

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.15 No.58 '91.4

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第58号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.58

「豊かさの感じられる社会」の実現のために……………常任参与 For realization of the society where we can enjoy our wealth	高田 雅夫 … 1
上部構造設計基準の改定と運用……………設計部 設計第二課 The point of the Revised Standards for Structural Design of Superstructures 同 上	奥川 淳志 … 2 高城 信彦
マスコンクリートの塗装に関する調査……………(株) 構造技研 A study of Mass Concrete Coating (前) 設計部 設計第三課	山田 勝彦 … 9
生口橋主桁接合部の設計・施工……………設計部 設計第三課 Design and Construction of steel to concrete (前) 第三建設局 向島工事事務所 Joints of Main Girder in Ikuchi Bridge 第三建設局 向島工事事務所	山岸 一彦 …14 西本 聡
第三建設局 向島管理事務所 (前) 第三建設局 向島工事事務所	矢野 保広
生口橋PC桁ケーブル定着部の設計……………設計部 設計第三課 Design of stay Cable Anchorages of Pre- stressed Concrete Girders in Ikuchi Bridge 第三建設局 向島工事事務所	山岸 一彦 …23 西本 聡
第三建設局 向島管理事務所 (前) 第三建設局 向島工事事務所	矢野 保広
来島大橋の設計地盤定数……………(株) 構造技研 (領家型風化花崗岩を対象として) (前) 設計部 設計第三課 Designed properties of bedrock under Kurushima Bridge's foundation 設計部 設計第三課 (for Ryoike typed weathering granite)	山田 勝彦 …34 福永 勸
平成2年度、海外調査報告……………維持施設部 維持企画課 A Report of the 1990 mission on esthetic and design of long-span bridges	高木 浩 …43
技術ニュース……………57 The Latest Information	

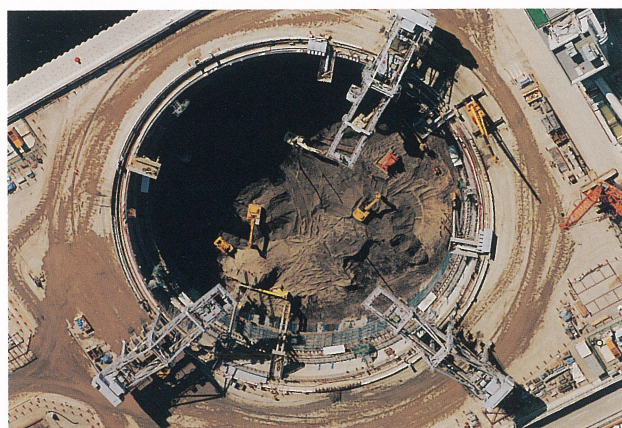
本四技報 第59号 (3.7) 掲載予定

- ・ 鋼床版現場継手と皿ボルト
- ・ 高力ボルトの使用実績調査
- ・ 明石海峡模型設計
- ・ 大型風洞実験設備
- ・ 明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎の設計・施工
- ・ 明石海峡大橋2P・3P主塔基礎特殊コンクリートの施工
- ・ 来島大橋主塔の耐風特性



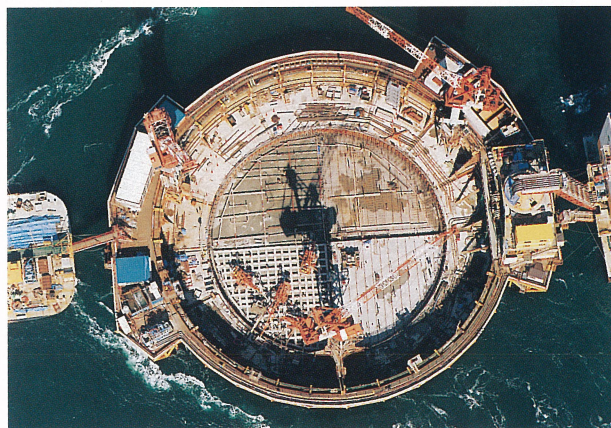
淡路島上空より明石海峡を望む

(3年2月)



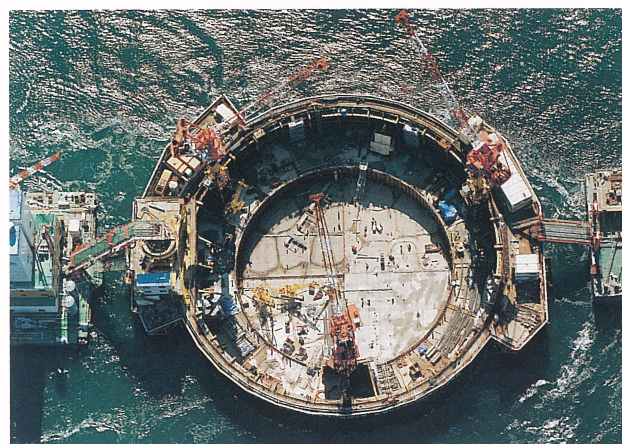
明石海峡大橋 1A 空撮

(3年2月)



明石海峡大橋 2P 空撮
月)

(3年2月)



明石海峡大橋 3P 空撮

(3年2月)



明石海峡大橋 4A 空撮

(3年2月)

各ルート（共用部PA等のトイレ）



緑PA下り側



淡路島南PA下り側



粒江PA上り側



鴻池SA上り側



与島PA

各ルート（共用部PA等のトイレ）



与島PA



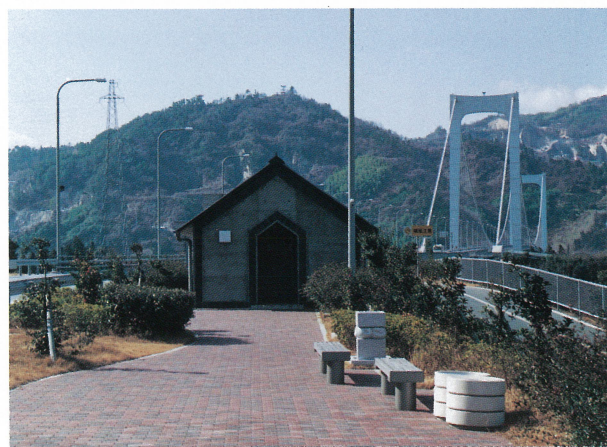
尾道駐車場



大浜PA上り側



上浦PA下り側



伯方島駐車場上り側



生口島上空より生口橋を望む

(3年1月)



生口橋中央径間桁架設工事 (遠景)

(3年1月)



生口橋中央径間桁架設工事 (近景)

(3年1月)



因島より生口橋を望む

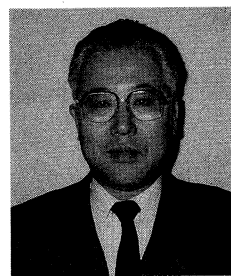
(3年1月)

「豊かさの感じられる社会」の実現のために

For realization of the society where we can enjoy our wealth

常任参与 高田 雅夫

Masao Takata



このところ我国の経済は、戦後から昭和40年代へかけての重厚長大・低廉大量生産型から少量高付加価値生産型へ巧みに転換したこと、サービスの経済化が進展したこと等により、順調に成長の道をたどってきたといえよう。このことは新聞等マスコミにおいても社会面のニュースとして、日本の企業や資産家（主として土地取引に関わって巨額の利益を得た者）による外国における高価な書画骨董類の購入、現地の企業とか不動産の買収、あるいは日本国内における過熱化した異常な株取引、地価の高騰をもたらす土地転がしの実態といったようなことを金余りの一つの現れとして頻繁に取り上げているので、皆様すでにご承知のことであろう。

しかしながらこの金余り現象、言葉をかえてやや改った言い方をすれば経済的繁栄というものが、その繁栄の程度に見合って暮らしの豊かさというものを我々に感じさせているかと言えば、ほんの一握りの人を除いて、殆どの人は首を傾げるのではなからうか。豊かさというものをどのようにとらえるかということについては、勿論、いろいろ議論のあるところであろうが、我国における暮らしの豊かさというものが、少なくとも、一人当たりの国民所得が世界第2位（1、987年、第1位はスイス）といわれるまでになった我国の経済力に対して、ふさわしいものであるというにはまだ程遠いというのが実感であろう。

では、豊かさとはどういうこのなのかということであるが、私は、まず経済的にある程度余裕がもてて、快適な生活環境の中で安全な日常生活を送ることができ、又余暇を楽しむための十分な時間も持てるというようなことではないかと考えている。

1990年版の建設白書においても、国の経済力と暮らしの豊かさの関係について取り上げているが、白書では、豊かさを①家計の豊かさ、②空間的豊かさ、③時間的豊かしの三分野にわけ、豊かさ指数というものを作成している。これを解り易くいえば、①は経済力、②は生活の快適性・利便性等、③は労働時間の各要素に着目し、これらを一定の方式に従って指数化したものといえ、これらの三分野の総合的指数が大きいとか小さいとかいうことには、住宅や社会資本の整備水準がどの程度であるかということが深く関わっている。このことは、人が豊かさを感じるためにはお金が沢山あるだけでは駄目で、例えば、人や物の流れの円滑化あるいは仕事や余暇活動に要

する移動時間短縮化のための道路網・交通網、又、安全で快適な生活を送るための住宅や公園、下水道、河川等の基盤施設が十分に整備されていることが絶対的に必要なことであるというようなことからみて明らかであろう。この指数によって、日、米、英の3ヶ国における国の経済力と三分野の豊かさの関係について比較したものをみると、米英2ヶ国においては豊かさが国の経済力を上廻り、三分野間のバランスがよくとれている。これに対し日本は、①の分野は割合高い数値を示しているが、②、③の分野は極めて低く、総合的豊かさ指数は米英の2ヶ国によりもはるかに下廻っている。これは米英においては、社会資本の整備水準が高いため、生活環境や周辺環境に余裕とかうるおいといったものができ、現在の国の経済力以上の豊かさを感じるかなしいしは享受できるのに対し、日本はこれまで欧米先進国に追いつき追い越せということで生活面をある程度犠牲にしてまで生産活動に従事してきた結果、経済のフロー面では先進諸国と肩を並べるまでになり、活発な消費活動が営まれるようになってきたが、その反面、仕事のための拘束時間（労働時間+通勤時間）が長くなり余暇もなかなか生み出せないような状況をもたらしていることに加えて生活の快適性・利便性をもたらす住宅、道路、公園、下水道等の施設のいずれをとってみても欧米なみの整備水準に達していないため、豊かさの感じにくい社会になってしまったといえるだろう。

これまでも社会資本の整備にはかなり力を入れてきたのは確かであるが、ストックがもともと少なかったこともあり、これらの整備が急速な経済成長に追いつかず、相対的に立ち遅れてしまうような結果を招いたわけである。

これから迎える21世紀を豊かさの感じられる魅力あるものとするためには当然のことながら社会福祉面のより一層の充実といったことが求められるようになるであろうが、そのために要する経常的な財政負担額は今後極めて膨大なものになるものと今から懸念されている。

このようなことが今から予測されるのであれば、20世紀末に生きる我々としては、豊かさを感じさせるために必要不可欠なものであり、かつ完成までに相当の年月を要する道路、公園、下水道といった基盤施設の整備をより一層促進し、次の世代に貴重な財産として引き継ぐように努めるべきではなからうか。

上部構造設計基準の改訂と運用

The Point of the Revised Standards for Structural Design of Superstructures

設 計 部 設 計 第 二 課 長 奥 川 淳 志
Atsushi Okukawa
設 計 部 設 計 第 二 課 長 代 理 高 城 信 彦
Nobuhiko Takagi

1. まえがき

上部構造設計基準・同解説（1989年4月）が改訂されており、前上部構造設計基準からの改訂のうち主なものを解説する。

本州四国連絡橋上部構造設計基準は、本四公団設立直後に日本道路公団および日本鉄道建設公団から引き継いだ道路鉄道併用吊橋の設計を対象とする「上部構造設計基準」が最初のものである。その後、本四連絡橋の設計の進展につれて内容の改訂増補が行なわれ、計画設計用として「昭和46年12月」版、実施設計用として「昭和48年9月」版が制定されている。

昭和51年には、それまでに土木学会および鉄道施設協会に委託して実施した上部構造の設計に関する各種の調査研究の成果をとり入れて改訂された。その後も、新たな研究の成果、および道路橋示方書や国鉄の設計規定等の改訂内容を反映して、常に最新の技術成果が活かされるよう数度にわたる改訂・見直しが行なわれて、前上部構造設計基準「昭和60年3月」版が制定された。これにより瀬戸大橋、生口島橋までの詳細設計が実施されてきた。瀬戸大橋の設計完了を契機に、今後の本四連絡橋上部構造の設計方針を検討する目的で（財）海洋架橋調査会に委託して瀬戸大橋での設計施工の実績を調査するとともに現時点で前基準を見直した上部構造設計基準改訂（案）を作成した。

今回、新たに改訂した上部構造設計基準は前述の改訂（案）をもとに更に検討を加えて作成されたものである。前基準を改訂した主な趣旨は次のとおりである。

今後建設される本四連絡橋は全て道路橋であるため、前基準が規定していた鉄道橋、併用橋を対象とした部分を全面的に削除する。今回の道路橋示方書の改訂をうけて、その改訂内容を反映する。瀬戸大橋までの設計実績を考慮して規定を見直すとともに、設計基準と解説の位置づけを再検討し、設計実務を拘束する設計基準の規定を明確にするように努めた。

具体的には、規定のみを使って一応の設計が出来ることを目標とし、解説にはその規定制定の理由、考え方、参考数値等を記載する方針で整理することとした。

本文は、今回の上部構造設計基準の主な改訂内容とその背景、理由を概説するものであり、今後の設計業務及

び橋梁維持管理に支障をきたさないよう、周知することを目的としている。

また、平成3年1月より、鉄鋼JISが国際単位系（SI）に移行したことに伴う、基準の運用についても合わせて紹介する。

2. 適用の範囲

- (1) この設計基準は、本州四国道路橋との支間200mを超える鋼橋の上部構造の設計に適用する。
- (2) 支間200m以下の橋梁は道路橋示方書によるものとする。ただし、本基準で規定している次の条項については支間にかかわらず全ての橋梁の設計に適用するものとする。

2章 荷重

3.2 構造用鋼材

3.3 接合用材料

4.1 荷重の組合わせと許容応力度の割増し係数

4.2 構造用鋼材および溶接部の許容応力度

4.3 ボルトおよびピンの許容応力度

6.2 圧縮応力を受ける板および補剛板

7.3 鉄筋コンクリート床版

この基準が対象としているのは、道路橋示方書の適用範囲をこえる支間長200mを超す明石海峡大橋、尾道大橋、多々羅大橋、来島大橋である。これら以外の支間長200m以下の橋の設計は、基本的に道路橋示方書の規定に従って実施されねばならないが、本四連絡道路としての連続性、統一性を保持することを要求し、荷重、構造用鋼材、接合用材料、許容応力度の割増し係数、構造用鋼材および溶接部の許容応力度、ボルト・ピンの許容応力度、圧縮応力を受ける板および補剛板、鉄筋コンクリート床版についての規定は支間長の大小にかかわらず、全ての橋の設計に適用することとした。

適用の範囲についての考え方は前基準と同一であるが、規定の文章表現を明確にし、新しく変更している。

3. 用語の定義

この基準で独特な言い方をしている用語として、主要部材、二次部材、主横トラス、HBSの4用語を前基準に

ならい定義した。

主要部材および二次部材の区分は、鋼橋等製作基準(1989年4月)と同様とし、道路橋示方書(Ⅱ.鋼橋編)を参考に定義している。

今回の改訂の趣旨により、前基準にあった道路部材、鉄道部材、併用部材の定義は削除された。

4. 自動車荷重

設計に考慮すべき活荷重は自動車荷重と自転車歩行者道の活荷重の二種類を規定し、前基準で規定した列車荷重は削除された。

自動車荷重は、従来と同様に、(1) 床版、床組及び主

横トラスを設計する場合の自動車荷重、と(2) 主構、主桁、吊橋の補剛桁・塔・主ケーブル・ハンガー、斜張橋の主桁・塔・主ケーブルを設計する場合の自動車荷重がそれぞれ規定されている。このうち床版、床組等を設計する場合の自動車荷重に変更はない。

主構、主桁、吊橋の補剛桁等を設計する場合の自動車荷重は従来と同じく(建設省都市局長道路局長通達「特定の路線にかかる橋、高架の道路等の技術基準について」(昭和48年4月25日))に基づき、支間長が200mを超す場合の荷重強度の低減を盛り込んで $L-20 \cdot TT-43$ 荷重として規定している。

前基準では、この $L-20 \cdot TT-43$ 荷重の実用的な取り扱いの便を考慮して、 $L-20 \cdot TT-43$ 荷重と同様の

表-1 上部構造設計基準改訂の概要

項 目	主な改訂内容
1章 総 則	
1.1 適用の範囲	明石海峡大橋、尾道大橋～来島大橋の海峡部橋梁に適用
1.2 関連する諸基準等	-
1.3 用語の定義	鉄道部材等の削除
1.4 構造規格	-
1.5 航路における桁下空間	橋毎に明記
2章 荷 重	
2.1 荷重の種類	鉄道関係の削除
2.2 死荷重	平行線亜鉛めっき鋼線等の追加
2.3 活荷重	列車荷重の削除
	自動車荷重の整理、自転車歩行者荷重の整理
2.4 衝撃	斜張橋の追加
2.5 風の影響	-
2.6 温度変化の影響	-
2.7 地震の影響	-
2.8 支点移動の影響	基準変位量の整理
2.9 衝突荷重	車道方向の衝突荷重の削除
2.10 架設時荷重	-
2.11 製作および架設誤差の影響	実績の反映
3章 材 料	
3.1 材料一般	0-
3.2 構造用鋼材	道路橋対応に整理
3.3 接合用材料	-
3.4 支承用材料	実績を反映
3.5 ケーブル用材料	平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の追加
3.6 鉄筋コンクリート用棒鋼	新設
4章 許容応力度	
4.1 荷重の組合せと許容応力度の割増し係数	道路橋対応に整理
4.2 構造用鋼材および溶接部の許容応力度	鉄道関係の削除
4.3 ボルトおよびピンの許容応力度	仕上げボルトの追加
4.4 鍛造鋼品の許容応力度	-
4.5 ケーブル・ハンガー等の許容応力度	平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線の追加
	キャットウォーク用ロープの許容値
5章 設計一般	
5.1 設計計算	新設
5.2 材料の弾性定数	平行線ストランドのヤング係数変更
5.3 たわみの許容値	鉄道関係の削除
5.4 支承に作用する負反力等	平常時反力の照査の変更
5.5 死荷重による変形の影響	道路橋対応の整理
6章 部材一般	
6.1 相反応力を受ける部材	-
6.2 圧縮応力を受ける板および補鋼板	不等間隔配置の補鋼材の取り扱い整理
6.3 デッキプレートの有効幅	新設
7章 構造一般	
7.1 ボルト継手	-
7.2 支承	-
7.3 鉄筋コンクリート床版	SD35の許容応力度に変更
	かぶりの新設
8章 管理路	新設

(注) -は規定の変更なし、または重要な変更なしを示す。

影響が得られる単純な線荷重と等分布荷重からなる等価L荷重を使用してもよいと規定しており、今回の設計でもこの考えは変更していない。

ただし、従来の等価L荷重は支間区分毎に、計算する断面力が曲げモーメントの場合とせん断力の場合で異なり、また曲げモーメントの計算位置が連続桁の支点近傍の場合と支間の場合で異なるなど3種類の荷重計算式が規定されており煩雑なものであった。しかし、比較計算によると支間長が130mを超えると上記3種類の等価L荷重の差はわずかであることが明らかであり、今回の改訂で支間長130m以上では3種類の荷重計算式のうち安全側となる、せん断力を計算する場合の計算式により主構、補剛桁の曲げモーメントを計算する場合にも適用して一本化することとした。

支間長が130m以下の場合には、単純鋼床版桁を対象とした試算によると、死荷重の影響を考慮しても曲げモーメント算出用の荷重とせん断力算出用の荷重の影響に無視できない差が生じることから、前基準と同様に、計算断面力の差と曲げモーメント計算位置の影響を評価できる3種類の荷重強度を規定した。

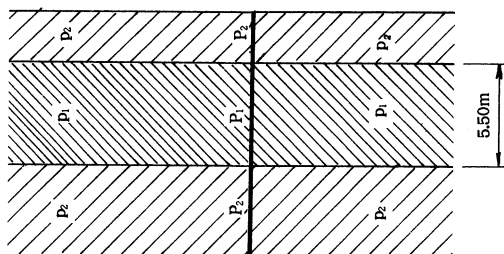


図-2.3.5 等価L荷重

表-2.3.4 等価L荷重

荷重区分	支間L (m)	等価L荷重
主載荷荷重 (幅 5.5m まで)	線荷重 P_1 (kgf/m)	$L \leq 130$ 表-2.3.5 による
		$130 < L \leq 1000$ $11,100 + 1.2L$
		$1000 < L$ $11,800 + 0.5L$
	等分布荷重 P_1 (kgf/m ²)	$L \leq 80$ 350
		$80 < L \leq 130$ $430 - L$
		$130 < L \leq 500$ 300
従載荷荷重		$500 < L$ $300 (0.57 + \frac{300}{200 + L})$
	線荷重 P_2 (kgf/m)	2,500
	等分布荷重 P_2 (kgf/m ²)	P_1 の $\frac{1}{2}$

ここに、L: 支間長 (m)。ただし、吊橋に対しては原則として中央支間長をとるものとする。

表-2.3.5 等価線荷重 P_1 ($L \leq 130m$)

単位 (kgf/m)		
主構・補剛桁等の曲げモーメントを計算する場合		主構・補剛桁等のせん断力を計算する場合
(1) 連続桁の支点及びその近傍	(2) 単純桁の支間及び連続桁の(1)以外の部分及び主ケーブル	
$8,900 + 15.0L$	$7,600 + 20.9L$	$9,200 + 15.8L$

ここに、L: 支間長 (m)

表-解 2.3.3 単純鋼床版桁を対象とした主桁曲げモーメントの比較

(単位: tf・m)

支間長	等価線荷重による曲げモーメント		等分布荷重による曲げモーメント ③	合 計	
	曲げモーメント算出用荷重を用いた場合 ①	せん断力算出用荷重を用いた場合 ②		曲げモーメント算出用荷重を用いた場合 ①+③	せん断力算出用荷重を用いた場合 ②+③
L = 40m	81.02	96.78	156.00	237.02 (1.000)	252.78 (1.066)
L = 60m	131.37	150.81	360.00	491.37 (1.000)	510.81 (1.040)
L = 80m	181.74	204.84	672.00	853.74 (1.000)	876.84 (1.027)
L = 100m	239.23	265.30	1100.00	1339.23 (1.000)	1365.30 (1.019)

() 内は比率を示す。

(注) ①、② = $\frac{PL}{4}$ 、 ③ = $\frac{WL^2}{8}$

表-解 2.3.2 単純鋼床版桁を対象とした活荷重及び仮定死荷重強度

支間長	等価線荷重 (tf/m) P		等分布荷重 (tf/m ²) W			
	曲げモーメント算出用荷重	せん断力算出用荷重	鋼重 ¹⁾	舗装 ²⁾	活荷重P	合 計
L = 40m	8.102	9.678	0.280	0.150	0.350	0.780
L = 60m	8.758	10.054	0.300	0.150	0.350	0.800
L = 80m	9.087	10.242	0.340	0.150	0.350	0.840
L = 100m	9.569	10.612	0.400	0.150	0.330	0.880

1) 鋼重は死荷重強度の小さな鋼床版桁の値を用いた。

仮定鋼重は'89JASBC manual デザインデータブック (日本橋梁建設協会) によった。

2) 舗装厚は65mmと仮定した。

3) 活荷重の衝撃は無視した。

4) $P = 7600 + 20.9L$ (曲げモーメント算出用)
 $= 9200 + 15.8L$ (せん断力算出用)

5. 自転車歩行者道の活荷重

(1) 自転車歩行者道の床版及びこれを直接支持する桁を設計する場合、自転車歩行者道には500kgf/m²の等分布荷重を负载する。

(2) 主構、主桁、床組、吊橋の補剛桁・主横トラス・塔・主ケーブル・ハンガー、斜張橋の主桁・塔・ケーブルを設計する場合には、表-2.3.6に示す等分布荷重を负载する。

表-2.3.6 自転車歩行者道の等分布荷重

主桁等の支間長 (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L \leq 200$	$L > 200$
荷重 (kgf/m ²)	350	$430 - L$	300	$\frac{60,000}{L}$

ここに、L: 主桁等の支間 (m)。ただし吊橋については中央支間長とする。

主構、主桁、床組、吊橋の補剛桁・主横トラス・塔・主ケーブル・ハンガー、斜張橋の主桁・塔・ケーブルを設計する場合に、自動車荷重と同時に組み合わせる自転車歩行者道の活荷重は支間長200mまでの橋については、道路橋示方書 (I.共通編)「主桁を設計する場合の荷重」の規定と同一である。

支間長が200mを超す場合には、自動車荷重の低減と同様の考え方により道路橋示方書の荷重を低減することとした。低減の方法は、支間長200mの橋における自転車歩行者等の最大密度を5人/m、荷重強度として300kgf

／㎡と想定して、

密度×支間長×自転車歩行者道の幅員＝一定
となるように規定したものである。

この方法は前基準と同じであるが、前基準では支間長が500m以上の範囲では自転車歩行者の活荷重を120kgf／㎡と定めており、支間長500m以上での活荷重の低減を行なっていなかった。この規定によると、支間長1100m以上の橋では、自転車歩行者道の活荷重が自動車荷重の等価L荷重の従載荷等分布荷重より大きいことになり、現実には想定しにくい状況を規定するものと考えられる。

従って、今回の改訂では支間長500m以上の範囲についても単純に低減を行なうこととし、活荷重の下限値を設けないものとした。

長大橋に対する自転車活荷重の低減方法は、自動車荷重との比率、活荷重が占める設計断面力の大きさ、因島大橋など尾道－今治ルート of 既設橋の通行実態、自動車荷重を組み合わせた最も不利な載荷方法による設計方法、将来にわたり良好な交通管理が期待される等の理由から十分妥当なものと考えている。

ただし、自転車歩行者道の床版及びこれを支持する桁を設計する場合には、支間長の大小にかかわらず500kgf／㎡の等分布荷重に耐えるように設計しなければならない

い。

6. 衝 撃

自動車荷重は衝撃を伴うものとする。ただし、吊橋の補剛桁・ハンガー・主ケーブル・塔の設計では衝撃は考慮しないものとする。

今回の改訂では斜張橋の主桁・塔・ケーブル・ケーブル定着部に考慮すべき衝撃係数を新たに規定した。

斜張橋の衝撃係数の計算方法は、いまだ確立された方法がないが、既往の実績では次の2種類の方法に大別される。

(1) ケーブル支点を無視し、橋台橋脚を支点と考えた支間長Lにより、道路橋示方書の連続桁としての衝撃係数をとる方法

(2) 走行荷重を想定した動的応答解析により動的増幅率を求め、これから衝撃係数をとる方法

主桁に関して、上記(1)と(2)の衝撃係数を比較すると、(1)の方法は(2)の方法より小さい値を示すことがある。一方、完成後の実車試験の結果は(1)の方法と同程度、またはかなり低い値を示している。従って、今回の改訂では(1)の道路橋示方書の橋台橋脚を支点とする連続桁の衝撃係数によることが妥当であると判断した。

塔に関しても、確立した方法はないが、主桁との整合性を考慮して主桁と同じ規定とすることとした。

ケーブルに関しても、主桁と同じ衝撃係数を用いたり、動的応答解析により計算する例がある。ケーブルの場合は主桁と同じ衝撃係数計算式を適用すると、支間長Lをどう取るか判断に惑う。一般的な方法として、ケーブル軸力の影響線基線長を支間長Lとすることが妥当とも考えられるが、ケーブル本数が多い場合は設計上、煩雑なものとなる。今回の改訂では、主桁や塔との整合性と設計上の取り扱いの容易さを考慮して、主桁と同じ衝撃係数を適用することとした。

なお、本基準で想定している斜張橋はケーブルが多数配置されたマルチケーブル形式であり、これと異なる形式の斜張橋では構造特性が異なることも考えられるため、別途の検討が必要であろう。国内の主な斜張橋の衝撃係数の実績は、上部構造設計基準の解説に記載している。

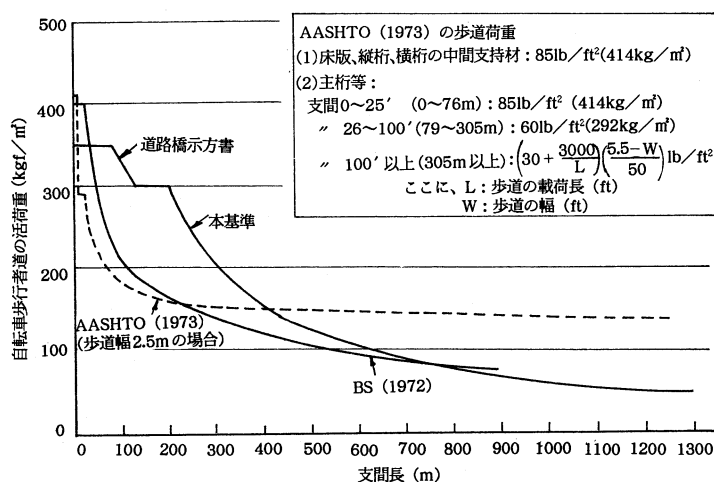
表－2.4.1 衝撃係数

部 材	衝撃係数 <i>i</i>
(a) 床版、床組、主横トラス、主橋および主桁	$i = \frac{20}{50 + L}$
(b) 斜張橋の主桁・塔・ケーブル・ケーブル定着部	
(c) 吊橋の補剛桁・ハンガー・主ケーブル・塔	考慮しない

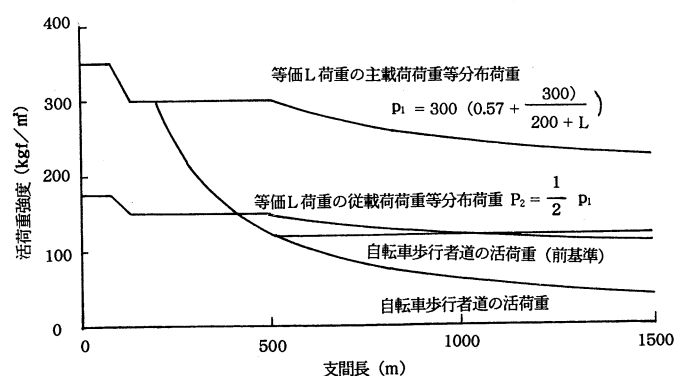
(注) 斜張橋の主桁、塔、ケーブルについて

L：橋脚、橋台を支点とする支間長 (m)

(連続けたとして適用)



図－解2.3.6 主桁等を設計する場合の自転車歩行者道の活荷重



図－1 活荷重強度の比較

7. 支点移動の影響

地盤のクリープ、地震後の残留変位等による支点の移動及び回転の影響を考えなければならない場合には、その最終変位量を推定してその影響について検討しなければならない。

なお、その最終変位量の推定が困難な場合には、吊橋については表-2.8.1に示す基準変位量のうち塔基面における回転角のみを用いるものとする。

表-2.8.1 基準変位量

区 分	基準変位量
アンカレイジのサドル位置における水平変位量	$\delta = 0.02L$ (cm)
塔基面における回転角	$\theta = 1.8L/H$ ($\times 10^{-4}$ rad)

ここにLは中央支間長 (m)、Hは塔高 (m)。

吊橋、斜張橋の設計では、長期にわたる地盤の圧密沈下および地震後の残留変位等を推定して、その影響を検討する。しかし、その最終変位量の推定が困難な場合は、規定の基準変位量を用いることとした。基準変位量は、支間長465.4mの平戸大橋から支間長2000m(試算時)の明石海峡大橋までの7吊橋を対象に、補剛桁および塔基部での付加応力が許容応力度の5%となる変位量に相当するものとして計算されている。

鉛直変位については、許容応力度の5%となる変位量が水平変位量の2~5倍にも達することから、現実的に可能性のない過大な変位量と考え、鉛直変位の影響は無視で

きる程度と判断した。

これらの考え方は、前基準と同じであるが、基準変位量の計算式が中央支間長と塔高の関数表示となるよう表記方式を変更した。

斜張橋については岩黒島橋、生口島橋の設計実績を反映して、塔基面における回転角として吊橋と同じ基準変位量を用いることとした。

8. 製作及び架設誤差の影響

吊橋の補剛桁の設計では、ケーブルの製作・架設誤差等を含めて、ケーブルサグに換算した誤差を考慮するものとし、その大きさは、これまでの実績を重視して、 $\delta_{\infty} = L/5,000$ (m)

と規定した。ここにLは側支間長及び中央支間長をm表示した値である。

なお、この改訂による設計への影響は微小である。

これ以外の製作および架設誤差は、前基準の規定と異なるものではない。

9. 材 料

3章材料については、道路橋用に規定を統一するとともに、瀬戸大橋までの実績により規定の整備を行なった。

構造用鋼材のうち、溶接のある主要部材に用いる構造用鋼板のSM41Aの適用厚さは前基準において $8 \leq t \leq 32$ と規定していたが、 $t \leq 22$ までは溶接性を考慮してもSS41を十分使用できる範囲であることから、混乱を避け、単純化してSM41Aの適用厚さを $22 \leq t \leq 32$ とした。

高力ボルト継手の添接材など溶接をしないで使用される構造用鋼材の主要部材及び二次部材については、基準表-3.2.1「溶接のある主要部材に用いる構造用鋼板の適用厚さ」の規定を超えて厚板を使用することが出来ることを明確にした。

ただし、特に板厚が厚い場合には、溶接性以外で問題がある場合もありうるので、注意しなければならない。

ベースプレート等で厚板であっても、要求する溶接施工性とじん性が一般部材と異なる場合には、別に検討すべきである。

支承用材料として、橋梁一般の支承、サドル、ケーブルバンド、ストランドシュー、ソケット、リンクなどに用いられた材料を実績調査した結果、その種類は実に広範囲にわたっていることが明らかとなった。今後の設計においては、いたずらに広範囲の材料を使い分けることは必ずしも良好な設計とは言えないとの判断をし、比較的使用実績の多い材料を代表的に支承用材料として挙げることにした。

13クロム系合金鋼鋼材 (C-13B) および

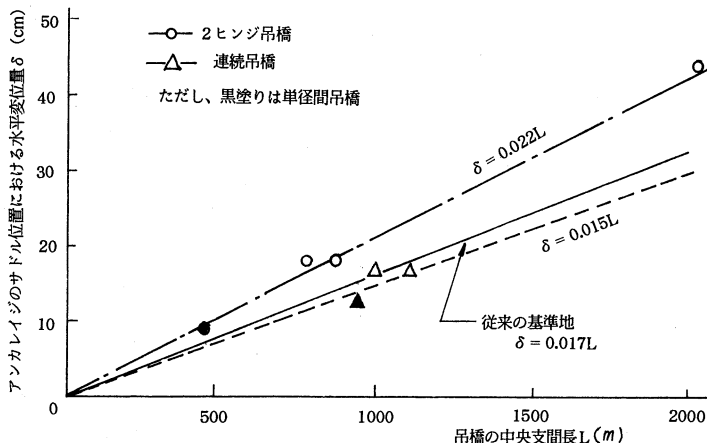


図-解2.8.1 中央支間長とアンカレイジのサドル位置における水平変位量との関係

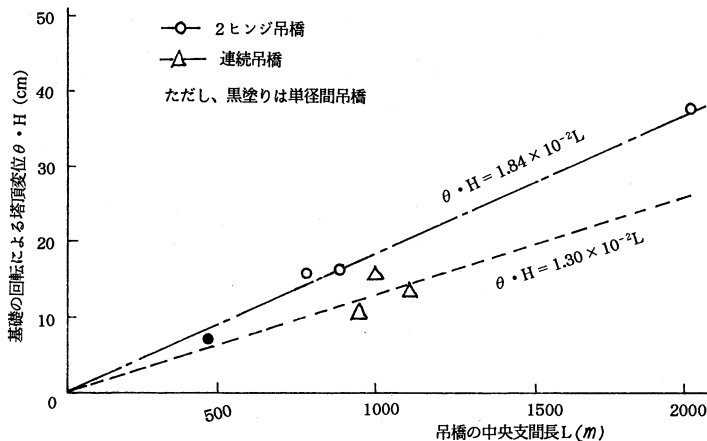


図-解2.8.2 中央支間長と基礎の回転による塔頂変位との関係

高硬度耐食性溶接合金 (CWA) については、JIS 規格化されていないため、道路橋支承設計便覧等の規格を準用するものとする。

ケーブル用材料については、平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線用線材 (HBS G 3507) と平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線 (HBS G 3508) が新しく追加された。

10. 許容応力度

荷重の組み合わせと許容応力度の割増し係数は前基準と同様の考え方に基づいて設定したが、今回、活荷重応力の重ね合せと架設時の割増し係数を新たに追加した。

従来から鋼床版に対して、床版床組としての作用と主桁としての作用を同時に考慮した場合には許容応力度の割増し係数を 1.4 と規定しており、これを鋼床版以外の他の床版や床組等にも適用することとした。

これは、1) 床版作用と主桁作用の最も不利な載荷状態が一致しない、2) 床組には T 荷重、主桁には L 荷重と性質の異なる荷重を適用している、そして、3) 床版および床組作用による応力は局部的なものであり全体の耐力、安全度は低下しないことを考慮したものである。

また、道路橋示方書の規定にならい、溶接部の許容応力度について、工場溶接と現場溶接の区別を廃止した。

これは、現場溶接においても、工場溶接と同等の品質を保証されることが前提であるので、現場での十分な溶接環境の確保が求められることに注意しなければならない。ただし、HT70、HT80 については、本来、現場溶接を行なうような使い方をしない材料ではない、と判断し、現場溶接することを禁止することとした。

疲労許容応力範囲は、これまで列車荷重を対象に照査する規定としていたが、今回の改訂趣旨により列車荷重を削除したため、照査荷重については言及せずに疲労許容応力範囲の規定は前基準に引き続いて残すこととした。

これは、今後、鋼床版、一般部材等に疲労照査が必要となることを想定したためである。

設計担当者は、活荷重、風荷重などの適切な照査荷重を用いて必要時に当規定を利用して疲労設計することができる。

鋳鍛鋼品の許容応力度については、使用頻度が多いと思われる鋼種について許容応力度の設定を追加し、設計の便を図った。

ケーブルの許容応力度については、前基準において破断強度 160kgf/mm^2 の平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線に対しての許容応力度のみを規定していたが、明石海峡大橋では破断強度 180kgf/mm^2 の平行線ケーブル用高強度亜鉛めっき鋼線が適用される。

この高強度ケーブルの開発の経緯と明石海峡大橋用の許容応力度の設定については本四技法 Vol.13、No.50 に詳細に述べられており、許容応力度として 8200kgf/cm^2 が採用されている。これは、①強度特性の信頼性が高く、引張強さ σ_b と 0.8% 全伸び耐力 $\sigma_{0.8}$ の平均値の変動が小さ

く、材料面で安定している、②ケーブルの架設精度が高く、設計状態の再現性が良好である、③ケーブルの防錆、防食技術が良好である、④設計計算が精度よく実施できる、⑤明石海峡大橋ではケーブル設計張力に占める活荷重の割合が約 8% 程度であり、橋上に自動車が満載されるような状態の場合にも、0.8% 全伸び耐力になお相当の余裕を有し、十分な安全性が確保されることから引張強さに対する安全率を従来の 2.5 から 2.2 に低減し、許容応力度を設定したものである。

ただし、明石海峡大橋以外の吊橋では、許容応力度の変更は今後の検討が更に必要と考え、従来どおりの安全率 2.5 を当面確保することとした。

斜張橋のケーブルについては、設計構造的な制約から現状では素線径 7mm ものしか採用されないことを考慮し、平行線ケーブル用亜鉛めっき鋼線の場合の許容応力度として吊橋と同様の安全率を用いた $\sigma_s = 64\text{kgf/mm}^2$ に設定した。斜張橋ケーブルと吊橋ケーブルを比較すると、構造的には素線径、定着構造、防錆被覆構造等に差異があり、応力的には斜張橋ケーブルの方が吊橋ケーブルより活荷重による変動応力の占める割合が一般的に高いことが挙げられる。維持管理面では吊橋ケーブルの一体的交換が不可能なことに對して、斜張橋ケーブルでは交換可能なことがある。これらは、高い安全率を必要とする特徴と低い安全率をとりうる特徴をそれぞれ有すると考えられることから、全体的には斜張橋と吊橋でケーブルの許容応力度を変える必要は認められないと判断し、同一の安全率を用いることとしたものである。

キャットウォーク用のロープの許容値は関門橋等との例にならい、規定されている。

従来はストームロープを併用しキャットウォーク用ロープにプレストレスを導入する形式のシステムが用いられているが、特に架設時の許容応力度の割増しは考慮されていなかった。

しかし、瀬戸大橋の架設により、同様のキャットウォークシステムの安全性は十分に確認されており、ストームロープを用いてプレストレスを導入する型式のキャットウォーク用ロープについては架設時の割増し係数を新たに導入することができるよう規定した。

本基準のキャットウォーク用ロープの安全率は架設時の荷重の組み合わせ 9 に相当する $D + PS + L + T$ に対して 2.4 ($= 3/1.25$)、荷重の組み合わせ 10 に相当する $D + PS + W + Tw$ に対して 2.0 ($= 3/1.5$) が確保されている。

これらの安全率はキャットウォークが大規模構造物であること、高所作業用の仮設構造物であること、航路をまたぐ構造物であること、および従来から用いられているプレストレスを導入する型式のキャットウォークを対象とすることを念頭に置いて定めており、鋼道路橋施工便覧 (道路協会)、鋼構造架設設計指針 (土木学会) によるケーブルの主索の安全率 2 を上まわるように設定されている。したがって、ストームロープを有しないキャットウォーク用ロープの安全率については、別に検討して定

めなければならない。

11. 設計一般

5.1「設計計算」の項を新たに設けた。従来、設計の実務に際して過度に詳細すぎるモデル化や複雑な理論を用いる傾向が強い。

そこで、設計計算において、通常の品質が確保できるよう求めることとしたものである。吊橋、斜張橋を対象に、詳細設計で用いられた解析モデルの例を示すことにより、設計レベルに応じたモデルの使い方が理解できるように解説を加えている。

支承に作用する負反力等の項では、平常時負反力の照査を改訂した。

平常時反力は式(5.3.2)により求め、交番を許さないこととした。

前基準では、吊橋を対象にした常時負反力の照査において常時作用する負反力が発生する場合、負反力を打ち消すための重量物を桁に付加することとしていたが、規定には、この重量物が相当過大なものとなり不合理な場合が生じることから、本基準では斜張橋への適用も考えて片振れに限った平常時負反力を許すこととし設計の合理化が図れるようにした。

吊橋、斜張橋を除く他の型式の橋梁に関する主桁支承の負反力の算定は、道路橋示方書の規定によることとした。

12. 鉄鋼鋼種記号の変更

平成3年1月1日以降、鉄鋼関係JISが国際単位系(SI)に移行した。そこで、上部構造設計基準に記載する鋼種記号についても変更、または読み替える必要が生じた。

溶接構造用圧延鋼材、溶接構造用鋳鋼品等のJISについては当面、旧記号を新記号に読み替えて基準を運用することとする。

また、本州四国連絡橋鋼上部構造用鋼材規格(HBS)についても、JISの変更と同様に新記号を用いることとする。旧SH50YC,HT70,HT80はJISに同記号がないが、他の鋼種との変更方法にならない、それぞれ、SM490YC,HT690,HT780と新記号に読み替えることとする。

適用例の多い鋼種記号の変更一覧を表-2に示す。ここに表示したもの以外については関係のJISにより確認をしていただきたい。

なお、JISでは国際単位系(SI)への移行により、従来の重量単位系を廃止したため、強度等の数値も変更されており、これに従えば、上部構造設計基準に規定する許

表-2 代表的鉄鋼記号の変更

規 格	新記号		旧記号
一 般 構 造 用 圧 延 鋼 材	JIS G 3101	SS400	SS41
溶 接 構 造 用 圧 延 鋼 材	JIS G 3106	SM400A SM400B SM400C SM490A SM490B SM490YA SM490YB SM570	SM41A SM41B SM41C SM50A SM50B SM50YA SM50YB SM58
溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	JIS G 3114	SMA400AW SMA400BW SMA400CW SMA570W	SMA41AW SMA41BW SMA41CW SMA58W
鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 用 棒 鋼	JIS G 3112	SR235 SD295A SD295B SD345	SR24 SD30A SD30B SD35
炭 素 鋼 鍛 鋼 品	JIS G 3201	SF490A SF540A	SF50A SF55A
炭 素 鋼 鋳 鋼 品	JIS G 5101	SC450 SC480	SC46 SC49
溶 接 構 造 用 鋳 鋼 品	JIS G 5102	SCW410 SCW480	SCW42 SCW49
鋼 管 ぐ い	JIS G 5525	SKK400 SKK490	SKK41 SKK50
一 般 構 造 用 角 形 鋼 管	JIS G 3466	STKR400	STKR41

容応力度等も数値と単位の両方の変更が必要となるが、本基準は、本四連絡橋の設計に用いる限定的な基準であり、設計関係者の困乱を避ける目的で鋼種記号以外の許容応力度等は従来の重量単位系を用いることとする。

13. おわりに

上部構造設計基準は本四連絡橋を設計する場合の基本となるもので、長年にわたる調査、研究、実績に基づく成果である。

今回、瀬戸大橋までの設計実績等を反映して今後の海峡部長大橋の設計をより合理的に進めるために改訂されたので、設計担当者は改訂の趣旨、内容を十分理解して正確に適用しなければならない。

今後、明石海峡大橋、来島大橋、多々羅大橋の設計では更に今回の基準の充実等が必要となる場合もありえるが本四公団の設計成果としてよりよい設計基準としてまとめられるものと確信している。

最後に、今回の基準改訂に協力頂いた本州四国連絡橋上部工設計基準改訂(案)の検討委員会、および鋼上部構造委員会に感謝の意を表します。

マスコンクリートの塗装に関する調査

A Study of Mass Concrete Coating

(株) 構造技研 山田 勝彦
(前) 設計部 設計第三課長
Katsuhiko Yamada

1. まえがき

本四連絡橋海峡部橋梁の基礎は大規模なマスコンクリート構造物であり、海上の厳しい劣化条件のもとにある。これら構造物では、コンクリートの発熱や乾燥収縮などによるひびわれを皆無にすることは不可避であり、これが劣化を助長し、耐久性を損なうであろうことは容易に考えられる。またアンカレイジ上屋では天井スラブなどの漏水が問題となり、防水性確保も大きな課題となっている。

他方ポーラスなコンクリートの表面についた汚れ（生物や塵埃などによる）は簡単に落とすことができず、年を経るにつれ累積し、巨大なアンカレイジにあっては長期的には著しく景観を損ねることが予想される。

以上の課題に対し塗装により解決をはかるとして、マスコンクリートに適した塗装系を選定することを目的に昭和62年度から5ヶ年計画で現地暴露試験を含めた調査を進めてきた。マスコンクリートへの塗膜は、ひびわれが季節的に変動しており、これへの追従性を含めた耐久性に着目される。ここで対象とする塗装は、①中程度～微細なひびわれの効果的な補修も兼ね、全体的な耐久性の向上、②防水塗膜、並びに③景観対策としての美粧化……を目的としたものである。

本文は調査が進み、一方では防水対策などに塗装に関する要請が高まっているので、便宜をはかる意味でこれまでの知見をまとめ中間報告とするものである。

最終的にはマスコンクリート向けの、補修、施工及び積算まで含めた塗装基準の作成を目標としている。

全体計画は表-1に示すとおりである。

2. マスコンクリートのひびわれと塗装について

コンクリートに塗装することは建築物の外壁に多用さ

れている。土木構造物においても、塩害防止の2次手段や中性化防止、あるいはアルカリ骨材反応による劣化部の補修などに採用されて来ている。

これを整理するとコンクリート塗装の目的は、塩害や中性化の防止、アルカリ骨材反応による劣化防止並びに美粧化などであるが、使用時点から見ると予防を目的とする場合と補修に適用されるものとに区別される。次に要求される性能については、構造物の置かれている環境や部位によっても異なるが、塩化物、水および炭酸ガスなど目標とする物質の遮断性、コンクリートのひびわれに対する追従性、耐候性並びに付着性、さらには耐汚れ性が代表とされる。この内、耐候性は紫外線や温度変化、また風雨に対する長期にわたる品質保持の性能を云う。

海峡部基礎のマスコンクリートを対象とする場合は、一般のコンクリート構造物に比較しひびわれへの対応が大きな課題となる。

コンクリートのひびわれ幅と有害性の関係については諸説のあるところであるが、できれば全てを補修することが望ましい。なお、ひびわれについては施工での対応が不可欠である。その制御、許容値（参考値）、調査および補修方法については、「橋梁用マスコンクリート設計・施工基準（案）、平成2年8月、本四公団」に定めるところである。

マスコンクリートの塗装を検討する上で考慮しなければならないことに、分布するひびわれの幅に加えて、その挙動を把握しておくことがある。しかしながら文献などによる調査では推定も困難であったため、実橋での試験塗装と並行して調査を行って来た。

試験塗装は櫃石島橋2P塔基礎（以下、SB2Pと云う）の天端面と南備讃瀬戸大橋7Aアンカレイジ（以下、BB7Aと云う）西側下方壁面の2ヶ所で実施している。

調査方法は、分布などについてはクラックスケールにより、挙動についてはコンタクトゲージとクラック変位計によった。後者については、夏、秋および冬の年3回、

表-1 コンクリート塗装に関する調査研究の全体計画

	昭和62年度	昭和63年度	平成元年度	平成2年度	平成4年度	平成9年度
実 施 内 容	・ 櫃石2P（天端面）実橋試験塗装 ・ 実橋暴露サンプル作成 ・ 暴露開始 ・ 櫃石2Pひびわれ調査（冬）	・ 促進試験 ・ 櫃石2Pひびわれ調査（夏、秋） ・ 櫃石2P、1年後調査 ・ 実橋暴露サンプル1年後調査	・ 備讃7A（側面）実橋試験塗装 ・ 備讃7Aひびわれ調査 ・ コンクリートの汚れに関する調査	・ 櫃石2P、3年後調査 ・ 実橋暴露サンプル3年後調査 ・ 備讃7A、1年後調査 ・ コンクリート塗装基準（案）作成準備	・ 櫃石2P、5年後調査 ・ 実橋暴露サンプル5年後調査 ・ 備讃7A、3年後調査 ・ コンクリート塗装基準（案）作成	・ 櫃石2P、10年後調査 ・ 実橋暴露サンプル10年後調査 ・ 備讃7A、8年後調査

1回当たり24時間連続で、気温および躯体の温度を同時に測定している。調査の結果の要点は次のとおりである。

HB2Pではひびわれは、冬期においては0.2～0.6mm幅のものが南北に数本あり、それを起点として東西方向に0.2mm以下のものが発生している。また中央部にコンクリート打継目があり、0.4～0.6mm幅の隙間となっている。これらのひびわれは、日当たり、また年間を通じて気温1℃当たり15μm程度の動きがある。単純化すると夏には0.1mm幅のものが冬には0.5mm程度に拡大する。即ち400%拡張することになる。

BB7Aの調査対象壁面には、縦方向に1～2mの間隔で0.1～0.2mm幅のものが分布している。こちらでの動きは気温1℃当たり4～10μmである。ばらつきがあるが、最大の動きを示したものは夏と冬で0.2mmから0.7mmに変化していた。

一般的に大きなひびわれの補修は、0.5mm程度を境に、それ以上では充填工法に、未満では注入工法に拠るようである。

しかしひびわれ幅が0.5mm未満であってもその動きがもとの数100%におよぶものでは充填工法にすることが望ましいと思われる。但し、充填工法は高価なうえに、補修のあとが目立つ。そのため本調査ではマスコンクリート向けの塗装仕様として、特に大きなひびわれを除いて、塗膜のみで補修することに重点をおくことにした。

3. 試験用の塗装仕様の選択

塗料の材料面から、ひびわれ追従性や耐候性に配慮し、試験に供する塗装仕様の選択を行った結果を図-4に示す。

同図、塗装仕様aは「塩害対策指針」⁹⁾ Bの上塗りをウレタン塗料から耐候性を向上させる目的でフッ素塗料に変更したものである。但しひびわれ追従性があまり期待できないことから試験は行なわなかった。次に、仕様b,

c,dは中塗りとしての主塗膜にポリブタジェン樹脂塗料を使用したもので「塩害を受けた土木構造物の補修指針(案)等」^{4),5),6)}で採用されているものである。これをもとに当試験では上塗りをフッ素塗料とし、膜厚を2水準設けることとした。また材料メーカーによる差が出るかを見るため2社から取り寄せている。仕様eはFRPであり、一般的にひびわれ追従性は期待できない。そのためひびわれ部に特殊シートを介在させることを前提に特に選出することとした。仕様fは建築関係で多用されているアクリル樹脂を改良し、特にゴム弾性を付与したものである。仕様gのシリコン樹脂塗料は耐候性や伸び特性の点で有力な材料であり試験に加えた。仕様hはポリマーセメントであるが特に柔軟型の材料を選ぶこととした。仕様iのレジンモルタルはコテによる施工が一般的で、大面積の塗装向けではないが、スプレー施工が可能と見なし試験に加えた。仕様kのモノマー系と仕様lのシラン系浸透性材料はひびわれ追従性を期待できないので対象からはずすこととした。本調査において試験に供した塗装仕様を表-2に示す。

4. 試験内容

表-2に示す10種の塗装仕様について各種の品質確認試験を実施した。その内容を表-3に整理した。

実橋塗装試験は海峡部橋梁の基礎を事前に調査し、他の工事等に支障が無く、ひびわれの状況が試験に適していると判断されたHB2PおよびBB7Aにて実施した。前者では昭和63年3月に塗装をし、同時にひびわれの補修の有無による差を確認するため、ひびわれ部のUカット処理を試験塗装面内に入れた。

個々の塗装仕様とひびわれ処理方法については、表-2に記したとおりである。

BB7Aの塗装は、HB2Pの塗膜の状況を踏まえ、仕様を6種に絞った上、平成元年11月に実施した。なおBB7A

に用いたシリコン系塗装は、HB2Pに用いたものと同じ系統のものであるが、耐水性および耐汚れ性を向上させたものとしている。

HB2P上には実橋塗装と同じ仕様のサンプルを配置し比較することとした。

実橋における暴露試験では、表-3に示したように塗装後1,2,3,5および10年目に塗膜の調査を行うこととしている。写真-1および2にHB2PおよびBB7Aの塗装後の状況を示す。写真-1の前方左に見えるのが暴露サンプルである。

促進試験は、塗膜のコンクリートへの付着性、遮塩性、ひびわれ追従性、耐アルカリ性、耐中性化性および耐候性について実施している。

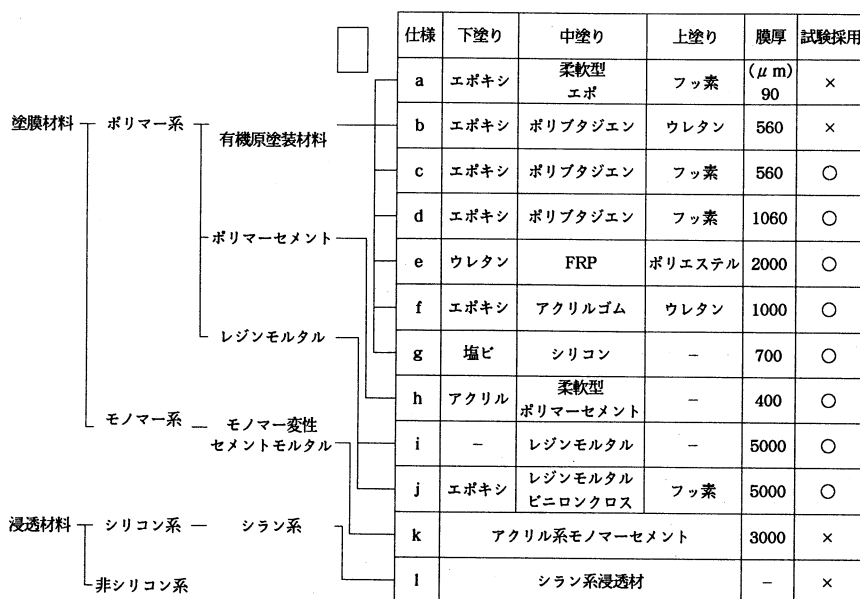


図-1 コンクリート塗装分類と試験塗装仕様選定

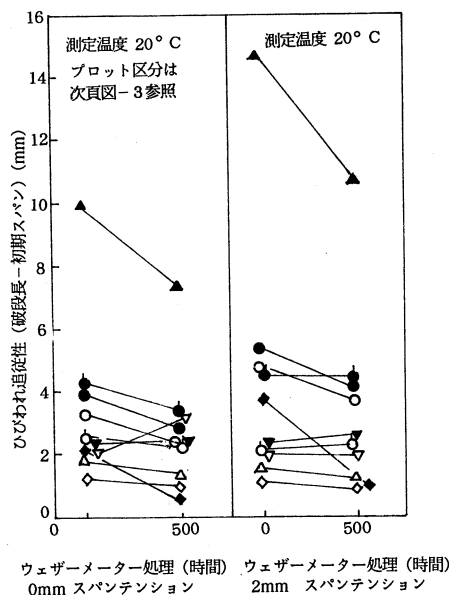
表-2 試験実施塗装仕様

○印は試験を実施した塗装仕様

仕様	塗装系	塗装仕様			総膜厚 (μm)	HB2P 実橋塗装 (塔基礎天端面)	BB7A 実橋塗装 (西側下方壁面)	実端暴露 シフト試験	促進試験
		下塗り	中塗り	上塗り					
1	ポリブタジエン A社 500 μm	エポキシ系プライマー エポキシ系パテ	ポリブタジエン樹脂塗料 250 μm ローラー2回塗り	フッ素樹脂塗料 30 μm ローラー2回塗り	560	○ コンクリートひびわれ部の Uカット処理の有・無 について実施	○ コンクリートひびわれ部 Uカット無	○	○
2	ポリブタジエン B社 500 μm	同 上	ポリブタジエン樹脂塗料 500 μm コテ1回塗り	同 上	560	○ 同 上	○ -	○	○
3	ポリブタジエン A社 1000 μm	同 上	ポリブタジエン樹脂塗料 500 μm ローラー2回塗り	同 上	1060	○ 同 上	○ -	○	○
4	ポリブタジエン B社 1000 μm	同 上	ポリブタジエン樹脂塗料 500 μm コテ2回塗り	同 上	1060	○ 同 上	○ 同 上	○	○
5	FRP	ウレタン系プライマー	ポリエステル樹脂とガラス マット ローラー塗り	ポリエステル樹脂塗料 50 μm ローラー1回塗り	2000	○ コンクリートひびわれ部 Uカット無、特殊シート 介在	○ コンクリートひびわれ部 Uカット無、特殊シート 介在	○	○
6	アクリルゴム	エポキシ系プライマー	アクリルゴム 500 μm ローラー2回塗り	ウレタン樹脂塗料 50 μm ローラー1回塗り	1100	○ コンクリートひびわれ部 Uカット無	○ コンクリートひびわれ部 Uカット無	○	○
7	シリコン	塩ビ系プライマー	シリコン樹脂塗料 350 μm ローラー2回塗り	-	700	○ コンクリートひびわれ部 Uカット処理の有・無に ついて実施	○ 改良型 コンクリートひびわれ部 Uカット無	○	○
8	ポリマーセメント	アクリル系プライマー アクリル系パテ	アクリルポリマーセメント ローラー3回塗り	-	390	○ 同 上	○ -	○	○
9	レジンモルタル	-	エポキシレジンモルタル スプレー1回塗り	-	5000	○ 同 上	○ コンクリートひびわれ部 Uカット無、特殊シート	○	○
10	レジンモルタル	エポキシ系プライマー	エポキシレジンモルタルと ビニロクロス スプレー	フッ素樹脂塗料 30 μm ローラー2回塗り	5000	○ 同 上	○ -	○	○

表-3 コンクリート塗装試験項目

試験項目		試験内容
実 橋 塗 装		HB2P、BB7Aにて塗装、1, 3, 5, 10年後調査
曝 露 サ ン プ ル に よ る 試 験 (H B 2 P 上 に て 曝 露)	外 観	モルタル板にて塗装、1, 3, 5, 10年後調査
	付 着	コンクリートブロックにて調査 同上
	中 性 化 遮 塩 性	150×150×150mm コンクリートブロックにて 調査 1, 3, 5, 10年後調査
	ひび割れ追従性	鋼板利用、0mm、2mm スパンにて調査 同上
促 進 試 験	促進耐候性 (サンシャイン ウェザーメー ター)	外 観 ・ 付 着 モルタル板にて調査 500Hr 遮 塩 性 フリーフィルム、3% NaClaq/H ₂ O 30日 (日本道路協会方式) 500Hr ひび割れ追従性 鋼板利用、0mm、2mm スパンにて調査 500Hr
	耐アルカリ性 (Ca(OH) ₂ aq 浸漬)	外 観 ・ 付 着 モルタル板にて調査 30日
	中性化促進 (CO ₂ 雰囲気中)	中 性 化 コンクリートブロックにて調査 1, 3, 5ヵ月

図-2
ひびわれ追従性
試験 (促進試験)

5. 試験の主な知見

5.1 促進試験

ひびわれ追従性試験の結果を図-2に示した。ひびわれ追従性は時間の経過に伴ない大部分のもので低下の傾向を示している。仕様個々にはアクリルゴム系 (No.6) がウェザーメーター500時間処理後においても、0mm スパンで7mmと高い性能を示している。次いでポリブタジエンの膜厚1000 μm の塗膜 (No.4) で0mm スパンにて3～

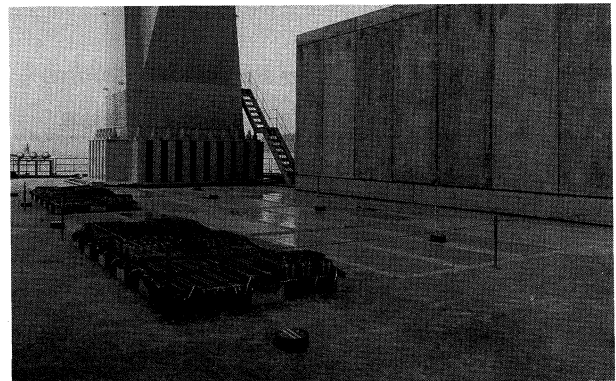


写真-1 HB2P 上試験塗装状況



写真-2 BB7A (西側前方側面) 試験塗装状況

4mmの値を示す。ひびわれ追従性については各塗装系でばらつきが大きく、メーカーによる差を明確にするには至らなかった。

耐候性試験の内、外観調査ではレジンモルタル系 (No. 9) で黄変化していることが認められた以外は特に変状は無かった。

遮塩性試験ではシリコン系 (No. 7) にて $3 \times 10^{-2} \text{mg}/\text{cm}^2 \cdot \text{day}$ の塩素イオン透過量を示したが、他は耐候性試験前・後とも総て分析能力限界の $2 \times 10^{-4} \text{mg}/\text{cm}^2 \cdot \text{day}$ 以下であった。

耐アルカリ性および耐中性化試験においても特に問題となるデータにはなっていない。

5.2 実橋塗装の塗膜の現況

平成2年10月現在、HB2Pでは試験塗装後2年半を、BB7Aでは約1年を経過しており、これまでの調査の結果を表-4にまとめた。

まずHB2Pから塗装系別に主な知見を以下に列記する。

ポリブタジエン系では膜厚500 μm の仕様のもの (No. 1,2) では、コンクリート下地のひびわれ部の塗膜に極くわずかにひびわれが発生しており、追従性の観点から1000 μm 程度の膜厚が必要と思われる。外観については良好であるがUカット処理部では若干の凹みが生じ、汚れが見られる。

FRP系 (No. 5) では塗装端部で塗膜の剥離が見られ、塗装後2年半で特殊シート端付近にわれが発生している。従ってひびわれ追従性を確保するにはさらに工夫を要すると考えられる。

アクリルゴム系 (No. 6) 塗膜は良好な状況を保っており変状は認められていない。

シリコン系 (No. 7) ではUカット処理の有無にかかわら

ずひびわれの所で塗膜にわれが生じており、また表面の汚れ付着も著しい。

ポリマーセメント系 (No. 8) の場合、暴露1年後で黄変化している。この原因は耐候性の促進試験で変状を示しておらず、従って紫外線による化学的な変化ではなく、表面がポーラスなため汚れを吸着していることによるものではないかと思われる。2年半後にはポリマーセメントの割れが観察されている。

レジンモルタル系 (No. 9,10) では、外観の変化としてレジンであるエポキシ樹脂で一部黄変したものが見られる。またUカット処理部では2年半後で一部にわれが認められる。

次に、BB7A壁面の塗膜については、ポリブタジエン系500 μm 厚仕様 (No. 1) でコンクリートのひびわれ部においてピンホールが1ヶ所発生していることを除けば、

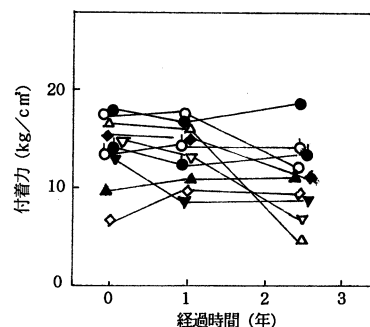
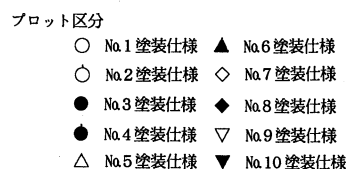


図-3 実橋暴露付着力試験

良好な状況を保っている。

表-4 実橋塗装試験結果

塗装仕様	HB2P		BB7A
	1年経過後	2.5年経過後	1年経過後
1	Uカット処理部の汚れが目立つ。 その他良好	Uカット処理部の汚れが目立つ。 その他良好	コンクリートひび割れ部に、 塗膜にピンホール1ヶ所発生。
2	同 上	Uカット処理部の汚れが目立つ。 コンクリートひび割れ部 (Uカット無し) で 塗膜割れ発生。	-
3	同 上	Uカット処理部の汚れが目立つ。 その他良好	-
4	同 上	同 上	良 好
5	塗装端部に塗膜の浮き (密着不良) が発生。 外観は良好	塗膜の浮きが拡大している。 特殊シートの端部付近で塗膜割れが発生。	良 好
6	良 好	良 好	良 好
7	Uカット有無にかかわらず、ひび割れ部で塗 膜の割れ発生。 外観の汚れ大きい。	コンクリートのひび割れ部の塗膜がUカッ トの有無にかかわらず大部分われている。 外観の汚れ大きい。	良 好
8	外観が黄変しているようにみえる。原因は 汚れ付着と思われる。 その他良好	汚れによる変色大きい。Uカット無しのコ ンクリートひび割れ部の塗膜に割れ発生。	-
9	外観が一部黄変している。 その他良好	外観の一部に黄変があるが、目立たなくな っている。 その他良好	良 好
10	塗膜表面の一部にヘアークラックが発生。 その他良好	表面にヘアークラックが一部発生している 他、Uカット部に塗膜の表面割れが発生。	-

5.3 実橋暴露サンプルの品質試験の主な知見

暴露サンプルを用いた品質試験では、暴露1年と2年半後のデータを得た段階にある。その内、付着力試験の結果を図-3に、ひびわれ追従性試験の結果の一部を図-4に示した。

付着力試験では、FRP系 (No. 5) およびレジンモルタル系 (No. 9および10) に時間経過に伴う低下の傾向が認められる。ひびわれ追従性はアクリルゴム系 (No. 6) が2年後でも増大しており最も優れている。他はひびわれ追従性が0.5~4mmの間に分布し、時間的な変化はあまり無いように見受けられる。

外観調査ではポリマーセメント系 (No. 8) およびレジンモルタル (No. 9)

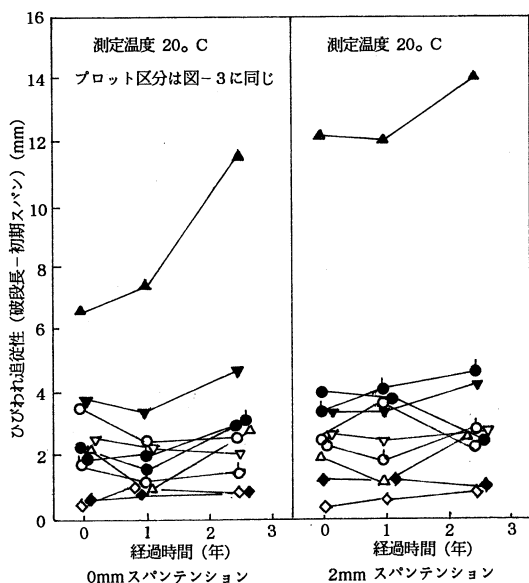


図-4 実橋暴露ひびわれ追従性試験

で黄変が認められる以外は良好であった。

6. 塗装系の中間評価

試験のデータを総合して得られる知見を以下に記す。

ポリブタジエン系；アクリルゴム系に次いでひびわれ追従性に優れるが塗膜は1000 μ m程度必要である。

FRP系；付着性の経時劣化の問題があり、またひびわれ追従性確保に特別な方法を開発する必要がある。

アクリルゴム系；全般的に優れた性能を示している。

シリコン樹脂系；耐汚れ並びにひびわれ追従性等に問題が残っており、現在改良型について追試験を行っている。

ポリマーセメント系；ひびわれ追従性で劣り、汚れ付着の点でも問題がある。

レジンモルタル系；ひびわれ追従性、外観の変化および付着力などの点で良い結果は得られていない。

7. あとがき

マスコンクリートの塗装に関する調査の詳細は、昭和62,63および平成元年度報告書「コンクリート塗装に関する調査研究（その1～3）」を参照されたい。当調査ではコンクリートの汚れの原因調査も実施しているが紙数の点で割あいた。

本四連絡橋におけるマスコンクリートの塗装は既にアンカレージ上屋天井スラブの防水層などで実用に供されている。これらの塗装系はいずれも本調査で良好と判定される範囲で採用されており、この方面の詳細な検討も本調査に加えてゆく計画である。

終わりに、原稿をまとめるに当たり、調査の実務担当者が(株)本州四国エンジニアリングの兼田・船山の両氏であり、またこの調査が設計第三課の前任者・金沢（現・垂水工事事務所副所長）、二宮（同・公務課）の両君から引き継いだもので、設計第三課を代表して筆者がとりまとめたことを記します。

参考文献

- 1) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリートのひびわれ調査・補修・補強指針、昭和62年
- 2) (社)日本コンクリート工学協会：海洋コンクリート構造物の防食指針（案）、改訂版、1990
- 3) (社)日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）、昭和59年
- 4) (財)土木研究センター：建設省総合開発プロジェクト・コンクリートの耐久性向上技術の開発、平成元年
- 5) (財)沿岸開発技術研究センター：港湾コンクリート構造物の劣化防止・補修に関する技術調査報告書、昭和62年
- 6) 阪神高速道路公団・日本材料学会：コンクリート構造物の表面保護工便覧（案）・同解説、平成元年

生口橋主桁接合部の設計・施工

Design and construction of steel to Concrete Joints of Main Girder in Ikuchi Bridge

設計部 設計第三課長代理
(前)向島工事事務所 第一工事長

山 岸 一 彦

Kazuhiko Yamagishi

向島工事事務所

第一工事長付

西 本 聡

Satoshi Nishimoto

向島管理事務所
(前)向島工事事務所

維持補修課
第一工事長付

矢 野 保 広

Yasuhiro Yano

1. まえがき

生口橋は、中央径間部を鋼箱桁とし両側径間部をプレストレスコンクリート (PC) 箱桁とする、いわゆる「混合主桁構造」を有する三径間連続複合斜張橋である。これは、架設地点の地形条件より陸上部にある側径間が海上部の中央径間に比べて短く、斜張橋としての径間割がアンバランスとなり側径間部の支承に上向きの負反力が生じることから、側径間部を重量の重いPC桁とすることでこれを打ち消し、構造的にバランスをとるよう本構造形式が採用されたものである^{1),2),3)}。図-1に本橋の一般図を示す。

このような主桁を二種類の異なる材料で構成された斜張橋はわが国で初めてであり、国外でも例が少なく、この形式の斜張橋の規模としては最大級のものである。接合部では異なる構造特性や材料特性を有する主桁間の力

の伝達出来る限り連続的に行われなければならない、この部分が構造上の弱点とならぬよう、力の伝達機構を明らかにし、安全で合理的な設計を行う必要がある。また構造が複雑となることや施工が多工種にわたることなど、製作上や施工上の問題を配慮しなければならない。

ここでは、生口橋を特徴づける鋼桁とPC桁との接合部について、その位置、構造形式などの選定経緯を紹介するとともに、接合部に設計における基本的な考え方および施工上の特色などを報告する。

2. 接合部の設計

2.1 接合位置と構造形式の選定

異種材料からなる混合主桁の接合部は、剛性や強度特性が急変する構造力学的に不連続点であり、応力集中の発生などにより構造上の弱点となりやすい。このため、主桁に作用する軸方向力、曲げモーメントおよびせん断力などの断面力を鋼桁とコンクリート桁との間でスムーズ

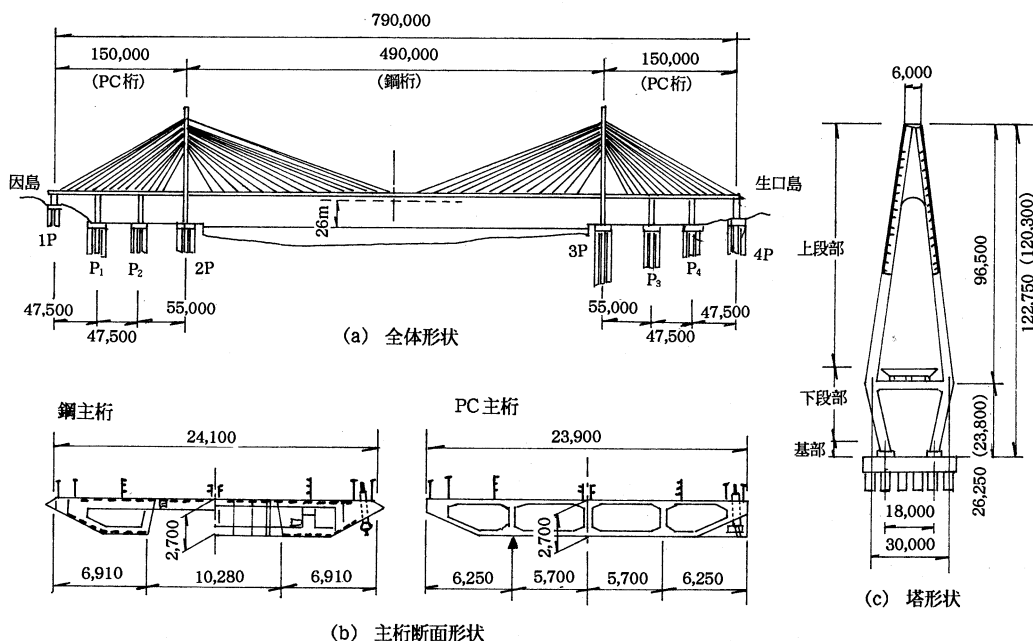


図-1 生口橋一般図

表-1 接合位置の検討ケース

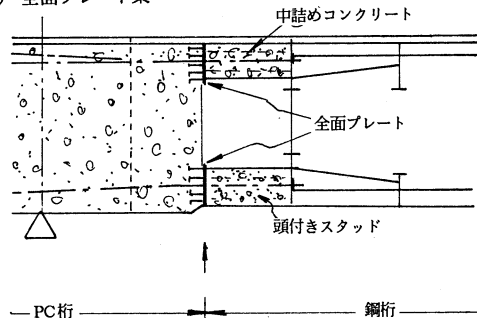
ケース	接 合 位 置
1	
2	
3	
4	

に伝達できるような位置および構造としなければならない。

そこで、まず主桁の最適な接合位置を決めるため、表-1に示すように接合部の位置を変化させ、4ケースについて比較、検討を行った。この結果、斜ケーブルの初期張力調整により接合部での作用曲げモーメントおよびせん断力を小さくすることができ、接合部の構造が比較的簡単で、構造的にも安定間があり、かつ施工性、経済性に優れた「ケース1」の、接合位置が塔支点をわずかに中央側に出た位置とする案を採用することになった。最終的には接合面の位置は種々の検討を加えて、塔支点より中央径間側2,650mmの位置に設けることとした。

接合部の構造形式は、表-2に示すような4つの案にし

(a) 全面プレート案



(b) 後面プレート案

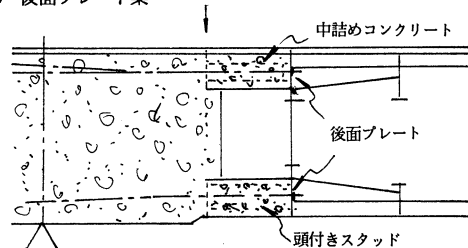


図-2 支圧板の配置案

より込まれた。ここで部分接合案とは、鋼桁端部を全断面にわたってPC横桁に接合する（全面接合）のではなく、断面の周縁およびウェブ部分をマルチセル構造とし、これらのセル部を通してPC横桁に接合するものである。この全面接合案と部分接合案については、接合部に生ずる応力の大きさから全面接合案とする必要性は無く、また、マンホールや維持管理用配管を通すのに有利であるということから部分接合案が採用された。

メタルプレート案は、構造的に、吊橋や斜張橋のベースプレートと有する、鋼製タワーの塔基部とコンクリートフーチングとの関係に似ており、鋼桁先端の極厚の支圧板を介して鋼桁部の力をコンクリート横桁に伝える構造である。これに対して部分接合中詰めコンクリート案は鋼桁端部のフランジ部およびウェブ部のセル内に無収縮コンクリートを充填し、鋼桁部の力をこの中詰めコンクリートを介してコンクリート横桁に伝える構造である。

表-2 接合部構造案

第1案 (全面接合メタルプレート案)	第2案 (全面接合中詰めコンクリート案)	第3案 (部分接合メタルプレート案)	第2案 (部分接合中詰めコンクリート案)
鋼桁部の力をコンクリート横桁全体に伝達するため、鋼桁部に隔壁を設けて格子構造とし、さらに前面に支圧板を取り付ける。	鋼桁部の力をコンクリート横桁全体に伝達するため、鋼桁端部全断面に中詰めコンクリートを打設する。	鋼桁部の力をコンクリート横桁全体に伝達するため、鋼桁端部のフランジ部およびウェブ部に極厚支圧板を取り付ける。	鋼桁部の力をコンクリート横桁に伝達するため、鋼桁端部のフランジ部およびウェブ部に中詰めコンクリートを打設する。

検討の結果、部分接合中詰めコンクリート案がこの中詰めコンクリート構造により、剛性の急変が小さくなる、接合面での応力分散性が良い、そして極厚の支圧板を使用せずに済むという、鋼桁の製作施工性などの点で優れているとして選定された。

さらに、部分接合中詰めコンクリート案については支圧板の配置により、図-2のような前面プレート案と後面プレート（後面板）案について比較検討が行われた。これは、1セルを取り出した部分モデル供試体についての静的圧縮試験、ならびに平面および立体モデルについてのFEM解析を実施し、構造特性、製作施工性、力の伝達性などの相違について検討を行ったものである。この結果、

① 中詰めコンクリートとPC横桁コンクリートが連続一体化する。

② 接合面での応力集中が小さい。

③ ずれ止めの効果が大きく応力の流れがスムーズである。

④ 鋼桁先端部を上、したがって、ずれ止め圧縮側を上にしてコンクリートを打設するのでブリージングのずれ止めを与える影響が少ない。

などの点で後面プレート案が優れているとして、これを採用することにした⁹⁾。

最終的に選定された接合部構造の概要を図-3に模式的に示す。

2.2 接合部の施工順序に対する検討

PC側径間桁は張り出し施工および支保工施工により架設が進められる。一方、鋼桁側は鋼製の塔がフローティングクレーン（FC）による一括架設により架設が行われ、さらに鋼桁第1ブロック（接合桁）を設置するための斜ベントの架設、そしてその上に接合桁の架設がFCにより施工される。PC桁と鋼桁は、その後、接合部の施工が行われ、連結一体化され連続梁構造となる。

鋼桁の張出し架設はこの接合部の施工が修了した後に、ジブクレーンによる鋼桁ブロックの直下吊りと、鋼桁側およびPC桁側の斜ケーブルの架設を順次行うことにより施工が進められるので、鋼桁とPC桁は完成後はもちろん、上部工施工時から変形などに関し相互に影響を及ぼし合うことになる。

両者を連続一体化する手順として、表-3に示す2つの案が検討された。左欄の「前接合」とは、ステップ⑤に示すように、PC3径間完成直前に支保工上でPC桁と鋼桁接合部ブロックとを一体に施工するものであり、右欄の「後接合」とは、PC3径間を完成自立させた後、鋼桁接合ブロックとの間詰めコンクリートを打設し

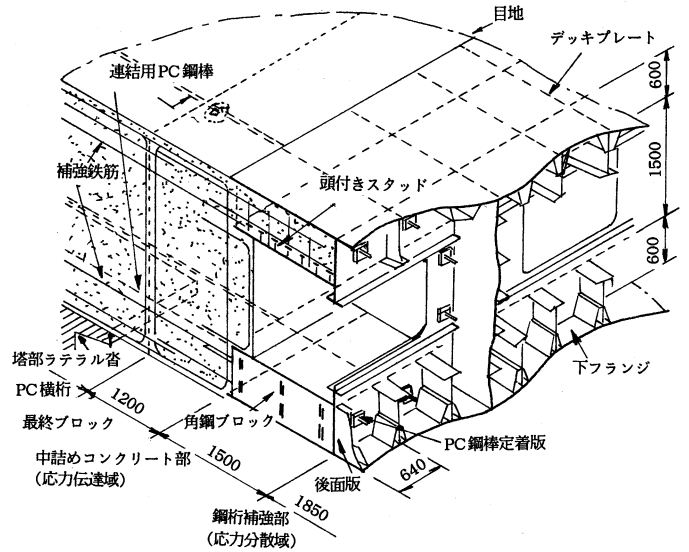


図-3 主桁接合部の構造

両者を結合する方法である。前接合ではPC桁施工時でのクリープ・乾燥収縮、あるいは形状管理などにおける不測の変動量による影響が直接鋼桁側に及び、その後の鋼桁張出し架設時においてこれらの影響を吸収していくのが困難であると考えられた。そこで鋼桁の架設精度を考慮して、形状管理への影響が最も少ない方法として、後接合を採用することとした。

2.3 構造諸元と設計方法

接合部断面の構造を図-4に示す。PC桁はその横桁部が塔水平梁上で2基の鉛直ゴム支承（水平方向可動）により鉛直方向に支持され、さらに塔水平梁上の幅員方向中央に設置された1基の鋼製ラテラル支承によって、橋軸直角水平方向変位が拘束されるような支承条件となっている。この支承中心線から橋中央に向かって2,650mmの位置が鋼桁とPC桁の境界の接合面となっている。鋼桁はこの接合面から1,500mmの位置に鋼桁ダイヤフラムがあり、

表-3 接合部の施工順序の比較

ステップ	前 接 合	後 接 合
①	張出し施工 接合面 1750mm	張出し施工 接合面 2650mm
②	支保工施工	張出し施工
③	張出し施工 斜ベント	張出し施工 斜ベント
④	鋼 桁	支保工施工 鋼 桁
⑤	支保工施工 PC桁と一体打設	PC桁最終ブロック 間詰め打設

PC鋼材定着用后面板となっている。この1,500mmの間隔は鋼セルの中にコンクリートが充填された中詰めコンクリート部（応力伝達域）である。鋼桁はさらに次のダイヤフラムまでの1,850mmの間隔が補強部（応力分散域）で、鋼桁一般部に続いている。PC桁はより確実に鋼桁と一体化するために、接合面でせん断キー的に鋼桁側に300mmラップさせている。

写真-1、2、3は鋼桁接合部端面の中詰めコンクリート打設前の状況を示す。

接合部についての設計の流れを図-5に示す。

(1) 応力伝達機構と設計上の考え方

1) 軸方向圧縮力

接合部における鋼桁からPC桁への軸方向圧縮力の伝達機構は、鋼桁一般部に作用する力が鋼桁補強部で分散され、それらが中詰めコンクリート部の多数の鋼セルにおいて①后面板、②ずれ止め、および③鋼板とコンクリート間の付着、摩擦という3つの応力伝達要素により、鋼板から中詰めコンクリートに伝達され、最終的にPC桁横桁に伝えられる。

このうち中詰めコンクリート部の力の伝達機構は複雑であり明確に把握する必要がある。特に、後面プレート方式の場合にはプレストレス力に加え、作用圧縮力により中詰めコンクリートが圧縮され、ポアソン効果による横膨張のため、鋼板とコンクリートとの間の接触摩擦が大きくなると考えられた。このため、鋼セルについての載荷実験およびそれに対するFEM解析を行い、その結果、各伝達要素の分担率は次のように推定された。

- ① 付着、摩擦 ———— 45～55 %
- ② 后面板 ———— 35～45 %
- ③ ずれ止め ———— 5～15 %

しかし、本設計では、付着、摩擦自体は不確定要素の多い伝達機構であり、これらによる力の伝達を定量的に把握するには、実験例が十分でない、また、ずれ止めや后面板の設計において、付着、摩擦による力を無視することは設計上安全側となる、などの理由により、上述の伝達要素のうち付着、摩擦を無視して、ずれ止めと后面板のみによる分担率を算定しなおし、それをもとにずれ止めおよび后面板の設計を行うことにした。

2) 軸方向引張力

鋼桁に作用する軸方向引張力の中詰めコンクリートへの伝達要素としては、①PC鋼材、②ずれ止めおよび③鋼板とコンクリートの付着、摩擦の3つが考えられる。この接合位置では斜張橋の構造上、死荷重による軸圧縮力が大きい部分であるため、断面の応力照査の結果、作用引張応力が小さいこともあり、その大部分をPC鋼材で抵抗するものとし、これを越える部分については③の付着、摩擦を無視して②のずれ止めのみににより、鋼セルから中詰めコンクリートに伝達され、RC断面で抵抗するものと考えたこととした。

3) せん断力

せん断力の鋼桁から中詰めコンクリートへの伝達要素としては、①ずれ止めおよび②鋼板とコンクリートとの

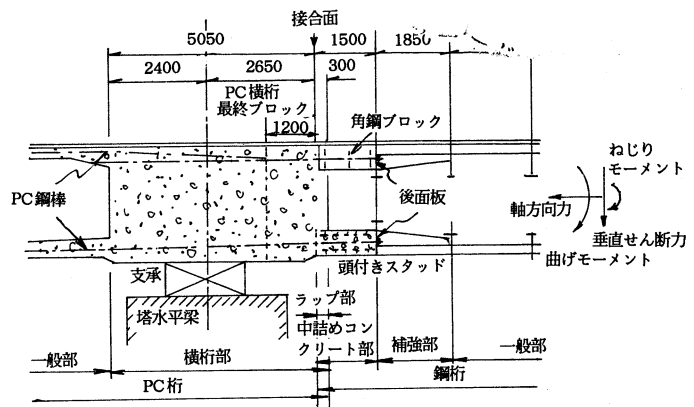


図-4 接合部の縦断面



写真-1 接合桁概観

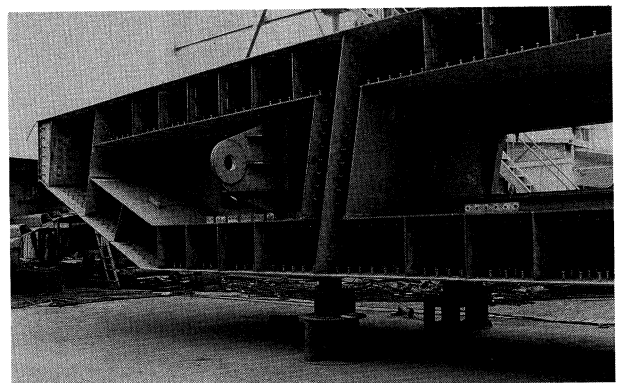


写真-2 鋼桁接合部

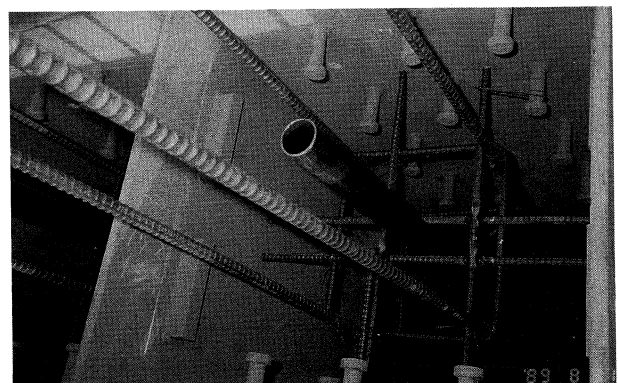


写真-3 鋼桁接合部（セル内）

付着、摩擦の2つがあるが、軸方向力の場合と同様に、②の付着、摩擦を無視し、すべて①のずれ止めによりせん断力が伝達されるものと考えたこととした。

鋼桁、中詰めコンクリートからPC横桁コンクリートへの曲げに伴うせん断力の伝達については、PC横桁部のせ

せん断に対する破壊モードとして

a) 通常のPC梁における斜めせん断ひび割れによる破壊

b) PC横梁と中詰めコンクリートの境界面における直接せん断による破壊

の2つに着目し、PC横桁部コンクリートのせん断に対する照査を行うとともに、鉄筋によるせん断補強を考えた。

(2) 各部基本寸法などの決定根拠

1) 中詰め部鋼セル

鋼セルの幅は、図-6に示すように、鋼床版、斜フランジおよび下フランジではその構造上よりトラフリブ間隔(標準で640mm)とした。鋼セルの高さは中詰めコンクリートの応力分散上の必要面積、そしてセル内の溶接作業、PC鋼材の緊張・定着作業、中詰めコンクリートの充填作業などの製作・作業性を考慮して600mmとした。鋼セルの長さは、鋼セルから中詰めコンクリートへの応力の分散・伝達性状および応力伝達上必要なずれ止め量(本数)が配置できることなどを考慮して1,500mmとした。

2) 鋼桁補強部

鋼桁補強部は鋼床版、斜フランジ、および下フランジの応力を中詰めコンクリート部に一様に分散させるために補強縦リブを設け、このリブをトラフリブに割り込ませる構造とした。鋼桁補強部の長さは応力分散、横リブ間隔を考慮して1,850mmとした。

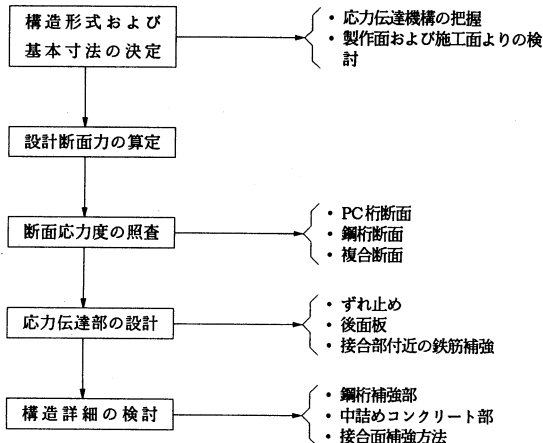


図-5 接合部設計フローチャート

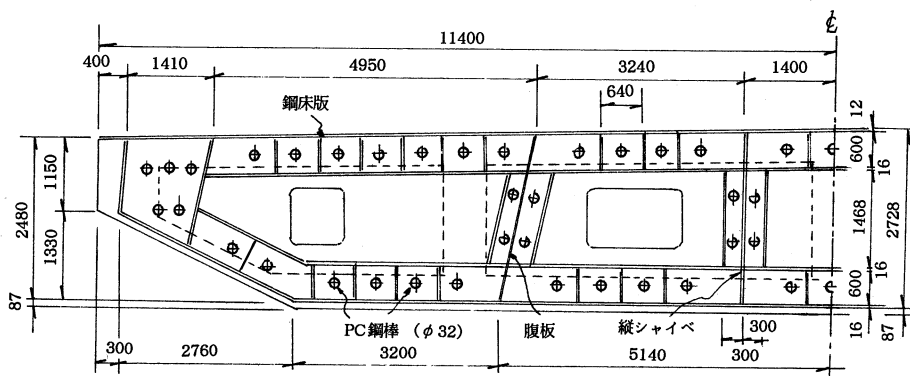


図-6 鋼桁のセル割り

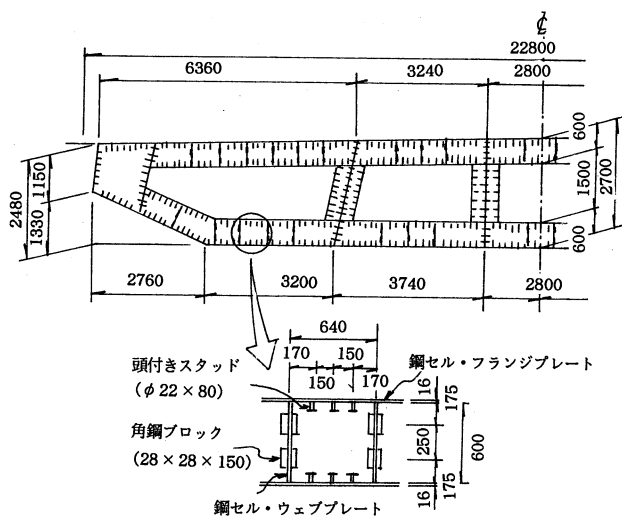


図-7 ずれ止め配置

3) ずれ止めの選定

図-7に示すように、鋼床版、斜めフランジおよび鋼セル・フランジプレート部に取り付けるずれ止めは鋼板とコンクリートとの間の剥離を防止するために、引き抜き力に抵抗できる頭付きスタッドとした。鋼セル・ウェブプレート部のずれ止めは隣接セルの中詰めコンクリートに挟まれるため、肌離れは問題とならないので、セルの組立、溶接作業を考慮して、高さの低い角鋼ブロックを使用することにした。腹板および縦シャイベ部については、軸方向力のみならずせん断力も作用するため、水平および鉛直方向に等しい耐荷性能を有する頭付きスタッドとした。

4) PC鋼材の配置

鋼桁とコンクリート桁とを結合するため、PC桁の主鋼材φ32mm鋼棒(SBPR 95/120)を延長して、各鋼セル部の中央部にほぼ1本ずつ配置することとした。最終的に接合部を横切る総本数は合計74本となった。(図-6参照)

2.4 主桁の設計断面力と応力度

接合部の設計は、原則的に、側径間PC桁部あるいは中央径間鋼桁部に対する設計法と同様、許容応力度設計法によるものとし、道路橋示方書(以下「道示」と略す) - I 共通編・II 鋼橋編(昭和55年2月)および道示 - III コンクリート橋編(昭和53年1月)の該当規定を適用することとした。

(1) 設計断面力

接合部の設計断面力は、全体解析から得られた塔支点上の値を用いることにした。その一例として、完成時/常時の設計断面力を表-4に示す。

(2) 照査断面と適用規定

接合部の応力度照査は図-8に示すように「PC桁部」、「鋼桁部」および「複合部」の3断面について行った。これらの断面に対する応力度照査項目と適用規定との関係を表-5に示す。

表-4 接合部の設計断面力(完成時/常時)

塔位置	Mz min (t・m)	N (t)	Sy (t)
2P側 (因島側)	-7421	-9203	-838
3P側 (生口島側)	-7043	-9236	829

Mz: 面内曲げモーメント N: 軸力(引張りを正とする) Sy: 鉛直方向せん断力

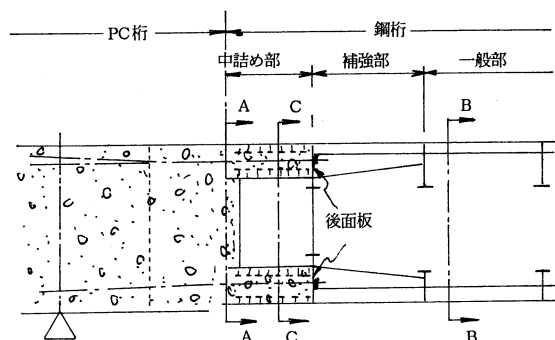
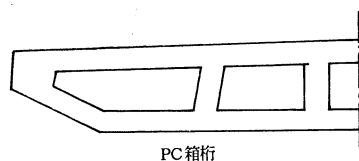
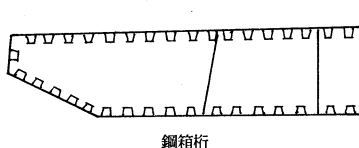
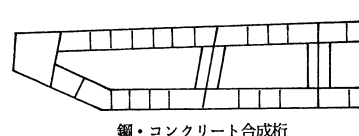
(a) A-A断面
PC箱断面(b) B-B断面
鋼箱断面(c) C-C断面
複合断面

図-8 応力度照査断面

表-5 応力度照査における適用規定

断面	着目位置 (図-8)	曲げモーメント と軸力に対する 応力度照査	曲げ破壊安全度 又は降伏に対する 安全度の照査	せん断力	ねじり モーメント
PC箱断面	A-A	道示-Ⅲ 2.4	道示-Ⅲ 2.4	道示-Ⅲ 2.5	道示-Ⅲ 2.6
鋼箱断面	B-B	道示-Ⅱ	-	道示-Ⅱ 8章 プレート ガーダー	道示-Ⅱ 8章 プレート ガーダー
複合断面	C-C	道示-Ⅱ 9章 合成桁	道示-Ⅱ 9.3.2	-	-

(3) 作用応力度

作用応力度の一例として、完成時/常時の面内曲げモーメント最小時(Mzmin時)における値を表-6に示す。

なお、接合部におけるコンクリートの応力状態について、中詰めコンクリートに生じる引張応力はPC鋼材によるプレストレスで対処するものとし、完成時(常時)にはいわゆるフルプレストレスの状態となるよう設定することとし、その許容値は -140kgf/cm^2 以上かつ 0kgf/cm^2 以下(圧縮応力を負)とした。

表-6 接合部断面の作用応力度

kg/cm²

着目断面位置		上 縁		下 縁	
		作用応力度	許容応力度	作用応力度	許容応力度
PC箱断面	2P側	-7.2	0	-71.3	-140
	3P側	-9.3		-69.5	
鋼箱断面	2P側	133	1400	-1589	-2100
	3P側	85	(SS41)	-1550	(SM50Y)
複合断面	鋼桁	2P側	-19	1400	-393
		3P側	-29	(SS41)	-379
	中詰め コンクリート	2P側	-3.0	0	-56.7
		3P側	-4.5		-55.4

(引張りを正とする)

2.5 応力伝達部の設計

本設計では先述のように、付着力および摩擦力は不確定要因が大きいこと、および結果的に安全側となることなどから付着、摩擦は無視することとし、後面板およびずれ止めのみで力を伝達するものと考えたことにした。そこで、鋼桁下フランジ側の鋼セルに着目し、付着、摩擦を無視した系での軸方向力に対する後面板とずれ止めとの分担割合を2次元FEM解析により求めた。その結果、ずれ止めの分担率は、後面板板厚が $t=19\sim 25\text{mm}$ の場合で、頭付きスタッド($\phi 22\sim 80\text{mm}$, 3本 $\times$ 7列の場合)に対し35%、角鋼ブロック($28\times 28\times 150\text{mm}$)に対し50%とした。

(1) ずれ止め

鋼セル内のずれ止めは、図-7のように、上下フランジ部には頭付きスタッド、両ウェブ部には角鋼ブロックを用いることにし、弾性的な応力伝達を仮定して、セル内各4面のずれ止め剛度(ずれ定数)が等しくなるようにずれ止めを配置することにした。その結果、標準部鋼セルについて上下フランジ部では頭付きスタッドを3本 $\times$ 7列、ウェブ部では角鋼ブロックを2個 $\times$ 3列となった。

これらのずれ止め配置に対して、頭付きスタッド及び角鋼ブロックの許容せん断力を道示Ⅱによって算出して、ずれ止めのせん断に対する照査を次の3ケースについて行った。

① 軸方向力に対する照査並びに軸方向力とねじりモーメントとによるせん断力との合成せん断力に対する照査。

② 鋼桁腹板部の頭付きスタッドに着目し、面内せん断力と軸圧縮力とによる合成せん断力に対する照査。

③ 鋼桁幅員方向両端部の鋼セルに着目し、地震時に作用する引張力に対する照査。

(2) 後面板

中詰めコンクリート部の立体FEM解析によれば、図-9に示すように、後面板からコンクリートへの力の伝達は後面板周縁のごく局部的な領域において、主としてせん断作用によっていることが明らかになった。また、周縁部の後面板前面では中詰めコンクリートに局部的な支圧応力の集中が生じることが確認され、その度合は後面板板厚に左右されることがわかった。したがって、設計ではこれらを考慮に入れて後面板板厚を22mmとし、溶接条件を図示のように設定した。

なお、この応力集中に対し、セル内のコンクリートは、周辺を拘束された3軸圧縮効果により見かけ上強度が上がる

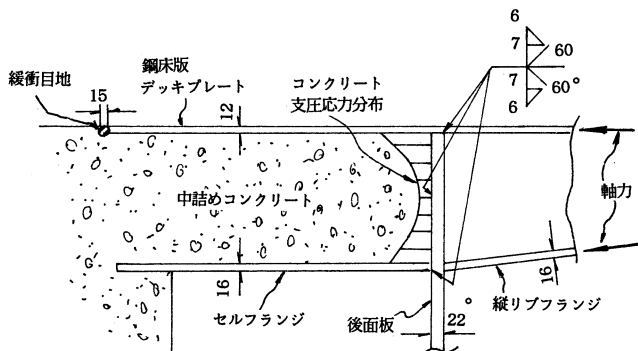


図-9 後面板からの応力伝達

ることから、ほぼ問題とならないものと考えた。

(3) 接合面の鉄筋補強

PC横桁には鋼桁の上下セル部から圧縮力が集中的に作用するため、その接合面付近には図-10に示すような局部的な引張応力が生じる。aはフランジ部背面に生じる割裂応力であり、bは上下フランジ間の横桁前面部に生じる剥裂応力である。2次元FEM解析によりこれらの局部応力分布を求め、これに基づきaに対しD19 ctc 250mm、bに対しD16 ctc 125mmの補強鉄筋を配置することにした。

(4) 接合面のせん断抵抗

鋼桁部あるいはPC桁部のせん断に対する応力照査はそれぞれ現行の道示第Ⅱ編あるいは第Ⅲ編に従って可能であるが、複合部についてはせん断に対する抵抗断面の考え方が明確でない。しかし、複合部は鋼桁断面の中にコンクリートが充填されている構造であるので、鋼桁に対するせん断照査が満足されれば、複合部についても自動的に満足されるものと考えた。

本接合構造の場合、せん断力に対しクリティカルとなる断面は中詰め部とPC横桁との境界面（いわゆる「接合面」、図-4参照）であると考えられる。したがって設計ではこの接合面に対して「曲げに伴うせん断」と「直接せん断」の2つの考え方により照査を行うこととした。

1) 曲げに伴うせん断

図-11(a)のように中詰めコンクリート断面がI形（ウェブ厚600mm）の仮想PC梁と想定し、道示-Ⅲ2.5を適用することにより、曲げに伴うせん断力に対する通常のトラス理論に基づき、PC横桁内に配置すべき必要スタールップ量を算出した。

2) 直接せん断

接合面における直接せん断に対する抵抗について、以下の3種類の考え方によりそれぞれ安全性を確認した。

a) 接合面における桁断面の直接せん断抵抗：直接せん断に対する桁の有効断面として、腹部セルの中詰めコンクリートのウェブとフランジの一部とを考える。b) プレストレスト力による摩擦抵抗：中詰めコンクリート前断面に摩擦力が作用すると考える。

c) 横桁前面部の直接せん断抵抗：横桁前面の鋼桁側に突出したコンクリート部分をいわゆるせん断キーと考える。

a) については、図-11(b)のように境界面に直接せ

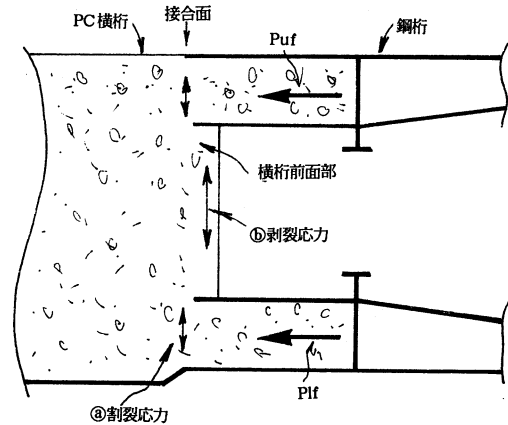
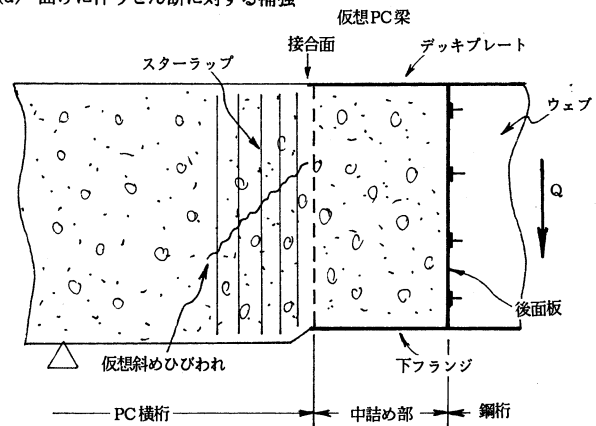


図-10 接合部の局部応力

(a) 曲げに伴うせん断に対する補強



(b) 直接せん断に対する有効断面

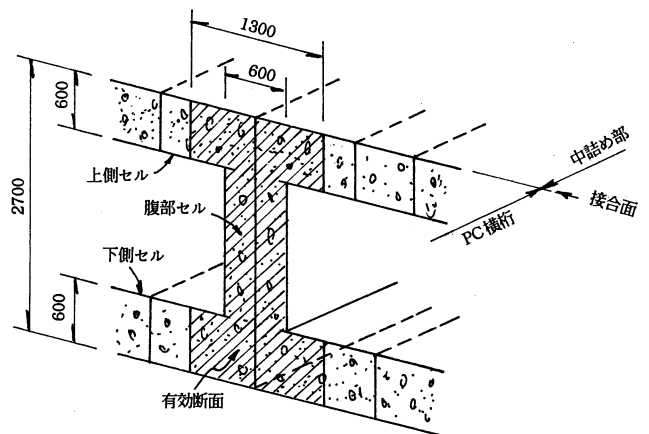


図-11 接合部のせん断抵抗

ん断力が作用すると考えた場合、中詰めウェブ内のコンクリートだけでなく、上下フランジのコンクリートの一部もせん断に抵抗できるものと考え、この面を垂直に横切る必要鉄筋量を算定することにした。なお、上下フランジの一部も有効と考えたのは、これらの厚みが桁高に比べ比較的大きいことによるためであり、直接せん断に

対する有効断面は立体FEM解析結果に基づき算出した。この断面についての応力照査では、設計荷重時および終局荷重時についてそれぞれ許容値を満足するという結果が得られた。

また、b) およびc) についても照査した結果、いずれも十分安全であることを確認した。

3. 接合部の施工

3.1 PC桁最終ブロックのブロック長

施工順序を後接合とすることから、最終的にPC桁と鋼桁接合ブロックとの間に間詰めコンクリートを施工しなければならないが、その重要性から考えて、単なる「間詰め」ではなくPC桁の「最終ブロック」と見なすことにし、その長さは次のような要件から施工が確実に行える最小値として1,200mmとした。

① 鉄筋の継手長

PC桁側および鋼セル中詰めコンクリートからそれぞれ突き出した軸方向鉄筋の重ね継手において、密着結束かつ千鳥配置できるためには、D16の軸方向鉄筋に対し重ね継手長および継手ずらし長として、それぞれ400mm程度必要であることから、接合部の長さは最小1,200mmが要求される。

② ブロック内での作業性

PC横桁端板型枠の脱型、コンクリート打継ぎ目の表面処理（チッピング）、軸方向PC鋼棒のカップリングおよび緊張、定着ならびに横方向PC鋼棒の配置などの作業では、作業員が最終ブロックの中に入り込む必要があり、例えば緊張用ジャッキの長さが約700mmであることから、最小の作業スペースとしてやはり1,200mm程度必要となる。

写真-4に示すように、実作業では1,200mmの作業幅の中で、橋軸方向に鉄筋およびPC鋼棒さらにはマンホール用型枠が貫通していたため、特に横方向PC鋼棒の配置作業に手間取り、この部分の計画工程を大幅に超過する結果となった。

3.2 接合部のコンクリート

鋼桁接合ブロックは、予め鋼桁製作工場において鋼セル内に中詰めコンクリートを充填した後、現地に搬入、設置された（表-4中ステップ④参照）。このときの中詰めコンクリートは、早強セメントに無収縮混和剤を混入したスランプ値20cmのものを使用し、接合ブロックを角度90°建て起こした状態で鋼セル開口部からコンクリートを投入する、鉛直打設によった。

また、最終ブロックの間詰めコンクリートについては、橋橋部と同じ $\sigma_c = 400 \text{ kgf/cm}^2$ のものと無収縮性コンクリートについて比較検討したが、接合部も張出し施工における併合ブロックと同様の条件であると考え、前者を採用した。このコンクリートの打設に際し、スランプ値8cmとしてPC桁一般部とほぼ同様な管理を行ったが、特に、打設速度についてはコンクリートの充填を確実にするよう締固めの作業を優先させた。

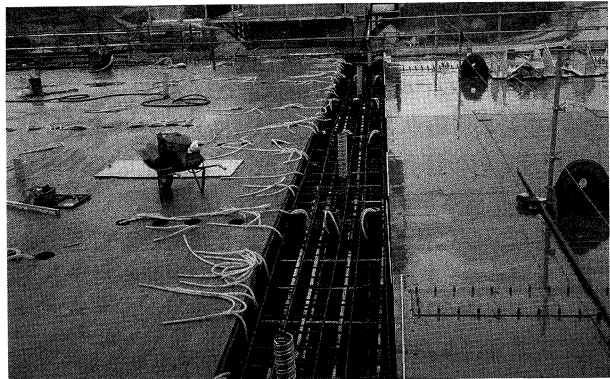


写真-4 接合部PC桁最終ブロック (左側: PC桁、右側: 鋼桁)

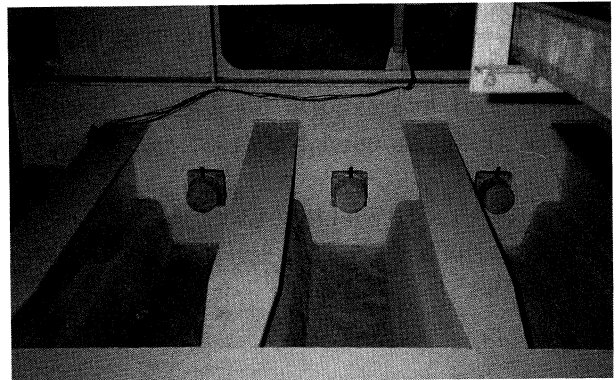


写真-5 鋼桁接合部 PC鋼棒定着部

3.3 付帯工

(1) 緩衝目地

図-9に示すように、軸力作用時の鋼床版デッキプレート先端の応力集中を緩和するために、接合ブロック前面のデッキプレートとPC桁コンクリートとが接する箇所に、いわゆる緩衝目地を設けた。目地部には、鋼板端面をプライマー処理した後、予めコンクリート側に設けたV字形の溝に1液性のシリコン系シーラ材を充填した。

(2) PC鋼棒定着部の棒錆対策

鋼セル内には連結のためのPC鋼棒が多数配置されており、その大部分は鋼桁補強部側で緊張、定着作業を行った（図-3参照）。最終的に、支圧板から露出するPC鋼棒ネジ部およびナットの棒錆対策として、溶融亜鉛めっきを施した鋼製キャップをカバーとして取り付け、その内部にセメントペーストをグラウトした。この様子を写真-5に示す。

4. あとがき

混合主桁の接合部に関しては、その位置、構造形式、ディテールなどについて種々の検討を行い設計を進めたが、さらに検討の余地のある点も残されている。例えば、中詰めコンクリート部の応力伝達に果たす鋼・コンクリート間の付着、摩擦の役割とその適切な評価方法、あるいは複合桁としてのせん断、ねじりに対する抵抗断面の考え方などであり、これらについては現時点ではほとんど資料がなく、今後の基礎的な研究や経験を踏まえて、より一層の検討を要する問題と考えられる。

複合斜張橋という橋梁形式はわが国では初めてであることから、昭和60年より4年間にわたり、(財) 海洋架橋調査会の中に「生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会」(委員長、田島二郎埼玉大学教授) が設置され、特に鋼桁とPC桁の接合部について設計・施工上の問題点を解明すべく広範な調査・研究・検討がなされた^{5)~8)}。委員会の委員ならびに他の多くの方々より適切かつ有意義な御助言を賜った。関係各位に対し深甚の謝意を表すとともに、本報告が今後の複合構造あるいは混合構造物の設計施工の参考になれば幸いである。

参考文献

1) M.Ohashi,J.Tajima,M.Yamashita and Mori :
“Design of Complex Cable - Stayed Bridge”,
Proceedings of International Conference on Cable
- Stayed Bridge,Bangkok,Nov.,1987,pp.694 - 710.

2) 森 邦久 : 「6.5生口橋の設計」、鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン、土木学会、1989年3月、pp.189 - 199

3) 多田、山岸 : 「生口橋の設計・施工 - 主として接合部について -」、土木学会第2回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集、1989年9月、pp.359 - 364.

4) 森、帆足、木村 : 「生口橋接合部実験報告」、本四技法、Vol.13,No.49,1989年1月、pp.48 - 52.

5) 生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書、(財) 海洋架橋調査会、昭和61年3月。

6) 生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書、(財) 海洋架橋調査会、昭和62年3月。

7) 生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書、(財) 海洋架橋調査会、昭和63年3月。

8) 生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書、(財) 海洋架橋調査会、平成元年3月。

生口橋PC桁ケーブル定着部の設計

Design of Stay Cable Anchorages of Pre-stressed Concrete Girders in Ikuchi Bridge

設計部
(前) 向島工事事務所

設計第三課課長代理
第一工事課長

山岸 一彦

Kazuhiko Yamagishi

向島工事事務所

第一工事課長付

西本 聡

Satoshi Nishimoto

向島管理事務所
(前) 向島工事事務所

維持補修課
第一工事課長付

矢野 保広

Yasuhiro Yano

1. まえがき

生口橋は中央径間490mの三径間連続複合斜張橋であり、その主桁は中央径間が鋼箱桁、両側径間がプレストレストコンクリート(PC)箱桁という混合構造形式となっている。

この側径間PC桁の斜ケーブル定着部は、いわゆるベアリング・プレート・タイプ(支圧板形式)であり、主桁の定着横梁の両端部の定着コンクリートブロックに設けられる(写真-1)。

斜ケーブルは端部がソケット構造となっており、定着コンクリートブロックの中のケーシングパイプ(貫通孔)を通りこのブロックの背面で支圧板(極圧鋼板)を介してコンクリート部に定着される。すなわち、大きな斜ケーブル張力(最大設計張力約550tonf)は、ソケットから座金、支圧板を経てコンクリートに支圧応力として分散・伝達される。

この支圧応力は局所的な集中力であるため、支圧板背面には相当大きな割裂応力が生じ、これに対する補強鉄筋を設計する必要がある。この補強筋としては、従来、一般的にスパイラル筋が多用されてきた。しかし、この部分には橋軸直角方向の横締めPC鋼材およびその定着部や種々の補強筋が交錯して極めて複雑な配筋状態となっており配筋構造の単純化が望まれる(写真-2)。

コンクリート中の斜材方向に沿ってケーシングパイプとして薄肉鋼管が埋め込まれる。これはコンクリート打

設時の型枠としてだけでなく、ケーブルの角折れ緩衝材及び防水装置の設置上からある程度の剛性を有するものが必要となる。また、この孔あき断面欠損および鋼管そのものはコンクリート内の応力分散に影響を与える。特にこの鋼管の剛性(肉厚)や、鋼管にリブを付けることが、支圧力、割裂力などの応力分散性や応力伝達性に影響すると考えられた。

これらの検討を行うために、定着部近傍に着目した3次元弾性有限要素法解析(FEM解析)や模型供試体を作成し静的載荷試験を実施した。そして、これらの結果に基づき定着部の設計を行った。

ここでは、これらPC桁ケーブル定着部に関する検討内容および設計の概要について報告する。

2. 3次元有限要素解析による検討

2.1 解析目的

斜ケーブルの定着部は従来のPC斜張橋に多くの例がみられるように、基本的には支圧板とケーシングパイプとを組み合わせた形式となっている。定着部に生じる割裂力は従来、メルシュによって誘導された簡易式¹⁾が利用されてきたが、本橋ではパイプ径が最大約40cmにもなり、この孔あきによる断面欠損の影響を検討するため、また、この部分の配筋の施工性を考慮したケーシングパイプ周辺の補強方法やケーシングパイプの持つ剛性やリブによる支圧、割裂応力の分散効果について詳細に検討を加えるため3次元有限要素法を実施した。

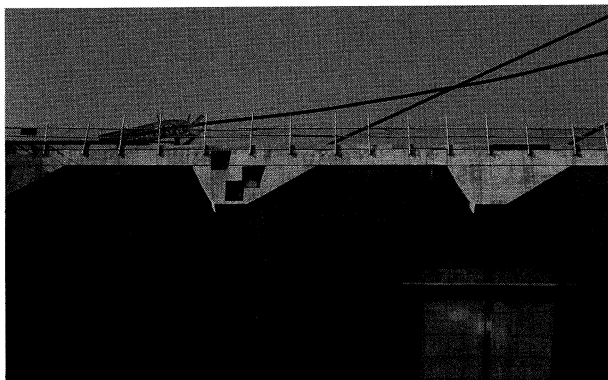


写真-1 側径間PCケーブル定着部の概観

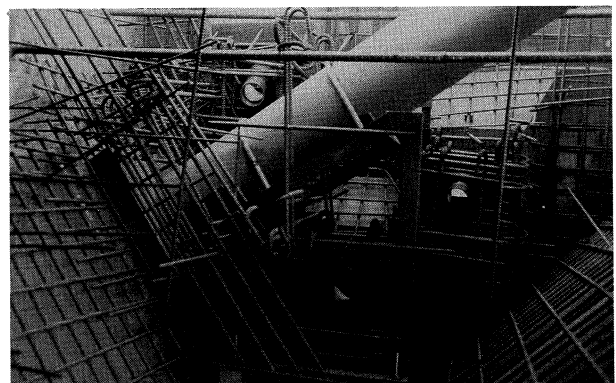


写真-2 ケーブル定着部の配筋状況

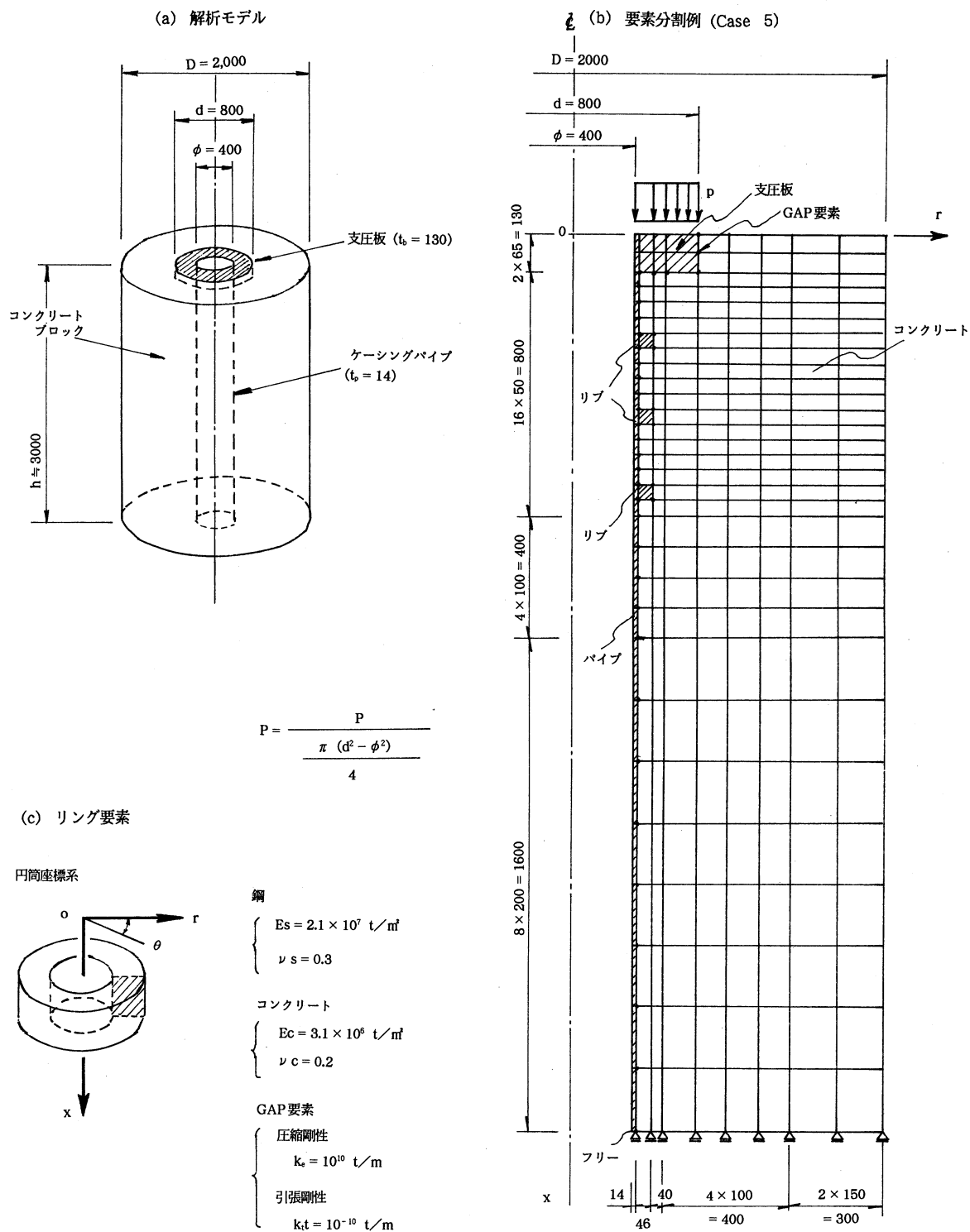


図-1 解析モデルと要素分割例

2.2 解析方法

PC桁の斜ケーブル定着部は主桁断面両端部の逆台形状の定着突起（定着コンクリートブロック）の中を貫通して支圧板およびケーシングパイプが設けられた構造であるが、図-1 (a) のような軸対称円柱体としてモデル化し、同図 (c) の軸対称体要素（リング要素）を用いた3次元FEM解析による弾性解析をおこなった。

各解析ケースの内容を表-1に示す。また、要素分割例を図-1 (b) に示す。基本的には四角形断面のリング要素の組合せであるが、鋼（支圧板とパイプ）とコンクリートとの接触面はダブル接点としてGAP（ギャップ）要素を配置し、鋼、コンクリート間の荷重伝達あるいは離間を表現することにした。ここで、GAP要素とは2接点によって構成される体積の無い要素であり、2接点間が開

表-1 解析ケース

CASE	モデル	形状図	形状等	目的および内容
1	中実円柱		$d = 800, D = 1200, D/d = 1.5$ 支圧板無し	解析の妥当性を検証するためのモデルであり、支圧板を介さず直接コンクリート表面に載荷する。 Hiltcher らによる主として割裂応力度に着目した数値解析結果と比較するためのケースである。
1'	中実円柱		$d = 800, D = 1200, D/d = 1.5$ 支圧板有り	CASE 1 において、支圧板を介しての載荷の影響の有無を調べる。
2	中実円柱		$d = 800, D = 1200, D/d = 2.5$	既往の割裂応力の評価式はほとんど全てこのような中実体について誘導されており、以降の比較の基準となる基本モデルである。
3	有孔円柱		$d = 800, D = 1200, D/d = 2.5$ パイプ欠損考慮 ($\phi = 400$)	パイプ挿入のために設けた円孔の断面欠損による応力・変形性状の変化を調べる。
4	パイプ挿入		$d = 800, D = 1200, D/d = 2.5$ パイプ欠損考慮 ($\phi = 400$) パイプ考慮 ($t = 14$)	パイプを円孔内に挿入し、パイプの外周面に付着力および摩擦力が作用しないと仮定した時のパイプによる円孔内面の補強効果を調べる。
4'	周辺プレストレス導入			パイプを挿入し、かつコンクリートブロック外周面から一様な外圧を作用させ、周辺プレストレスによる影響を調べる。
5	リブ付きパイプ挿入		$d = 800, D = 1200, D/d = 2.5$ パイプ欠損考慮 ($\phi = 400$) リブ付きパイプ考慮 ($t = 14$)	パイプ外周面の支圧板近傍にリブを設け、リブによる支圧応力度の分散効果を調べる。

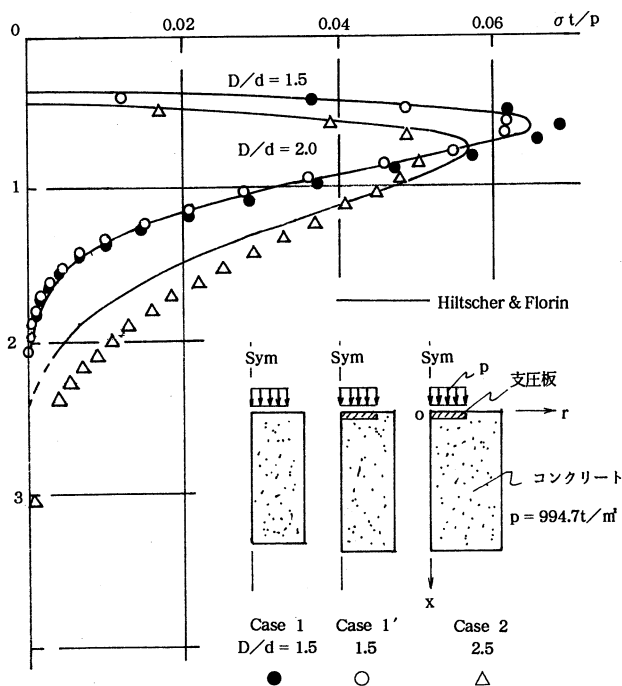


図-2 中実円柱についての数値解析結果とその比較

く方向に変位するときは自由に離間が生じ、逆に閉じる方向の時は軸方向の剛性を持ち荷重伝達の役目を果たす。

鋼およびコンクリートは弾性的に挙動するものとし、鋼とコンクリート間の付着あるいは摩擦は無視した。また、

コンクリートはひび割れないものとし、鉄筋の影響も考慮していない。

荷重はどのケースについても総荷重 500tonf が載荷面積上に一様に分布するものとし、境界条件としては図-1 (b) に示すように底面の鉛直変位のみ拘束し半径方向はフリーとした。ただし、パイプそのものは下端でずれの発生が予想されるため鉛直方向にもフリーとした。

2.3 解析結果とその考察

(1) 解析方法の検証

図-2 に割裂応力 (σ_t) の鉛直方向 (x 方向) 分布を示す。解析方法の検証のため Hiltcher らによる数値解析結果²⁾ と比べると、ケース 1 の結果は、ピーク値については若干大きくなっているものの、分布形状などは良く一致している。また、支圧板を介して載荷したケース 1' の場合は、支圧板による支圧応力の分散効果が若干現れピーク値がケース 1 の計算結果に比べて低下しており、この場合の分布形状もやはり Hiltcher らの解とよく一致している。

ケース 2 の場合は $D/d = 2.5$ であり Hiltcher らの解 ($D/d = 2.0$) と直接比較は出来ないが、ピーク値が小さくなり分布のすその形状が若干広がるという傾向は Hiltcher らの結果と一致するものである。

以上より、本解析で採用したリング要素を用いる 3 次元 FEM 解析は妥当な結果を与えることがわかった。

(2) 変形性状

ケーシングパイプ挿入 (ケース 4) とリブ付ケーシング

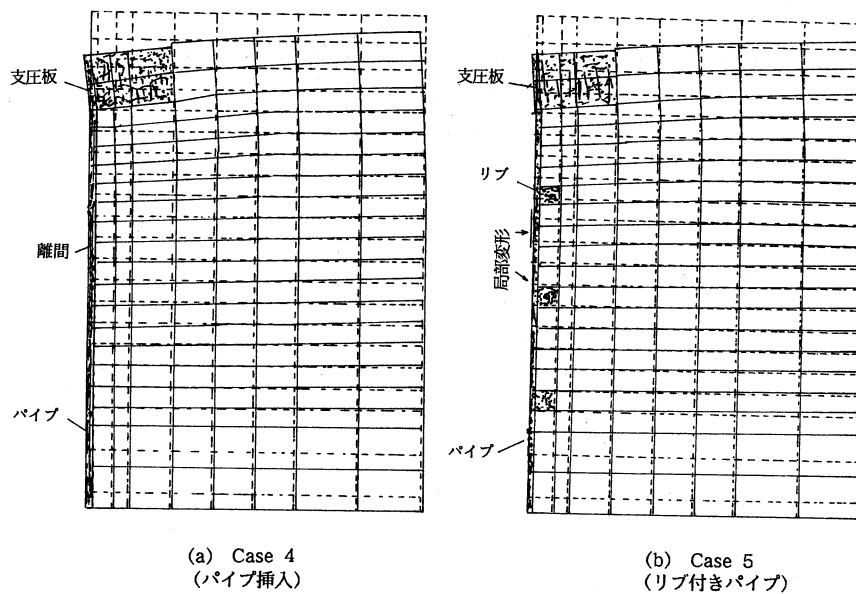


図-3 リブの有無による変形の相違

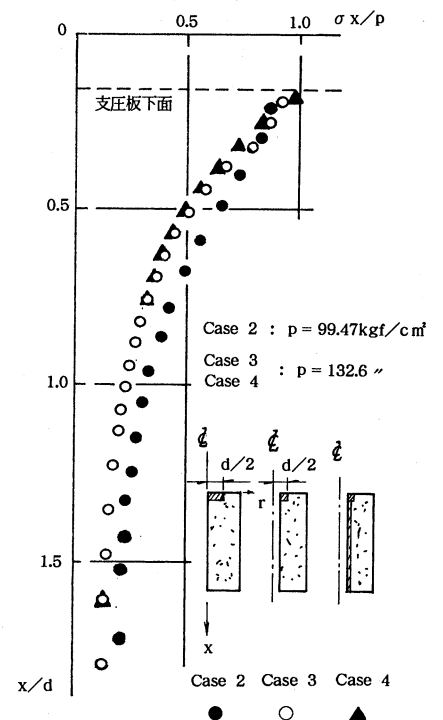


図-4 孔あきおよびパイプ挿入の支圧応力分布に及ぼす影響

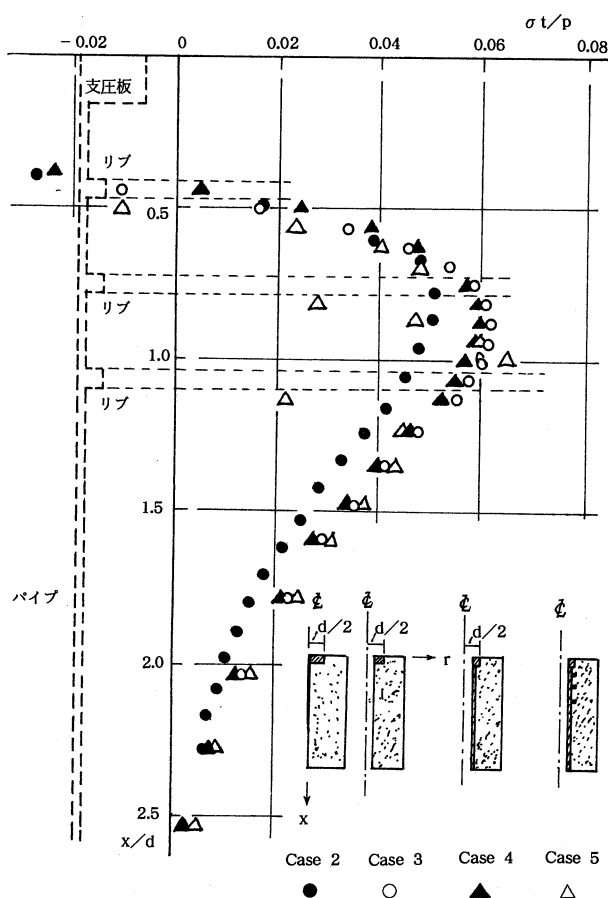


図-5 割裂応力度の鉛直方向分布

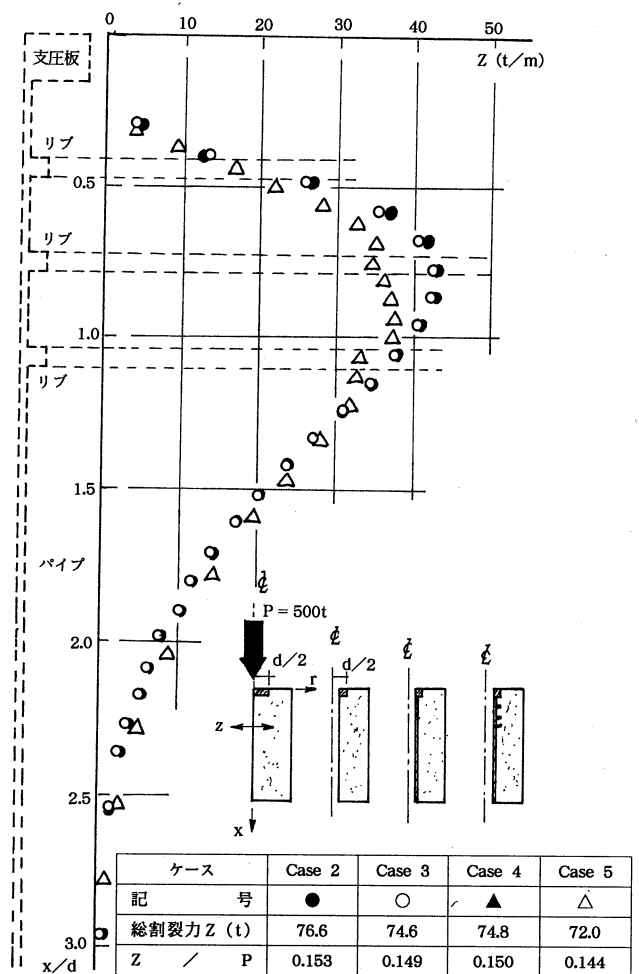


図-6 割裂力の鉛直方向分布および総割裂力

パイプ挿入（ケース5）についての円柱上部の変形図を図-3に示す。ケース4では、パイプ外周とコンクリート間に離間が見られることから、単なるパイプ挿入はコンクリートに対する補強効果をほとんど期待できないものと判断される。また、ケース5では、リブの付け根のパイプに局部変形が生じており、支圧板のめり込み変位量がケース4に比べ少ないことから、リブによる支圧板分担効果を確認することが出来る。

(3) 応力性状

1) 円孔およびパイプの影響

平均支圧応力度 p で無次元化した支圧応力(σ_s)の鉛直方向分布を図-4に示す。載荷板(支圧板)直下でケース2(中実)とケース3(有孔)とが一致するのは当然であるが、その鉛直方向分布についてはほぼ一様に20~30%程度ケース3の方が小さくなっている。また、パイプを挿入したケース4はケース3とほぼ一致しておりほとんど差がみられない。

図-5には平均支圧応力度 p で無次元化した割裂応力(σ_c)の鉛直方向分布を示す。ケース3はケース2に比べピーク値で約1.3倍ほど大きくなっており、深さが増すにつれて徐々にケース2に近づいていく。ケース4はケース3に比べ全体的にわずかに小さくなっているが、ほぼ同じ分布傾向である。また、ケース5はリブのある付近で割裂応力値が乱れているが、それ以外ではケース3、4とほぼ同じ分布傾向である。

通常、割裂に対する補強は局部的な「応力」ではなく断面内に分布する応力を積分した「力」で評価して設計している。ここでも「割裂力」に着目し、その鉛直方向分布を図-6に示す。なお、横軸は単位深さ当りの割裂力であり、半断面についての全積分値(Z)は図中の表に示すとおりである。この図において、ケース2,3および4を比較すると、3者間にはほとんど差の無いことがわかる。

また、図中の表より明らかに、断面に作用する総割裂力 Z は全ケースについて大差がなく、総割裂力 Z と作用荷重 P との比は約15%前後の範囲である。これはシャイベを対象とした2次元解析あるいは四角柱を対象とした3次元解析の結果¹⁾ともほぼ一致する。さらに、メルシュが提案した割裂力に対する近似算定式²⁾

$$Z = 0.25P (1 - a/d')$$

ここに、 a : 載荷幅、 d' : 部材幅

において、 $a = d$ (載荷幅の直径)、 $d' = D$ (円柱体直径)として

$a/d' = d/D = 800/2,000 = 0.4$ を代入した値とも一致するものであり、断面欠損のあるケース3~5についても近似算定式が適用できるようである。

2) リブ付パイプの影響

図-7は、コンクリートの支圧応力度についてリブ付き

表-2 解析結果の要約

CASE	モデル	結果と考察
1	中 実 円 柱 ($D/d = 1.5$, 支圧板無し)	割裂応力度分布が鉛直方向、半径方向ともHiltscherらによる数値解析結果と一致をみたことから、本解析方法の妥当性が検証された。
1'	中 実 円 柱 ($D/d = 1.5$, 支圧板有り)	支圧板を介して荷重を作用させると、支圧板の無い場合に比べ、分布形状はほとんど変わらないが、割裂応力度のピーク値が若干小さくなる。
2	中 実 円 柱 ($D/d = 1.5$, 支圧板有り)	割裂応力度の分布形状は、Hiltscherらが得ている傾向と一致する。 割裂力の作用荷重に対する比は約15%であり、メルシュの提案値とほぼ一致する。
3	有 孔 円 柱	円孔により載荷面積が減少するため、支圧板直下の支圧応力度の値は中実体に比べ大きくなるが、その影響範囲はほぼ載荷半径分位の深さである。割裂応力度は、中実体に比べピーク値で1.3倍大きくなり、深さ方向にも若干大きめの分布形状となる。割裂力 Z は作用荷重の約15%であり、有孔円柱に対してもメルシュの算定式が適用できるようである。
4	パ イ プ 挿 入	局部的な点を除いて、全体的な応力・変形状はパイプ無しの場合とほぼ完全に一致しており、また、パイプにはほとんど応力が発生していないことから、パイプによる円孔の補強効果はほとんど無いものと考えられる。特に、変形状では、パイプとコンクリートとの接触面に離間がみられる。
4'	周辺プレストレス導入	プレストレスの効果により割裂応力度は全て圧縮側となり、引張応力度の発生はみられない。プレストレスの支圧応力分布に及ぼす影響はほとんど無い。
5	リブ付きパイプ挿入	支圧板直下の支圧応力度は、リブの無い場合に比べて約60%程度に減少し、また、パイプがリブ位置で局部曲げ変形を受けていることなどからリブの荷重伝達への影響は明瞭である。しかし割裂力はリブ無しに比べピーク値が若干小さく、断面全体に作用する総割裂力もわずかに小さいが、リブ無しと同等であると判断される。

パイプを挿入したケース5とケース2(中実体)およびケース4(パイプ挿入)とを比較したものである。ケース5における支圧応力度は全体的にはリブ位置で不連続となるのこぎり波状の特異な分布をしている。また、支圧板直下の支圧応力度がケース4に比べ約60%となっており、さらに、深さ方向ではリブ位置でケース4を上回る応力度が発生しているにも関わらず、全体的には支圧応力度が深さ方向に分散し、かなり平均化された分布性状となっている。

ところで、図-6中の表に示したように、ケース5に対する総割裂力 Z は他のケースと比べ若干小さくなっているが、ほぼ同等であると判断され、リブは割裂力の低減には余り効果が無いものと考えられる。また、 Z/P の値は他のケースと同様、ほぼ15%程度であり、リブ付きパイプの場合にもメルシュの近似算定式が合うようである。

2.4 解析結果の総括

解析結果の要約を表-2に示す。

3. 静的載荷試験による検討

3.1 実験目的と供試体

(1) 実験目的

本実験の主な目的は以下の通りである。

1) グリッド筋による補強効果

施工性に対する配慮から、定着部背面の支圧、割裂の補強筋として、一般的に使用されているスパイラル筋に対して配筋上施工性の良いグリッド形式を考えた。スパイラル筋はフープテンションによるコンクリートの3軸圧縮効果を期待するものに対し、グリッド筋は支圧応力の分散により耐荷力の向上を図るという根本的な違いがある。このような相違を明確にするための既往の実験例は少なく³⁾、特に、グリッド筋の効果的な配置方法について

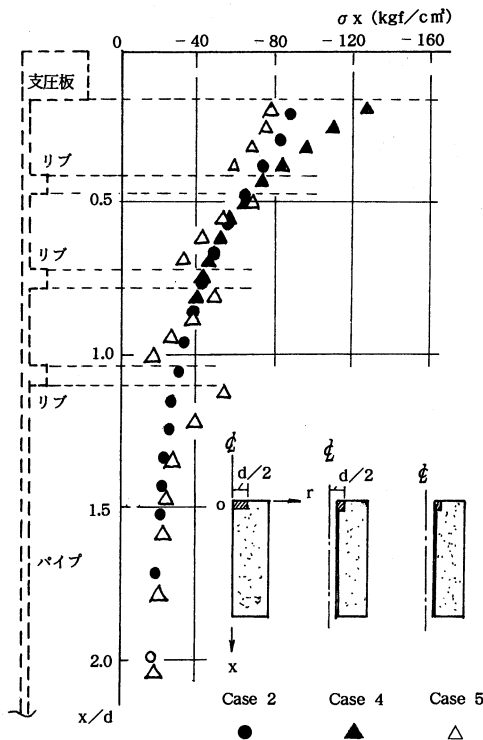


図-7 リブの有無による支圧応力度分布の相違

調査した例はないようである。このため、スパイラル筋とグリッド筋との耐荷機構あるいは耐荷性能の相違や、グリッド筋配置の補強効果に与える影響を確認する。

2) ケーシングパイプに取り付けたリブの効果

過去にリブ付きパイプをスパイラル筋で補強した実験においてリブによる荷重分散効果を確認した例⁹⁾はあるが、グリッド筋と組み合わせた実験例は皆無のようであり、その耐荷性能（耐荷力及びひび割れ性状など）が明らかでない。このため、パイプに取り付けたリブによる支圧、割裂力の分散効果および耐荷性能に及ぼす影響を確認する。

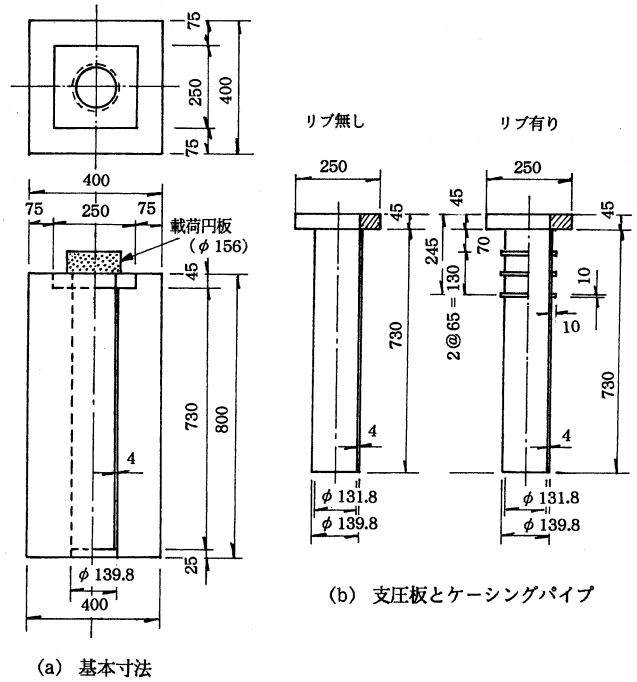
3) 定着部のひび割れ性状

定着部補強の際に想定するひび割れ幅の値としてどの程度見込めば良いか明確でない。このためスパイラル筋とグリッド筋ならびにリブの有無についてひび割れ性状を調査し、耐荷機構に与える影響を確認する。

(2) 供試体の形状、寸法及び種類

実験対象は試験装置等の関係から定着具近傍に着目した縮尺率約1/3の角注体とした。その供試体の形状、寸法を図-8に示す。スパイラルまたはグリッドによる割裂補強のための鉄筋量は、実橋に対する必要鉄筋量をFEM解析より算出し、供試体の鉄筋量は、縮尺1/3の二乗、すなわち、実橋に対する必要鉄筋量のほぼ1/9を配置することにした。

供試体は表-3に示すように各種類1体ずつ計6体作成した。各供試体は形状、寸法、周辺補強鉄筋量などはまったく同一であり、割裂補強鉄筋の種類、量と配置及びパイプのリブの有無が異なる。供試体名称は、スパイラル筋を“S”、グリッド筋を“G”とし、パイプにリブ付きのものは“R”を付け加えた。また、グリッド筋配置の違いによりG1とG2に区別し、グリッド筋の量の違いによってG2とG2'とした。



(a) 基本寸法

(b) 支圧板とケーシングパイプ

図-8 供試体の形状・寸法

3.2 荷重方法

荷重試験は、大阪工業大学構造実験センターで行い、支圧板を上にして供試体を載荷台上にセットし、500tonf油圧ジャッキにより上から圧縮荷重を加えた。

供試体に対し想定したケーブル引張破断荷重 P_u および設計荷重 P_a は、それぞれ165tonfおよび66tonfであった。そこで、荷重ステップは、まず第1サイクルとして P_a まで10tonf毎に荷重した後一旦除荷し、次に第2サイクルに移り破壊に至るまで単調に増加させた。

なお、試験時材令におけるコンクリートの材料試験結果の平均値は、圧縮強度 $=382\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、引張強度 $=29\text{kgf}/\text{cm}^2$ 及び弾性係数 $=2.99 \times 10^5\text{kgf}/\text{cm}^2$ であった。

3.3 実験結果とその考察

(1) コンクリートのひび割れ

1) ひび割れ分布

いずれの供試体についても第1サイクルは弾性範囲内であるため外見的にはひび割れは観察されず、第2サイクルの100tonf前後からコンクリート側面の割裂応力度最大位置($x=100\sim150\text{mm}$)にひび割れが発生し始め、荷重の増加につれて徐々に上下方向に進展していくのが観察された。

ケーブル破断荷重(P_u)相当の165tonfまでのひび割れについて、そのパターンおよび長さなどを比較した結果、補強鉄筋の多いG2' R (他の2.3倍の鉄筋補強量)を除き供試体間に明瞭な差はみられず、補強筋形式および配置、リブの有無などによる相違はほとんど無かった。

2) 荷重-ひび割れ曲線

コンクリート側面において測定した最大ひび割れ幅と荷重との関係を図-9に示す。 P_u 相当の165tonf以上に

表-3 供試体の種類

記号	S	SR	G ₁
特徴	割れ補強の一般的な形状であり、本実験シリーズでの比較の基準とする。	スパイラル筋について、リブの耐荷性に及ぼす効果を確認する。	グリッド筋を支圧板直下に密に配置したものである。
補強筋	スパイラル筋 D6×9巻	スパイラル筋 D6×9巻	グリッド筋 D6×18本、3段配置
リブ	無し	有り	無し
形状・寸法			
記号	G ₂	G ₂ R	G ₂ 'R
特徴	割れ応力が生じる範囲をカバーするようにグリッド筋を配置した実橋で採用予定の配筋である。	G ₂ について、リブの耐荷性に及ぼす効果を確認する。	G ₂ Rのグリッド筋量を約2.3倍とし、補強筋量の増加が耐荷性能に及ぼす効果を確認する。
補強筋	グリッド筋 D6×18本、4段配置	グリッド筋 D6×18本、4段配置	グリッド筋 D10×18本、4段配置
リブ	無し	有り	有り
形状・寸法			

クロクラックなどの影響を受け各測点毎のばらつきが大きく、一定の傾向を見いだすのは困難であるがおおよそ40tonf位までは、各供試体ともほぼ $X = 100 \sim 150 \text{ mm}$ ($= 0.4 \sim 0.6d$ ただし、 $d = 250 \text{ mm}$: 支圧板辺長)の間にピークを持つ分布曲線となっており、スパイラルとグリッドとの相違あるいはリブの有無による相違は明確でない。

次に、コンクリートのひび割れ前後の割れ力の変化状況を把握するために、全供試体の補強筋について全測点から得られたひずみの平均値を荷重に對しプロットしたものが図-11である。可視ひび割れが無く、弾性範囲内と考えらる70tonf付近までは、全供試体は同じ荷重-ひずみ関係となっている。これらより、各供試体に作用する全割れ力は、弾性範囲内では補強筋形式、リブの有無あるいは鉄筋量に関わらず同程度の大きさであることが推定される。ひび割れが視認された荷重100tonfを過ぎると最もひずみの増加が著しいのはG₁である。ここでスパイラル筋とグリッド筋および、それぞれのリブの有無に着目して見てみると、スパイラル筋ではS (○印、実線)のリブ無しの方の増加が大きく、SR (●印)とほぼ平行に増加していくのに対し、グリッド筋のG₂ (□印、実線)とG₂R (■印)とでは140tonf辺りからスパイラル筋の場合とは逆にむしろリブ付きの方が大きくなり、最大荷重に至るまでその差は縮まらない。

(3) パイプの相対ずれ

パイプ下端におけるパイプとコンクリートとの相対ずれと荷重との関係を図-12に示す。Pa = 66tonf付近まではいずれの供試体もほぼ同じ様な挙動を示すが、荷重が増加するにつれて

なると、スパイラル筋とグリッド筋あるいはリブ無しとリブ付きの間で差がみられるようになるが、設計上ひび割れ幅を問題とするのは使用限界状態であり、設計荷重(Pa = 66tonf)以下では補強筋あるいはリブの有無による相違は明らかでない。また、Puにおいてさえも最大ひび割れ幅は高々0.16mm程度であり、一般に言われる許容ひび割れ幅の0.2mmをかなり下回っていた。

(2) コンクリートおよび補強筋のひずみ

集中荷重によって供試体中に発生する割れ引張応力の指標となるコンクリート表面における横方向ひずみの分布状況を図-10に示す。横方向ひずみは、潜在的なマイ

リブ無しグループ(S, G₁, G₂)はリブ付きグループ(SR, G₂R, G₂R')に比べ若干大きめのずれを生じる傾向がみられる。さらにS (○印)とSR (●印)では同一荷重に對し常にSRの方が小さくリブの効果が顕著であり、最終的に耐荷力Pmaxも約10%程度大きくなっている。これに對し、G₂ (□印)とG₂R (■印)とでは最大荷重に近づくにつれて徐々に両者の差が縮まり、最大荷重ではG₁も含めてほぼ同じ値となってしまう。これらのことから、スパイラル筋とグリッド筋とではリブの効果を含めた耐荷力機構の異なることが予想され、グリッド筋ではリブが耐荷力の向上に寄与しないのではないかと推察される。

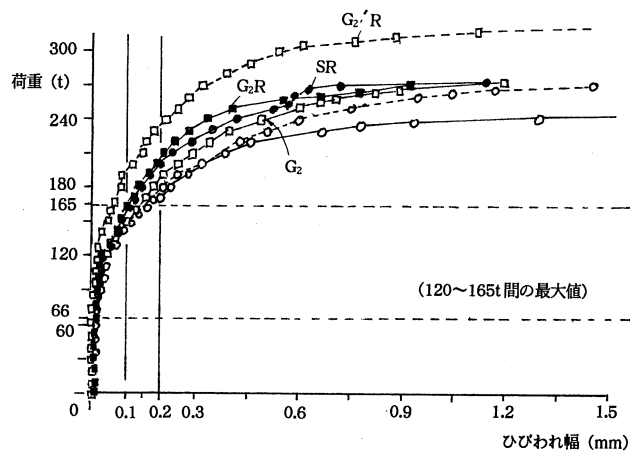


図-9 荷重-最大ひびわれ幅曲線

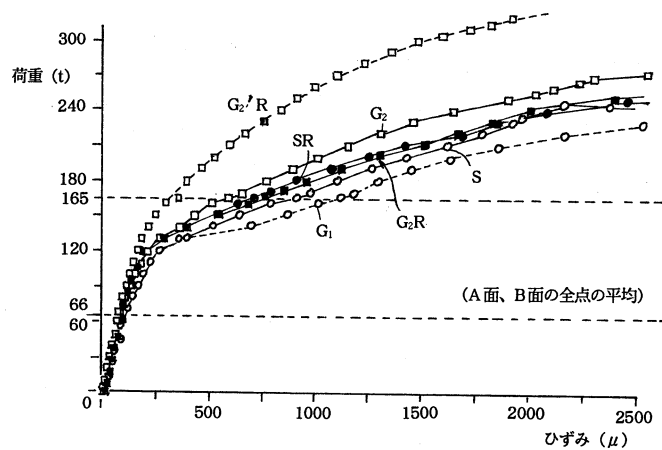


図-11 補強筋の荷重-ひずみ曲線

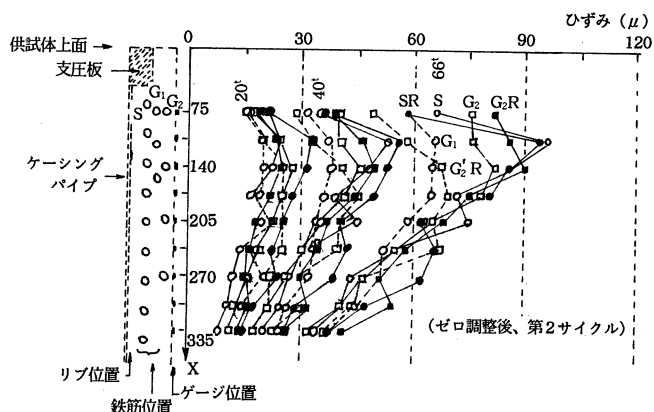


図-10 コンクリートの表面における横方向ひずみの分布

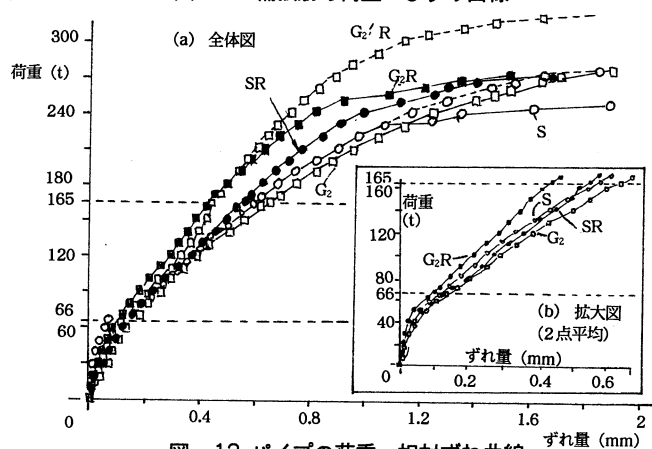


図-12 パイプの荷重-相対ずれ曲線

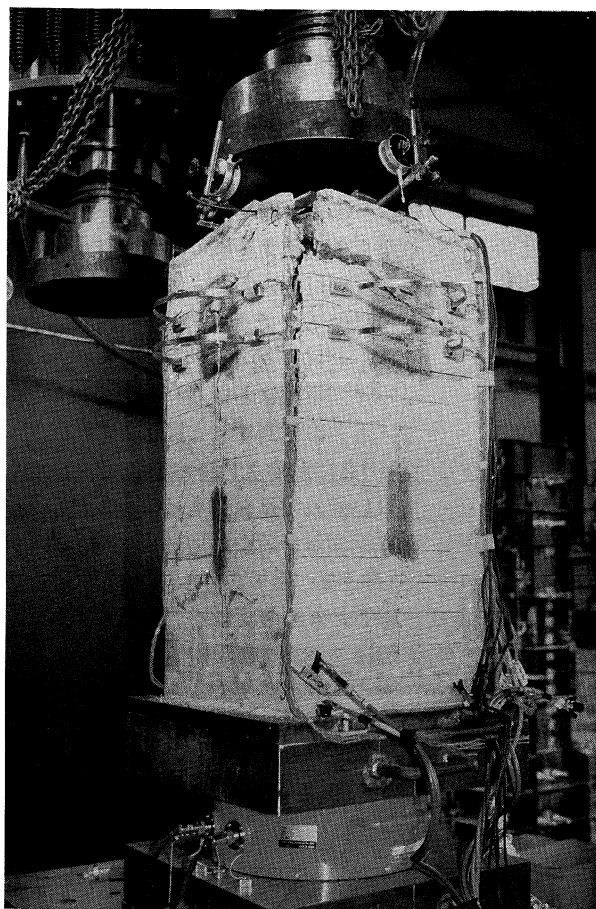


写真-3 SRにおけるバース状の破壊

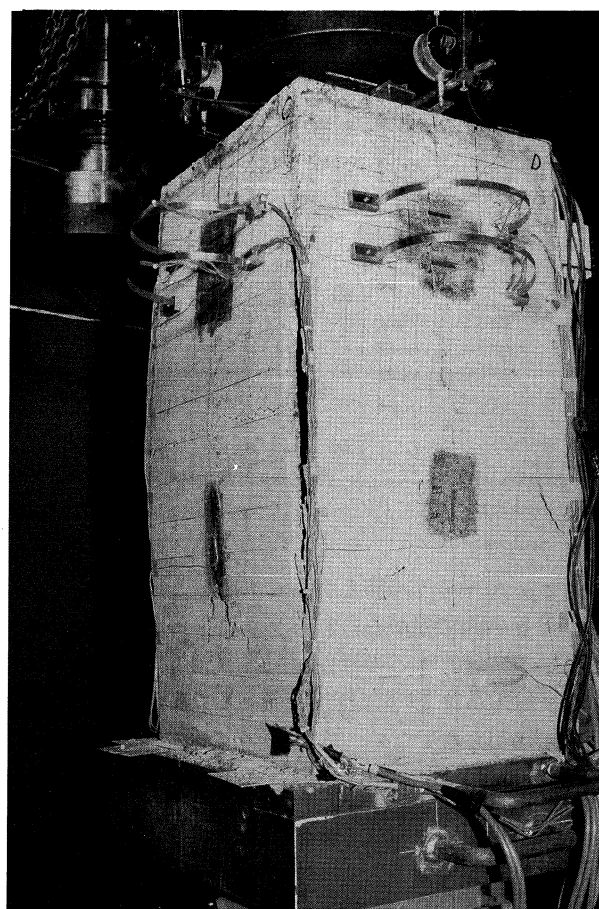


写真-4 G2Rにおけるせん断破壊

(4) 耐力力

最終的な破壊状況は、例えば、SRでは写真-3のようにスパイラル部分がはらみ出し、バースト状の破壊形式となり、また、G2Rでは写真-4のようにグリッド筋より下の部分がはらみ、最終的に無補強部分との境界付近のコンクリート表面がせん断破壊するような形態をとった。

表-4に各供試体の最大荷重を示す。比較の基準と考えていたSが最も小さく、他はすべてこれを上回る結果となった。SとG1とではG1の方が約14%大きく、また、S、SRとG2、G2Rとを比べると、いずれも後者すなわちグリッド筋による方が大きくなっている。これは、供試体の鉛直断面を横切る鉄筋の断面積は表中に示すように等しいが、使用したグリッド筋の総延長はスパイラル筋の約1.5倍であることも関係しているかも知れない。

G2' RはSに対し30%以上、G2に対しても約20%上回っているが、これは鉄筋断面積がこれらの2倍以上となっていたため、他の測定データをみても若干過補強ぎみであったようである。

3.4 実験報告の総括

主な調査項目について、スパイラルとグリッドあるいはリブの有無による相違をまとめると表-5のようになる。

これにより次のようなことがいえる。

① スパイラル筋とグリッド筋との間には、応力、変形状あるいはひび割れ性状などについて明確な差異はみられなかった。ただし、耐力力的にはグリッド筋の方が若干大きかった。

② リブの効果については、スパイラル筋の場合にはひび割れ幅および耐力力の点でその有効性が認められたが、グリッド筋の場合には顕著な効果はみられなかった。

3.5 定着部設計の概要

定着部近傍の3次元有限要素法解析並びに静的荷重試験を行った結果、定着部背面の補強としては補強効果の面で何等遜色がなく配筋の施工性が良いグリッド筋を用いるものとし、グリッド筋の場合にはリブは顕著な効果が見られなかったため、ケーシングパイプにリブは付けないものとした。定着具および定着部まわりの補強の設計の概要を以下に述べる。

(1) 定着具

ケーシングパイプ、座筋及び支圧板などの定着金具の形状、寸法を図-13に示す。

なお、パイプの肉厚については、リブ無しとした場合、パイプはもはや力学的部材とはみなせず、従って応力的な面からその肉厚は決まらない。しかし、パイプの機能を考えればやはり定着部を構成する一つの主要な部材であるため、道路橋示方書第Ⅱ編3.1.6に従って、鋼部材としての最小厚の規定を適用することにした。すなわち、同規定によれば、

「主部材として用いる鋼管の板厚は7.9mm以上とし、二次部材として使用する鋼管の板厚は6.9mm以上としなけ

表-4 最大荷重

供試体	S	SR	G ₁	G ₂	G ₂ R	G ₂ R
補 強 筋 形 式	スパイラル筋 9巻		グリッド筋 3段		グリッド筋 4段	
鉄筋断面積 (cm ²)			5.70		12.84	
鉄筋総延長 (m)	9.1		13.7			
リ	ブ	無	有	無	有	有
最大荷重 (t)	247.5	275.0	282.5	276.0	276.9	325.7

表-5 補強筋形式およびリブの有無による相違のまとめ

項 目		スパイラルとグリッド (S, SR) と (G ₂ , G ₂ R)	リブの有無	
			SとSR	G ₂ とG ₂ R
コンクリート	分 布	有意差無し	有意差無し	有意差無し
	横 方 向 ひ ず み	P-ε	有意差無し	有意差無し
コンクリート縦方向ひずみ		有意差有り	若干差有り	若干差有り
鉄 筋 ひ ず み	分 布	有意差無し	有意差無し	有意差無し
	P-ε	有意差無し	若干差有り 100tonf以上 SR<S	若干差有り 140tonf以上 G ₂ <G ₂ R
ひ び わ れ	最 大	有意差無し	SR<S	有意差無し
	平 均	有意差無し	SR<S	G ₂ R<G ₂
	長 さ	有意差無し	有意差無し	G ₂ R<G ₂
	分 布	有意差無し	有意差無し	有意差無し
パイプの相対ずれ 支圧板のめり込み		有意差無し	若干差有り 165tonf以上 SR<S	明白な差有り G ₂ R<G ₂
パイプのひずみ		有意差無し	明白な差有り	明白な差有り
支圧板応力度		有意差無し	明白な差有り	明白な差有り
耐 荷 力		明白な差有り	S<SR	有意差無し

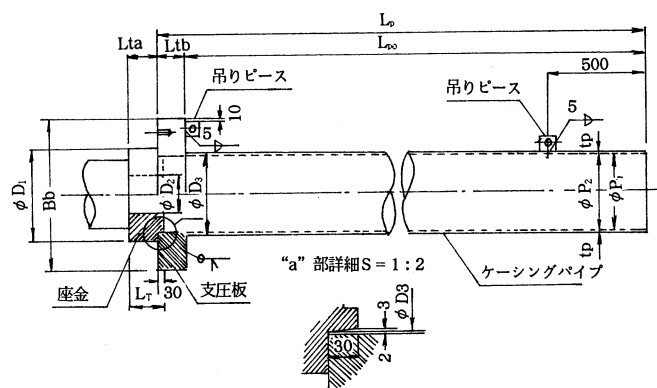


図-13 定着金具の形状・寸法

ればならない。」

となっており、また、JISの一般構造用鋼管（STK）の規定では、φ 406.4mm鋼管の最小厚は6.4mmであることから、両規定を満足する値としてt = 7.9mmとした。

(2) 定着部周辺の補強

定着部周辺の補強の概要は次のとおりである。

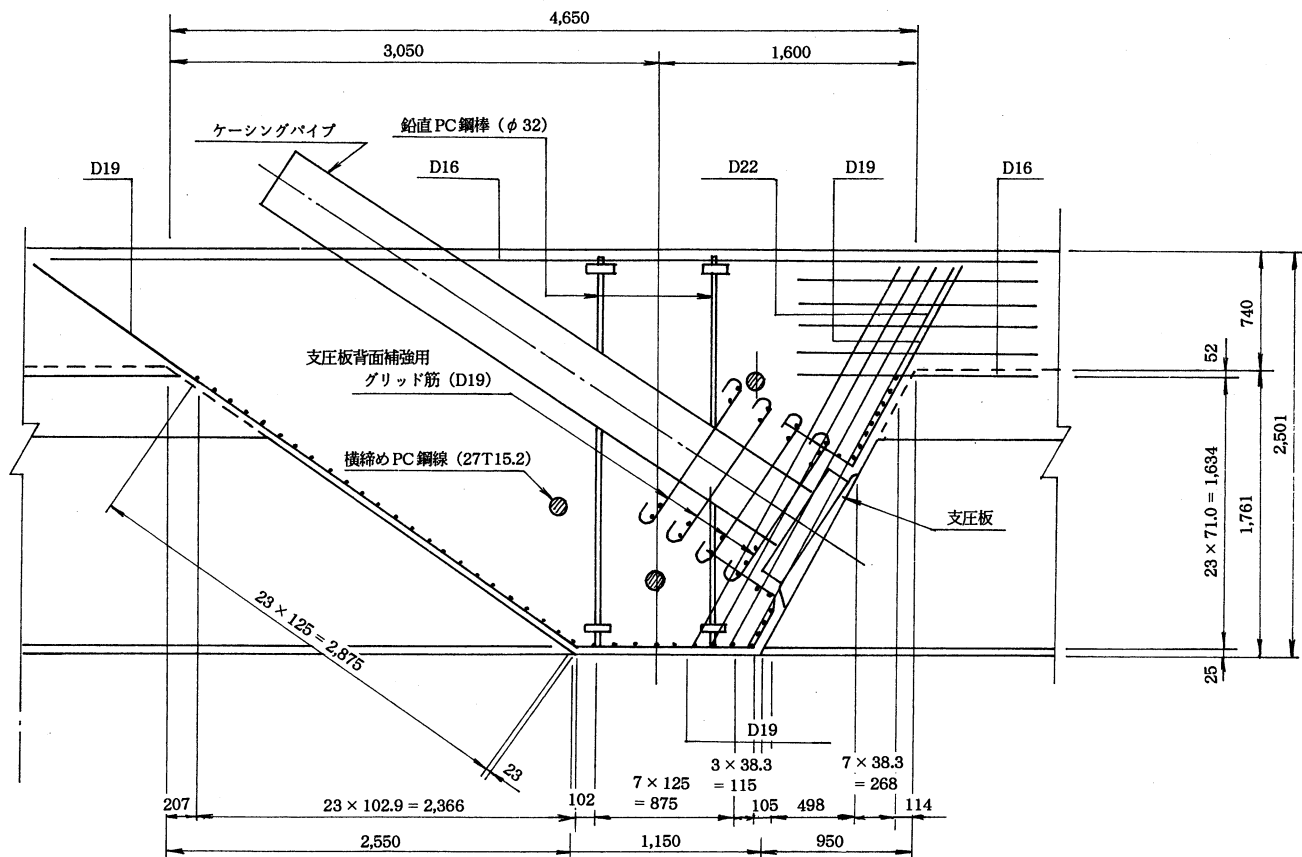


図-14 斜ケーブル定着部の補強 (定着部側面)

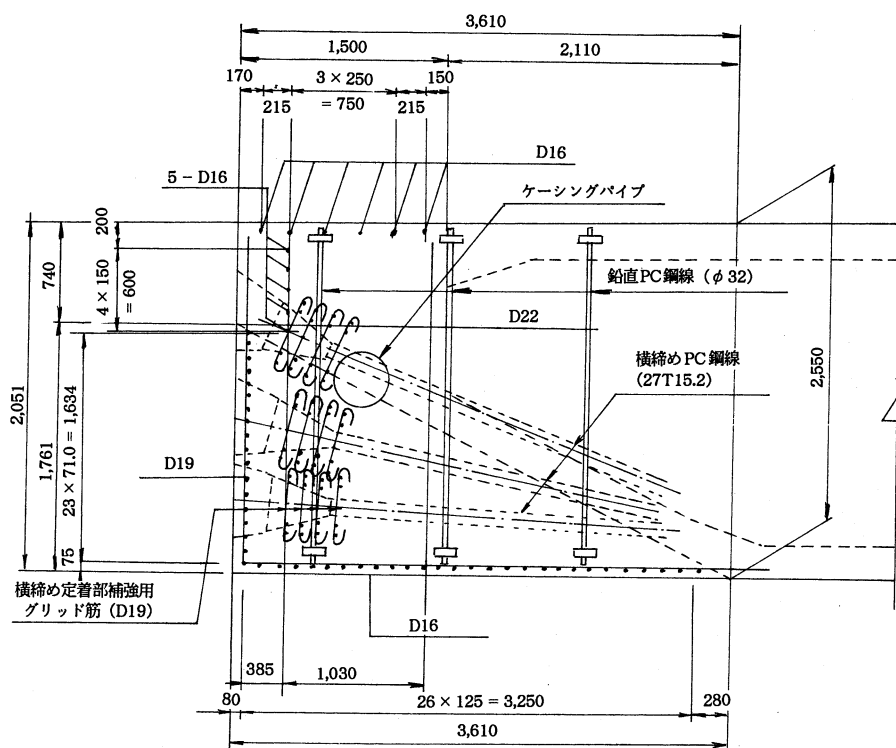


図-15 斜ケーブル定着部の補強 (中間横桁部断面)

1) 支圧板背面の割裂力に対してグリッド筋 (D19) を4段配置する。

2) 定着部横桁の横締め鋼材として、支点上横桁部にはPC鋼棒φ32 (SBPR 95/120) を配置し、中間横桁にはPC鋼より線 27T15.2 (SWPR7B) を3本ずつ配置する。

3) 中間横桁部の横締め鋼材定着部背面はグリッド筋 (D19) にて補強する。

4) 定着部の鉛直方向の補強として、1定着部当り6本の鉛直締めPC鋼棒を配置する。

5) 定着部突起の表面には、剥裂力等に対する配慮から、D19 ctc 125mmの鉄筋を配置する。

これらによる補強筋配置図を図-14および15に示す。

4. あとがき

PC桁斜ケーブル定着部の設計に際し、「生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会」(委員長、田島二郎埼玉大学教授)⁹⁾ において御審議いただき、委員の方々より数多くの有意義なるご意見を賜った。ここに、深甚の謝意

を表します。

参考文献

1) 成井、上坂共訳、レオンハルトのコンクリート講座②、続・鉄筋コンクリートの設計、レオンハルト・メニッヒ共著、鹿島出版会、昭和59年7月、pp.57~95、pp.18~56.

2) R. Hilscher und G. Florin : "Spaltungsspannungen in kreiszyindrischen Saulen, die durch eine kreisformige Flächenlast zentrich-axial belastet sind", Bautechnik, 3/1972, s.90.

3) アンダーソン工法設計施工要領(案)、コンクリートライブラリー60号、土木学会、昭和61年9月、pp.25~42.

4) 神鋼鋼線工業(株): 太径ケーブル用コンクリート定着部に関する研究報告書、昭和62年8月

5) (財) 海洋架橋調査会・生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会、生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書、昭和63年3月、平成元年3月

来島大橋の設計地盤定数（領家型風化花崗岩を対象として）

Designed properties of bedrock under Kurushima Bridge's foundation
(for Ryoke typed weathering granite)

(株) 構造技研
(前) 設計部 設計第三課長

山田 勝彦

Katsuhiko Yamada

設計部 設計第三課

福永 勸

Susumu Fukunaga

1. まえがき

風化花崗岩を支持層とする本州四国連絡橋の基礎の設計地盤定数の設定は1979年までの調査研究をもとに「風化花崗岩支持特性判定要領(案)」¹⁾(以下、単に判定要領という)にまとめられ、以後の調査のベースとしてきた。判定要領では、Eルートで実施された1975年の州江²⁾や1977年の早瀬地点³⁾などの岩盤調査において、風化の極度に進行した花崗岩が広く分布していることから、D級(強風化)岩盤の有効利用を目的に、その細区分を行っている。また、地盤定数の推定法を海峡部の基礎を対象に地質調査の内容、程度によりボーリングデータによるC法、孔内試験等

を含めたB法、さらに類似地盤の現位置試験等のデータまで含めたA法の3段階にランク分けしている。例えば、陸上部の基礎ではボーリングデータ(肉眼判定)により岩盤区分を行えば、設計地盤定数を定めることができる。

その後、さらにD級の岩盤の研究を進め、1980年に生口橋地点の設計地盤定数を設定した。そして、見近島での調査⁴⁾から、1981年に伯方・大島大橋の設計地盤定数を設定し、広島型花崗岩の評価法が定まった。

来島地区の地盤定数は、判定要領と比較すると内容的には、岩盤分類の指標に E_{ss} (ボーリング孔内横方向載荷試験による変形係数)や γ (密度)等を用いたことは同一であるが、地質に関する情報が豊富になったことから、地盤定数の把握の精度は大きく向上したと考えられる。来島大橋基礎は、Eルート宮ノ窪瀬戸以南に分布する領家型に属する花崗岩を基盤としており、広島型が深層、玉ねぎ状風化を特徴とするのに対し、領家型は岩質が硬く亀裂が多いので、力学性状が若干異なる。風化花崗岩は同一型に分類されても、地区や着目サイトで岩盤の力学性状が異なるので、重要な基礎については各物性値を得るべく、判定要領のA法に相当する調査を実施してきている。

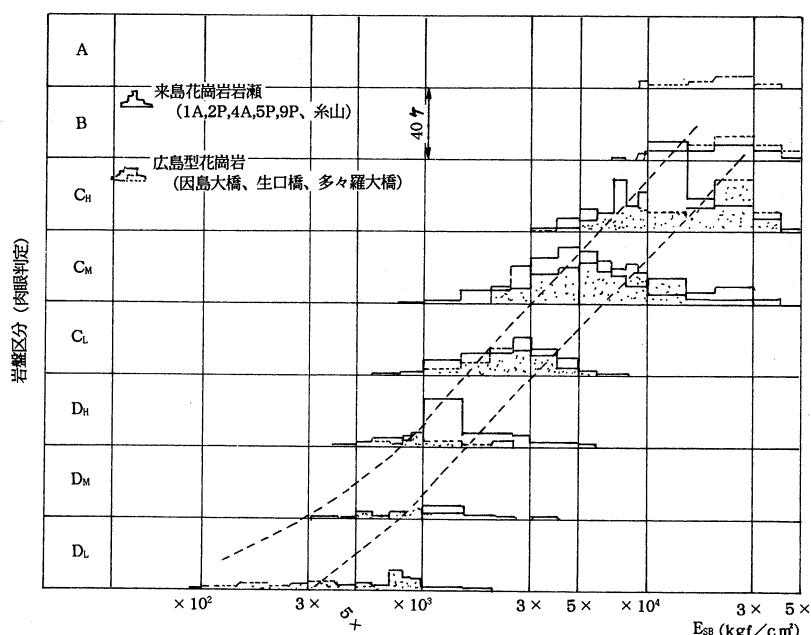


図-1 岩盤区分別 E_{ss} の頻度分布(広島型との対比)

本報告は以上の検討を総合して行った来島大橋の設計地盤定数の設定経緯を整理したものである。

2. 岩盤区分

来島花崗岩の岩盤区分は、広島型花崗岩の岩盤区分別諸物性値との比較の結果、岩盤の総合的性質を表す指標として主に E_{ss} をもとに行うことにした。これは肉眼判定により岩盤区分をした場合、 E_{ss} の分布範囲が広島型花崗岩とほぼ類似した傾向を示すからである(図-1参照)しかし、岩盤の個々の性質を表すコア形状、硬軟、RQD(ボーリング1m区間における10cm以上の長さのコアの全長さに対する比率)、 q_c (ボーリングコアの一軸圧縮強度)、 ρ_c (ボーリングコアの密度)、 N_a (コアの有効間隙率)等は岩盤性状の違いを反映し、異なった傾向を示す。

3. 長期荷重(常時)に対する設計地盤定数

3.1 岩盤の密度(ρ_D)

岩盤の密度は、割れ目を有する岩盤において精度が良い密度検層(ボーリング孔内でガンマ線を放射し、地盤からの散乱波の測定量から密度を求める)で得られた岩

盤区別密度 (ρ_D) の平均値を用いるものとした。これは、コア供試体による試験では割れ目の影響 (花崗岩では割れ目が多い) が評価しにくいことや、コアで取り出す時のゆるみにより誤差が生ずると考えらるからである。なお、岩盤の密度は新しく制定した「来島大橋剛体基礎耐震計算法 (案)」⁹⁾ (以下、単に新耐震という) により、地盤のばね係数を算出する時に必要になる。

3.2 変形係数 (E_s)

E_s は、 E_{d1} (平板载荷試験から求めた初期変形係数) と E_{sb} の対比から $E_s = E_{d1} = 1.5E_{sb}$ と設定した。来島花崗岩の E_{sb} と E_{d1} の関係を広島型花崗岩 (生口島) での測定値と合わせて表-1に、広島型花崗岩と来島花崗岩の E_s 、 E_{sb} の分布範囲を図-2に示す。来島花崗岩は先に記したように広島型花崗岩に比べて亀裂が多いため、表層での値 E_s ($= E_{d1}$) はゆるみ等の影響のため小さくなっているものと考えられる。

表-1 E_{sb} と E_{d1} の関係

岩区分		D_L	D_M	D_H	C_L	C_M	C_H	備 考	
広島型花崗岩	実測	E_d/E_{sb}	1.2	1.5	1.7	1.9	2.0	2.1	E_{sb} の測定は深度20m
	換算	E_d/E_{sb}	2.3	2.3	2.2	2.1	2.1	2.1	E_{sb} の値は深度5～10mに換算
	設定	E_d/E_{sb}	2.5		2.2		2.0		換算係数は E_{sb} 深度約5mの値に対する E_{d1} である。
来島地区花崗岩	実測	E_d/E_{sb}	—	1.2～1.6		—	—	—	E_{sb} の測定深度は5.8～10.4m
	実測	E_d/E_{sb}	—	—	—	1.0～1.8		—	E_{sb} の測定深度19.0m
	設定	E_d/E_{sb}	1.5						$\alpha = 1.5$ は、 E_{sb} 深度5.8～10.4mのはば平均

3.3 セン断強度定数 (C, ϕ)

岩盤のせん断強度定数 (C, ϕ) は、来島地区および来島地区以外の類似地盤で実施された現位置せん断試験 (ブロック、ロックせん断試験) のせん断応力度と鉛直応力度の関係を用いて設定した。⁹⁾ なお、三軸試験結果 (コア供試体) は現位置せん断試験での結果よりその有用性が乏しいと判断して参考値に留めた。

ブロック (ロック) せん断試験では、荷重~変位曲線から降伏点、ピーク点、残留点等の特異点を判定し、それぞれに対応するせん断応力度 (τ_v 、 τ_p 、 τ_r) と鉛直応力度 (σ_N) の関係から C, ϕ を決定する。しかし、実際にはこれらの特異点のうちピーク点は比較的明瞭に判定できるが、降伏点は変曲点が不明瞭で判定が難しいものが多く、また残留強度が捕らえられているデータの数は少ない。そのため、 C, ϕ の設定はピーク点で整理した測定値をもとに行うものとした。

なお、来島地区では糸山において D_H 、 C_L 、 C_M 級岩盤につき計12面でブロック (ロック) せん断試験を実施しているが、データを多くして精度を向上させ、かつ他の岩盤区分 (D_L 、 D_M 、 C_H) のせん断強度定数も推定するため、Dルートの本土側3地区 (広島型) 並びにEルート他地区 (広島型) で実施したブロック (ロック) せん断試験の結果を加えて (合計83面) 検討した。ただし、Dルート3地区の試験供試体の岩級区分についてはEルートに比べてやや厳しく、岩級区分が相対的に低く判定されているので、肉眼判定基準とRQD、 E_{sb} の分布範囲を用いて当地区の岩盤区分と同評価となるように岩盤区分を調整して用いている。

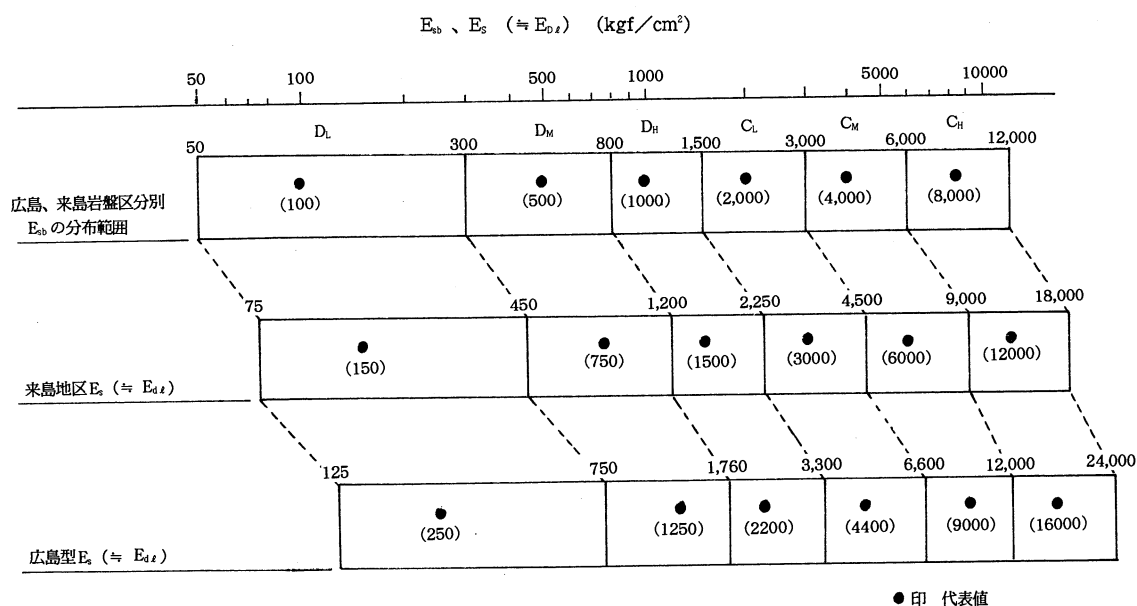


図-2 E_{sb} と E_s の分布範囲

① せん断強度定数 C_s の設定法

風化花崗岩では D_M 級の上位以上の岩盤であれば、特に巨大な基礎でない限り必要な強度定数は十分確保され、常時には問題にならない。しかし、長期荷重による低級岩盤でのクリープ変形や巨大地震後の残留変位など劣化の恐れも有るので、従来どうり寸法効果その他を考慮して試験で得られるせん断強度定数の $1/3$ 程度の値を採用する。ただし、地震時については工学的判断による低減を行わず実際に生じ得る最大級の地震入力を設定し、耐震計算は基礎の浮き上りを考慮することを特徴とする新耐震によるので、この方法に対応させるべくせん断強度定数の設定を行った (4.5 参照)。

② 試験時の供試体の状況

(a) せん断状況

現位置試験時のせん断状況は、岩盤の風化の程度により類似した傾向を示す。土砂状を呈する D_M 級以下のランクの岩盤は、すべり面の長石が圧砕され、ブロックの一方が盛り上がるが割れ目は不明瞭なことが多い。やや硬質となる D_H 、 C_L 級の岩盤ではブロック周辺に割れ目が生じ、開口することが多く、盛り上がりが生じている。硬質な C_M 級以上の岩盤では、コンクリートの付着面がスリップしたり、コンクリートがせん断されることがある。コ

ンクリート面で切れる場合は岩級の高いものほど多くなる。

(b) 試験供試体のせん断特性

試験時のせん断応力度 (τ) と水平変位 (δ_H) の関係を見ると、同程度の鉛直応力度 (σ_N) では岩盤が良好になるに従いせん断応力度のピーク点 (τ_d) が大きくなる。

一般に D_M 級以下の岩盤では、通常の σ_N ($2 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$) では、 τ_d が $15 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ 以下を示し、 δ_H が大きく ($20 \sim 40 \text{ mm}$) また、ピーク点も不明瞭である。

D_H 級以上の岩盤は、風化の程度が低くなるに従い σ_N が小さくても δ_H が小さく ($5 \sim 10 \text{ mm}$)、ピーク点は明瞭になる。しかし、岩盤が堅硬になると、同一岩盤区分と判定されるものでも測定値のバラツキが大きく、 τ_d 、 δ_H の分布幅が大きくなる。このような測定値のバラツキはせん断試験において試験面にある弱層や割れ目の影響を受けるためと考えられる。(D_L 、 D_M 級岩盤は風化が極度に進行しており、弱層や亀裂部との差違がほとんどなくなり、かえってバラツキの程度が低い。)

③ 整理結果

全データをまとめてピーク点におけるせん断応力度 (τ_d) と鉛直応力度 (σ_N) の関係を図-3に示す。これらにより設定した C 、 ϕ を表-2に示す。

④ 設計せん断強度定数 (常時)

設計せん断強度定数は、現位置せん断試験のピーク点の測定値をもとに①で述べたように判定要領にもとづき低減し (C_s は実測値の $1/3$ 、 ϕ は実測値の $1 \sim 2^\circ$ 低め (4.5 (1) ③ b) 参照) に設定した。

3.4 静ポアソン比 (ν_s)

静ポアソン比は、 D_M 、 D_H 級の一軸、三軸圧縮試験での測定から得られた平均値をもとに、後記 4.4 で得られる岩盤区分毎の動ポアソン比の値に対応させて設定した。(図-4 参照)

3.5 クリープ定数 (G^* 、 G_3 、 η_3)

現位置の、 D_H 、 C_L 級岩盤にて実施した 90 日間のクリープ平板載荷試験 (糸山) 値および 7 日間の深層クリープ載荷試験 (4A 地点) 値により、得られたクリープ係数 (G^*/G_3) と粘

表-2 ピーク強度で整理して求めた岩級区分別の平均的せん断強度定数

	C (kgf/cm^2)	ϕ ($^\circ$)
D_L	0.7	32
D_M	3.0	37
D_H	6.0	39.5
C_L	10.0	41
C_M	16.0	41
C_H	24.0	43

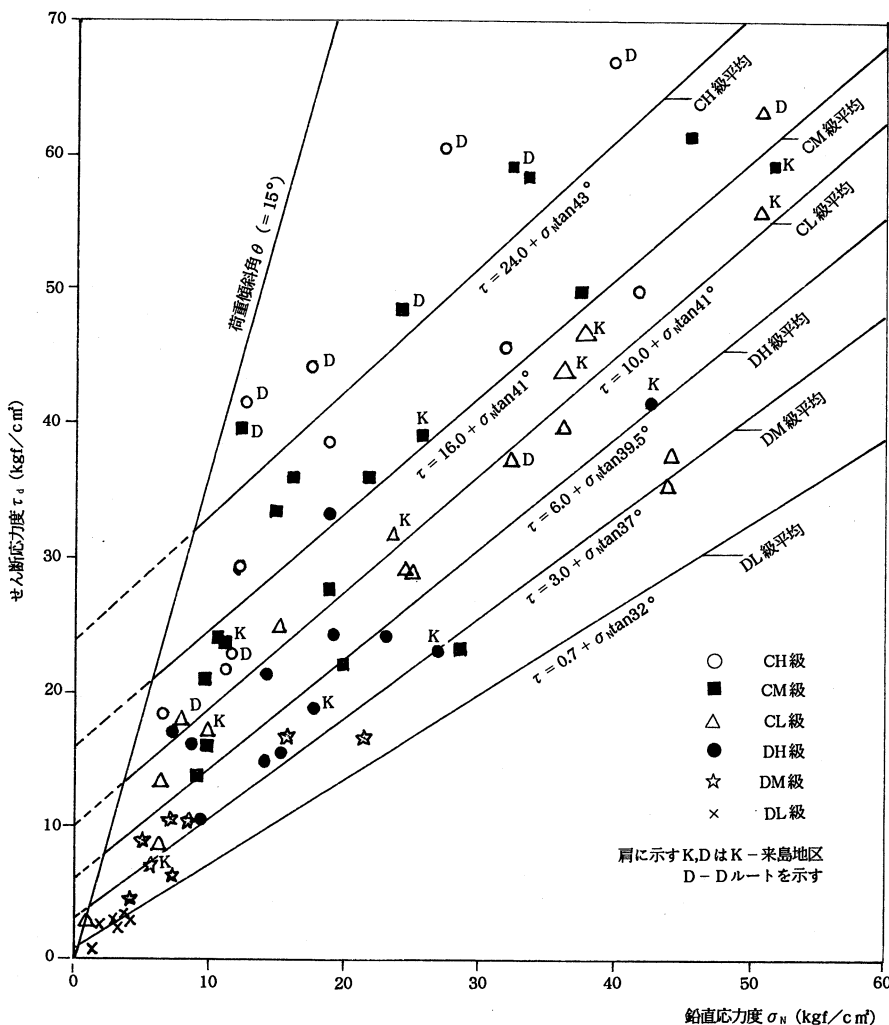


図-3 ピーク点におけるせん断応力度と鉛直応力度の関係

性係数 η_s を判定要領の値と比較した結果、同等又は安全側と判断されるので判定要領に設定された岩盤区分別の値を採用した。

花崗岩のクリープは、主に広島型での調査によれば、 E_{sb} 値の低い D_L, D_M 級岩盤では大きな値を示し、弾性変形量の数倍に達するようになる。クリープそのものには荷重強度や拘束圧依存性が有り、 E_{sb} 値の小さな岩盤では、この傾向が著しい。従って、岩盤区分毎に一律にクリープ定数を与えるのは、本質的には好ましくないが、海峡部の基礎では概ね D_H 級以上を支持層に選定しており、クリープは量的に小さいので、簡便のため従来と同じ扱いとした。

ちなみに、強風化花崗岩の降伏時や破壊時のひずみは概ね一定値を示すので、クリープひずみが大きくなることは、弾性変形量に対する余裕を少なくする。別の言い方をすると許容支持力度を低く設定しなければならないことになるので注意を要する。また、重要な基礎で一部でも D_M 級以下の層を直接の支持層とする場合は、常時の許容支持力度をクリープの影響を考慮して低減したり、変位については、荷重強度や根入れ効果（拘束圧の効果）を含めて検討を加えておく必要がある。⁷⁾

4. 地震時の設計地盤定数

4.1 S波速度 (V_s)

S波速度は、各種測定法のうち精度、分解能の良い孔内発振式検層で求めた速度値 (V_{ss}) を用いて各岩盤区分毎に設定した。

岩盤のS波速度は、地山弾性波探査 (V_{st})、地表発振孔内受振検層法 (V_{sb}) および孔内発振式検層 (V_{ss}) で求められる。これらの測定法のうち、最も孔壁に近い伝播経路をとり測定区間も短いのが孔内発振式検層で、岩盤

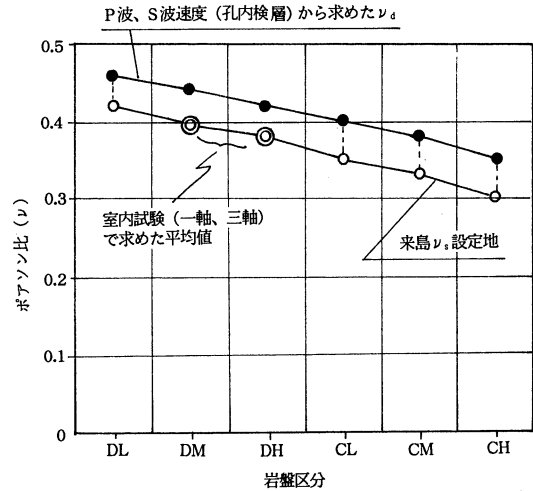


図-4 岩盤区分別ポアソン比

区分の指標となる E_{sb} の測定範囲とも対応していると考えられる。

ただし、いずれの測定法においてもS波がもっとも速い経路を通った時の値が測定されるが、亀裂を有する岩盤での設計上のS波速度はこれらの測定値より遅くなることや構造物掘削による岩盤表面の緩みの影響も考えられ、今後の課題と考えられる。

岩盤区分ごとのS波速度、P波速度と動ポアソン比との関係を表したのが図-5で、P波速度との関係を示したのが図-6である。これらの図からP波速度、S波速度およびポアソン比の関係を考慮して設定値を決めた。(実測平均値とは若干変えている。)

4.2 初期せん断定数 (G_o)

G_o は、 ρ_s と V_s 値の岩盤区分別の設定値 (表-3) から

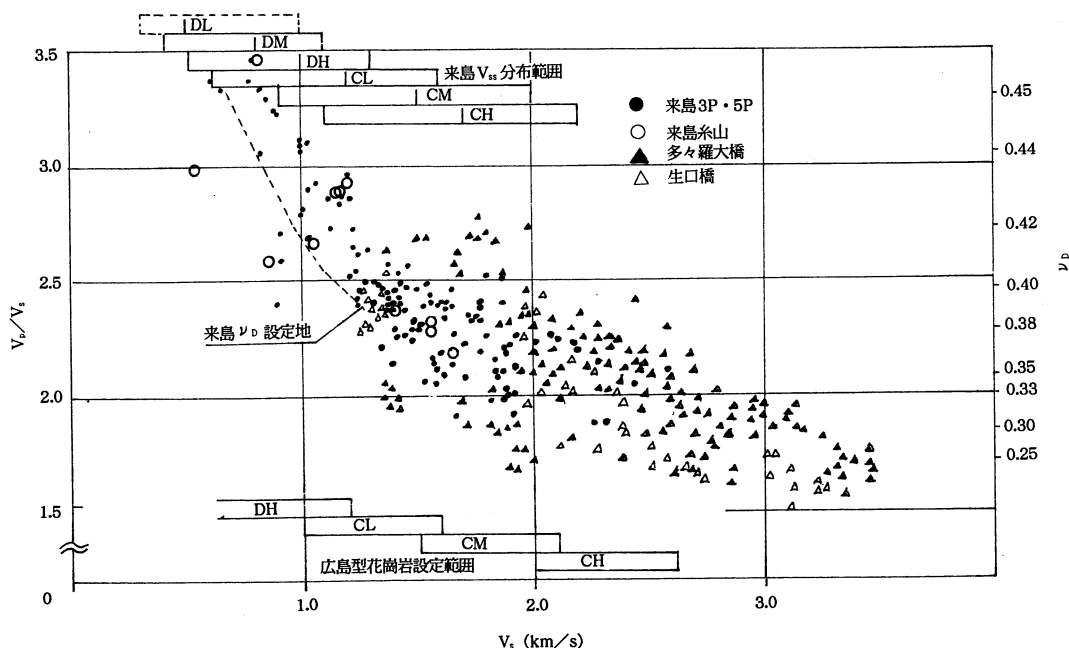


図-5 S波速度 (V_s)、P波速度 (V_p) と動ポアソン比 (ν_d) の関係

式 (1) により定めた。

$$G_0 = \rho_0 \cdot V_s^2 / 10g \dots \dots \dots (1)$$

4.3 動的変形モデル ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$)

現位置動的繰返しせん断試験結果から図-7に示す動
 的変形モデル ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$) を設定した。なお、振

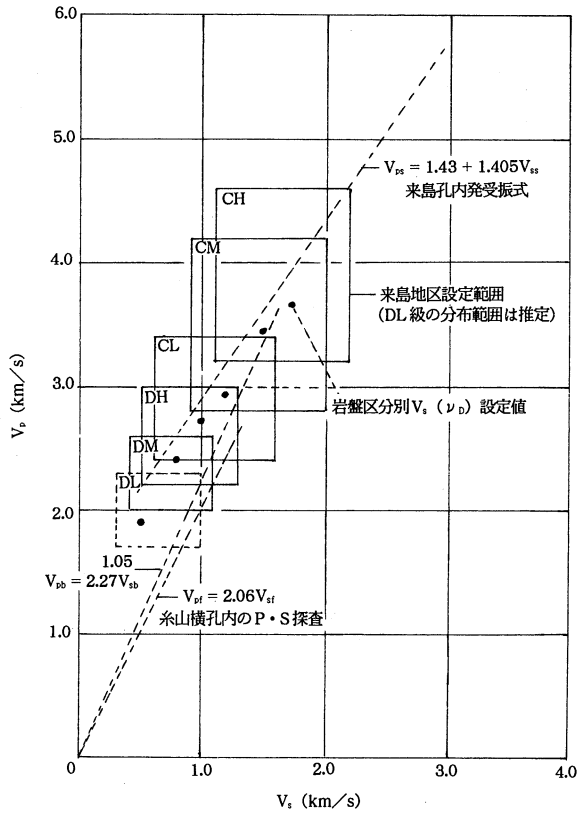


図-6 P波速度 (V_p) とS波速度 (V_s) の関係

動三軸試験結果 (コア供試体) は現位置での結果よりそ
 の有用性が乏しいと判断して参考値に留めた。

動的繰返しせん断試験は、 D_{H,C_L} 級岩盤を対象に各々
 1供試体で行った。初期静的垂直応力度は構造物の設計荷
 重を考慮して $\sigma_N = 20 \text{ kgf/cm}^2$ 、動的せん断応力度は載
 荷周期を $1H_z$ として $\tau = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ ピッチで与えた。

せん断ひずみ振幅 γ は、供試体の左右に配置した非接
 触変位計4個で測定した供試体と岩盤との相対変位の平均
 値 δ を、変位計のターゲット中心から岩盤での固定点ま
 での平均高さ H で除した値として式 (2) により与えた。
 (図-8 参照)

$$\gamma = \delta / H \dots \dots \dots (2)$$

そして各荷重段階における動的せん断変形係数 G_d は動
 的せん断応力度振幅 τ_d と γ の関係より式 (3) により求めた。

$$G_d = \tau_d / \gamma \dots \dots \dots (3)$$

また、各荷重段階における減衰定数 h は、 τ_d と γ との
 関係から描かれる履歴曲線から式 (4) より求めた。(図
 -9 参照)

$$h = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \dots \dots \dots (4)$$

ここで、 ΔW は1サイクル当りの損失エネルギー量で
 W は弾性エネルギー量である。

以上から求めた動的せん断変形係数 G_d 、減衰定数 h と
 動的せん断ひずみ γ の関係を図-10に示す。

また、図-7の G_0 値は動的繰返し載荷試験位置での
 PS 検層により求めた V_{st} と 3.1 の岩区分別の密度 ρ_0 とか
 ら式 (1) により求めた。これは、地表面での V_s 値は緩み
 等の影響で低下するため、4.1での岩区分別の V_s 値とは
 一致しないためである。(実構造では基礎自重により緩み
 は解消されると仮定)

なお、今回は数少ない現位置動的繰返しせん断試験

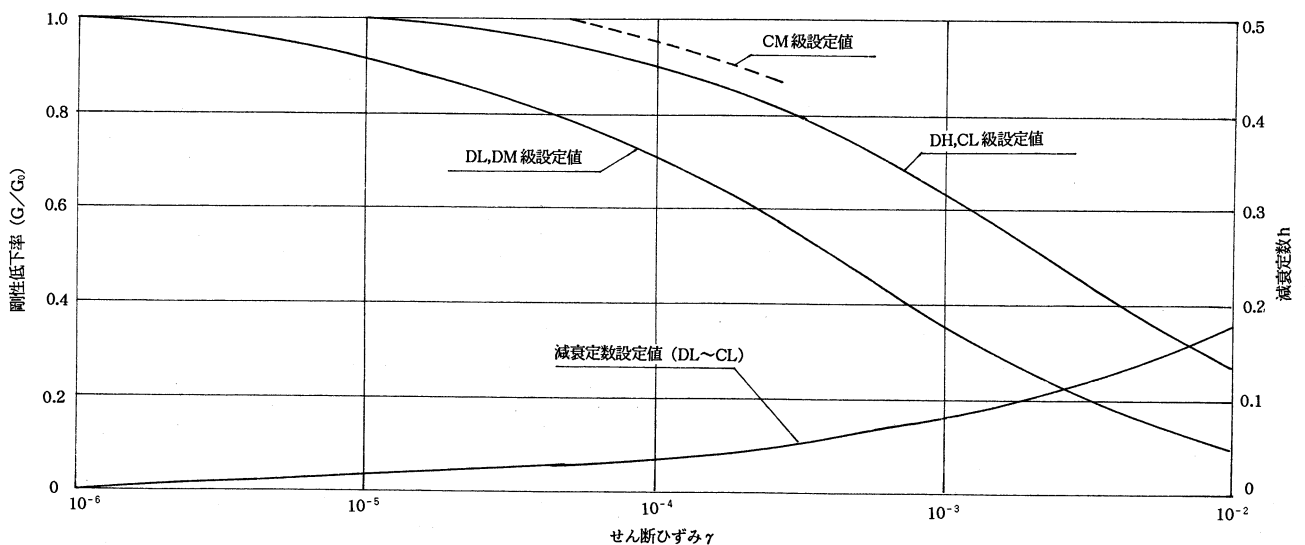


図-7 動的せん断変形係数、減衰定数のひずみ依存性 ($G/G_0 \sim \gamma$, $h \sim \gamma$)

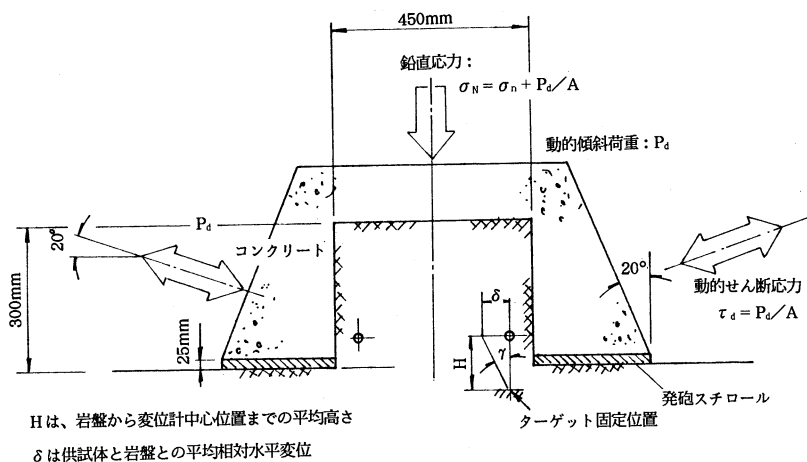


図-8 供試体に作用する荷重と変位との関係

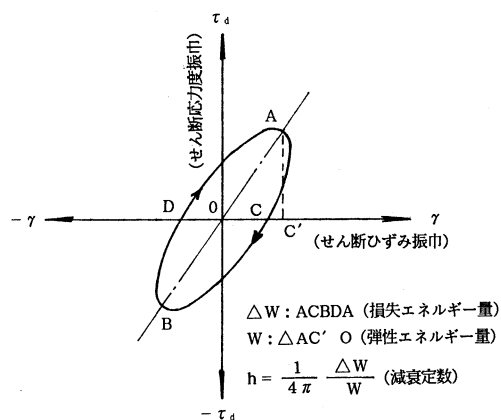


図-9 1サイクルの履歴曲線

結果から安全側に設定をおこなったので、今後の検討が必要である。

4.4 動ポアソン比 (ν_d)

孔内発受振式検層で求めたP波、S波速度 (V_p, V_s) より $V_p/V_s \sim V_s$ の関係図 (図-5) を作成して設定した。なお、 ν_d と V_p, V_s の関係を式 (5) に示す。

$$\nu_d = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2 \{(V_p/V_s)^2 - 1\}} \quad \dots\dots\dots (5)$$

4.5 せん断強度定数 (C_d, ϕ)

(1) 強度定数の見直しと現況

今回、これまで行われた現位置せん断試験のデータについて総合的に検討し、強度定数の推定精度の信頼性を高めることができた。また、寸法効果等についても再検討を行い、強度定数の低減率の見直しを行った。

地盤定数と並行して検討を行った新耐震による地盤反力の応答値は従来の「耐震設計基準・同解説」^⑧ (以下、単に旧耐震という) による場合に比べて大きくなっている。新旧耐震の差違は、旧耐震では短周期領域での加速度応

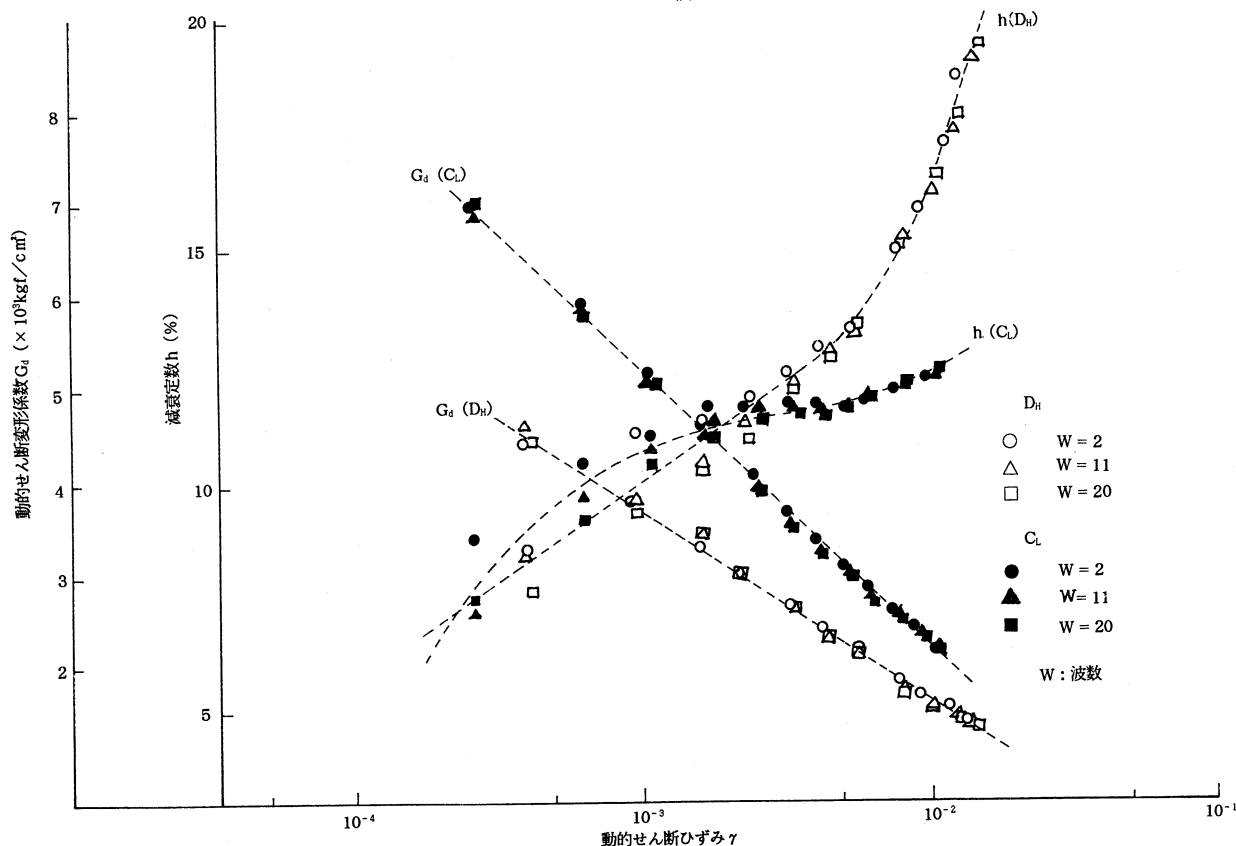


図-10 動的せん断弾性係数 G_d 、減衰定数 h と動的せん断ひずみ γ の関係

答スペクトルに、基礎の浮き上がり等応答を小さくする要因や静的な転倒照査が行えるよう、工学的な上限を設定したのに対し、新耐震では転倒照査を削除して精度を高めた応答計算を行い、より現実に近い応答値を算出しているものと考えている。(未検討の問題として強震時の地盤の塑性変形による応答低減もあるが応答計算では安全側として無視している)

そこで、地震時について従来のせん断強度定数の設定方法について再検討を行った結果、以下の①～④に記す理由により、現位置せん断試験のデータから求められたせん断強度定数を用い、 C_0 は $1/2$ 程度に、 ϕ は $1\sim 2^\circ$ 低減した値を用いることとした。

① 地震時荷重の性格と地盤の強度について

a) 地震時の荷重の性格

新耐震では、地震入力を工学的な低減を行わずより現実に近い値で設定しており、抵抗側もより現実に近い強度を設定する必要がある。

b) 動的強度

現位置せん断試験は静的に行っているが、一般に動的強度は静的強度を上回ると考えられる。

② 要領で示されている低減率に対する考察

a) 有効せん断面積の評価法の問題

現位置せん断試験では強制せん断機構となっている他、有効せん断面を実際のせん断面とは異なった小さめの値としている(実試験ではせん断面が円弧となる場合もあるが、直線と仮定してせん断面を小さめに評価している)ため、現位置せん断試験の結果は若干大き目の値になる。

b) 試験時には不明の岩の径時劣化性

多々羅大橋地点における現位置での乾湿繰返しによる64日間の平板載荷試験⁹⁾では岩盤強度の低下は認められていない。

c) 寸法効果による強度低下(③参照)

d) 逐次破壊による強度低下

現位置せん断試験は静的試験のため、供試体の端部で応力集中が生じた場合は逐次破壊が起こるため、せん断強度定数の推定に用いるピーク強度はかなり小さ目になり、a)の有効せん断面積に関わる過大評価より大きいものと考えられる。

③ 寸法効果による強度低下

a) 寸法効果の考え方

岩盤の強度は、それを取扱う供試体の寸法によって影響され、供試体が大きくなるほど強度が減少する。このような寸法効果は岩盤の種類、割れ目の状態によって異なるが、一般的には図-11に示すように、割れ目に影響されない小さい寸法の強度を基準にして、寸法が大きくなるにつれて強度は指数関数的に小さくなり一定値に収れんするものと考えられる。また、収れん値は割れ目の強度に近く、割れ目の多い岩盤では比較的小さい寸法で収れん値に近づくと考えられる。

b) 来島地区の花崗岩強度の寸法効果

来島地区の花崗岩強度の寸法効果は、既往文献に示されている研究結果^{9) 10) 11) 12) 13) 14)}をもとに設定した。図-12

は既往文献に示されている強度比(ϕ 50mm 供試体の強度に対する比率)と寸法比(ϕ 50mm 供試体の寸法に対する比率)の関係に来島地区で実施した D_{H,C_L} 級花崗岩の試験結果(現位置せん断試験、室内三軸試験)を加筆したものである。

同図によると、寸法効果は各岩盤毎にやや異なる傾向が認められるが、せん断面積の増大に伴う強度低下は内部亀裂の多い石炭等では寸法比が100程度になるとほぼ収れんしている。また、来島大橋程度の基礎での強度は、寸法効果の著しくない場合やバラツキを考えたとしても、寸法比106(現位置せん断試験の寸法比)の時の強度の50%以上と判断される。

また、図-13は石英閃緑岩において実施された研究事例¹⁵⁾で、節理面を用いせん断面積の増大に伴う $\tau\sim\sigma$ の関係を調べたものである。これによると、せん断面積が増大しても ϕ の低下は $1\sim 2^\circ$ 程度である。

以上より、現位置せん断試験で得られたせん断強度の実測値の寸法効果による低減は、各岩盤区分とも C_0 については50%、 ϕ については $1\sim 2^\circ$ と考えることにした。

④ 強度異方性に関する考察

岩盤上の基礎の破壊に対する安定を考える時、層状の岩盤や割れ目の方向が特定の方向に卓越している岩盤では、その強度は方向によって異なる。このような場合、測定したせん断強度がどのような割れ目の方向性によって得られたものであるかを良く検討して設計に用いる必要がある。来島花崗岩においても多くの割れ目があるが、現位置せん断試験(試験体は $60\times 60\text{cm}$)では割れ目の方向性による強度異方性はないようである。来島花崗岩において大きな割れ目のない部分では均質な岩盤と評価でき、強度定数の低減の必要はないと考えられる。(支持力解析において、大きな割れ目のモデル化はジョイント要素により可能である)

(2) 設計せん断強度定数

以上の結果から、設計せん断強度定数は、現位置せん断試験のピーク点での測定値をもとに、低減については寸法効果のみを考え、 C_0 は $1/2$ に、 ϕ は $1\sim 2^\circ$ 低減することにした。

5. 来島大橋基礎の設計用地盤定数

各岩級区分における設計地盤定数を表-3に示すように

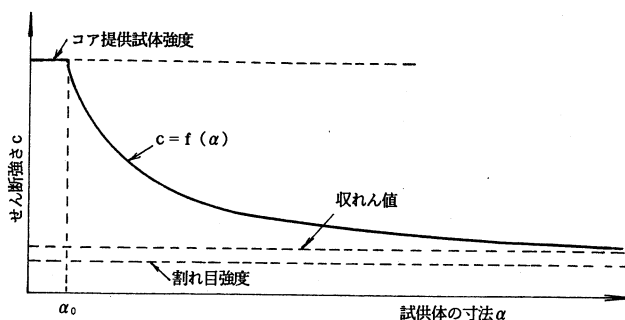


図-11 強度-寸法の関係の模式図

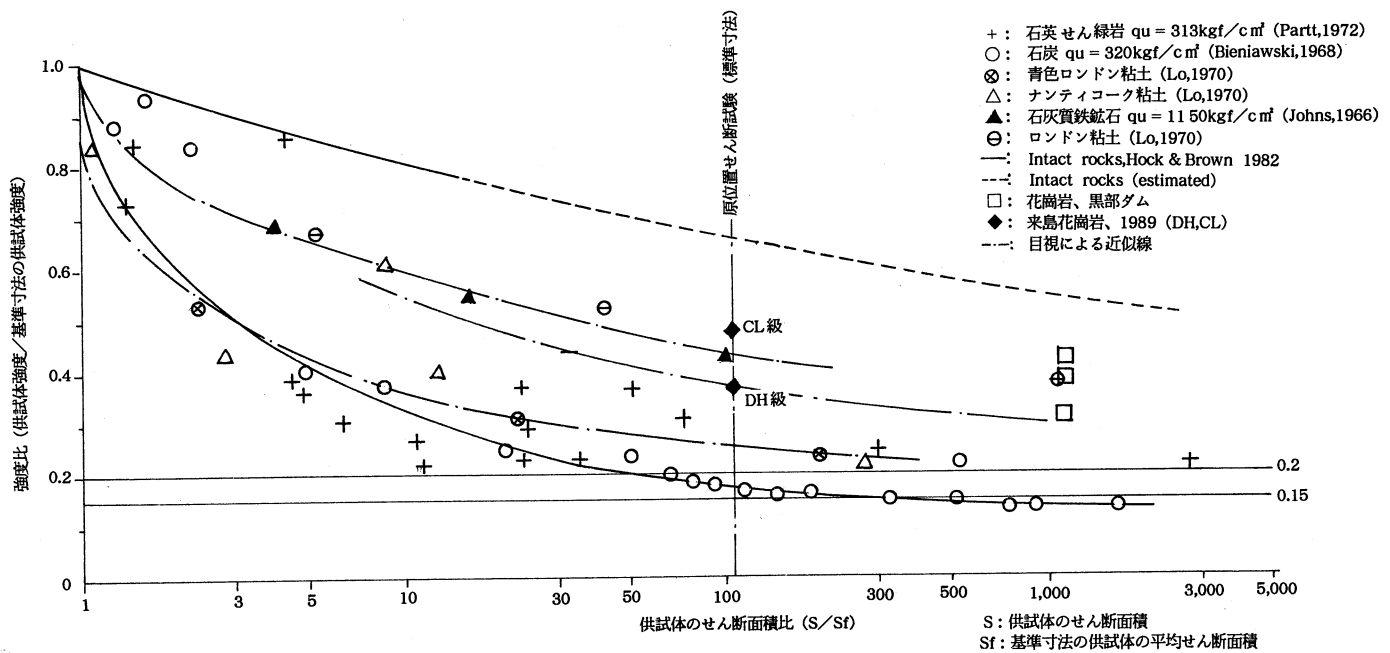


図-12 せん断面積の増大に伴う強度低下率

設定した。

6. あとがき

1990年には多々羅大橋の工事が着手され、その準備として同橋地点の花崗岩の精査ボーリングが完了している。目下、本文で記した花崗岩と同様の方法で設計用地盤定数を整理中である。風化花崗岩の工学定数については、地

盤の地震時におけるひずみレベルと弾性係数や減衰定数の関係など多くの解明すべき問題があり、現位置での確認が不可欠である。このため、目下生口橋取付け部で大規模な動的、静的試験を実施中であり、この成果によりさらに精度を上げていきたいと考えている。

終わりに、紹介した地盤定数は海洋架橋技術委員会の耐震・基礎委員会での審議の結果をもとにまとめたものであり、誌上を借りて関係各位に心から謝意を表するも

表-3 岩盤区分別設計地盤定数

岩盤区分	E _b (kgf/cm ²)	常 時								地 震 時							
		ρ _D (g/cm ³)	E _s (kgf/cm ²)	C _s (kgf/cm ²)	φ (°)	ν _s	G* (kgf/cm ²)	G ₃ (kgf/cm ²)	η ₃ (kgf min/cm ²)	E ₀ (kgf/cm ²)	C ₀ (kgf/cm ²)	φ (°)	ν _D	v _s (km/s)	G ₀ (kgf/cm ²)	h (%)	
D _L	50~300 (100)	2.0	150	0.2	30	0.42	75	75	9.2×10 ⁸	300	0.3	30	0.46	0.5	5,100	—	
D _M	300~800 (500)	2.1	750	1.0	35	0.40	375	450	8.7×10 ⁹	1,500	1.5	35	0.44	0.8	13,710	10~18	
D _H	800~1,500 (1,000)	2.2	1,500	2.0	37.5	0.38	750	900	2.6×10 ¹⁰	3,000	3.0	37.5	0.42	1.0	22,450	10~18	
C _L	1,500~3,000 (2,000)	2.3	3,000	3.0	40	0.35	1,500	3,000	1.5×10 ¹²	6,000	5.0	40	0.40	1.2	33,800	10~18	
C _M	3,000~6,000 (4,000)	2.35	6,000	5.0	40	0.33	3,000	6,000	1.5×10 ¹³	12,000	8.0	40	0.38	1.5	53,950	—	
C _H	8,000~12,000 (8,000)	2.4	12,000	8.0	42	0.30	8,000	16,000	4.9×10 ¹⁵	24,000	12.0	42	0.36	1.7	70,780	—	
備 考	z = 5~25m 間の 実測値 () 代表値	密度検 層の実 測平均 値	E _s = 1.5E _b Z = 10~ 20m	現位置せん断試験 (広島型データを含 む)のピーク強度平 均値を基に寸法効 果、持続荷重等を考 慮して設定した。		室内三 軸で得 たD _M 、 D _H 級の 平均値 を岩盤 区分別 ν _D に 対応さ せた。		G*はG* = E _s /2 (C _M 級は2/ 3E _s)より求めG ₃ はG/G ₃ の関係 から求めた。		E ₀ ≒ E _{st} ≒ 2E _{st}	現位置せん断試験の ピーク強度平均値を 基に寸法効果、持続 荷重等を考慮して設 定した。		ν _{DS} / ν _{SS} ~ ν _{SS} 関 係図 より 設定 した。	ν _{DS} /ν _{SS} の分布 範囲か ら設定 した。	G ₀ = ρ V _s ² /10g	γ は 10 ⁻³ ~ 10 ⁻²	

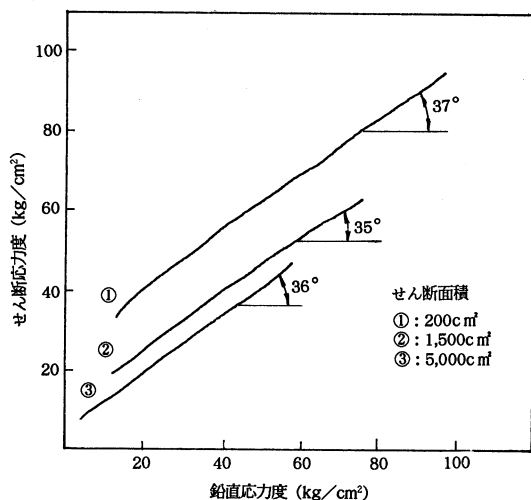


図-13 せん断面積の増大と $C \cdot \phi$

のであります。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：風化花崗岩支持特性判定要領(案) (1980.3)
- 2) 尾道-今治地区海峡部地質調査 その11 (生口橋)
- 3) 尾道-今治地区海峡部地質調査 その12 (多々羅大橋)
- 4) 尾道-今治地区海峡部地質調査 その19 (伯方・大島大橋)
- 5) 本州四国連絡橋公団：来島大橋剛体基礎耐震計算法(案) (1990.3)
- 6) 風化花崗岩の工学定数の検討 報告書 (1990.1)
- 7) 石川、宮島、山田、山縣：海峡連絡橋基礎を対象と

した風化花崗岩の岩盤分類と支持力度の評価について、第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集 (1984) pp293~298

8) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説 (1977.3)

9) Pratt, H.R., Black, A.D., Brown, W.S. and Brace, W.F., The effect of specimen size on the mechanical properties of unjointed diorite, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 9, pp. 513 - 529, 1972.

10) Bieniawski, Z.T., The effect of specimen size on compressive strength of coal, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 5, pp. 325 - 335, 1968.

11) Bieniawski, Z.T., In situ large-scale testing of coal, In situ Investigation in Soils and Rocks, pp. 67 - 74, British Geotechnical Society, 1970.

12) 土質工学会、ダム基礎-黒部ダム、「岩盤挙動の予測と実態」、土質基礎工学ライブラリー33、第3章、pp. 47 - 68, 1989.

13) Lo, K.Y., The operational strength of fissured clays, Geotechnique, 20, No. 1, pp. 57 - 74, 1970.

14) 小野寺、吉中、斉藤、北川共訳、「岩盤地下空洞の設計と施工」(Hoke, E. and Brown, E.T., 原著), pp. 118 - 119, 土木工学社, 1985.

15) H.R. Pratt, A.D. Black, W.F. Brace, Friction and deformation of jointed quartz diorite, Proceedings of the third congress of the international society for rock mechanics, pp. 306 - 310, 1974

16) 毛利、下村、野間：来島大橋現位置岩盤試験、本四技法 Vol. 14 NO. 55 '90.7

平成2年度、海外調査団報告

A report of the 1990 mission on esthetic and design of long-span bridges

維持施設部 維持企画課長 高木 浩

Hiroshi Takagi

1. はじめに

現在、日本では、構造物の設計に当って、従来の設計合理性追求一本槍のみでなく、美観的検討も行ない、橋と周辺の景観を一致させた、新たな附加価値を有するものを作る方向へと向かっている。

これは、戦後の荒廃した国土を復興させ、経済成長のペースに合わせ、必要となる社会資本の量的要求を満足させる事だけにエネルギーや資金を投入していたのに対し、日本の社会もゆとりを生じて来たためであるかもしれない。本四公団においても、景観面を重視し、本社に、各界の景観面での権威を集めた「景観委員会」を設置し、広く意見を聞き、かつ、取り入れている。

さらに、世界各国の長大橋における景観について、調

査をし、公団事業に反影させるため平成元年度より、各国へ調査団を派遣してきた。平成元年度はイギリス、フランス、スイス、オランダ等主として西ヨーロッパにおける斜張橋等について、現地において、橋の架設されている地形等の自然条件と橋梁の景観との調和等の調査を行なっている。

平成2年度は、引き続きメキシコ、アメリカ、カナダにおける斜張橋等長大橋について、現地調査を行なった。調査の概要は

調査日時 平成2年6月9日～6月30日

調査団員 団長大島 久以下19名

調査経路 図-1のとおり。長大橋梁は、海峡上や河口近くの河川に架っている事が多いためアメリカ北大陸の海岸沿を回った事になっている。

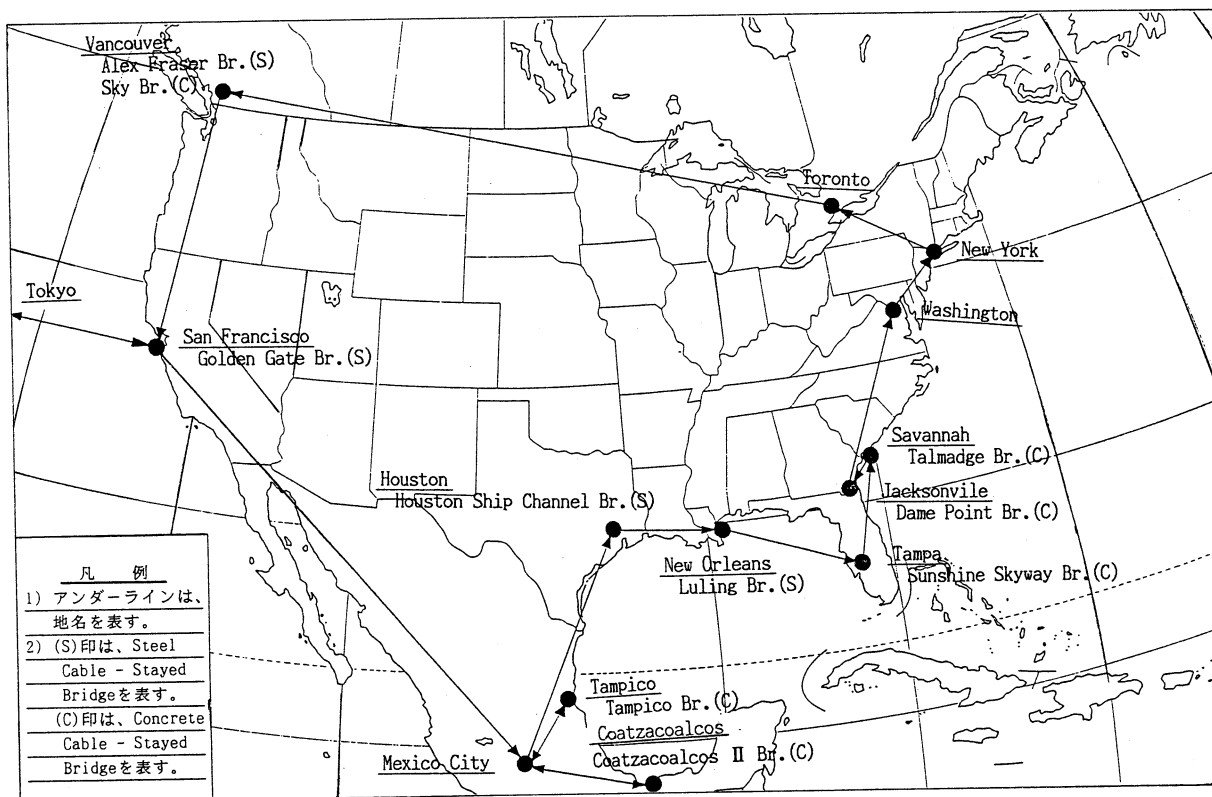


図-1 調査橋梁と経路

2. 調査結果

調査した橋梁（主として斜張橋）順に、その概要と景観上配慮していた点について記す。又斜張橋のケーブルについて諸元等も調査した。

図-2に訪問した機関名を記す。

国名	橋名	訪問依頼先
メキシコ	コーツアコアルコスⅡ橋 タンピコ橋	メキシコ通信運輸省 同上
アメリカ	シップチャンネル橋 ルーリング橋 サンシャインスカイウェイ橋 デームポイント橋 ターマジ橋 ゴールデンゲイト橋	テキサス州道路公共交通局 ルイジアナ州交通局 フロリダ州交通局 ジャクソンビル交通公団 ジョージア州交通局 ゴールデンゲイト橋管理事務所
カナダ	アレックスフレイザー橋 スカイブリッジ	ブリティッシュコロンビア州交通局 ブリティッシュコロンビア州交通局

図-2 訪問先

- 1) コーツアコアルコス橋 (Puente・Costzacalcos Ⅱ)
- 2) (正式名はアントニオ・トバリ・ハイメ橋)

本橋は、メキシコ湾に面したメキシコ南部の町コーツアコアルコスに架っている。この橋は、メキシコで初めての長大橋で1979年に着工し、工期5年で1984年に完成している。図-3に示す。

桁は、コンクリートボックスで、桁高3m、桁幅18.1m

でピラーに剛桁された構造である。

主塔は、鉄筋コンクリート製の逆Yタイプである。

これは、橋軸直角方向の地震や風に対する抵抗性、主桁の連続性等を考慮してタイプを決めたとの事である。

又コンクリート製としたのは、近くに石油化学工場があり、腐食環境が良くないためである。

ケーブルはハーフファンタイプで17本のケーブルエレメントから構成されている。ケーブルの主塔への固定方法は、ケーブルが塔部を通り抜け、両端を桁部で固定する方法である。この場合問題となるケーブルの曲げ部分の疲労強度について、疲労試験を行ない安全性の確認を行なっているとの説明があった。

本橋の設計に当っては、景観面にも非常に配慮したとの事であった。例えば、塔の形状は、初めは一本塔であったが、地震荷重が大きいため、逆Y字型にし、そのかわりに、いろいろのアイディアを募り、主塔には丸みをつける等をしている。

又ケーブルは黄色としているが、この黄色は、この橋を管理しているメキシコ通信運輸省のオフィシャルカラーでもある。又ケーブルの配置も設計的には、桁の両端で吊る2面吊が有利だが、2面吊だと、見る角度でケーブルが交差して見え、見苦しくなる事もある事から、桁の中央で吊る1面吊としたとの説明があった。

写真-1に、本橋の全景を、写真-2に塔とケーブルの形状を示す。夜間照明は桁とケーブルを照明すると共に、

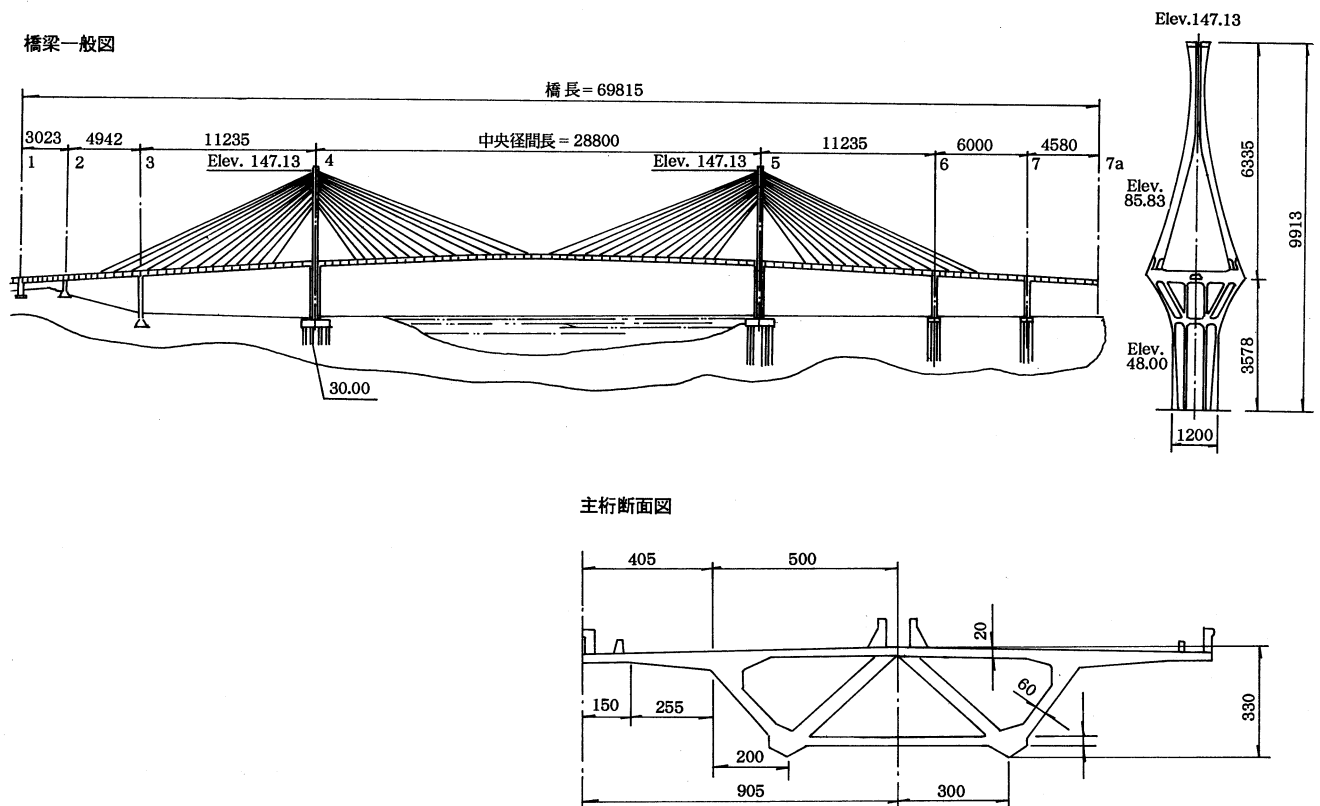


図-3 コーツアコアルコス橋 構造一般図

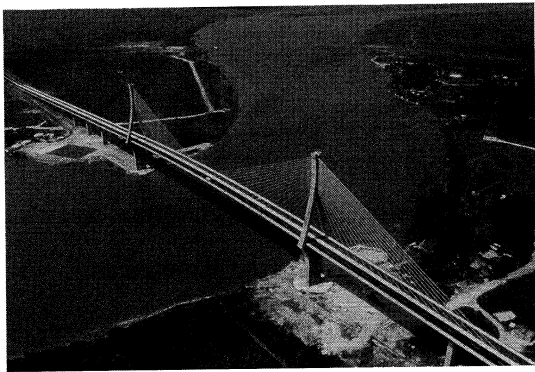


写真-1 コアツアコアルコス橋 全景

桁のブラケットから、桁のウェブを照らすとの事であるが、調査日には、桁の点検通路の補修のため、塔とケーブルしか照明していなかった。

写真-3にイルミネーションの状況を示す。

2) タンピコ橋 (PUENTE TAMPICO)

メキシコシティー北東約350kmのメキシコ湾に注ぐパヌコ川の河口部にタンピコ橋がある。

ちなみに、タンピコとは、「犬に似た動物が沢山いる所」(かわうそがいた所か?)の原住民語から来た言葉だそうです。図-4に構造一般図を示す。

主橋梁部は9径間連続複合斜張橋である。主径間長は360mになっている。1978年に着工し、1988年完成した。

本橋の最大の特徴は、中央径間を逆台形の鋼床版箱桁側径間を同断面のPC箱桁と桁の材質を中央径間と側径間とで違えている事である。

架橋地点が、海岸沿であることから、維持管理面から全てコンクリート製としたかったが、

① 当時はフランスのプロント橋の中央径間長320mが、PC斜張橋として最大で、中央径間長を360mの実績がなかった事

② 塔基部の基礎の地盤が悪い事から、基礎に作用する死荷重反力を小さくする必要があった事

から中央径間は鋼製にしたとの説明があった。

景観面への配慮した点については、

① 主桁断面の外観形状を主橋梁部、取付高架橋とも又、主橋梁部のPC桁部と鋼桁部とも全て同一断面としすっきりさせている事

② 色彩について、中央径間の鋼桁部についてもダークグレーとし、周辺のコンクリートと同じ色とした事

③ 主塔の桁下部は充腹断面とせず、3つの柱から成る構造とし、桁下空間をすっきりしたものになっているがある。(写真-4)

夜間の照明状況を写真-5に示す。灯具は水銀灯である。塔の上部を淡いブルー、下方は白色とし、路面照明と調和させている。桁の側面及び橋脚は白色である。

ケーブルは表面が黒色のポリエチレンで覆われているため、照明効果が少ない事から行なわれていない。

3) ヒューストン・シップチャンネル橋

石油と航空宇宙局で世界的に有名なテキサス州ヒュー

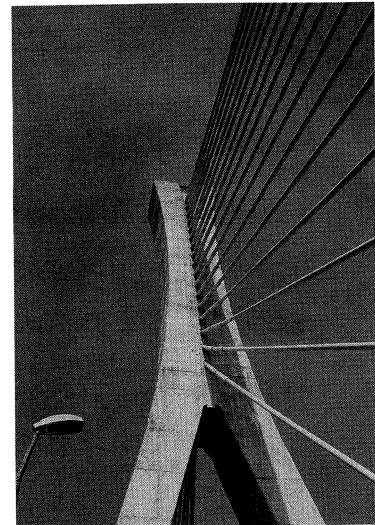


写真-2 コアツアコアルコス橋 主塔とケーブル

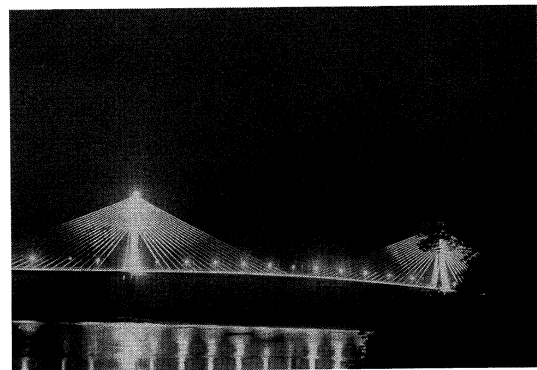


写真-3 コアツアコアルコス橋 夜間イルミネーション



写真-4 タンピコ橋 全景

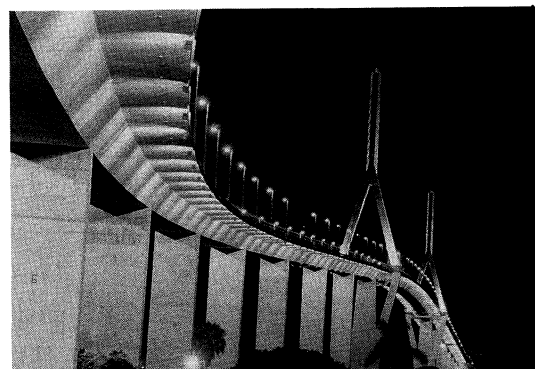
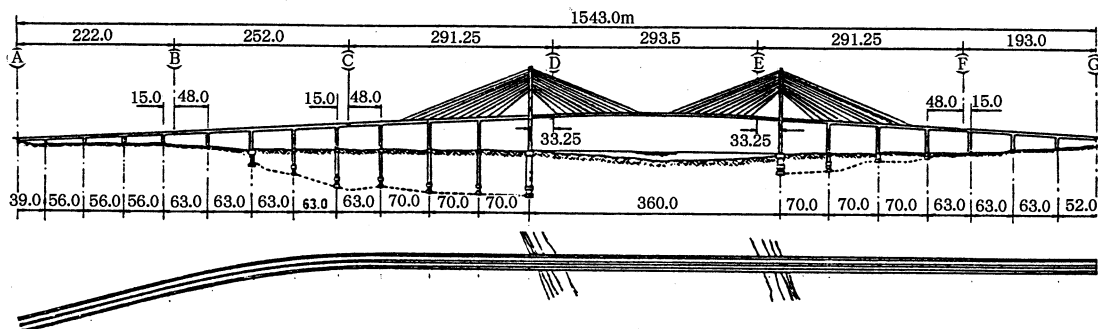
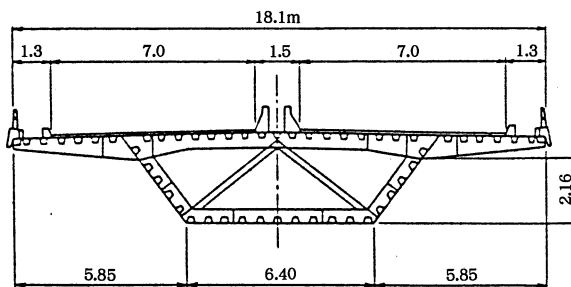


写真-5 タンピコ橋 夜間照明状況

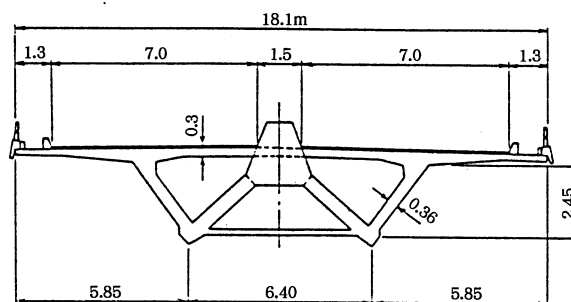
全体一般図



鋼箱桁断面図



PC桁断面図



主塔形状図

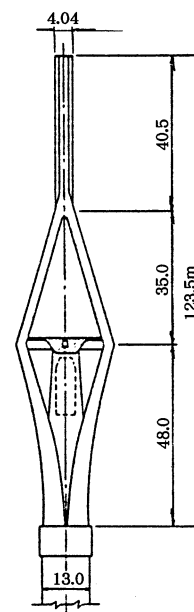


図-4 タンビコ橋 構造一般図

ストンの郊外の、幅450mの水路上に、1993年の完成を目ざし、1987年春から、本橋の工事を行っており、現在最盛期である。今この地点には、水路トンネルがあるが、建設後40年を経過した上、危険物を積載した車両は通行止めになっている。さらに、上下2車線しかないため、

交通量の増大に対応出来ないでいる。したがって、21.9mの巾員を持つ橋梁を2本計画したもので、本橋の完成後は、水路トンネルは閉鎖され、大型船舶が航行出来るよう、水路の掘り下げ計画がある。橋梁中央部には中央支間381mの3径間連続複合斜張橋がある。図-5に構造図を示す。

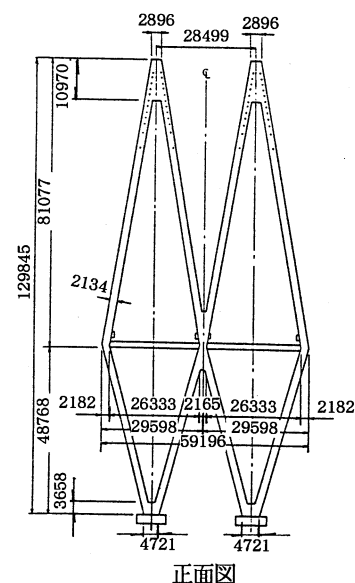
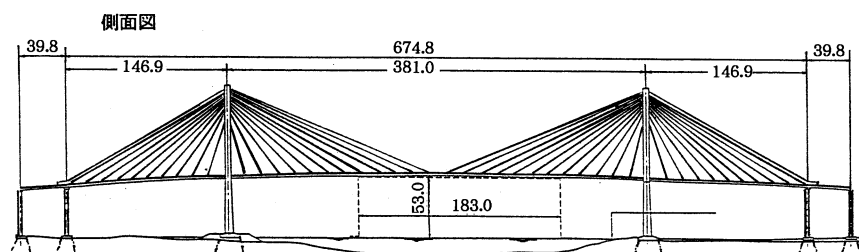


図-5 ヒューストン・シップチャンネル橋 構造一般図

本橋の特徴は、ダブルダイヤモンド型式と呼ばれるタワーである。この型式は、上下線分離で広幅員の上部構造を支える必要から考え出されたもので、橋軸直角方向の力に対してトラス効果により、大きな抵抗力を期待し、橋軸直角方向の部材厚は、わずか2.1mである。上下線のタワーは中央部で結合されており、この部分には、プレストレスされた梁が渡されている。塔工事中の写真を示す。(写真-6)

ケーブルは、上下線それぞれ2面吊である。設計時点ではHiAwケーブルが使用される計画であったが、コントラクターの選択でVSLケーブルに変更されている。維持管理面を考え、どのケーブルでも取り替えが可能なよう設計されており、又火災に対する保護として端部の3本のケーブルを2重のPEパイプで包み、パイプ中には1.5mの高さまでグラウトする予定である。

桁は、2本の鋼製のガーダーを両方に配し、5.2m毎にフロアビームを設けた。RC床版である。当初設計では、床版は現場打ちコンクリートであったが、コントラクターの希望でプレキャストスラブに変更されている。

景観面に対しては、構造的安定性と経済性を最優先し景観委員会のようなものは特に設けなかったし、建築家の意見を聞くこともしていない。

橋の色彩として、コンクリートは地肌色をそのまま残し、目に触れる部分はエポキシ樹脂の吹き付けを行なう。鋼桁部は深緑(Meadow Green)とし、ケーブルには金色(Ryder Yellow)のテープ巻く。色について局内ではエンジニアやアーキテクトから種々の意見が出たが、最終的には主任技術者の判断に委ねられている。

4) ルーリング橋 (Luling Bridge)

本橋は、ミシシッピ川を挟んで、ルイジアナ州ルーリングとデストレーハン間に架る5径間連続鋼箱桁断面の斜張橋である。1984年に日本の企業が参加し、完成したアメリカにおける中央径間372.5mの規模を有する本格的な最初の斜張橋である。

図-6に構造図を示す。初めての斜張橋と言うせいか、調査した他の斜張橋と異なる点が数点見られる。

第1点は塔が、他の斜張橋が鉄筋コンクリート製であるのに対し、鋼製である事である。品質に信頼がおけ吊橋の塔等で実績のある鋼製としたのであろう。

もっとも、現地の技術者は、今度架替えるとすれば、コンクリート製にすると述べていた。

第2点は他の斜張橋のケーブルは、桁を直接吊っているのに対し、桁の下にクロスガーダーを渡し、このガーダーを吊っている点である。

第3点は、最近のケーブル本数が

写真-6 ヒューストン・シップの塔工事

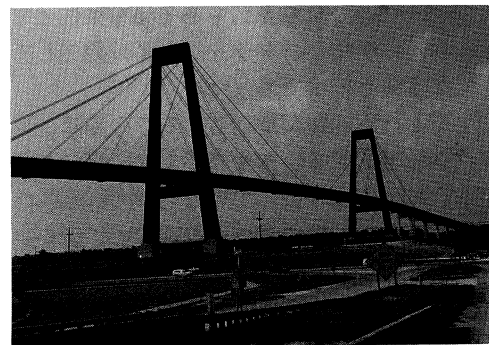
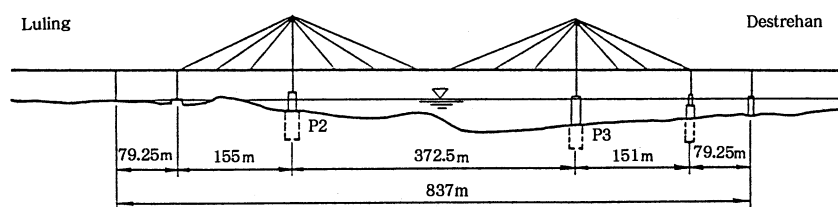


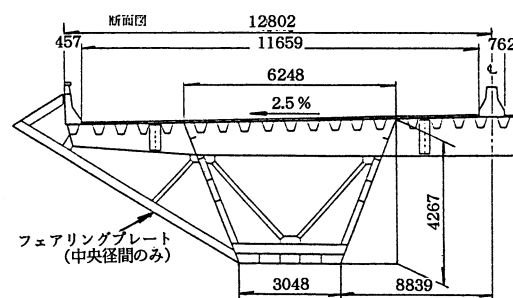
写真-7 ルーリング橋の全景

多いマルチケーブルタイプと異なり、日本でも初期の斜張橋と同様に、ケーブル本数(ここでは4段)が少ない構造である事である。(写真-7参照) 本橋はメンテナンスフリーを目ざし、耐候性鋼材を使用している。

全体一般図



桁断面図



塔断面図

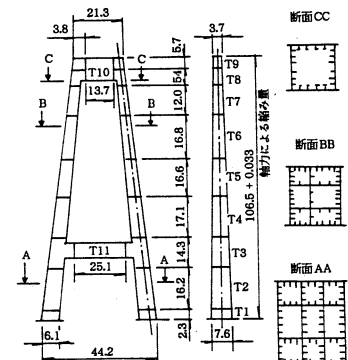


図-6 ルーリング橋 構造一般図

部材断面が幾分大きく見える事による重厚な感じと耐侯性鋼の茶褐色が、周辺の緑深い景観や、広大なミシシッピー河の風景と良くマッチし、なかなか良いと言う人と、スレンダーな斜張橋を見なれた目からは色は悪いし、ずんぐりむっくりして良いとは言えないと言う人に意見が色々に分かれていた。

調査時に、ケーブルを防護しているポリエチレン管にクラックを生じたため、補修を行なっているのに出会った。クラックの原因は、「HiAmケーブルのポリエチレン管中に防錆用のセメントミルクを注入する時期が真冬であったため、寒暖の差の激しい当地では、ポリエチレン管が温度による伸縮に追従出来なかったためである」との説明があった。補修方法は、ポリエチレン管に補強用の黒のテープと太陽熱反射用の白テープの2層のテープを回し付ける事である。

橋面舗装は、エポキシアスファルトを使用しているが夏は40℃、冬は0℃以下になる日もある気象条件下では耐えられず、早々に劣化し、クラックが多数発生していた。近く再舗装するとの事であった。

高温多雨で近くに石油精製基地もあるこの地は、耐侯性鋼材の使用環境としては、あまり良くないが、本橋での錆も安定し、特に問題は生じていない。

又周辺がミシシッピー河下流の穀倉地帯で、近くに粉粉工場があるため、野生の鳩が多く、糞の汚れのため、桁の清掃作業の必要があるとの事で、同一の問題のため頭をかかえている本四連絡橋との同病再あわれむの感じがした。

5) レイク ポ ンチャートレイン コースウェー (Lake Pontchartrain Causway)

ミシシッピー川下流の町ニューオリンズの北に位置する東西70km、南北40kmに及ぶ広大なポンチャートレイン湖のほぼ中央を南北に一直線に延々と伸びるレイク・ポンチャートレイン・コースウェーは全長38.4kmの世界最長の橋である。

失業対策事業の一環として、1955年から翌年にかけて、わずか19カ月で片側の2車線を完成させたが、対面2車線のため事故が多発したため、1966年に並列して2車線を完成させ、現在は上り下り各2車の合計4車線で、橋の中央付近に、対向車線への接続道路が出来ており、Uターン出来る用になっている。

この湖の水深は、3-5mと比較的深く、かつ桁下を通る船舶も考慮する必要のない事から(所々にヨットが通れるようクリアランスを大きくしている)、下部工はコンクリート杭に枕梁を乗せた簡単なものであり、上部工は、PC単純桁を連ねた、これ又簡単なものである。

しかし、38kmを19カ月で施工す

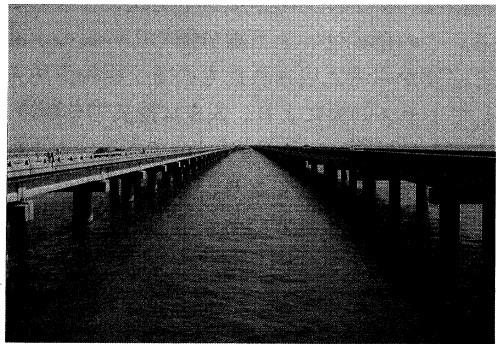


写真-8 レイクポンチャートイン コースウェー

るといった驚異的な短期間で施工しており、本四公団では小さな陸上部橋梁でも、2年も3年もかかっているのに対し、アメリカの土木技術会の底力は、恐るべきものと思った。

湖上を、バスで30分以上も走るほどただ延々と伸び、照明灯の附属物は一切なく、単純さのみを主張しているこの橋は、運転者の眠りを誘わないため、クロソイド曲線を入れ直線をさけようとする日本の道路技術とは相入れないものかもしれない。(写真-8参照)

6) サンシャイン・スカイウェー橋 (Sunshine Skyway Bridge)

本橋はフロリダ半島の根元タンパ湾にかかる主径間366mの一面吊りの3径間連続PC斜張橋である。(図-7)。1980年貨物船の衝突により、旧橋(トラス橋)の中央径間部が落橋したため、その架換として、1987年に架けられたものである。写真-9に旧橋の状況を示す。片車線は落橋したままである。

構造の細目として主橋脚は、2本の扁平な楕円形から構成されており、主桁の温度、クリープ、乾燥収縮等による変形を吸収しやすい断面となっている。(写真-10)

ケーブルは、主桁のみで定着させ、主塔部ではサドルを介したスルー方式である。

設計に当っては、航路制限巾等外的要因から主径間長

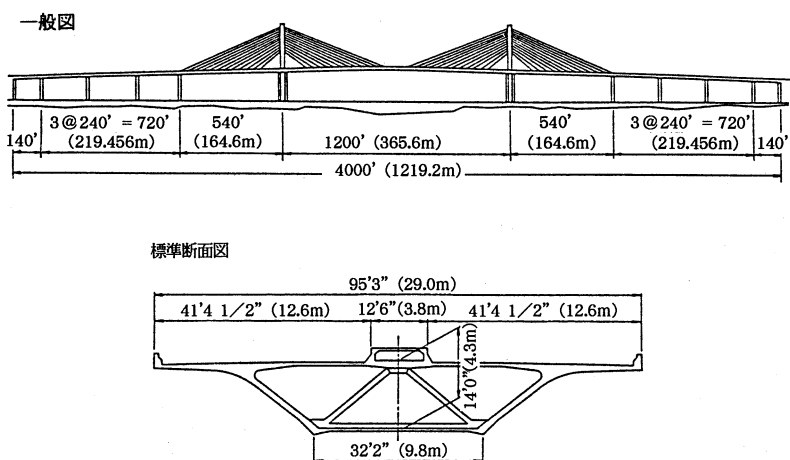


図-7 サンシャイン・スカイウェー橋 構造一般図

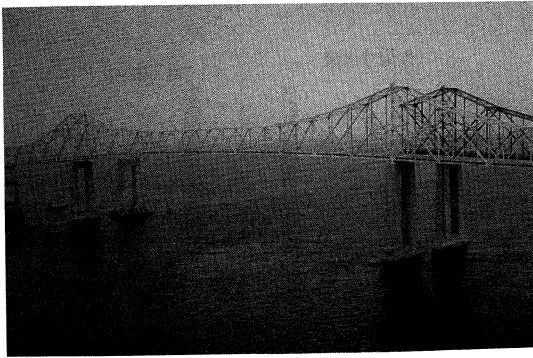


写真-9 レイクポンチャートイン コースウェー (旧橋)

を決める等、経済的要因を重視しており、特に景観的配慮から設計はされていないが、全体としての安定したリズム感を見る人に与えている。

ケーブルの色は鮮やかな黄色を採用しているが(写真-11) この色の選定に当っては、コンピューターシュミレーション等の手法を用いて検討し、次の理由で決定している。

なお、本橋の黄色は、一般のカラーリストに十分満足出来る色がなかったため、特別に色を作成したと言う。

① 黄金色は、空のブルーにも、霧の中でも映えて良く見える事。これは船や自動車のみならず、飛行機をも意識しているとのことである。

② 色あせが少ない事。

③ 太陽の色に近く、サンシャインステイトのニックネームを持つフロリダ州のイメージに合い、又フロリダ州特産のオレンジの色にも似ている事。

夜間照明として、斜ケーブルのみについて、ライトア

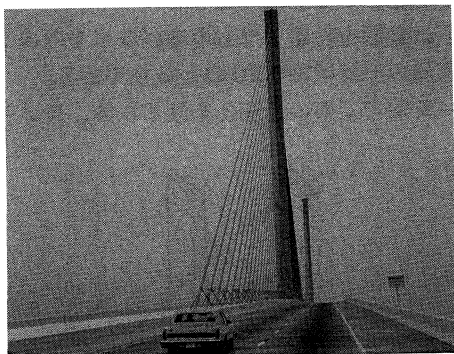


写真-11 サンシャイン スカイウェー橋の路面

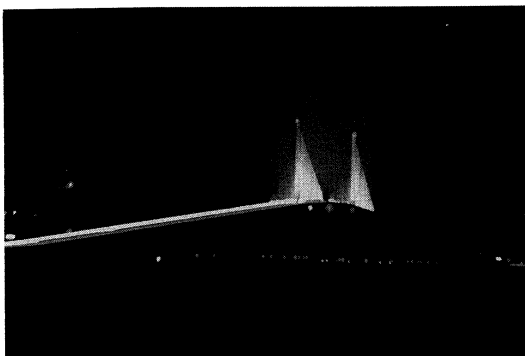


写真-12 サンシャイン スカイウェー橋 照明状況

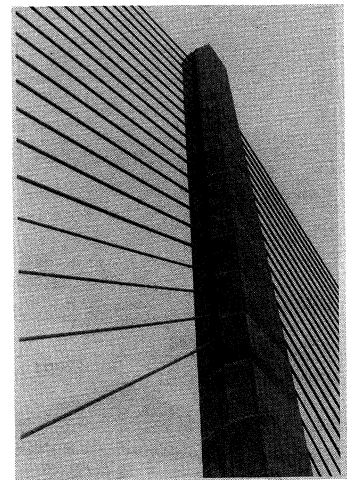


写真-10
サンシャイン スカイ
ウェー橋の塔

ップを行なっている(写真-12)。

照明は、主桁上の各斜材ケーブル定着点間に上向きに設置されたハロゲンランプで行なっている。塔附近は1000kw、中間部は500w、端部は2000kwとし、航空障害灯等の法定灯火を浮び上らせ、遠くから視認しやすいよう調整されている。

灯具として白色ハロゲンランプを選定したのは、ケーブルの黄色を出来るだけ忠実に再現出来ることを上げていた。新橋の完成に伴ない、旧橋の主径間部は撤去されるが、アプローチの一部を残して再整備することとなっている。図-8に概況を写真-13に完成予想図を示す。この公園は3kmもある魚釣り公園としては、世界最長であり、又公園(橋上)には、レストラン等も設置されることになっている。又撤去した、主径間トラスは、人工漁礁として再利用されることになっている。

新橋の完成に伴いお役目御免となった旧橋を撤去することなく、魚釣り公園として再利用する等、日本ではなかなか発想出来ない事で、アメリカのおもしろさを感じる。

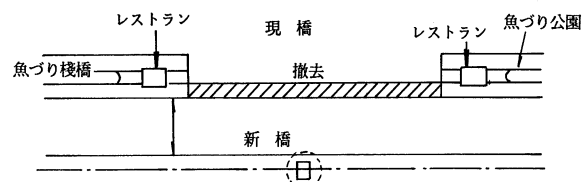


図-8 公園概況図

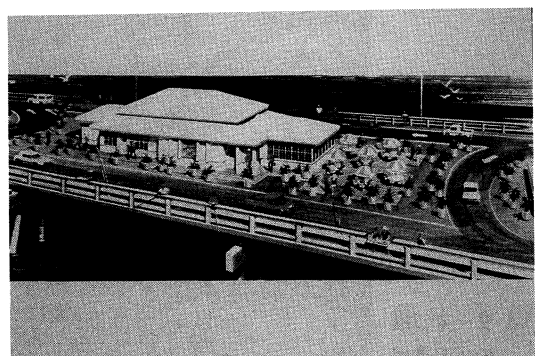
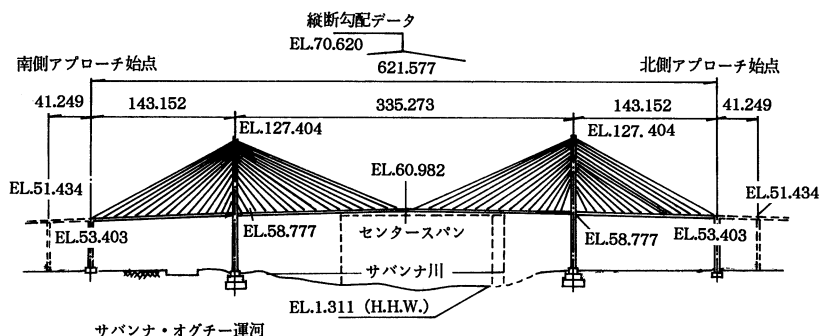
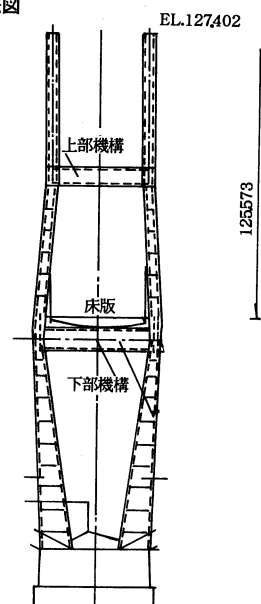


写真-13 サンシャイン スカイウェー橋 完成予想図

一般図



主塔寸法図



(正面図)

図-9 ターマジ橋 構造一般図

7) ターマジ橋 (TalMadge Memorial Bridge)

ジョージア州サバナ市は、古くから綿の取り引きの中心地として栄えた古い石造りの落ち着いた町で、現在でも大西洋岸の貿易港として近代工業の中心地である。

サバナ市街の横、東西にサバナナ川が流れており、サバナ市の外れにターマジ橋が架っている。

現在は、トラス橋のターマジ橋が架っているが、これを新しく、PC斜張橋に架き換えている最中であつた。

従来の港がターマジ橋のすぐ下流側にあつたのに対し、新しい港が橋の上流側へ移転し、そのため、川を上って来た大型貨物船によるトラス橋への衝突破損事故が発生し、又今後も多発が予想されることから、桁下をさらに50ft高めた新橋の必要が生じたためである。

構造図を図-9に示す。中央径間335.3mのPC3径間連続斜張橋である。

ケーブルは、桁の両端の主桁を吊るため、2面吊であり、全て交換可能な構造となっている。

主桁は、床版と一体となっており、そのため桁高は2.13mと低い。

主塔は、柱の上部と下部にタイセクションを有する鉄筋コンクリート製の門型構造である。柱の内部は中空で、エレベータと梯子で昇降出来るようになっている。

本橋は現在工事中で、調査時には、水タンクを有する移動式型枠で桁をはり出していた。この移動式型枠は、片側の自重が増加した時に水を張り自重分の張力をバランスさせながら施工する工法である。

夜間照明は景観を考慮したものを行なうもの事となっており、照具の配置は図-10のとおりである。

アプローチ部で工事の迅速化を図るため、アメリカで

写真-14 ターマジ橋の桁工事状況

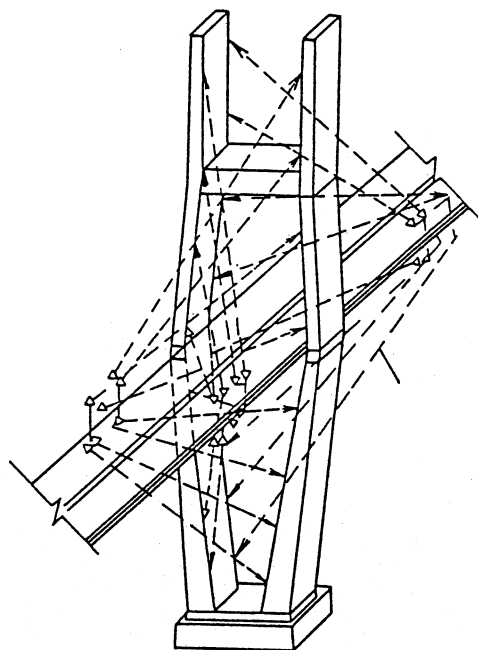
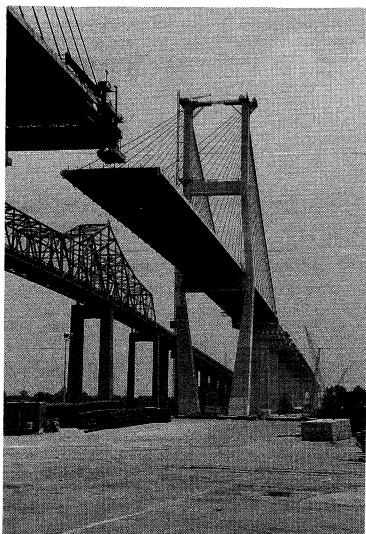


図-10 照明装置位置図

最初と言う工法を取っていた。

上空での作業を出来るだけ少なくするため、桁を地面上で作り、大型クレーンで、上空に持ち上げ、組み立てプレストレスを入れて一体とするプレキャスト工法で、これまでも、この工法に類似した工法はあるが、プレキャスト化をさらに一步進めたものである。施工中を写真-15に示す。

8) デームポイント橋 (Dame Point Bridge)

フロリダ州ジャクソンビル市のセント・ジョーンズ川に架るデームポイント橋は、中央径間396mを有する西半球最大のプレストレストコンクリート斜張橋で、1989年3月に完成している。なお、本橋の正式名称は、地元に関与のあった政治家の名を取って、ナポレオン・ボナパルト・ブローワード橋と長い名前である。

この橋は、今回調査した橋梁の中で、景観面について最も配慮したものと考えている。

蝶ネクタイ状の塔の中間水平材、八角形でテーパのついた橋脚及び白いケーブルなど美しい、特徴のある橋である。(写真-16)

これは、本橋を管理しているジャクソンビル・トランスポート・オーソリティが、この橋が地域のランドマークとなるよう希望したため、設計に当って、技術・景観委員会を設け景観面に配慮すると共に、設計に1人の建築家を関与させたためである。

構造細目として、桁は、ケーブルで支えられた、両側の2本の主桁と、主桁同志を連結する横梁及び床版から成っている。主桁高は1.5m~1.9m、床版厚0.56mとスレンダーである。桁と塔は剛結されており、中央のスパニの中央部には、ヒンジが設けられている。塔は2本の塔柱及び三段の水平材からなる鉄筋コンクリート構造物である。

塔柱は道路面の上下で断面が異なっており、路面上は巾2.2m、長さ4.6m~9.8mの変断面矩形、路面下はテーパがついた八角形で、道路の高さで矩形になるよう断面を変化させている。(写真-17参照)

基礎は大量のコンクリート(北側で14.5千 m^3 、南側で6.9千 m^3)を短時間(北側を47時間、南側を35時間)で打設しており、時間当たり打設量は200~300 m^3 にも上っている。これだけの量を打つため、クーリング法として液体窒素により行なっている。

照明用灯具は水銀灯である。ケーブルの照明は緑色の400Wをケーブル1本置に、上向に照らしている。

塔は上方を照らす1000Wと、下方のコンクリート面をソフトにみせ、しかも路面照明と調和させるため、400Wの高圧ナトリウム3個を塔の近くに配置している。なおケーブルは、夜間照明がよく映える様に白色にしたそうである。

9) アレックスフレーザー橋 (Alex Fraser Bridge)

カナダの西玄関ブリティッシュコロンビア州バンクーバー市の南郊外を流れるフレーザー川の河口から19km上流に、斜張橋として世界最大の支間長を有する(中央径間465m)アレックスフレーザー橋がある。

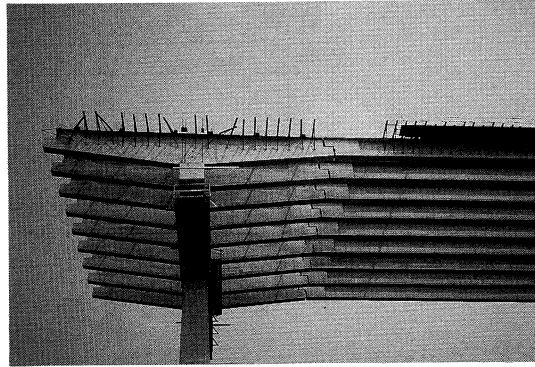


写真-15 ターマジ橋 施工写真

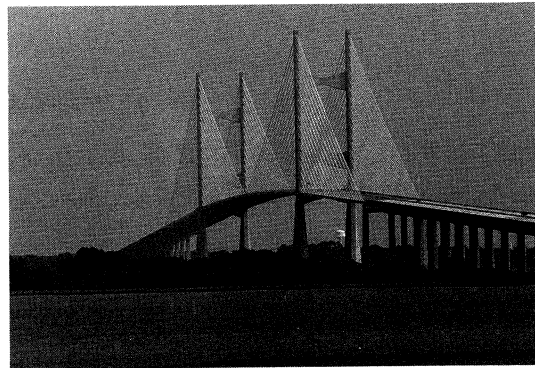


写真-16 デームポイント橋 全景

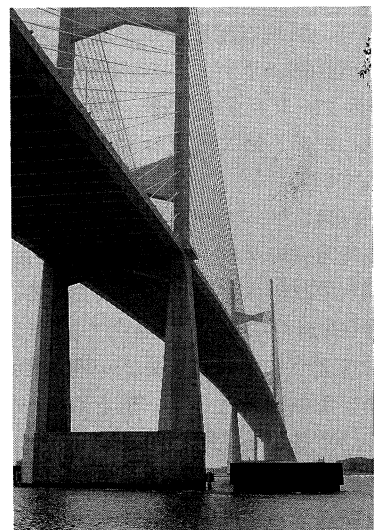


写真-17 ポイント橋
塔柱

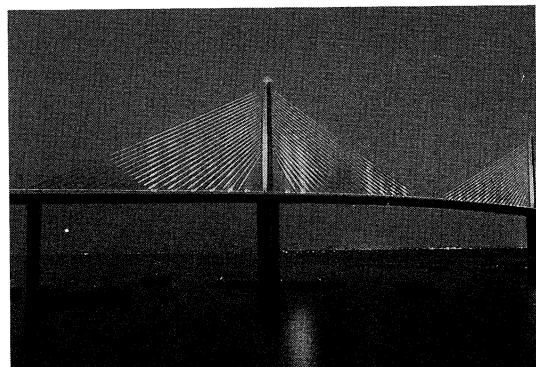


写真-18 ポイント橋 夜間の状況

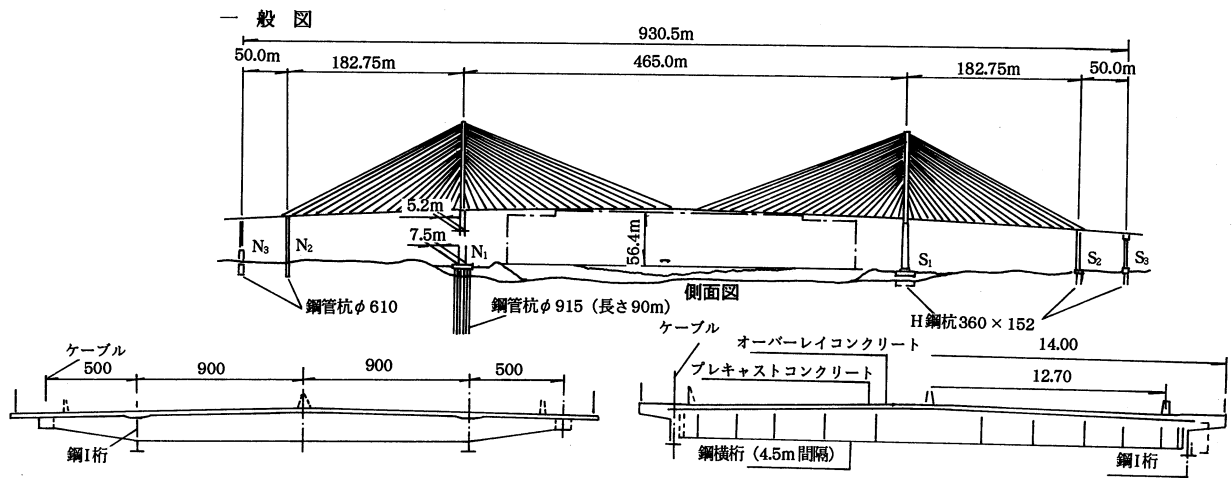


図-11 アレックスフレーザー橋 構造一般図

1984年3月に着工し、1986年7月に竣功しており、わずか2年4カ月の非常に短い工期で建設されている。一般図を図-11に示す。

主塔が、鉄筋コンクリート製、主桁がコンクリート床版と鋼工型の合成桁から成る5径間連続複合斜張橋である。設計に当っては、経済性を強く要求され、そのため構造及び施工の単純さを求めている。

景観に対する考えは、「経済性を追求し、力学的に合理的でかつ単純なものが美しい橋である」との考えに立っており、特別な配慮は払われていない。

構造詳細について、まず基礎は21m×21m×3.5mの2つのフーチングを巾9mの接合梁で結合しており、地盤が悪いため、最大長90mに及ぶ鋼管杭及びH鋼杭が使用されている。

塔柱は、ケーブル定着部をケーブル鉛直面内に収め、橋軸直角方向のケーブルからの作用力の偏心を避けるため、上部水平材の位置で折り曲げている。(写真-19)。柱は壁厚60cmの中空RC箱断面で、架設時のフォーミングが容易なように、単純な断面が使用されている。ケーブルについての特徴として、桁とのケーブル定着部の構造がある。すなわち主桁の上フランジに直接ガセットプレートを溶接し、このガセットにパイプ等を取りつけ、ケーブルのソケットを定着したもので日本では、色々の問題があり採用されていない。

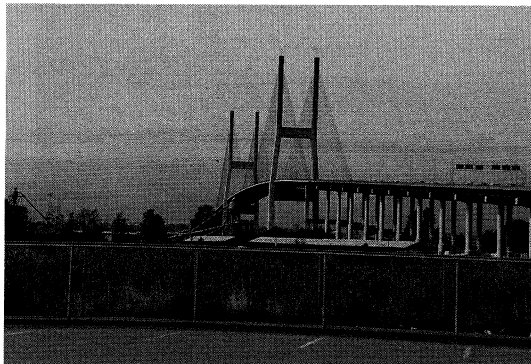


写真-19 アレックスフレーザー橋 構造写真

主桁の床版は、215mmのプレキャスト、コンクリート版と50mmのオーバーレイコンクリートで構成されている。主桁間隔が28mと広いと、床版厚が過大にならぬよう、4.5mピッチで主桁間に横桁を設け、横桁間を床版のスパンとして主鉄筋を配置している。

プレキャスト床版を一体とするため、配力筋方向、即ち、橋軸直角方向にプレストレスを導入し、橋軸方向には導入していない。このため、橋軸方向の圧縮力の小さな径間中央部や、桁端部にクラックが生じたようで、「今後は橋軸方向にもプレストレスを導入した方が良い」との話があった。

主桁、横桁は、メンテナンスを考え耐候性鋼材を裸仕様で使用していた。

本橋の特徴として支承条件が上げられる。すなわち塔柱に鉛直支承がなく、ケーブルで吊られ浮んでいるフローティング型式が採用されている事である。

これは、橋軸方向の地震に対し、構造型をフレキシブルにすることで、固有周期を長くし、応答加速度を低減させ、同時に塔部で桁を剛に支持しない事で、この部分の主桁の曲げモーメントを他のケーブル支点部と同程度に小さくするための工法である。

橋の色は、桁の耐候性鋼のコゲ茶色、コンクリートのグレー、ケーブルの黒と地味な色合であった。

10) スカイブリッジ (Sky Bridge)



写真-20 アレックスフレーザー橋 定着部構造写真

前記のアレックス・フレーザー橋の上流にスカイブリッジが架っている。この橋は1986年にバンクーバー市で開かれた万国博用に供用された鉄道（リニア・モーターカー）（スカイトレインと称している）が市街へ延伸されるに伴ない架設された鉄道橋である。（写真-21 参照）

中央径間340mの3径間連続PC斜張橋は、規模では隣のアレックス・フレーザー橋に及ばぬものの、鉄道専用PC斜張橋としては世界最長である。（図-12に一般図を示す）（写真-22）

柱は、中空RC断面で、中空箱型RC製である。

主塔形状は、主塔をスレンダーに見せ、さらにケーブルが塔に対して美しい比率となるよう配慮したとの事で

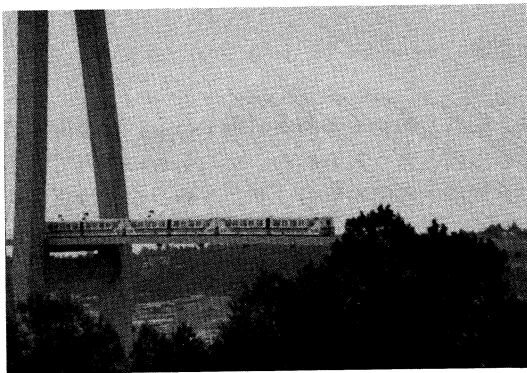


写真-21 スカイブリッジ上を走るリニアモーターカー

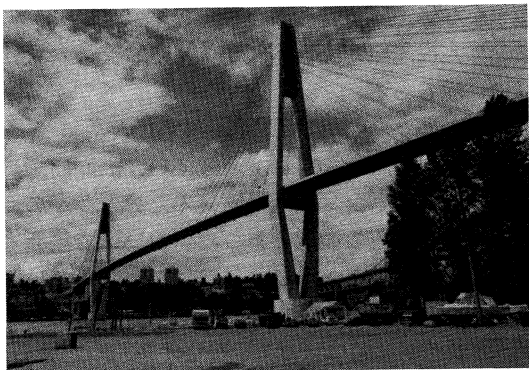


写真-22 スカイブリッジ 全景

ある。主桁は2本の両側の梁と、その梁を結ぶ床版より構成されており、床版はプレキャスト製作されている。

架橋地点は、地震多発地である事から、地震慣性力を出来るだけ小さくする事と、鉄道橋であることから、列車走行時の変位を出来るだけ小さくするため、主桁は主塔部で弾性支承（ゴム支承）により支持され、又桁端部は可動支承で支持された構造となっている。

本橋の計画に当っては、景観面についても配慮している。模型を作り、あるゆる角度から検討すると共に、橋梁の画像的印象は、New Westminsterの街並をバックとしたパースにより判断されている。

本橋を見て最初に印象付けられるのは、塔上部のケーブル定着部の杭間に設けた赤茶色の1枚の板である。さらに、この板は柱と同一面とせず、柱より一段と下げることと変化を与え、柱の連続性を強調している（写真-21 参照）

この板の色の決定のため、兩岸の市長、鉄道運営者、コンサルタント、事業主外のBritish Columbia州運輸局からなる検討委員会が設けられている。

具体的には、この色の決定のために特別に選出された

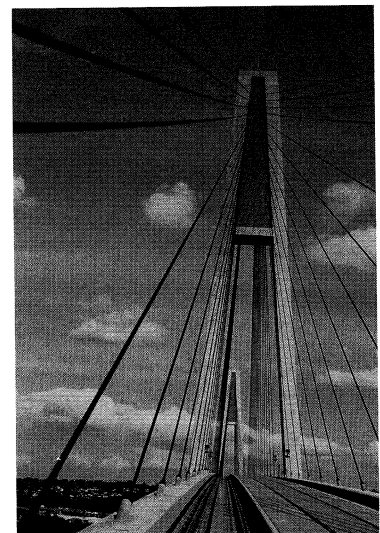
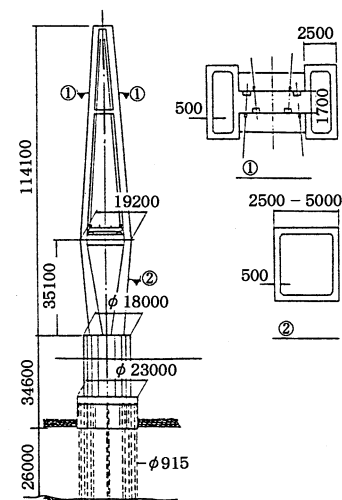


写真-23 スカイブリッジの塔

主塔一般図



側面図

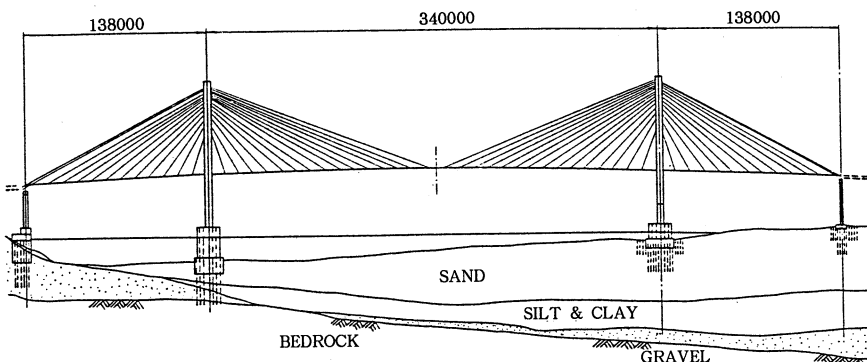


図-12 スカイブリッジ 構造一般図

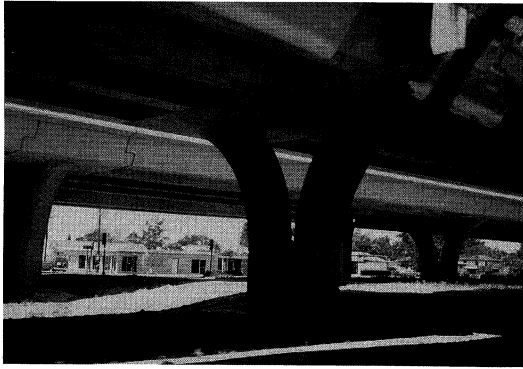


写真-24 一般高架橋の橋脚

建築家が推薦した色を基本として、最終的には、女性政治家が決定したそうである。

11) 斜張橋のケーブル

斜張橋のケーブルについて、調査結果を示す。

a) ケーブルの種類

鋼より線から成る平行ストランドを使用した橋はタピコ、コァッアコアルコス、ヒューストンシップチャンネル、サンシャインスカイウェイ及びターマジ橋でもっとも多かった。平行線ケーブルを使用しているのはルーリング、アレックスフレイザー、スカイブリッジの各橋で、PC鋼棒から成るストランドを使用していたのはデームポイント橋のみで、ロックドコイルロープを使用していた橋はなかった。

b) ケーブルの防食法

ケーブルを鋼管（デームポイント、サンシャインスカイウェイ、コァッアコアルコスの各橋）又は、ポリエチレン管（ルーリング、ターマジ、ヒューストンシップチャンネルの各橋）で囲み、中にセメントグラウトをする工法が一般的であった。中に詰めるものとして特別な物として油脂（ロウ）、グリース（スカイブリッジ）がある。

c) ケーブルの色

タンピコ、ルーリング、アレックスフレイザー、スカイブリッジの各橋では、紫外線によるポリエチレン管の劣化を防ぐ事から黒色に塗られている。スカイブリッジでは、前記の理由の外、カナダでは黒色が景観的に好ましい色となっているとの事であった。コールツアコアル、ヒューストンシップチャンネル、サンシャインスカイウェイの各橋は黄色である。黄色は、管理者のオフィシャルな色であるとか、景観上の問題からとか、上層部の意向で決まったとか、種々の理由があった。

ターマジ及びデームポイントの両橋は白色である。採用理由として、太陽熱の吸収によるケーブルの伸縮を最小限にすると共に、夜間照明時に美しくすることが上っている。

d) ケーブルの張り方

ケーブルの張り方として、桁の中央で吊る1面吊と両端で吊る2面吊がある。2面吊の場合、見る角度によっては、両側のケーブルが重なって見え難然と見える事もある事から、景観的には、1面吊が有利であろう。

しかし、2面吊の場合でも、ケーブルが塔から平行に張

られたハープ型の場合、各面に置けるケーブルの傾斜が異なって見える現象が少ないため、ケーブルが複雑に交差し、難然とした印象をそれほど与えないようである。

e) ケーブルの耐震対策

タンピコ、ヒューストンシップチャンネル、ターマジの3橋以外のケーブルに何らかのゆれ止めが付いている。デームポイント橋は8本のケーブルを、直径12.7mmの4本のステンレス、スチールで結んでいる。サンシャイン・スカイウェイ・アレックスフレイザー、スカイブリッジ橋では、油圧ダンパー又はネオプレンをケーブルの両端等につけている。

図-13にケーブルの一覧表等を記す。

3. あとがき

私は、生れて初めての海外出張である。団員の中にも初めての出張と言う人もおり、たのもししい味方である。

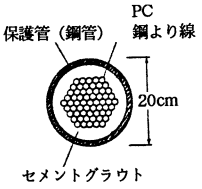
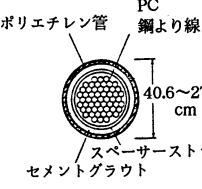
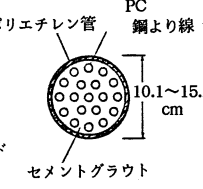
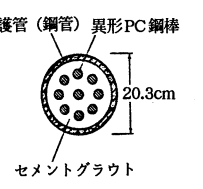
不安と期待で成田を発ち、サンフランシスコ経由メキシコに向かった。途中のフロリダ半島の先端部付近は砂漠である。飛行機から見ると緑も、人家も川もなにもない。ただ茶褐色の岩と砂と土のみで、道路が直線で伸び、地面にスジを引いているだけである。緑豊かな日本と大違いである。メキシコに着く。ギラギラ輝く太陽としゃく熱の大地を想像していたのに対し、カラッとした空気とさわやかな気温で気持ちの良い気候である。

メキシコ人は陽気で明るく親切である。又はなほだ調子の良い一面もある。

メキシコ大学での説明では、私達4名のために7~8名の方が同時通訳の用意までして待っていた。同時通訳をすると聞き、日本語が耳に入ると喜んだのもつかの間スペイン語から英語への通訳であった。狭い室で説明者の声と、同時通訳者の声が重なり、なにを説明しているか不明であった。もっとも英語での説明でも不明だったであろう。スライドを懸命に見て、なにか解ろうと努めた。最後に説明者が我々に言った言葉は「皆さん方はガマン強い」であった。

タンピコの橋まで、メキシコから飛行機で同道し、現地で案内してもらったのは感謝、感激である。一面吊りの美しい橋で、景観面では相当自信を持った説明であった。桁の中へも入り、桁が鋼とコンクリートとの結合されている附近を丁寧に説明してもらい、納得したものである。この橋のたもとに低所得者と思われる人々の家が並んでいた。道路は舗装されておらず、所々に水たまりがあるが、庭は広くゆったりとし、中にはハンモックでのんびり昼寝している人もおり、ひょっとすると我々日本人よりゆとりの生活をしているのではなかろうか。楽しい、愉快的なメキシコであったが、便所が清潔でないのには閉口した。又物事をたのんだ場合、調子の良いすぐにも実行されそうな返事があるが、実行されない事の方が多い。

メキシコより、アメリカのヒューストンに着いた。テキサス州ヒューストンは砂漠の内のサボテンがあるのみ

橋 名	コートツァコールコスII橋 (メキシコ)	タンピコ橋 (メキシコ)	シップチャンネル橋 (アメリカ)	ターマジ橋 (アメリカ)	デームポイント橋 (アメリカ)
橋の種類	PC斜張橋	複合斜張橋	複合斜張橋	PC斜張橋	PC斜張橋
ケーブルの種類	フレシネーケーブル 直径15.7mmのPC鋼より線を 33~61本平行に束ねて使用	フレシネーケーブル 直径15.9mmのPC鋼より線を 33~60本平行に束ねて使用	直径15.2mmのPC鋼より線を 19~61本平行に束ねて使用	ストロングボールド 直径15.2mmのPC鋼より線を 17~61本平行に束ねて使用	直径32mmの異形PC鋼棒を9 本平行に配置
ケーブル断面		 油脂(ロウ)			
ケーブルの張り方及び本数	1面吊り ファン形配置 中央径間10段(1塔当り) シングルケーブル 側径間10段(1塔当り) シングルケーブル 20本/橋 中央径間と側径間のケーブル は連続した1本もの	1面吊り ファン形配置 中央径間11段(1塔当り) シングルケーブル 側径間11段(1塔当り) シングルケーブル 44本/橋	2面吊り ファン形配置 中央径間12段(1塔当り) シングルケーブル 側径間10段(1塔当り) シングルケーブル 88本/橋 (現在工事中)	2面吊り ファン形配置 中央径間18段(1塔当り) シングルケーブル 側径間18段(1塔当り) シングルケーブル 144本/橋 (現在工事中)	2面吊り ハープ形配置 中央径間20段(1塔当り) ダブルケーブル 側径間20段(1塔当り) ダブルケーブル 320本/橋
ケーブルの定着形式	フレシネーシステム(HCシス テム)によるクサビ定着	フレシネーシステム(HDシス テム)によるクサビ定着	VSL工法によるクサビ定着	ストロングホールドによる定 着	ディビダーク法によるネジ式 定着
ケーブルの重量	不 明	不 明	不 明	566ton	4495ton (定着部含む)
ケーブルの防食	内層 セメントクラウト 外層 鋼管	内層 油脂(ロウ) 外層 ポリエチレン管	内層 セメントクラウト 外層 ポリエチレン管 側径間側の最上段より3本の み外層の上に耐火性セメント クラウトとテドラテープを施 工	内層 セメントクラウト 外層 ポリエチレン管	内層 セメントクラウト 外層 鋼管
ケーブルの色	黄色(塗装)	黒色(ポリエチレン)	黄色(乳白色のテドラテープ を巻く予定)	白色(テドラテープを巻く)	白色(アクリル系の塗装)

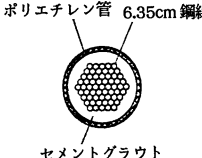
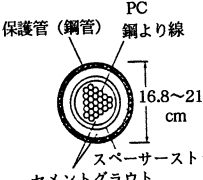
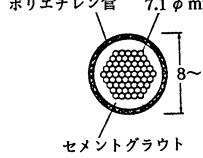
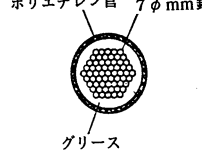
橋 名	ルーリング橋 (アメリカ)	サンシャインスカイウェイ橋 (アメリカ)	アレックスフレイザー橋 (カナダ)	スカイブリッジ (カナダ)
橋の種類	鋼斜張橋	PC斜張橋	複合斜張橋	PC斜張橋
ケーブルの種類	平行線ケーブル 直径6.35mmの鋼線を305本使用	ストロングボールド 直径15.2mmのPC鋼より線(7本絞) を38~82本平行に束ねて使用	平行線ケーブル 直径7.1mmの平行線を109~283本工 場で束ねたケーブル	平行線ケーブル(HiAmケーブル) 直径7mmの平行線を55~163本工 場で束ねたケーブル
ケーブル断面				
ケーブルの張り方及び本数	2面吊り 放射形配置 中央径間3段(1塔当り) 最下段4本、その他2本 側径間3段(1塔当り) 最下段4本、その他2本 64本/橋	1面吊り ファン形配置 中央径間21段(1塔当り) シングルケーブル 側径間21段(1塔当り) シングルケーブル 42本/橋 中央径間と側径間のケーブルは連続し た1本もの	2面吊り ファン形配置 中央径間24段(1塔当り) シングルケーブル 側径間24段(1塔当り) シングルケーブル 192本/橋	2面吊り ファン形配置 中央径間15段(1塔当り) シングルケーブル 側径間12段(1塔当り) シングルケーブル 108本/橋
ケーブルの定着形式	HiAmアンカー	VSL工法によるクサビ定着	亜鉛鍍込みによるワイヤー定着	HiAmアンカー (亜鉛粉末+エポキシ樹脂+小鋼球)
ケーブルの重量	490ton(定着部含む)	不 明	1698ton (定着部を含む)	427on
ケーブルの防食	内層 セメントクラウト 外層 鋼管 素線 亜鉛めっき	内層 セメントクラウト 外層 鋼管	内層 セメントクラウト 外層 ポリエチレン管 素線 亜鉛めっき	内層 グリース注入 外層 ポリエチレン管 素線 亜鉛めっき
ケーブルの色	黒色(乳白色のテドラテープを巻く)	黄色(オレンジイエロー)	黒色(ポリエチレン管)	黒色(ポリエチレン管)

図-13 ケーブルの主要項目

と考えていた所、緑豊かな所であった。案外私の知識も知れたものであった。戦後のアメリカナイズされた生活にどっぷりと使った生活を送っているせいか、メキシコよりアメリカに移った時生活になぜか異和感がなく、「ほっ」とした気持ちになったものである。

フロリダ半島の根元にあるターマジ橋の調査時、まだ工事中で桁が半分ほどせりだしている所であった。

桁の鉄筋の組立の最中であったが、筋骨隆々とした、みるからに力の強そうな男性に交って、女性の鉄筋工も働いていた。腰にシノー等道具をぶら下げ、男性と変らぬ仕事をしていた。力は私より強いかもしれない。けっこう美人であった。又入り口のガードマンも腰にピストルを下げた女性であった。女性の社会進出の著しいアメリカ社会である。

この橋では床版鉄筋の上段配筋分には、エポキシ鉄筋を使用していた。理由は、冬期凍結防止のため塩をまくためだそうで、南国フロリダに雪氷対策が必要だとは思わなかった。以下、かけ足で回って感じた事は、

a) アメリカは広く、力強く、自由な発想が出来る国である。日本は利用可能な土地はすべて利用されつくしているのに対し、飛行機から見るアメリカは広々として未利用地がいたる所にあり、余力があると思われる。

b) 「斜張橋は美しい」と言う事である、空に伸びる塔スレンダーな桁、ピンと張られたケーブル、見る人に

「ホッ」「ワー」と思わず呼ばせている。

c) 斜張橋の材料は、塔はコンクリート、桁もコンクリートでメタルを使用したとしても大多数は耐候性鋼材を使用している。これはメンテナンスの費用を低減させることを主目的としているが、同時に鋼橋製作業が競争力を失なったためではなかろうか。

アメリカでは、連邦政府からの補助により、橋梁工事を行なう場合、対策としてメタルの橋を入れるそうであるが、結果はコンクリート橋が多いとの事であった。

d) 陸上にある小さな橋でも景観面に配慮している例が多い。「こんな田舎になんでこんな事をせねばならないんだろー、こんな金があればもっと延長を伸ばすべきでなかろうか」とよけいな心配をしてしまうほどであるが、アメリカが円熟した社会だから出来ることだろう。(写真-22)

広いアメリカを20日間で、かけ足で回り、必ずしも十分な調査が出来た訳ではない。さらに世界は広く、長大橋梁がまだまだ多数ある。

したがって、今後共調査を継続する必要がある。

なお、本稿の作成に当り、協力して頂いた皆さんに心から感謝すると共に、今後、景観面での検討すべき技術的手法が整理され、我々技術者でも、美的センスがない者でも簡単に景観に取り込めれるようになる事を希望する。

大型風洞施設が完成

平成元年度から、建設省土木研究所構内に建設を進めていた大型風洞施設が完成し、現在明石海峡大橋の1/100 全橋模型の試験を実施している。この風洞施設の建設及び風洞試験は、建設省土木研究所との「超長大橋梁の耐風性に関する共同研究」の一環として、進めているものである。

大型風洞施設は、その測定部が幅41m、高さ4m、長さ30mと土木構造物用風洞としては世界的にも最大規模のものである。この大型風洞施設の規模は、明石海峡大橋の全橋模型試験を実施するために必要な寸法から決定された。

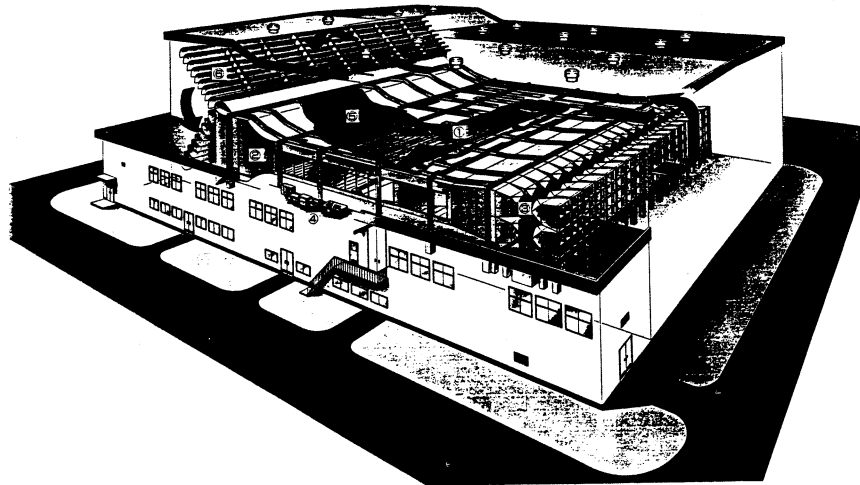
明石海峡大橋は、従来の長大吊橋を大きく上回る支間長を有するため、桁の耐風性は極めて厳しい条件下での検討となる。これまでの二次元部分模型試験において、要求される耐風性を満足する断面は得られているが、さらに精度を上げた試験を行ってその耐風性を最終的に照査しておくことが必要と考えられた。

桁の模型化にあたっては、その空力特性がわずかな桁形状の変化にも敏感に変化することから、構造的、空力的な相似を精度良く行うことが要求された。このため、桁の模型化の検討を行い、十分な精度での模型化を行うには1/100の縮尺を確保することが必要であると判明した。これによって、全長約4kmの明石海峡大橋の全橋模型は約40mの長さとなり、この大型風洞施設の測定部寸法が決定されたものである。

明石海峡大橋の模型化では、トラス桁にファイバープレートと硬質発泡スチロールのサンドイッチ構造材を用いるなど新材料の採用、また剛性相似のためのV字バネの採用など新しい技術の開発も行っている。

これからの試験予定は、まず明石海峡大橋の一樣流中試験、乱流中試験及び斜風試験を行い、その後桁架設時の試験を行う。次に多々羅大橋及び来島大橋などの同様の試験を行うこととしている。

風洞施設の建設及び風洞試験については、(財)海洋架橋調査会に設けた「本州四国連絡橋の耐風性に関する調査研究委員会」(委員長：宮田利雄横浜国立大学教授)において審議がなされている。



大型風洞施設

鉄鋼JISの国際単位系(SI)への移行について

鉄鋼JISは、平成3年1月1日より国際単位系(SI)に移行した。SI単位の呼称は仏語：Le System International d'Unitesの頭文字からとったものである。SI単位では、重力加速度(9.80665m/s^2)が関係する力の単位が従来単位と異なり、SI単位値(N)は、従来単位値(kgf)に換算係数9.80665をかけることで得られる。これにより、鋼材記号は、表-3「鉄鋼JISの記号の変更」に示すように変更されている。

なお、この変更に伴う当面の対応は、「鉄鋼JIS国際単位系(SI)への移行に伴う対応について(工技第27号平成2年12月13日)」および「設計基準類の運用について(設設二第1号平成3年1月16日)」で通知しており、設計計算等は従来の単位系によるものとし、鋼材記号の変更のみを行なうことを基本としている。

表-1 鉄鋼JISで使用する主なSI単位

量の名称	規格の特性値名称	S I 単 位			従来単位の記号
		記号	読み方	定義	
質 量	質 量	kg	キログラム		kg
力	荷 重	N	ニュートン	$1\text{N} = 1\text{kg} \cdot \text{m/s}^2$	kgf
応 力	引張強さ、降伏点、耐力	N/mm ²		$1\text{N/mm}^2 = 1\text{Pa} = 10^{-6}\text{Nmm}^2$	kgf/mm ²
圧 力	水圧、空圧	Pa	パスカル	$1\text{Pa} = 1\text{N/m}^2 = 10^{-6}\text{Nmm}^2$	kgf/cm ²
エネルギー	吸収エネルギー	J	ジュール	$1\text{J} = 1\text{N} \cdot \text{m}$	kgf・m
	シャルピー衝撃値	-	-	$1\text{J/m}^2 = 1\text{N} \cdot \text{m/m}^2$	kgf・m/cm ²

表-2 従来単位からSI単位への換算

特性値名	換 算 式	数値の丸め方
荷 重	$Y (\text{N}) = 9.80665 \times X (\text{kgf})$	有効数字3桁に丸める。
引張強さ、降伏点、耐力、高温耐	$Y (\text{N/mm}^2) = 9.80665 \times X (\text{kgf/cm}^2)$	整数に丸める。
水 圧、空 圧	$Y (\text{MPa}) = 0.0980665 \times X (\text{kgf/cm}^2)$	小数点以下1桁に丸める。
シャルピー吸収エネルギー	$Y (\text{J}) = 9.80665 \times X (\text{kgf} \cdot \text{m})$	整数に丸める。
シャルピー衝撃値	$Y (\text{J/cm}^2) = 9.80665 \times X (\text{kgf} \cdot \text{m/cm}^2)$	整数に丸める。

表-3 鉄鋼JISの記号の変更 ここには、鉄鋼JISの単位に準い、記号が変わる規格を掲げています

規格	新記号	旧記号
G 3101	SS 330	SS 34
	SS 400	SS 41
	SS 490	SS 50
	SS 540	SS 55
G 3103	SB 410	SB 42
	SB 450	SB 46
	SB 480	SB 49
	SB 490 M	SB 49 M
G 3104	SV 330	SV 34
	SV 400	SV 41
G 3105	SBC 300	SBC 31
	SBC 490	SBC 50
	SBC 690	SBC 70
G 3106	SM 400 A	SM 41 A
	SM 400 B	SM 41 B
	SM 400 C	SM 41 C
	SM 490 A	SM 50 A
G 3108	SM 490 B	SM 50 B
	SM 490 C	SM 50 C
	SM 490 YA	SM 50 YA
	SM 490 YB	SM 50 YB
G 3109	SM 520 B	SM 53 B
	SM 520 C	SM 53 C
	SM 570	SM 58
G 3109	SBPR 785/930	SBPR 80/95
	SBPR 785/1030	SBPR 80/105
	SBPR 930/1080	SBPR 95/110
	SBPR 930/1160	SBPR 95/120
G 3109	SBPR 1080/1230	SBPR 110/125
	SBPR 1080/1320	SBPR 110/135
	SBPD 930/1080	SBPD 95/110
	SBPD 1080/1230	SBPD 110/125
G 3111	SRB 330	SRB 34
	SRB 380	SRB 39
	SRB 480	SRB 49
G 3112	SR 235	SR 24
	SR 285 A	SR 29 A
	SD 285 B	SD 30 B
	SD 345	SD 35
G 3112	SD 390	SD 40
	SD 490	SD 50
G 3113	SAPH 310	SAPH 32
	SAPH 370	SAPH 38
	SAPH 400	SAPH 41
	SAPH 440	SAPH 45
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SHK 400	SHK 41
	SHK 490 M	SHK 41 M
	SHK 490 M	SHK 50 M
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50
G 3113	SKK 400	SKK 41
	SKK 490	SKK 50

本州四国連絡橋公団の基準類

本州四国連絡橋公団で現在使用している基準類は次のとおりです。この基準類は（財）海洋架橋調査会（TEL）03-3555-8361）で販売しています。

*仕様書・要領等

土木工事共通仕様書[平成2.4.一部改訂及び追加]	昭和48年 10月
測量・調査・設計等共通仕様書[平成元.5.一部改訂]	昭和56年 11月
電気通信施設標準仕様書集(3分冊)(貸出しのみ)	昭和61年 4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60年 4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物	昭和60年 10月
保安規程電気通信施設保安規準	
電気通信設備標準図集	昭和58年 4月
図面作成要領（貸出しのみ）	昭和59年 10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労き裂の発生 の一例	昭和58年 1月
植生のり面工施行要領	昭和62年 4月
維持・修繕等共通仕様書 [平成元.5.追録]	昭和63年 10月

*設計基準類（上部工・設計編）

上部構造設計基準・同解説	平成元 年 4月
耐風設計基準（1976）・同解説	昭和51年 3月
風洞試験要領（1980）・同解説	昭和55年 6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元 年 4月
吊橋主塔の塔頂補強構造解析要領（案）	昭和52年 3月
鋼床版設計要領・同解説	平成元 年 4月
ハンガー設計要領（案）	昭和53年 3月
ケーブルバンド設計要領（案）	昭和53年 3月
トラス格点構造設計指針（案）	昭和51年 3月
吊橋リンク・支保構造設計指針・同解説	平成元 年 4月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置設計要領・ 同解説	昭和59年 3月
下路管理路設計マニュアル（案）	昭和53年 9月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2 年 2月

*設計基準類（上部工・製作・材料編）

鋼橋等製作基準	平成元 年 4月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	昭和55年 3月
鋼橋等塗装基準・同解説 [平成2.4.一部改訂]	昭和55年 3月
橋面舗装基準(案)	昭和58年 4月
鋼床版現場溶接施工基準(案)	昭和54年 3月
鋼上部構造用鋼材選定要領（案）[60.3.一部改訂]	昭和48年 9月
材料規格	昭和60年 8月
HBS鋼材規格 [53.10.改正]	昭和52年 11月
HBSケーブル材料規格	昭和54年 6月
HBS塗料規格 [平成2.4.改訂]	昭和55年 3月

*設計基準類（下部工編）

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8.一部改訂]	昭和52年 3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年 3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説(案)	昭和52年 8月
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・同解説（案）	昭和54年 11月
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領(案)・同解説	昭和55年 3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・同解説(案) [平成2.8.改訂]	昭和50年 3月
鋼設置ケーソン設計要領（案）	昭和54年 2月
風化花崗岩の支持特性判定要領（案）	昭和55年 3月
多室型緩衝工の設計要領（案）	昭和55年 3月
複合材型緩衝工の設計要領（案）	昭和56年 3月

本四技報編集委員会名簿

（アイウエオ順）

編集委員長	松本 弘輝	
編集委員	青山 銀三	糸日谷 叔光
	磯江 浩	江藤 隆男
	岡野 哲	岡本 泰臣
	加島 延行	唐沢 則次
	河村 幸夫	梶原 博道
	小原 経隆	汐崎 慎二
	嶋貫 勝彦	鈴木 周一
	高城 信彦	土谷 和博
	仁木 清貴	日里 正夫
	森谷 俊美	山岸 一彦
	山中 清	吉川 章三
	小暮 三郎	(海洋架橋調査会)

本四技報 第58号

発行 平成3年4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

〒104東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話03 (3555) 8361

発行者 井上 義光

制作 中井編集デザイン事務所

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

本 四 技 報

