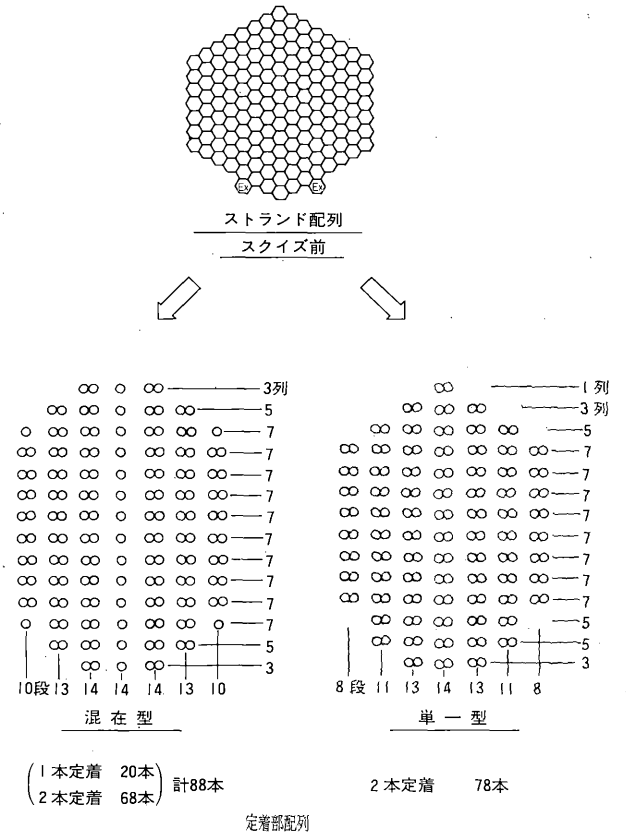
3．引張材の設計

3.1　ストランドと定着部の配列

本橋のケーブルは 154本のストランドで構成され、スクイズ前の配列は、関門橋と同一のポイント・トップ型の横長偏平六角形である。

従って、定着部の機構として、スプレーサドル部におけるストランドの配列と軸対称に配列するためには、1本定着と2本定着が混在する。しかし、本橋の場合、構造上および製作、施工性を重視して、すべて2本定着の単一型とする方式を採用した。（図－4、参照）この場合、混在型に比較して、やや非対称となるため、スプレーサドル部におけるストランドの形崩れと、ストランド方向と引張材軸線とのずれが極力発生しないように、サドルの溝線形とスペーサーの形状を設定する。

次に、引張材をストランド方向に合せて方射状に配置し、ストランド定着部は鉛直投影面内でケーブル理論IP点を中心とする円筒状として、〝先端横つなぎ材〟との結合構造を容易にする。



図－4　ストランドと定着部の配列

3.2　引張材の設計

引張材には、軸力のほか、種々の要因による二次応力が発生する。二次応力の発生要因として、①ストランド方向と引張材軸線とのずれ、つまり、スプレーサドルIP点における偏心量、②左右のストランドの張力差、③引張材の自重、その他がある。①による偏心量を表－2に示す。（注：偏心量の定義および個々の発生要因の内訳については、文献3)を参照されたい）また、引張材各部

表－2　偏心量の総括

（単位：mm）

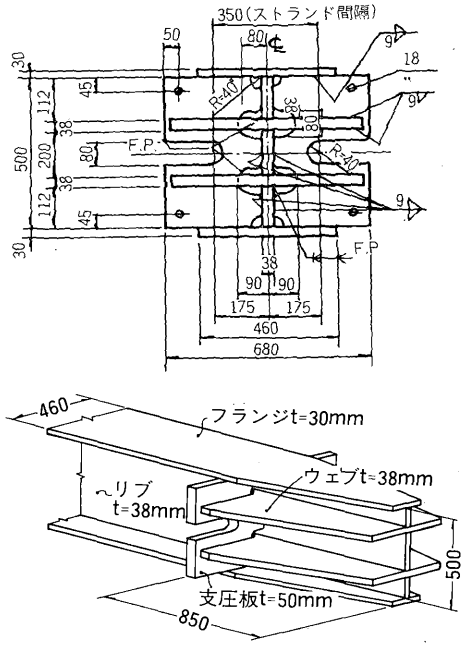
偏心量 / 要因	鉛直 ey	水平 ez
設計上	107	124
構造、製作、施工上	187	127
合　計	294	251

表－3　引張材の設計に考慮する断面力

断面力の種類 / 構造部分		定着部	気中張出部	一般部継手部
①	設計張力（N_T）	○	○	○
②	引張材自重による曲げモーメント（Md）	—	○	○
③	偏心による鉛直方向曲げモーメント（M_{1z}）	—	○	—
④	偏心による水平方向曲げモーメント（M_{1y}）	—	○	—
⑤	左右ストランドの方向の差による水平方向曲げモーメント（M_{2y}）	○	○	—
⑥	左右ストランドの張力差による水平方向曲げモーメント	○	○	—

の設計に考慮した断面力の内訳を表－3に示す。

ストランド定着部の構造形式は、鋼板溶接方式のほか、ボルト接合方式および鋳鋼溶接方式を検討したが、耐力および製作・施工の信頼性、コスト等を比較した結果、鋼板溶接方式が有利であると判断した。設計は立体ＦＥＭにより寸法形状を決めたが、アンカーフレームの〝かなめ〟の部分であるので、溶接施工性試験および実物大モデルによる耐力確認試験を実施した上、リブとウェブの集成方法および溶接の範囲と仕様を最終的に決定した。図－5に定着部の構造を示す。

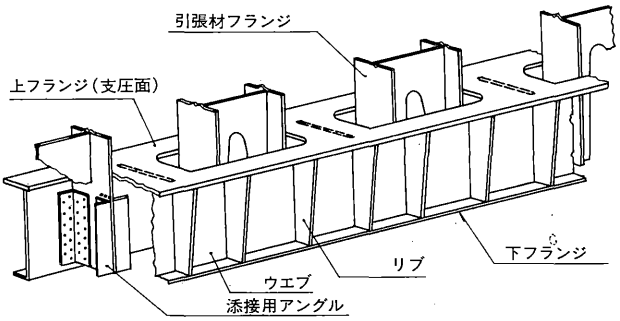


図－5　引張材定着部構造

4．アンカーガーダーの設計

アンカーガーダー（図－6）は、引張材の張力をコンクリートの支圧に変換し、アンカレイジ躯体に伝達させるもので、本橋の場合、ガーダーの上フランジを支圧面としている。

設計は、コンクリートとガーダーの関係を弾性支承上の梁モデルとして取扱い、上フランジには、①梁作用と



図－6　アンカーガーダー概要図

しての応力のほかに、②リブで支持された3辺固定、1辺自由の版応力を重ね合せた応力で断面を決定した。また、予じめ、以下の要因分析を行い、設計に用いる解析モデルを設定した。

1) ガーダーの反力分布の支配要因であるコンクリートの地盤係数モデルの仮定（表－4）およびガーダーの剛度の大小の影響。
2) ガーダーは架設クレーンの吊能力より分割を避けられないが、構造上、全強では添接できない。従って、この部分をピン結合モデルとした場合の影響。
3) 梁応力に対するウェブのディープビームとしての影響。

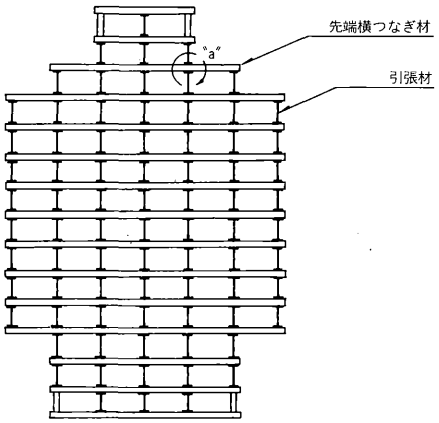
表－4　コンクリートの地盤係数モデル

	仮　定　モ　デ　ル	地盤係数K (t／m²)
①	直接基礎と仮定	0.482×10^6
②	アンカレイジを薄い片持版にスライスした場合	1.380×10^6
③	コンクリート上に無限長の梁があると仮定（二次元）	0.689×10^6
④	コンクリート上に無限長の梁があると仮定（三次元）	2.450×10^6

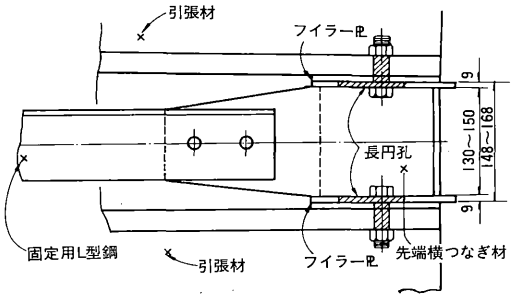
5．先端横つなぎ材の設計

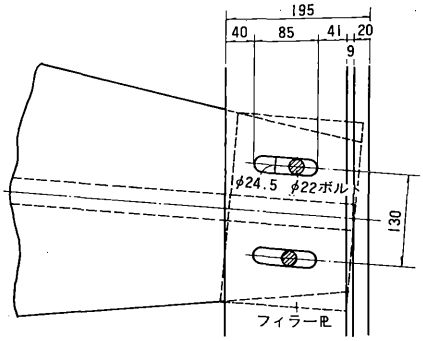
本構造（図－7）は、①架設時の精度保持、および②引張材の曲げ耐力の向上、を目的として設置するもので、本橋アンカーフレームの設計上、支持フレームに次いで特色ある構造部分である。

設計に当っては、上記②の目的から、ケーブル張力の



図－7　先端横つなぎ材（正面図）





図－8　先端横つなぎ材（"a"部詳細図）

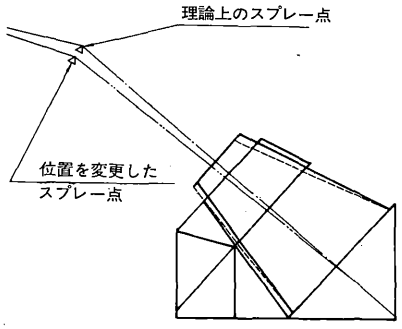
増加に伴なう引張材の伸び（約20㎜）を拘束しない機構とすることを前提とした。つまり、引張材をつなぎ材により完全固定して移動を拘束すると、引張材が放射状にケーブルIP点方向に向っているために、楔作用による拘束応力が引張材に生じるからである。

伸びに対する移動機構は、図－8に示すように、横つなぎ材には引張材の伸び方向に長円孔を設け、これをL型鋼により支持フレームに固定する一方、移動側の引張材先端にはボルトが取付けられ、引張材の伸びに伴なう移動は、この長円孔に沿って引張材に固定されたボルト部が移動する仕組となっている。なお、ボルトは、移動可能な程度に締付け、セン断ボルトとして設計する。

5.1　架設時の精度保持

引張材先端の相互の位置関係は、x、y、z方向ともに、このつなぎ材で規制される。約30mの高所での独立した引張材の先端座標をすべて計測することは容易では

ないが、つなぎ材により相対位置が保たれておれば、代表的な位置の計測のみでよく、精度管理を容易にする。さらに、仮に、引張材群として大きな誤差が発生し、計算上、過応力となる場合にも、図－9のようにスプレーサドルの据付位置の変更で調整できる利点を有している。

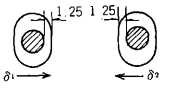
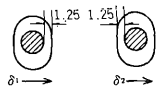
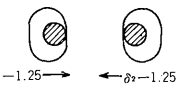
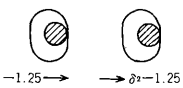
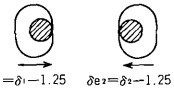
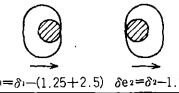


図－9　引張材群偏心時の調整

5.2　引張材の曲げ耐力の向上

引張材の気中張出し部には、既に述べた偏心量等による二次応力的な曲げモーメントが発生する。設計上は、これらを考慮するものの、不測の誤差に対する安全の余地を持たせておく事も工学的配慮として必要なことである。この要望を満たすには、偏心等に伴なうストランドの水平分力を支えるだけの極く小断面のストラット（横つなぎ材）を設ければ十分である。つまり、つなぎ材の分配効果により、引張材相互が共働して曲げに抵抗するものである。

表－5　先端つなぎ材の分配効果模式図

	CASE 1 分配効果の大きい時	CASE 2 分配効果の少い時
引張材先端の移動	$\delta_1 \rightarrow \quad \leftarrow \delta_2$	$\delta_1 \rightarrow \quad \leftarrow \delta_2$
1．架　設　時		
2．横つなぎ材タッチ		
3．分配開始		
水平方向の曲げモーメント減少率＊	$\frac{1}{\delta_1}\left(\frac{\delta e_1-\delta e_2}{2}+1.25\right)$	$\frac{1}{\delta_1}\left(\frac{\delta e_1-\delta e_2}{2}+37.5\right)$

注）1．図中の◍は引張材側のボルト（ϕ22）を、◯印は横つなぎ材側の長円孔（ϕ24.5）をそれぞれ示す。
2．＊：横つなぎ材の分配効果を考慮した曲げモーメントを引張材単独系の曲げモーメントで除した値。

横つなぎ材の分配効果は、引張材側のボルト径ϕ22に対し、つなぎ材側をϕ24.5としているので、その孔径差により、表－5の模式図に示すように効果は若干、低減するが、一方、つなぎ材自身の温度変化に伴なう伸縮による温度応力を、この孔径差が吸収し、逆にプラス効果にもなっている。横方向曲げモーメントの引張材単独系に対する減少率を、例題として5AアンカーフレームのN段について計算すると、分配効果の最も大きい場合で28%、また、最も少ない場合で92%に、曲げモーメントは減少しており、その効果が計算からも証明できる。

6．支持フレームの設計

6.1　合理化に対する検討経緯と構造概要

元来、支持フレームは、アンカーフレーム本体部の精度よく据付けるために必要不可欠のものであるが、反面、アンカーフレームをコンクリートに埋設後は全く不必要なものであって、型枠同然の仮設部材である。従って、支持フレームをできるだけ軽量、かつ、簡略化できれば、アンカーフレームの構造設計における合理化が最も効果的に実施できるといえる。

本橋の支持フレームは、上記の観点から、従来の支持フレームの構造形式に捉われずに、努めて必要最少限に部材を削減し、より合理的な骨組構成を行ったものであり、過去の実施例に比較して、より簡略化された構造形式である。

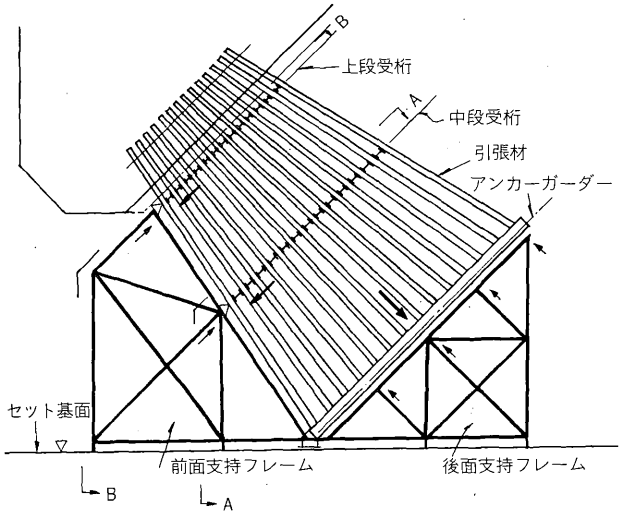
支持フレームを極限に省力化した基本原案を図－10に示す。本案は、引張材群とそれを支える前、後面支持フレームからなり、引張材の自重は引張材間の受桁を介して順次下段の引張材に伝達させ、引張材自体を〝柱〟として有効利用しょうとするものである。

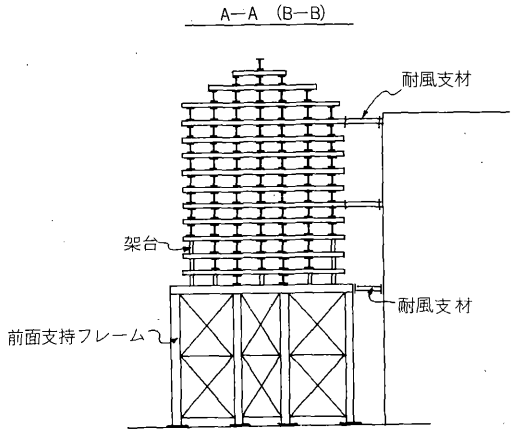
しかし、基本原案の場合、①下段に行くに従い自重による摩擦抵抗が大きくなり、引張材の縁切りが困難となる。②柱部分となる引張材は座屈に対し補強を必要とするが、引張材の伸びを拘束する様な補強リブは設けられない。③引張材との間を型鋼の受桁で積上げて行く場合、型鋼のロール公差が上段では累積し、所定の精度に治めることが困難となる。④現地架設のみを考えるとアンカレイジ中央壁を耐風壁に利用できるが、製作工場での立体仮組を実施する場合には、ある程度の横剛性を必要とし、かつ、本橋の5Aでは中央壁がない。等の問題を解消しなければならない。

以上の経過から、①～③に対しては独立した受桁方式とし、④に対しては剛なラーメンフレームで構成することにより、先の問題を解消できる見通しが得られたので、これを基本として設計を進めることとした。

採用案の支持フレームの構造は、図－2、図－3に示される。図－3から、わかるように、本支持フレームの特徴は、従来の支持フレームに比べて、フレームが前面①と後面⑪とに分離しており、①と⑪とを結ぶフレーム部材を省略している点である。

本構造形式は、引張材がこの2つの支持フレーム（①および⑪）の受桁（図－3、Ⓑ、Ⓒ、Ⓓ参照）により支持され、さらに、引張材を受桁にボルトにて固定する構造となっており、これにより、前面支持フレーム①と後面支持フレーム⑪が受桁および引張材を介して有機的に連結され、支持フレームおよび引張材が共働して、全体





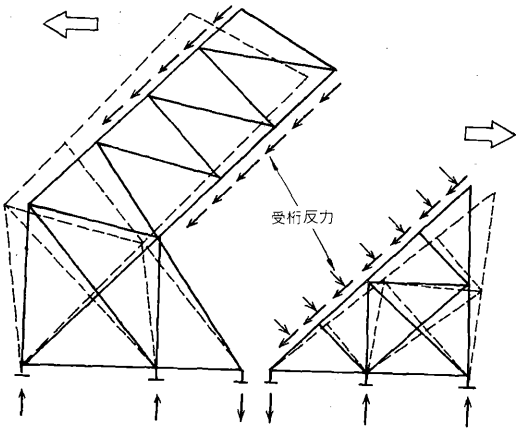
図—10 支持フレームの基本原案

剛性、強度を確保する合理的かつ、経済性を図った構造である。

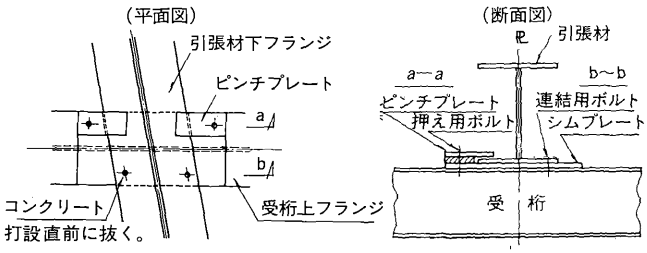
また、アンカーフレーム本体部の重量を支える主構面の数も、過支の例では5～6構面で構成しているが、本形式では4主構面（図—3，ⓐ～ⓓ）で構成しており、さらに、引張材を支持する受桁面数も、引張材自身の持つ曲げ剛性を最大限有効に利用して、3支持面（図—3、Ⓑ～Ⓓ）に減らしている。

6.2 支持フレームの設計

先に述べたとおり、本形式の支持フレームは前、後面支持フレームに分離しており、その間を鉛直、水平面ともに連結する部材を省略しているために、従来の支持フレームに対比して、剛性の点で、若干、不利な面がある。今、図—11に示すように、アンカーフレームの自重を前、後面の支持フレームに各々の受桁反力として載荷し、両支持フレームを各々単独系で解析すると、各支持フレームは矢印の方向に変位し、アンカーフレームを精度よく据付けるには不都合となり、さらに、支承の一部に負反力を生じることは安定上も好しくない。この現象は、両支持フレーム間を連結していないために起るものである。そこで、この腹材欠損による剛性不足を補うために、引張材と支持フレームをボルトにて連結し、共働させることにより、フレーム全体の剛性を高める。図—12は、引



図—11 単独系の支持フレームの挙動（引張材を連結しない場合）



図—12 引張材と支持フレームの連結構造

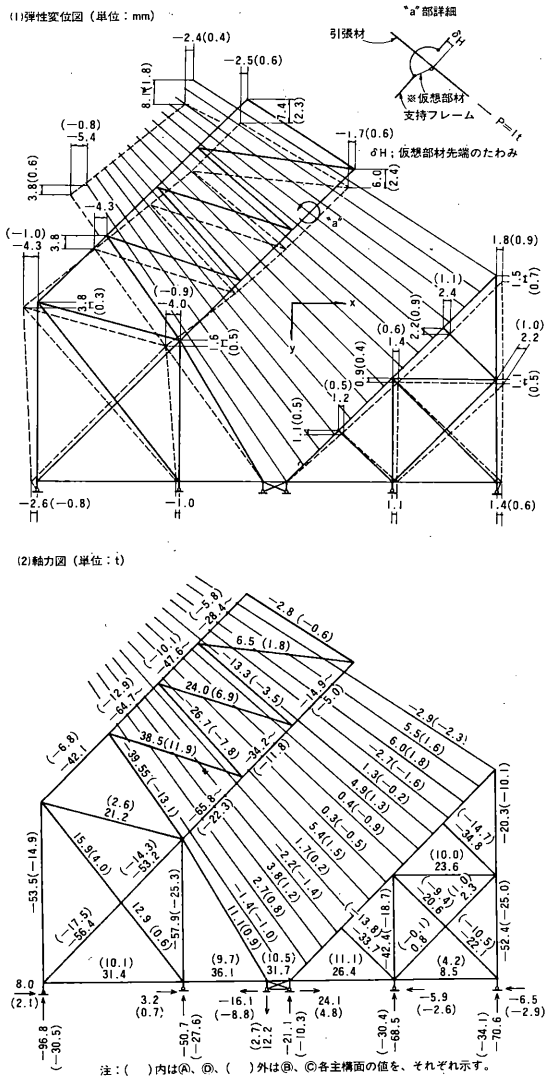
張材と支持フレーム（受桁）の連結ボルトの詳細を示す。なお、この連結ボルトは、ケーブル張力の増加に伴なう引張材の伸びを拘束しないように、コンクリート打設前に開放しておく必要があるが、コンクリート打設の各リフトごとに、埋没する部分の連結部のみを逐次開放することにより、所期の機能を満足させる。

引張材連結部の力学モデル上の取扱いは、引張材が支持フレームの受桁を介して間接的に結合しているために、受桁の水平面方向の弾性変位（水平たわみ）を考慮すると、支持フレームと引張材は、〝バネ〟によって結合された平面骨組構造として取扱う必要がある。このため、変形拘束は若干劣るが、フレーム全体の変位および支承部の負反力等に対しては十分な効果を期待し得る。

そこで、主荷重に対する主構面の解析系は、受桁の水平たわみに等価な変位を生ずる〝仮想部材（バネ）〟を設け、この部材を介して、引張材と支持フレームとが一体となったモデルにより平面骨組解折を行う。

上記の方法により、アンカーフレーム自重を支える主構面（ⓐ～ⓓ）は、十分、合理的な設計が可能である。図—13に、ⓑ、ⓒ構面の変位、軸力図を示す。

一方、横荷重（風荷重）に対しては、4主構面（ⓐ～ⓓ）の柱間にブレースを設けてトラス組を行い、耐風構を構成するが、引張材受桁面についてはブレースを設けることが不可能なため、柱に十分な曲げ剛性を持たせ、受桁を一部剛度の高い水平梁と兼用し、格点剛結することによりラーメン構造として耐力を期待した設計を行う。なお、引張材連結の効果は、解析系としてのモデルの取扱いが複雑なため、その存在を無視し、安全側の設計とした。



図—13　支持フレームの変位、軸力図（死荷重全載時）

7．あとがき

大鳴門橋のアンカーフレームは、以上の設計経過を経て、昭和54年1月より翌55年1月にかけて製作、仮組、輸送を行った。続いて、現地の架設工事は、54年10月より開始し、55年2月末現在、5A側の僅かを残すのみで、同工事の竣功を目前に控えている。これらの製作、架設を通じて、今回採用したアンカーフレーム形式が、所期の機能を発揮し、かつ、目標とした精度内に十分収め得ることを実証できた。

本文は、設計部分についてのみの報文であるが、製作以降および製作に先立ち実施した引張材定着部の溶接施工試験、耐力確認試験については、稿を改め報告したい。

大鳴門橋アンカーフレームの設計は、第一建設局から鳴門工事々務所に引継がれて形式検討を進め、これに基づき、当初原案の基本設計を大日本コンサルタント(株)が、次いで現在採用案の詳細設計を日立造船(株)が、それぞれ担当した。筆者は、アンカーフレームの設計、製作を担当した工事区を代表して、これらの経緯をまとめるに至ったものであるが、ここに前記各位に感謝するものである。

参考文献

1）大鳴門橋ケーブルアンカーフレーム実施設計　昭和53年8月　本四公団
2）大鳴門橋ケーブルアンカーフレーム詳細設計　昭和54年3月　本四公団
3）林　有一郎：因島大橋ケーブルアンカーフレームの設計　本四技報Vol.4　No11’80.1.

大鳴門橋上部工色彩の選定

橋梁の色彩は、橋梁形式とともに橋梁景観の重要な要素である。

橋梁の色彩の選定に当たっては、周囲の景観と調和させることは当然であるが、考え方としては周囲の景観より橋を強調させる方法と、橋を視野の中の一部として周囲の景観に溶けこます方法の２通りが考えられる。

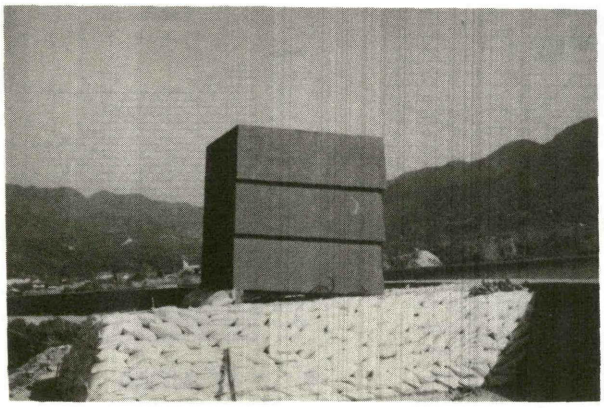
大鳴門橋の色彩の選定に当たっては、この地区が渦潮及び瀬戸（海峡）の景観地として国立公園特別地域及び名勝に指定された自然景観価値の高いところであることを考慮して後者の考え方を基本とし、また、さきの大三島、因島大橋の色彩選定の際の調査研究成果を参考として検討した。その結果得られた次表の候補色の中から、大三島橋ですでに実績のある「マンセル記号Ｎ7.5」を本四公団案として、関係機関との協議に入っている。環境庁及び徳島、兵庫両県の内諾はすでに得ており、現在、航空法に基づく運輸省協議を行っている段階である。

	マンセル記号	色相	慣用名	退色性の評価	退色性の程度	備考
1	N8.5	灰色系	パールグレー	○	少し汚れる	
2	N7.5	〃	シルバーグレー	◎	変化少ない	大三島橋
3	5G9/2	緑色系	淡緑色	○—△	少し汚れる →5G9/1	
4	5GY7/1.5	黄緑色系	淡灰緑色	○	少し退色する →5GY8/2	関門大橋
5	10B8/3 3PG9/1	青色系	淡青色	○—△	〃 →10B9/2 〃	ツートンカラー 10B 8/3：塔・補剛桁 3PB9/1：ケーブル
6	2.5Y 8.5/3	黄色系	オレンジイエロー	○—△	〃 →2.5Y9/2	

アンカレイジのレーダー反射特性の実験

橋を作ることにより船用レーダの偽像が生ずることが考えられる。この偽像を軽減する方策としてアンカレイジ、ピア等のコンクリートの表面形状を多段斜面構造にすることが考えられる。多段斜面構造は電波を壁面で跳ね上げることにより、電波反射特性を改善しようとするものである。

その効果を見るため、山口県の大島商船において２ｍ×２ｍ×2.1ｍの立方体の供試体を作り、多段斜面構造にした時の効果を測定する予定である。実験は６月～８月頃までの予定である。



鋳鍛鋼品製作基準・同解説の制定

本基準は、因島大橋鋳鍛鋼品製作基準(昭和52年７月)を基本とし、因島大橋における製作実績を考慮して、修正し、これに解説を加えたものである。

主な改訂点は以下の通りである。

(1) 寸法許容差

i) サドルの底板平面度を塔頂サドル、スプレーサドルとも全仕上げ面積に対して0.20㎜、ｍ当りに対して0.05㎜/ｍとした。

ii) ケーブルバンドのボルト孔の位置の許容差を±1.0㎜から±1.5㎜とした。

(2) 重量許容差を設計重量の５％以内から８％以内に変更した。

(3) 浸透探傷試験における欠陥の判定基準を一部改訂した。

橋面舗装基準(案)の改訂

現行の橋面舗装基準(案)は日本道路協会に委託し、昭和48年度から昭和51年にかけての調査により作成された。その後この基準(案)に従い施工された大三島橋の試験舗装の施工実績および技術の進歩等により、これらを勘案し本基準(案)を改訂した。なお、この改訂は全面的なものではなく、当面必要となる諸規格値の修正等小規模なものにとどめている。

主な改正点は次のとおりである。(1)アスファルト舗装要綱、JIS規格等、本基準(案)を作成するもとになっている各種基準の変更に伴ない、この関連する部分を整合させた。その主な部分は骨材粒度、アスファルトの規格である。(2)千住新橋、玉川高架橋等の鋼床版舗装の施工性調査から、本基準で定めているグースアスファルト、改質アスファルト、硬化性アスファルトのバインダー規格、混合物の試験基準値を見直した。(3)大三島試験舗装の施工性を調査した結果、接着剤の施工法、目地材面のプライマー使用量を変更した。(4)最近の材料の供給の現状を考慮し、使用できる細骨材を川砂のみでなく天然砂も使用できるようにした。又表面処理層用の材料としてカルサインドボーサイトだけでなく、国産の材料も使用できるようにした。

技術ニュース

鋼床版試験舗装の実車走行試験

鋼床版は軽量であるという長所を有する反面、剛性が小さくたわみやすいので、その上に舗設される舗装には鋼床版の変形に追従できかつ耐久性にすぐれていることが要求される。このような高品質の舗装はいままでに施工実績が少ないので、十分な試験による性能の確認が必要である。よって本四公団は建設省土木研究所と共同して鋼床版試験舗装の実車走行試験を実施している。

この鋼床版は因島大橋の鋼床版を対象にして製作したものであり、土研構内の走行テストコースに設置した。鋼床版上の舗装はグースアスファルトおよび改質アスファルトからなるものを舗設した。この舗装上を無線操縦の荷重車が昭和55年5月より昼夜走行して試験舗装の供用性を調査している。



番の州高架橋下部工工事開始

昭和55年3月末に発注した番の州高架橋下部工工事は準備作業を終え55年6月からリバース杭の施工を開始し本格的な工事に入った。

今回の工事は番の州高架橋共用部約3kmのうちの南備讃瀬戸大橋7Aに続く海峡部トラス橋の陸上部橋脚2P・3P（番の州埋立地内）の下部工工事であり概略工事数量は以下のとおりである。

現場作業は3P地点のリバース杭の施工を先行しており、主要設備機械は10t−mのトルクを有するロータリー式掘削機（4翼ビット装備）、スタンドパイプ（ϕ3.2m ℓ=10m）及び100t吊り、3.5t吊りクレーン等が稼動中である。まは鉄筋篭はD51を主筋とした構造であり工事用地内に組立ヤードを設け製作を行なっている。

なお今回の工事を対象とした施工調査及び試験等を予定しており、今後発注される一般部橋脚の設計・施工に反映することとしている。

種別		単位	2P	3P	計
RCD杭	ϕ3.0m ℓ=37m	本	12	24	36
	鉄筋	ton	370	840	1,210
	コンクリート（種別Y）	m³	3,400	6,800	10,200
フーチング	掘削	m³	3,300	6,700	10,000
	鉄筋	ton	290	390	680
	コンクリート（種別B_{2-1}）	m³	2,400	4,600	7,000
躯体	鉄筋	ton	—	711	711
	コンクリート（特殊配合）	m³	—	8,500	8,500

大三島橋・供用1年を迎えて

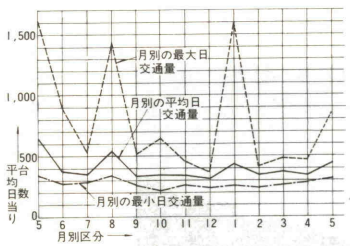
1．本州四国連絡道路の最初の供用部分である大三島橋を含む伯方島から大三島間延長7.6kmは、昨年5月13日に自動車専用道路として供用開始して以来1年を迎えた。その間の道路維持管理上特記するべき事は、昨年6月下旬の梅雨前線によって起った降雨災害である。

愛媛県下全域に亘って甚大な被害をもたらし、供用中の道路区間内10数ヶ所で、路面のクラック、沈下、切盛法面の土砂崩れ等が発生し、一時交通止のやむなきに至った。しかし、現地担当職員の適切な判断措置によって、最小の被害で済んだ。これも日常の巡回、点検維持管理等の地味な努力の結果であろう。その他については、特記するようなことはなかった。

2．供用区間の交通の実態については、昨年10月の技報で供用3ヶ月間のデーターから概況を報告している、また技術ニュースで毎月の報告を行なっている。

今回、供用から一年間のデーターから次の図表をまとめてみた。

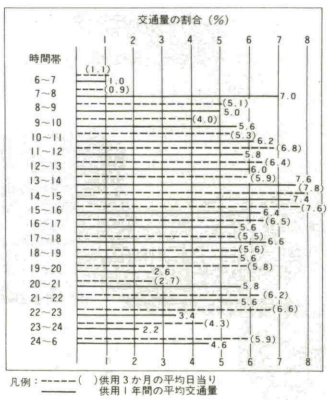
供用1年間の月別平均日当り交通台数の推移



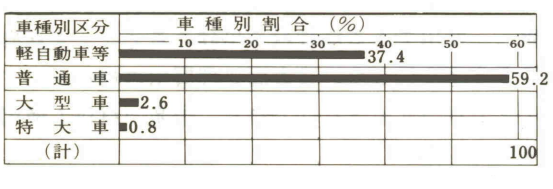
供用1年間の曜日別、平均日当り交通量及び曜日の割合

曜日	月	火	水	木	金	土	日	平均
平均日当り交通量（台/日）	449	496	490	521	465	490	582	496
日曜日を100とした他の割合	77	85	84	89	80	84	100	—

時間帯別平均交通量



供用1年間の通行車の車種別割合



供用1年間の車種別内訳台数

車種別	台数
軽自動車等	53,553
普通車	84,582
大型車	3,654
特大車	1,266
合計	143,055

本四技報編集委員会名簿（アイウエオ順）

編集委員長	浅間達雄	
編集委員	青木忠宗	大町武司
	岡留紘	蟹沢康人
	川井幸一郎	黒瀧義則
	菅沼健次郎	高木浩
	竹名興英	田中嘉博
	徳原靖久	長尾和守
	中田貴已	馬場賢三
	樋下敏雄	平山純一
	松本敏治	
	山崎良二（海洋架橋調査会）	

本四技報　第13号

発　行　昭和55年7月15日
監　修　本州四国連絡橋公団
発行所　財団法人海洋架橋調査会
東京都港区虎ノ門4丁目3番20号
第22森ビル　〒105
電話03(436)—3896
発行者　村上永一
印　刷　中井編集デザイン事務所

定価 800円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION