

報技四本

修監公団橋絡連四国本州

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第49号 目次

アメリカスカップ	理 事	岡田哲夫 ...	1
明石海峡大橋耐震設計	第三建設局今治工事事務所	河 口 浩 二 ...	2
	(前) 設計部設計第三課		
与島PA上下水設備	第三建設局機械課	伊藤六兵衛 ...	8
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
	第二管理局坂出管理事務所	岩 崎 洋 二	
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
南備讃瀬戸大橋緩衝工	第二管理局坂出管理事務所	奥 田 基 ...	15
南備讃瀬戸大橋振動実験	第二管理局坂出管理事務所	奥 田 基 ...	26
	同 上	大 川 宗 男	
南北備讃瀬戸大橋上屋工事	第三建設局向島工事事務所	北 川 信 ...	35
	(前) 第二建設局坂出工事事務所		
	第二管理局坂出管理事務所	長谷川芳己	
児島・坂出ルート橋梁点検補修用作業車	第二管理局坂出管理事務所	久保田良司 ...	40
生口橋接合部実験報告	企画開発部企画課	森 邦 久 ...	48
	(前) 第三建設局向島工事事務所		
	第三建設局大三島管理事務所	帆 足 博 明	
	(前) 第三建設局向島工事事務所		
	第三建設局向島工事事務所	木 村 一 也	
アメリカ土木学会発表報告	設計部設計第一課	辰 巳 正 明 ...	53
技術ニュース			54

本四技報 第50号('89.4) 掲載予定

- ・ マスコンクリートの品質調査
- ・ 低発熱セメント
- ・ 主ケーブル材料としての高強度綱線
- ・ 下津井瀬戸大橋補剛桁架設工事
- ・ 児島・坂出ルートの修景緑化工事
- ・ 児島・坂出ルートの道路管理用設備
- ・ 瀬戸中央自動車道道路管理用電気通信設備



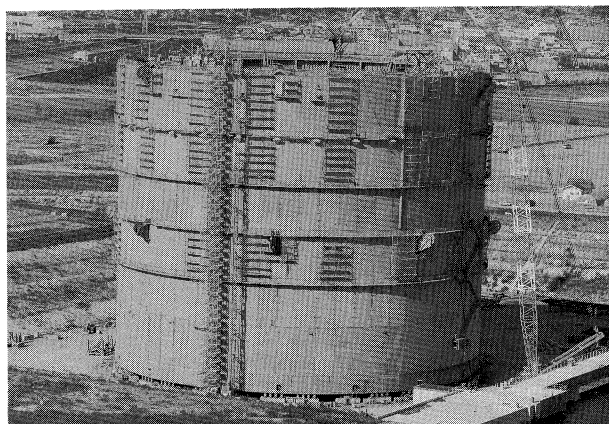
明石海峡大橋1A下部工（その1）工事（舞子作業基地締切用護岸工）

（63年11月）



明石海峡大橋4A下部工（その1）工事（松帆作業基地締切用護岸工）

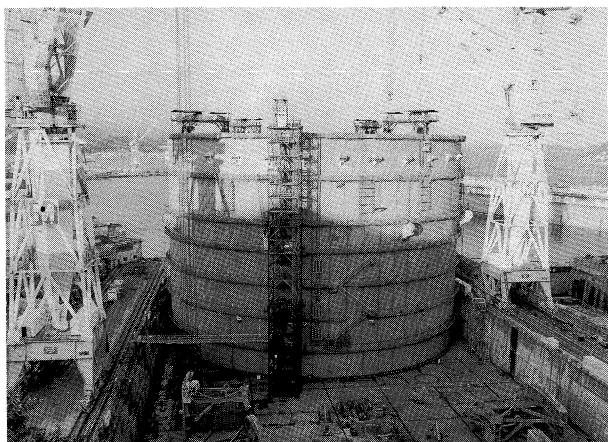
（63年11月）



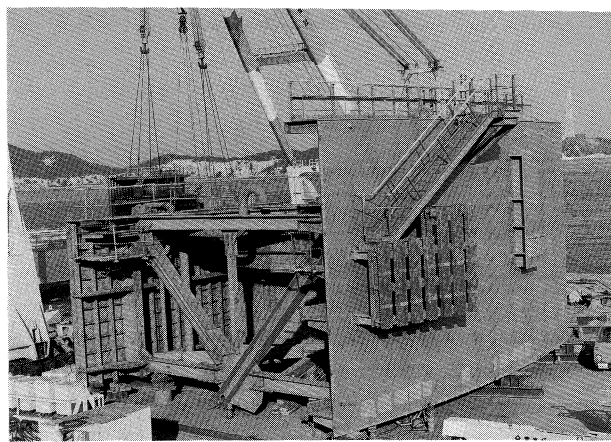
明石海峡大橋2P鋼ケーソン製作（最終ブロック7段搭載完了）
（63年11月）



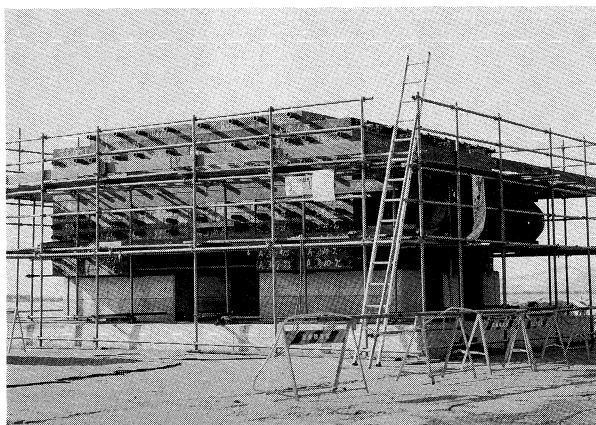
明石海峡大橋2P鋼ケーソン製作（艀装架台）
（63年11月）



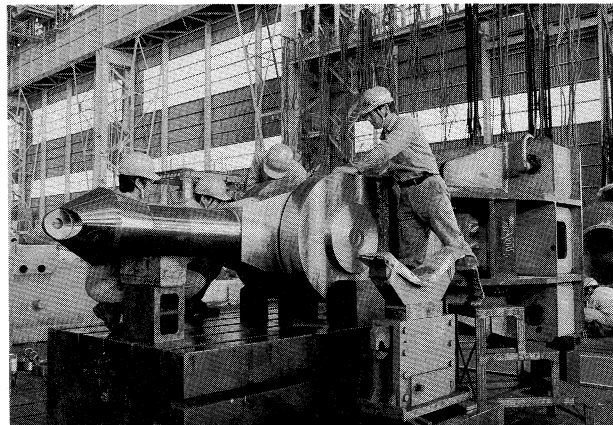
明石海峡大橋3P鋼ケーソン製作（渠中大組立7段搭載完了）
（63年11月）



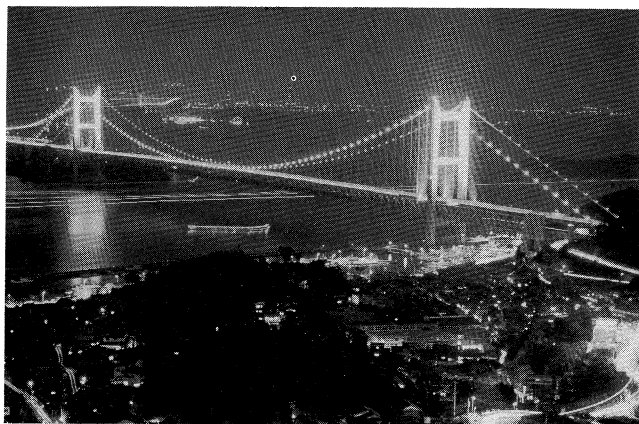
明石海峡大橋3P鋼ケーソン製作（第8段ブロック積出し）
（63年11月）



明石海峡大橋鋼ケーソン係留用シンカー製作（1100t級シンカー本体 鋼スラブ積層完了）
（63年11月）

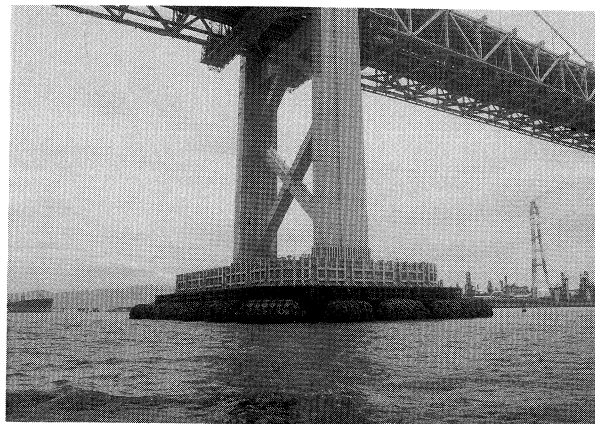


明石海峡大橋鋼ケーソン係留用シンカー製作（シンカー付金物組立）
（63年11月）



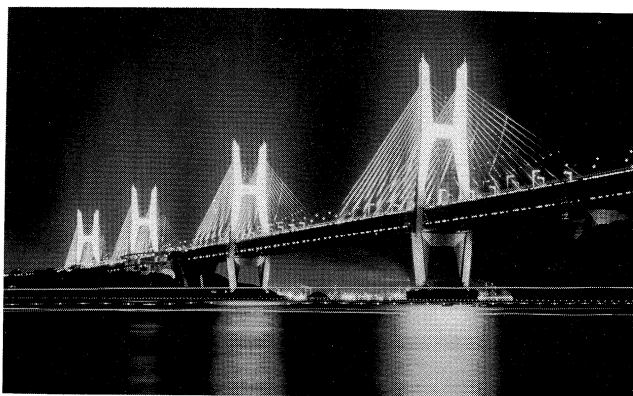
維持管理用照明点灯（下津井瀬戸大橋）
（技術ニュース参照）

（63年11月）



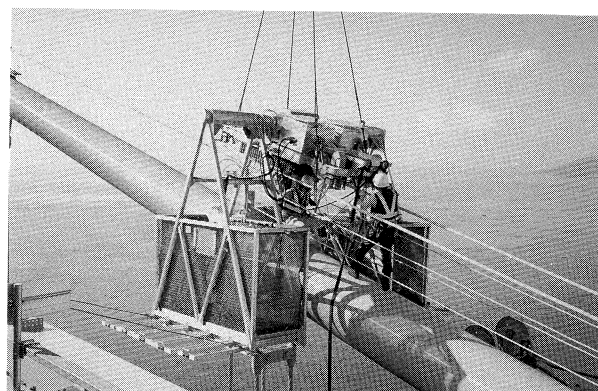
南備瀬戸大橋 6P 船舶衝突緩衝工
（形式：ゴムフロート＋鋼製）本文参照

（63年11月）

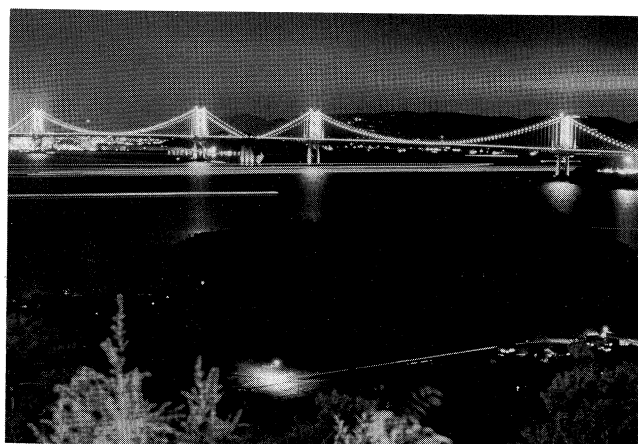


維持管理用照明点灯（櫃石島橋・岩黒島橋）
（技術ニュース参照）

（63年11月）

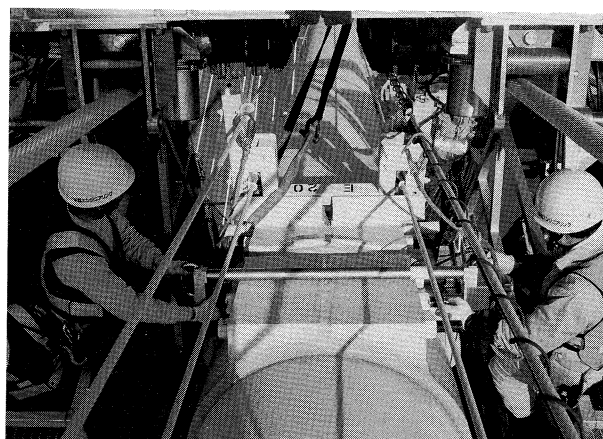


橋梁精密点検の一環としてのケーブルバンドボルト軸力測定（全景）
（63年11月）

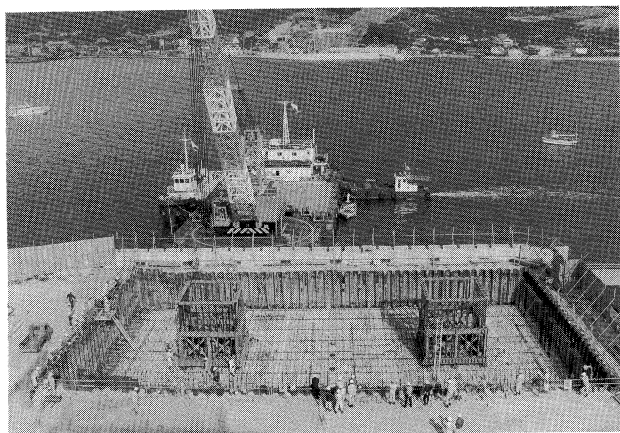


維持管理用照明点灯（南北備瀬戸大橋）
（技術ニュース参照）

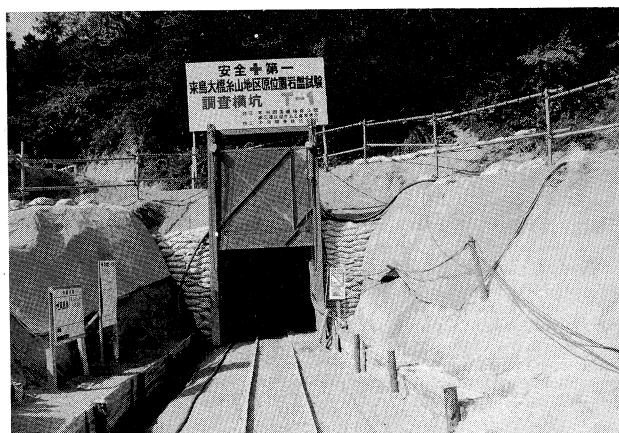
（63年11月）



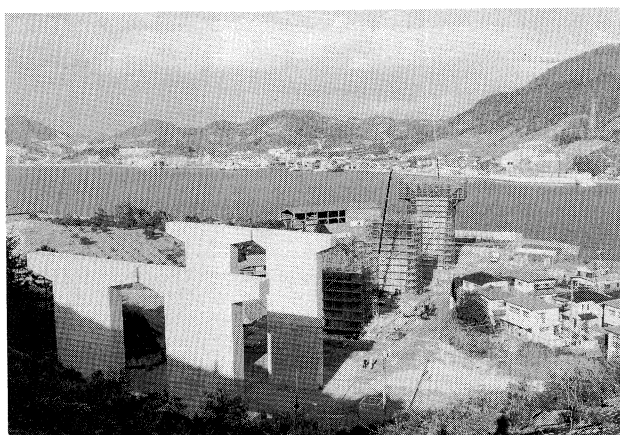
橋梁精密点検の一環としてのケーブルバンドボルト軸力測定
（63年11月）



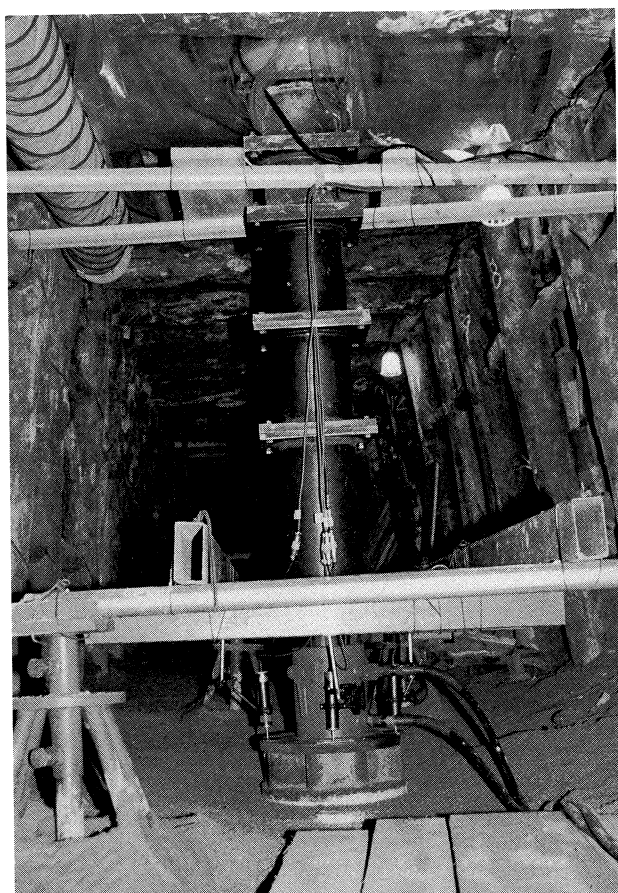
生口橋3P塔アンカーフレーム据付 (63年11月)



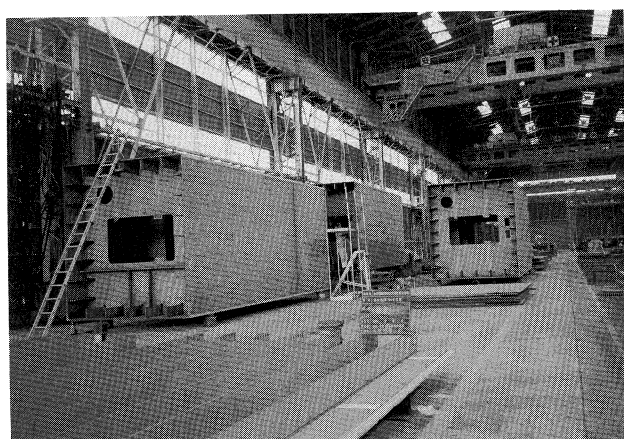
来島大橋糸山地区原位置岩盤試験調査坑 (63年11月)



生口橋の生口島側下部工工事 (63年11月)



同上坑内の平板載荷試験 (63年11月)



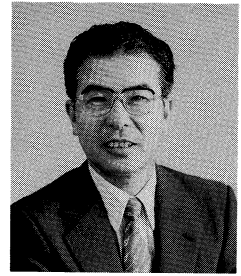
生口橋塔製作工事 (63年11月)

アメリカズカップ

America's Cup

理事 岡田 哲夫

Tetsuo Okada



競技や勝負事で勝者を決める方法はゴルフを例にとればストロークプレイとマッチプレイによるトーナメントに分けられる。もともとゴルフ競技は歴史的にマッチプレイから始まったが、この方法は時間がかかりすぎるので最近クラブ選手権や理事長杯に限定し、ストロークプレイで予選を行ない上位16人か36人にしぼった後マッチプレイで争うやり方に変っている。

日頃はそれぞれの事情に合わせて競技を行なっているためこの2つの分類を明解にする必要もないし、又便宜的にミックスして使うことも多い。

ゴルフ流にこれらを仕分けてみると競馬、競輪はストロークプレイだがオリンピックの自転車ロードレースはストロークプレイで橋本聖子の出たスプリント競技はマッチプレイであり、いかにもかけひきの伴うマッチプレイらしいものである。

体操競技などは採点で優劣を出すのが得点を上位から並べて順位を決める点でストロークプレイに分類されよう。

マラソンをマッチプレイでやることは可能だが現実的でない。太西洋横断ヨットレースをマッチプレイでやれば優勝者を決めるのに何年もかかってしまう。

一般的にいつて出場者が多い場合又は一つの勝負に費やす時間とエネルギーが大きい場合はストロークプレイで争うということが云えよう。

ヨットレースはほとんどストロークプレイで争われるが、マッチプレイで行なわれるもので有名なのがアメリカズカップで4年毎に約半年かけて争われる。6年前に132年ぶりにはじめてアメリカからオーストラリアにこのカップが奪われたということで日本でも話題になり、そのリターンマッチが1987年に行なわれて再びカップはアメリカに還った。

ところで奇妙なことに1年後の1988年9月アメリカとニュージーランドでアメリカズカップが争われたのである。新聞の片隅にこの記事を見て変だなと思っていたら、その1ヵ月くらい後の日曜日にこのレース記録が1時間ほど放映された。

これまでの長年の慣例に従えば、1991年にアメリカ以外の参加国が競争の上挑戦者を決め、前回覇者のアメリカサンジェゴヨットクラブと雌雄を決するはずであった。ところがニュージーランドがアメリカへの挑戦を100年前の競技規則を盾に裁判所に訴え挑戦権を得てしまった。4年後の予定が1年後に挑戦者決定戦もなくアメリカサンジェゴ沖で行なわれることになった。

これまで規則に基づき、ヨットの大きさをレーティング12m（艇の長さ、マストの高さ、帆の面積の平方根な

どにある係数をかけて足した数字）と決めてほぼ同じ大きさのヨットで争われていたが、法廷闘争の結果、従来の12m級の枠をはめられない形で競技が行なわれることになった。

ニュージーランドはこれまでの約2倍の大きさの40人乗りハイク船、一方、受けて立つアメリカは、これの約6割くらい大きさの双胴船9人乗りで、これまたハイクを駆使し、帆は飛行機の翼のような形で布ではなく固いカーボンファイバーを用いたものであった。

双胴船のため排水量はニュージーランド艇の10分の1で、かけ引きと小回りが重要なマッチプレイレースにおいて勝負は始まる前から分っていたようだ。ニュージーランドは「双胴船はルール違反」とレース無効を訴えている。

レース結果は2-0であっけなくアメリカの勝利に終わった。第2レースは折り返し点からアメリカ艇は帆を1枚おろして相手をあざ笑うようにゆうゆうゴールした。

本来は風の強さ、波の形と高さなどを考慮してレーティング12mの枠の中で設計の選択をし、性能とこれを走らせる腕前とかけ引きで争う点で面白く、世界の注目する伝統あるレースとして続いてきたものである。

しかし長年の研究と経験の積み重ねからこの規格の枠内で自由度はわずかとなり、新しい時代にふさわしいコンセプトで新素材とハイクをある程度自由に駆使したニューモデルでのヨットレースを主張する国も増えてきている。

GNP大国、技術大国日本も次回1991年に初参加を目指しており、その成り行きは大変興味深い。

さて技報の巻頭を飾るには似つかわしくないようなことを書いてきたが、次の2点を感想として結びたい。

一つは国際経済摩擦にからむ外国企業参入問題である。

長年の歴史と生活の知恵から決ってきた規則や慣行などは法廷闘争に持ち込まれると意外と簡単にくつがえるものであるし、契約という行為に重きを置かず物事を進める我が国の社会慣行が国内においても通用しにくくなると考えられる。外国企業と契約する場合は常に法廷闘争に持ち込まれることを意識しながら仕事を進めなければならぬ。

もう一つは世界最大の明石海峡大橋を施工するに当たっての施工法及び施工機械である。工事量が大いだけに相当大規模な設備や機械が必要なのは当然として、通行船舶の多い過密な海域で風や潮流や波浪などの自然条件が時々刻々変わるだけに、なるべく小回りがきき、条件の急変にも機敏に対応できるよう配慮しておく必要がある。

明石海峡大橋の耐震設計

Seismic Design of Akashi Kaikyo Bridge

今治工事事務所 技術課長代理 河 口 浩 二

Koji Kawaguchi

1. まえがき

従来の本州四国連絡橋の耐震設計は、新第三紀を含めそれより古い花崗岩や和泉砂岩のような岩盤に基礎を設置することを前提として制定された「耐震設計基準（昭和52年3月）」¹⁾によって行われたきた。しかし、明石海峡大橋においては、対象となる地盤が異なることや構造物が大規模となることから、この基準をそのまま本橋に適用することは適切でなく、このため新たに下部構造を対象とした「明石海峡大橋耐震設計要領（案）」²⁾、「明石海峡大橋下部構造安定計算要領（案）」³⁾（昭和63年3月）を制定した。本文はこの2つの設計要領の概要を紹介するものである。なお、上部構造の耐震設計法については、今後早急に検討を進めていく予定である。

2. 明石海峡大橋耐震設計要領（案）

2.1 設計要領制定の必要性

従来の「設計基準（S.52）」は、次の条件を用いて剛体2自由度モデルのスペクトル解析を行うことを規定している。

①基礎と地盤間の復元力は、平板載荷試験から求める静的ばねである。

②基礎の減衰定数は一律10%とする。

③剛体2自由度モデルに入力される地震動は、基礎支持地盤上面の地震動である。ただし、これは基礎の存在を考慮していない。

一方、明石海峡大橋は、従来の橋梁に比べて次のような特徴がある。

①上部構造から要求される下部構造の所要寸法が大規模になる。

②架橋地点においては花崗岩層が極めて深いため、その上部に厚く分布する新第三紀中新世の軟岩（神戸層）や鮮新世から洪積層の末固結な砂礫層（明石層）が支持地盤となる（図-1）。よって、花崗岩層を支持地盤とする場合に比べて支持地盤が相当軟らかい。

このため、地震時の地盤の非線形性や基礎と地盤の間の動的相互作用（後述）が無視できないものとなる。また、設計地震入力も最近の記録も含めて見直す必要があることから、本橋を対象とした耐震設計要領を制定した。

2.2 耐震設計の方針

明石海峡大橋の耐震設計は、次に示す方針に基づくものとした。

①基礎の応答は、「設計基準（S.52）」と同じく剛体2

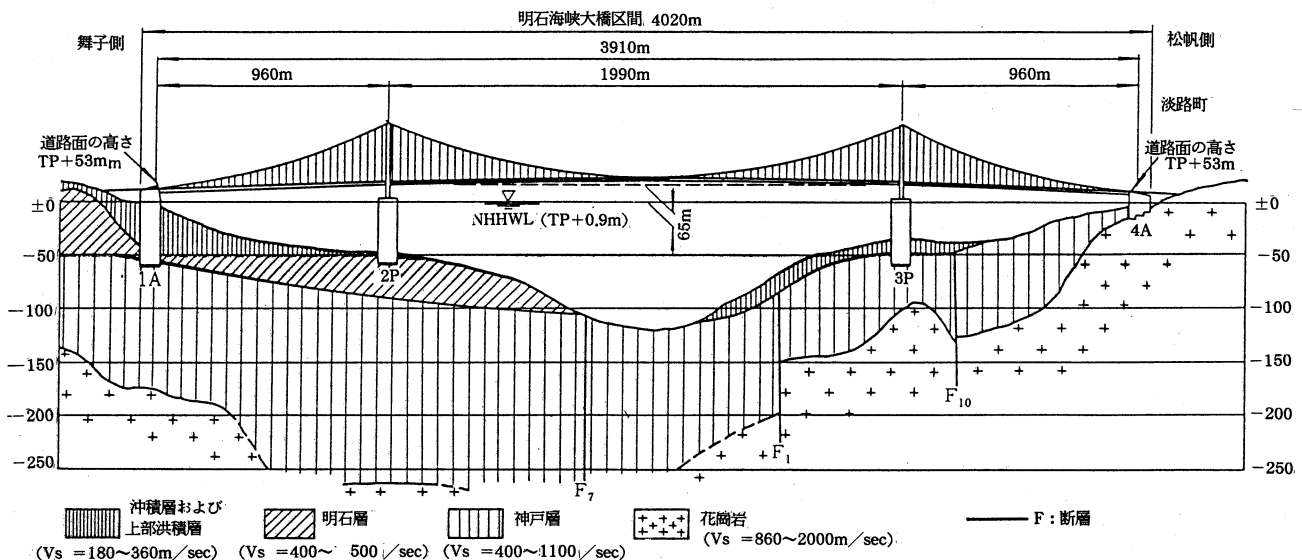


図-1 明石海峡大橋の地質縦断面図

このような方針による耐震設計の手順を図-2に示す。また、この手順により設定した基礎の構造寸法に対して耐震安定性の詳細な照査を行うため、周辺地盤の状況をしてできるだけ確に考慮しうるFEMモデル等を用いて行う時刻歴解析により地震時地盤反力を算出して安定照査を行うこととしている。

(1) 従来の解析モデル

従来の基礎の動的解析モデルは、基礎～地盤間を地盤反力係数に基づいたばねで考慮し、また減衰定数を一義的に付与するものであり、基礎は地盤からの入力地震動の影響を受けるが、逆に基礎は地盤に対し何らの影響も与えないとしていた。また、従来のモデルでは、ばね算出の基本となる地盤反力係数自体を、平板載荷試験やボーリング孔内の水平載荷試験により求められるとしているが、地盤振動と基礎の応答というマクロな波動伝播現象

(2) 動的相互作用の解析モデル

i) 有効地震動

地盤上に基礎が存在すると、地盤下方から伝わる地震動を基礎が拘束し（その程度は地盤物性、基礎の寸法、根入れ深さによる）、実際に基礎に入力される地震動は、基礎がないとしたときのいわゆる自由地表面における地震動とは異なったものとなる（一般的には小さくなる）。このとき基礎に入力される地震動すなわち基礎を有効に加振する地震動を有効地震動と呼ぶ。

有効地震動の効果は、一般に図-4に示すように、基礎の剛性に比べて十分に剛性が低い表層地盤が存在する場合には、基礎に入力される地震動の α'_2 が自由地表面の地震動 α'_1 よりも小さくなることである。また、根入れが深くなると基礎に入力される地震動 α'_3 はさらに小さくなり、中でも地震動の短周期成分の減少が著しいことが明らかになっている⁴⁾。この効果は、有限要素法（以下



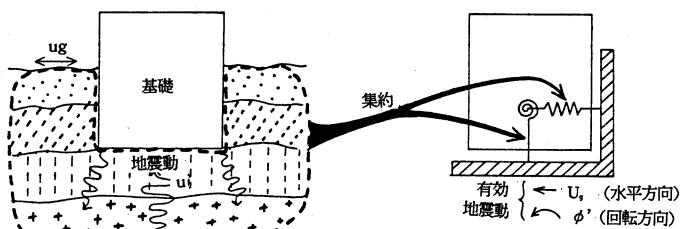


図-3 (a) 基礎～地震系モデル (b) 剛体2自由度系モデル

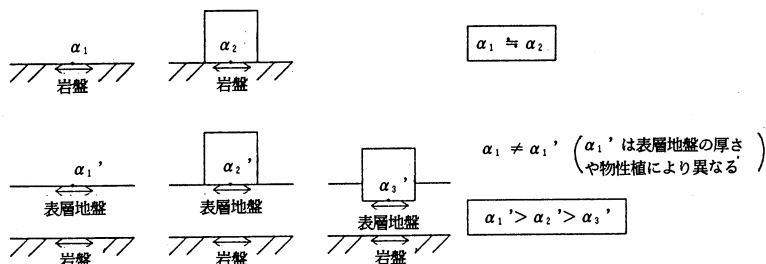


図-4 有効地震動の効果

「FEM」という)により求めることができる。

ii) 動的復元力

従来の設計基準に規定されている地盤反力係数もしくはばね係数は、基礎に単位の変位を生じさせる“静的な力”として評価される。これに対して動的復元力（動的ばね係数）は、基礎の振動エネルギーが地下逸散することや地盤も振動体とみなして基礎と地盤の連成振動を考慮したもので、基礎に単位振幅の変位を生じさせる“動的な力”として評価され、その特性は振動数に依存する。

動的復元力の効果は、有効地震動の場合と同様に、基礎の剛性に比べ表層地盤の剛性が十分に低い場合の方がその影響が大きく、また、根入れが深い方がその影響が大きい（図-5参照）。

図-3 (a) に示す基礎～地盤系は、このような動的復元力の特性を有するわけであるが、この特性を失うことなく図-3 (b) の剛体2自由度モデルのばねとして集約

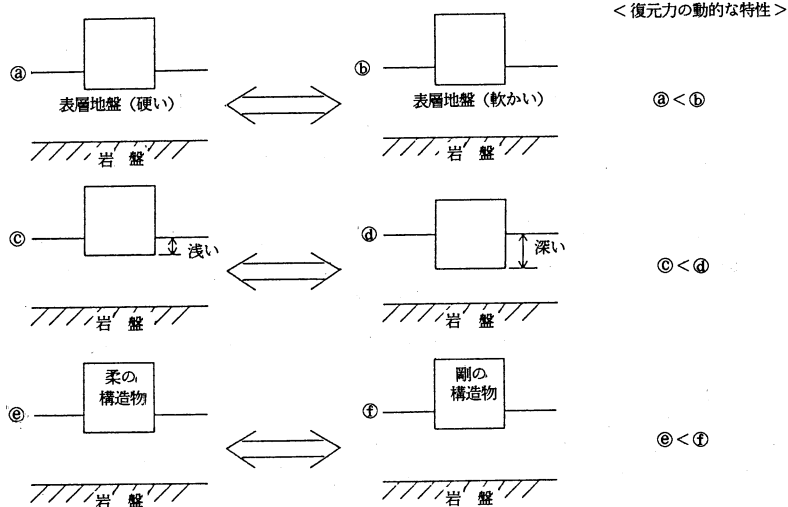


図-5 動的復元力の効果

し、定式化することが、弾性波動論に基づいたCFM (continuum formulation method) モデル⁶⁾によって可能である。

2.4 設計地震入力

各基礎に共通な入力地震動は、道路橋示方書の第1種に相当する地盤が地表に露頭しているものとして、露頭面における次の2つの加速度応答スペクトルの包絡線として定義した（図-2参照）。

① マグニチュード8.5の地震が震央距離150kmの地点に発生した場合の架橋地点での加速度応答スペクトル

② 架橋地点を中心とした半径300km以内で過去に発生した地震記録（図-6）に基づいて確率的に評価した再現期間150年に相当する加速度応答スペクトル⁵⁾

上記のうち、①は「設計基準 (S.52)」と同じく紀伊半島沖および土佐沖の海洋型大規模地震を考慮したものであるが、架橋地点をとりまく地震環境は複雑で、図-6からもわかるように海洋型大規模地震のみを考えるのでは十分とは言えない。このため①の地震を補完するものとして②の地震も考慮するものとした。

また、後述する地盤応答解析に用いる波形として、既往の強震記録波形（開北橋記録、1978年）の振幅を調整することにより、“基準とする加速度応答スペクトル”に適合する加速度波形を作成する。

2.5 地震時地盤モデルと有効地震動加速度応答スペクトル

S波速度 V_s 、単位体積重量 γ 、動的ポアソン比 ν_d をパラメータとした平行多層の“基本地盤モデル”を作成する。また、地盤の特性はひずみの大きさによって変化するため、繰返し三軸試験で得られるひずみ依存性の関係を用いた地盤応答解析を行い、想定する地震による地盤のひずみの大きさに応じた物性をもつ“地震時地盤モデル”を作成する。さらに、地盤の固有周期が等価な一層系地盤にモデル化する。

有効地震動加速度応答スペクトルは、地盤応答解析の際に得られる基盤上面の加速度波形を軸対称FEMモデルに入力する時刻歴解析により算定する。FEMモデルの地盤要素の物性は、地震時地盤モデルに基づく。

2.6 剛体基礎の応答解析

基礎を剛体2自由度系にモデル化し、応答スペクトル法により行う。モデルの動的復元力（図-2の K_n, K_b, K_{bs}, K_{ss} あるいはそれを集約した K_1, K_2 ）は、弾性波動論に基づくCFM (continuum formulation method)⁶⁾を用いて定式化し、 $(a, H, H_1, \gamma, V_s, V_s^*, \nu_d^*)$ の関数となる。また、動的復元力は、いわゆる

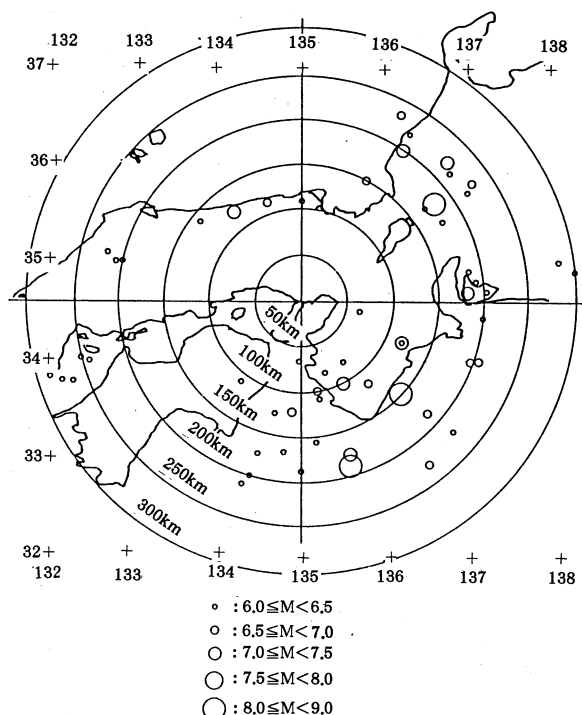


図-6 明石海峡大橋周辺の地震記録

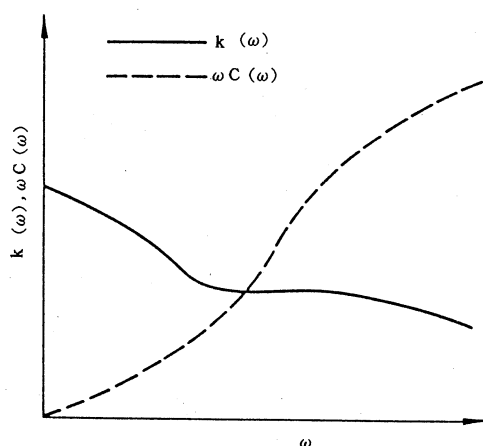


図-7 動的復元力の振動数依存性

ばね定数に相当する項を実数部に、減衰定数に相当する項を虚数部にもつ複素数として表わされ、また、振動数により変化し、一般的に式(1)および図-7のような関数となる。

$$K(\omega) = k(\omega) + i\omega C(\omega) \quad (1)$$

剛体2自由度モデルの運動方程式は、次式で表わされる。

$$\begin{bmatrix} MO \\ OJ_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_g \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{xx}(\omega) & C_{xr}(\omega) \\ C_{rx}(\omega) & C_{rr}(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{U}_g \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{xx}(\omega) & k_{xr}(\omega) \\ k_{rx}(\omega) & k_{rr}(\omega) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_g \\ \theta \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} MO \\ OJ_g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_g' + h_g \cdot \ddot{\phi}' \\ \ddot{\phi}' \end{Bmatrix} \quad (2)$$

ここに、

M : 剛体の質量

J_g : 剛体の重心点まわりの慣性モーメント

u_g : 地盤に対する剛体重心の相対水平変位

θ : 地盤に対する剛体の相対回転角

C_{ij} ($i, j = x, r$) : 減衰マトリクス

k_{ij} ($i, j = x, r$) : 剛性マトリクス

u' , ϕ' : 地盤の絶対変位、回転角 (すなわち有効地震動)

式(2)において、 ω を重心点の加速度応答の伝達関数がピークを生じる卓越振動数 ω_1 に置き換え、外力項を0としたモード解析により1次、2次モードの固有周期 T_j ($j=1,2$)を算出する。また、減衰定数 h_j ($j=1,2$)は、エネルギー法(減衰力の吸収エネルギーと構造系のひずみエネルギーの比率から求める方法)により算出する。ここで求めた h_j から有効地震動加速度応答スペクトルを補正し、これを用いたスペクトル応答解析により基礎の応答値(変位、加速度)を算出する。応答解析の方法は剛体2自由度モデルを用いたスペクトル解析であり、基本的には従来の基準と大きく変わるものではないが、相異点を挙げると次のとおりである。

①運動方程式が減衰項をもつこと。また、減衰マトリクス、剛性マトリクスが弾性波動論に基づいた動的特性を有すること。

②減衰定数を計算により求めること。

③外力項として有効地震動を用いること。また、そのスペクトルを減衰定数に応じたものに補正すること。

鉛直震度については、地震観測記録を近年のものも含めた多くのデータについて整理し直し、重心点の水平応答震度の $1/2$ とした(従来の基準では $1/2$)。

3. 明石海峡大橋下部構造安定計算要領(案)

3.1 地盤のせん断強度定数

常時については、明石層、神戸層、花崗岩とも圧密排水条件(CD試験)の強度定数を用いる。地震時については、载荷速度が速く、砂礫層である明石層、砂岩と泥岩の互層である神戸層では地盤内が非排水状態になるため、圧密非排水条件(CU試験)の強度定数を用いる。花崗岩は岩盤であり、間隙水圧の発生率が小さいためCD強度を用いる。

3.2 鉛直支持安定性の照査

本橋のような多層地盤に対応できる分割法を採用した(図-8)。ここで、前述のように地震時における明石層、神戸層のせん断強度 τ は、常時荷重による地盤内応力に対する非排水強度として評価し、次式とする(図-9)。

$$\tau = C_u^* + \sigma' \cdot \tan \phi_u^* \quad (3)$$

ここに、 C_u^* , ϕ_u^* : 圧密非排水試験によるせん断強度定数

図-8(b)の鉛直成分のつり合いにより、

ここに、

m : 質量 ($t \cdot s^2 / m$)

V : 速度 (m/s)

h : 重心高 (m) $h = r \cdot \cos \alpha$

ω : 角速度 (rad/s)

I_A : A点回りの慣性モーメントで(7)式で表わされる

$$I_A = I_G + r^2 \cdot m = m(i^2 + r^2) \quad (7)$$

I_G : 重心点回りの慣性モーメント ($t \cdot s^2 \cdot m$)

i : 重心点回りの回転半径 (m) $i = \sqrt{I_G / m}$

式(6),(7)より角速度 ω は

$$\omega = V \cdot \frac{r \cdot \cos \alpha}{i^2 + r^2} \quad (8)$$

したがって、速度 V による物体の運動エネルギー E_1 は

$$E_1 = \frac{1}{2} \cdot I_A \omega^2 = \frac{1}{2} \cdot m \cdot V^2 \cdot \frac{r^2 \cdot \cos^2 \alpha}{i^2 + r^2} \quad (9)$$

また、静的外力(ケーブル張力等)による転倒仕事量 E_2 は、

$$E_2 = M \cdot \alpha \quad (10)$$

一方、物体が転倒するためには、重心が $G \rightarrow G'$ となる必要がある。このときの位置エネルギーの増分 E_3 は、

$$E_3 = m \cdot g \cdot r (1 - \cos \alpha) \quad (11)$$

転倒するための速度 V_0 は、 $E_1 + E_2 = E_3$ とすることにより、

$$V_0 = \frac{1}{\nu_1 \cdot \nu_2 \cdot \nu_3} \sqrt{\frac{2g(i^2 + r^2)}{r^2 \cos^2 \alpha} \left\{ 1 - \cos \alpha - \frac{M \cdot a}{m \cdot g \cdot r} \right\}} \quad (12)$$

として得られる。 ν_1, ν_2, ν_3 は各々転倒性状、局部応力集中、重要度に対する補正係数である。この V_0 とFEM時刻歴解析による応答速度の最大値 V_{max} を比較し、 $V_{max} < V_0$ であれば安定とする。

(3) 滑動の照査

従来の基準では、地震時の最大水平力 H を静的持続荷重と見なし、 $F_2 = H_u / H \geq 1.2$ で照査してきたが、実際の地震荷重は瞬間的かつ反転するものである。

このため、新要領では、静的照査で $1.0 \leq F_s$ (min) ≤ 1.2 の場合にかぎりFEM時刻歴解析を行い、 $F_2 < 1.2$ の時間領域では基礎が滑動するものと仮定してニューマークの方法⁹⁾等により求める残留すべり量 δ_r が許容すべり量 δ 以下ならば安定する。この方法は、図-11に示すように、“ $F_s < 1.2$ となってから加速度の方向が変わるまで滑動する”という考え方である。ただし、 δ_r については安全性に十分配慮して慎重に決める必要がある。

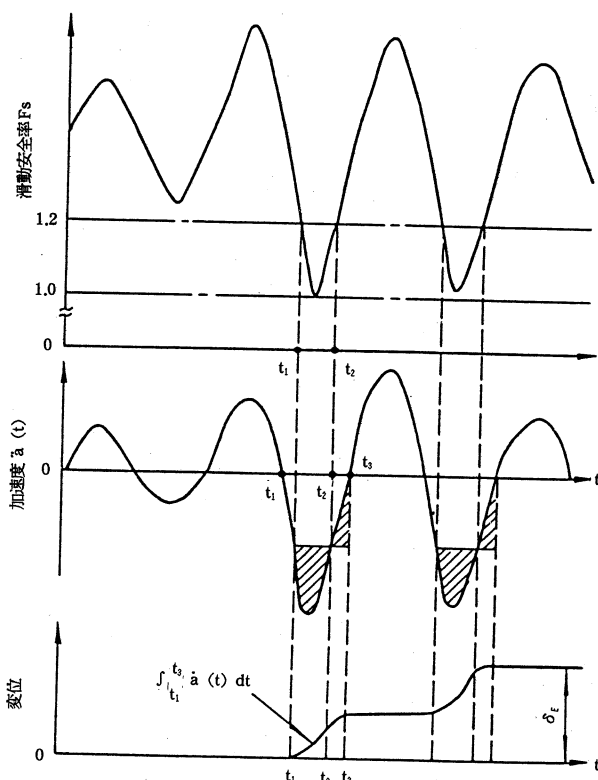


図-11 ニューマークの滑動概念

4. あとがき

ここで紹介した設計要領(案)は、土木学会に設置した「本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究小委員会」でまとめられたものであり、また、建設省土木研究所からご指導、ご援助をいただいた。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) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準(昭52, 3)
- 2) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐震設計要領(案),(昭63, 3)
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋下部構造安定計算要領(案),(昭63, 3)
- 4) 原田,久保,片山：有効地震動の計算式とその実測例による検討,土木学会論文集,第362号1-4,1985年10月
- 5) 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(昭56,7)
- 6) 原田,久保,片山,広瀬：地中円筒剛体基礎の動的ばね係数と減衰係数,土木学会論文報告集,第339号(昭58,11)
- 7) Yugi Ishiyama: Motions of Rigid Bodies and Criteria for Overturning by Earthquake Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.10, No.5, 1982
- 8) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説,基礎構造物(昭61,3)
- 9) N.M.Newmark: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments Geotechnique, Vol.15, No.2, 1965
- 10) 土木学会：本州四国連絡橋の耐震・基礎に関する調査研究報告書(昭58,3,昭59,3,昭60,3,昭61,3,昭62,3,昭63,3)

Water Supply and Sewage Purification System of Yoshima Parking Area

Rokubee Itou

Youji Iwasaki

報 技 四 本

(2) 処理水量

PA 休憩施設の日当たり処理水量の算定は、日本道路公団の例を参考にし決定した。

算定方法は計画全駐車まず数を定めこれを基準に、公衆便所を使用する人数を推定し1人1回10ℓを使用するものとして算出する。またレストランについては公衆便所利用者の40%が利用するものと推定し1人当たり20ℓを使用するものとして算出する、それに料金所事務室の便所排水を加算し表-2のとおり日当たり処理水量を500ℓとした。

表-1 1日あたり便所使用人数

車種	駐車まず数	車種構成	回転率	平均乗車人数	公衆便所利用率	ラッシュ率	利用人数
小型	389	0.85	2.4	2.6	0.55	0.08	14,185
バス		0.04	3	38.0	0.55	0.08	12,195
大型		0.11	1.5	1.4	0.55	0.08	618
合計	389	-	-	-	-	-	26,998 ≒ 27,000

表-2 1日当り汚水排出量

	汚水排出量 (ℓ/日)	算 出 根 拠
便 所	270	27,000人/日×0.01ℓ/人
レストラン	216	27,000人/日×0.4×0.02ℓ/人
料 金 所	14	-
合 計	500	

(3) 処理水の水質

流入水の水質は、公衆便所排水でBOD300ppm、レストラン排水BOD350ppmとし平均322ppm、以下SS190ppm、T-P7ppm、T-N85ppmを想定している

2) 処理方式の検討

(1) 処理方式

汚水処理方式の検討は流入原水の水質及び処理水量、処理水の最終水質基準、処理設備設置場所及び環境等から総合して判断する必要がある。処理方法は出来るだけ単純でしかも維持管理が容易であること、建設費が安く維持管理に用いる費用が少ないことが望ましい。

処理水の放流は、瀬戸内海備讃瀬戸海域での排水排出規程が極めてきびしい値であることと処理水の1/2を中水として公衆便所便器用水及びPA造園地内の散水用水に再利用できる水質基準値を満足するには、三次処理が必要である。三次処理設備に接触酸化、凝集沈殿の他に極めて高度な装置である急速砂濾過装置及び活性炭吸着装置が必要となる。流入原水の水質はBOD322ppm、T-N85ppmと濃度が高濃度であることと中水の計画水質を考慮した場合、窒素濃度に比例して塩素注入量を増加させる必要が生ずる。塩素注入水は、活性炭吸着塔で処理する時、塩素使用量が多くなると結合塩素が活性炭と反応し活性炭の取替頻度が多くなる。活性炭取替頻度を少なくするには、本処理設備の性能にBOD、SSの除去だけでなく脱窒素を行なうことが極めて有利である。与島PA休憩施設全体配置を考慮し、設置可能な限られた場所の環境及び景観を配慮し、しかも躯体構造を建設す

る費用が少ないこと、維持管理が容易で管理費用も少なく現在実用化されている高濃度排水に適しかつ脱窒素も可能な活性汚泥法の長時間曝気による生物化学的脱窒素方式とした。

表-3 流入原水と処理別水質

水質 (ppm)	BOD	COD	SS	T-P	T-N
処理水					
流入原水	322	175	190	7	85
沈殿槽処理水	20	30	50	7	32
凝集沈殿槽処理水	15	20	20	5	32
ろ過処理水	10	20	10	5	32
活性炭処理水	10	10	10	5	32

(2) 設備の設計

前項の処理水量及び流入汚水の水質から、次の設計条件で設備の設計を行なう。

①排除方式：分流方式

②処理方式：長時間曝気方式＋三次処理（接触酸化＋凝集沈殿＋急速濾過＋活性炭吸着）

③対象汚水：レストラン・公衆便所（し尿及び生活雑排水）

④処理対象人員：3,600人

⑤日平均汚水発生量：500ℓ/日

⑥排水時間：24時間

⑦時間最大汚水発生量：40.4ℓ/時間

⑧放流水質基準

COD 10/15ppm以下

BOD 10 "

SS 10 "

T-P 5 "

T-N 60/120 "

⑨処理槽への流入水量：575.2ℓ/日

イ 日平均汚水発生量：500ℓ/日

ロ 急速砂濾過タンクの逆洗水量30ℓ/日

ハ 活性炭吸着塔の逆洗水量45.2ℓ/日

⑩BOD負荷量：161.0kg/日

⑪COD負荷量：87.5kg/日

⑫SS負荷量：95.0kg/日

⑬T-P負荷量：3.5kg/日

⑭T-N負荷量：42.5kg/日

3) 施設の配置

(1) 上水施設

①受水槽位置

PA内の上水は北備讃瀬戸大橋BB1A橋上鉄道階の防災用配管から分岐し、BB1A背面ダクト内に配管する。受水槽の位置はレストラン展望塔から直接見えない場所で、しかもPA全体の景観を損なう事がないように配慮しBB1A北側に配置する。

②高置水槽位置

PA内の上水及び中水は高置水槽から直接配水する方式とする。高置水槽架台位置はレストラン展望塔から遠ざけ見えない場所で、PA全体の景観を損なうことがない海

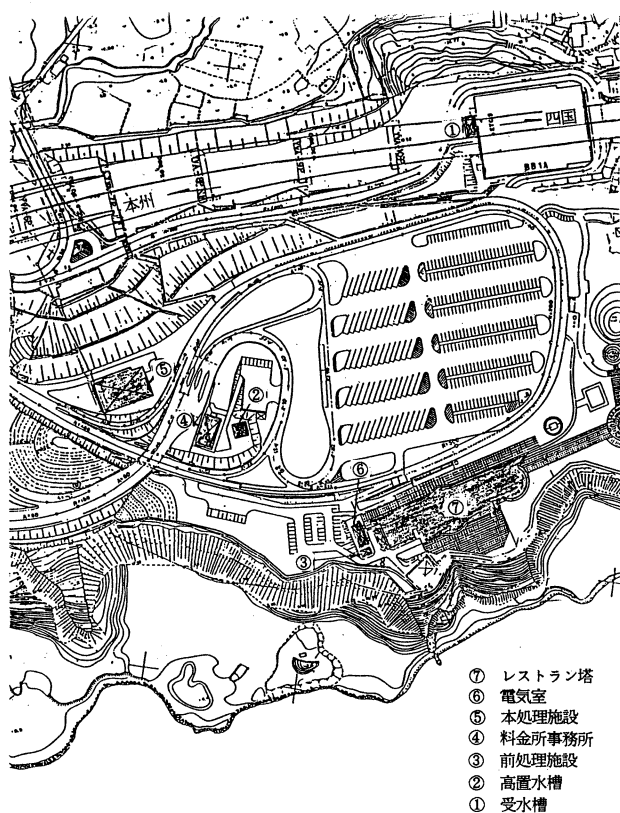


図-2 与島PA休憩施設全体配置図

岸に近い位置に計画し環境庁に協議した。環境庁としては海岸に近い位置に高い塔を建設すると、海上からの美観が損なわれると指導があり、料金所建屋に近接した場所に位置を変更した。

(2) 下水処理設備

①前処理槽位置

PA休憩施設全体配置図のとおりレストラン棟、公衆便所、駐車場、処理設備等関連する施設から考慮し、公衆便所建物に近接した場所に配置した。

②ユニホール位置

料金所事務室便所に近接した場所に配置した。

③本処理設備位置

二次、三次処理設備の設置場所は地形、地質条件、敷地面積等、PA全体の配置計画から料金所建屋前面盛土計画地点とし、周辺環境及び美観を配慮し地下開放式とした。

3. 施設の施工

3.1 上水設備

PA休憩施設で飲料用水として使用する上水は、番の州ポンプ場からPA内受水槽まで送水する一次系統と、PA内受水槽から揚水ポンプで高置水槽に送水し配水する二次系統からなる。

1) 一次系統

一次系統は坂出市番の州緑町に設備した受水槽（150 m^3 ）に坂出水から分岐し受水する。受水された上水は、

番の州ポンプ場に設備した防災用揚水ポンプ（1.2 m^3 / 毎分）を使用し、BB1A北側に設置したPA内受水槽（40 $\text{m}^3 \times 2$ 基）に送水貯留する。

送水配管は番の州高架橋（BVa2P橋脚）から、北備讃瀬戸大橋（BB1A）間は、橋上道路桁上り車線側に取付けた防災用送水配管（150A）を使用する。BB1A鉄道階からPA内受水槽までの配管は100Aとし、送水は受水槽内の水位計で番の州ポンプ場の揚水ポンプを自動起動制御を行う方式とした。

2) 二次系統

二次系統はPA内受水槽内の揚水ポンプ0.9 m^3 / 毎分 $\times 2$ 台で高置水槽（15 m^3 2分離）に送水する。送水は高置水槽内の水位計で2台の揚水ポンプを交互に自動起動制御を行う方式とした。

番の州ポンプ場受水槽から与島PA高置水槽間は距離があり、途中受水槽が設置された送水方式である。上水の使用量が少ない時期には長時間滞留し給水栓における、残留塩素の値が水道法にもとづく、水質基準に関する省令で定められた0.1ppmを下廻り、上水が飲料水として使用出来なくなる可能性がある。残留塩素濃度低下対策として、高置水槽架台脚部に塩素減菌器を設置し二次系統上水の残留塩素を規定値内に保つようにした。

3) 高置水槽架台

高置水槽架台高さは、レストラン2階の湯沸器高さを基準にし実揚程5.5m、配管抵抗5.4m、水道メータ及び湯沸器の抵抗10m計20.9m、20.9m $\times 1.1 \approx 23\text{m}$ とした。

架台製作据付は、出合いとなる与島PA内工事（料金所建屋工事、進入路土工工事、舗装工事）と工程調整の結果据付現場を長期に使用出来ない、上下作業になる、据付期間もないことから大ブロック架設工法とした。障害となることは与島北岸壁から据付場所までの輸送であるが公道を使用しないで輸送可能な最大ブロック（5.4m $\times$ 5.4m $\times$ 9.0m）とし、架台を3分割とする。この架台据付作業のため新に250t吊クレーンを搬入した。当初架台基部を設置し他工事の工程を調整しながら中段、上段と架設し溶接完了後高置水槽も一括架設し他工事との出合いとなることを最小限に努めた。

3.2 下水処理設備

下水処理設備の概要及び主要機械装置の配置は、汚水処理フロー図（図-3）と本処理設備配置平面図（図-2）による。各処理槽の容量は表-5に、設備機械及び附属装置の能力仕様を表-4に示す。

1) 前処理設備

設備の構造は周辺の環境から建屋方式（槽は地下構造）とする。

(1) 曝気沈砂槽

流入汚水中の土砂は機械器具類の摩耗する原因となるため、沈殿分離により除去する。またふん塊等を曝気攪拌し粉碎することにより目詰まり、負荷を事前に低減す

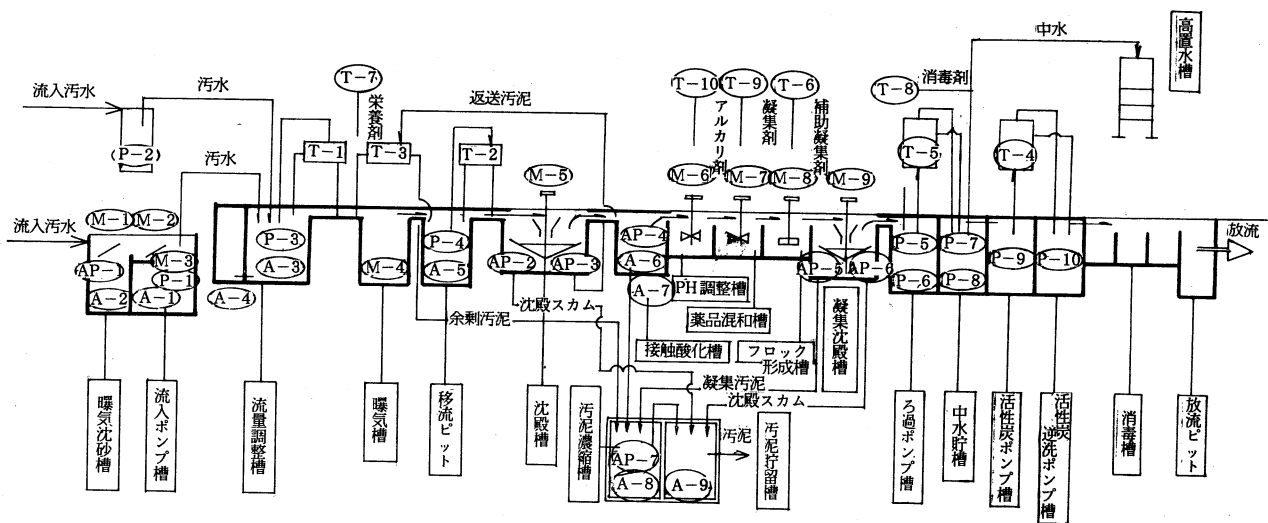


図-3 汚水処理フロー図

表-4 設備機械装置

番号	数量	名称	仕様	備考
P-1	2	圧送ポンプ（前処理汚水）	100A×0.7 m ³ /min×19m×5.5kw	水中汚水活物型脱着付
P-2	2	圧送ポンプ（ユニットホール汚水）	65A×0.1 m ³ /min×10m×1.5kw	水中汚水活物型脱着付
P-3	2	移流ポンプ	80A×0.35 m ³ /min×10m×1.5kw	水中汚水活物型脱着付
P-4	2	循環ポンプ	80A×0.7 m ³ /min×6m×2.2kw	水中汚水活物型脱着付
P-5	1	消泡ポンプ	60A×8.5 m ³ /min×20m×3.7kw	水中汚水型脱着付
P-6	2	ろ過ポンプ	100A×0.4 m ³ /min×20m×5.5kw	水中汚水型脱着付
P-7	2	逆洗ポンプ	150A×3 m ³ /min×15m×15kw	水中汚水型脱着付
P-8	2	高置タンク送水ポンプ	100A×0.83 m ³ /min×37m×11k	水中汚水型脱着付
P-9	2	活性炭ろ過ポンプ	80A×0.4 m ³ /min×20m×3.7kw	水中汚水型脱着付
P-10	2	活性炭逆洗ポンプ	150A×3 m ³ /min×15m×15kw	水中汚水型脱着付
M-1	1	荒目スクリーン	69 m ² /Hr×0.1kw 目巾50mm	自動掻上式
M-2	1	細目スクリーン	69 m ² /Hr×0.1kw 目巾20mm	自動掻上式
M-3	1	破砕装置	130 m ² /Hr×0.4kw	ドラム回転式
M-4	6	曝気機	撹拌容量 450 m ³ ×3.7kw	空気量 2 m ³ /min
M-5	1	汚泥掻寄機（沈殿槽）	周速≒3m/min.×0.75kw 中央駆動方式	磁選せき、スカムスキーマ、センターウェル付
M-6	1	PH調整槽攪拌機	径 250mm×0.4kw SUS304	
M-7	1	薬品混和槽攪拌機	径 250mm×0.4kw SUS304	
M-8	1	ブロック形成槽攪拌機	径 750mm×0.75kw SUS304	
M-9	1	汚泥掻寄機（凝集沈殿槽）	周速≒3m/min.×0.4kw 中央駆動方式	
T-1	1	汚水計量装置	W500×L2000×H800 90° せき付	SUS 304製
T-2	1	循環水量計量装置	W500×L2000×H800 90° せき付	SUS 304製
T-3	1	汚泥計量装置	W700×L2000×H1000 90° せき付	SUS 304製
T-4	3	活性炭吸着塔	2.4m 12.5 m ³ /Hr以上	ろ過速度4m/Hr以下
T-5	2	急速ろ過タンク	Φ 2.4m 25 m ³ /Hr以上	ろ過速度7m/Hr以下
T-6	2	補助凝集剤タンク	3 m ³ 溶解器付	
T-7	1	栄養剤タンク	1 m ³	
T-8	1	消毒剤タンク	2 m ³	
T-9	1	凝集剤タンク	1 m ³	
T-10	1	アルカリ剤タンク	3 m ³	
AP-1	1	揚砂ポンプ	80A SUS304製	エアリフトポンプ
AP-2	1	汚泥ポンプ（沈殿槽）	120A SUS304製	エアリフトポンプ
AP-3	1	スカムポンプ（沈殿槽）	80A SUS304製	エアリフトポンプ
AP-4	1	汚泥ポンプ（接触酸化槽）	100A SUS304製	エアリフトポンプ
AP-5	1	汚泥ポンプ（凝集沈殿槽）	100A SUS304製	エアリフトポンプ
AP-6	1	スカムポンプ（凝集沈殿槽）	80A SUS304製	エアリフトポンプ
AP-7	1	濃縮汚泥移送ポンプ	100A SUS304製	エアリフトポンプ
A-1	1	散気装置（流入ポンプ槽）	0.336 m ³ /min 吐出	
A-2	1	散気装置（沈砂池）	0.073 m ³ /min 吐出	
A-3	1	散気装置（流量調整槽A）	2 m ³ /min 吐出	
A-4	1	散気装置（流量調整槽B）	3.4 m ³ /min 吐出	
A-5	1	散気装置（移流ビット）		
A-6	1	散気装置（接触酸化槽）	1.2 m ³ /min 吐出	
A-7	1	逆洗装置（接触酸化槽）	0.20 m ³ /min 吐出	
A-8	1	散気装置（活泥濃縮槽）	0.06 m ³ /min 吐出	
A-9	1	散気装置（活泥貯留槽）	0.34 m ³ /min 吐出	

ることを目的としてある。曝気槽の容量は時間最大汚水量の3分以上とする。

(2) 自動スクリーン及び粉砕装置

流入汚水中の夾雑物も土砂同様機械器具類の運転に支障をきたすため、荒目スクリーン（目巾50mm）で粗大

物を除去し、破砕装置で夾雑物を機能上支障ないよう細断する。破砕装置の整備、補修を考慮し細目スクリーン（目巾20mm）を副水路に取付けてある。

(3) 流入ポンプ槽

土砂、夾雑物を除去した汚水を流量調整槽にポンプ移送するため、一時貯留する槽である。流入ポンプ槽の容量は時間最大汚水量の10分+5 m³以上とした。

(4) ユニットホール

料金所便所排水を流量調整槽にポンプ移送するため、一時貯留するためのユニットホールである。ユニットホールの容量は2.5 m³とした。

2) 本処理設備

本処理設備の躯体構造には、建屋方式、半地下開放式、密閉方式等の構造があるが施工費、本処理設備設置場所の周辺環境及び美観を配慮し地下開放式とした。本処理設備のコンクリート躯体構造を施行する時期を、PA土工工事の盛土工に合せ施工出来るよう計画すれば、地下開放式であっても掘削による施工費が必要としない利点がある。ただし管理室及び機械室並に薬品貯蔵庫は流量調整槽の上に建屋構造とした。

(1) 流量調整槽

本処理設備の汚水処理機能が安定した状態で汚水処理可能な良好なる汚水原水を得るため、流入汚水の水量と水質の変動を緩和し、均一化するための槽である。流量調整槽はA槽370.8 m³、B槽206 m³に区分しA槽、B槽間は手動制水弁を取付け通水可能な構造とし変動に対処

表-5 各処理槽容量

処理槽	項目	必要容量 (m ³)	有効容量 (m ³)
前曝気槽		0.673 m ³ /分×3分=2.0	2.9
処流入ポンプ槽		0.673 m ³ /分×10分+5 m ³ =11.7	20.1
理圧送ポンプユニット		2.5	2.5
流量調整槽		500 m ³ /日+75.2 m ³ /日=575.2	576.8
二曝気槽		500 m ³ /日×37/24時間=771.0	798.0
次移流ピット		575.2 m ³ /24時間×15/60分=5.99	13.6
		575.2 m ³ /24時間×4時間=95.9	107.0
沈殿槽		必要水面積 44.2 m ² 以上	44.5 m ³
		必要越流長 12.8m 以上	23.8 m
理スカムピット		500 m ³ /24時間×1/60分=0.347	0.4
汚泥ピット		500 m ³ /24時間×1/60分=0.347	0.4
接触酸化槽		575.2 m ³ /24時間×3時間=71.9	86.7
P H 調整槽		575.2 m ³ /24時間×5/60分=1.99	2.04
薬品混和槽		575.2 m ³ /24時間×5/60分=1.99	2.04
フロック形成槽		575.2 m ³ /24時間×15/60分=6.00	6.2
三凝集沈殿槽		575.2 m ³ /24時間×2時間=47.9	48
		必要水面積 19.2 m ² 以上	20.0 m ³
		必要越流長 11.5m 以上	15.0 m
次スカムピット		500 m ³ /24時間×1/60分=0.347	0.4
汚泥ピット		500 m ³ /24時間×1/60分=0.347	0.4
理濾過ポンプ槽		500 m ³ /24時間×1/60分=0.347	14.4
中水貯留槽		48 m ³ + (3.0 m ³ /分×15分)=93	102.0
活性炭濾過ポンプ槽		575.2 m ³ /24時間×15/60分=5.99	11.8
活性炭逆洗ポンプ槽		4.52 m ³ ×40m/時間×15/60分=45.2	60.7
消毒槽		575.2 m ³ /日×1/24時間×15/60分=5.99	6.8
汚泥濃縮槽		(11.7+2.96) /2=7.4	8.8
汚泥貯留槽		二次処理汚泥 11.7+三次処理汚泥 2.96	51.2

する。流量調整槽の容量は日平均汚水量に、急速濾過と活性炭吸着塔の逆洗水量を加算した流入汚水量の1日分以上とした。

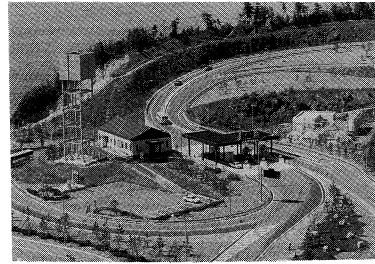


写真-2
本処理場全景

(2) 曝気槽

流量調整槽から移送された汚水を沈殿槽から返送された返送汚泥と十分接触させ、さらに微生物反応に必要な酸素を供給するための曝気と槽内に旋回流を起させ有機物の生物化学的な分解反応を促進させる。また窒素の硝化、脱窒を行なわせるため曝気槽を分離し攪拌槽（脱窒槽）と、曝気槽（硝化槽）に区別して生物化学的脱窒処理が可能な構造とした槽である。曝気槽容量計算時の滞流時間は硝化を考慮し37時間以上としている。

(3) 移流ピット

曝気槽から流出する汚水を貯留し移送するためのピットである。移流ピット内には循環ポンプを設置し、貯留された汚水は循環ポンプを用い汚水計量装置に移送され計量された一定量が沈殿槽に送られる。移流ピットの容量は流入汚水量の15分以上とした。

(4) 沈殿槽

移流ピットから移送された活性汚水等を濃縮沈殿分離し、良好な二次処理水を得るための槽である。なお沈殿槽越流水（二次処理水）の水質は表-3の値を目標とする。また沈殿汚泥は一部返送汚泥として曝気槽に返送し、

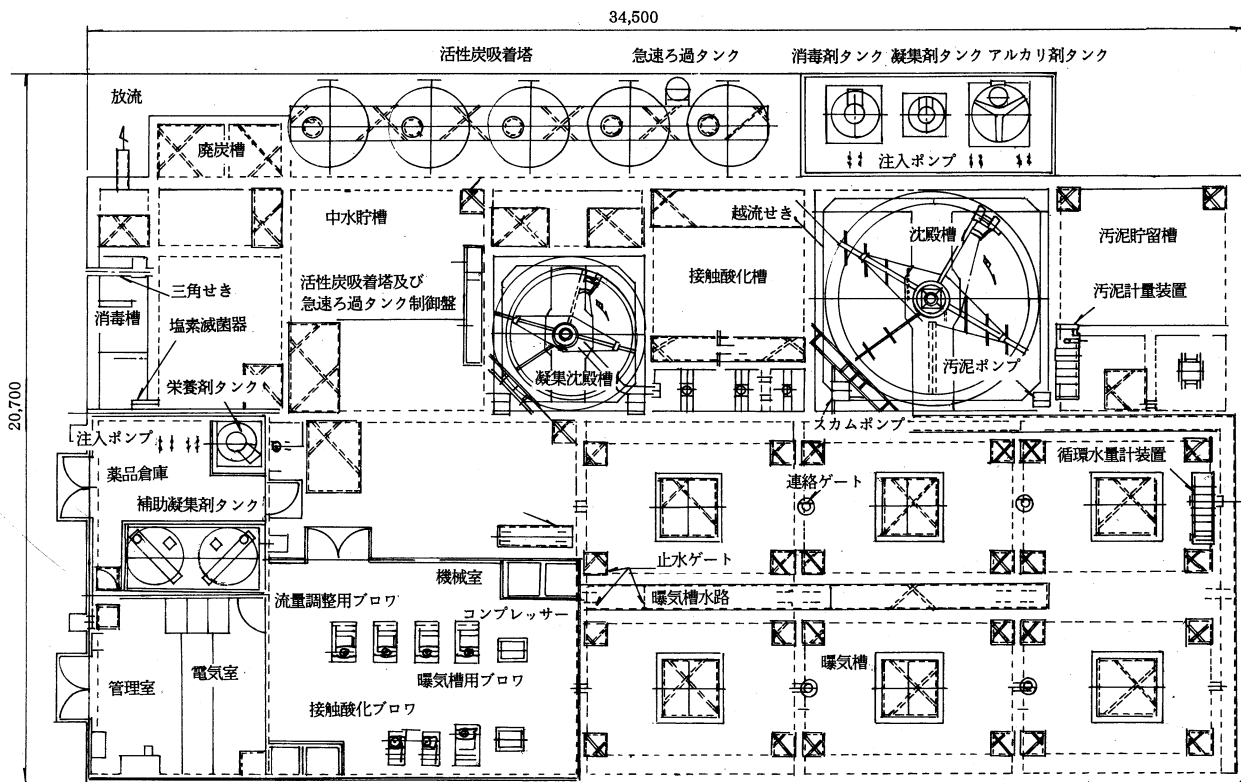


図-4 本処理設備配置平面図

余剰汚泥は汚泥濃縮槽へ移送し貯留濃縮される。沈殿槽の容量は流入汚水量の4時間以上とし、附属槽としてスカムピット及び汚泥ピットを設けてある。

3) 三次処理設備

(1) 接触酸化槽

接触酸化槽内に充填した接触材に汚水(二次処理水)を循環接触させ浄化を行なうための槽である。接触は曝気により十分な酸素を供給すると同時に槽内を攪拌して、繰返し接触材上の生物膜と接触させ、好気的な状態で汚水中の汚濁物質を吸着酸化処理を行なう。接触酸化槽の容量はBOD容積負荷 $0.3\text{kg}/\text{m}^3/\text{日}$ 以下、かつ滞留時間は流入汚水量の3時間以上としている。

(2) 薬液注入装置

汚水(二次処理水)に凝集沈殿を促進するための、薬品及び凝集剤(硫酸バンド、ポリマー)を注入する装置である。

① PH調整槽

流入汚水のPHを調整する槽である。PH調整槽の容量は流入汚水量の5分以上とした。

②薬品混和槽

流入汚水に凝集剤を注入し、急速攪拌しフロックを作る槽である。薬品混和槽の容量は流入汚水量の5分以上とした。

(3) フロック形成槽

薬品混和槽から流入する、汚水を緩速攪拌しフロックを大きく形成する槽である。フロック形成槽の容量は流入汚水量の15分以上とした。

(4) 凝集沈殿槽

フロック形成槽から流入する、懸濁物質のフロックと汚水中の浮遊物質と共にCOD、りんを除去しかつ色度も低下させる。さらに成長したフロックを凝集沈殿槽で沈殿分離し良好な処理水を得るための槽である。なお凝集沈殿槽越流水(三次処理水)の水質は表-3の値を目標とする。また沈殿汚泥は汚泥濃縮槽及び沈殿貯留槽に移送し貯留濃縮される。凝集沈殿槽の容量は流入汚水量の2時間以上とし、附属槽としてスカムピット及び汚泥ピットを設けてある。

(5) 濾過ポンプ槽

凝集沈殿槽越流水には微細なSS等が含まれている。この微細なSS等を砂濾過するため一時貯留するための槽である。貯留された越流水は、濾過ポンプ槽内に設置された濾過ポンプにて、急速砂濾過タンクに圧送し、砂濾過後中水貯留槽に送水貯留される。なお砂濾過後の水質は表-3の値を目標とし、濾過ポンプ槽の容量は流入汚水量の15分以上とした。

急速砂濾過タンクの仕様は別表の通りで、この機械装置は連続運転並びに維持管理上支障のないよう1台を予備としている。

(6) 中水貯留槽

急速砂濾過タンクから送水された中水を、高置水槽に送水するため一時貯留するための槽である。中水貯留水

槽内に設置された高置水槽送水ポンプは高置水槽水位計により自動起動し、消毒剤が注入され送水される。中水貯留槽の容量は時間最大必要量の2倍に急速砂濾過タンク逆洗水の所要量を加えた量としている。なお高置水槽は 15m^3 2分割になっている。

(7) 活性炭濾過ポンプ槽

急速砂濾過タンクで砂濾過された中水のうち放流する処理水を活性炭に吸着させ、COD、色度等を最終除去するため一時貯留する槽である。貯留された中水は、活性炭濾過ポンプ槽内に設置された活性炭濾過ポンプにて、活性炭吸着塔に圧送し活性炭処理後活性炭逆洗ポンプ槽に送水貯留される。なお活性炭処理後の水質は表-3の値を目標とする。活性炭濾過ポンプ槽の容量は流入汚水量の15分以上とした。

活性炭吸着塔の仕様は別表の通りで、この機械装置は連続運転並びに維持管理上支障のないよう1台を予備としている。

(8) 活性炭逆洗ポンプ槽

活性炭吸着塔の逆洗水として使用する処理水を一時貯留する槽である。活性炭逆洗ポンプ槽の容量は逆洗用水量の15分以上とした。

(9) 消毒槽

消毒槽は放流する三次処理水と塩素を十分接触させたのち放流するための槽である。三次処理水を瀬戸内海に放流するには、大腸菌数を $3000\text{個}/\text{m}^3$ 以下にしなければならない。消毒槽の容量は流入汚水量の15分以上とした。

(10) 汚泥濃縮槽

二次処理過程の余剰汚泥、三次処理過程の接触酸化汚泥、凝集沈殿汚泥を集泥し濃縮するための槽である。濃縮された汚泥は、汚泥濃縮槽内に設置された濃縮汚泥移送ポンプにて、汚泥貯留槽に送泥し貯留される。汚泥濃縮槽の容量は日当たり発生汚泥量の半日分以上としている。

(11) 汚泥貯留槽

沈殿槽及び凝集沈殿槽のスカム、汚泥濃縮槽から送泥された汚泥を貯留しておくための槽である。汚泥貯留槽の容量は日当たり発生汚泥の量7日分以上としている。

4) 発生汚泥の処理

汚泥貯留槽に貯留した、発生汚泥はバキューム車にて抜取り、坂出市の污水处理場番の州浄園に搬入し処理している。

なお処理量は8月 28m^3 、9月 30m^3 、10月 32m^3 計 90m^3 を抜取り運搬した。

4. 処理施設の稼働状態

4月10日供用開始から8月25日までの汚水流入量は表-6のとおりである。月別平均汚水流入量は8月の日当たり 308m^3 が最大、日最大流入量はゴールデンウィークの5月4日 500m^3 を記録している。

表-6 汚水流入量

月別平均汚水流入量		
月	平均汚水流入量	備考
4月	230 m ³ /日	
5月	259 m ³ /日	
6月	200 m ³ /日	
7月	205 m ³ /日	
8月	308 m ³ /日	25日現在

ゴールデンウィーク汚水流入量		
日付	汚水流入量	汚水処理量
5.1	304 m ³ /日	15 m ³ /H
5.2	285 m ³ /日	15 m ³ /H
5.3	429 m ³ /日	20 m ³ /H
5.4	500 m ³ /日	20 m ³ /H
5.5	442 m ³ /日	20 m ³ /H

盆休み汚水流入量		
日付	汚水流入量	汚水処理量
8.13	370 m ³ /日	13 m ³ /H
8.14	424 m ³ /日	20 m ³ /H
8.15	419 m ³ /日	20 m ³ /H
8.16	415 m ³ /日	20 m ³ /H

4.1 交通量と汚水発生量

日当り汚水発生量を見ると、日曜、祭日に多いがそれでも300 m³/日前後である。6、7月の平日においては200 m³/日を下まわる。なお7月の与島CB（チェックバリア）を通過した日当り交通量と上水使用量及び汚水発生量を表-7に示す。与島CB通過交通量の割合に汚水発生量が少ない状態は、第二駐車場の使用状況によるものと思われる。

4.2 処理水質

供用開始して4月30日までは、曝気槽の汚泥量は（SV8

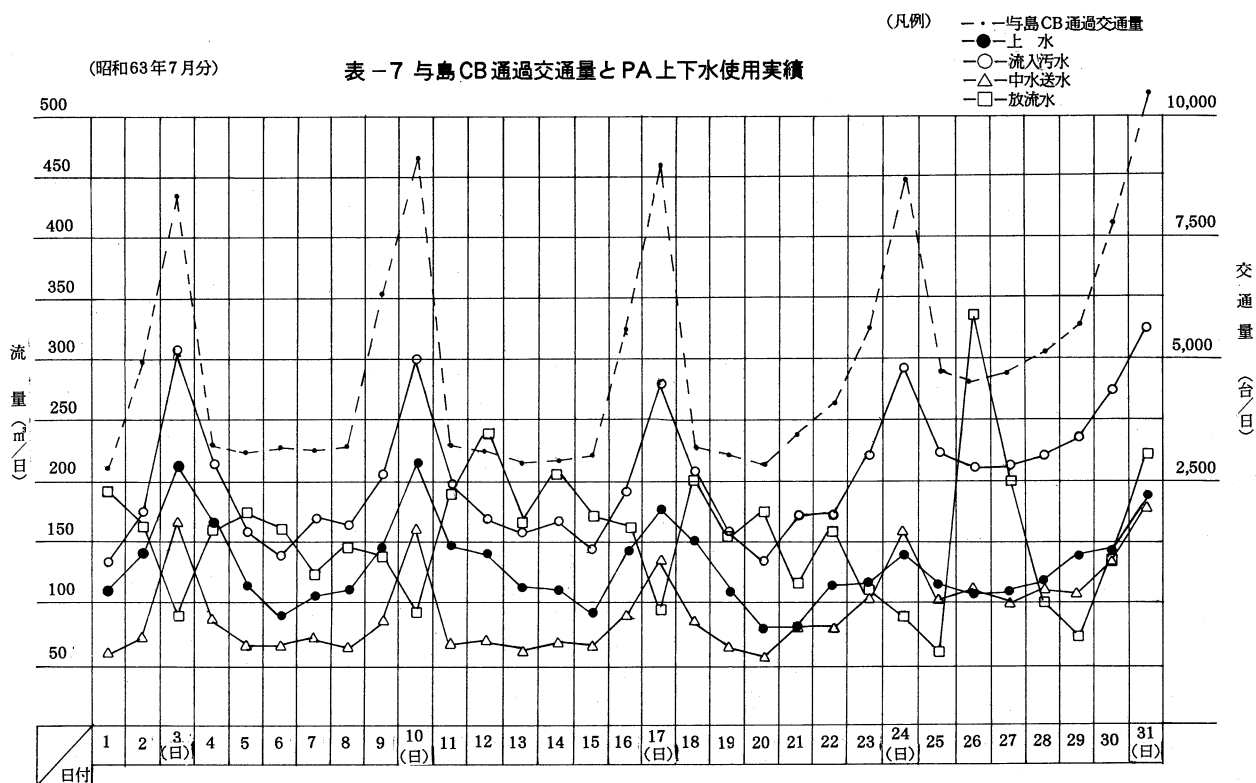
%以下）不足の連続で不安定な好気性処理となった。5月に入りSVも10%になり始め、生物の発育も良好となったが、アンモニア性窒素が65ppmと高くなってきたので5月9日より脱窒をかけた。栄養剤（メタノール50%、90cc/毎分）を注入した結果、5月17日の水質調査の結果はBOD9ppm、COD96ppmとなり、亜硝酸性窒素が多く、脱窒は始まっているが充分硝化されていない状態と判断しもう少し経過を見ることとした。6月3日の水質調査ではBOD2ppm、COD19ppmでまだ基準水質に満たさなかった。6月10日の水質調査ではCODが7.8ppmとなり、すべての水質が基準値を満し、良好な状態で処理されている。

5. あとがき

与島PA上下水設備の総合調整は出合となる、舗装工、土工、休憩施設工事、電気、水道の関連から水通し可能となるのは、休憩施設及び下水処理設備の香川県建築確認検査完了後の3月25日以降となった。その後設備の一部手直を必要とし、汚水の受け入れは4月5日からとなり、施工業者、久保田鉄工の協力を得て総合調整を行ない、4月10日の供用開始に備えた。

以後使用しながら調整し、2ヶ月後に完全な水質が得られ設備は順調に稼働している。今後の問題としては、活性炭の取替時期等の検討が残された課題である。

最後に出合丁場となり、煩雑な工事工程を調整し御協力くださいました関係施工業者、工事区の方々に御礼を述べます。



南備讃瀬戸大橋緩衝工

Shock Absorbing Device for Ship Collision

第二管理局坂出管理事務所 奥 田 基
橋 梁 技 術 課 長

Motoi Okuda

1. まえがき

本四連絡橋南備讃瀬戸大橋の主塔5P及び6Pは、図-1に示すように、船舶航行の多い備讃瀬戸南航路と水島航路が交差する地点に位置している。このため、船舶の衝突が予想され、衝突時の船舶の被害を緩和する設備として、緩衝工を橋脚の周囲に設けることとした。

図-2に示すように、船舶の規模により、衝突エネルギーが鋼製緩衝工とゴム製緩衝工で分担して吸収できるように複合構造となっており、世界的にも例のないユニークな形式である。

本稿は、この緩衝工の設計、製作の概要を報告するものである。

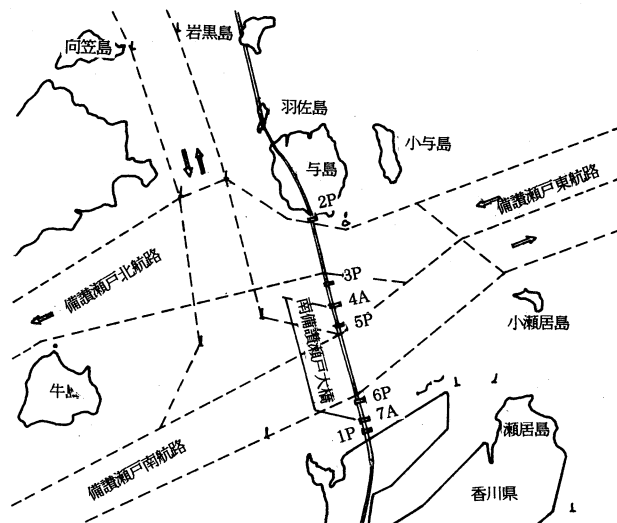


図-1 位置図

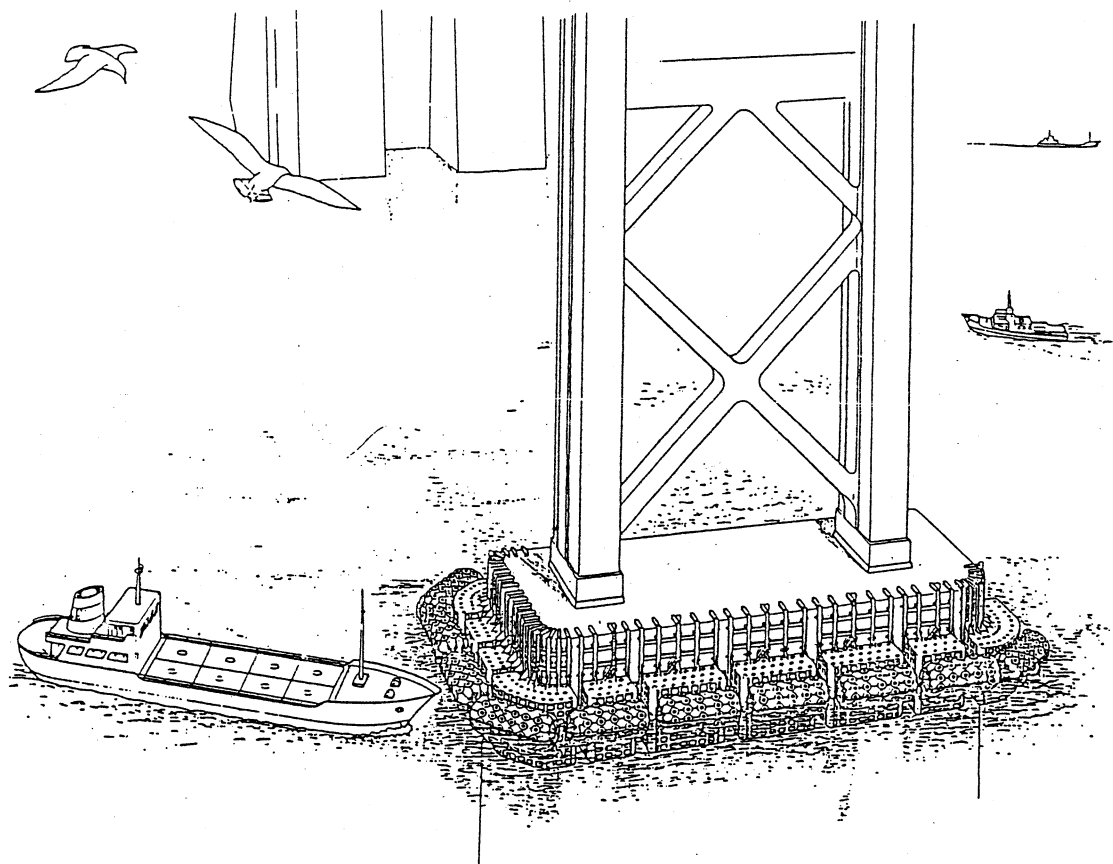


図-2 緩衝工鳥瞰図

2. 工事概要

緩衝工の形式は、固定式の多室型鋼製緩衝工と浮体式ゴム製緩衝工の併用とし、図-3に示すように、航路に面する面と船舶の進行に相対する面の2面に鋼製緩衝工を設け、小型船舶を対象とするゴム製緩衝工を全周に設けた。

鋼製緩衝工の構造は、図-4に示すように、鋼板製の水平版を多層に設けた本体部を橋脚壁面より吊り下げ固定し、船舶衝突時にこの水平版の座屈強度により、衝突エネルギーを吸収する構造とした。

ゴム製緩衝工は、図-2に示すように、空気式防舷材として、一般に用いられている浮体式のゴムフロートを鋼製緩衝工の前面に係留し、船舶衝突の初期エネルギーを吸収するようにしてある。

直径4.5m、長さ9m、10m、12mの3種類を配慮した。
表-1に本工事の施工数量を示す。

3. 設計概要

緩衝工は、船舶衝突時には変形、圧壊することにより、船舶の衝突エネルギーを吸収し、船舶の損害を最小限にする。一方、通常は波浪外力に対しても十分強度を有するものでなければならず、この両者のいわば相反する条件を満足させるような接点を見出し、設計しなければならなかった。

設計手順として、図-5に示すように、船舶衝突時のエネルギー吸収による設計と、非衝突時の波浪外力による通常構造物としての設計の、両者を行った。

ゴム製緩衝工は、エア圧を設定したゴムフロートをチェーンで係留固定する方法としたが、潮流によりゴムフロートが離出し、緩衝性能に影響を及ぼす事、又、波浪による係留力、ゴムフロートが鋼製緩衝工に衝突する力等、複合構造物としての問題が多く、慎重に検討を行った。

4. 設計条件

4.1 海象・気象条件

5P、6P地点での海象・気象条件は、表-2のように設定した。

4.2 対象船舶

「本州四国連絡橋航行安全調査報告書」(昭和59年3月)によれば、図-6のように備讃瀬戸南航路の航行船舶の90%は3,000GT以下であり、又、80%は500GT以下の船舶で占められている。

3,000GT以上の大型船は、備讃瀬戸南航路通過時は、海上保安庁による通行時間の調整等の安全航行の指導が行われている。従って、3,000GT以上の船舶の衝突の可能性は少ないため、緩衝工は3,000GT以下の船舶を対象とする事とした。

500GT以下の船舶は航路内航行の義務づけがないため、橋脚に全方向より衝突の可能性があるため500GTについても条件として設定した。

4.3 衝突形態

船舶の衝突形態は、全速航行船の正面衝突から軽微な接触に至るまで多種多様となるが、緩衝工の設計上、表-3に示すように、基本的に船首よりの直進衝突と橋脚コーナー部への漂流衝突の2種類に集約した。

又、工事完成後、橋脚灯等、航行の安全設備が成されたとして、直進

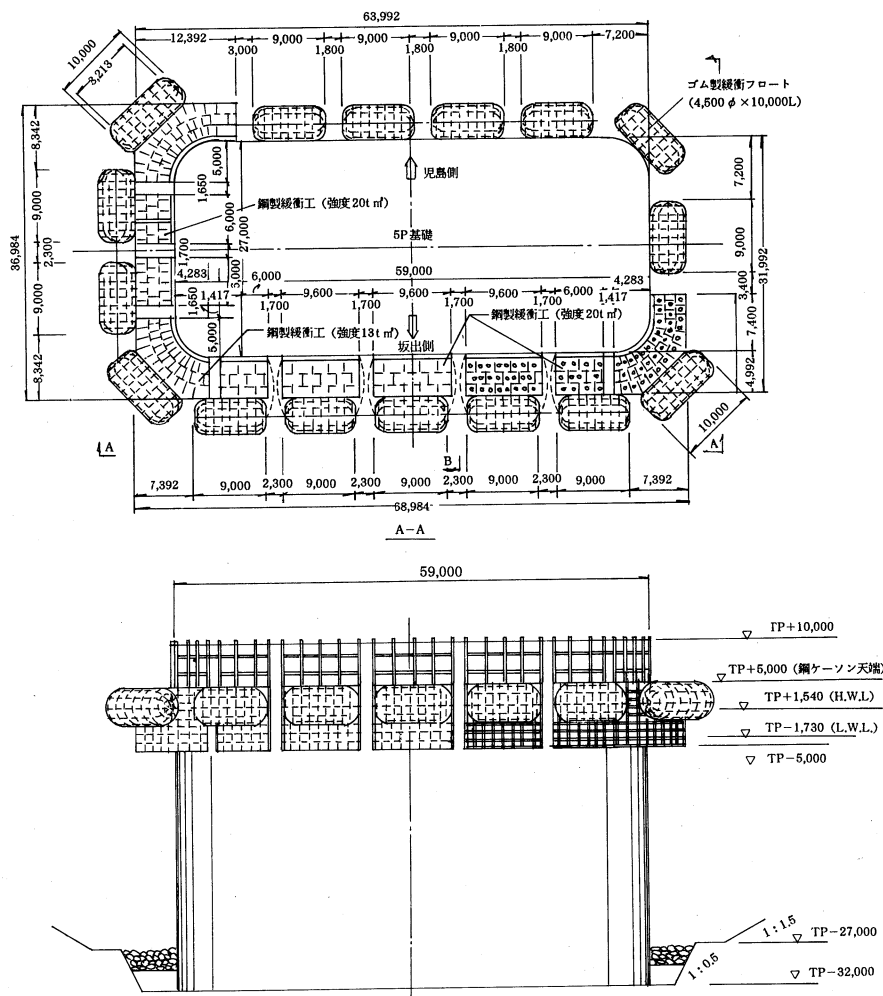


図-3 5P緩衝工一般図

鋼製緩衝工の基本構造

部 分 詳 細

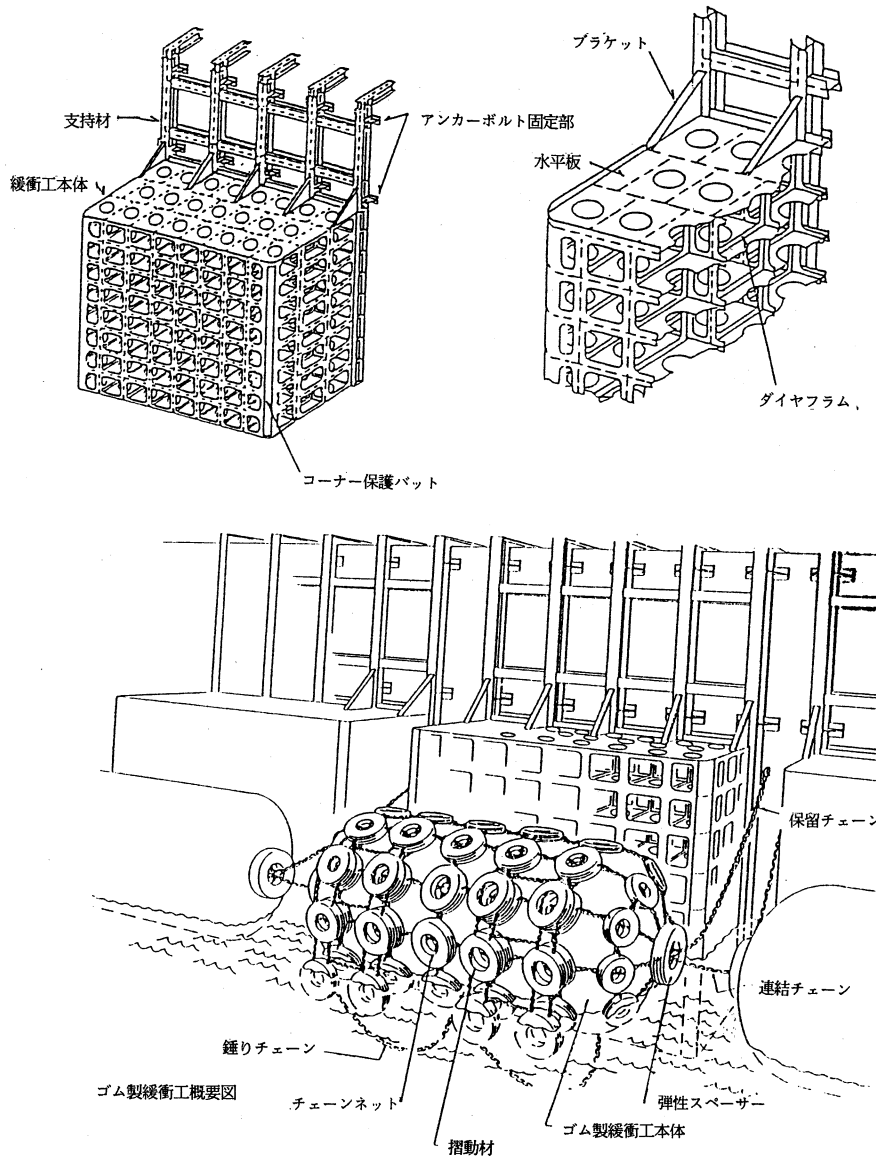


図-4 鋼製緩衝工の構造概要

衝突の速度は8Ktに設定した。

4.4 船舶衝突時の許容条件

一般の船舶は、図-7のように船首部に船首隔壁を有しており、衝突において船首部が圧壊してもこの船首隔壁が圧壊しなければ、大事故に至らないものと考え、これを船首部の許容条件とした。

船側衝突の場合、船体の破壊を許容すると、浸水、沈没、油の流出あるいは、火災等の大被害の危険性を生じるため、船側部外板に塑性変形までを許容することとした。

4.5 耐用年数

船舶が衝突しないで、波浪等自然外力に対しての耐用年数は、下記のように設定した。

鋼製緩衝工 10年

ゴム製緩衝工本体部 20年

ゴム製緩衝工付属保留金物 10年

5. 船舶衝突時のエネルギー吸収

5.1 エネルギー吸収の基本

船舶衝突時の船舶の持つ運動エネルギーは次式で表されるように、基本的に船首の圧壊、ゴム製緩衝工の変形、鋼製緩衝工の圧壊の3者の組み合わせにより吸収される。

図-8、9、10に、吸収エネルギーの基本を図示する。

表-1 施工数量一覧表

	項 目	仕 様	数 量	
			5P	6P
鋼製緩衝工	直 線 部	長さ 幅 高さ 重量/基		
		9.6 × 4.5 × 8m 86T	3	4
		6.0 × 4.5 × 8m 58T	4	4
	コ ー ナ ー 部	12.4 × 10.0 × 8m 122T	1	1
		10.0 × 10.0 × 8m 95T	1	1
		12.41 × 9.3 × 8m 113T	1	1
	鋼 重		827T	913T
	材 質	SS41, SM41A, B, C		
	塗 装 面 積	塩 ゴ ム 系 上 塗	1,573㎡	1,725㎡
		タ ー ル エ ポ キ シ 系	14,393㎡	15,878㎡
		タ ー ル エ ポ キ シ 系	356㎡	394㎡
		ノ ン ス キ ッ ド 仕 上		
		合 計	16,322㎡	17,997㎡
ゴム製緩衝工		径 4.5m φ × 長さ 9.0m	12基	10基
		径 4.5m φ × 長さ 10.0m	4	4
		径 4.5m φ × 長さ 12.0m	—	3

船舶運動エネルギー

E_0

$$E_0 = \frac{1}{2g} \cdot \alpha \Delta \cdot V^2$$

ここで

E_0 : 衝突エネルギー (t-m)

g : 重力の加速度 (=9.8m/s²)

α : 付加質量係数

Δ : 船舶の満載排水量 (t)

V : 船舶の衝突速度 (m/s)

E_1 : 船首部の吸収エネルギー

E_2 : ゴム製緩衝工の吸収エネルギー

E_3 : 鋼製緩衝工の吸収エネルギー

吸収エネルギー

$$= E_1 + E_2 + E_3$$

5.2 船首よりの直進衝突

(1) 船首強度と吸収エネルギー

「多室型緩衝工の

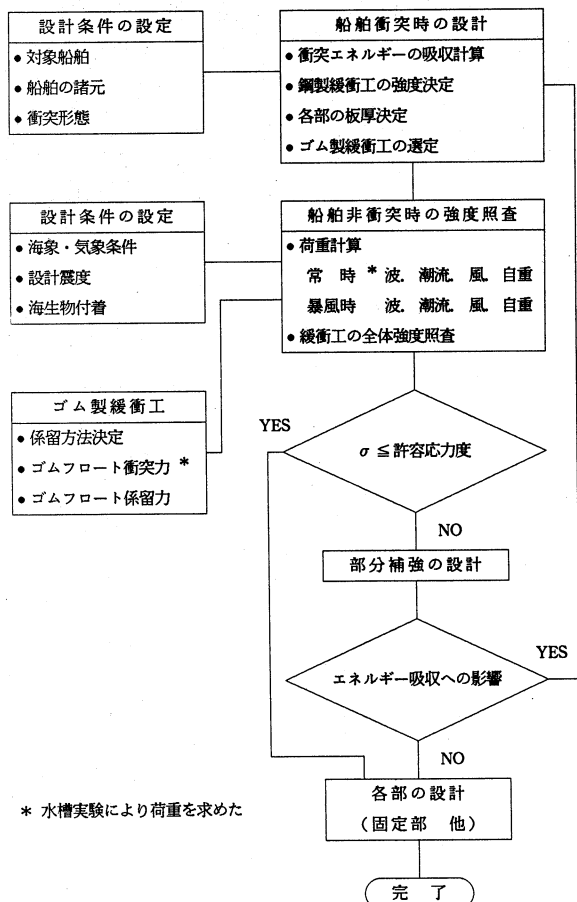
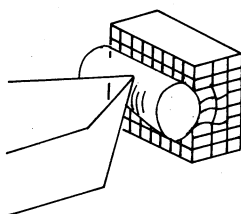


図-5 緩衝工の設計手順

船舶衝突時の設計船舶衝突



船舶非衝突時の強度

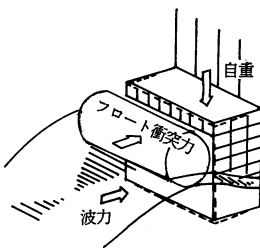


表-2

項目	状態	異常時			
		常時	暴風時	地震時	施工時
有義波高 H 1/3 (m)		1.5	3.7	0.8	1.5
設計波高 H max (m)		2.7	6.6	1.4	2.7
周期 T 1/3 (sec.)		4.0	5.9	3.1	4.0
基本風速 V10 (m/sec.)		1.8	4.3	1.0	1.8
潮流 (kt)	5P	5	5	5	5
	6P	4	4	4	4
潮位変動 (m)	T.P.+1.540~T.P.-1.730				
水深 (m)	5p	25			
	6p	35			

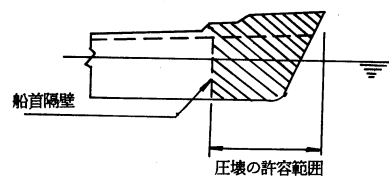
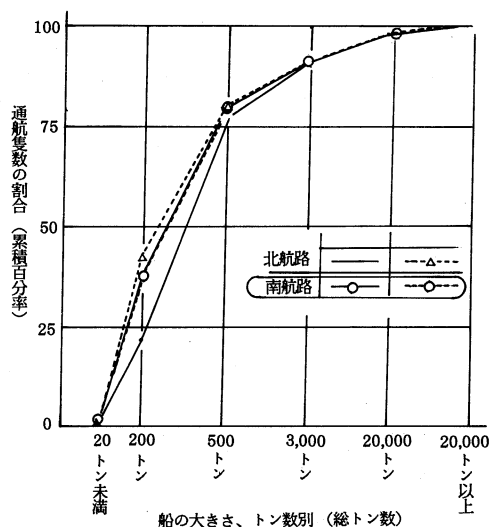


図-7 船首部



「本州四国連絡橋航行安全調査報告書 昭和59年3月」より抜粋

図-6 南・北備讃瀬戸航路における通行船舶の大きさ分布 (昭和56、7年度観測)

表-3 船舶の衝突形態

衝突形態	図	衝突速度	設計条件
直進衝突	① 船首 霧等の狭視界時に橋脚を視認できなかった時等に橋脚に正面より衝突する。	8kt	○
	②	8kt	○
漂流衝突	③ 船側 操縦性を失い、風、潮流によりコーナー部に船側より衝突する。	4kt	○

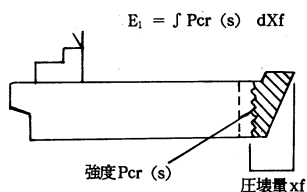


図-8

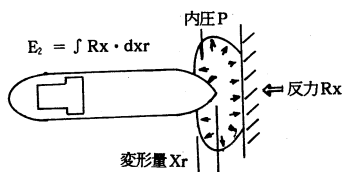


図-9

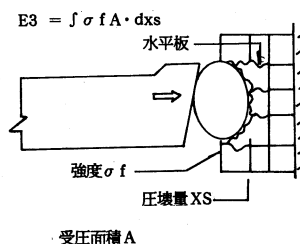


図-10

ここに
D : 船の深さ
t : 船首部側板の板厚
a, b : 船首部側板各辺の長さ
LsF : 船首傾斜部の長さ
Lcoll : 船首から船首隔壁までの長さ
2θ : 船首角度

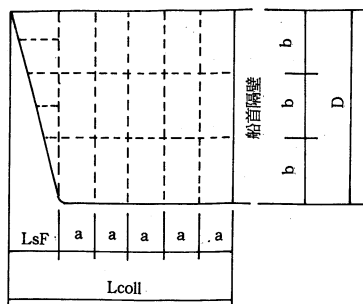


図-11 船首構造

設計基準」により、対象船舶の船首部の構造を図-11のようにモデル化した。

図-12に示すように傾斜船首では圧壊荷重 F_s 変位量 δ_s が δ_{sf} (L_{sf}) に達するまで増加し、 δ_{sf} 以上ではほぼ一定の P_{mean} となる。この P_{mean} は、船首部側板の座屈強度の和 $P_{cr}(\delta)$ にほぼ近い値となるので、船首強度は下式で表される。

船首部側板の座屈強度

$$\sigma_{cr}(s) = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \leq \sigma_y$$

船首強度

$$P_{cr}(s) = 2 \cdot D \cdot t \cdot \cos \theta \cdot \sigma_{cr}(s)$$

ここで

$$K: \text{座屈係数} = \left(\frac{a}{b} + \frac{b}{a} \right)^2$$

E : ヤング率 $= 2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$

ν : ポアソン比 $= 0.3$

σ_y : 鋼材の降伏応力度

船首隔壁までの圧壊が許容されるとして、許容変位量はその $2/3$ とすると、

$$\delta_{sa} = 2/3 L_{coll}$$

変位量 δ_s における船首部の吸収エネルギーは次式で表される。

$$E_s = \frac{1}{2} \cdot \frac{P_{cr}(s)}{\delta_{sf}} \cdot \delta_s^2 \quad (0 \leq \delta_s \leq \delta_{sf})$$

$$E_s = P_{cr}(s) \left(\delta_s - \frac{1}{2} \delta_{sf} \right) \quad (\delta_{sf} \leq \delta_s \leq \delta_{sa})$$

以上の結果を、表-4及び荷重-変位曲線

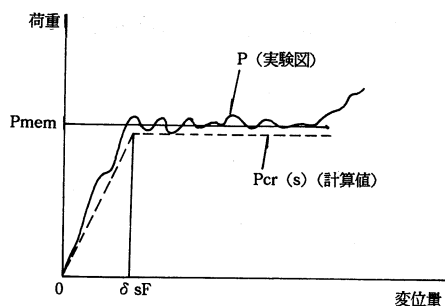


図-12 船首荷重～変位曲線

表-4 船首の強度、変位、吸収エネルギー値

項	目	500GT	3,000GT
船首部側板の座屈強度	$\sigma_{cr}(s)$ (Kg/m ²)	434	668
船首強度	$P_{cr}(s)$ (t)	275	907
船首許容変位量	σ_{sa} (m)	3.33	6.06
船首吸収エネルギー	E_{sa} (t・m)	779	4,671

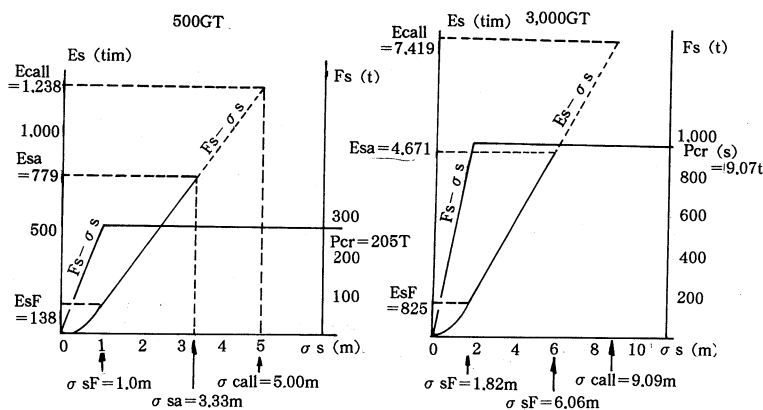


図-13 船首の荷重・変位、吸収エネルギー変位曲線

($F_s - \delta_s$)、吸収エネルギー曲線 ($E_s - \delta_s$) として図-13に示す。

(2) 鋼製緩衝工 500GT以下については、鋼製緩衝工を圧壊させないように緩衝工強度 σ_f を設定した。

表-5

船舶規模	船首	ゴム製緩衝工	鋼製緩衝工	略図
500GT以下	圧壊を許容し、エネルギーを吸収する。	ゴム緩衝工変形により、エネルギーを吸収する。 ゴム製緩衝工圧力が、船首強度275Tに達した時のゴム製緩衝工内圧をP2とすると、 $P2 < \sigma_f$	圧壊しないと強度 σ_f とする。	鋼製緩衝工強度 σ_f ゴム製緩衝工内圧 P_2 船首強度 275T
500GT超 3,000GTまで	同上	ゴムの変形によりエネルギーを吸収する。変形率 $\varepsilon = 90\%$ を最大とすると、その時の内圧 $P1$ は $P1 < \sigma_f$	ゴムの内圧 $P1$ により圧壊し、エネルギーを吸収する。	変形率 $\varepsilon = 90\%$ 鋼製緩衝工強度 σ_f ゴム製緩衝工内圧 P_1

表-5の結果より鋼製緩衝工の強度 σ_i は $P_2 < \sigma_i < P_1$ となる。

ゴム製緩衝工の初期内圧を $6t/m^2$ とすると、図-16に示す性能曲線より、 $P_2=18.9t/m^2$ 、 $P_1=20.4t/m^2$ となり、鋼製緩衝工強度 σ_i は、 $20t/m^2$ と設定した。

5.3 船側よりのコーナー部への衝突

(1) 船側強度 船側は、塑性変形までを許容することを前提に、船側強度を下記のように算出した。

船側衝突時の船側の限界許容強度は、図-14に示す例のように配置された船側部の外板全塑性曲げモーメントが生じるときの荷重 P_{sa} とする。

$$P_{sa} = 3 \cdot \sigma_y \cdot (t/s)^2$$

$$\sigma_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

以上より得た船側強度を表-6に示す。

(2) コーナー部の鋼製緩衝工強度(σ_i) 500GTと3,000GTの2ケースに分け、前者の場合には鋼製緩衝工を圧壊させないで、ゴム製緩衝工のみでエネルギーを吸収し、後者の場合には鋼製緩衝工の圧壊を許容する事とし

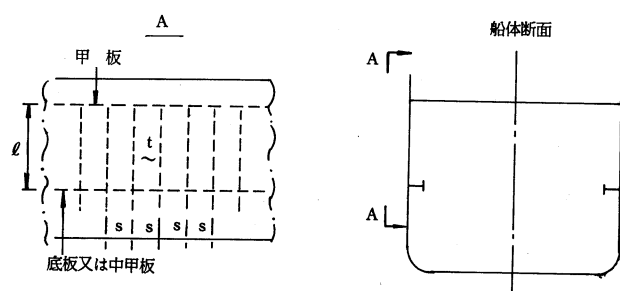


図-14 船側構造の標準例

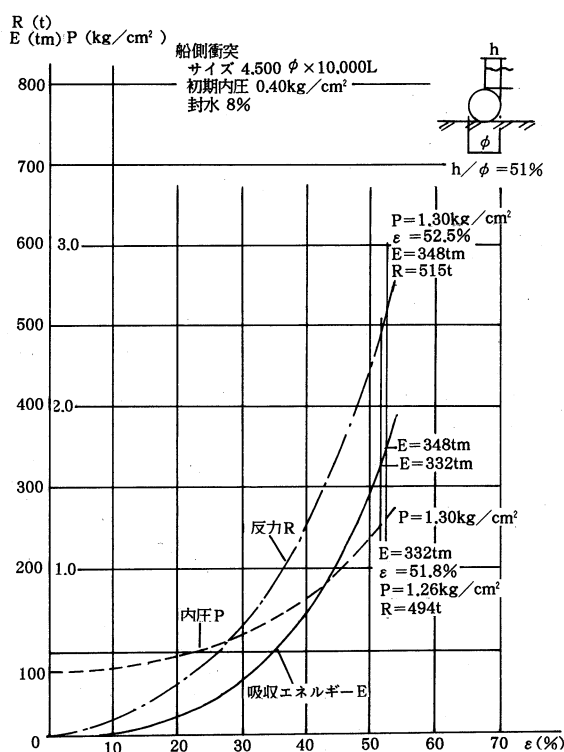


図-15 ゴム製緩衝工 (L=10m) の性能曲線 (船首衝突)

た。この関係を表-7に示す。この2者の条件を満足する鋼製緩衝工強度は、 $12.6/t \text{ m}^2 < \sigma_f \leq 13.3t/m^2$ であり、 $\sigma_i=13t/m^2$ に設定した。

5.4 ゴム製緩衝工のエネルギー吸収

ゴム製緩衝工のエネルギー吸収に関し、表-8のように詳細性能を決定した。

5.5 衝突エネルギーの吸収のまとめ

船舶の衝突エネルギーを船首、ゴム製緩衝工、鋼製緩衝工の3者で分担して、吸収する詳細を各ケース毎に表-9に示す。

3,000GTの船舶が船首より直進する場合のエネルギー吸収過程を代表的に図-17に示す。ゴム製緩衝工に船首が衝突すると、ゴムの変形が進み内圧が増す。内圧が $2.0t/m^2$ に達した時、変形量は $3.89m$ で、エネルギーは $363tm$ 吸収する。

次に鋼製緩衝工は、ゴムの内圧 $2.0t/m^2$ であるため圧壊を始める。鋼製緩衝工の幅 $4.5m$ の90%が圧壊するとその時の吸収エネルギーは $2,082tm$ となる。

船首の強度は $907t$ であるため、ゴム製緩衝工を圧縮し鋼製緩衝工を圧壊した後、船首は圧壊を始める。船首の許容圧壊量 $\delta=6.06m$ まで圧壊すると、吸収エネルギーは $4,671tm$ となるが、船舶の衝突エネルギーがゴムと

表-6

	500GT	3,000GT
t (mm)	8.3	10.3
s (mm)	610	610
Psa (t/m²)	13.3	20.5

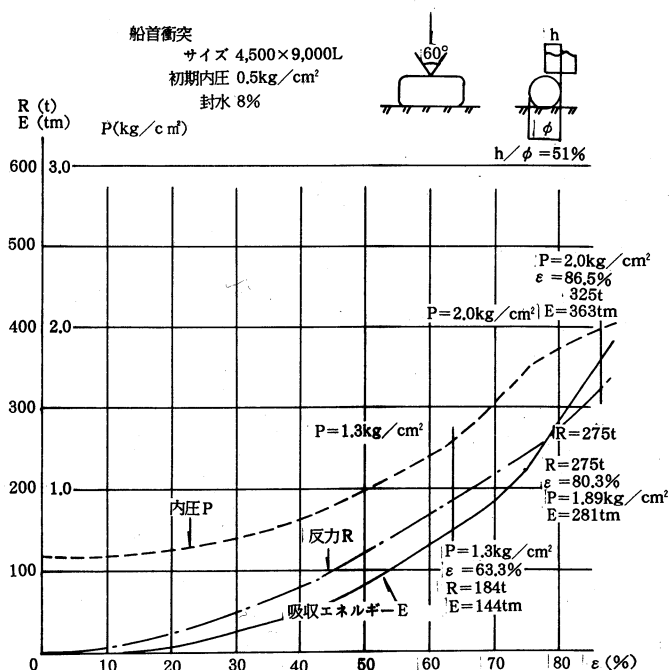


図-16 ゴム製緩衝工 (L=9m) の性能曲線 (船首衝突)

表-7

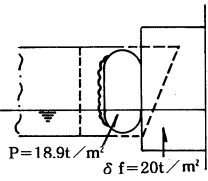
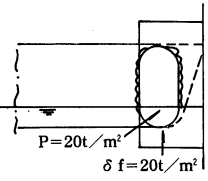
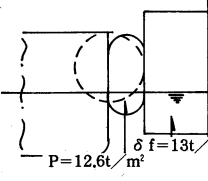
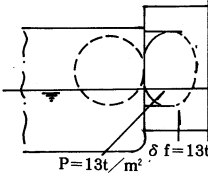
船舶規模	鋼製緩衝工	ゴム製緩衝工	略 図
500GT以下	圧壊させない	ゴム製緩衝工のみで衝突エネルギーを吸収する。 E=332tmの時のゴムの内圧は初期内圧を4t/m ² とすると、ゴムの性能曲線より P=1.26kg/cm ² =12.6t/m ² ∴σf>12.6t/m ²	鋼製緩衝工強度 σ _t ゴム内圧 P _i
500GT超～ 3,000GTまで	圧壊によりエネルギー吸収する。 船側強度 P _{sa} 以下とする。 σf≤13.3t/m ²	ゴムの変形でエネルギーを吸収する。	鋼製緩衝工強度 σ _t 船側強度 P _{sa} ゴム内圧 P

表-8 ゴム製緩衝工のエネルギー吸収性能

衝突場所	ゴム製緩衝工	船舶規模	衝突エネルギー	ゴム製緩衝工特性値	備考
コーナー部 船側衝突	4,500φ×10,000 初期内圧 P ₀ =0.4kg/cm ²	500GT	E ₀ =332tm	E=332tm P ₁ =12.6t/m ² R=494t ε=51.8%	ゴム製緩衝工性能曲線 図-15参照
		3,000GT	E ₀ =1,902tm	E=348tm P ₁ =13.0t/m ² R=515t ε=52.5%	
直線部 船首衝突	4,500φ×9,000 初期内圧 P ₀ =0.6kg/cm ²	500GT	E ₀ =1,044tm	E=281tm P _{cr} =275t R=275t P ₁ =18.9t/m ² ε=80.3%	ゴム製緩衝工性能曲線 図-16参照
		3,000GT	E ₀ =5,976tm	E=363tm P _{cr} =907t R=325t P ₁ =20t/m ² ε=86.5%	

E: 吸収エネルギー P₁: ゴム製緩衝工の内圧
R: ゴム製緩衝工の圧力 ε: ゴム製緩衝工の変形率 P_{cr}: 船首強度 (ゴム製緩衝工への外力)

表-9 衝突エネルギーの吸収の分担

衝突形態	船舶の規模	衝突エネルギー	吸収エネルギー			略 図
			船	ゴム製緩衝工	鋼製緩衝工	
船首よりの直進衝突	500GT	1,044tm	船首部 763tm	281tm 内圧 P=18.9t/m ²	-	
	3,000GT	5,976tm	船首部 3,531tm	363tm 内圧 P=20t/m ²	2,082tm 強度 σf=20t/m ²	
船側よりの漂流衝突	500GT	332tm	-	332tm 内圧 P=12.6t/m ²	-	
	3,000GT	1,902tm	-	348tm 内圧 P=13t/m ²	1,554tm 強度 σf=13t/m ²	

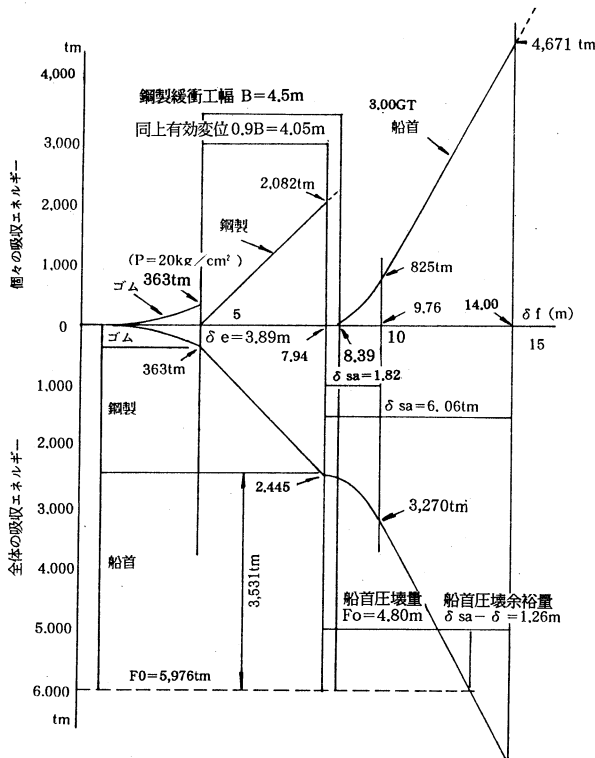


図-17 3,000GT 船首衝突時エネルギー吸収過程

鋼製で吸収され、残りを船首で吸収すると考えると、船首の吸収エネルギーはその差3,531tmとなり、圧壊量は、4.8mとなる。

5.6 鋼製緩衝工の強度

船舶衝突時の鋼製緩衝工の強度σ_tは、鋼製緩衝工の水平板の座屈強度σ_cを鋼製緩衝工の前面の表面積に平均化することにより設定した。

水平面のダイヤフラムは、柱効果により水平板の座屈強度に影響がないように開口部を大きく取り、更に千鳥

に配置した。

水平板の座屈強度は図-18に示すように、ダイヤフラムと中壁で仕切られた区画を、周辺単純支持された孔明板として算出した。

以上よりコーナー部、直線部の水平板の板厚は下記のように求めた。

	t	a	b	σf
コーナー部	7mm	1,500	1,200	1.3kg/cm ²
直線部	8	1,500	1,200	2.0

(1) 鋼製緩衝工の必要幅

鋼製緩衝工が吸収するエネルギーは、緩衝工の強度と圧壊量の積となり、圧壊量が十分とれるように緩衝工の奥行き、つまり幅を決定した。

$$E = \sigma_f \cdot A \cdot \delta_f$$

ここで

σf : 緩衝工の強度 { コーナー部 13t/m²
直線部 20t/m²

A: 緩衝工の受圧面積

δf : 緩衝工の圧壊量

上式より、コーナー部、直線部の緩衝工の必要幅は、表-10に示す値となり、両者を満足するよう4.5mに統一した。

鋼製緩衝工標準形状

水平板平面A-A

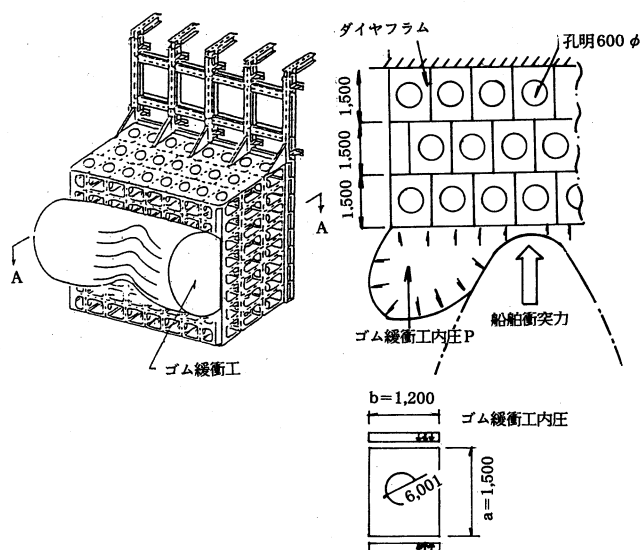


図-18 鋼製緩衝工の水平板

表-10 緩衝工の必要幅

6. ゴム製緩衝工

6.1 本体構造

ゴム製緩衝工は、空気式のゴム膜より構成される4.5m径の円筒形で、両端が鏡部の形状となっている。常時は、所定の空気圧で膨らんでいて、船舶衝突時には圧縮変形し、空気圧が高まるので、ゴム膜は内部圧力に対する耐圧構造となる。

ゴム膜は耐摩耗性のある外層ゴムと、引張強度のある中間の補強層と、水密性の良い内層ゴムより構成される。鏡部膜厚は、5P工事用緩衝工の使用実績を反映して、摩耗代を含めて増圧した。

表-11にゴム製緩衝工本体部の構造諸元を示す。

	コ	ナ	ー	部	直	線	部
図							
計	3,000GT 衝突時エネルギー				3,000GT 衝突時エネルギー		
	1,902tm				5,976tm		
	ゴム製緩衝工吸収エネルギー				船首吸収エネルギー		
算	348				4,671		
	鋼製緩衝工吸収エネルギー				ゴム製緩衝工吸収エネルギー		
	1,554tm				363		
算	$\delta f = \frac{1,554}{13 \times 4.5 \times 8} = 3.32m$				$\delta f = \frac{942}{20 \times 4.5 \times 5.7} = 1.84m$		
	緩衝工の有効圧壊量は全幅の1/4とする。				緩衝工の有効圧壊量は全幅の90%とする。		
	全幅 Breg = $\delta f / 1/4 = 4.43m$				全幅 Breg = $\delta f / 0.9 = 2.04m$		

6.2 係留方法

ゴム製緩衝工の係留固定点は、橋脚壁面よりとる方法と、鋼製緩衝工前面よりとる方法の2案比較検討し、ゴム製緩衝工の移動量が少なく、鋼製緩衝工への荷重が少ない前者とすることとした。

固定点はできるだけ平均海面に近い点の方がチェーン長を短くできるが、維持管理上、気中部のほうが望ましく、又、鋼製ケーソン天端がT.P.+5mであり、取合いの容易さ等考慮して、T.P.+4mの位置とした。係留チェーンの長さの決定に当っては、極力短い方が満潮時のチェーン弛みによる移動が抑制できるので、ゴム製緩衝工がL.W.L.時、有義波高2.7mの波谷に下った時の長さで決定した。

図-19は、直線部の標準部の係留チェーン、連結チェーンの要領を示す。

6.3 係留チェーンの外力とチェーン径の決定

係留チェーン及び連結チェーンの張力は、ゴム製緩衝工に作用する波力、潮流力の和として、水平力を算出し、潮位変動に対して、最大の張力を生じるときの値で決定した。

詳細は、ゴム製緩衝工と係留、連結チェーンの諸元を示す。(表-12)

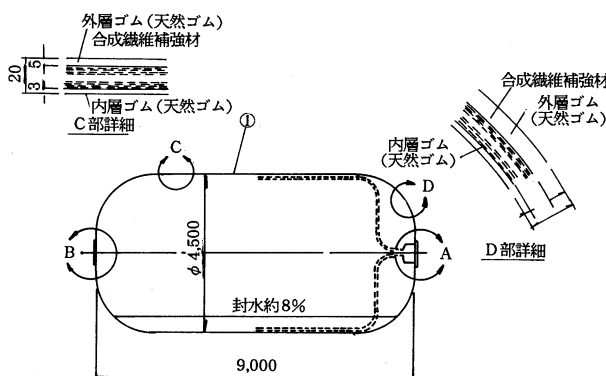
7. 船舶非衝突時の鋼製緩衝工強度

7.1 概要

鋼製緩衝工は、船舶の非衝突時、つまり常時、暴風時の波、風、潮流等の外力に対して、十分な強度を有しなければならない。衝突エネルギーを吸収できるよう板厚、断面形状を決定した鋼製緩衝工に波、風、潮流等の外力が作用したときの応力照査を行い、許容応力を越えた部分に

表-11 ゴム製緩衝工本体部構造諸元

種類	4.5m φ×9.0m	4.5m φ×10.0m
設計圧力 (k/c㎡)	2.0以上	1.3
初期内圧 (k/c㎡)	0.6	0.4
寸法 直径 (mm)	4,500	4,500
全長 (mm)	9,000	10,000
外層ゴム厚 (mm)	直胴部 5 鏡部 10	5.5 10
内層ゴム厚 (mm)	3	3
補強層 (mm)	12	14
総ゴム層 (mm)	直胴部 20 鏡部 25	22.5 27
補強層強度 (kg/c㎡)		
円周方向	1,350以上	1,350以上
軸方向	900以上	900以上
補強層強度の船舶衝突時の内圧に対する安全率	3.0以上	3.0以上



については、緩衝性能に影響のない範囲で必要な補強を行った。

鋼製緩衝工に作用する波力は、鋼製緩衝工の構造が穴明き板から構成される複雑な多室構造であるため、理論的に精度良く推定することは難しい。

又、鋼製緩衝工前面に係留されたゴム製緩衝工が波浪中の動揺により、鋼製緩衝工へ作用する衝突力は理論的に非常に大きい値が予想された。

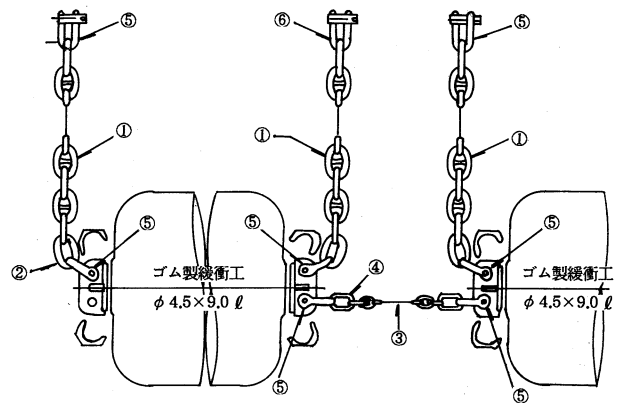
従って、縮尺1/30模型を使用して、水理実験を行い、その結果により設計を行った。

7.2 設計荷重

波力は、正面より作用する波については、水理実験の結果より求め、側面より作用する波については、進行波と考えると、潮流力を含めてモリソン式から求めた。

ゴム製緩衝工の衝突力は、衝突時のゴムの圧縮変形から求めた反力を衝突力とした。また、ゴム製緩衝工の係留チェーンによる係留力が、鋼製緩衝工に作用する横方向荷重も考慮した。

地震時動水圧による荷重は、暴風時荷重と比較して小さいため、地震時の計算は省略した。また、海生物の付着重量を50kg/㎡、付着厚さ50mmとして、緩衝工孔明部の閉塞を考慮して、波力の値を割増した。



No	名称	サイズ	材質	規格
①	係留チェーン	56,58mm φ	SBC50	JIS F 3303 ST2
②	エンドリンク	56,58	SBC50	JIS F 3303 ST2
③	連結チェーン	46	SBC50	JIS F 3303 ST2
④	エンドリンク	46	SBC50	JIS F 3303 ST2
⑤	シャックル	SA70	S25C, SCM435	JIS B 2801

図-19 係留チェーンの結合要領

表-12 ゴム製緩衝工と係留・連結チェーンの諸元

ゴム製緩衝工本体	寸法	設定時		海生物付着を考慮	
		吃水	重量	吃水	重量
	4.5m×9m長	1.2m	27t	1.4m	33t
	4.5m×10m長	1.2	32	1.4	39
設計荷重					
係留・連結チェーン	係留チェーン……………暴風時波力・潮流力				
	連結チェーン……………常時波力・潮流力				
	耐用年数……………10年				
	安全率……………破断強度に対して3以上				
	腐蝕・摩耗代……………0.6mm/年・面、直径12mm/10年				
	衝撃係数……………1.0チェーン本体				
	……………2.0チェーン固定部				
	……………チェーン1.5分力による緩衝工強度				
	チェーン規格……………JIS F3303 フラッシュパッド				
	……………落接アンカーチェーン第2種				
係留チェーン直径……………50, 56, 58mm φ					
	連結チェーン直径……………46mm φ				

7.3 荷重ケース

直線部緩衝工に作用する荷重は、正面と横方向の2方向の荷重、常時と地震時のケース、潮位がL.W.L.、H.W.L.の2ケース及び地震時動水圧の荷重があり、これらの組み合わせとなる。

これらの組み合わせのケースより、荷重の絶対値の大きいケース、支持部に生じる曲げモーメントの大きいケースを選定して、詳細な構造解析を行った。緩衝工支持部を上部2段で橋脚壁面にアンカーボルトで固定した。

7.4 構造モデルと解析結果

緩衝工の水平板とダイヤフラムがT及び＋字形に交差する部分を軸中心として、図-20に示すように、鋼板構造を骨組部材に置換えた。

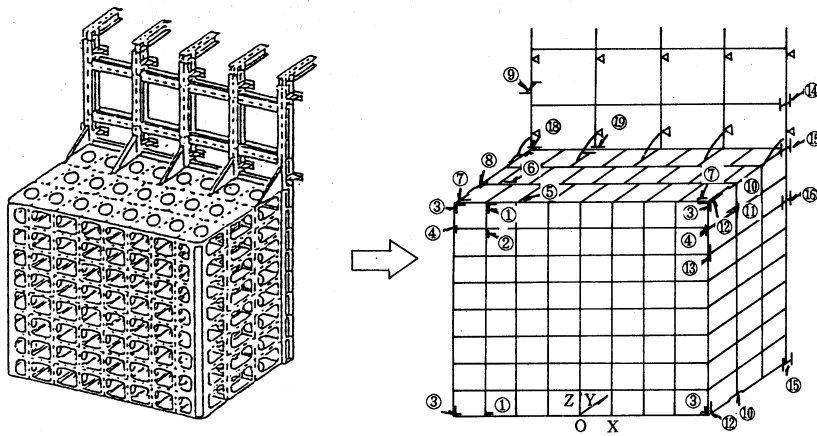


図-20 一般形状と骨組構造モデル

7.5 補強方法と要領

解析結果の応力を基にして、次の補強を行った。

鋼製緩衝工本体部と支持部の接合部に応力が集中するため、図-20のように三角形のブラケットを設けた。本体部は、常時の状態及び下方から上方への上向き波の作用時、ブラケット近傍で高い応力が生じたため、エネルギー吸収に影響のないダイヤフラム板厚を局部的に増圧することとした。

下部支店部付近のダイヤフラム板も、ゴム製緩衝工衝突時の荷重に対して、同様補強を行った。

7.6 鋼製緩衝工コーナー部

コーナー部には、ゴム製緩衝工の係留チェーンが接触

するため、500Rの形状とし、局部的に補強した。また、鋼製外板とチェーンの直接接触による損傷を防ぐため、保護パッドとして高密度ポリエチレンをコーナー部に取付けた。

7.7 固定部の設計

鋼製緩衝工の据付時の施工の容易性を考慮して、気中部のコンクリート壁面にアンカーボルト固定とし、水中部には2段のソールプレートを設け、橋脚への支持状態が得られるようにした。

アンカーボルトは施工性からM36の樹脂アンカーボルトとし、定着長はコンクリートのコン状破壊から決定した。

8. 緩衝工の製作

8.1 鋼製緩衝工

標準ブロックの製作順序を図-21に示す。

緩衝工は、主として、セル型構造であるため、類似構造である「鋼製ケーソン製作基準(案)」の精度基準を適用した。

多室部の本体部は海中部c、干満部に位置しているため、タールエポキシ塗装を適用した。第1層として、厚膜型エポキシ樹脂ジンクリッチペイントを下塗りし、防錆力を増した。

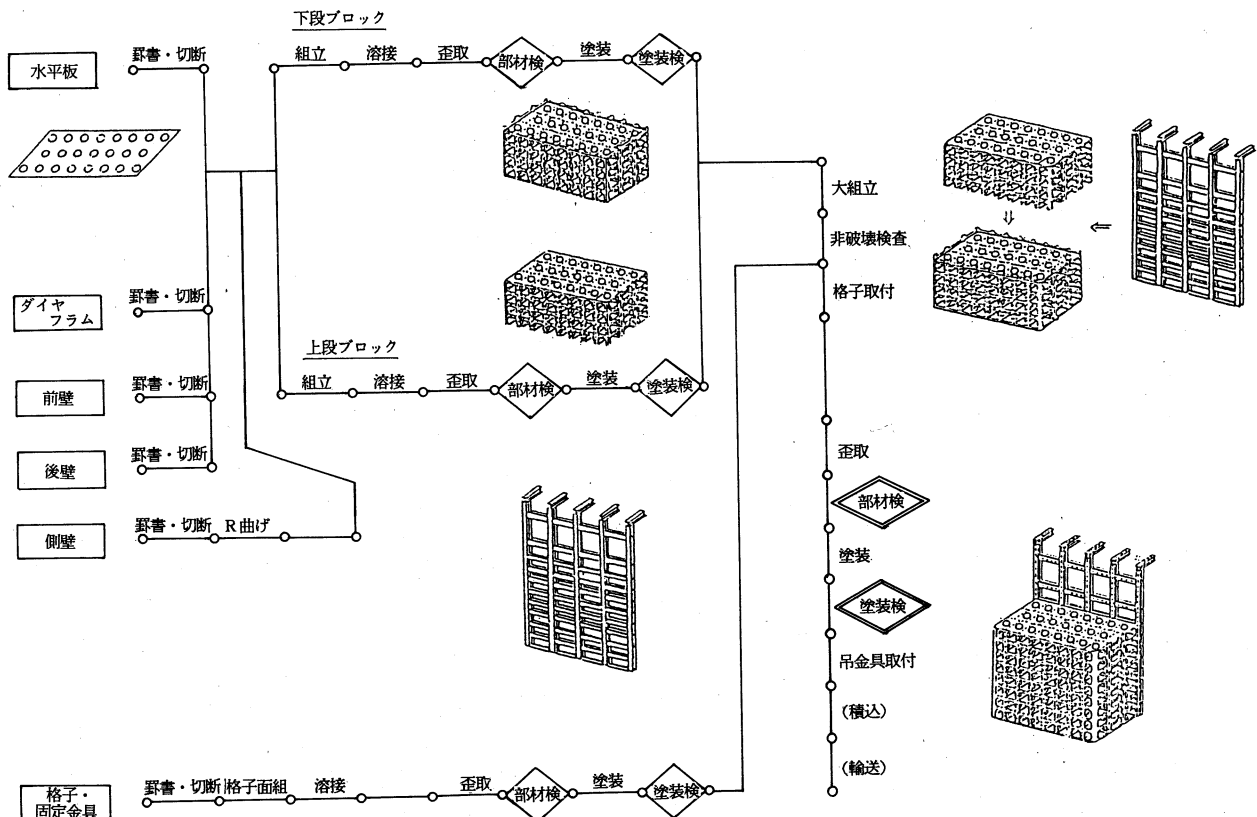


図-21 緩衝工標準ブロック製作フロー

8.2 ゴム製緩衝工

ゴム製緩衝工本体は、ゴムシート、補強コード及びフittings金具を金型等の成形機器を利用して貼り合せ、成型加硫して一体化し、ついでバルブや内蔵ホースを装置した口金具をフittings金具にボルト固定して製作した。

ついで、チェーン、シャックル、ゴムスリーブ、タイヤ等を集めてチェーンネットを編み込み、緩衝工本体に被せ、チェーンを鏡部で絞り込み、シャックルでトウイングリグ弾性スパーサーを両端に装置した。

ゴム製緩衝工の輸送は、港までトレーラーで横持ちした後、鋼船または台船で海上輸送し、瀬居基地に仮置きした。係留用金具や鉋り用チェーン等のチェーンネット付属品は本体とは分離して、製作工場からトラックで陸送した。

ゴム製緩衝工の架設時に岸壁付近にて鉋り用チェーン、摺動材をシャックルで固定しゴム製緩衝工を海上に投入した。ついで内部に封水して吃水を1.2mに調整すると共に所定の内圧になるように調整した。

ゴム製緩衝工の製作仕様は表-13に示す。

9. 緩衝工の今後の課題

9.1 鋼製緩衝工のエネルギー吸収の理論値の確認

本設計では、四辺支持された水平板の座屈強度を、鋼製緩衝工の理論強度と σ_t に設定したが、立体骨組構造を構成する水平板としての強度、又は立体構造全体系の強度として取扱うと、理論強度としての差異が予想される。この差異が大きいと、緩衝工が設計通り圧壊しないで、船舶が許容以上に損傷することとなる。

今後更に、全体系としての座屈強度を調査する必要がある。

9.2 鋼製緩衝工の防食方法

鋼製緩衝工は千満部に位置するため、相当な腐蝕が予想される。

本工事では、耐久年数を10年としたため、塗装のみで対応する事としたが、更に耐用年数を延すことを考えると、対策の一つとして電気防食と塗装の併用が有効と考えられる。しかし電気防食は鋼製緩衝工が鋼製ケーソンに接して据えつけられるための電気防食の防食電流が、鋼製ケーソン側に流失する等の問題があり、今後このような点も含めて、耐久性、経済性の面より、他の防食法も含めた検討が必要である。

表-13 ゴム製緩衝工の製作仕様

要 目			内 容	備 考	
設 計 圧 力 (kgf/cm ²)			2.0 以上		
初 期 内 圧 (kgf/cm ²) (15℃)			0.6		
水圧テスト圧 (kgf/cm ²)			2.5 以上	実 施	
寸 全 高	(水圧テスト前)		4,500±5%		
	(空気のための初期内圧)				
法 全 長	(水圧テスト前)		9,000±3%		
	(空気のための初期内圧)		-0%		
構 造	外 層 ゴ ム 圧	直 胴 部	5 (5.5) ±10%		
	(mm)	鏡 面 部	10±10%		
	内層ゴム圧 (mm)		3±10%		
	補強層圧 (mm)		12 (14) ±10%		
総 ゴ ム 圧 (mm)		直 胴 部	20 (22.5) +OPEN -10%	補強層を含む	
		鏡 面 部	25 (27) +OPEN -10%		
強 度	外 層	引 張 り 強 さ	180kg/cm ² 以上	JIS K 6301	
		伸 び 率	400% 以上	〃	
		引 裂	40kg/cm 以上	〃	
	ゴ ム	引 張 り 強 さ	老化前値の80% 以上	〃	
		伸 び 率	老化前値の80% 以上	〃	
	内 層	引 張 り 強 さ	100kg/cm ² 以上	〃	
		伸 び 率	400% 以上	〃	
	ゴ ム	引 張 り 強 さ	老化前値の80% 以上	〃	
		伸 び 率	老化前値の80% 以上	〃	
	補強層		円周方向引張強度 (kgf/cm)	1350 以上	JIS L 1017
			軸方向引張強度 (kgf/cm)	900 以上	

注) () 内は4.5m 径×10m 長の緩衝工に対する仕様を示す。
その他の要目については4.5m 径×9m 長の緩衝工と共通である。

南備讃瀬戸大橋振動実験

Vibration Test on Aerodynamic Stability of Minami Bisan Seto Bridge

坂出管理事務所 橋梁技術課長 奥田 基

Motoi Okuda

坂出管理事務所 橋梁技術課 大川 宗男

Muneo Ohkawa

1. まえがき

本州四国連絡橋の海峡部橋梁においては、上部工の設計にあたって風洞実験を実施し、耐風性の検証を行っている。南備讃瀬戸大橋においても、昭和47年より全橋模型等を用いた耐風性の検討を行い、設計断面を算定し最終設計断面についても部分模型を用いて検証を行ってきた。

そこで今回、完成した実橋を対象に、これらの耐風設計の妥当性を検証するとともに、大振幅領域での振動特性を把握して、今後の長大吊橋の耐風設計の参考となるべく実橋振動実験を行った。

本文は、昭和63年3月に供用に先立ち行われた大型起振機による実橋振動実験の概要報告である。

2. 実験目的および概要

吊橋の耐風姓に関しては、本州四国連絡橋では耐風設計基準（以後設計基準と略記する。）を定め、風洞実験により模型を使って耐風性の確認を行っている。しかし、実橋と模型との相違性を検討した例は少なく、実橋における振動特性を知ることが有意義であると思われる。特に、耐風性を検証するうえで重要な要因である減衰性状に関しては、実橋でのデータがきわめて少なく、今後のためにもデータの蓄積が必要である。

南備讃瀬戸大橋は、本州四国連絡橋のうちで現在最長径間を有するトラス形式の連続吊橋であり、このような橋の動特性を検証し、本橋と同様な実験を行っている単純トラス補剛桁を有する大鳴門橋や箱型を有する大島大橋の実験結果と比較することは、今後の長大吊橋の設計に際してきわめて重要なことである。

本実験では、低周波用大型起振機を用いて振動実験を行い、本橋のもつ動特性を把握し、設計段階で想定した諸量を検証して、設計の妥当性を確認することを目的とした。以下に実験項目を示す。

- ①設計基準における評価基準となる振幅を目標に加振し、その自由振動波形から減衰特性を検証する。
- ②固有周波数と振動モード性状を把握する。
- ③固有周波数から橋体の剛性を推定する。
- ④動熊観測システムによる測定結果と比較する。

表-1 主要構造諸元

項 目	内 容
橋 梁 形 式	3径間連続補剛トラス（ダブルデッキ型式）
支 間	補剛トラス 264m+1100m+264m
	ケ ー ブ ル 274m+1100m+274m
型 式	橋 軸 方 向 基部固定塔頂ヒンジのフレキシブル系
	橋軸直角方向 斜材を有するラーメン系
	B B 5 P T.P 194,258m
	B B 6 P T.P 185,764m
	塔 基 部 高 T.P 10,050m (5P、6P共)
	塔 中 心 間 隔 B B 5 P 基部 39,741m 頂部 35,0m B B 6 P 基部 39,517m 頂部 35,0m
主 ケ ブ ル	型 式 平行線ケーブル
	形 状 中央径間中央サグ $f=100m$
	直 径 1062mm （一般部空隙率 20%）
	ケ ー ブ ル 中 心 間 隔 35,0m （東西ケーブル間隔）
ロ ー プ CFRC $\phi 68$ 、 $\phi 74$	
本 数 4本/格点	
吊 補 剛 ト ラ ス	主 構 平行弦ワーレントラス（垂直材付）
	横 構 Kトラス
	吊 型 式 ハンガーブラケット型式（ブラケット張出長2,5m）
	主 構 高 13,0m
造 部	主 構 幅 30,0m
	上 路 路 面 高 アスファルト舗装 舗装厚 75mm
	床 組 床 組 型 式 縦桁合成鋼床版
	下 路 床 組 鋼縦直結軌道Ⅲ型
部 道 路 鉄 道 高 低 差 RH~RL間 12,510m	

表-2 主体鋼重（単位 ton）

項 目	鋼 重	備 考
主 塔	19,677	タワーリンク含む
ケ ー ブ ル	24,484	塔頂及びスプーサドル含む
補剛トラス	24,590	
支 承	249	ウィインド承、エドリンク含む
上 路 床 組	9,672	上路支承、グレーチング、伸縮装置、防護柵含む
下 路 床 組	4,240	鉄道線衝桁、おもり桁含む
管 理 路 等	5,786	検査車及び検査車レール含む
公共添架桁	1,744	NTT、電発添架桁
合 計	90,442	

3. 実験設備及び実験方法

3.1 実験設備

1) 起振機

本実験で使用した起振機は、公団所有の低周波用大型起振機で大鳴門橋の振動実験用に開発されたものである。この起振機は、設計基準において減衰率を評価する振幅〔たわみで $B/200$ (B : 主構箱)、ねじれで 0.5° 〕（以後、基準振幅と略する。）程度が得られるよう設計されている。

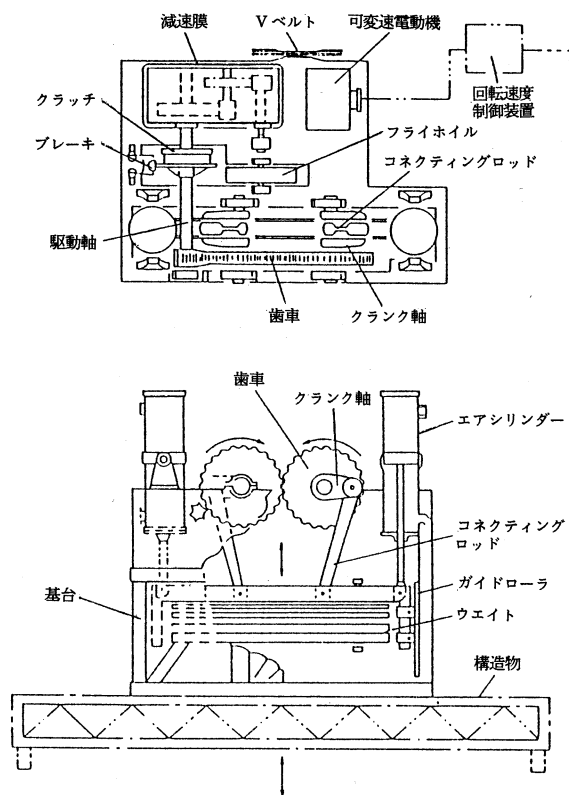


図-1 起振機機構

図-1に起振機の機構を示す。直流モーターで発生させた回転力を、減速機を通じて歯車に伝え、ウェイトを上下させることにより、くり返し起振力を与える。自由振動に必要な急停止は、ウェイトが所定位置にきた時点でクラッチを切り離し、ブレーキを作動させることにより可能となっている。主な仕様を表-3に、起振機の設置状態を写真-1に示す。

2) 計測設備

計測器の配置を図-2に示す。計測項目は以下のとおりである。

- ①補剛桁の加速度 (鉛直、水平、橋軸方向)
- ②ケーブルの加速度 (水平方向)
- ③塔頂の加速度 (水平、橋軸方向)
- ④風向、風速、温度
- ⑤桁端部の変位
- ⑥補剛桁の変位 (鉛直、水平)

いずれの加速度および変位データも、測点付近で10Hzのローパスフィルターを通したあと増幅し、送信ケーブルで6P橋上の計測室まで送られる。送信されたデータは、メインアンプを通してデータレコーダーに収録される。実験時には、これら全データ

をペンレコーダーおよびメモリスコープで観察できると同時に必要なデータをパソコンに入力し、その波形と減衰率、振動モード、共振曲線などを随時把握できるようにした。

3.2 実験方法

1) 起振方法

起振機の配置を図-3に示す。2台の起振機を中央径間L/2もしくは5P側L/4に配置し、対称モードおよび逆対称モードの加振を行った。加振位置は、計算より得られた振動モードより、より大きな振幅が得られる位置を選んだ。

また、曲げ振動は2台の起振機を同位相で加振し、ね

表-3 起振機仕様

重量	約 90 ton	備考
寸法	H=6.30m W=6.10m L=7.10m	重錘含む
重錘重量	33 ton	
重錘ストローク	±0.50m	
起振周波数	0.155Hz~0.92Hz	連続
発生波型	近似正弦波	
起振力	最大 20,000kg (0.5Hz)	
同期制御	2台同相同期及び逆相運転可能	
駆動方式	電動機駆動 (サイリスタレオナード方式)	
電源	商用電源 440V、60Hz	

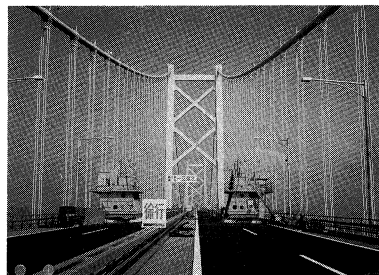


写真-1 起振機

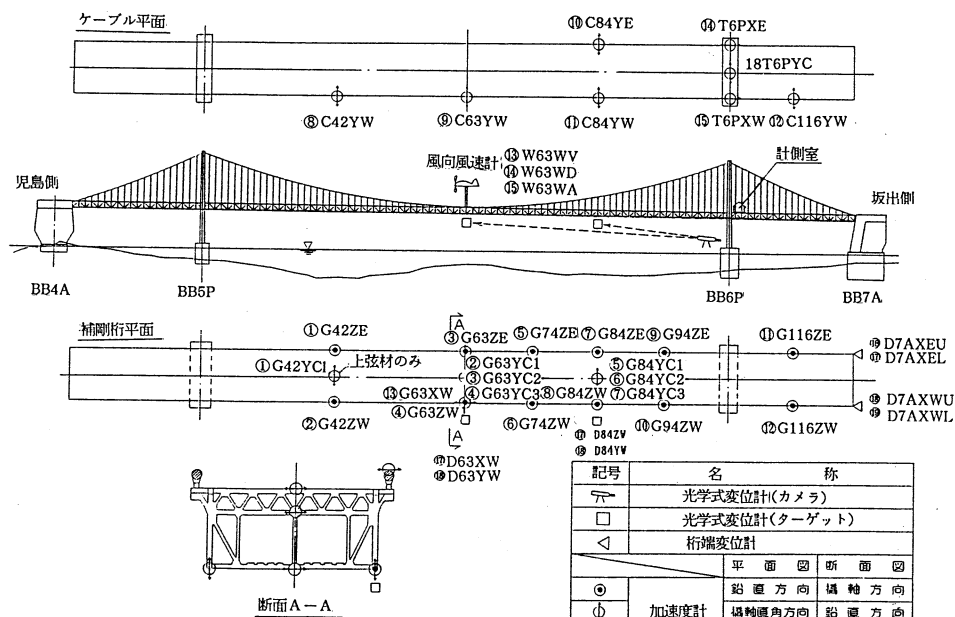


図-2 計測器配置図

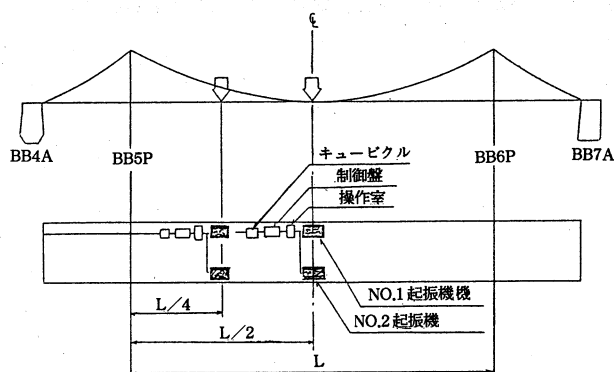


図-3 起振機配置図

じれ振動は逆位相で加振した。

2) 実験方法

a) 固有値解析

補剛桁の固有振動数と振動モードを推定するために、固有振動解析を行った。解析モデルは、補剛桁を図心を通る剛性棒に置換えた立体骨組みモデル(図-4)とし、センタースティには、900tonの初期張力を導入した。解析

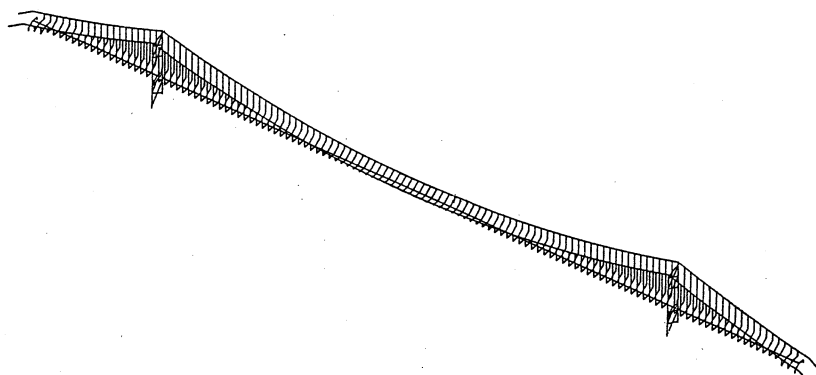


図-4 解析モデル

表-4 固有周波数

振動モード	周 期 (sec)	振 動 数 (Hz)
鉛 対 称 1 次	6.086	0.1643
鉛 対 称 2 次	4.682	0.2136
鉛 対 称 3 次	2.818	0.3549
面 対 称 4 次	2.196	0.4554
内 逆 対 称 1 次	7.797	0.1282
内 逆 対 称 2 次	3.480	0.2874
内 逆 対 称 3 次	2.515	0.3977
内 逆 対 称 4 次	1.782	0.5612
水 対 称 1 次	13.181	0.0759
水 対 称 2 次	3.210	0.3115
内 逆 対 称 1 次	5.394	0.1854
内 逆 対 称 2 次	1.882	0.5314
ね 対 称 1 次	3.062	0.3266
ね 逆 対 称 1 次	2.135	0.4683

の結果得られた固有振動数を表-4に示す。

b) 常時微動測定

橋の固有性状を推定するため常時微動測定を行なった。サンプリングタイム(Δt)は240msec、データ数(N)は4,096ポイントでデータを取り込み、フーリエ解析を

行った。Nyquist周波数(f_N)および分解能周波数(Δf)以下のとおりとなる。

$$f_N = 1 / (2 \times \Delta t) = 1 / (2 \times 0.24) = 2.08 \text{ (Hz)}$$

$$\Delta f = 1 / (\Delta t \times N) = 1 / (0.24 \times 4,096) = 0.001 \text{ (Hz)}$$

得られたフーリエ係数よりパワースペクトルを求め、固有周波数の推定を行った。また、パワースペクトルの形状からハーフパワー法を使用して減衰率を算出した。解析は、曲げモードとねじれモードに分離して行った。曲げモードは、補剛桁両端に取り付けられた加速度計より得られた波形の和をとることにより得られ、ねじれモードは両者の差分をとり、測定は、統計的な誤差を少なくするため、複数回行い、それらの平均スペクトルを求めた。

c) 強制振動実験

補剛桁を強制的に加振し、加振周波数を少しずつ変化させながら、その応答振幅を測定した。加振周波数は固有値解析および常時微動測定より得られた固有周波数を目安とする。応答振幅より共振曲線を描き、共振周波数および減衰率を決定する。

解析は、アナログデータを1Hzもしくは2Hzのローパスフィルターを通した後、デジタルデータに変換し、パーソナルコンピュータに入力した。サンプリングの条件は、一周中に40ポイントのデータが得られることを目安とした。共振曲線は、補剛桁に取り付けた鉛直方向加速度計のうちで最大振幅を示す点に着目し、その点の波形を約30波とり込み、平均周波数および平均振幅を求めた。

また、加速度波形は、すべて正弦波であると仮定して変位に換算しているが、

実験時には光学式変位計を使って、常時確認を行った。

d) 振動モード

補剛桁の各断面に取り付けられた加速度計より、同時刻での加速度振幅を取り出し、変位に換算することにより振動モードを描く。振動モードは共振周波数付近で加振されている状態を選び、計算結果と対比する。

e) 自由振動実験

補剛桁を共振周波数で加振し定常状態になった後、起振機を急停止し自由振動波形を測定する。自由振動の測定は、振幅が小さくなり、波形、周期が乱れてくるまで行った。得られた自由振動波形から、対数減衰率を算出した。測定は、各モード6~15回繰返し行った。

データのとり込み方法は、強制振動実験と同じである。対数減衰率の算出方法は、自由振動波形のピーク点より算出するが、1波毎に計算するとばらつきが大きくなるため、5~10波毎に平均をとり、振幅との関係を求めた。それでも、自由振動波形の乱れが大きい場合には、ピーク点を回帰曲線で近似し、その近似曲線より対数減衰率を算出した。

4. 実験結果と考察

4.1 実験結果

1) 常時微動

常時微動測定は、起振機の設置時及び撤去後の4ケース行った。測定日及び測定時の状況を表-5に示す。最大加速度は風速14m/s程度の風で約1galと小さな振動であった。鉛直方向加速度に比べ、ねじれ加速度の方がやや小さな振動であった。また塔加速度は、補剛桁の加速度に比べ1/10程度であった。図-5に、曲げ振動のパワースペクトルを示す。各モードに対する卓越周波数がよくあらわれている。

表-5 常時微動測定状況

Case	測定日	起振機位置	風向	風速 (m/s)		測定回数
				平均	最大	
1	3/5	L/4	WNW	5.0	9.4	2
2	3/15	L/2	WSW~WNW	7.6	11.8	3
3	3/21	L/2	ENE	13.4	17.1	3
4	3/22	なし	NW~N	6.5	11.1	11

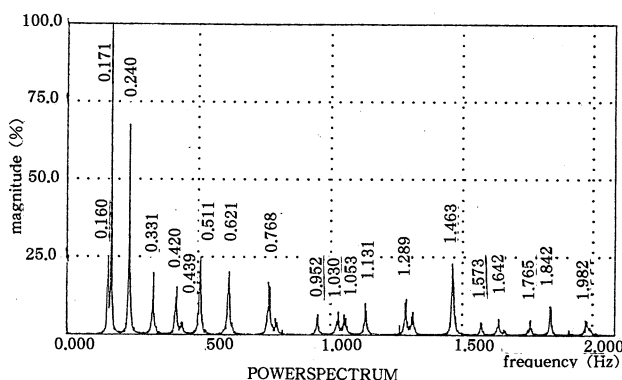


図-5 常時微動パワースペクトル図

2) 強制振動

強制振動実験は、曲げ振動については1次～4次モードおよび逆対称1次モード、また、ねじれモードについては、対称1次モード及び逆対称1次モードの実験を行った。

図-6に起振周波数に対する各モードの応答曲線（共振曲線）を示す。曲げ対称1次モードの応答振幅が、他に較べて大きな応答を示している。また、応答振幅の小さな振動モードでは、共振曲線の波形が左右対称になっていないが、これは、加振時のウェイトが一定であるため、高周波側ほど起振力が大きいためである。共振曲線より減衰率を算定する場合、補正が必要であるが対数減衰率が0.1程度であれば、影響が小さいので無視した。表-6に加速度計より求めた変位と光学式変位計との値の比較を示す。両者の値はほぼ一致していた。

3) 自由振動

図-7に各モード毎の自由振動波形を示す。曲げ対称1次モードでは基準振幅である、 $B/200$ ($=150\text{mm}$) に達しているが、他のモードはいずれも、評価振幅に達していない。自由振動波形は、風が弱ければかなりの小振幅まで測定できる。

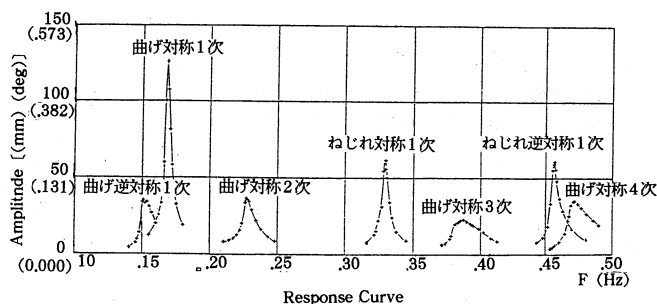


図-6 共振曲線

表-6 変位量の比較

振動モード	単位: 変位mm		
	①加速度計からの変位	②光学式変位計	比較①/②
曲げ対称1次	125.8	135.8	0.93
曲げ対称2次	35.8	36.9	0.97
曲げ対称3次	15.4	16.4	0.94
曲げ対称4次	34.8	35.4	0.98
ねじれ対称1次	60.5	63.1	0.96
ねじれ逆対称1次	60.6	57.2	1.06

注) 強制振動実験時の共振点での変位を比較した。

図-8に自由振動波形より求めた対数減衰率を振幅との関係で示す。5～10波形毎の減衰率をとることで、十分ばらつきの少ない結果を得ることができる。ただし、評価振幅は5～10波形の中間の振幅とするため、自由振動の初期の最大振幅よりは低い値となる。実験は、自然風下で行われたため、減衰率は風の影響を受けやすかった。

4.2 考察

1) 減衰性状

a) 減衰率の算出方法による違い

減衰率は自由振動波形より求めることができるが、強制振動による共振曲線や常時微動によるパワースペクトルからも求めることが出来る。各算出方法による結果を比較すると表-7に示すようになる。自由振動の減衰率は、複数回行った実験のなかで最も風の影響の小さかったものを使用し、評価振幅は、そのときの最大振幅とした。

常時微動測定より得られた減衰率を自由振動から求めた値と較べると、曲げ逆対称1次モードでは、両者は比較的近い値を示すが他のモードではいずれも自由振動で得られた値より小さく、約1/2程度になっている。常時微動測定は、特性のよい振動計測器があれば加振手段を必要とせず、供用中の構造物でも簡便に使用できるため、一般によく用いられる。しかし、計算の仮定で外力のパワースペクトルを完全に把握できず、解析条件のチェックがなされない。

また、データの解析にあたっても、ウインド処理、測定データ数、得られたスペクトル形状からの減衰率の評価法等、データの処理方法によって結果が影響を受けるので注意を要する。過去におこなわれた事例をみると、高次モードで自由減衰が得られた例は少なく、低次

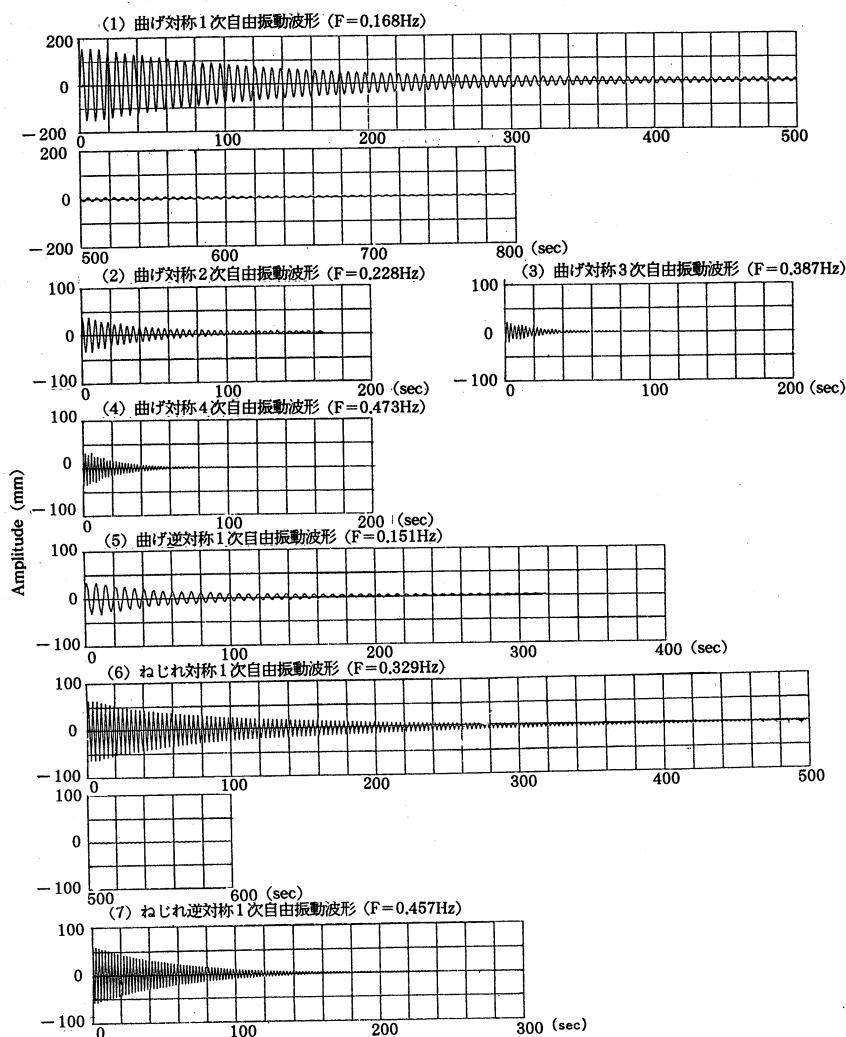


図-7 各モードの自由振動波形

モードでは、場合によっては、自由振動から得られた値と、常時微動からの値が近い値を示すことがある。

一方、自由振動から得られた減衰率をみるとわかるように、振動が小さくなると減衰率に振幅依存性があらわれているのに対し、常時微動解析では、振幅が評価されていない。

また、常時微動解析では構造減衰として粘性減衰的なものを考えているが、実構造物では、桁端部の摩擦力など他の減衰要因も存在し、その比率もモードによって様々である。

従って、常時微動測定より得られた減衰率より自由振動下での減衰率を推定することには、注意を要する。共振曲線より得られた減衰率は、曲げ対称3次、曲げ逆対称1次モードを除き、自由振動より得られた値と近い値を示している。

b) 各モードの減衰率

自由振動より得られた減衰率は、曲げ対称1次モードを除き、いずれのモードも基準振幅に達していないが、設計基準である0.03を上回っていた。また、曲げ振動の減衰率は、0.040~0.100とねじれ振動の0.037~0.038に

較べてかなり大きく、高次モードのほうが低次モードより大きい。これは、常時微動より得られた減衰率の傾向とは逆になっている。

(c) 振幅依存性

対数減衰率と振幅の関係は、以下のよう到大別できる

TYPE-A: 減衰率は振幅とともにゆるやかに上昇し、やがて一定値に収束する。

TYPE-B: 小振幅領域での減衰率には大きな振幅依存性がみられるが、ある振幅を越えると一定値に収束する。

各モードに割りあててみると

TYPE-A: 曲げ対称1次・曲げ対称2次・ねじれ対称1次 TYPE-B: 曲げ対称3次・曲げ対称4次・曲げ逆対称1次・ねじれ対称1次・ねじれ逆対称1次

今回の実験では、耐風設計基準の評価振幅である $B/200$ (0.5°) に達したモードは、曲げ対称1次以外にはなかった。各振動モードとも小振幅域での振幅依存性はみられるが、ある振幅を越えれば対数減衰率は一定値に収束する傾向を示す。また、他吊橋の結果等をもても、振幅が大きくなってからは急激な振幅依存性は考えられず、基準振幅での減衰率を評価する場合、今回得られた最大振幅での減衰率からある程度推定できるものと思われる。

(d) 気象条件による影響

実験は自然環境下で行われたため、異なる気象条件のもとでのデータが得られたモードがあった。

風速が大きくなると、空力減衰が増し減衰率が上昇するが、曲げ対称1次モードでは風速が $1 \rightarrow 6 \text{ m/s}$ につれ、対数減衰率が $0.040 \rightarrow 0.055$ へと上昇している。一方、ねじれ逆対称1次モードでは、風速が $1 \rightarrow 11 \text{ m/s}$ となっても、減衰率はほとんど変わらず風速との相関はみられなかった。他のモードについては、データが不足しているものや、弱い相関が見られるものがあった。

実験中には、気温や桁温、アスファルト温度を測定したが、実験中の気温の変化が少なく、またトラス構造であるため日射による影響があまりみられないため、温度が減衰率に与える影響は不明であった。

(e) ケーブルの横ゆれの影響

ケーブルには、橋軸直角水平方向に加速度を取り付け、ケーブルの動きを観測した。

曲げモードでは、ケーブルの横ゆれはほとんどみられず、ねじれモードでは、鉛直方向加速度と同程度の加速度が観測された。しかし、いずれの自由減衰にも、ビード現象はみられなかった。

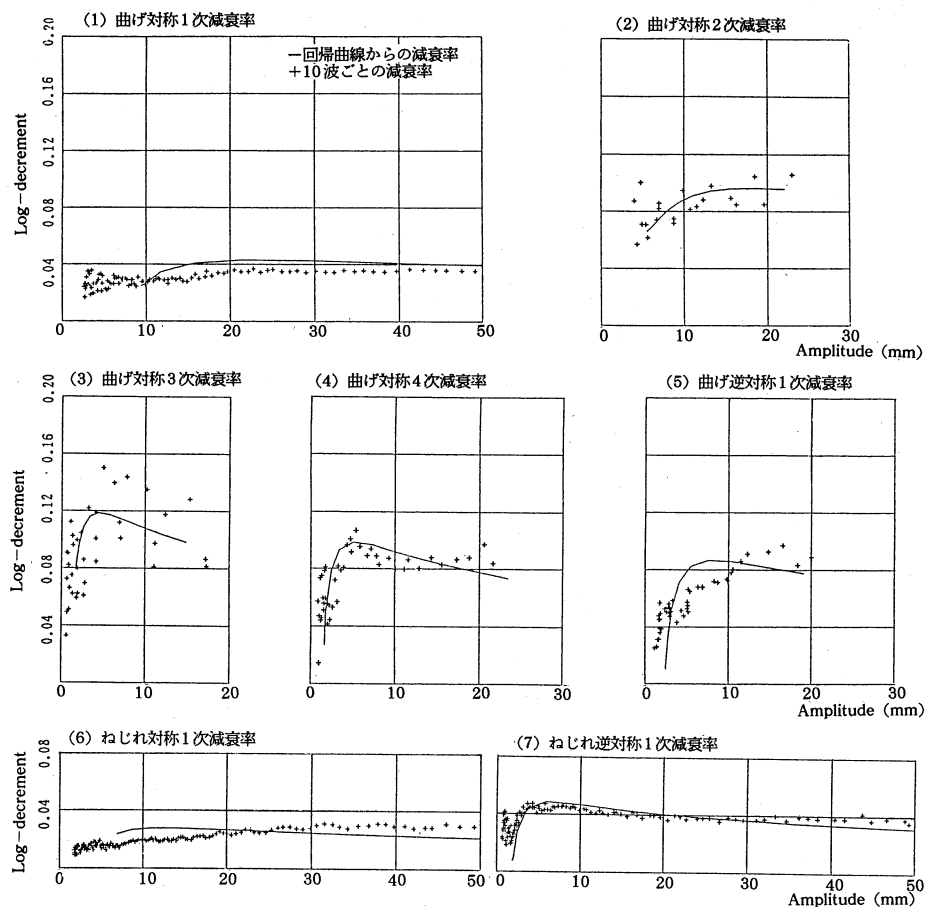


図-8 対数減衰率と振幅の関係

表-7 対数減衰率の比較

振動モード	常時微動	強制微動	自由振動*
曲げ対称1次	0.065	0.055	0.040 (163)
曲げ対称2次	0.055	0.102	0.096 (38)
曲げ対称3次	0.049	0.167	0.100 (23)
曲げ対称4次	0.047	0.102	0.088 (36)
曲げ逆対称1次	0.126	0.172	0.088 (34)
ねじれ対称1次	0.015	0.037	0.030 (67)
ねじれ逆対称1次	0.021	0.034	0.038 (81)

* カッコ内の数値は、自由振動での初期最大振幅 (mm) を示す。

(f) 既往資料との比較

表-8は、対数減衰率について本四連絡橋で本橋と同様の振動実験を実施した大鳴門橋、大島大橋の結果と比較したものである。減衰率の評価振幅は基準振幅とし、それに達しないモードは得られた最大振幅とした。

本橋と同じトラス形式を有する大鳴門橋と比較すると、曲げ対称1次モードでかなり小さい値を示す他はほぼ同程度の減衰率となっている。南備讃瀬戸大橋の曲げ対称1次モードの振動モードをみると、連続構造であるため塔部付近でほとんど変位および回転がなく、両端固定梁のような振動モードを示している。したがって、この部分でのエネルギーの損失が少ないため減衰が小さくなったものと思われる。大鳴門橋は2ヒンジ構造であるのに対し、南備讃瀬戸大橋は連続構造であるため塔部に伸縮継手がなく、その拘束が少ないため減衰が小さい

と思われるが、橋軸方向の動きに影響される曲げ対称1次モードの減衰率にさほど違いは見られない。これは、南備讃瀬戸大橋においては補剛桁端部の拘束が大きいため減衰率が大きくなったものと思われる。

一方、箱桁吊橋である大島大橋と比べると規模も異なるが、曲げ逆対称1次モード以外のモードの減衰率は、トラス構造である南備讃瀬戸大橋の方が大きい。

2) 固有周波数

常時微動測定による卓越周波数および強制振動における共振周波数を固有周波数とみなし、計算値と比較したものを表-9に示す。

共振周波数を計算値と比較してみると、共振周波数の方が大きめで曲げ逆対称1次モードでは18%とやや違うが、他のモードでは10%以下でよく一致している。特に、ねじれモードではその差が2%以下ときわめてよく一

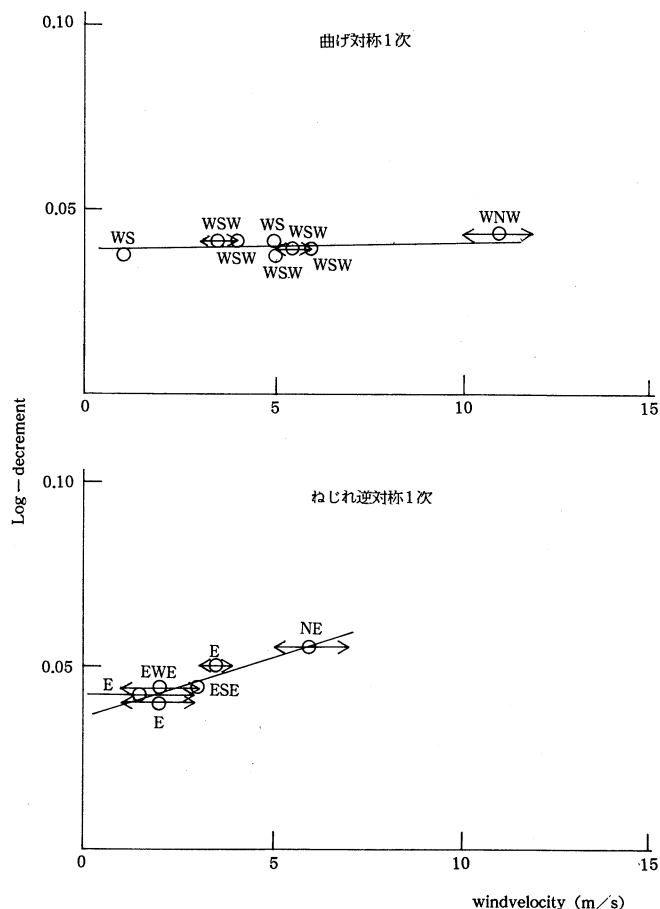


図-9 風と減衰率の関係

表-8 吊橋3橋の減衰特性の比較表

振動モード		対 数 減 衰 率		
		南備讃瀬戸大橋	大 鳴 門 橋	大 島 大 橋
曲 げ 振 動	対 称 1 次	0.034	0.108	0.001 ~ 0.034
	対 称 2 次	0.096	0.085	0.014 ~ 0.049
	対 称 3 次	0.100	-	0.023 ~ 0.028
	逆 対 称 1 次	0.088	0.108	0.122 ~ 0.228
	対 称 1 次	0.024	0.028	0.012 ~ 0.031
	逆 対 称 1 次	0.038	0.062	0.040 ~ 0.084

注) 対数減衰率は、振幅20mmでの値を示す。

大島大橋での数値に幅があるのは、気温などの影響で差があるからである。

致している。曲げ逆対称1次モードについても、桁端部の拘束条件を考慮することにより実測値に近い値が得られる。したがって、固有値解析時に仮定した曲げおよびねじれ剛性はほぼ妥当であったといえる。

常時微動から得られた固有周波数は、計算値により1~25%大きく、共振周波数より2~9%大きかった。常時微動測定では、測定値にばらつきがあり必ずしもすべてのモードの固有周波数が得られるわけではないが、測定回数を多くし、平均化することにより、ある精度で固有周波数を推定することができる。しかし、共振周波数に対してやや大きめの値となる場合が多い。全体的にみて、減衰の小さい低次モードであれば常時微動および固有値解析により固有周波数は比較的精度よく推定できた。

3) 振動モード

振動モードを図-10に示す。プロットされた点は、実験値のうち最大のものを1.0とし他の値をその比率で表示し、計算値も実験値のうち最大のものの位置の値を1.0として表示したものである。

実験結果を計算モードと比較すると、両者はよく一致している。

4) 回転中心

ねじれ振動時の回転中心は横断面鉛直中心線上にあると仮定し、補剛桁L/2、L/4断面鉛直方向に設置した3台の水平方向加速度計の測定結果より求めた。加速度から回転中心を推定する際、計器自身が傾くことによる補正を行った。

全ての自由振動波形から求められた回転中心を表-10に示す。本橋の断面性能においては、せん断中心はトラスの断面中心にあるが、ねじれ対称モードのL/2点およびねじれ逆対称モードのL/4点では回転中心はせん断中心より上方にあった。これは、ケーブルの影響と考えられ、ケーブルが補剛桁近くにあるL/2点の場合、回転時

にケーブルが一緒に回転しそれにひきずられて回転中心も上方に移動するものと思われる。一方、L/4点ではケーブルが補剛桁と離れているため、回転中心が断面中心に近い位置にきたものと思われる。また、ねじれ対称モードのL/4点では、回転中心が補剛桁下弦付近に位置していた。

5) 起振効率

表-11に自由振動実験より得られた振幅と、計算より得られた予想応答振幅との比である起振効率を示す。

実振幅と予想応答振幅が違うのは、計測誤差、起振機の周波数精度、他モードの連成などの要因があげられる。今回の実験では、曲げ逆対称1次モードの効率が低かったが、このモードで得られた加速度は3gal程度と低くSN比が高い。従って、データ処理の際、ローパスフィルターを使って高周波数成分をカットすることにより、振幅が低目に評価されるためと思われる。

平均比率は、88%で大鳴門橋(73%)や大島大橋(73%)で得られた値より大きな値であった。

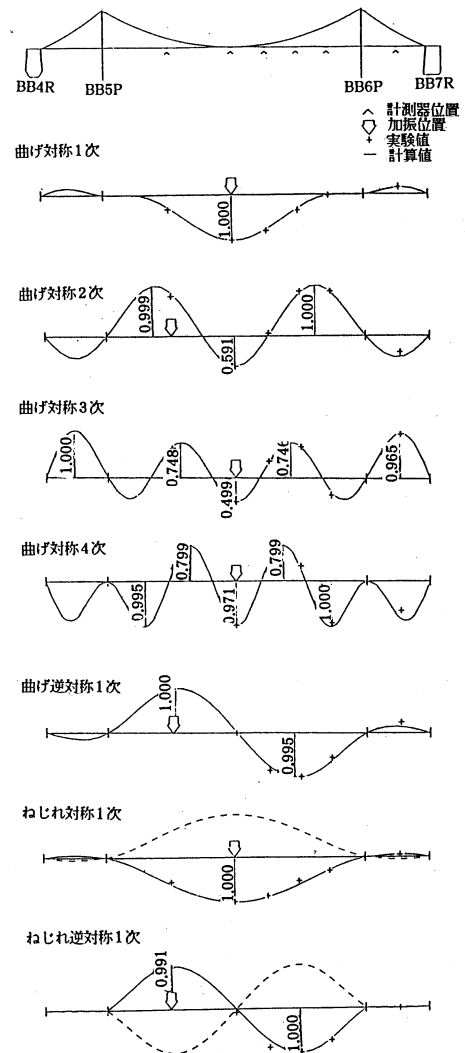


図-10 振幅モード図

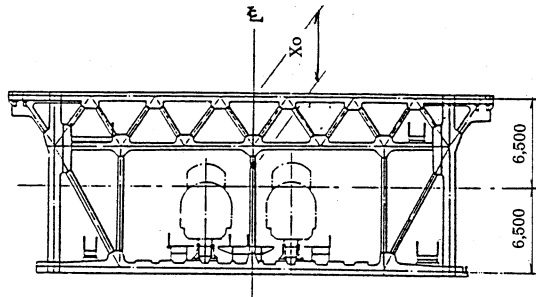
表-9 固有振動数の比較

振動モード	計算値	常時振動*	強制振動*	自由振動下での周波数の移行
曲げ対称1次	0.166	0.171 (1.03)	0.168 (1.01)	0.168 → 0.171 (1~140波)
曲げ対称2次	0.215	0.240 (1.12)	0.228 (1.06)	0.228 → 0.236 (1~25波)
曲げ対称3次	0.354	0.420 (1.19)	0.387 (1.09)	0.387 → 0.402 (1~25波)
曲げ対称4次	0.453	0.511 (1.13)	0.472 (1.04)	0.473 → 0.484 (1~30波)
曲げ逆対称1次	0.133	0.160 (1.20)	0.151 (1.14)	0.151 → 0.157 (1~40波)
ねじれ対称1次	0.329	0.334 (1.02)	0.329 (1.00)	0.329 → 0.329 (1~210波)
ねじれ逆対称1次	0.152	0.473 (1.05)	0.457 (1.01)	0.457 → 0.457 (1~110波)

* カッコ内の数値は、計算値との比較

表-10 回転中心

振 動 モ ー ド	Xo (mm)	
	L/4	L/2
ねじれ対称1次	13,561	1,579
ねじれ逆対称1次	5,726	



6) 振動実験時の橋体応答

自由振動実験中に記録された橋体の応答を表-12に示す。曲げ対称1次モード、ねじれモードではほぼ予想していた振幅が得られたが、他のモードでは減衰が大きく予想した振幅が得られなかった。ケーブルの水平振動は、ねじれモードで大きな値を記録した。橋軸方向変位量は、曲げモードで記録され、特に曲げ逆対称1次、曲げ対称3次、曲げ対称4次モードで大きかった。また、ねじれモードの実験中に塔部のウィンドシューに軽い打撃音が発生したが、橋体に異常はみられなかった。

今回の実験において、最も予想と異なった振動性状を示したのは曲げ逆対称1次モードであった。原因としては、このモードは橋軸方向の移動が大きいため、補剛桁端部における伸縮継手や緩衝桁などにより橋軸方向の動きが拘束されるためと考えた。そこで、固有値計算において補剛桁端部の動きを拘束して解析を行ってみた。そ

の結果を表-13に示す。補剛桁端部の動きを拘束することにより、曲げ逆対称1次モードの固有周波数が大きく上昇して、実測値に近い値となった。振動モードは、両者とも桁端部を拘束することによって側径間の変位量が大きくなった。また、他のモードにおいては固有周波数、振動モードとも変わらず、補剛桁端部の拘束に影響されなかったことがわかった。

7) 動態観測結果との比較

表14に動態観測設備と実験計測設備とで記録された結果を比較した表を示す。振動は低レベルであったにもかかわらず両者はよく一致しており、観測装置は正常に作動しているといえる。

5. まとめ

実験結果を要約すると次のとおりである。

実験で対象とした振動モードは、曲げ振動では、対称1次、2次、3次、4次、逆対称1次、ねじれ振動では、対称1次、逆対称1次モードである。自由振動での振幅(片振幅)は、おおよそ曲げモードで25~162mm、ねじれモードで0.23~0.26°である。曲げ対称1次モードを除き、いずれのモードも本四連絡橋の構造減衰率の評価振幅($B/200=150\text{mm}$ 、 0.5°)には及ばなかったが、自由振動から振動性状を評価することができた。

(1) 振動モード

いずれの振動モードも計算モードとよく一致している。

(2) 固有周波数

I) 共振周波数は計算値と比べると、やや大きめであるが曲げ逆対称1次モードを除きよく一致しており、計算によって固有周波数を推定できる。曲げ逆対称1次モー

表-11 起振効率

振 動 モ ー ド	振 幅 例 (gal)		比 率
	計 算 値	実 測 値	
曲げ対称1次	20.1	18.2	0.93
曲げ対称2次	7.8	7.8	1.0
曲げ対称3次	16.9	14.0	0.85
曲げ対称4次	36.3	32.0	0.89
曲げ逆対称1次	4.5	3.1	0.72
ねじれ対称1次	38.0	28.5	0.83
ねじれ逆対称1次	54.2	50.0	0.92

注1 計算振幅及び測定振幅は、加速度計設置位置での値の1例を示した。

注2 計算に使用した周波数及び減衰率は、自由振動実験より得られたものを用いた。

注3 比率は、各モード毎に自由振動実験の全ケースを平均したもの。

表-13 境界条件の違いによる固有周波数

振動モード	① 実測値	計 算 値		比 率	
		② スティ有桁端Free	③ スティ有桁端Fix	①/②	①/③
鉛直	対称1次	0.168	0.164	1.02	1.02
	対称2次	0.228	0.214	1.07	1.07
	対称3次	0.387	0.355	1.09	1.09
	対称4次	0.472	0.445	1.04	1.04
曲げ	逆対称1次	0.151	0.128	1.18	1.06
	対称1次	0.329	0.327	1.01	1.01
ねじれ	逆対称1次	0.457	0.468	0.98	0.98

表-12 橋体応答

単位: 加速度gal、変位mm

振 動 モ ー ド	鉛 直 方 向			水 平 方 向						橋 軸 方 向			
	補 剛 桁			補 剛 桁 ケ ー ブ ル			補 剛 桁 塔			頂 桁 端 単 位			
	L/2	L/4	側径間	L/2上	L/4上	L/2	L/4	側径間	L/2	6P	7A上	7A下	
曲げ対称1次	18.2	6.0	3.0	≒0	≒0	≒0	≒0	≒0	≒0	3.0	2.5	1.0	
曲げ対称2次	5.0	7.8	3.0	≒0	≒0	≒0	≒0	≒0	≒0	1.0	1.0	≒0	
曲げ対称3次	6.8	9.5	14.0	≒0	≒0	≒0	≒0	≒0	1.0	1.0	2.5	1.0	
曲げ対称4次	32.0	10.2	28.3	0.5	0.5	1.5	0.5	≒0	1.0	1.0	2.5	2.5	
曲げ逆対称1次	≒0	3.3	0.7	≒0	≒0	≒0	≒0	≒0	0.5	≒0	1.0	≒0	
ねじれ対称1次	29.5	18.8	≒0	5.6	14.6	22	25	15	1.5	2.5	≒0	≒0	
ねじれ逆対称1次	≒0	50.0	≒0	≒0	21.0	≒0	13	18	1.5	2.5	≒0	≒0	

表-14 動態観測装置との比較

振動モード 計測器名	曲げ対称1次 BSI-F4	曲げ逆対称1次 BAI-F7	ねじれ対称1次 TSI-F7	ねじれ逆対称1次 TAI-F6
17V	5.3	3.5	11.9	34.1
G42ZW	5.2	3.2	12.2 *	35.4 *
18V	6.0	3.4	13.8	34.7
G42ZE	5.2	3.1	11.4 *	33.5 *
19T	0.0	0.0	16.9	-
G63YC3	0.0	0.0	14.4 *	0.0
19V	17.9	-	17.7	-
G63ZW	16.5	0.0	13.3 *	0.0
21V	19.2	-	18.0	-
G63ZE	18.0	0.0	17.1 *	0.0
23T	-	-	-	19.2
G84YC3	0.0	0.0	2.7	21.0 *
23V	5.7	3.3	11.4	32.9
G84ZW	5.8	3.1	11.4 *	33.1 *
24V	5.8	3.6	11.2	33.2
G84ZW	5.8	3.1	11.4 *	33.1 *
7EUL	1.7	1.8	-	-
D7AXEU	2.5	1.0	0.0	0.0
7WUL	2.2	1.3	-	-
D7XWU	2.5	1.0	0.0	0.0

注* 計測器設備位置が違いため、補正を行った。

-印は、振幅が小さいかノイズのため読み取り不可能な箇所を示す。
上段の数値は動態観測システムの値を、下段は実験結果を示す。

ども桁端部の条件を考慮することにより評価できる。常時微動のフーリエ解析結果は共振周波数より若干大きな値であった。計算値と実測値は、減衰の小さなモードではよく一致していた。

II) 自由振動下において、固有周波数は振幅の減少にともない増加し、常時微動の卓越周波数に近づく。

(3) 減衰性状

I) 自由振動振幅は、曲げ対称1次振動以外、いずれのモードも本四規準振幅に満たないので、各モードとも得られた最大振幅での対数減衰率を示すと次のとおりである。

- 曲げ対称1次0.040~0.055 (振幅124~163mm)
- 曲げ対称2次0.096~0.104 (振幅37~39mm)
- 曲げ対称3次0.10~0.11 (振幅23~24mm)
- 曲げ対称4次0.088~0.096 (振幅35~37mm)
- 曲げ逆対称1次0.088~0.092 (振幅34~37mm)
- ねじれ対称1次0.030~0.046 (振幅0.16° ~0.26°)
- ねじれ逆対称1次0.038~0.044 (振幅0.19° ~0.23°)

いずれも本四規準(0.03)以上の値である。振幅に対する減衰率の変化を見ると、微小振幅域では、いずれのモードも振幅が小さくなるにつれ、減少傾向にあり振幅依存性がみられるが、振幅が大きくなると振幅依存性はほとんどなくなり一定値に収束する傾向をみせ、さらに振幅が増大した場合においても減衰率の急激な変化は考えられない。したがって、基準振幅においても本四基準以上の値を有するものと考えられる。

II) 風速が大きくなると、減衰率が増加するモードがみられた。

III) 高次モードの方が減衰は大きかった。

IV) 対数減衰率は減衰率が小さいモードであれば共振曲線からも推定できる。

(4) 回転中心

回転中心は、モードのピーク点では図心位置より上方にあり、他の点では下弦材位置近くにあった。

(5) ケーブルの横揺れの影響

ねじれモードにおいて、ケーブルの水平方向振動が発生したが、補剛桁の振動性状に影響を及ぼすことはなかった。

(6) 橋体挙動

曲げ逆対称1次モードの振動性状は、補剛桁端部の橋軸方向移動を拘束することにより固有振動数が上昇し、実測結果に近づく。したがって、補剛桁端部に何等かの拘束があるものと思われる。

(7) 他吊橋との比較

本橋と同じトラス形状を有する大鳴門橋と比較すると、減衰率は曲げ対称1次モードでかなり小さな値であるが、その他のモードではほぼ同程度となっている。箱桁吊橋である大島大橋と比べると、曲げ逆対称1次モード以外はトラス構造である南備讃瀬戸大橋の方が大きい。

以上の実験結果から、本橋の固有振動性状を評価すると、振動モードは計算結果によく一致しており、橋体の剛性は共振周波数を固有値周波数と考えると曲げ剛性、およびねじれ剛性は設計値に比べて十分な剛性を有している。

減衰率は曲げ対称1次振動およびねじれ振動で本四規準値にほぼ等しい値を有し、他のモードでは、いずれも本四規準をかなり上回る。

したがって、本橋の設計における固有振動性状の評価は十分妥当であるものといえる。

南北備瀬戸大橋上屋工事

Structure of the Anchorage Roof of South and North Bisan-Seto Bridges

向島工事事務所 副所長 北川 信
(前)坂出工事事務所 副所長

Makoto Kitagawa

坂出管理工事事務所 橋梁管理役 長谷川 芳己
(前)坂出工事事務所 第五工事長代理

Yoshimi Hasegawa

1. まえがき

上屋工事とは、ケーブルストランド部を風雨等から防護するための上屋の構築（スプレー室）を主にアンカレイジにおける躯体コンクリート工事以外の総称として通常呼んでいる。

南北備瀬戸大橋上屋工事は、スプレー室、道路・鉄道高架橋、公共添架床版、電気通信機械室の建屋及び設備等の工種から構成された。

従来、スプレー室は現場打ちコンクリートによる壁で構築していたが、南北備瀬戸大橋（IA・4A・7A）では施工性、工程短縮からプレキャスト化を計り天井部はI型鋼格子床版とし、外壁には土木構造物としてははじめてプレキャストコンクリートカーテンウォール工法（以下PCカーテンウォール工法）を採用した。本報告では、上屋におけるPCカーテンウォール工法の概要を記述するものとする。

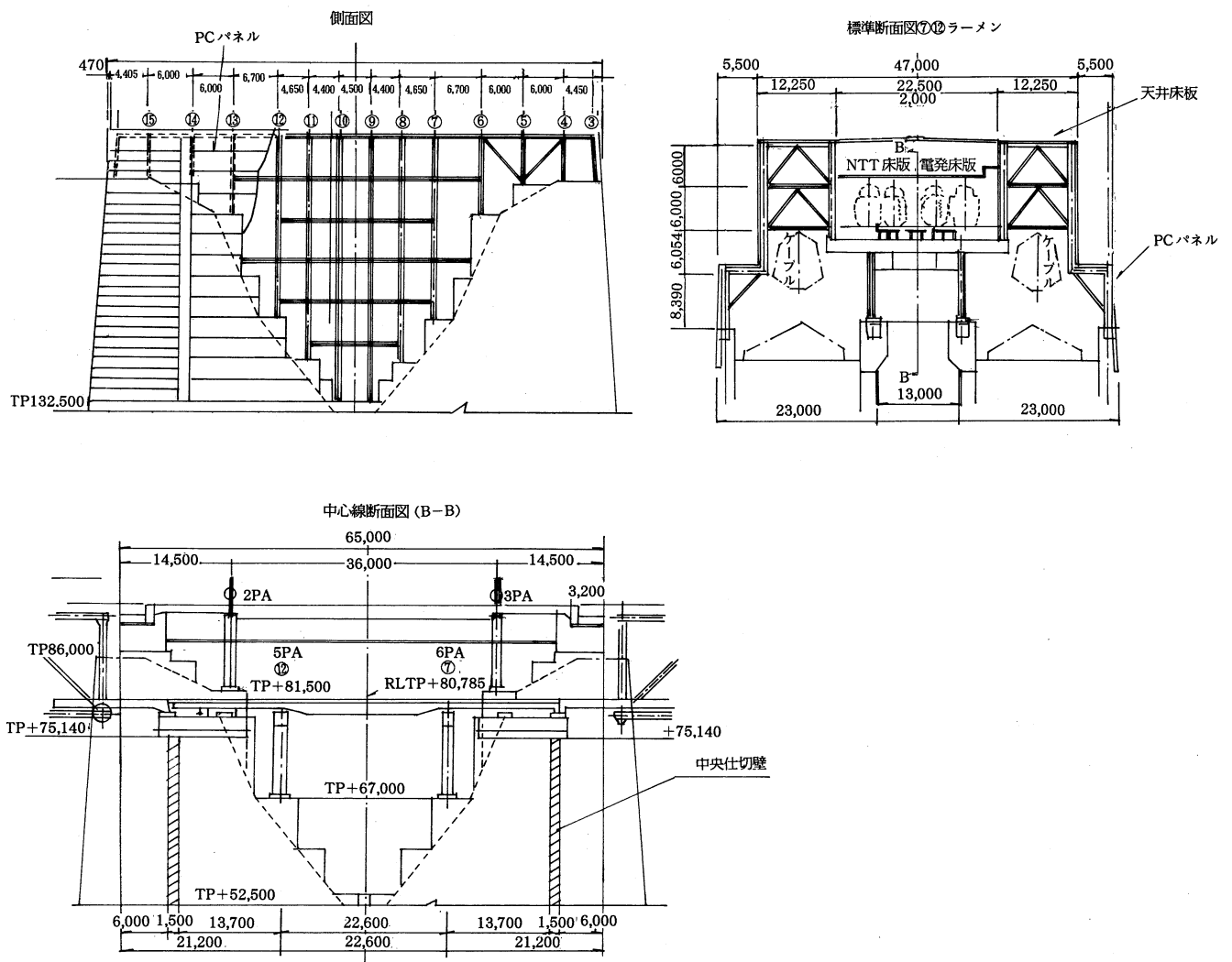


図-1 上屋構造の概略 (4A)

2. 構造及び設計の概要

PCカーテンウォール工法とは、構築した鉄骨に工場で製作したプレキャストコンクリートパネル（以下「パネル」）を取付けていく工法であり建築における使用頻度は多いが歴史は浅く20年程度であり都市部での実績がほとんどである。また建築構造物は一般的に50年程度の償却期間で考えられている。一方、上屋構造物は海上部に位置し耐用年数は100年程度を考えている。

設計は建築物の仕様を参考に、耐久性等上屋構造物としての性能の確保を照査しながら進めた。図-2に設計の全体フローを示す。

プレキャストパネル

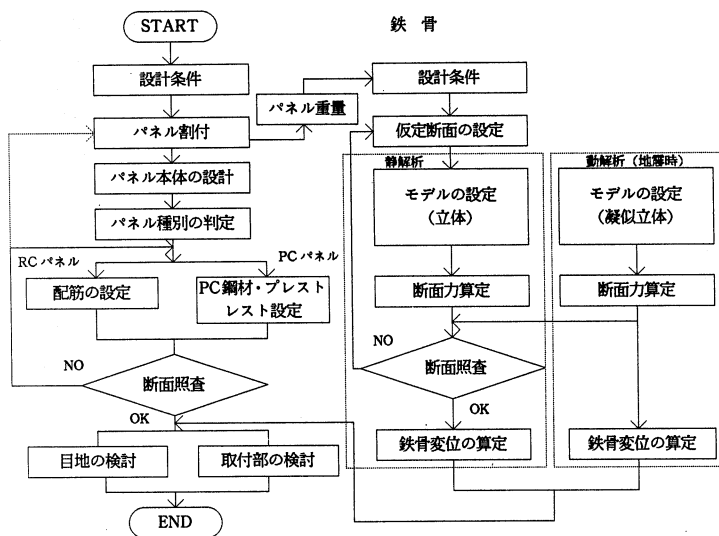


図-2 上屋の設計フロー

(1) 鉄骨構造

1) 鉄骨構造の特徴と解析方針

上屋鉄骨は、柱の総数が多く高さの変化も激しくまた剛性の大きい道路・鉄道の鋼製橋脚を組み込んでおり、建築に比較し相当に複雑な多層・多径間の不静定立体ラーメン構造である。

鉄骨骨組みの決定は、温度・地震による応力集中、変形及び柱基部の負反力・曲げモーメントに配慮し適切なブレースを配置し一部柱基礎をピボット支承とした。

構造解析は、立体骨組静解析とし、骨組のモデル化にあたっては全体系に寄与する部材は横構に至るまでモデルに取り入れ、骨組軸心の偏心量が200mm以上の場合はダミー部材により偏心の影響を考慮する等全体構造をより忠実に反映した。

また、上屋鉄骨は複雑で剛なアンカレージ躯体上に構築されることから別途地震時動解析を実施し、鉄骨構造の耐震性を確認照査した。動解析による断面力を用いて断面照査を行なう場合は、動的EQ値と温度変化との組み合わせは確率が少ないと考え考慮せず、且つ許容応力度の割増しは静解析（D+EQ+T）の1.7を採用し断面が不足する部分は補強した。

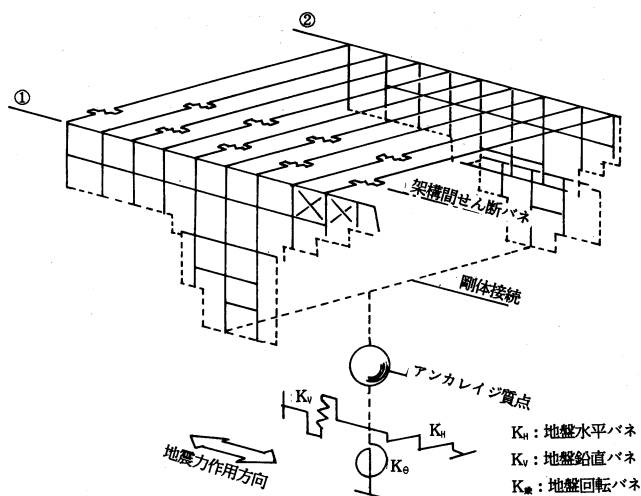


図-3 地震時動解析モデルの概念図（IA橋軸方向）

2) 鉄骨部材への角形鋼管の採用

鉄骨の構成部材は極力形鋼を使用することとし、柱は原則として建築構造物に使用されている角形鋼管を使用した。

角形鋼管は、土木構造物の主要部材としての使用実績はほとんどなく、道路橋示方書等にも規定がない。特に冷間曲げ加工の内径半径（3～4t）が道路橋示方書の規定（15t以上）よりかなり小さく曲部のじん性劣化及び溶接性の低下が懸念された。

じん性劣化及び溶接性の低下については、別途一連の溶接試験を実施した結果、平坦部の溶接性・継手性能を確認した結果、溶接性、継手性能は問題なかったが、曲部のじん性は平坦部に比べ4～6割の値であったことから①冷間曲げ硬化部には基本的に溶接しない②アンカーボルトへ力を伝達するための補強リブ等の溶接量の多い柱基部及び柱と梁が取り付け応力伝達が複雑となる隅角部は溶接箱断面とすることで対応した。

鉄骨部材の応力・座屈等の照査は道路橋示方書等に基づき、角形鋼管の曲げに対するフランジ幅bは図-5のとおりとした。

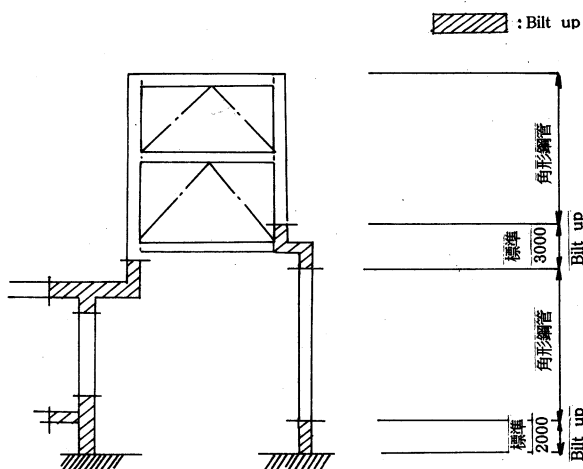


図-4 角形鋼管と溶接箱断面（Bilt-up）の構造部位図

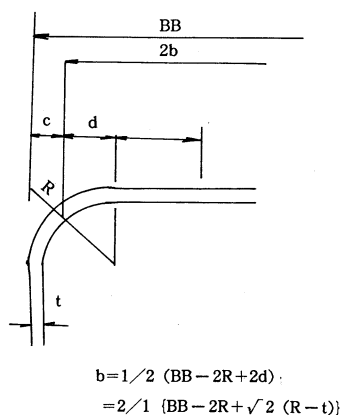


図-5 角形鋼管のフランジ幅

(2) プレキャストコンクリートパネル

1) 設計条件

風及び地震荷重は「耐風設計基準(1976) 同解説」及び地震時動解析の結果を検討の上次の基準を適用した。

①風荷重(建築基準法施行令 87 条告示第 109 号)

$$P = C \cdot q \cdot A$$

P: 風圧力 (kg)

C: 風力係数

A: 見付面積

q: 速度圧 (kg/m^2), $q = 120 \sqrt{h}$

(h: 建物高さ)

②地震荷重(コンクリートカーテンウォール工業会技術資料)

水平震度 $k = 1.0$

鉛直震度 $k = 0.5$

また、パネルはひび割れを許容しないものとし「コンクリートカーテンウォール工業会技術資料」に基づき、許容ひび割れモーメント: M_o をもとめ、ひび割れ検討時の限界荷重におけるモーメント: M が M_o を越える場合は、PC (プレストレスコンクリート) パネルとし、それ以外は RC パネルとした。

なお、RC パネルは塩害対策としてエポキシ樹脂鉄筋を使用した。

2) 取付構造

パネルと鉄骨又はアンカレイジ躯体との取付方式には、一般的に①水平移動スライド(スウィ)方式②回転(ロッキング)方式があるが、当上屋はパネル形状が横長であることからスウィ方式を採用した

取付箇所は基本的にパネル 1 枚当たり 4 箇所(上下各 2 箇所)とし、面外(パネル面に直交)方向に対しては各箇所ピン支持(高力ボルト締め)、面内(パネル面に平行)に対しては上部 2 箇所ローラー支持(ルーズホールとスライディング材)、下部 2 箇所ピン支持とした。

なお、鉄骨とアンカレイジ躯体に跨がるパネルについては、地震・温度変化による取付点位置の相対変位が大きいことからアンカレイジ躯体側取付点の下部面内方向もローラー支持とし、面外方向についても高力ボルトに

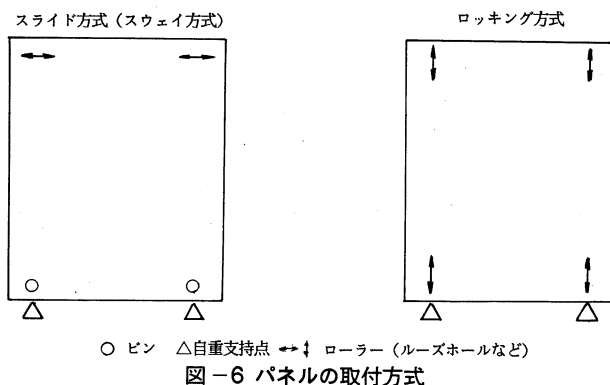


図-6 パネルの取付方式

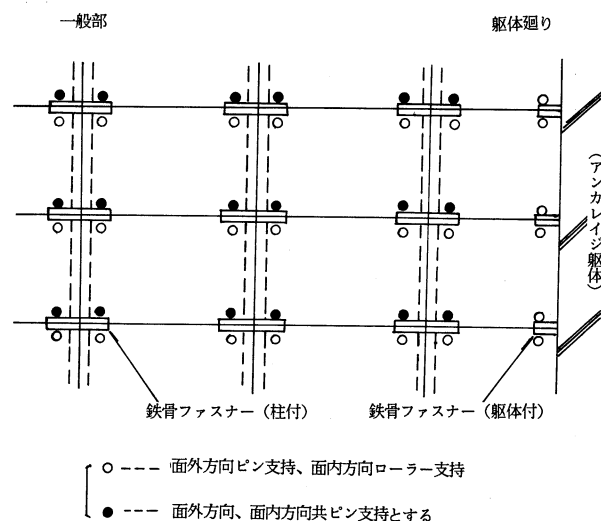


図-7 パネル取付部の支持形態

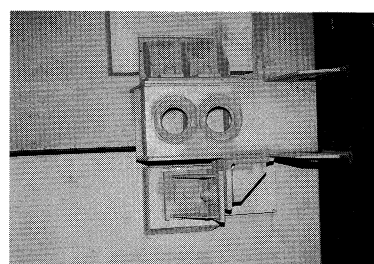


写真-1
取付金具

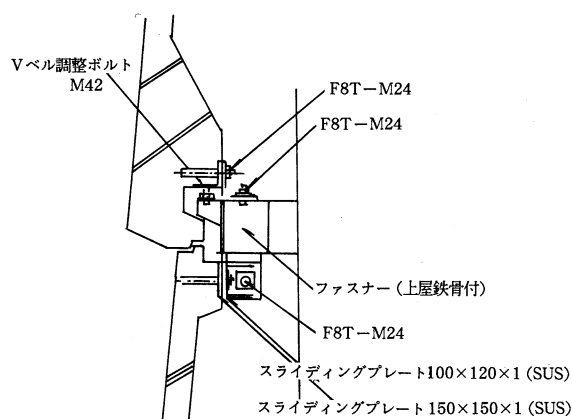


図-8 パネル取付位置の側面図

皿バネを挿入し相対変位を吸収しパネルの拘束状態を解放した。

据付けの微調整は、レベル調整ボルト、ルーズホールで対処した。

パネル本体の構造計算は建築基準に従い、取付金物及び高力ボルトの安全性の照査は、道路橋示方書等に従い施工誤差も考慮し各荷重時許容応力度に対し安全率を2倍程度確保した。

3) 目地構造

目地構造は、「建築工事標準仕様書・同解説（JASS防水工事）」に規定されている「シーリング工事」の項を適用し決定した。

目地幅は、立体骨組静解析及び地震時動解析での鉄骨相対変位を満足させるよう次式で決定した。

$$W = \delta / \varepsilon \times 100 + |W|$$

W：目地幅（mm）

δ：鉄骨の相対変位（mm）

ε：目地材の伸縮率及びせん断変形率

|W|：目地の施工誤差（±5mm）

目地材は、建築においても決め手となるものはないがそれらの中で耐久性・耐候性及び変形追従性を総合評価し2成分形シリコン系を採用した。

目地構造は過去の建築の施工例より2段階シール構造とした。

また、上屋天井床版と道路鋼床版の排水構造は、両者

が各々独立した挙動を示すことからゴム樋とした。

3. 製作・架設の概要

鉄骨の製作は、「鋼橋等製作基準・同解説」、に従い柱基部の溶接箱断面は超音波探傷試験、角形鋼管の継手は放射線透過試験により確認した。仮組立は橋軸直角方向の面内ラーメンのみ平面仮組立てを行ない、橋軸方向は部材長で管理した。

上屋架設の特長は、①吊橋の最終工事であり既設アンカレイジ躯体及び補剛桁等の出来形に整合させなければならず取り合いが多いこと。②鉄骨等の鋼構造物をはじめとし、コンクリート及び機械電気設備等実に多くの工種から構成され限られた既設アンカレイジ躯体上での輻輳した高所作業である。

アンカレイジ躯体との取り合いは、鉄骨の建て方精度・パネルの出来形に影響し目地破損に至ることから、事前に躯体出来形、既設の鉄骨等柱基礎のアンカーボルトの通り・位置・天端高の測量を実施し、鉄骨等製作図面に反映し取り合いを整合させた。調整方法は①既設アンカーボルトの位置ずれは、柱中心は設計通り芯に合わせるものとしベースプレートで調整した②パネルとアンカレイジ躯体外形線との摺りつけは、取付金具の張り出し長さで調整した。③高さは、道路・鉄道及び公共添架床版は正規の高さとし天井床版のハンチ高・高欄の高さで調整

した。また、補剛桁との取り合いは測量基準点・基準線を統一し微調整は上屋工事にて実施した。

鉄骨の架設は、鉄骨構造が多層・多径間であり、仮設・仮受ベントの使用は架設完了後の撤去が極めて困難であること、及び重機の設置位置は限られ移動も困難を伴うことから架設ブロックは仮受ベントを要しないブロックとし、鉄骨は

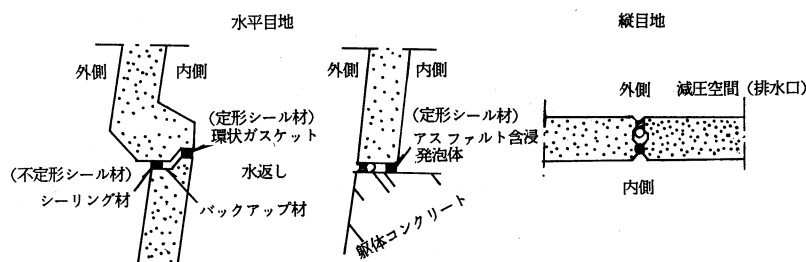


図-9 目地構造図

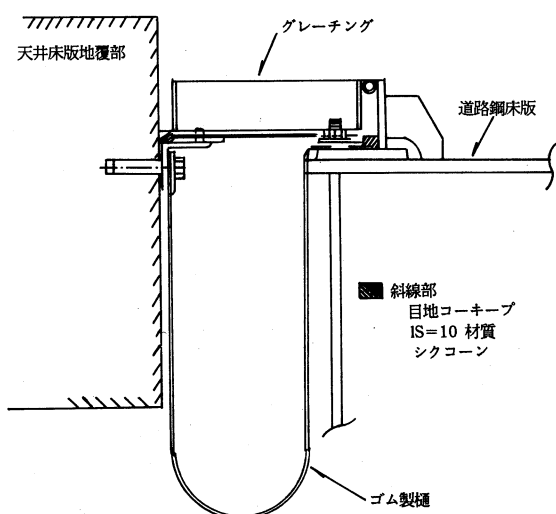


図-10 上屋天井床版と道路鋼床版間の排水構造

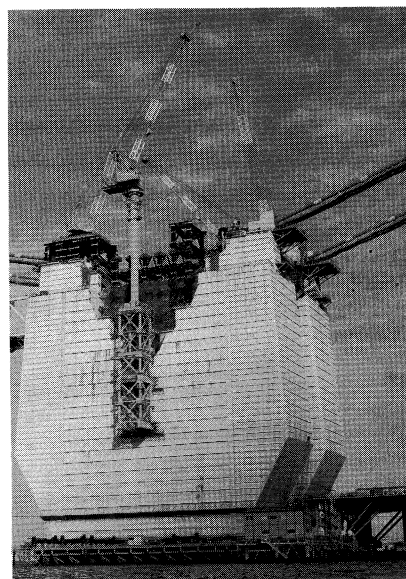


写真-2
鉄骨架設状況
(4A)

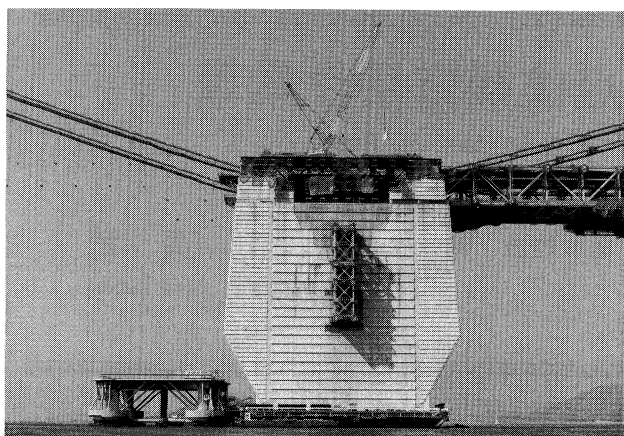


写真-3
パネル架設状況 (4A)

表-1 使用重機の実績工程

実績工程 使用重機		61												62												備 考
		4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	
1	150tCC																									タワークレーン仕様
A	650tCC																									タワークレーン仕様
	150tCC1号機																									
4	150tCC2号機																									
A	タワークレーン																									ケーブル架設と共同使用
	150tCC1号機																									タワークレーン仕様
7	150tCC2号機																									
A	150tCC3号機																									
	タワークレーン																									ケーブル架設と共同使用

* (タワークレーン (JCC-600及びJCC400) HAケーブル架設からの継続である。補助クレーンは省略)

橋軸直角方向の面内ラーメンを固定し順次橋軸方向へ進めた。表-1に各上屋における使用重機の実績工程を示す。

4. あとがき

南北備讃瀬戸大橋の上屋は、建築におけるPCカーテンウォール工法を応用し出来る限りのプレキャスト化に努めた。これらは工期短縮・施工性については最大限の成果を得た。しかしながらPCカーテンウォール工法の採用ははじめてであり防水性能を含む耐久性、特に目地部については、上屋鉄骨が道路・鉄道の銅製橋脚と一体化していることから自動車・列車による振動が直接伝播すること又目地材についても海塩粒子の影響が多めで耐久性の実績がないことから供用後の経過を注視する項目とし

た。供用後の降雨後点検によると、PCパネルと現場打ちコンクリート（地履・高欄等）又はアンカレイジ躯体との継目・目地部から若干の漏水が見られる。今後、上屋へのPCカーテンウォール工法の適用については、目地構造を含む防水設計に一考が必要と考える。また、アンカレイジ躯体についても、プレキャスト化を念頭に出来形を管理することが肝要である。

最後に、全社的体制でPCカーテンウォール工法の設計・施工をされた佐藤・三井共同企業体、大成・大林・前田共同企業体、鹿島・間共同企業体の方々に感謝すると共に本報告が今後の明石海峡大橋、来島大橋の上屋へのPCカーテンウォール工法の採用に際しての参考になれば幸いである。

児島・坂出ルート橋梁点検補修用作業車

Inspection/Maintenance Vehicles of Kojima-Sakaide Route

坂出管理事務所 施設課長 久保田 良 司

Ryoji Kubota

1. まえがき

本四連絡橋児島・坂出ルート海峡部9.4 kmは吊橋、斜張橋、トラス橋など様々な道路・鉄道併用の長大橋梁群で結ばれている。これらのうち鋼橋部分には橋体を点検補修するための点検補修用作業車（以下「作業車」という）を設置した。作業車はそれぞれの橋種ごとに構造形式の違うもので全体で約90台である。

本稿では、それらの作業車の概要を報告する。

2. 作業車の種類

作業車は、橋体への接近足場や作業機材の運搬台車として使用するもので、点検目的個所に応じて桁内面・外面作業車、塔作業車及びケーブル作業車に分類される。さらに桁外面作業車は、吊橋・斜張橋形、曲弦トラス橋形、高架箱桁橋共用部及び道路単独部形に分けられ、それらの作業車は橋体各部への接近と点検補修作業の面で、より効果的機能を追求し新しい構造形式のものとして開発された。表-1に作業車の種類と設置台数を示す。

3. 作業車の設計と製作

作業車は59年11月に櫃石島橋トラスの桁内・外面作業車から製作を開始し、63年3月のケーブル作業車の完成をもってすべての製作と橋体への据付を完了した。

一般的に作業車は、橋体に取付けた軌条の上を全長に

渡って走行するため、極力軽量化を図り橋体への荷重負担を小さくすることが重要であり、また自重を軽くすることにより駆動電動機、減速機などが小型になり経済的となる。さらに海上部にあって海塩雰囲気曝される厳しい腐食環境におかれるため、耐食性の良い材料を使用し、作業車自身の保全費用を最小限にする必要がある。このため構造部材は耐食アルミニウム合金を使用するとともに、機械部分についても塗装しにくい部分にはステンレス鋼を使用した。

作業車の設計から製作にあたっては、本四公団で制定した「点検補修用作業車製作・据付工事共通仕様書（案）」（昭和59年3月）にもとずき、設計製作を標準化するとともに、①運転が確実で容易であること、②安全性が高いこと、③耐久性に優れ維持管理が容易であることに留意した。

4. 桁内面作業車

桁内面作業車は、橋桁の内部にあって鋼床版下面、主横トラス上部等に接近するもので、橋軸直角方向に移動する内面作業台と、その作業台上を橋軸方向に走行するとともに昇降を行う昇降台車、またそれらを一括して吊上げ、他のパネルへ移設するための移設台車により構成される（写真-1）。

4.1 構造

下津井瀬戸大橋桁内面作業車の主要仕様を表-2に、一般図を図-1に示す。

内面作業台は、主横トラス中弦材に取付けられた2本の軌条の上を移動するもので、橋体の1パネルにまたがるガーダー形式の台車である。主フレームは2本のI形の桁で、この間を昇降台車が移動するようになっている。機械部分は両端にあり、各4輪を駆動するための走行装置、レールクランプ装置、浮上り防止装置、係留装置、ケー

表-1 点検補修用作業車の種類と設置台数

作業車の形式	橋種	橋梁名	台数
桁内面作業車	吊橋	下津井、北備讃、南備讃	11
	斜張橋	櫃石島、岩黒島	5
	曲弦トラス橋	与島、番の州高架トラス	8
吊橋・斜張橋桁外面作業車	吊橋	下津井、北備讃、南備讃	12
	斜張橋	櫃石島、岩黒島	7
曲弦トラス橋外面作業車	曲弦トラス橋	与島、番の州高架トラス	3※(1)
高架箱桁橋共用部作業車	鋼箱桁橋	番の州高架橋共用部	34
高架箱桁橋道路単独部作業車	鋼箱桁橋	番の州高架橋道路単独部	4
塔外面作業車	斜張橋	櫃石島、岩黒島	4
塔内面作業車	斜張橋	櫃石島、岩黒島	1※(2)
ケーブル作業車	吊橋	下津井、北備讃、南備讃	1※(2)
(計)			90

※(1) 曲弦トラスの下面作業台は8台。

(2) 塔内面作業車とケーブル車は各1台で各橋に共通。

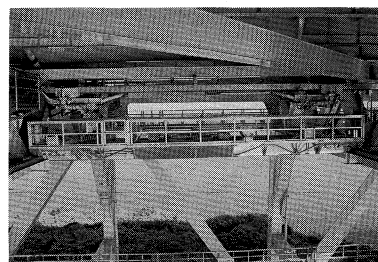


写真-1
桁内面作業車
(与島橋)

表-2 桁内面作業車の主要仕様（下津井）

項	目	仕	様
内 面 作 業 車	主 要 寸 法	長さ11,390mm×幅2,000mm×軌間11,000mm	
	走 行 駆 動 方 式	電動式4モータ全輪駆動	
	電 動 機	0.2KW×4台	
	走 行 速 度	3m/min	
	制 動 方 式	電磁ブレーキ	
	ク ラ ン プ 方 式	バネ摩擦シュー軌条締付式油圧押し機開放	
積 載 荷 重	積 載 荷 重	425kg（乗員3人：225kg、機材200kg）	
	主 要 材 料	A5083、A6061	
	自 重	約3.54t	
昇 降 台 車	主 要 寸 法	ステージ：長さ3,500mm×幅1,000mm	
	走 行 駆 動 方 式	電動式1モータ2輪チェーン駆動	
	走 行 電 動 機	0.2KW×1台	
	走 行 速 度	3.3m/min	
	走 行 制 動 方 式	バネ摩擦シュー軌条締付式油圧押し機開放	
	レールクランプ	電磁ブレーキ	
	昇 降 駆 動 方 式	電動シリンダ×パンタグラフ式	
	昇 降 電 動 機	2.2KW×2台	
	昇降速度×ストローク	1.92m/min×2,140mm	
	昇 降 制 動 方 式	電磁ブレーキ	
積 載 荷 重	積 載 荷 重	200kg（乗員2人：150kg、機材50kg）	
	主 要 材 料	ステージ：A5083、A6061	
	自 重	約1.56t	
移 設 台 車	主 要 寸 法	長さ12,320mm×幅1,800mm×軌間1,000mm	
	走 行 駆 動 方 式	電動トロリー台車	
	走 行 電 動 機	0.75KW×4台	
	走 行 速 度	20m/min、4m/min（2速方式）	
	走 行 制 動 方 式	電磁ブレーキ	
	レールクランプ	ネジ摩擦シュー軌条締付	
	昇 降 駆 動 方 式	電動ネジジャッキ	
	昇 降 電 動 機	1.5KW×4台	
	昇降速度×ストローク	0.507m/min×1,291mm	
	昇 降 制 動 方 式	電磁ブレーキ及びネジセルフロック	
主 要 材 料	主 要 材 料	SS41	
	自 重	約4.51t	
給 電 方 式		3φ AC440V 絶縁トロリー式	

ブルリールなどが装備されている。

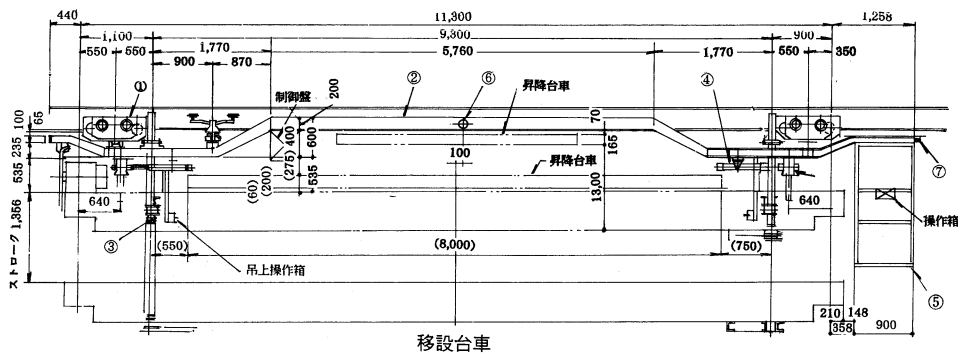
昇降台車は、電動式の走行台車の上にパンタグラフ機構で昇降するステージを乗せたもので、ステージ周囲の手すりは移設時に格納できるように折りたたみ式である。走行には電動機からチェーンを介して車輪を回転、昇降には電動ジャッキを使用している。

移設台車は、主横トラス上弦材に取付けられた2本のI形の軌条に懸垂して走行するもので、フレームの両端部に電動横行車と、電動ネジジャッキ吊上装置、トロリーからの給電装置及び制御盤等を備えている。また停止時に風圧で台車が動かないように、軌条をはさみ込む方式のレールクランプを設けている。

4.2 機能

作業車は作業員と機材合わせて425kgの荷重を積載して、橋体の1パネル内で内面作業台は3m/minで横行し、昇降台車は走行と昇降をすることにより、橋体の各部へ容易に接近できる。作業員は昇降台車のステージの上で手元の操作盤によりこれらの操作ができる。各動作の停止時にはレールクランプ等のブレーキが自動的に働き保持する。

移設作業は、内面作業台を移設台車の真下に移動させ、4ヶ所のネジジャッキを降ろし台車を連結し吊上げる。吊上完了時には作業車全体が橋体の小組トラスを通過できるように、コンパクトな形に格納される（写真-2）。移設台車の走行速度は高速20m/min、低速4m/minの2段階で、通常は高速で、位置決め時には低速を使用する。写真-3に作業車による作業状況を示す。



番 号	名 称
1	電 動 横 行 車
2	連 結 フ レーム
3	ス ク リュー ジャ ッ キ
4	電 動 シ リン ダ
5	運 転 室
6	中 間 ロ ー ラ
7	パ ッ プ ア
8	ケ ー ブ ル リール
9	昇 降 台 車

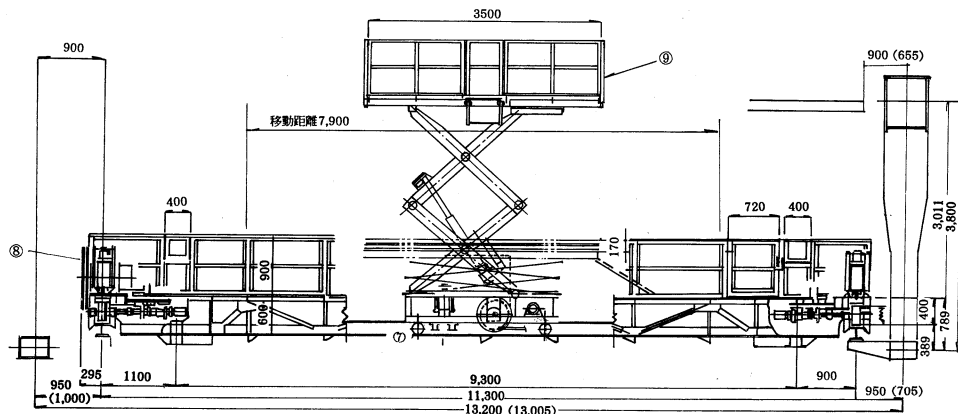


図-1 桁内面作業車一般図（下津井）

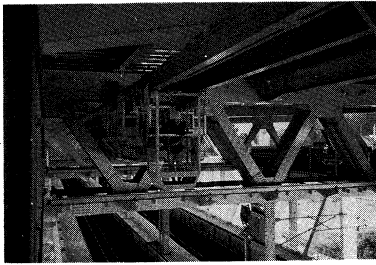


写真-2
桁内面作業車の
移設走行状況
(下津井)

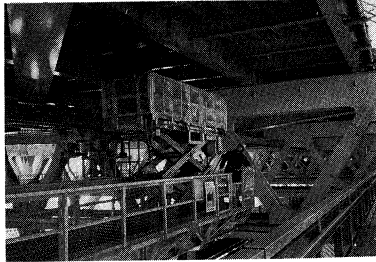


写真-3
桁内面作業車による
作業状況
(下津井)

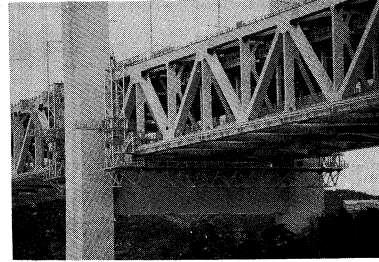


写真-4
吊橋・斜張橋桁外
面作業車
(下津井)

表-3 吊橋・斜張橋桁外面作業車の主要仕様 (下津井)

項 目		仕 様
主 要 寸 法		下面作業台: 長さ43,000mm×幅8,800mm 側面フレーム: 高さ18,812mm 伸縮足場: 長さ12,250mm×幅800mm 軌間: 32,350mm
走 行	駆 動 方 式	電動式2モータ全輪駆動
	電 動 機	15KW×2台
	制 御 方 式	サイリスタ・一次電圧制御及び二次抵抗制御
	走 行 速 度	5~30m/min (4ノッチ)
	制 動 方 式	電気制御及びバネ式バンドブレーキ油圧押し機開放
伸 縮	レールクランプ	バネ摩擦シュー軌条締付式油圧押し機開放
	駆 動 方 式	電動式ワイロープ巻上
	電 動 機	7.5KW×1台×2基
	制 動 方 式	電磁ブレーキ及びバネ式バンドブレーキ油圧押し機開放
	昇 降 速 度	5m/min
足 場	過 載 検 知	ロードセル
	駆 動 方 式	電動式ラック・ピニオン
	電 動 機	0.2KW×1台×2基
	制 動 方 式	電磁ブレーキ
	スライド速度	5m/min
積 載 荷 重		下面作業台1,750kg (乗員10人: 750kg、機材1,000kg) 伸縮足場325kg (乗員3人: 225kg、機材100kg)
主 要 材 料		A5083、A6061
自 重		約59.9t
給 電 方 式		3φAC440V絶縁トロリー式

4.3 安全装置

作業車には危険な動作を防ぐための各種インターロックを設け、特にレール端や動作の終端には近接スイッチにより自動的に停止するようにした。また内面作業車は鉄道の上にあるため、作業床は密閉構造にするとともに、手すりには全てエキスパンドメタルを張り、作業工具等の落下防止を図った。作業車の故障時の非常用脱出手段として、手動の走行装置を設け近くの管理路へ接近できるようにした。

5. 吊橋・斜張橋桁外面作業車

吊橋・斜張橋の桁下面と両側面をU字形にとり囲んで、橋体に取り付けた軌条の上を走行する作業車で、主要な部分としては下面作業台、サドル、側面フレーム、伸縮足場で構成される。この作業車の大きな特徴は、桁内に入るとともに主構高さ全体を昇降する伸縮足場を設けたことにより、橋体の主構と下横構及び主横トラス側部へ容易に接近できることである (写真-4)。

5.1 構 造

下津井瀬戸大橋桁外面作業車の主要仕様を表-3、一般図を図-2に示す。

1) 下面作業台

下面作業台は橋桁下面を点検補修するための作業床にあたる部分で、中央部の幅は6m、全面を塩ビ製ノンスリップ床材で張り、全周に手すりとエキスパンドメタル張

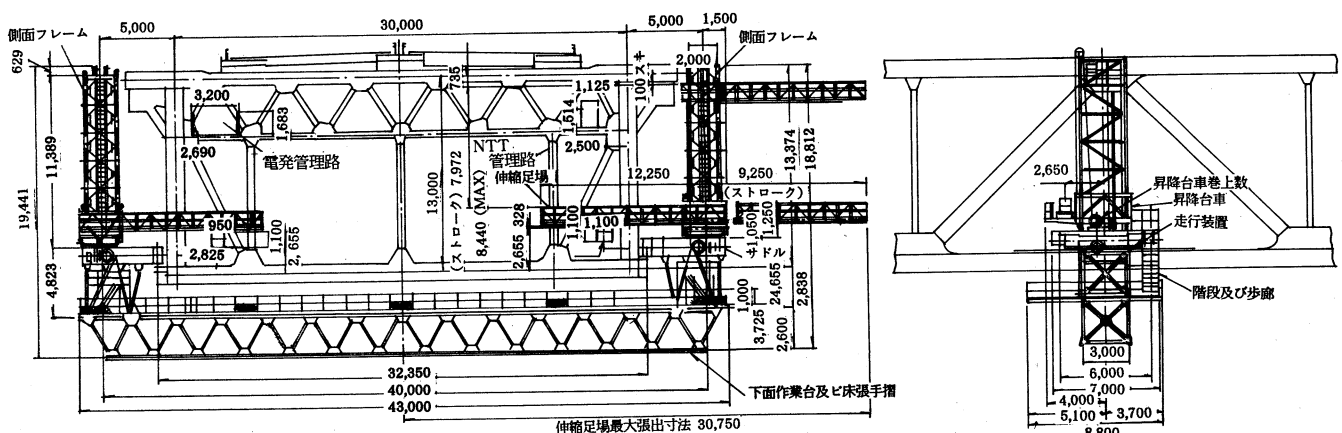


図-2 吊橋・斜張橋桁外面作業車一般図 (下津井)

りの柵を設けている。主フレームは、重量の軽減と耐風安定性を考慮してアルミニウム合金のパイプトラス全溶接構造とした。作業床上には運転操作を行うための操作盤、制御盤等の盤類を設置している。

2) サドル

サドルは橋体に設けた軌条の上を片側2輪、計4輪で走行する駆動装置を備え、作業車全体を支える部分であり、ボックスガーダー構造になっている。下面作業台とはパイプトラスで連結している。走行装置は両軸形クレーンモータから減速機を介して2輪を駆動する方式である。また作業時に風圧で逸走しないように、軌条をはさみ込む方式のレールクランプを設けた。それはバネで作動し電動油圧押し機により開放するものである。暴風時の逸走防止としては、軌条側の穴に係留ピンを差込むもので、スクリュージャッキのハンドルを回して操作する。これらの装置は東西のサドルに各1組設けられている。

3) 側面フレーム

側面フレームは伸縮足場を吊上げるとともに風で足場が揺れないようにガイドするもので、東西のサドル上に垂直に立てられ、下部でサドルとボルト結合されている。主構はパイプトラス構造で、4本の柱材が足場をガイドするレールを兼ねている。側面フレームの下部には巻上装置、上部にはターンシーブを置いている。

4) 伸縮足場

伸縮足場は側面フレームに沿って昇降し、橋桁内に入入するスライド動作(伸縮)機能を持つゴンドラ設備である。足場は巻上装置からワイヤロープにより、頂部のターンシーブを介して吊下げられ、側面フレームのレール面とローラタッチでガイドされる。伸縮の動作は電動ラック・ピニオン方式である。

5.2 機能

作業車の積載荷重は、作業員と機材合わせてそれぞれ下面作業台は1,750kg、伸縮足場は325kgである。走行速度は5~30m/minの間で変速でき、伸縮足場の動作は昇降及び伸縮とも5m/minである。操作箇所は、下面作業台の主操作盤と伸縮足場歩廊及び足場内の操作箱の計5ヶ所であるが、走行については主操作盤のみで可能となっている。各操作箇所には放送用のマイクとスピーカが、また作業箇所には100Vと200Vのコンセントが設けてある。写真-5に伸縮足場での作業状況を示す。

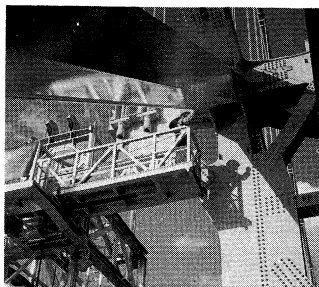


写真-5
桁外面作業車の伸縮足場での作業状況(下津井)

5.3 安全装置

各動作の安全を図るため次の安全装置を設けている。

①危険動作を防止するための各種インターロックを設け、特に走行、昇降、伸縮などの動作終端は近接スイッチにより自動的に停止させる。

②非常停止スイッチを適宜配置し、異常の発見者が即応できるようにした。

③操作レバーは倒した方向に動作するものとし、なお手を離すと自動的に停止する方式とした。

④走行装置にはバンドブレーキとしレールクランプ、また巻上装置には電磁ブレーキとバンドブレーキによるそれぞれ2系統のブレーキを設け、それらは電源断で作動するようにした。

⑤伸縮足場には過載検知器を設けオーバーロードを防止した。

6. 曲弦トラス橋外面作業車

与島橋、羽佐島高架橋、番の州高架橋トラスは橋桁の下部が弓状に湾曲しているため、下面作業台が走行中に曲弦に沿って昇降できるようにした作業車で、橋体の下面と両側面をU字形に囲んでいる。主要な部分は下面作業台、側面フレーム、昇降装置、伸縮足場で構成される。この作業車のもう一つの特徴として、各径間(橋脚と次の橋脚の間)ごとに1台ずつ下面作業台を設置し、東西に各1台あって全径間を走行できる側面フレームを設けたことで、運転時には下面作業台と側面フレームを連結し、一体となって構成されることである。このため側面フレームは単独で橋脚部を通過することができる。橋体には主構上弦材と下弦材にそれぞれ走行用と案内用の軌条が設けられている(写真-6)。

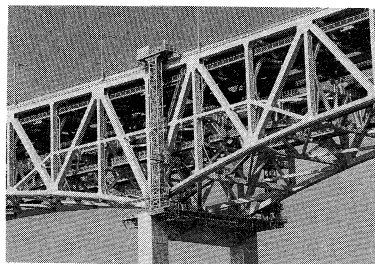


写真-6
曲弦トラス橋外面作業車
(番の州トラス)

6.1 構造

番の州トラス橋外面作業車の主要仕様を表-4に示す。

1) 側面フレーム

側面フレームは、主構上弦材に設けた走行軌条に懸垂して走行する「T」字形のフレームで、上部がボックスガーダー構造のサドル部、側面がパイプトラス構造の柱になっている。サドル部には走行装置、巻上装置、制御盤などが設けられている。走行装置は作業車を橋軸方向に走行させるためのもので、駆動台車、ブレーキ、レールクランプ装置などで構成され、サドルの前後に1台ずつ設けられている。

2) 下面作業台

下面作業台は、橋桁下面を点検補修するための作業床にあたる部分で、全体がサドル上部にある巻上装置からワイヤロープにより昇降装置を介して吊下げられている。主要フレームはアルミ合金パイプトラス溶接構造で、床全面にノンスリップ床材、全周にわたってエキスパンドメタル張りの手すり及び橋脚部の架台に置くための係留装置を備えている。

表-4 曲弦トラス橋外面作業車の主要仕様（番の州トラス）

項 目		仕 様
主 要 寸 法		側面フレーム：高さ31,960mm×幅11,300mm 下面作業台：長さ30,200mm×幅6,250mm 伸縮足場：長さ7,700mm×幅1,000mm
走 行	駆 動 方 式	1軸駆動2軸2輪台車
	電 動 機	7.5KW×1台×4基
	制 御 方 式	インバータ制御
	走 行 速 度	3~20m/min
	制 動 方 式	電気制動及びバネ式バンドブレーキ油圧押し機開放
下 面 作 業 台 昇 降	レールクランプ	バネ摩擦シュー軌条締付式油圧押し機開放
	駆 動 方 式	電動式ワイヤロープ巻上
	電 動 機	22KW×1台×2基
	制 御 方 式	インバータ制御
	昇 降 速 度	走行に対応0~5.4m/min
伸 縮 足 場	制 動 方 式	電磁ブレーキ及びバネ式バンドブレーキ油圧押し機開放
	過 載 検 知	ロードセル
	駆 動 方 式	電動式ワイヤロープ巻上
	電 動 機	5.5KW×1台×2基
	制 動 方 式	電磁ブレーキ及びバネ式バンドブレーキ油圧押し機開放
足 場 縮 小	昇 降 速 度	5m/min
	過 載 検 知	ロードセル
	駆 動 方 式	電動式ラック・ピニオン
	電 動 機	0.1KW×1台×2基
	制 動 方 式	電磁ブレーキ
下 面 支 持	スライド速度	5m/min
	駆 動 方 式	電動ネジロッド
	電 動 機	0.2KW×2基
	速 度	1m/min
	積 載 荷 重	下面作業台1,750kg（乗員10人：750kg、機材1,000kg） 伸縮足場325kg（乗員3人：225kg、機材100kg）
主 要 材 料		A5083、A6061
自 重	側面全体：87.7t（2基）	
	下面作業台：12.2t（1基）	
給 電 方 式		3φ AC440V 絶縁トロリー式

3) 昇降装置

昇降装置は下面作業台と連結し作業車を一体に構成する部分で、サドル上の巻上装置からワイヤロープで吊下げられ、側面フレームをガイドにして昇降する。昇降装置は下弦材に設けた軌条にガイドされ、橋下面に沿って昇降し、また作業車に働く橋軸直角方向の荷重を受ける下部案内装置が組込まれている。装置の下部にある作業床には東西にそれぞれ正・副の操作盤が置かれている。

4) 伸縮足場

伸縮足場は吊橋形の作業車と同様の機能を持ち、昇降と伸縮を行う。足場はサドル上部の巻上装置からワイヤロープで吊下げられ側面フレームをガイドにして昇降する。伸縮足場への乗降は昇降装置より行う。

6.2 機 能

下面作業台の積載荷重は吊橋形作業車と同様に1750kgで、伸縮足場については325kgである。運転操作は東西の正・副操作盤及び伸縮足場内と乗込口の操作箱にて行う。走行速度は3~20m/minの無段階変速で、走行時には下面作業台が橋体下面に沿って自動的に昇降する。それらの駆動はサドル部の走行装置と巻上装置で行うが、正確な同調をとるため走行距離を検出しインバータ制御を行っている。主・副操作盤には走行、昇降、伸縮及び

連結切離し動作のための操作レバー、各種表示灯、選択スイッチ、速度計、非常停止スイッチなどが配置されている。伸縮足場の操作は足場内の操作箱に優先権があり、走行は操作盤のみで可能となっている。

側面フレームの橋脚通過作業の手順としては、まず下面作業台を橋脚部の係留架台に降ろし、片側ずつ側面フレームを切離し、単独操作で橋脚を通過し次の径間の下面作業台と連結する。写真-7に橋脚通過作業を示す。

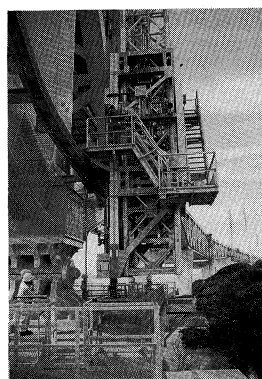


写真-7

曲弦トラス橋作業車側面フレームの橋脚通過作業（与島橋）

6.3 安全装置

吊橋形外面作業車と同様の安全装置を設けているが、特に作業車全体がゴンドラの適用（労働安全衛生規則）を受けるため、下面作業台についても過載検知器を備え安全を図っている。

7. 高架箱桁橋共用部作業車

番の州高架橋共用部の道路桁の下面と側面を点検補修するための作業車で、径間に各1台ずつ設置されている。この作業車は桁下全幅をカバーする下面作業床を設け、橋体に設けた2本のI形軌条に懸垂し橋軸方向に走行する（写真-8）。

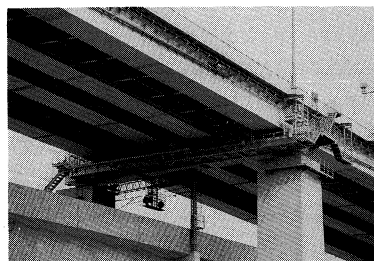


写真-8

高架箱桁橋共用部作業車（番の州）

7.1 構造と機能

作業車の主要仕様を表-5に示す。

作業車の主フレームはI形断面の2本の桁で、その間を形材と床板材で接合している。走行駆動装置は1台の電動機から駆動軸を両側に出し、減速機を経て左右の車輪全数（各4輪）を駆動している。制動装置は電磁ブレーキとレールクランプの2系統である。積載荷重は作業員と機材合わせて1000kg、4~10m/minの無段階変速で走行する。

表-5 番の州高架箱桁橋共用部作業車の主要仕様

項 目	仕 様
主 要 寸 法	下面作業台：長さ25,000mm×幅2,700mm 軌間：12,000mm
駆 動 方 式	電動式1モータ全輪駆動
電 動 機	3.7KW
制 御 方 式	インバータ制御
走 行 速 度	4~10m/min
制 動 方 式	電磁ブレーキ
レールクランプ	クサビ軌条締付式ソレノイド開放
積 載 荷 重	1,000kg（乗員5人：375kg、機材625kg）
自 重	約13t
給 電 方 式	3φ440Vケーブルリール式

7.2 安全装置

安全装置としては、各種インターロック、非常停止釦、各動作の終端近接スイッチなどを設け、係留時には軌条にピンを差込み逸走を防止している。

8. 高架箱桁橋道路単独部作業車

番の州高架橋道路単独部の桁下面と側面を点検補修するための作業車で上り線用と下り線用に分けて設置されている。この作業車は桁下全幅に渡る作業床を設け、橋体に設けた2本のI形軌条に懸垂し橋軸方向に走行するものであるが、橋脚部を通過して次の径間へ移動することができる。橋脚部の空間がせまいため作業車には、90°回転昇降する機能があって、通過時にはコンパクトに格納する（写真-9）。

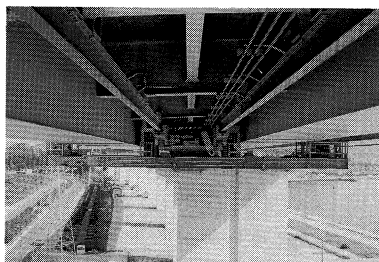


写真-9
高架箱桁橋道路
単独部作業車
（番の州）

8.1 構造と機能

作業車の主要仕様を表-6に、一般図を図-3に示す。

作業車の主要部分は作業床と走行装置及び旋回・昇降装置の3部分で構成されている。作業床の主フレームはI形断面の2本の桁で、その間を床板材で接合している。作業床の周囲には高さ900mmの手すり及び防護柵を設けているが、手すりの一部は折りたたみ式である。

走行駆動装置は走行軌条の折れ曲りに対応するために、左右各々の車輪を電動機で駆動し、2~10m/minの速度で走行する。ブレーキは電磁ブレーキとレールクランプの2系統を備えている。

旋回・昇降装置は作業車の中央部にあり、旋回駆動方式は電動機よりウォーム減速機を経て歯車で旋回輪を回転させるもので0.5rpmで90°旋回する。昇降駆動方式は1台の電動機から減速機を介して4本のスクリーロッドを同時に駆動するものである。旋回・昇降とも停電

表-6 番の州高架箱桁橋道路単独部作業車主要仕様

項 目	仕 様
主 要 寸 法	下面作業台：長さ12,600mm×幅2,800mm 軌間：24,00mm
走 行	駆 動 方 式 電動式2モータ全輪駆動 電 動 機 1.5KW×2台 制 御 方 式 インバータ制御 走 行 速 度 2~10m/min 制 動 方 式 電磁ブレーキ レールクランプ クサビ軌条締付式ソレノイド開放
旋 回	駆 動 方 式 電動式旋回輪駆動 電 動 機 1.5KW×1台 旋 回 速 度 0.5rpm 制 動 方 式 電磁ブレーキ
昇 降	駆 動 方 式 電動式1モータ4スクリーロッド同時駆動 電 動 機 5.5kw 昇 降 速 度 0.33m/min 昇降ストローク 850mm 制 動 方 式 電磁ブレーキ
積 載 荷 重	1,000kg（乗員5人：375kg、機材625kg）
自 重	約12t
給 電 方 式	3φAC440V絶縁トロリー式

時には手動ハンドルで操作できる。

8.2 安全装置

安全装置としては、各種インターロック、非常停止釦、各動作の終端の近接スイッチなどを設け、係留時には軌条にピンを差し込み逸走を防止している。

9. 斜張橋塔作業車

櫃石島橋及び岩黒島橋の塔の壁面を点検補修するための Gondola 形式の作業車で、塔柱の外・内面をそれぞれコの字形に囲んで、塔基部から塔頂まで昇降する外面作業車と、道路面から塔頂まで昇降する内面作業車がある。塔柱は高さ方向に向って細く鋭くなるように断面形状が変化し、さらに2ヶ所の屈曲部をもつ複雑な形状となっている。このため作業車には常に床を水平に保つ装置、床をスライドさせる装置、風に対する揺れ防止と非常止め装置を設けた。作業車は塔壁面に設けたH断面のガイドレールに沿って昇降する（写真-10、11、12）

9.1 構造

作業車の主要仕様を表-7に示す。

塔作業車は塔頂部に設けた外・内面共用の巻上装置から2本のワイヤーロープで作業床を吊下げる Gondola 装置である。作業床と巻上機の間は、下部の移設台車または係留架台から塔内部の制御盤を経て電氣的に連結されている。また移設台車及び係留架台は作業床を他の塔柱へ移設するためのもので、外面作業車は1塔の東西に共用し、内面作業車は4塔の内面8ヶ所に共用することができる。作業車を使用しないときは格納庫に保管する。

1) 塔外面作業車

塔柱外面をコの字形に囲んで昇降する作業車で、固定床と両側のスライド床で構成される。固定床にはガイドローラ、吊金具との連結装置、水平維持装置、スライド

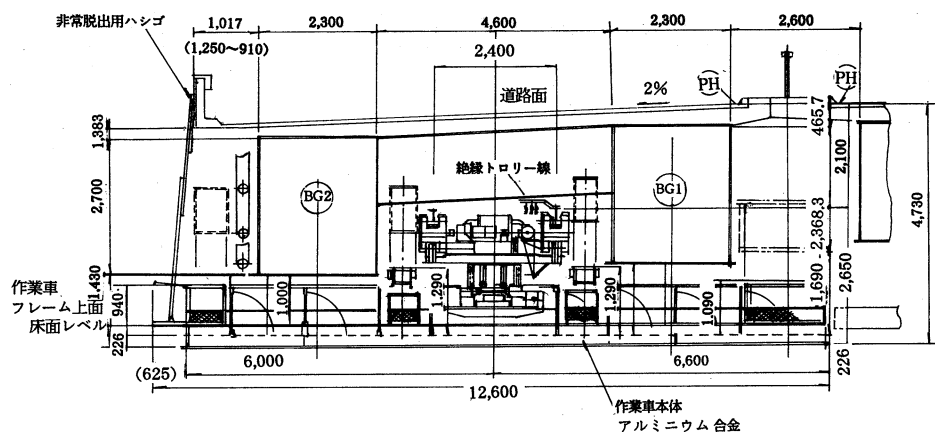


図-3 高架箱桁橋道路単独部作業車一般図

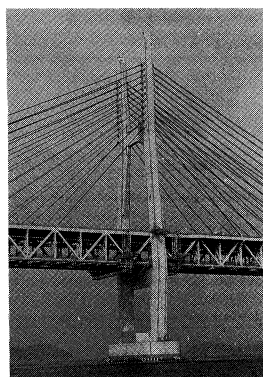


写真-10
斜張橋塔作業
車の全景

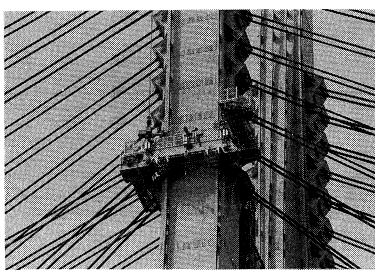


写真-11 斜張橋塔外面作業車

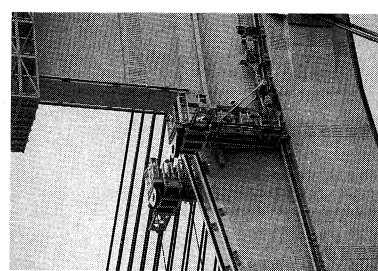


写真-12 斜張橋塔内面作業車

表-7 斜張橋塔作業車の主要仕様 (岩黒島)

項目	形式	外面作業車	内面作業車
主要寸法	全長	10.7m (橋軸方向) 6.2m (橋軸直角方向)	7.2m (橋軸方向) 5.3 (橋軸直角方向)
	全高	2.5m (手摺高含む)	2.8m
	軌条間隔	3.7m	4.72~3.63m
	吊上ロープ間隔	6.3m	3.6m
	駆動方式	ワイヤロープ巻上式	
速度	昇床スライド (橋軸方向)	6.2m/min	6.5m/min
	床スライド (橋軸直角方向)	0.3m/min	0.3m/min
	床スライド (橋軸直角方向)	4.8m/min	手動
出力	昇床スライド (橋軸方向)	18.5KW×2台	
	床スライド (橋軸直角方向)	0.75KW×2台	人力
	床スライド (橋軸直角方向)	人力	人力
	水平維持	5.5KW×1台	1.5KW×2台
揚程		143m (2P)、147m (3P)	約90m
積載荷重		750kg (乗員5人: 375kg 機材375kg)	450kg (乗員3人: 225kg 機材225kg)
主要材料		A5083	A5083
自重		10.7t	7.2t
給電方式		3φ AC440V キャプタイヤケーブル	3φ AC440V キャプタイヤケーブル

床駆動装置、非常止め装置及び操作盤等が装備されている。作業床面は全てチェッカープレートで張り、全周に手すりトエキスパンドメタル張の防護柵とつま先あてを設けた。

2) 塔内面作業車

塔柱内面をコの字形に囲んで昇降する作業車で、左右一対の固定床とスライド床で構成される。固定床にはガイドローラ、吊ロッド、水平維持装置、非常止め装置及

び操作盤などが装備されている。スライド床は左右の固定床を橋軸方向にスライドする部分で、通常は中央で互に連結して使用するが、作業車が上部水平材を通過する際は、左右のスライド床を分割し、各々単独で昇降する。スライド床の駆動はガイドレールに案内され自動的にスライドするが、水平材での分離時には手動ハンドルで行う。水平維持装置、非常止め装置は塔外面作業車と同じ機構である。

3) 巻上装置

巻上装置は塔外・塔内面作業車をワイヤロープで吊下げ、昇降させるもので巻上機、吊上ブーム装置、ローディングブロック、吊金具で構成される。巻上装置は休止時には塔頂部に格納される。このため吊上ブームは上下方向と水平方向の伸縮及び旋回ができるようになっている。

4) 移設台車及び係留架台

移設台車は橋脚基礎にあって塔外面作業車を東西の塔基部へ移設するためのもので、基礎には軌条と中央部に格納庫がある。施設台車は走行台車、フレーム、アウトリガー及びケーブルリール等で構成される。塔外面作業車との電氣的接続はキャプタイヤケーブルによっている。

係留架台は道路と同一面にあって塔内面作業車の係留に使用する。係留フレーム、作業車取付台、ケーブルリール等で構成され作業車への給電にはキャプタイヤケーブルを使用している。移設作業はトラッククレーンとトレーラで行う。

9.2 機能

塔作業車は作業床内の操作盤で、昇降、水平維持、床

スライドなどの動作がレバー操作でき、レバーから手を離すと自動的に停止するようになっている。外面作業車は750kg 積載可能であり、約6m/min の速度で塔基部から塔頂まで約140 m昇降する。内面作業車は450kg 積載可能であり、同じ速度で道路面から塔頂まで約90m 昇降する。作業車の運転準備のために、格納庫より塔基部へのセット、塔頂部巻上装置の展開、作業車と吊金具の連結などの作業が必要となる。

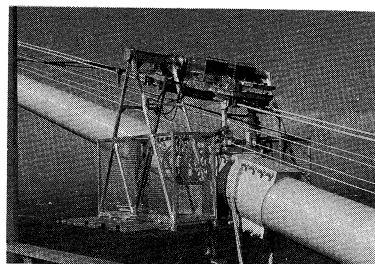


写真-13
ケーブル作業車

10. ケーブル作業車

ケーブル作業車は吊橋の主ケーブルの上を走行し、ケーブル及びケーブルバンドなどの点検補修用として使用するもので、吊橋3橋（下津井、北備讃、南備讃瀬戸大橋）に兼用できる（写真-13）。

ケーブル作業車は図-4に示すように、上段のハンドロープを走行軌条とし主ケーブルに沿って移動する台車で、駆動・走行装置を組み込んだ駆動台車と、その両側にケーブルをまたぐ形で懸架されたケージにより構成される。作業車はハンドロープ上を車輪走行し、駆動方式は特殊なキャタピラでロープをはさみ、ロープとの摩擦力を利用するもので6m/min の速度で走行する。作業車への給電は桁外面作業車からキャプタイヤケーブルにより行う。

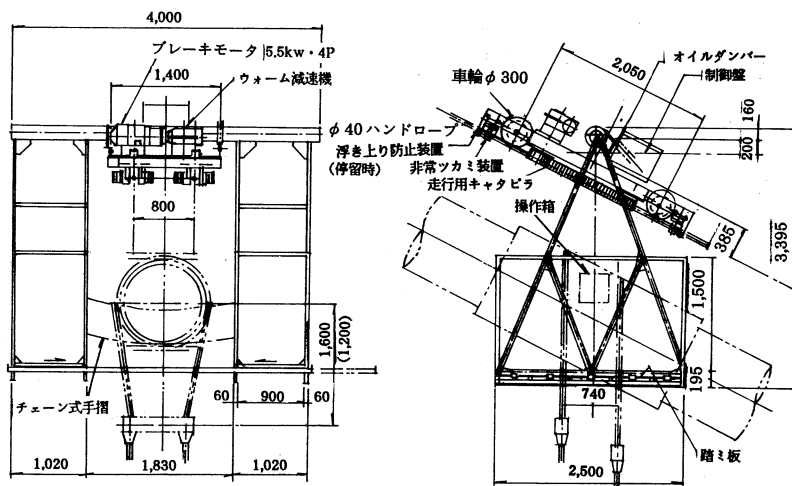


図-4 ケーブル作業車一般図

表-8 ケーブル作業車の主要仕様

項 目	仕 様
走 行 方 式	電動式特殊キャタピラによる摩擦駆動
電 動 機	5.5KW ブレーキモータ
走 行 速 度	6m/min
走行最大斜度	±30°
給 電 方 式	3φ AC440V キャプタイヤケーブル (桁外面作業車より給電)
積 載 荷 重	駆動台車：機材200kg ケージ：560kg（乗員4人：300kg、機材260kg）
主 要 材 料	A5083、A6061
自 重	2.2t

11. 作業車の利用

作業車は接近用足場の他に、作業員や機材の運搬、機械器具への電力供給及び落下防護工としての機能を備えているので、点検補修作業においては、橋体の塗膜の劣化状況や損傷個所の点検と補修塗装、鉄道軌条桁や防音工、電気通信管路や給水設備、橋梁灯の点検補修、ケーブルバンドの軸力測定など様々な用途に利用可能である。これらの作業はこれから実施するものであり、作業車には設計と製作の時点で優れた機能性と高い安全性を求め、高度で多様な機能を持つものとなったが、これは単純で誰でもが使えるような構造とは相反する面をもつ部分がある。

操作盤面は出来るだけシンプルにして、簡単なレバー操作でほとんどの動作ができ、作業車の動作終端では自動停止することを図ったが、橋体のすみずみへの接近を可能とするため、一部の動作端は手動によるものとした。たとえば桁外面作業車で伸縮足場が桁内にあるときには徐行での走行可能とし、作業性を高めるようにした。

橋梁の維持管理においては公団職員や、請負者の作業員がこれらの作業車を使用することになるが、作業車は特別な車輛であり、その大半が「ゴンドラ安全規則」の適用を受けるとともに、操作員は初めて操作する場合が多く、また高々所にあるため誤操作や装置の故障の程度によっては墜落の危険性がある。このため作業車を常に

良好な状態に維持管理するとともに、作業車を使用する作業員に対し「点検補修作業車特別教育講習」を実施して、講習内容について熟知した者に運転許可証を発行することとしている。

12. あとがき

点検補修作業車が、橋梁を健全な状態にわたって維持管理するために担う役割はきわめて重要である。Dルート completion とともに約90台の作業車が稼動を開始したわけであるが、これらはかつてなかった大規模なものとなった。作業車の設計から製作、据付にあたっては多くの関係者の協力と労苦があった。今後は作業車を使う面で、安全で容易に広く利用できるようにさらに検討していく必要がある。末筆ながら誌上を借りて関係各位に謝意を表します。

生口橋接合部実験報告

Report on two Experiments for the Design of Transition Elements of the Superstructure on Ikuchi Bridge

企画開発部 企画課長代理 森 邦久
(前) 向島工事事務所 第一工事長 kunihiisa Mori

大三島管理事務所 橋梁技術課長 帆 足 博 明
(前) 向島工事事務所 第一工事長代理 Hiroaki Hoashi

向島工事事務所 技術課 木 村 一 也
Kazuya Kimura

1. まえがき

生口橋は、本州四国連絡橋の尾道～今治ルートで因島と生口島間に建設中の斜張橋である。本橋梁の特徴は、道路線形の関係より側支間が中央支間に比べ、短いことから（側支間／中央支間＝150／490m≒0.31）、側支間と中央支間との死荷重バランスを確保するため、中央支間が鋼桁、側支間がPC桁の複合斜張橋とした点にある。図-1にその一般図を示す。

本橋のように主桁に複合構造を有する斜張橋の重要な課題としては、鋼桁とPC桁の接合部の位置、およびその接合部の構造形式の決定がある。

接合位置については、接合点での曲げモーメントを小さくするという観点より、中央径間側の塔部水平材近傍に接合点を設けることとした。またPC桁を塔部支承で支持させることで構造的にも安定感を有する構造としている（図-2）。

本報告においては、接合部の構造形式について、その構造比較検討経緯、および検討の過程において実施した2項目のモデル実験についての概要を報告するものである。

2. 接合部の構造形式

2.1 1次および2次比較

接合部の構造形式としては、過去の海外橋梁での実績を考慮して、4案の構造形式を選定し、比較検討を行った。表-1にその概念図および各案の評価を示すが、最終案としては第4案の部分中詰コンクリート案を選定した。

2.2 部分中詰コンクリート案に対する構造検討

最終案の部分中詰めコンクリート案は図-2に示すように、鋼桁端部断面を多室構造として、この多室構造部分に伝達力を分散させるためコンクリートを詰めた構造としている。この構造形式で接合部を設計する場合、力の伝達機構等において不確定要素が多いため、以下に示す2項目の実験を実施することとした。

1) 力の伝達機構についての実験（圧縮試験）

中詰部の多室構造の標準的な単一セルをモデルとし、軸圧縮力に対する中詰部の力の伝達機構を把握するための実験を実施した。モデルとしては図-3に示すように、中詰部支圧板（鋼板）の位置を中詰部コンクリートの前面および後面とする2ケースを選定し（以下前者を『全面プレート案』、後者を『後面プレート案』という。）、それぞれの構造による力の伝達機構の差異を実験により明確にするとともに、最終基本構造を選定するための基礎資料とすることを目的とした。

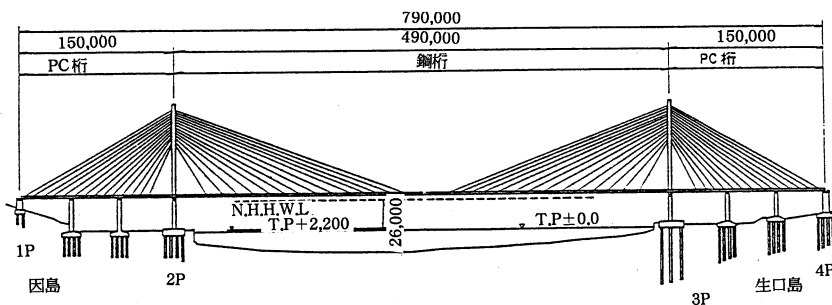


図-1 一般図

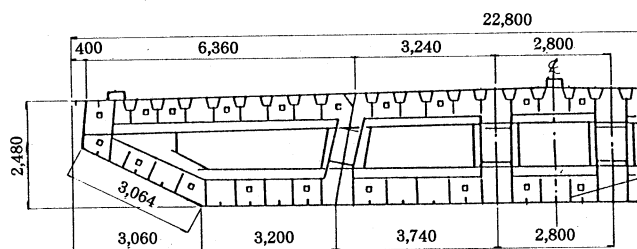
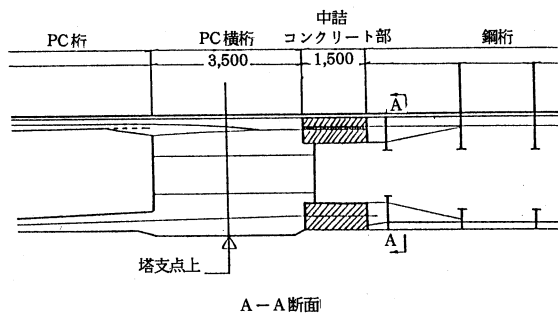


図-2 接合部断面図

表-1 接合部構造の1次・2次比較

	第 1 案 (全面接合メタルプレート案)	第 2 案 (全面接合中詰コンクリート案)	第 3 案 (部分接合メタルプレート案)	第 4 案 (部分接合中詰コンクリート案)
構 造 概 念 図				
総 合 評 価	- 鋼桁部の力をコンクリート横桁部全体に伝達するため鋼桁部に隔壁を設けることにより格子構造とし支圧板を設ける。 - 接合部の応力レベルは低く、検討課題は少ない。 - 構造的な安心感はある。 - 施工性に難点がある。 - マンホール設置に配慮がいる。 △	- 鋼桁部の力をコンクリート横桁部全体に伝達するため全断面に中詰コンクリートを設ける。 - 接合部の応力レベルは低く、検討課題は少ない。 - 構造的な安心感はある。 - シアコネクターのすべり止めの効果がより重要となる。 - マンホール設置に配慮がいる。 △	- 鋼桁部の力をコンクリート横桁に伝達するためフランジ及びウェブに支圧板を設ける。(Kurt-Schumacher橋) - 接合部の応力レベルがやや高く、検討課題も多少残る。 - 維持管理用のマンホール等が必要となることから、実際はこの構造に近くなる。 - 第4案に比して桁の剛性変化が大きい。又、施工面も第4案に比して難がある。 ○	- 鋼桁部の力をコンクリート横桁に伝達するためフランジ及びウェブに中詰コンクリート部を設ける。(Bybrua橋) - 接合部の応力レベルがやや高く、検討課題は多い。 - シアコネクターのすべり止めの効果がより重要となる。 - 維持管理用のマンホール等が必要となることから、実際はこの構造に近くなる。 ◎

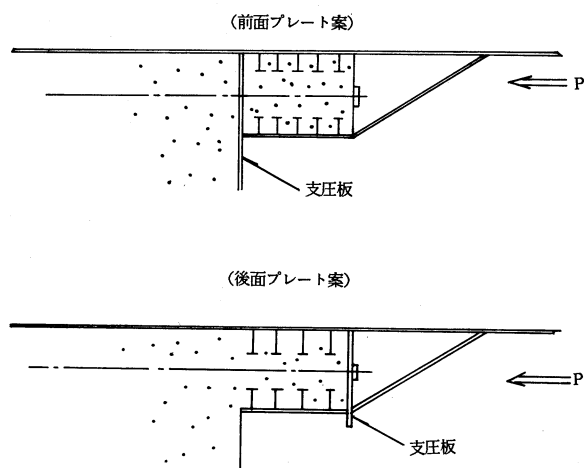


図-3 前面プレート・後面プレート案概念図

表-2 供試体の種類

区分	供試体の名称	数	量	シアコネクターの型式	緊 張 の 有 無
ブ レ ー ト 案	A-1	3	体	スタッド	有
	A-2	1	体	スタッド	無
	A-3	1	体	角 鋼	有
	A-4	1	体	無 し	有
ブ レ ー ト 案	B-1	3	体	スタッド	有
	B-2	1	体	スタッド	無
	B-3	1	体	角 鋼	有

表-3 材料の規格/サイズ

材 料	規 格	サ イ ズ
鋼 板	SS41	-
角 鋼	SS41	28×28×300
ス タ ッ ド	JSS 8-1977	22φ×80
P C 鋼 棒	B種 2号 SBPR-95/120	32φ
コンクリート	$\sigma_{ck}=400\text{kg/cm}^2$	-

2) シアコネクターの選定に対する実験(押抜試験)
中詰コンクリート部の鋼板に力の伝達の1要素として使用するシアコネクターの種類を選定するため、各種のシアコネクターを付した押抜試験用供試体を用い試験を行った。

上記の実験の概要、および接合部基本構造の最終比較検討を次章以下に示す。

3. 圧縮試験

3.1 供試体

供試体の種類、数量、名称および主要材料の規格を表-2および3に、基本外形寸法を図-4に示す。

3.2 载荷方法

载荷試験機は、機械化研究所内に設置された本四公団所有の大型疲労試験機を使用した。载荷可能荷重は以下の通りである。

静的最大荷重(圧縮・引張)……600t

動的最大荷重……………400t

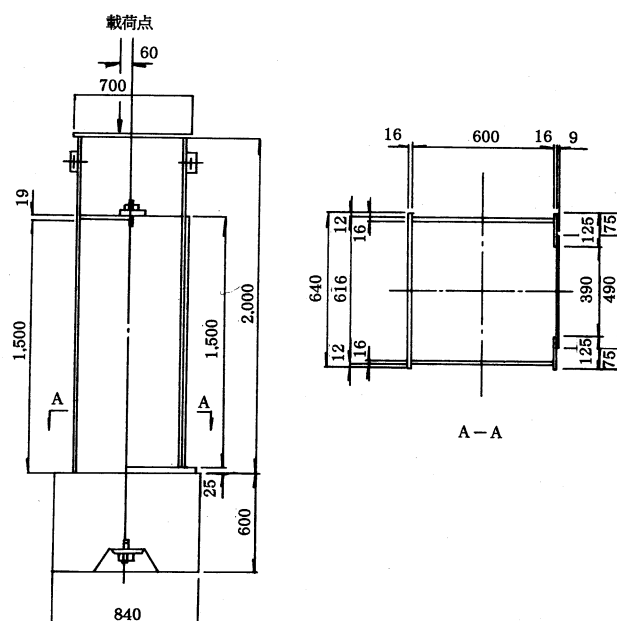


図-4 供試体の基本寸法

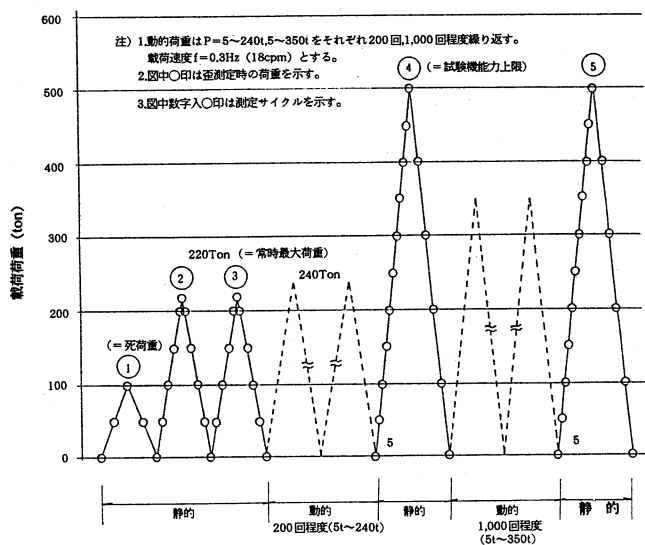


図-5 荷重要領図

試験荷重は、実橋を想定した応力計算にもとづいて決定し、その荷重要領を図-5に示す。またPC鋼棒による供試体の緊張は50tとした。

3.3 測定項目

鋼板、シアコネクタ、PC鋼棒、コンクリート（中詰部、ベース）の各荷重段階におけるひずみ測定、および鋼板と中詰コンクリート部の相対変位量について測定を行った。

3.4 実験結果および考察

実験結果として、図-6にP=500t（5サイクル目）での各供試体の荷重ひずみ分布図を、また表-4には前面プレート案と後面プレート案の比較という観点からの圧縮試験結果を示す。

これらの結果より、2案における軸圧縮力に対する力の伝達機構の相違をまとめると以下ようになる。

1) 前面プレート案

鋼板より中詰コンクリート部への力の伝達は小さい。この力の伝達は主としてシアコネクタによりなされ、鋼板と中詰コンクリート間の摩擦による伝達はあまり期待できない。

一方、鋼板先端部より前面支圧板を介してPC横桁へと力が伝達される割合が高く、このため支圧背面のPC横桁コンクリート部に応力集中が生じる。従って応力集中を分散させるためには、支圧板の厚さがある程度厚くする必要がある。

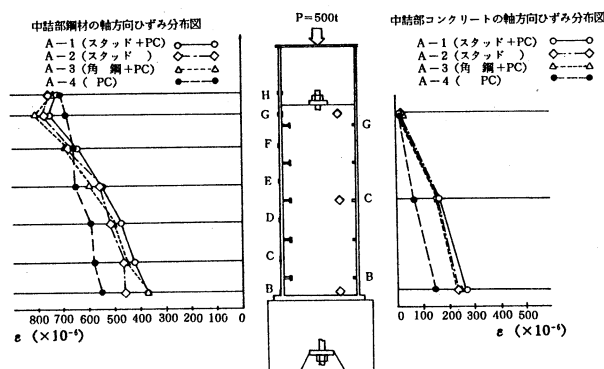
2) 後面プレート案

鋼板の圧縮力はほぼ100%中詰コンクリートへ伝達され、鋼板先端部ではそのひずみはほぼ0となる。力の伝達は、後面支圧板・シアコネクタ・摩擦の3者によりなされ、前面プレート

案と比べると特に摩擦による伝達が十分期待される点異なる。これは後面支圧板から伝達される力により、中詰コンクリートが圧縮されるためと考えられる。また実験値の確認の意味で実施したFEM解析においても、摩擦による伝達を50%と仮定したケースにおいて実験値に近い解析値が得られることを確認した。

以上、2案の応力伝達機構の相異について述べたが、本実験では今回使用した荷重装置の最大荷重の制限から、供

前面プレート各案の比較



後面プレート各案の比較

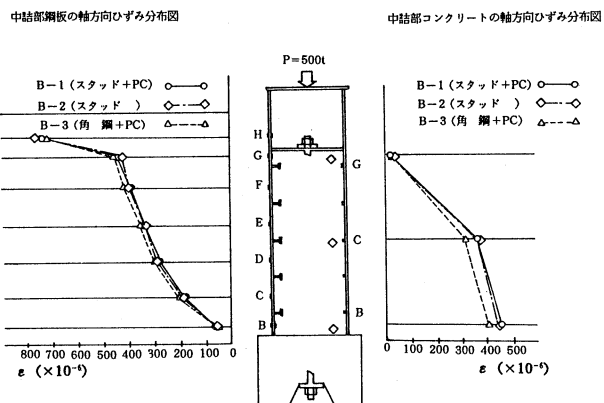


図-6 荷重歪分布図

表-4 圧縮試験結果（前面プレートと後面プレートの比較）

比較項目	前面プレート案	後面プレート案
鋼板のひずみ及びコンクリートのひずみ	- シアコネクタ形式の差異による鋼板のひずみ分布への影響はほとんどみられない。(A-1、A-3) - ただし、角鋼の場合は板曲げを生じている。 - シアコネクタの効果は大きい。 - PC鋼棒有無の差はほとんどない。 - コンクリート軸方向ひずみは鋼板のひずみ減少に対応して下部ほど大きくなっている。 - 前面支圧板からの力の移行が約50%ある。 - 接合面下の横方向ひずみ分布は安定しているが縦方向分布は逆にバラツキがあり、その絶対値は後面プレート案に比べ大きい。	- シアコネクタ形式の差異及びPC鋼棒有無によるひずみ分布の差はほとんどみられず、3形式とも分布状況はよく似ている。 - 支圧板部と鋼先端部に板曲げが生じており、その値は角鋼を用いたものがB-1、B-2に比べて大きい。 - 後面プレートからの力の移行が約40%あり、中詰部上半で約65~75%がコンクリート部へ移行している。 - 接合面下でのコンクリート側ひずみ分布バラツキは、前面プレート案とは逆であるがその絶対値は前面プレート案より小さい。
ひずみ差及び残留ひずみ	- 全体的に荷重載荷時と除荷時のひずみ差は後面プレート案より大きい。 - 残留ひずみについても後面プレート案に比べ多少大きい。また、中詰コンクリート部に引張残留ひずみが生じている。	
鋼板とコンクリートとのずれ量	中詰部の鋼板とコンクリートとのずれ量は後面プレート案より大きい。	

試体を破壊し耐荷力を調査するまでには至らなかった。従って、最終耐荷力の確認及びその破壊性状の調査のためには、更に大規模な実験が必要と考える。

4. 押板試験

4.1 供試体

供試体の種類および名称を表-5、基本外形寸法を図-7に示す。供試体を使用したH型钢は、H-200×200×8×12、材質SS41、コンクリートは圧縮試験用供試体と同等で $\sigma_{sk}=400\text{kg}/\text{cm}^2$ を用いた。

表-5 供試体の種類

名 称	供試本数	シアコネクタの形状	規 格
C-1	2	スタッド 4本- $\phi 22\times 80$	JSS 8-1977
C-2	2	角 鋼 2本- $\square 28\times 180$	SS41
C-3	2	蛇 鉄 筋 2本- $\phi 16\times 540$	SR24
C-4	2	付着鉄筋 4本-D16×300	SD30

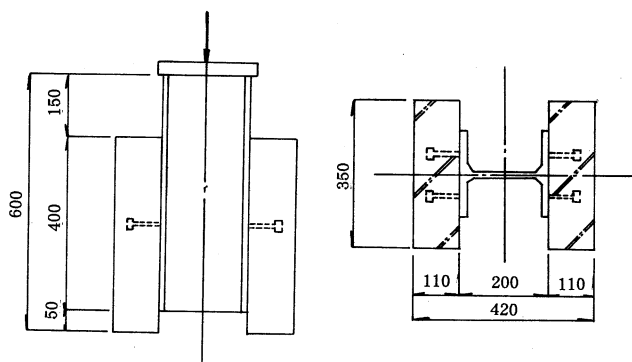


図-7 基本外形寸法

4.2 載荷方法

1) 試験機

試験機は200tアムスラーを用いた。

2) 載荷方法

載荷方法は漸増繰返し載荷とし、完全には除荷せず1tを保持するようにした。1回当たりの漸増荷重巾は予想最大荷重の1/15~1/20を目標とした。最大荷重に達した場合は除荷せずさらに載荷しつづけ、ずれが7mm以上となるまで載荷した。また載荷にあたっては、H型钢とコンクリートが分離しないように山形鋼を用いて横方向の拘束を行った。

3) 測定項目

測定項目は荷重、ずれ、横方向拘束力およびH型钢のひずみ等であり、C-1供試体ではスタッド付け根部上下のひずみ、C-2では角鋼上下鋼板部のひずみの測定を行った。

4.3 実験結果および考察

実験結果として、図-8に荷重-ずれ曲線を(供試体は各タイプそれぞれ

2体ずつあるが、試験結果の傾向が同様であるため、各1体目の試験結果を示す。)、表-6に押抜試験結果および考察を示す。

これらの結果総合的に判断すると、鋼桁各部のシアコネクタの選定について以下のように結論づけられる。

1) 上、下フランジ……中詰部の鋼板とコンクリートとの合成効果を高めるために、はだ離れを防止する効果のあるスタッドを用いる。

2) 多室構造部の隔壁……多室構造部の溶接施行性、および隔壁部ははだ離れが問題とならないことより角鋼とする。蛇鉄筋は角鋼と比べ、それ自身の溶接性に問題がある。

3) 腹板……腹板については軸力およびせん断力も作用するため、水平・鉛直方向に力の伝達効果のあるスタッドとする。

5. 接合部の構造形式の最終選定

3章で概要を述べた圧縮試験結果および数値解析結果をふまえ、部分中詰コンクリート形式の前面プレート案と後面プレート案の両案について、それらの構造特性、製作・施工性および力学的特性などを詳細に比較したのが表-7である。

表-7をもとに、総合的に判断した結果、生口橋の接合部構造は後面プレート形式とすることに決定した。

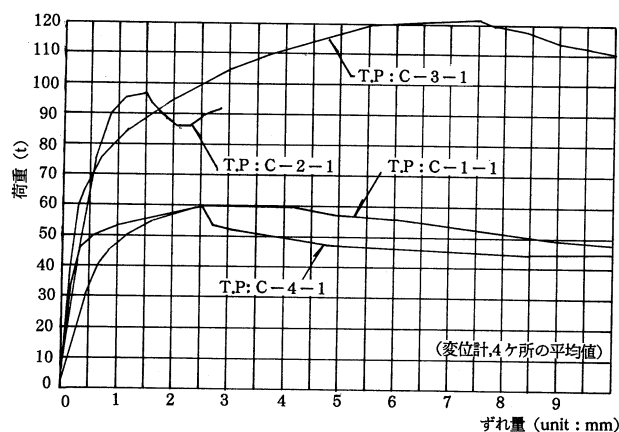
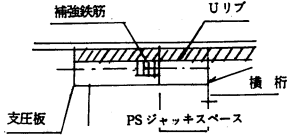
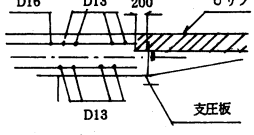
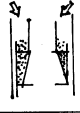
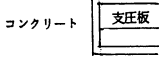


図-8 荷重-ずれ曲線

表-6 押抜試験結果及び考察

シアコネクタ種類	供試体	最大荷重	初期締付力	考 察
スタッド	C-1-1	60.2 t	900 kg	耐力は小さいが、ヘッドを有するためコンクリートと鋼板のはだ離れ防止に対しては効果がある。従って上下フランジ面に使用するのがよいと考えられる。ただし、ブリージングの影響が考えられるため、コンクリートの打設方向に配慮を要す。
	C-1-2	64.7	1060	
角 鋼	C-2-1	96.8	920	耐力は大きい、終局後の後耐力にねばりがない。圧縮試験の結果、板曲げを生じるため隔壁に使用すれば、効果がより施工性もよくなる。
	C-2-2	110.0	1030	
蛇 鉄 筋	C-3-1	121.7	1120	耐力は4タイプ中、最も大きい。隔壁に使用すれば十分な効果が期待できると考えられる。さらに、角鋼と同様に施工性はよくなる。
	C-3-2	119.4	1060	
付 着 鉄 筋	C-4-1	59.95	880	隔壁に使用すれば施工性はよくなるが、蛇鉄筋に比べると耐力的に劣る。
	C-4-2	64.2	1040	

表-7 前面プレート案と後面プレート案の比較検討表

項目	前面プレート案	後面プレート案
構造部	(1) 中詰コンクリート後方にPC鋼材プレストレス用ジャッキの設置スペースが必要である。  (1) Uリブは支圧板まで連続させる。 (2) PC鋼材定着部用補強鉄筋が必要。	(1) 鋼床板側Uリブは、輪荷重による溶接部の疲労を考え、支圧板を貫通させ、200mm程度中詰コンクリート部へ入れる。下フランジ側は支圧板にすみ肉溶接。 (2) 中詰コンクリート内には軸方向及び直角方向に鉄筋を設けPC桁との連続性、合成断面としての機能向上を計る。 (3) 支圧板は横桁と兼用。 
接合部及び部	(1) 支圧板前面(PC桁側)には、局部応力に対処するため、補強鉄筋を設ける。 (2) 支圧板前面(PC桁側)には、せん断力伝達のスタッド・ジベルを設置する。	(1) 鋼板先端には、ゴム等の緩衝材を付ける。 (2) 中詰コンクリートの応力は、ほぼ一様に分布しており、接合面での補強鉄筋は特に必要はない。
製作施工性	(1) 中詰コンクリート打設口が鋼桁内であり、施工がやや困難となる。 (2) 中詰鋼桁内にUリブがあるためコンクリートのまわりが悪い。 (3) コンクリート打設方向が鋼桁内からとなり、ブリージングによりずれ止め効果に悪影響が出る恐れがある。 	(1) 中詰コンクリート打設口が開放されており、施工性が高い。 (2) コンクリート打設方向がPC桁からであり、ブリージングによるずれ止め効果への悪影響が少ない。 
力学的伝達性	(1) Deck側、下フランジ側の端面部は応力集中によりコンクリートの剥離が生じる恐れがあるため施工面の仕上げに注意を要する。 	(1) 鋼板先端がPC桁に直接タッチしないようにゴム等の緩衝材を鋼板先端に取付ける必要がある。また、緩衝材を付けた場合、施工時に緩衝材が剥れたりしないように塔部横桁コンクリート打設時に注意する。
軸圧縮力	(1) 鋼板と中詰コンクリート間の伝達力(ずれ止め+摩擦力等)が小さい。特にPC鋼材がない場合、鋼板とコンクリート間の摩擦力はほとんど期待できない。 (2) 鋼板の応力は支圧板を介し、PC桁部へ伝達されるため、支圧板背面に応力集中が生じやすい。	(1) 鋼板桁部の応力は、①支圧板②鋼板とコンクリート間の伝達力(ずれ止め+摩擦力)により中詰コンクリートに伝達される。 中詰コンクリートは支圧板から伝達される力により圧縮され、鋼板とコンクリート間の摩擦力が十分期待できる。 (2) 中詰コンクリートに伝達された力は、コンクリートに一様に分布するため、接合面における応力集中は生じない。
せん断力	(1) せん断力は、①接合面の鋼とコンクリート間の摩擦②支圧板面のスタッド③PC横桁のせん断キーにより鋼桁とPC桁間で伝達される。 (2) ①については完成時では十分な軸力が作用しており、摩擦力は期待できるものと考えられる。摩擦係数、安全率等、設計上不明確な点が多い。また、架設時等では軸圧縮力が小さく、摩擦力を期待しがたい。	(1) せん断力は、圧縮力と同様に鋼桁中詰コンクリートPC桁と伝達される。 (2) 鋼桁と中詰コンクリート間は、スタッドにより伝達される。 (3) 中詰コンクリートとPC桁間は、連続したPC部材である。 (4) 前面プレートと同様にせん断キーの効果も期待できる。
総合評価	○	◎

6. あとがき

本橋の接合部の構造形式に対する検討および実験計画については生口橋主桁複合構造に関する調査研究委員会において、審議、検討がなされ、過去3年間にわたり報告書としてまとめられている。本報告は、その報告書を要約する形で接合部の構造形式の選定経緯および実験についての概要を述べたものである。

なお、本報告に示した実験により解明された接合部の力の伝達機構に対する基礎資料をもとに、製作性、施工性等を考慮して、現在詳細設計が進められている。

最後に、今回の実験計画の作成及び実験の指導をいただいた(財)海洋架橋調査会に設置された接合検討委員会の委員各位に衷心より謝意を表します。

参考文献

- 1) 生口橋主桁複合構造に関する調査報告書 昭和61年3月 (財)海洋架橋調査会
- 2) 同上報告書 昭和62年3月
- 3) 同上報告書 昭和63年3月

アメリカ土木学会発表報告

The Presentation Report on the 1988 Annual Convention of the A.S.C.E.

設計部 設計第一課長 辰 巳 正 明

Masaaki Tatsumi

アメリカ土木学会 (ASCE) 年次大会が、ミズーリ州セントルイス市で、1988年10月24～27日に開催された。瀬戸大橋が完成した事を機に、この年次大会で「本州四国連絡橋プロジェクト」について発表することを、ASCEから日本土木学会 (JSCE) へ要請された。昨年4月から、伊藤学東大教授を中心に、映画、配布資料、発表内容およびスライド等の準備を行い、同教授を団長、三木東工大助教授をコーディネーターとする約50名のJSCE会員が渡米した。

10月25日午後、伊藤教授を座長として、

- 1) 工事記録映画
- 2) 本四連絡橋プロジェクト 松崎 実 (本四公団)
- 3) 下部工の施工 山城 孝 (鹿島建設)
- 4) 上部構造の設計と施工 伊藤教授
- 5) 列車走行性 松浦章夫 (鉄道総研)

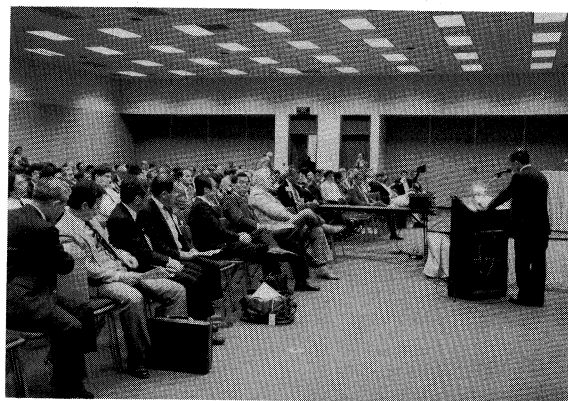
の発表が行われ、その後、質疑応答がなされた。熱心な質問が多く、与えられた2時間がまたたく間に過ぎた。

質問の主要な項目は、日本の建設工事システム、海中基礎の定着岩盤の確認、橋の維持管理体制、列車の速度と走行性、および明石海峡大橋に関する事等、多岐にわたるものであった。日本からの参加者を含むものの、それでも聴衆は200名を超え、他のセッションに比べて大盛況で、発表は成功裡に終了した。

ASCE年次大会はJSCEのそれとは違い、研究討論会的で、部門別の研究発表会は、各々別の時期、別の都市で行われている。(’89のStructural Divisionは、5月にサンフランシスコで開催される。) 今大会のある橋梁構造のセッションでは、日本の実験設備はどうだ、実験結果はこうだとか、日本との対比の紹介が多かった。今回の講演要請も含め、日本への関心が高いことが感じられた。このセッションでデンマークのある教授が、中央支間長8kmの吊橋と、3.2kmの斜張橋の可能性を説明したのはびっくりした。何でも早く言えば良いというものではないと思うのだが…。

セントルイスはアメリカ合衆国の中心に位置する。この都市は、1800年代西部開拓の出発点として、リンドバーグがパリへSpirit of St.Louis号で飛び立った都市として、そしてジェファーソン大統領を讃えるゲートウェイアーチのある都市として有名である。高さ630フィートのゲートウェイアーチの展望窓から見るアメリカは、360°山無し、国土の“差”をしみじみ感じた。

ASCEへの参加を終え、幾つかの都市を駆足でまわった。ニューヨーク市では、市交通局へ訪れ、1903年完成のWilliamsburg橋の補修計画の説明を受け、補修現場



伊藤教授の挨拶でセッションが開始された

を見た。この橋は架け換えについても相当検討され、コンペもなされ、優秀3案まで決定された。しかし、前後のアプローチの傷みもひどく、アプローチの全面改築は行いが、吊橋部では腐食の激しいケーブルの一部取換えを含む大幅補修を行うことで十分であり、かつ経済的であると判断された経緯がある。Williamsburg橋ではケーブルの安全率が当初4で、腐食が進んだ現在3.5で、安全率2を切るまでなお200年は大丈夫であると考えている。

ニューヨーク市の長大橋梁は、Triborough Bridge and Tunnel Authority、Port Authorityと市交通局 (Department of Transportation) により管理されている。前2者の管理する橋梁は有料で、維持管理が良好であるとされるが、市交通局が管理するBrooklyn橋、Manhattan橋、Williamsburg橋については無料で、且つ維持管理が悪く、現在交通局技術職員は悪戦苦闘を強いられている。交通局次長Samuel I. Schwartzが市長Edward I. Kochへ提出した“Spanning The 21st Century” (現在翻訳中) は、上記3橋を含めた市の橋を現在の状態から救い、子孫へ立派に引き継ぐためには、今が決定的瞬間である叫んでいる。Brooklyn橋では当初200人もいた維持作業員が、現在では数人であり、橋の維持管理部署が転々とし、またその地位の低下から予防的維持管理が全く不可能となったことを指摘している。そして資金源の確保、修繕計画の明確化、市組織の中での橋梁維持部署の地位の向上、州も含めた管轄の明確化等を提言している。長大橋梁の建設と管理に携わる者として、ニューヨーク市の橋梁技術者の経験は、今後十分に勉強する必要があるものと考えている。

最後に、今回の訪米の機会を与えられたことに、公団、土木学会、その他関係者に感謝致します。

児島・坂出ルート橋梁精密点検開始

児島・坂出ルートの第二管理局では本年11月下旬から、海峡部の長大橋梁の精密点検を実施している。これは当ルートでは供用して最初の精密点検であり、今回の測定で得られた値を設計値と比較することにより、橋体が構造物として正しく機能しているかどうかを把握し、また今後の定期点検を行う際の経年変化に伴う変状追跡のための初期値を求めることを目的としている。精密点検の対象橋梁は吊橋3橋（下津井瀬戸大橋、南北備讃瀬戸大橋）、斜張橋2橋（檀石島橋、岩黒島橋）、およびトラス橋3橋（檀石島高架橋トラス、与島橋、番ノ州高架橋トラス）で、測定項目は下表のとおりである。

No	項 目	下津井瀬戸大橋	南北備讃瀬戸大橋	斜 張 橋	ト ラ ス 橋
1	温 度 測 定	○	○	○	○
2	縦 断 線 形 の 測 定	○	○	○	○
3	主 ケーブルサグの測定	○	○		
4	伸縮装置の遊間量の測定	○	○	○	○
5	主塔と補剛桁の相対位置の測定	○	○		
6	橋体と下部工の相対移動量測定			○	
7	主 塔 の 倒 れ 量 の 測 定	○	○	○	
8	橋 台、橋 脚 の 回 転 変 位 量	○	○	○	○
9	橋 台、橋 脚 の 移 動 量 測 定	○	○	○	○
10	ケーブルソケットメタルのクリープ測定		○		
11	ストランド沓ロッド部の形状測定	○			
12	ケーブル定着部の点検			○	
13	ハンガーソケットメタルのクリープ測定	○	○		
14	スプレースドル移動量測定	○	○		
15	センターステイ破断ロッドの形状測定	○	○		

また吊橋3橋においては、ケーブルバンドボルト軸力の低下を把握するために、軸力測定を本年9月下旬から実施している。

測定項目中、No.1、2、3、7については気温が安定し、構造物の温度が一樣で、かつ列車本数の少ない条件下で実施することが望ましいため、深夜の時間帯に11月22日で下津井瀬戸大橋、28日には斜張橋、29日には南北備讃瀬戸大橋、30日は全橋一斉点検を維持管理用照明（ケーブル照明、塔照明）の点灯のもとで実施した。

この精密点検は今年度末まで全ての測定を実施し、解析結果においても今年度末にまとまる予定である。

来島大橋糸山地区原位置岩盤試験

尾道・今治ルートの基礎岩盤は、花崗岩類を主体とした、一部貫入岩類を伴っている。このうち、広島型花崗岩（因島大橋、生口橋など）については、相当量のデータの蓄積があるが、来島大橋の基礎岩盤である領家型花崗岩については、キレツが多いなど定性的なことはある程度判っているが、岩盤の支持力、変形特性等についてはこれまでに確認が得られていない。このため原位置試

験により、静的設計、動的設計に必要な地盤情報を得るべく本試験を実施している。

試験は、今治市側の来島大橋10Aに近い県有地内に調査用横坑（断面2m×2m）を掘削し、実施している。同時に坑内で採取した試料による室内試験も実施している。試験の項目を表-1に、試験法と設計地盤定数との関係を表-2に示す。

12月末までにD級岩盤の試験をほぼ完了し、引き続きC級岩盤の試験を実施する予定である。

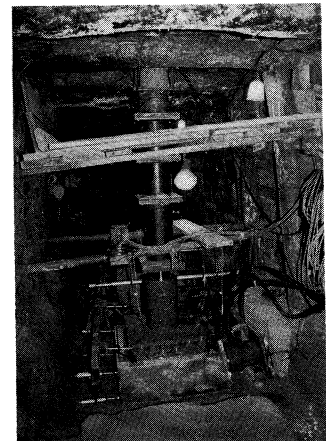


写真-1 せん断試験実施状況

表-1 糸山岩盤試験計画

試験仕様	試験名		せん断試験	動的くり返しせん断試験	クリープ試験	一軸圧縮試験	動的三軸圧縮試験			動的くり返し三軸圧縮試験
	静的平板荷重試験 (変形)	(支持力)					UU	CU	CD	
対象 岩 級						6		3	3	1
	3	2	4	1	1	6	3	3	3	1
	3	2	4	1	1	6	3	3		1
	3		4			6	3			
載荷幅 (cm)		φ 40 φ 30	60×60	30×30	φ 40	5×10	5×10	10×20	10×20	10×20
備 考			D級・ロック		荷重一定保持・アキュムレータ		1シリーズ5ヶ			1シリーズ3ヶ
			C級・ブロック							

表-2 設計に必要な地盤定数と試験法（案）

	設 計 定 数	試 験 法	参 考 と す る 試 験
常 時	変形係数 E_s	平板荷重試験	孔内荷重試験 一軸圧縮試験
	ポアソン比 ν_s	三軸CU,CD (D級) 一軸圧縮	PS探査
	クリープ定数 G, G_s, η	原位置クリープ試験	
地 震 時	粘着力 C	ロック、ブロック	三軸CU,CD (D級)
	せん断抵抗角 ϕ	せん断試験	三軸UU (C級) 支持力試験
	密度 ρ	物理試験	
震 動 時	せん断変形定数 G_0, G	PS探査、室内振動三軸動的くり返しせん断試験	超音波速度測定
	ポアソン比 ν_d	PS探査	超音波速度測定 室内振動三軸試験
	減衰定数 D	室内振動三軸動的くり返しせん断試験	
	粘着力 C		三軸UU試験
	せん断抵抗角 ϕ	三軸CU (D級)	動的くり返しせん断試験

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適用している基準類は以下のとおりです。この基準類は、(財) 海洋架橋調査会 (TEL03-555-8361) で販売しています。

* 仕様書・要領等

土木工事共通仕様書 [62.2 一部改訂]	昭和 59 年 8 月
測量・調査・設計等共通仕様書	昭和 60 年 8 月
電気通信施設標準仕様書集	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	
電気通信施設保守基準	
電気通信設備標準図集	昭和 58 年
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	昭和 58 年 1 月
れつの発生の一例	
植生のり面工施工要領	昭和 62 年 4 月

* 設計基準類 (上部工・設計編)

上部構造設計基準・同解説 [59.2 一部改訂]	昭和 55 年 6 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 (案)・同解説	昭和 55 年 3 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 (案) [58.10 一部改訂]	昭和 53 年 3 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 (案)	昭和 51 年 3 月
鋼橋直結軌道および緩衝桁軌道伸縮装置	昭和 59 年 3 月
設計要領・同解説	
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・同解説 [60.3 一部改訂]	昭和 52 年 3 月
鍛造鋼品製作基準・同解説	昭和 55 年 3 月
鋼橋等塗装基準・同解説 [58.5 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要領 (案)	昭和 54 年 3 月
鋼上部構造用鋼材選定要領 (案) [60.3 一	昭和 48 年 9 月
部改訂]	
材料規格	昭和 60 年 8 月
〔高力ボルト類規格	
リンク支承関係規格	
HBS 鋼材規格	昭和 53 年 10 月
鋼材規格解説	
HBS ケーブル材料規格	昭和 54 年 6 月
HBS 塗料規格	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	昭和 52 年 3 月
針 [56.8 一部改訂]	
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	昭和 52 年 8 月
説	
大型鉄骨鉄筋コンクリート橋脚設計要領・	昭和 54 年 11 月
同解説 (案)	
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領	昭和 55 年 3 月
(案)・同解説	
橋梁用マスコンクリート施工基準・同解説	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	飯 島 武 明	
編 集 委 員	秋 山 晴 樹	井 根 勝 重
	梶 原 博 通	黒 田 大 三 郎
	斉 藤 哲 男	櫻 井 洋
	才 川 勉	篠 崎 博
	高 城 信 彦	田 中 博
	佃 長 次	戸 沢 隆
	富 田 大 造	中 村 守
	新 田 篤 志	藤 井 秀 夫
	森 邦 久	山 名 至 孝
	山 中 清	吉 田 好 孝
	吉 岡 正 道	
	小 暮 三 郎 (海洋架橋調査会)	

本四技報 第 49 号

発 行 平成元年 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 (555) 8361
発行者 井 上 義 光
印 刷 中井編集デザイン事務所

定価 1,900 円

