

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.18 No.72 '94.10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第72号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.72

ポスト四全総への期待……………副総裁 Expectation for Post-Yonzenso (The Fourth Comprehensive National Development Plan)	藤原良一…1
新設計活荷重と既設橋の照査……………設計部 設計第二課 New Live Load and the Verification of Existing Bridges (前)設計部 設計第二課	藤井裕司…2 松本毅
長期防錆型塗装の塗膜劣化メカニズム解明への……………第三建設局 向島工事事務所 アプローチ (前)第一建設局 橋梁技術課 Approach to Clarification of the Paint Aging Mechanism in Long-life Coating	中元雄治…6
吊形式橋梁鋼床版箱桁ダイヤフラム部の疲労試験……………第一建設局 建設部 Fatigue Test on Diaphragm Structure of Steel Box Deck (前)第三建設局 向島工事事務所 第一建設局 垂水工事事務所 (前)第一建設局 計画課	奥川淳志…15 大江慎一
明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎中詰……………第一建設局 建設部 コンクリートの施工 Construction of Fill-up Concrete for Foundation of Akashi Kaikyo Bridge 1A Anchorage 第一建設局 垂水工事事務所	糸日谷淑光…22 斉藤哲男
淡路島側陸上部津名以北区間における大阪層群……………第一建設局 垂水工事事務所 軟質泥岩の現位置水平載荷試験 (前)第一建設局 洲本工事事務所 In-situ Horizontal Load Test for Soft Mudstone of Osaka Group in Northern Part of Awajishima Island	徳永剛平…28
来島大橋主塔の耐風・耐震設計……………設計部 設計第二課 Wind- and Earthquake-Proof Design on the Towers of (前)第三建設局 今治工事事務所 Kurushima Bridge 第三建設局 今治工事事務所	大橋治一…36 山口和範
ニューヨーク市橋梁リハビリテーション視察報告……………設計部 設計第一課 The Bridges in New York, Rehabilitation Inspection Report	古家和彦…48
技術ニュース……………52 The Latest Information	
文献紹介……………55 Related Technical Reports in other Publications	
映像紹介……………56 Movies and Videos	

本四技報総目次: 前回掲載: 第65号 次回掲載予定: 第75号

本四技報 第73号(7.1) 掲載予定

- ・圧縮鋼床版供試体の疲労試験
- ・舞子トンネルにおける作業振動の限界と岩の掘削方法
- ・マスコンクリート用高流動コンクリート設計・施工基準 同解説(案)
- ・明石海峡大橋4Aアンカレイジ施工実績報告
- ・大三島橋鋼格子床版の漏水防止対策

※ 本四技報掲載予定は変更する場合もあります。

神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



明石海峡大橋ケーブル工事
Cable Work of Akashi Kaikyo Bridge

平成6年8月末
August 1994



明石海峡全景（舞子側陸上部から淡路島を望む）
Panorama of Akashi Strait (Awajishima Island viewed from Maiko)

平成6年8月末
August 1994

神戸～鳴門ルート

Kobe - Naruto Route



楠本川橋工事
Work of Kusumoto-gawa Bridge

平成6年8月末
August 1994



木津高架橋工事
Work of Kitsu Viaduct

平成6年8月末
August 1994

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



来島大橋 4A ケーブルアンカーフレーム架設
Erection of Kurushima Bridge 4A Cable Anchor Frame

平成6年7月末
July 1994



来島大橋 10A 南北斜坑設備
Work Equipment in North & South Inclined Shafts for Kurushima Bridge 10A

平成6年8月末
August 1994

尾道～今治ルート

Onomichi - Imabari Route



来島大橋主搭工事 (5P)

Erection Work of Kurushima Bridge 5P Tower

平成6年9月上旬

September 1994



来島大橋主搭工事 (9P)

Erection Work of Kurushima Bridge 9P

平成6年9月上旬

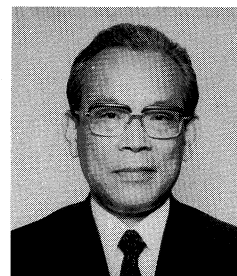
September 1994

ポスト四全総への期待

Expectation for Post-Yonzenso (The Fourth Comprehensive National Development Plan)

副総裁 藤原良一

Yoshikazu Fujiwara



国土利用の変遷は、経済社会の発展の歴史と深くかわり合ってきた。古来より、国土利用は時々の経済社会のニーズと密接に関連し、相互に影響を及ぼし合いながら、繰り返しの高度化が図られてきたのであり、可住地に恵まれぬわが国の歴史は、まさに国土の開発、再開発の積み重ねの歴史でもあるといえよう。

ところで、戦後のわが国の国土利用は、国土総合開発法に基づき策定された全国総合開発計画（以下「全総」という）を基本として進められてきている。全総は昭和37年に第1次計画が策定され、おおむね10年ごとに策定替えられて、現行の第4次計画、いわゆる四全総に至っているが、これまでの計画に共通する基本的課題を一言でいえば、人間環境と自然環境との調和を図りながら、国土の均衡ある発展を図ることにあるといえる。そして、この基本的課題を踏まえつつ、第1次計画では「地域格差の縮小と拠点開発」、第2次計画では「新ネットワークの形成による国土開発可能性の拡大と大規模産業開発プロジェクトの実施」、第3次計画では「定住構想と居住環境の総合的整備」、現行四全総では「多極分散型国土形成と交流ネットワークの整備」といった具合に、時代のニーズに即応した戦略的な目標と手段を定め、国土の開発、利用、保全を図ってきたわけである。

こうした計画に基づく努力により、高度成長以降のわが国の国土利用は瞠目すべき進展をみている。地方における過疎化・高齢化の進行、なお圧倒的に高い東京圏への人口集中等の課題を依然として抱えているとはいえ、道路交通ネットワークの整備、治山治水事業等の公共事業が世界でも稀なテンポで進められ、国土の利用可能性が着実に高められてきた。そして、積極的な農地開発、宅地開発や住宅建設、産業振興、都市建設等が展開され、地方中枢・中核都市は機能充実によりその拠点性を高めつつある。その結果、国土の安全性、利便性、効率性、快適性は飛躍的に向上し、30年前と比すれば隔世の感がある。

ところが近年、国土利用の高度化やストックの整備が進み、また、フローの面でも世界有数の高さに達したにもかかわらず、真の豊かさが実感できないといわれている。いったい真の豊かさとはどのような状態をいうのであろうか。人々が住み、働き、学び、遊ぶという日常の暮らしの中で欲求するものは、誠に多様でその水準も人により時代により異なる。しかし、あえて最大公約数を求めると、安全と安心、活力と利便、ゆとりと潤いなどが

充足されていると感じられる状態だといえるのではなかろうか。そのように考えると、真の豊かさは、物価、福祉、余暇時間など多くの要因に依存している上に、人々の知足の精神にかかわる部分も多く厄介であるが、国土利用構造や生活環境にかかわる部分も少なくないと思われるのである。例えば、著しい国土利用の偏在は、国土空間の活用上、ゆとりのある生活に支障をきたしている。また、ストックは質量共に大幅に改善されたものの、量的には増加しつづける需要に追いつけず、慢性的な不足状態のものも多く、質的には現在のニーズを満足させ、かつ、後世にまで引き継ぐに値する資産がまだまだ乏しく、潤いと厚みに欠けている。地域整備の基礎的条件である土地利用計画や都市計画の不十分さもたびたび指摘されているところである。そして、いまひとつ、人々の価値観や行動様式、経済社会の新しい変化に対し、国土利用面でのハード、ソフト両面にわたる対応の遅れが、人々の満たされない気分を助長しているのではなかろうか。

さて、本年6月、国土審議会調査部会から「新しい時代のはじまりと国土政策の課題」と題して現行全総の総合的点検結果が報告された。同報告では、近年の人と国土をめぐる経済社会情勢の変化を地球時代、自然再認識の時代、人口減少・高齢化時代、新地方の時代、本格的な高度情報化の時代のはじまりと受け止め、このような新時代に向けての国土政策として、「新しい交流圏の形成と一体感もてる国土の構築」「全ての世代がいきいきと暮らせる地域社会の形成」「世界に開かれた地域づくり」「自然と共存する経済社会の構築」等の必要性を強調している。私達の関心が高い「新たな国土軸」と「地域連携軸」構想も、政策実現のための重要な手段として位置づけられており注目に値する。

近く総合的点検結果を踏まえて、新しい全総の策定作業が始められる予定と聞くが、長期的なメガトレンドを的確に予測するとともに、真の豊かさの実現のため計画の早期策定をめざして具体的な検討を進めてほしいものである。そして、その際、各計画間のプライオリティに関する考え方、合理的な費用負担のあり方、国・地方・民間の役割分担などについても、策定後の計画の着実な推進を図るため併せて検討願いたいものだ。

21世紀に向けて、新しい全総のもとで始まる新しい国土利用と経済社会発展の歴史の幕開きに今から期待したい。

新設計活荷重と既設橋の照査

New Live Load and the Verification of Existing Bridges

設 計 部 設 計 第 二 課 長

藤 井 裕 司

Yuji Fujii

(前) 設 計 部 設 計 第 二 課 長 代 理

松 本 毅

Tsuyoshi Matsumoto



概 要

平成5年3月31日より、新たに建設する本四連絡道路については、B活荷重で設計することとなった。ここではB活荷重の背景と、B活荷重に対応するための既設橋の評価方法の基本的考え方を紹介する。

The Honshu-Shikoku Bridges have been designed by the live load B, since March 31, 1993. This paper introduces an interpretation of the live load B and a basic idea for the structural verification of the existing Bridges for this new load.

1. 新設計活荷重制定の背景

平成5年3月31日より、新たに建設する本四連絡橋については新活荷重で設計することとなった。(3月31日時点では暫定荷重と呼んでいたが、平成5年11月25日からB荷重という名称に変更された。)

今回設計活荷重が見直されたのは次の様な背景がある。

- ・国際物流への円滑な対応を図る。
- ・物流の合理化に資する観点から、車両大型化への対応が求められている。EC (European Community) では25tfトラックの自由走行を認めている。
- ・諸外国に比べ見劣りしないレベルの設計荷重の設定が必要とされる。

新活荷重には、B荷重とA荷重とがあるが、B荷重は、幹線的な道路網を形成する路線の橋梁に適用し、A荷重は、それ以外の橋梁に適用する。本四連絡橋は、幹線的な道路網に当たるため、B荷重を適用する。

2. 新荷重設定上の考え方

活荷重を見直すに当たっては、これまで、日本道路公団の高速道路、首都公団、阪神公団の湾岸線、本州四国連絡橋等で使用してきたTT-43を上回るような設計活荷重を設定すると、日本国中の全ての橋梁を補強する必要が生ずる等の理由から、新設計活荷重をTT-43程度(下回らない)とすることとして検討が進められた。

橋梁委員会荷重検討分科会のメンバーからは、TT-43そのものにして欲しい、そうすれば今までの設計体系を変更せずに設計することができるとの意見も強かったが、TT-43という名前を出すと、43tfのトレーラーまで自由に走行できるのではないかと誤解される恐れがあると

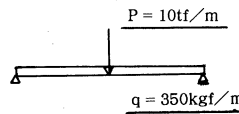
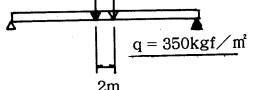
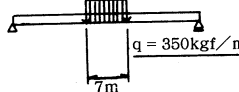
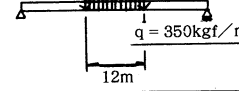
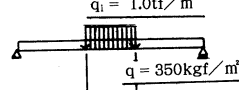
の理由から、TT-43とする案は否決された。(TL-20の場合でも示方書に設計軸重が16tfと書いてあるため、現行の車両制限令では、最大軸重は10tfであるにもかかわらず16tfでも自由に走行できるのではないかと誤解されることがある。そのために、今回の新荷重でも設計の対象としたトラックの姿を示さず、設計用の軸重として20tfのみを示している。部材の応力度を算出するのが容易でない場合、今まではもとに戻って実際のトラックがどのようなものであるかを考えて設計できたが、今回は設計の対象としたトラックの姿がないために、設計しづらいとの意見もあった。)

3. 新荷重の設定

新荷重の案としては6案が比較検討されたが、第6案が採用された(表-1参照)。最初の案として第1案が提案され、TL-20の線荷重が5tfであったものを倍の10tfとしている。こうすれば、今までの設計プログラムをほとんど変更せずに対処できるというメリットがあったが、短スパンの橋梁で今までの荷重よりも大きくなりすぎるという欠点があった。そのため、短スパンへの影響を小さくする方法が案2から案6まで考えられたが、最終的に線荷重10tf/mを10mの長さに等分布させ1tf/mとする第6案が採用された。線荷重が等分布荷重に変更されたために設計計算が複雑となり、電算費がかなり増大するのではないかと危惧されたが、最終的には、TL-20の場合に比べてCPUタイムが2倍程度で計算できるようになり、設計費の増大は、この程度でおさまった。

また等分布としたため、桁端に働くせん断力が小さくなった。桁端のソールプレートに疲労亀裂が出たりしていることを考えるとせん断力が小さくなるのは問題であるために、アメリカで実施している例にならって、せん

表-1 L 荷重比較案
Tab.1 Alternatives of L load

案	内 容	考 え 方
案-1	線荷重1 本案 	・欧米と比較して、全支間において最大級となる。 ・最も単純。設計式の変更が少ない。 ・短支間領域で断面力が著しく大きくなる。
案-2	線荷重2 本案 	・案-1の改良案。 ・長支間側に影響を与えずに、短支間での断面力の極端な増加を緩和できる。 ・設計計算は比較的容易である。
案-3	等分布案 (7m, 1.5tf/m²) 	・案-1の改良案。 ・短支間側が緩和される。 ・7mを車両と解されると誤解を生じるおそれがある。
案-4	等分布案 (12m, 0.85tf/m²) 	・案-1の改良案。 ・短支間側が緩和される。 ・12mを車両と解されると誤解を生じるおそれがある。 ・案-3 (7m) と比較すると短支間での緩和が大きくなる。
案-5	係数倍案	・現行L-20 荷重による曲げモーメントを一律1.25倍する。
案-6	等分布案 (10m, 1.0tf/m²) 	・案-1の改良案。 ・短支間側が緩和される。 ・案-3と案-4の中間をとる案。

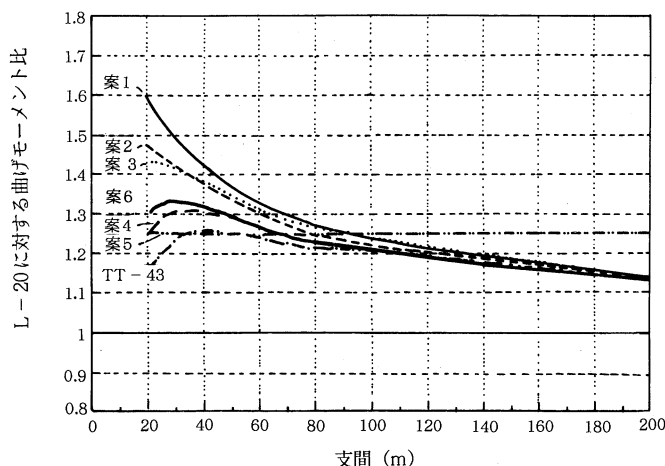


図-1 L 荷重各案の比較
Fig.1 Comparison of L load alternatives

断力を計算する場合には、 $1\text{tf}/\text{m}^2$ を $1.2\text{tf}/\text{m}^2$ とすることとした。このため、せん断力に着目するか、曲げモーメントに着目するかで使用する活荷重が異なることになり、

複雑になっているが、その使い分けについては、平成5年7月30日付け事務連絡「暫定荷重の運用の細目(案)について」に掲載されている。

また、荷重としてTT-43を下回らないこととし、新荷重による応力がTT-43よりも下回る場合には、割増し係数を設定して対応しているため(床組等)、設計計算が複雑になっている。

6案の比較を図-1に、諸外国の荷重と第1案およびTT-43との比較を図-2に示す。

今回のB 荷重およびTT-43のL-20に対する比較を図-3、4に示す。これらのグラフは主載荷幅の5.5mのみで比較している。また曲げモーメントは単純梁の支間中央での値、せん断力は単純梁の支点上での値である。図-3の(b)でL 荷重(B 荷重のL 荷重)は短スパンでかなり小さい値となり(口の線)、T 荷重(B 荷重のT 荷重)とB点で交差している。このままでは、図の支間長12m付近で曲げモーメント比の谷ができ、12m付近ではTL-20に比べて、新荷重がそれほど大きくないことになってしまう。そこで、係数処理を行って、曲げモーメント比が△の平行線となるようにした(点ACを結んだ線)。これが連行自動車荷重による設計をやめて、T 荷重に掛ける $L/32 + 7/8$ という係数を導入した理由である(図-5参照、今回の示方書の改訂では、およそ15m以下の橋梁に付いてはT 荷重で設計して良いとしている)。

図-3、4よりわかるように今回の荷重はTT-43とほぼ同等のものとなっている。

4. 既設橋のチェック

今回の改訂により、指定される路線においては、25tfのトラックの自由走行が認められることになるが、全く新設の路線以外は、新荷重で設計された橋梁と旧荷重で設計された橋梁とが混在することになり、既設橋梁のチェックが重要な課題となった。

今回の新荷重をTL-20で設計された既設橋梁に厳密に適用すると、いくつかの補強が必要となるが、全ての既設橋梁の補強は経済的に不可能である。

そこで当初から考えていたように、TT-43で設計している橋梁については、現在損傷のないかぎり、手を加えないで良いこととしている。またTL-20で設計した橋梁についても、幅員の余裕および死活荷重比の余裕(後述)を考慮して、橋梁が安全と判断されれば、補強せず供用しても良いとされている。

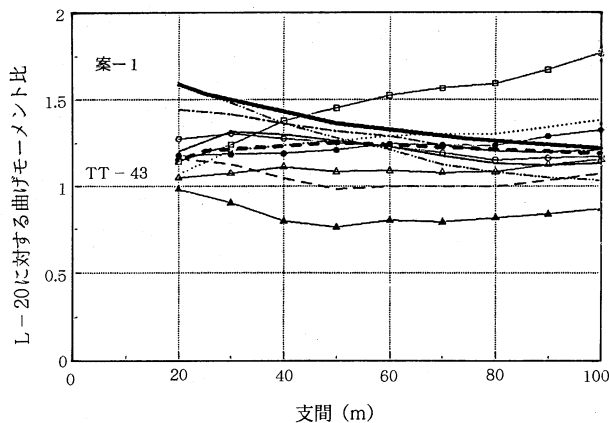


図-2 諸外国の活荷重の比較
Fig.2 Comparison of live loads in the world

活荷重の改訂に伴い既設橋梁の対応の流れが定められたが、この流れ図によると、本四連絡橋は損傷がないため、曲げモーメント比 α 、およびせん断力比 β が、 $\alpha \leq S_a K$ 、 $\beta \leq S_b K$ となれば自由走行となる。

ここに曲げモーメント比 α = [新荷重による曲げモーメント / 従来荷重による曲げモーメント]、せん断力比 β = [新荷重によるせん断力 / 従来荷重によるせん断力]、 K = 幅員の余裕に対する係数、 S_a = 曲げモーメントに関する死活荷重比の余裕、 S_b = せん断力に関する死活荷重比の余裕である。

本四連絡橋の場合TT-43で設計しているため、 α 、 β はほぼ1.0に近い(図-6、7)。これに対して幅員の余裕

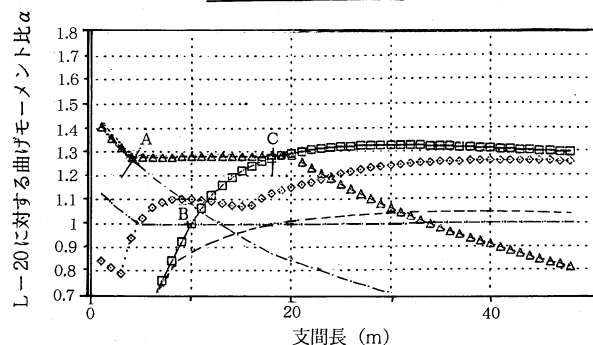
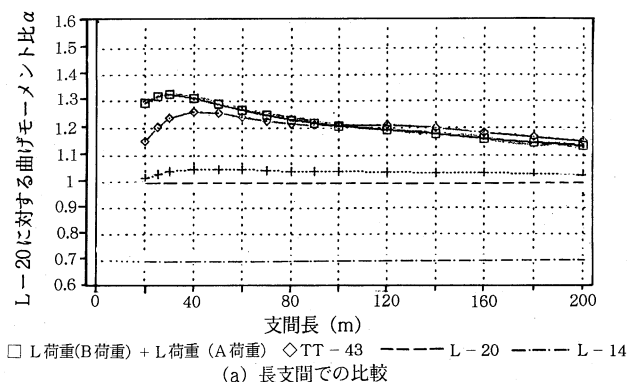
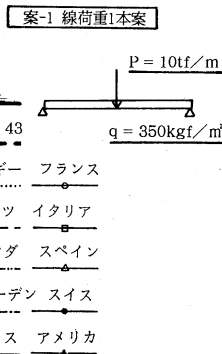


図-3 曲げモーメントの新旧比較

Fig.3 Comparison of bending moments by new and old loads

安全のための余裕と考えることができる。このことを考慮したのが係数 K である。

係数 K は、次式により算出する。

$$K = R/R'$$

ここで

R : 設計活荷重 (L 荷重および TT-43 荷重) を載荷させた場合に主桁に生じる反力、すなわち橋の幅員のうち 5.5m までには線荷重 P および等分布荷重 p を、残りの部分には $P/2$ および $p/2$ を載荷する。(図-8 参照)

R' : 設計活荷重を車線位置を考慮して載荷させた場合に主桁に生じる反力、すなわち、1車線幅 (2.75m)

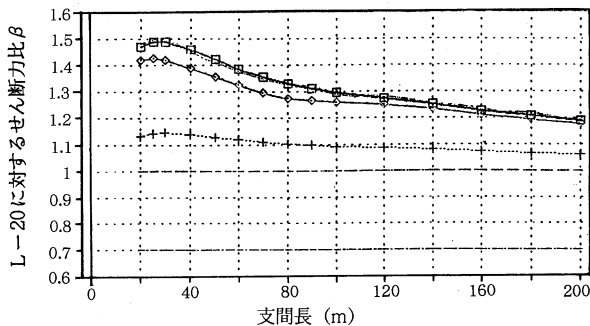


図-4 せん断力の新旧比較

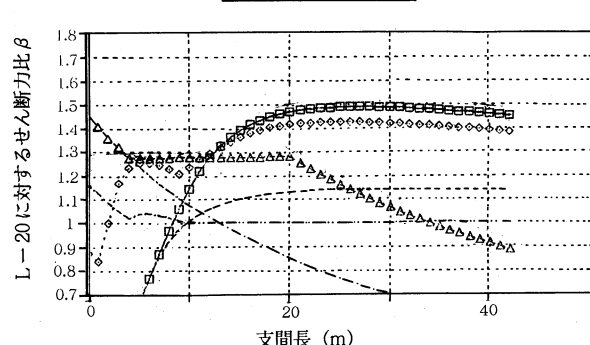
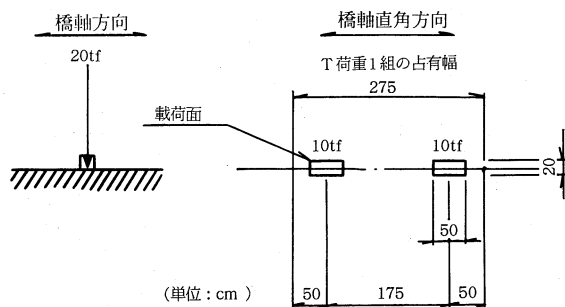


図-4 せん断力の新旧比較

Fig.4 Comparison of shearing forces by new and old loads



床組等の設計に用いる係数

部材の支間長L (m)	L ≤ 4	L > 4
係数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

図-5 新しいT荷重

Fig.5 New T load

を載荷幅の単位として、橋の幅員のうち車線幅が取れる範囲にのみ荷重を載荷する。荷重は、載荷幅5.5mまでは線荷重Pおよび等分布荷重pを、残りの車線にはP/2およびp/2を用いる。(図-8参照)

死活荷重比の余裕Sは、連続桁のRC床版鋼桁でスパン30m程度を考えると $S_a = 1.02$ 、 $S_b = 1.10$ と算出される。これより $\alpha \leq S_a K$ 、 $\beta \leq S_b K$ を満足していることがわかる。

死活荷重比の余裕とは、次のようなものである。橋の設計においては死荷重に対しても、活荷重に対しても安全率を1.7確保している。しかしながら死荷重は大きく変化するものではなく橋梁完成後はその安全率を少し低減することも可能と考えられる。そしてあまった余裕を活荷重に振り向けられると考えたのが死活荷重比の余裕である。死活荷重の余裕はスパンが大きければ大きいほど大きくなるので、本四の海峡部橋梁はより安全であるといえる。

係数Sは、次式により算出する。

$$S' = 1.7 (D + L) / (1.1D + 1.7L)$$

$$S = S' / S'_{\min}$$

ここで

D : 死荷重による断面力あるいは応力(曲げモーメント、せん断力)

L : 活荷重による断面力あるいは応力(曲げモーメント、せん断力)

$S'_{\min}$: 最小支間長の S' (S' の最小値)

5. 尾道大橋のチェック

本四の橋梁は、尾道大橋を除いて全てTT-43で設計されているため、これまで述べてきたように補強せずに自由走行が可能である。TL-20で設計されている尾道大橋はどうかを曲げモーメント比およびせん断力比に対

$$\alpha = \frac{B, A \text{活荷重により生じる支間中央曲げモーメント}}{\text{対象橋梁の設計活荷重TT-43により生じる支間中央曲げモーメント}}$$

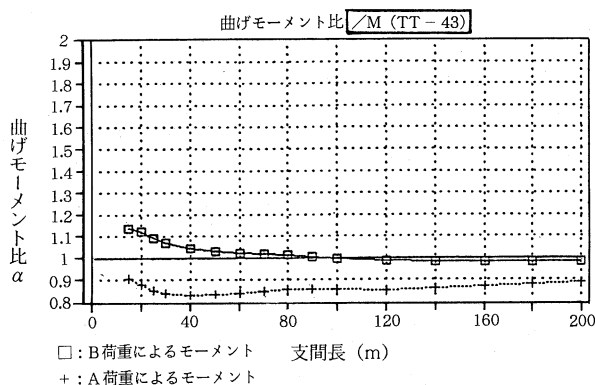


図-6 曲げモーメント比 α

Fig.6 Bending moment ratio, α

$$\beta = \frac{B, A \text{活荷重により生じる支点部せん断力}}{\text{対象橋梁の設計活荷重TT-43により生じる支点部せん断力}}$$

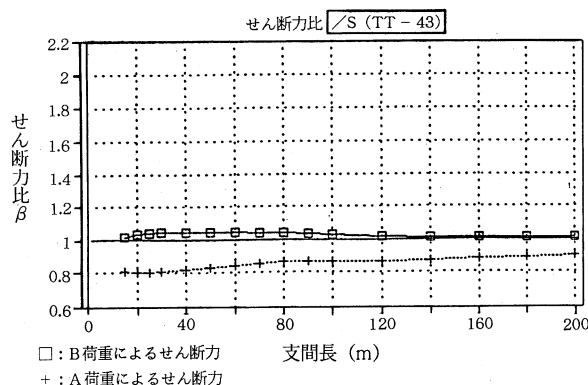


図-7 せん断力比 β

Fig.7 Shearing force ratio, β

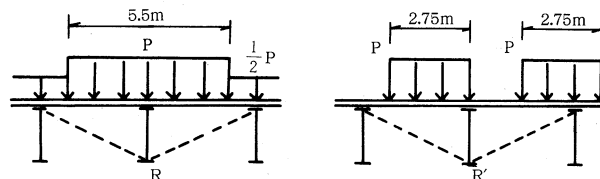


図-8 RとR'の算出時の載荷方法

Fig.8 Loading diagram to calculate R and R'

するチェック式を適用して照査すると、尾道大橋はスパンが215mであるためチェック式を満足し、当面は補強せずに自由走行可能であると判断された。

6. あとがき

この報告は、荷重検討分科会の審議内容を簡単にまとめたものである。今回新たに制定されたB活荷重の理解に役立てば幸いである。B活荷重は既述のように従来のTT-43荷重にほぼ等しい。本四公団の橋梁は尾道大橋を除いて、TT-43で設計された新しい橋梁ばかりなので、TL-20で設計された橋梁を多く抱えている他公団に比べ、影響は非常に小さかったといえる。

長期防錆型塗装の塗膜劣化メカニズム解明へのアプローチ

Approach to Clarification of the Paint Aging Mechanism in Long-life Coating

向島工事事務所 第三工事長 中元 雄 治
(前)第一建設局 橋梁技術課長代理

Yuji Nakamoto



概 要

本四連絡橋は、腐食環境の厳しい海上に建設されるため、長期防錆型塗装仕様を大規模に採用している。その特徴は、防錆顔料として亜鉛粉末を多量に含み防錆性・耐久性に優れる、厚膜型ジソクリッチペイントを下地に使用していることにある。

本四連絡橋のうち最初に建設された大三島橋が供用してから約15年が経過し、全面塗替を実施するなど本格的な塗膜の管理段階に入り、維持管理手法の確立が急務となった。

そこで、塗膜劣化メカニズムの解明に取り組むべく、調査項目の選定と調査方法の統一化を図り、海峡部長大橋梁のほぼ全橋において長期的な調査に着手した。

この調査結果を基に、塗膜劣化特性が明らかになれば、塗替時期の予測・判定および最適な補修塗装方法の選定が可能となるなどの成果が期待される。

The Honshu-Shikoku Bridges have employed a long-life coating system for enduring harsh offshore environment of corrosion. This system has superior performance for both corrosion and durability owing to its contents of zinc-enriched paint.

A maintenance and repair work standards of coating must be established because the Ohmishima Bridge, which was first constructed in the Honshu-Shikoku Bridges, has been aged 15 years since its opening to traffic, and has been repainted totally.

Therefore, a long-term investigation on the coating film, in which criteria to select study items and methods have been standardized, has started for the almost all of the offshore bridges to clarify the aging mechanism of coating film.

It is expected that this investigation will clarify the mechanism and help to establish the criteria to identify optimum timing for repainting and to select optimum method for repainting.

1. まえがき

本四連絡橋における詳細な塗膜調査は、因島大橋で1984年から開始しているが、他橋との経過年数や塗装仕様の違いから、調査項目を統一して実施したことはなかった。

本報告は、坂出管理事務所における1991年度塗膜調査計画案を参考に、本四連絡橋全体の塗膜維持管理上の課題を踏まえ、課題解決のために必要で最適と思われる調査項目を選定し、調査方法の統一化を図った経緯および参考として調査結果の一例を示すものである。

この方法により、現在建設中の明石海峡大橋を含め、ほとんどの海峡部長大橋梁において、1991～1993年度に塗膜劣化等の実橋調査を開始している。

本調査方法の特徴は、以下のとおりである。

- ①実橋の部材に標点（観測用棒）を設け、測定ポイントのズレによる誤差の排除および継続的な調査を可能にしたこと。特に、部材面の方に着目したこと。
- ②塗膜健全部の膜厚減少・塗料物性値の変化などの塗膜劣化現象と打痕および点錆等による欠陥部塗膜下での腐食の進展現象に分けて調査し、最適な補修塗装方法の選定を可能にしたこと。

③本調査法を本四連絡橋全体に適用し、橋梁間相互のデータを統計的に処理することで、短期間に塗膜劣化速度・劣化曲線の推定および腐食環境の定量的把握などを可能にしたこと。

④本調査法による標点箇所の塗膜劣化度と従来法による橋梁全体の塗膜の目視判定結果を組み合わせることで、塗膜の現況把握および塗替時期の判定・予測を可能にしたこと。

なお、本調査方法による各橋毎の塗膜劣化調査開始時期をまとめると図-1のようになる。

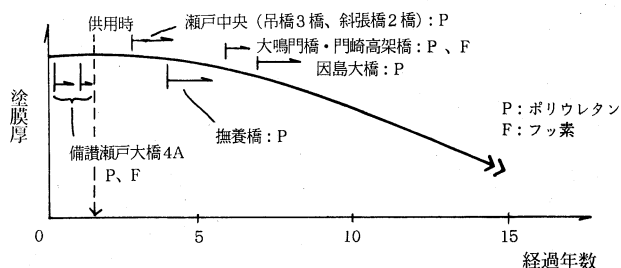


図-1 塗膜調査開始時期概念図

Fig.1 Concept of start point of investigation

表-1 建設時および塗替時の塗装仕様

Tab.1 Coating specifications for initial painting and repainting

	仕様	適用箇所	第1層	第2層	第3層	第4層	第5層	第6層	合計膜厚	主な適用橋梁
建設時	5 (1)	腐食の厳しい環境 トラス等開・閉断 面外部	厚膜型無機 ジンクリッチ 75	ミストコート	厚膜型 エポキシ下塗 60	同左 60	ポリウレタン 中塗 30	ポリウレタン 上塗 30	255 μ m	因島大橋、大鳴門橋、瀬 戸大橋の各橋 伯方大島大橋、生口橋 (’80.3～’90.3旧仕様)
	E	海峡部橋梁 外面用	厚膜型無機 ジンクリッチ 75	ミストコート	厚膜型 エポキシ下塗 60	同左 60	エポキシ 中塗 30	フッ素 上塗 25	250 μ m	明石海峡大橋 来島第一・二・三大橋 多々羅大橋、新尾道大橋 (’90.4以降の新仕様)

	仕様	適用箇所	第1層	第2層	第3層	第4層	合計膜厚
塗 替 時	S	一般部外面 (部分塗替)	エポキシ プライマー 30	超厚膜 エポキシ 300	エポキシ 中塗 30	ポリウレタン (フッ素)上塗 25	385 μ m
	T	継手部外面 (部分塗替)	エポキシ プライマー 30	超厚膜 エポキシ 1,000	エポキシ 中塗 30	ポリウレタン (フッ素)上塗 25	1,085 μ m
	U	全面塗替 (化粧塗)	エポキシ 中塗 30	ポリウレタン (フッ素)上塗 25	—	—	55 μ m

(注) 大三島橋は、塩化ゴム系の塗装仕様を適用
している（中・上塗現場塗装）。

表-2 各橋の補修塗装状況(桁を対象)

Tab.2 Records of coating repair for study bridges

橋名 (供用年)	補修塗装 種別	補修塗装 開始年度	補修塗装数量 (’93年度末現在)
大三島橋 (1979年)	局部補修 全面塗替	’86~’89 ’89~	約29千箇所 8パネル(約7千 m^2)
因島大橋 (1983年)	局部補修 全面塗替	’85~’92 ’90~’92	約110千箇所 7パネル
大鳴門橋 (1985年)	局部補修	’86~	約15千箇所
門崎高架橋 (1985年)	局部補修	’90~	約55千箇所
下津井瀬戸大橋 (1988年)	局部補修	’90年度	約290箇所 (約60 m^2)
櫃石島橋 (1988年)	局部補修		
北備瀬戸大橋 (1988年)	局部補修 (試験施工)	’92年度	約700箇所 (約6 m^2)
番の州高架橋 (1988年)	全面塗替 (4P~5P間)	’93年度	約2.3千 m^2

(注) 岩黒島橋、南備瀬戸大橋、与島橋、大島大橋、生口橋は小規模なものを除き、補修塗装は実施していない。

2. 本四連絡橋の塗膜維持管理の現況と課題

2.1 塗装仕様

建設時および補修塗装時の塗装仕様と主な適用橋梁を表-1に示す。

2.2 塗膜管理の現況

本四連絡橋では、3~5年毎に塗膜精密点検を実施し、発見された塗膜欠陥には局部補修塗装(タッチアップ)・部分塗替(部材幅・高さ単位)あるいは全面塗替を実施している。

各橋の桁に対する補修塗装の履歴を表-2に示す。

2.3 長期防錆型塗膜管理上の課題

長期防錆型塗装を採用した本四連絡橋の補修塗装は、鉛系錆止めペイントを使用する一般橋梁の補修塗装と異なり、立地条件の特殊性を含め、以下のような課題がある。

- ①各橋とも塗替面積が大規模であるため、塗替周期が10年以上と長く、この間の塗膜欠陥が避けられず、放置すると孔食が進展する恐れがあること。
- ②発錆が著しい場合には、厚膜型無機ジンクリッチペイントの補修のため、ブラストなどの高度な素地調整が必要となり現場塗装が難しい。したがって、補修塗装の範囲を上塗または中塗の更新にとどめる必要があること。
- ③海上橋のため海塩粒子の影響を受けやすく、ケレン・清掃・塗布作業などに対し、高度な品質管理を行うことが困難なこと。
- ④台風・季節風などの強風により作業環境が厳しいうえ、補修箇所への接近性や作業効率が劣ることから、補修塗装費用が高価であること。

したがって、塗膜の維持管理を合理的に進めるために

は、塗膜の劣化メカニズムの解明などの塗膜劣化特性を把握するとともに、塗膜の管理水準、補修塗装作業要領、品質管理要領、塗膜点検要領などの維持管理手法の確立が必要である。検討フローを図-2に示す。

3. 調査項目および調査方法

3.1 塗膜調査項目の選定

調査項目の選定にあたっては、塗膜の劣化と錆の進展の2つの現象に分けて、一般的に使用されている調査項目の再評価と新たな調査項目の提案・適応性の検討を行う

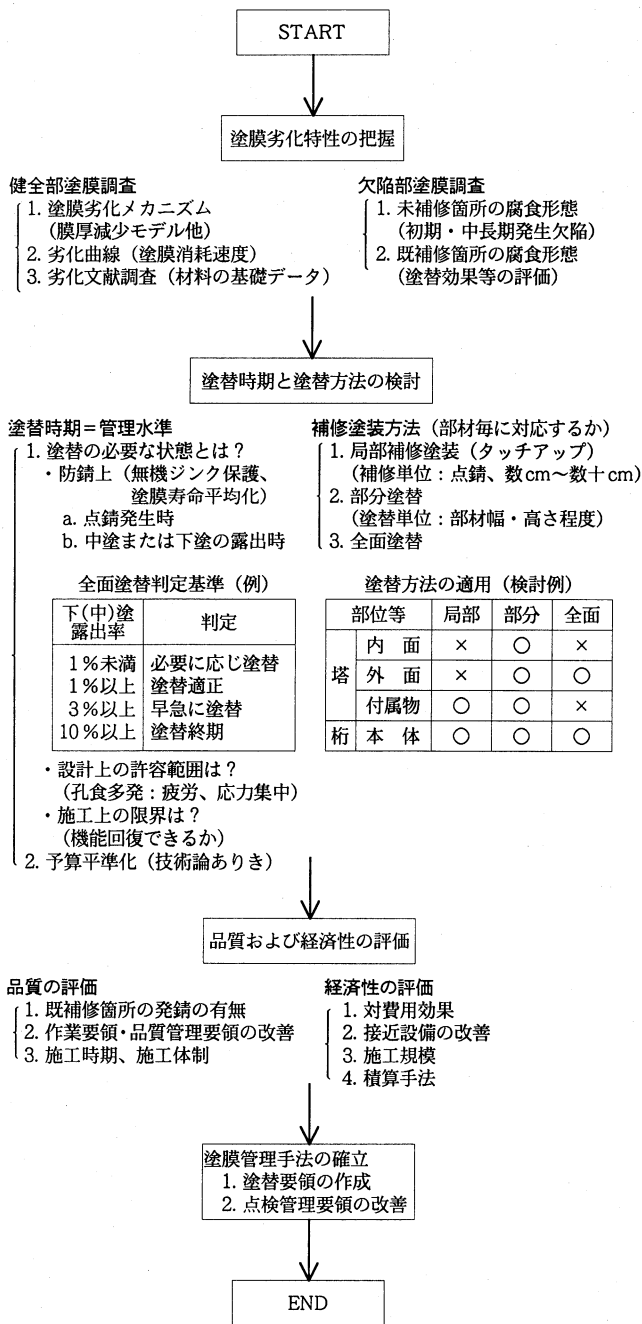


図-2 長期防錆型塗装の維持管理手法確立のための検討フロー

Fig.2 Procedure to establish m, intenance standards for long-life coating system

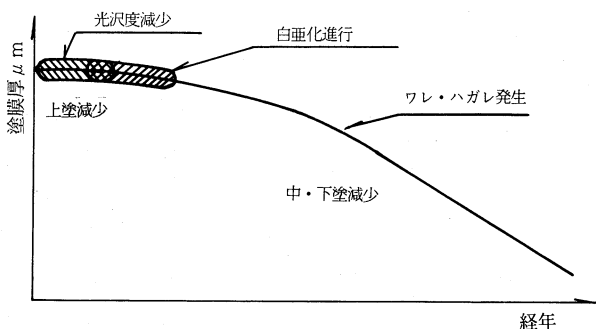


図-3 健全部塗膜劣化モデル

Fig.3 Aging model of coating film for sound part

た。検討結果を表-3に示す。

3.2 健全部の塗膜調査方法

健全部塗膜の劣化モデルは、図-3に示すとおり、まず①光沢度の低下現象、続いて②樹脂成分の老化に伴う白亜化現象、③上塗・中塗・下塗の膜厚減少現象、④塗膜物性値の変化によるワレ・ハガレ現象へと進展するものと想定した。

3.1 の結果をより、表-4に健全部の塗膜調査項目を示す。

これらの調査は、供用前の初期値、供用後3~5年、同8~10年、同12~15年および同20~25年の計5回程度を、橋体精密点検の一環として行うよう計画した。

なお、標点の設置位置は、日射・雨水の影響、台風・季節風の卓越方向、海面上の高さなどを考慮し、部材面の方角を選定するとともに、各橋との相関性および追跡調査時の接近の容易性などに留意して決定した。

上記の考え方により、写真-1に示す標点を設置した。初期値保存用覆枠は、光沢度、白亜化度、物性値 (赤外分光分析) について、曝露部との比較のため設置した。

表-5に各橋における調査位置の概要を示す。

3.3 欠陥部の腐食形態調査方法

長期防錆型塗装の腐食形態の特徴は、塗膜下における腐食の深さ方向への進展 (孔食) と言われており、腐食のモデルは、図-4に示す2つを想定した。

既供用中の橋梁における自然傷の塗膜欠陥の原因および発生時期は、建設時の記録が保管されない限り不明であることが多い。本調査では、塗膜欠陥の履歴を明らかにするため、標点部の健全塗膜に鋼材素地に達する人工傷をつけた。本調査は、自然傷および人工傷により、腐食形態、腐食速度を実橋で確認するものである。

なお、局部補修塗装 (タッチアップ) の効果についても、既補修箇所からの発錆の有無とケレン状態の調査を実施している。

調査項目を表-6に示す。

これらの調査により深さ方向への腐食の進展が確認されれば、厚膜型無機ジंकリッチペイントの大規模な補修に至らない段階での局部補修塗装の必要性が明らかになると思われる。

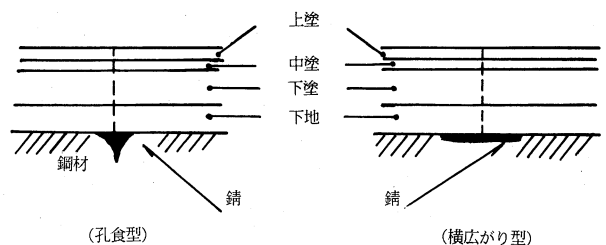


図-4 欠陥部腐食モデル

Fig.4 Corrosion model for defective part

表-3 長期防錆型塗膜の調査項目の選定

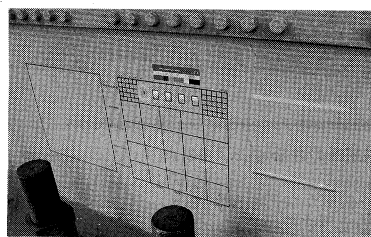
Tab.3 Selection of study items for long-life coating

現象	調査項目	一般塗装系の調査方法	長期防錆型塗装系に対する調査方法	長期防錆型塗装系への適用性の評価および着目点
塗膜の劣化	塗膜厚測定	合計膜厚評価 (非破壊法)	a. 電磁膜厚計 (合計膜厚) b. 光学顕微鏡断面観察 (中・上塗合計厚) c. U、Vカットスコープ膜厚計	・ 初～長期の塗膜劣化評価指標、一般的かつ信頼性が高い。 ・ 塗膜管理水準として、中・上塗の膜厚変化に着目。 ・ 部材面の方向 (日当たり、雨水、海面、季節風) に着目。 ・ 測定誤差除去のため75ポイント×2箇所の平均値を採用。
	光沢度測定	JIS K 5400 JIS Z 8741	同 左	・ 初期の塗膜劣化評価指標、一般的でデータが多く、比較が容易。 ・ 部材面の方向 (日当たり、雨水、海面、季節風) に着目。
	白亜化度測定	JIS K 5400	同 左	・ 初期の塗膜劣化評価指標、一般的でデータが多く、比較が容易。
	付着力測定	基盤目試験 アドヘジョンテスト	採用せず	・ 両調査法は、塗膜(特に下塗)と鋼材間の付着および電気抵抗から塗膜劣化度を定量的に把握するための調査法で、目視判定上「健全部」と判断した箇所の調査となり評価の信頼性に問題がある。 ・ 長期防錆型塗装では、塗膜管理上、中・上塗の評価が重要なため両方法で結果がでる時には腐食が進展し手遅れとなる。
	インピーダンス測定	鋼橋塗装便覧	採用せず	
劣化	物性値測定	—	a. 赤外分光分析 (FT-IR) b. X線光電子分析 (ESCA)	・ 初～長期の塗膜劣化評価指標として上塗塗膜の化学変化に着目。未劣化塗膜、劣化塗膜の対比により評価。
	塩分付着量測定	塩素イオン検知管法	同 左	・ 腐食環境の評価指標として一般的で比較データが多い。 ・ 部材面の向きに着目 (降雨による水洗効果、凍結防止剤散布の影響)。
	飛来塩分量測定	土木研究所方式	同 左	・ 腐食環境の評価指標として一般的で、全国的な比較データが多い。 ・ 台風・冬の季節風による多量の塩分付着に着目し、維持管理作業の一環としての部材の水洗いの必要性和効果を検証。
	付着物浸透性測定	—	電子線マイクロアナライザー (EPMA)	・ 塗膜劣化の原因として塩分の塗膜内浸透に着目。
	紫外線量測定	—	JIS K 7200 耐候試験機 照射エネルギー校正用標準試験片 (ポリエチレンフィルム)	・ 太陽エネルギー(主に紫外線)による劣化メカニズム解明のため、試験的に実施。紫外線領域の光エネルギーは全光エネルギーの約6%。 ・ 部材面の方向 (日当たり) に着目し、紫外線の影響度を評価。
錆の進展	腐食形態調査	自然傷	—	・ 長期防錆型塗装システムでは、腐食が表面に現れる前に塗膜下で孔食を起こすことが懸念されている (大3島橋で発見)。 ・ 塗膜管理水準、補修塗装手段を検討する上で、孔食の発生確率、腐食速度を把握することが最重要課題。
		人工傷	—	

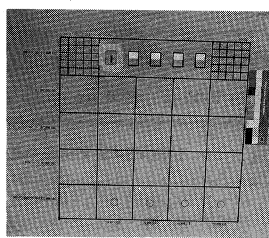
表-4 健全部の塗膜劣化調査

Tab.4 Aging investigation of coating film for sound part

	調査項目	目的	調査方法	備考
各橋共通の調査項目	①塗膜厚測定	塗膜厚の減少速度を把握し塗膜劣化モデルを検証。	a. 電磁膜厚計 (合計膜厚で評価)。150点の平均 b. 顕微鏡断面観察 (中・上塗合計膜厚で評価)	写真-2 参照
	②光沢度測定	塗膜の劣化程度と耐候性を推定し、初期の塗膜劣化モデルを検証。(上塗の評価)	a. 60度鏡面光沢度計 JIS K 5400 JIS Z 8741	
	③白亜化度測定	上記②に同じ。	a. 白亜化度試験機 JIS K 5400 b. 日本塗料検査協会「塗膜の評価基準」	
	④物性値測定1 赤外分光分析 (FT-IR法)	塗膜の分子構造の変化から劣化原因・耐久性を推定し、中長期の劣化モデルを検証。	a. 上塗塗膜採取 b. 拡散反射法またはKBr錠剤法 c. 上塗深層を調査対象とし波形の変化で評価	図-7 参照
	⑤付着塩分量測定	塩分量を調査し、劣化等への影響度、橋梁間・部材間の劣化原因、耐久性を検討。	a. 塩素イオン検知管法、JIS Z 2301 (環境因子) b. 50cm角 c. 常時と台風・季節風期のデータ比較	
その他代表橋梁で実施	⑥飛来塩分量測定	上記⑤に同じ。	a. 土木研究所方式捕集機 b. JIS Z 2381 (環境因子)	
	⑦物性値測定2 X線光電子分析 (ESCA法)	極く表層の塩分の浸透深さを調査し、劣化程度、耐久性を推定。	a. 上塗塗膜採取 b. 上塗の極く表層を調査対象とし波形の変化で評価	図-8 参照
	⑧付着物浸透性 電子線マイクロアナライザー (EPMA法)	元素の定性・定量分析により、劣化原因、耐久性を推定し初中期の劣化モデルを検証。	a. 上塗塗膜採取 b. 波形の変化で評価	図-9 参照
	⑨紫外線量測定 (ポリエチレンフィルム)	紫外線量を調査し、劣化等への影響度、橋梁間・部材間の劣化原因、耐久性を検討。	ポリエチレンフィルムを部材に貼り付け光に曝して劣化させ、ポリエチレン結合の化学変化を赤外分光分析により受光エネルギーに換算。	図-10 参照



全景 (左端: 塩分付着量測定枠
右端: 初期値保存用枠)



中央枠詳細



写真-2 光学顕微鏡塗膜厚観察(塗膜断面)

Photo.2 Survey of coating film thickness by optical microscope(cross section of coating film)

写真-1 標点設置状況

Photo.1 Installation of follow-up markers

表-5 代表橋梁の標点設置位置一覧表

Tab.5 Location of follow-up point in representative bridge

橋梁名	調査箇所	概念図	部位	箇所数	備考
大三島橋			タイ	1×3面	上、S、N面
			縦桁	1×1	S面
大鳴門橋			塔 3P、4P	2柱×4面	E、W、S、N面 3Pはフッ素部
			桁 上弦材	2×4	EorW、各上面
			下弦材	2×4	EorW、各下面
			鋼床版	3×1	
大島大橋			塔 5P	1柱×4面	E、W、S、N面
			桁	1×3	下面
			鋼床版	—	
下津井瀬戸大橋			塔 3P	2段×2面	E、W面
			桁 上弦材	4+2	EorW、各上面
			下弦材	4+2	EorW、各下面
			鋼床版	2×1	
櫃石島橋			塔 HB3P	2柱×4面	E、W、S、N面
			桁 上弦材	4+2	EorW、各上面
			下弦材	4+2	EorW、各下面
			鋼床版	2×1	
南北備讃瀬戸大橋			塔 5P	2柱×4面	E、W、S、N面
			桁 上弦材	4×2	EorW、各上面
			下弦材	2×2	EorW、各下面
			鋼床版	4×1	
生口橋			塔 2P	1柱×4面	E、W、S、N面
			桁	1×2	鉛直水平面
			鋼床版	1	
明石海峡大橋			塔 2P、3P	2柱×4面	E、W、S、N面 建設時より調査を開始 フッ素仕様
			桁・鋼床版		今後設置を予定

(注) 上記の他、門崎高架橋、撫養橋、与島橋、番の州トラス橋、番の州高架橋、番の州南高架橋で実施中である。
現在、多々羅大橋、来島大橋、新尾道大橋等の新設橋梁においても計画である。

表-6 欠陥部の腐食形態調査

Tab.6 Corrosion shape survey for defected part

項 目	大三島橋	因島大橋	大鳴門橋	大島大橋	瀬戸大橋	生口橋	備 考
自然傷	・未補修塗装箇所 (対象期間) ・既補修塗装箇所 ・調査開始年	○(中長期) ○ '92~	○(中長期) ○ '92~	— — —	○(中期) — '92~	○(初期) — '92~	・生口橋は供用直後から調査を開始。腐食速度の把握が容易。 ・局部補修塗装評価のため、既補修箇所の錆の有無・程度を調査
人工傷	・人工傷の設置 ・調査開始年	○ '92~	— —	○ '91~	○ '92~	○ '91~	・各橋により人工傷の形状が異なる。 丸型：大鳴門橋 平行線(縦・横)型：瀬戸大橋

表-7 既供用橋梁における塗膜劣化調査の実績(○:実施中、△:過去に実施)

Tab.7 Past studies on aging of coating film of bridges in service

調査項目	大三島橋	因島大橋	大鳴門橋	大島大橋	瀬戸大橋	生口橋
調査対象上塗塗膜	フッ素	ポリウレタン	P、F	ポリウレタン	ポリウレタン	ポリウレタン
塗膜減少量調査 電磁膜厚計 顕微鏡観察ほか	○ ○	○ ○Vスコープ	○ ○	○ ○	○ ○	○ ○
塗膜表面調査 顕微鏡微視観察 白亜化度 光沢度	— ○ ○	△ ○ ○	— ○ ○	— ○ ○	— ○ ○	— ○ ○
付着力調査 基盤目 アドヒージョンテスト	— ○	○ ○	— (○) 比較	— —	— —	— ○
電気的特性調査 インピーダンス	—	○	(○) 比較	—	—	○
塗膜断面調査 赤外分光分析 X線光電子分析	○ —	○ (○) 比較	○ (○) 比較	○ —	○ ○	○ —
環境調査 塩分付着量 塩分飛来量 紫外線量	○ — —	○ △ —	○ — ○'92~	○ — —	○ — —	○ — —
腐食形態調査 自然傷 人工傷	— ○	○'92~ —	○'92~ ○	— ○	○'92~ ○	○ ○
汚染物質(塩分) 電子線マイクロ分析	—	○	—	—	○	—
曝露試験 塗板	—	P、F 1A ○'93~	—	—	SB2P、3P BB4A ○	—
調査時期(年度)	'92~	'84~	'91~	'92~	'91~	'92~

表-8 健全部の塗膜劣化調査結果

Tab.8 Summary of investigation on aging of coating film for sound part

橋梁名	測定期間 (経過年数)	塗膜厚 減少速度	光沢度(%)		白亜化度	
			日当部	日陰部	日当部	日陰部
大鳴門橋	1992~1994 (2年)	13 μm/2年	塔 20 桁 4	桁 42~57	桁 2以下	桁、床 4~8
門崎高架橋	"	8 μm/2年	桁 4	桁 7 床版 52	桁 0~4	桁 2~8
撫養橋	"		桁 16	桁 62 床 34~57		
因島大橋	1990~1993 (3年)	4~8 μm/3年	桁 32	桁 42	—	—

因島大橋以外の塗膜厚は、光学顕微鏡断面観察により求めた。

3.4 各橋における調査項目の総括

これまで各橋で実施した塗膜調査の総括を表-7に示す。

4. 第1次調査結果の概要

4.1 健全部塗膜劣化調査結果

大鳴門橋、門崎高架橋、撫養橋、因島大橋における塗膜厚、光沢度、白亜化度の調査結果の概要を表-8に、大鳴門橋の主な結果を図-5、6に示す。

調査の結果から、供用後10年前後の橋梁の塗膜の劣化特性は以下のように推察される。

- ①塗膜減少速度は年間2~7 μm程度である。
- ②光沢度は、日当部の桁上面では4%とほぼ下限値を示し、日陰部の鋼床版裏側では30~60%(光沢保持率40~75%)となっている。
- ③白亜化度は、桁上面では2未満で「ほとんど真っ白」の状態を示し、鋼床版裏側では4~8となっている。

- ④上記より日当部では、今後、塗膜物性値の変化が顕著になり、塗膜のワレ、ハガレに移行するものと思われる。

4.2 欠陥部腐食形態調査結果

(1) 自然傷部

大鳴門橋の4P~5A間の9パネルから水平上面および鉛直面の各10箇所、門崎高架橋主桁5箇所(下面)、鋼床版裏10箇所(斜面、下面)計35箇所の自然傷を選定し、錆の進展についての調査を行った。調査結果の一覧を表-9に、発錆状況を写真-3~6に示す。

①錆の大きさ

調査の結果、発錆部付近の塗膜除去前・後の寸

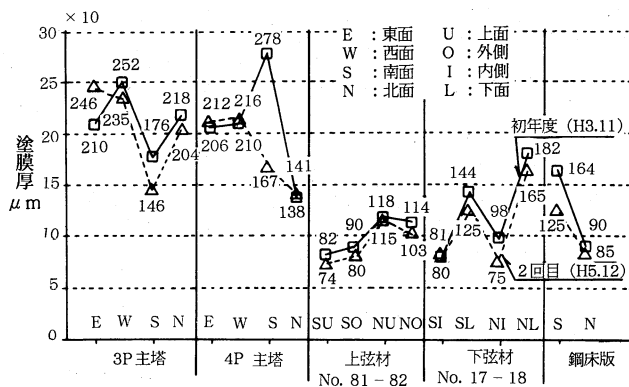


図-5 塗膜厚

Fig.5 Thickness of coating film

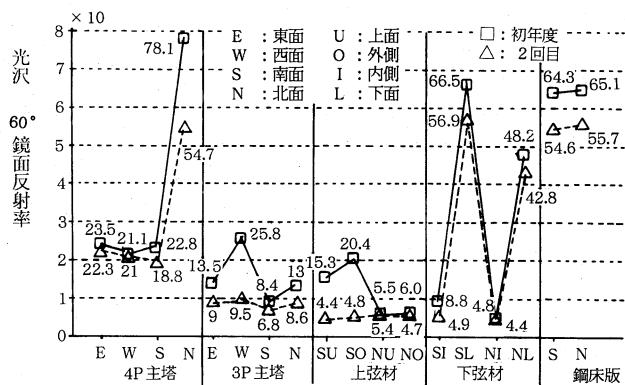
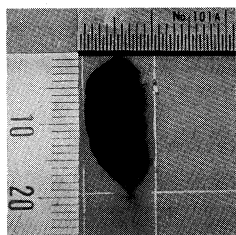
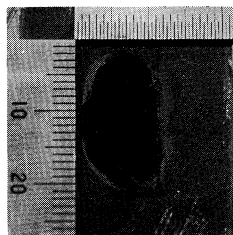


図-6 光沢度

Fig.6 Degree of luster



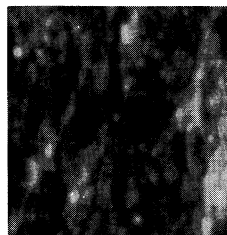
a. 塗膜除去前



b. 塗膜除去後

写真-3 自然傷部の発錆状況

Photo.3 Corrosion at natural defect
a: before removal of coating film
b: after removal



a. 発錆部(ケレン後)



b. 正常部

写真-4 鋼材面の状況

Photo.4 Face of steel
a: corroded part(after brushing)
b: sound part

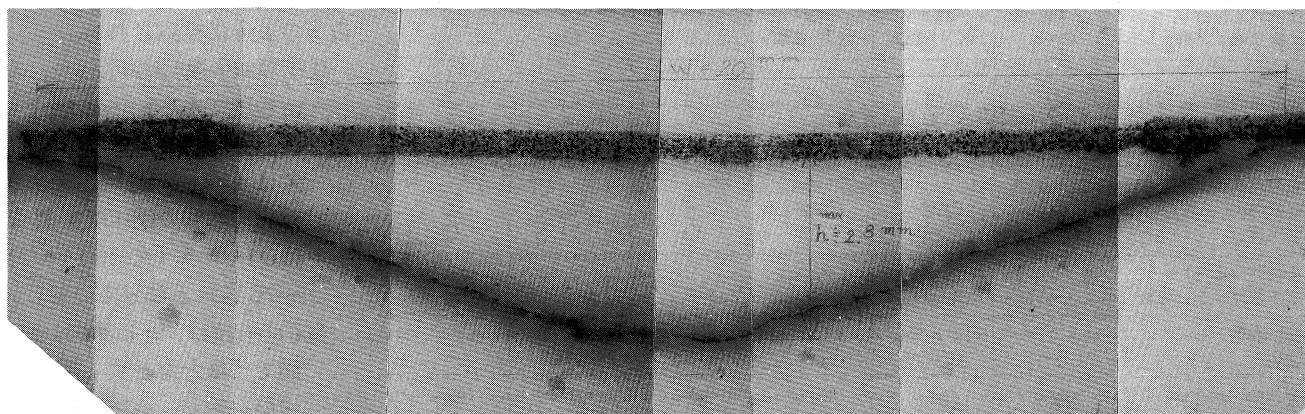


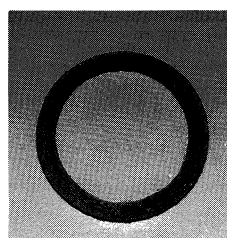
写真-5 発錆部(孔食)の断面形状(レプリカ)

Photo.5 Replica of cross section of corrosion part (pinpoint corrosion)

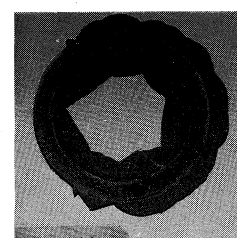
表-9 自然傷の腐食形態調査結果

Tab.9 Summery of corrosion shape survey for natural defect

橋梁名	平均最大の別	錆の平面寸法 (mm)		錆の深さ (μm)	参考: 正常面の凹凸 (μm)
		塗膜除去前	塗膜除去後		
大鳴門橋	平均値	12 × 17	17 × 22	215	23~57
	最大値	22 × 24	22 × 45	2,780	
門崎高架橋	平均値	9 × 13	11 × 15	157	30~67
	最大値	15 × 27	25 × 37	550	



a. 塗膜除去前



b. 塗膜除去後

写真-6 人工傷部の錆の進展状況

Photo.6 Progression of corrosion at intentional defect
a: before removal of coating film
b: after removal

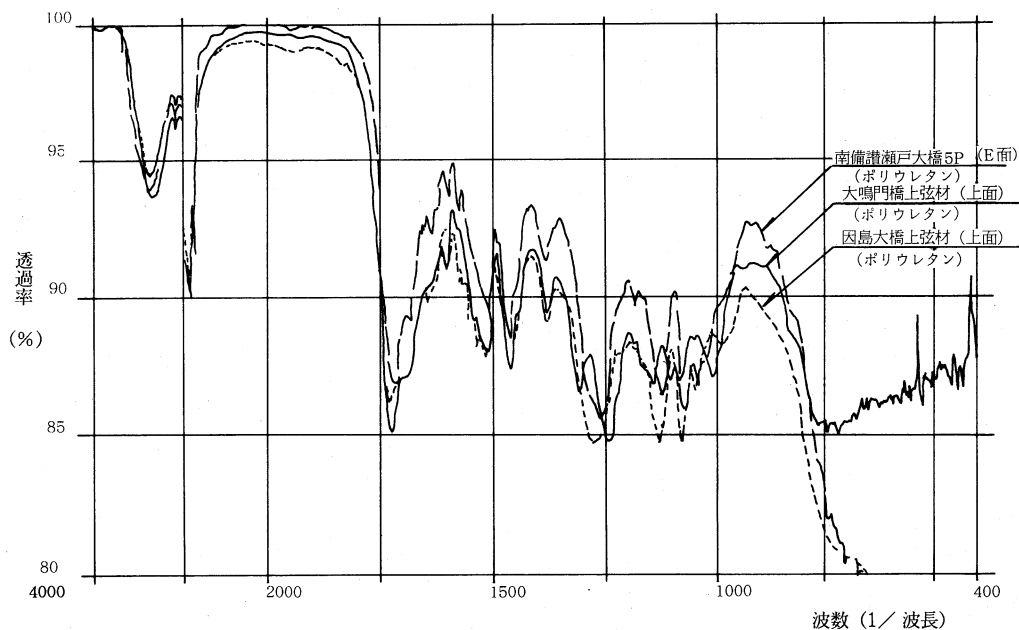


図-7 赤外分光分析

Fig.7 Infrared spectrophotometry analysis

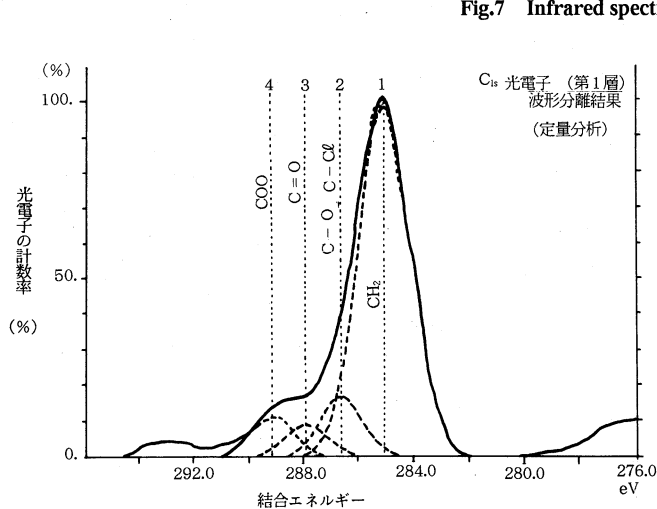


図-8 X線光電子分析(定量分析)

Fig.8 Electron spectroscopy for chemical analysis

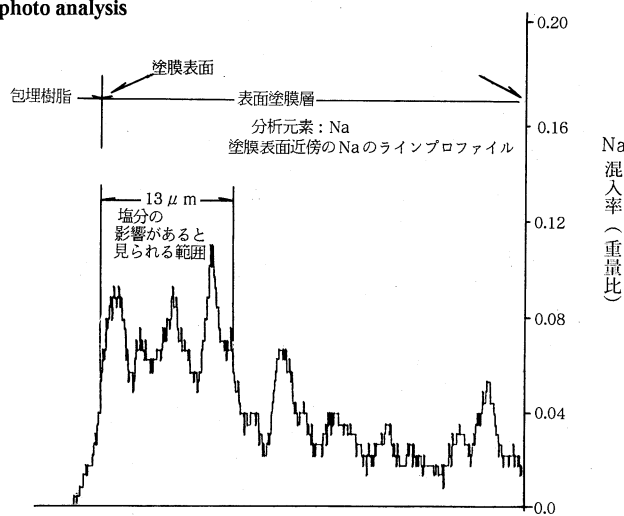


図-9 電子線マイクロアナライザー

Fig.9 Electron probe microanalyser

法の差が10mmを越える割合は14%で、水平または鉛直部材の面による錆の大きさの差は、認められなかった。

②錆の深さ

発錆部の深さは、錆をケレンにより除去した後、ダイヤルディプスゲージにより測定した。調査の結果、孔食が確認されたのは、35箇所中1箇所であった。なお、この調査は、今後も継続して行い、孔食の発生の可能性の有無を確認する必要があると思われる。

(2) 人工傷部

調査結果を要約すると、

- ①錆は、横方向が卓越し1~2mm/2年程度で、深さ方向への進展は確認されなかった。

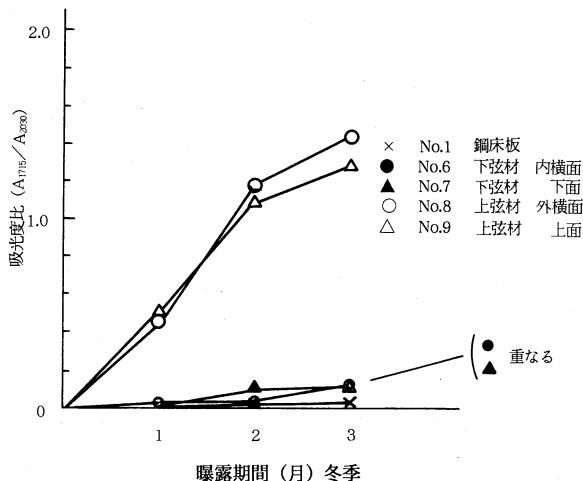


図-10 紫外線量調査

Fig.10 Ultraviolet quantity survey

- ②塗膜が浮いている箇所でも横方向に最大7mm/2年程度で、深さ方向には進展していなかった。

4.3 その他の調査結果

物性値、付着物浸透性、紫外線量の各調査は、1、2回の調査結果からでは結論的なことが言えないため、今後のデータの蓄積により評価するものとした。

なお、今回の調査結果の一例を図-7~10に示し、今後の参考としたい。

5. まとめ

今回報告した調査方法は、塗膜の維持管理を通じて明らかとなった課題をもとに、提案したものである。したがって、本調査方法は塗膜劣化メカニズムを解明し、維持管理手法を確立するための1つのアプローチ手法であり、より現場に密着したものになっていると考えられる。

今後は、従来の塗膜調査の反省を踏まえ、以下のことに留意し追跡調査を実施したいと考えている。

- ①供用直前（工場塗装時でも可）から標点を設けて初期値を把握し、長期にわたり定期的に調査を行う。
- ②調査方法に不足が生じた場合は、さらに追加して調査するが、当初の調査項目は引続き継続して行う。
- ③計測機器の精度確認および調整を十分に行う。
- ④記録写真は、単なる立会写真でなく、塗膜品質の評価に使用できる程度以上の内容であることが必要である。
- ⑤各橋の調査結果は、それぞれの橋の塗膜劣化状況の

把握、劣化原因の推定その他、腐食環境や経過年数の評価を行い、本四連絡橋全体の塗膜劣化の将来予測などに積極的に活用することが重要である。

- ⑥塗替時期・方法の判定は、本調査法と橋梁全体の目視調査を併用し、より広い視野で行う。
- ⑦維持管理部門と建設部門との情報交換を通じ、全体的な技術レベルの向上を図っていく必要がある。

6. あとがき

この報告は、管理事務所を中心とする3局の橋梁技術課ワーキンググループの議論を基にまとめたものである。

貴重な御提言を頂いた池田、栗原、平野、古家の各氏および現地調査を担当された（株）本州四国連絡橋エンジニアリング、（株）日塗エンジニアリングの方々に深くお礼を申し上げる次第である。

本文が、本四連絡橋を初めとする我が国の長期防錆型塗装仕様橋梁の維持管理の一助になれば幸いである。

また、今後、所定の目的を達成すべく、各橋から興味深い調査結果の報告がなされることを期待したい。

参考文献

- 1) 本四公団：鋼橋等塗装基準・同解説（1980.3）
- 2) 同上（1990.4）
- 3) 古家ほか：因島大橋塗膜調査 本四技報 No.61（1992.1）
- 4) 日本鋼構造協会：重防食塗装の実例（1988.2）
- 5) 同上：鋼橋塗膜調査マニュアル（1993）

吊形式橋梁鋼床版箱桁ダイヤフラム部の疲労試験

Fatigue Test on Diaphragm Structure of Steel Box Deck for Suspended Bridges

第一建設局 建設部次長 奥川 淳志
(前) 向島工事事務所 所長

Atsushi Okukawa



垂水工事事務所 技術課長 大江 慎一
(前) 第一建設局 計画課長代理

Shinichi Ohe

概要

来島大橋・多々羅大橋は、鋼床版箱桁を有する吊橋・斜張橋として計画されているが、このような吊形式橋梁の鋼床版箱桁は、自動車荷重をハンガーや斜めケーブル等の吊材定着部に配置された箱桁ダイヤフラム(対傾構)を腹板とした横桁を介して、吊材に伝達する構造となっている。同様の形式の橋梁である大島大橋や生口橋ではこの部分に着目した疲労試験を実施し、構造詳細にその結果を反映させている。本報告では、来島大橋・多々羅大橋のダイヤフラム部をモデルとした疲労試験体を製作し、疲労試験を実施した。試験の結果、この形式の吊材定着部のダイヤフラム部の構造的な弱点を明らかにすることができた。

The Kurushima Bridge and the Tatara Bridge are of suspension type and a cable-stayed type respectively, and both employed steel box deck system. This type of steel box deck suspended by cable system carries the traffic load through the crosswise structure, which is composed of a diaphragm (lattice members) installed crosswise between the cable supports of the box deck. Similar type of bridges, such as the Ohshima Bridge and the Ikuchi Bridge, carried out the fatigue test focused on this type of structure, and its results were reflected in their detail designs. The fatigue test was also programmed for the Kurushima and Tatara bridges with a model of diaphragm structure. The test could reveal a shortcoming in the diaphragm structure at the cable support.

1. はじめに

来島大橋・多々羅大橋は、それぞれ鋼床版箱桁を有する吊橋・斜張橋である。このような吊形式橋梁の鋼床版箱桁は、箱桁全体が橋軸方向にハンガーまたは斜めケーブルにより中間支持された桁として荷重を支えとともに、箱桁のダイヤフラム(対傾構)を腹板とした橋桁として鋼床版からの荷重をハンガー定着部または斜めケーブル定着部に伝達させる構造になっている。

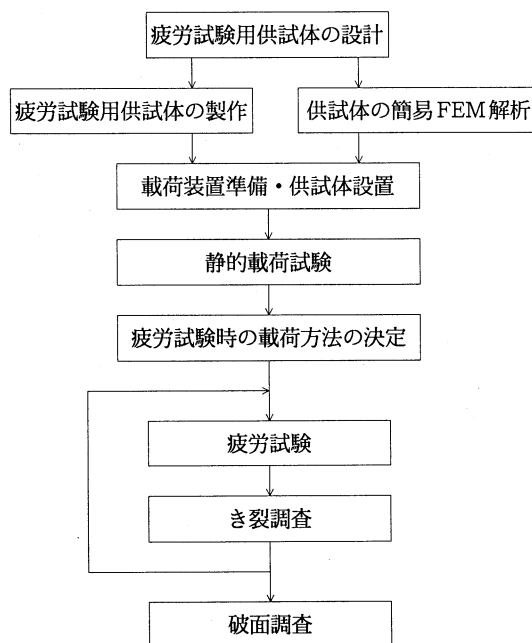
一般的な鋼床版箱桁は、その構造から疲労設計については前者のみに着目すれば良いが、来島大橋・多々羅大橋のような扁平鋼床版箱桁を有する吊形式橋梁については、後者についての疲労設計が必要と考えられる。しかし、現在までにこのことに着目して検討した事例は非常に少ないと言って良い。また、その構造も、前者を主とした部材配置になっており、疲労設計からも後者の条件が厳しいものとなっている。

このようなことから、吊形式橋梁扁平鋼床版箱桁のダイヤフラム部に着目した疲労試験を実施した。

2. 試験の概要

2.1 試験の手順

疲労試験は、以下に示す手順で実施した。



2.2 比較したディテール

①ダイヤフラム形式

充腹タイプ⇔トラスタイプ⇔横リブのみ(ここでは、リングフレームタイプと呼ぶことにする。)

一般的な鋼箱桁では、支点部ダイヤフラムでは充腹構造として設計し、中間ダイヤフラムはトラスタイプや横リブの剛性に期待したリングフレームタイプとして設計

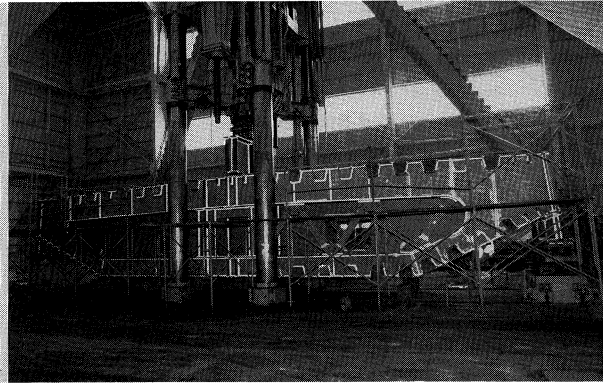


写真-1 疲労試験状況

Photo.1 Scene of fatigue test

することが多い。しかし、吊形式鋼床版箱桁のハンガーロープや斜めケーブル（以下、吊材と呼ぶことにする。）の定着部ダイヤフラム部は、ダイヤフラムをウェブとみなした横桁として、鋼床版箱桁からの荷重を、吊材定着部に伝達させる機能を持つ。この場合、吊材定着部を支点として評価し、支点部ダイヤフラムと想定し充腹構造で設計する方法と、中間ダイヤフラムとしてトラスタイプで設計する方法があるが、どちらを採用するかについては、設計者の判断に任されているのが現状である。この2案を比較すると、剛性面では充腹構造がすぐれるが、トラスタイプの方が鋼重が少なく維持管理がしやすいという利点を有している。吊形式扁平鋼床版箱桁の場合、吊材部のダイヤフラムが通行車両の進行方向に対して直角に配置する部材であり、大型車1台の通行に伴う繰り返し応力の発生頻度がかかなり多いことが予想されたために、疲労強度上からのダイヤフラムの形式比較を実施することにした。

②下フランジの縦リブ形状

トラフリブ⇔バルブプレートリブ

下フランジの補剛版として必要補剛材断面を計算すると、トラフリブを用いた場合、補剛材間隔がトラフリブのウェブ幅に制約を受けるために補剛材間隔の自由度が少なく、必要補剛材断面積が少ない場合には、補剛材間隔を自由にとれるバルブプレートを用いた場合より、鋼重は多くなる傾向にあり、通常の箱桁では、バルブプレートが使用されることが一般的である。しかし、本州四国連絡橋の補剛箱桁吊橋である大島大橋はトラフリブを用いた場合とバルブプレートを用いた場合で鋼重に差がない上、トラフリブの方が塗装面積が少なく、維持管理の面で有利であるとの理由から、鋼箱桁斜張橋である生口橋は箱桁に軸力が作用しているために、ある程度の補剛材断面積が必要となったことから鋼重がトラフリブとバルブプレートリブで差がなかったことにより、下フランジの補剛材としては、トラフリブを用いている。吊形式扁平鋼床版箱桁下フランジでは、縦リブの配置方向に対して、直角方向にかなりの頻度の繰り返し引張応力を受けることが予想されたために、疲労強度上の比較を行う

ことにした。

③横リブと縦リブの交差方法

縦リブ貫通（スリット有り⇔スリット無し）

⇔横リブ貫通（レ形溶接⇔すみ肉溶接）

横リブと縦リブの交差部分は、一般的な箱桁では、橋軸方向応力を主に考えて、横リブに縦リブを貫通させる切り欠きを設けて、縦リブを貫通させている。ただし、端部の横リブ断面のみ横リブを貫通させて縦リブをグループ溶接で取り付けしている。しかし、大島大橋の場合、下フランジとウェブの隅角部近傍の縦リブと横リブの交差部については、横リブを貫通させ縦リブをグループ溶接で取り付ける構造として設計している。また、生口橋の場合、斜めケーブル定着部近傍の縦リブと横リブの交差部については、同様に横リブを貫通させ縦リブをグループ溶接で取り付けしている構造とした。これらはいずれも大型疲労試験結果を反映させてこの構造を採用したものである。今回の疲労試験でも上記2種類のディテールを試験体に取り込んだ。比較のために横リブ貫通のケースで縦リブの溶接をすみ肉溶接としたものも加えた。また、縦リブ貫通のケースでスカーラップやスリットをなくしたケースも加えている。

④トラスタイプのガセット形式と横リブのフランジ形状

フランジ貫通・フィレットR加工無し⇔ウェブ貫通・フィレットR加工有り（母材切り抜き）

トラスタイプの場合、ガセットを横リブのフランジ面にフィレットを設けず面外ガセットとして取り付けけたケースと、横リブのウェブをフランジに貫通させてフィレットを設けた母材切り抜きガセットとして設計したケースを考慮した。

3. 疲労試験用供試体の設計と製作

3.1 供試体の設計

供試体は、図-1に示すように橋軸直角方向に3枚のダイヤフラムを有し、3カ所同時に疲労試験が可能な構造とした。ダイヤフラムのタイプは、中央1枚を充腹構造に、両端2枚は片側をトラス構造とし、もう一方は横リブのみを配置したものとした。また、下フランジの縦リブとしては、トラフリブとバルブプレートを配置しており、また、部分的に横リブと縦リブの貫通方法を変えている等、2.2で示したディテールの比較が可能なものとして設計した。載荷点は、中央1点載荷として、端部を支持点とする1点曲げの疲労試験用として設計した。

3.2 供試体の製作

供試体の製作は、鋼橋等製作基準（本州四国連絡橋公団）により製作した。主な材質は、デッキプレート、下フランジ、ダイヤフラムおよびトラフリブには、SM490Y材を、その他の部材にはSS400材を用いている。表-1にその機械的性質を、表-2に化学成分を示す。また、使用した溶接材料を表-3に示す。

4. 供試体のFEM解析

疲労試験時の発生応力の状態や変位を予測し、載荷荷重、載荷方法の妥当性を確認し、歪ゲージの貼りつけ位置等を決定するための資料とするために、試験に先立ち、供試体をモデルとしたFEM解析を実施した。

4.1 解析モデル

解析は、デッキプレートやボトムプレートのような補剛版を弾性係数により補正した異方性版として評価した立体モデルで実施した。また、トラス部材は梁要素としている。節点数は約800点である。

4.2 載荷ケース

載荷ケースは、図-2に示す3ケースで実施している。載荷荷重は100tである。

表-1 鋼材の機械的性質

Tab.1 Physical properties of steel

材質	板厚 (mm)	降伏点 (kgf/mm ²)	引張強度 (kgf/mm ²)	伸び (%)	衝撃度 (kgf・m)
SM50YB	19	43~44	59	24~25	5.4~9.1
SM50YA	6~16	38~52	52~62	21~28	
SS41	8~16	28~37	45~48	27~31	

表-2 鋼材の化学成分

Tab.2 Chemical component of steel

材質	C	Si	Mn	P	S	Cu	Nb	Ceq
	× 100			× 1000		× 100		
SM50YB	17	45	146	18	2	1	2	43
SM50YA	17	37	140	25	5	1	—	42
SS41	11	19	115	15	4	—	—	—

表-3 溶接材料

Tab.3 Welding consumable

溶接種類	銘柄	棒径	フラックス	メーカー	適用箇所
サブマージドアーク溶接	US-36	4.8φ	MF-38	神戸製鋼	板継 片面溶接
被覆アーク溶接	NTL-52	6.0φ		日本電極	下向すみ肉 下向突合せ
	NW-77	5.0φ		日溶工	立向すみ肉 立向突合せ
TIGアーク					すみ肉溶接 止端処理
片面溶接用裏当材	FAB-13		充填材 PR-2	神戸製鋼	

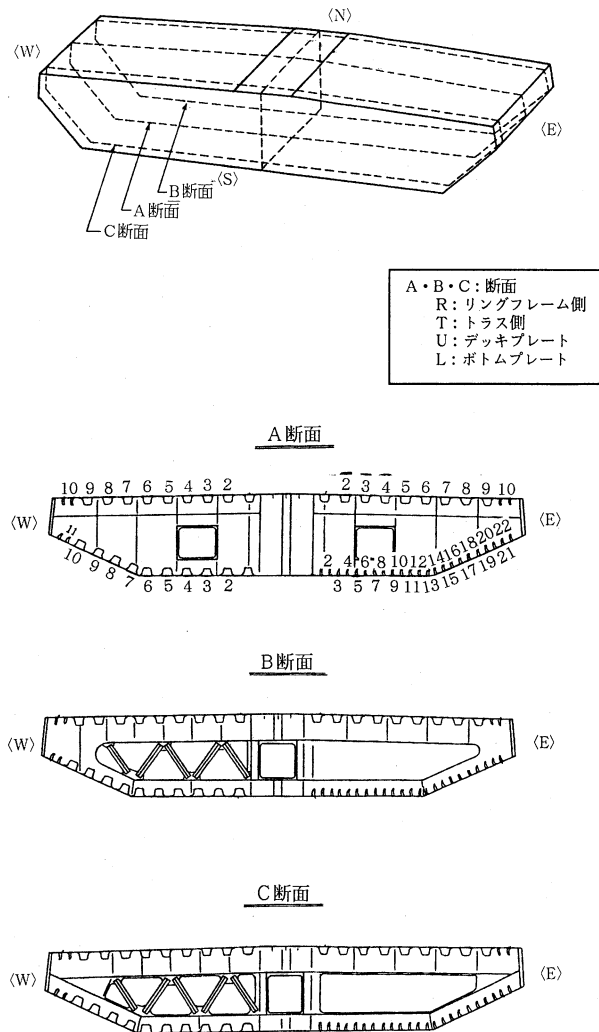
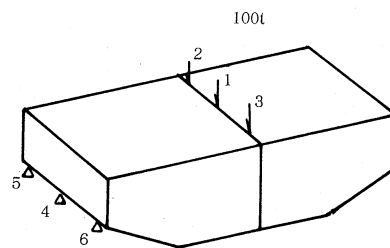


図-1 供試体各部の構造

Fig. 1 Details of test model



ケース	載荷	支点
1	1	4
2	2,3	5,6
3	1,2,3	4,5,6

図-2 FEM解析と載荷ケース

Fig.2 Loading cases for FEM analysis

4.3 解析結果

1点載荷での中央ダイヤフラムおよび端ダイヤフラムの下フランジ面で応力発生状況を図-3に示す。解析結果からどの載荷ケースとも供試体の変位、発生応力ともに差がないことが分かった。

5. 静的載荷試験

静的載荷試験は、疲労試験時の載荷状態および応力発生状況確認を目的として、疲労試験に先立ち実施した。載荷には、疲労試験で使用する本州四国連絡橋公団所有の大型疲労試験機を用いて実施した。

下フランジ位置での応力の測定結果を図-3の解析結果の中にプロットとしている。この図から静的載荷試験結果が、解析結果と良い一致を示していることが分かる。

6. 疲労試験

6.1 試験方法

載荷には、本州四国連絡橋公団所有の大型疲労試験機を使用した。載荷姿図を図-4に示す。中央部を載荷点とする1点曲げによる方法にて実施した。

6.2 試験荷重

試験荷重は、来島大橋のハンガー張力の活荷重による張力範囲と多々羅大橋のケーブル張力鉛直成分の活荷重による張力範囲を参考に、下フランジの公称応力範囲が30Mpaとなるように簡易FEM解析結果も参考にして、荷重範囲100tf、上限300tf、下限200tfと設定した。

6.3 試験の経過

疲労試験の経過と疲労き裂発生経過を図-5に示す。疲労試験における繰返し回数は、試験回数で500万回である。載荷は300万回までを図-2に示すケース1で、それ以降の200万回はケース2で実施している。途中、ピーチマーク操作を9回実施している。疲労試験中に54箇所でき裂の発生が確認された。疲労試験後のき裂調査で1箇所き裂が発生された。

6.4 試験結果と考察

(1) 疲労き裂の発生位置による分類

発生した55箇所であるが、そのうち一つの疲労き裂発生後にそのき裂近傍で発生したき裂については、初めに発生したき裂により構造系が変化したことにより発生し

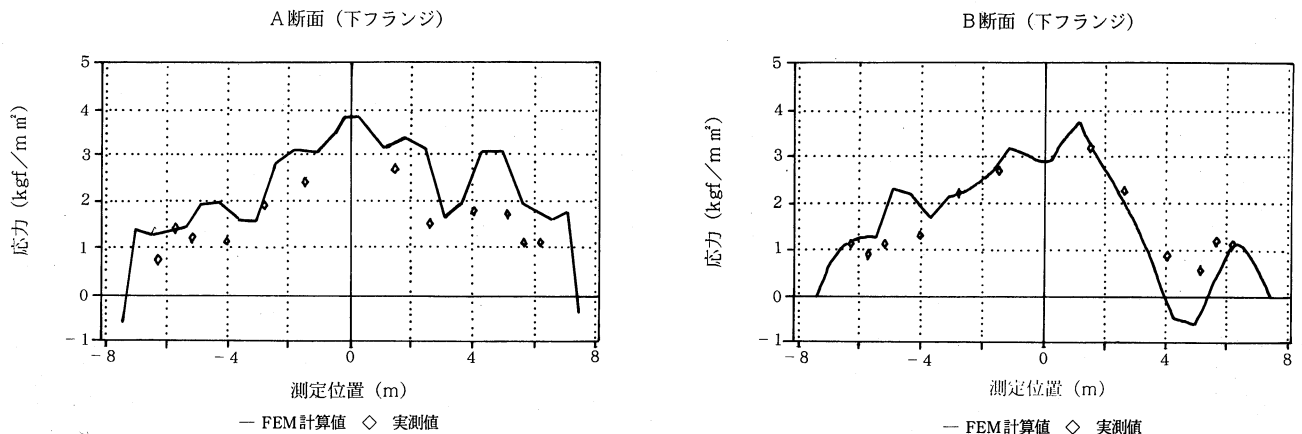


図-3 デッキプレート・下フランジ応力の発生状況
Fig.3 Stress distribution in deck plate and lower flange

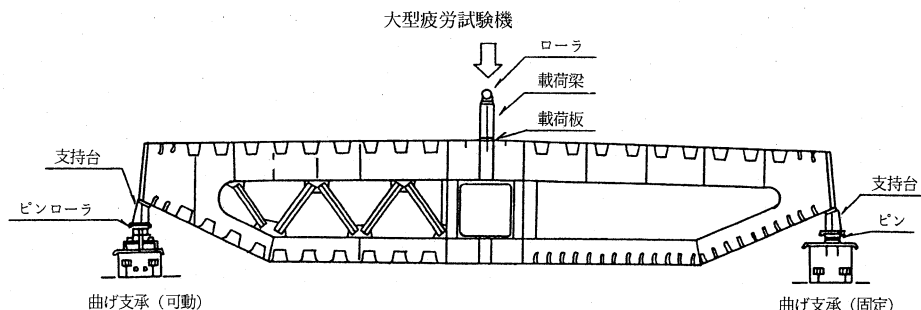


図-4 載荷姿図
Fig.4 Concept of loading

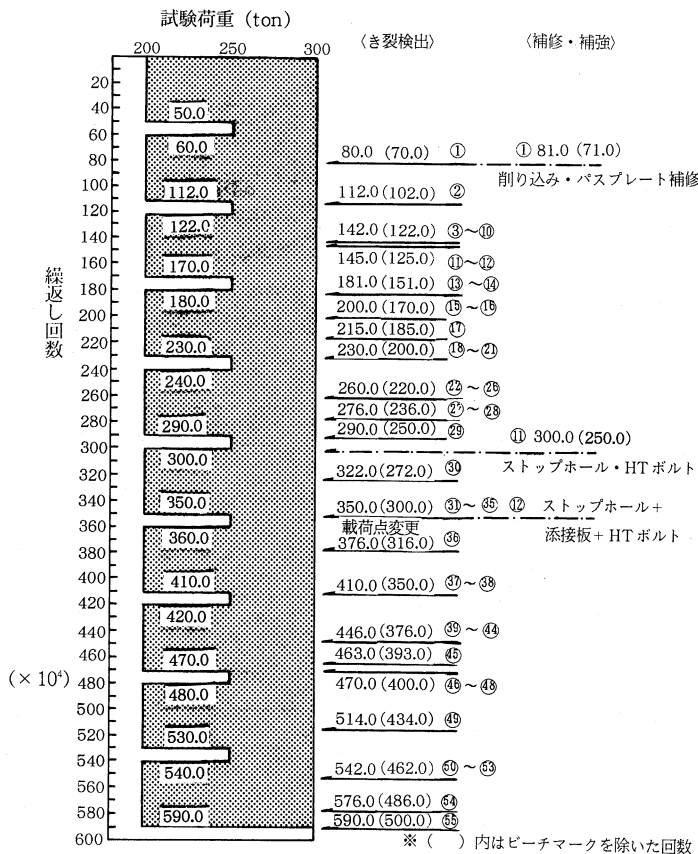


図-5 疲労試験経過図
Fig.5 Progress of fatigue test

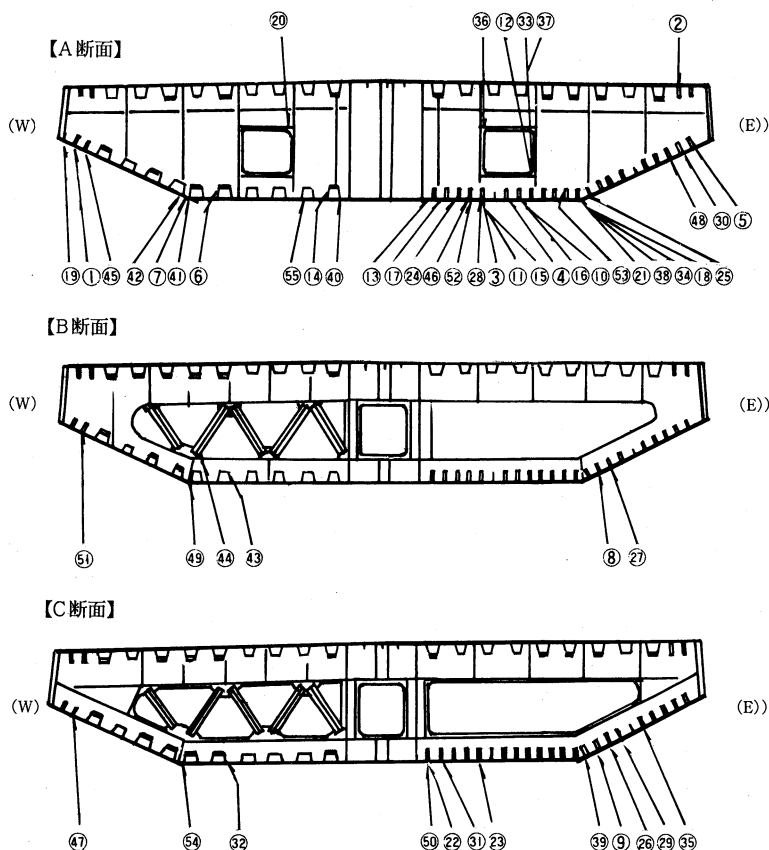


図-6 き裂発生全体位置図
Fig.6 General location of cracks occurred

たものと考え、そのき裂は除外して整理を試みた。発生した疲労き裂の発生位置を図-6に示すが位置により以下の通り分類できる。

1) バルブプレート

き裂の発生順序の傾向は①支点近傍②マンホール直下③荷点直下近傍④隅角部となっている。また、詳細なき裂発生位置で分類すると図-7に示すものとなる。

2) トラフリブ

トラフリブに発生したき裂の詳細な発生位置を図-8に示す。き裂の発生したトラフリブの配置位置は、隅角部と荷点直下近傍になっている。

3) マンホール隅角部

マンホール隅角部に発生したき裂を図-9に示す。

4) ガセット部

ガセット部に発生したき裂を図-10に示す。

(2) き裂のSN線による評価

1) 及び2) のき裂について、簡易FEM解析により計算した下フランジ面の応力を公称応力と仮定して、JSSCの疲労設計曲線にプロットしたものを図-11に示す。この図から、下フランジ応力のみではこのき裂の疲労強度は、どのSN線にも該当せず評価できないことが分かる。言い換えれば、この部分のき裂発生について、下フランジ面の橋軸直角

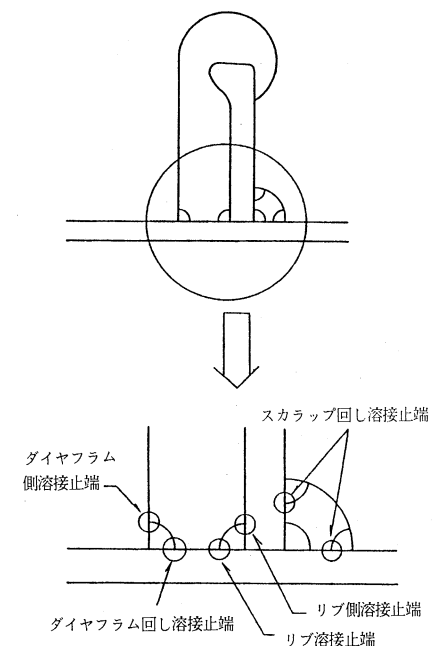


図-7 バルブプレートからのき裂発生位置
Fig.7 Location of crack occurred at bulb plate

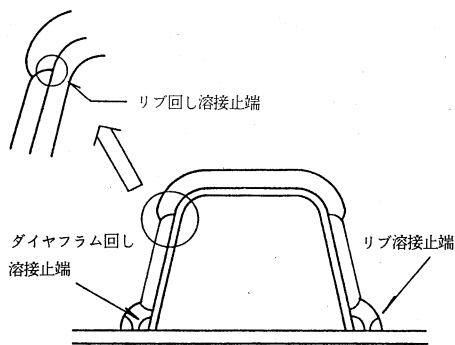


図-8 トラフリブからのき裂発生位置
Fig.8 Location of crack occurred at trough rib

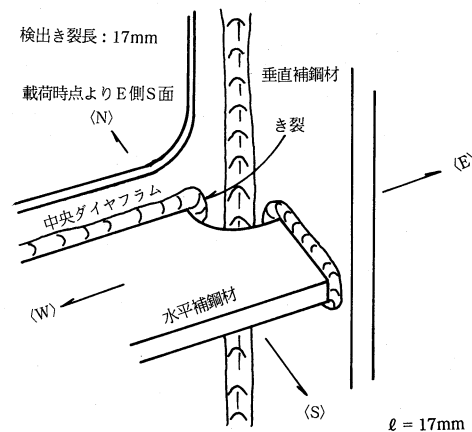


図-9 マンホール隅角部に発生したき裂
Fig.9 Crack occurred at corner of manhole

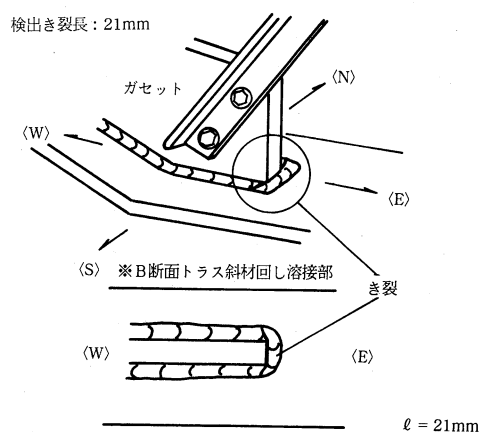


図-10 ガセット部に発生したき裂
Fig.10 Crack occurred at gusset

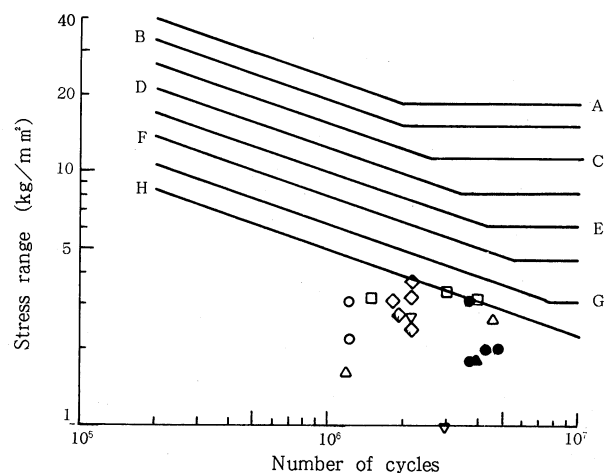


図-11 下フランジ面に発生したき裂のSN線図
Fig.11 SN diagram of crack occurred at lower flange

表-4 各き裂のき裂進展角度
Tab.4 Crack growth angle of respective cracks

リ ブ 断 面	断 面	支点近傍		マンホール直下		載荷点直下近傍		隅角部近傍	
		き裂番号	き裂角度 (度)	き裂番号	き裂角度 (度)	き裂番号	き裂角度 (度)	き裂番号	き裂角度 (度)
バルブプレート	A断面	5	+33	3	+30	13	0	18	-10
		30	+35	4	+45	17	+10	25	0
		45	+30			24	+10		
		48	+26			46	+15		
	B・C断面	47	+37			22	+5	9	-45
		51	+40			31	0	26	-40
						23	+15	27	-45
トラフリブ	A・B・C断面					40	-22	41	+13
								49	+18
								54	+15

方向引張応力以外の要素が影響しているものと考えられる。このことは特にマンホール直下の縦リブで顕著である。

(3) き裂進展方向

各き裂で破面調査によりき裂に進展方向が分かったものを鉛直方向に対する角度で示したものを表-4に示す。支点近傍及びマンホール直下のき裂については、き裂方向が板の直角方向に対して角度を有しており、この部分のき裂が下フランジの引張応力のみが原因でなく、せん断力に起因するウェブ面の斜め方向の引張応力が原因しているものと予想される。また、載荷点近傍のき裂については、ほぼ板に対して直角方向のき裂になっているが、載荷点から離れるにしたがって角度を有していることが分かる。

6.5 各ディーテールの比較

①ダイヤフラム形式

充腹タイプ⇔トラスタイプ⇔リングフレームタイプ

き裂の発生は、充腹タイプの方が多かったが、今回の試験ではそれぞれのダイヤフラム形式でせん断剛性が異なったことから力が充腹タイプに集中したことも考えられ、一概に充腹タイプがトラスタイプよりも疲労強度上不利であるとの結論には至っていない。ただし、桁高の低い扁平鋼床版箱桁を吊形式橋梁を設計する場合には、以下の点で疲労強度上の配慮が必要であることが明らかになった。

(a) マンホール隅角部のディーテール

(b) マンホール直下の縦リブと横リブの交差部

②下フランジの縦リブ形状

トラフリブ⇔バルブプレートリブ

バルブプレートリブからのき裂の発生が多かったが、トラフリブ側とバルブプレート側がB断面、C断面では必ずしも対称ではなかったことやバルブプレート側では初期にき裂発生があった充腹ダイヤフラムのマンホール直下については、トラフリブ側で横リブ貫通のディーテールを採用していることもあり疲労き裂の発生はなかったこと等により、今回の試験のみでは優位差を明確にすることはできなかった。

③横リブと縦リブの交差方法

縦リブ貫通（スリット有り⇔スリット無し）

⇔横リブ貫通（レ形溶接⇔すみ肉溶接）

横リブを貫通させたディーテールからはき裂の発生はみられず、橋軸直角方向応力に対しては横リブ貫通タイプが疲労強度上は有利であることが明らかになった。縦リブ貫通タイプではスリットの有無に関わらず疲労き裂がみられた。

④トラスタイプのガセット形状と横リブのフランジ形状

フランジ貫通・フィレットR加工無し

⇔ウェブ貫通・フィレットR加工有り（母材切り抜き）

ウェブ貫通・フィレットR加工有りでは、疲労き裂の発生は認められなかったが、フランジ貫通・フィレットR加工無しでは1箇所疲労き裂がみられた。明らかにウェブ貫通・フィレットR加工有りが疲労強度上は有利である。

7. おわりに

本疲労試験から吊形式橋梁扁平箱桁鋼床版のダイヤフラム部の設計を行う場合、疲労上、注意しなければならない部分は以下の部分であることがわかった。

①ハンガー定着部およびケーブル定着部近傍の縦リブとダイヤフラムの交差部

②下フランジ隅角部近傍の縦リブとダイヤフラムの交差部

③充腹ダイヤフラムのマンホール直下の縦リブとダイヤフラムの交差部

④充腹ダイヤフラムのマンホール隅角部

⑤引張応力の大きい下フランジ位置の縦リブとダイヤフラムの交差部

①②③は、主にせん断力の厳しい位置での疲労き裂であり、対象部位のせん断力の状況により注意が必要である。

④⑤は、桁高が低い箱桁の場合は注意が必要である。

最後に、本実験を実施するにあたり、(財) 海洋架橋調査会に設置された鋼上部構造委員会疲労分科会委員各位に有益な助言を頂きました。ここに深く謝意を表します。

明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎中詰コンクリートの施工

Construction of Fill-up Concrete for Foundation of Akashi Kaikyo Bridge 1A Anchorage

第一建設局 建設部
(前) 垂水工事事務所

工事管理課長
第一工事長

糸日谷 淑光

Toshimitsu Itohiya

垂水工事事務所

第一工事長代理

斉藤 哲男

Tetsuo Saitou



概要

明石海峡大橋 1A アンカレイジの基礎は、直径 85m、深さ 63.5m の剛体基礎で、内部は無筋の貧配合コンクリートである。このコンクリートは発生応力レベルが低いため無筋構造としたもので、施工は工期的な面からノンスランプのコンクリートを転圧・充てんする RCC 工法を採用した。この工法は、ダムの合理化施工で用いられている RCD 工法と同じものであるが、使用する粗骨材の最大寸法が 40mm であることから、各種の施工実験をふまえて実施工を行なったものである。本報文は、室内試験及び現場での大規模実験を含め、RCC 工法を用いたマスコンクリートの施工についてまとめたものである。

The foundation of 1A anchorage of the Akashi Kaikyo Bridge is a cylindrical rigid foundation measuring 85 meters in diameter and 63.5 meters in depth; it is filled up with plain concrete. Plain concrete was employed due to low level of stress inside the foundation, and constructed by Roller Compacted Concrete method, in which the non-slump concrete was spread and compacted. Although this method is similar to RCD method used for dam construction, RCC method adopted the maximum size of coarse aggregate of 40 mm, and thus the work was carried out after various experiments. This report summarizes construction procedure of mass concrete work with RCC method, including large-scale field experiment and laboratory tests.

1. まえがき

明石海峡大橋 1A アンカレイジの基礎は、TP. - 52m 以深にある神戸層を支持地盤とする直径 85m、深さ 63.5m の剛体基礎で、連続壁、側壁、底版、頂版の鉄筋コンクリート構造物で囲まれた内部を無筋の貧配合コンクリートで充てんした構造である。基礎の構造一般図を図-1 に、また、施工数量を表-1 に示す。

この内部コンクリート（以下中詰コンクリートという）は、発生応力レベルが低く、最大引張応力は約 $1\text{kgf}/\text{cm}^2$ であることから、無筋構造としたもので、施工方法は、工期的な面からノンスランプのコンクリートを転圧・充てんする RCC (Roller Compacted Concrete) 工法を採用した。

RCC 工法は、ダムコンクリートの合理化施工を目的として、昭和 50 年代初めに我が国において独自に開発された RCD (Roller Compacted Dam-concrete) 工法とほぼ同様のものである。しかしながら、RCC 工法を採用するに当たっては、使用する粗骨材の最大寸法が RCD 工法の 80~150mm に比べ、骨材入手上の制約から 40mm に限定されたため新たな検討が必要となった。そこで、各種の室内試験や現場での施工実験を重ね、実施工を行なった。

本稿は、RCC 工法を用いた明石海峡大橋 1A アンカレイジ基礎の施工について、事前の各種試験結果と併せて報告するものである。

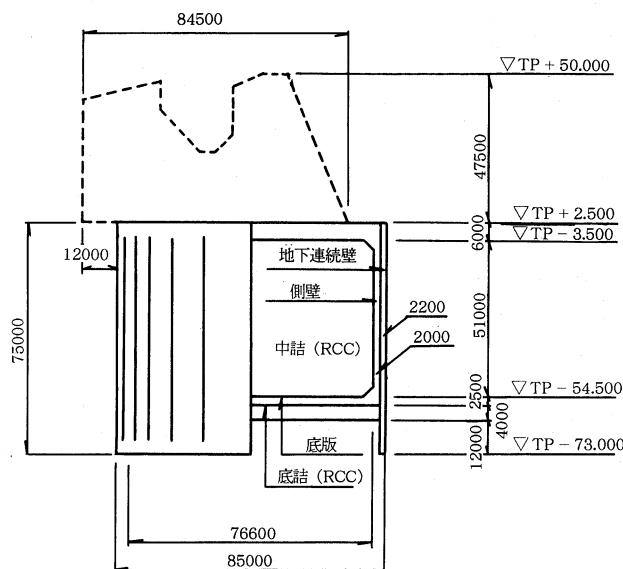


図-1 1A アンカレイジ基礎の構造一般図

Fig.1 Construction of foundation of 1A anchorage

2. 配合試験および現場施工実験

2.1 品質基準

中詰コンクリートの要求品質を表-2 に示す。VC 値 (Vibrating Compaction Value) および空気量は、RCD 用コンクリートの配合をベースに決めたものである。コンクリートの施工において、コンクリートは適正なコンシステンシーをもっていなければならない。コンシステ

ンシーの評価方法としては、一般的にスランプ試験があるが、RCD用コンクリートの場合、ノンスランプであるため、これに代わる方法としてVC試験（Vibrating Compaction Test）が用いられている。この試験は、標準容器（内径24cm、内高20cm）に詰めたコンクリートを振動させ、コンクリートの表面全体にペーストが浮上するまでの時間（秒）を測定し、この値をVC値としているものである。中詰コンクリートもノンスランプであることから、コンシステンシーの評価は、VC試験によることとした。基準値は、RCD用コンクリートで用いられているウェットスクリーニングでの20秒を基本としている。この値は、RCD工法技術指針（案）に述べられているように、振動締固めによって示方配合に基づく理論密度の97%程度が十分確保できるものである。なお、20秒の値はRCDの場合40mmウェットスクリーニング、RCCの場合25mmウェットスクリーニングである。

表-1 コンクリートの施工数量（基礎全体）

Tab.1 Work volume of concrete(Foundation)

工 種	数量 (m³)	備考
地下連続壁	42,000	鉄筋コンクリート
側 壁	25,000	鉄筋コンクリート
底 詰	18,000	無筋コンクリート (RCC工法)
底 版	12,000	鉄筋コンクリート
中 詰	234,000	無筋コンクリート (RCC工法)
頂 版	33,000	鉄筋コンクリート
合 計	364,000	

表-2 中詰コンクリートの品質基準

Tab.2 Quality standard of filled concrete

VC 値 (sec)	空気量 (%)	設計基準強度 材齢91日 (kgf/cm²)	配合強度 材齢91日 (kgf/cm²)	単位容積質量 (kg/m³)	終局断熱温度 上昇量 (°C)
30 ^{*1} (20) ^{*2}	1.5 ± 1	90	180	2300 以上	17 以下

(注) *1: Gmax 40mm フルサイズでの値

*2: Gmax 40mm に対する 25mm ウェットでのスクリーニングの値

表-3 RCD用コンクリート（粗骨材最大寸法80mm）の配合

Tab.3 Mix proportion of Roller Compacted Dam-Concrete
(maximum size of coarse aggregate:80mm)

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m³)					(参考) 配合特性値	
		W	C	S	G	Adm	α	β
83.3	28	100	120	602	1593	0.3	1.176	1.247

(注) 1. C: 中庸熱フライアッシュセメント (F: 30%)

2. Adm: AE減水剤

3. 配合特性値は80mm フルサイズの値

$$\alpha = \frac{\text{コンクリート1m³中のペースト容積}}{\text{コンクリート1m³に用いる細骨材の空隙容積}}$$

$$\beta = \frac{\text{コンクリート1m³中のモルタル容積}}{\text{コンクリート1m³に用いる粗骨材の空隙容積}}$$

終局断熱温度上昇量 (K 値) は、温度ひび割れの制御から17℃以下とした。

2.2 使用材料および配合選定

配合の選定は、粗骨材最大寸法40mmに対する実績がないことから、RCD工法技術指針（案）に準じて行なった。

(1) 事前検討

RCC用コンクリートの配合を決めるに当たり、事前の検討として、粗骨材最大寸法80mmを用いたRCD用コンクリートの配合試験を行ない、40mm ウェットスクリーニングでのVC値20秒に対する配合を求めた。表-3に試験結果を示す。

配合試験に用いたセメントは、ダム用として従来からコンクリートの温度上昇抑制のため、水和熱の発生を少なくすることを考慮して、一般に中庸熱ポルトランドセメントにフライアッシュを20～30%添加した中庸熱フライアッシュセメントが用いられていることから、本試験においても同様とし、フライアッシュを30%添加した。

(2) 使用材料

使用材料のセメントは、温度ひび割れ制御の観点から混合割合の異なる2種類の低発熱型セメントのほか、比較検討の目的で用いる中庸熱フライアッシュセメントと高炉セメントB種を含む4種類とした。その他、細骨材は海砂、粗骨材は碎石4020と2005の混合碎石、混和剤はAE減水剤をそれぞれ用いた。

(3) 配合選定

RCC用コンクリートの配合選定は、事前検討で求めた粗骨材最大寸法80mmのRCD用コンクリートの配合をベースに、40mm ウェットスクリーニングでのRCD用コンクリートの配合特性値 α 、 β と40mmフルサイズでのRCC用コンクリートの配合特性値を同じ値にして、25mm ウェットスクリーニングでのVC値が20秒程度となる配合を求めた。

配合特性値 α 、 β は、コンクリート中の細骨材および粗骨材の空隙を満たしうるペーストおよびモルタルの割合を表わしたもので、均一なコンクリートを作るに当たっての配合上の指標となるものである。一般に、普通の構造物用コンクリートの場合、 α は2.1～2.4、 β は2.0～2.3に対しRCD用コンクリートでは、 α は1.1～1.4、 β は1.2～1.6程度である。

配合試験の結果、使用するセメントの種類に関係なく、単位水量は110kg、単位セメント量は130kgとなった。表-4に試験結果を示す。

低発熱型セメントを用いた配合は、終局断熱温度上昇量 (K 値) は低いが強度の伸びは小さい。中庸熱フライアッシュセメントは、低発熱型セメントに比べ温度上昇量が多い。また高炉セメントB種の配合は、強度および温度上昇量とも大きくなっている。

表-4 中詰コンクリートの配合試験結果
Tab.4 Test results of mix proportion of filled concrete

セメントの種類	セメントの混合比			W/C (%)	s/a (%)	単位量		VC 値 (秒)	空気量 (%)	単位容積 質量 (kg/m³)	圧縮強度 (kgf/c m²)			断熱温度上昇	
	(%)					(kg/m²)					材 齢 (日)				
	C	S	F			W	C				7	28	91	K	α
低発熱型 (2成分)	15 (N)	85		84.6	32	110	130	36 (14)	3.3	2360	89	135	174	13.7	0.41
低発熱型 (3成分)	23 (M)	50	27					28 (15)	2.4	2360	109	174	207	13.1	0.60
中庸熱 フライアッシュ	70 (M)		30					24 (17)	1.4	2390	56	115	192	16.0	0.52
高炉 B 種	53 (N)	47						31 (14)	2.6	2390	127	216	266	21.0	0.66

(注) 1. セメントの混合比で

C: セメント、S: 高炉スラグ、F: フライアッシュ、N: 普通ポルトランドセメント、M: 中庸熱ポルトランドセメント

2. VC 値は 40 ミリフルサイズでの値である。但し () 内は 25mm ウエットスクリーニングによる値である。

3. 断熱温度上昇式は、 $T(t) = K(1 - e^{-at})$ 、

$T(t)$: 材齢 t 日における断熱温度上昇量、 K : 練上がり温度 20℃ の時の終局温度上昇量 (℃)、 a : 温度上昇係数、 t : 材齢 (日)

この試験結果から、RCC 用コンクリートの品質基準を満足する配合は、3 成分系の低発熱型セメントと中庸熱フライアッシュセメントを用いたものである。

(4) 施工性の検討

室内試験の結果から得られた配合に基づき、施工性を考慮した RCC 用コンクリートの品質を検討するため、予備実験を行なった。検討項目は、セメントの種別・1 層の打設厚さ (75cm、125cm)・転圧回数 (6 回、10 回) とした。

施工機械は、3ton ブルドーザ及び振動ローラー (BW-200: 起心力 32000kg、振幅 0.86mm、重量 7130kg、走行速度 1km/h) を用いた。試験の結果、施工性については問題がなかったが、層厚 125cm では圧縮強度及び単位容積質量とも下層部分が上層に比較して小さく転圧効果が十分及ばないと判断された。また、転圧回数は 6 回以上であれば十分と考えられた。使用するセメントは品質に問題がないため、経済的な中庸熱フライアッシュセメントとした。

以上の結果を踏まえて、実施工で使用する材料及び実験プラントを用い現場ヤードでの施工実験を行ない品質を確認した。

2.3 現場施工実験

この実験の確認項目としては、コンクリートの配合、層厚、転圧回数、打継目の処理方法、ダンプトラック走行による打継面への影響である。使用材料は、セメントが中庸熱フライアッシュセメント ($F/(C+F) = 0.3$)、細骨材が海砂と砕砂の混合、粗骨材が砕石 4020 と 2005 の混合、混和剤が AE 減水剤遅延形とした。表-5 に配合を示す。

施工方法は、最大容量 6 m³ の 2 軸強制練りミキサを用いて 4.5 m³ を練りまぜ、11ton ダンプトラックで運搬後、7.4ton ブルドーザで敷均し、振動ローラー (BW-200) により転圧することとした。

実験の主な測定項目は、転圧沈下量、コアの圧縮強度・単位容積質量・打継部のせん断強度である。

表-5 実材料を用いた RCC 配合

Tab.5 Mix proportion of RCC used of actual materials

No.	Gmax (mm)	VC 値 (秒)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m³)				
						W	C	S	G	Adm
A	40	20		80.8	32	105		681	1,492	0.325
B		30	1.5	76.9		100	130	685	1,502	
C		40		73.1		95		689	1,510	

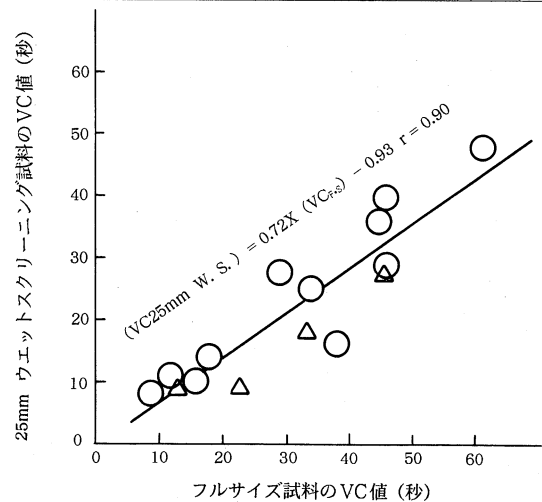


図-2 フルサイズとウエットスクリーニングの VC 値

Fig.2 Relationship between VC-values of full size and wet screening

実験結果は次のとおりである。

- ① VC 値については、フルサイズの VC 値と 25mm ウエットスクリーニングでの値に相関が認められ、図-2 に示すように、25mm ウエットスクリーニングの VC 値 20 秒に対するフルサイズの VC 値は、30 秒であることが確認された。
- ② 転圧沈下量とコンクリートの配合には明確な関係はない。また、転圧回数と沈下量は、初期の振動転圧で大きく、転圧回数が 8 回を超えると、沈下量はほとんど小さくなっている。

③転圧回数と圧縮強度及び単位容積質量は、図-3に示すように転圧回数6回以上で安定した値である。

④打継部のせん断強度については、レイタンス処理後に敷モルタルを施工することにより、打設翌日のダンピング走行は問題がないことが確認された。

以上、室内及び現場レベルでの試験結果から実施工においては、1回のリフト厚は3層(25cm×3)敷均しの75cmを基本とした。また目標VC値はフルサイズでの管理とし、その値は先の相関から30秒と設定した。なお、管理幅は±15秒とした。

3. 中詰コンクリートの施工

3.1 概要

中詰コンクリートの施工は、施工面(4600㎡)を橋軸線にて東西に2分割し、各施工区画を2日サイクル(中1日)で交互に打設した。打設リフト厚は、3層敷均しの750~800mmで、1日当たりの打設量は1700~1800㎡である。施工手順図を図-4に、施工区画割を図-5に、施工状況を写真-1~4にそれぞれ示す。

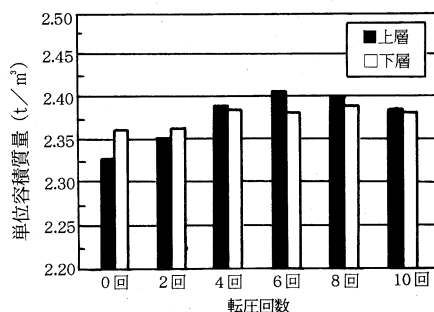
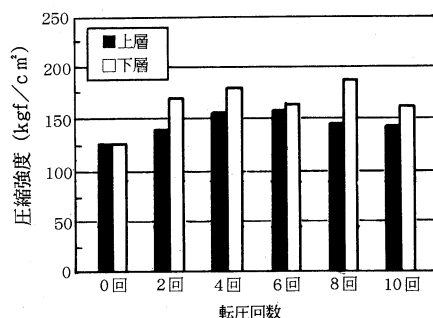


図-3 転圧回数とコア強度、単位容積質量

Fig.3 Relationship between number of rolling compaction and compressive strength of core specimen, and unit capacity weight

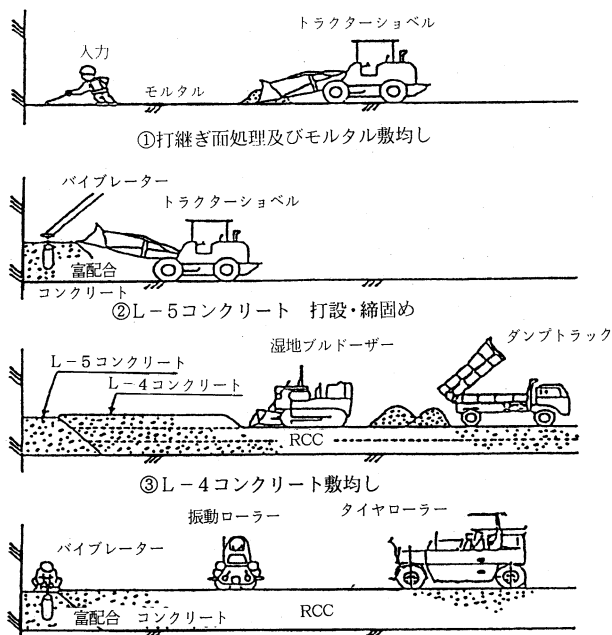


図-4 施工手順図

Fig.4 Work sequence

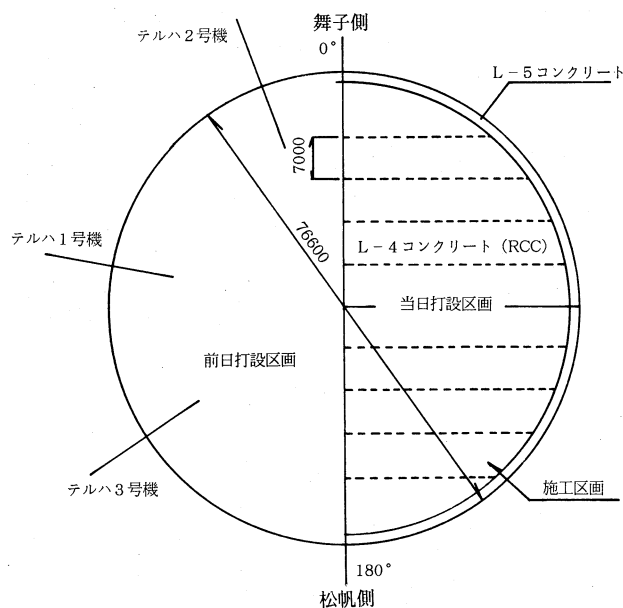


図-5 施工区画割

Fig.5 Work division

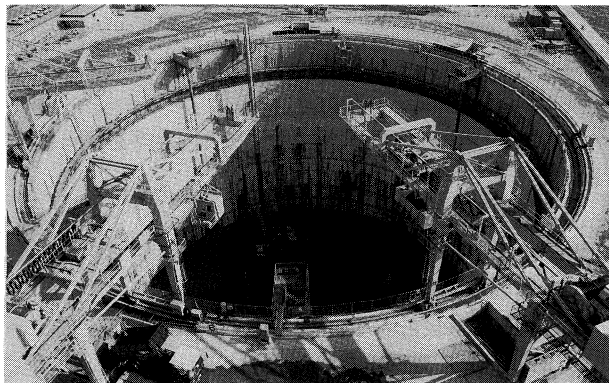


写真-1 施工状況(全景)

Photo.1 Work scene (panorama)

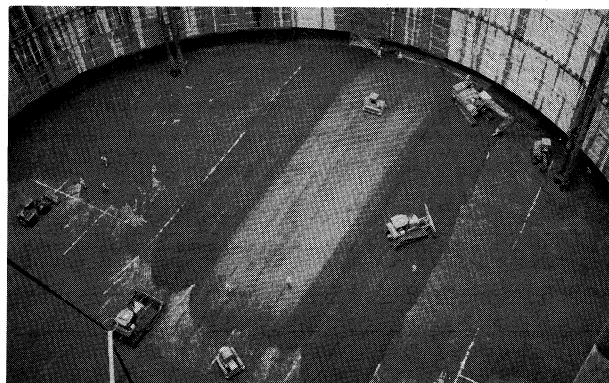


写真-2 施工状況(全景)

Photo.2 Work scene (panorama)

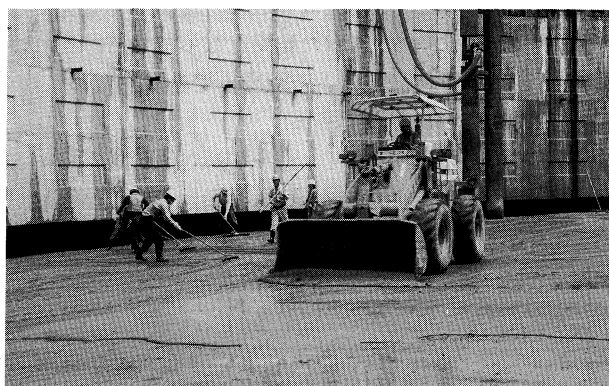


写真-3 施工状況(敷モルタル)

Photo.3 Work scene (mortar layer)

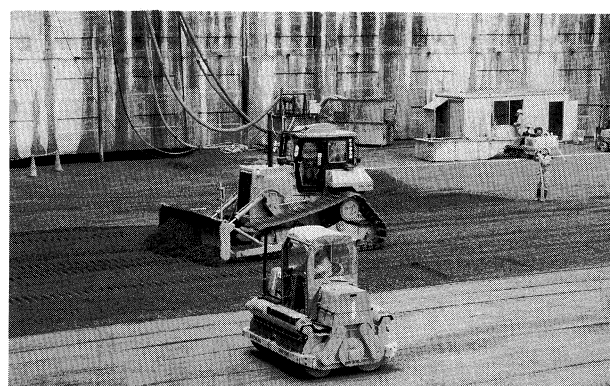


写真-4 施工状況(敷均し・転圧)

Photo.4 Work scene (leveling and rolling)

表-6 中詰コンクリートの示方配合

Tab.6 Specified mix proportion of filled concrete

配合の種類	粗骨材 最大寸法 Gmax (mm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³)				
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE 減水剤
L-4	40	76.9	32	100	130	687	1502	0.325

表-7 中詰コンクリートの管理基準

Tab.7 Quality standard of filled concrete

配合の種類	VC値 (秒)	空気量 (%)	設計基準強度 (kgf/cm²)	配合強度 (kgf/cm²)	単位容積重量 (kg/m³)
L-4	30 ± 15	1.5 ± 1	f'ck (91) = 90	f'ck (91) = 180	2,300以上

表-8 品質管理試験結果

Tab.8 Results of quality control tests

項目		試料数	平均値	最大値	最小値	標準偏差	管理基準
VC値(秒)		514	27.4	45.0	15.0	8.82	30 ± 15
空気量(%)		514	1.5	2.3	0.6	0.30	1.5 ± 1
材齢91日強度(kgf/cm²)		254	265	338	202	28.0	180
RI現場密度(kg/m³)	転圧方向	696	2407	2700	2340	47.5	2300以上
	転圧直角方向	696	2404	2628	2329	48.7	

(注) RI (Radioisotope: 放射性同位元素) 現場密度とは、ガンマ線密度計により測定したもので、ガンマ線の透過量によって密度を検出するものである。

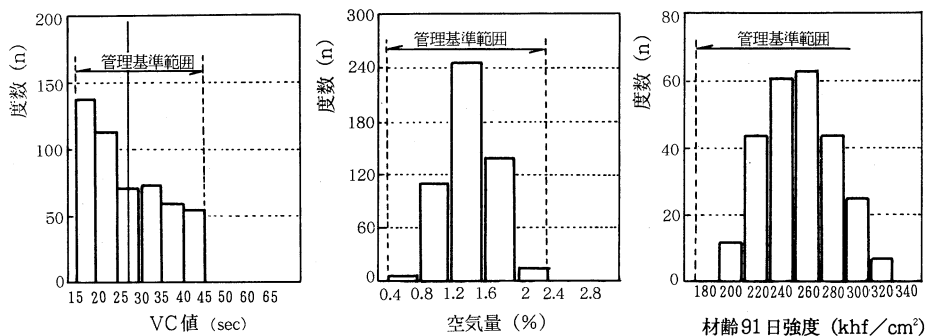


図-6 品質管理試験結果の度数分布
Fig.6 Histogram of quality control tests

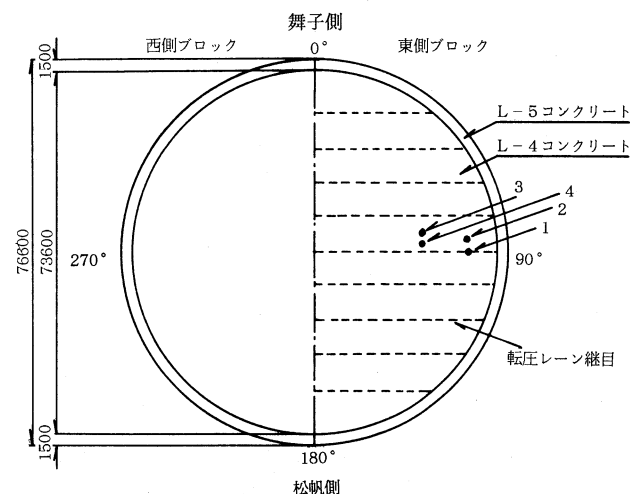


図-7 コア採取位置
Fig.7 Position of core sampling

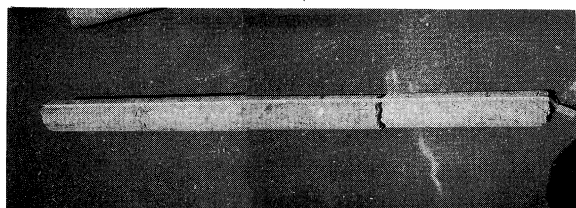


写真-5 コア供試体
Photo.5 Core specimen

表-9に、コア供試体の状況を写真-5にそれぞれ示す。コアの品質は採取位置間のバラツキも小さく、設計基準強度に対し十分な強度を有していた。

4. あとがき

本工事で採用したRCC工法は、我が国で初めてのGmax40mmを用いたものであり、各種の室内試験や現場での施工性実験を踏まえて、フルサイズでのVC値30秒±15秒で施工可能であることが実証された。この工法は、工

期的、経済的にも大きなメリットを有しており、約半年間で23万㎡の施工を行なったことから立証される。今後、本報告が同種の工事に対し参考となれば幸いである。最後に本工事の施工に際し、貴重な御指導、御助言を賜りました本州四国連絡橋公団構造用マスコンクリート委員会（委員長 東京工業大学工学部 長瀧重義教授）の各委員をはじめ関係者の皆様に深く感謝の意を表します。

参考文献

- (財) 国土開発技術研究センター編：RCD工法によるダム施工、昭和56年7月
- (財) 国土開発技術研究センター編：改訂 RCD工法技術指針（案）、平成元年8月
- 加島、佐野：明石海峡大橋1Aアンカレイジ基礎の設計・施工、本四技報、Vol.15、No.59、1991.7
- 糸日谷、斉藤、後藤、十河：最大粗骨材寸法40mmの転圧コンクリートによる橋台基礎の施工、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.1、1993
- 古屋、糸日谷、山鹿、新開：橋梁基礎用RCC (Roller Compacted Concrete) の開発と施工、基礎工、Vol. 21、No.5、1993.5
- 本四公団：アンカレイジ基礎内部コンクリート施工性実験報告書、平成元年3月
- 本四公団：アンカレイジ基礎内部コンクリート調査研究（その2）報告書、平成3年3月

表-9 コア供試体の試験結果
Tab.9 Test results of core specimen

コア No.	コア採取位置	試験数量	圧縮強度 (kgf/cm ²)			単位体積質量 (t/m ³)		
			平均値	最大値	最小値	平均値	最大値	最小値
1	転圧レーンの継目	4	215	245	190	2.38	2.41	2.34
2	転圧レーンの中央	4	217	242	186	2.37	2.41	2.33
3	転圧レーンの中央	2	232	243	220	2.383	2.41	2.35
1~3	上層	8	226	245	195	2.39	2.41	2.35
	下層	2	188	190	186	2.34	2.34	2.39

淡路島側陸上部津名以北区間における 大阪層群軟質泥岩の現位置水平載荷試験

In-situ Horizontal Load Test for Soft Mudstone of Osaka Group in Northern Part of Awajishima Island

垂水工事事務所
(前) 洲本工事事務所

第一工事長
技術課長

徳永 剛平

Gouhei Tokunaga



概要

淡路島側陸上部津名以北区間における橋梁の支持地盤の中で、北淡町地域は新第三紀鮮新世の大阪層群下部層(軟質砂岩・軟質泥岩・凝灰岩層の互層)が対象となる区間がある。

橋梁の建設に当たって、本層の軟質泥岩に基礎(直接基礎)を置く場合に、地盤の摩擦抵抗力として付着力がどの程度期待しうかが大きな問題となった。そこで軟質泥岩の物理的・力学的特性を明らかにし、かつ軟質泥岩に打設された基礎コンクリートの摩擦抵抗力試験を実施するとともに、同一地盤試料による室内力学試験と対応させることにより、軟質泥岩に対する基礎地盤としての評価を行った。本報文は大阪層群下部軟質泥岩の物性並びに摩擦抵抗力の試験結果について報告するものである。

Some bridge foundations, which will consist a part of the approach highway to the Akashi Kaikyo Bridge in the north portion of the Awajishima Island, will stand on the lower layers (alternation strata of soft sandstone, soft mudstone, and tuff) of Osaka Group in the Pliocene.

Design of the bridge foundations (spread footings) to be supported on the main layer of the soft mudstone in such strata was subject to an issue that how much adhesion force could be expected as a component of friction resistance of the bedrock. An evaluation study was then under way on the soft mudstone to clarify physical properties of the bedrock; the study also included an in-situ friction resistance test using a cast-in-site concrete block to compare its results with those from a laboratory test using a sample from the same bedrock. This paper reports the physical properties of the soft mudstone of Osaka Group as well as the results of the study on friction resistance.

1. まえがき

本州四国連絡橋神戸・鳴門ルートのうち、淡路側陸上部全長約27kmはその地形的な特徴から山沿いルートとなることにより、30数カ所の橋梁(約5km)を計画している。その中で、北淡町を中心とする区間における支持地盤は大阪層に求めざるを得ない箇所が多く、中でも、軟質泥岩層に直接基礎を設ける箇所も多い。これまでの設計方法では粘性土地盤と基礎底面との間の摩擦抵抗力としては付着力 C を無視し摩擦角 ϕ のみに依存する考え方が一般的であるが、本地点のような固結粘土を基礎とする場合、摩擦抵抗力を過少評価する恐れが生じる。そこで軟質泥岩とフーチング底面との適正な摩擦抵抗力を評価するために、現位置において、打設された均しコンクリートの一部を切り取り実荷重に近い鉛直力を与えた、摩擦抵抗力試験を実施した。一方では、軟質泥岩の不攪乱試料を採取し、室内三軸圧縮試験を実施し、両試験結果を比較検討することにより本地点での適正な摩擦抵抗力の評価を行い、基礎の設計の確認に用いた。

2. 地盤の特性

2.1 軟質泥岩の物性値

図-1は、淡路島陸上部のルートを示したもので、本島北端から北淡町斗の内付近にかけては基盤花崗岩が露出するが、斗の内から同町室津付近間は大阪層群、段丘層が堆積している。この付近の大阪層群は富島累層と呼ばれ、陸水性の砂礫層、粘土層から構成され、数枚の火山灰層が含まれる。同累層はメタセコイア等の化石が含まれ、海性粘土を伴わない。この軟質泥岩の物理特性についてそれぞれ表-1に示す。

年代的にはちょうど、香川県西部に発達する鮮新世後期～更新世初期の湖沼堆積物として知られる三豊層に合致する。三豊層もあまり凝固していない砂、礫、粘土からなりメタセコイア植物群に属する植物化石を産する。湿潤密度、含水比もそれぞれ1.90～1.95及び25.0～30.0と良い対比を見せている。

2.2 軟質泥岩の力学特性

軟質泥岩の力学特性についてはこれまで粘性土のせん断強度を得るために uu 試験がなされている。しかし軟質泥岩が非常に高い固結度を有していることから cu 試験を実施した。強度の適用に当たっては、 uu 強度(C_u 、 ϕ_u)

は、一般に急速施工時のような非圧密状態に用いられるか、あるいは、地震時のような非排水状態のときに用いられる事が多く、いずれも $\phi_u = 0$ を前提としたデータである。しかしながら、地震時強度とは言え、同時に非圧

密、つまり急速施工のような状態で地震が生じる確率は極めて低いのが通例で、長期安定性の検討上、 uu 強度を用いる事は当地域の軟質泥岩の場合、安全側に過ぎるきらいがある。

文献1)によれば、大阪湾泉州沖の洪積粘性土において、洪積粘性土がある一定の ϕ を有することが明らかになっている。したがって、今回、圧密後に地震時強度が発揮されるものとの考え方から ϕ を明確にとらえることのできる cu 試験を行なった。 cu 試験は圧密非排水試験であり、間隙水圧を考慮しない全応力強度を C_{cu} 、 ϕ_{cu} 、間隙水圧分を差し引いた有効応力を C' 、 ϕ' とした。

今回試験対象とした軟質泥岩は、高塑性で固結度が非常に高い。そのため、排水条件に大きく影響を受けることがなく過剰間隙水圧の発生は小さく、軟岩に近い特性を示す。

図-2に強度を示す。これによると、安全側の破壊包絡線を設定した場合、次のような値と

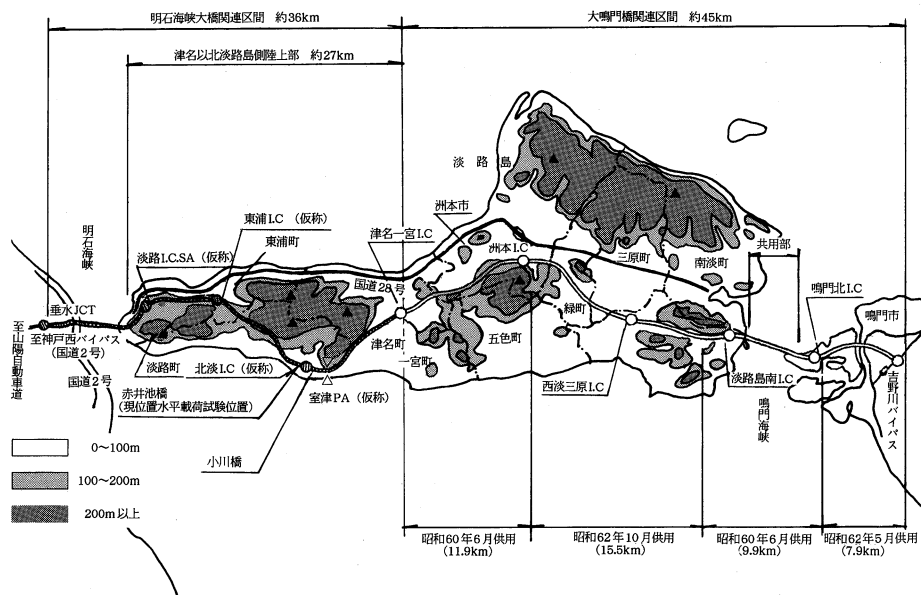


図-1 淡路側陸上部ルート図

Fig.1 Route map of Honshu-Shikoku expressway in Awajishima

表-1 堆積軟岩の物理特性

Tab.1 Physical characteristics of deposited soft rock

項目 地点	資料数	湿潤密度 γ_t (g/cm^3)	土粒子の 密度 $G \gamma$ (g/cm^3)	乾燥密度 γ_d (g/cm^3)	含水比 ω (%)	間隙比 e	粒度粘土 含有量 (%)	塑性限界 W_p (%)	塑性指数 I_p	圧縮指数 C_c	降伏応力 P_c (kgf/cm^2)	液性限界 W_L (%)	分類
水平載荷試験地点 北淡町育波		2.00	—	1.65	21.1	0.62	45	—	39.4	—	—	—	CH
小川高架橋地区 北淡町室津 (平均値)	11	1.97 ~2.07 (0.24)	2.606 ~2.703 (2.664)	1.55 ~1.68 (1.617)	22.8 ~35.9 (25.7)	0.60 ~0.71	25~59	27.6 ~36.0 (31.0)	28.0 ~47.5 (34.7)	0.07 ~0.15 (0.106)	10.4 ~25.6 以上	57.1 ~78.7 (65.7)	CH

表-2 第三紀層岩盤でのコア試験と現場載荷試験対比

Tab.2 Comparison between in-situ load test and laboratory core sample test for Tertiary Deposit

項目 資料No.深さ(m)				地層名	岩石名	岩盤の 状況	岩石室内試験					現場載荷試験 (*印は、まだ荷重増加が期待できるもの)					実施機関	
							単位 体積 重量 γ (g/ cm ³)	含水 比 ω (%)	一軸 圧縮 強さ q_u (kgf/ cm ²)	三軸圧縮 試験		変形係数 E (kgf/ cm ²)	載荷板 形状寸法 (cm)	載荷方法	変形係数 E (kgf/cm ²)	降伏 荷重度 P_v (kgf/cm ²)		最大 荷重度 Pmax (kgf/cm ²)
										Cu	ϕ_u							
4	本州四国連絡橋調査	(1)	1.0	新第三紀三豊層	シルト質泥岩	均質	1.90	30.0	5.0	2.0	22	一軸400	40×40	ビット内水平	2300 フジオカー E = 300	7.8	$P_v = \frac{3}{2} = 11.0$	日本 国有鉄道
		(2)	3.3	新第三紀三豊層	泥岩	均質	1.95	30.0	7.0	2.2	20	一軸400	40×40	ビット内水平	2100 フジオカー E = 70	6.0	10*	
		(3)	7.1	新第三紀三豊層	細砂岩	均質	1.92	25.0	1.0	1.5	60	一軸50	40×40	ビット内水平	4500 フジオカー E = 300	10.5	$P_v \times \frac{3}{2} = 15.8$	

(岩の工学的性質と設計・施工への応用、土質工学会編)

なる。

有効応力強度：

$$\phi' = 27.8^\circ$$

$$C' = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$$

全応力強度：

$$\phi_{cu} = 26.7^\circ$$

$$C_{cu} = 3.0 \text{ kgf/cm}^2$$

表-3 地質別の設計採用 c 、 ϕ の例

Tab.3 Example of design constants, c and ϕ for different geography

区分	岩質	τ (kgf/cm ²)	ϕ (°)	区分	岩質	τ (kgf/cm ²)	ϕ (°)
堆積性軟岩	凝灰岩	0	45	風化変質岩	花崗岩	◎0	30
		◎0	30			◎0	35
		6	37.5			0	39~40
		10	37			0	42~45
	泥岩	◎0	30			2	30
		0	35			4~5	35
		0	45			6	37.5
		5	20	火山砕層岩	風化粘板岩	5	35
		3	5			◎0	45
		◎5~10	0		玄武岩	0	40
		1.5	42			安山岩	5
砂岩	◎0	30	◎比較的多い値 (前掲資料による)				
	0	42					

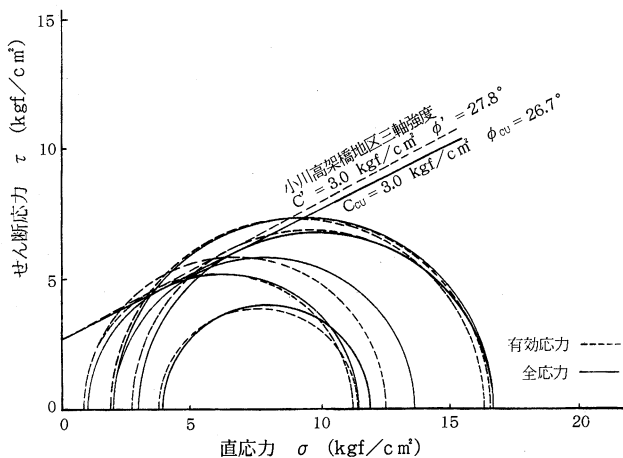


図-2 室内三軸圧縮試験

Fig.2 Triaxial compression test

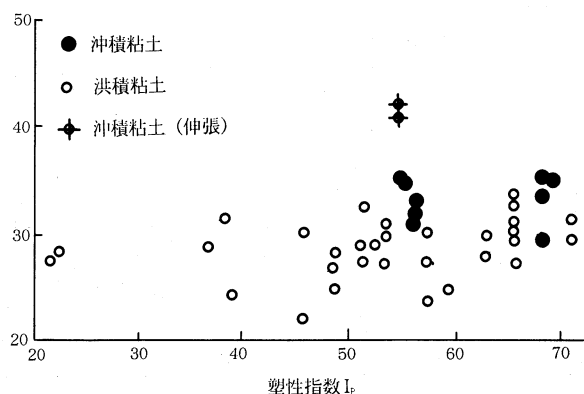


図-3 塑性指数と ϕ' との関係
(土田他、大阪湾泉州沖海府地盤のせん断特性「土と基礎」3.1985)

Fig.3 Relationship between Plastic Index and ϕ'

大阪湾周辺における第三紀、第四紀の大阪層群粘性土の強度試験として、いくつかの例を挙げると以下のとおりである。表-2によれば三豊層の uu 強度として $\phi_u = 20^\circ$ 、 $C_u = 2.2 \text{ kgf/cm}^2$ となっている。表-3は堆積性軟岩のうち、泥岩の設計値として採用される強度の頻度の多い範囲を示している。すなわち、 $C = 0 \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi = 0^\circ \sim 30^\circ$ である。また文献2)によれば泉北丘陵の大阪層群粘性土層 (Ma 1、第四紀) の強度特性として uu 強度： $\phi_u = 12^\circ$ 、 $C_u = 26 \text{ kgf/cm}^2$ が報告されている。

図-3は泉州沖の大阪層群粘性土層の cu 強度で、塑性指数とはあまり関わりなく、ある一定の cu 強度： $\phi' = 30^\circ$ 程度をとると報告されている。以上の諸資料を参照すると、今回得られた強度は概ね、既往資料の範囲にあると言える。

圧密特性としては、圧縮指数 $C_c = 0.07 \sim 0.21$ (平均0.11) と非常に小さい状態にある。さらに降伏応力 P_c は、多くが 25.6 kgf/cm^2 以上であり、非常に大きいことから過圧密状態にあることがわかる。図-4には神戸ポートアイランド造成地で観測された埋立基盤の沈下特性である。

この事例によれば $P_c < 12.0 \text{ kgf/cm}^2$ の基盤の沈下を示すもので、総沈下量の約40%が洪積層で占められてい

土層の特性

	N	γ_t (g/cm ³)	ω (%)	q_u (kg/cm ²)	P_c (kg/cm ²)	C_c
埋立土層	5~10	1.8~2.1	-	-	-	-
沖積粘土層	-	1.45~1.55	70~100	0.0~1.0	0.2~1.0	0.6~0.8
上部洪積互層	-	1.85~2.0	20~40	1.0~3.0	4.0~8.0	0.2~0.6
洪積粘土層	-	1.65~1.85	40~55	1.5~5.5	5.5~8.0	0.6~0.9
下部洪積互層	-	1.8~2.0	30~40	2.0~8.0	8.0~12.0	0.2~0.6

注1) 沖積粘土層は埋立て前のものである。

注2) 上部・下部洪積互層は粘性土に関するものである。

層別沈下計の沈下曲線

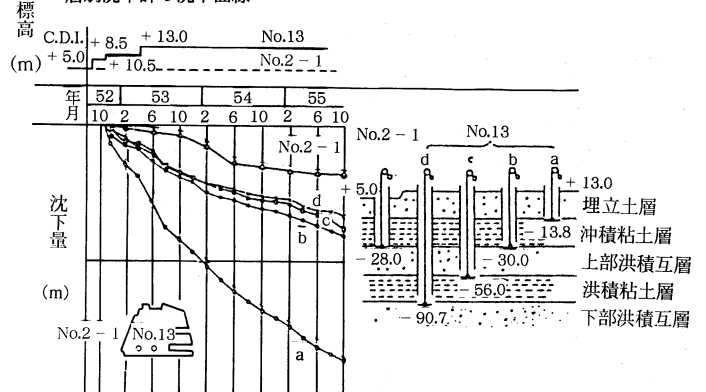


図-4 神戸ポートアイランド造成地沈下特性
(建設産業調査改編 軟弱地盤ハンドブック)

Fig.4 Characteristics of subsidence of Kobe Port Island
(manmade island)

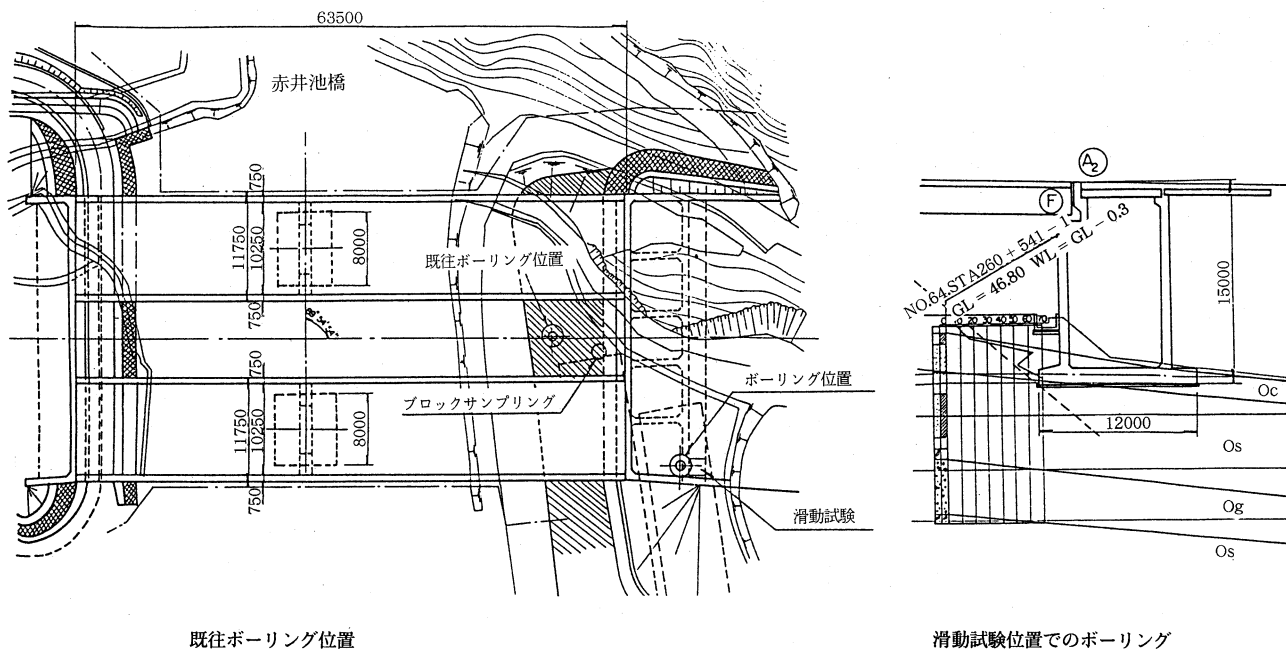


図-5 試験地点の橋梁基礎

Fig.5 Bridge foundation on test site

て、かつ、洪積層の下層部がその80%を占めていることを示し、埋立荷重が深層まで及んでいるとしている。しかしながら、橋脚等の構造物は、その荷重作用面が限られていて、応力分散が深部に至るにつれて大きいことと、本地点の大阪層粘性土の堆積年代が第三紀と古く、したがって多くが $P_c > 25.6 \text{ kgf/cm}^2$ と極めて大きな値となることから海浜の埋立造成地地盤の沈下ほど大きなものにはならないと推察される。

3. 現位置水平載荷試験

軟質泥岩における支持地盤のセット面は、阪神高速道

路公団の岩判定マニュアルを参考として $N \geq 40$ としているが、この面での摩擦抵抗力を確認するために現位置水平載荷試験を実施した。図-5に試験を実施した地点、およびボーリングデータを示す。試験ブロックは可能な限り寸法効果を排除するために、厚さ約10cmの均しコンクリートの一角を幅 $2.2\text{m} \times 2.2\text{m}$ に切断して作成した。図-6には試験装置の寸法を示した。鉛直荷重は載荷面積を $2.2 \times 2.2 = 4.84 \text{ m}^2$ とし、設計上の常時荷重 30 tf/m^2 程度を想定、これを中心に 25 tf/m^2 (全荷重 121 t)、 35 tf/m^2 (169 t)の3段階とし、基礎ブロックに対する水平載荷荷重は水平に作用させ、最終段階では塑性変形状態に至ったことを確認して試験を終了した。図-7に載荷段階を、

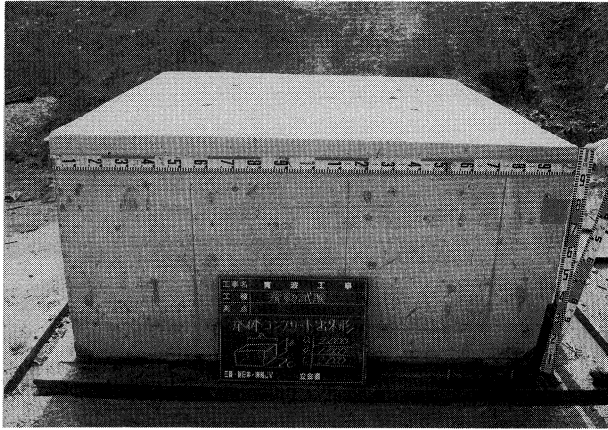


写真-1 載荷ブロック (載荷方向は向かって右側)
Photo.1 Loading block (loading direction is right-hand side)

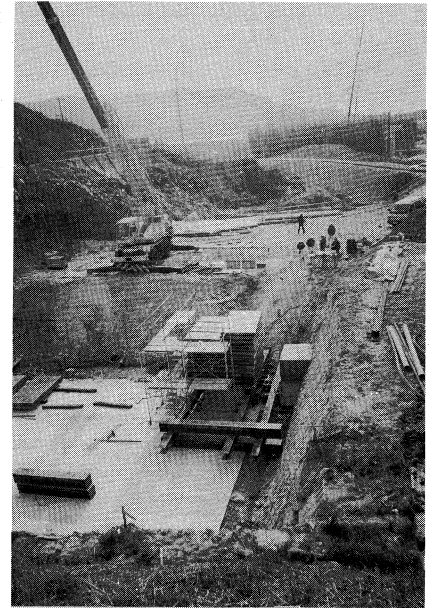


写真-2 現在位置水平載荷試験の全景
Photo.2 View of in-situ load test

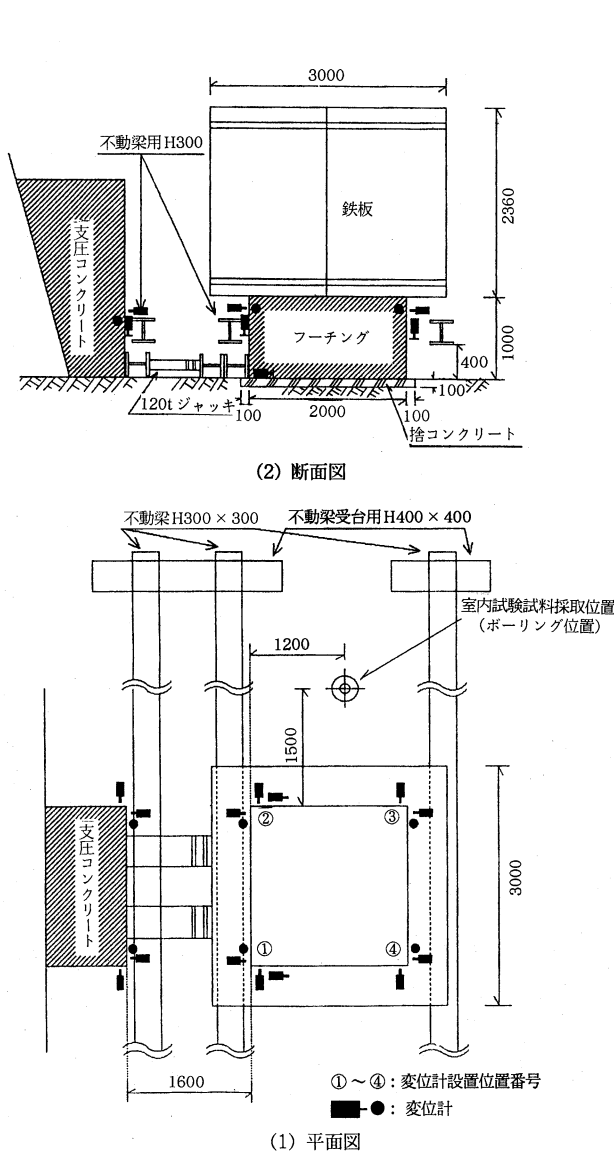


図-6 試験装置
Fig.6 Testing apparatus

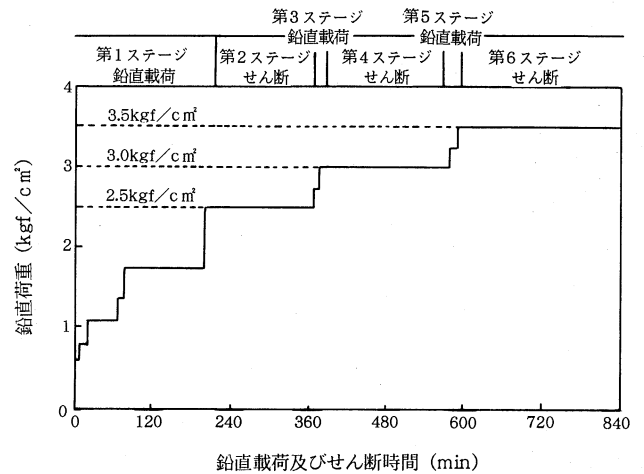


図-7 鉛直荷重及び水平せん断過程
Fig.7 Procedure of vertical loading and horizontal shearing

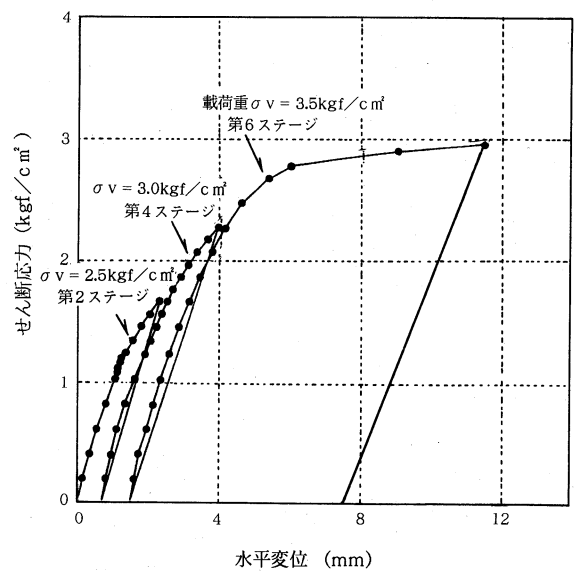


図-8 摩擦抵抗力試験、せん断応力-水平変位関係
Fig.8 Friction resistance test, and relationship between shearing stress and horizontal displacement

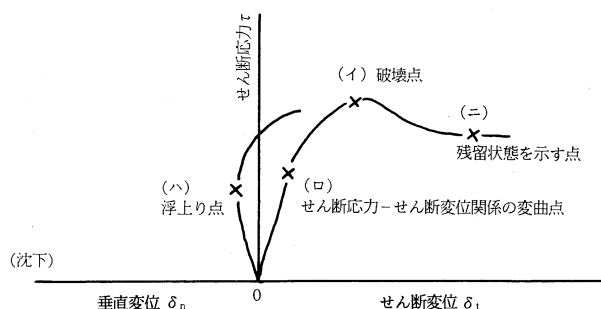


図-9 特異点の概念図

Fig.9 Conceptual illustration of significant point

図-8には水平変位～せん断応力の関係を示した。これから判るように、破壊点に達しているのは、第6ステージ（鉛直荷重 35tf/m^2 ）のみとなっている。第2ステージ、第4ステージについては、変位曲線の変曲点を確認した時点で次のステージに移っている。よって、第6ステージの変位曲線を一般的なせん断試験の変位曲線と比較検討し、その特徴について述べる。

せん断時の一般的な変位曲線を図-9に示す。各変曲点の意味は以下のとおりである。

- ①破壊点（イ）：せん断応力がこれ以上増大しない点、または、せん断応力のピークをいい、その時の強度を破壊強度としている場合が多い。
- ②変曲点（ロ）：せん断応力とせん断変位は直線関係にあるが、応力を増加していくとせん断変位の増加率が大きくなる点があり、これを変曲点という。変曲点の物理的な意味ははっきりしないが、逐次せん断破壊の開始に関係があるともいわれている。
- ③浮上り点（ハ）：せん断力を傾斜荷重によった場合、せん断応力の増加は同時に垂直応力の増加を意味する。したがって、せん断応力を増加させると垂直方向に沈下が生ずる。さらに応力を増加させると、沈下から浮上に転ずる点がある。浮上り点の物理的な意味は必ずしも明確でないが、砂などのせん断にみられるダイレイタンスーと同様に考えられ、地盤の破壊過程の一つと思われる。
- ④残留状態を示す点（ニ）：破壊点を過ぎるとせん断応力が低下し、せん断変位が増加するにもかかわらず、せん断応力がほぼ一定になる。これを残留状態を示す点といい、そのときの強度を残留高度という。

本地盤では、せん断応力 20tf/m^2 付近まではほぼ直線的な変化を示し、この付近から局部的にせん断破壊が生

じは始めているものと推定される。この時の変位量は 2.2mm 程度である。さらに、せん断応力 27.9tf/m^2 付近から変位量が急激に増加しはじめ、 29.9tf/m^2 に載荷する時点で荷重が保持できなくなった。これらの点での変位量は、それぞれ 4.5mm 、 11.2mm である。また浮上り点は、通常認められる変曲点付近ではなく、破壊点付近で確認されている。これは、今回のせん断力が、傾斜荷重ではなく水平荷重として作用させたことと、鉛直力が載荷面に一様に作用したことによると考えられる。最終載荷段階での載荷曲線から、塑性が顕著となるレベルと、最大水平載荷レベルで、付着力がないものと仮定して摩擦指数の算定をすると、最大変曲点近傍（降伏点近傍）では $\tan \phi = 28\text{tf/m}^2 / 35\text{tf/m}^2 \approx 0.80$ 、最大水平載荷荷重時で $\tan \phi = 28.9\text{tf/m}^2 / 35\text{tf/m}^2 \approx 0.82$ となる。このことにより軟質泥岩であっても地盤を乱さないように掘削し、均しコンクリートで速やかに基礎底面を被覆すれば、 $N \geq 40$ の範囲にある軟質泥岩の摩擦抵抗力は、相当高い値が得られる可能性があることが裏付けられた。ちなみに、本区間で設計上最も厳しい荷重条件となる小川高架橋A1橋台の地震時において、付着力を無視し、 $\tan \phi = 0.8$ として基礎の滑動に対する安全率を算定してみると、

$$F = Hu/H = 184.38\text{t} / 102.37\text{t} = 1.80 > 1.20$$

F : 滑動安全率

H : 単位幅当地震時水平力

Hu : 単位幅当り摩擦抵抗力

N : 単位幅当地震時鉛直力

$$\text{ここに: } Hu = N \tan \phi = 230.47 \times 0.8 = 184.38\text{t}$$

$$H = 102.37\text{t}$$

となり、十分滑動に対して安全を確保できる見通しがついたこととなる。

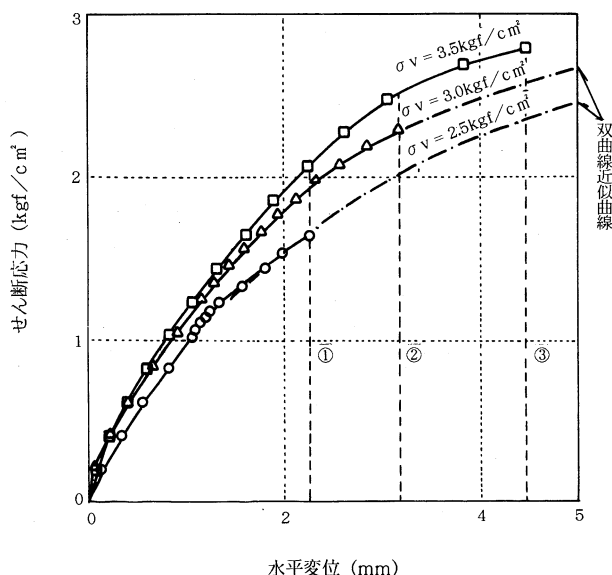


図-10 鉛直載荷重別ストレスカーブ

Fig.10 Stress diagram for respective vertical loads

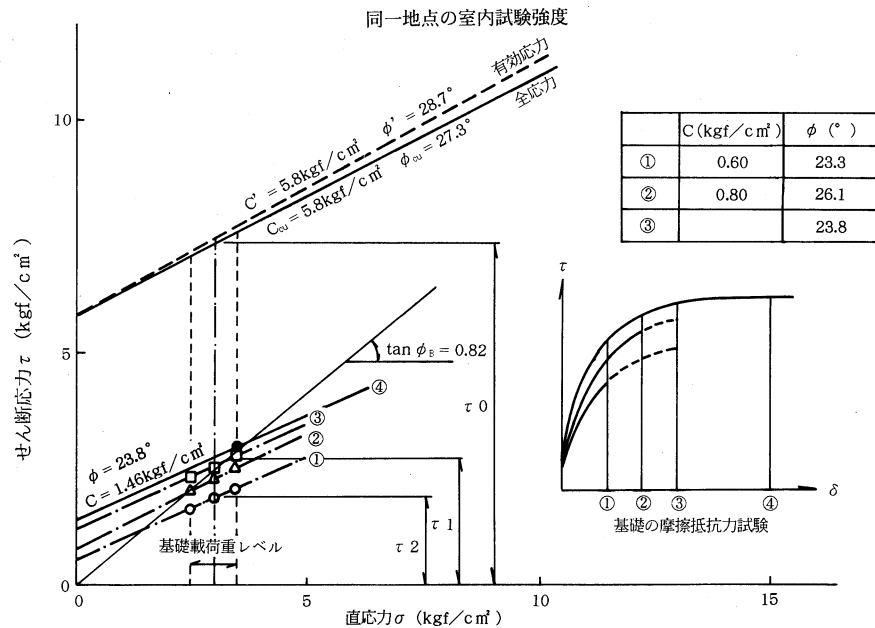


図-11 現在位置試験と室内試験との比較
Fig.11 Comparison between in-situ and laboratory tests

4. 地盤の設計せん断抵抗力

今回実施した水平載荷試験は工程上の都合から1ブロックのみの試験にとどまったので、各段階載荷の水平変位～せん断応力曲線から外挿法による摩擦抵抗力の推定を行った。この整理結果と、現位置試験地点付近で採取した不攪乱試料による三軸圧縮試験 (cu 条件、供試体径 50mm) 結果とを比較し、室内力学試験から摩擦角と付着力を評価する際の目安を得た。

図-10は、現位置試験によって得られた各鉛直載荷別のストレスカーブを、降伏点近傍までをそれぞれ双曲線で近似し、図-11に示すような、同一変位量でとる水平載荷重をσ～τ面上にプロットし、これを直線近似した。図中には、同一地点の試験による三軸圧縮試験結果を合わせて示した。1ブロックでの外挿による推定であるので確定的な結果ではないが、この結果によると三軸圧縮試験の方が摩擦角φがやや大きく、せん断強度は大きくなる傾向にある。

本路線区間で、基礎に作用する鉛直方向の設計荷重は25～35t/m²の範囲にある。この範囲での室内試験に対する現位置試験のせん断強度の低減率 (a_i) をとてみると、次のような割合となる。

$$\text{低減率 } a_1 = \frac{\text{現位置試験によるせん断強度 } \tau_1}{\text{室内試験によるせん断強度 } \tau_0} = \frac{2.7 \text{ kgf/cm}^2}{7.5 \text{ kgf/cm}^2} \div \frac{1}{3}$$

$$a_2 = \frac{\text{現位置試験によるせん断強度(付着力)}}{\text{室内試験によるせん断強度 } C_{cu}} = \frac{1.5 \text{ kgf/cm}^2}{5.8 \text{ kgf/cm}^2} \div \frac{1}{4}$$

$$\text{低減率 } a_3 = \frac{\text{現位置試験による摩擦抵抗角 } \tan \phi}{\text{室内試験による摩擦抵抗角 } \tan \phi_{cu}} = \frac{\tan 23.8^\circ}{\tan 28.0^\circ} \div 0.85$$

このことから、現位置における摩擦抵抗力としては、室内三軸試験 (CU 条件) によるせん断強度の1/3～1/4程度としてみておく必要がある。よって、摩擦抵抗力としては、安全側を見て次のように設定した。すなわち、

$$\text{付着力 } C = \frac{1}{4} C_{cu}$$

$$\text{摩擦角 } \tan \phi = 0.8 \tan \phi_{cu} \cdots [\phi = \phi_{cu}]$$

5. 実橋での照査

前掲図-2によれば、本路線内の小川高架橋区間で実施した軟質泥岩の三軸圧縮試験の結果 (全有力、有効応力表示) は、先にあげた水平載荷試験地点の供試体による三軸試験結果と比べると、摩擦角は同程度となるが、せん断強度が半減し、ほぼ $C \div 3 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\phi \div 28^\circ$ となっている。

このようなばらつきの生じる理由には、サンプリング条件、粒度等種々挙げられるが、その一つに堆積層の層理面の傾き (水平より最大15°) が若干影響しているものと考えられる。

本工区内では、サンプリング地点の層傾斜角が、ほぼ最大傾斜角に相当する。従って、得られたせん断強度は、

ほぼ最小値に近いサンプルにあると考えられる。

この結果を前項の結論に当てはめた場合、

$$\begin{aligned}\text{付着力 } C &= \frac{1}{4} \times 3\text{kgf}/\text{cm}^2 \\ &= 0.75\text{kgf}/\text{cm}^2 = 7.5\text{tf}/\text{m}^2 \\ \text{摩擦角 } \tan \phi &= 0.8 \times \tan 28^\circ = 0.425\end{aligned}$$

となる。前出の A_1 橋台でのデータを用いて、安全性について照査を行なった。摩擦抵抗力 H_u は、

$$\begin{aligned}H_u &= AC + N \tan \phi \\ &= 6.324 \times 7.5 + 230.47 \times 0.425 \\ A : \text{単位幅当り有効面積} &= 6.324 \text{ m}^2 \\ N : \text{単位幅当り地震時鉛直力} &= 230.47\end{aligned}$$

$$\text{よって } F = \frac{H_u}{H} = \frac{145.38}{102.37} = 1.42 > 1.20 \text{ となり、この結果}$$

においても十分な安全性が確認された。

6. あとがき

従来より、土砂や通常の硬岩に対する基礎の摩擦抵抗力の評価はなされているが、その中間的な堆積軟岩に対する評価がこれまで十分されていないとの認識から、今回改めて現位置での水平載荷試験を実施し、予想以上のせん断抵抗力があることを確認するとともに、室内力学試験から強度を設計する上での比較検討を行った。

今回は、現位置試験が1ブロックであったために、破壊

荷重に至るまで計測したのは第6ステージ ($\sigma_v = 3.5\text{kgf}/\text{cm}^2$) だけであったが、最大変位量は11mm以上に達した。水平荷重の除荷後のもどり量は4mm程度である。試験後に均しコンクリートを取り除き、せん断面を観察した。均しコンクリートとの境界付近は乱されていたが、軟質泥岩中に明確なせん断面は認められなかった。境界から深さ5cm付近までは亀裂が多く、その部分は酸化しているが、それ以降については酸化部が認められず、せん断に伴う基礎の攪乱は表面付近にとどまっている様子がうかがわれる。

以上で報告を終えるが、さらに詳しい評価については今後の検討課題としたい。

最後に、本報告を作成するに当たり、御指導を頂いた公団関係各位、試験を実施した三菱・新日本・溝尾育波工事共同企業体 吉実洋仁所長、久保充彦副所長、平瓦明夫副所長、(財)建設工学研究所 川崎逸男研究員他の各位に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) N値および $C \cdot \phi$: 平成4年1月、土質工学会
- 2) 大阪湾泉州沖海底地盤のせん断物性 - 土田他 - : 土と基礎 3, 1985
- 3) 岩の工学的性能と設計・施工への応用 : 土質工学会編
- 4) 岩の調査と試験 : 土質工学会
- 5) 軟弱地盤ハンドブック
- 6) 土田孝、三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究 : 東京大学学位論文、1991
- 7) 岩判定マニュアル : 阪神高速道路公団

来島大橋主塔の耐風・耐震設計

Wind - and Earthquake-Proof Design on the Towers of Kurushima Bridge

設計部 設計第二課長代理
(前) 今治工事事務所 第六工事長

大橋 治一

Harukazu Ohhashi

今治工事事務所 第六工事長付

山口 和範

Kazunori Yamaguchi



概要

来島大橋の主塔は、景観的・地形的な要因からスパン割り、塔高、側径間形式において、非常に非対称的な吊橋となっており、その振動特性は複雑なものとなっている。また本橋は道路単独橋で補剛桁に流線型箱桁を採用していることから、その主塔は従来の同規模の本四連絡橋の吊橋主塔に比べてフレキシブルであり、新たな問題として、吊橋完成時に渦励振が生じる可能性が実験上で確認されている。

本文は、主塔の詳細設計において実施した耐風・耐震上の特徴なる事項を紹介する。

The towers of Kurushima Bridge have complex dynamic properties of vibration because the bridge is extremely asymmetric with proportions in spans, tower heights, and deck type of the side spans, due to aesthetic and topographical considerations at the site. In addition, the towers are more flexible than that for similar size of the Honshu-Shikoku bridges because of employment of a streamlined box deck and its usage for only highway transportation. For the above-mentioned structural conditions, a previous experiment has shown a possibility of occurrence of the vortex-induced oscillations of the towers in completed state. This paper introduces some characteristic features in the wind - and earthquake-proof designs of the towers.

1. まえがき

来島大橋は3連吊橋であることから、景観上は隣接する主塔の高さを連続的に変化させたことにより、1つの吊橋として見た場合には塔高の著しく異なるものがある。また地形的な要因等から、側径間はハンガーで吊った補剛桁と高架橋が適宜選択されている。このように本橋は非対称性の強い吊橋であり、動的設計を行う上で、この影響に十分留意する必要がある。また、道路単独橋で流線型箱桁を採用したことから、主塔の剛性はこれまでの本四連絡橋のそれに比べて小さく、吊橋完成時の耐風・耐震設計上の重要な設計要因となることが予測される。

元来、主塔の渦励振は、主塔架設時やフリースタANDING時の限られた架設期間に確認された現象で、この期間に対して制振対策がとられてきた。しかし明石海峡大橋では、吊橋完成時においても渦励振の発生が実験上で確認されたため、主塔内部にダンパーを設置して制振することとした。本橋においても同様な振動が予測されたため、隅切りによる断面改良を行ったが完全に制振することができなかった。そこで、以下の理由から渦励振により発生する応力を断面設計に考慮することとした。

- ①渦励振は、発生風速域や応答振幅が限定的な振動である。
- ②渦励振の影響を断面に見込んでも、常識的な範囲で設計が可能である。
- ③メンテナンスフリーの見地から、制振装置の設置

は避けたい。

- ④渦励振は、気流の乱れや構造物の減衰率に敏感な現象であり、多島海にある現地の風特性を観測することが重要である。

また耐震設計においては、上部工と下部工の連成が問題となることから、地盤のバネ定数の評価には必ずみ依存性や振動数依存性等を考慮した。

本文では、詳細設計において実施した、渦励振に対する安全率の考え方と断面設計法等、主塔の耐風・耐震設計の特徴となる事項を主に記述する。

2. 耐風性

本橋の補剛桁は流線型箱桁を採用しており、その抗力係数はトラス桁の1/3程度、横荷重としても約1/3にすぎない。この補剛桁に作用する風荷重の低減は、主塔のケーブル反力の低減になることから、静的な風荷重が主塔の断面決定の要因とはならなくなる。その結果、主塔の曲げ剛性が従来のトラス桁を対象としたものと比べて小さく、曲げおよびねじれの固有振動数は吊橋完成時においても低い結果となっている(図-1)。

吊橋完成時にはケーブル鉛直反力が作用していることから、渦励振の発生が予測される場合には、断面改良を行ない、応答振幅を低減すること、渦励振時の荷重状態における耐荷力の照査を行うことが重要である。

そこで、吊橋完成時の耐風性を検討するために、塔高、主塔断面および水平材の配置の違いを考慮して、6基の主

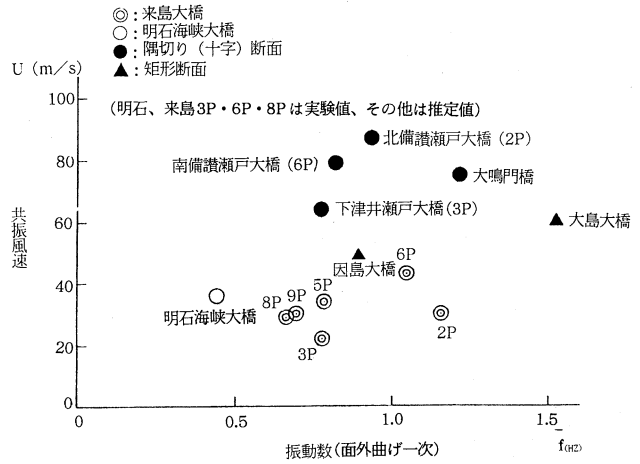
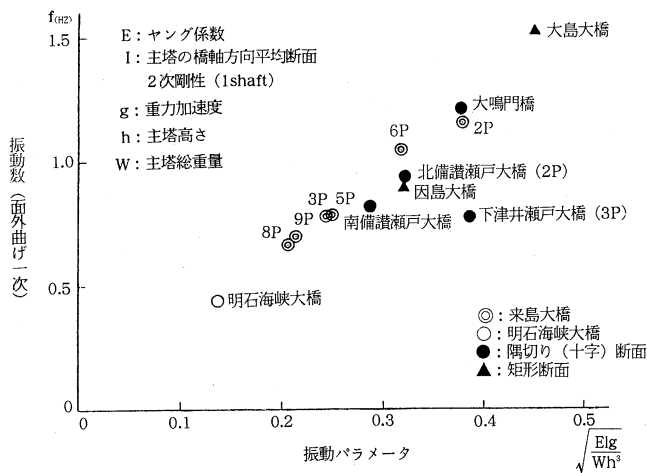


図-1 主塔の振動特性(吊橋完成時)

Fig.1 Dynamic properties of towers at bridges completion

塔のなかから3P、6Pおよび8Pを代表に風洞試験を実施した。風洞試験では、付加物を取付けることなく耐風性を改良する方法を検討し、隅切り等の効果を試験で確認したが、最良の断面においても橋軸直角方向風により低風速で面外曲げ、ねじれ、面内曲げの渦励振が発生することがわかった(図-2参照)。ただし照査風速域においては発散振動は見られなかった。なお、面内曲げ振動は風洞試験では確認されているが、この試験で考慮されて

いないケーブル・補剛桁の質量効果を考慮した場合には振幅は試験値の約1/3となり問題とならなくなる。

図-3は、乱れの影響をみるために境界層乱流試験を行った結果であるが、主流方向の乱れ強度が7%程度を超えると振幅の大幅な低減がみられることがわかる。なお、台風9119号、9313号による馬島観測鉄塔(高度93m)でのギル型風速計の観測結果によると、渦励振の問題となる風速域である30m/s近い風速(10分間平均風速)に

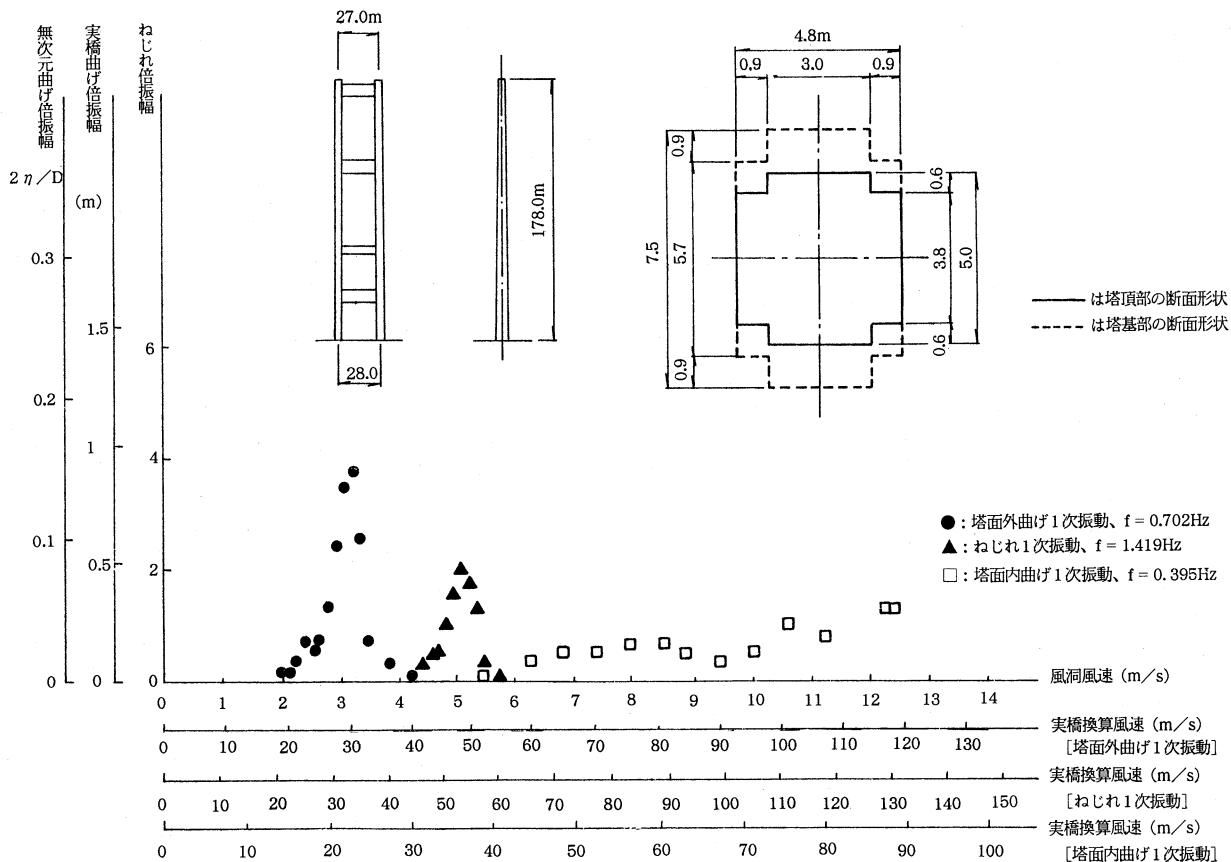


図-2 8P主塔風速振幅図(吊橋完成時、 $\beta = 0^\circ$ 、 $\delta = 0.02$ 、一様流中)

Fig.2 Wind-Amplitude diagram for 8P tower at bridge completion ($\beta = 0^\circ$, $\delta = 0.02$, uniform flow)

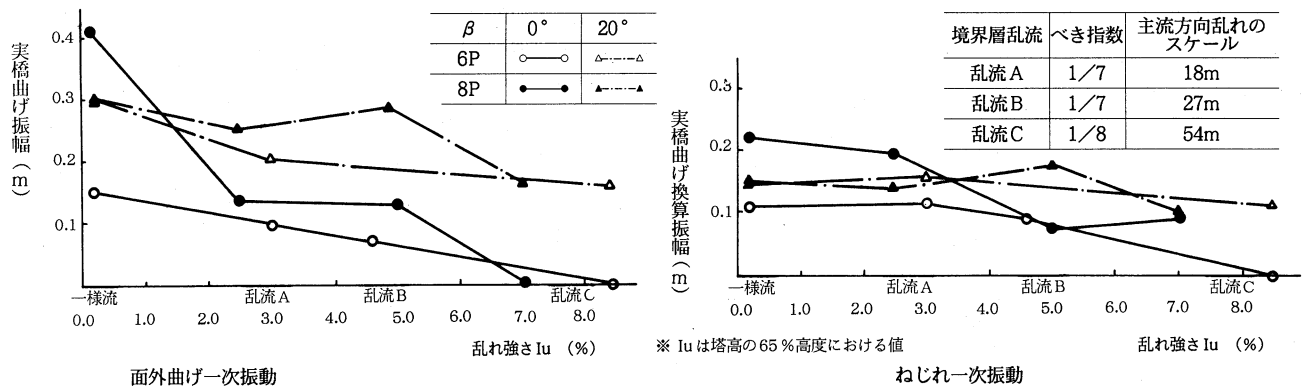


図-3 乱れ強さと渦励振応答振幅の関係(6P、8P)

Fig.3 Relationship between turbulence intensity and amplitude of vortex-induced oscillations

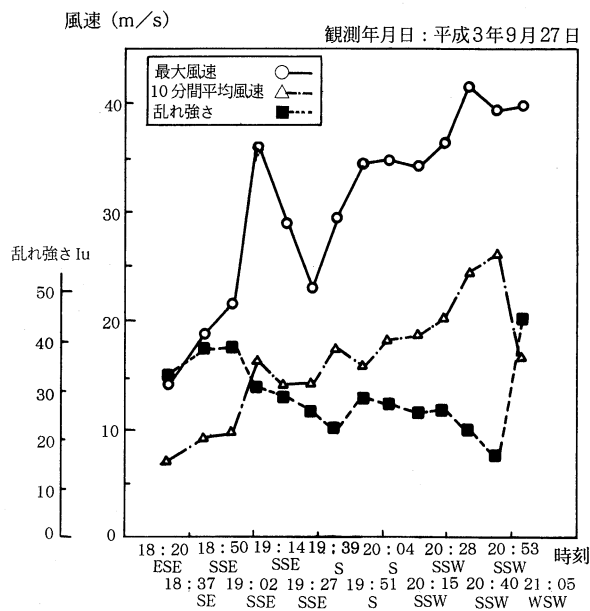


図-4 台風9119号の風観測結果

Fig.4 Observed wind data of Typhoon 9119

おいても15%程度の乱れがみられており、注目に値することである(図-4)。

3. 渦励振に対する安全率の考え方と設計法

本橋の主塔においては風荷重で決定される断面はなく、また耐震上も基礎との連成が小さく断面設計への影響はなかったが、渦励振を考慮したことにより基部および振動モードの腹部がこれにより決定された。

渦励振時の断面設計は、図-5のフローに従い渦励振による断面力(以降、動的断面力)とこの時の静的風荷重による断面力(以降、静的断面力)を考慮した。

3.1 荷重の組合せと許容応力度

明石海峡大橋では対象とする渦励振の共振風速が、面外曲げ振動で橋面上30m/s前後、ねじれ振動で橋面上

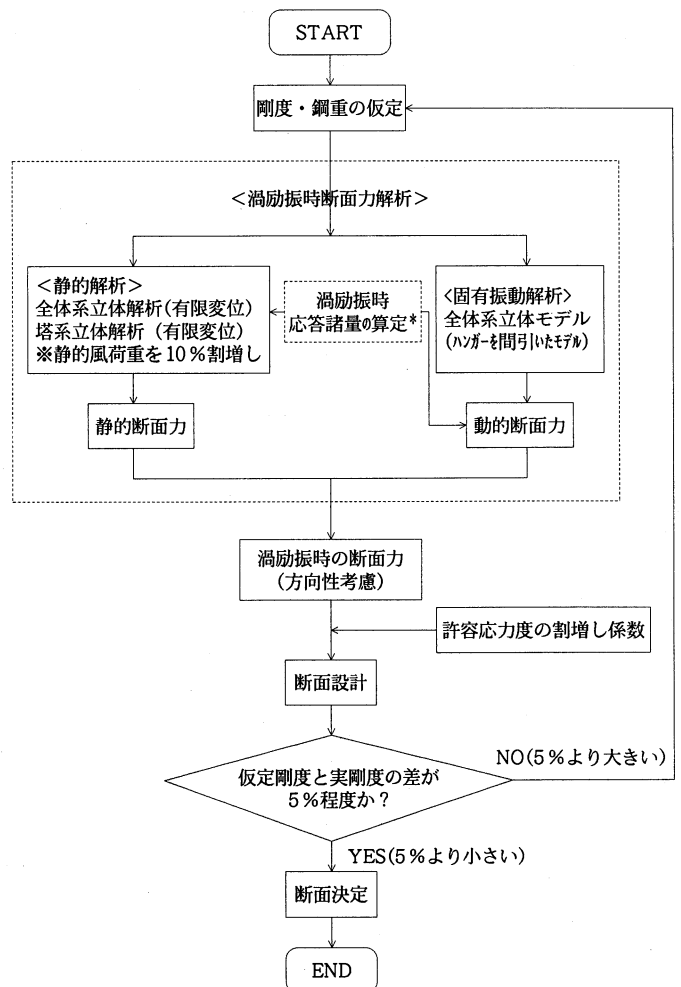


図-5 渦励振に対する設計フロー

Fig.5 Design procedure against vortex-induced oscillations

70m/sであったため、面外曲げ振動については交通の用に供している可能性があるとして活荷重半載を考慮して割増し率を1.35、ねじれ振動については設計風速近辺の高風速であるため降伏点まで許容するとして割増し率を1.7として設計を行っている。そして、通常の設計で決定された断面(決定要因は、基部は暴風時、モード腹部は常時)に対して、渦励振による発生応力度がこの割増し率から求めた許容応力度を超過するものに対しては主塔

内部に設置した10基のTMDにより制振している。

これに対して、本橋では6基の主塔で共振風速が異なるため、明石海峡大橋のように許容応力度を二者択一的に定めると以下の問題が生じる。

- ①主塔間の安全性レベルにバランスを欠く。
- ②剛性が高く共振風速の高い主塔は、風の生起確率が小さいにもかかわらず風荷重による応力度比率が大きくなり、断面設計が厳しくなる。

そこで、これらを解決するために供用期間中の構造物の破壊確率の概念を導入した^{6) 7)}。破壊確率の考え方は、破壊の状態の定義の難しさ、ヒューマンエラーの影響を考慮できないことおよび破壊確率の計算に用いられる確率分布自体に不確定要因があること等から、絶対的な指標として用いることについての問題を指摘されているが、安全性を比較する相対的な指標としては有用であると判断される。すなわち、渦励振による破壊確率が現行の耐風設計基準により風荷重に対して設計された構造物のもつ計算上の破壊確率を目標破壊確率とし、これとほぼ同等となるようにその発生風速域に応じた割増し率の設定を行うこととした。破壊確率の計算は、供用期間(100年)中に渦励振により生じる最大応力が鋼材の降伏点強度を超えることに対し行い、下記の風速と材料強度を確率変数として考慮した。

- ①風速の生起確率としては、設計基本風速の基本となっている広島における年最大風速より得られる極値I型分布を用いた(図-6)。
 - ②降伏点のばらつきは対数正規分布によると仮定し、西村らの調査報告⁹⁾から代表的な材質であるSM490Yの平均値(42.21kgf/mm²)、標準偏差(2.94kgf/mm²)を採用した。なお、ここで得られる安全率はSM570を使用する場合は、その強度のばらつきが小さいことから安全側の値となる。
- 現行の耐風設計基準による静的風荷重作用時の破壊確率Pfは図-7により 1.5×10^{-4} と計算され、これを

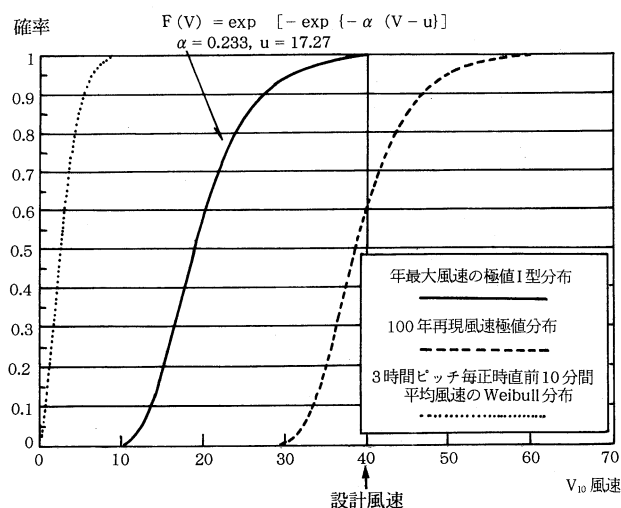


図-6 風速の生起確率分布(広島)

Fig.6 Distribution of occurrence probability of wind

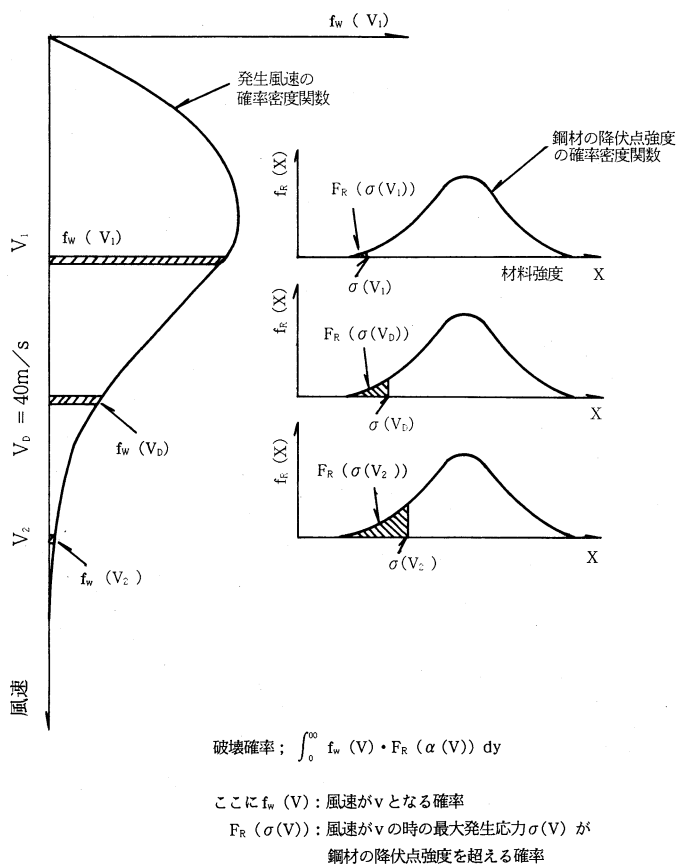


図-7 渦励振時の破壊確率

Fig.7 Failure probability by vortex-induced oscillation

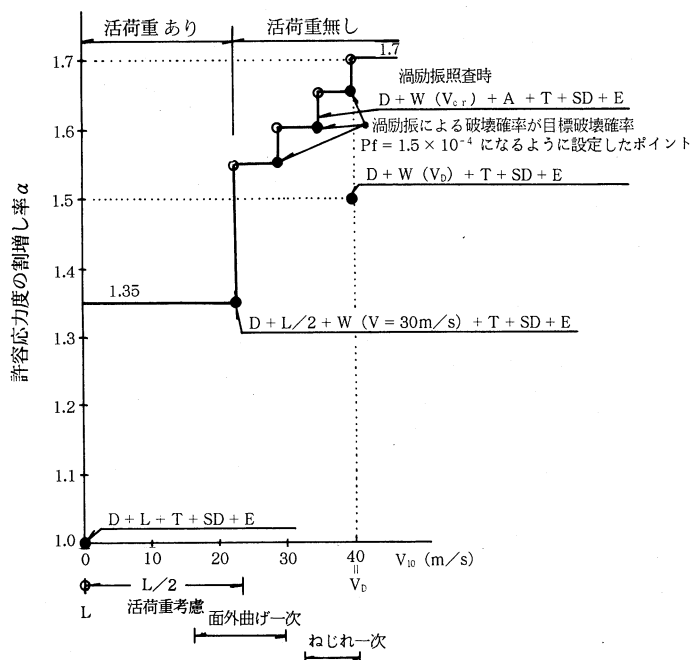


図-8 渦励振照査時の風速と許容応力度の割増し率(SM490YA材)

Fig.8 Wind speed and increment factor of allowable stress for checking against vortex-induced oscillations

目標破壊確率とした。これに対し渦励振による破壊確率 P_f は、渦励振が発生する風速を超える風速が発生する時は、その風速に達するまでに必ず渦励振が発生すると考え、次式により計算した。

$$\text{破壊確率} ; P_f = F_w(V_{cr}) \cdot F_R(\sigma(V_{cr}))$$

ここに、 $F_w(V_{cr})$; 供用期間中に渦励振が発生する風速 V_{cr} を超える確率

$F_R(\sigma(V_{cr}))$; 渦励振時の最大発生応力 $\sigma(V_{cr})$ が降伏応力を超える確率

以上の検討から得られた渦励振時の設計に用いる共振風速と許容応力度の割増し率の関係を図-8に示す。荷重の組合せのなかで、共振風速が橋面で 30m/s 以下の場合には活荷重半載を考慮した。

$$D + (L/2) + W_v + A + SD + E + T$$

ここに、 W_v : ガストの影響を考慮した共振時の風荷重

A : 一様流試験による振幅による動荷重

図-8で設計風速時 $V_D = 40\text{m/s}$ 時に許容応力度の割増し率が現行の耐風設計基準 (1.5) と渦励振時の割増し率 (1.65) が一致していない理由は、現行の耐風設計基準による暴風時の破壊確率の計算では設計風速以上 ($V_{10} \geq 40\text{m/s}$) の時に発生する応力を考慮しているのに対し、渦励振は限定された風域で発生する振動であるため、最大応力を設計風速 ($V_{10} \geq 40\text{m/s}$) により算出したことによる。

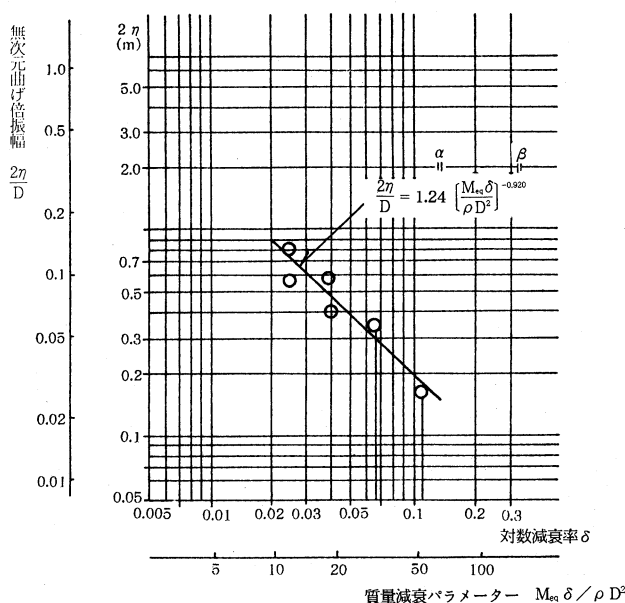


図-9 Sc-A 図(8P主塔、橋梁完成状態、一様流、 $\beta = 0^\circ$ 、塔面外曲げ一次振動)

Fig.9 Sc-A diagram (8P, completed state, uniform flow, $\beta = 0^\circ$, 1st bending oscillations)

3.2 断面設計に用いる振幅

渦励振による振幅は、乱流中の風洞試験結果の信頼性の問題と一様流の結果を用いることが安全側であることから、一様流中の風洞試験の $Sc-A$ 曲線 (図-9、表-1) を用いて推定した。このうち、 $Sc-A$ 図の横軸、質量減衰のパラメーター中の等価質量 M_{eq} は全橋の振動解析から求められる対応するモード関数 ϕ を次式に代入することにより与えられる。

$$M_{eq} = \text{一般化質量} (\int m \phi^2 ds) / \int_f \phi^2 ds$$

表-1 設計に適用した $Sc-A$ 図の係数 α 、 β

Tab.1 Factors, α and β in $Sc-A$ diagram employed in design

		2P・3P	5P・8P・9P	6P
曲げ1次	α	0.184	1.240	0.968 ¹⁾
	β	-0.688	-0.920	
ねじれ1次	β	1.203	1.013	1.541 ¹⁾
	α	-0.926	-1.180	
備考		3P風洞試験結果より	8P風洞試験結果より	

1) 6P風洞試験結果より (ただし、 $\delta-A$ 試験を行っていないため、 β については8P風洞試験結果により推定した。)

表-2 補剛桁ねじり剛性を変化させた時の6Pねじれ振動

Tab.2 Torsional vibration of 6P according to varied torsional rigidity of stiffening girder

	振動数・一般化質量	固有振動モード
ねじり剛性 -10 %	モード次数	84
	振動数 (Hz)	1,662
	5P+6P	286.4 (0.64)
	補剛桁	49.5 (0.11)
	ケーブル	111.1 (0.25)
基準	合計	447.0
	モード次数	84
	振動数 (Hz)	1,627
	5P+6P	255.5 (0.51)
	補剛桁	108.8 (0.21)
ねじり剛性 +10 %	ケーブル	140.3 (0.28)
	合計	504.6
	設計値	338.5
	モード次数	83
	振動数 (Hz)	1,619
	5P+6P	325.9 (0.63)
	補剛桁	48.0 (0.09)
	ケーブル	145.5 (0.28)
	合計	519.4

注) 一般化質量の項で () 内の数値は、全体の一般化質量に対する比率を示す。設計値は、「主塔 + (補剛桁 + ケーブル) / 3」の値を示している。

等価質量の分母の項の積分範囲Fについては励振力が主塔のみしか作用していないため、主塔のみとした。一方、分子の項で表されている一般化質量については、本橋の振動解析によると、主塔と補剛桁およびケーブルが連成振動をしている場合、主塔本体のモード寄与率が低いモードもあることから、主塔の振動時の補剛桁およびケーブルの質量としての寄与率に対する評価の取り扱いが問題となった。全橋の一般化質量を用いることは、特に主塔と補剛桁およびケーブルが連成振動をしている場合、補剛桁の剛度や質量などの不確定要因や数値解析のモデル化上の誤差により解析で想定したよりも実橋の連成の度合いが小さく、一般化質量を過大評価することもあり得るため、危険側の設計となる可能性がある。この影響をみるため、補剛桁のねじれ剛性を $\pm 10\%$ 変化させた場合の一般化質量への影響を調べた(表-2)。本解析の範囲では全橋の一般化質量はねじれ剛性により大きく変化するが、いずれの場合にも主塔以外の一般化質量の1/3を取込んだ値より大きいのか、または一致する結果となった。そこで、一般化質量としては以下のうち大きい方の値を用いた。

$$M_{eq} = M_{eq}(\text{主塔}) + \{M_{eq}(\text{ケーブル}) + M_{eq}(\text{補剛桁})\} / 3$$

$$M_{eq} = \{M_{eq}(\text{主塔}) + M_{eq}(\text{ケーブル}) + M_{eq}(\text{補剛桁})\} \times 0.5$$

3.3 静的風荷重

渦励振時の静的風荷重としては、既存吊橋における振動数の解析値と実測値の差は5%程度であり、この差を風荷重に換算すると10%程度となるため、渦励振ピーク風

速時の風荷重を10%割り増すこととした。風荷重の算定は、一様流での渦励振を扱うにも係わらずガストの影響を考慮することは同時性の問題があるが、ここでは「明石海峡大橋耐風要領」⁹⁾の考え方に準拠し、主塔基部のモーメント力に着目したガスト応答解析(主流方向の乱れ強さ5%)により得られた補正係数(μ_2 、 μ_3)を用いた。

また、風洞試験によると斜風の影響が無視できないことから、暴風時および渦励振時の風荷重に対して斜風の影響を考慮した。渦励振時の風荷重 W_v は渦励振の最大応答を生じる偏角に対する2方向の空気力係数を用いた(図-10)。ただし、偏角による渦励振の振幅がそれほど変わらないものについては、暴風時の風荷重が最大となる水平偏角に対する2方向の空気力係数を用いた。

3.4 断面設計

渦励振による動的断面力は、モード形状に合わせた強制変位を用いて求めた。断面の補強は板厚増による方法と材質変更による方法があるが、断面効率が良く、架設ブロック重量にも影響を与えないように材質変更(SM490 Y材からSM570材への変更)を基本としたが、設計断面力に占める動的断面力が小さい場合には板厚を増厚することとした。

渦励振を考慮した設計では、剛度や質量の変化により動的断面力が変わるため、仮定剛度は実剛度に十分な精度で一致していることが要求される。このため、断面設計は繰返し計算を必要とするが、その許容範囲を定めるため、基部あるいはモード腹部での仮定剛度を5%と10%変化させたときの応力度を求めた。その結果、仮定剛

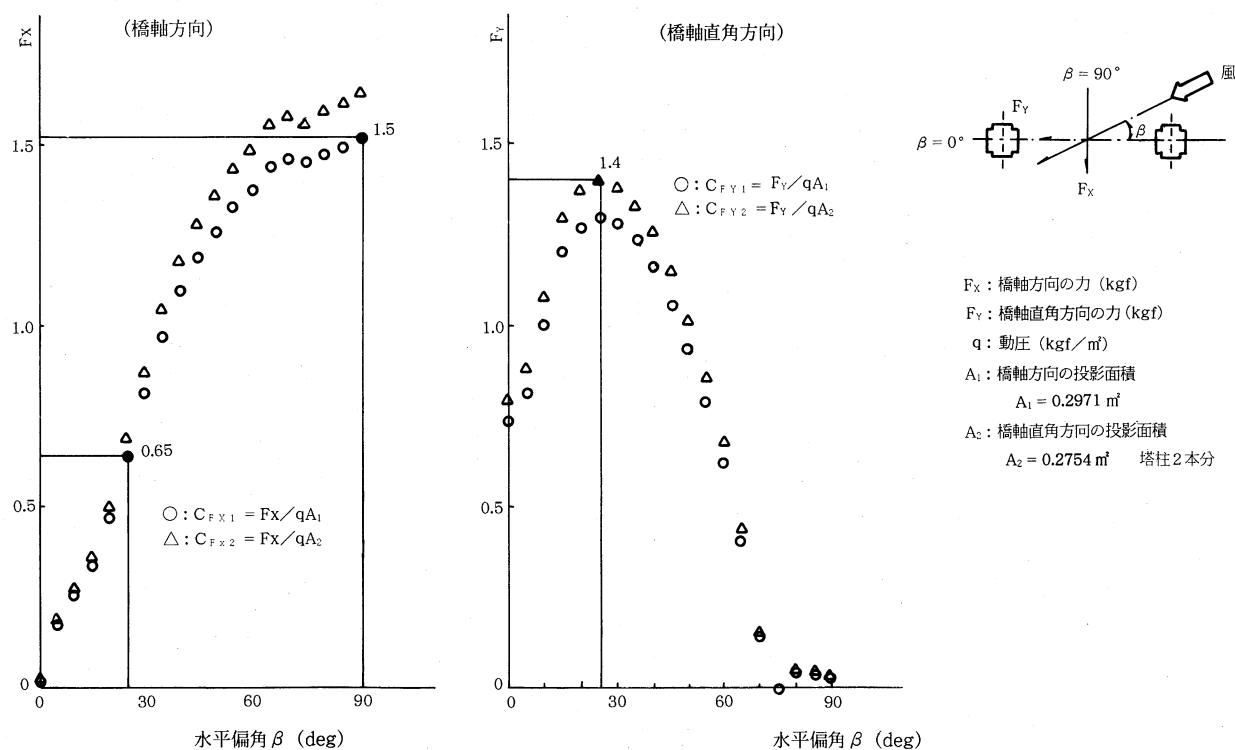


図-10 水平偏角と定常空気力係数の関係(8P、 $V_m=20\text{m/s}$)

Fig.10 Relationship between horizontal deviation of angle and stationary aerodynamic force (8P、 $V_m=20\text{m/s}$)

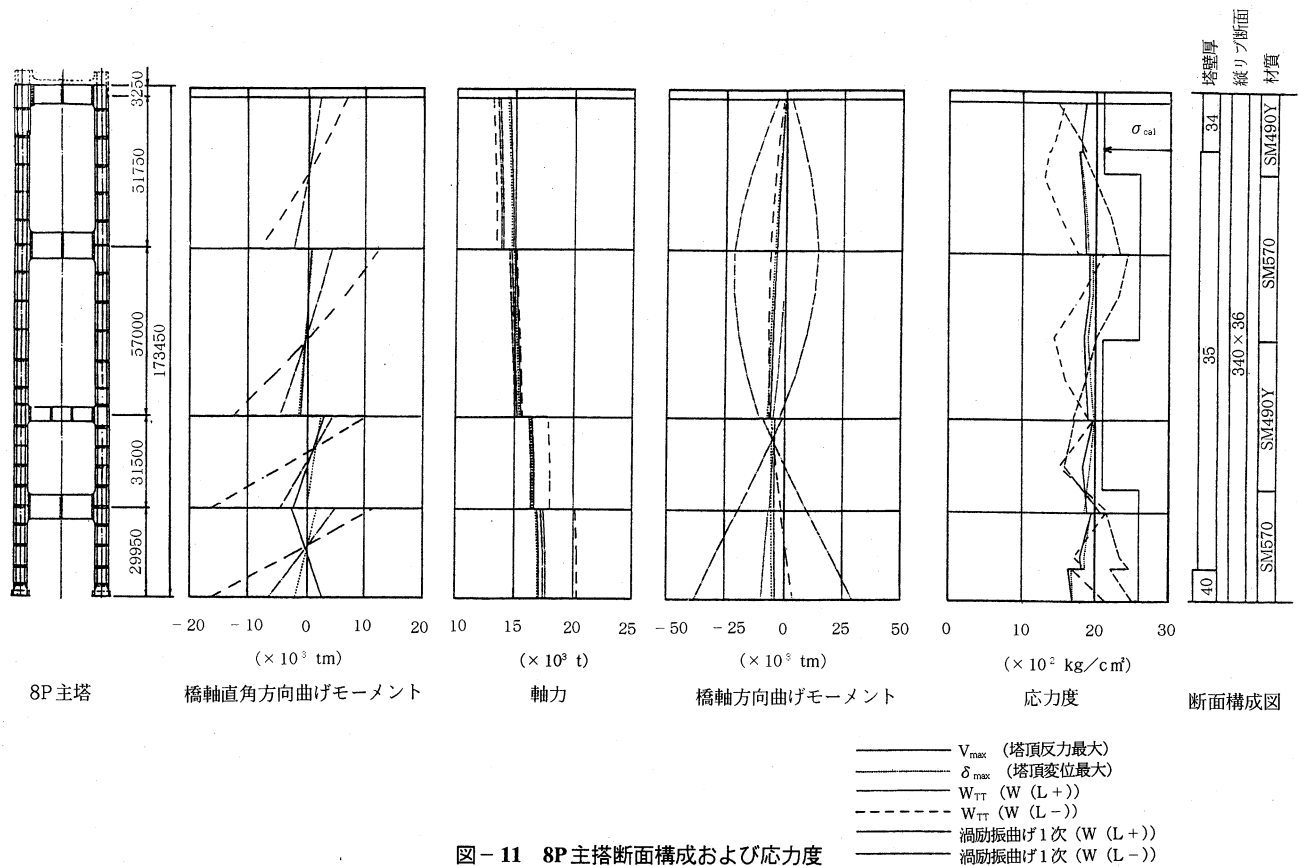


図-11 8P主塔断面構成および応力度

Fig.11 Section and stress of 8P tower

度と実剛度との誤差が5%以内であれば応力に与える影響は2%であることを確認し、これを許容値とした。

図-11の8Pの設計結果に示すように、渦励振で応力が厳しくなる基部およびモード腹で材質変更を行った。また、水平材および隅角部の一部についても暴風時(斜風の影響を考慮)もしくは渦励振のねじり振動により断面が決定された。

3.5 疲労設計

渦励振による疲労について検討した結果を以下に示す。なお、ガストについては、応力振幅が小さいことから、その影響を無視し、疲労照査は疲労設計指針⁹⁾により行った。

風の頻度分布については、気象庁の架橋地点付近における20年間の観測データをワイブル分布として整理されたものを用いた。具体的には、広島、松山、多度津の中から、最大の繰返し回数を与える多度津のデータを用い、これに渦励振の発生する風向として橋軸直角方向 $\pm 22.5^\circ$ の範囲の馬島観測鉄塔における過去3年間の風向頻度を用いた。繰返し回数の算定に用いる供用年数は100年間とした。

応力振幅としては、渦励振の発生風速域での振幅を三角形分布で近似して、発生応力と頻度を考慮した等価応力度を用いた。ここで、安全係数は本指針⁹⁾で定める最大値の1.25を用いた。表-

表-3 振動回数および等価応力範囲

Tab.3 Vibration frequency and equivalent stress range

	振動回数 (回)	片応力振幅 σ_{max} (kgf/cm ²)	等価応力範囲 $\Delta \sigma$ (kgf/cm ²)	必要等級 (JSSC)
2P	15,000	439	741	H
3P	180,000	347	605	H
5P	72,000	1597	1647	F
6P	4,300	1499	1814	H
8P	210,000	1419	1556	E
9P	150,000	1399	1565	E

3に各主塔での振動回数と、応力振幅の最も大きい基部の等価応力範囲を示す。

疲労設計は、前述の方法で求めた繰返し回数と等価応力範囲より定める疲労等級を全ての位置で定め、それに

表-4 耐荷力解析による荷重倍率 α

Tab.4 Load factor, α , by ultimate strength analysis

	2P	3P	5P	6P	8P	9P	荷重の組合せ
活荷重	6.6	6.0	8.50	7.79	8.40	8.30	$D + \alpha L + T + SD + E$
暴風時 W_{TT}	3.37	3.24	3.57	4.16	3.39	3.55	$D + \alpha W_{TT} + T + SD + E$
α 渦励振 面外曲げ1次	8.15	9.74	3.49	2.67	3.04	3.05	$D + \frac{1}{2}L + W_{VB} + \alpha A_{VB} + T + SD + E$
渦励振 ねじれ1次	7.65	3.56	7.22	3.75	4.98	5.23	$D + W_{VT} + \alpha A_{VT} + T + SD + E$

ふさわしい構造ディテールを選定した。実際には、渦励振による発生応力の大きい塔基部およびモードの腹部の一部で、応力作用方向のスカラップを避ける等の構造的配慮およびすみ肉溶接止端部の仕上げ等を行った。

3.6 渦励振時の耐荷力

渦励振時の振幅が設計値を超えたときの主塔の耐荷力の余裕を把握するため、荷重の組合せ $D + \frac{1}{2}L + W_v + \alpha A_v + T + SD + E$ のなかで、振幅 A_v を増分しその荷重倍率 α を求めた。解析は、塑性化による断面剛性の低下と幾何学的非線形性が考慮できる弾塑性有限変位解析を適用した。なお、このときの残留応力は、明石海峡大橋主塔等の製作時に計測した厚板のデータ¹⁰⁾を参考にし、文献11)で提案されている残留応力分布を7割に低減したものを適用した。

それぞれの荷重ケースでの解析結果を表-4に示すが、渦励振時でも十分な耐荷力の余裕があることが解る。

3.7 その他

吊橋完成時にも渦励振による振動が予測を上回る場合を想定し、桁上のスペースを利用して補剛桁（あるいは高架橋主桁）と主塔間に油圧ダンパーを設置できるように、主塔の内部補強を行っている。ダンパーは常時の桁の移動量の小さい側径間側に配置することとした。

参考のために、6基の主塔の渦励振に対する設計条件の総括を表-5に示す。

4. 耐震設計

本橋の耐震解析では、①短周期地震、②長周期地震、③位相差地震に着目した。特に、①短周期地震については地盤バネの影響が大きく、瀬戸大橋の設計では基準バネの1/2のバネによる照査、上部工と下部工の連成の影響をみるために地盤バネをパラメーターとした解析等を行っている。本橋の設計においても、地盤の軟化、基礎の

表-5 渦励振の発振風速および設計定数

Tab.5 Oscillatory wind speed of vortex-induced motion and design constant

			来島第一大橋		来島第二大橋		来島第三大橋				
			2P主塔	3P主塔	5P主塔		6P主塔	8P主塔		9P主塔	
塔柱断面諸元	塔高 H(m)		112.25	144.75	165.95		143.45	179.45		176.45	
	橋軸直角方向幅 B(m)		4.0	4.0	4.8		4.8	4.8		4.8	
	橋軸方向幅（代表幅）D(m)		4.4	4.8	6.0		5.75	6.0		6.0	
	アスペクト比 B/D		0.91	0.83	0.80		0.83	0.80		0.80	
	隅切り率 h/D		0.10	0.10	0.12		0.12	0.12		0.12	
風荷重補正係数	橋軸直角方向	μ_2	1.65		1.70		1.70				
		μ_3	1.50	1.45	1.35		1.35	1.40		1.40	
	橋軸方向	μ_2	1.35		1.30		1.30				
		μ_3	1.60	1.55	1.55		1.55	1.55		1.55	
設計風速	設計基準風速 U_z (m/s)		54	56	57		58	57		57	
	基本風速 (10m換算) U_{10} (m/s)		40		40		40				
渦励振 面外曲げ1次	振動数 N (Hz)		1.156	0.779	0.785		1.046	0.663		0.697	
	発現風速 (m/s)	ピーク風速 V_z	30	22	34	32 ¹⁾	43	29		30	
		高度10m換算値 V_{10}	22	16	24	23	29	20		21	
	最大応答倍振幅 2η (m)		0.124	0.154	0.736		0.538	0.814		0.792	
	水平偏角 β		25°	25°	20°		20°	20°		20°	
	抗力係数 C_D	橋軸直角方向	1.50	1.50	1.40		1.40	1.40		1.40	
		橋軸方向	0.65	0.65	0.48		0.44	0.48		0.48	
	許容応力度の割増し率		1.35	1.35	1.55	1.35	1.55	1.35		1.35	
	渦励振 ねじれ1次	振動数 N (Hz)		1.695	1.418	1.431	1.625 ²⁾	1.625	1.305	1.440	1.305 ³⁾
発現風速 (m/s)		ピーク風速 V_z	49	45	54	56	58	49	54	49	54
		高度10m換算値 V_{10}	36	32	38	40	40	34	38	34	38
最大応答倍振幅 2θ (deg)		1.133	1.950	1.033		1.425	1.342	1.417	1.225	1.408	
水平偏角 β		15°	15°	15°		15°	15°		15°		
抗力係数 C_D		橋軸直角方向	1.40	1.40	1.30		1.30	1.30		1.30	
		橋軸方向	0.40	0.40	0.35		0.31	0.35		0.35	
許容応力度の割増し率		1.65	1.60	1.65	1.65	1.65	1.60	1.65	1.60	1.65	
備 考					1) 路面風速 = 30m/s 2) 6Pに共振				3),4) 8Pと連成		

浮き上がりを考慮した低いバネ、基礎と上部工の連成を考慮した連成バネ等、地盤バネを変えて応答スペクトル解析を行った。

4.1 設計地震入力

設計地震入力は以下の3種類のタイプの地震を考えた。

①短周期地震

「来島大橋剛体基礎耐震設計法(案)」¹³⁾の加速度応答スペクトルを用いた。

②長周期地震

固有値解析の結果によれば、補剛桁と主塔との相対変位が大きくなる振動モードは比較的低次で現れ、周期は10秒程度となるため変形に着目した。適用した長周期加速度応力スペクトルは、結果が幾分安全側となる明石海峡大橋上部工設計用長周期スペクトルを適用した。ただし、スペクトルで考慮する振動数範囲を0.5~20.0secとした。

③位相差地震

長周期地震については位相差の影響が大きいことから、10Aから1Aに向かい順次地盤中の伝播を速度1000m/sの地震波を想定し、長周期地震時での安全性の照査を行った。入力地震波は長周期地震波と同等の明石海峡大橋上部工設計用長周期スペクトルを目標とした1968年十勝沖地震の室蘭記録を振幅調整したものを適用した。

4.2 地盤バネの評価

基礎は剛体2自由度モデル(ロッキング運動、スウェイ運動)により評価し、「来島大橋剛体基礎耐震設計法(案)」¹³⁾により定めたが、①短周期地震の場合、地盤バネが応答に及ぼす影響が大きいことから、地盤の不確定性、基礎の浮き上がり、ひずみ依存性、振動数依存性および上部工と基礎の連成を考慮し、以下に示す(1)基準バネ、(2)高いバネ、(3)低いバネ、(4)連成バネの4ケースを設定した。地盤バネの設定は図-12のフローチャートに従って計算した。

(1) 基準バネ

「来島大橋剛体基礎耐震設計法(案)」¹³⁾によるせん断弾性波速度から求めたバネ

(2) 高いバネ

基準バネより1ランク上の地盤に対するバネ

(3) 低いバネ

低いバネとしては、ひずみ依存性、振動

数依存性、基礎の浮き上がりによるバネの軟化を考慮し、参考文献15)および16)により算出した(図-13)。

(4) 連成バネ

上部工と基礎の連成を考慮したバネである。主塔の連成する卓越モードの抽出は以下の手順によった。

- 1) 固有値解析モード図より各基礎毎の振動数の範囲内で主塔の曲げモーメントに着目した各次のモードを抽出する。
- 2) 1)で抽出したモードの中で、更に着目する主塔の質量比(主塔の一般化質量/全橋の一般化質量)が最も大きいモードを抽出する。

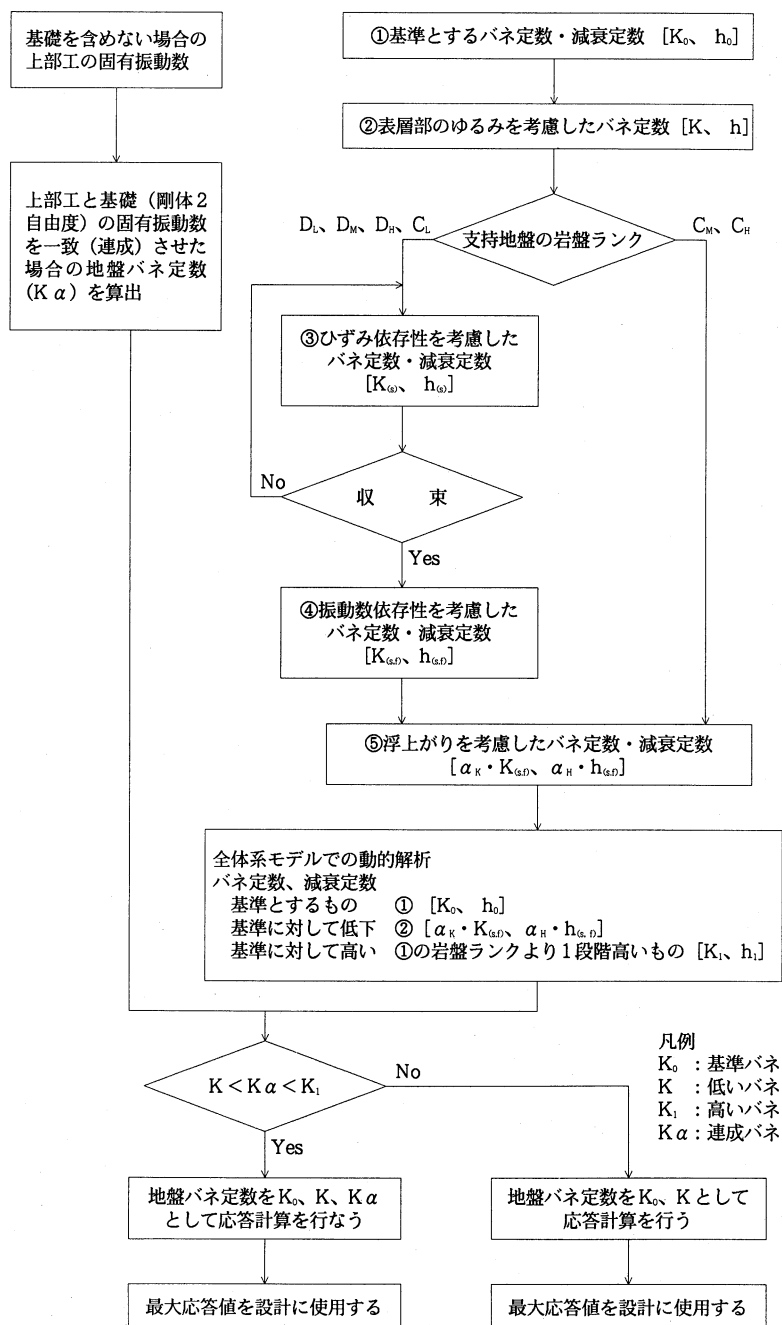
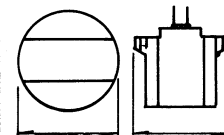
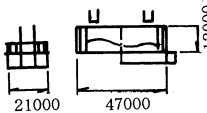


図-12 地盤バネ定数設定フロー

Fig.12 Calculation procedure of spring constant for rigid body model

表-6 耐震解析用地盤バネ

Tab.6 Spring constant for anti-seismic analysis

		5P		8P	
		水平バネ $K_H(\text{tf/m})$	回転バネ $H_R(\text{tf/m})$	水平バネ $K_H(\text{tf/m})$	回転バネ $H_R(\text{tf/m})$
橋軸方向バネ	低いバネ	2.386E+07 (0.47)	7.502E+09 (0.47)	7.294E+06 (0.58)	5.826E+08 (0.28)
	基準バネ	5.062E+07 (1.00)	1.592E+10 (1.00)	1.247E+07 (1.00)	2.057E+09 (1.00)
	高いバネ	6.560E+07 (1.30)	2.088E+10 (1.30)	2.015E+07 (1.62)	3.252E+09 (1.58)
橋軸直角方向バネ	低いバネ	2.381E+07 (0.47)	7.485E+09 (0.47)	7.294E+06 (0.58)	1.802E+09 (0.26)
	基準バネ	5.062E+07 (1.00)	1.592E+10 (1.00)	1.247E+07 (1.00)	6.889E+09 (1.00)
	高いバネ	6.560E+07 (1.30)	2.088E+10 (1.30)	2.015E+07 (1.62)	1.089E+10 (1.58)
基礎の形状					
質量 (ts^2/m)		13,634		2,984	

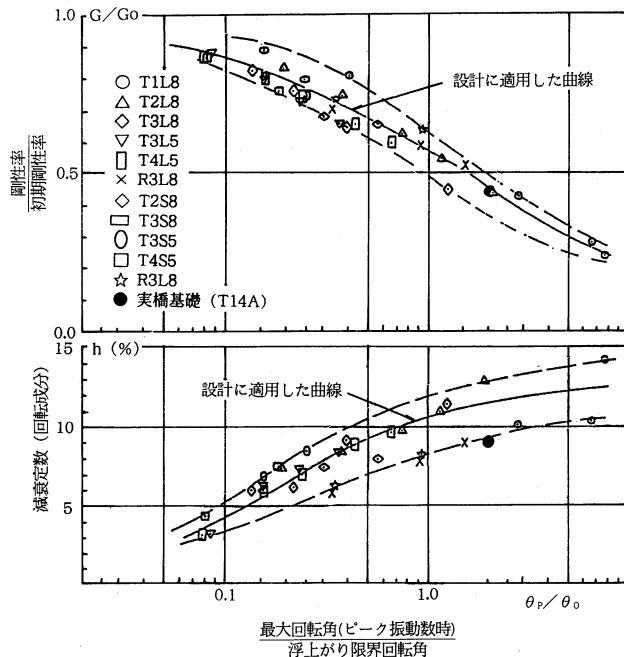


図-13 基礎のひずみ依存性

Fig-13 Dependency to strain of foundation

3) 連成するケースとして各基礎毎に振動数を抽出し、それを用いて連成する各基礎毎の地盤バネ定数を算出する。

(5) 地盤バネの設定結果

地盤バネの設定結果を表-6に示す。低いバネについては基準バネの1/2程度であったが、回転バネについてはかなり低いものもあった。

4.3 動的解析

動的解析には応答スペクトル解析と時刻歴解析が考えられるが、時刻歴解析は特定の地震波形に対する最大応答値を正確に求めることができるが、地震の再現性と計算労力に問題がある。一方、応答スペクトル解析は複数の地震波のスペクトルを包絡するスペクトルに対し最大値を推定する方法であり、計算労力も少なくすむため、今回のように地盤バネを変えて解析するのに適していることから応答スペクトル解析を基本とした。モードの合成方法は、従来のRSM法では、時刻歴解析と大きく結果がかい離したり、特にモデルに近似重根があるとき、異常応答が起き易いとの指摘もされていることから、RSM法では無視していた振動モードの相互の相関性を考慮できるCQC法¹⁷⁾を適用した。

吊橋上部構造の耐震設計に用いる振動モデルは基礎を剛体2自由度モデルとした全体系モデルとし、第二大橋、第三大橋については高架橋の影響も考慮するため馬島高架橋、小浦高架橋もモデル化した。

各モードに与える減衰定数は運動エネルギー比例減衰の考え方を適用し、着目する振動モードの運動エネルギーに占める上部構造と下部構造の分担割合を求めそれぞれの構造の減衰定数との積の和とした。

4.4 耐震設計の照査条件

1) 地震時における許容応力度の割増し率

地震時の応力に対する割増し率は1.50とした。ただし、高架橋の支点部およびウインドタングについては破壊に対して補修可能であることから、割増し率は以下のように設定した。

基準バネに対するケース→割増し率 1.5

応力が最大となるケース→割増し率 1.7

2) 応力の評価法

照査に適用する応力は、設定したバネ定数4ケースに対して解析した中の最大値を用いた。また方向別地震の重ね合わせ応力は、橋軸方向地震による応答値と橋軸直角方向地震による応答値のうち応答値が小さいものを2/3としたのち、大きい応答値との2乗和平方根とした。

4.5 解析結果

1) 短周期地震

図-14に8Pの短周期地震の照査結果を示すが、塔基部で大きな応力が生じていたが、断面決定の要因とはなっていなかった。また、着目部所により断面力が最大となる地盤バネが異なっていた。

図-15に塔基部の曲げと回転バネの関係を示す。5Pと8Pの主塔の高さはそれほど差はないが、基礎のバネ定数設定範囲と重量の違いから、連成するモードの次数は異なっているが、主塔が比較的フレキシブルであるため、1次振動のような刺激係数の高いモードとの連成はなかった。

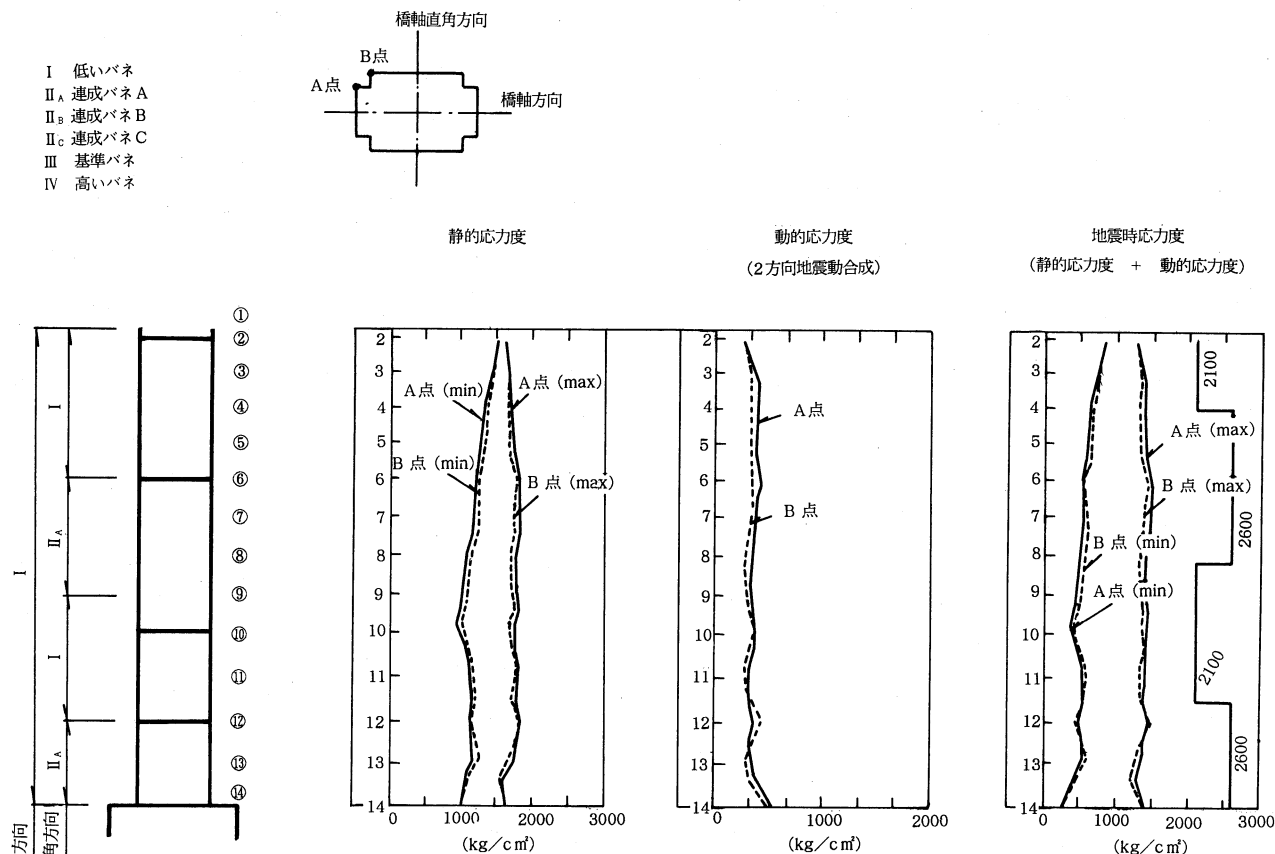


図-14 8P主塔地震時応力照査

Fig.14 Checking of stress in case of earthquake for 8P tower

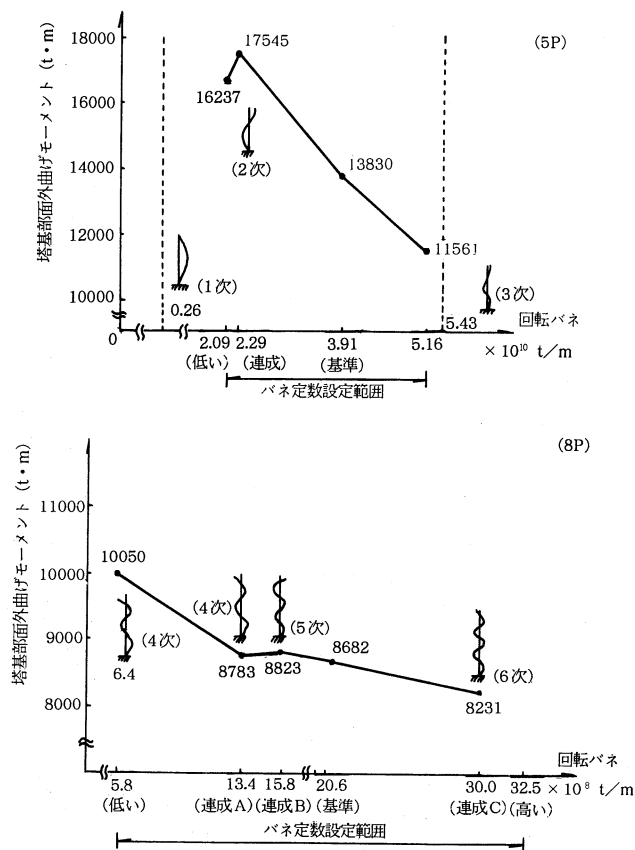


図-15 回転バネと基部曲げモーメントの関係(5P、8P)

Fig.15 Relationship between torsional spring and bending moment of tower base(5P, 8P)

2) 桁との相対移動量

桁との相対移動量は長周期地震（スペクトル解析）により定めたが、活荷重の偏載時によるもののほうが大きく問題とはならなかった。

3) 長周期位相差地震と短周期地震の比較

表-7に8P、9Pの代表的部位の最大断面力の長周期地震と短周期地震の比較で示す。主要断面力の短周期地震応答スペクトル解析と長周期位相差地震の時刻歴応答解析の比較では後者の方が概ね小さな値となっており、短周期地震の応答スペクトル解析の照査で問題がないと判断された。

4) 高架橋ブラケットの反力

6Pの基礎天端高はT.P.43mと高い位置にあり、馬島高架橋の取付け高さは約25mと低く、馬島高架橋の地震時の水平反力が剛な主塔に集中し、大きな反力が高架橋ブラケット支承部に生じた。支承をピンローラー支承からゴム支承(1,000tf/m)に変えて同様の解析を行った結果、この部分に生じる水平反力は約1/50に低減された。このため、6P支承部についてはゴム支承を用いることにした(表-8)。

5. まとめ

来島大橋の主塔の耐風・耐震設計上の特徴は以下のとおりである。

表-7 地震による主要断面力

Tab.7 Major sectional forces by earthquake

着目		3連吊橋時刻歴応答解析 (長周期、位相差)	短周期地震 応答スペクトル解析
8 P	軸力	882 tf	1,058 tf
	面外曲げモーメント	7,709 tf・m	10,050 tf・m
	面外せん断力	139 tf	436 tf
	タワーリンク軸力	28 tf	63 tf
9 P	軸力	937 tf	786 tf
	面外曲げモーメント	11,462 tf・m	12,775 tf・m
	面外せん断力	216 tf	523 tf
	タワーリンク軸力	27 tf	86 tf

表-8 支点条件の違いによる地震時水平反力

Tab.8 Horizontal reaction force to earthquake according to different support conditions (tf)

支承形式	5P		6P	
	ウインドタング			高架橋ファクト
	側径間側	中央径間側	中央径間側	側径間側
ピンローラー支承	503	525	1,462	1,429
バネ支承	495	493	1,339	27

- ①隅切りによる断面改良を行ったが、吊橋完成時に渦励振が生じる可能性がある。
- ②渦励振に対しては、渦励振による動的断面力とその時の風荷重による静的断面力を考慮した設計を行った。このとき、渦励振の発生確率を考慮し、発振風速に応じた許容応力度の割増し率を設定したが、曲げ振動で基部およびモード腹部の断面が、ねじれ振動により隅角部および水平材の一部の断面が決定された。
- ③暴風時設計には斜風の影響を考慮したが、これにより隅角部および水平材の一部が決定された。
- ④渦励振による疲労設計を行ったが、供用期間中の予測振動回数が少なく、ほとんど問題とならなかった。
- ⑤耐震設計については、地盤バネが地震応答レベルを決める要因となることから、4種類の地盤バネを想定して動的解析を行ったが、上部工と下部工の連成は問題となることはなく主塔断面の決定要因とならなかった。ただし主塔に支点をもつ高架橋においては、地震時反力がこの支点に集中することから、その分散を図るためにゴム支承への変更が生じた。

6. あとがき

本橋では、吊橋完成時に渦励振が発生する可能性があることが風洞試験で確認され、このことが断面設計に少なからず影響を与えている。しかし、本橋と同クラスの吊橋において風による主塔の振動が問題となった報告が

ないのも事実である。渦励振は気流の乱れや構造物の減衰率に敏感な現象であり、境界層乱流試験の結果を考慮すれば応答振幅値は小さくなることも示されている。今後の設計の合理化のために、現地の風特性を観測するとともに実橋での振動観測を行い、現象の解明が行われることを期待したい。

また、本橋では側径間が高架橋で構成されている吊橋もあり、吊橋の耐震設計法と道路橋示方書に準拠した高架橋の耐震設計法との間に違いが生じた。

本橋の主塔の設計により、剛性の比較的低い主塔の耐風・耐震設計上の特徴と問題点を示すことができた。今後、吊橋の長大化および補剛桁の耐風性状の改善により主塔の剛性が一層低下すると耐風性が設計に占める割合が高くなることが予想される。本文がこのような主塔を設計する上で参考となれば幸いである。

参考文献

- 1) 大橋、楠原：来島大橋主塔の耐風特性；本四技報No. 59'91.7
- 2) 本四公団：耐風設計要領（1976）・同解説；昭和51年3月
- 3) 本四公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説；平成2年2月
- 4) 本四公団：来島大橋主塔風洞試験（その3）；平成3年1月
- 5) 本四公団：来島大橋主塔風洞試験（その4）；平成3年10月
- 6) 大橋、下土居、酒井：渦励振に対する構造物の安全性評価に関する一考案；土木学会第48回年次学術講演会概要集；平成5年9月
- 7) 本四公団：来島大橋主塔の耐風設計について；第18回耐風委員会資料；平成5年3月
- 8) 西村：鋼材の機械的性質のばらつきについて；JSSC, VOL.5, No. 48；1969年
- 9) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説；1993年4月
- 10) 本四公団：主塔部材の残留応力調査；平成5年9月
- 11) 小松他：補鋼板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究；土木学会論文集；1977年9月
- 12) 大橋、中村：来島大橋上部工の耐震性；本四技報No. 62'92.4
- 13) 本四公団：来島大橋剛体基礎耐震計算法（案）；平成2年3月
- 14) 本四公団：耐震・基礎委員会報告書；平成2年3月
- 15) 本四公団：設置式剛体基礎の耐震計算法の改良について；耐震分科会資料3-5；平成5年2月
- 16) 土木学会耐震工学委員会：基礎・地盤・構造物系の動的相互作用；平成4年9月
- 17) 谷本、北原：耐震応答解析法と斜張橋の動特性：橋梁と基礎；1987年2月

ニューヨーク市橋梁リハビリテーション視察報告

The Bridge in New York, Rehabilitation Inspection Report

設 計 部 設計第一課長代理

古 家 和 彦

Kazuhiko Furuya



1. まえがき

東京工業大学三木千寿教授を団長に総勢22名にて、平成6年4月28日から5月9までニューヨーク市橋梁リハビリテーション及び米国東部橋梁視察を行った。

特に、ニューヨーク市にあるウィリアムズバーグ橋(1903年)のリハビリテーションについては、ニューヨーク市のアシスタントコミッショナーのヤネフ氏に工事の説明及び現地案内を受けた。その他の橋梁については、多数見ることはできたが、残念ながら案内はなく、全景を見るに留まった。

ここでは、案内を受けたウィリアムズバーグ橋と、歩道を歩いて視察できたブルックリン橋について現況を報告する。

2. ウィリアムズバーグ橋の現況

図-1に示す、ウィリアムズバーグ橋は、歴史的建造物のみならず、1980年に実施された調査により、寿命があまりなく、橋そのものを架け替えるか否かという大きな反響を世界にばらまいた橋としても有名である。¹⁾

その後1987年にTACを設けて、検討を依頼。

- ①ケーブルは予想していたより良い状態であった。
 - ②工期、工費とも、補修は架け替えの約1/2である。
 - ③適切な維持管理と調査が、橋の長寿命化を保証する。
- 等の理由により、現橋を補修する方針となった。²⁾

補修部は、アンカレイジ部、塔部及び図-2に示す補剛桁部であり1989年から開始している。³⁾

現場状況は、以下の通りであった。

- ①作業は、歩道、車道、鉄道を供用させながら行なわれていた(全体の状況を写真-1、2に示す)。
- ②ケーブルは、キャットウォークを張り、全面的にペースト(鉛丹)及びラッピングをやり直していた。また、ケーブル内部には生の亜麻仁油を注入して防食対策を行なうとともに、ラッピングワイヤーの上にゴムを巻き遮水効果を上げるとのことであった(写

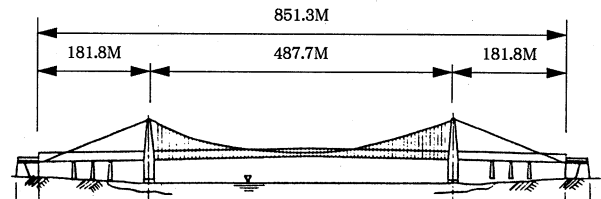


図-1 ウィリアムズバーグ橋

Fig.1 Williamsburg Bridge

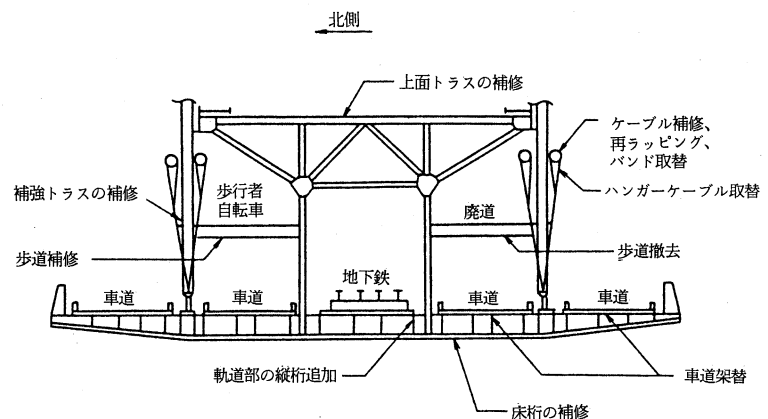


図-2 補剛桁の補修箇所

Fig.2 Location of repairs

真-1~3)。

- ③油漏れを防ぐためか、全面をビニールシートで被っており、下の方には油受けが設けられていた。油の注入量は、出入量の差で管理しているとのことであった(写真-3、4)。
- ④前回補修では、亜鉛メッキのラッピングワイヤーを使用していたが、今回は、メッキされていないラッピングワイヤーを使用していた。理由は、素線がメッキされていないため、メッキによる水素脆性を懸念したとのことであった(写真-5)。
- ⑤「ペーストは鉛丹が一番良く、規制されるまではこれを使用する」と断言していた(写真-5)。
- ⑥ラッピング設備がコンパクトであった(写真-5)。
- ⑦排水の関係か、バンドは横割りから縦割りに順次取



写真-1 ウィリアムズバーグ橋 補修状況
Photo.1 Repairs on Williamsburg Bridge



写真-2 マンハッタン側歩道部より望む 補修は道路、鉄道を
供用しながら行っている。落書きが非常に多い
Photo.2 Scene from sidewalk on Manhattan side-Repair works
use road and rail. Graffiti is seen here and there



写真-3 ケーブルは油注入のため、補修後ビニール被覆
Photo.3 Cable is wrapped in vinyl to prepare for pouring oil
after repairs.



写真-4 注入された油を回収 入出量で注入量管理
Photo.4 Removal work of poured oil-Residual quantity is
checked by in and out quantity.



写真-5 ケーブルラッピング ペーストは鉛丹 ワイヤーは
素線と同じメッキなし。
Photo.5 Cable wrappin-Paste consists of red lead; wires are no
galvanized.

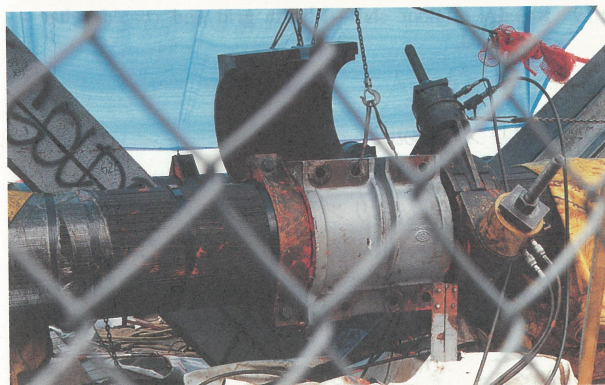


写真-6 新バンド取付 横割りから縦割りに変更された。
Photo.6 Installation of new cable band-Horizontal splice was
altered to vertical one.

替えられていた (写真-6)。

⑧疲労及び防食の関係か、図-3に示すように桁側ハン
ガー定着部は、鞍掛けからピン定着に順次取替えら
れていた (写真-7、8)。

⑨現場では、アンカレージ上の床版が補修中であり、I
型格子床版を使用していた。また、防食を考慮して
か、塗膜は厚くなさそうであったが、塗装鉄筋を使
用していた (写真-9)。

⑩気温は日本とほぼ同じ感じだったが、湿気は少なかった。

⑪高所作業でも安全帯は使用されていないし、落下防
護ネットも一部なかった。さらに、視察に現場に入
ったが、我々にはヘルメットの着用がなかった等、安
全に対する意識は本四公団より低いと感じた。

⑫ニューヨーク全体がそうであったが、この橋は特に、
橋体への落書きが非常に多く、気持ちの良いものでは
なかった (写真-2)。



写真-7 旧ハンガー定着部
(鞍掛け定着)

Photo.7 Former suspender support—Saddle-support type

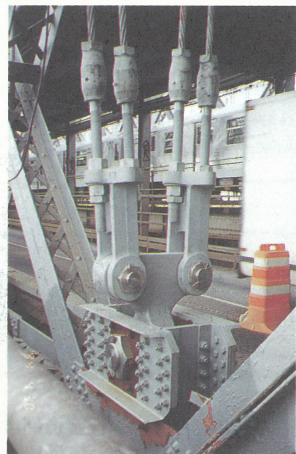


写真-8 新ハンガー定着部
(ピン定着)

Photo.8 New suspender support—Pin-support type



写真-9 アンカレイジ部床版補修 I型格子床版・塗装鉄筋使用
Photo.9 Repairs of floor slab—I-beam grid and coated rebar were used.

3. ブルックリン橋の現況

図-4に示すブルックリン橋は、現在の長大吊橋のパイオニア的存在であり、供用後110年を過ぎた今でも、堂々たる姿を我々に示している。補修は1989年から始められており、ハンガーロープの取り替え及びケーブルの再ラ

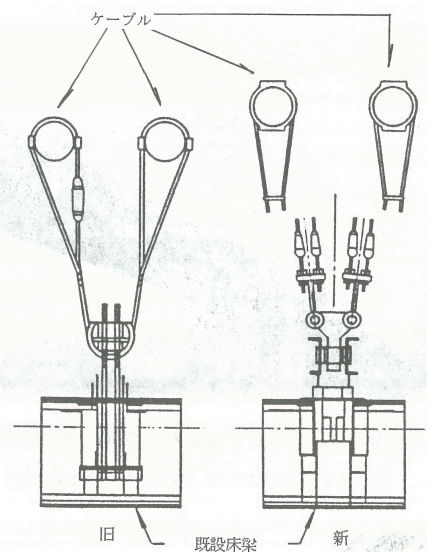


図-3 ハンガー定着部

Fig.3 Suspender rope and its support

ッピングは1990年に完了していた。¹⁾

現場状況は以下の通りであった。

- ①ケーブル関係は全体的に健全に見えた（全体の状況を写真-10、11に示す）。
- ②ケーブルのラッピングをいろいろ試しており、道路付近は凍結防止の塩害対策としてゴムラッピングを、さらに歩道付近は悪戯防止からか、ゴムの上にワイヤーラッピングがされていた。その他の部分は、通常のワイヤーラッピングであったが、塗色が少し違っている部分もあり、塗装も試験しているようであった（状況を写真-11～13に示す）。
- ③ケーブルは、補修後4年程度しか過ぎていないにもかかわらず、ラッピングワイヤー上の塗装には、割れが目立っていた（写真-14）。
- ④ケーブルバンドの下側は、排水対策のためか、コーキングされておらず、そこから鉛丹ペーストが見えた。但し排水対策としてコーキングをしていないなら、ペーストの詰まりが効果をなくしていると感じた（写真-15）。

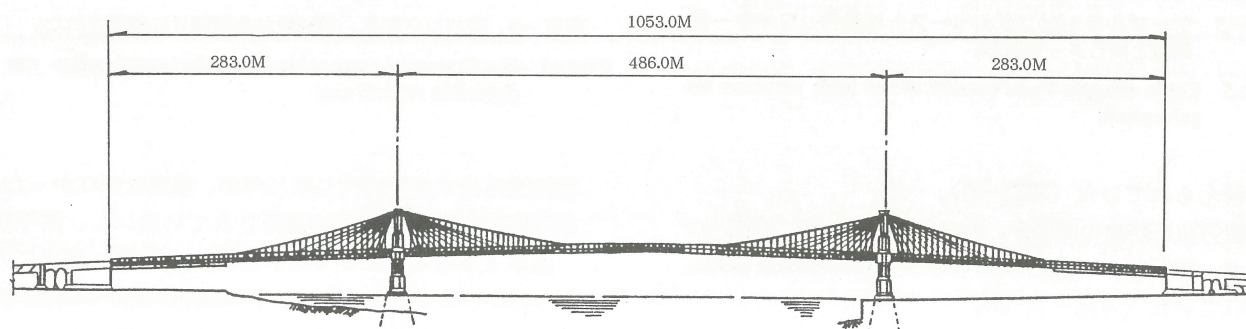


図-4 ブルックリン橋

Fig.4 Brooklyn Bridge



写真-10 ブルックリン橋(供用110年)
Photo.10 Brooklyn Bridge—110 years in use



写真-11 中央部 歩道よりマンハッタン側を望む
Photo.11 Scene of Manhattan side viewed from sidewalk at bridge center



写真-12 左側 ゴムラッピング+塗装
右側 ワイヤラッピング+塗装
Photo.12 Left half :Rubber wrapping plus coating
Right half : Steel-wire wrapping plus coating

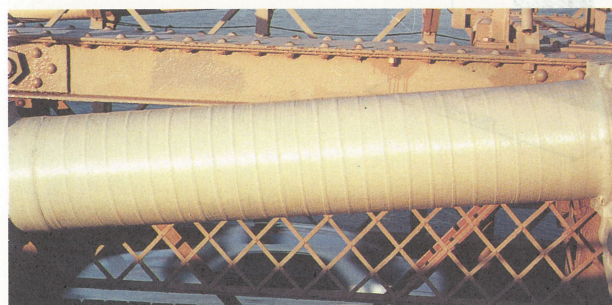


写真-13 ゴムラッピング+ワイヤラッピング+塗装
Photo.13 Rubber wrapping plus coating over steel-wire wrapping

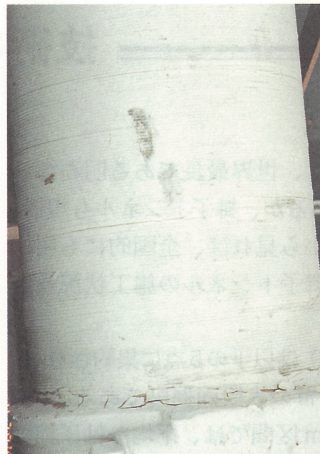


写真-14 ケーブル塗装割れ
補修後4年
Photo.14 Cracks of cable coating—4 years after repairs

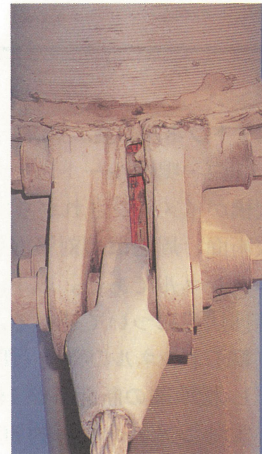


写真-15 バンド下面是水抜きのためか開放 鉛丹ペーストが見える
Photo.15 Gap between band splice remains unfilled for drainage. Red lead paste shows its surface



写真-16 視察団 ベラザノナローズ橋近くにて
Photo.16 Study group—near Verrazano-Narrows Bridge

4. あとがき

今回の視察を通じて、アメリカのパワーを肌で感じるとともに、管理をおろそかにしたことによる補修の大変さを再認識させられた。

最後に、命題であったケーブル防食については、期待したほどは調査できず残念ではあったが、写真-16の三木先生を中心とする多数の方々にお世話になり、楽しく見聞を広められたことに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) (財) 海洋架橋調査会：長大橋の耐久性に関する調査研究報告書、1993.3
- 2) (財) 海洋架橋調査会：長大橋の健全度評価と補修補強技術に関する研究調査報告書、1988.3
- 3) 竹之内博行：リハビリテーションが進むウィリアムズバーグ橋、橋梁と基礎 1994-7、Vol.28 No.7

舞子トンネルの施工状況

神戸・鳴門ルートといえば、世界最長である明石海峡大橋がイメージされがちであるが、舞子トンネルも規模、技術面、周辺環境対策面等から見れば、全国的にも屈指のトンネルである。以下、舞子トンネルの施工状況及び進捗状況について述べる。

舞子トンネルの特長（課題）は以下の5点に集約される。

1. 標準部の断面積が 150 m² の大断面掘削である。
2. トンネルの中程約 800m 区間では、平均一軸圧縮強度が 1,500kgf/cm² 程度の硬岩掘削を必要とし、その直上に住宅地が存在するため、従来の発破工法が採用できない。
3. 硬岩部を挟んで両側は、未固結の複雑な土層であり、かつ、北側の大阪層群にはトンネル天端約 10m に豊富な地下水が存在する。
4. 土被りが 50～6m と非常に浅く、しかもその直上には、住宅地、第二神明道路、墓園、小学校、重要地下埋設物等があり、地表への影響が許されない。
5. 工事現場が住宅密集地に隣接しており、振動、騒音

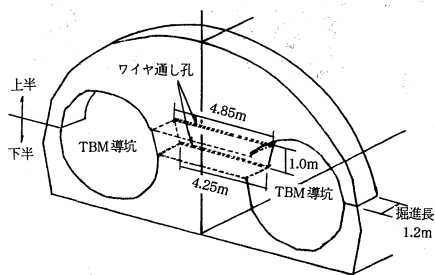
等の影響を極力抑える必要がある。

以上のすべての課題を解決するために、現在のトンネル工事に使用されている最新かつすべての掘削工法、補助工法が適切に採用されているといっても過言ではない。

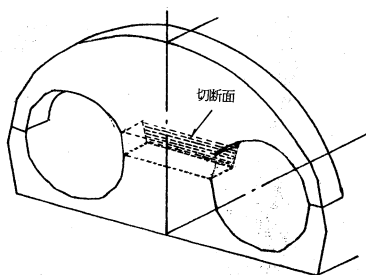
そのうちの一つである、硬岩部で採用したノンブレイカー工法としての「ワイヤソー工法」について紹介する。土被りが 10～20m と浅く、更に直上に 4～5 階建ての中層集合住宅が建ち並んでいるため、下り線の施工実績等も踏まえて上り線の施工では、地表での昼間の振動規制値を 50dB、夜間を 35dB に設定した。このことにより、夜間における作業内容が制約されるため、両 TBM 導坑（φ 5m）間のピラー部にワイヤソー工法を採用し、二次破碎にブレイカを使用しなくて済むような自由面の形成をすることにした。「ワイヤソー工法」は、主として RC 構造物の切断に使われているが、トンネル工事に採用されたのは今回が初めてであろう。施工方法としては以下の通りである。

- ①両 TBM 導坑間に上下 2 本のボアホール（φ 75mm）を貫通させ、ワイヤー通し孔をつくる。

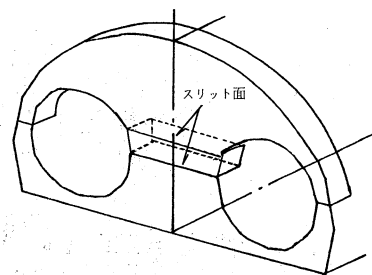
花崗岩部上り線ノン・ブレイカー掘削工法



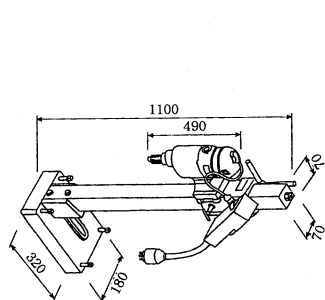
①ワイヤ通し孔ボーリング φ 75
(使用機械：コアドリル CD-100)



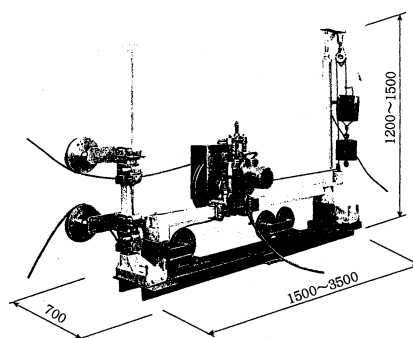
②ワイヤソーによる切断面形成
(使用機械：ワイヤソーマシン DWS-250)
(DWS-250 システム)



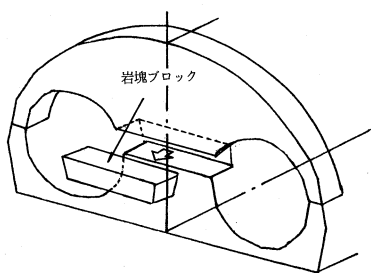
③上下スリット面形成
(使用機械：スリット機 SD-II 型)



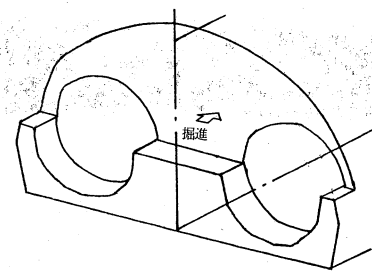
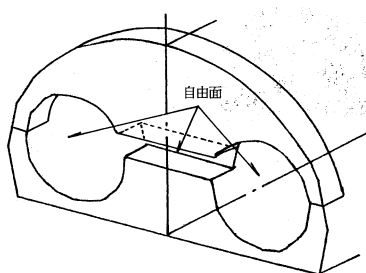
④岩塊ブロック撤去
(使用機械：0.7m3 級バックホウ)



⑤スリット・割岩掘削
(使用機械：スリット機 SD-II 型+割岩機 MTS-800)



⑥上半掘削完了



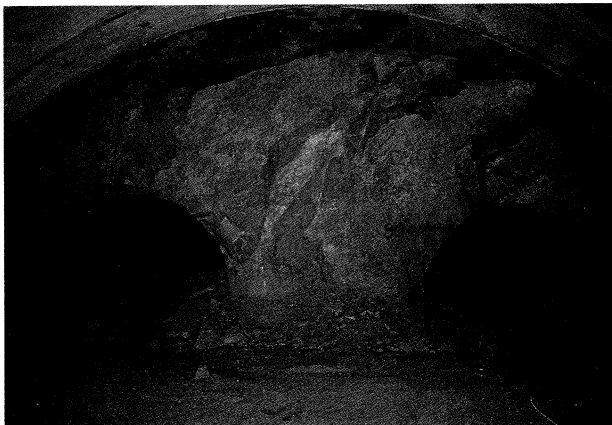


写真-1 六甲花崗岩部の施工面

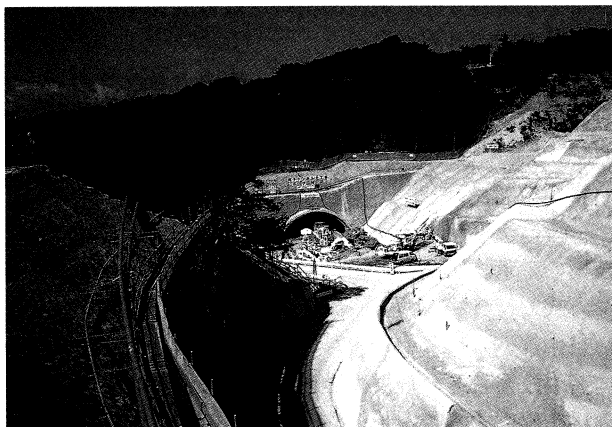


写真-2 舞子トンネル坑口部

②ダイヤモンドワイヤソーを2本のボアホールに挿入し輪状に巻き付け、回転駆動機にて張力をかけながら循環走行させ切断する。

③スリット機により、順次正面切断面に向かってスリットを入れ縁切りを行い、ブロック状の岩塊を取り出す。ちなみに、切断したブロック状の岩塊が一体で取り出せたとすれば、 $V = 1.00\text{m}$ (高さ) $\times 1.20\text{m}$ (奥行き) $\times 4.50\text{m}$ (幅) $\times 2.4\text{t/m}^3 \approx 13\text{t}$ となる。

施工状況としては、掘削に先立って5月～6月の期間に夜間作業として68断面の切断が終わっており、適用区間80mのうち8月末現在で約30mの掘削を行った所であるが、掘進ペースを遅らせることなく、良好な結果を得ている。

トンネルの本坑掘削は4工区に分けて掘進が行われており、平成6年7月末に最後に残っていた北工区の掘進が開始され、平成6年8月末現在における掘進の進捗状況は概ね4割程度である。工程管理、品質管理、安全管理はもとより、延長的に6割を占める住宅地、1日当り10万台の交通量のある第二神明道路等地表への影響を出来るだけ少なくするための技術的対応、密集住宅地等の周辺環境への対応、地元工事調整等々、苦闘の日々が続いているが、コスト意識も念頭に、舞子工事事務所職員をはじめ関係者一同、平成10年春の供用を合言葉に全力投球しているところである。

(文責：第一建設局建設部専門役 井上 博明)



写真 大型風洞での地形模型風洞実験状況 (縮尺1/200)

〔中央が全橋模型、向こうが生口橋、手前が大三島
写真奥より風が吹く (橋軸直角北より東に36° の方向から)〕

多々羅大橋の地形模型風洞試験始まる

多々羅大橋の耐風安定性を照査するために、つくば大型風洞において全橋模型を使った風洞試験が行われている。多々羅大橋の耐風性については、①これまでの規模を遙かに超える中央支間長890mの長大斜張橋であること、②周辺の島々の影響によって複雑な気流特性が予想されること、が主な着目点である。このため、大型風洞試験においては、①に着目して、構造細部をできる限り忠実に再現した縮尺1/70の全橋模型を使った風洞試験で長大斜張橋の基本的な耐風性を照査すること、更に②に着目して、橋に作用する気流特性を再現するために周辺地形を含めた縮尺1/200の全橋模型と地形模型を使った風洞試験で複雑な気流特性のもとでの耐風性を照査することとした (写真参照)。

これまでに縮尺1/70の全橋模型風洞試験が終了しているが、特に問題となる不安定な現象は認められていない。今後は地形模型風洞試験によって複雑な気流特性が橋の耐風性に与える影響を調査し、最終的に本橋の耐風性を評価することとなる。

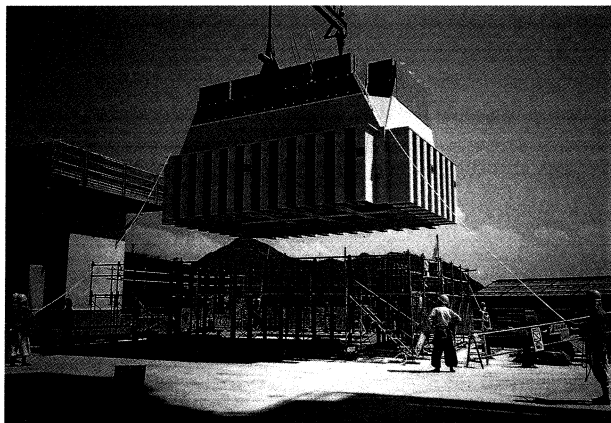
(文責：設計部設計第一課 勝地 弘)

来島大橋5P、9P主塔架設始まる

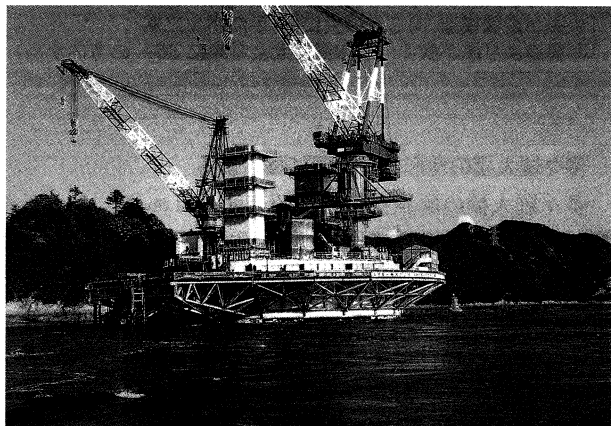
来島大橋の主塔工事は、来島第一大橋 (2P・3P)、来島第二大橋 (5P・6P)、来島第三大橋 (8P・9P) の3件で1993年3月発注以降、設計製作をすすめてきており、10社の工場で作塔柱ブロックを製作中である。架設は、各橋ともタワークレーンを使用し、3P、5P、9Pを先行するシリーズ架設で行うこととしている。

主塔基礎工事も順調に進捗しており、このうち、5Pと9Pでは、気中コンクリートの完了に引き続き本年7月より研磨工等の準備工事を進めてきたが、5Pは8月29、31日、9Pは9月6、7日にそれぞれ底板、塔柱第1段の架設を完了した。

橋脚上に設置したタワークレーン (160ton $\times$ 35m) でブロックを据え付けた後ジャッキで微調整を行ったが、設



5P塔柱第1段架設状況 (H6.8.31)



5P塔柱第4段架設状況 (H6.9.8)

置精度は、 $\pm 2\text{mm}$ の許容値に対して 0.5mm 以内におさめた。

5Pは本年末、9Pは'95年2月下旬に塔柱ブロックの架設を完了する予定である。なお、他の各塔の架設は、3Pは'95年3月、6P、8Pは'95年5月、2Pは'95年10月開

始予定である。

(文責：今治工事事務所 第六工事長 佐々木 雅敏)

「第4回技術発表会」開催報告

第4回技術発表会が、7月7日及び8日の両日にわたり、尾道市の「びんご運動公園」陸上競技場・メインスタンド大会議室で開催されました。

当日は、約100名の参加者があり、開会にあたり、玉田理事から挨拶を賜わり、指定課題3課題、自由課題11課題、特定課題3課題の発表を行いました。

また、特別講演として駒田敬一氏(現(財)海洋架橋調査会専務理事)が「本州四国連絡橋及び東京湾横断道路事業化経緯」と題して、経験を踏まえ、国内外のプロジェクトを取り巻く現在の情勢を織り混ぜながら、貴重な話題を講演されました。

具体的な発表内容については、表のとおりであり、発表課題の基本的な考え方及び今回の発表目的は次のとおりです。

〈指定課題〉

一つのテーマ(今回は「マスコンクリート」)を決め、技術の継承、伝達を目的として、パネルディスカッション方式で行う。(今回は、パネラー3名で行った。)

〈自由課題〉

若手技術者を含む技術職員の自由な提案を募り、研磨の場を提供することを目的としている。

〈特定課題〉

「利用促進及びその他維持管理業務に関することについて」というテーマのもとに、技術系職員に限らず全ての公団職員に発表する場を提供する。今回、試行的に3課題の発表を行うこととした。(当日の病欠により、最終的に

(表) 発表内容

[7月7日]

(指定課題：「マスコンクリート」「パネルディスカッション」)

- ・本四橋におけるひび割れ制御と評価に関する一考察
- ・明石海峡大橋1A・4Aにおける高流動コンクリート施工
- ・来島大橋4A マスコンクリートの温度応力計測
- ・「パネルディスカッション」

(自由課題)

- ・大断面近接めがね土砂トンネルに挑むアンブレラ工法
- ・茶間川橋下部工工事における鉄筋補強土工法
- ・生口橋・観音山地区長大切土のり面調査
- ・福江地区災害復旧工事
- ・因島大橋の維持管理における課題と提案
- ・強風時の安全管理のための強風予測手法

(特定課題：「利用促進その他管理業務」)

- ・瀬戸中央道の交通管制の現況と問題点
- ・有料道路における自動料金収受システム
- ・公団の企業体としての基本的機能と企業家精神

[7月8日]

(自由課題)

- ・来島大橋9P コンクリートケーソンの設計・製作・設置
- ・多径間連続高架橋の設計
- ・明石海峡大橋主塔景観細部検討
- ・明石海峡大橋パイロットロープ渡海
- ・超長大吊橋上部工の技術的課題への取り組み

【幹事 吉田鳴門管理事務所長】

設計部設計第三課	森下 尊久
維施部維持企画課長代理	有馬 勇
今治(工)第一工事長	長谷川芳巳

【幹事 第三建設局 岡本建設第二課長】

舞子(工)第二工事長代理	三島 功裕
早島(管)副所長	佃 長次
向島(工)第三工事長	中元 雄治
早島(管)維持計画課	磯井 祥二
向島(管)橋梁技術課長	平野 信一
維施部維持企画課長代理	長野 節夫

【幹事 第三建設局 藤井計画課長】

早島交通管制室長	平井 謙次
向島(工)庶務課長代理	多田羅隆仁
第二管理局業務部調査役	貞広 均

【幹事 第三建設局 鈴木設計課長】

第三建設局橋梁技術課長	吉田 茂司
鳴門(管)工事第一課	貴志 友基
企画開発部企画課長代理	栗野 純孝
垂水(工)第二工事長付	北川 竜三
設計部設計第一課長代理	金崎 智樹

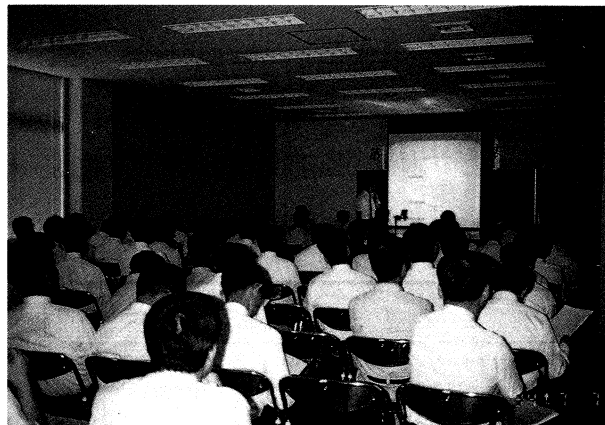
は2課題のみの発表となった。)

以上により、聴講者も全ての公団職員を対象としたことから、技術発表会としては、過去最高の100名程度の参加があり、発表後の質疑も予定時間を超え、活発に行われました。特に今回は、発表内容が幅広く、多岐に渡っていることから、若手職員が情報収集として興味を持った質問が多かったように思えます。

また、「特定課題」については、「新鮮な感じがした」「おもしろい題材が多く今後とも継続すべきだ」「今回こういう発表の場が新たに設けられたのは非常に良いことだ。関係者の努力に感謝する」というアンケートの“声”からもわかるよう、好評を博しました。

そして、自由課題11課題の中から3課題が優秀論文として選ばれ、次の方々が表彰されました。

- 強風時の安全管理のための強風予測手法
本社 維持企画課長代理 長野節夫
- 来島大橋9Pコンクリートケーソンの設計・製作・設置
第三建設局橋梁技術課長 吉田茂司



第4回技術発表会

●超長大吊橋上部工の技術的課題への取り組み

本社 設計第一課長代理 金崎智樹

最後に、今後とも、日常の業務の場で技術の研鑽に励まれることを期待するとともに、発表会の場で積極的に紹介されるようお願いいたします。

(文責：企画開発部調査課 古村 学)

文 献 紹 介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'94. 7~9月受入分

文献紹介の対象は、公団職員が本四技報以外の刊行物に投稿し、文献抄録票の提出のあったものです。掲載もれの場合は文献複写1部を、公団本社企画開発部・企画課・技術情報担当者宛送付下さい。

◎著者欄の※印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻	号	年 月	頁
明石海峡大橋 3P 主塔の製作	秦健作, 小林義弘, 佐岡瞬也* 加納順市*, 井上一郎*, 池田慎一* 水隆男, 森稔英*	川崎重工業技報		120	1994.1	77 - 83
平成6年度高速道路建設計画の課題 本州四国連絡橋公団	霜島稜一	高速道路と自動車	37	4	1994.4	57 - 59
明石海峡大橋超高塔の施工	秦健作, 佐岡瞬也*, 渡辺和明 松本国明*, 下村弘幸*, 奥山拓哉* 上野善彦*	川崎重工業技報		121	1994.4	49 - 55
明石海峡大橋 4A アンカレイジにおける低発熱型高流動コンクリートの品質管理方法及び品質について	有馬勇, 桜井重英*, 林順三	第2回「超流動コンクリート」に関するシンポジウム講演			1994.5	
明石海峡大橋におけるヘリコプター渡海	保田雅彦, 河口浩二, 武野優* 細川淑*	橋梁と基礎	28	6	1994.6	8 - 14
明石海峡大橋 4A アンカレイジにおける高流動コンクリートの品質	有馬勇, 竹口昌弘*, 桜井重英* 林順三	コンクリート工学年次大会講演			1994.6	
Bacic Research on Highly Workable Concrete with Low Heat Type Cement and Large Amount of Limestone Powder	古屋信明, 斉藤哲男, 近松竜一* 十河茂幸*	Concrete Library of JSCE			1994.6	81 - 101
Construction of Akashi - Kaikyo Bridge West Anchorage	古屋信明, 山岡禮三* Boyd C. Paulson Jr.	Journal of Construction Engineering and Management	120	2	1994.6	337 - 356
高流動コンクリートの施工 - 2 土木構造物	有馬勇, 桜井重英*	コンクリート工学			1994.7	
橋梁と油圧	秦健作, 北山仁志*, 焼野保雄*	日本油圧学会会誌	25	4	1994.7	28 - 33
Technical innovation for realization of Akashi - Kaikyo Bridge	古屋信明, 辰巳正明	イギリス土木学会構造論文集		104	1994.8	285 - 296
明石海峡大橋の建設と防錆技術	富田大造	防錆管理			1994.9	14 - 21

映像紹介

本州四国連絡橋関連映像（映画・ビデオ）紹介

～'94.3月制作まで

映像紹介の対象は、本州四国連絡橋公団の企画により制作したものです。

※印は販売中のビデオです。

タ イ ト ル	時間	完成 年月	タ イ ト ル	時間	完成 年月
〔明石・鳴門ルート〕			本州四国連絡橋上部工※（日本語版、英語版）	30分	S 62. 1
明石海峡大橋 - 世界最大吊橋の建設に向けて -（改訂版）	28分	S 62. 3	橋は生きている - 児島・坂出ルート架設技術 - ※	34分	S 62. 3
神戸側陸上部の計画	21分	H 1. 3	（英語、フランス語、ドイツ語、イタリア語、スペイン語、		
明石海峡大橋（昭和63年度）（日本語版、英語版）	30分	H 1. 3	ポルトガル語、アラビア語、インドネシア語、マレー語、		
明石海峡大橋（平成元年度）（日本語版、英語版）	19分	H 2. 3	タイ語、韓国語、中国語）		
海中基礎掘削 - 明石海峡大橋 -	28分	H 2. 3	瀬戸大橋 3400 日	15分	S 63. 2
海中基礎いびき - 明石海峡大橋ケーソン設置 -（日本語版、英語版）	38分	H 2. 3	斜 張 橋 - 檀石島橋・岩黒島橋 上部工工事の記録 -	34分	S 62. 3
明石海峡大橋（平成2年度）（日本語版、英語版）	20分	H 3. 3	い ど む - 本州四国連絡橋 - ※（改訂版）（日本語版、英語版）	30分	S 63. 3
水中不分離性コンクリート実験 - 明石海峡大橋 -	20分	H 3. 3	瀬戸に架ける - 下津井瀬戸大橋の補剛桁架設の記録 -	23分	S 63. 3
潮流と洗掘 - 明石海峡大橋 水理実験 -	27分	H 4. 3	斜 張 橋 - 景観との調和をめざして -（日本語版、英語版）	38分	S 63. 3
明石海峡大橋（平成3年度）（日本語版、英語版）	20分	H 4. 3	本州四国連絡橋 - 児島・坂出ルート -	47分	S 63. 8
舞子タワー80インチ映像	27分	H 4. 10	SETO OHASHI BRIDGE	19分	S 63. 10
海 の 礎 - 明石海峡大橋 -（日本語版、英語版）	46分	H 5. 1	夢が渡る瀬戸大橋	28分	H 1. 3
明石海峡大橋（平成4年度）（日本語版、英語版）	22分	H 5. 2	海 の 道 瀬戸大橋	12分	H 1. 3
夢を架ける・私たちの明石海峡大橋（アニメーション）	15分	H 5. 3	瀬戸大橋に於けるトラス橋の施工	30分	H 1. 3
神戸側陸上部の計画（改訂版）	20分	H 5. 3	本四備讃線 北浦港橋梁	23分	H 1. 3
知ってます？ 料金別納って	17分	H 5. 3	瀬戸中央自動車道交通管理システムの保守管理	20分	H 2. 3
橋 と 風 - 長大橋梁の耐風設計（日本語版、英語版）	20分	H 5. 11	瀬戸中央自動車道の管理	26分	H 2. 3
大型風洞試験 - 明石海峡大橋（日本語版、英語版）	15分	H 5. 11	PC 高架橋 - 児島・坂出ルート海峡部 -	33分	H 2. 3
主 塔 - 明石海峡大橋工事記録	32分	H 6. 1	瀬戸大橋 ※（日本語版、英語版）	92分	H 2. 4
舞子タワー80インチ映像（改訂版）	20分	H 6. 2	Information 与島プラザ	8.5分	
パイロットロープ渡海 - 明石海峡大橋ケーブル工事 -	24分	H 6. 3	YOSHIMA 君の瀬戸大橋大冒険	10分	H 4. 12
橋のかなたへ・・・ 四国	21分	H 6. 3	なるほど瀬戸大橋	20分	H 5. 3
明石海峡大橋（平成5年度）（日本語版、英語版）	22分	H 6. 3	橋を守る - 瀬戸中央自動車道の維持管理 -	30分	H 5. 12
〔児島・坂出ルート〕			〔尾道・今治ルート〕		
瀬戸内に架ける（第一部）-南北備讃瀬戸大橋 海中基礎工事の記録-	45分	S 59. 2	布刈瀬戸に架ける - 因島大橋 -（日本語版、英語版）	22分	S 59. 1
与島に築く - 北備讃瀬戸大橋 与島工事の記録 - ※	30分	S 59. 3	伯方橋の建設 - 西瀬戸自動車道 -	12分	S 63. 3
南北備讃瀬戸大橋 工事記録（その1）- 水中発破 -	30分	S 59. 11	宮窪に架ける - 伯方・大島大橋 -	23分	S 63. 3
南北備讃瀬戸大橋 工事記録（その4）- 海中コンクリート -	30分	S 59. 11	補剛箱桁の建設 - 大島大橋 -	32分	S 63. 3
南北備讃瀬戸大橋 工事記録（その2）- 海底掘削 -	27分	S 60. 2	大島大橋の建設 - 西瀬戸自動車道 -	43分	S 63. 3
南北備讃瀬戸大橋 工事記録（その3）- ケーソン製作・設置 -	25分	S 60. 2	西瀬戸自動車道 - 尾道・今治ルートを行く -（日本語版、英語版）	11分	S 63. 3
瀬戸内に架ける（ダイジェスト版）（日本語版、英語版）	23分	S 60. 2	橋とレーダー - 伯方・大島大橋とレーダー映像 -	25分	S 63. 10
下津井瀬戸大橋パイロットロープ渡海	20分	S 60. 3	生 口 橋 - 主塔建設の記録 -	19分	H 1. 10
航路に架ける（日本語版、英語版）	39分	S 60. 9	生 口 橋 - 下部工建設の記録 -	17分	H 1. 10
南北備讃瀬戸大橋 工事記録（その5）- 気中コンクリート -	23分	S 60. 9	来島大橋 - 下部工・調査編 -	22分	H 2. 1
南北備讃瀬戸大橋 工事記録（その6）- 主 塔 -	29分	S 60. 11	来島大橋物語（日本語版、英語版）	22分	H 2. 3
瀬戸に立つ塔 - 下津井瀬戸大橋の塔 建設工事の記録 - ※	27分	S 61. 1	西瀬戸自動車道 - 尾道・今治ルートを行く -（改訂版）	11分	H 2. 3
海 橋 - 南北備讃瀬戸大橋下部工の記録 -	36分	S 61. 3	わたしたちの来島大橋	15分	H 2. 3
架 け る - 児島・坂出ルート 大ブロック架設 - ※	40分	S 62. 3	来島大橋の桁架設	20分	H 3. 3
瀬戸を結ぶ（ア-ゼンギ工法）- 下津井瀬戸大橋ケーソン工事の記録 -	31分	S 62. 3	来島大橋の調査・試験	30分	H 4. 3
北備讃瀬戸大橋 - 補剛桁架設工事の記録 -	47分	S 62. 3	グースアスファルト舗装 - 生口橋 -	12分	H 4. 3
結び繋ぎ伸びてゆく日本全国へ	23分	S 62. 5	生口橋の話	36分	H 5. 3
ハヤト君の瀬戸大橋の旅 ※	36分	S 63. 1	生 口 橋 - 桁架設の記録 -	23分	H 5. 3
鷺羽山の四つ目トンネル ※	31分	S 63. 2	来島大橋物語（改訂版）（日本語版、英語版）	22分	H 6. 3
21世紀に結ぶ路 - 瀬戸大橋の陸路 -	32分	S 63. 2	西瀬戸自動車道 - 尾道・今治ルートを行く -（改訂版）	10分	H 6. 3
む す ぶ - 南備讃瀬戸大橋補剛桁架設 -	32分	S 63. 3	わたしたちの来島大橋（アニメーション）（改訂版）	15分	H 6. 3
海峡に架ける（日本語版、英語版）	32分	S 61. 9	大島と今治をむすぶ - 来島大橋の建設 -	19分	H 6. 3
檀石島橋・岩黒島橋の海中基礎	32分	S 61. 10			

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 6 年 4 月
調査等共通仕様書	平成 5 年 7 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(貸出しのみ)	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程	
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 4 年 4 月
施工管理試験要領	平成 3 年 4 月
機械設備工事共通仕様書(案)	平成 5 年 11 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	平成 5 年 9 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
吊橋主塔の塔頂構造設計要領(案)	平成 5 年 9 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
トラス構造設計要領(案)	平成 5 年 9 月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元 年 4 月
下路管理路の設計マニュアル(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 5 年 5 月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	平成 5 年 9 月
鋼橋等塗装基準・同解説(案)	平成 2 年 4 月
橋面舗装基準(案)[62.6一部改訂]	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
HBS高力ボルト類規格	平成 4 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(案)	平成 2 年 4 月
HBSリンク支承関係規格	昭和51年 3 月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト製作要領(案)	平成 5 年 9 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	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 年 8 月
[付属資料]	
1. 低発熱型コンクリート仕様(案)	平成元 年 7 月
2. 高性能AE減水剤品質規格(案)	平成 2 年 8 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

※表紙右上記号(ISSN0912-6953)説明

ISSNはInternational Standard Serial Number(国際標準逐次刊行物番号)の略で、逐次刊行物に付与される国際的なコード番号で、ISSD(国際逐次刊行物データシステム)という組織のもとで逐次刊行物の組織や検索に利用されます。

この番号は、国立国会図書館ISSD日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	多田和夫	
編集委員	天野耕一	永田孝夫
	有坂均	長野節夫
	有馬勇	那須清吾
	江田征機	野田政宏
	大橋治一	平野茂
	大廣始	平原伸幸
	金崎智樹	藤田和朗
	栗野純孝	古家彦彦
	黒木隆晴	帆足博明
	古村学	宮口典博
	高城信彦	山本茂樹
	瀧則雄	
	原澤秀久	(海洋架橋調査会)

本四技報 第72号

発行 平成6年10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東京都中央区入船3-1-13
エーユー入船ビル4F
電話03(3555)8361
発行者 井上義光
制作 株式会社 エディック

定価 2,200円

