

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.15 No.57 '91.1

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第57号 目次

Contents of Honshi Technical Report No.57

多々羅大橋の起工式を迎えて Significance of the Construction of Tatara Bridge	第三建設局 局長	旭 一 穂 ... 1
舞子トンネル区間の地質と試験坑調査 Geology of Maiko Tunnel and Survey of Pilot Tunnel	第一建設局 舞子調査事務所 同 上	河 野 英 雄 ... 2 鳥 居 聡
路面温度予測システム Road Surface Temperature Predict System	企画開発部 企画課 (前) 第二管理局 早島管理事務所 第一建設局 建設第一課 (前) 第二管理局 早島管理事務所	森 谷 俊 美 ...14 金 子 正 猪
瀬戸大橋の動態観測 Observation system on Seto Ohashi Bridge's behavior	維持施設部 (前) 第二管理局 橋梁技術課 第二管理局 坂出管理事務所 第一建設局 舞子工事事務所 (前) 第二管理局 坂出管理事務所	岩 屋 勝 司 ...18 武 山 哲 郎 大 川 宗 男
生口橋鋼桁の疲労に関する検討 Fatigue Studies of the steel girder of the Ikuchi Bridge	設計部 設計第三課 (前) 第三建設局 向島工事事務所 第三建設局 向島管理事務所 (前) 第三建設局 向島工事事務所	山 岸 一 彦 ...28 矢 野 保 広
来島大橋の耐震設計 Seismic Design of Kurushima Bridge	設計部 設計第三課 同 上	山 田 勝 彦 ...42 福 永 勸
ホンジュラス国を訪ねて Visiting Honduras	維持施設部	有 田 稔 ...48
技術ニュース The Latest Information		...49

本四技報 第58号 (3.4) 掲載予定

- ・ マスコンクリートの塗装に関する調査
- ・ 明石海峡模型設計
- ・ 大型風洞実験設備
- ・ 生口橋主桁接合部の設計
- ・ 生口橋PC桁斜ケーブル定着部の検討



舞子トンネル用のトンネルボーリングマシン
(掘削径5m、全長約60m)



舞子トンネル本坑掘削状況

(2年11月)



明石海峡大橋1A空撮

(2年11月)



明石海峡大橋2P空撮

(2年11月)



明石海峡大橋3P空撮

(2年11月)



明石海峡大橋4A空撮

(2年11月)

与島情報提供施設



大画面表示装置（遠景）



大画面表示装置（近景）



大画面表示装置（近景）

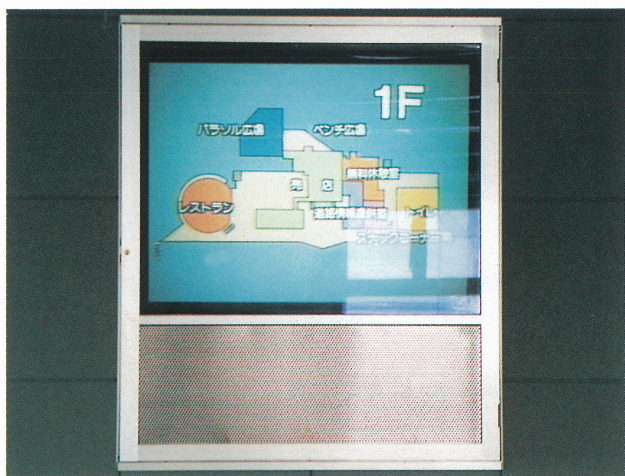
与島情報提供施設



大型ディスプレイ



道路情報及びITV モニター画面



大型ディスプレイ画面



大型ITV モニター 北備讃瀬戸大橋 2P塔頂カメラ



メディア瀬戸大橋リクエスト端末



無料休憩室与島PA第一駐車場案内図



来島大橋4A海底掘削工

(2年12月)



同 左 (大型グラブ船関門)

(2年12月)



来島大橋馬島北棧橋設置工

(2年12月)



同 左

(2年12月)



大規模岩盤載荷試験 (生口橋因島側取付部)

(2年12月)



同左振動試験 (左: 試験ブロック、右: 反力ブロック)

(2年12月)

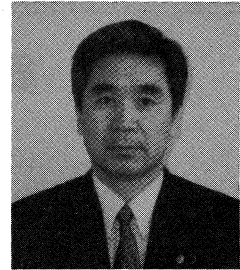
多々羅大橋の起工式を迎えて

Significance of the Construction of Tatara Bridge

第三建設局 局長 旭

— 穂

Kazuho Asahi



本四連絡橋の中で多々羅大橋は、未着手橋梁として最後まで残っていたが、平成2年8月25日、架橋地点にあたる生口島と大三島で、建設大臣、国土庁長官、両県知事を初めとする関係者多数をお迎えして、歟入れ式および起工式が盛大に挙行された。

今回、事業化された多々羅大橋関連区間は、広島県因島市洲江町から、愛媛県越智郡上浦町までの、延長約12kmであり、多々羅大橋はその県境に位置し、約1.3kmの海峡に架かる斜張橋である。多々羅大橋の橋梁形式は、昭和48年の工事実施計画では、吊橋で計画されていたが、その後、長大橋の設計や施行技術の進展、更に、地形的にも斜張橋の特性が生かせられて、経済的になる等の理由から、斜張橋に変更したものである。現在、設計や施行、更に、管理全般にわたり、委員会等を通じて安全性、耐久性、経済性そして景観等の項目について、精度を高めた検討を進めている。工事期間は約7年を想定しており、来島大橋が竣工する平成10年には完成し、西瀬戸自動車道が全通する時期と同じになる。

ここで、西瀬戸自動車道建設の歴史を振り返ると、昭和48年にオイルショックを受け、1ルート3橋（大三島橋、因島大橋、大鳴門橋）以外の建設が凍結となった。その後、国内経済や社会情勢が変化する中で、凍結の解除が繰り返されてきた。この間、瀬戸大橋の開通が本州と四国に大きなインパクトを与えた事実は、記憶に新しいところである。一方、広島、愛媛の両県民は他ルートからの立ち遅れに、不安を抱いていたことも確かである。それだけに、今回の多々羅大橋の起工式は、ルート全通の時期が明確になり、両県を中心とする西瀬戸経済圏の発展に、大きく寄与すると共に、ルート周辺の市町村が、地域の活性化の一環として、基盤整備対策に弾みをつけてきたことも事実である。

最近、国内でテクノポリスや大規模リゾート開発計画等の土地開発プロジェクトが、多数登場してきた中で、西瀬戸自動車道を念頭においた構想として、広島県では瀬戸田地区や因島、向島地区を含めた6市17町で構成する「瀬戸内中央リゾート構想」があり、一方、愛媛県は松山市、今治市、越智郡を包含した「えひめ瀬戸内リゾート構想」がある。これらの構想の特長は、瀬戸内海の多島景観や温暖な気候と柑橘類や海の幸等で代表される地理的、自然的特性を生かし、更に、村上水軍をはじめとする多様な歴史的、文化的資源等の活用を前提とした、国際的リゾート地域の形成を目指しているものである。

このようにルート全通への期待が、大きくなってきた

反面、他ルートと異なる課題も抱えている。即ち、西瀬戸自動車道は他ルートに比較すると、京阪神地区のような大都市圏と直結していないので、全通しても直ちに、地域の経済や社会を活性化させる程の人的、物的な流れに期待がもてるかという不安である。約60kmの区間を有する当ルートは、約10万人の人口を擁する6島を抱えており、今年の国勢調査では、人口の流出を防止できず、離島としての性格が鮮明になってきた。この離島がもつ問題としては、人口の減少と高齢化、造船、海運、柑橘産業等の不振が依然として続いている。このような環境の中で活性化を図るには、例えば、若年齢層のUターン化や定住化対策等が考えられる。更に、その雇用を確保する手段としては、観光やリゾート開発に依存する形態も想定されるが、今、問われているのは、観光やリゾート開発にしても、各島々がもっている特質を見極めた上で、どのような地域振興策があり、それをどのように活かすのか今後の重要な課題であろう。

最近、西瀬戸自動車道の始終点、特に広島県側では平成2年度中に、当ルートと接続する松永バイパスや山陽自動車道の一部開通がある。次に新広島空港が平成5年に開港、アジア競技大会は平成6年に開催され、更に、平成7年度には山陽自動車道全線が開通の予定である。このように幹線道路や新空港の整備が進む中で、平成10年に全通する西瀬戸自動車道が、意義あるルートとして活用されるには、リゾート開発で代表される地域開発プロジェクトを、充実させておくことが必要である。更に、21世紀の車社会でも対応できるよう、リゾート間のネットワーク化や相互連携のシステム化を確立しておくと共に、アクセスとしての道路、上下水道、河川および公園等の周辺整備事業も済ませておく必要がある。

本四公団は、これらの事業に直接参画できないが、関係機関が策定する種々のプロジェクト構想には、前向きな姿勢で協力し、意志の疎通を図ると共に、これから建設するIC、SAそしてPAは、地元の人々は勿論、通行者達から親しみ易く、利用し易いと評価されるよう、位置や構造の選定、更に、施設の規模等についても配慮する必要がある。一方、ルート全通後は、地元が催す種々のイベントにも積極的に協賛するなど、地道な対策や活動を続けることにより、21世紀の西瀬戸自動車道は東奔西走、南来北向する車の回廊として、活気に充ちたルートに変貌を遂げることを祈念すると共に、多々羅大橋の起工式を迎えた年の願望としたい。

舞子トンネル区間の地質と試験坑調査

Geology of Maiko tunnel and Survey of Pilot Tunnel

舞子工事事務所 第二工事長 河野 英雄

Hideo Kohno

舞子工事事務所 第二工事長代理 鳥居 聡

Satoshi Torii

1. まえがき

舞子トンネルは神戸～鳴門ルートのうち起点部となる垂水JCTと明石海峡大橋との間に位置する神戸側陸上部延長約4.7kmの内の3.3kmを通過するものであり、土被りが浅く、全長の2/3の区間にわたって未固結砂礫層である大阪層群を掘削する三車線2本の併設トンネルである。

本報告は、舞子トンネル区間の地質の概要と舞子トンネルの設計・施工上の技術的問題点を検討するため実施した試験坑調査について述べることとする。

2. 舞子トンネル区間の地質概要

2.1 地質概要

舞子トンネル区間に分布する地質は、舞子墓園付近に分布する六甲花崗岩と、その南北に広がる新第三紀中新

世の神戸層群を基盤層としてこれらを不整合に被覆する第四紀更新世の大阪層群と段丘推積層で、このほか、部分的に沖積層や造成等による盛土がある。

六甲花崗岩は、表層部では風化作用による真砂化と変色がみられるが、この風化帯の厚さは薄く、全体的には節理の発達したCM～CH級の比較的硬質な岩である。一軸圧縮強度は500～2000kgf/cm²程度で、弾性波速度(V_p)は2～5km/sec程度である。

大阪層群は、更新世中期の上部亜層群に相当し、南西側に緩く傾斜した礫質層の優勢な地層で、径4～100mmのチャート、流紋岩を主とし、砂層と粘土層を挟んでいる。上部は比較的安定した礫質層が分布するが、下部は礫質層、砂層および粘土層が複雑に入り組んだ変化の激しい状況を示している。

垂水JCTから第2神明道路までの大阪層群は、神戸層群を不整合で覆い、層相は粘土分の多い砂礫層を主体とし、連続した比較的厚い粘土層を挟んでいる。

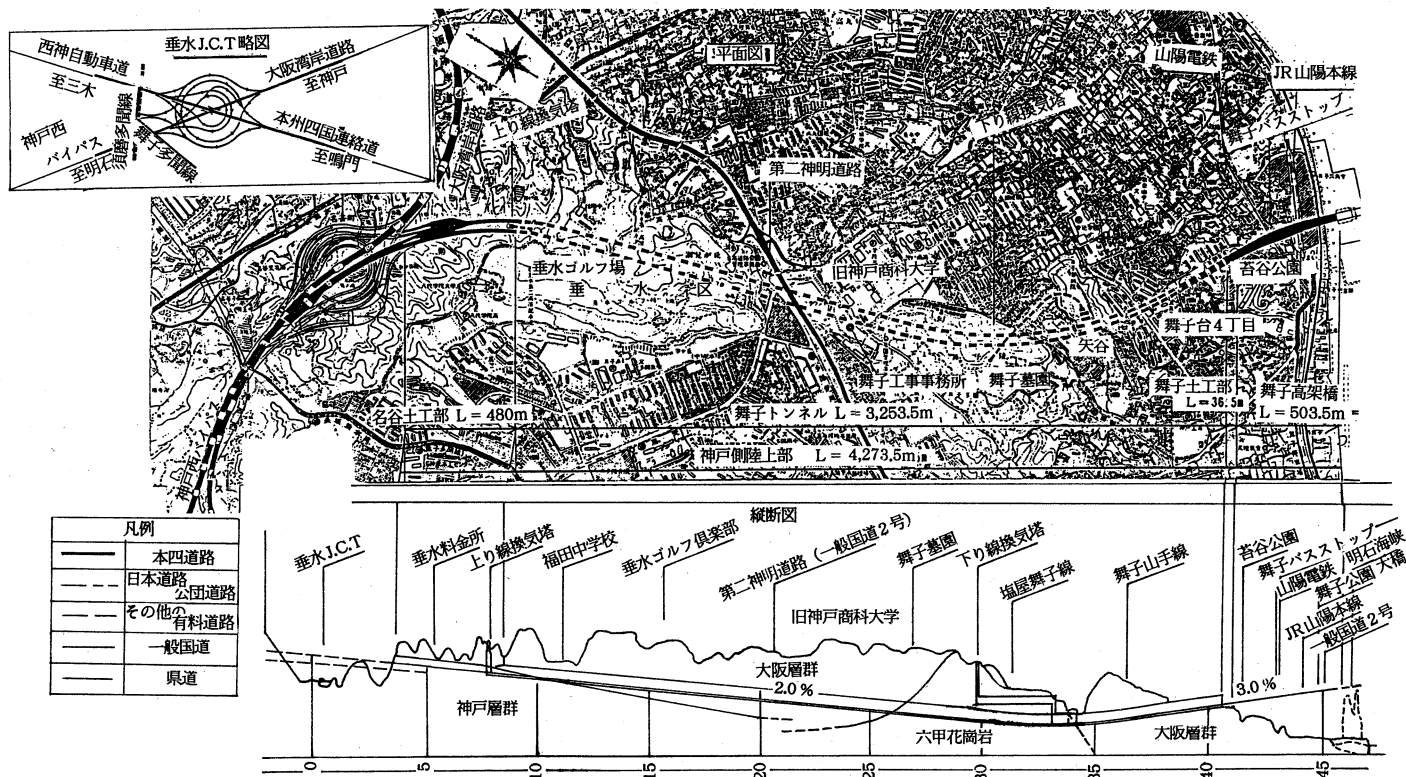


図-1 神戸側陸上部ルート図

表-1 地質層序表

時代	地層名	記号	記 事
新 第 四 紀 世	盛 土	B	宅地、道路等に伴う造成地。砂礫主体。
	崖 錐 性 堆 積 物	Dt	台地斜面下に礫混じり土砂として分布。
	沖 積 層	Al	谷部に砂礫・砂・粘土として分布。含水量が多く軟質。
	中 位 段 丘 堆 積 物	Tm	砂・礫の細かな互層状を呈し、標高20～40mの平坦部を形成。厚さ数m。
	高 位 (段 丘) 堆 積 物	Th	赤色化を受けた砂礫層を主体として砂層を挟み込む。標高60～110mにかけて平坦面を形成する。厚さ4～15m。
	大阪層群上部亜層群	O ₄	礫層を主体にし、砂層や粘土層を挟む。チャートと流紋岩の礫を多く含み、また、流紋岩のクサレレキを混入する。マトリクスは粘土混り～粘土質細～極粗粒砂で淘汰が悪い。黄灰色、灰白色や青緑灰色を呈する。
		O ₃	
		O ₂	
	神 戸 層 群	Ko	凝灰質砂岩と同質の泥岩の互層より成る。砂岩が卓越する。風化すると白色化。
	貫 入 岩	Dy	花崗岩中に脈状に貫入。風化が進み、緑灰色に変質している。墓園の南西端付近に分布する。
	六 甲 花 崗 岩	Rg	舞子墓園付近から矢谷北部に分布する。粗粒の花崗岩で、淡紅色のカリ長石を含む。風化部は比較的薄く、亀裂の多い硬質岩が広く分布する。

第2神明道路から舞子墓園にかけては、六甲花崗岩にぶつかるような不整合で分布し、層相は砂礫層を主体とし、砂層および粘土層が複雑に入り組んでおり、前者に比べ粗粒分の混入が多く、また、一部真砂状を呈している。

一方、舞子墓園から舞子台にかけては、シルト混じり砂礫を主体とし、比較的厚い粘土層および砂層で構成され、下位ほど全体に礫径が小さく、花崗岩礫が多くなる傾向にあり、矢谷付近で急激に沈み込む六甲花崗岩と不整合で接している。

各地層の層相と物性を表-2に示す。

2.2 地下水の概要

大阪層群中の地下水は、垂水JCTから第2神明道路付

近にかけてと舞子台付近では様相を異にしている。

垂水JCTから第2神明道路付近にかけての地下水は連続性の良い粘土層を境にして、自由地下水と被圧地下水に分けられる。両地下水の水頭は、自由地下水が被圧地下水より2～8m高く、粘土層のなくなる第2神明道路付近ではほぼ一致している。

自由地下水面は、垂水JCT付近で標高約90m、第2神明道路付近で標高約50mであり、1°程度の平均勾配で流下し、神戸層群の上面の傾斜とほぼ一致している。

矢谷北側の地下水は、舞子墓園からの供給により矢谷側へ流下する浅層地下水を形成している。このため、矢谷の北斜面では多くの湧水が認められる。

一方、舞子台付近の大阪層群中では、連続する地下水面は確認されていない。

また、六甲花崗岩中の地下水は、ほぼ風化した真砂土部に水面があり、水位は場所によって異なるが、GL-2mからGL-14m程度である。

3. 試験坑調査

3.1 調査概要

舞子トンネルを設計・施工するうえでの問題点を明らかにするとともに、その解決方法を検討するための基礎資料を得ることを目的として、舞子トンネルのほぼ中間の位置に立坑を設け、その立坑から本線に平行に12%の下り勾配で試験坑調査を実施した。試験坑の平面、縦断および標準断面を図-3に示す。

調査は、立坑φ6.5m、深さ28m、横坑断面積47㎡、延長30m、斜坑断面積50～57㎡、延長264mの区間で行い、対象地山は、大阪層群の地下水面上と地下水面下および一部花崗岩であり、それぞれの掘削の施工性、地質、地山の挙動等について調査を行った。調査内容の詳細は表-3の通りで地質調査は立坑部および断面A-A、B-Bで、計測AはM1～9および断面A-A、A'-A'、B-Bで、計測Bは断面A-A、A'-A'、B-Bで行った。

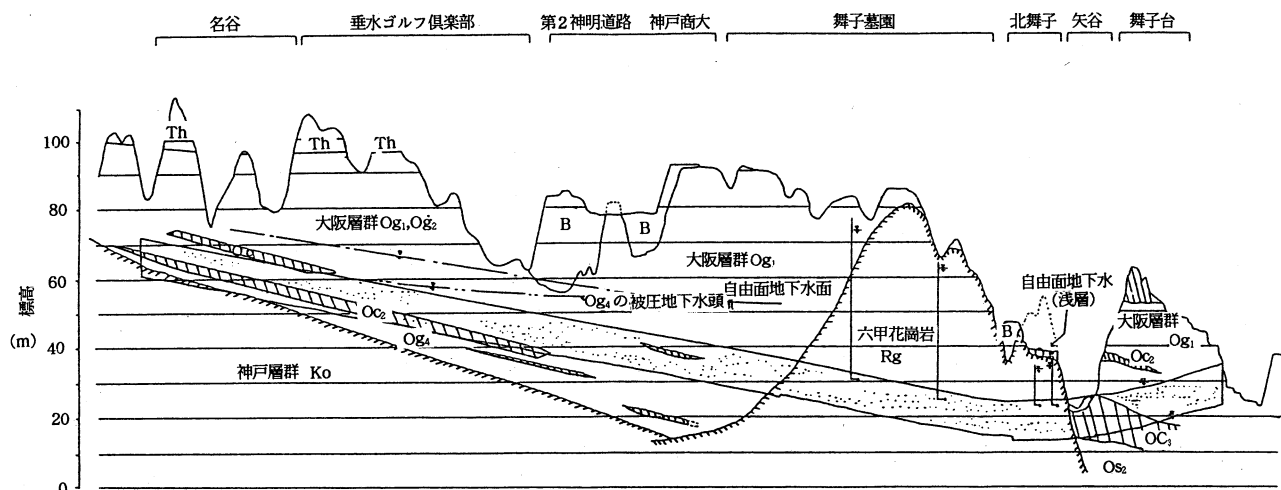
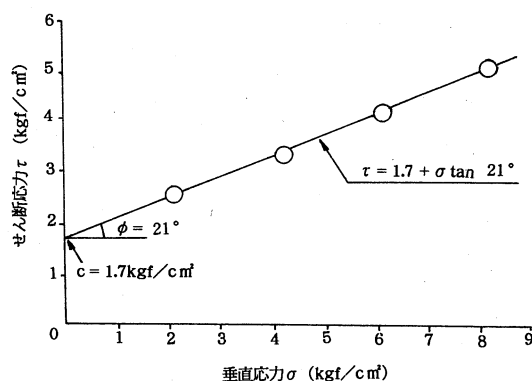


図-2 トンネル区間の地質概要図

表-2 各地層の層相と物性

区間	地質層	記号	色調	土相・岩相	N 値	変形係数 (kgf/cm^2)	透水係数 (cm/sec)	層相・分布状況
矢谷	盛土	B	黄褐～褐灰	粘土混り砂礫～砂	5～70以上	$5.2 \times 10^2 \sim 2.3 \times 10^2$	-	福田中学校のグラウンド、第二神明道路北側の駐輪場付近、神戸商大第二グラウンドの一部等に分布する。主に砂礫や砂が主体となるが、全体に不均質で、大阪層群に比べて締まりが緩い。
	沖積層	A ₁	黄褐～褐灰～赤褐	砂礫～砂～粘土	3～7 (砂礫)	3.4×10^2	-	丘陵地内の丘陵地斜面の沢や小河川に分布する。主に砂礫や砂および粘土よりなる。全体に含水量が多く軟質。
	高位(段丘)層	Th	黄褐～黄土～赤褐	砂礫～砂～火山灰質砂	-	-	-	八代学院大学周辺から神戸商大付近にかけて、厚さ4～20m程度で分布する。層相は数cm～数10cmの砂礫層と砂層の互層状を呈するが、八代学院大学付近では厚さ7m程度の砂層が主体となる。
	大阪層群	Og ₁	黄褐～黄灰	粘土混り砂礫～砂礫	70以上 (粘土分が集中する部分ではN=44～60)	$3.8 \times 10^2 \sim 2.3 \times 10^3$	$1.8 \times 10^{-5} \sim 6.2 \times 10^{-4}$	調査地全域に広く分布する。花崗岩分布地域では一部欠陥している。礫径は1～10cm程度のものが主体で、礫層はチャート、流紋岩が主体。流紋岩はクサレ礫となっている。マトリクスは細～粗粒砂が主体で粘土分を混入している。
矢谷	大阪層群	Og ₂	青灰～青緑灰	粘土混り砂礫～粘土質砂礫	70以上	$5.5 \times 10^2 \sim 1.8 \times 10^3$	$6.7 \times 10^{-5} \sim 2.5 \times 10^{-4}$	調査地の北側に連続して分布するが、八代学院大学付近で消滅する。礫径1～3cm程度のチャート、流紋岩を混入するが、流紋岩のクサレ礫を多く混入する。マトリクスは粘土混りの細～粗粒砂を主体とするが、一部に粘土の集中部が見られる。Og ₁ よりも若干、粘土分の混入が多い。
	大阪層群	Og ₃	青灰～青緑灰	粘土混り砂礫～粘土質砂礫	20～70以上	$2.0 \times 10^2 \sim 1.1 \times 10^3$	$9.1 \times 10^0 \sim 9.8 \times 10^{-4}$	調査地の大阪層群の最下部で調査地の北側に連続して分布する。主に粘土質砂礫を主体とするが、全体に層相変化が著しく、粘土層やシルト層および砂層に移化する。砂礫は礫径1～8cm程度でチャート、流紋岩が主体。また、流紋岩や花崗岩のクサレ礫を多く混入する。マトリクスは凝灰質で粘土分を多く含む細～粗粒砂が主体で、含水量も多く軟質である。
	粘土層	Ox ₂	青灰 (斑状に赤褐色化)	粘土 (一部シルト)	28～70	$4.5 \times 10^2 \sim 9.8 \times 10^3$	-	比較的良好に連続するが、第二神明道路付近で消滅し、これより南側には分布しない。層厚2～5m程度は半固結状を呈するが、下部に向かって軟質になる傾向がある。
	神戸層群	K ₀	緑灰～灰白	凝灰質砂岩と同質泥岩の互層	70以上 風化部では21～25	$4.1 \times 10^2 \sim 6.4 \times 10^3$	-	調査地北側に、大阪層群の基盤層として分布。一般的層相は砂岩が優勢であるが、ボーリングでは泥岩にも頻りに確認される。
舞子墓園付近	六甲花崗岩	風化部 中硬部 中硬部	黄褐～黄灰～褐 灰～淡紅色	土砂状岩～軟岩 (D～C ₁ クラス) 硬岩 (C ₂ ～Bクラス)	13～70以上 -	$0.4 \sim 4.3 \times 10^3$ (Dクラス) $0.7 \sim 1.7 \times 10^4$ (C ₂ クラス) $1.0 \sim 4.5 \times 10^4$ (C ₂ クラス) $3.5 \sim 11.0 \times 10^4$ (C ₂ クラス以上)	$2.8 \times 10^{-5} \sim 1.1 \times 10^{-4}$ $1.4 \times 10^{-5} \sim 7.6 \times 10^{-7}$	土砂状岩：指圧で砂状に分離または容易に砕ける程度まで風化している。地表部では最大でも10m程度と予想される。 軟岩：亀裂が発達し、亀裂に沿って風化が進行し、ハンマーの軽打で容易に割れる。ボーリングコアでは礫状～短柱状を示す。地表に近い部分や、断層の周辺に多く見られる。 部分的に弱い変質を受けているが、全体的には亀裂の少ない硬質な岩盤である。ボーリングでは棒状～柱状コアとして採取される。 卓越する節理は走向N-S、傾斜80～90°E。
	粘土層	Ox ₁	淡褐灰	砂質粘土	10～12	-	-	淡褐灰色を呈し、部分的に酸化物(赤褐色)や炭質物(黒色)の挟みがある。 東舞子住宅付近の地表下3～4mまで分布する。層理面の走向・傾斜はN40°W、8°S。
矢谷	大阪層群	Og ₁	黄～茶褐	砂礫	70以上	$3.1 \times 10^2 \sim 1.4 \times 10^3$	1.1×10^{-5}	φ5～70mmのチャート・流紋岩・石英・泥岩・凝灰岩等の面円礫、および花崗岩の各礫(著しく風化し、指圧でつぶれる)を含む。マトリクスはシルト混りの砂で、全体に海法は悪い。下位の方が全体に締まりが小さくなり、花崗岩礫が多くなる傾向にある。矢谷の南側、標高20～60m付近に分布する。
	粘土層	Ox ₂	褐灰	シルト質粘土～粘土	34	3.8×10^2	-	連続性に乏しくOg ₁ 層中にレンズ状の挟みとして認められる。褐灰色を呈する。矢谷の南側、Na28、30孔に確認され、標高35～40mに分布する。
	砂層	Os ₁	褐灰～茶褐	礫混り砂～砂	45～60	$0.8 \sim 5.3 \times 10^2$	-	連続性に乏しくOg ₁ 層中に不規則に分布する。砂礫はOg ₁ と同様であるが、全体に礫径が小さい。地表近くはルーズでNa31、32孔の標高35～40mで確認される。
	粘土層	Ox ₃	青灰	粘土	40～50	$3.2 \sim 8.2 \times 10^2$	-	青灰色で凝灰岩の固結粘土で連続性がよい。局所的灰白色の凝灰岩相(軟岩状)を示す部分も認められる。腐植物を含むところがある。
舞子台	砂層	Ox ₂	灰	シルト混り砂～砂礫 混りシルト	40～70以上	-	-	矢谷の南側では標高11～25m付近に分布。本線トンネル区間では花崗岩にアバットする形でSTA. 34+20～STA. 37+30付近に出現する。矢谷の北側、北舞子市営住宅付近では、花崗岩に近くなるにつれて層厚は薄くなっていく。標高20～47m付近に分布する。
	粘土層	Ox ₄	暗灰	礫混りシルト	36～51	-	-	アルコーズ質でφ2～10mmの石英面円礫、花崗岩角礫を含む。矢谷南側では標高11～18m以深に分布。矢谷の北側では花崗岩にアバットで、標高20～40m以深に分布する。
								暗灰色の礫混りシルトで、上位に腐植土層がある。 矢谷北側のNa26孔のみ確認される。

調 査 区 分	項 目
地 質 調 査	ボーリング調査 原位置せん断試験 (立坑部のみ) 平板載荷試験 (") 三軸圧縮試験 (") 孔内水平載荷試験 地山資料試験
計 測 A	切羽観察 内空変位測定 天端沈下測定
計 測 B	鋼製支保工応力測定 (立坑部除く) 吹き付けコンクリート応力測定 ロックボルト軸力試験 地中変位 (坑内) 測定 地中変位 (坑外) 測定 地表面沈下測定



	地盤反力係数 k (kgf/cm ²)	変形係数 D (kgf/cm ²)	弾性係数: E (kgf/cm ²) 再載荷時	粘着力 c (kgf/cm ²)	内部摩擦角 φ (度)	降伏強度 (tf/m ²)	極限支持力 (tf/m ²)
孔内水平載荷試験	230~350 (φ 66cm)	*2) 1050~1630	—	—	—	270~320	—
原位置せん断試験	—	—	—	1.7	21	—	—
平板載荷試験 *1)	22~25 (φ 60cm)	*3) 960~1080	*3) 2070~2230	—	—	330~350	530
三軸圧縮試験 *1)	—	150,290,530 (拘束圧 1,3,5 kgf/cm ²)	950,2050 (拘束圧 1,3, kgf/cm ²)	0.6	33	—	—

1630kgf/cm²、平板載荷試験より960～1080kgf/cm²と同程度の値が得られた。一方、三軸圧縮試験は拘束圧を1、3、5kgf/cm²と変えて行った結果、変形係数はそれぞれ150、290、530kgf/cm²となった。また、繰返載荷によって得られた弾性係数は、平板載荷試験で2070～2230kgf/cm²、三軸圧縮試験で950kgf/cm²（拘束圧1kgf/cm²）、2050kgf/cm²（拘束圧5kgf/cm²）となった。

3.2 調査結果

(1) 立坑部

立坑部はすべて地下水面上の大阪層群であり、調査結果を表-4および図-4~図-8に示す。

これらの結果から明らかになった事項は、以下の通りである。

① 地山の变形係数は、孔内水平載荷試験より 1050～

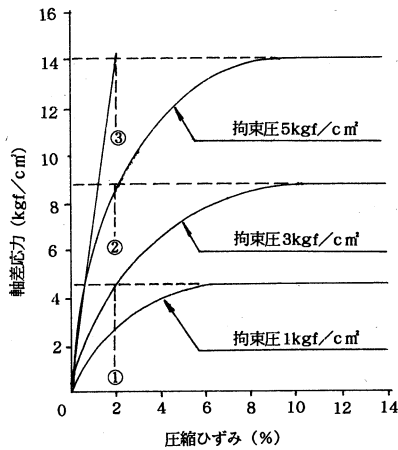
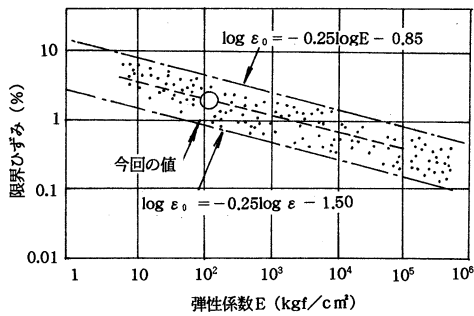
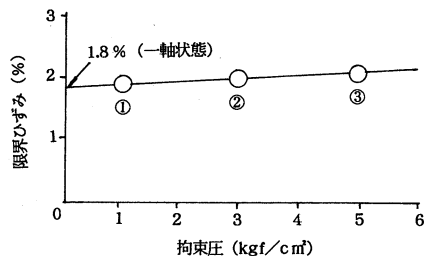


図-8 限界ひずみの算定¹⁾

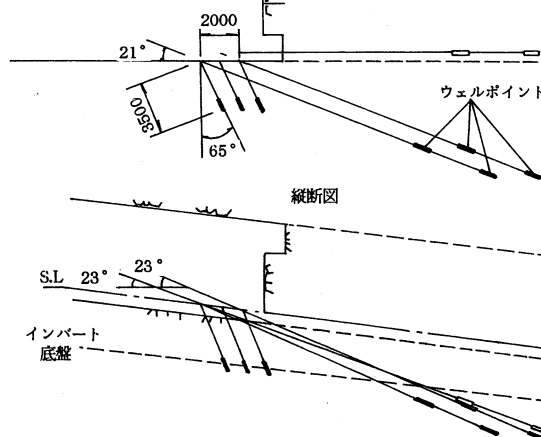
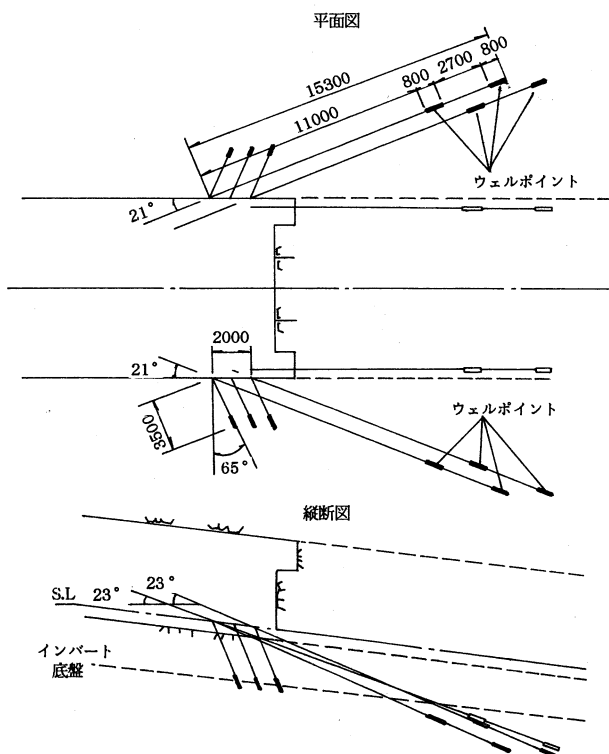
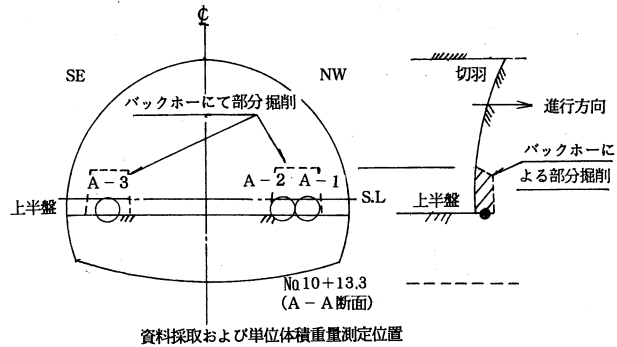


図-9 ウェルポイント基本配置

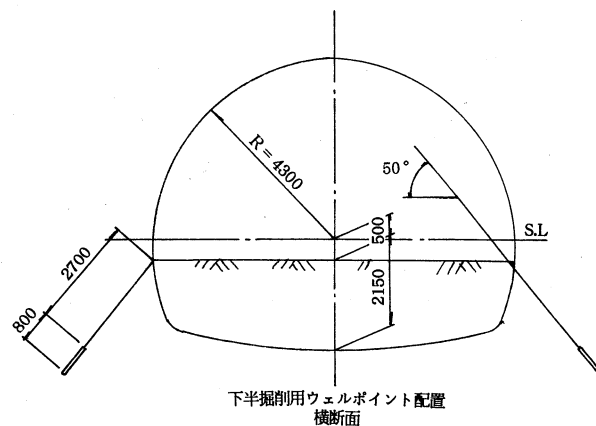
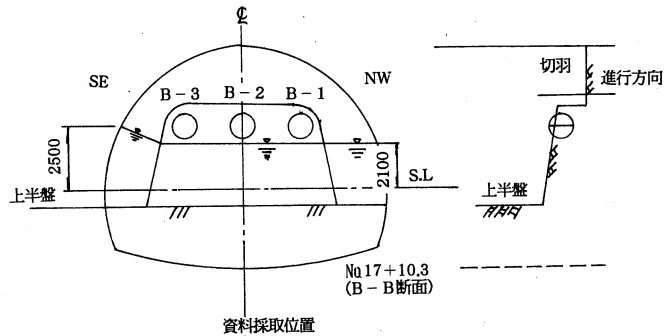
表-5 地山資料試験
A-A断面 試験結果一覧表

試料 番号	土質名	粒 度 特 性				含水比 (%)	土粒子 の比重	単位体積 重量 (湿潤)
		隙分 (%) > 2000 μm	砂分 (%) 2000~74 μm	細粒分 74 μm >	均等係数 Uc			
A-1	細粒分 混り砂	67	27	6	53.45	8.36	2.65	2.13
A-2	"	69	26	5	89.28	8.57	2.65	1.98
A-3	"	62	33	5	77.78	7.46	2.65	1.97



B-B断面 試験結果一覧表

試料 番号	土質名	粒 度 特 性				含水比 (%)	土粒子 の比重
		隙分 (%) > 2000 μm	砂分 (%) 2000~74 μm	細粒分 74 μm >	均等係数 Uc		
B-1	細粒分 混り砂	67	20	13	438.89	13.96	2.65
B-2	"	70	20	11	169.39	12.51	2.63
B-3	"	66	23	12	175.00	13.60	2.65



方向の違いが考えられる。

③ 三軸圧縮試験結果より限界ひずみを求めたところ $E_0 = 1.8\%$ が得られた。この値は、一軸状態の限界ひずみと弾性係数の関係図においてほぼ中央に位置しており、今回の試験で得られた弾性係数はほぼ妥当な値であると考えられる。

(2) 横坑・斜坑部 (大阪層)

横坑および斜坑部の大阪層群部の調査により、以下の事項が明らかとなった。

1) 施工性

① 地質は砂礫層と砂層の互層で、砂礫層は粘土分を含み、礫の径は 20~80mm 程度である。

② 地下水面下では、砂層において流砂現象がみられる等切羽の自立が難しい状態がしばしば生じたが、これにはウレタン注入等の補助工法が効果的であった。

③ 地下水位の低下には、主に図-9に示すような配置でウエルポイントを用いたが、これにより切羽の自主性が改善され効果が認められた。

表-6 孔内水平載荷試験

A-A断面			
調査地点	深度 (m)	実測K値 (kgf/cm ²)	実測K値によるE (kgf/cm ²)
A-1-1	24.485	103.45	445
A-1-2	29.485	121.95	529
A-1-3	34.485	362.07	1556
A-2-1	17.945	165.29	789
A-2-2	22.945	289.16	1392
A-2-3	27.945	87.38	375
A-3-1	23.735	53.87	229
A-3-2	28.735	81.42	347
A-3-3	33.735	424.24	1765
B-B断面			
調査地点	深度 (m)	実測K値 (kgf/cm ²)	実測K値によるE (kgf/cm ²)
B-1-1	35.925	207.79	863
B-1-2*	40.925	166.67	708
B-1-3*	45.925	315.79	1510
B-2-1	30.055	241.76	997
B-2-2	35.055	346.67	1499
B-2-3*	40.055	183.21	893
B-3-1	35.785	62.50	298
B-3-2*	40.785	139.13	647
B-3-3*	45.785	413.04	1885

*: 設計地下水位以下

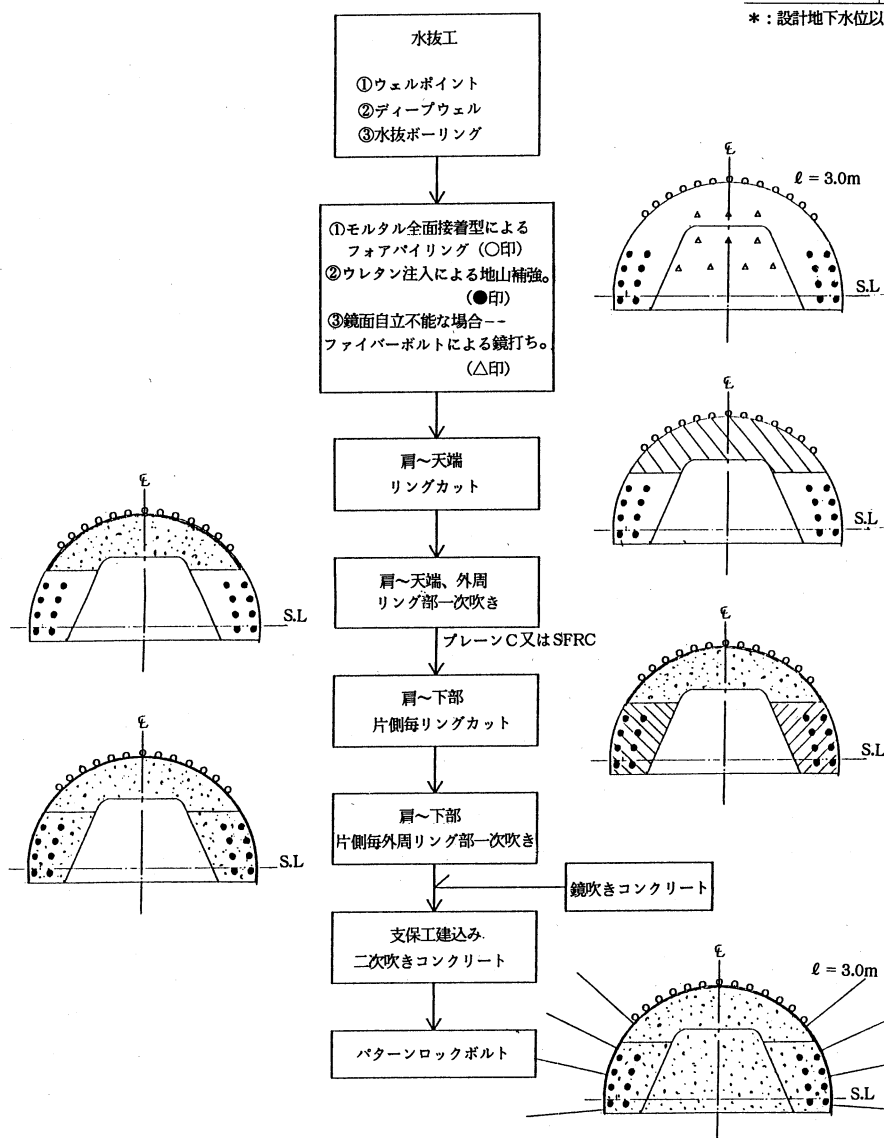


図-10 湧水区間における掘削フロー

④ トンネルの総排水量は、最大約 1150 l/分であった。

⑤ 各種補助工法を用いた結果地下水面下での掘削の基本フローは、図-10の通りとなった。

⑥ 地下水位低下確認のため調査坑を挟み2カ所の観測井にて観測を実施した。(図-3に観測井の位置を示す。) 両観測井の水位状況を図-11に示す。

図-11に示す通りNo.1の観測井はトンネル排水により確実に水位低下がみられるが、調査坑に近いNo.2の観測井においてはトンネル排水との相関がみられず、地層の複雑さによる地下水挙動の複雑さを表しているものと思われる。

2) 地山資料試験

地山資料試験は断面A-AおよびB-Bの2ヶ所で実施し、その結果は表-5に示す。

① 単位体積重量は1.97~2.13t/m³で土粒子の比重は平均2.65である。

② 均等係数は、A断面で53~89、B断面で169~439であり比較的良いが、細粒分(74μm以下)は、A断面で5~6、B断面で11~13と低い値である。

3) 孔内水平載荷試験

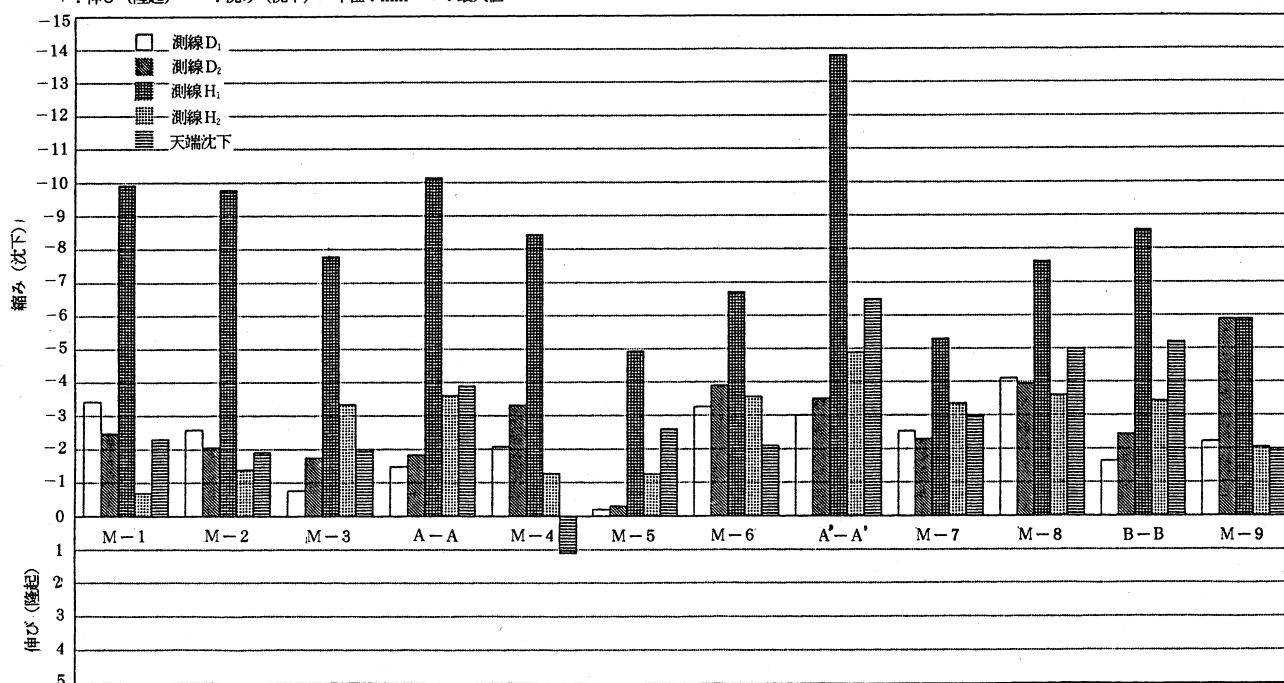
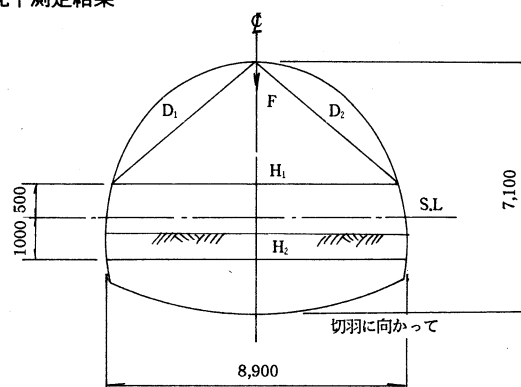
孔内水平載荷試験の結果を表-6に示す。

① 変形係数が約1400~1900kgf/cm²の地層は、固結度の高い粘土まじり砂礫層にあたるが、その他の層の変形係

表-7 内空変位・天端沈下測定結果

計測断面位置	D ₁	D ₂	H ₁	H ₂	F
M-1 (STA No.8+5.0)	-3.42	-2.47	-9.91	-0.69	-2.3
M-2 (STA No.8+18.0)	-2.59	-2.06	-9.77	-1.38	-1.9
M-3 (STA No.10+0.8)	-0.76	-1.74	-7.78	-3.34	-2.0
A-A (STA No.10+12.5)	-1.48	-1.84	-10.13	-3.60	-3.9
M-4 (STA No.11+14.2)	-2.08	-3.32	-8.43	-1.27	+1.1
M-5 (STA No.12+7.0)	-0.19	-0.29	-4.93	-1.25	-2.6
M-6 (STA No.14+9.2)	-3.26	-3.89	-6.71	-3.56	-2.1
A'-A' (STA No.15+5.6)	-3.00	-3.50	-13.80*	-4.88*	-6.5*
M-7 (STA No.16+5.0)	-2.53	-2.30	-5.29	-3.35	-3.0
M-8 (STA No.17+7.0)	-4.10*	-3.94	-7.62	-3.60	-5.0
B-B (STA No.17+9.5)	-1.64	-2.44	-8.56	-3.43	-5.2
M-9 (STA No.17+18.0)	-2.22	-5.89*	-5.89	-2.05	-2.0

+: 伸び (隆起) - : 沈み (沈下) 単位: mm *: 最大値



計測工B計測結果 (最大値)

計測項目		単位	No.10+12.5 (A-A断面)	No.15+5.6 (A'-A'断面)	No.17+9.5 (B-B断面)
鋼アーチ 支保工	軸力	tf	23.32	33.08	34.32
	曲げモーメント	kgf/cm ²	769	1,091	1,132
ロック 吹付け コンクリート 応力	曲げモーメント	t・m	0.29	0.39	0.40
	ボルト軸力	tf	6.4	6.6	2.5
	上半収束値	kgf/cm ²	48.7	29.4	36.5
坑内 坑外地中変位	最終値	kgf/cm ²	35.2	26.6	36.5
	坑内変位	mm	5.5	-	2.4
	左側水平変位 (坑壁から1.42m離れ)	mm	5.8	-	4.0
	右側水平変位 (坑壁から1.42m離れ)	mm	5.5	-	6.0
坑外 鉛直変位	鉛直変位 (天壁から1.5m離れ)	mm	7.7	-	3.8

数は1000kgf/cm²以下でばらつきをもって分布している。これらの値は、立坑部で得られた値と同程度のものである。

② 地下水面以下と以上での変形係数に明瞭な差異は認められなかった。

4) 計測工

計測工の結果を表-7および図-12~図-16に示す。

① 内空変位の最大は、いずれの断面でも上半水平測線で、その値は13.8mmであったが、地下水面以下および以上で変位量には大差はない。

② 支保工はH-125を用いたが、その軸力の最大値は34.32t、モーメントの最大値は0.40t・mでこれらを応力度に換算すれば、それぞれ1132.3kgf/cm²、307.0kgf/cm²であり、軸力が卓越しているが、許容応力度を上回

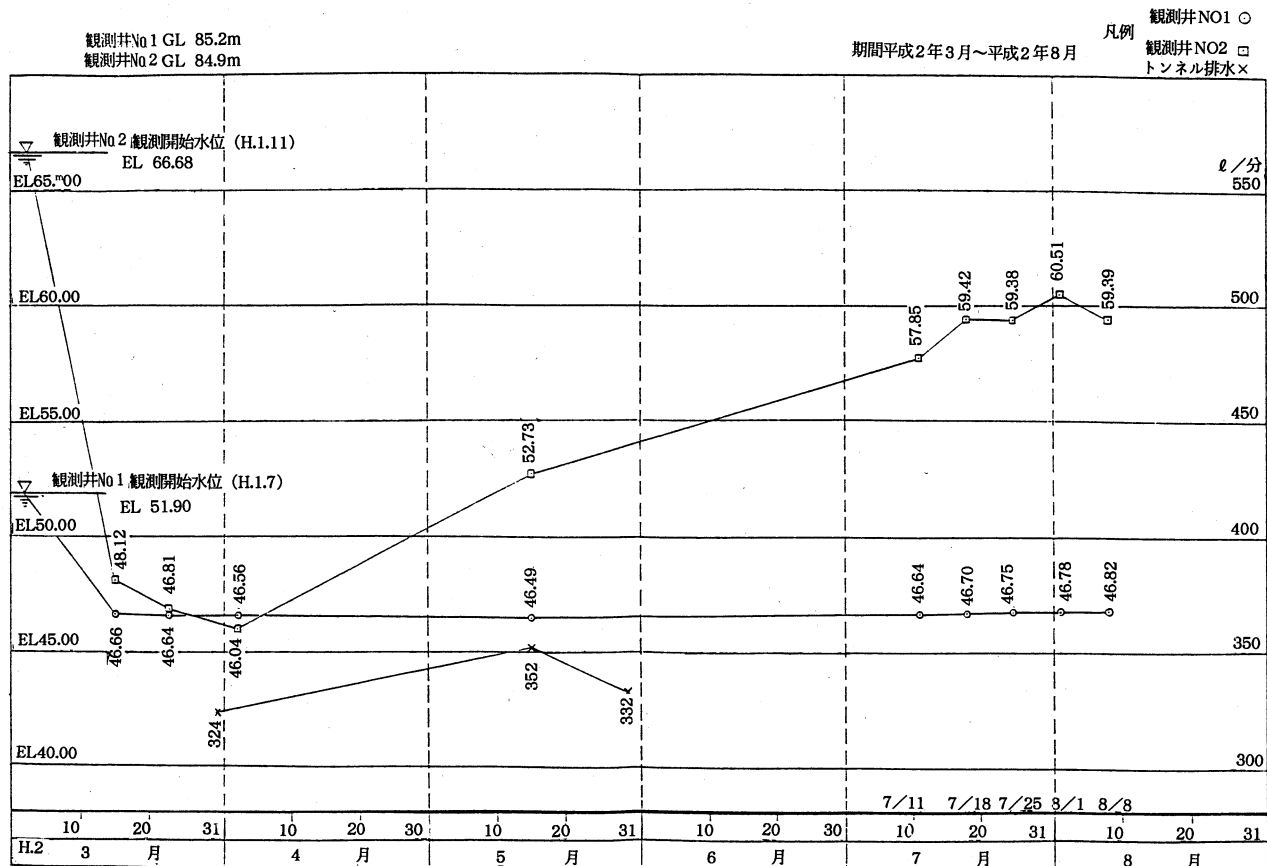


図-11 観測井水平測定表

る箇所はなく支保工の設計は妥当であったと考えられる。
また、地下水面以下と以上で有意な差は認められない。

③ 天端のロックボルトの軸力は圧縮を示したが、横方向のものは最大6.4tの引張りが働いており、その効果を発揮していると考えられる。

④ 吹き付けコンクリート応力の最大は、A断面における上半収束時の48.7kgf/cm²であったが、許容応力度以下であり吹き付け厚の設計は妥当であったと考えられる。

⑤ 地中変位測定の結果トンネル掘削による明瞭な影響範囲は2.5～3.5m程度であり、ロックボルト長3mは、ほぼ妥当であったと考えられる。

⑥ 土被りは約30～40mであるが、地表面の変位はほとんど計測されなかった。

(3) 斜坑部（花崗岩）

斜坑部の花崗岩においては火薬を使用した発破による掘削を行ったが、地表には舞子墓園の墓石が、南東150mの地点には住宅群が控えているため計画に当たっては発破による振動を極力押さえることが必要であり、分割の仕方、一発破あたりの進行長、薬量について検討し、施工に反映させた。

1) 発破振動の推定式

発破による地盤振動は、薬量、距離、地質条件等多くの要因が複雑に影響するため、これらのすべての条件に適用できる発破振動の普遍的な関係式を求めることは困難であるが、従来、発破振動の大きさは薬量と距離の関係で数多く提唱されており、これらを整理してみると、

$$V = K \cdot W^m \cdot D^{-n} \dots\dots\dots (1)$$

の関係で一般に示される。ただし、Vは最大変位速度 (cm/sec)、Wは段当たり最大薬量 (kg)、Dは爆源からの実距離 (m)、また、Kは薬量、発破条件、地質条件等によって定まる定数である。指数mの値は1/2～3/4、nの値はほぼ2となる場合が多い。また、このVより振動レベル (VL) dBを求める式は、一般に、

$$VL = 20 \log V + B \dots\dots\dots (2)$$

B: 定数

で表されている。

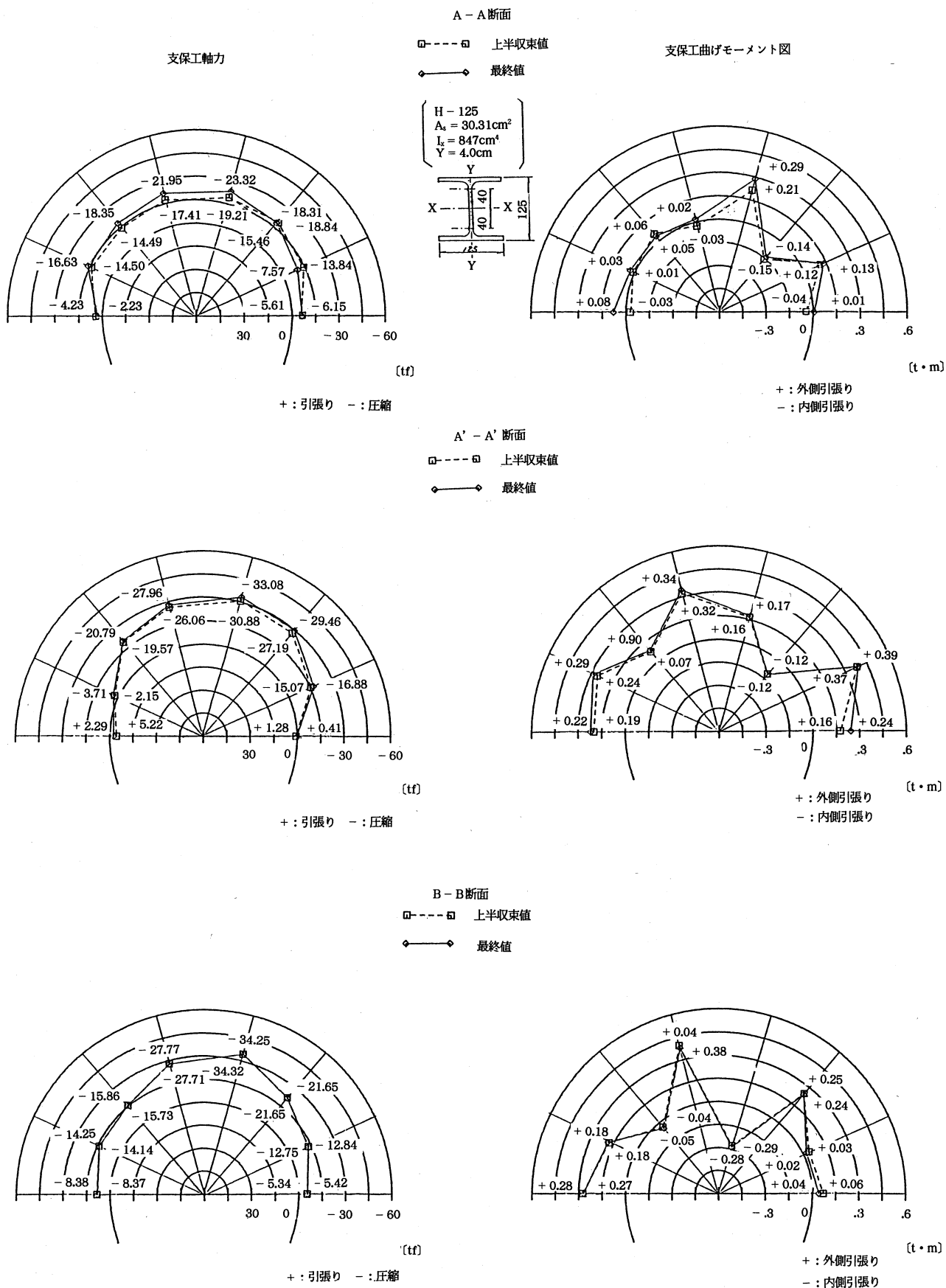
2) 施工に用いた値

今回の花崗岩区間の施工においては、保安物件にあたる物には、住宅、墓石があり、直近距離で約40mの位置に墓石があるためこれを対象として振動の目標値を定めた。なお、振動の許容値は65dB以下とした。

(1) 式、(2) 式におけるK値、B値は岩種によって異なるため、これらの値を特定することが今回の試験発破の目的となる。これまでににおいて近傍での六甲花崗岩での施工例では、K値は芯抜き時で490、払い時で260程度であり、また、B値は75程度となっている。本施工においてはこの値を参考とし、K値は芯抜き時で490、払い時で260を、B値はやや安全側に計算される8.1を用い一発破進行長、段当たり薬量を設定した。

① 使用爆薬：2号梗ダイナマイト、スラリー爆薬、SBスラリー爆薬

② 使用雷管：MS電気雷管



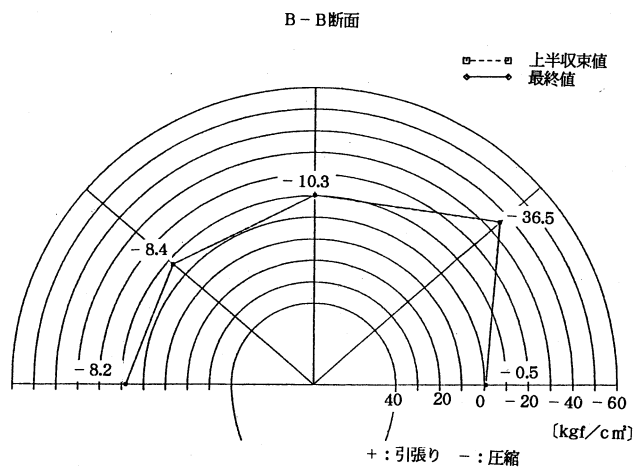
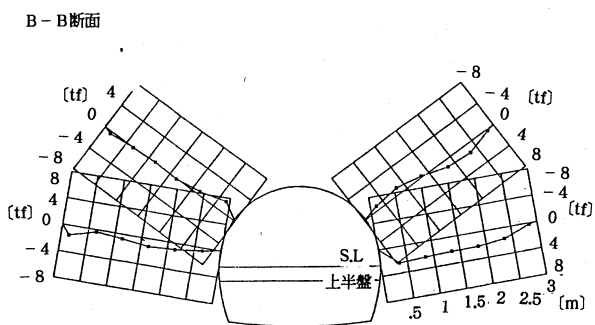
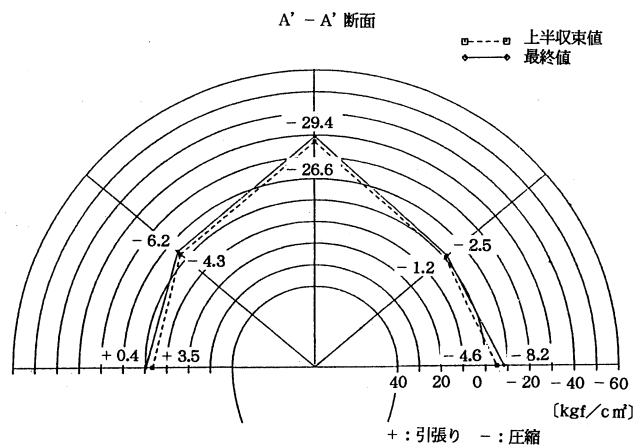
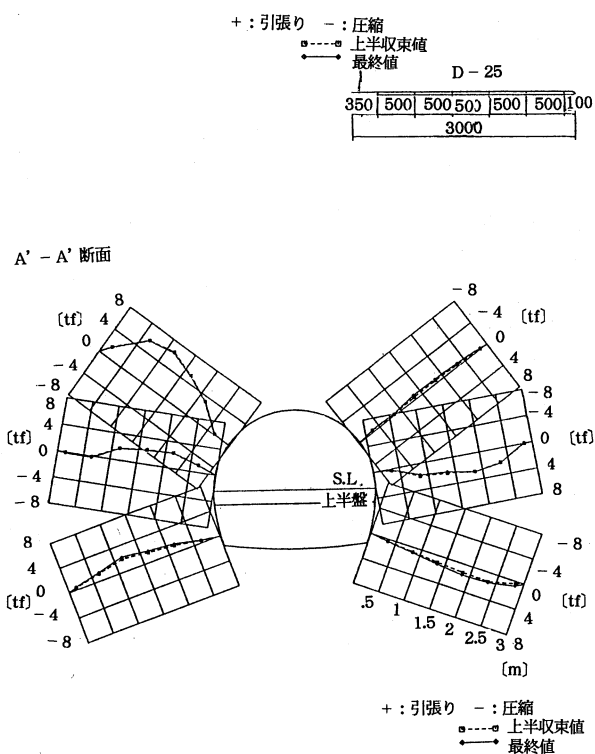
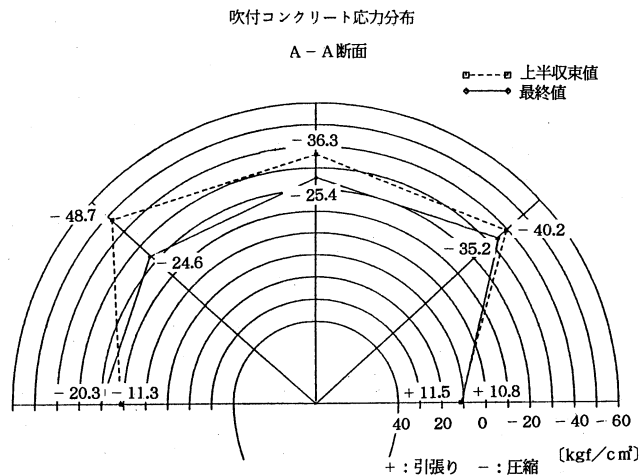
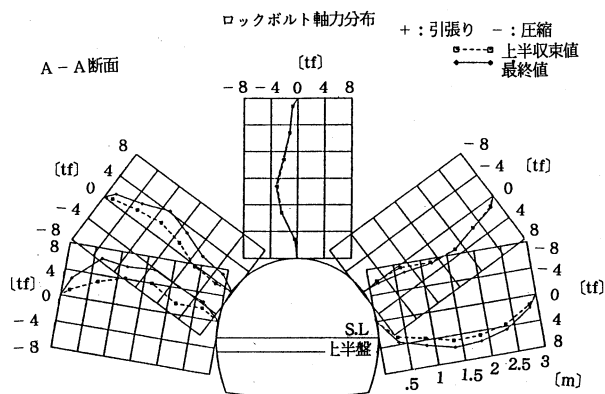


図-13 ロックボルト軸力分布図

図-14 吹付コンクリート応力分布図

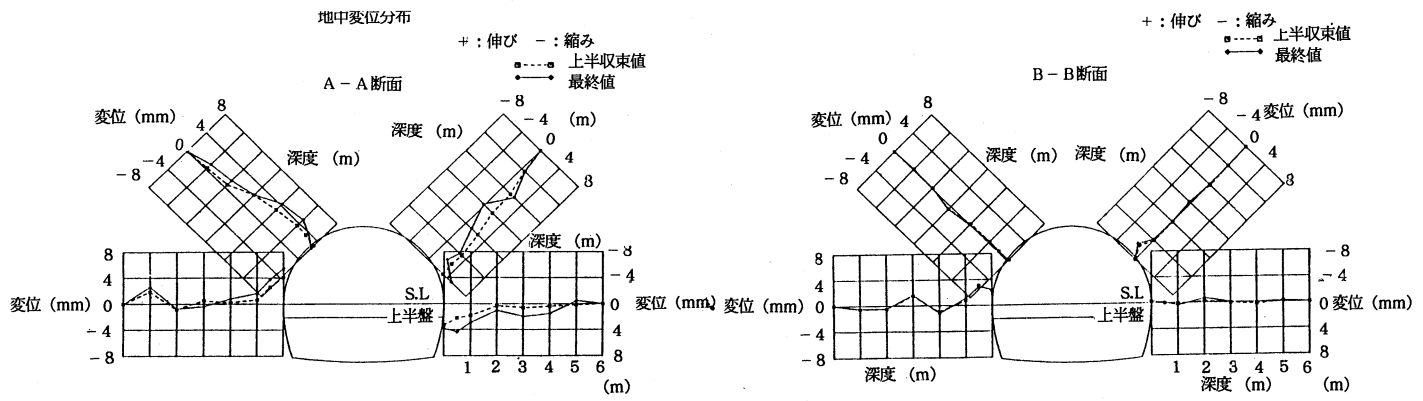


図-15 地中変位分布図 (坑内)

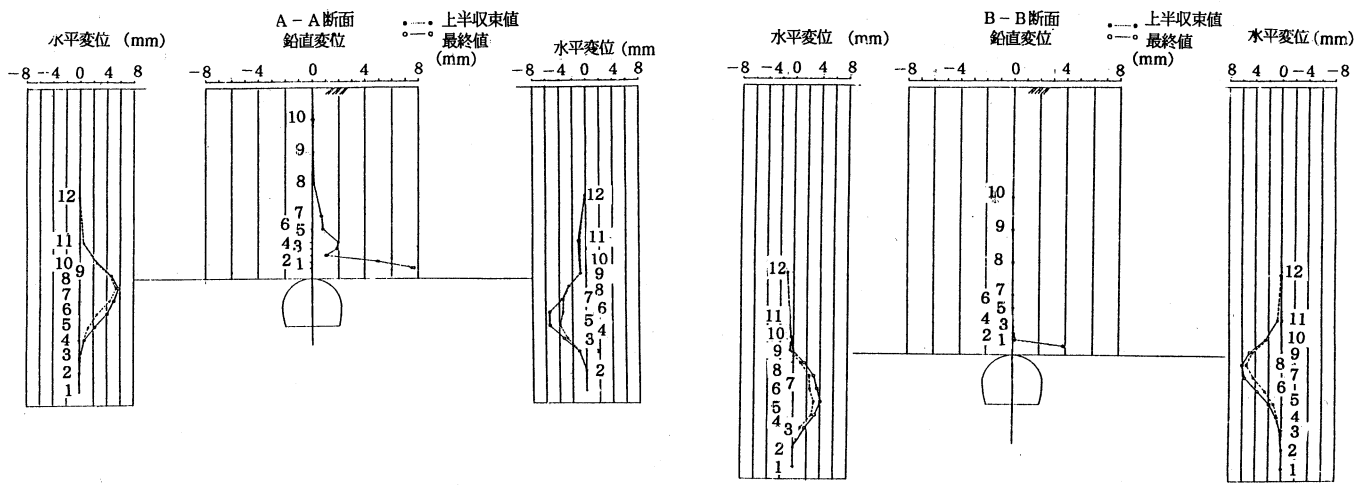


図-16 地中変位分布図 (坑外)

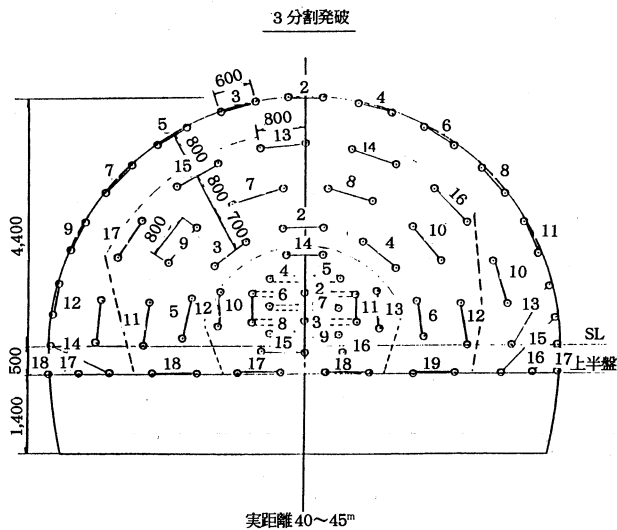


図-17 穿孔パターン (上半)

③ 岩質 : 六甲花崗岩 (圧縮強度 600~1500kgf / c㎡)

④ 穿孔パターン 図-17に示す。

芯抜きにも段発を用いることにより、実施工K値は芯抜き・払いとも約240であった。

4. あとがき

未固結砂礫層および六甲花崗岩を掘削した試験坑調査の結果について報告した。

地下水面下の大坂層群の施工に関しては前例があまりなく、切羽の安定の確保に苦労した箇所もあったが、地下水の低下にはウエルポイントが有効であり、水位を低下した後の切羽は自立性が改善され、掘削が十分可能となることが明らかとなり、今後の本坑での設計・施工に貴重な資料提供がなされた。

また、六甲花崗岩においても制御発破により振動を極力抑えた施工が可能という目処が得られたと思う。

舞子トンネルは平成9年度の完成を目指して、各種の検討を進めるとともに、本坑施工のための作業坑となる準備工事に着手している。今後は試験坑調査の結果を踏まえ、設計・施工法等の詳細検討を進めていく予定である。

最後に、舞子トンネルの設計および試験坑調査の実施にあたりご指導をいただいた舞子トンネル委員会 (委員長 三好迪男 元東京都交通局高速電車建設本部本部長) の委員の方々並びに直接調査を担当された関係各位に謝意を表する次第である。

参考文献

1) 都市NATMワーキンググループ: 都市トンネルにおけるNATMの適用に関する研究について、1985.6

路面温度予測システム

Road Surface Temperature Predict System

企画開発部
(前) 早島管理事務所

企画課 審議役
維持補修課長

森谷 俊美

Toshimi Moritani

第一建設局
(前) 早島管理事務所

建設第一課長代理
維持補修課長代理

金子 正猪

Masai Kaneko

1. まえがき

道路の維持管理において、交通事故、梅雨・台風期の降雨災害及び冬期の路面凍結等は、昼夜の別なく発生し維持管理を担当する者が最も苦慮するものである。

このうち、降雨災害と冬期の路面凍結は、適切な予測予報を行うことにより、より道路被害及び交通災害を未然に防止するとともに被害を最小限に食い止めることも可能である。

降雨災害については、近年気象庁のアメダス、建設省の雨量レーダー等の整備により随時情報を入手することができ、かなりの精度で降雨状況の予測が可能となり、これにより、道路被害を最小限に食い止めるための体制を事前にとることができるようになってきている。一方、冬期の路面凍結発生の重要な要素である路面温度の予測については、現在の所、十分に信頼しうる手法がないため、路面凍結防止作業（以下「雪氷作業」という）の必要性判断は、維持管理の担当者の経験にたよっていていることが多い。早島管理事務所においては、図-1の通り雪氷作業のフローチャートを作成し、その判断を行っている。

ここで、図-1に示す通り、路面凍結予測の重要な判断材料となる最低気温の予報は、午後6時にならないと気象庁より発表されない。また、発表されるものは最低気温であって、路面凍結の発生に直接係る最低路面温度ではない。

現在、直接路面温度を予想するものとして、早島管制室の気象システムに路面温度予測システムが導入されている。その予測結果により、路面温度の低下傾向は把握できるが、雪氷作業、特に事前に行う凍結防止作業の必要性判断は、予測結果に加えて担当者の経験が必要となる。

この様なことから、平成元年1月から、現地気象観測も含め、気象データの収集整理を行い、平成元年11月に冬期気象データ解析業務を行って、信頼性のある路面温度予測式の検討を行った。

本報告は、この予測式を用いて平成2年1月、2月の冬期に実際に予測を行った結果について報告するものである。

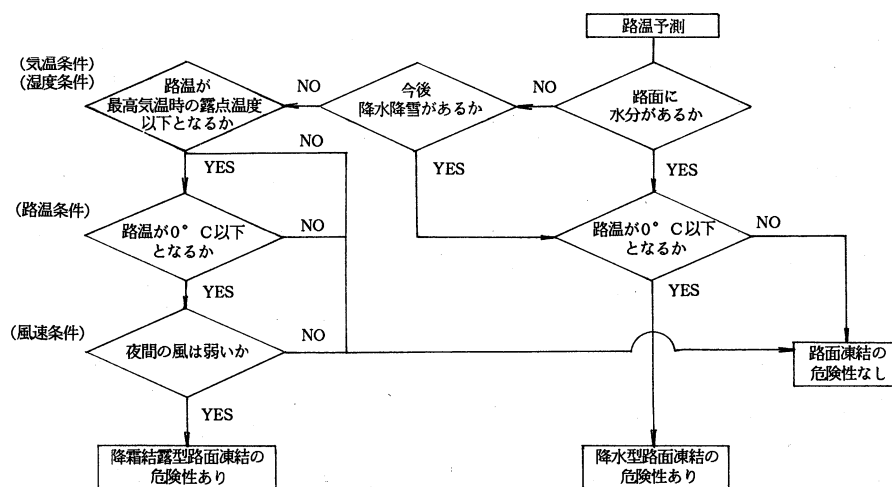


図-1 路面凍結予測の考え方

2. 雪氷作業体制

降雪の少ない当道路で路面凍結が生じる現象は、降水型路面凍結と降霜結露型路面凍結である。

降水型は、路面上の水分が凍結温度以下となったときに生じる。また、降霜結露型は、路面付近の空気が冷やされ、空気中に含まれた水蒸気が飽和状態となり、凝結したり昇華したりして、路面に露や霜を生じる。露か霜かは路面温度が0°C以下か、以上かできる。このように、この両者は凍結の発生形態が異なる。しかし、両者とも路面温度が0°C以上であれば、路面は濡れた状態となっても路面凍結は発生しない。路面凍結が発生するかしないかは、路面温度が凍結危険温度となるかどうかで決定される。降水型の路面凍結か降霜結露型の路面凍結かどうかは、気象観測設備（降水検知機、路面水分検知機、露点温度計など）や道路パトロールなどでその状態を確認することができる。

以上の考え方をまとめ図示すると、図-1となる。

早島管理事務所においては、図-1に示す考え方を基本とし、さらに予想最低気温、路面上の凍結防止剤の残留状況等を考慮した「雪氷対策フローチャート」を作成し、雪氷作業、体制発令の判断を行っている。

3. 路面温度予測手法の検討

路面温度を予測する方法は、大別して2つに分類できる。一つは物理的な方法、もう一つは統計的方法によるもの

である。各々には次のような方法がある。

- (1) 物理的方法による路面温度予測
 - ① 熱収支による方法
 - ② 熱伝導方程式による方法
 - ③ 夜間放射式による方法
- (2) 統計的方法による路面温度予測
 - ① 調和解析による方法
 - ② 重回帰式による方法
 - ③ 判別関数による方法

これらの方法は、現在の予測技術ではまだまだ充分とは言えないが、実用面において、ある程度の許容誤差を設定すれば、利用価値は十分にあると考えられる。

今回の検討においては、この中の統計的方法である重回帰式による方法を用いることとした。

この理由としては、早島管理事務所の固定気象観測データが使えることと、予測に必要な気象データが比較的簡単に収集できることなどである。

4. 路面温度予測式の作成

予測式を作成するにあたって、次の2つの条件について検討した。

- (1) 予測情報の必要な時刻と予測する時刻
- (2) 予測対象地点の気象データの有効性と、他のデータで利用可能なものの収集

予測時間の設定は、予測情報が雪氷対策や作業実施時期の判断に用いられることが前提であり、路面温度が0℃以下となる時刻が深夜から朝方までの時間帯に発生し易いことなどを考え合わせると、当日の夕方16時頃に翌朝の8時までの予測を行うことが適当であると考えられる。そこで、16時までの気象データを使って、18時から8時までの路面温度を予測するものとした。

次に予測に使用する気象データは、昭和63年度の冬期間（63年12月～元年3月）の一冬分のデータを使用し、

表-1 予測に使用した気象資料

要素	地点	米子	早島	神田	児島	SB4A
850mb	高度	○				
750mb	気温	○				
500mb	湿度	○				
	風速	○				
気温			○	○	○	○
路面温度			○	○	○	○
露点温度						○
風向風速			○		○	○
雨量			○		○	○

表-2 予測式の説明変数一覧表（地点：早島IC）

変数	時刻	18時	19時	20時	21時	22時	23時	24時	1時	2時	3時	4時	5時	6時	7時	8時
1 米子の850mb面の高度									+0.00670							
2 米子の850mb面の気温		+0.21691	+0.16347					+0.22954	+0.12871	+0.16275	+0.19265	+0.15930	+0.17442	+0.33723	+0.26546	
3 米子の850mb面の湿度		+0.01467	+0.01433					+0.02112								
4 米子の850mb面の風速													+0.09559	+0.08491		
5 米子の700mb面の高度									+0.00610	+0.00681	+0.00703	+0.00977				
6 米子の700mb面の気温																
7 米子の700mb面の湿度																
8 米子の700mb面の風速			-0.03357			-0.05179		-0.05053					-0.08033	-0.09139	-0.06126	
9 米子の500mb面の高度		-0.00273					+0.00575							+0.00917		
10 米子の500mb面の気温		+0.08093	+0.08208	+0.09606	+0.13605	+0.16601	+0.09210	+0.15940	+0.18956	+0.17187	+0.18513	+0.19065	+0.19429	+0.11182	+0.23025	+0.15828
11 米子の500mb面の湿度			+0.00959	+0.00963	+0.01285	+0.01439	+0.01237								+0.01541	+0.02279
12 米子の500mb面の風速																
13 各観測地点の気温変化1		+0.50713														
14 各観測地点の気温変化2			-0.12437								-0.44754	-0.46576				
15 各観測地点の気温変化3		-0.33701						-0.48862								
16 各観測地点の気温変化4																
17 各観測地点の気温変化5								+0.67779								
18 各観測地点の気温						-0.17701	-0.26977	-0.42332	-0.28979	-0.44144			-0.49216	-0.45852		-0.49638
19 各観測地点の路面温度変化1		+0.17719	+0.18810	+0.35053	+0.16376	+0.16114	+0.16946	+0.29610	+0.14156	+0.16936	+0.19051	+0.19722	+0.18789	+0.15575	+0.14835	+0.62294
20 各観測地点の路面温度変化2						+0.48051	+0.49666							-0.63133		+0.61842
21 各観測地点の路面温度変化3				-0.14919												-0.33445
22 各観測地点の路面温度変化4																
23 各観測地点の路面温度変化5		-0.22377	-0.20907	-0.17275	-0.32412	+0.57791	-0.57708	-0.46446	-0.44662	-0.37219	-0.31756	-0.30699	-0.35227		-0.37705	-0.71716
24 各観測地点の路面温度		+0.63161	+0.57517	+0.47915	+0.45015			+0.49377	+0.41360	+0.43437	+0.41992	+0.40833	+0.41406	+1.01859	+0.25457	
25 SB4Aの露点温度変化1				-0.15045											-0.61240	-0.24068
26 SB4Aの露点温度変化2						+0.39056		+0.49474					+0.41438	+0.38737		+0.21860
27 SB4Aの露点温度変化3																
28 SB4Aの露点温度変化4															+0.32672	
29 SB4Aの露点温度変化5																
30 SB4Aの露点温度		+0.13378			+0.27027		+0.40956	+0.26554		+0.43312	+0.42825	+0.40446				
31 各観測地点の平均風速変化1						+0.21958	+0.29409						+0.30264	+0.31524	+0.41674	+0.45710
32 各観測地点の平均風速変化2		-0.29436														
33 各観測地点の平均風速変化3			-0.20084	-0.30651	-0.21114			-0.24731								
34 各観測地点の平均風速																
35 定数項		+18.45650	+3.64327	+3.04153	+4.24027	+5.69808	-28.29590	+6.09937	-2.19999	-10.81460	-12.83480	-13.24020	-21.16490	-44.36290	+7.54145	+5.59541

上空の大気の状態を表す指標として高層気象観測データを使用した。表-1に使用データの一覧を示す。

予測式の作成にあたっては、全ての気象要素を使用するのではなく、数多くの※1説明変数の中から※2目的変数との関連が強く、他の説明変数との相関が弱い要素を選択した。説明変数の選択は、多変量解析手法の一つである変数増減法（ステップワイズ法）で行った。

このような方法で選択された気象要素を用いた路面温度予測式は線形多重回帰式で、一般に次のように表される。

$$Y = A_0 + \sum A_i \cdot X_i + \varepsilon$$

Y：予測路面温度（℃）

A₀：定数項

A_i：回帰定数

X_i：予測起点時の較気象変量の値（説明変数）

n：次元数

ε：残差（実測値と予測値との差）（℃）

※1 予測しようとする路面温度と密接な関連をもつ気象要素

※2 予測しようとする路面温度

早島ICの予測式の作成に用いた説明変数とその回帰係数は表-2の通りである。なお、予測式は早島ICのほか、稗多BS、児島IC、SB4Aについて作成した。

この回帰式に気象データを代入すれば、予測しようとする時刻の路面温度がもとまる。このようにして18時～8時までの各時刻における予測式を計算し、グラフ上にプロットし線で結べば、路面温度予測図ができる。

5. 路面温度予測結果の評価

平成2年1月～2月の予測値と実測値との相関を表-3及び図-2～図-5に示す。

この分析に使用したデータは、1～2月の34日分、1日分は1時から7時の毎正時の合計238のデータを使用し

表-3 予測値の検証結果

	相関係数	標準誤差
早島IC	0.87	2.08
稗多BS	0.91	1.65
児島IC	0.89	1.61
岡山気象台	0.93	1.09

注 岡山気象台の数値は岡山気象台が発表する予想最低気温と実測最低気温の関係を示す

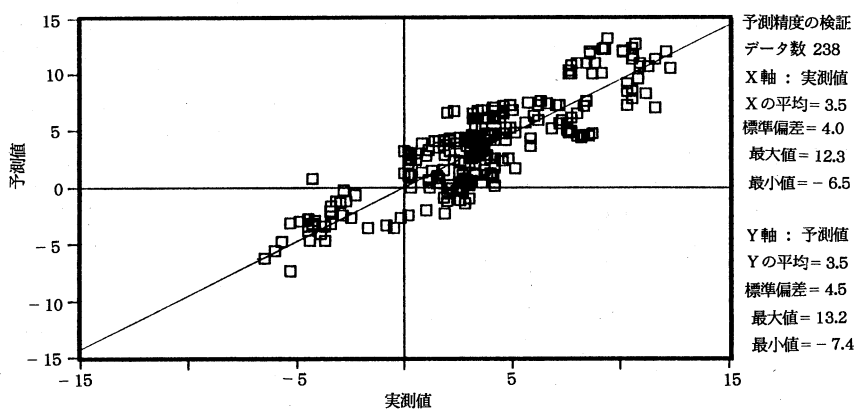


図-2 早島IC

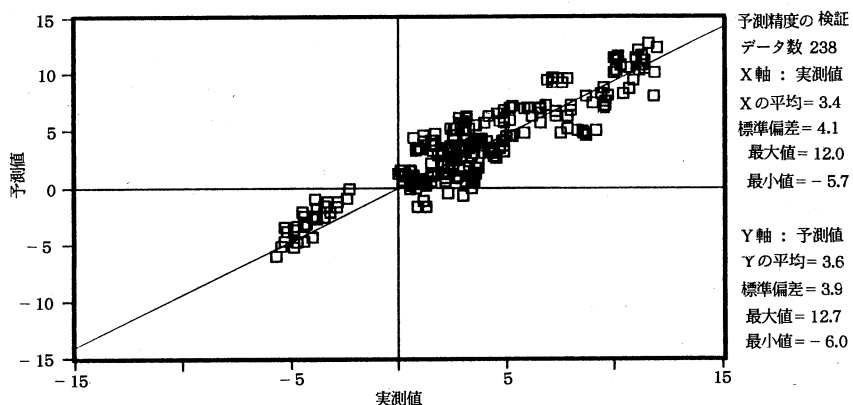


図-3 稗田BS

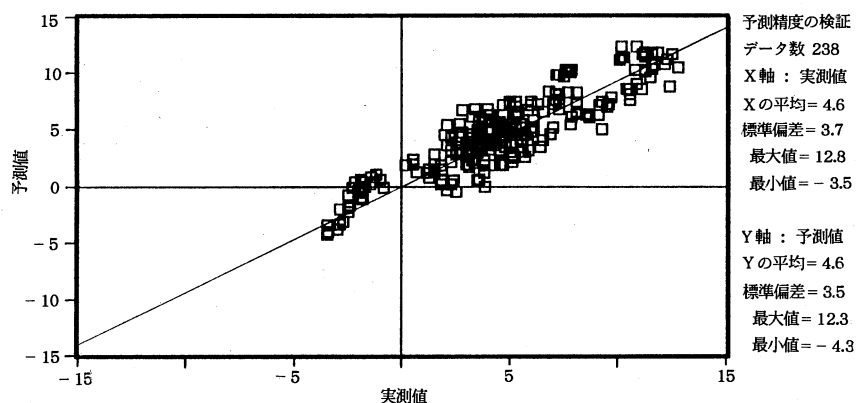


図-4 児島IC

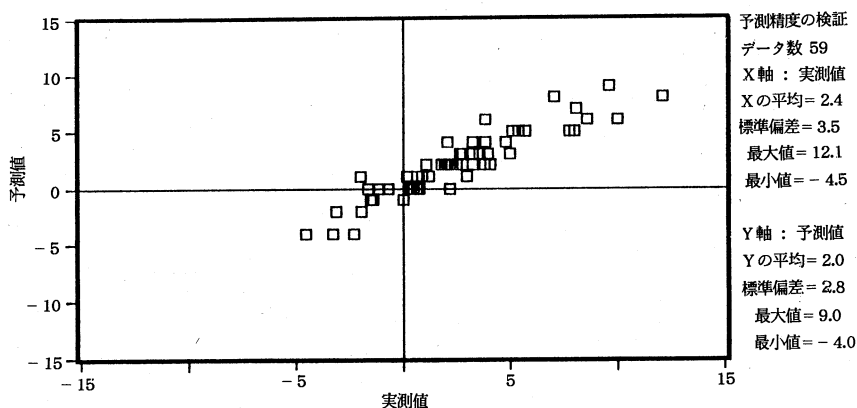


図-5 岡山気象台

た。

この結果を見ると、標準誤差は1.6～2.1℃程度で、相関係数は0.87～0.91と高く、岡山気象台の予想最低気温と実測最低気温とのそれぞれの数値とも遜色がなく予測精度は高いと言える。

この予測式の特徴は、路面温度、気温が有効な変数であることは言うまでもないが、その他の変数では、各地点の予測式により異なるが、高層気象データ及び露点温度も有効な変数である。

早島ICの平成2年1月26日～27日の予測値と実測値の対比を表-4に示す。

6. 夜間放射式（現システム）による予測結果

現在、早島管制室に導入されている路面温度予測システムは、夜間放射式を用いているが、これは、予測時点直前の路面温度の低下傾向を用いて予測しており、2～3時頃の最高温度時から夕方にかけての急激な温度降下を単純に翌朝まで延長するため、翌朝の最低路面温度が非常に低い数値となることが多い。

また、路面温度が途中で上昇すると、予測は不可能となる。

このようなことから、夜間放射式は、路面温度の低下傾向を把握する程度には役立つが、雪氷作業を判断するには、これに現地での確認を行わざるを得ない。

1月～2月の毎日朝5時の予測値と実測値との相関を図-6に示す。

7. まとめ

今回の予測値の作成には、63年12月～元年3月の一冬のデータのみを使用した。当該冬期は暖冬であり条件的には不十分、不利なものであった。しかし、2年1～2月の実測値との比較・検証において、相関係数等良い結果が得られたことは、この方式により、翌朝までの路面温度の予測が可能であると考えられる。

なお重回帰式を用いた路面温度予測システムは、²⁾ 日本道路公団 仙台管理局 仙台管理事務所でも使用されており、その予測結果も「納得できる程度の誤差」、「運用上ほぼ満足できる結果」と報告されている。

現在、早島管理事務所では、当日夜間の雪氷体制の判断には、岡山気象台が午後6時に発表する翌朝の予想最低気温が最も重要な要素となっており、午後6時以降でないと体制決定ができない。しかし、この予測式の予測値を判断材料とするならば、午後4時以降であれば判断が可能で、体制決定も早く行うことができると考えられる。

今後数年分のデータを蓄積するとともに、地上気象、高層気象等から得られる各種気象要素との関連を解析・検

表-4 平成2年1月26日の予測（地点：早島IC）

予測時刻	実測値	予測値
18時	3.0℃	3.1℃
19時	1.5	1.8
20時	0.3	1.2
21時	-0.5	-0.4
22時	-1.0	-1.4
23時	-1.7	-1.2
24時	-2.3	-1.2
1時	-2.5	-2.7
2時	-2.9	-2.5
3時	-3.4	-3.3
4時	-3.7	-3.5
5時	-4.3	-3.3
6時	-4.3	-3.5
7時	-4.5	-3.5
8時	-3.5	-2.1

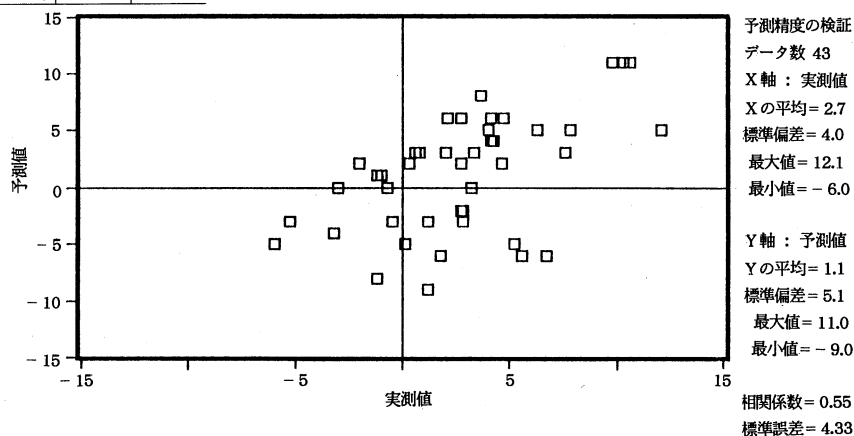
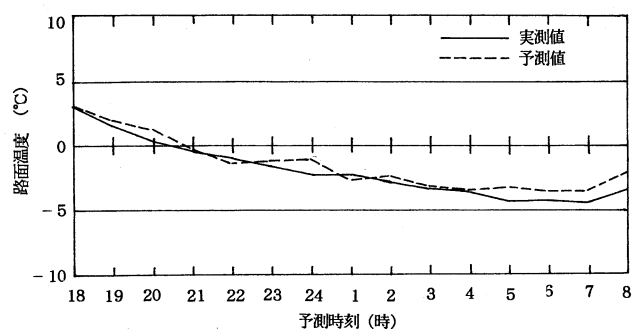


図-6 現システム

討し、月別や放射冷却現象時などに分割して予測式を作成すると、更に予測精度が向上すると考えられる。また、路面温度を天候別に分類し整理することにより、凍結防止材散布等の対策のための降水型、降霜結露型凍結の図表による短時間予測等も可能であろう。

なお、本予測式には、米子気象台で観測される高層データが使用されているため、四国沖の低気圧に大きく影響されるような気象条件の場合は、予測精度が悪くなる結果も得られており、今後の課題とも言えよう。

8. あとがき

本予測システムには、多数の説明変数等を用いており手計算ではとても対応できるものではなく、さらにパソコン等の専用プログラムを作成するにも開発に多額の費用が必要となる。現在はパソコン (PC-98) にて市販の表計算ソフトを用いて変数、定数及び計算式を入力しておき、毎日当日の気象データのみ入力を行うことにより、予測が行えるようにしている。今後数年度分のデータを用いてより精度の高い予測式の作成後は、専用プログラムの作成が望まれる。

なお、予測には、米子気象台にて観測されている高層データを必要とするため、4時すぎに毎日電話でデータを入手している。

参考文献

- 1) 瀬戸中央自動車道冬期気象データ解析業務報告書 本四公団 平成元年11月
- 2) 「雪と道路」 1989年10月号

瀬戸大橋の動態観測

Observation system on Seto Ohashi Bridge's behavior

維持施設部 (前) 第二管理局	調査役 橋梁技術課長	岩屋勝司 Katsushi Iwaya
坂出管理事務所	橋梁技術課長	武山哲郎 Tetsuro Takeyama
舞子工事事務所 (前) 坂出管理事務所	第二工事長付 橋梁技術課	大川宗男 Muneo Ohkawa

1. まえがき

瀬戸大橋は、世界に例のない道路・鉄道併用橋で、3つの長大吊橋、2つの長大斜張橋、1つの長大トラス橋とそれらを結ぶ高架橋で形成されており、地震あるいは強風時の交通管理上からも、また設計検証あるいは橋梁の健全度診断の上からもその挙動を把握しておく必要がある。

このことより、建設段階で瀬戸大橋の各橋に動態観測設備が設置された。しかし、建設時に設置されたシステムはデータをMTに収録し、別途解析するシステムであったため、台風や地震等の発生と同時に変位等の把握ができないという不都合があった。また、台風時における橋軸直角方向の水平変位(絶対変位)が把握できるシステムも不足していたので、これらの改良と設置を供用後実施した。

本文は、動態観測設備の全体概要とシステム改良後の観測結果の一部を報告するものである。

2. 動態観測設備の概要

2.1 動態観測の目的

動態観測で収集されたデータは、下記の目的で使用される。

① 設計検証

地震あるいは強風等の外乱発生時に高密度で収集したデータから、設計時の定数、理論等を検証する。

② 交通管理

地震あるいは強風等の外乱発生情報を、管理事務所の監視装置に表示することにより、適切な交通管理を行う。

③ 維持管理

粗密度で収集した日常的なデータから、日変化、季節変化、経年変化の実態を捉え、橋梁の健全度診断を行う。

2.2 動態観測設備の概要

動態観測設備の全体システムは図-1のとおりである。地震計・加速時計等のセンサーは、各橋梁形式ごとの全体的挙動を把握するため、吊橋は南備讃瀬戸大橋を、斜張橋は瀬石島を選定し、両橋に重点的に配置している。各センサーが検出したデータは、変換盤によりデジタル信

号に変換された後、南備讃瀬戸大橋の7A(BB7A)内の観測装置に送られるほか、地震及び風のデータは交通管理用自動監視制御システム(ASTEC)にも送られる。

送られたデータは、すべて観測装置内で1時間保存され、それと同時にデータから1分間最大値が検出され、10日間保存される。これらの一時的に保存されているデータは、管理事務所の観測卓に波形として表示したり、ラインプリンター(LP)に出力することができる。

地震あるいは強風の発生時には、自動的に関連する全データが磁気テープ(MT)に一定時間収録され、管理事務所の観測卓にMT作動のメッセージが表示されるほか、地震または風のデータがLPに出力される。

維持管理用の日常データの収録は、指定したチャンネルについて一定のサンプリング密度で常時収録が可能である。

また、観測装置内で保存されている観測データは、管理事務所の解析処理装置にも送られ、地震あるいは強風の発生時にはハードディスク(HD)に収録されるとともに解析を行うことができる。

3. 動態観測の設備

3.1 ハードウェアの構成

BB7A内に設置してある観測装置のハードウェアの構成を図-2に示す。観測装置は処理部を中心に、磁器ディスク部、磁器テープ部、システムコンソール部、インターフェイス部及びデジタル出力部により構成されている。各観測計器の仕様諸元は、表-1のとおりである。

3.2 ソフトウェアの構成

動態観測システムの機能構成を図-3に示す。動態観測システムは、データ収録機能及び監視装置の機能等を持つ観測装置と、解析処理機能を持つ解析処理装置より構成されている。

3.2.1 観測装置

(1) データ収録機能

データ収録機能は、観測データの入力、地震・強風発生の検出、MTへの保存、最大値の検出を行う。

① 観測データ入力

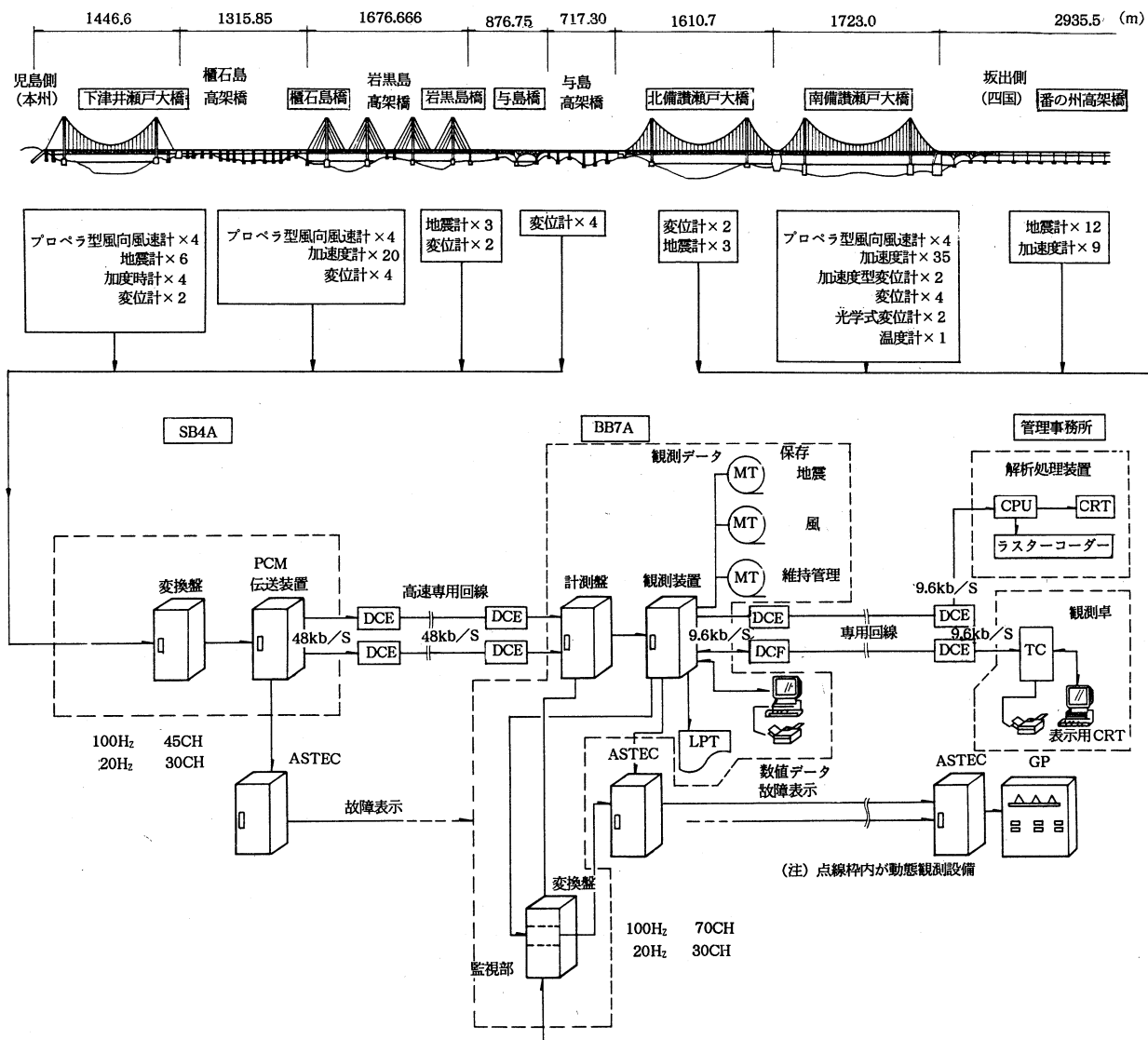
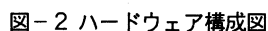


図-1 動態観測システム図

表-1 観測機器一覧表

種 別	プロベラ型 風向風速計	加 速 度 計	加 速 度 計 変 位 計	変 位 計	地 震 計	光 学 式 変 位 計
メーカ	光進電気工業	株式会社	株式会社	株式会社	株式会社	株式会社
型 名	KE-500	ASQ1BL SAQ2BL VAQ-500AM13	ASQ1BL VAQ-500AM12	ワイヤ式 CDV-230C	SA-355 CTX-12	オプティロ 7100C
測定範囲(最大)	2~80m/s 0~540°	±1G (980gal)	±800mm	±100mm	±100gal	鉛直V=±1,515mm 水平H=±1,790mm
変換器出力	0~1v (1v/80m)	4~20mA (500Ω以下) 4mA/-Max 12mA/0m 20mA/+max	4~20mA (500Ω以下) 4mA/-800 12mA/0m 20mA/+800	4~20mA (500Ω以下) 4mA/-1000 12mA/0m 20mA/+1000	0~±10V (10V/1000gal)	±5V
V/I出力	4~20mA (500Ω以下) 4mA/0m 20mA/80m					4~20mA (1MΩ以上)
センサ~変換器間 ケーブル	専用又は、 CVV-S	専用又は、 CVV-S	専用又は、 CVV-S	専用3m付以降 CVV-S	専用又は、 CVV-S	CVV-Sケーブル
変換器電源	AC100V ±10%	AC100V ±10%	AC100V ±10%	AC100V ±10%	AC100V ±10%	AC100V ±10%
誤 差	風速±5%以下 風向±5°以下	±1%以下 但し、零点調整を行わ ない温度誤差は、 0.1%/℃	±1%以下 但し、零点調整を行わ ない温度誤差は、 0.1%/℃	フルスケールの ±1%以下	±3%	0.1%
測 定 レ ン ジ	0~80m/s 固定	ASQ1BL ASQ2BL 980gal 1960gal 588gal 1176gal 294gal 392gal	±800mm 固定	±1000mm 固定	1000gal 300gal 100gal	
誤 差 備 考	10m以上は測定値に 対し10m以下は 10mFSの±5%					



なお、地震発生時の観測データを強風発生時のものより優先させており、地震MTへの取込

20

み中は強風の保存トリガの検出は行わない。また、強風MTへの取込み中に地震の保存トリガが検出されると、強風の保存はただちに終了され、地震の保存を開始する。

⑤ 維持管理データの保存

維持管理用MTへの保存は、橋の日変化、季節変化、経年変化等のような長期的データを保存する。橋の長期的な変位は、風速計と変位計のデータで十分解析できるが、解析方法に柔軟性を持たせるために全データを保存できるようにしている。

⑥ 最大値の検出

最大値の検出は、観測データ入力によって計測盤から入力した1秒毎の観測データを基に、システム内で有効チャンネルとしているチャンネルの観測データを走査して1分毎の最大値を求め、最大値ファイルに出力する。

地震計の全成分の最大値を検出する方法は、時間軸を無視した最大値検出方法では解析データとして無意味なデータとなるため、本システムでは1地震計の成分、時間軸を意識し、疑似水平ベクトル方式による最大値の検出方法をとっている。また、プロペラ型風向風速計の最大値は、風速については最大値を、風向成分については同一の風速計の風速成分で検出し、最大値の時間軸上にある風向成分のデータを最大値としている。

(2) システム・コンソール機能

システムの運用に際しては、種々の機能をコマンドとして用意しており、目的の業務を行うときの走査性を重視した形態を取っている。BB7Aのシステム・コンソールの機能一覧を表-3に示す。

(3) 監視装置の機能

監視装置は、次の機能を有している。

表-3 システム・コンソール機能一覧

機 能 名	機 能 概 要
メ ニ ュ ー 制 御	システム・コンソール操作者との会話を、メニュー方式により一元管理し、各機能の呼び出しを行う。
オンライン処置停止	各データ収録機能に対して、オンライン停止要求を行い、データ収録機能を停止する。
オンライン処置再開	各データ収録機能に対して、オンライン開始要求を行い、データ収録機能を開始する。
地震保存値設定	操作者から指定された地震保存値をシステム内に登録する。
強風保存値設定	操作者から指定された強風保存値をシステム内に登録する。
リモート操作禁止	操作者からの指示により、監視装置の操作を禁止モードにする。
リモート操作禁止解除	操作者からの指示により、監視装置の操作禁止モードを解除する。
保存状況リスト出力	地震データ/強風データ/維持管理データの保存状況を、BB7A内のライン・プリンタに印字する。
ゲ イ ン 設 定	観測装置の初期立ち上げ時およびメニューからの起動により、全スケール変換テーブルの設定および更新を行う。
ゲ イ ン 確 認	計測盤から全センサ・データを入力し、スケール変換した値をBB7A内のライン・プリンタに印字する。
M T 保 存 停 止	各MT保存処理に関して、操作者から指示されたMTの保存処理を停止する。
M T 保 存 再 開	停止しているMT保存処理を再開する。
M T U 切 離	MTUをオンライン・システムから、論理的に切離す。
M T U 接 続	切り離してあるMTUをオンライン・システムから論理的に接続する。
モ ニ タ 表 示	システム・コンソールに対するモニタ・データの表示/開始表示停止を行う。
システム状況一覧	パラメータやMTの現存情報を、システム・コンソールおよびライン・プリンタに出力する。
パラメータ管理	各システム・パラメータの値をシステムコンソールから会話形式により設定し、操作者に指定された各パラメータ値の登録、更新を行う。

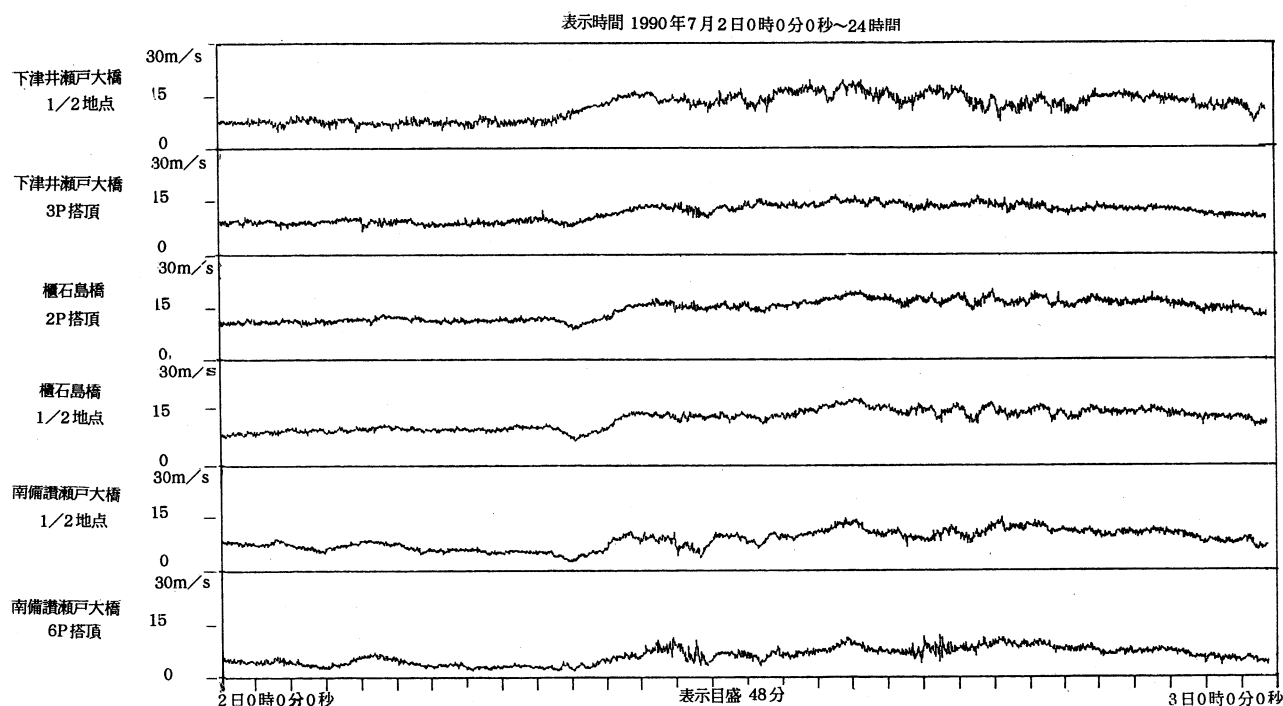


図-4 最大値データ表示

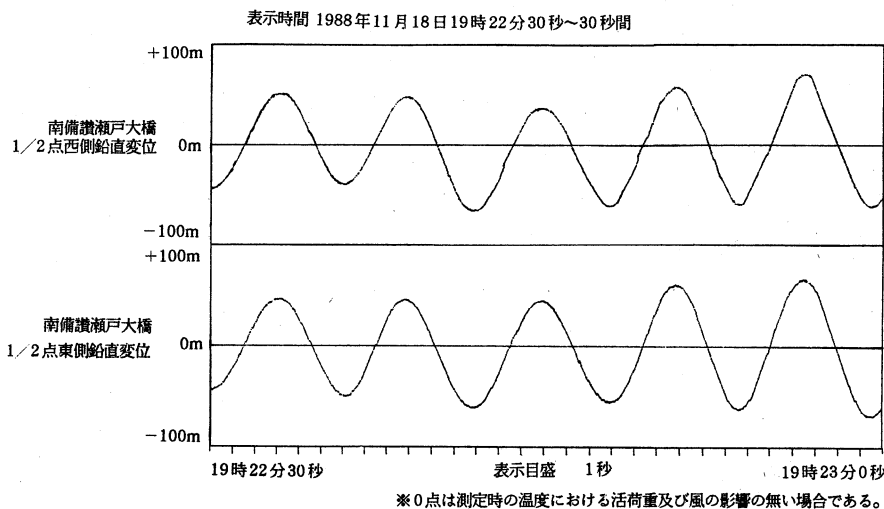


図-5 観測データ表示（南備讃瀬戸大橋加速度型変位計の例）

MT番号	ボリューム名	用途	使用開始日	テープ残量	状況
1	MV0050	維持	1990年05月31日	01396時間 (099%)	使用中
2	MV0049			(%)	待機中
3	WV0024	強風	1989年12月15日	03400秒間 (038%)	使用中

保存用パラメータ		地震用	強風用
トリガレベル		002 ガル	25 M/S
トリガ検出時間長		00.5 秒	030 秒
トリガ検出下限ピーク		3 個	
トリガ検出上限ピーク		20 個	
トリガ前保存時間長		030 秒	020 秒
トリガ後保存時間長		003 分	012 分
地震計ゲイン	300 ガル	警報レベル1用ガル値A	1000 ガル
加速度計ゲイン (1G)	294 ガル	警報レベル2用ガル値B	0300 ガル
加速度計ゲイン (2G)	588 ガル	警報レベル3用ガル値C	0100 ガル
モニタ区間	003分		
監視情報			

図-6 動態観測装置状況

① 最大値データ表示

最大値データ表示は、観測装置の最大値ファイル（各チャンネルの1分ごとの最大値を蓄積してあるファイル）内の指定時間帯（表示可能時間＝10日間以内）のデータを管理事務所の監視装置画面上に時系列表示する（図-4参照）。

② 観測データ表示

観測データ表示は、観測装置に常時入力している観測データを管理事務所の監視装置画面上に波形として再生表示する（図-5参照）。表示するデータは生データであるため、有限の観測データファイル中に存在する間（表示可能時間＝1時間以内）のみ表示できる。

③ チャンネル群設定

各種最大値のグラフ表示及び観測データ表示を行う場合、橋ごとあるいはセンサー種別ごとの複数チャンネルの表示が可能である。チャンネル群設定では、チャンネル群（チャンネルの組合わせ）の設定と設定されているチャンネル群の一覧表の出力を行う。

④ 保存値設定

保存値設定は、地震あるいは強風発生時にMTに保存を開始する値（トリガ検出レベル）を指定する。

⑤ 動態観測モニタ表示

動態観測のモニタ表示は、地震、強風発生とは無関係に、監視装置からの指示によりモニタ表示の開始または停止を行う。モニタの内容は、送信区分で指定したチャンネルのモニタ区間ごとの最大値データを橋別、センサー別に編集して監視装置画面にデジタル値で表示する。

⑥ 動態観測モニタリスト

動態観測モニタリストの機能には、トリガ発生時に自動モニタ出力を行う機能と監視装置メニュー画面からモニタリストの出力開始、停止の支持によりモニタ出力を行う機能がある。モニタ内容は、動態観測モニタ表示と同様である。

⑦ 観測装置状況表示

観測装置の状況は通常自動表示を行うが、メニューからの指示によっても表示が可能である。観測装置状況の表示内容を図-6に示す。

⑧ 監視情報

MT及びシステムコンソール等に障害が発生した場合は、自動的に監視装置の画面上に障害内容が表示される。

⑨ 保存状況リスト出力

地震用、強風用及び維持管理用MTの保存状況は、監視装置のLPに出力することが可能である。保存状況は、MTボリュームレベル（MT単位）とMT内ファイルレベル（収録データ単位）の2種類の出力ができる。

⑩ パラメータ管理

パラメータ管理は、各業務プログラムが使用する処理定数を一元管理するほか、オンライン業務を停止せずに外部よりパラメータの変更が可能である。また、複数のプログラムで1つのパラメータのを使用することも可能である。

⑪ 維持管理用MTパラメータ管理

維持管理用MTの運用パラメータは、監視装置からの指示により参照、更新を行う。監視装置から支持する運用パラメータは、保存期間（収録開始、終了時刻）、保存チャンネル選択、サンプリング密度（チャンネル単位で指定）である。

(4) 運転管理機能

運転管理機能としては、表-4に示す機能がある。

(5) 外部インターフェース機能

観測装置の運用情報、障害情報及びモニタ情報は監視装置のほか、ALM監視部及びASTECにも出力される。

ALM監視部は、観測装置と同じフロアにあり、観測装置から送った運用情報、障害情報がランプ表示される。また、観測装置からASTECに地震及び強風時の最大値が自動的に送信される。ASTECに送信するチャンネルを表-5に示す。

3.2.2 解析処理装置

(1) 概要

坂出管理事務所に設置してある解析処理装置は、BB7A内の観測装置と専用回線で接続されており、風向風速及び地震の観測データが常時モニタされている。地震又は風速計のモニタリング値が、設定された一定値を超えると自動的に指定されたチャンネル群の観測データの収録を開始する。

観測データは手動でも収録が可能であり、HDに保存される。収録されたデータは手動で解析を行うことができる。

(2) 解析の対象

動態観測のセンサー配置は、南備讃瀬戸大橋及び櫃石島橋を中心に配置されているので、解析も両橋を対象に行うことにしている。解析の項目は、次のとおりである。

① 地震及び強風発生時の橋の挙動

地震及び強風発生時に観測データの収録を行い、観測データの作図、作表、周波数分析、モード図の作図等を行う。

② 風の統計量

モニタリングしている風向風速計の観測データを定時刻に収録し、風配図、経時変化等の作図を行う。

③ 光学式変位計の統計量

南備讃瀬戸大橋の中央径間 1/2 点の鉛直及び水平変位を定時刻に収録し、経時変化図等の作図を行う。

(3) 解析チャンネル群

① 解析チャンネル数

解析対象のチャンネル群は、データ転送速度、データ転送バイト数、測定時間及び観測装置側の一定保存時間により決定されるため、地震観測時 29ch、風観測時 16ch である。

② 地震観測チャンネル群

地震観測におけるチャンネル群は、櫃石島橋は橋脚と塔を中心に、南備讃瀬戸大橋はアンカレッジを中心に設定している。

③ 風観測チャンネル群

風観測チャンネル群は、櫃石島橋単独、南備讃瀬戸大橋単独及び2橋同じの3種類設定しており、パラメータの訂正により選択が可能である。

④ 解析処理装置の機能

解析処理装置には、a) 各種パラメータの訂正、b) 地震及び強風発生時の観測データの収録、c) 風及び変位の統計量の作表、d) 収録データの解析、e) フロッピー管理、の機能がある。

観測データの収録方法には、次の3種類ある。また、収録を行うために常時観測データをモニタリングする必要がある。モニタリングを行うチャンネルは、BB7A内の観測装置と解析処理装置間の回線の能力により、表-6に示す6チャンネルである。自動トリガは、地震または風速計のモニタリング値がある設定された一定値を超えた場合、指定しているチャンネル群について自動的にデータの収録を開始する。手動トリガは、手動操作により指定

表-4 運転管理機能一覧

機能名	機能概要
自動立ち上げ	システム生成および動態観測システムの自動立ち上げを行う。
M T 監視	MTの状態を常時監視し、誤使用の回避や、装着要求等、MTの状況の監視を行う。
障害監視	各周辺装置（入出力装置）を監視し、障害発生および復旧に関する情報の通知を行う。
M T 定期出力	待機MTに対し、定期的なダミー・データの読み込みを行うことにより、MTの障害発生を予防する。

表-5 ASTEC送信チャンネル数

場 所 区 分		下瀬戸大井橋	櫃石島橋	北瀬戸大讃橋	南瀬戸大讃橋	番高の架州橋	合 計
地 震 計	東 西 方 向	1	-	1	-	1	3
	南 北 方 向	1	-	1	-	1	3
	鉛 直 方 向	1	-	1	-	1	3
プロベラ型 風向風速計	風 速	2	2	-	2	-	6
	風 速	2	2	-	2	-	6
合 計		7	4	3	4	3	21

したチャンネル群について収録を開始する。時刻トリガは、手動操作により指定した時刻から指定したチャンネル群について収録を開始する。

データ作表では、風向風速計及び光学式変位計の定時観測データについて統計処理を行うことができる。風の統計量としては、a) 風向風速計日報・月報、b) 風配図・分布図（図-7参照）、c) 風統計量変化図、d) 度数一覧表の各作表が可能である。

光学式変位計では、a) 変位計観測月報、b) 変位計経時変化図（図-8参照）の作表ができる。

地震時の観測データからは、a) 経時変化図、b) 周波数の分析について解析が可能で、強風時の観測データからは、a) 経時変化図、b) 周波数分析、c) モード解析、d) 風配図・分布図の各解析が可能である。

4. 観測及び解析結果

4.1 強風時観測

解析処理措置に手動トリガにより収録した南備讃瀬戸大橋及び櫃石島橋における観測結果、及び解析結果の一部を報告する。

(1) 南備讃瀬戸大橋

南備讃瀬戸大橋における強風時の観測結果を表-7に示す。

① 経時変化

図-9は、1/2地点の鉛直及び水平変位の経時変化図である。鉛直変位の波形は、約6秒周期で振動を繰り返しており、水平変位は中心線より約30cm移動した位置で約13秒周期で振動している。どちらの波形も曲げ対称1次モードの動きで、振動数・静的変位とも計算値とほぼ一致している。

② 周波数分析

1/2地点の鉛直及び水平変位の周波数分析結果を図-10、11に示す。鉛直及び水平変位とも曲げ対称1次モードが

卓越している。周波数分析図より読み取った値は、計算及び実橋振動実験時の値とほぼ一致している(表-8参照)。

周波数分析にあたっては、雑振動を除外していないので、高次モードの卓越周波数が判別しにくい状態である。今後、フィルターをかけるなどの対策が必要である。

③ 列車荷重

強風観測中に通過した6両編成の電車による変位は、鉛直変位については計算値(乗客を定員の50%と仮定)とほぼ一致したが、桁端の変位量は計算値の約6割程度であった。

(2) 櫃石島橋

櫃石島橋における強風時の観測結果を表-9に示す。

① 桁の変位

桁の応答変位は、応答計算より小さめの値を示しており、卓越振動数は実橋振動実験時の値とほぼ一致している。

② 限定振動

斜張橋の計画時の風洞実験では、限定振動(渦励振、パフェティング)の発生が予想されたが、実橋振動実験、強風応答観測及び動態観測の結果より、渦励振については、

表-7 南備讃瀬戸大橋の観測結果

項目	内 容	備 考
平均風速	V = 16.4m (風向=西西南西)	
最大振幅	鉛直方向 (V) = 2.4cm 水平方向 (T) = 3.8cm	
静的変位	水平方向 (T) = 39.2cm (計算値 = 40.0cm)	※修正風速 14.7m
振 動 数	鉛直曲げ対称1次 = 0.170HZ (計算値 = 0.166HZ) 水平曲げ対称1次 = 0.080HZ (計算値 = 0.076HZ)	
列車荷重による変位	鉛直たわみ = 15.2cm (計算値 = 15.7cm) 桁端変位 = 2.0cm (計算値 = 3.4cm...両側)	マリンライナー 6両編成 乗客定員の50%

※橋軸直角方向に換算

表-8 南備讃瀬戸大橋固有振動数比較表

震 動 モ ー ド		設 計 値	震 動 実 験		動 態 観 測
			常時微動	強制震動	
鉛 直	曲 げ 対 称 1 次	0.166	0.171	0.168	0.170
	曲 げ 対 称 2 次	0.215	0.240	0.228	0.232
	曲 げ 対 称 3 次	0.355	0.420	0.387	0.393
	曲 げ 逆 対 称 1 次	0.133	0.160	0.151	0.153
水 平	曲 げ 対 称 1 次	0.076	0.079	—	0.080
	曲 げ 逆 対 称 1 次	0.176	0.188	—	0.190
ね じ り	対 象 1 次	0.329	0.334	0.329	0.336
	逆 対 象 1 次	0.452	0.473	0.457	0.473

表-6 モニタリングチャンネル

センサ名	橋 梁 名	種 別
B B 5 P S P	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	風 速 計
B B 5 P A R	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	風 向 計
B V a 5 G Z	番 の 州 地 区	地 震 計
B B 8 W D V	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	変 位 計 (鉛 直)
B B 8 W D T	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	変 位 計 (水 平)
B B 9 T M P	南 備 讃 瀬 戸 大 橋	温 度 計

対象期間 1990/01/01~1990/01/31

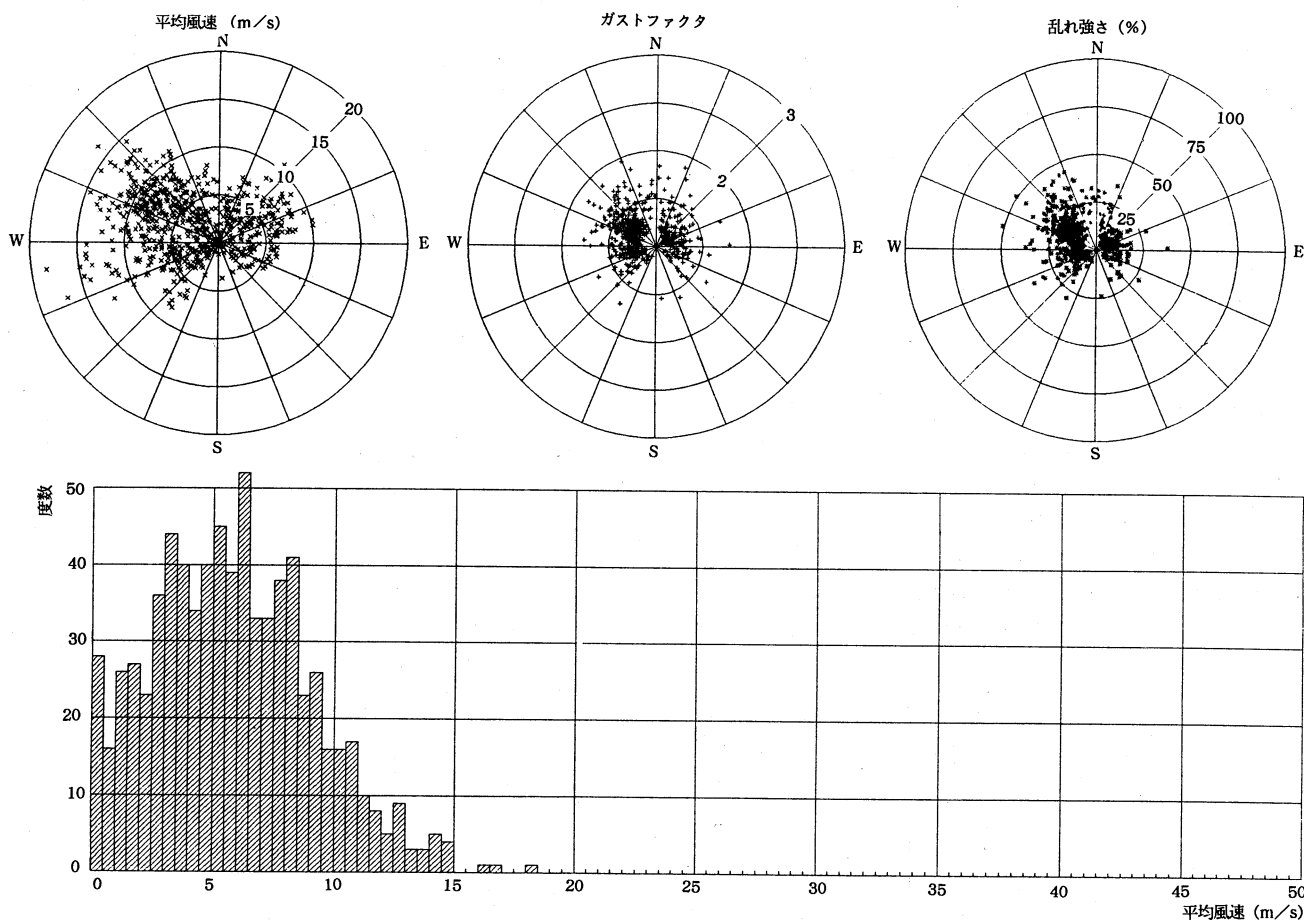


図-7 風配図、分布図(南備讃瀬戸大橋中央)

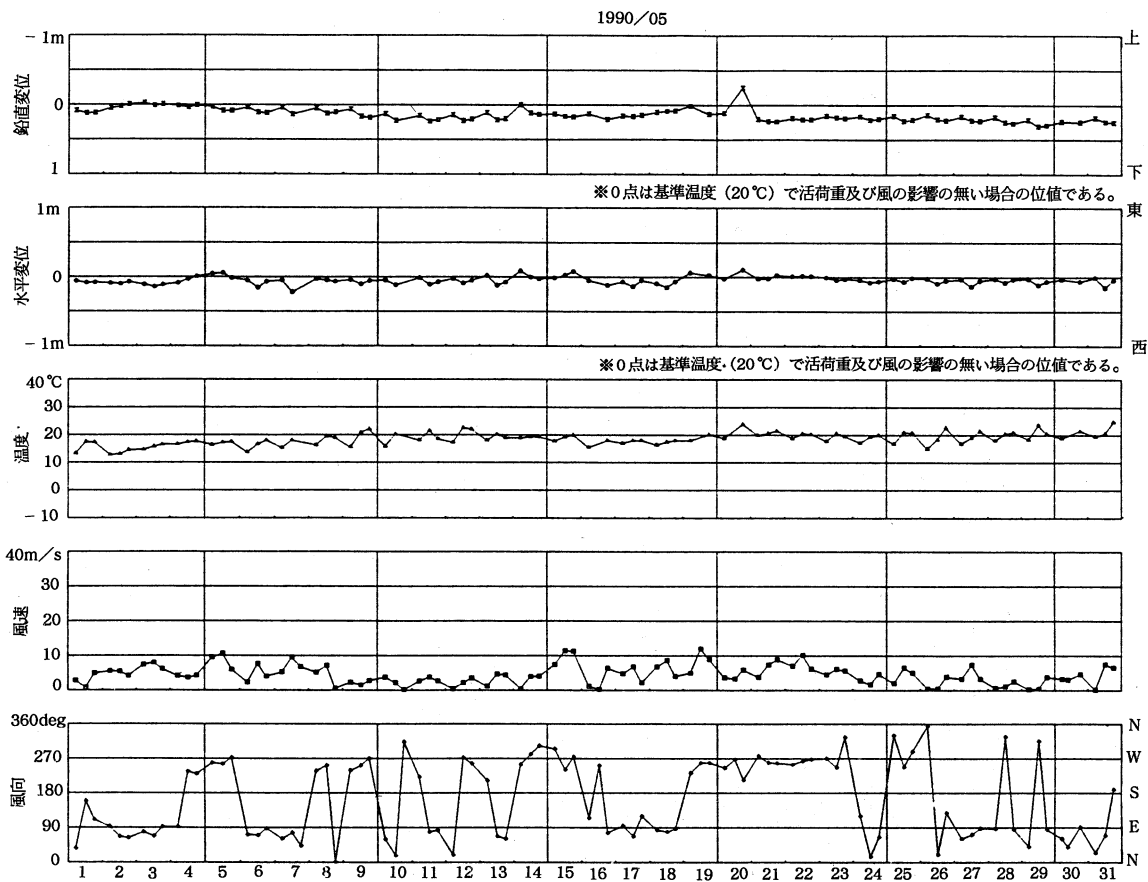


図-8 光学式変位計経時変化図(南備讃瀬戸大橋 1/2 地点)

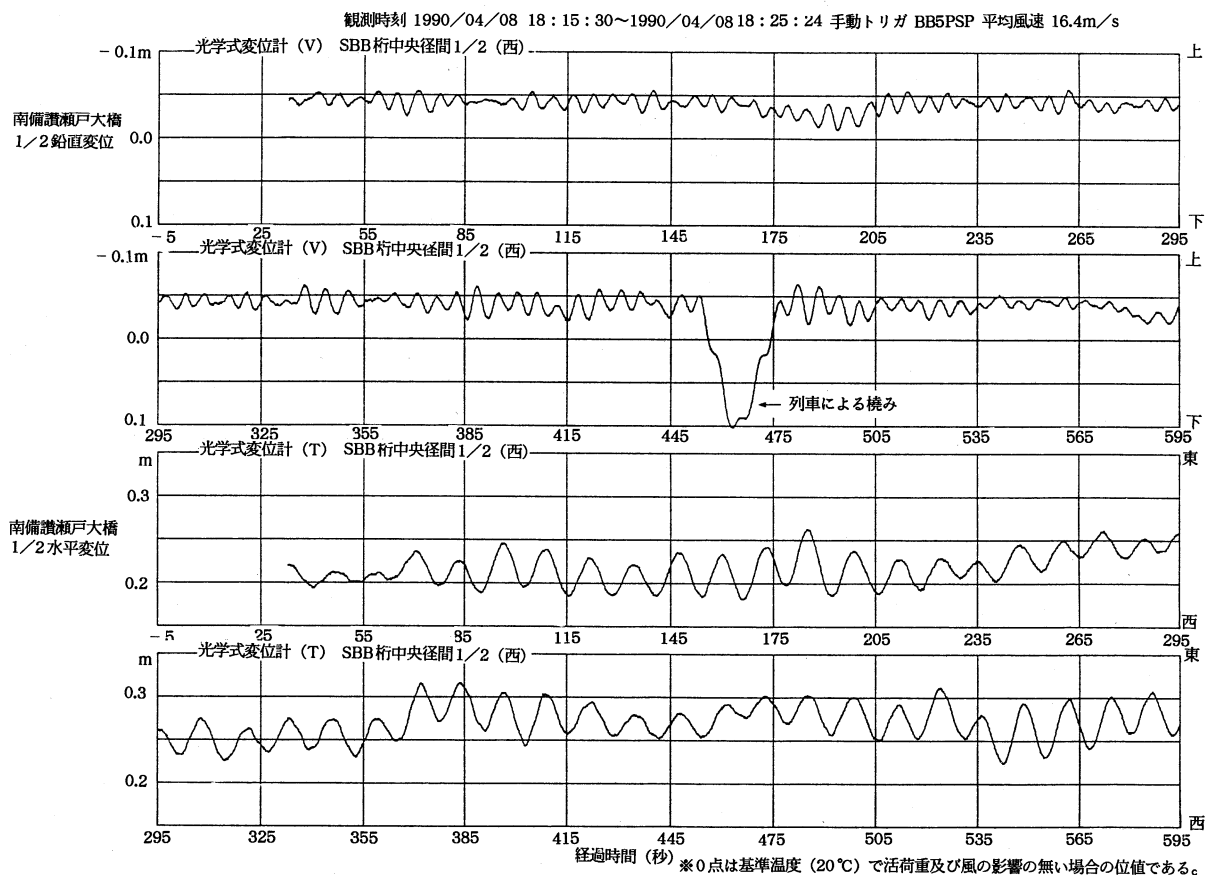


図-9 風観測経時変化図(南備讃瀬戸大橋 1/2 地点)

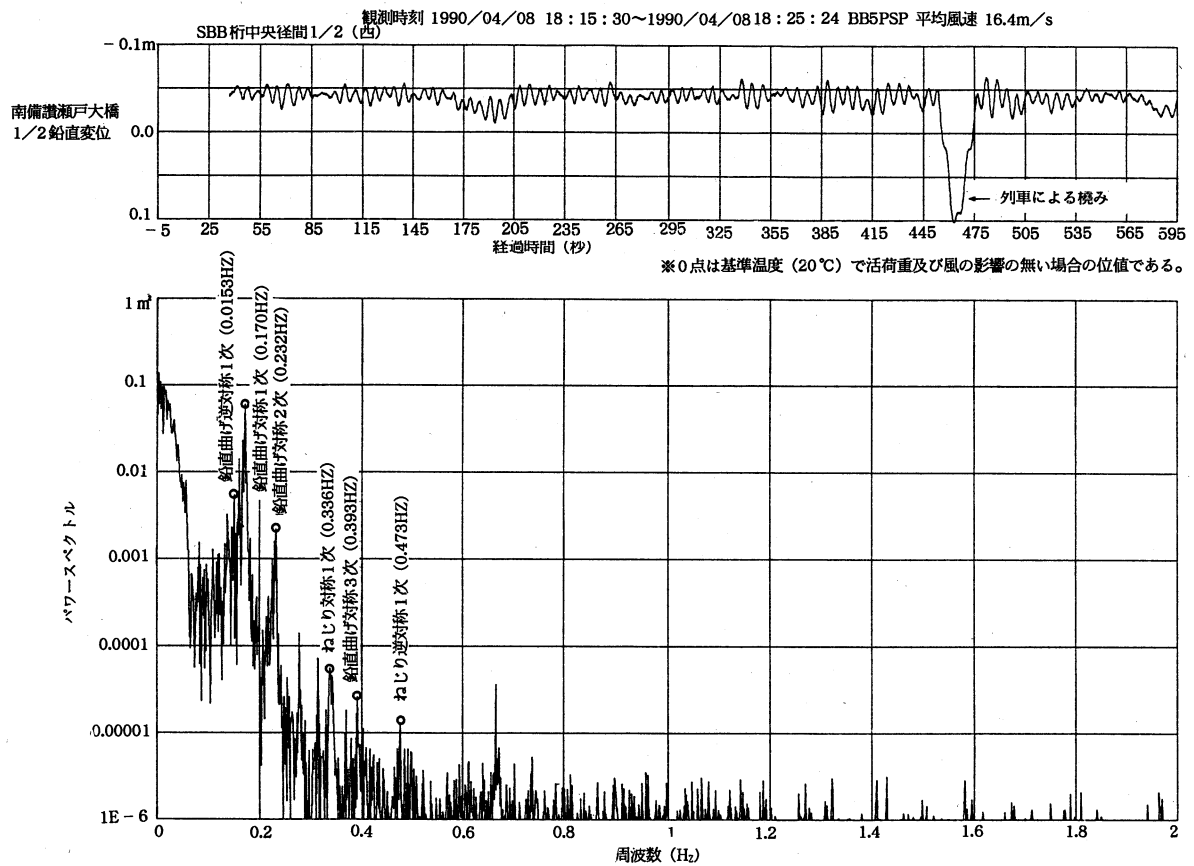


図-10 風観測周波数分析図 (南備讃瀬戸大橋 1/2地点鉛直変位)

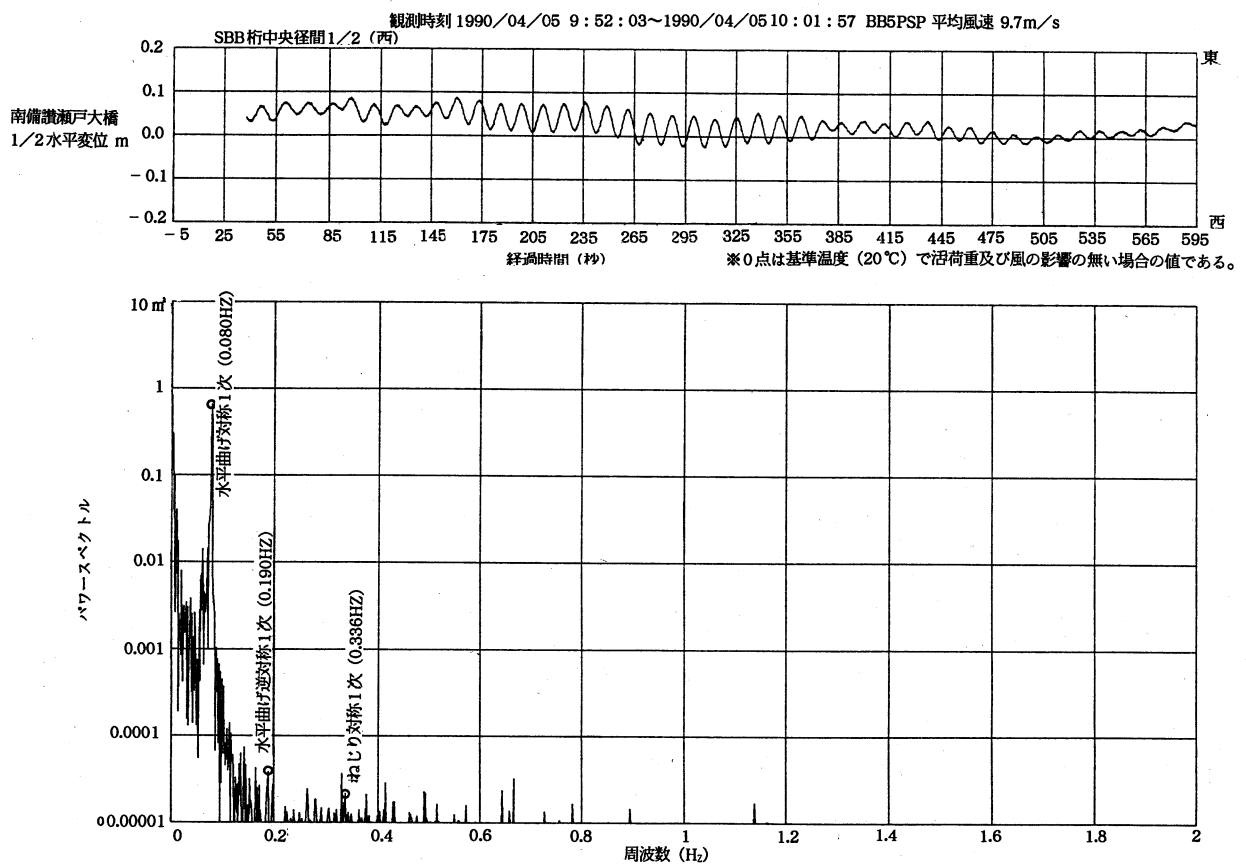


図-11 風観測周波数分析図 (南備讃瀬戸大橋 1/2地点水平変位)

a) 現地の風の乱れ強さが比較的大きいこと、b) 現地において、大迎角の風の吹く可能性が少ないこと、c) 構造減衰率が当初の予測値に比べて大きく、振動しにくいこと、などにより渦励振が発生する可能性は少ないと考えられる。また、バフティング振動については、強風応答観測及び動態観測時の桁の応答変位がバフティングの応答計算値より小さめの値を示している。これは計画時より鉛直曲げ対称1次振動数が高くなったこと、及び構造減衰率が大きくなり揺れにくくなったことが考えられる。

③ 桁端変位と温度

各橋梁の温度変化に対する桁端の移動量を表-10に示す。計算値と観測値との差は、約15%程度有り、この差は気温と端体の温度差による影響と思われる。

5. あとがき

瀬戸大橋の動態観測は供用後、2年目に解析処理装置及び光学式変位計を設置し、管理事務所で観測データの収録と一部の解析が行える体制となった。動態観測で得られたデータを今後長年にわたり、設計検証及び維持管理に活用するためには、動態観測システム自身のキャリブレーションを定期的に行うことが必要である。また、観測及び解析結果を整理し、活用するためのシステムの追加が望まれる。

表-9 櫃石島橋の観測結果

項目	内 容	備 考
平均風速	V = 13.7m (風向=東)	
最大振幅	鉛直方向 (1/4) = 0.6cm (計算値 = 0.7cm) 水平方向 (1/4) = 0.4cm (計算値 = 0.9cm)	
振 動 数	鉛直曲げ対称1次 = 0.450HZ (計算値 = 0.452HZ) 水平曲げ対称1次 = 0.401HZ (計算値 = 0.370HZ)	※実験時0.4HZ

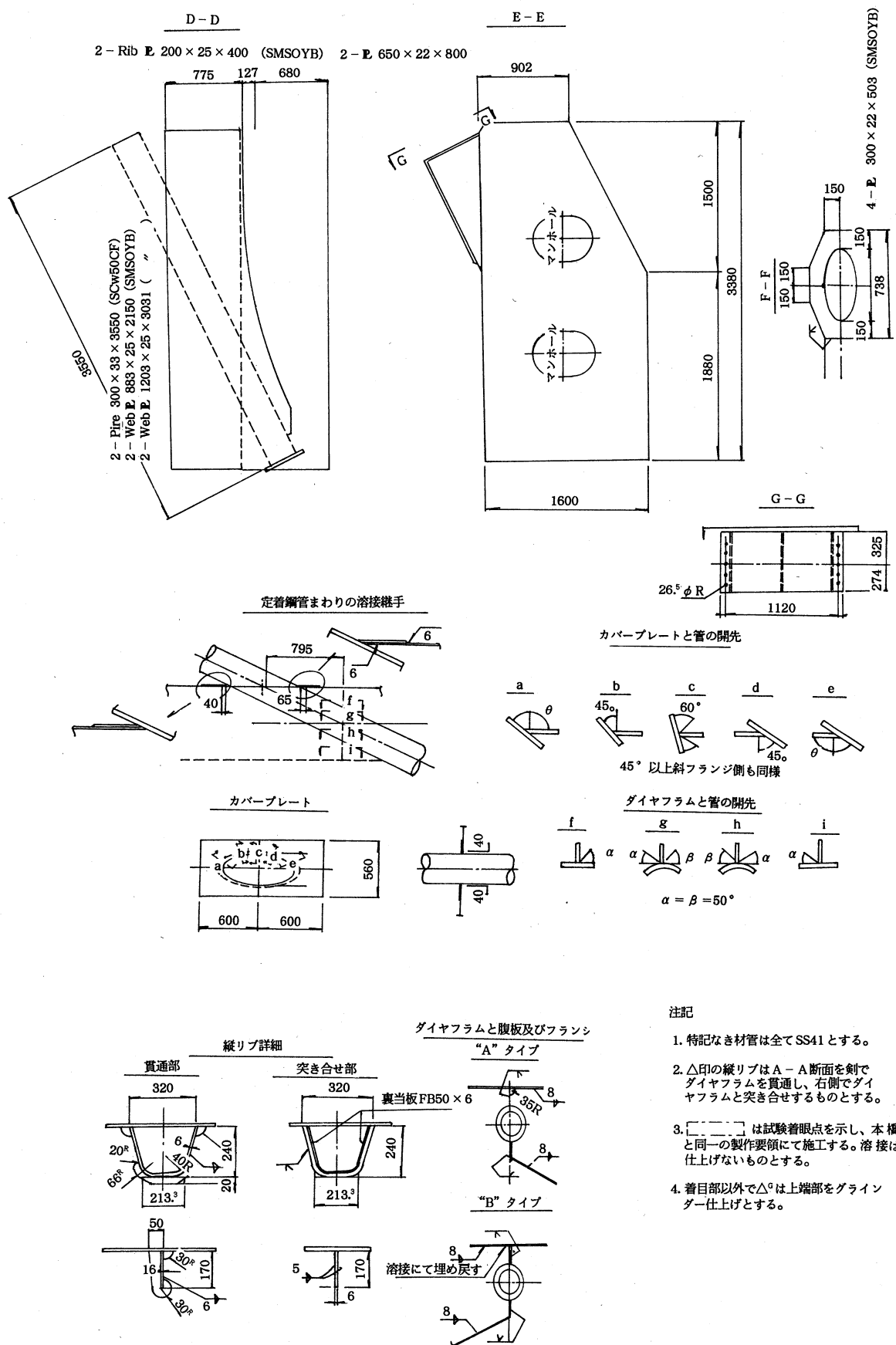
※振動実験時の常時微動観測値

表-10 温度による桁端移動量

橋 梁 名	設計移動量 (± 30℃)	温度変化量	計算値	観測値	備 考
下津井瀬戸大橋	± 220 mm	△3.6℃	26.4 mm	30.0 mm	計算値と観測値の比率 113 %
櫃 石 島 橋	± 132	"	15.8	18.5	117 %
与 島 橋	± 147	"	17.6	20.2	116 %
南備瀬戸大橋	± 286	"	34.3	39.6	116 %

Fatigue Studies of the steel girder of the Ikuchi Bridge

Yasuhiro Yano



注記

1. 特記なき材質は全てSS41とする。
2. Δ 印の縦リブはA-A断面を斜でダイヤフラムを貫通し、右側でダイヤフラムと突き合せするものとする。
3. $\square$ 印は試験着眼点を示し、本橋と同一の製作要領にて施工する。溶接は仕上げないものとする。
4. 着目部以外で Δ は上端部をグラインダー仕上げとする。

図-2 供試体詳細図 (b)

モデル化したもので、大きさは、実物大が望ましいが試験装置の制約から縮尺率64.5%とした。また、試験対象部は、ケーブル定着部近傍のみとし横断方向の桁中央部を省略した1箱桁構造の供試体とした。

供試体の2箇所の定着部は、試験目的の(1)より鋼管まわり溶接継手部分に着目して、溶接施工を容易にすることと残留応力解放の目的よりスカーラップを用いたもの(A部)と、継手の構造詳細を完全拘束したもの(B部)とした。さらに、目的の(3)より、ダイヤフラムと縦リブ貫通構造(供試体A側)と縦リブ非貫通構造(供試体B側)とした。後者は、突き合せ溶接である。試験対象部は試験装置の制約より縮尺率64.5%としたが板厚は、溶接のディテール等製作上の問題を試験に反映させるため、表-1に示す様に、実橋とほぼ同じ板厚とした。また簡略化のため、鋼床版の横断勾配は考慮せずレベルとし、定着腹板の角度も鉛直とした。

(2) 荷重方法

荷重方法は、定着鋼管下端を支点とする3点曲げで行った。図-3に荷重要領を、写真-1に荷重状況を示す。

荷重を受ける反力架台は、定着鋼管の下端に丸棒を配置し回転可能なピン沓とした。ただしピンの線反力が鋼管に一樣な分布となるように、ピンと鋼管下端の間に175mmの鋼板を入れた構造とした。

また、荷重点と支持点在同一鉛直面内にあるが、この面より断面のせん断中心が外れることを予想して転倒防

止装置を3箇所に設置した。

(3) 試験荷重

試験対象とした実橋C-21ケーブルの設計張力(全強)は、 $T = 490$ トンでこの内活荷重による変動張力は $\Delta t =$

表-1 試験対象部の板厚

	実 物	供 試 体
定 着 鋼 管	494 $\phi \times 32$	300 $\phi \times 33$
定 着 腹 板	25	25
斜 フ ラ ン ジ	16	16
鋼 板 版	12	12
ダ イ ヤ グ ラ ム	32	30

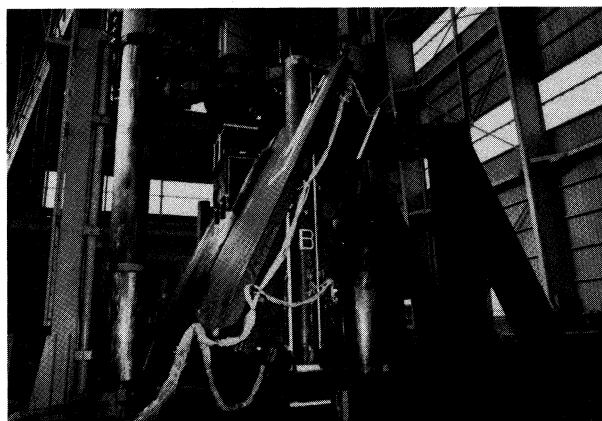


写真-1 試験体荷重状況

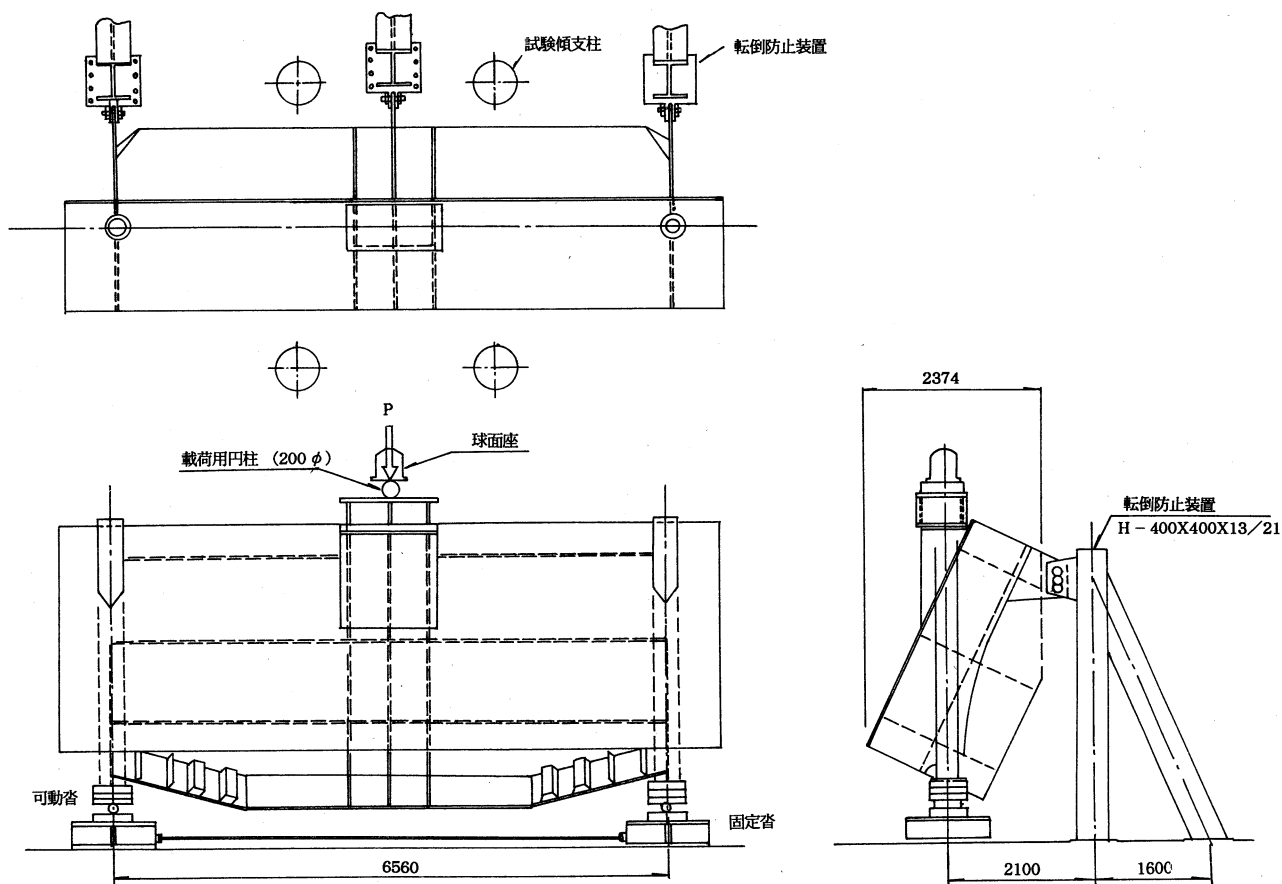


図-3 荷重要領

146トンである。供試体の縮尺比は64.5%であるから実橋の変動(活荷重)張力 $\Delta T = 146$ トンに相当する等価変動張力 ΔTi を求めると、 $\Delta Ti = 146 \times 0.645 = 94.2$ ton $\rightarrow 95$ tonとなり、載荷荷重 ΔPi は $\Delta Pi = 2 \cdot \Delta Ti = 190$ tonとなる。しかし、供試体立体FEM解析の結果、この載荷荷重では着目点での応力レベルは本四設計基準における基本疲労許容応力範囲のD等級 800 kg/cm^2 に対し大きくないので(後述)、疲労クラックを発生させ、疲労強度を確認するため試験機能力最大の荷重 $\Delta P = 340$ tonを載荷するものとした。この結果、本試験では、実橋に対し $\Delta P / \Delta Pi = 340 / 190 = 1.8$ 倍の載荷条件となった。

疲労試験試験荷重は以下の通りである。

最大荷重: $P_u = 350$ ton
最小荷重: $P_l = 10$ ton } 変動荷重 $\Delta P = 340$ ton
載荷速度: 3Hz

なお、試験時には、正規荷重20万回繰り返し毎に荷重範囲を $1/2$ (180 ton ~ 350 ton) にしてピーチマークを破面に残すことにした。

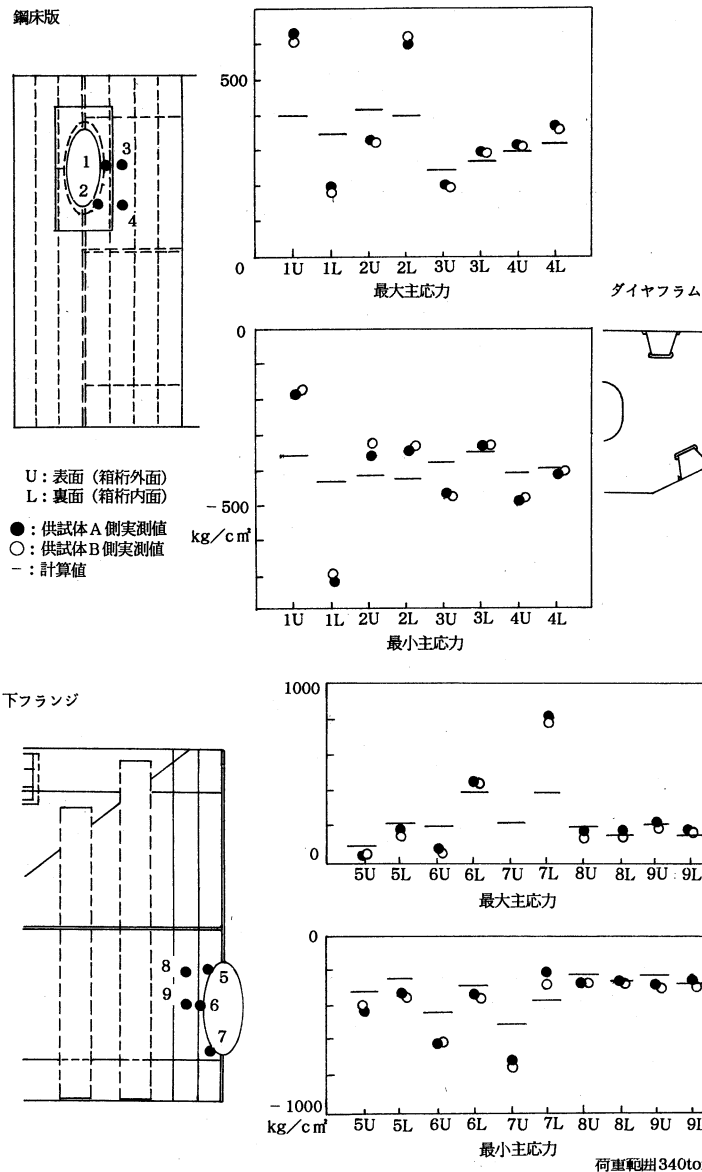


図-4 応力測定結果

4. 静的載荷試験

疲労試験に先立ち、次の点に着目して静的載荷試験を実施した。

- 別に行うFEM解析と比較し実験の妥当性を確認する。
- FEM解析で把握し切れない局所的な応力集中を確認し疲労弱点部を推定する。
- 偏載など試験に有害な載荷状態となっていないことを確認する。

疲労試験における最大350tonまでの荷重を以下の順に載下(除荷)し、それぞれの荷重における応力及び変位を静的に測定した。

0 $\rightarrow$ 10 $\rightarrow$ 30 $\rightarrow$ 50 $\rightarrow$ 100 $\rightarrow$ 150 $\rightarrow$ 200 $\rightarrow$ 250 $\rightarrow$ 300 $\rightarrow$
疲労試験時最小荷重

350 $\rightarrow$ 250 $\rightarrow$ 150 $\rightarrow$ 50 $\rightarrow$ 30 $\rightarrow$ 10 $\rightarrow$ 0 (ton)

最大荷重

静的載荷試験の結果を以下に示す。

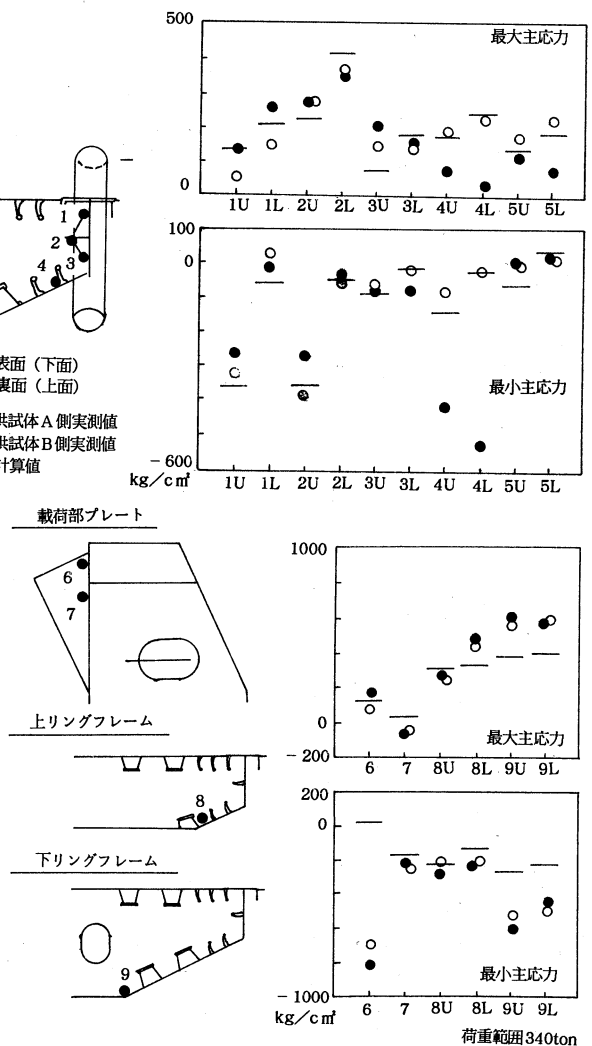


図-5 応力測定結果

1) 定着鋼管近傍の鋼床版及び下フランジの応力測定結果(測点1~9、図-4)をみると供試体A側とB側の実測値は互いによく一致しており、載荷荷重が供試体の両側に均等に作用していることがわかる。鋼床版における測点1、2及び下フランジにおける測点7(いずれも鋼管溶接部近傍)では、鋼板の裏表に貼ったゲージの応力測定値の差が特に大きく、鋼管の突き上げにより局所的な板曲げが生じていることが認められる。FEM解析値と実測値とを比較すると最も大きく差が生じたのは測点7Lで最大主応力はFEM解析値で $383\text{kg}/\text{cm}^2$ であるが、供試体A側実測値で $789\text{kg}/\text{cm}^2$ 、供試体B側実測値で $825\text{kg}/\text{cm}^2$ と実測値はFEM解析結果を大きく上回っていた。この原因として、FEM解析値は、鋼管溶接近傍のFEM解析要素の粗さにより、応力が実際よりも小さく計算されたと考えられ、実際値は、ゲージを貼った測定箇所が応力集中箇所であったためと思われる。

2) ダイアフラムは供試体A側とB側で構造の差異(ダイアフラムの鋼管まわり及び縦リブまわりのスカラップの有・無し)があるが実測値では測点4の平リブ近傍を除いてそれ程大きな差となっていた(図-5)。ダイアフラムの板曲げは計測点1、2に顕著に認められたが、その大きさはほぼ計算結果と同じであった。平リブ測点4L(スカラップ部下側)の最小主応力において、FEM解析値で $-36\text{kg}/\text{cm}^2$ であるが、供試体A側実測値では $-530\text{kg}/\text{cm}^2$ と計算値を大きく上回っており、スカラップによる応力集中の影響が現れている。FEM解析の絶対値が小さいのはここでの供試体FEM解析は、スカラップを無視したモデルで計算を行っていたためであり、このため別途リブ部のスカラップを評価したFEMズームアップ解析を行った(図-12)。この解析結果からスカラップまわりで最小主応力値が $-323\text{kg}/\text{cm}^2$ と応力集中が生じていることが計算でも確認された。

3) 鋼管及び定着腹板の測定結果(図-6)を見ると、鋼管最下端近傍で応力の流れが大きく乱れており、その

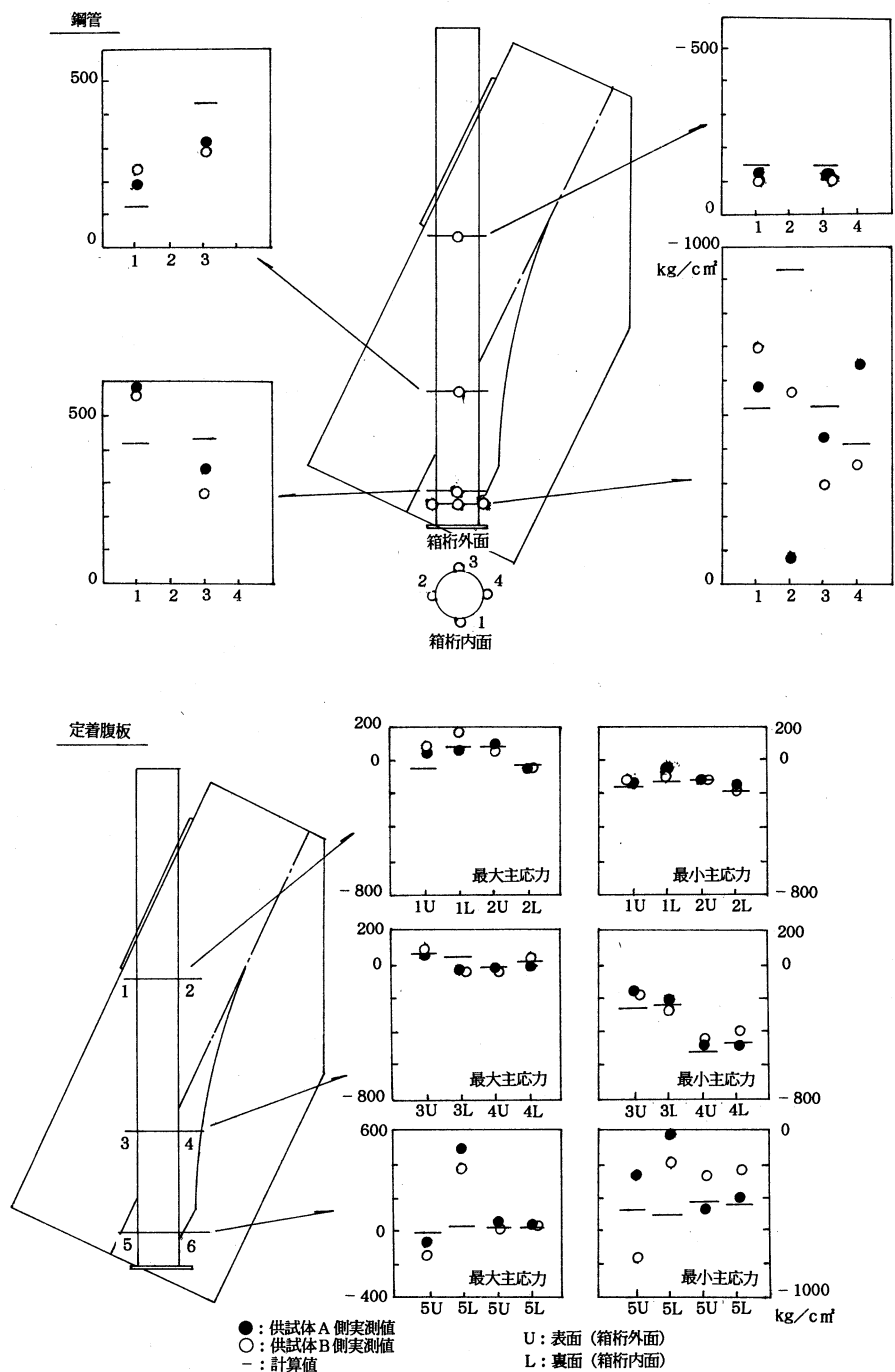


図-6 応力測定結果

絶対値はFEM解析結果と大きな差がある。また測点5の定着腹板最下端フィレット部ではFEM解析には認められない板曲げ応力が発生していた。これらの局所的な乱れは本試験における支持構造に起因するものと考えられた。即ち、本試験体の支持構造は3.試験計画で述べたようにピン支持として支点反力に対処したが、鋼管の下方突起長が短く、支点反力の均等化が不十分であったためと考えられ、このことは上方に向かうにつれて(測点1~4)FEM解析値と実測値がよく一致していることから伺える。

以上、静的載荷試験の結果、実測値とFEM解析値とは、応力の流れという観点からは、両者は鋼管最下端(支持近傍)を除いて一致していた。応力値に関しては、部分的に実測値とFEM解析値に差が生じているところがあっ

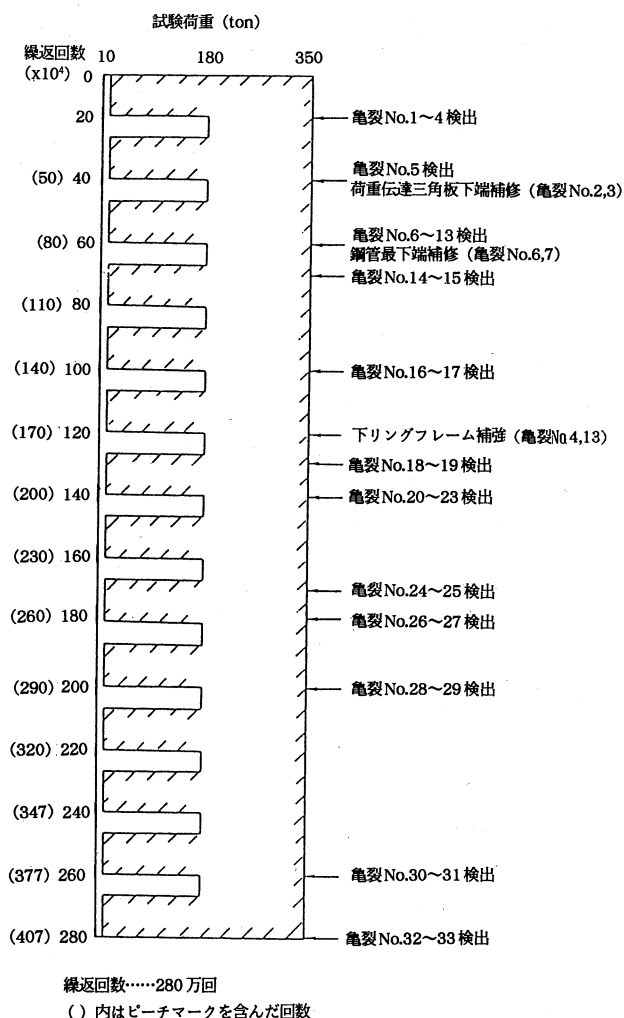


図-7 疲労試験経過図

たが、全般的にはよく一致していた。

5. 疲労試験

試験経過を図-7に検出亀裂一覧表及び亀裂発生位置をそれぞれ表-2、図-8に示す。検出された亀裂をその発生部位で区分すれば表-3のようになる。

以下それぞれの亀裂タイプ毎に概要を述べる。

1) TYPE-A (カバープレートと鋼床版のシール溶接部)

亀裂No.1はN=20万回時、No.5はN=40万回時と疲労試験のごく初期に発生している。

亀裂はいずれも鋼床版とカバープレートのシール溶接部の隅肉溶接ルート部から発生した亀裂であり、早期に検出された後は長さ方向に進展しなかった。TYPE-Aの亀裂状況を図-9に示す。本亀裂はビード外表面で最初にかんがりの長さとなっていたが、これは亀裂の起点が一点ではなくルートに沿って線状に多数分布しており、これらが成長してほとんど同時に一本の亀裂として外表面にあらわれたものである。したがって亀裂が表面で検出された後に進展しなかったのは、亀裂により拘束応力が解放され、応力集中も緩和された為と考えられる。

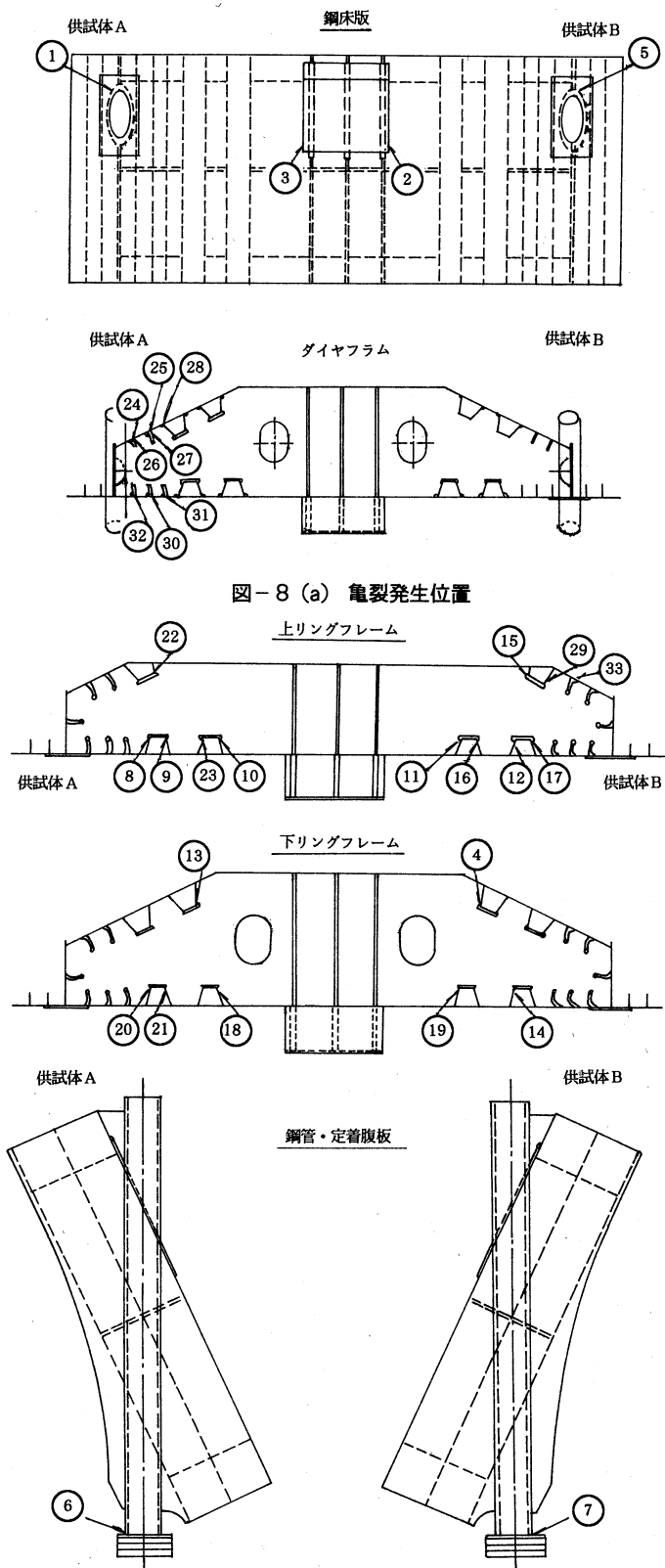


図-8 (b) 亀裂発生位置

表-3 亀裂の区分

区分	部位	亀裂No	備考
TYPE A	カバープレートと鋼床版のシール溶接部における亀裂	1、5	着目部
TYPE B	ダイアフラムと縦リブの溶接部における亀裂	24~28、30~32	〃
TYPE C	上リングフレームと縦リブの溶接部における亀裂	8~12、18~17、22~23、29、33	着目外
TYPE D	下リングフレームと縦リブの溶接部における亀裂	4、13~14、18~21	〃
TYPE E	載荷部荷重伝達三角板下端溶接部における亀裂	2、3	〃
TYPE F	鋼管下端溶接部における亀裂	6、7	〃

表-2 検出亀裂一覧表

亀裂No.	検出時繰返し数 (ピーチマーク含まず)	検出時長さ (mm)	位 置	処理その他
1	20	65	(A側) パイプと鋼床版の接合部でカバープレートと鋼床版の溶接部(鋼床版裏側、箱桁外部)	監視
2-1 2-2	20	35	荷重伝達三角板下端(3枚のうちB側)三角板と側板の溶接部	補修(ガウジング+溶接肉盛り+スモーキング)側板下側を40cm切断し、まわし溶接
3	20	11	" (" A側)	"
4	20	18	下リングフレームとトラフリップ溶接部 リングフレームの板厚面で、溶接ビート中央	監視→補強(カバープレート)
5	40	66	(B側) 亀裂No.1と同様	監視
6	55	全長 725	(A側) パイプ最下端溶接部 ビートとビートの谷間	補修(ガウジング+溶接肉盛り+スモーキング)
7	"	80	(B側) "	" (")
8	"	27	上リングフレームとトラフリップの溶接部 トラフリップ最下端部、リングフレームの板厚面	監視
9	"	25	"	"
10	"	26	"	"
11	"	27	"	"
12	"	12	"	"
13	"	上側 48 下側 22	下リングフレームとトラフリップの溶接部 リングフレーム側止端部に沿って成長	" →補強(カバープレート)
14	65	20	下リングフレームとトラフリップの溶接部	監視
15	"	24	上リングフレームとトラフリップの溶接部	"
16	100	23	"	"
17	"	31	"	"
18	124	29	下リングフレームとトラフリップの溶接部	"
19	"	21	"	"
20	140	22	"	"
21	"	45	"	"
22	"	26	上リングフレームとトラフリップの溶接部	"
23	"	37	"	"
24	164	53	ダイヤフラム(A側)と平リブ(下フランジ側スカラップ)の溶接部	"
25	"	47	"	"
26	177	30	ダイヤフラム(下フランジとダイヤフラム)の溶接部	"
27	"	33	"	"
28	200	13	"	"
29	"	10	上リングフレームとトラフリップの溶接部	"
30	260	15	ダイヤフラム(A側)と平リブ(鋼床版側スカラップ)の溶接部	"
31	"	13	"	"
32	280	10	"	"
33	"	39	上リングフレームと平リブ	"

本亀裂の発生要因を考察すると、直接的な原因は溶接ルート部分の溶け込みが十分で無かったことにある。これは溶接箇所が狭隘な場所で溶接施工が難しい点も影響していると考えられる。また、この溶接部分はケーブル定着鋼管が鋼床版を突き抜ける位置にあり、複雑な構造詳細となっており、応力集中、板曲げによる応力が生じる部分である。さらに本溶接のごく近傍に鋼管とカバープレートの大溶接部があり、高い拘束応力に起因して亀裂が発生した可能性が考えられる。

2) TYPE=B(ダイヤフラムと縦リブの溶接部)

本部位では、N=164万回以後に合計8個の亀裂が検出されており、これはいずれも供試体A側(縦リブ貫通構造)で発生していたが、その発生位置はさらに次の3種類に分類できる(図-10)。

TYPE-B1の亀裂はすべての平リブで発生しておりその発生位置は平リブとダイヤフラムの溶接部で30Rのスカラップ部の廻し溶接部である。亀裂No.24及びNo.30の亀裂詳細を図-11に示す。

破面写真から廻し溶接部では十分な溶接がなされておらずスラグ巻き込みや未溶着部分が認められた。特にNo.30の亀裂においては、廻し溶接が十分に施工されておらず平リブに対しては全く溶着されていないかった。

No.24の発生した平リブにおいて応力測定を実施したが、その応

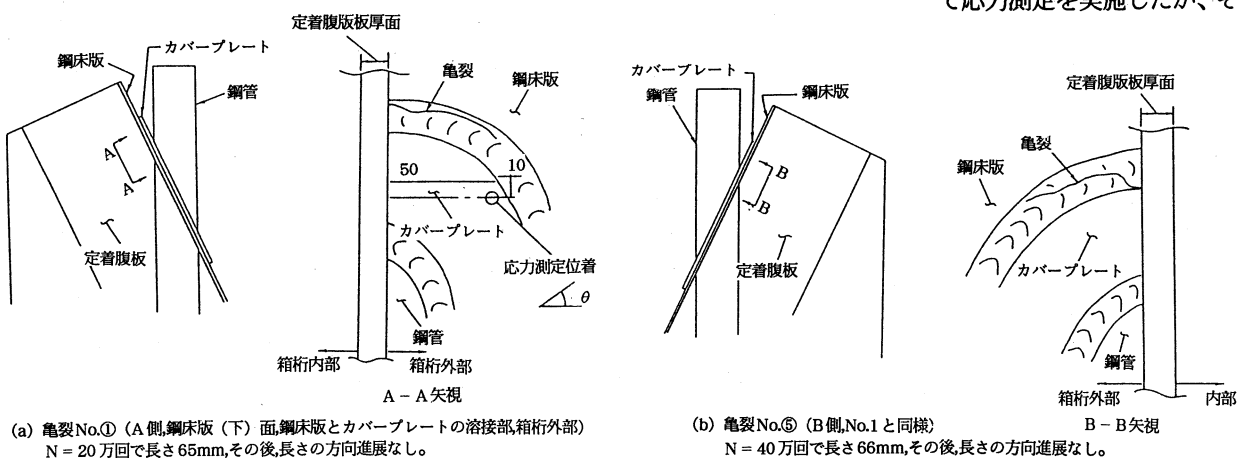


図-9 TYPE Aの亀裂の状況

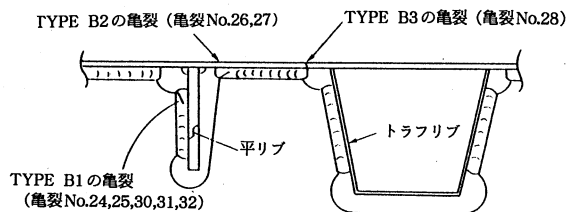


図-10 TYPE Bの亀裂状況

力値は亀裂先端で $336\text{kg}/\text{cm}^2$ と小さかった。また、板曲げ応力はほとんど認められず、板の面外変形量は微小であった。さらに本部位についてFEM（ズームアップ）解析を実施したが、特に際だった高応力部は認められず実測値と計算値は一致していた。図-12にこの解析結果を示す。

TYPE-B2の亀裂は平リブのオープンサイド側の下フランジとダイヤフラム溶接部のダイヤフラム側止端部を起点として発生し、ダイヤフラム母材方向へ進展している。

TYPE-B3の亀裂は、トラフリブのスカラップ部で、

下フランジとダイヤフラムの廻し溶接部の下フランジ側止端部を起点として発生し、下フランジ板厚面に進展している。

このTYPE-B2,B3の亀裂は、「大島大橋補剛桁・ハンガーブラケットの疲労試験」(昭和61年3月)¹⁾に報告されているTYPE-1、TYPE-2の亀裂と同様であり、ダイヤフラムのスカラップ部、トラフリブ貫通部等のギャップ部において、下フランジが面外曲げ変形を繰り返して起こしたために生じたものと考えられる。この面外曲げ変形はFEMズームアップ解析（立体解析）によっても確認した（図-13）。これによると、平リブによるダイヤフラムのギャップ部で最大 $670\text{kg}/\text{cm}^2$ の応力が生じていることがわかる。

以上、3種類の亀裂発生要因を考えると、いずれの亀裂においても廻し溶接が完全に行われておらずその時にできたルート部の溶接不良部を起点として比較的低応力場のもとで発生したと考えることができる。

(3) TYPE-C（上リングフレームと縦リブの溶接部における亀裂）

上リングフレームにおいては、ほとんどすべてのトラ

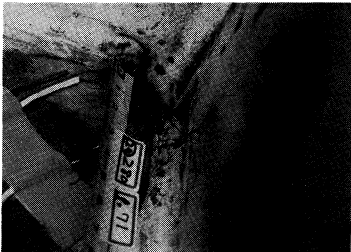
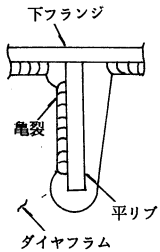
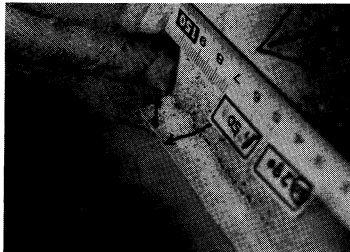
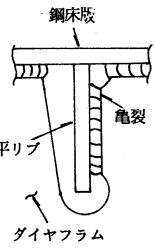
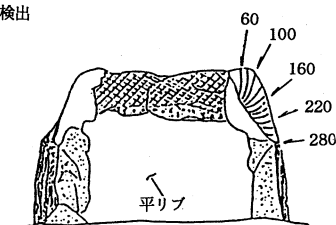
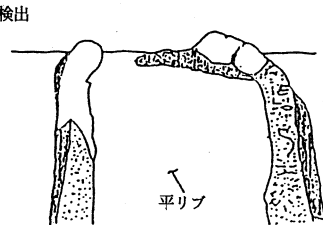
	No24	No30				
亀裂発生状況	下フランジ  ダイヤフラム 上側から写す 平リブ 	鋼床版 ダイヤフラム  平リブ 上側から写す 鋼床版 				
	亀裂破面状況	地側 天側  平リブ側（ダイヤフラムを取り除いたもの）	天側 地側  平リブ側（ダイヤフラムを取り除いたもの）			
亀裂破面模式図	N - 164万回で検出  平リブ	N - 260万回で検出  平リブ				
凡例	 or ピッチマーク  疲労破面  人工破面  未溶接部  スラグ巻き込み  溶接スピード外裂面					

図-11 亀裂詳細図

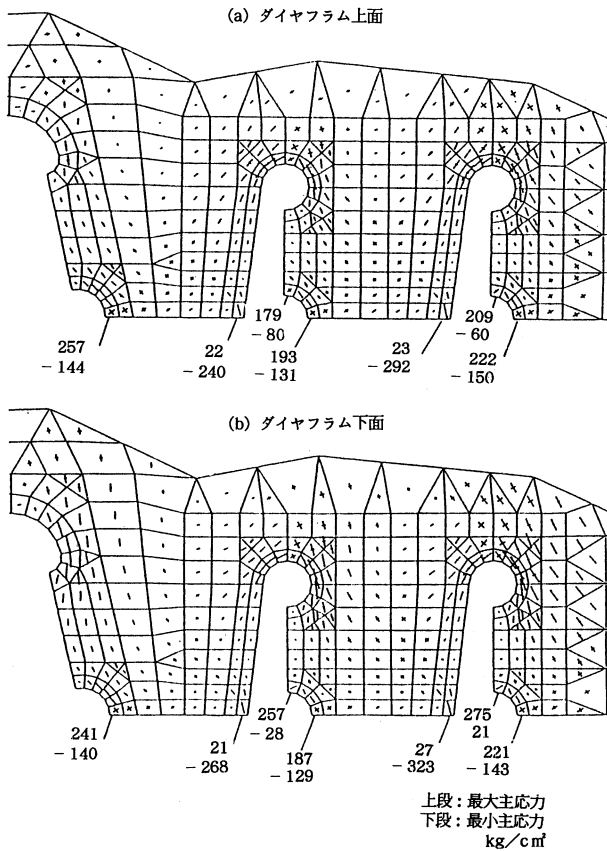


図-12 FEM (ズームアップ) 解析結果

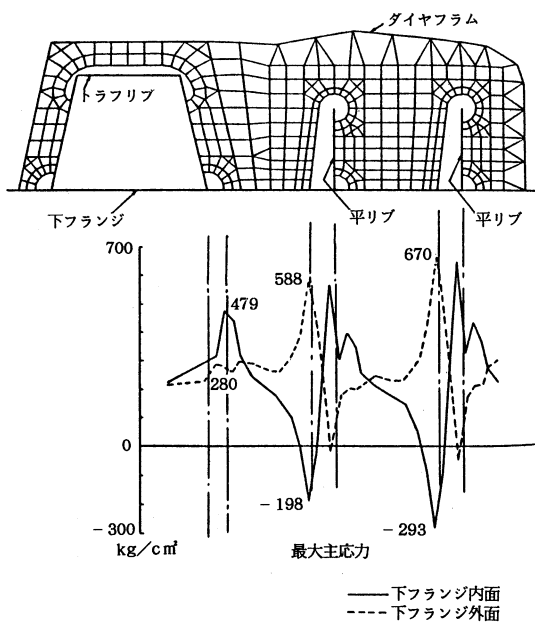


図-13 下フランジの応力 (FEMズームアップ解析)

フリブ貫通部において亀裂の発生が認められた。これらの亀裂の中にはトラフリブ底部のスカラップの廻し溶接部において、すみ肉溶接後のトラフリブ側止端部を起点として発生した後、トラフリブ板厚面に成長し、その板厚 ($t=6\text{mm}$) を貫通しているものもあった。しかし、その亀裂は亀裂検出時から最終280万回の間でそれ程急速な進展は認められなかった。

4) TYPE-D (下リングフレームと縦リブの溶接部における亀裂)

この部分の亀裂は、外観上溶接止端部に現れたり、あるいは、溶接ビード中央に現れたりする差はあるものの、ほとんどがトラフリブ底部のスカラップの廻し溶接部付近から発生し、その溶接線に沿って進展成長している。亀裂の発生起点は溶接止端部及びルート部が認められたが、亀裂の成長度合いが大きいのはルート部からの亀裂であった。

TYPE-C,Dとも試験中に板の面外変形量が若干ではあるが測定されており、亀裂の発生要因の一つとして面外変形量も考えられるが、亀裂はいずれも廻し溶接部付近で発生しており、TYPE-B同様廻し溶接部の不良による亀裂であった。

5) その他の亀裂

TYPE-E,Fの亀裂は発生後いずれも溶接補修を行っている。これらの亀裂の発生原因は、TYPE-Eについては廻し溶接の不足、TYPE-Fについては溶接ビードの形状不良が考えられるが、両者共に補修後新たな亀裂の発生は認められず、完全な廻し溶接あるいは、入念なビードのスムーズングによる整形により疲労亀裂の発生を押さえることができた。

6. 考察

6.1 検討概要

着目部であるTYPE-A,Bの亀裂についての検討結果を述べる。また、疲労試験の範囲外ではあるが、応力集中を考慮し、実橋のディティールを変更した箇所についても検討を行った。

TYPE-C,Dの亀裂についてはTYPE-E,F同様着目外であり対象外ではあるが、縦リブの貫通構造等の詳細は実橋と同様であり、早期の少ない载荷回数で亀裂が発生したことは注目されるべきである。

6.2 実橋への対処

1) 鋼床版とカバープレートのシール溶接部の亀裂

亀裂No.1,5の特徴は以下の通り

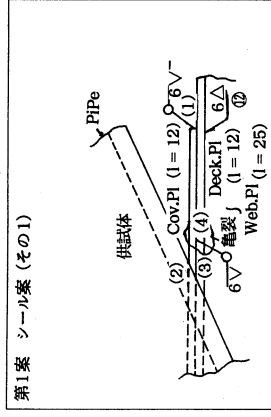
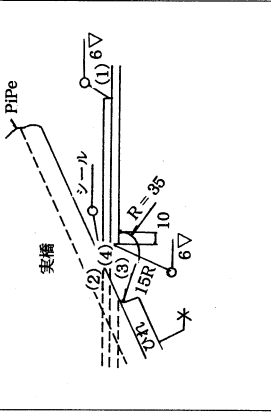
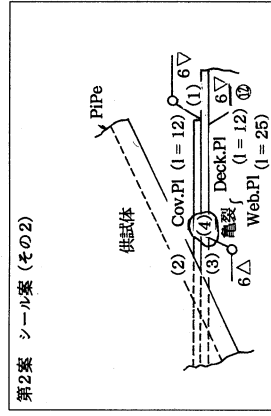
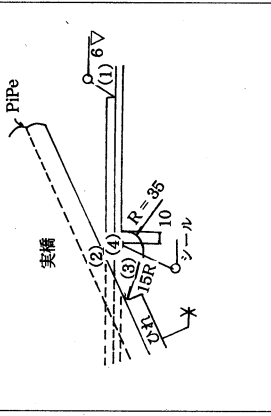
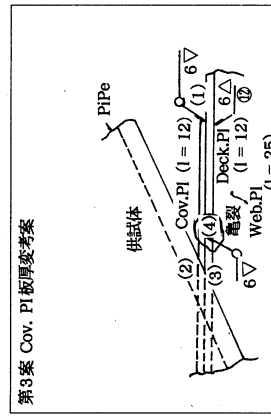
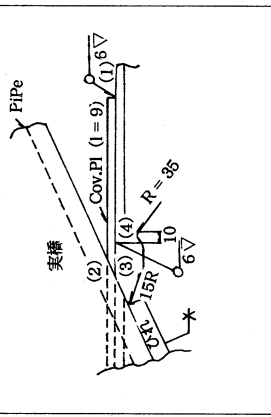
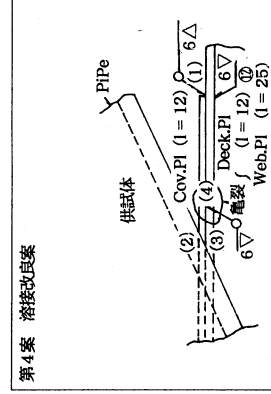
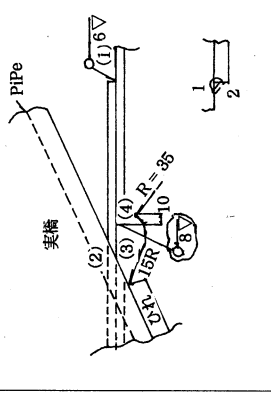
- 繰返し数 $N=20\sim40$ 万回の疲労試験初期に発生した。
- その後のサイクル荷重を载荷しても亀裂の進展は見られない。
- 鋼床版の張り出し側であり応力的には $\sigma=120\text{kg}/\text{cm}^2$ (亀裂検出後の実測値) と小さい。

破面調査の結果、拘束に起因する疲労亀裂であることが判明した。また、本亀裂はルート部からの亀裂であり溶接の溶け込みが不十分であったことに起因していることも判明した。従って、表-4に示すような改善案を検討した結果、この亀裂に対しては、溶接施工の品質を高めることによって対応できるものと考え、第4案で施工することとした。

2) ダイアフラムと縦リブの溶接部における亀裂

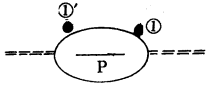
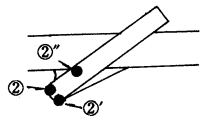
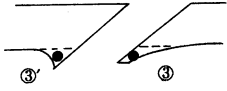
- 繰返し数164万回~200万回に発生した。
- いずれの亀裂においてもスカラップ部の廻し溶接部からであった。

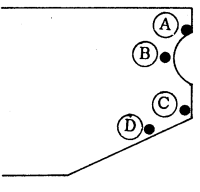
表-4 鋼床版とカバープレートの詳細検討

第1案	第2案	第3案	第4案
第1案 シール案 (その1)  () 番号は電割順序を示す 	第2案 シール案 (その2)  () 番号は電割順序を示す 	第3案 Cov. Pl 板厚変案  () 番号は電割順序を示す 	第4案 溶接改良案  () 番号は電割順序を示す 
方法 1. Cov. pl と鋼管の取り合いは、Cov. pl の仕口を合わせ切りして付け、鋼管と Cov. pl の間はシール材にて埋める。 シール材 (シリコン系)	1. (4) の鋼床版を3Cでカットしてシールする。 シール材 (シリコン系)	1. Cov. pl の板厚を $t = 12\text{mm} \rightarrow 9\text{mm}$ と薄くする。	1. (4) のシール溶接は、CO₂ アーク溶接で行う。 2. 脚長を 6mm より 8mm にアップする。
長所 1. 鋼管のつき上げ力による力を Cov. pl に伝えない。	1. 施工が容易である。	1. (2)、(3) の溶接量が原案に比べ少なくなる。	1. CO₂ 溶接により溶け込みを良くする。 このことにより、ルート部の割れが防止できる。 2. 脚長を大きくすることにより、疲労割れを防止する。
短所 1. 経年変化でシール材が劣化し、割れ及び漏水のおそれがある。 2. 鋼床版として穴のあいた状態であり、応力的に好ましくない。	1. (4) の溶接は、腹版に大きなスカラップがあり共試験体により施工性が良いが6mm すみ肉溶接であるため溶接品質に問題が残る。		
評価	×	△	◎

概要図

表-5 供試体と実橋のFEM解析

	Pt'	供試体	実 橋	供試体/実橋	摘 要
		σ_2 (Min)	σ_1 (Min)		
鋼床版 	① ①'	-160 -220	-100 -115	1.6 1.9	張り出し側は、境界条件が異なるため大きく差がある。 (平均 1.75)
鋼 管 	② ②' ②''	-540 -250 -230	-300 -290 -165	1.8 0.9 1.4	(平均 1.35)
定着腹板 	③ ③'	-325 -270	-330 -220	1.0 1.2	(平均 1.1)
斜フランジ 	④ ④'	-260 -180	-180 -105	1.4 1.7	(平均 1.5)

	Pt'	供試体	実 橋	供試体/実橋	摘 要
		上段 σ_1 σ_1 (kg/cm ²) 下段 σ_2	上段 σ_1 σ_1 (kg/cm ²) 下段 σ_2		
充腹ダイヤフラム 	A	$\sigma_1 = 95$ $\sigma_2 = -115$	$\sigma_1 = 46$ $\sigma_2 = -75$	2.0 1.5	
	B	$\sigma_1 = 180$ $\sigma_2 = -125$	$\sigma_1 = 95$ $\sigma_2 = -75$	1.9 1.7	
	C	$\sigma_1 = 110$ $\sigma_2 = -90$	$\sigma_1 = 37$ $\sigma_2 = -71$	3.0 1.3	
	D	$\sigma_1 = 175$ $\sigma_2 = -50$	$\sigma_1 = 52$ $\sigma_2 = -33$	3.4 1.5	

(公称応力を表す)

iii) 今回の疲労試験で載荷した変動荷重は疲労評価を行う目的で構造上の弱点部に疲労クラックを発生させるため、試験機の能力最大の荷重を載荷し、それは設計張力 (L + I) の約 1.8 倍であった。

ここで試験荷重の一考察として、供試体と実橋のFEM解析結果を板厚中心での平均応力について比較すると表-5のようになる。

実橋と供試体の構造系の差異により各着目点における(供試体) / (実橋)の主応力の比率は計画値の1とはならず各々の点で差があるが、応力の分布形状に関してみると定着鋼管近傍の応力分布形状は主応力図よりほぼ同様であると判断できた。したがって主応力の大きさの評価については実橋と供試体のFEM解析結果より供試体の発生応力を補正するものとした。

着目しているダイヤフラムと縦リブの溶接部について

考えると、この溶接部に近いFEM要素C点では供試体モデルと実橋モデルの間で最大主応力値で3.0倍、最小主応力値で1.3倍、そして主応力の絶対値の大きい方の比較で1.5倍(110/71)の開きがあり、この着目点では供試体モデルのFEM解析値の方がかなり大きいことがわかる。そこでこの着目点では供試体モデルの応力値は実橋より1.5倍高いとしても安全側であろうと評価した。この結果、ダイヤフラムと縦リブの溶接部の供試体の応力レンジは実橋の $1.5 \times 1.8 = 2.7$ 倍の大きさであることになる。

供試体の応力計測によるとTYPE B-1の亀裂の先端で最大のもので 336kg/cm^2 (検出時繰り返し数164万回)、TYPE B-2で -577kg/cm^2 (検出時の繰り返し数177万回)の応力値が測定されている。亀裂発生による応力開放の影響や、応力集中とゲージ貼布位置等を考慮して変動応力を大きく見積もって 577kg/cm^2 としても実橋ではこの値の $1/2.7$ の 213kg/cm^2 と小さな値であり、また、実橋FEM解析値では 71kg/cm^2 とさらに小さい。したがってダイヤフラムを縦リブが貫通した構造でも疲労上問題はないものと判断した。しかし、いずれの亀裂も比較的低応力場でスカーラップまわりの溶

接不良部から発生しており、これはダイヤフラム板厚が30mmの厚さに対しスカーラップを30Rとしており、廻し溶接の施工性の面からスカーラップが小さ過ぎ、溶接品質が不健全になり易いと判断された。したがって実橋ではスカーラップの大きさを薄い板厚の場合(鋼床版 $t = 12\text{mm}$, スカーラップの大きさ $5 \cdot t$)を目安として50Rとし、廻し溶接部の品質の完全を期すこととした。

3) その他

i) 定着横桁下フランジ部

吊橋補剛箱桁形式の大島大橋では、疲労試験の結果、ハンガーブラケット下フランジを箱桁下フランジまで降してフランジ力が直接に箱桁フランジに伝達される構造に変更し、応力集中の緩和を期待するため、ハンガーブラケット仕口部をR加工としている。⁹⁾ 本橋においては定着部横桁下フランジと箱桁下フランジとが大島大橋と同様

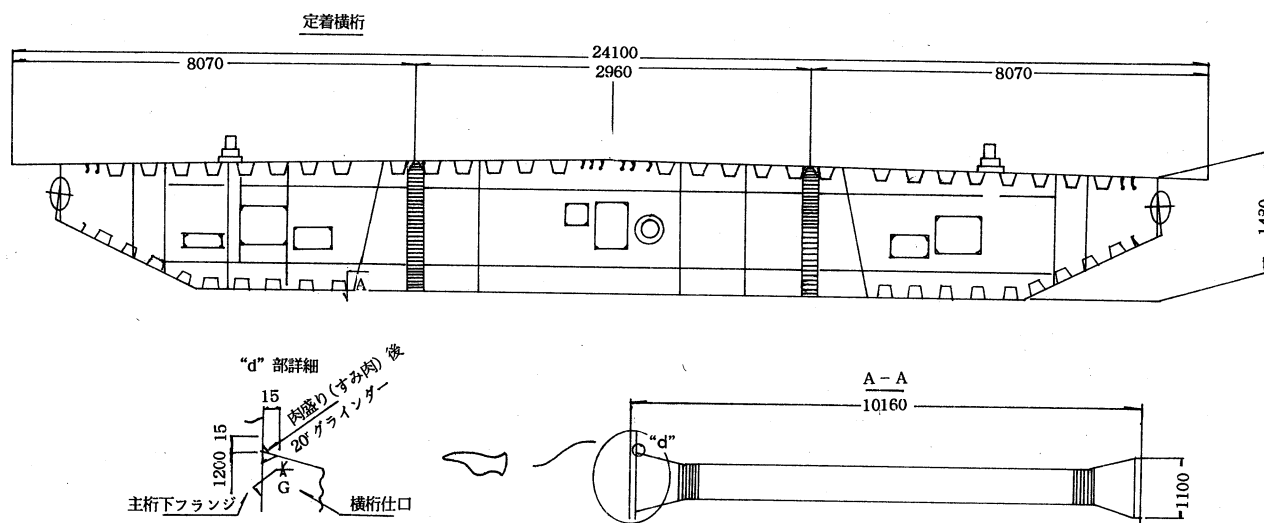


図-14 定着横桁

の構造となっている。定着部横桁下フランジ応力については、格子計算の断面力から $\Sigma \sigma r = 535 \text{ kg/cm}^2$ となり、大島大橋の横桁下フランジ応力 $\Sigma \sigma r = 404 \text{ kg/cm}^2$ （静的載荷試験結果）と同程度の応力が発生する。そこで、横桁仕口部の突き合せ溶接を完全溶け込み溶接とし、応力集中を緩和するという観点から図-14の様に下フランジと横桁仕口交差部をR加工とすることとした。

7. 各種疲労設計曲線との比較

今回の疲労試験で発生した亀裂に関する変動応力 σr の実測値及びFEM解析値、そして大島大橋で行った結果を図-15に示す。図中には本四上部工設計基準の疲労等級分類D等級の疲労設計曲線²⁾及びJSSC（日本鋼構造協会）疲労設計指針（案）³⁾の継手別強度分類の疲労設計曲線を併せて示している。この比較は亀裂発生位置の疲労強度を大まかにみるために行ったもので、実測値やFEM計算値は応力集中部に関するものなので公称応力より高めの値を示しているものと考えられ、これらの値と寿命曲線を比較するときはこの点を考慮する必要がある。

鋼床版とカバープレーットの溶接部と構造的に似ている

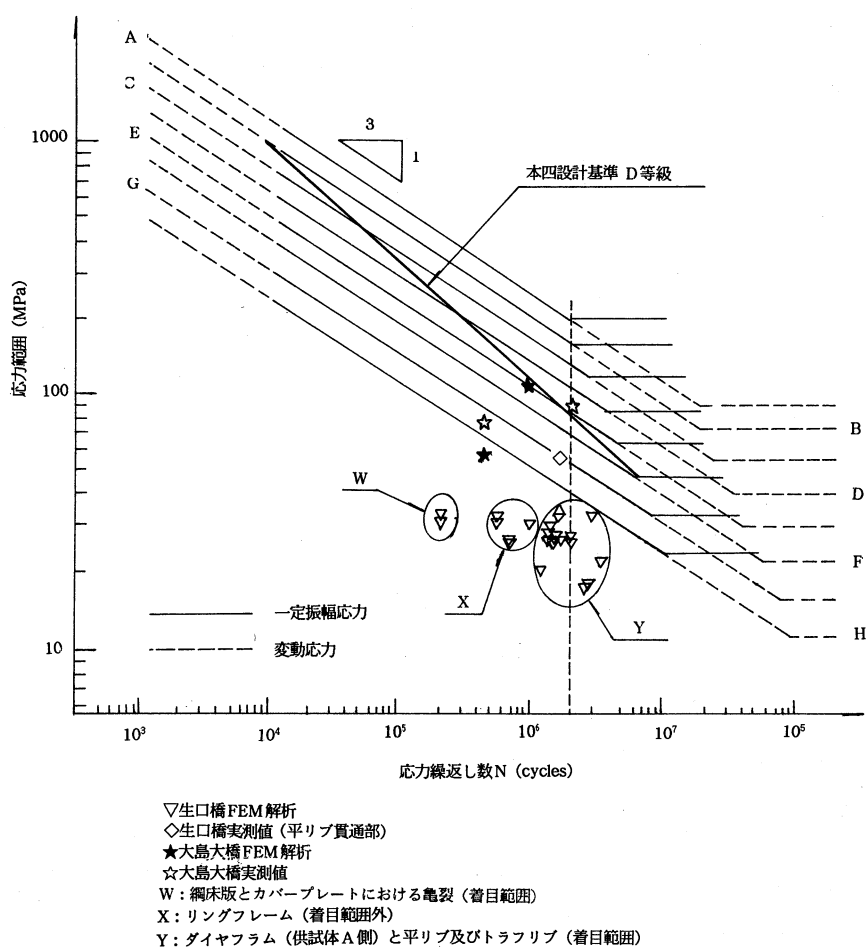
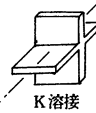
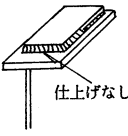
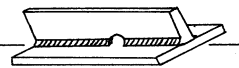
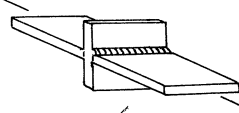
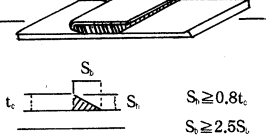


図-15 被労寿命曲線

継手分類は本四基準（継手分類番号13、D等級、基本許容応力範囲80MPa）やJSSC指針の重ね継手（H等級、基本許容応力範囲40MPa、またはS等級、同80MPa）で

継手の種類	等級の分類		備考
	種類	仕上げる有無	SS41 SM41 SMA41W SM50 SM50Y SMA50W
10	 K溶接  すみ肉溶接	無	C (注3) D
13	 仕上げなし	無	D
分類	継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
a	スカーラップを含む溶接継手	F (65)	
b	止端破土	(1) 滑らかな止端を有する継手 D (100) (2) 止端仕上げした継手 D (100) (3) 非仕上げの継手 E (80) (4) 溶接の始終点を含む継手 E (80)	
c	カバープレートをすみ肉溶接で取り付けた継手	(1) 溶接部仕上げ D (100) (2) 非仕上げ H (40)	 $S_0 \geq 0.8t$ $S_0 \geq 2.5S_1$

注) JSSC疲労設計指針(案)における() 数値は直応力範囲を示し、単位はMpa

図-16 継手等級分類

あるが、本試験の結果は、拘束、板曲げ等の複雑な影響が絡んだためか、図-15に示すようにH等級疲労設計曲線よりかなり低い応力範囲で繰返し回数の早い時期に亀裂が発生したことが分かる。

ダイヤフラムの縦リブ貫通部スカーラップまわりのすみ肉溶接部の応力状態は複雑であるが、応力の流れと継手の形状から上記疲労基準類の中で示される継手分類の中で参考になるものとして、本四基準としては腹板にガセットをすみ肉溶接した継手(継手分類番号14、D等級、基本疲労許容応力範囲80MPa)や前面すみ肉溶接(10、C等級、10.5MPa; 16、S₂等級、82MPa)があげられる。またJSSC指針(案)では縦方向溶接継手のスカーラップを含む溶接継手(F、65MPa)、十字溶接継手(前面すみ肉溶接、E、80MP; S、80MPa)そして面外ガセット継手(ガセットをすみ肉溶接、G、50MPa)が考えられる(図-16参照)。いずれの継手も継手分類の中では2×10⁶回基本許容応力範囲に関して50~80MPaと比較的疲労強度の低い継手である。

本疲労試験のダイヤフラムの縦リブ貫通部スカーラップまわりの試験結果は図のように上記のいずれの設計曲

線より低い傾向にあるようである。

大島大橋の疲労試験では亀裂は本四基準のD等級よりやや低い所で、またJSSC指針でE~H等級で発生しており、今回の試験と比較すると、今回の試験結果の方が疲労強度的に低い位置にある。

リングフレーム部の亀裂は試験対象外であるが、この発生箇所のディテールはダイヤフラムの縦リブ貫通部のスカーラップまわりと同じである。図-15に整理すると試験対象部に発生した亀裂と同レベルで亀裂が発生していることが分る。

以上の結果、鋼床版と定着鋼管のカバープレートの溶接部の疲労強度やダイヤフラムの縦リブ貫通部スカーラップ部の溶接の疲労強度はいずれも既往の疲労設計強度より低く、このような構造に関しては溶接設計ならびに溶接施工上の十分な配慮を要すると考えられる。

8. あとがき

本疲労試験は、生口橋中央径間の鋼桁製作の詳細設計の一貫として行ったものである。本試験を実施する上でご指導戴いた土木学会「本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会」⁴⁾ および(財)海洋架橋調査会「生口橋複合構造に関する調査研究委員会」⁵⁾ に感謝

の意を表するとともに、本試験の委託を御願いした建設機械化研究所および、試験結果のまとめを担当された生口橋鋼桁製作(その1)、(その2) 共同企業体担当者各位に御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、昭和61年3月
- 2) 本州四国連絡橋公団、上部構造設計基準・同解説、1989年4月
- 3) 日本鋼構造協会、疲労設計指針(案)、平成元年11月
- 4) 土木学会・本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会：本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書、昭和63年3月
- 5) (財)海洋架橋調査会・生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会、生口橋主桁複合構造に関する調査研究報告書、平成元年3月

来島大橋の耐震設計

Seismic Design of Kurushima Bridge

設計部 設計第三課長 山田 勝彦

Katsuhiko Yamada

設計部 設計第三課 福永 勸

Susumu Fukunaga

1. まえがき

本州四国連絡橋に対する耐震設計法の研究は古くは1967年の土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会¹⁾に始まり、1977年「耐震設計基準・同解説」²⁾として一応の完成を見た。また、「耐震設計基準」の適用範囲外の明石海峡大橋(第三紀より新しい地盤に基礎を設置)については、1979年から土木学会にて審議し、1988年度に「明石海峡大橋耐震設計要領」³⁾として制定した。そして、先の「耐震設計基準」の制定から10年以上の歳月が流れ、その間の耐震工学の進歩も著しいものがあつた。そこで、明石海峡大橋で確立された手法を用いて風化花崗岩(硬岩)を支持層とする来島大橋基礎の耐震設計要領の検討を行い、このほど来島大橋剛体基礎耐震計算法として一応の完成を見たのでここに報告するものである。図-1に計算の手順を示す。

なお、地盤定数や安定照査法については別途報告する予定である。

2. 設計地震入力

2.1 設計に考慮する地震

耐震設計基準(1977年3月)においては距離150km、マグニチュード8程度の地震を考えるものとし、1967年の耐震設計指針で考慮した距離50km、マグニチュード7程度の地震については、同種の地震について震害例を調査した結果橋梁に及ぼす被害は無いと判断して、無視することとした。また、地震動の強度は基礎底面の加速度応答スペクトルで設定してある。

今回は明石海峡大橋と同様に、架橋地点に起こりうる地震動を正確に評価するためにも短距離地震についても考慮することとし、次の2種類の地震を考慮することとした。

1) 架橋地点を中心とする半径300kmの範囲内で起こるマグニチュード6以上の地震

2) 架橋地点に影響することが予想される大規模地震で下記の2種類の地震

① 日向灘で発生することが予想されるマグニチュード8の地震(震央距離150km)

② 土佐沖で発生することが予想されるマグニチュード8.5の地震(震央距離200km)

2.2 基準とする加速度応答スペクトル

今回は明石海峡大橋と同様に、第1種地盤露頭で生ずる加速度応答スペクトルで設定することとした。

2.1、1)の地震については、地震動強度の期待値推定法⁴⁾を用いて再現期間と架橋地点で生じうる加速度応答スペクトルの関係を求めた。この時、耐用年数を100年とし非超過確率を0.5として、再現期間は150年としている。

2)の地震については、加速度応答スペクトルの距離減衰式⁵⁾により架橋地点に生じうる加速度応答スペクトルを求めた。

以上の2種類のスペクトルを包絡するスペクトルとして基準とする加速度応答スペクトル(第1種地盤露頭(D_M層相当)、減衰定数5%)を設定した。これを図-2に示す。ここで設定した加速度応答スペクトルはあくまで第1種地盤露頭でのもので、1977年3月の耐震設計基準にある基礎底面に入力する応答加速度スペクトルとは異なる。

また、振幅調整波形(基準とする加速度応答スペクトルに適合した波形で時刻歴でFEM解析をするとき等に使用する)は位相特性は変化させずに基準とする加速度応答スペクトルに対して振幅特性のみを振動数領域で変化させる方法を用いて作成することにした。今回は、第1種地盤にて計測された宮城県沖地震の開北橋記録を振幅調整して作成した。

つぎに、加速度応答スペクトルの距離減衰式と地震動強度の期待値推定法の概略について記す。

イ) 加速度応答スペクトルの距離減衰式〔短周期用T=0.1~3(sec)〕

我が国の地盤上でSMAC型強震計により得られた197組の水平成分強震記録について重回帰分析を行い、減衰定数を0.05として設定したものである。これを式(1)に示す。

$$\tilde{S}_A = a \times 10^{bm} \times (\Delta + 30)^c \dots \dots \dots (1)$$

ここで、

$\tilde{S}_A$: 水平2成分の合成を考慮した減衰定数0.05の絶対加速度応答スペクトル〔gal〕

M: 地震のマグニチュード

Δ : 震央距離〔km〕

a, b, c: 固有周期及び地盤種別ごとに定まる係数で、表-1による

式(1)は第1種地盤上でのスペクトルの平均値を表すものなので式(2)の補正を行う。

$$S_A = \gamma_2 \times \tilde{S}_A \dots\dots\dots (2)$$

ここで、

γ_2 : S_A スペクトルの推定式の予測精度による補正係数 (= 1.5)

γ_2 は式 (1) による推定値を上回る値が生じない確率 (非超過確率 p) に応じて定める補正係数で、かりに、平均値 ($p = 0.5$) を使うとすれば、 $\gamma_2 = 1.0$ となる。ここでは、平均値 + 標準偏差程度を考え、 $p = 0.7$ をとり、 $\gamma_2 = 1.5$ としている。

ロ) 地震動強度の期待値推定法

任意の架橋地点において生じうる最大加速度と再現期間の関係を推定する方法である。任意の架橋地点の周辺において過去に発生した地震の規模とその発生頻度の関係は Gutenberg - Richter により式 (3) で表される。

$$\log_{10} N (M) = a - bM$$

$\dots\dots\dots (3)$

ここで、 $N (M)$ はマグニチュードが M 以上である地震の発生回数であり、 a , b は定数である。いま、架橋地点周辺の地震活動状況から架橋地点を中心とする半径 300km の円内を N 個のサブゾーンに分割し、第 i サブゾーンの単位面積当たりの年平均地震発生回数を ν_i (回/年・ km^2) とすれば、第 i サブゾーンに生

表-1 加速度応答スペクトルの距離減衰式の係数 a , b , c

固有周期 T (s)	a	b
0.1	2420	0.211
0.15	2407	0.216
0.2	1269	0.247
0.3	574.8	0.273
0.5	211.8	0.299
0.7	102.5	0.317
1.0	40.10	0.344
1.5	7.122	0.432
2.0	5.784	0.417
3.0	1.672	0.462

$$c = -1.178$$

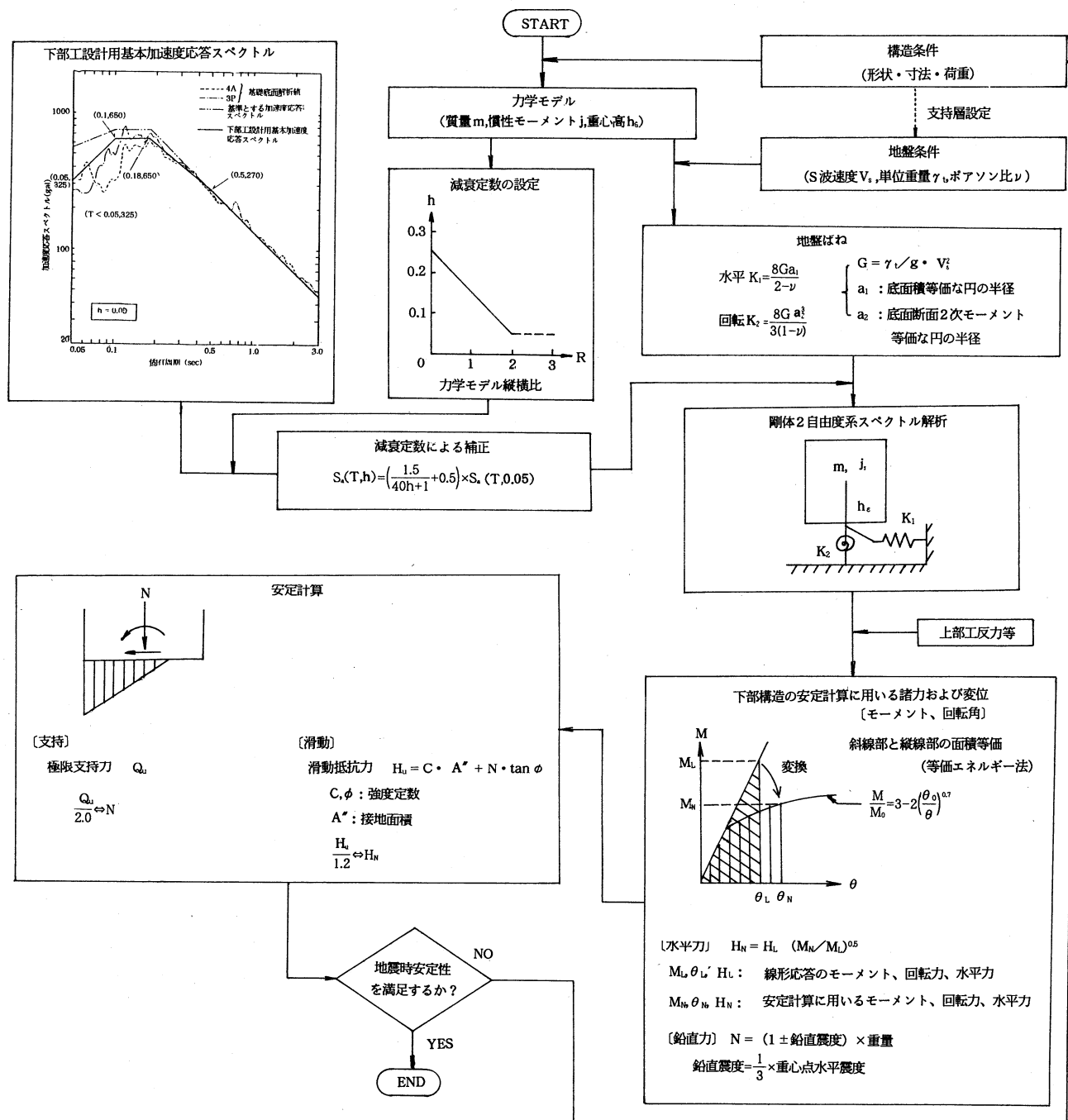


図-1 来島大橋の耐震設計手順

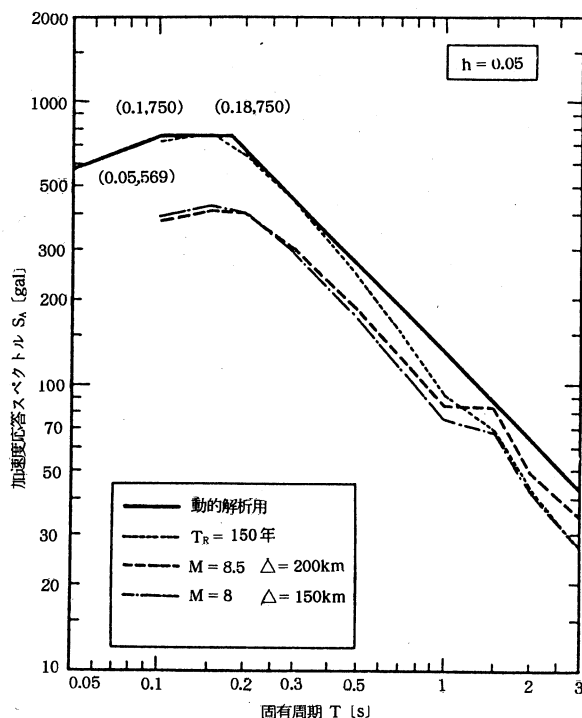


図-2 基礎とする加速度応答スペクトル

じる地震 E_i によって着目地点での地震動の強度 Y がある値 y を超える確率は式 (4) となる。来島大橋におけるサブゾーンの分割とその特性を図-3に示す。

$$P(Y > y | E_i) = P(M > m | E_i) \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $m = g_i(y, r)$ は距離減衰式を $y = f(m, r)$ とした場合に、これを m について変換したマグニチュードの値である。さらに、第 i サブゾーンを解析地点を中心とする半径 r_{ii} から r_a 、角度 θ_{ii} から θ_a で区切られた範囲とすれば、解析地点で $Y > y$ となる地震の発生回数 $\lambda(y)$ は式 (5) で求められる。

$$\lambda(y) = \sum_{i=1}^N \int_{\theta_{ii}}^{\theta_a} \int_{r_{ii}}^{r_a} P(Y > y | E_i) \nu_i dr d\theta \dots\dots\dots (5)$$

ここで、地震の発生が空間的、時間的に独立の事象と仮定できれば $Y > y$ となる地震の再現期間（年平均地震発生確率の逆数） T_R （年）は式 (6) となる。

$$T_R = 1 / \lambda(y) \dots\dots\dots (6)$$

また、耐用年数 T_D 、再現期間 T_R と非超過確率 $P(Y < y, T_D)$ の関係は式 (7) で表され、ここでは耐用年数を100年、非超過確率を0.5と仮定して再現期間は150年としている。

$$P(Y < y, T_D) = \left(1 - \frac{1}{T_R}\right)^{T_D} \dots\dots\dots (7)$$

2.3 下部工設計用基本加速度応答スペクトル

2.2の基準とする加速度応答スペクトルは第1種地盤露頭にて設定したものであり、基礎の設計に直接用いることはできない。そこで直接設計に用いる（基礎底面に入力する）加速度応答スペクトルを定めることにした。

地盤内部の地層構成は一般に深くなるに従って固くなる。このため、遠方で生じた地震による地震波が伝播する場合、大部分の地震波は速度の早い地下深部を通過して架橋地点に到着する。このため、架橋地点では、地震波

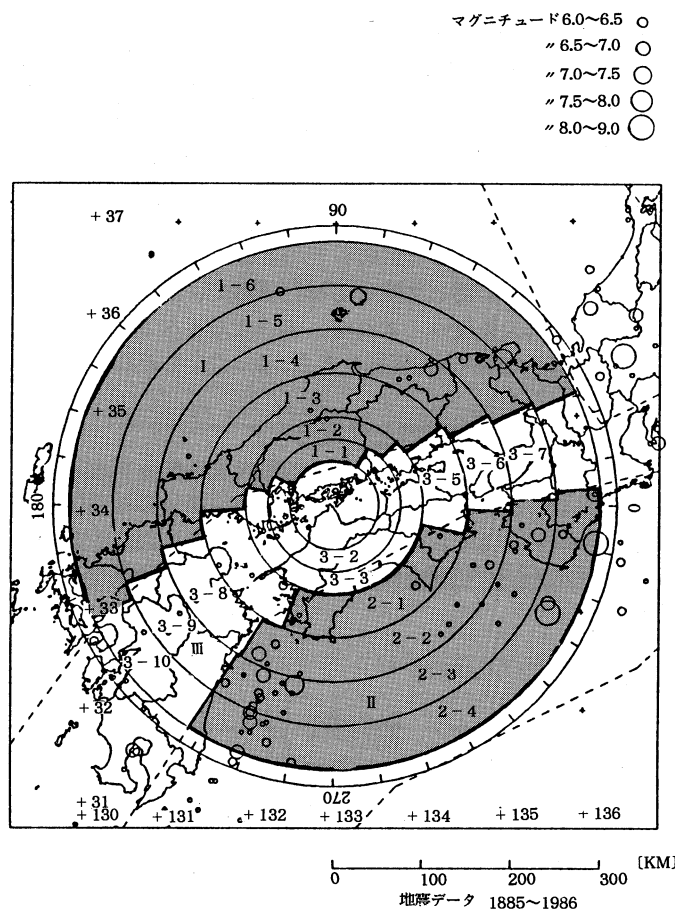


図-3 サブゾーンの分割とその特性

は地層間で屈折（上層に行くほどせん断波速度は遅い）してしだいに垂直上向きに伝播する方向が変わっていく。このため、基礎底面に到達する地震波は水平方向がS波、鉛直方向がP波となる。（そのほかに表面波としてレイリー波とラブ波があり、それぞれ鉛直振動と水平振動成分を持つが絶対値としては小さい）このことは多くの実測結果からも確かめられている。そこで、地震波の伝播の解析は地層を垂直方向にモデル化（1次元）した地盤応答解析により行ない、基礎底面に入力する地震動を求めることにした。

地震応答解析とは鉛直方向にモデル化した地盤モデルにおいて各地層での地震波を解析的に求める方法である。2.1で定義した基準とする加速度応答スペクトルに適合した波形の1/2を D_w 層上面に入力（基準とする加速度応答スペクトルは第1種地盤露頭でのスペクトルなので、地盤応答解析において入力する時は上昇波として入力するので下降波を加えれば2倍になる）して基礎セット面の上面での波形を取り出す。このとき地盤に生ずるひずみとせん断剛性、減衰定数の関係が別途定めた関係（動的せん断試験や動的三軸試験により求める）にあうよう収束計算を行なう。計算は等価線形解析によるものとし、最

大ひずみの65%のひずみ（等価線形で計算を行なう場合最大ひずみの65%のひずみで計算をすると時刻歴非線形解析の結果とほぼ等しい解が得られることが確かめられている）に対するせん断剛性及び減衰定数が5%以内の精度になるまで計算を行なう。地盤応答解析の概念を図-4に、下部工設計用基本加速度応答スペクトル設定の概念を図-5に示す。

一般には基礎底面での入力地震動を求める時は地盤応答解析で求めた基礎（ C_H 層上面程度）での波を別途モデル化した地盤のFEMモデルに入力し、サブストラクチャー法により基礎底面の有効地震動として求めるが、今回は地盤が硬く有効地震動の効果が小さいことから、地盤応答解析で求まる基礎セット面での地震動と有効地震動はほぼ等しくなった。

来島大橋の基礎において以上の計算を行なった結果、 D_M 層露頭での基準とする加速度応答スペクトルに対して基礎セット面（ C_L 層程度）の上面では短周期領域で応答スペクトルが落ちることがわかった。こうして求めた下部工設計用基本加速度応答スペクトルを図-6に示す。この下部工設計用基本加速度応答スペクトルは1977年3月の耐震設計基準にある動的解析用の加速度応答スペクトルと同じものであるが、耐震設計基準のスペクトルは基礎の形状及び地盤の硬軟にかかわらず下部工の減衰定数を一律10%と固定し固有周期に応じて変動する減衰定数を考慮したスペクトルとなっているのに対して今回は減衰定数を別途計算してスペクトルを補正することとしている。このため、今回のスペクトルは短周期側で大きく（短周期側では減衰定数も大きいので減衰定数を考慮すればスペクトルは低減される）長周期側で小さい。

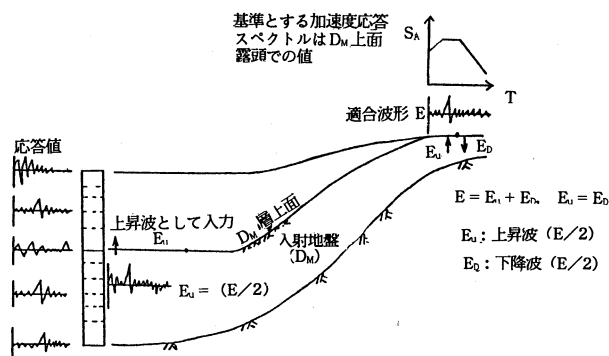


図-4 地震応答解析の概念

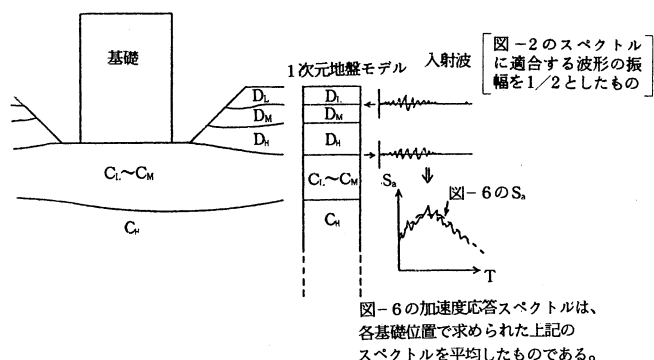


図-5 下部工設計用基本加速度応答スペクトル設定の概念

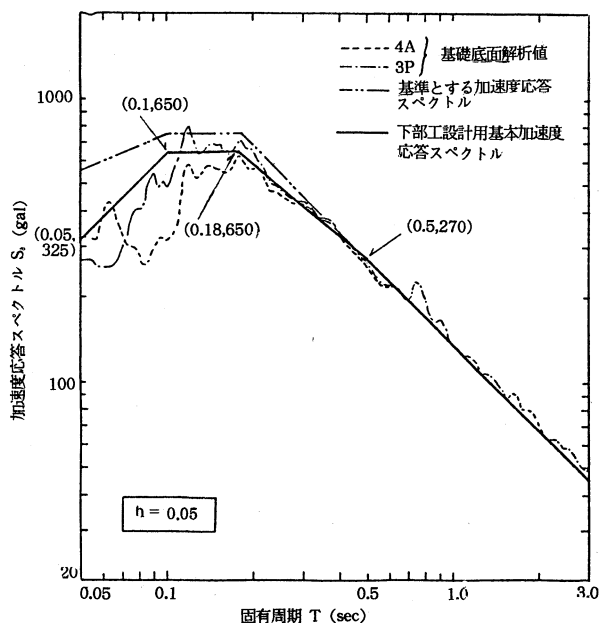


図-6 下部工設計用基本加速度応答スペクトル

3. FEMによる時刻歴解析

簡易な設計手法を作成するためには、何か基準となる厳密解を求める必要があるが、ここではFEMによる解析を実施した。モデル化に当たっては、地盤の側方、解析基礎を粘性境界（地震波動が反射しない境界）とし、地盤の鉛直方向は基礎幅の3倍以上、水平方向は基礎幅の2倍以上の範囲を奥行き方向は3次元ダンパーを用いてモデル化した。モデル化の例を図-7に示す。この時基礎本体は剛体とし、質量が重心に集中しているとし、弾性体である基礎の内部減衰は剛体の運動エネルギーに対して5%の減衰で評価した。基礎底面には剛バネを配置し基礎地盤間の浮き上がりが考慮できるようにした。地盤要素の各定数はひずみ依存性を考慮して地盤応答解析で求めたひずみレベルに対応した定数を固定値で入力してある。このため基礎の応答反力によるひずみは考慮していないため、定数は大きめの値になっている。厳密な解析を行う場合は基礎の振動や地震波動によって生ずるひずみレベルにせん断定数や減衰定数を時々刻々適合させる必要があるが、煩雑な計算を省くためここでは固定値にして安全側の解が得られるようにしており、今後の検討でより厳密な解析が行われるように期待したい。以上の仮定でモデル化した基礎-地盤系モデルに2.3の計算で求まる解析基礎での波形を入力して各種応答値を求めて以降の検討に用いることにした。

4. 応答解析

応答解析は剛体2自由度のスペクトル解析を基本とし、基礎の支持地盤はおおむね C_L 層と仮定した。地盤バネは弾性論に基づく算出式によるものとし、減衰定数は基礎の縦横比に応じて算出するものとした。また、スペクトル値は図-6に示した下部工設計用基本加速度応答スペ

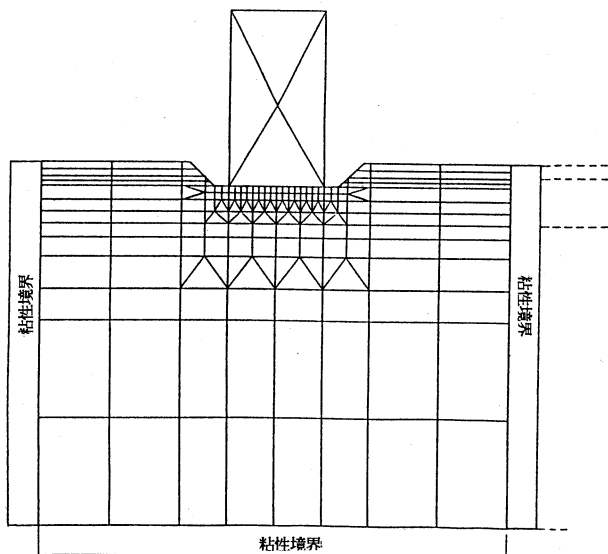


図-7 FEMモデルの例 (来島大橋5P)

トルを減衰定数 h に応じて式(8)により補正して用いた。

$$S_a(T_i, h) = \left(\frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \right) S_a(T_i, 0.05) \quad (8)$$

4.1 地盤バネ係数

弾性振動論の考え方によれば地盤も振動体で基礎と地盤は連成振動を起こすが、 C_L 級程度の硬質な岩盤になると連成振動はあまり起こらなくなる。そこで、明石海峡大橋耐震設計要領(案)にある地盤バネ算出式における底面複素ばね係数の虚数部を無視して、実数部のみを考慮し(地盤が硬いと虚数部の影響が小さくなる)、表層地盤が半無限に続くと仮定した場合、サブストラクチャ法によるFEM解析から求めた動的ばねとよく合うことを確認しこれをバネ係数とすることにした。ところが、明石海峡大橋耐震設計要領(案)にある地盤バネ算出式は円形基礎の場合の理論式であり、来島大橋基礎のように矩形の場合は円形に換算する必要がある、水平バネについては実基礎と底面積が等しくなるように、また回転バネについては実基礎底面の加振直角方向軸まわりの回転慣性モーメントとが等しくなるよう円形に変換した。この時、各種の理論式⁹⁾やFEM解析によりチェックを行っている。矩形基礎のバネ係数を式(9)、(10)に示す。

$$K_1 = \frac{8G\sqrt{(B L)/\pi}}{2-\nu} \quad (9)$$

$$K_2 = \frac{8G\sqrt{((B^3 L)/(\pi))^{3/4}}}{3(1-\nu)} \quad (10)$$

ここで、

K_1 : 基礎底面水平バネ

K_2 : 基礎底面回転バネ

G : 地盤のせん断変形係数 ($= \gamma_t / g V_s^2$)

B, L : 基礎底面幅、奥行き

γ_t : 地盤の単位体積重量

V_s : 地盤のせん断波速度

ν : 地盤のポアソン比

g : 重量加速度

4.2 減衰定数

基礎の応答解析に用いる減衰定数としては波動伝播に

基づく地下逸散減衰、地盤材料や基礎本体の粘性や応力履歴による内部減衰等が考えられる。ここでは、サブストラクチャ法によるFEM解析により地下逸散減衰を解析的に求めた他、基礎-地盤系モデルのFEM解析結果の応答値に今回のバネと減衰定数を用いた応答値が一致するように減衰定数を設定した(地盤の地下逸散減衰と基礎本体の内部減衰で評価)。この時、対象とする地盤 C_L 層程度とした結果、減衰定数は基礎の高さと幅により整理することができた。減衰定数と基礎の高さ、幅の関係を図-8および式(11)に示す。

$$h = 0.25 - 0.1 \times \frac{h_0 \times 2}{B} \quad (11)$$

(ただし、 $h \geq 0.05$)

ここで、

h : 減衰定数

h_0 : 力学モデル重心高

B : 基礎底面幅

5. 安定計算に用いる諸力および変位の算出法

4.で述べた応答解析により得られる底面諸力は、線形地盤バネ(バネは引張領域でも働く)により求められたものである。このため、モーメントが大きくなると現実には生じえない基礎-地盤間の引張力を含んだものとなる。そこで、安定計算を行うために、この点を補正した(バネは引張領域では働かない)諸力及び変位を求めることにした。補正法の検討経緯を以降に示す。

① 引張力を含んだ線形解析と引張力を無視した非線形解析を行ないそれぞれモーメント M および回転角 θ に着目して結果を整理し、線形計算と非線形計算の $M-\theta$ の関係図(図-9)を作成した。

② 図-9において $\triangle OAB$ (斜線部、 A は線形解析結果)と $\triangle OCD$ (着色部、 C は非線形解析結果の M 、 θ の最大値)を比較した結果、その面積がほぼ等しくなることがわかった。

③ 以上の結果から非線形時の M および θ は②の面積一定則(以下、この考え方を「等価エネルギー法」という)により求めることとした。

④ 水平力 H については、上記の M および θ の推定法を基本として、線形解析結果から非線形時の H の推定法を別途提案する。(水平力 H と等価エネルギー法を適用し

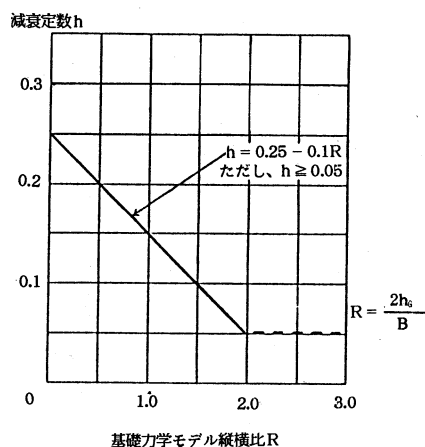


図-8 減衰定数と基礎力学モデルの高さ幅比の関係

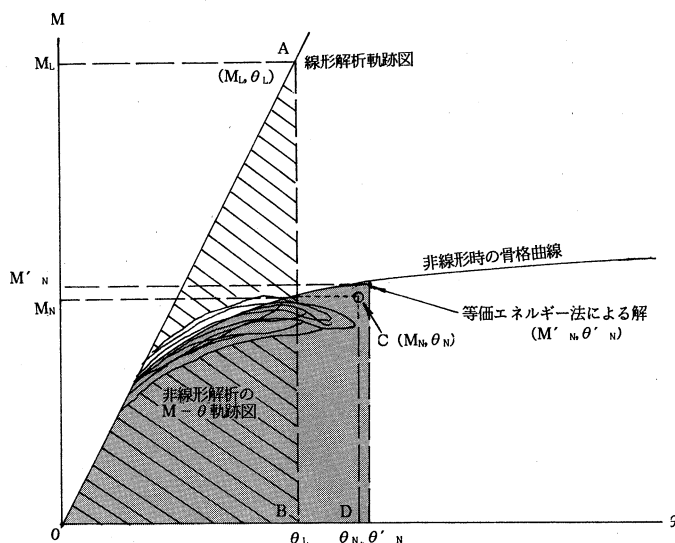


図-9 線形計算と非線形計算のM-θの関係図

表-2 非線形解析結果と等価エネルギー法とのモーメントの比較

4A (昨年度モデル)						5P (昨年度モデル)						4A	8P
入力振幅 (設計波形に 対する倍率)	2/3	1/1	1/1	4/3	1/1	1/3	2/3	1/1	1/1	4/3	1/1	1/1	
M_N/M_0	2.05	2.18	2.22	2.40	2.19	1.89	2.44	2.88	2.29	3.28	2.06	1.85	
M'_N/M_0	2.05	2.29	2.30	2.44	2.18	1.88	2.33	2.55	2.25	2.66	1.96	1.80	
M'_N/M_N	1.00	1.05	1.04	1.02	1.00	0.99	0.95	0.89	0.98	0.81	0.95	0.98	

て求めることができない)

5.1 底面モーメントおよび回転角

M, θ について、表-2に非線形解析結果と等価エネルギー法により求めた非線形解を比較して示す。

ここで、

M_N : 非線形解析による曲げモーメント

M'_N : 等価エネルギー法による非線形の曲げモーメント

M_0 : 浮き上がり限界モーメント

θ_0 : 浮き上がり限界回転角

M_0, θ_0 は基礎底面反力が三角形分布と仮定して基礎端の底面反力が0となる時のモーメント及び回転角であり、式(12)で表される。

$$M_0 = \frac{1}{6} B N_b \dots\dots\dots (12)$$

ここで、

B : 基礎底面幅

N_b : 基礎の自重で水平最大加速度の1/3を静的に評価して自重を低減している。(昭和52年の耐震設計基準では1/2、道路橋示方書では無視)

また、等価エネルギー法の適用に当たってのM-θ関係式は、非線形計算結果から式(13)を採用している。

$$\frac{M}{M_0} = 3 - 2 \left[\frac{\theta}{\theta_0} \right]^{0.7} \dots\dots\dots (13)$$

この式は、非線形解析のM-θ軌跡図について、時々刻々の鉛直力の変動(基礎に浮き上がりが生ずる時は N_b が変動する)を考慮した関係式をもとにした近似値であり、この関係式と線形解析結果から面積一定則を使って非線形解を算出するのが等価エネルギー法である。

等価エネルギー法による M'_N と非線形解析による M_N の関係によればおおむね $M_N \approx M'_N$ とみなすことができると考えられる。同様に回転角 θ'_N と θ_N の関係では等価エネルギー法による θ'_N の方が大きめであり、安全側の値となる。

表-2の着色部(5P 1/1、4/3)では M_N と M'_N が10%~20%のひらきを見せており、 $M'_N/M_0 = 2.5 \sim 2.6$ を超える場合は等価エネルギー法の推定精度が極端に悪くなることから、等価エネルギー法による設計は以下の範囲に限定するのが望ましい。

$$\text{適用範囲} \begin{cases} 1.50 < M'_N/M_0 < 2.60 \\ 1.50 < \theta'_N/\theta_0 < 10.0 \end{cases}$$

(なお、 $1.50 > M'_N/M_0, 1.50 > \theta'_N/\theta_0$ においては浮き上がりは生じない。)

5.2 底面水平力

基礎-地盤間の引張力を無視した水平力については理論式や実験式による試算を行った結果、理論式では精度のよい解は得られず、式(14)の実験式により求めることにした。

$$H_N = H_L (M_N/M_L)^{0.5} \dots\dots\dots (14)$$

ここで、

M_L, H_L : 底面モーメントおよび水平力の線形応答値

M_N, H_N : 基礎-地盤間の引張力を無視した底面モーメントおよび水平力

6. 安定照査法

安定照査は支持力及び滑動に対して行うこととし、転倒については削除することとした。詳細については別途報告したい。

7. あとがき

ここで紹介した耐震計算法(案)は海洋架橋技術委員会の耐震・基礎委員会での審議を経てまとめられたものであり、誌上を借りて関係各位に心から謝意を表するものであります。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋技術調査報告書 付属資料2 耐震設計指針(1967)・同解説および耐震設計詳説、土木学会・本州四国連絡橋技術調査委員会(1967.7)
- 2) 本州四国連絡橋公団: 耐震設計基準・同解説(1977.3)
- 3) 本州四国連絡橋公団: 明石海峡大橋耐震設計要領(案)(1988.3)
- 4) 建設省土木研究所振動研究室既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法、土木研究所資料、第1696号(1971.7)
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編(1990)
- 6) 山原浩: 環境保全のための防振設計、彰国社
- 7) A.Pais and E.Kausel: Approximate formulas for dynamic Stiffness of rigid foundation, soil Dynamics and Earthquake Engineering, 1988, Vol. 7 No.4

ホンデュラス国を訪ねて

Visiting Honduras

維持施設部調査役 有田 稔

Minoru Arita

平成2年10月30日から、11月12日までの14日間、橋梁の架け替え計画の調査のため、ホンデュラス国を訪れる機会を得ることができた。

この国は日本から物理的にも遠く、国際政治・経済の主角でもないこともあり、親近感も薄く、その実情もあまり知られていないのが現状であろう。

今回、調査期間中に入手した資料、見聞等から国情の概要について紹介したい。なお技術的なことは未だ調査報告書を発表していない時期であり、省くこととする。

a. 地理と気候

中米地峡のほぼ中央に位置し、南は太平洋、北はカリブ海に面している。国土面積は11万2千km²（日本の約1/3）、うち約60%が山岳地帯（平均標高600m～1,500mの高原）で、火山もなく、中米で唯一の地震のない国である。

高原地帯では、日中しばしば30℃を超えることもあるが、比較的しのぎ易い。一方海岸地方は年間を通じ高温多湿の熱帯性気候である。全国的に四季はないが、雨季（7月～12月）、乾期（1月～6月）に分れ、特に雨量はカリブ海岸に多く、ハリケーン襲来時には大きな水害が発生している。

b. 人口と人種

約460万人で、人口増加率は3.5%/年と比較的高い。人口の大部分は高原地帯に集中し、人口密度としては1km²当たり40人程度である。

人種構成は原住民（インディオ）と白人、原住民とアフリカ原人との混血が91%と圧倒的に多く、他に原住民6%、黒人2%、白人1%といわれている。白人は主としてスペイン系で、黒人の多くはカリブ海岸地方に住んでいる。

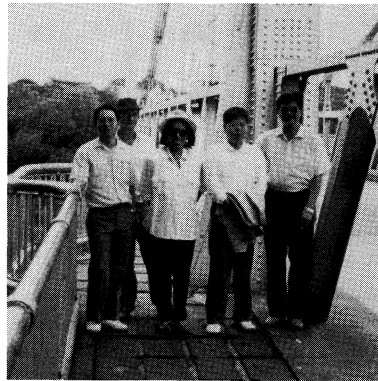
c. 略史と政情

スペイン人到来以来、マヤ文化圏内になった。コロンブスの新大陸発見後は、一時グアテマラ領への編入、メキシコとの併合等があったが、1831年に共和国として独立した。以降、国境紛争、クーデター等が続き民主体制は発展しなかったが、1982年の自由党政権の樹立により民政移管がなされ、政情も安定してきた。

政策的には、アメリカをはじめ諸外国の経済協力を受けながら、教育、保険医療、インフラ整備等に重点を置いている。

d. 社会と経済

人種構成上かなり均質化した社会で、言語はスペイン語である。信教の自由は保障されており、国民の大部分がカトリック教徒である。社会経済の発展が遅れたためか、貧富の差、都市と地方の格差が大きく、富裕層は特権階級的な存在である。



Lus Marina de Funez 道路局長
（中央の女性）と

経済構造は第一次産品のバナナ、コーヒー、木材等の農林業を中心（輸出額の約80%）とするモノカルチャー型経済であり、国民1人当りのGNPは800ドル前後で、中南米ではボリビアと並ぶ最も経済の遅れている国の一つである。

e. 観光と慣習

有名な観光地はなく、グアテマラ国境のマヤ文明（エリアとして南限）が残したコパン遺跡とカリブ海に浮ぶ珊瑚礁のロアタン島がある程度で、日本人が観光で訪れることはほとんどない。

一般にラテンアメリカの人々についてよくいわれる純朴で陽気な性格、時間感覚にルーズな点（良くいえばのんびりしている）、個人的関係の重視（アミーゴの世界）はこの国も例外でない。

f. 道路と鉄道

交通体系の主体は道路であるが、主要幹線は比較的整備されているものの、地方幹線や支線においては遅れており、首都から空路によらざるを得ない地域もある。舗装率は約65%であるが、コンクリート、アスファルトで施工されているのは僅かで、大部分はジャリ道である。雨季には豪雨が集中し、河川の氾濫と洪水の発生で道路は損壊・流失を受け、長期間通行が不可能となることも多い。自力で応急処置等に努めているものの、資金不足等から本格的な修復が実現されていない。

鉄道はカリブ海岸地域の平野部に存在するのみで、主としてバナナ輸送に利用されている。

g. 日本との関係

積極的に経済援助、技術協力等を行い、社会経済の開発に貢献するよう努めており、第2次対戦により一時外交が中断されたものの、かなり友好関係にあるといえよう。貿易は小規模であるが、主要相手国の一つとなっており、主要輸出品目は自動車、電気製品、鉄鋼製品で、輸入品目はコーヒー、木材、魚貝類である。在留邦人は約250人いるが、うち青年海外協力隊が100人近く居住し、農業開発等あらゆる分野で活躍している。

SETO VISION (屋外大画面表示装置) について

1. まえがき

昭和63年に開通した瀬戸中央自動車道においては、与島プラザの道路情報提供室に広域情報提供板、路側放送モニター、ITVモニター、NTTキャブテン等を設置し、利用者に対する交通情報サービスが行われている。しかし、情報内容が少ないことや、その存在を知らしめる工夫が不足していることなどの理由から、必ずしも十分に利用されているとはいえない状況にあった。

与島パーキングエリア (以下PA) は、瀬戸内海の多島海美と長大橋梁群の織りなす構造美に恵まれた絶好の位置にあり、観光地として多くの旅客を集めているが、そうした場所に設けられる情報提供施設は景観とマッチさせたものにすることが望まれる。

すなわち、利用の促進を図るとともに、機能の充実を図り、利用者のニーズを的確に把握し、道路情報提供室を魅力ある施設として整備したので紹介する。

2. 情報提供メディア

既設の放送型メディアに加えて、以下の5種類のメディアを新規に設置した。

(1) SETO VISION (屋外大画面表示装置)

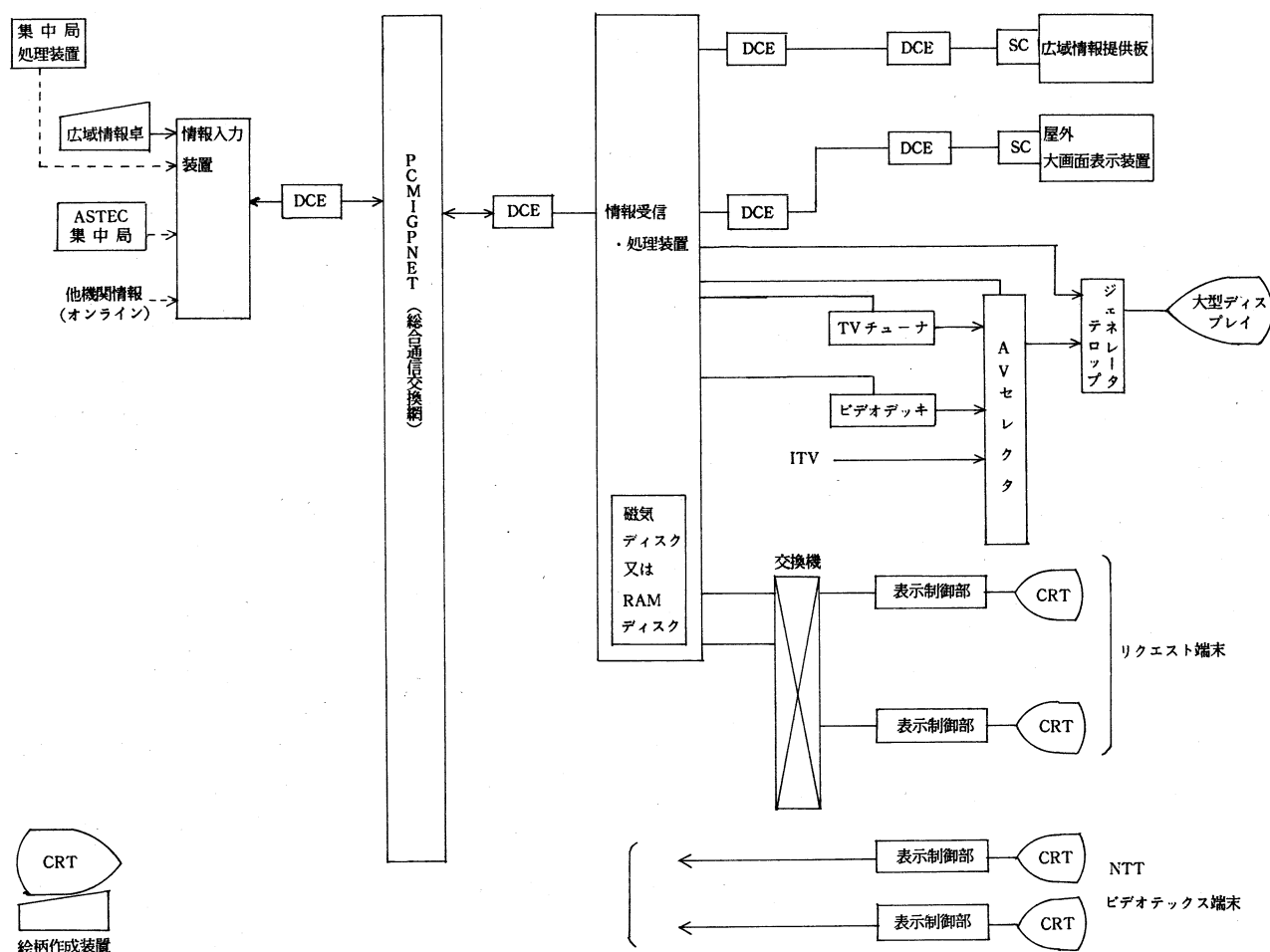
既設の情報メディアは、すべて情報提供室内に設置され、PA利用者に対して、情報提供サービスの実施や、情報提供室内でのサービス内容をアピールし、室内へ誘導するために、屋外にSETO VISION (2×5mの可変情報板) を1基設置した。

可変情報板の方式としては、電光式や字幕式のほかに磁気反転式のものやLED方式のものがあり、取付方法、サイズ等も情報提供目的によって様々のものが考えられるが、ハードウェアの機能、設置事例調査、PAにおける現地調査等様々の角度から検討を加え、その結果磁気反転式で、与島プラザ正面照明塔前に独立柱で設置した。

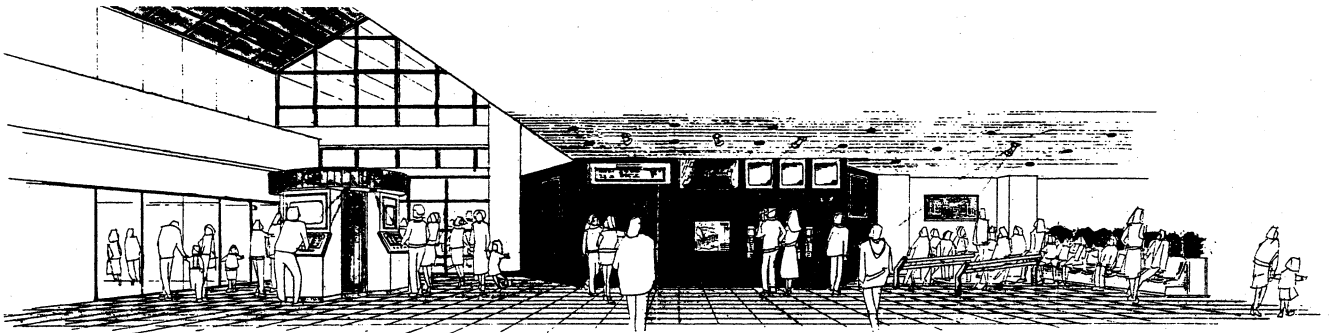
(2) 大型ディスプレイ装置

PAへの立寄り客は観光目的の方が多く、情報提供室で提供する情報は道路交通情報やニュース等まで含めて提供するのが妥当である。

また、利用者の中には年配の方など情報メディアの操作に不慣れの方も多いため、自分で操作しなくても受動的に鑑賞可能なメディアの設置が必要と考えられ、こうした利用者ニーズに応えるためのメディアとして大型ディスプレイ装置はプロジェクション型で50インチのもの



システム系統図



情報提供室イメージパース

を設置した。併せて鑑賞用のスツールを設けた。

(3) リクエスト型端末

すでに情報提供室内にはキャプテン岡山の街頭端末が2台設置されているが、これとは別に本四公団独自のプライベートビデオテックス端末を新たに2台設置し、利用者の要求に応じ、キーボード操作によって瀬戸大橋に関する情報および目的地別経路案内サービスを行う。

これら計4台の端末は、リクエスト端末用に製作した筐体内部に集散的に配置し、画面の必要な利用者にはハードコピーが得られる様にした。

(4) 大型ITVモニター

既設のITVモニター（固定型、3台）に加えて、北備瀬戸大橋の2P塔頂部に可動型カメラ（海拔161m）と情報提供室内に大型モニター（32インチ）とを設置した。このモニターは前面に設置した操作器によって、利用者が操作し塔頂部のカメラを360度回転させ、周辺の景観を映し出すことができる。

なお、夜間や濃霧等で視界不良となる時には、あらかじめ収録したビデオテープにより周辺景観を映し出すことができる。

(5) ファクシミリ装置

コインボックス付きの有料ファクシミリ装置を2台設置し、業務用車両のドライバーが外部との個別通信のための連絡等に使用する。

装置は係員のいる道路案内所（無料休憩室）に設置した。

(6) 路側放送モニター

既設の4台のハンドセットを新設の情報提供室に移転した。

(7) 広域情報提供板

既設のLED型広域情報提供板を新設の情報提供室に移設した。この際、メモリー部分の改造を行ない、既設の1画面分のメモリーに2画面分のメモリーを増設し、これにより従来よりもダイナミックな表示が可能となった。

(8) その他

既設の情報提供パネルを利用者のニーズ、関連高速道路ネットワークの拡がり等を考慮し、ITVモニター、路

側放送位置の案内、広域道路地図の変更を行なった。

3. 各メディアの機能分担

(1) SETO VISION

道路交通情報を主体として、施設案内、天気予報、ニュース等をプログラムに添ってサイクリックに表示する。

(2) 大型ディスプレイ装置

観光系情報のビジュアルな画像提供を主体とするが、これを背景に、道路交通情報等の文字情報を随時テロップ方式で流す。また、早島の操作卓からの切り替えによって、タイムリーなニュース等も提供する。

(3) リクエスト型端末

PA利用者の多様なニーズに応じて広範囲の情報（道路交通情報、経路案内、ニュース）をメニュー選択方式で提供する。

上記の機能分担を基本的に考え、以下の諸点についても整理を行なった。

(1) 各メディアの機能を明確にするため、メディア間での提供情報項目、内容の重複を避ける。

(2) 提供する情報の範囲・深さについては、情報収集の可能性、提供内容についての責任の問題を考慮し、当面は現実的なレベルにとどめる。

(3) 提供する（画面）のメンテナンスは、できるかぎり人手を介さずに行なえるようにする。

(4) SETO VISIONは大量告知向け情報を概略的に表示するので、取り扱う情報は、誘導、公団広報歓迎メッセージ、イベント情報と道路交通情報にとどめる。

(5) 大型ディスプレイ装置は、室内でスツールに着席して鑑賞するため、観光地紹介、NHKニュース、公団広報等の映像提供を主体に行なう。道路交通情報は路側放送内容を文字テロップ化して随時表示する。

(6) 公団のリクエスト型端末は、PA利用者の情報ニーズ、キャプテン岡山端末に比較した時の独自性の発揮、情報収集、入力コスト等を考慮し、瀬戸大橋ガイドと目的地別経路案内の2項目を提供する。

（与島情報提供施設巻頭写真参照）

本州四国連絡橋公団の基準類

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

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [平成2.4.一部改訂及び追加]	昭和48年10月
測量・調査・設計等共通仕様書 [平成元.5.一部改訂]	昭和56年11月
電気通信施設標準仕様書集（3分冊）	昭和61年4月
電気通信施設工事等共通仕様書	昭和60年4月
電気通信施設管理規程自家用電気工作物	昭和60年10月
保安規程電気通信施設保安基準	
電気通信設備標準図集	昭和58年4月
図面作成要領	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
植生のり面工施工要領	昭和62年4月
維持・修繕等共通仕様書 [平成元.5.追録]	昭和63年10月

* 設計基準類（上部工・設計編）

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

* 設計基準類（上部工・製作・材料編）

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

* 設計基準類（下部工編）

下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針 [56.8一部改訂]	昭和52年3月
耐震設計基準・同解説	昭和52年3月
鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説	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施工基準・同解説（案）	昭和50年3月
鋼設置ケーソン設計要領（案）	昭和54年2月
風化花崗岩の支持特性判定要領（案）	昭和55年3月
多室型緩衝工の設計要領（案）	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領（案）	昭和56年3月

本四技報編集委員会名簿

（アイウエオ順）

編集委員長	松本弘輝			
編集委員	青山銀三	糸日谷叔光		
	磯江浩	江藤隆男		
	岡野哲	岡本泰臣		
	加島延行	唐澤則次		
	河村幸夫	梶原博通		
	小原経隆	嶋貫勝彦		
	汐崎慎二	高城信彦		
	土谷和博	仁木清貴		
	日里正夫	樋口康三		
	森谷俊美	山岸一彦		
	山中清	吉川章三		
	小暮三郎	（海洋架橋調査会）		

本四技報 第57号

発行 平成3年1月15日

監修 本州四国連絡橋公団

発行所 財団法人 海洋架橋調査会

〒104 東京都中央区新富2丁目14番4号

住友新富ビル6F 電話 03 (3555) 8361

発行者 井上義光

制作 中井編集デザイン事務所

定価 2,200円

PUBLISHED BY BRIDGE & OFFSHORE ENGINEERING ASSOCIATION

本 四 技 報

