

ISSN 0912-6953

本四技報

HONSHI TECHNICAL REPORT

Vol.20 No.80 '96.10

本州四国連絡橋公団監修

APPROVED BY HONSHU-SHIKOKU BRIDGE AUTHORITY

本四技報 第80号 目次

Contents Honshi Technical Report No.80

瀬戸内しまなみ海道……………	第三建設局 局長	加 島 聰… 1
Setouchi Shimanami Highway		
松帆高架橋におけるアフターボンド PC 鋼より 線の施工……………	工務部 技術管理課長代理 神戸市建設局北土木事務所 工務第二係長	徳 永 剛 平… 2 吉 中 眞 一 郎
Construction of After-Bond PC tendon for Matsuho Viaduct		
撫養南高架橋の動的解析……………	第二管理局 環境対策課長 第一建設局 設計課長代理	高 月 俊 治… 8 谷 口 貴 成
Dynamic response analysis of Muya Minami Bridge		
未固結土砂地山における大断面トンネルの掘削……………	第一建設局 舞子工事事務所 第二工事長 第一建設局 舞子工事事務所 第三工事長 第一建設局 舞子工事事務所 第二工事長代理	岩 垣 富 春…12 青 野 宏 浜 村 吉 昭
Excavation of Large-Section Tunnels in Loose Soil Ground		
南備讃瀬戸大橋の橋体精密点検……………	監査室 監査役 第二管理局 坂出管理事務所 橋梁技術課長 第二管理局 坂出管理事務所 橋梁技術課長代理	林 義 信…19 池 田 定 三 中 西 治
Configuration Survey on Minami Bisan-Seto Bridge		
来島大橋主塔架設時耐風対策……………	第三建設局 向島工事事務所 副所長 企画開発部 企画課付 企画開発部 企画課	鈴 木 周 一…27 佐 々 木 雅 敏 山 口 和 範
Wind-proof work on the Tower of Kurushima Bridge in Erection Stage		
来島大橋10A 高流動コンクリートの試験練り、 現場施工実験および実施工……………	第三建設局 今治工事事務所 第四工事長 第三建設局 今治工事事務所 第四工事長付	吉 川 章 三…40 鳥 羽 保 行
Mix Proportion Test, Field Experimental Work and Actual Work of Highly-Flowable Concrete for Kuru- shima Bridge 10A Tunnel Anchorage		
モロッコを訪問して……………	企画開発部 調査課長代理	酒 井 和 吉…50
Visit to Morrocco		
技術ニュース……………		56
The Latest Information		
文献紹介……………		58
Related Technical Reports in other Publications		

本四技報総目次：次回掲載予定：第85号

本四技報 第81号(H9.1) 掲載予定

- ・ 明石海峡大橋船舶緩衝工の設計
- ・ 明石海峡大橋アンカレイジの上屋計画
- ・ 舞子高架橋ケーソン基礎の施工
- ・ 下津井瀬戸大橋 A3 エンドリンク補修工事報告
- ・ 多々羅大橋主塔架設系風洞試験

※ 本四技報掲載予定は変更する場合があります。

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route



明石海峡大橋・淡路島側より望む
Akashi Kaikyo Bridge viewed from Awaji
Island side

(平成 8 年 10 月 25 日)
(October 25, 1996)



明石海峡大橋・神戸側側径間
Kobe side span of Akashi Kaikyo Bridge
(平成 8 年 10 月 24 日)
(October 24, 1996)

神戸～鳴門ルート

Kobe-Naruto Route

舞子高架橋上部工工事 (PC)
[神戸側陸上部] (平成 8 年 10 月 25 日)
Maiko Viaduct superstructure work (PC)--
for on land part of Kobe side (October 25, 1996)



岩屋西工事
[淡路島側陸上部]
(平成 8 年 10 月 25 日)
Iwaya West Work--Awaji side
(October 25, 1996)

撫養高架橋 PC 上部工工事
[鳴門側四車線化区間]
(平成 8 年 10 月 25 日)
Muya Viaduct PC superstructure work--
for 4 lane widening part in Naruto side
(October 25, 1996)



尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



新尾道大橋 2 P [灯浮標の設置]
Shin Onomichi Bridge 2P--Installation of lighting buoys

(平成 8 年 9 月 6 日)
(September 6, 1996)



多々羅大橋および同関連区間 [PC 桁コンクリート打設、側径間大ブロック架設準備工実施中]
Tatara Bridge and approach highway--Concrete Casting on PC girder
and preparatory work for side span large block erection

(平成 8 年 9 月末)
(September 30, 1996)

尾道～今治ルート

Onomichi-Imabari Route



因島田熊地区 [転石除去工]

Takuma area of Innoshima Island--Removal of flocked rocks

(平成8年9月末)

(September 30, 1996)



来島第一大橋 [ストランド夜間サグ調整]

1st Kurushima Bridge--Adjustment of strands sag at night

(平成8年10月)

(October 1996)

瀬戸内しまなみ海道

Setouchi Shimanami Highway

第三建設局局長 加島 聡

Satoshi Kashima



西瀬戸自動車道の愛称が3月に9058点の応募の中から「瀬戸内しまなみ海道」と決定した。西瀬戸自動車道は本四間の大動脈となるが地域開発橋としての役割を果たしながら、本四架橋で最初に着工した大三島橋が昭和54年に完成して以来約20年かけて全橋が完成しようとしている。

現在、世界初の三連吊橋となる来島大橋はケーブル工事を進めており、多々羅大橋は上部工工事が最盛期になっている。そして、最後の海峡部橋梁となった新尾道大橋は平成5年7月に起工式を行ない、着工の準備を進めてきたが、本年5月に漁業補償が妥結し用地のメドもつき、諸々の手続を終えて9月6日に着工し、平成10年度の完成を目指して工事を進めている。約8年前、明石海峡大橋着工前後に現場に携わったが、当時の記憶が甦る思いがした。

平成6年9月に東京都庁都民広場において行われた「第18回交通安全フェア」に公団が出展した際の来場者を対象にしたアンケート（約1200名）によると、尾道ー今治ルート of 知名度は約30%で最も低く、現在工事中の多々羅大橋や来島大橋の知名度は約4%の低さであった。

広島県への観光客は年間約3500万人であるが、尾道市およびルート沿いの島々への観光客は約400万人で全体の約11%である。愛媛県への観光客は年間約2000万人であるが、今治市やルート沿いの島々を含む東予地域には約280万人が訪れており、同じような傾向を示している。

広島市内での会合で感じるの、架橋ルートが広島県の東端に位置しているためか、県内の島々が既に陸続きになっている事をご存じでない方が多いことである。そこで、まず県内でのPRが必要と考え、生口島までの経路と橋の形が見えてきた多々羅大橋の位置を示すリーフレット等を広く配布し、県内の観光客の目をルート沿線に向けようとしている。

尾道ー今治ルートには大小9つの島があるが、そのうち6つの島にはそれぞれ1~3万人住んでおり、人口は合計10万人になる。このあたりは多島美の瀬戸内海らしい風景が見られ、昔からの観光地も点在しており、県境にある生口島には毎年約100万人、大三島には約40万人の観光客が訪れている。

沿線の自治体では平成10年度の全橋完成を目途に受皿の整備を行っている。架橋効果を周辺地域の活性化に結びつけていくために、平成6年に県境を越えて3市16町5村で構成される西瀬戸自動車道周辺地域振興協議会を設立し、愛称決定に続き、沿線を紹介したガイドブックを発刊した。そして、7月の愛媛県伊方町での水軍レースに広島県の因島市からも初めて参加するなど、沿線自治体の連携ムードが高まっている。

西瀬戸自動車道完成時のイベントは広島、愛媛両県で検討されているが、新しい海の道の誕生をテーマに春から秋にかけて広域連携方式で島々の特色を生かした多彩なイベントが計画されている。

又、尾道市は最近パリやニューヨーク等6ヶ所に海外事務所を設け、西瀬戸自動車道に架かる各橋のパネルも展示して世界に向けてPRしている。

多々羅大橋は完成すると、昨年完成したノルマンディ橋を抜いて世界一の斜張橋となる。3年前にノルマンディ橋建設の責任者が京都での国際会議のために来日した際、多々羅大橋との姉妹橋締結の申し入れがあり、昨年1月のノルマンディ橋の開通式には地元自治体、公団関係者が出席し、覚書を交わした。そして、多々羅大橋開通時に正式調印する事になっている。それまでにまだ2年以上あり、ノルマンディ橋の地元との交流を沿線自治体に呼びかけている。

先日、生口島の瀬戸田町で行われた第7回瀬戸田パリ祭に出席した。音響効果で評価の高いベルカントホールで「シャンソンの夕べ」が開催され、演奏終了後にサンセットビーチで出演者との交流会があった。その際、ノルマンディ橋がパリ市内を流れるセーヌ川の河口にある事も影響してか特に出演者が姉妹橋について興味を示された。既に国際的な交流の下地ができていると言えよう。そして近隣の地域もそれぞれ個性を生かしながら発展する可能性を探っている。

今後、関係者の努力によって、日本はもとより世界各国からたくさんの方々が訪れ、瀬戸内しまなみ海道周辺地域が多々羅大橋や来島大橋等個性のある10橋と共に発展していく事を願っている。

松帆高架橋におけるアフターボンド PC 鋼より線の施工

Construction of After-Bond PC tendon for Matsuho Viaduct

工務部
(前)垂水工事事務所

技術管理課長代理
第四工事長

徳永 剛平
Gouhei Tokunaga

神戸市建設局北土木事務所
(前)垂水工事事務所

工務第二係長
第四工事長代理

吉中 眞一郎
Shinichirou Yoshinaka



概要

松帆高架橋工事では、PC 鋼材のグラウト不良による事故防止の観点から、床版の横締め PC 鋼材に、グラウト工事を必要としないアフターボンド PC 鋼より線を採用し施工を進めている。アフターボンド PC 鋼より線は、品質・安全性の向上に加えて、施工性・省力化の面でも有効な工法であるが、コンクリートの水和熱・外気温の影響を受けやすいため、その採用にあたっては、PC 鋼より線の緊張までの温度履歴を考慮した設計、現場での温度管理が重要なファクターになってくる。本報文は、これらの温度管理を中心に、松帆高架橋工事でのアフターボンド PC 鋼より線の施工実態を紹介するものである。

The prestressed concrete work using the after-bond PC tendon has been carried on for the Matsuho Viaduct Work, since such a tendon needs no grouting work in site to avoid troubles with such a work. Although the after-bond tendon shows superior quality, safety and workability, and reduces man power than the ordinary PC methods, it is more sensitive to hydration heat and ambient temperature than the ordinary ones. Therefore, the important factors are of the design to consider the temperature fluctuation until prestressing, and the temperature control in site. This report introduces the construction work of the after-bond PC tendon for the Matsuho Viaduct, focusing on the temperature control management.

まえがき

PC 橋の施工におけるグラウト工事については、従来よりその施工の煩雑さ等から、グラウト忘れ、充填不足等の問題が指摘されており、これらに起因する PC 鋼材の破断飛び出し事故の発生も報告されている。

そこで、松帆高架橋工事では、PC 鋼材が破断した場合に第三者に被害を及ぼす可能性の高い床版等の横締め PC 鋼材について、将来の事故防止、橋梁本体の安全性確保のため、グラウト工事を必要としないアフターボンド PC 鋼より線を採用したので、その概要について報告する。

1. 松帆高架橋の概要

松帆高架橋は、明石海峡大橋 4A アンカレイジと淡路側陸上部を連絡する橋長 300 m の 4 径間連続 2 室箱桁 PC ラーメン橋である。橋脚高が 53.5 m (P1 橋脚) と高く、県道福良江井岩屋線及び同バイパスを跨ぐ等の諸条件からディビダーク工法を採用している。

松帆高架橋の諸元を表-1 に、一般図及び標準断面図を図-1・2 に示す。

なお、松帆高架橋の PC 鋼材は、当初設計では主方向・横方向とも $\phi 32$ の PC 鋼棒 (B 種) を使用していたが、前述したような理由により、発注後各種横締め工法の比較

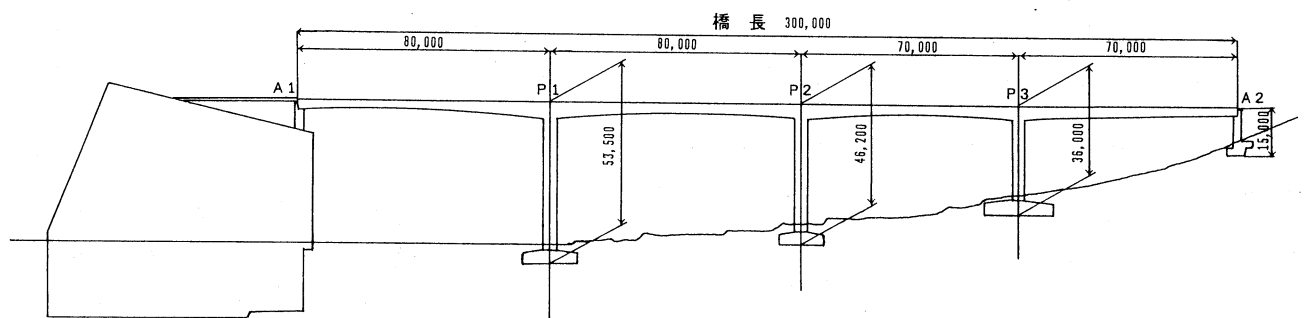


図-1 松帆高架橋一般図

Fig.1 Profile of Matsuho Viaduct

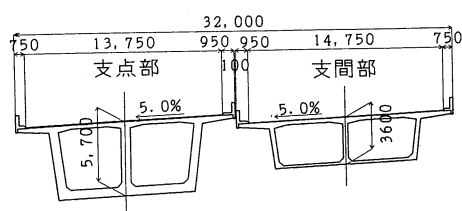


図-2 標準断面図
Fig.2 Typical cross section

表-1 松帆高架橋諸元
Tab.1 Dimensions of Matsuho Viaduct

橋 長	300 m
道路規格(荷重)	1 種 2 級(B 活荷重)
橋梁形式	4 径間連続箱桁 PC ラーメン橋
支 間	79.3+80.0+70.0+69.3(m)
有効幅員	13.75~14.75(m)
横断勾配	上り線 0.8~5(%) 下り線 2~5(%)
縦断勾配	3.0~0.175(%)
設計震度	0.20
コンクリート	上部工 400 kgf/cm ² 下部工 240・270 kgf/cm ²
鉄 筋	SD 345
PC 鋼材	SBPR 930/1180

検討を行い、アフターボンド PC 鋼より線を採用することに変更した。この際比較した各種工法の一覧を表-2 に示す。

2. アフターボンド PC 鋼材の概要と特性

2.1 概要

アフターボンド PC 鋼材は、あらかじめ工場製作時に PC 鋼材に常温硬化型のエポキシ樹脂を未硬化なグリース状態で塗布し、凹凸付きのポリエチレンシースで被覆したもので、樹脂硬化後は、ポリエチレンシースを介して PC 鋼材とコンクリートとの付着が確保される。メーカーの試験データによれば、この付着強度は、従来のグラウト使用材（コンクリート打設後スパイラルシース内にグラウト注入）を上回る値を示している。

樹脂の硬化時期は、樹脂に添加する硬化促進材の添加量を調整することにより設定できるので、硬化時期を PC 鋼材の緊張時期よりも後に設定しておけば、アンボンド鋼材と同じ方法で施工できる。

アフターボンド PC 鋼材は、建築分野において多くの施工実績を有しており、近年は日本道路公団を主として橋梁構造物でも採用事例が増加している。

松帆高架橋では、PC 鋼より線 19 本より 21.8 mm のものを使用した。図-3 に断面と外観を、表-3 に充填材の基本特性を、表-4 に付着性能の比較を、図-4 に通常の PC 鋼材とアフターボンド PC 鋼材の施工手順の比較

表-2 横締め PC 工法の比較

Tab.2 Comparison of PC methods for crosswise tensioning

項 目	フレシネー工法 12φ-7	ディビダーク工法 (DW ストランド) 4S 15.2	シングルストランド工法 1T-21.8	シングルストランド工法 (アフターボンド仕様) 1T-21.8
資材搬入	コイル巻き又は、切断物にて搬入されるため、現場で切断する必要がある。(1 ケーブル当たり 12 本)	左に同じであるが、1 ケーブル当たり 4 本の切断でよい。	左に同じく、1 ケーブル当たり 1 本の切断でよい。	加工物で搬入されるため、切断は不要である。
シ ー ス	φ 40 のシースを配置する。	一般部 φ 40、定着部 φ 85 のシース。	φ 38 のシースを配置する。	シース設置は不要である。(φ 29)
PC 鋼材の配 置	鋼線の曲げ半径が大きく施工性はやや劣る。	特に問題無し。	特に問題無し。	特に問題無し。
緊 張	ジャッキが 138 kg のため、ジャッキ吊り装置が必要。後処理は、ガス切断である。	ジャッキが 118 kg であり、ジャッキ吊り装置が必要。後処理はガス切断である。	ジャッキが 53 kg で、人力にて作業可能である。後処理は、ディスクグラインダーで処理。	同左。
現場速度	4	3	2	1
グラウト	有り。	有り。	有り。	無し。
定着工法	12 本の鋼線を 1 組のクサビにて定着する。	4 本の鋼より線をそれぞれ 1 組のクサビにて定着する。	1 本の鋼より線を 1 組のクサビにて定着する。	同左。
制約条件	無し。	定着体(独製)の入荷に時間がかかる。	無し。	緊張可能時間に制約がある。
施工実績	有り。	横締めでは、確認できない。	有り。	少ない(開発が最近である)。
経 済 性	4	3	2	1
総合評価	△	△	○	◎

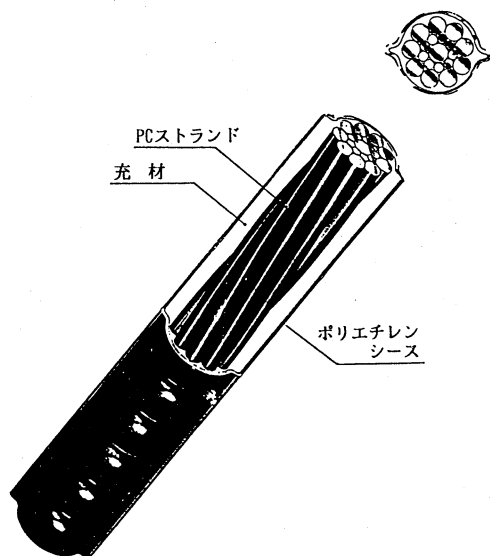


図-3 アフターボンド PC 鋼より線の断面と外観図
Fig.3 Outlook and section of after-bond wire

表-3 充填材の基本特性
Tab.3 Basic properties of filler

項目	特性値
圧縮強度	7,257 N/cm ²
引張強度	2,256 N/cm ²
弾性係数	804 kN/cm ²
硬度(ショアーD)	80~90
硬化収縮率	1.0%以下
熱分解温度	約 370℃

を示す。

2.2 特長

アフターボンド PC 鋼材を採用する利点は下記の通りである。

(1) 品質・安全性の向上

現場におけるグラウト作業がないことから、グラウト施工不良・シース破損等による品質の低下がなく、安全性も向上する。

(2) 施工性の向上

シース配置、PC 鋼材挿入、グラウト作業が不要であることなどから、施工性・省力化に優れる。

(3) 有効緊張力の増加

一般の PC 鋼材に比べて曲げに対する摩擦係数が小さいため、特に大きな緊張力を導入する場合には、緊張力を有効に導入できる。(表-5)

2.3 留意点

充填材(エポキシ樹脂)の硬化は温度影響を非常に受けやすく、温度が高くなれば硬化時間は著しく短くなる。

図-5にボンド発現時間と硬化促進材添加量及び温度の関係を示したが、これは、例えば20℃で0.2phr⁽¹⁾の硬

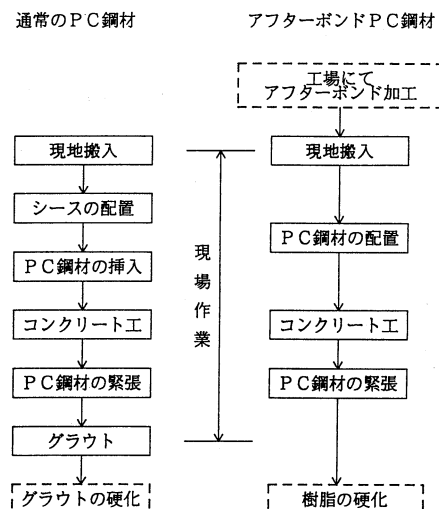


図-4 施工手順比較図

Fig.4 Comparison of work procedure

表-4 付着強度の比較

Tab.4 Comparison of adhesion force

供試体	付着面積(cm ²)	付着強度(N/cm ²)
アフターボンド仕様	157.7	459
通常の仕様	190.8	322
樹脂に埋込んだ場合	190.8	434

表-5 PC 鋼材の摩擦係数

Tab.5 Friction coefficient of PC tendon

PC 鋼材	λ	μ
鋼線束	0.004	0.30
鋼より線	0.004	0.30
鋼棒	0.003	0.30
鋼より線(アフターボンド仕様)	0.003	0.10

但し λ : 長さ1mあたりの摩擦係数

μ : 角変化1radあたりの摩擦係数

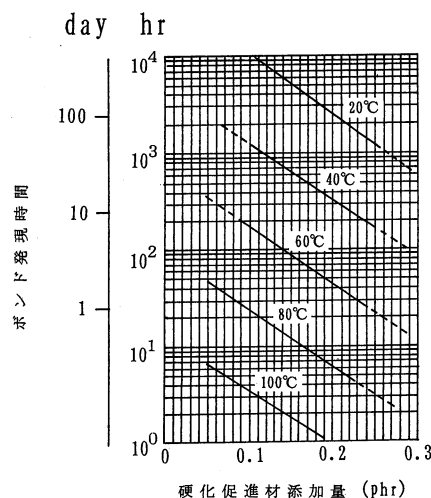


図-5 ボンド発現時間と硬化促進材及び温度の関係

Fig.5 Relationships between bonding time, hardening enhancer, and temperature

化促進材を添加すれば約 100 日で硬化するが、80℃に温度を上げると約 6 時間で硬化することを示している。

したがって、実施工ではコンクリートの水和反応による温度上昇が充填材に及ぼす影響、工場出荷から運搬・保管・緊張までの外気温の影響を考慮して、使用する充填材を選定（硬化促進材の添加量を変更）するとともに、現場における温度管理を十分に行う必要がある。

3. アフターボンド PC 鋼より線の温度管理

3.1 設計時の検討

前述したように樹脂の硬化時間は温度影響を非常に受けやすいので、特に柱頭部などコンクリートの水和反応による温度上昇が大きいと予想される個所での使用には、慎重な検討が必要である。

そこで工程上最初に打設する P2 橋脚柱頭部には通常の PC 鋼より線を使用することとし、そのコンクリート中に設置した熱電対により打設後のコンクリートの温度変化を測定し、アフターボンド PC 鋼より線を使用した場合の各部位における充填材の硬化状況を予測して、アフターボンド PC 鋼より線の適用範囲を決定することとした。

3.1.1 コンクリートの温度測定

コンクリートの温度測定は、下床版（横桁を含む）8 箇所、上床版 8 箇所の計 16 箇所に熱電対を設置し、これをインターバルタイマーに接続して自動記録する方法で行った。測定期間は、PC 鋼より線の緊張が標準工程でコンクリート打設後 3 日目（3 日強度確認後緊張）であることを考慮し、コンクリート打設後 5 日間とした。また、温度測定時期は、平成 7 年 6 月初旬～下旬である。熱電対の配置を図-6 に、測定した温度履歴を図-7～図-10 に実線で示す。

3.1.2 充填材の硬化予測

充填材の硬化予測は、温度測定結果をもとに、メーカーに依頼して行った。

予測にあたっては、保管時の温度を 35℃以下で管理すること、現場での保管期間を 30 日以内とすることを前提条件とした。

予測される充填材の稠度⁽²⁾ 変化を図-7～図-10 に破線で示す。

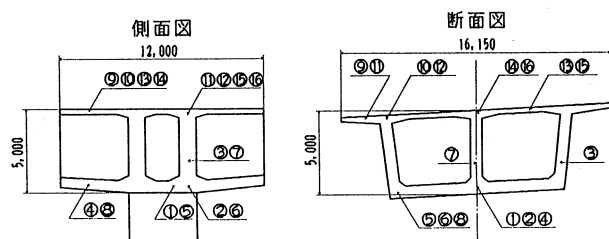


図-6 熱電対の配置

Fig.6 Arrangement of thermo-couplers

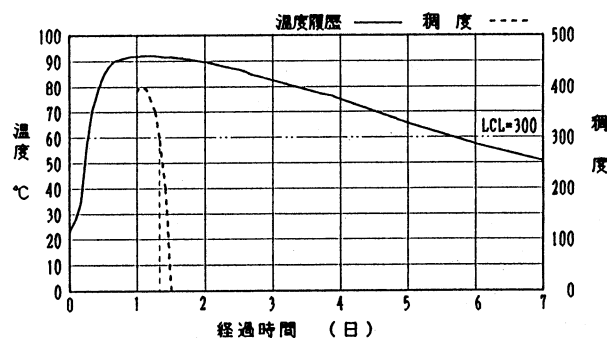


図-7 測定位置③での温度履歴、充填材の稠度変化

Fig.7 History of temperature and filler consistency at Point ③

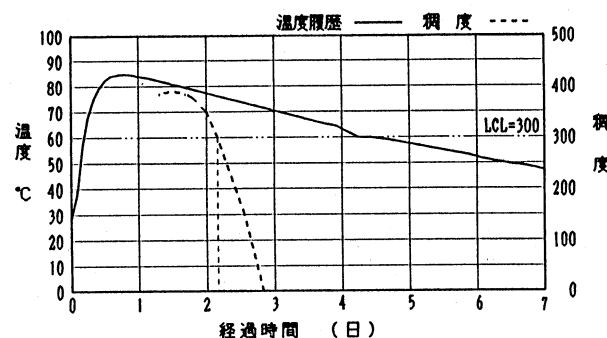


図-8 測定位置①での温度履歴、充填材の稠度変化

Fig.8 History of temperature and filler consistency at Point ①

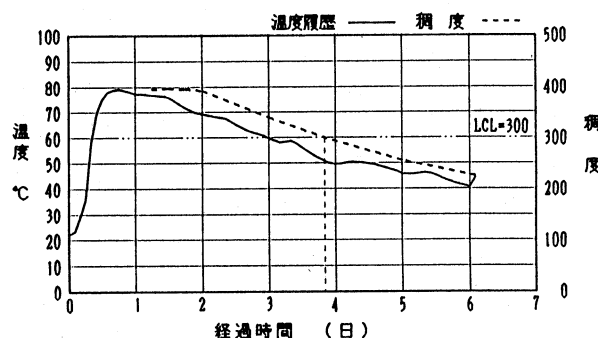


図-9 測定位置⑬での温度履歴、充填材の稠度変化

Fig.9 History of temperature and filler consistency at Point ⑬

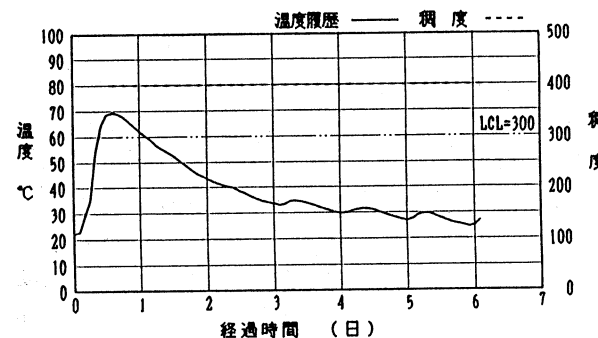


図-10 測定位置⑬での温度履歴、充填材の稠度変化

Fig.10 History of temperature and filler consistency at Point ⑬

表-6 緊張可能時間の一覧表

Tab.6 Summary of workable time of tension

部 位	番 号	緊張可能時間
柱頭部下床版	1・2・4・5・6・8	52 時間
柱 頭 部 横 桁	3・7	32 時間
柱頭部上床版	16	92 時間
柱頭部上床版	11・13・15	123 時間
一般部上床版	9・10・13・14	144 時間以上

3.1.3 アフターボンド PC 鋼より線の適用範囲

PC 鋼より線の緊張は、標準工程でコンクリート打設後 3 日目であるので、緊張可能期間は 72 時間以上必要である。

また、PC 鋼より線の緊張計算・緊張管理をアンボンド PC 鋼より線と同様に行うために、充填材の稠度がアンボンド PC 鋼より線のグリースと同程度の稠度 300 以上を確保できる期間を実用的な緊張可能期間と考えて、表-6 に示す予測結果を得た。これより、松帆高架橋においては、アフターボンド PC 鋼より線を下記の方針で適用することとした。

- (1) 柱頭部下床版（横桁部）及び横桁は緊張可能期間がいずれも 72 時間未満であるため、これらの箇所にはアフターボンド PC 鋼より線を使用しない。
- (2) 上床版は、いずれも緊張可能期間が 72 時間以上あるのでアフターボンド PC 鋼より線を使用する。
- (3) アフターボンド PC 鋼より線に使用する充填材は 2 年硬化型充填材（常温で 2 年経過後硬化完了。硬化促進材添加量 0.05 phr）を使用する。

3.2 現場での温度管理

アフターボンド PC 鋼より線の検討で前提とした現場での保管期間（30 日以内）及び保管温度（35℃ 以下）の管理を徹底するため、以下の温度管理対策を実施した。

- (1) 施工工程に合わせた材料搬入を行うとともに、納入ロット毎に保管場所を区別した。
- (2) 保管時に直射日光が当たらないようにするため、保管場所には屋根を設け、更に荷積みしたアフターボンド鋼より線はシートで覆った。
- (3) 保管場所は高床式とし、夏期には湿気防止のため大型扇風機を導入した。
- (4) シート内に自動記録温度計を設置し、シート内の温度管理を徹底した。

松帆高架橋工事で使用した保管場所の概略を、図-11 及び写真-1 に示す。

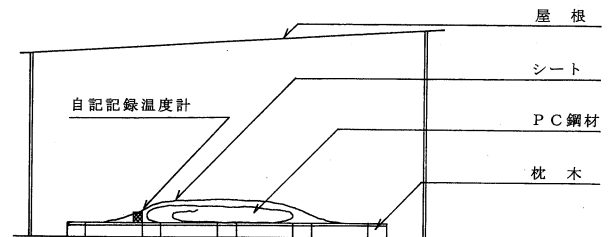


図-11 PC 鋼より線保管場所の概略図

Fig.11 Outline of stockyard of PC tendons

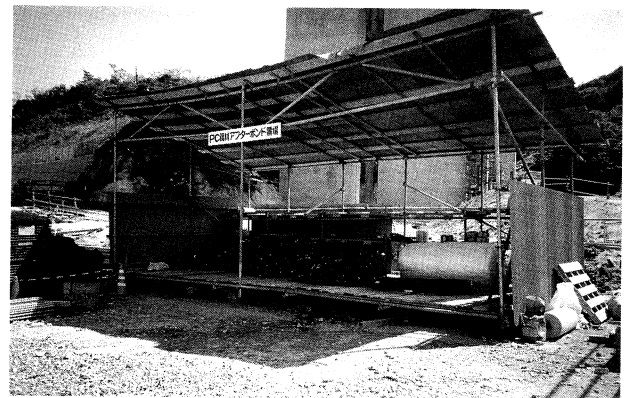


写真-1 PC 鋼より線保管場所

Photo.1 Stockyard of PC tendons

4. アフターボンド PC 鋼より線の施工

アフターボンド PC 鋼より線による床版横締め施工状況を写真-2～4 に示す。

緊張作業自体は、通常のフレシネ工法の緊張と何ら変わるところはないので、詳細な施工手順等についての説明は省略し、アフターボンド PC 鋼より線を使用して気づいた点を以下に列挙することとする。

- (1) シース配置、PC 鋼より線挿入、グラウト注入が不要であることに加え、定尺切断で納入されること、橋面上にグラウトホースが突出していないことなどから、全般的に作業性は良好である。
- (2) アフターボンド PC 鋼より線のポリエチレン被覆の外径（φ 29 mm）が PC 鋼棒のシース（φ 38 mm）に

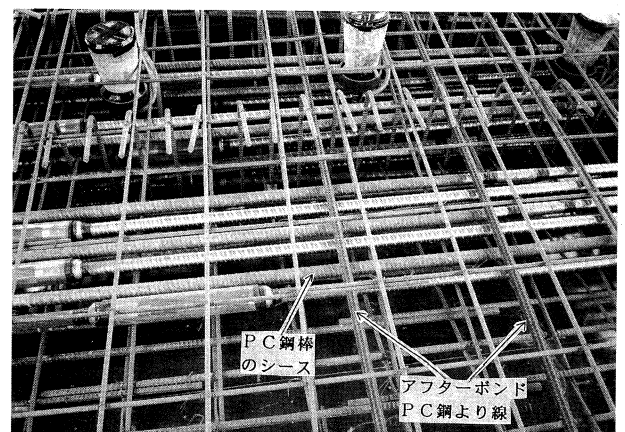


写真-2 PC 鋼より線配置状況

Photo.2 Arrangement of PC tendons

比べて小さいので、交差する主方向鉄筋の配筋も楽である。(写真-2)

- (3) 工場出荷時から PC 鋼より線が充填材に覆われているので、PC 鋼より線配置後の防錆に対する管理が容易である。
- (4) 当初は、ポリエチレン被覆が施工中に破れないかと心配していたが、玉掛けにナイロンスリングを使用するなど、荷卸し・配置・締め固め等、各施工時の取り扱いに十分な注意を払うよう徹底した結果、取り立ててトラブルも生じなかった。(写真-3)
- (5) アフターボンド PC 鋼より線は、緊張時の作業として、ポリエチレン被覆を皮剥きする必要があるが、この際、ナイロンまたはゴム製の手袋を使用するなど、樹脂が直接皮膚に触れないよう十分な注意が必要である。
- (6) PC 鋼より線に付着している樹脂が緊張ジャッキ内に付着し硬化することがあったので、ワイヤーブラシ等を用いて念入りに除去する必要がある。(写真-4)
- (7) 緊張作業の時期が制約されるが、緊張可能期間の設定に余裕をみていたので、長期休暇（盆・正月）前の一時期を除いて、特に工程調整等の必要も生じなかった。

あとがき

今回の工事では、グラウト不良による事故防止の観点から、アフターボンド PC 鋼より線を採用したが、この工法は、施工性・省力化の観点からも有力な工法である。温度管理・被覆保護等についても当初思っていたほど煩雑なものではなかった。その特性から適用箇所は限定されること、長期に渡り完成後の状況が確認されていないこと等課題も残っているが、積極的に採用を検討していく価値がある工法と考える。

最後に、アフターボンド PC 鋼より線の検討にご協力いただいた松帆高架橋工事の関係各位に感謝の意を表します。

注：

- (1) 添加剤の質量をゴム 100 に対する比率で示すときの

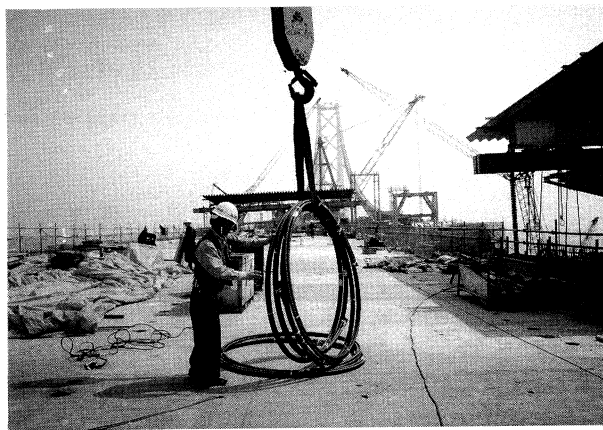


写真-3 ナイロンスリングを使用した荷卸し

Photo.3 Unload using Nylon sling



写真-4 樹脂の除去作業

Photo.4 Removal of resin

記号。

parts of hundred parts of rubber.

- (2) 液状接着剤の変形に耐えようとする性質。粘度や塑性などを包括した語。

参考文献

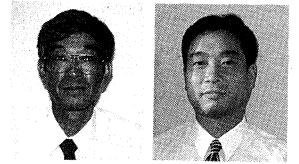
- 1) 住友電工株式会社「アフターボンド PC ストランド技術資料」1994 年 2 月 P 3

撫養南高架橋の動的解析

Dynamic response analysis of Muya Minami Bridge

第二 管理局 環境対策課長
(前) 鳴門工事事務所 工事第一課長

高 月 俊 治
Shunji Takatuki



第一 建設局 設計課長代理

谷 口 貴 成
Takashige Taniguchi

概 要

本州四国連絡橋、神戸～鳴門ルートの陸上部の橋梁である撫養南高架橋は、当初上下線とも3+4径間連続非合成鈑桁として計画され、下部工（上下線一体）及び上り線は施工が完了している。今回、下り線上部工の設計に当たり、耐震性、走行性を向上させる目的から7径間連続化の可能性を検討した。下部工完成後の多径間連続化においては、下部工の耐力に応じ地震時慣性力を負担させることができればその採用が可能となる。

本文では、静的解析と動的解析の応答値を比較することにより、主としてゴム沓の減衰が応答値に与える影響を評価するとともに、反力分散沓を使用する場合の留意点について検討した。

Muya-Minami Viaduct of on-land part of the Kobe-Naruto Route of Honshu-Shikoku Bridges has been designed as a 3- and 4-span continuous non-composite plate girder viaduct for both the north and south-bound lanes at the first stage; its substructure (common structure for the north and south-bound girders) and the north-bound girder have been constructed. In the design of south-bound girder the feasibility of a 7-span continuous girder system was studied to improve earthquake-proof and serviceability for driving.

This multiple-span system is feasible if the earthquake reaction force could be reasonably distributed to each of the completed substructure according to the respective ultimate strength of the piers.

This paper introduces the study of the influence of structural decrement by elastic bearings on the reaction force by comparing both results of the static and dynamic analyses, and some comments on employment of reaction-distributing bearings.

1. まえがき

撫養南高架橋は、昭和58年に上下線3+4径間連続非合成鈑桁として計画され、下部工及び上り線上部工は計画に従い施工が完了している。

この度、耐震性を向上させる目的から下り線上部工をさらに連続化（7径間）するにあたり、地震時慣性力が下部工耐力以内に収まるかどうかを静的解析により検討した結果、反力分散を行うことによって連続化が可能と判断した。しかし、この橋梁は図-1に示すように以下の特徴を有しているため、動的解析を行い設計の妥当性を確

認することにした。

- (1) 基礎地盤種別がⅠ、Ⅱ、Ⅲ種と変化している。
- (2) 橋台、橋脚高さが3～26mと変化している。
- (3) コンクリート橋脚と鋼製橋脚が混在している。
- (4) 異なった連続径間数を有する上下線が同一下部工に支持されている。

これらの特徴をできる限り解析モデルに反映させ、静的解析と動的解析の応答値を比較することにより、ゴム沓の減衰が応答値に与える影響を評価するとともに免震沓を採用するに至った経緯を述べる。

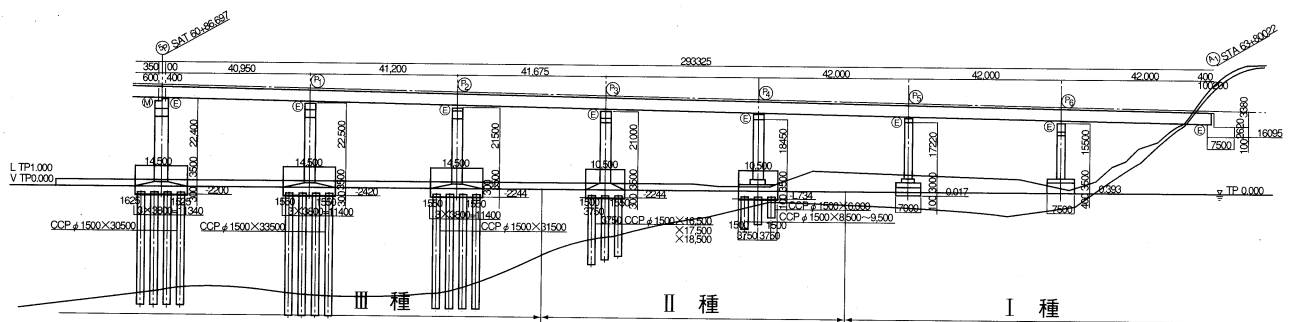


図-1 撫養南高架橋一般図

Fig.1 Profile of Muya-Minami Viaduct

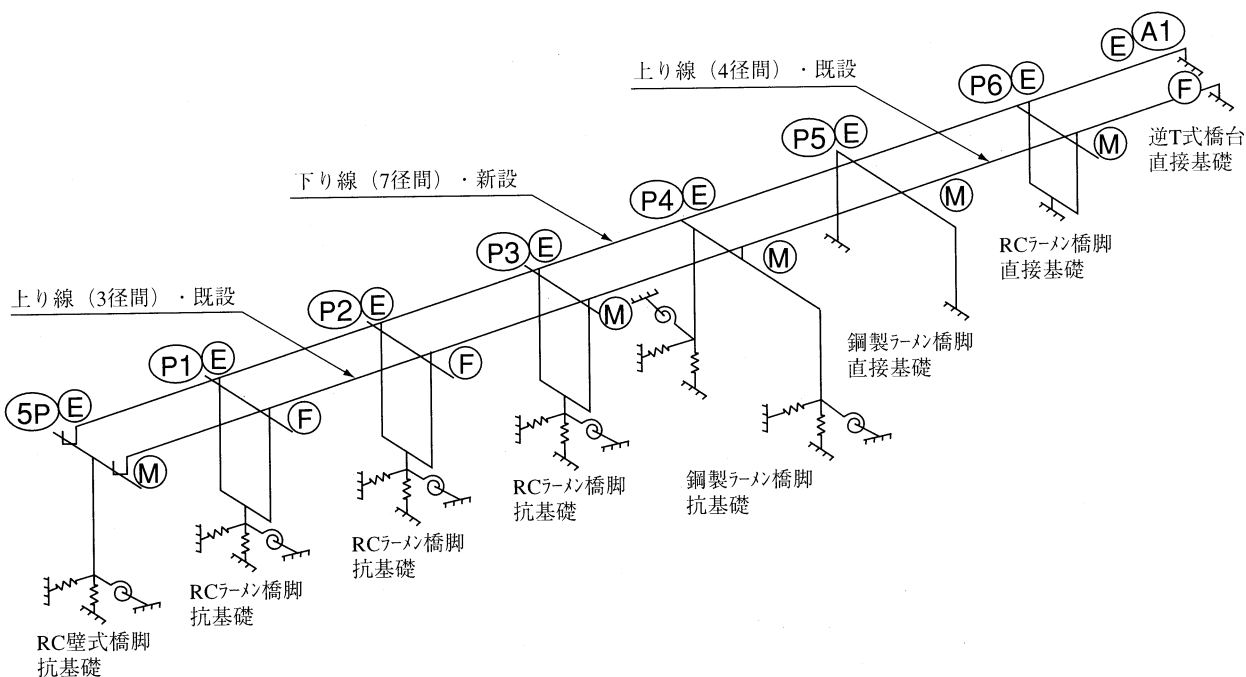


図-2 解析モデル
Fig.2 Analytical model

2. 設計条件

2.1 解析モデル

動的解析を行うモデルは、脚高の違い、上下線の構造形式の違いを反映できるよう、図-2に示すような立体モデルとした。

コンクリート橋脚と鋼製橋脚の違いは、モデルの脚の剛性の差として与えた。

2.2 解析方法及び入力条件

解析方法は、道示の応答スペクトル法とし、有効質量比の累計を95%以上とした。

また、入力条件を次のように設定した。

(1) 地盤支持条件

杭基礎を持つ5P～P4橋脚については基礎バネを考慮し、直接基礎であるP5橋脚～A1橋台については剛支持とした。

(2) 支承の境界条件

- ・上り線可動支承：橋軸方向の移動及び回転（水平回転）は、自由 その他は拘束する。
- ・上り線固定支承：回転（水平回転）は自由 その他は拘束
- ・下り線ゴム支承：橋軸方向の移動は、バネ定数を入力、回転（水平回転）は自由 その他は拘束した。

(3) 各構造要素の減衰定数

道示の最低値を採用し、

- ・上部工：0.02
- ・鋼製橋脚：0.03
- ・RC橋脚：0.05
- ・基礎工：0.10
- ・ゴム支承：0 or 0.02

表-1 固有値解析結果

Tab.1 Summary of proper value analysis

	橋軸方向	橋軸直角
固有周期 (sec)	1.01	0.735
減衰（一次モード）	0.011	0.064
応答スペクトル (gal)	I 種	314
	II 種	393
	III 種	471

とした。なお、ゴム支承の減衰定数については明確な規定がないため、メーカー及び設計会社に聞き取りを行った結果、反力分散に使用されるゴム支承は、通常2%程度の減衰は期待できるもののメーカーの保証はできないこと、さらに設計事例としては、設計者により0%と2%とに使い分けていることが判ったため、本設計では、2種類の減衰について検討することとした。

3. 解析結果

3.1 固有値解析

固有値解析の結果を表-1に示す。

3.2 応答値

橋軸直角方向の支承水平反力を図-3に、脚下端の断面力を図-4に、それぞれ静的解析との比較で示している。

5P、P5橋脚の水平反力で動的解析結果が静的解析結果よりやや大きくなっている程度で、脚下端の断面力では、静的解析値を下回っている。

これは、上部工と橋脚が支承で剛結されているため上

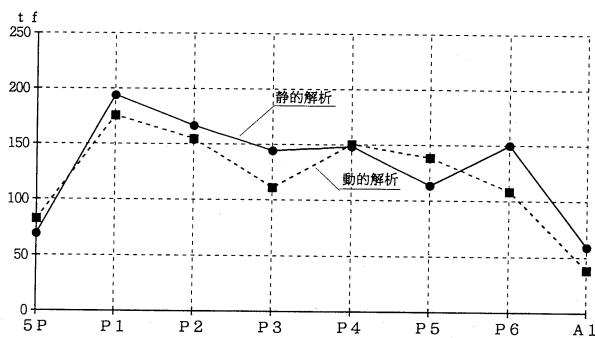


図-3 橋軸直角方向支承水平反力
Fig.3 Transverse horizontal reaction of bearings

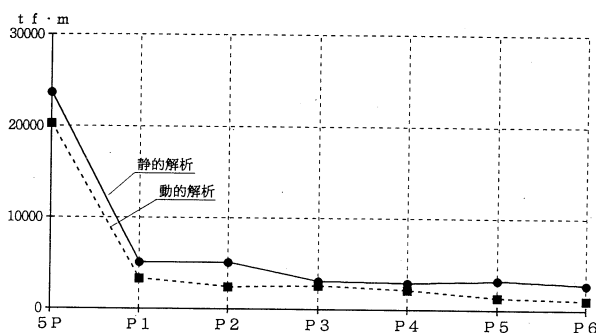


図-4 橋軸直角方向柱下端断面力
Fig.4 Longitudinal horizontal reaction of bearings

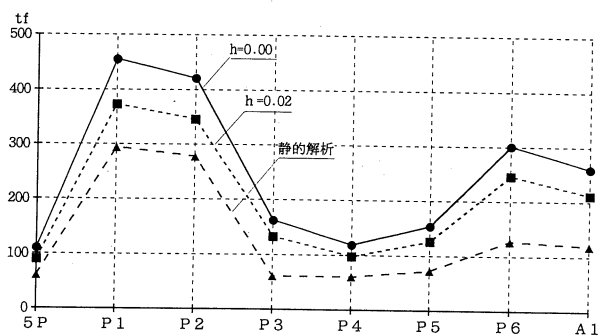


図-5 橋軸方向支承水平反力
Fig.5 Longitudinal horizontal reaction of bearings

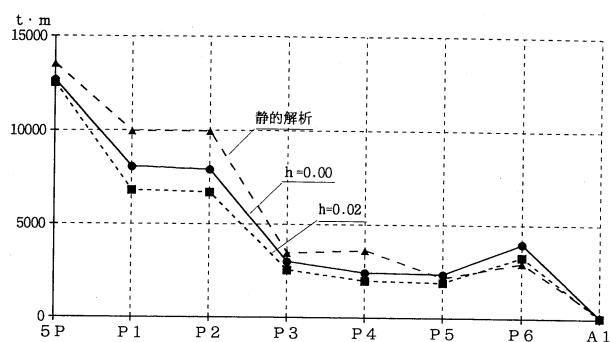


図-6 橋軸方向柱下端断面力
Fig.6 Longitudinal sectional forces at bottom of column

部工は下部工に依存した振動挙動を呈しており、各振動モードにおける全体での構造減衰は、下部工のそれと同程度の値となっているため差がなかったと考えられる。

次に、下り線の橋軸方向の支承水平反力を図-5に、脚下端断面力を図-6に示す。

ゴム沓の減衰が $h=0.00$ の場合は、静的解析結果と比較すると、支承水平反力では全ての橋台、橋脚で、また脚下端の断面力においては、P5、P6脚で静的解析結果を上回っている。

これは、支配的な1次モードにおいて、ゴム沓の減衰 ($h=0.00$) が、全体系の減衰に占める割合が高く (79.2%)、全体の減衰が1%程度となるため、減衰定数別補正係数 (C_D) が1.54となり、静的解析の設計震度と比べて、約1.5倍の加速度応答スペクトルを与えることになった結果と考えられる。(作用荷重を大きくすると同等の結果)

ゴム沓の減衰を $h=0.02$ とした場合においても、同様の傾向が見られる。

そこで、これらの値に上り線の慣性力を加えた値とすでに完成している下部工の耐力から求まる脚天端の許容水平力とを比較したものを図-7に示す。

以上のように、ゴムの減衰を2%考慮した場合でも一部橋脚においては許容値を上回ることから、反力分散ゴム沓の採用は危険であると判断した。

そこで本設計では、上部工からの慣性力を低減させること、及び耐力的に余裕のあるP1、P2脚、A1橋台の3カ所により多くの慣性力を受け持たせることを目的に

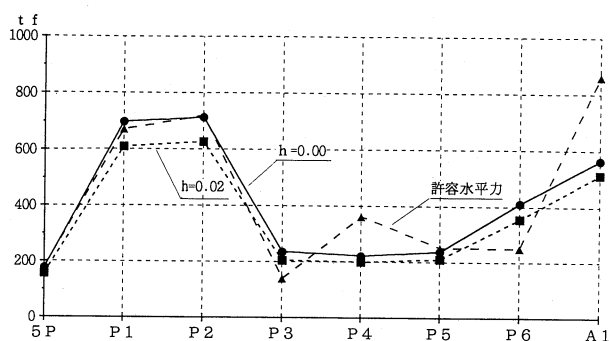


図-7 上下線合計支承水平反力
Fig.7 Horizontal reaction of bearings for both decks

免震沓の採用を検討した。

4. 免震沓を使用した設計

多径間連続橋に免震設計を採用する場合に一般に要求される①地震による上部構造の水平方向慣性力の低減②地震による上部構造の水平方向慣性力の各下部構造への合理的分散を満足できるようにP1、P2、A1の3カ所に免震沓 (LRB 沓) を使用し、その他に反力分散沓を使用した。

上記の場合の地震時橋軸方向の①支承水平反力②橋脚基部断面力③橋脚段落とし部断面力を動的解析により照査することとした。

4.1 等価バネ定数

LRB 沓のせん断バネ定数は、非線形な履歴特性を有するため、一義的に算定することはできない。

そこで動的解析の初期条件として仮定した変形量が、計算結果の変形量に収束するせん断バネ定数を等価バネ定数として次のように与えた。

P1 脚	5066 tf/m
P2 脚	4928 tf/m
A1 橋台	4271 tf/m

4.2 減衰定数

各 LRB 沓の減衰は、P1 脚 25%、P2 脚 25%、A1 橋台 24%とし、その他の反力分散ゴム沓の減衰は 0%とした。

4.3 解析結果

応答スペクトル法による橋軸方向の支承水平反力を図一8に、脚下端の断面力を図一9に免震沓を使用しない場合との比較で示す。

LRB 沓を使用したため、一次モードでの橋全体の減衰定数は約 13%になり、反力分散沓のみの場合に比べて、上部工慣性力が低減されるとともに、より堅いバネを持つ P1、P2、A1 により多くの慣性力が分散された。その結果、今回建設予定の下り線を連続化しても既設の下部工は安全に地震時慣性力に抵抗できることが確認された。

なお、各脚の鉄筋段落とし部での応力照査も併せて実施して安全性を確認した。

次に支承水平変位について、静的解析と比較したものを図一10に示す。

支承水平変位は、P1、P2 脚にバネ値の高い免震沓を採用したため静的解析に比べ、若干小さくなっているが、問題になるような変位は出ていない。

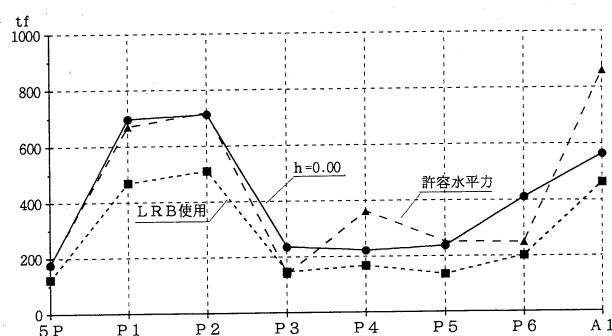
5. まとめ

本設計において、反力分散沓を使用する橋梁では、静的解析に比べ動的解析の応答値が大きいことが判った。

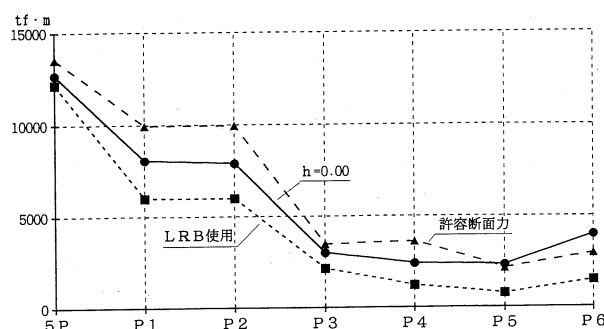
これは、静的解析の設計震度と動的解析の基準スペクトルを比較すると判るように、設計震度には約 5%の減衰(全体系)を考慮しているため、本設計のように 5%より小さな減衰の橋梁では、加速度応答スペクトルが設計震度より大きくなり、応答値も大きくなる傾向にある。

以上のことから、下部工耐力に余裕のない場合や、脚剛性が大きく異なる橋梁に、反力分散沓を採用する場合には、静的解析の検討に併せて動的解析による照査を実施することが望ましい。

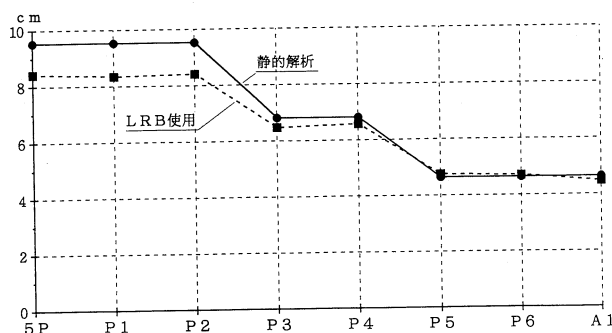
その際、ゴム沓の減衰の違いにより応答値が大きく変化することに留意し、ゴム沓の減衰を慎重に評価するとともに免震沓のようなゴム沓に減衰を期待した設計を行う場合には、製作された沓が所定の減衰を有することを確認する必要がある。



図一8 上下線合計支承水平反力
Fig.8 Horizontal reaction of bearings for both decks



図一9 柱下端断面力
Fig.9 Sectional forces at bottom of column



図一10 下り線橋軸方向支承水平変位
Fig.10 Horizontal reaction of bearings for south-bound deck

しかし、ゴムは材料にばらつきがあることや変形速度の変化に対する安定性に不明な点が多いことを考慮して、余裕を持った設計を行うことが必要であろう。

6. あとがき

ここで紹介したものは現在建設中の高架橋の設計業務の中で種々の検討を行ったものである。

それぞれの業務を担当されたコンサルタント、工事請負者により実施された設計業務の成果を引用させていただいた。

ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説V耐震設計編平成2年2月
- 2) 道路橋の免震設計法マニュアル(案)

未固結土砂地山における大断面トンネルの掘削

Excavation of Large-Section Tunnels in Loose Soil Ground

第一建設局 第二工事長 岩垣 富春
舞子工事事務所 Tomiharu Iwagaki

第一建設局 第三工事長 青野 宏
舞子工事事務所 Hiroshi Aono

第一建設局 第二工事長代理 浜村 吉昭
舞子工事事務所 Yoshiaki Hamamura



概要

神戸・鳴門ルート of 神戸側陸上部の舞子トンネルは、延長約 3.3 km、片側 3 車線の上下線併設トンネルである。トンネル区間の約 3/4 は未固結の大阪層群であり土砂地山における大断面トンネルの掘削として他に例のない施工であった。

このうち、南坑口に近い舞子台部では低土被りおよび上下線近接といった条件下での掘削であり、補助工法として長尺先受け工法（アンブレラ工法）を採用した。また、舞子墓園以北では地下水面下での掘削であり、先行水抜きシールドによる地下水位低下後、中壁分割（CD）工法により施工した。

いずれも試行錯誤を行いながらの施工であったが、当初目標とした精度で掘削が完了したので、その施工概要および実績について報告する。

The Maiko Tunnel is of parallel Tunnels, each of which provides a 3-lane roadway with a length of 3.3 km, for the on-land part of the Kobe-Naruto Route. The ground as much as three quarters of the tunnel portion is composed of the Osaka Group, which was loose, and it made the construction work difficult for a large section tunnel more than ever.

Among the work, the portion of Maikodai area near the south portal had a shallow overburden and narrow proximity between the roadways, therefore, the large radius support method (the umbrella method) was supplementary used. In addition, for the northern portion from Maiko-Boen, the excavation was done after lowering the ground water level by a pilot drainage to avoid underwater excavation, and made up by the mid wall division (CD) method.

These methods have successfully been done within the expected precision in spite of the works with trial and correction. This paper reports the outline of the works and results.

1. まえがき

「神戸ー鳴門ルート」の神戸側陸上部に位置する舞子トンネルは、延長約 3.3 km、片側 3 車線の上下線併設トンネル（標準部道路中心間隔 50 m）である。トンネル区間の地質は、全延長の内約 3/4 が未固結の大阪層群であり、残りの 1/4 が六甲花崗岩である。

トンネル周辺のほとんどは市街化され良好な住環境が保持された地域であり、かつ土被りが薄く、また、地下水面下の部分も多いなど厳しい自然条件、社会条件の中で建設されるため、多彩な工法を駆使して施工されている。

本稿では、未固結の土砂地山における大断面トンネルの施工概要及び実績について報告する。

2. 舞子トンネルの概要

2.1 地質

図-2 に舞子トンネルの地質概要図を示す。トンネル区間に分布する地質は、舞子墓園付近に分布する六甲花崗岩と、この南北に広がる新第三期中新世の神戸層群を

基盤層とし、これらを不整合に被覆する第四期更新世の大阪層群と段丘堆積層で構成され、このほかに部分的に沖積層や造成などによる盛土がある。

このうち大阪層群は、更新世中期の上部亜層群に相当し、砂礫分の優勢な地層で、径 4~100 mm のチャート、流紋岩の礫を主として砂層と粘土層を挟んでいる。

2.2 地下水の状況

舞子墓園以北に位置する名谷から第二神明道路付近にかけての大阪層群については、トンネル天端上約 10 m の位置に地下水面が存在する。この地下水は、連続性のよい粘土層を境にして自由面地下水と被圧地下水に分けられる。地下水の水頭は自由面地下水が被圧地下水より 2~8 m ほど高く、1°程度の平均勾配で流下している。

一方、舞子墓園以南に位置する舞子台部の大阪層群は地下水はほとんどない。

2.3 断面設計

大阪層群部における標準的な断面形状を図-3 に示す。本トンネルは 3 車線を包括する大断面トンネルであり、かつ未固結の土砂地山であることから、断面形状の決定

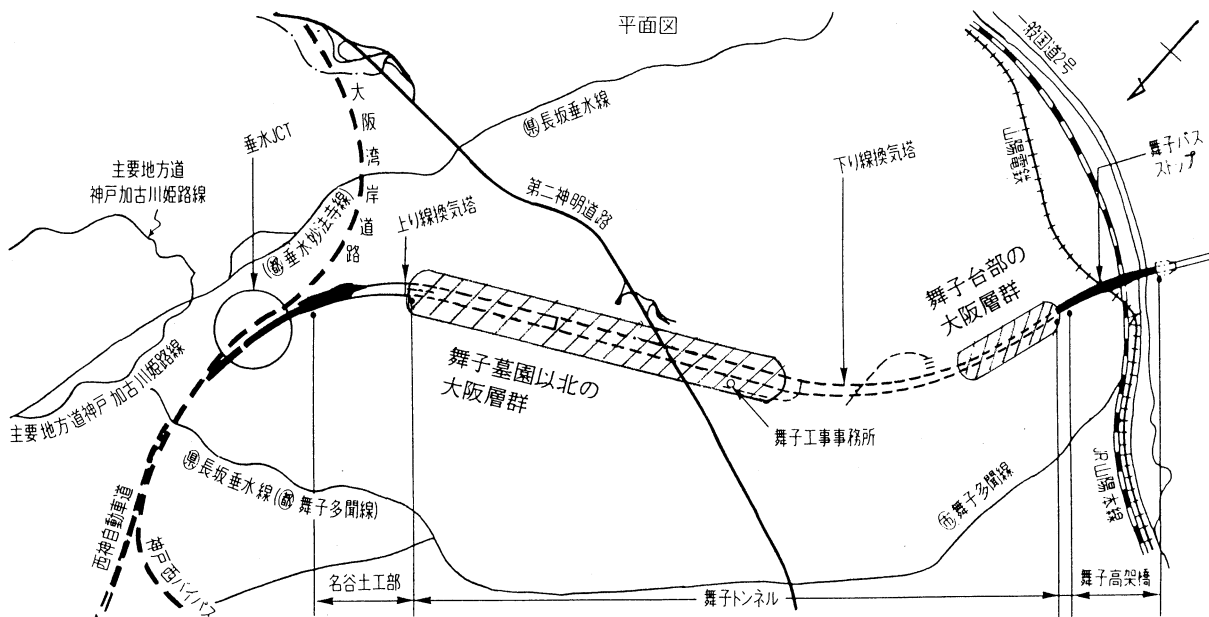


図-1 舞子トンネル平面図

Fig.1 Plan of Maiko Tunnel

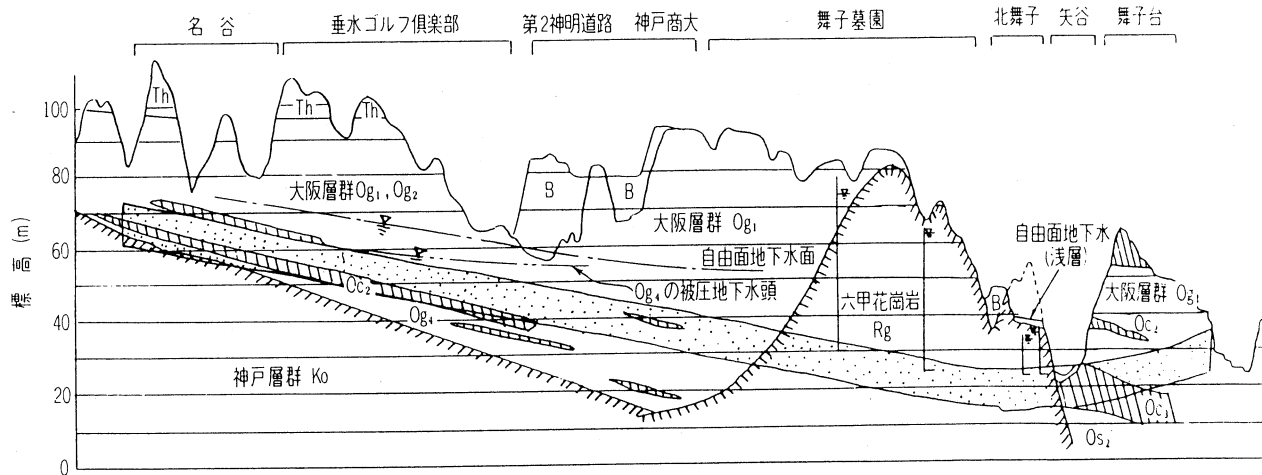


図-2 トンネル区間の地質概要図

Fig.2 Geological outline of tunnel portion

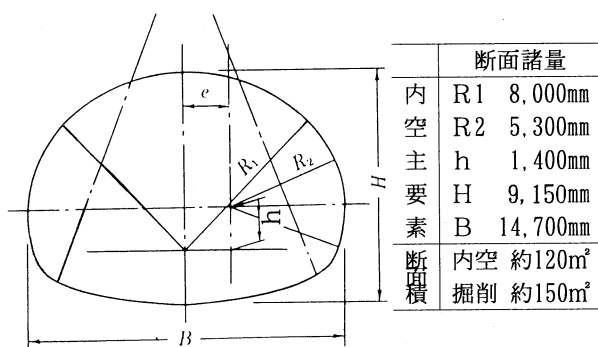


図-3 大阪層群部における断面形状

Fig.3 Cross section for Osaka Layers

にあたっては、①テルツァーギのゆるみ土圧、②FEM解析による塑性領域をゆるみ荷重とする場合の2ケースについて検討を行い、危険側となる前者の方法を採用することとした。

また、地下水面下の部分については、地下水を復元するためトンネル構造をウォータータイトとし、トンネル天端から10m相当の静水圧を荷重として考慮した。

一方、舞子台部は上下線が近接した双設トンネル構造となるため、FEMによる近接トンネルの挙動解析を行い、ゆるみ荷重を単体トンネルの1.5倍とした。

3. 舞子台部の大阪層群の掘削

トンネルの南坑口に近い舞子台部(延長約370m)においては、市街地明り部における道路用地抵触面積を最小にするため、上下線トンネルの離隔は13.4~1.1mと近接している。さらに、地表部には土被りが20m以下と浅い区間の直上に建物が建ち並んでおり、道路あるいはガス、水道等の地下埋設物がある。

この区間の施工法の選定にあたっては、

- ① 地上の建物、地下埋設物等に有害な沈下を発生させないこと。
 - ② トンネル切羽の安定が図られること。
 - ③ 天端崩落の防止が図られること。
- を考慮して検討を行った。

3.1 本坑掘削工法の選定

(1) 補助工法の選定

掘削補助工法の選定にあたり、以下の3案について検討した。

第1案 建物の仮受け（耐圧版工法）

第2案 坑外からの先受け（パイプルーフ工法等）

第3案 坑内からの先受け（フォアパイリング工、プレライニング工、アンブレラ工法等）

このうち第1案については、

- ① 施工性の問題（特に古い建物があること）。
- ② ジャッキによる仮受け状態が長期にわたり管理上の問題があること。
- ③ トンネル切羽の安定及び天端崩落防止効果は期待できないこと。

また、第2案については、

- ① 施工延長が長く施工精度、能力に問題があること。
- ② トンネル線形が曲線であるため、余堀が大きくなり不経済であること。

により、第3案を採用することとした。

さらに、坑内からの先受け工法については、表-1に示す3案について比較検討を行い、先行変位の抑制および切羽の安定を含めて最も信頼性の高いアンブレラ工法（長尺先受け工法）を補助工法とすることとした。

(2) 先受け工法の選定

アンブレラ工法は、先受け工と脚部の支持力によって地山を直接支持し、応力の再配分、ゆるみを極力抑え、地山の变形・沈下を防止する工法である。先受け鋼管の施工および注入方法によってトレビチューブ工法、ロディンジェット工法、トレビジェット工法等があるが、

- ① 土被りが浅いため硬化剤の高圧噴射はかえって地山、地表面に悪い影響を与えるおそれがあること。
- ② 現地実験により、対象地山において低圧注入で十分な固化体を得られることが確認されたこと。

により、トレビチューブ工法を採用することとした。

なお、掘削工法は、アンブレラ工法により先受けされた状態での掘削であり、早期に断面閉合を図るために、上半先進ベンチカット工法とした。

3.2 アンブレラ工法概要

図-4にトレビチューブによるアンブレラ工法の概念図を、図-5に支保パターン図を示す。

トレビチューブの打設にあたっては、2本のブームを有し、同時に左右2本の施工が可能な専用の機械（トレビ穿孔機 SM 505 DT）を使用した。

トレビチューブとして使用した鋼管は、外径 $\phi 114.3$

表-1 先受け工法比較

Tab.1 Comparison of nose supporting methods

先 受 け 工	施 工 概 要	評 価
フォアパイリング工	ボルトや単管パイプにより前方の地山の拘束を高める工法である。先受け延長は3m程度である。	
プレライニング工	切羽周辺部をあらかじめ機械により板状あるいは杭状に掘削し、掘削部をモルタルやコンクリートで置き換える工法である。プレライニングの厚さは10~30cm程度、長さは3~5m程度である。	先受け延長が短いいため先行変位を抑える効果が小さく切羽の崩落、地表沈下を抑制する効果が少ない。
アンブレラ工 (トレビチューブ) (ロディンジェット) (トレビジェット)	トンネルのアーチに沿って長尺の先受け工を実施し、切羽前方の地山を支持した後に掘削を行う工法である。先受け延長は12~13mである。	先受け延長が長いいため先行変位を抑える効果は大きく切羽の崩落、地表沈下を抑制する効果が大きい。

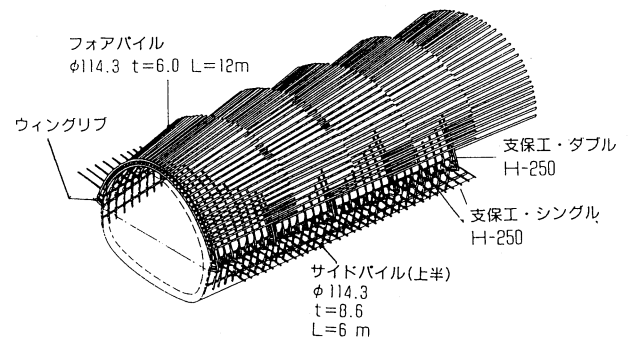


図-4 アンブレラ工法概念図

Fig.4 Concept of umbrella method

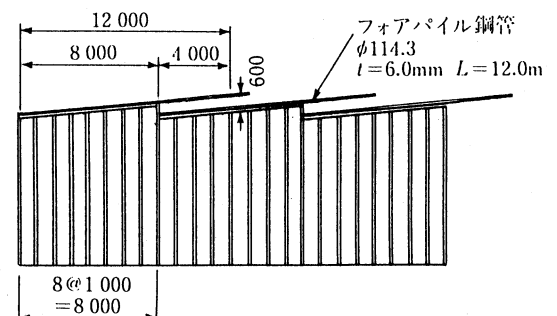
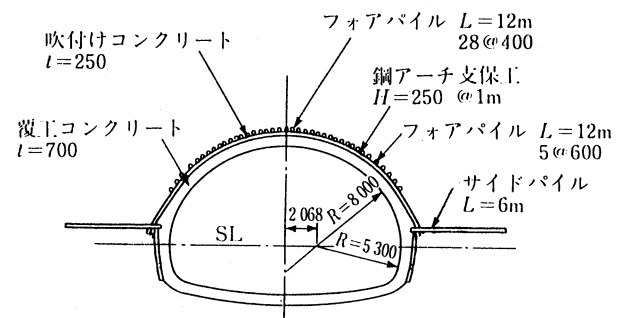


図-5 支保パターン図

Fig.5 Pattern of timbering

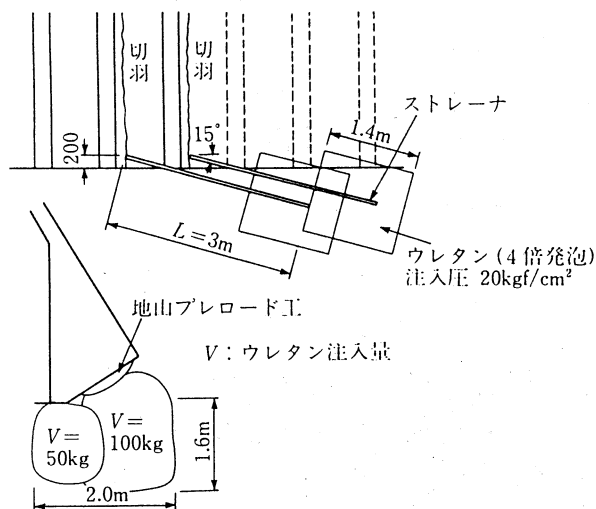


図-6 ウレタン注入脚部補強工

Fig.6 Reinforcement of footing by urethane filling

mm、厚さ $t=6.0$ mm、長さ $L=12$ m のジョイントがない 1 本物である。鋼管打設は、鋼管先端に取り付けたシールドクラウンと管内のインナービットにより削孔、打設した後、鋼管をそのまま残し、管内のロッドおよびビットを引抜く方法で行った。

鋼管打設後、早強セメントミルクを注入する。穿孔による孔壁の崩壊および隣接孔からのリークを防止するため、打設注入は 1 本おきとした。

打設注入完了後 8 m のトンネル掘削を行い、ラップ長 4 m を残して次の先受け工を施工する。

3.3 施工法の改善点

(1) 脚部先行ウレタン注入

アンブレラ工法において、脚部の補強は重要な支保である。試験施工の当初は、鋼製支保工の間に 3 対のフットパイルを 25 cm ピッチで打設することで支持力の確保および下半掘削時の側壁崩壊防止を図ったが、収束までの天端沈下は 30 mm を超えた。これは、フットパイル削孔によって支持地盤を乱すことが原因と考えられた。

そこで、上半脚部沈下抑制対策として、応力の集中する脚部地盤を先行して改良することにした。改良材として、トンネルの進行を考慮し、1 日程度で高い強度が要求されることから、ウレタン注入方式を採用した。改良体の物性値は、一軸圧縮強度で $50\sim70$ kgf/cm²、変形係数 $12,000\sim16,000$ kgf/cm² に向上した。

施工パターンは図-6 に示すとおりで、切羽から 3 基先のウイングリップの直下部分の幅 2.0 m、高さ 1.6 m (ウレタン注入量 150 kg/片側) の範囲を切羽ごとに改良する。これにより、フットパイル施工時に比べて先行変位を含めた天端沈下量は 2/3 以下に抑えられた。

(2) 地山プレロード工法

長尺先受け工の採用にあたっては、できるだけ切羽に近く、早期に長尺先受け工の荷重の支持点を設けることが、変位防止の上から重要であると考え、脚部先行ウレ

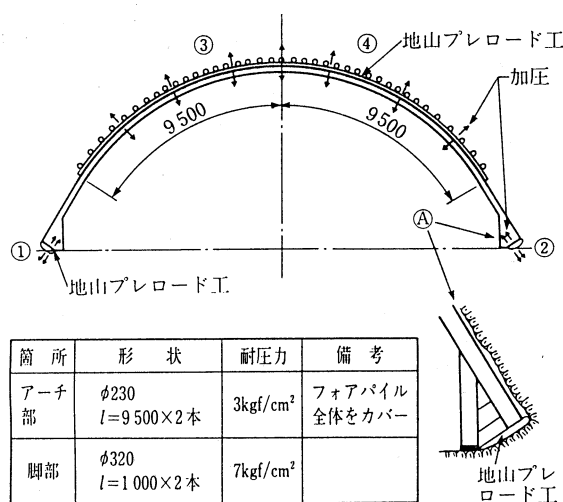


図-7 地山プレロード工

Fig.7 Preloading on natural ground

タン注入に加え、地山プレロード工法を併用することとした。

地山プレロード工は、鋼製支保工と長尺先受け工および地山の間に布袋を挿入し、そこに無収縮モルタルを圧入するものである。(図-7)

注入圧力は、鋼製支保工のずれや変形を引き起こす恐れがあるため、 3 kgf/cm^2 としている。

応力測定の結果では、鋼製支保工設置後早期に応力が発生し始め、プレロードをかけない場合に比べ、鋼製支保工により大きな軸力が発生しており、ほぼねらい通りの結果が得られた。

(3) 施工状況

図-8 に掘削完了後の地表面沈下平面分布図を示す。地表沈下量は最大 30 mm となっており、目標沈下量を若干上回っているが、地表には大きな変状を生じさせることなく掘削を終えた。通常の NATM 工法による沈下量に比べれば、アンブレラ工法の効果が十分に発揮されていると考えられる。

4. 舞子墓園以北の大阪層群の掘削

名谷から第二神明道路付近にかけての大阪層群部 (延長約 1,800 m) においては、前述のようにトンネル天端上約 10 m の位置に地下水面が存在する。地下水面下の土砂地山における大断面トンネルの掘削に先立ち、昭和 63 年度より実施した試験坑 (現在は作業用斜坑に転用) の調査結果により、地下水を低下させることにより切羽の自立性が高まり、作業効率の向上が十分期待できることが明らかになった。

4.1 地下水位低下工法の選定

地下水位低下工法の選定にあたり、地下水位低下の確実性、施工性、工期、経済性を考慮し、以下の 5 案について検討した。

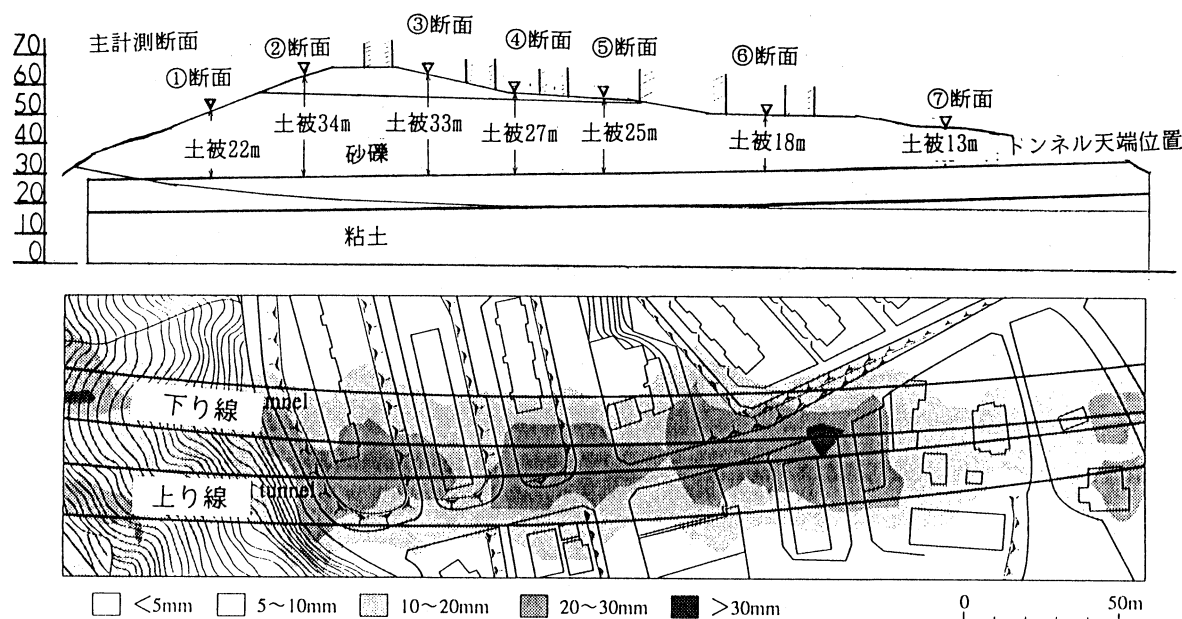


図-8 地表面沈下コンター図
Fig.8 Contour map of ground subsidence

- 第1案 水抜き作業坑案：地下水面より上部に作業坑を掘削し、坑内よりディープウェルを施工する。
- 第2案 側壁導坑先進案：側壁導坑を先進させ、水抜きボーリング等を併用する。
- 第3案 本坑断面内シールド案：本坑内にシールド導坑を先進させ、水抜きボーリング等を併用する。
- 第4案 本坑断面下シールド案：本坑の断面下にシールド導坑を先進させる。
- 第5案 上下線中間シールド案：上下線の間中にシールド導坑を先進させる。

比較検討の結果、

- ① 水抜き効果に最も優れる。
- ② 本坑の施工法に制約を与えない。
- ③ シールドと本坑の平行作業が可能である。

ことから、第4案の本坑断面下シールド案（図-9）を採用することとした。なお、名谷付近の約500m区間については、下部の神戸層に沿ってシールドを上昇させたため、結果として一部本坑内にシールドを設けることになった。

水抜きボーリング孔として、上向きは角度36°、延長15m/本、下向きは角度12°、延長9m/本を10mピッチで交互に配置し、本坑掘削に際しての水抜きボーリングの効果は十分に評価できるものであった。

4.2 CD工法の概要

(1) 本坑掘削工法の選定

水抜きシールド先行後の本坑掘削の施工法として、サイロット工法、中壁分割（CD）工法および側壁導坑先進工法などについて検討した。これらの工法は、いずれも

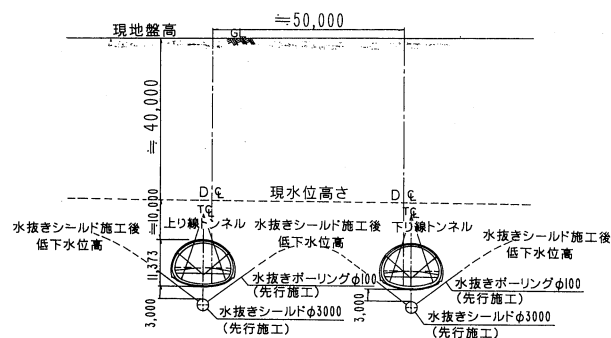


図-9 先行水抜きシールド断面図
Fig.9 Cross section of pilot drain shield

トンネル切羽を小さくすることで切羽の安定、トンネル周辺地山の緩みおよび地表面沈下の抑制を図るものであるが、以下の利点を有するCD（Center Diaphragm）工法を採用した。CD工法の施工概要図を図-10に示す。

- ① 他の案に比べ各加背が大きく、大型機械の導入が可能で、作業効率が良い。
- ② 上記加背の大きさであれば、地下水位低下後はフォアパイリング等により十分掘削可能であることが試験坑掘削時に確認されている。
- ③ 水抜きシールドを先行し、水位低下を図っている。
- ④ 必要に応じ、先行シールドからの補助対策工の施工が可能である。

(2) 施工状況

掘削による沈下量は、土被りの薄い区間で大きな先行沈下が発生する傾向にあり、一部盛土区間を除いて、天端沈下は概ね10～30mm、地表面沈下は概ね10mm以下であった。

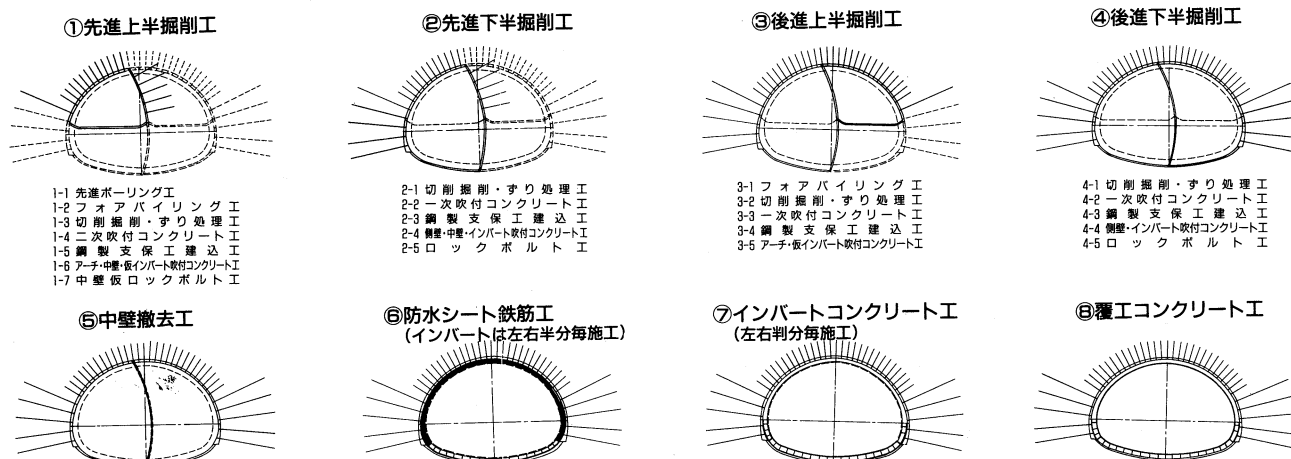


図-10 中壁分割 (CD) 工法施工概要図
Fig.10 Outline of mid wall division (CD) method

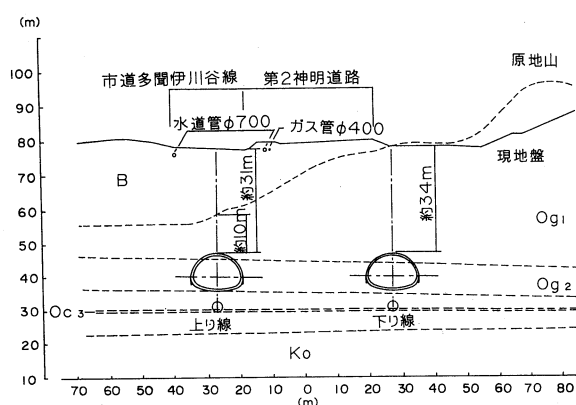


図-11 第二神明道路付近横断面
Fig.11 Underpass at Dai-ni Shinmei road

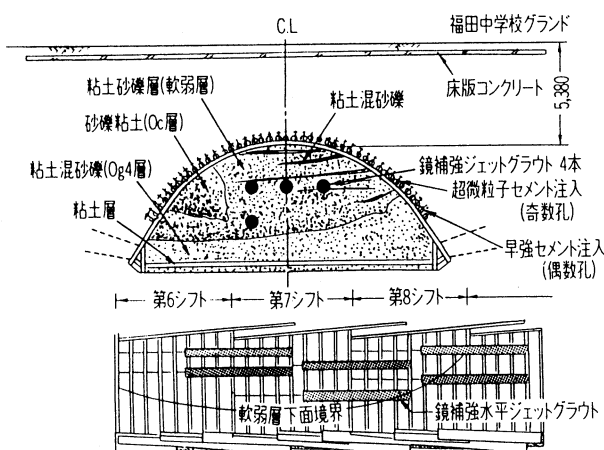


図-13 軟弱層部における切羽状況と対策工
Fig.13 Heading and countermeasure at weak layers

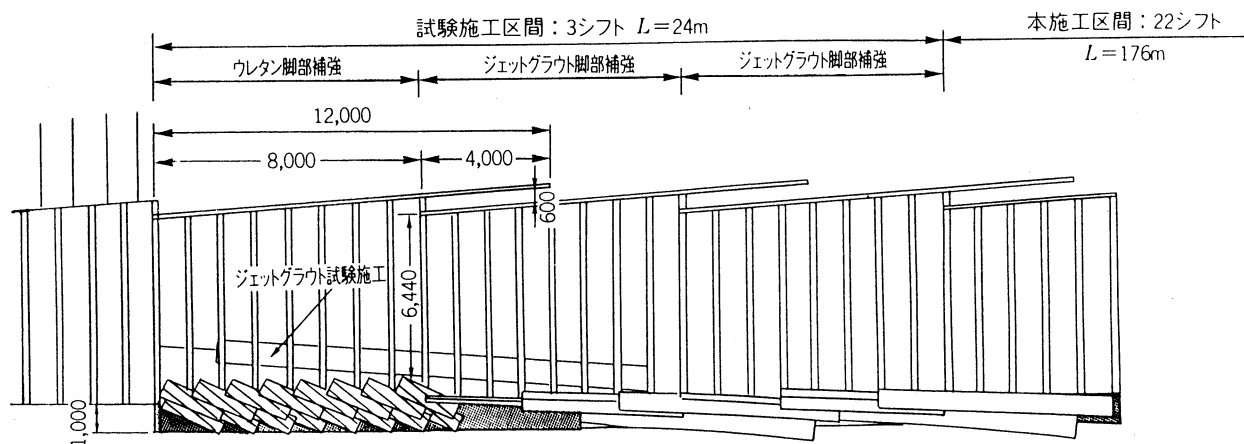


図-12 ジェットグラウトによる脚部補強工
Fig.12 Reinforcement of footing by jet grouting

4.3 特殊区間の対策工

(1) 第二神明道路交差部の施工

第二神明道路は交通量が10万台/日を超える4車線自動車専用道路であり、トンネルとは土被り約30mで交差する。しかも、上り線についてはそのうち2/3が盛土

である。交差部の断面は図-11に示すが、第二神明道路には老朽化したガス管(φ400)および水道管(φ700)が埋設されている。

この区間については、本坑およびシールド坑から上向きに削孔長約20m程度の薬液注入による地盤改良を行

い、必要に応じてウレタン注入式フォアパイルリングによる補助工法を組み合わせることにより施工した。

道路部の掘削による沈下量の許容値を 25 mm に設定し、実際の沈下は 9 mm 程度であった。(ただし、地震による沈下を除く。)

(2) 福田中学校交差部の施工

舞子トンネルの北坑口に近い福田中学校グラウンド下の延長 200 m の区間においては、土被りが 4~7 m と浅く、また校舎との最近接距離約 10 m での施工となる。ここでも、舞子台部で地表面沈下に対しての有効性が確認されたアンブレラ工法が採用された。

この施工においては、施工機械に改良を加え、以下の特徴を持った施工を行っている。

① 施工機械の改良

作業半径の拡大、削孔動力の電力化等により、作業効率、作業環境が改善された。

② ジェットグラウトによる支保工脚部補強

舞子台部の脚部補強においてはウレタン注入を用いたが、改良範囲が小さいため各切羽で注入を行う必要があり、施工工程に影響していた。ここでは、図-12 に示すように、フォアパイル施工機械を用いたジェットグラウトによる脚部補強工の試験施工を行い、舞子台部で実績のあるウレタンによる脚部補強と同等以上の効果が確認できた。

この結果、支保工脚部に 1 シフト分の改良体を、掘

削に先立ち造成することが可能となり、掘削サイクルと地山補強とを切り離すことができた。

③ 切羽補強工への応用

本施工区間の旧沢部において、軟弱層の出現に伴い大きな先行変位が発生し、地表面沈下が増大したため、天端補強工としてアンブレラ鋼管注入材に超微粒子セメントを用い、かつ鏡補強工として、ジェットグラウトによる杭を打設した。(図-13)

この結果、先行変位抑制に有意な効果がみられた。

5. あとがき

舞子トンネル工事は、未固結土砂地山、扁平大断面、地下水位下、市街地、薄い土被り、上下線近接といった他に例をみない難工事であり、試行錯誤を行いながらの施工となった。このため、FEM 解析により地山の挙動予測を行うとともに、計測結果に基づいた情報化施工を展開し、平成 8 年 5 月には全線が貫通した。

現在の進捗は掘削作業がほぼ完了し、鋭意二次覆工の作業を行っている。今後は平成 10 年春の完成に向け、舗装工事、内装、防災・換気設備等の工事を行っていく。

最後に、舞子トンネルの設計から施工にわたってご指導いただいている舞子トンネル委員会(三好迪男委員長)の方々および舞子トンネル工事に携われた皆様に感謝いたします。

南備讃瀬戸大橋の橋体精密点検

Configuration Survey on Minami Bisan-Seto Bridge

監査室 監査役 林 義信
Yoshinobu Hayashi

第二管理局 橋梁技術課長 池田 定三
坂出管理事務所 Teizo Ikeda

第二管理局 橋梁技術課長代理 中西 治
坂出管理事務所 Osamu Nakanishi



概要

本州四国連絡橋公団の管理する長大橋梁は、架橋地点の厳しい自然条件等を克服して建設された構造物であり、架け替えが困難であるため、100年以上の長期間にわたって良好な維持管理を行っていくことが必要である。

点検は、大別すると日常点検、定期点検及び精密点検がある。精密点検は、橋体の健全度を確認するために測定機器類を用いて橋体の形状異常や応力異常などを測定する構造系の点検である。

本橋では、吊橋の代表橋梁として南備讃瀬戸大橋を選んで、縦断線形、主塔の倒れ等の精密点検主要項目についてその測定方法、測定結果等を報告するものである。

The Honshu-Shikoku Bridges should be maintained in healthy condition for more than a hundred year, since the bridges are unable to be replaced in harsh natural conditions of the sea. The inspection over these bridges has been carried out in three ways: routine and periodic inspections, and configuration survey. The configuration survey checks the soundness of the bridge structure by surveying its configuration, and stresses. This paper reports the methods and results of the configuration survey done on the Minami Bisan-Seto Bridge, including measurement of camber and inclination of pylons, etc.

表-1 精密点検項目

Tab.1 Items of configuration survey

1. まえがき

本州四国連絡橋公団の管理する長大橋梁は、架橋地点の厳しい自然条件等を克服して建設された構造物であり、架け替えが困難であるため、100年以上の長期間にわたって良好な維持管理を行っていくことが必要である。

維持管理の基本は、点検・判定・措置の3要素であるが、供用中の長大橋梁はまだ完成してから日が浅く、現時点では点検業務が主となっている。

点検は、大別すると日常点検、定期点検及び精密点検がある。前二者は、主として点検者の目視により橋梁部材の健全性を把握することが目的であるのに対し、精密点検は、橋体の健全度を確認するために測定機器類を用いて橋体の形状異常や応力異常などを測定する構造系の点検である。精密点検の項目を表-1に示す。

本稿では、吊橋の代表橋梁として南備讃瀬戸大橋を選んで、表-1の精密点検項目のうち、縦断線形、主塔の倒れ量、橋台・橋脚の移動量及びハンガーロープ張力について、その測定方法、測定結果等を報告するものである。

2. 調査橋梁の概要

瀬戸大橋は、道路・鉄道併用橋として1988年4月に供用された。鉄道は、新幹線複線も可能となっているが、

点検項目	点検目的	吊橋	斜張橋	トラス
1 橋体温度の測定	次項目以下の測定値の補正を行うため、各測定時の橋体温度を知る必要がある。温度変化による影響値は事前に計算しておく	○	○	○
2 縦断線形の測定	アンカレイジ・主塔基礎の変位、主塔の傾斜、スプレーサドルの滑り出し等による構造全体系の異常変形の有無を確認する。	○	○	○
3 主塔の倒れ量の測定	主塔基礎の変位等による主塔の異常変形を確認する。	○	○	
4 橋脚・橋台の移動量の測定	支持岩盤の圧密・クリープ等により生じる不等沈下による下部工の傾斜・移動・回転の変位の有無を確認する。	○	○	○
5 伸縮装置の遊間の測定	橋端の道路伸縮装置の遊間を測定し、構造系の異常変形の有無を確認する。	○	○	○
6 主塔と桁の相対位置の測定	道路面において主塔中心と補剛桁格点との橋軸方向の相対位置を知り、構造系の異常変形の有無を確認する。	○		
7 スプレーサドルの移動量の測定	スプレーサドルの移動量を測定し、構造系の異常変形の有無を確認する。	○		
8 ハンガーロープ張力の測定	ハンガーロープが弛むと桁に応力負担がかかり、たわみ剛性が低下するので張力測定して監視する。	○		
9 ケーブル張力の測定	項目8に同じ		○	
10 ケーブルバンドボルト軸力の測定	ボルト軸力が弛むとバンドが滑動するので張力測定を行って、張力抜けを監視する	○		
11 溶接部の超音波探傷検査	重要部材の溶接欠陥は製作時に検査して把握しているが、供用による疲労進展の有無を計測する必要がある。	○	○	○

現在は在来線複線で営業されており、橋体形状としては暫定系である。今回報告する南備讃瀬戸大橋の橋梁一般図を図-1に示す。列車の走行性を考慮して主塔部はタワーリンクで補剛桁を吊る連続桁形式をとり、橋梁端部は大伸縮量に追従できる伸縮装置となっている。

3. 基礎的検討

3.1 温度影響値解析

縦断線形、主塔の倒れ量及び伸縮装置の遊間量等の温度による影響を求めるために温度解析を行い、その結果を表-2に示す。

縦断線形及び主塔の倒れ量は、殆どケーブル温度が支配的であり、他部材の温度の影響は小さいとみなしてよい。他方、伸縮装置の遊間量及び主塔と桁との相対変位量は、桁温度が支配的である。また、ハンガーロープ張力は温度変化の影響を殆ど受けない。

従って、吊橋の場合には、ケーブル及び桁の温度を代表として測定することとする。

3.2 温度補正量

実測値は、設計基準温度(20℃)に補正され、設計理論値と比較される。各橋梁の詳細設計時に計算された温度変化+30℃のデータから1℃当たりに換算した値を近似的に温度補正量として使用する。(表-3参照)

従って、温度補正後の値は、次式で計算される。

$$\text{温度補正後の測定値} = \text{実測値} + \alpha (20 - T)$$

α : 温度補正量 (mm/℃)

T : 測定時の橋体温度 (℃)

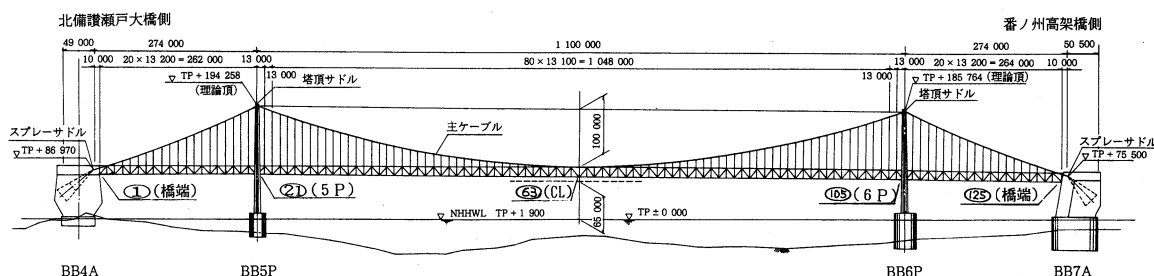
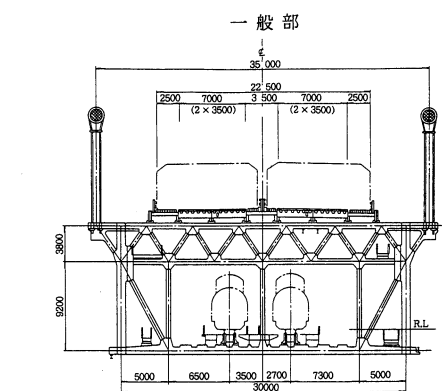


図-1 橋梁一般図
Fig.1 General profile

3.3 ケーブル温度

ケーブル温度として、供用後ではケーブル表面の温度を測定することになる。ケーブルの表面と内部とは当然差があるので、ケーブル断面内の平均的溫度(断面平

表-2 温度影響値解析結果

Tab.2 Result of influential analysis on temperature

単位: mm

測定項目		ケーブル	主 構	主 塔	ハンガー	合 計
縦断線形		－ 451	－ 37	64	－ 6	－ 431
主塔の倒れ量		－ 39	0	9	－ 6	－ 30
主塔・桁相対変位量		－ 5	－ 63	5	0	－ 63
伸縮装置移動量		－ 2	－ 94	0	0	－ 96
ハンガー 張力 (ton)	格点 20	－2. 3	－1. 1	9. 3	－8. 7	－2. 8
	格点 63	－2. 0	－0. 4	－0. 0	3. 1	0. 7

(注1) 各部材の温度が単独に10℃上昇したときの变化量を示す。

(注2) 縦断線形の値はスパンセンターでの値である。上方に増加する場合を正とする。

(注3) 主塔の倒れ量は側径間側を正とする。

(注4) 主塔と桁の相対変位量は塔に対して桁が中央径間側へ移動する場合を正とする。

(注5) 伸縮装置の移動量は遊間が増加する場合を正とする。

表-3 温度補正量 (南備讃瀬戸大橋)

Tab.3 Adjustment on temperature

(a) 縦断線形

格 点	補正量 (mm/℃)	格 点	補正量 (mm/℃)
1 (4 A)	0. 0	63 (CL)	-40. 7
6	1. 4	69	-40. 0
11	2. 1	75	-36. 8
16	2. 8	81	-31. 3
21 (5 P)	0. 9	87	-23. 4
27	- 5. 5	93	-14. 3
33	-14. 7	99	- 5. 1
39	-23. 4	105 (6 P)	0. 9
45	-31. 3	110	2. 3
51	-36. 8	115	2. 1
57	-40. 0	120	0. 9
63 (CL)	-40. 7	125 (7 A)	0. 0

(注) 縦断線形は上方に変位する場合を正とする。

(b) 主塔の倒れ量

主塔名称	補正量 (mm/℃)
5 P	-3. 3
6 P	-3. 3

(注) 主塔の倒れ量は側径間側への倒れを正とする。

(注) ○内の数字は格点番号を示す。

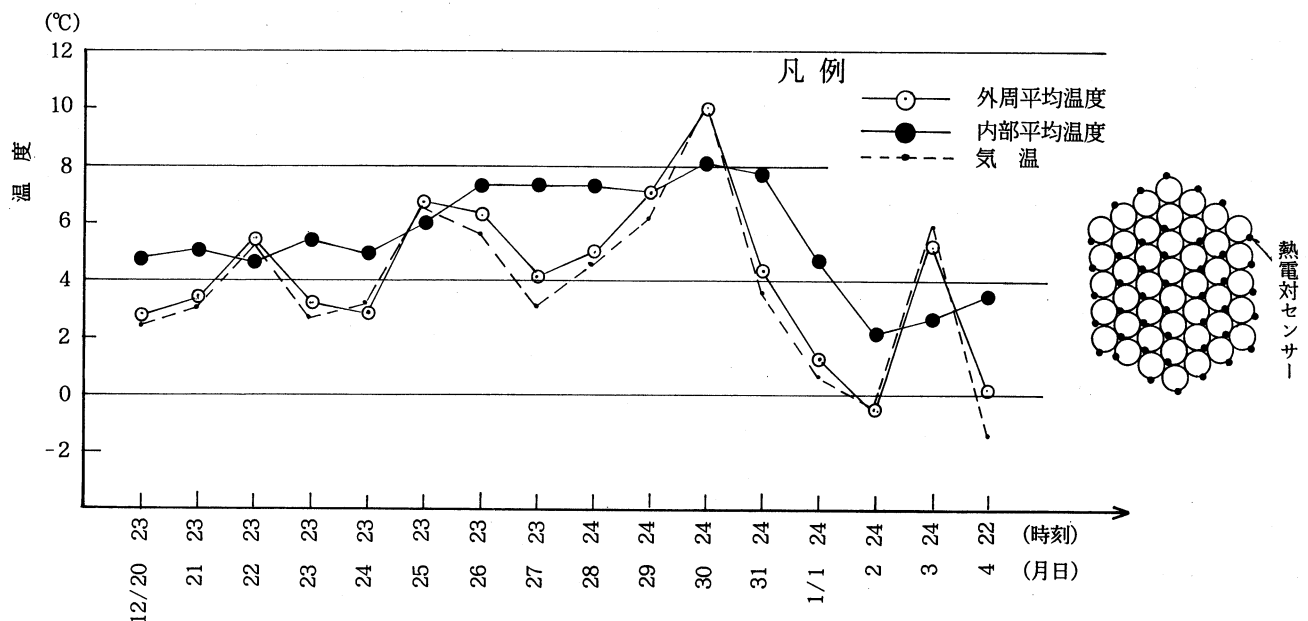


図-4 ケーブル温度の経時変化(下津井・東ケーブル)
Fig.4 Temperature change of cable in time (Shimotsui-Seto, east cable)

たデータであるが、夜中の1時～3時の時間帯で断面平均温度は表面温度よりも1～2℃程度高い。大気温度の影響を直接受けるケーブル表面温度の時間的変化に比べて、当然のことながら断面平均温度の変化の方は緩やかであることがわかる。

また、下津井瀬戸大橋のプレスクイズ時に測定した結果(1985.12.20～1.4の16日間)を図-4に示す。外周平均温度及び内部平均温度とは、外周ストランド20本、内部ストランド24本について熱電対センサーで測定した温度をそれぞれ平均した値をいう。

一般的に外周平均温度の方が内部平均温度よりも1～3℃程度低くなっているが、4日分のデータはその逆となっており、1～2℃程度の差があった。これは、気温が前日に比べて急激に上昇し、ケーブル表面部分は気温に追従して上昇しているが、内部まで充分に熱が伝導されなかった結果であると推定される。

供用後のケーブルは、ケーブルストランド上をラッピングワイヤーで固く締め付け、その上に塗装が施されている状態であり、前述のプレスクイズ測定時とは異なるが、ケーブル温度による影響誤差を検討する上で参考となる。

3.4 ハンガーロープ張力

ハンガーロープの張力は振動法による。振動法とは、ハンガーロープに加速度計を取り付けて常時微動を測定し、スペクトル解析で固有振動数を求めて張力を算出するものである。

ハンガーロープ張力の算定は、次式のとおりでである。

$$T = 4WL^2 f_1^2 / G$$

ここに、

T : ハンガーロープ張力

W : 単位重量 (t/m)

L : ハンガーロープの固定間距離(m)

f_1 : 1次の振動数 (Hz)

G : 重力加速度 (=9.8m/s²)

南備讃瀬戸大橋の北隣の北備讃瀬戸大橋では、補剛桁架設時に7格点(固定点間の実長:3.3m、7.6m、8.5m～24m)のハンガーロープについて、ハンガー引込時のロードセル値と振動法から求めた張力を比較している¹⁾。その結果によれば、長さが7.6m以上では両者の差が4%以下であった。しかし、長さが短いロープ(3.3m)では7%程度の差があり、誤差が大きくなっている。

従って、振動法による張力を求めるにつき、前述のような測定誤差がある旨認識しておく必要がある。

4. 測定方法

4.1 測定時期

供用後第1回目の計測は、測定の基準点を設置する作業を行うと共に1988年11月に実施した。その後、第2回目は1989年8月に、第3回目は1991年9月に、第4回目は1994年11月に実施した²⁾。

測定は、原則として鋼材温度が安定する20時から翌4時頃までの時間帯内で実施する。なお、ハンガーロープの張力は、温度の影響を殆ど受けないので昼間に測定する。

列車荷重は、橋体挙動への影響が大きいため通過時は測定を一時中断し、通過後に再開する。自動車荷重に対しては、大型車による振動を除いて影響も少ないのでそのまま測定を継続する。

4.2 温度の測定

鋼材表面の温度測定は、表面接触型温度計または、貼

付け式の熱電対センサーを使用しリード線を介してレコーダに記録する。なお、測定中は、1時間毎に測定記録する。

4.3 縦断線形の測定

縦断線形の測定は、温度の安定した夜間に主構上弦材の上面に設けた測定点を直接的に水準測量して行う。水準測量の基準点は、各橋梁ごとに第1回目の計測に先立って橋台等に設けた。南備讃瀬戸大橋用としては4 A上屋上 (T. P.+93.181 m) に設けた。

測量は3級水準測量とし、往復観測値の較差の許容範囲は $10\sqrt{S}$ mm (S:片道の観測距離、km 単位) である。

測量時間の短縮を図るために、具体的には路肩に測点を設けて往復水準測量をし、それらの測点から横断的に主構上弦材に設けた測量点を測ることとした。

4.4 主塔の倒れ量の測定

主塔の倒れ量は、橋台・橋脚上に設けた基準点を不動点とし、その水平距離を基準距離として塔頂間の水平距離との差を求めて倒れ量とする。測定には経緯儀と光波測距儀を使用する。光波測距儀の器械誤差は、 $\pm 5\text{ mm} \pm 2\text{ ppm} \cdot D$ (D:観測距離、mm 単位) である。

その他の方法として、トランシットを使用して塔基部の基準点と塔頂部の測点とのずれ量を測定する方法もある。

4.5 橋台・橋脚の移動量の測定

橋台及び橋脚の天端四隅に測点を設置し、それらに対して沈下を測定する水準測量と水平移動量を測定するトラバース測量を実施する。

4.6 ハンガーロープの張力測定

ハンガーロープの異常を調べるために、ハンガーロープの張力を測定する。測定時間は昼間とし、測定方法は振動法により行うものとする。

加速度計の取り付け位置は、橋面上から手の届く範囲の高さとし、橋軸直角方向の振動加速度を検出するように計測器をセットした。従って、ハンガーロープの固定間距離として、ハンガークランプ下面とハンガーブラケット上面との間の設計長さをとる。(図-5)

5. 測定結果及び考察

5.1 温度

(1) ケーブル温度

ケーブル温度を測定する箇所を選定するため、南備讃瀬戸大橋 (中央径間中央) の東・西ケーブルでデータ収集した。ケーブル表面の8点又は4点で測定し、結果を表-4に示す。ケーブル温度の東西差異は殆どなく、ケーブル周面で1~3℃程度の差があった。また、8点平均でも4点平均でも差がない。

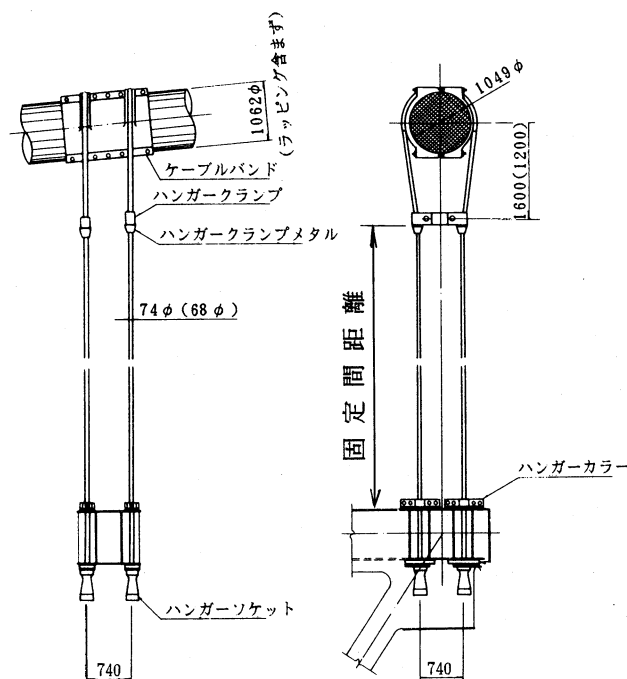


図-5 ハンガーロープ構造図

Fig.5 Suspend rope system

表-4 ケーブル表面温度

Tab.4 Surface temperature on cable

(a) 第1回 (1988.11.30-12.1)

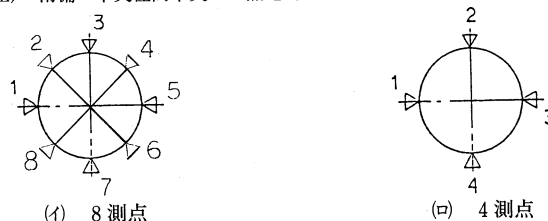
測定箇所		20:00	21:00	22:00	23:00	24:00	1:00	2:00	3:00	4:00	
東ケーブル	8測点	平均值	8.2	7.9	7.8	8.0	8.1	8.2	7.7	7.8	7.9
		Max-Min	2.0	2.4	2.6	2.1	1.7	2.0	2.8	2.7	2.5
	4測点	平均值	8.3	8.1	8.0	8.1	8.2	8.3	7.9	8.0	8.1
		Max-Min	1.7	2.2	2.4	2.1	1.7	2.0	2.7	2.7	2.5
西ケーブル	8測点	平均值	8.2	7.9	7.8	8.0	8.1	8.0	7.6	7.7	7.7
		Max-Min	2.2	2.6	2.7	2.0	1.7	1.8	2.5	2.2	2.3
	4測点	平均值	8.2	7.9	7.7	8.0	8.0	8.0	7.6	7.6	7.6
		Max-Min	1.8	2.2	2.3	1.7	1.4	1.4	2.1	1.9	2.0

(注) 南備・中央径間中央にて接触型温度計で測定した。

(b) 第2回 (1989.8.9-10)

測定箇所		20:00	21:00	22:00	23:00	24:00	1:00	2:00	3:00	4:00	
東ケーブル	8測点	平均值	29.4	28.9	28.6	28.4	28.4	28.1	27.8	27.9	27.8
		Max-Min	0.5	0.8	1.0	0.9	0.8	0.8	1.1	0.8	0.8
	4測点	平均值	29.5	28.9	28.7	28.5	28.5	28.2	27.8	28.0	27.8
		Max-Min	0.5	0.8	1.0	0.9	0.8	0.8	1.1	0.7	0.8

(注) 南備・中央径間中央にて熱電対センサーで測定した。



(イ) 8 測点

(ロ) 4 測点

また、東・西ケーブルの温度差データとして、補剛桁架設工事の形状計測時に測った結果では1℃以下であった。

ケーブルのどの高さで測定するかについては、北備讃瀬戸大橋補剛桁架設工事の形状計測時のデータが参考となる。その結果によれば、塔頂と中央径間中央の温度差が、冬場で1℃程度、夏場で2℃程度生じた場合があった。

上述の結果を踏まえてケーブル温度は東側ケーブルで代表し、ケーブル周囲の4点で測定することとする。なお、ケーブルの中間部では危険作業となるので、塔頂サドル内及び桁を利用して簡易な足場を組むことができる中央径間中央部で測定し、その平均温度をケーブル温度として採用する。

(2) 桁温度

補剛桁温度を決めるため、第1回計測時に各々離れた4格点(側径間2点、中央径間2点)において主構上・下弦材で測定した。東西主構間あるいは格点間では差が殆どなく、上・下弦材間を比較すると下弦材の方が約2℃程度高くなっている。このことから、中央径間中央(格点No.63)の東側主構を選び、その上・下弦材で温度を測定することとする。

(3) 温度測定結果

第1回～第4回の温度測定値のうち、ケーブル温度を

表一5 ケーブル温度測定値

Tab.5 Measured temperature of cable

測定時刻	20:00	21:00	22:00	23:00	24:00	1:00	2:00	3:00	4:00
第1回測定 88.11.30	気温(格点63)	—	—	—	—	—	—	—	—
	格点21(塔頂)	—	—	—	—	—	—	—	—
	格点63(センター)	8.3	8.1	8.0	8.1	8.2	8.3	7.9	8.0
	平均	—	—	—	—	—	—	—	—
第2回測定 89. 8. 9	気温(格点63)	27.9	27.4	26.7	26.9	26.8	26.5	26.0	25.9
	格点21(塔頂)	28.5	28.2	27.8	27.8	27.7	27.6	27.6	27.6
	格点63(センター)	29.5	28.9	28.7	28.5	28.5	28.2	27.8	27.8
	平均	29.0	28.6	28.3	28.2	28.1	28.0	27.7	27.7
第3回測定 91. 9.10	気温(格点63)	27.2	26.5	26.5	26.0	25.4	25.0	24.8	24.6
	格点21(塔頂)	27.6	27.1	26.6	26.0	25.7	25.5	24.9	24.6
	格点63(センター)	28.3	27.8	27.5	27.2	27.0	26.7	26.4	26.2
	平均	28.0	27.5	27.1	26.6	26.4	26.1	25.7	25.4
第4回測定 94.11.11	気温(格点63)	20.7	19.9	20.1	20.5	19.4	19.1	18.5	
	格点21(塔頂)	17.4	17.4	17.2	17.2	17.4	17.1	17.1	
	格点63(センター)	19.9	19.7	19.7	19.9	19.2	19.1	18.9	
	平均	18.7	18.6	18.5	18.6	18.3	18.1	18.0	

まとめて表一5に示す。

5.2 縦断線形

添架物の非対称載荷のため中央径間中央では東主構高さは西よりも5cm程度低い。従って、ねじれ変形の影響を除くため東西主構高さの平均値で論じることとする。

縦断線形の測定結果を図一6に示す。実測値を設計基準温度(20℃)に補正し、設計理論値との差で示した。なお、第1回目計測ではケーブルの塔頂温度が測定されていないので、センターより1℃低いと推定して試算した。

ケーブル温度として表面で測定した値を使用しているため、ケーブル断面の温度として評価すれば、3.3節で述べたように±3℃程度予想され、それにより中央径間中央では縦断線形に±12cm程度の誤差が生じる。

第1回～第4回の値を比較すると10cm程度の分散があるが、これは上述の誤差範囲と想定される。

5.3 主塔の倒れ量

主塔の倒れ量の結果を表一6に示す。前節で述べたようなケーブル温度の誤差を考慮すると、倒れ量に対して±10mm程度の誤差が推定される。また、測量誤差

表一6 主塔の倒れ量

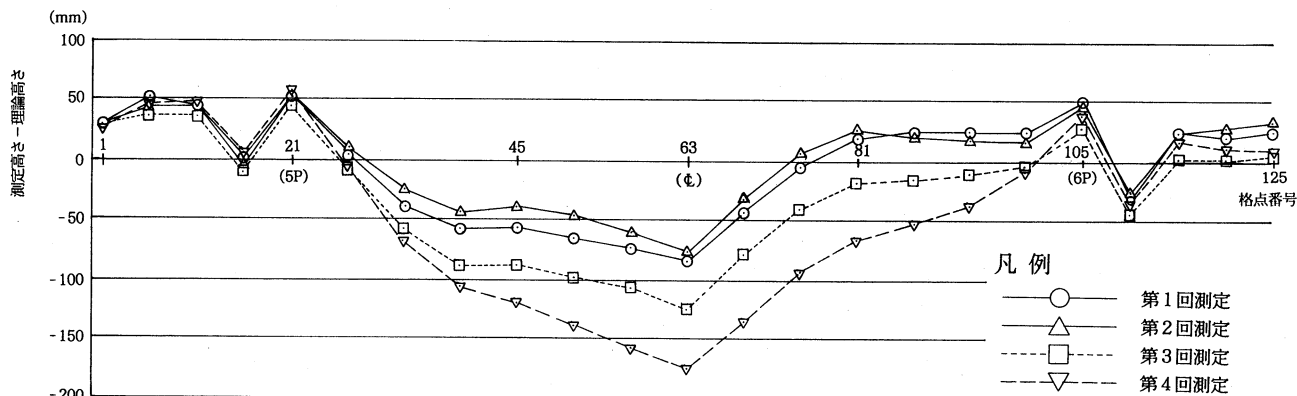
Tab.6 Inclination of pylon

単位: mm

測定日	ケーブル温度(℃)	5P 倒れ量	6P 倒れ量	塔間隔の増減
計設計理論値	20.0	79	63	142
竣工値(1988.1)	2.6	133 (76)	102 (45)	(121)
第1回 (1988.11.30)	7.5	119 (78)	90 (49)	(127)
第2回 (1991. 8. 9)	28.4	57 (85)	23 (51)	(127)
第3回 (1991. 9.10)	27.3	66 (90)	22 (46)	(136)
第4回 (1994.11.11)	18.6	91 (86)	38 (33)	(119)

(注1) 上段: 実測値、下段括弧内: 設計基準温度20℃に補正した値を示す。

(注2) 側径間側への倒れを正とする。



図一6 縦断線形の経時変化

Fig.6 Camber change in time

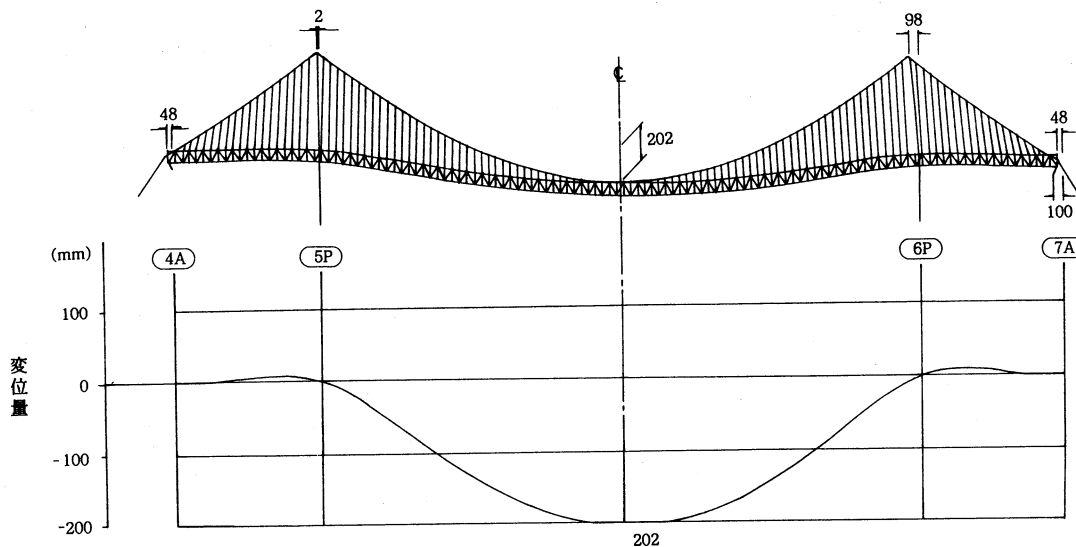


図-7(a) 変形図 (7A が 6P 側へ 10 cm 水平移動した場合)
Fig.7 (a) Displacement chart (horizontal drift of 7A by 10cm toward 6p)

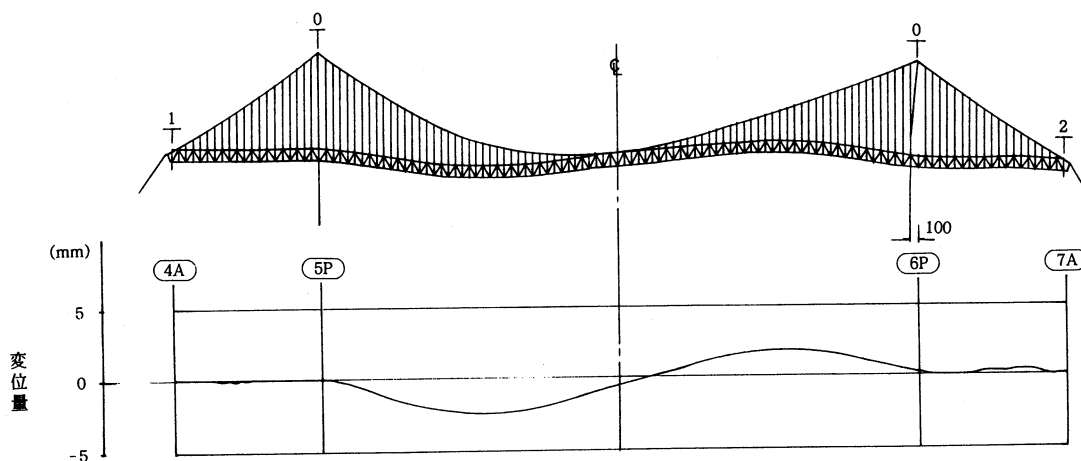


図-7(b) 変形図 (6P 基礎が 5P 側へ 10 cm 水平移動した場合)
Fig.7 (b) Displacement chart (horizontal drift of 6p by 10cm toward 5p)

も ± 10 mm 近く考えられ、倒れ量の変化はそれらの誤差範囲内にある。

理論的には主塔間隔が 1 cm 狭くなれば、縦断は中央径間中央で 2 cm 下がることになる (図-7 参照) が、第 2 回目と第 3 回目における主塔の倒れと縦断線形の変化を比較するとこの逆の傾向を示している。測定誤差内の変化であり、主塔が異常な動きをしていることにはならない。

5.4 橋台・橋脚の移動量

橋台・橋脚の移動量の結果を表-7 に示す。測量器械の視準誤差等を試算すると ± 10 数 mm 程度予想される。

6P-7A 間の水平距離の変化 (L_9 , L_{10} の値) が大きいので、7A アンカレイジの移動について考察を加える。7A は海面下 50 m の岩盤上に設置され、高さが 120 m の巨大な構造物である。ケーブル・桁工事中にも動いていることが分かっていたので、随時計測を実施すると共に、変動を考慮した形状解析を行った。

水平移動に対するパラメータ解析をした結果を図-7

に示す。7A 頂部の水平移動は、同程度の 6P 塔頂変位として現れ、中央径間中央では 2 倍の鉛直変位変化が生じる。また、6P 基礎だけの移動は、他の部分に殆ど影響を及ぼしていない。

第 4 回目の測定について測量等誤差を考慮せず検討するが、7A が動いていないと仮定すると、5P-6P 間の水平距離 (L_5 , L_6 の値) の変化、13 mm が生じても 6P 塔頂の位置に変化がなく、逆に主塔の倒れは相対的に 7A 側へ 13 mm 増加するはずである。しかし、6P 塔頂は、 $46-33=13$ mm だけ 5P 側に戻っている。

6P 基礎が動いていないとすると、7A は 6P 側へ 23 mm 動き、6P 塔頂の変化も同程度となるはずであるが、先程示したように 13 mm である。

各節で述べたようにケーブル温度の誤差による影響が非常に大きいこと、また測定値が測量誤差よりも大きくはずれて変化していないので、7A の移動を推定することは困難であるが、今後とも 7A の変動は注目しておく必要があると思う。

表一 橋台・橋脚の移動量

Tab.7 Drift of anchorages and piers

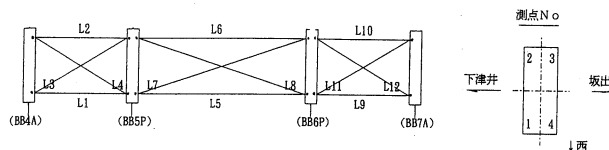
(a) 水平移動量 (単位: m)							
測定位置	第1回 (1989.3)	第2回(1989.9) 実測値 差(mm)	第3回(1991.9) 実測値 差(mm)	第4回(1994.11) 実測値 差(mm)			
L 1	255.238	255.240 2	255.230 -8	255.235 -3			
L 2	255.025	255.028 3	255.020 -5	255.021 -4			
L 5	1074.112	1074.108 -4	1074.096 -16	1074.101 -11			
L 6	1073.621	1073.618 -3	1073.606 -15	1073.607 -14			
L 9	247.853	247.846 -7	247.841 -12	247.830 -23			
L 10	247.818	247.812 -6	247.802 -16	247.796 -22			

(注1) 第1回に測点を設置。「差」の欄は、第1回との差を示す。

(b) 鉛直移動量 (単位: m)							
測定位置	第1回 (1989.2)	第2回(1989.9) 実測値 差(mm)	第3回(1991.10) 実測値 差(mm)	第4回(1994.11) 実測値 差(mm)			
4 A	1	93.2129 93.208 -5	93.213 0	93.213 0			
	2	93.2123 93.209 -3	93.214 2	93.213 1			
	3	93.2073 93.203 -4	93.206 -1	93.206 -1			
	4	93.2075 93.203 -5	93.206 -2	93.206 -1			
5 P	1	9.9486 9.951 2	9.948 0	9.947 -2			
	2	9.9481 9.951 3	9.948 0	9.948 0			
	3	9.9555 9.958 3	9.955 -1	9.955 -1			
	4	9.9562 9.958 2	9.955 -1	9.955 -1			
6 P	1	9.8651 9.877 12	9.876 11	9.873 8			
	2	9.8704 9.882 12	9.881 11	9.878 8			
	3	9.8715 9.884 13	9.883 12	9.880 8			
	4	9.8650 9.877 12	9.877 12	9.874 9			
7 A	1	81.6443 81.658 14	81.647 3	81.649 5			
	2	81.6483 81.662 14	81.653 5	81.653 5			
	3	81.0183 81.031 13	81.027 9	81.032 14			
	4	81.0083 81.020 12	81.013 5	81.019 11			

(注1) 第1回に測点を設置。「差」の欄は、第1回との差を示す。

(注2) 6P・7Aの実測値は、番ノ州基準点14の沈下による修正を毎回行った。



5.5 ハンガーロープ張力

ハンガーロープ張力については本数が多いので代表的なハンガーを選んで経時変化をみることにした。その一例を表一8に示す。

どのハンガーも特に顕著な張力変化はみられない。なお、別途に実施している点検管理業務では、張力の抜けを発見するためにハンガー定着部でのソケットの回転に着目した点検を行っている。

6. 今後の検討課題

精密点検結果をふまえて今後の検討課題を以下に述べる。

- ① 縦断線形及び主塔の倒れ量は、ケーブル温度の影響が非常に大きい。従って、ケーブル径が大きい場

表一8 ハンガーロープ張力

Tab.8 Tension of suspender ropes

格点	西側ハンガーロープ					東側ハンガーロープ				
	固定長 (m)	設計値 (ton)	第2回 (ton)	第3回 (ton)	第4回 (ton)	固定長 (m)	設計値 (ton)	第2回 (ton)	第3回 (ton)	第4回 (ton)
4	8.94 9.19	191.1	213.6 (1.12)	215.3 (1.13)	209.2 (1.10)	8.94 9.19	191.0	224.2 (1.17)	220.1 (1.15)	212.6 (1.11)
11	42.56 42.85	198.4	204.7 (1.03)	192.2 (0.97)	202.5 (1.02)	42.56 42.85	198.4	206.0 (1.04)	195.5 (0.99)	211.1 (1.06)
20	94.32 94.67	99.8	108.3 (1.09)	101.4 (1.02)	98.7 (0.99)	94.32 94.67	101.4	104.8 (1.03)	98.8 (0.98)	98.8 (0.98)
22	96.00 96.27	97.3	103.6 (1.07)	95.3 (0.98)	97.9 (1.01)	96.00 96.27	98.9	119.1 (1.20)	112.0 (1.13)	109.1 (1.10)
42	25.17 25.31	188.5	204.1 (1.08)	184.6 (0.98)	206.2 (1.09)	25.19 25.33	188.4	202.1 (1.07)	185.5 (0.99)	200.6 (1.06)

(注1) 固定長の欄：1格点あたり2本のハンガーのため、2種類の長さがある。

(注2) 張力の括弧内は、設計値との比を示す。

合ケーブル表面の温度がケーブル温度として代表できるのか、という観点でさらにデータ収集する必要がある。

原寸断面のケーブル模型をアンカレイジ上屋上に設置してケーブル内部の温度分布を計測すると共に、精密点検時にはキャリブレーション用として用いることも一案である。

- ② 7Aアンカレイジの挙動に注目していく必要があり、より精度よく把握できる測量方法を検討する必要がある。

- ③ 振動法でハンガーロープ張力を求めるに際して、加速度計を橋軸直角方向に取り付けたが、固定間距離の取り方に影響のあるロープ両端の拘束条件、特にハンガークランプの拘束程度を検討するため、橋軸方向のデータも収集した方がよい。

7. あとがき

瀬戸大橋供用後4回実施された精密点検の結果を整理して報告したものであり、今後検討すべき課題も残されている。

現在建設工事の明石海峡大橋、来島大橋、多々羅大橋等では、供用前に精密点検の方針（測定方法、測量点の設置等）を明確にして準備しておくべきである。特に本文でも考察したように温度に関するデータを揃えておく必要があると思う。

参考文献

- 1) 島田・木本・成井：ハンガークランプのある長大吊橋吊材の振動法による張力測定、土木学会論文集、第404号、1989年4月
- 2) 本四公団：瀬戸大橋橋体精密点検報告書、1989.3、1990.3、1992.1、1995.3

来島大橋主塔架設時耐風対策

Wind-proof work on the Tower of Kurushima Bridge in Erection Stage

第三建設局 副 所 長
向島工事事務所 設 計 課 長
(前)第三建設局

鈴木 周一

Shuichi Suzuki

企画開発部 企画課 付
第三建設局今治工事事務所 第 六 工 事 長

佐々木 雅 敏

Masatoshi Sasaki

企画開発部 企画課
第三建設局今治工事事務所 第 六 工 事

山口 和 範

Kazunori Yamaguchi



概 要

来島大橋主塔では、架設時の耐風対策として、主塔の架設ステップで想定される渦励振に対し、主塔本体、仮設備の安全性及び架設現場での作業性の確保を目的に AMD および TMD の二種の制振装置を組み合わせて適用した。本文は、来島大橋主塔架設時耐風対策の考え方と使用した制振装置の概要、並びに耐風設計検証のために実施した振動試験および動態観測結果を紹介するものである。

The towers of Kurushima Bridge employed a combined vibration-proof device composed of AMD and TMD in order to secure both the safety of tower with temporary erection facility and the workability with work yard. This paper introduces the concept of wind-proof work on the tower of Kurushima Bridge in erection stage and the damping device employed, as well as the outline of the vibration test including the results of behavior measurement over the test that was conducted to verify the wind-proof design on the bridge.

1. まえがき

来島大橋は道路単独橋で補剛桁に軽量で抗力の小さい流線型箱桁を採用していることから、その主塔は従来の同規模の本四連絡橋の吊橋主塔に比べフレキシブルになっており、吊橋完成時においても主塔は渦励振が生じることが予測されている。

吊橋完成時については、渦励振による応力の増分が断面設計で十分吸収できる範囲であるため、将来の維持管理を考慮し、塔内に制振装置を設置せず、材質の変更および板厚の増で対応することとした¹⁾。

主塔架設時についても代表的な架設ステップで風洞試験を行ったが、高次の振動モードやタワークレーンの振動モードの渦励振が架設時設計風速以下で確認された。これに加え、架設ステップごとに振動数、振動モードの形状が変化することから、架設時制振対策は多様なモードに対応する必要があった。

明石海峡大橋主塔では内部に制振装置 (TMD) を設置して吊橋完成時の耐風対策を行っており、架設時の耐風対策においては AMD と共にこれを有効利用している。来島大橋主塔の場合、これら全ての制振条件を架設時制振装置のみで対処しなければならず、このため、様々な振動モードに対しフレキシブルになおかつ効率的に対応できるアクティブ型の制振装置 AMD とパッシブ型制振装置 TMD を組み合わせて制振を行うこととし、架設の進捗による振動モードの変化に対しては、制振装置の

盛替えにより対応することとした。

吊橋完成時の主塔耐風設計では、一様流中での風洞試験を基に断面設計を行った。しかし、架設時の耐風対策については、本四のこれまでの主塔の制振対策の実績から制振装置の信頼性が十分良いこと、現地の気流特性を反映した制振対策を行うことが合理的であることが考えられたため、馬島での風観測結果を基に気流の乱れ特性を考慮した制振計画を策定した。

また、以上の耐風設計法を検証するため主塔の振動試験および動態観測を実施した。以下では、これら結果を含めて来島大橋主塔架設時耐風対策の概要を紹介するものである。

2. 風洞試験

主塔架設時耐風特性の把握を行うため、架設時模型による風洞試験を実施した。当初は、一様流中の風洞試験を中心に主塔架設時の渦励振振動特性の把握を行った。しかしながら、この結果を適用して架設時制振設計を行うと制振装置の台数、重錘重量とも多大なものになることが想定された。

このため、現地の風の乱れ特性を考慮した風洞試験を実施し、架設地点の実状を反映したより合理的な制振計画の検討のための基礎データを抽出した。

(1) 一様流中での風洞試験結果

架設時の風洞試験では、主塔の形状の違いの他に塔柱とタワークレーンポストの位置関係の違いを考慮し、各

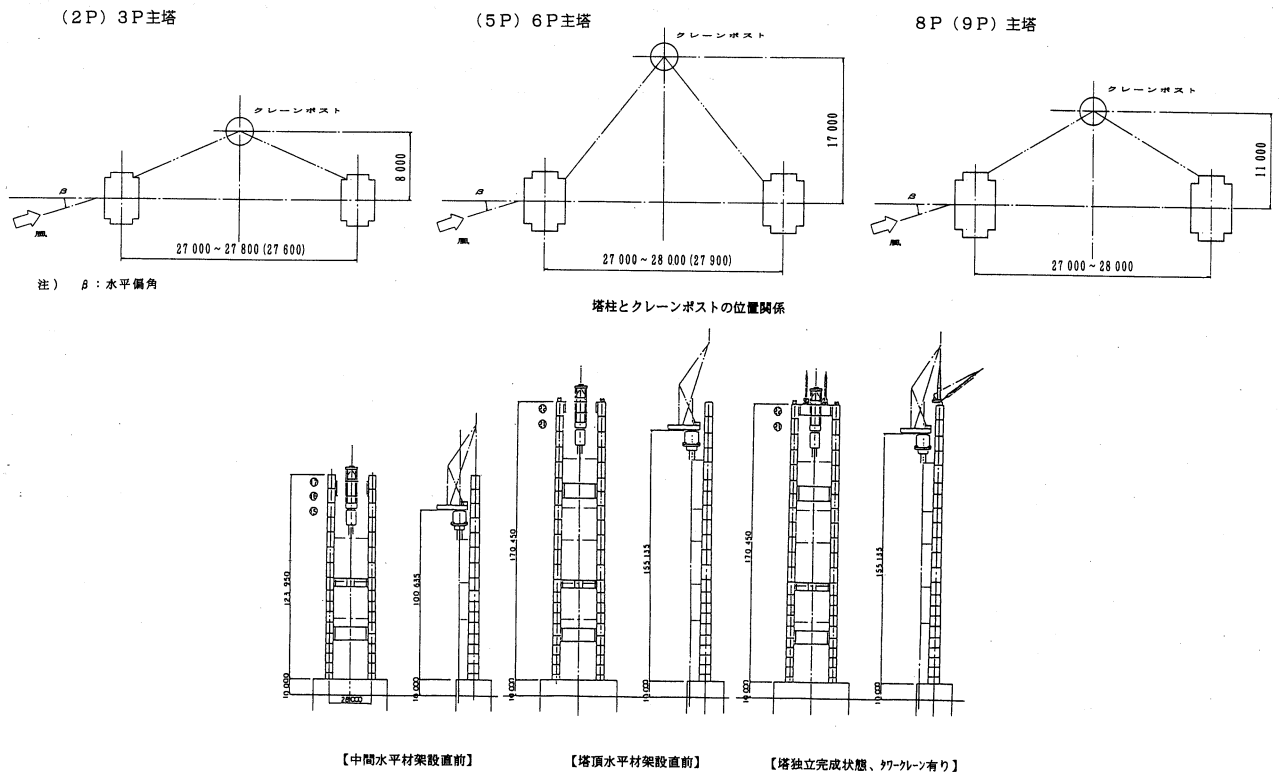


表-1 主塔架設時風洞試験結果(一様流中)

Tab.1 Result of wind tunnel test for erection stage of tower (uniform flow)

試験ケース	3P主塔				6P主塔				8P主塔			
	振動モード 形状	振動数 (Hz)	実橋倍振幅 (m ^(°))	ピーク風速 (m/s)	振動モード 形状	振動数 (Hz)	実橋倍振幅 (m ^(°))	ピーク風速 (m/s)	振動モード 形状	振動数 (Hz)	実橋倍振幅 (m ^(°))	ピーク風速 (m/s)
中間水平材 架設直前					クレーン面外1次 塔面外1次 塔ねじれ1次 塔面内2次	0.497 0.863 0.868 1.072	0.22 (0) 1.41 (5) 0.79 (-5) 2.52(-90)	22 (43) 36 39 54	塔面外1次 塔ねじれ1次 (第2ピーク)	0.298 0.744 2.97 (0)	2.77 (5) 2.26 (15) 43	15 (42) 30 43
塔頂水平材 架設直前	塔面外1次 塔ねじれ1次 クレーン面外2次 塔面外2次 塔ねじれ2次	0.193 0.784 0.844 1.350 1.830	3.02 (10) 1.20 (20) 0.57 (5) 1.29 (10) 0.57 (5)	7 (43) 27 20 42 42	塔面外1次 クレーン面内1次 塔面内1次 クレーン面外1次 塔ねじれ1次 塔面内2次 塔面外2次 塔ねじれ2次	0.221 0.383 0.703 0.723 0.750 1.211 1.514 1.644	2.16 (10) 0.37 (5) 0.62 (20) 0.23 (0) 0.56(-10) 1.86(-90) 0.57 (5) 0.25 (0)	9 (45) 15 28 25 29 54 55 53	塔面外1次 塔ねじれ1次 塔面外2次	0.157 0.723 1.115	2.77 (0) 1.12(17.5) 3.59 (0)	8 (44) 27 43
塔頂水平材 架設後 タワークレーン有、 塔頂クレーン有	塔面外1次 塔ねじれ1次 クレーン面外2次 塔面外2次	0.171 0.804 0.844 1.123	1.02 (10) 1.04 (15) 0.38 (10) 0.52 (10)	7 (43) 26 26 35	塔面外1次 塔面内1次 クレーン面外1次 塔ねじれ1次 塔面外2次	0.197 0.681 0.707 0.881 1.347	1.84 (0) 0.18 (20) 0.12 (5) 0.66 (0) 1.68 (0)	8 (45) 27 25 34 55	塔面外1次 塔ねじれ1次 塔面外2次	0.141 0.770 0.891	1.97 (0) 0.50 (0) 1.81 (0)	6 (44) 32 39
キャットウォーク完成系 塔頂クレーン有					塔面外1次 塔ねじれ1次 (第2ピーク) 塔面外2次	0.529 1.006 0.89 (0) 1.490	0.98 (0) 0.52 (0) 36 0.43 (0)	17 (45) 26 36 48	塔面外1次 塔面内1次 塔面外2次 塔ねじれ1次	0.509 0.561 1.461 1.662	0.65 (20) 0.23 (0) 0.53 (20) 0.64 (0)	19 (44) 27 58 57

注1) 表中の値は、 $\delta s=0.01$ 、一様流中の試験結果を示す。(キャットウォーク完成系のケースも $\delta s=0.01$ の試験結果である。)

2) 実橋倍振幅は最大応答値であり、各架設段階における塔頂部の変位を示す。() 内は最大応答振幅を生じた水平偏角で、クレーンポスト側の偏角を負の値で示してある。

3) ピーク風速の欄で、() 内は試験ケースの架設ステップにおける設計基準風速(塔高の65%高度に対する風速)を示している。

4) 6P主塔キャットウォーク完成系(塔頂クレーン有り)は、 $\beta=0^\circ$ のケースのみ実施した。

5) 8P主塔キャットウォーク完成系(塔頂クレーン有り)は、ストームケーブル有りの試験結果を示す。ただし、実際の施行ではストームケーブルは設置しない

主塔の振動応答を代表する主塔として3P、6P、8P主塔の風洞試験を実施した(図-1参照)^{2)~4)}。一様流中での風洞試験の結果の概要を表-1に示す。これによると、高次の振動モードが発現していることがわかる。特に6P主

塔風洞試験では、多数の振動モードが確認されているが、塔柱とクレーンポストの位置関係が正三角形に近く、このことが空力学的に微妙に影響したものと推定される。

(2) 現地風特性

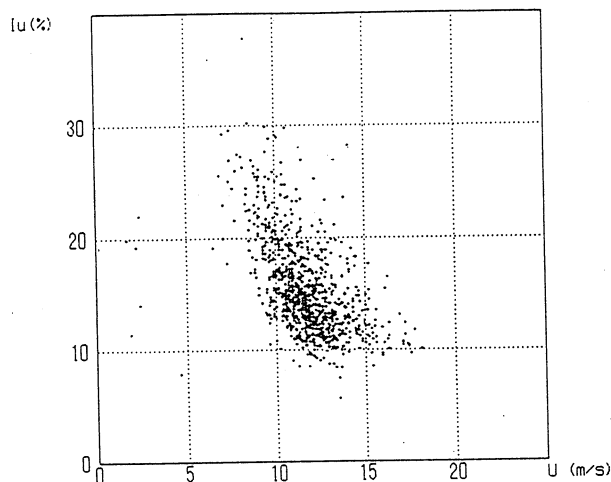


図-2 10分間平均風速と乱れ強さの関係(馬島)

Fig.2 Relationship between 10-minute average wind speed and turbulent intensity (Umashima Island)

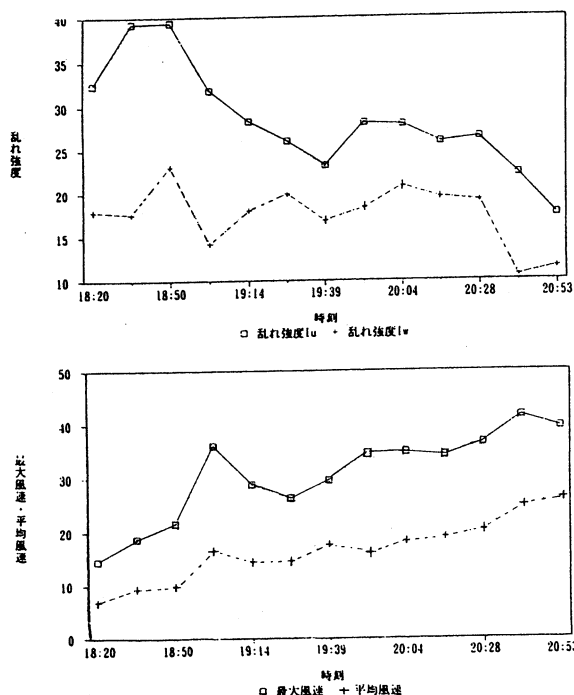


図-3 台風19号(平成3年9月27日)

Fig.3 Typhoon No. 19 (September 27, 1991)

1) 定時風観測

1989年5月から1993年1月までの馬島での風観測結果により風速と乱れ強さの関係を整理したものを図-2に示す。主流方向の乱れ強さ I_u は平均で15%、下限値で10%になっている。

2) 台風時観測

平成3年9月27日の台風19号および平成5年9月3日の台風13号の風観測結果を図-3、図-4に示す。台風19号は南風であり今治方向から半島に吹き抜ける陸風である。これに対して台風13号は瀬戸内海を通る海風である。乱れ強さをまとめると以下のとおりである。

①台風19号の主流方向(I_u)の平均値は20%~40%

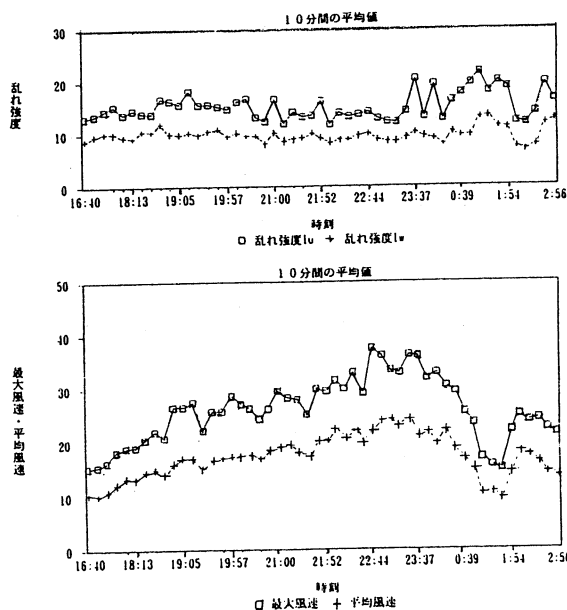


図-4 台風13号(平成5年9月3日)

Fig.4 Typhoon No. 13 (September 3, 1993)

〃 鉛直方向(I_w)の平均値は10%~25%

②台風13号の主流方向(I_u)の平均値は10%~20%

〃 鉛直方向(I_w)の平均値はほぼ10%

陸風である台風19号では全般的に乱れ強さが大きく、海風である台風13号では乱れ強さは風速にかかわらずほぼ一定の乱れ強さでありその最小の乱れ強さはほぼ10%程度である。

(3) 現地風特性を考慮した風洞試験

現地風観測の結果によると、風の主流方向の乱れ強さは10%程度と考えられることから、乱れ強さ10%を基本とした風洞試験を実施した。試験は8P主塔の塔独立完成状態と塔頂水平材架設直前に着目した^{5),6)}。

乱流中の試験であるためガストの影響がみられ、振幅ピーク値は変動することとなる。このため最大振幅は計測された最大の振幅(以後振幅最大値と呼ぶ)と計測データのRMS(2乗和平方根)を $\sqrt{2}$ 倍したもの(以後RMS値と呼ぶ)に着目した。実際には、ガストの影響は静的風荷重の中に既に見込んでおり⁷⁾、RMS値が渦励振のみの振幅を抽出しているわけではないが安全側の評価であるため、RMS値のデータを設計に適用することとした。

水平偏角及び乱れ強さと振幅の関係を図-5に示す。全体的に乱れ強さが大きいほど振幅は小さくなっているが、振幅が最大となる偏角は異なる傾向を示していることがわかる。

気流の乱れによる振幅の低減の度合いは、構造物の持つ対数減衰率(以後対数構造減衰率と呼ぶ) $\delta_s = 0.01$ の場合に着目し、「乱流中の最大振幅/一様流中の最大振幅(%)」を振幅の低減率として定義し整理した。この結果を表-2および表-3に示す。

この試験によるSc-A図の一例を図-6、図-7に示す。スクルートン数Scに対する振幅Aの傾きは一様流

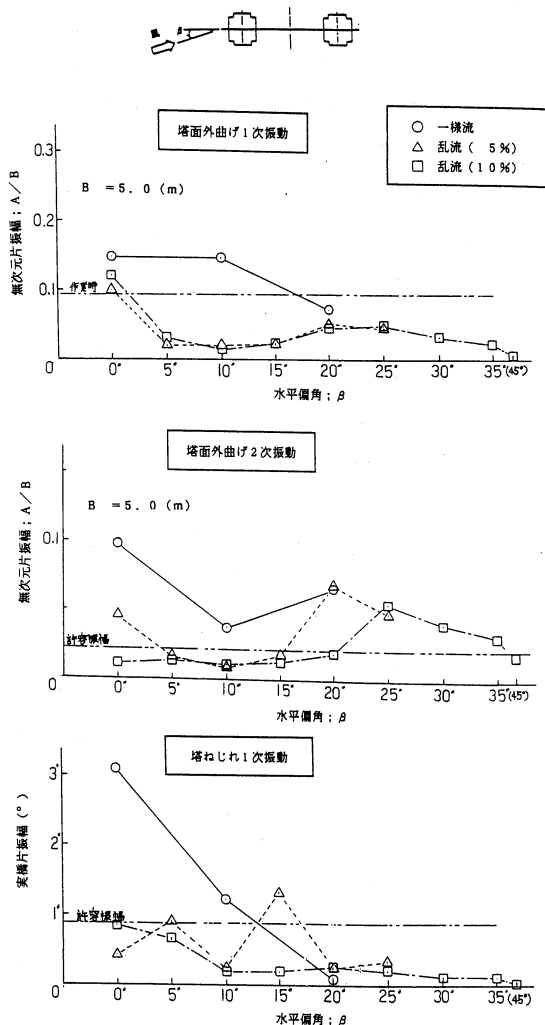


図-5 風向と振幅の関係(8P主塔、主塔独立完成状態)
Fig.5 Relationship between wind direction and amplitude (8P, freestanding stage)

表-2 振幅低減率(振幅最大値)

Tab.2 Reduction rate of amplitude (maximum amplitude)

	塔独立完成状態			塔頂水平材架設直前		
	一様流 振幅; (m)	乱流(lu=10%) 振幅; (m)	振幅低減 率(%)	一様流 振幅; (m)	乱流(lu=10%) 振幅; (m)	振幅低減 率(%)
塔面外曲げ1次	0.743 (0°)	0.605 (0°)	81.4	1.081 (0°)	0.582 (0°)	53.9
塔面外曲げ2次	0.492 (0°)	0.308 (25°)	62.7	1.349 (0°)	0.424 (10°)	31.4
塔ねじれ1次	0.727 (0°)	0.198 (0°)	27.2	0.080 (17.5°)	0.067 (20°)	83.2

注) ()内は水平偏角

表-3 振幅低減率(RMS値)

Tab.3 Reduction rate of amplitude (RMS)

	塔独立完成状態			塔頂水平材架設直前		
	一様流 振幅; (m)	乱流(lu=10%) 振幅; (m)	振幅低減 率(%)	一様流 振幅; (m)	乱流(lu=10%) 振幅; (m)	振幅低減 率(%)
塔面外曲げ1次	0.743 (0°)	0.605 (0°)	81.4	1.081 (0°)	0.555 (0°)	51.3
塔面外曲げ2次	0.492 (0°)	2.281 (25°)	57.1	1.349 (0°)	0.393 (10°)	29.1
塔ねじれ1次	0.727 (0°)	0.156 (0°)	21.5	0.080 (17.5°)	0.040 (20°)	50.0

注) ()内は水平偏角

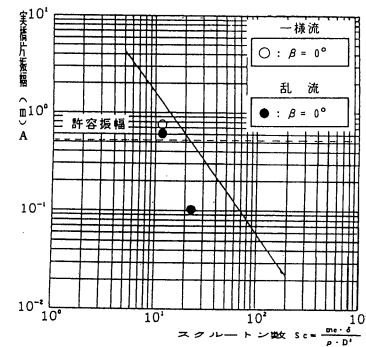


図-6 Sc-A 図(主塔独立完成状態：面外曲げ1次)
Fig.6 Sc-A chart (Freestanding: 1st bending mode in normal-to-plane direction)

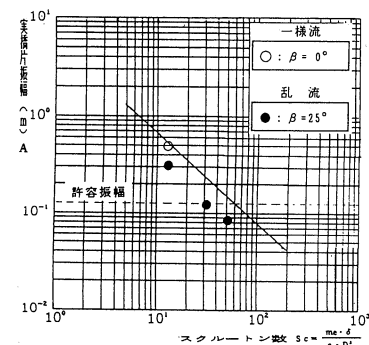


図-7 Sc-A 図(主塔独立完成状態：面外曲げ2次)
Fig.7 Sc-A chart (Freestanding: 2nd bending mode in normal-to-plane direction)

表-4 制振レベル

Tab.4 grade of vibration-proof

	決定要因	作業性	安全性(強度)		
	部位	全格点	主塔本体	架設クレーン	塔頂クレーン
作業時(Vcr≤16 m/s)	50 gal 以下	問題とならない。			
休止時(Vcr>16 m/s)	—	考慮する。(許容応力度の割増率→1.7)	制振装置の能力決定条件からはずす。		

中の試験結果のものと大きく変わらないことから、スクルートン数の大小によらず一様流中の試験結果から計算される振幅に対し、一定の低減率を適用することとした。この低減率は、表-3の振幅低減率(RMS値の場合)を基本として以下のように定めた。

- 塔面外曲げ1次 → 85%
- 塔面外曲げ2次 → 60%
- 塔ねじれ1次 → 50%
- その他のモード → 85%(上記の最大値を採用)

3. 設計条件

(1) 制振レベル

架設時の制振レベルを表-4に示す。制振レベルは、作業性から決まる許容加速度、主塔本体および架設クレーンの安全性(強度)から決まる許容加速度である。足場と塔頂クレーンについては照査項目とはしていないが、

養生等の対応を前提とし、加速度が異常に大きな値となっていないことを確認している。

(2) 設計対数減衰率

上記の制振レベルにより、各架設段階において必要となる減衰率 δ_{req} を算出し、これに風洞試験、解析誤差に対する余裕として 20% を見込み、設計対数減衰率 δ_{des} を ($\delta_{des} = 1.2 \cdot \delta_{req}$) により算出した。

(3) 制振装置の設計条件

制振装置の設計は、対数構造減衰率 δ_s と制振装置により付加される対数減衰 δ_{add} (以後付加対数減衰率と呼ぶ) を足し合わせたものが設計対数減衰率 δ_{des} より大きくなるようにした。このとき対数構造減衰率 δ_s は以下のように設定した。

主塔架設時、主塔独立時 $\rightarrow 0.01$
 キャットウオーク完成系以降、吊橋完成時 $\rightarrow 0.02$

4. 制振装置の設計

使用する制振装置として、ダンパーウェイト方式、TMD、AMD の 3 種類の装置について検討を行った。以下に検討結果と制振装置の選定経緯を示す。

(1) 振動解析モデル

制振装置の設置された主塔の振動解析モデルは〈主塔+制振装置〉の 2 自由度モデルとした。TMD で制振する場合のモデルを模式的に図-8 に示す。このとき TMD の設置位置の影響は、質量効果はモード値の自乗 ϕ^2 を掛けることにより、また力に対してはモード値 ϕ を掛けることにより求めることになる。

表-5 にダンパーウェイト方式、TMD、AMD を設置した時の解析モデル、運動方程式と解、制振装置による付加対数減衰率 δ_{add} および照査条件を示す。

表-5 には変位、外力を複素数表示しているが、その意味を図-9 に示す。例えば、主塔の変位 X_1 が複素数で実数部 a 、虚数部 b で与えられたとき、片振幅 R と位相差 Φ は図中に示すようになる。この図は TMD が渦励振時に作動したことを想定してシミュレートしたものである。空気力 F は、主塔変位 X_1 と 90° の位相をもって作用するが、重錘変位 X_2 の位相が X_1 に対してほぼ 90° ずれていることにより装置が効率良く働いていることを示している。この関係はダンパーウェイト方式、TMD、AMD と

表-5 各制振装置の解析モデルと設計照査式

Tab.5 Analytical model and verification equation for respective damping device

	ダンパーウェイト方式(DW方式)	TMD	AMD
解析モデル			
運動方程式	$\begin{bmatrix} M_1 & 0 \\ 0 & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_1 \\ \dot{q}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 & K_2 \phi \cos \theta \\ -K_2 \phi \cos \theta & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F(t) \\ 0 \end{bmatrix}$ K_2: ケーブルのバネ定数 (サグの影響を Ernst の式により考慮) θ: ケーブルの取付角、ϕ: ケーブルの定着点モード値	$\begin{bmatrix} M_1 + M_2 \phi^2 & M_2 \phi \\ M_2 \phi & M_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{q}_1 \\ \ddot{q}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_1 & 0 \\ 0 & C_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{q}_1 \\ \dot{q}_2 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_1 & 0 \\ 0 & K_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F(t) \\ 0 \end{bmatrix}$ K_2: TMD のバネ定数 ϕ: TMD 取付点のモード値	$M_1 \ddot{q}_1 + C_1 \dot{q}_1 + K_1 q_1 = F(t) - \phi M_2 \ddot{q}_2 \dots ①$ $M_2 (\ddot{q}_2 + \phi \ddot{q}_1) + M_2 \ddot{q}_2 + K_2 q_2 = P(t) \dots ②$ K_2: AMD のバネ定数 ϕ: AMD 取付点のモード値 $P(t)$: モータによる作用力 M_2: AMD 駆動系の等価質量 (モータの慣性モーメント等)
運動方程式の解および制振装置による付加対数減衰率 δ_{add}	$q_1 = X_1 \exp(i\omega t), q_2 = X_2 \exp(i\omega t), F(t) = F_0 \exp(i\omega t) \text{ とおく}$ $X_1 = \frac{F_0}{M_1 \omega_1^2} H_{eq}(\beta), X_2 = \frac{\phi^2}{\alpha^2 - \beta^2 + i2\eta\alpha\beta} \phi \cos \theta X_1$ $H_{eq}(\beta) = \frac{\alpha^2 - \beta^2 + i2\eta\alpha\beta}{(1 - \beta^2 + i2\eta_1\beta + \mu\alpha^2)(\alpha^2 - \beta^2 + i2\eta_2\alpha\beta) - \mu\alpha^4}$ $H_{eq}(\beta)$: 制振時の塔の周波数応答関数、$\omega_1 = \sqrt{K_1/M_1}$: 塔の角振動数、$\omega_2 = \sqrt{K_2/M_2}$: TMD もしくは DW 系の固有角振動数 $\eta_1 = C_1/2M_1\omega_1$: 塔の減衰定数、$\eta_2 = C_2/2M_2\omega_2$: TMD もしくは DW 系の減衰定数、$\alpha = \omega_2/\omega_1$: 振動数比、$\beta = \omega/\omega_1$: 外力振動数比、$\gamma = M_2/M_1$: 質量比、$\mu = \text{有効質量比 (TMD} \rightarrow \gamma\phi^2, \text{DW 系} \rightarrow \gamma\phi^2 \cos^2 \theta)$ 制振装置による付加対数減衰率 δ_{add} $\delta_{add} = \pi / \{ H_{eq}(\beta) \max - \delta_s \}$	$X_1 = \frac{F_0}{M_1 \omega_1^2} H_{eq}(\beta), X_2 = \frac{\beta^2}{\alpha^2 - \beta^2 + i2\eta_2\alpha\beta} \phi X_1$ $H_{eq}(\beta) = \frac{\alpha^2 - \beta^2 + i2\eta_2\alpha\beta}{(1 - \beta^2 + i\mu)(\alpha^2 - \beta^2 + i2\eta_2\alpha\beta) - \mu\beta^4}$ ここに δ_s: 主塔の構造減衰率	$q_1 = X_1 \exp(i\omega t), q_2 = -iX_2 \exp(i\omega t) \text{ とおき } \delta_{add} \text{ を得るために必要な重錘の片振幅 } X_2 \text{ を計算する。 (すなわち、主塔と制振体変位の位相が } 90^\circ \text{ となる最も制振効果が良い状態を仮定する。)}$ ③ 付加減衰: $C_{add} = M_1 \omega \delta_{add} / \pi$ ④ 付加減衰力: $C_{add} \cdot \dot{q}_1 = iM_1 \omega^2 \delta_{add} / \pi \cdot X_1 \exp(i\omega t)$ ⑤ AMD による付加減衰力: $\phi M_2 \ddot{q}_2 = i\phi M_2 \omega^2 X_2 \exp(i\omega t)$ ④=⑤より $X_2 = \frac{M_1 \delta_{add}}{\pi \phi M_2} X_1$ ②によりモータの作用力および最大モータ作用力 P_{max} を求める。 $P(t) = \{ iX_2 (M_2 \omega^2 + M_2 \omega^2 - K_2) - \phi M_2 \omega^2 X_1 \} \exp(i\omega t)$ $P_{max} = \sqrt{X_2^2 (M_2 \omega^2 + M_2 \omega^2 - K_2)^2 + (\phi M_2 \omega^2 X_1)^2}$ 最大トルク: $T_{max} = R \cdot P_{max} / \eta$ 実効トルク: $T_{rms} = T_{max} / \sqrt{2}$ 回転数: $N = 60 X_2 \omega / (2 \pi R)$ ここに R: 換算回転半径、η: 機械効率 (一律に 95% とした)
照査式	(1) $\delta_{add} \geq \delta_{des} - \delta_s$ (2) $X_2 \leq X_a$ X_a: 重錘の有効ストローク (3) ケーブルの強度及びサグの制限 (DW 系のみ) 振動数の誤差 5% およびダンパーの対数減衰率の誤差 10% を考慮した	(1) $X_2 \leq X_a$ X_a: 重錘の有効ストローク (2) $T_{rms} \leq T_s$ T_s: モータの定格トルク (3) $N \leq N_s$ N_s: モータ定格回転数 振動数の誤差 5% を考慮した	(1) $X_2 \leq X_a$ X_a: 重錘の有効ストローク (2) $T_{rms} \leq T_s$ T_s: モータの定格トルク (3) $N \leq N_s$ N_s: モータ定格回転数 振動数の誤差 5% を考慮した

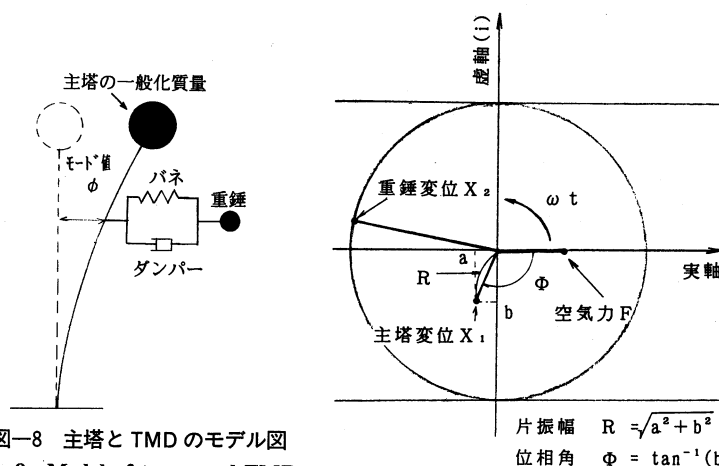


図-8 主塔とTMDのモデル図
Fig.8 Model of tower and TMD

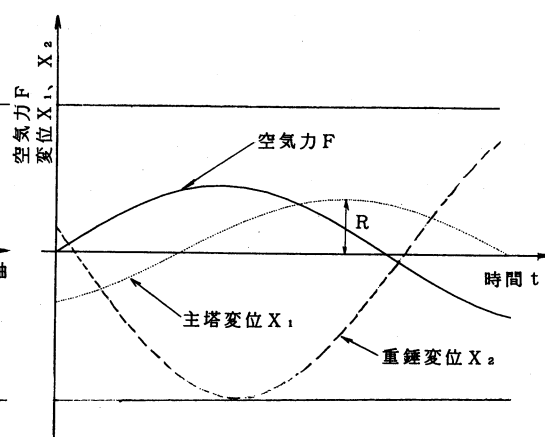


図-9 複素数表示による振動モデル
Fig.9 Vibration model by complex number

も同じである。

(2) 制振装置の特徴

以下にダンパーウェイト方式、TMD、AMDの3種類の制振装置の特徴を示す。

1) ダンパーウェイト方式

制振機構は主塔とダンパーをケーブルを介して連結し、振動エネルギーを吸収するというシンプルなものであるが、ケーブルの張力と重錘重量から決まる装置の振動数と主塔の振動数を同調する必要がある(表-5)。ただし、ケーブルの張力にはケーブルの強度に対する上限値とサグを大きくできないことに対する下限値が存在し、装置を設計するうえでの制約条件となっている。

2) TMD

制振機構は振動系の固有周期に同調させた振り子を振動させ、副振動系である振り子の振動によりエネルギーを吸収し付加減衰を与えるものである。ダンパーウェイト方式と同様にダンパーの減衰係数には最適値が存在する。装置の振動数の調整はバネ、振り子長等により行うことができ、ダンパーウェイト方式に比べ制約条件は少ない。

3) AMD

制振機構はセンサーにより振動を検知し、モータ(アクチュエータ)により主塔の振動に対し、適切な位相を持つよう重錘を動かし制振を行うものである。複数の振動モードを1台の装置で制振することが可能である。また、低加速度の振動に対しても有効に制振を行うことができ、作業性の確保にも有利となる。

4) 3種類の装置の比較

一般に装置のコストに係わる装置のシンプルさの点からすると1) ダンパーウェイト方式、2) TMD、3) AMDの順となり、自由度の大きさはこの逆の傾向となる。TMDの場合では、重錘重量と制振対象モードが決めると装置により得られる付加減衰率が確定するが、もしこれ以上の付加減衰が必要な場合には、相似的に装置規模を大きくする必要がある。AMDの場合では、

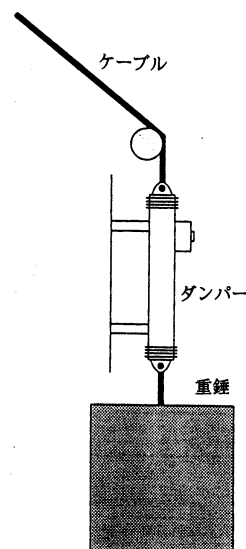


図-10 ダンパーウェイト方式
Fig.10 Damper-Weight type

制御パラメータの変更により重錘を動かす振幅を大きくするだけでこの目的を達することができる。すなわち、TMDでハード的に処理していた問題をAMDでは制御というソフト的なもので処理することができる。

(3) 制振装置の選定

1) ダンパーウェイト方式の適用

陸上部の主塔である6Pを対象にダンパーウェイト方式の適用を検討した。図-10および表-6に装置の概要を表-7に照査結果を示す。表中の δ_{equ} が主塔と装置により得られる対数減衰率であり、表中のハッチの部分が減衰が不足しているものであり、制振できない高次モードがあることがわかる。また重錘重量も合計112 tonで、下記に示すAMDとTMDの併用案の合計重錘重量30 tonに比べはるかに大きなものになっている。このため、今回はこの方式を適用しないものとした。

2) TMDおよびAMDの適用

面外曲げ一次振動は、比較的低風速で発生すること、

表一6 Damper-Weight 装置基本仕様

Tab.6 Basic dimension of Damper-Weight device

制振方式	ダンパー・ウェイト方式 (直吊り)	
設置台数	2 台	
ケーブル	形式	6×WS30IWRC
	径	80 [mm]
	単位長重量	28.2 [kgf/m]
	断面積	3200 [m ²]
	取付け長さ	60.00 [m]
	取付け高さ	43.05 [m]
	長さ	102.0 [m] (～step 10) 123.8 [m] (～step 11) 147.0 [m] (～独立完成時)
	取付角	54.0 [°] (～step 10) 61.0 [°] (～step 11) 65.9 [°] (～独立完成時)
	ヤング率	1.080 e+7 [tf/m ²]
	切断荷重	369 [tf]
重錘	重量	56 [tf]
	最大変位	6.8 [cm]
ダンパ	形式	両効きオイルダンパ
	粘性係数	16～26 [tfs/m]
	最大変位	6.8 [cm]
	最大荷重	6.4 [tf]

表一7 来島大橋主塔 6P の制振結果

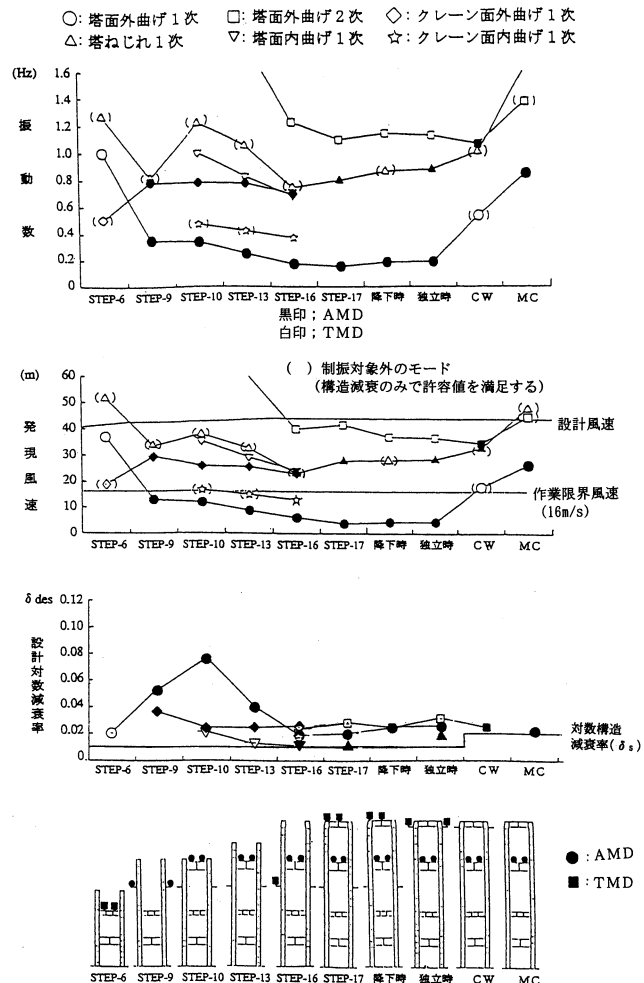
Tab.7 Result of vibration-proof on Kurushima Bridge 6P

架設 ステップ	振動モード名称	固有振動数 f(Hz)	共振風速 Vp(m/s)	作業状態	設計対数 減衰率 δ_{des}	等価対数 減衰率 δ_{equ}
STEP-6	塔面外1次	0.814	34.3	休止時	0.050	0.110
	塔面内1次	1.170	43.5	休止時	0.026	
STEP-11 第4回せり上げ つなぎ材連結後	塔面外1次	0.273	11.5	作業時	0.051	0.056
	塔面内1次	0.806	29.9	休止時	0.013	
	クレーン面外1次	0.838	29.2	休止時	0.048	0.059
	塔ねじれ1次	1.178	37.8	休止時	0.029	0.029
独立完成時	塔面外1次	0.236	9.2	作業時	0.049	0.075
	塔ねじれ1次	0.976	37.0	休止時	0.032	0.050
	塔面外2次	1.454	45.0	休止時	0.066	0.011

作業性から要求される制振レベルが高いこと、また、架設ステップにより振動数が低振動域から高い振動数までの広い範囲に変化することから、これらに対応できる AMD により制振を行うこととした。他の振動モードに対してもこの AMD で制振可能なものについては同一の AMD を兼用することにより制振装置の個数を減らし制振システムの合理化を図ることとした。しかし、高風速で発振し振動数が高く大きな制振エネルギーが必要とされるモードについては、AMD のみで対応する場合には、能力の大きなモータが必要となり不経済となることから、TMD を併用することとした(表一8 参照)。

(4) 5P での耐風対策実施例

図一11 に 5P での渦励振の振動数、発現風速、設計対数減衰率とこのときの制振装置の盛替え図を示す。この図で設計対数減衰率 δ_{des} と対数構造減衰率 δ_s の差が制



図一11 5P 架設時耐風対策

Fig.11 Wind-poofing work for 5P erection

振装置で付加すべき対数減衰率 δ_{add} となる。振動モードによっては対数構造減衰率のみで充分振幅を抑えられるものや、設計風速より高い領域で発振するものがあり、これについては制振対象外としている。

図一12 および表一9 に 5P で使用した AMD の概要図と仕様を示す。このときの AMD の能力照査表を表一10 に示す。設計条件である①重錘の許容振幅、②モータの定格トルク、③モータの定格回転数に対しそれぞれ STEP 17 の塔面外 1 次、ケーブル完成時の塔面外 1 次、STEP 9 のクレーン面外 1 次がクリティカルな条件となっている。

一方、STEP 17 および塔独立完成時の面外曲げ 2 次モードについて AMD で制振した場合の能力照査を示しているが、STEP 17 でモータ実効トルクが不足しており、このモードに対しては AMD で制振できないことがわかる。このため、STEP 17 および塔独立完成時の面外曲げ 2 次は TMD により制振することとした。

表中の付加減衰力 C_F とは制振に必要な付加対数減衰率 δ_{add} を得るために要する作用力 $M_1 \omega^2 \delta_{add} / \pi \cdot X_1$ (表一5 の式④を参照) を表したものであるが、モータトルクと比例傾向にあり、付加減衰力 C_F が大きいほど、規模の大きな AMD が必要となることがわかる。

表一8 来島大橋架設系用制振装置型式選定理由一覧表

Tab.8 Summary of decisive factors in selecting damping device for Kurushima Bridge tower erection

		第一大橋		第二大橋		第三大橋		
		2 P	3 P	5 P	6 P	8 P	9 P	
モード別型式	塔面外曲げ1次	AMD	AMD	AMD〔一部TMD〕	〔TMD〕およびAMD	AMD		
	振動数範囲 (Hz) (振動数比)	0.234～1.266 (5.4)	0.167～0.886 (5.3)	0.153～1.005 (6.6)	0.197～1.070 (5.4)	0.133～0.753 (5.8)	0.138～0.766 (5.5)	
	塔ねじり1次	AMD	AMD	AMD〔一部TMD〕	〔TMD〕及びAMD	〔TMD〕		
	振動数範囲 (Hz) (振動数比)	0.936～1.429 (1.6)	0.779～1.462 (1.9)	0.795～1.220 (1.5)	0.668～0.976 (1.1)	0.723～1.194 (1.7)	0.736～1.201 (1.6)	
	塔面外曲げ2次	AMD	AMD	〔TMD〕 (一部AMD)	〔TMD〕及びAMD	〔TMD〕		
	振動数範囲 (Hz) (振動数比)	1.670 (1.0)	1.123～1.704 (1.5)	1.063～1.222 (1.1)	1.448～1.454 (1.0)	0.885～1.383 (1.6)	0.931～1.458 (1.6)	
	塔面内曲げ1次	—	—	〔TMD〕	AMD	—		
	クレーン面外曲げ1次	AMD	AMD	AMD	AMD	AMD		
	クレーン面内曲げ1次	—	—	〔TMD〕	AMD	—		
選定理由	塔面外曲げ1次	①振動数範囲が広く、1種類のTMDでは、機構上、調整回数上無理がある。 ②独立時以降の不確定かつ大幅な振動数変動に対して、十分に対応できる。 ③作業性で決定される厳しい制振条件に対しても、十分に対応できる。			①3Pと同規模の主塔であるが、クレーンポストの配置の違いから、面外曲げ1次モードで塔柱とクレーンポストが連成し振動数が高くなった。その結果、塔面外曲げ1次振動の制振エネルギーが大きくなり、更に1台TMDが必要となった。 注) TMD2台、AMD1台の場合についても検討したが、全てのモードを制振するには至らなかった。	2P、3P、5Pと同様		
	塔ねじり1次	①制振エネルギーが比較的小さく、AMDでの対応が可能である。 ②塔面外曲げ1次用AMDと兼用することにより、台数を減らすことができ、AMDの有利性をさらに高めることができる。				①塔面外曲げ2次との振動数が接近しており、曲げ2次用TMDで、結果的に制振可能。		
	塔面外曲げ2次	同上	同上	8P、9Pと同様		①制振エネルギーが大きくAMDでの対応に無理がある。 (コスト高) ②振動数範囲が狭く、調整回数が少ない。		
	その他	上記振動モードに対し、設計されるAMDで制振可能			上記振動モードに対し設計されるAMD、TMDで制振可能	2P、3Pと同様		
使用台数	AMD	重錘重量*台数 主塔独立時設置位置	4.5t*2台 塔柱ブラケット	10t*2台 塔柱ブラケット	10t*2台 中間水平材	10t*2台 中間水平材、塔頂ブラケット	11t*2台 中間水平材	12.5t*2台 中間水平材
	TMD	重錘重量*台数 主塔独立時設置位置	—	—	10t*2台 塔頂ブラケット	10t*1台 塔頂ブラケット	10t*2台 塔頂ブラケット	10t*2台 塔頂ブラケット

表一9 5 PAMD の仕様

Tab.9 Dimension of AMD for 5P

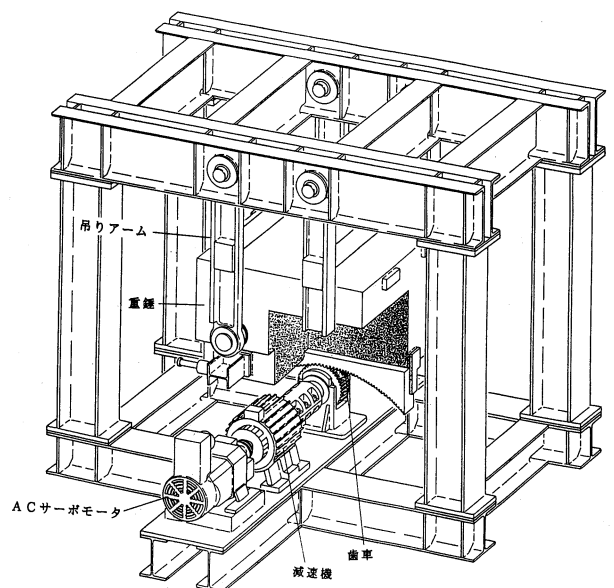
台数	—	2 台
重錘質量	M_1	10.0/9.8=1.020 tfm/s ²
駆動系の等価質量	M_a	0.461 tfm/s ²
バネ定数	K_2	7.567 tf/m
換算回転半径	R	0.00377 m
使用モータ	—	AC サーボモータ (37 Kw)
モータの定格トルク	M_{rms}	19.1 kgfm
モータの定格回転数	N	2000 rpm

5. AMD の設計と制御理論

AMD 能力の照査方法については、すでに述べているので、ここでは使用した AMD の概要、AMD の設計上の留意点および制御理論⁸⁾の概要について示す。

(1) 使用した AMD の概要

表一11 に使用した AMD の概要を、図一13、図一14 に



図一12 5 P AMD 概要図

Fig.12 Outline of AMD for 5P

表-10 5 PAMD の能力照査表

Tab.10 Check sheet on AMD performance for 5P

架設ステップ			STEP 9		STEP 17		独立完成時		キャットウオーク	ケーブル完成	STEP 17	独立完成時	照査条件
モード			塔面外1次	クレーン面外1次	塔面外1次	塔ねじれ1	塔面外1次	塔ねじれ1	塔面外2次	塔面外1次	塔面外2次	塔面外2次	
AMD 位置			14 段架台		中間水平材						塔頂(実際はTMDで制振)		
固有振動数	f	Hz	0.348	0.785	0.153	0.794	0.188	0.874	1.063	0.845	1.093	1.125	
一般化質量	M_1	tfs 2/m	128.540	113.070	213.190	274.950	144.670	158.440	39.420	202.100	195.150	209.090	
AMD 位置モード値	ϕ		0.521	0.471	0.525	0.476	0.536	0.451	0.256	0.989	1.000	0.836	
設計対数減衰率	δ_{des}		0.051	0.036	0.020	0.011	0.026	0.018	0.024	0.040	0.027	0.031	
構造対数減衰率	δ_s		0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.020	0.020	0.010	0.010	
付加対数減衰率	δ_{add}		0.041	0.026	0.010	0.001	0.016	0.008	0.004	0.020	0.017	0.021	
最大振幅	X_1	m	0.090	0.143	0.431	0.159	0.273	0.163	0.407	0.158	0.191	0.080	
制振体変位	X_2	m	0.142	0.139	0.273	0.014	0.184	0.071	0.039	0.101	0.099	0.066	≤ 0.300
固角振動数	ω	rad/s	2.296	5.179	1.009	5.238	1.240	5.766	7.013	5.575	7.211	7.422	
最大制御力	P_{max}	tf	0.254	4.841	1.673	2.171	1.001	3.884	5.817	6.289	12.237	6.137	
モータピークトルク	T_{max}	kgfm	1.009	19.212	6.641	8.614	3.973	15.413	23.084	24.955	48.561	24.355	
モータ実効トルク	T_{rms}	kgfm	0.713	13.585	4.696	6.091	2.810	10.899	16.323	17.646	34.338	17.221	≤ 19.1
モータ回転数	N	rmp	826	1827	698	190	578	1044	695	1423	1806	1233	≤ 2000
付加減衰力	C_F	tf	0.722	3.255	0.270	0.346	0.281	1.983	0.911	5.730	9.513	5.587	

表-11 AMD の概要

Tab.11 Outline of AMD

	型式	重錘重量	使用モータ	制御理論
2P	バネ付き直動型	4.5 ton	AC サーボモータ 30 Kw	準最適レギュレータ制御 H^∞ 制御
3P	直動型	10.0 ton	AC サーボモータ 45 Kw	H^∞ 制御
5P	振子型	10.0 ton	AC サーボモータ 37 Kw	DVFB 制御 H^∞ 制御
6P	直動型	10.0 ton	AC サーボモータ 30 Kw	ファジイ制御
8P	転動振子型	11.0 ton	AC サーボモータ 55 Kw	可変 DVFB 制御
9P	V 字型	12.5 ton	インバータモータ 55 Kw	H^∞ 制御

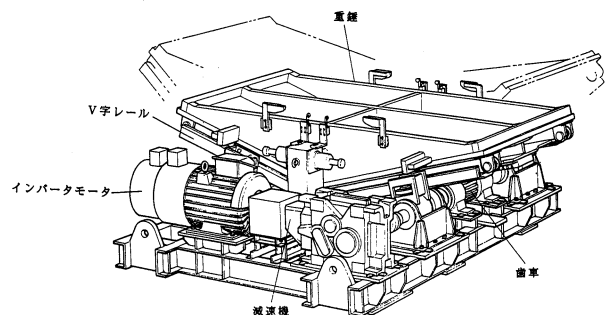


図-14 9P AMD 概要図

Fig.14 Outline of AMD for 9P

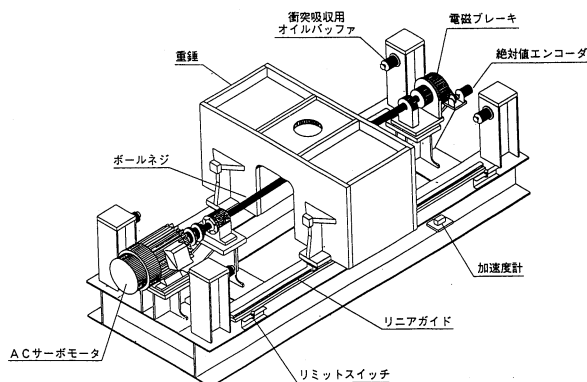


図-13 3P AMD 概要図

Fig.13 Outline of AMD for 3P

3P および 9P の AMD の概要図を示す。6 基の主塔でそれぞれ 6 種類の AMD を使用しているが、力学的観点から分類すると以下の 3 種類に分けることができる。

①直動型 (3P、6P)

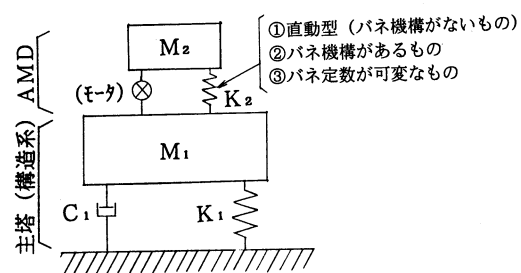


図-15 使用 AMD の力学的分類

Fig.15 Mechanical classification of AMD used

バネ機構が全くない型式 (図-13)

②バネ機構があるもの

2P; バネ付き直動型

5P; 振子型 → 振子の復元バネによる (図-12)

③バネ定数が可変のもの

8P; 転動させる重錘重量により調整

9P; V 字型の重錘の開く角度により調整 (図-14)

なお、減速機等の駆動系による減衰があるが、この影響は小さいことから AMD のモデル化では考慮してい

ない。

(2) AMD の設計上の留意点

以下に AMD を設計する上での留意点を示す。

- ①駆動系の等価質量（モータの慣性モーメント等） M_a はモータの能力（定格トルク）を決定するうえで重要なファクターとなっている（表-5 の P_{max} の式を参照）。
- ②バネ機構を取込んだ方がモータの能力（定格トルク）を小さくできる（表-5 の P_{max} の式を参照）。ただし、バネ機構のない直動型の方がシンプルな構造とすることができる。
- ③付加減衰力 C_F の大きいモードに対しては能力の大きいモータが必要となりコスト高になる可能性がある。

(3) 制御理論

AMD で効率の最も良い状態は主塔の変位と重錘の変位の位相角が 90° のときである。これを実現させるための制御は原理的には簡単で、センサーにより検知された速度信号にある倍率（制御ではこの倍率の尺度のことをゲインと呼び $20 \cdot \log(\text{出力/入力})$ で表している）を掛け

て重錘の変位として制御すればよい。この制御方法は、直接速度フィードバック制御（DVFB）と呼ばれ、基本的に制御の安定性は保証されている。

ところが、実際には、図-16 に示すように制振装置を制御するコントローラーに入ってくる速度信号は、制振対象モードのもの以外に①低周波振動、②高周波振動、③ノイズ等が含まれておりこの影響を低減するためのフィルターが導入されている。また、重錘の原点位置保持のためのフィードバック制御等が含まれており、制御の内容はそれほど単純なものではない。このように、DVFB 制御を採用した場合でも単純な DVFB 制御とすることはできず、制御の安定性をチェックする必要がある。

来島大橋主塔制振対策用の AMD の場合、様々な制御理論が適用されており（表-11 参照）、下記の項目に留意して制御則が構築されている。

- ①制振モードの周波数帯域で制御力を大きくする。（ゲインを大きくする）
- ②制振モードの周波数帯域で主塔の変位と重錘変位の位相を 90° に近くする。（主塔の速度と重錘変位の位

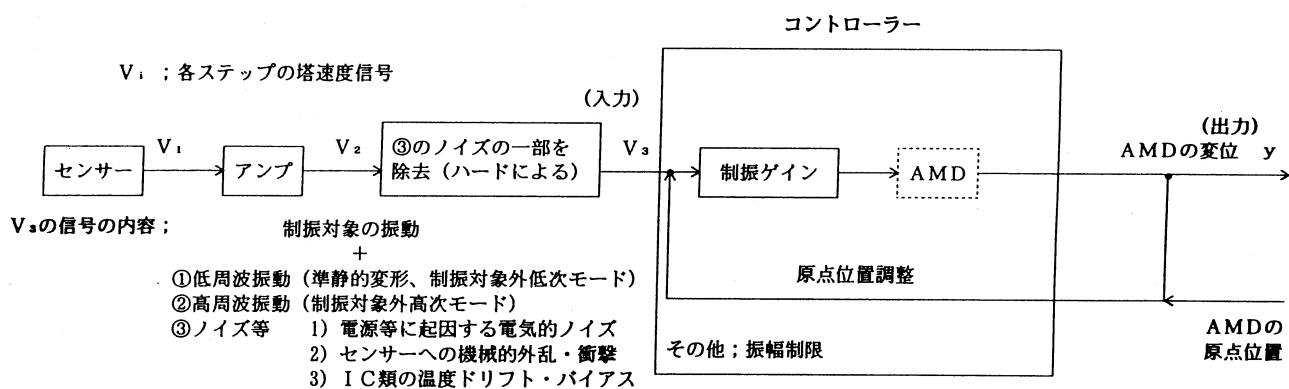


図-16 コントローラーのブロック図

Fig.16 Block division of controller

表-12 制御則の比較

Tab.12 Comparison of conditions on control law

制御則	DVFB 制御(直接速度フィードバック制御)	準最適レギュレータ制御	H^∞ 制御
特徴	全周波数帯域で一律に制振動作が保証される反面、ゲイン特性も同時に定まってしまうため、複数モードに対して最適なゲインを与えることはできない。また、重錘の位置保持のために別途位置制御系を追加する必要がある。	一般に、制御仕様に対応する周波数重み関数に対して制振動作を保証しつつ異なるゲインを与えることが可能となり、かつ重錘の位置制御も同時に実現できる。反面、得られる制御系がモデルに依存するため、全周波数帯域における一様な制振動作は保証されない。 制振性能と入力エネルギーを含んだ評価関数が最小になるようなゲインを算出する。	最悪となる振幅を安定性を確保しつつ最小になるように制御する。このとき、モデル化の誤差も考慮される。
制御式作成のための振動モデルの有無	必要なし	必要あり	必要あり
制御式の次数	低次 (◎)	低次 (○)	高次 (△)
モデル化誤差に対する安定性 (ロバスト性)	モデル化されていない高次モードの影響はフィルターの導入によりある程度除去される。また、求められたコントローラをモデル化誤差を含んだモデルに適用した計算を行うことにより、安定性の確認が行える。	同 左	設計モデルに考慮したモデル化誤差に対しては保証される。
ゲインの変更	基本的には構造系の変化に対応してゲインを変更する必要はない。	構造系の変化に対応してゲインを変更する必要がある。	構造系の変化に対応してゲインを変更する必要がある。

相は180°である)

③安定な制御システムとする。

④モデル化誤差があっても頑健なシステムとする。(ロバスト性)

上記①と③はゲインを大きくしようとすれば安定性が犠牲にされるというトレードオフの関係にあり、このことの見極めが制御システムを設計する上で大きな鍵となる。

表-12 に代表的な制御理論の概要を示す。制御工学で

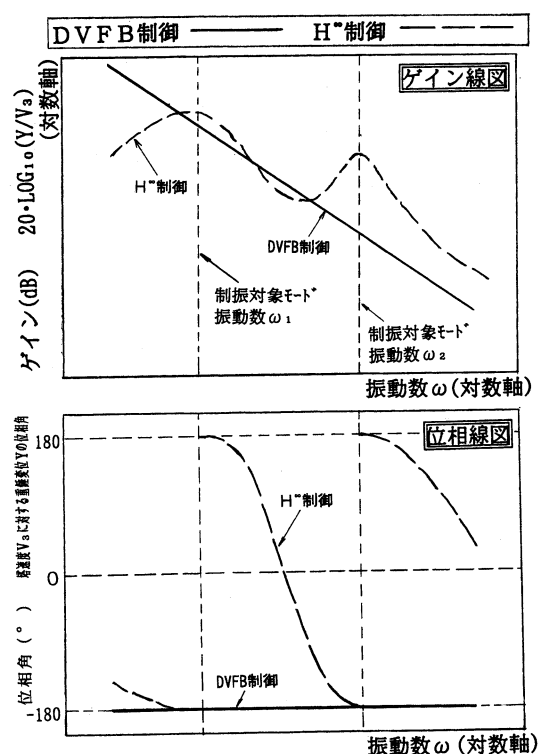


図-17 DVF および H^∞ 制御のボード線図

Fig.17 Bord wiring diagram of DVFB and H^∞ control

は制御の周波数特性を表すものとしてボード線図が一般的に用いられており、図-17 に DVFB 制御と H^∞ 制御との異を明示するためにそれぞれのボード線図の概念図を示す。

6. 振動試験および動態観測

実橋の対数構造減衰率、風の乱れ強度等の耐風設計に適用した諸係数の検証のため振動試験と動態観測を実施した。

(1) 主塔独立完成系の振動試験

起振は AMD を加振機として使用することにより行った。来島大橋 6 基の主塔および他橋の主塔の振動試験により計測された対数構造減衰率を表-13 に示す^{9)~15)}。表中に 2 つの数字が記されているものは振幅依存性が顕著なものである。図-18 に 5 P のねじれ 1 次振

表-13 対数減衰率(主塔独立時)

Tab.13 Logarithmic damping (freestanding)

名 称	形式	塔高(m)	対数減衰率		
			面外曲げ 1 次	ねじれ 1 次	面外曲げ 2 次
横浜ベイブリッジ	H 型	172.000	0.0087	—	—
東神戸大橋	H 型	146.500	0.020~0.050	—	—
鶴見つばさ橋	逆 Y 型	179.000	0.0120	—	—
白鳥大橋	3 P 門型	129.400	0.0050	0.013	0.052
	4 P 門型	132.500	0.0050	0.018	0.029
明石海峡大橋	2 P 門型	282.800	0.0067	0.028	0.038
来島大橋	2 P 門型	106.450	0.017	0.025	—
	3 P 門型	138.950	0.010	0.038	0.045
	5 P 門型	159.950	0.0047	0.017~0.032	0.032
	6 P 門型	137.450	0.009	0.033	—
	8 P 門型	173.450	0.008	0.055	0.022
	9 P 門型	170.450	0.012	0.053 0.018	0.071

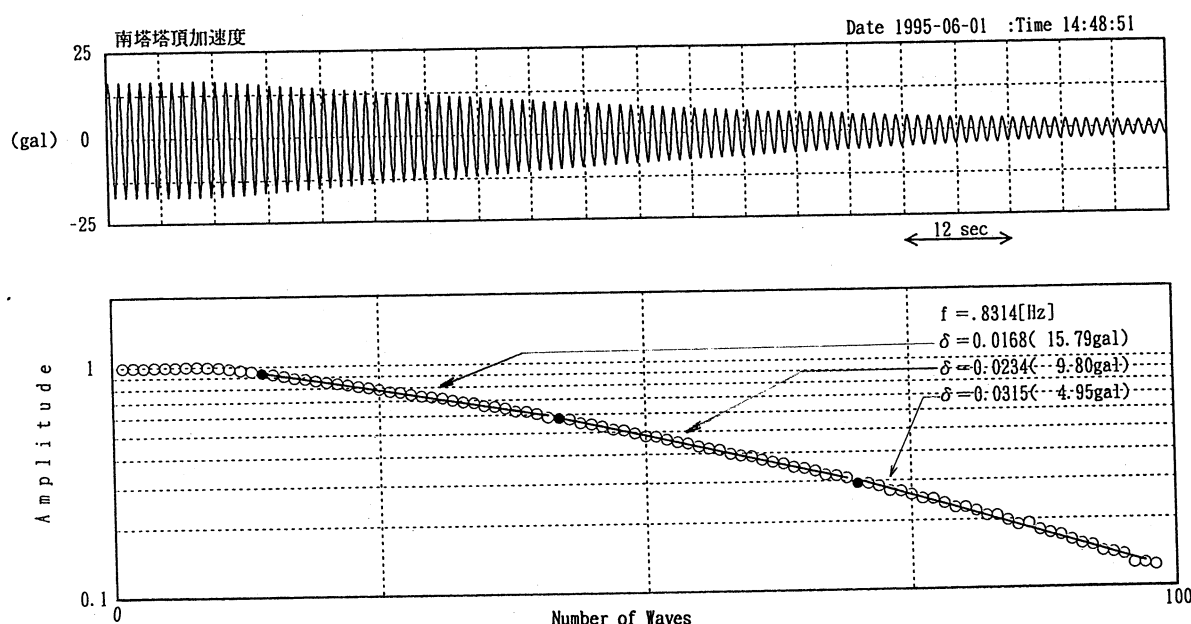


図-18 対数減衰率 ねじれ 1 次・非制振(ケース 11)

Fig.18 Logarithmic damping for 1st torsion with no restriction (Case 11)

表一14 振動試験結果(架設クレーン付設時)

Tab.14 Results of vibration test (with work crane)

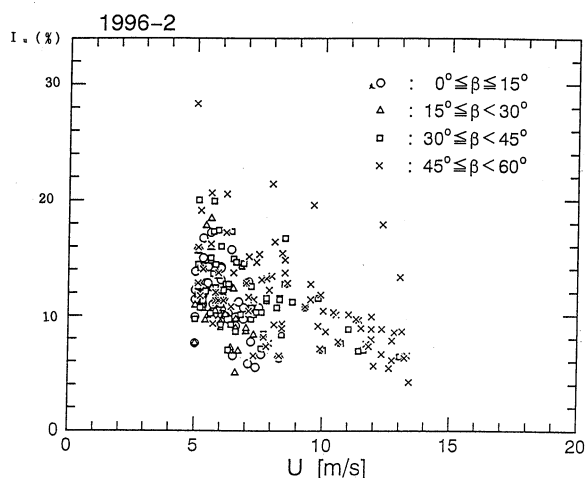
振動モード	固有振動数 (Hz)		対数減衰率	備 考
	計測値	計算値		
塔面外曲げ1次	0.136	0.141	0.038	
クレーン面外曲げ1次	0.584	0.690	0.055	
塔ねじれ1次	0.714	0.770	0.034	
塔面外曲げ2次	0.840	0.891	0.315*	参考値

* : 塔頂クレーンのブームの共振を確認

表一15 振動試験結果(主塔独立時)

Tab.15 Results of vibration test (freestanding)

振動モード	固有振動数 (Hz)		対数減衰率	備 考
	計測値	計算値		
塔面外曲げ1次	0.168	0.160	0.008	
塔ねじれ1次	0.762	0.777	0.055	
塔面外曲げ2次	0.930	0.915	0.022	



図一19 平均風速と乱れ強度の相関(主流方向)

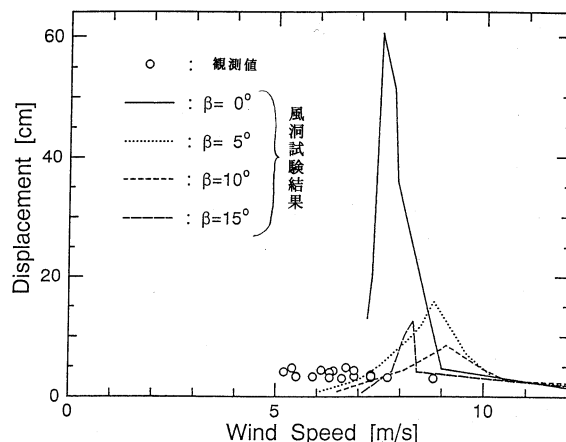
Fig.19 Correlation between average wind speed and turbulent intensity (main flow direction)

動の観測結果を示す。振幅が大きい時ほど曲線の傾きが小さく対数構造減衰率 δ_s は小さくなっている。一方、9Pでは塔頂での加速度が7 gal~2 galと振幅が大きいとき対数構造減衰率は0.053で、2 gal~0.6 galのとき対数構造減衰率は0.018で5Pとは反対の傾向となっている。

このように振幅依存性の評価が難しいことや、実橋の安全性や起振機能力の関係から設計で想定しているよりも小さい振幅(例えば図一18と表一10の主塔完成時最大振幅を比較)での試験結果であることを考えると、定量的な評価は困難であるが、曲げ1次振動の対数構造減衰率は設計値の0.01程度か、それより小さい傾向にあり、ねじり1次や曲げ2次振動の対数構造減衰率は設計値の0.01より大きい傾向にあると推定される。

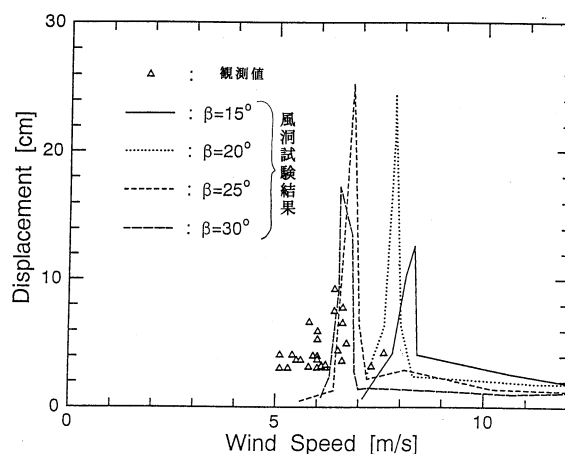
(2) タワークレーン系での振動試験

タワークレーンがある状態(タワークレーン系)と主塔独立系の対数構造減衰率の比較を行うため、8Pタワークレーン系においても振動試験を実施した。それぞ



図一20 風向・風速と主塔の渦励振応答の関係その1

Fig.20 Relationship between wind direction, speed, and vortex-induced motion (1)



図一21 風向・風速と主塔の渦励振応答の関係その2

Fig.21 Relationship between wind direction, speed, and vortex-induced motion (2)

れの振動試験の結果を表一14および表一15に示すが、対数構造減衰率はタワークレーン系の方が大きい傾向にある。

(3) 動態観測

実橋位置における風の乱れ強度の確認を行うために地形上風の乱れが比較的小さいと思われる5P塔頂(T.P. 183 m)にて風観測を行うとともに、渦励振の観測を実施した。

図一19に5P塔頂での風速と乱れ強さの関係を示す。図一2の馬島での観測結果と比較すると小さくなる傾向にある。これは、観測点の高度が馬島に比べかなり高いためであると考えられる。

図一20および図一21に、この風観測時に測定された5Pの塔頂最大変位(非制振時、振幅3 cm以上)を平均風速に対しプロットし、対応する風洞試験結果($\delta=0.01$, $I_u=10\%$)と比較したものを示す。風洞試験結果より実橋で得られた最大振幅の方が小さいが、現地では共振風速

に達する $\beta=0$ 付近の風の発生頻度が比較的少ないことのほか、本橋主塔では大振幅を発生する風向角の範囲が狭いことなどが考えられる。

7. まとめ

以下に来島大橋主塔の架設時耐風対策の概要と振動試験および動態観測の結果を取りまとめる。

- ①乱流の効果を考慮することにより合理的な制振条件を設定することができた。
- ②架設の進捗による振動数の変化、複数の制振モードに対し AMD で効率的に制振した。
- ③大きな制御力を必要とする高次の制振モードについては TMD で制振した。
- ④架設の進捗による制振モードの変動に対応するため制振装置の盛替えを行った。
- ⑥振動試験の結果、主塔独立完成系での曲げ 1 次振動の対数構造減衰率は設計値の 0.01 程度かそれより小さい傾向にあり、ねじれ 1 次および曲げ 2 振動の対数構造減衰率は設計値の 0.01 より大きい傾向にあった。また、タワークレーン系の対数構造減衰率は主塔独立完成系でのそれに比べて大きい傾向にあった。
- ⑦共振風速に達しても、渦励振が生じる橋軸直角方向の風が生じる頻度が低いことと、大振幅を生じる風向角が狭いことから、大振幅の渦励振はほとんど観測されなかった。

8. あとがき

来島大橋架設耐風対策では現地の風の乱れ特性を考慮し耐風対策の合理化を図ることができた。一方、来島大橋主塔の振動試験結果によると高次モードの対数構造減衰率は設計値の 0.01 より大きい傾向にあり、更なる合理化の余地が残されているものと考えられる。これに加え、タワークレーン系での対数構造減衰率が大きいことから、このような架設系に対しては制振装置の盛り替え計画の簡略化を図れる可能性がある。

振動試験および動態観測のデータなどの収集にあたり、来島大橋 2 P・3 P 主塔工事 JV、来島大橋 5 P・6 P 主塔

工事 JV および来島大橋 8 P・9 P 主塔工事 JV に御協力を頂いた。この紙面を借りて厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 大橋、山口：来島大橋主塔の耐風・耐震設計；本四技報 No.72'94.10
- 2) 本四公団：8 P 主塔風洞試験報告書；平成 6 年 3 月
- 3) 本四公団：6 P 主塔風洞試験報告書；平成 6 年 3 月
- 4) 本四公団；来島大橋 2 P・3 P 主塔工事鋼構造物の実施設計報告書 (8/16)；平成 6 年 9 月
- 5) 本四公団；来島大橋 8 P・9 P 主塔工事 8 P 風洞試験 (その 2) 報告書；平成 7 年 5 月 6
- 6) 花井、佐々木、山口；来島大橋主塔の架設時耐風応答について；第 21 回日本道路会議論文集；平成 7 年 10 月
- 7) 本四公団；尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説；平成 6 年 11 月
- 8) 家村、谷田、野波、佐藤、鎌形；構造物のアクティブコントロール；土木学会構造工学委員会振動制御小委員会；振動制御コロキウム (PART A 構造物の振動制御)；1991 年 7 月
- 9) 小田、高野；横浜港横断橋主塔の振動実験；土木学会第 44 回年次学術講演会平成元年 10 月
- 10) 正田、北沢他；東神戸大橋主塔の振動実験；土木学会第 46 回年次学術講演会平成 3 年 9 月
- 11) 市川、森河、小西；鶴見航路橋主塔の振動試験；土木学会第 48 回年次学術講演会；平成 5 年 9 月
- 12) 高橋、西本、橋本、津村；白鳥大橋主塔独立状態の振動実験；土木学会第 48 回年次学術講演会；平成 5 年 9 月
- 13) 秦、辰巳他；明石海峡大橋主塔独立時の振動特性試験；土木学会第 49 回年次学術講演会平成 6 年 9 月
- 14) 本四公団；5 P 振動試験報告書；平成 8 年 3 月
- 15) 本四公団；来島大橋 8 P・9 P 主塔工事現地振動試験結果報告書；平成 8 年 1 月

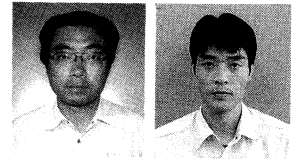
来島大橋 10 A 高流動コンクリートの試験練り、 現場施工実験および実施工

Mix Proportion Test, Field Experimental Work and Actual Work of Highly-Flowable Concrete
for Kurushima Bridge 10A Tunnel Anchorage

第三建設局
今治工事事務所

第四工事長

吉川 章三
Shozo Yoshikawa



第三建設局
今治工事事務所

第四工事長付

鳥羽 保行
Yasuyuki Toba

概要

来島大橋の10Aアンカレイジは、架橋地点の地形・地質条件等を考慮し、トンネル式アンカレイジを採用したが、トンネル自体が傾斜していると共に、狭いトンネル内での締め固め作業を十分に行うことができない。そこで締め固め作業の必要のない「高流動コンクリート」を採用することとした。ただし、来島大橋10Aの場合、生コンプラントを使用するので品質の安定性が要求され、明石海峡大橋で使用された「粉体系」とは異なる、増粘剤を添架した、いわゆる「併用系」の高流動コンクリートを採用した。ここでは、来島大橋10Aで使用する高流動コンクリートの配合や施工法を決定するために行った「試験練り」や「現場施工実験」、さらに「実際の施工法」について報告するものである。

The anchorage for the Kurushima Bridge 10A was designed as a tunnel type with consideration of topography and geography around the construction site. Compaction work of concrete seemed hardly to be done sufficiently because of the tunnel inclined downward and a narrow inner space. Therefore, the highly-flowable concrete was selected for the work. Since the concrete for Kurushima Bridge 10A was supplied from commercial plants, which needed stable quality of the concrete, the type of highly-flowable concrete used for the Kurushima Bridge 10A was of so called the Combined Type that added the viscosity-enhancing agent, which was different from the Powder Type used for the Akashi Kaikyo Bridge. This paper reports the mixture test and field experiment to determine the specifications on mixture and work procedure of highly-flowable concrete for Kurushima Bridge 10A, and results of actual work.

1. まえがき

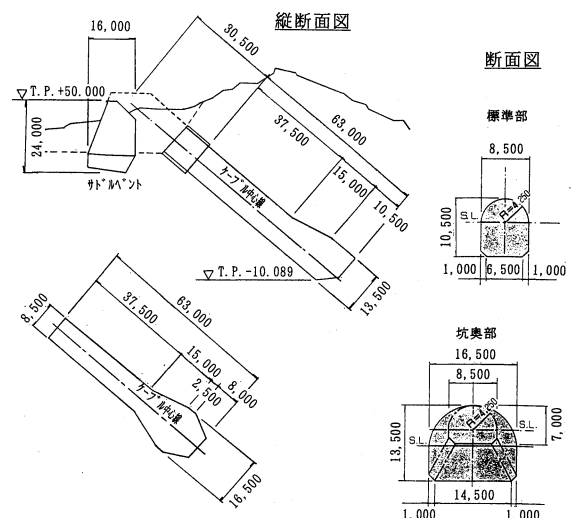
来島大橋の10Aアンカレイジは、架橋地点が瀬戸内海国立公園に位置するとともに、周辺の地形・地質条件が良好なため、トンネル式アンカレイジを採用することとした。ただし、トンネル式アンカレイジの場合、トンネル自体が傾斜していると共に、狭いトンネル断面の中にケーブルアンカーフレーム等の鋼材が密に配置されているため、トンネル内にコンクリートを打設する時に締め固め作業を十分に行うことができない。そこで、トンネル内に打設するコンクリートとして、締め固め作業の必要のない「高流動コンクリート」を採用することとした。来島大橋の10Aトンネルアンカレイジの一般図を図一1に示す。

ここでは、来島大橋10Aトンネルアンカレイジで使用する高流動コンクリートの配合や施工法を決定するために行った「試験練り」、「現場施工実験」さらに「実際の施工法」について報告するものである。

2. 試験練り

2.1 来島大橋10Aでの高流動コンクリートの開発の必要性

本州四国連絡橋において、高流動コンクリートは明石海峡大橋で現場に設置したプラントにより製造した実績



図一1 来島大橋10Aトンネルアンカレイジ一般図

Fig.1 Outline of Kurushima Bridge 10A tunnel anchorage

がある。来島大橋 10 A の場合、市中生コンプラントで製造し、トラックアジテーターにより 15 分～40 分程度の運搬が必要であるため、細骨材の表面水変動および経時によるコンクリートの品質の変化が懸念される。したがって、如何に「鈍感な高流動コンクリート」を造るかが命題であった。

さらに、斜め 40°下向きで、延長約 70 m の配管で打込む必要があり、高流動コンクリートの圧送性、圧送後の品質の確保も問題となる。

このように明石海峡大橋と現場条件も異なるため、明石海峡大橋での実績等を参考にしながらも、来島大橋独自の高流動コンクリートを開発する必要があった。

2.2 試験練りの考え方

試験練りは、平成 6 年 4 月から平成 7 年 6 月にかけて、東京周辺および今治近傍の実際に施工予定の生コンプラントにおいて、試験練り（その 1）から（その 5）まで行った。硬化したコンクリートの要求品質としては、設計基準強度が材齢 91 日で 24 N/mm²、さらにアンカレージは重量が必要なため、単位容積質量が 2.3 t/m³ 以上である。また、高流動コンクリートの配合設計の考え方がまだはっきり固まっていないため、明石海峡大橋の L 10 高流動コンクリートの配合をベースに配合の検討を行った。試験練りの基本的な考え方は下記のとおりである。

- (1) 試験練りにおける使用材料は、セメントは三成分系の低発熱セメント、骨材は市中生コンプラントで実際に使用している材料を用いた。試験練りで使用した材料を表一に示す。
- 単位セメント量については、ポンプでの圧送性、水セメント比の面から 260 kg/m³ 以上とした。
- (2) 「鈍感な高流動コンクリート」を目指す、一つの方策として、明石海峡大橋で開発した、粉体（石灰石微粉末）のみで材料分離抵抗性を増した、いわゆる「粉体系」のみでなく、粉体と増粘剤を併用した、いわゆる「併用系」の配合も追求することとした。
- (3) 来島大橋 10 A の場合、トンネル内のコンクリートであり、凍結融解の心配がないので、コンクリートの空気量は明石海峡大橋の場合の空気量 4% よりも小さい 2.5% 程度まで減ずることとし、したがって、所要の単位容積質量 2.3 t/m³ 以上を確保するため、必ずしも粗骨材の最大寸法 Gmax を 40 mm にする必要がなくなった。さらに、鋼材が密に配置されているので、流動性が良い Gmax 20 mm を採用することとした。なお、試験練りにおける目標スランプフローは 60 cm 程度とした。
- (4) 試験練りのケースとしては、①石灰石微粉末の種類と量の影響、②海砂と砕砂の混合比率の影響、③単位水量の影響、④増粘剤の種類の影響、⑤細骨材の表面水変動に対する品質の安定性、⑥品質の経時変化について、「粉体系」と「併用系」各々について性能比較を行った。

表一 使用材料

Tab.1 Summary of material

分 類	記 号	種類および物性他
セメント	C	3 成分系低発熱セメント C:S:F=23:50:27 比重: 2.73 比表面積: 4,980 cm ² /g
石灰石微粉末	LP 1*	大分県津久見市産 比重: 2.72 比表面積: 6,620 cm ² /g
	LP 2*	高知県島形山産 比重: 2.72 比表面積: 4,910 cm ² /g
	LP 3	岡山県上房郡産 比重: 2.71 比表面積: 4,550 cm ² /g
細骨材	S 1	海砂: 伯方島北浦産 比重: 2.55 粗粒率: 2.65
	S 1	海砂: 愛媛県大三島産 比重: 2.53 粗粒率: 2.54
	S 2	砕砂: 広島県蒲刈町産 比重: 2.66 粗粒率: 3.20
粗骨材	G	広島県蒲刈町産 比重: 2.73 粗粒率: 6.77
高性能 AE 減水剤		ポリカルボン酸系
増粘剤	X*	セルロース系
	Y*	バイオポリマー系
	Z	グリコール系

注) *は、試験練りのみで使用した材料を示す。

2.3 試験練り結果

試験練りで得られた結果の概要を以下に述べる。

- (1) 試験練りの結果、「粉体系」と「併用系」を比較すると、いずれも標準状態（骨材の表面水の設定が正しい場合、さらに、練り混ぜ直後の状態）においては、所要の性能を満足することが判明した。
- (2) 細骨材の表面水率の変動に対する品質の変化について、流動性（スランプフロー）、充填性、材料分離抵抗性いずれも「併用系」の方が優ることが判明した。図一2を参照。
- (3) 品質の経時変化、特にスランプフローの経時変化について、「併用系」の方が優ることが判明した。図一3を参照。
- (4) 工費の面でも有意な差がないので、来島大橋 10 A で採用する高流動コンクリートとしては、より鈍感な「併用系」を採用することとした。当該材料を使用しての「併用系」の推奨配合を表二に示す。

3. 現場施工実験

現場施工実験としては、①ポンプ圧送実験、②打込み・流動性実験、③打継ぎ実験、④充てん性実験を行った。

3.1 ポンプ圧送実験

ポンプ圧送実験では、実施工の条件を模擬した 40°勾配、下方斜め 70 m、水平部 20 m 程度の輸送管（150 A）を配置し、100 m³/h 級のコンクリートポンプで圧送をした場合のスランプフロー、空気量の変化や材料分離状況を確認した。図一4を参照。

実験はトラックアジテーター（A1～A4）4 車について

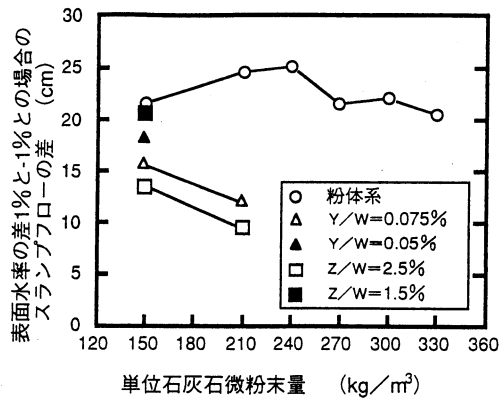
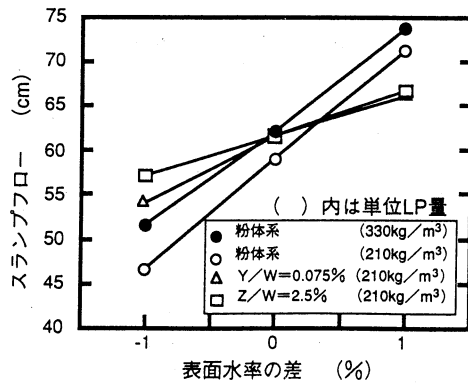


図-2 細骨材の表面水率の変動に対するスランプフローの変動
Fig.2 Variation of slump value corresponding to surface moisture of fine aggregate

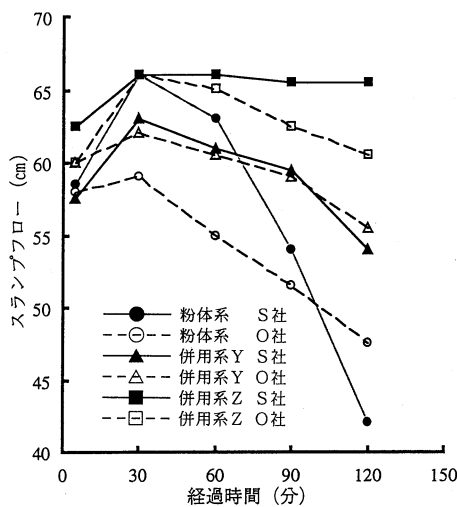


図-3 スランプフローの経時変化
Fig.3 Alteration of slump value in lapse of time

表-2 コンクリートの配合および管理目標
Tab.2 Favorite mix of highly-flowable concrete

Gmax (mm)	スランプ フロー目標 (cm)	空気量 の目標 (%)	単位量 (kg/m³)						増粘剤 Z	高性能 AE 減水剤
			W	C	LP	S ₁	S ₂	G		
20	60	2.5	162.5	260	210	482	341	880	W×2.5%	C×3%程度

ただし、スランプフローの値については、数リフトの流動状況や充てん状況を確認した上で、目標値を再度設定するものとする。また、高性能 AE 減水剤の添加率は所定のスランプフロー、空気量を満たすよう調整する。

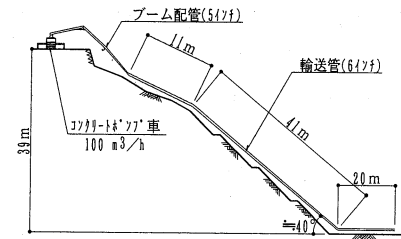


図-4 ポンプ圧送実験概要図
Fig.4 Outline of pumping test

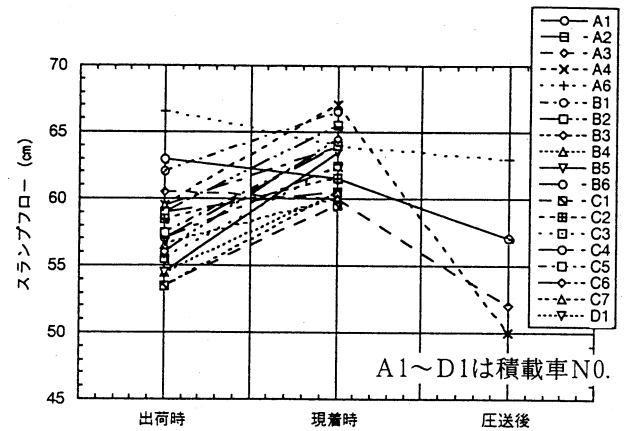


図-5 圧送に伴うスランプフロー・空気量の変化
Fig.5 Alteration of slump value and air content by pumping

行った。実験の結果、スランプフローは圧送に伴い 1~8 cm、平均で 5 cm 程度低下した。空気量は圧送に伴い平均で 0.6% 程度増加した。図-5 を参照。また 100 m³/h 級のポンプでの最大吐出圧は約 4 N/mm² で最大 40 m³/h 程度の吐出が可能であった。

3.2 打込み・流動性実験

打込み・流動性実験では、最大落下高さ約 5 m でゲートバルブの下に、①シュートを設置しない場合、②漏斗管を継ぎ合わせた縦シュート（以下、漏斗管シュート）の場合、③フレキシブルホースの場合の 3 ケースについて材料分離抵抗性を比較するとともに、流動距離が約 4 m の場合の流動状況を確認した。図-6 を参照。

実験結果の一例として、筒先をフレキシブルホースとした場合の打上り高さ約 90 cm の流動状況を図-7 に示

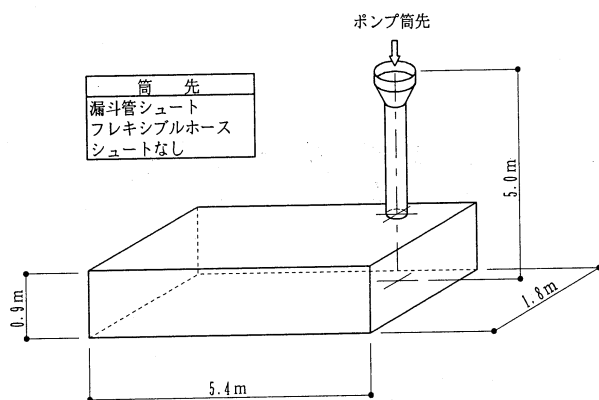


図-6 打込み・流動性実験概要図

Fig.6 Outline of casting and flowability test

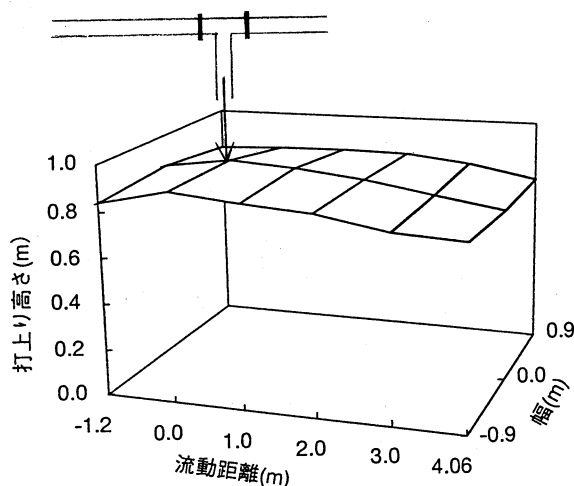


図-7 流動状況図

Fig.7 Flow characteristic

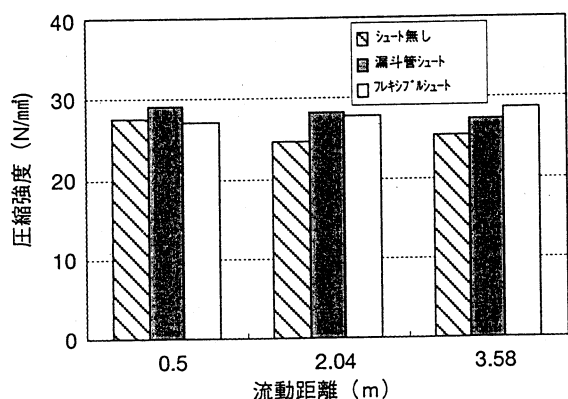


図-8 コア供試体の圧縮強度

Fig.8 Compressive strength of core specimen

す。平均流動勾配はシュートなしで2.3%、漏斗管シュートで2.1%、フレキシブルホースで2.0%で、打込み方法の違いによる明確な差異は認められなかった。コア供試体の圧縮強度試験（材齢28日）結果を図-8に示す。漏斗管シュートとフレキシブルホースでは流動しても強度が低下する傾向はほとんどみられなかったが、シュートなしでは流動に伴い強度がわずかに低下する傾向がみ

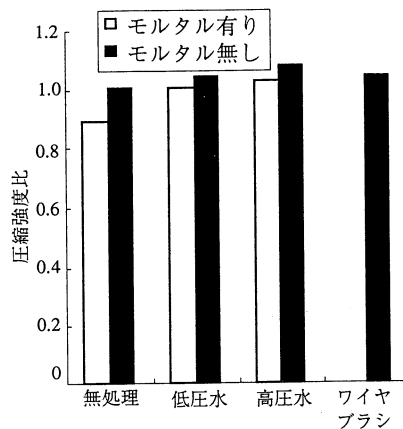


図-9 打継ぎ部の圧縮強度

Fig.9 Compressive strength of joint part

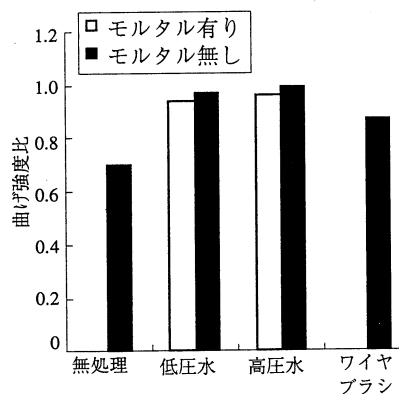


図-10 打継ぎ部の曲げ強度

Fig.10 Bending strength of joint part

れた。

3.3 打継ぎ実験

打継ぎ実験では、コンクリートの打継ぎ処理方法の違いが打継ぎ目の強度に及ぼす影響を確認した。打継ぎ処理方法は、①無処理、②低圧水処理、③高圧水処理、④ワイヤブラシ処理の4ケース、さらに①～③のケースについては、敷きモルタル有・無のケースについて実験を行った。実験は、打込み・流動性実験の試験体を利用して、翌日に打継ぎ目の処理を行い、材齢9日目に上層部50 cmを打ち継いだ。

各々のケースの打継ぎ部の圧縮強度比および曲げ強度比（打継ぎ面を含まないコア供試体に対する、打継ぎ面を有するコア供試体の強度比）を図-9、図-10に示す。実験の結果、打継ぎ面は高圧水、低圧水あるいはワイヤブラシによる打継ぎ処理を行えば、敷きモルタルの有無に係わらず、打継ぎ強度は母材強度同等が期待できると判断される。

3.4 充てん性実験

充てん性実験では、実際のトンネルアンカレイジの一部をモデル化し、ケーブルアンカーフレーム引張材を模

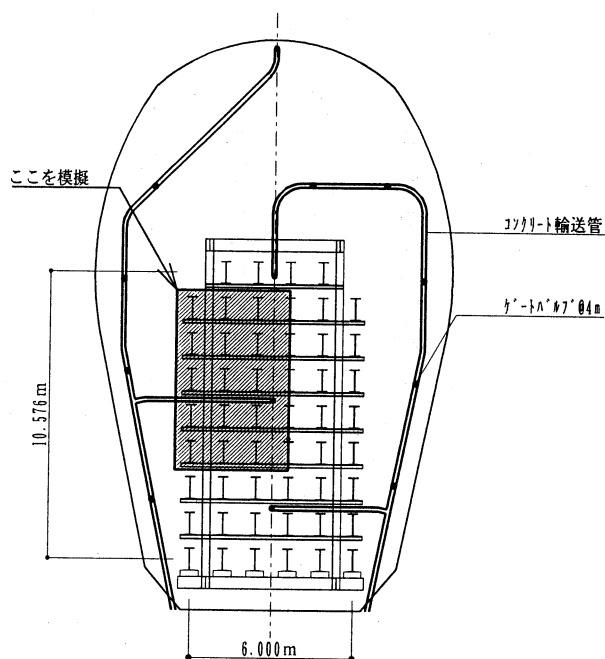


図-11 充てん性実験モデル図
Fig.11 Model of filling test

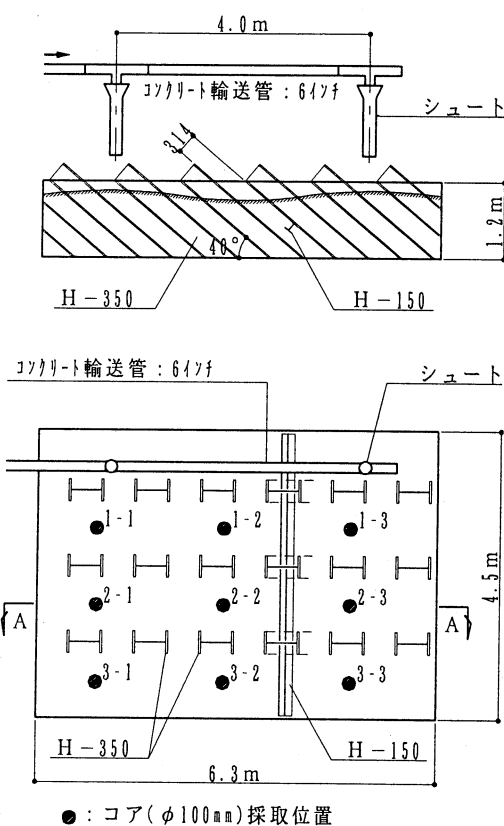


図-12 充てん性実験概要図
Fig.12 Outline of filling test

擬した H 型鋼を斜めに配置した試験体にコンクリートを打込み、流動状況や鋼材回りの充てん性を確認した。図-11、図-12を参照。打込み方法は、トラックアジテータに積載した 4.5 m³ を打込み位置 2 箇所から交互に行い、合計で 7 車分約 30 m³ を打込んだ。

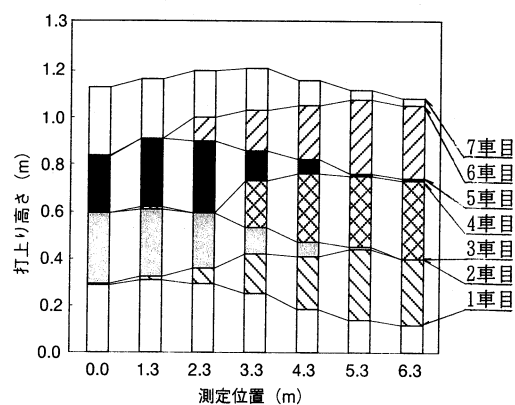


図-13 充てん性実験における流動勾配
Fig.13 Flow incline by filling test

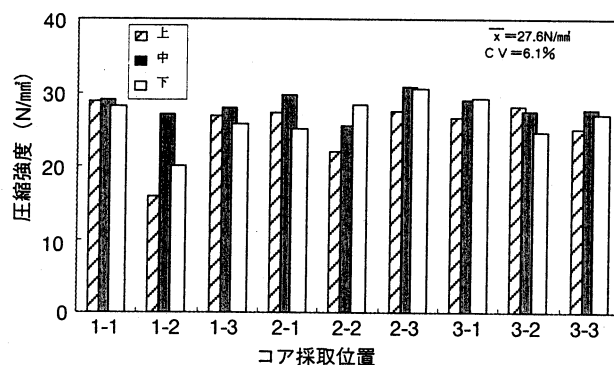


図-14 コア供試体の圧縮強度
Fig.14 Compressive strength of core specimen

流動状況の一例として 2 箇所の打込み位置から交互にトラックアジテータ 7 車のコンクリートを打込んだ場合の 1 車ごとのコンクリート天端での高さを図-13 に示す。この時の流動勾配は平均で 3% 程度であり、打込み・流動性実験での流動勾配と同程度で、引張材による流動阻害が流動勾配に及ぼす影響はあまり大きくないと判断された。目視観察の結果、引張材回りへの充てん状況は良好であった。

コア採取位置 (図-12 参照) と圧縮強度 (材齢 28 日) の結果を図-14 に示す。キャッピング不良のデータを除いて、圧縮強度は平均で 27.6 N/mm²、変動係数が 6.1% で、流動距離や高さの違いによる変動はかなり小さいと判断された。

4. 施工

4.1 施工概要

アンカレイジのトンネル内に打設する高流動コンクリート量は約 13,100 m³ で、打設リフトは、図-15 に示すとおり、片側トンネル当たり 10 リフト、標準リフト高さは 5.5 m で、1 回当たりのコンクリート打設量は約 700 m³ で、これは市中生コンプラント 2 社の製造能力から決定された。

高流動コンクリートの打設は、平成 7 年 12 月から開始し、平成 8 年 7 月までにすべて完了した。なお、第 10 リ

フトについては、型枠の施工を考慮し、2回に分けて打設した。打設実績を表-3に示す。以下、施工の内容について述べる。

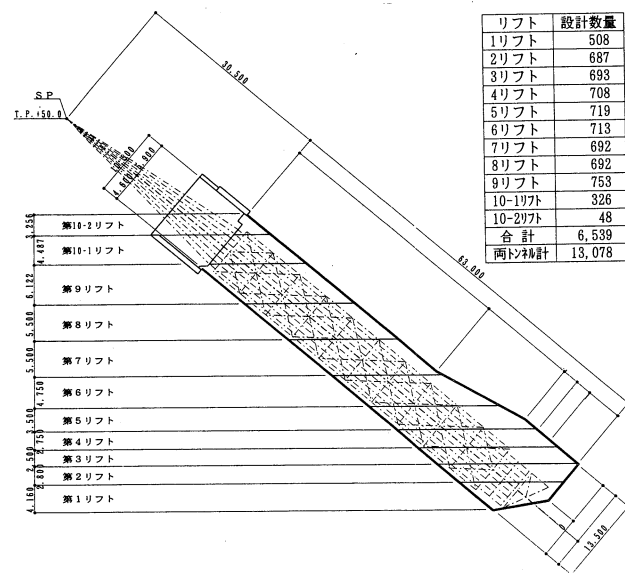


図-15 打設リフト割り
Fig.15 Lift of casting

表-3 打設実績表
Tab.3 Casting log sheet

打設日	打設リフト	打設設計数量	打設実績数量	打 設 時 間
7.12.22	北1リフト	508 m³	508 m³	7:00-18:40 11 h 40 m
8. 1.25	南1リフト	508 m³	648 m³	7:00-18:00 11 h 00 m
8. 2. 5	北2リフト	687 m³	792 m³	7:00-19:30 12 h 30 m
8. 2.21	南2リフト	687 m³	747 m³	7:00-17:30 10 h 30 m
8. 3. 5	北3リフト	693 m³	702 m³	7:00-17:20 10 h 20 m
8. 3.13	北4リフト	708 m³	693 m³	7:00-16:10 9 h 10 m
8. 3.21	南3リフト	693 m³	760 m³	7:00-16:20 9 h 20 m
8. 3.27	南4リフト	708 m³	769 m³	6:50-17:26 10 h 36 m
8. 4. 4	北5リフト	719 m³	801 m³	6:54-17:26 10 h 32 m
8. 4.12	北6リフト	713 m³	792 m³	7:18-18:15 10 h 57 m
8. 4.16	南5リフト	719 m³	828 m³	7:05-18:15 11 h 10 m
8. 4.22	北7リフト	692 m³	639 m³	7:00-15:30 8 h 30 m
8. 4.26	南6リフト	713 m³	711 m³	7:15-16:30 9 h 15 m
8. 5. 9	北8リフト	692 m³	693 m³	7:05-16:10 9 h 05 m
8. 5.15	南7リフト	692 m³	630 m³	7:10-15:50 8 h 40 m
8. 5.22	南8リフト	692 m³	729 m³	7:10-16:50 9 h 40 m
8. 5.24	北9-1リフト	492 m³	516 m³	7:10-16:30 9 h 20 m
8. 5.28	北9-2リフト	261 m³	275 m³	8:30-16:20 7 h 50 m
8. 6. 5	南9リフト	753 m³	702 m³	7:05-16:40 9 h 35 m
8. 6.14	北10-1リフト	326 m³	311 m³	7:00-14:40 7 h 40 m
8. 6.22	南10-1リフト	326 m³	324 m³	7:10-15:30 8 h 20 m
8. 6.27	北10-2リフト	48 m³	45 m³	8:30-10:40 2 h 10 m
8. 7. 5	南10-2リフト	48 m³	52 m³	8:55-11:40 2 h 45 m
合 計		13,078 m³	13,667 m³	ロス率 4.5% 210 h 35 m

注) 打設リフト毎にロス率に変動があるのは、各トンネル掘削断面の余堀り量の違いによる他、打設の打ち止め高さを計画どおりでなく、材料貯蔵量等の関係で任意に打ち止めているためである。

4.2 製造および運搬

コンクリートの製造は、10 A 現場から約 7 km にある S 社および約 17 km の距離にある O 社で行った。各々、運搬時間は約 15 分から 30 分程度である。練混ぜには 2 社とも 2.0 m³ 練りの 2 軸強制練りミキサを用い、1 バッチあたり 1.5 m³ とし、全材料投入後 90 秒間練混ぜた。石灰石微粉末は量が多いこと、また、2 社のプラントにセメントサイロが 3 本ずつあったので、セメントとのプレミックスとはせず、生コンプラントで計量、練混ぜした。運搬は、トラックアジテータ車に 3 バッチ分 4.5 m³ 積載して行った。

4.3 打設

コンクリートの圧送は 100 m³/hr 級コンクリートポンプ車 2 台をトンネル坑口部に配置し、6 インチ管をトンネル奥の打設位置まで 2 系列の配管を行った。圧送能力は、最大で 1 台当たり 40 m³/hr 程度、2 台で 80 m³/hr 程度であった。トンネル坑口付近の打設配置状況を写真-1 に示す。

筒先での打ち込みは、流動距離が 4 m 程度になるように、ゲートバルブを配置して行った。ゲートバルブの標

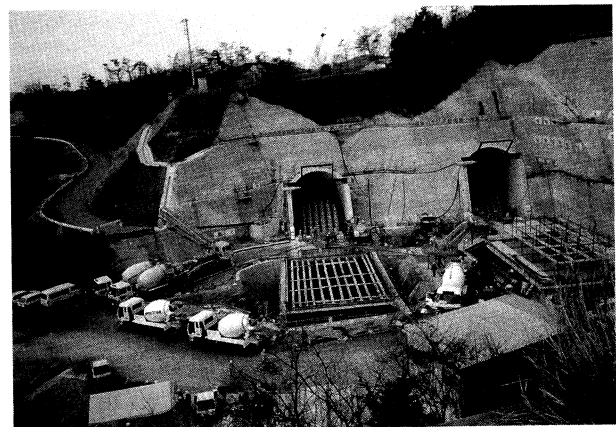


写真-1 トンネル坑口付近の打設配置状況
Photo.1 Casting arrangement around tunnel portal



写真-2 打込み地点での流動状況
Photo.2 Flow at casting front

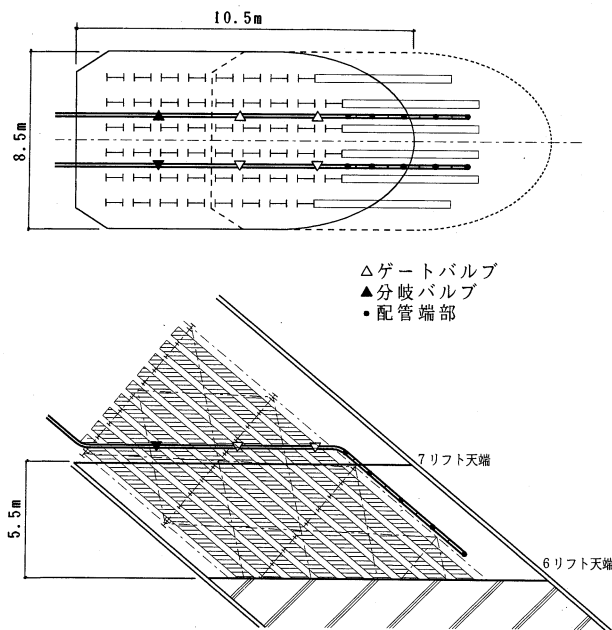


図-16 打設配管図

Fig.16 Piping arrangement for casting

準的な配置を図-16に示す。ゲートバルブはコストの問題もあり人力で開閉するものを使用した。打込み高さは最大5.5mになるため、ゲートバルブ先端にフレキシブルホースを付けて衝撃を和らげた。コンクリートの流動状況を写真-2に示す。

流動距離は4m程度を基本としたが、トンネル坑奥部で鋼材が少ない所で実験的に6~7m流動させてみたが問題なく流動し、材料分離している様子も無かった。

充填性について、水平方向の鋼材に空気抜きφ20mm程度の穴を開けて有ったが、少なくともモルタルが穴から通過して来るのが確認された。また、埋め殺し階段のステップもφ50mm程度の穴を開けたが、穴からコンクリートが出てくるのが確認された。

最終的な流動勾配は施工実験において3%程度と確認されており、打ち止めの表面仕上げは突き棒で軽く押さえる程度とした。

打設に係る労務人員は、トンネル坑内に、ゲートバルブの指示開閉、ポンプ圧送管理等に1系列4人×2系列で8人、水替えに1系列3人×2系列で6人、トンネル坑口にポンプ圧送管理等に2人の計16人程度配置し、その他、電気技術者、品質管理、計測に数人張り付けた。

斜めトンネル坑内でのコンクリート打設ということで、水替え等の労務を張り付ける必要があったが、通常の明かり部での打設では、もっと人員を減らせると思われる。

4.4 打継ぎ処理

打継ぎ処理は、打設翌日もしくは翌々日に、中圧のウォータージェットを用い、鋼材回りでは一部ワイヤブラシを使用して行った。

4.5 プレクーリング

コンクリートの温度応力対策として、4月中旬以降はプレクーリングを行い、筒先での打ち込み温度を20℃とした。ただし、生コンプラント2社の内、S社のみに冷水、サンドプレクーリング設備が有り、O社には冷却設備がないことから、現場のポンプ車の所で2社のコンクリートと混合して所定の温度を確保することとした。

4.6 2次クーリング用配管

温度応力対策としては、前述のプレクーリングで対応可能であるので、パイプクーリングでピーク温度カットする1次クーリングは必要はないが、コンクリートを周辺の最終安定温度まで冷却するための2次クーリング設備としての配管を行った。配管は、1.5インチ電縫管(φ38mm)をトンネル軸方向(斜め40度)に約2.5mピッチで配置した。

5. 品質管理

来島大橋10Aにおける日常の品質管理項目、頻度を表-4に示すとおり、スランプフロー、空気量、コンク

表-4 日常の品質管理項目

Tab.4 Items in daily quality check

	試験項目	品質基準・目標値	試験頻度
出荷地点	○ 目視によるチェック	材料の計量値: 基準 (案)	各バッチ毎
	目視によるチェック	S社 最大電力 115~145 A 安定電力 70~90 A	各バッチ毎
		O社 最大電力 80~110 A 安定電力 50~80 A	
	○ 表面水率細骨材	—	練混ぜ開始前1回
	○ 表面水率粗骨材	—	以降1回/60分
	スランプフロー	S社 : 40.0~55.0 cm O社 : 40.0~55.0 cm	連続3台 (安定するまで) 以降1回/50 m³
荷卸し地点	空気量	2.5%以下	トラックアジテータ1台目 以降1回/50 m³
	○ スランプフロー	50.0~65.0 cm	トラックアジテータ連続5台 以降1回/50 m³
	○ 空気量	3.0%以下	トラックアジテータ1台目 以降1回/50 m³
	○ コンクリート温度	17℃以下 (平均)	トラックアジテータ1台目 以降1回/50 m³
	○ 塩化物含有量	0.3kg/m³以下 (塩化物イオン量)	午前・午後各1回
	○ 圧縮強度	設計基準強度 240 kgf/cm² (材齢 91 日)	トラックアジテータ1台目 以降1回/150 m³
	○ 硬化コンクリートの単位容積質量	2300 kg/m³以上 (材齢 7 日)	材令 7 日の標準養生供試体毎
	フレッシュコンクリートの単位容積質量	2300 kg/m³以上	トラックアジテータ1台目 以降1回/50 m³
	V漏斗流下時間	(15~50 秒)	午前・午後各1回
	S漏斗流下時間	(7~14 秒)	
	ボックス充填高さ	(15 cm 以上)	
	粗骨材量	(90~110%)	
打込み地点	50cmスランプ到達時間		S、V漏斗試験時
	スランプフロー	45.0~60.0 cm	
	空気量	3.5%以下	
	コンクリート温度	20℃以下 (平均)	
	圧縮強度	設計基準強度 240 kgf/cm² (材齢 91 日)	午前・午後各1回
	硬化コンクリートの単位容積質量	2300 kg/m³以上 (材齢 7 日)	

注) 表中の○は、日常管理試験として実施するもの

リート温度、塩化物含有量、圧縮強度、単位容積質量を測定し、参考値としてVロート流下時間、Sロート流下時間、ボックス充てん高さ、粗骨材量（洗い試験）を午前・午後1回実施した。スランプフローについては、各社、最初の連続5台、以降50 m³毎に測定した。

品質管理は打込み地点での資料採取を基本としているが、打込み地点が狭いトンネル内であるため、資料採取

および試験そのものを実施するのが困難であるため、第1リフトにおいて、出荷時、荷卸時、打込時のスランプフローや空気量のデータを取り、荷卸時と打込時の相関関係を把握した上で、第2リフトからは荷卸時での品質管理を原則とした。

日常の品質管理試験の結果を表-5に示す。また、スランプフローの荷卸時と打込時の相関関係を図-17に示

表-5 日常の品質管理試験結果
Tab.5 Results of daily quality check

項 目		S 社						O 社					
		データ数	平均値	最大級	最小値	標準偏差	変動係数	データ数	平均値	最大級	最小値	標準偏差	変動係数
出荷地点	スランプフロー (cm)	234	42.2	48.0	37.0	2.24	5.3	201.0	45.4	52.3	40.3	2.30	5.1
	空気量 (%)	230	2.3	3.3	1.3	0.33	14.3	196.0	2.3	2.5	1.6	0.22	9.6
	コンクリート温度 (°C)	233	13.3	19.0	4.5	2.47	18.6	201.0	15.9	23.5	8.6	4.20	26.4
荷卸地点	スランプフロー (cm)	234	56.2	63.0	50.0	2.84	5.1	200.0	57.6	63.5	50.5	2.38	4.1
	空気量 (%)	155	2.3	2.9	1.5	0.31	13.5	126.0	2.3	2.9	1.3	0.37	16.1
	コンクリート温度 (°C)	229	14.0	19.5	7.0	2.87	20.5	194.0	15.5	24.5	7.0	4.60	31.6
打込地点	スランプフロー (cm)	45	51.5	59.8	45.0	3.35	6.5	38.0	49.7	55.5	45.3	2.69	5.4
	空気量 (%)	39	2.7	3.3	2.0	0.35	13.0	33.0	2.9	3.5	2.1	0.33	11.4
	コンクリート温度 (°C)	45	16.0	19.0	12.0	1.89	11.8	38.0	17.8	25.0	12.0	4.01	22.5

硬化コンクリート日常管理試験結果（中間報告）

項 目		S 社						O 社					
		データ数	平均値	最大級	最小値	標準偏差	変動係数	データ数	平均値	最大級	最小値	標準偏差	変動係数
荷卸地点	単位容積質量 (kg/m ³)	56	2343	2378	2313	19.13	0.8	49	1340	2372	2306	15.66	0.7
	材齢7日圧縮強度 (N/mm ²)	56	26.0	28.7	22.5	1.25	4.8	49	27.2	29.4	25.1	1.07	3.9
	材齢28日圧縮強度 (N/mm ²)	56	36.8	41.0	30.9	2.63	7.1	49	38.8	42.0	33.9	1.08	2.8
	材齢91日圧縮強度 (N/mm ²)	56	42.0	48.0	36.0	3.24	7.7	49	43.8	48.5	39.8	1.33	3.0
打込地点	単位容積質量 (kg/m ³)	39	2342	2389	2315	21.34	0.9	33	2343	2374	2309	16.48	0.7
	材齢91日圧縮強度 (N/mm ²)	39	42.0	47.2	36.5	2.99	7.1	33	44.0	49.1	40.0	1.01	2.3

各試験位置におけるスランプフロー（崎山）

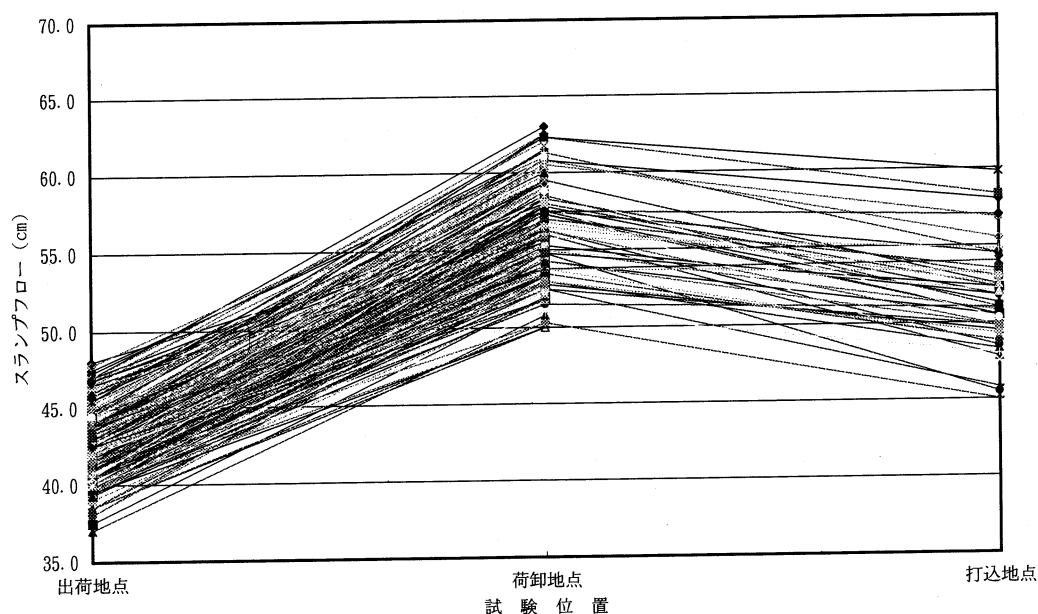


図-17 スランプフローの出荷、荷卸、打込時の相関関係

Fig.17 Relationship between slump values before and after delivery, and casting.

す。

スランプフローについては、当初、打込み地点で 60 cm 程度を目標にしていたが、65 cm 近くになり流動距離が長くなると、分離気味の傾向があるとともに、50 cm 程度でも十分に鋼材回りに充てんされるので、第 2 リフトから少し硬めの 52.5 cm 程度とした。スランプフローの経時変化も調査した結果を図-18 に示すが出荷時から荷卸時までは 10 cm 以上伸びるが、その後 90 分くらいまではあまり変化はなかった。

空気量については、打込地点で最大でも 3.5% 以下であり、単位容積質量 2.3 t/m^3 が確保された。

圧縮強度については、材齢 91 日強度が平均でも 40 N/mm^2 程度あり、材齢 28 日強度でも 35 N/mm^2 発現している。

6. 計測

施工管理用の計測として、温度、ひずみ、継ぎ目開度、等の測定を行った。

北トンネルの各リフトのコンクリート温度の経時変化を図-19 に示す。

打込時からの温度上昇は、打設温度 20°C の場合の断熱

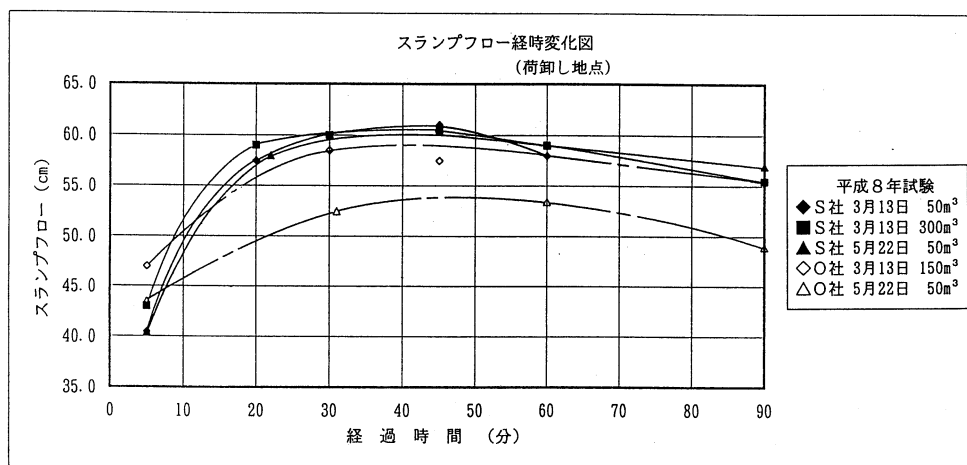


図-18 スランプフローの経時変化

Fig.18 Alteration of slump value in lapse of time

< 温度経時変化図 >

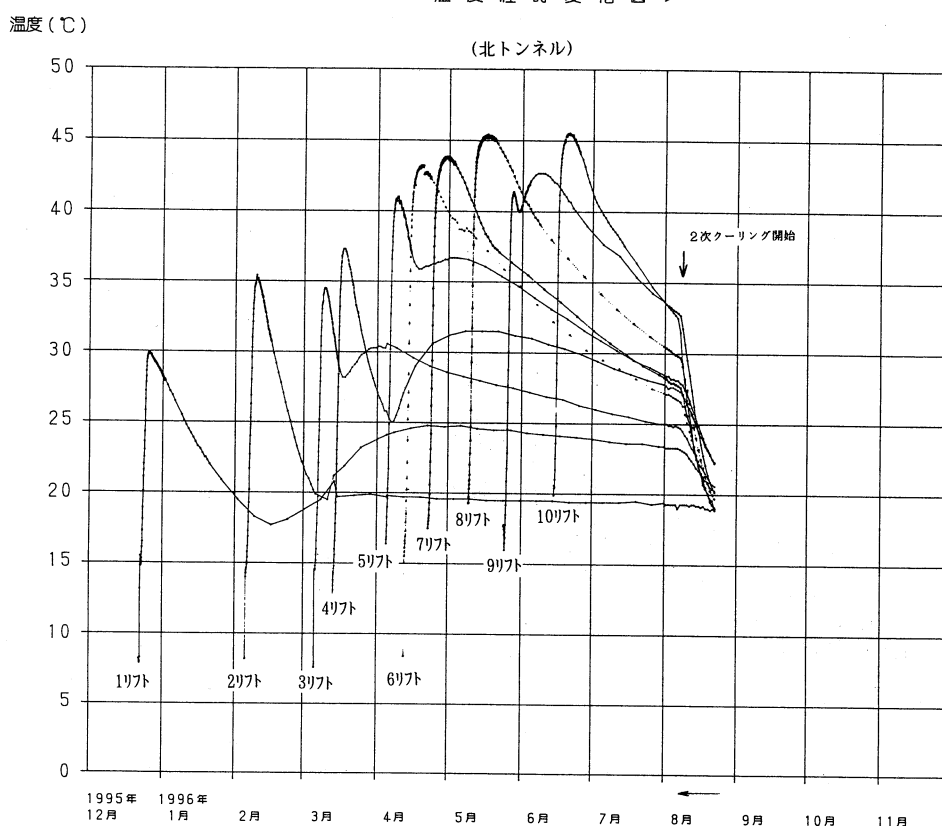


図-19 コンクリート温度の経時変化

Fig.19 Alteration of concrete temperature in lapse of time

温度上昇量 25℃ 近く上昇し、ピーク温度は最高で 45℃ 程度である。

7. 経済性

通常の低発熱コンクリート L1 と、来島大橋 10 A で使用した「併用系」の高流動コンクリート L20 の材料費や打設費について、概略的な経済比較すると表-6 のとおりである。

ここでは、生コン費・打設費だけの単純な比較を行っているが、来島大橋 10 A では、打設したコンクリートの品質確保、工程や熟練労務者確保の困難さ等の面で総合的に判断し、高流動コンクリートを採用した。

ただ、単純比較では、まだ高流動コンクリートの方が割高であるので、現状では、一般の構造物すべてに高流動コンクリートが適用される訳ではなく、締め固めが困難とか、一度に大量のコンクリートを打設する必要があるとか、特殊の事情がある場合に高流動コンクリートを採用しているようである。

8. 今後の課題

今回、来島大橋 10 A の高流動コンクリートの配合選定、施工実験、実施工を行って、いくつかの反省すべき点を感じたので、今後の課題として以下に記述する。

- (1) 配合を選定する途中段階で、石粉の産地を結果的に限定することになって、石粉の材料費がコストの高いものになってしまった。今後は、石粉の産地を限定することなく、一般的な石粉で適用可能な配合を追求し、経済的な高流動コンクリートにするべきであろう。
- (2) 試験練りでは、スランプフロー 60 cm を目標にしていたが、来島大橋 10 A で実際に施工してみて、鉄筋がなく、鉄骨だけ配置されている場合のスランプフローは 50 cm 近くまで固めにして良いと思われた。試験練りの段階で目標スランプフローを落とせたら、もう少し単位水量の小さい配合も選定できたのではないかと考えられる。特殊な構造物の場合、できれば、施工実験を早い段階に実施し、要求品質を早めに設定すべきである。
- (3) ポンプの圧送性や水セメント比の面からセメント量 260 kg/m³ を前提にしたが、圧縮強度が 40 N/mm² 以上発現するので、単位セメント量を小さくするか、設計基準強度を高く設定した設計を考えるべきか。

9. あとがき

本報告は陸上基礎における高流動コンクリート打設の参考にして頂くとともに、これからの「海峡横断プロジェ

表-6 L1 コンクリートとの概略経済比較

Tab.6 Approximate cost comparison with L1 concrete

直接工事費 項 目	L20 高流動コンクリート	L1 低発熱コンクリート
①材料費	(14,000円/m ³)	(8,800円/m ³)
低発熱セメント	4,000	4,000
石灰石微粉末	2,300	400
細骨材	1,500	1,200
粗骨材	1,700	2,400
高性能 AE 減水剤	2,300	—
増粘剤	2,200	—
AE 減水剤	—	200
流動化剤	—	600
②製造費、運搬費 他	4,800	4,600
③(生コン単価計) ①~②計	(18,800円/m ³)	(13,400円/m ³)
④打設費	2,000円/m ³	2,500円/m ³
⑤直接工事費 計 ③+④	20,800円/m ³	15,900円/m ³

クト」における海中基礎の構築する場合の「水中鉄筋・鉄骨コンクリート構造物」の施工のヒントにして頂けたらと思います。例えば、来島大橋 1 A アンカレイジ上の下田水高架橋 P 10 橋脚の施工に採用された「ヒダ付き鉄骨」を鉄筋の代わりにケーソンの中に配置し、今回採用した高流動コンクリートの流動性・充填性を有するイメージの水中不分離コンクリートを打設することにより「水中鉄筋・鉄骨コンクリート構造物」の構築が十分可能と考えられる。

最後に、配合選定等に当たって御指導して頂いた「コンクリート構造委員会」(委員長：長瀧重義 東京工業大学教授)の委員の皆さま、さらに、実際に施工に当たって頂いた「来島大橋下部工西工事 JV」(清水・間・不動・若築・川重共同企業体)や関連会社の皆さまに感謝を申し上げます。

参考文献

- 1) 吉川章三、鳥羽保行、河井徹：来島大橋 10 A トネルアンカレイジ高流動コンクリートの施工実験、高流動コンクリートシンポジウム講演、1996 年 3 月
- 2) 吉川章三、鳥羽保行、河井徹：タイプ別高流動コンクリートの性能比較に関する実験的研究、高流動コンクリートシンポジウム講演、1996 年 3 月
- 3) 吉川章三、鳥羽保行：トンネルアンカレイジへの高流動コンクリートの適用、土木学会第 51 回年次学術講演会、1996 年 9 月
- 4) 杉浦直行、吉川章三、鳥羽保行、他 2 名：高流動コンクリートの打継ぎ強度に関する実大実験、土木学会第 51 回年次学術講演会、1996 年 9 月

モロッコを訪問して

Visit to Morocco

企画開発部 調査課長代理

酒井 和吉

Kazuyoshi Sakai



1. まえがき

ラマダーン明けの平成8年2月25日から3月18日までの約3週間、JICA派遣の短期専門家としてモロッコ王国を訪問する機会を得た。

ここでは、モロッコ王国の概要、業務内容を簡単に紹介し、技術者にとって興味深いと思われる道路や橋梁の現況を説明し、最後にジブラルタル海峡プロジェクトの現状を報告する。

2. モロッコ王国の概要

モロッコ王国は、アフリカの北西端に位置し、アルジェリア、チュニジアとともにマグレブ（アラビア語で「日の沈む地」という意味）と呼ばれる。

総面積は約46万km²と日本の1.2倍、人口は約2600万人である。総面積が約71万km²と記載されているガイドブックもあるが、これは日本が認知していない西サハラの面積25万km²を含んだものである。

首都ラバトは人口150万で、国王ハッサンII世が住む緑豊かな美しい町である（写真-1）。映画のタイトルでも有名なカサブランカは人口300万人、経済の中心地であり、アフリカ有数の大都市である。



写真-1 ラバト市内（モハメッド5世通り）

Photo.1 The Mohammed V Avenue in Rabat

民族構成は、6割強がベルベル人で、アラブ人が3割である。言語はアラビア語（公用語）とフランス語。宗教はイスラム教であるが、戒律は比較的緩やかであり、ビールやワインは不自由なく飲める。通貨はDH（デュルハム）で、1DH=12円程度である。

モロッコは海岸沿いの平地を始め、山地、高原、砂漠と地形の変化が大きく、アトラス山脈には4000mを超える山がある。

在留邦人は、ラバトとカサブランカを中心に約200人とのことである。

3. 業務内容

派遣業務の内容は、日本の橋梁管理システムの紹介、およびモロッコが有する同システムの診断、ならびにそれを最適なものとするための改善策の提案である。

公共事業省道路交通局では、1992年以来3700橋の基礎データをデータベースとしてパソコンに入力し、橋梁の補修計画と改修計画を作成しようとしている。改修計画は、①現橋の拡幅、②雨期に水没する半潜水橋から永久橋への架替、③耐荷力性の向上の3つからなる。

この橋梁管理システムは、道路規格、交通量や幅員等の要素を考慮し、迂回路走行に伴う経済損失などの計算を行い、補修や改修の優先順位付けを行うものであるが、予算が少ないという現実を考慮しているとはいいがたい面がある。今後はこのシステムを基本にして、農業、工業、観光開発等を考慮したより実践的な検討を行う必要があると感じた。

4. 道路および橋梁の現況

4.1 道路状況

モロッコの道路網は約6万kmであるが、1994年に道路網の見直しを行い、国道、州道、およびそれ以外の3区分が設定され、道路交通局が国道と州道を、地方行政がその他の道路を管理している。道路交通局の管理延長は、約2.1万kmであり、このうち75%が舗装道路である。データベース化している3700橋は、国道と州道に位置するものである。

なお、ガソリンは100円/リットル程度である。

(1) ラバト市内

ラバト市内の制限速度は 40 km/h であるが、王宮前以外は守られていないように見受けられた。

空港へ至る道路をはじめ、雨水が滞水しているところがあるところ見られ、道路排水設備が必要とされている(写真-2)。

車両は、日本車は少なく、プジョーなどのヨーロッパ車が多い。欠陥車が立ち往生しているという光景はほとんど見られず、外観も含めて車両状態は比較的良好と感じた。

ただし、運転マナーは悪く、無理な追い越しや進入をよく見かけた。信号機が不足していることもあり、多くの交差点で警官が交通整理をしている。



写真-2 ラバト市内から空港への道
Photo.2 Road to the airport in Rabat

(2) 国道

道路の制限速度は、100、80、60、40 km/h であり、適宜標識が設置されている。

ラバトからエル ジャディダ間を走行したが、途中数カ所水没している区間があった。その多くは走行が可能であるが、アズムール近郊で1カ所迂回路を走行する事となった。迂回路は泥状化しており、のろのろ運転に伴う交通渋滞が見られた。

ちなみに、私の滞在中は異常気象とのことで、滞在期間の半分以上が雨であった。

路面舗装は全体的にオーバーレイが必要であると感じたが、パッチワークが比較的きちんとされているところもあった。

(3) 高速道路

ラバト-カサブランカ間 (90 km) は、すでに 1981 年に完成している。

1989 年に高速道路公団が設立され、現在急ピッチで高速道路の建設を進めており、1993 年から 2004 年の間に、年間 100 km の建設を計画している。

昨年ラバト-ケニトラ間 (40 km) が供用し、今年はラバト-ララシュ間 (110 km) が供用予定であり、現在ラバト-フェズ間 (180 km) を建設中である(図-1)。

公共事業省協力局では、カサブランカ-エル ジャディダ間 (90 km) の高速道路の建設を、BOT 方式により実施して欲しい旨、日本政府に要請中とのことである。

今回走行したラバト-カサブランカ間は、4車線で制限速度は 120 km/h であり、日本と比べると中央分離帯

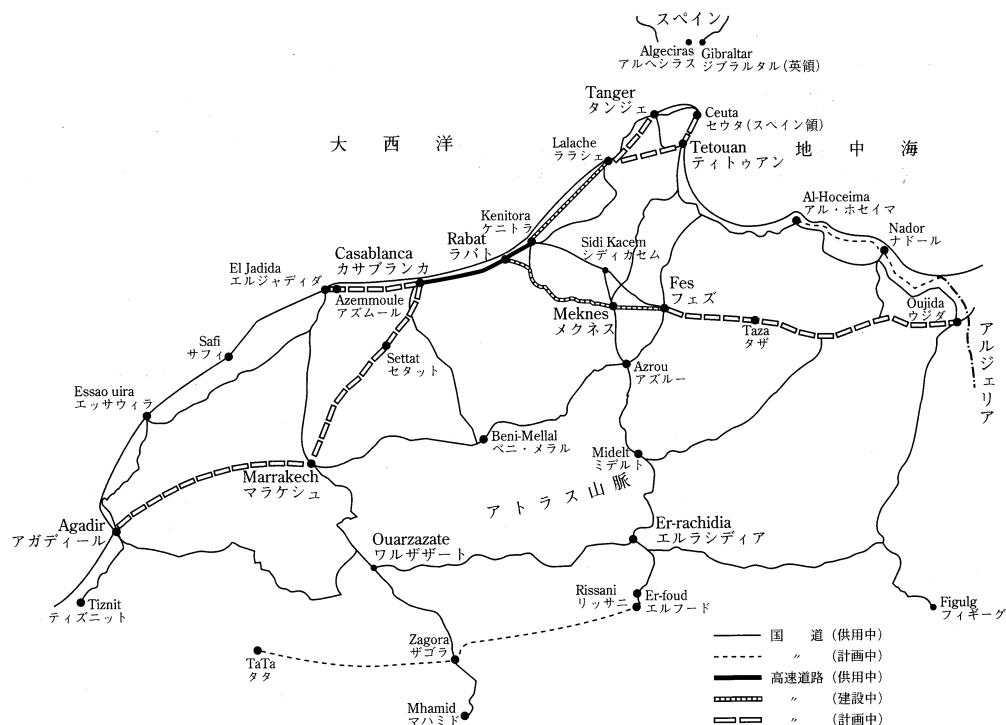


図-1 モロッコ北部の主要道路図

Fig.1 Main Roads in the Northern Part of Morocco

が広くてゆったりしている (写真-3)。ただし、ヒッチハイクをするためにIC近傍に立っている人や、路上を横断する人などがおりかなり危険であるため、交通教育の必要性を感じた。立入防止柵は設置されているが、高さが低かったり、破られているものもあった。

途中に1ヵ所、休憩施設、給油所、休憩園地からなるサービスエリアが整備されており (写真-4)、給油所には自動洗車機が設置されていた。ちなみに、ラバト市内には洗車機は見あたらない。

料金所は、本線に1ヵ所設置されており、料金は普通車が15 DH、大型車が23 DHである。交通量は約22千台/日となっている。

維持管理はほとんど実施されていないとのことで、交通量が多いためカサブランカ市内 (ここには複数のICがある) で路面損傷が見られ、早急にオーバーレイが必要となっている。

4.2 橋梁状況

公共事業省管轄の橋梁は、大半が支間長50 m以内で、橋種としてはRC橋が多い。支間長が100 mを超える橋はわずかに3橋であり、最大橋梁延長も300 mを超える橋は3橋となっている。

(1) ヨーケム橋とシェラート橋

ラバトとカサブランカ間の国道に、ヨーケム (YQUEM) 橋とシェラート (CHERRAT) 橋という美しい石積みの塔をもつ全く同一規模の吊橋が、15 kmほど離れて架かっている (写真-5、図-2)。これらの橋は、中央径間の中央部だけがケーブルからハンガーロープで



写真-3 高速道路

Photo.3 Expressway (Rabat-Casablanca)



写真-4 サービスエリアのレストラン

Photo.4 Restaurant at a Service Area

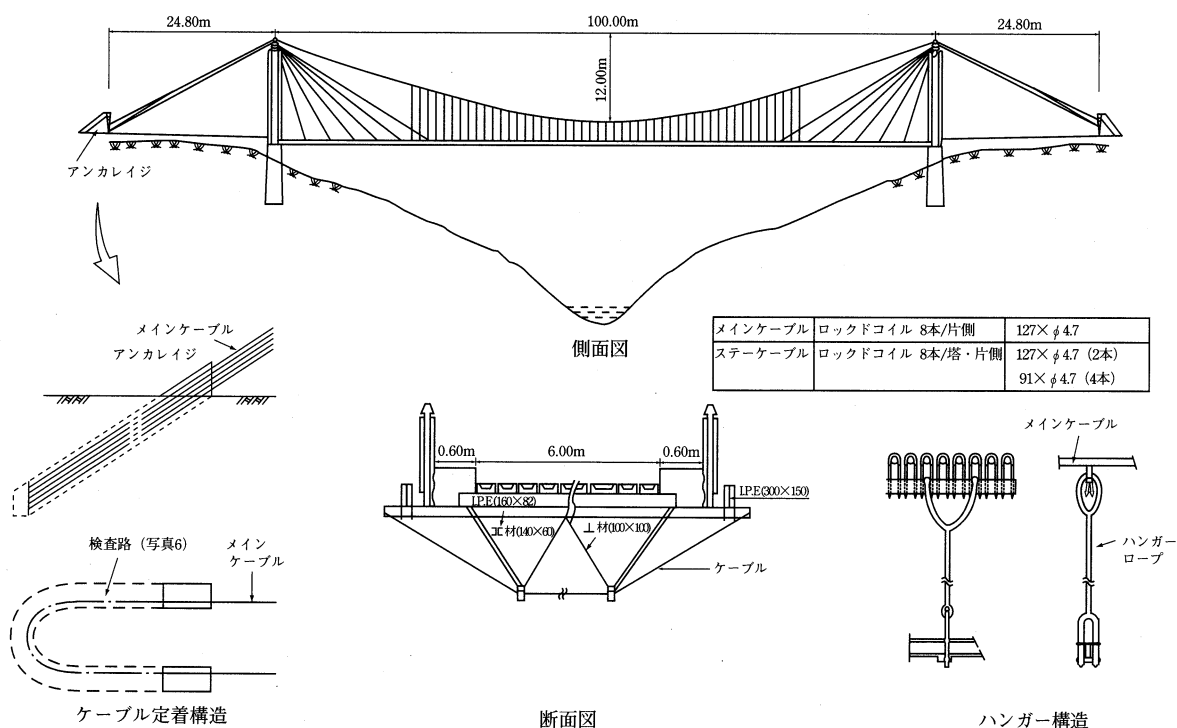


図-2 吊橋一般図 (ヨーケム橋、シェラート橋)

Fig.2 Outline of the Suspension Bridges (Yquem and Cherrat Bridge)



写真-5 シェラート橋

Photo.5 Cherrat Bridge located between Rabat and Casablanca

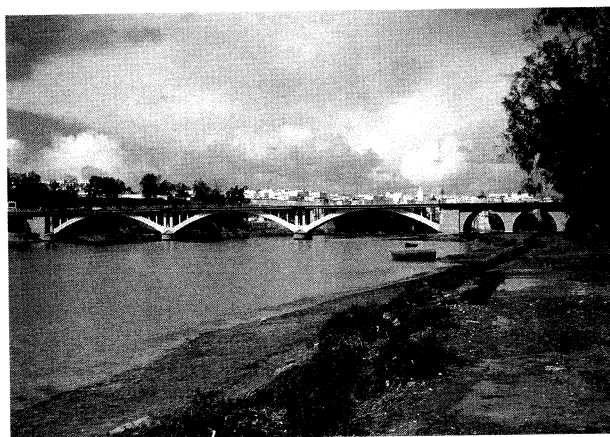


写真-7 アズムールの旧橋

Photo.7 Old bridge in Azemmour

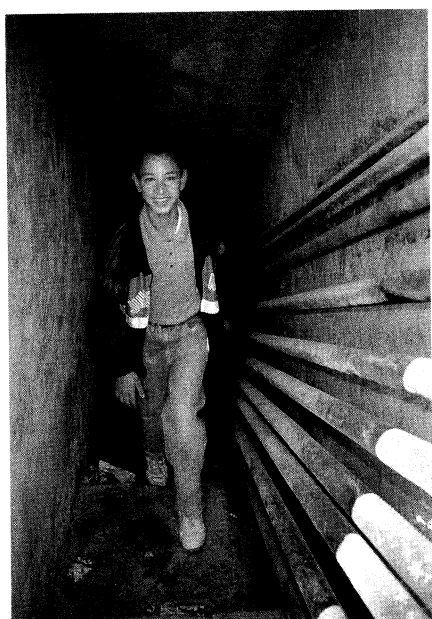


写真-6 アンカレイジ内部の検査路

Photo.6 The inspection way at inside of an anchorage

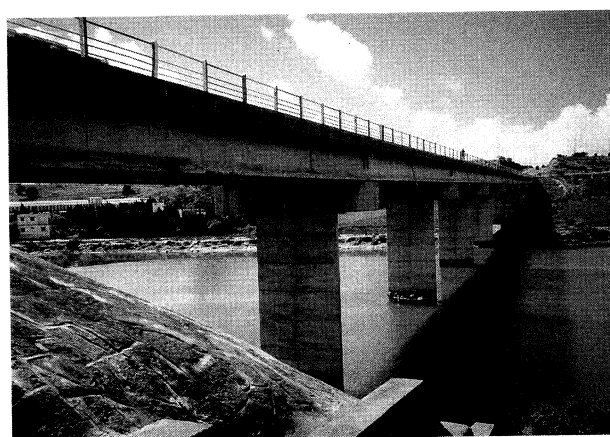


写真-8 アズムールの新橋

Photo.8 New bridge in Azemmour

つられた（主塔近傍の中央径間部は斜張吊形式）珍しい形式の吊橋であり、また、左右のメインケーブルがアンカレイジの地下室でつながっているというユニークな定着構造が採用されている（写真-6）。

鋼製デッキと形鋼等の床組から構成される桁構造は、12トンの荷重制限が実施されている。ヨーケム橋が1917年、シェラート橋が1922年の完成で、過去に2回補修されている。

両橋ともハンガーロープに錆が多く発生し、ほとんど全てのボルトが腐食しており、早期補修が必要なことから、日本政府に補修の無償要請書を出している。

特に、ヨーケム橋は主ケーブルの損傷が大きく、このまま放置しておく危険なため、現在モロッコ側で補修のための予算措置を講じているとのことであった。

(2) アズムールの橋

滞在中の1日、橋梁現地調査でアズムールを訪問した。ここはモロッコの最長河川であるウム・エル・ルビア川（OUM ER RBIA、現地ではオモロベエ川と発音していた）の河口部にあり、ここに架かる旧橋と新橋を調査した。

最下流に位置する旧橋は、美しい3連アーチで、取付け橋台もアーチ構造からなる（写真-7）。完成は1923年。主橋のRCアーチは部分補修の跡が見られるが、鉄筋が露出しているところがあり、早期補修が望まれる。

新橋は、1982年に完成した9径間PC等断面T型桁橋（4主桁）であり、支間割は $9 \times 40\text{m} = 360\text{m}$ である。主桁の表面はきれいであり丁寧な施工がされているが、ゴム支承の一部にずれが見られ、桁端部の排水処理がなされていないなどの問題もある（写真-8）。

(3) ラバトの橋

ラバトの北側を流れるブーレグレグ川（BOU REGREG）には、桁橋、アーチ橋や鉄道トラス橋などが架かっている。その中で一番印象的なのが、橋端部にモニュメントのあるフィダ橋（FIDA）である。この橋は1987年に完成した5径間PC橋（延長 $5 \times 36.5 = 182.5\text{m}$ 、幅員

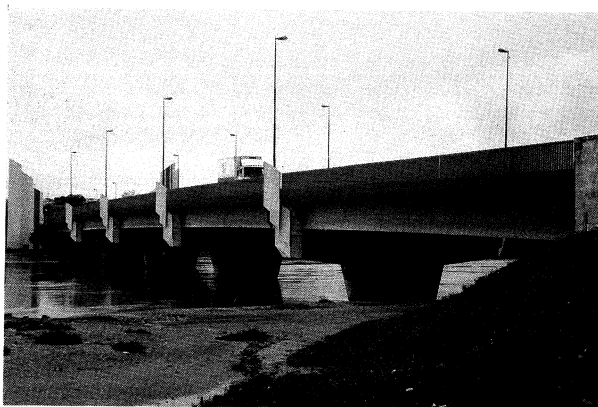


写真-9 ラバトのフィダ橋
Photo.9 Fida Bridge in Rabat



写真-10 ラバト近郊サレの鉄道高架橋
Photo.10 Railway viaduct at Sale near Rabat



写真-11 フェズ・メディナの橋
Photo.11 A bridge at Medina in Fes

17 m) で、桁の継目部の処理や高欄などに景観に対する配慮がなされている (写真-9)。

ブーレグレグ川を挟んでラバトの対岸に位置するサレにある鉄道高架橋は、メーソンリーアーチ橋と RC 橋からなる。複線化に伴い後で施工された RC 橋は、スパン割をメーソンリー橋にあわせており、主たる視点場となる道路側からはメーソンリー構造しか見えないよう景観に配慮している (写真-10)。

(4) フェズの橋

休日を利用して世界遺産に指定されているフェズを訪れた。フェズのメディナ (旧市街) は、世界一複雑な迷路の町として有名で、808 年にイドリス 2 世により造られたモロッコ最古の首都である。ここに架かる橋は、その外観からかなり古い時期に建設されたものと思われる (写真-11)。

(5) その他

道路交通局では、歴史的橋梁や近年の著名な橋梁を写真集として小冊子 (PONTS HISTORIQUES & CONTEMPORAINS) にまとめており、上記で紹介した橋も一部掲載されている。

5. ジブラルタル海峡プロジェクト

公共事業省の紹介でジブラルタル海峡研究所 (SNED) を訪問した。出発前に「海峡プロジェクトはトンネルに決定」という新聞記事が出ていたので確認したところ、段階施行が可能 (=経済的) であることと、技術的問題が少ないということからトンネルに決定したとのことであった。

トンネル延長は 39 km で、そのうち 28 km が海面下となる。内径はメイントンネルが 7.5 m、サービストンネルが 4.8 m である。列車の最大速度は 120 km/h で、供用初年度の輸送能力は 1,600 万人を予定している。

1997 年にサービストンネル工事に着手、2002 年にメイントンネル 1 本と施設関係工事の施工を開始、2009 年までに完成させる計画である。暫定施工費は日本円で約 2,800 億円を計上している。暫定供用 30 年後を目安にして利用状況を勘案し、2 本目のトンネル工事に着手する予定とのことであった。

資金調達に関しては EU の援助を期待していると言われるが、採算性等の問題点が指摘されており、予定通りに実施されるかどうかは未定といえる。

SNED は、わが国のトンネル掘削技術に対し高い関心を寄せており、日本のボーリング業者の参加や TBM (トンネル・ボーリング・マシン) の供給を望んでいた。

表-1 海峡トンネルの比較

Tab.1 Comparison of some Strait' Tunnel Projects

	全延長 (km)	海底部延長 (km)	海峡部水深 (m)	最小土かぶり (m)	最大勾配 (%)
青 函	54	23	140	100	1.2
英 仏	51	38	60	40	1.1
ジブラルタル	39	28	300	100	2.5

6. 雑感

ラバト市内では、道路照明はきちんと整備されており、「王宮」や「ハッサンの塔」などの名所もライトアップされており、それだけを見れば途上国という感じはしない。

しかし、市内の至るところに「物乞い」がいるし、また、JICA 事務所の職員によると市内にスラムが形成されているとのことである。ただし、治安は比較的良好、夜間の一人歩きは可能である。

モロッコは、日本と同様に土日が休日であり、勤務時間が月曜日から木曜日は8:30-12:00、14:30-18:30、金曜日はイスラム教のため8:30-11:30、15:00-18:30となっている。職員は昼休みに自宅に帰るため、ラバトの交通混雑は朝夕の他、昼も加わる。交通渋滞の解消のために、市内の交差点(1ヶ所)では、立体交差化の工事中であった。短期滞在者の私などにとっては、昼休みの商店街は飲食店を除きほとんど閉まるため、食後の暇を持て余しきみであり、昼休みを1時間にして早く帰ったほうが良いのと思ったかもしれない。従って、帰宅する頃にはいつも薄暗かったが、真っ赤な夕焼けが印象的であった。

ラバトからフェズの往復には特急列車を利用した。この路線はアルジェリアとの国境の町ウジダへ向かう主要幹線となっており、ラバトからフェズ間は電化されている。料金は1等で93.5 DH (約1,100円)で、所要時間は約3時間半である。車内は1室6席のコンパートメントからなっており、時間は比較的正確で、乗り心地もよく、ヨーロッパの鉄道と大差ないと感じた。列車内は結構混んでおり、見知らぬ人からいろいろ話しかけられるので、何となく落ちつかない感じであった。ラバト中央

駅は、最近化粧直しされたとのことで、コンピュータによる発券を行っている。ちなみに、モロッコの鉄道網は、1912年に初めて敷設、1963年に国有化され、総延長は約2千kmとのことである。

7. あとがき

今回は単独派遣であったため、資料の準備や報告書の作成などかなり労力を必要としたが、サブサハラとは大きく異なる風土を有する北アフリカの中で、大変貴重な経験をすることが出来た。

モロッコは、観光地として有名なこともあり、日本人の団体旅行者をけっこう見かけた。ラバトやフェズは当然としても、ガイドブックではそれほど大きく取り上げられていないエルジャディダでも日本人団体に出会った。モロッコにはローマ時代の水道橋の遺跡などもあり、治安がよくて、料理もおいしいところなので、機会があれば再訪したいところである。

最後になりましたが、このような機会を与えて頂きました関係者の皆様に感謝致します。

また、休日にもかかわらず橋梁の調査を兼ねてカサブランカまで車で案内して頂いた JICA モロッコ事務所の角前さんや、仏語資料の訳で勸海洋架橋調査会の辻田さんには大変お世話になりました。ここに記して感謝の意を表します。

■明石海峡大橋補剛桁の閉合（最終ボルト締結）

平成 8 年 9 月 18 日、明石海峡大橋補剛桁閉合式（最終ボルト締結）が行われた。

明石海峡大橋は、神戸市と淡路島との間の明石海峡に架かる、全長 3,910 m、中央支間長 1,990 m の世界最大の吊橋である。昭和 63 年 5 月に現地着手以来、工期 10 年の目標のもと平成 10 年春の完成をめざして建設を進めてきた。

この間、瀬戸大橋（児島・坂出ルート）建設までに培われた長大橋建設技術、すなわち耐震・耐風設計、材料、施工法等のさらなる技術開発・発展を実現しつつ、平成 7 年 1 月の兵庫県南部地震も無事乗り越え、同年 6 月に補剛桁（橋桁）の架設を開始した。

それから約 15 ヶ月後の平成 8 年 9 月 18 日、橋桁および鋼床版の架設が完了し、本州と淡路島が陸路でつながるという大きな節目を通過することとなった。

当日は、兵庫県知事、徳島県知事、神戸市長などの来賓約 70 名を迎え、公団から総裁以下約 80 名が出席、補剛桁工事の請負者を含め、総勢約 300 名が補剛桁中央径間中央部の鋼床版上に集った。式典は約 30 分の間に、総裁および第一建設局長による補剛トラス上弦材の最終ボルト締め、来賓・公団役職員・工事請負者 18 名による鋼床版伸縮装置の最終ボルト締め、初渡り、くす玉割り、公団挨拶、来賓挨拶、万歳三唱と滞りなく進められた。

工事は今後、吊橋の舗装・設備工事、陸上部工事等、



写真 補剛桁閉合式（最終ボルト締結）の状況

平成 10 年春の完成に向け、最終段階を迎える。今後とも関係の皆様の御支援を賜りつつ、無事完成の 때가迎えられるよう祈念している。

（文責：工務部 工務第一課長代理 藤田和朗）

■西瀬戸自動車道の 2 JV 労働大臣賞受賞

1. 来島大橋下部工東工事

熊谷・大林・飛島・戸田・五洋 来島大橋下部工東工事特定建設工事共同企業体は、「安全成績が高い水準にあること」を理由に「労働大臣表彰（優秀賞）」を受賞した。

なお、延べ労働時間は、約 184 万時間でした。

2. 多々羅大橋下部工工事

間・フジタ・奥村・国土・佐伯 多々羅大橋下部工工事特定建設工事共同企業体は、「熱心な安全活動が認められ、その進歩が著しいこと」を理由に「労働大臣表彰（進歩賞）」を受賞した。なお、延べ労働時間は約 87 万時間でした。

現在実施中の各工事においても、このような栄誉ある賞を受賞できるよう関係機関の協力を得て、公団および請負者など工事関係者の一層の努力を期待する次第です。

（文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治）

■来島大橋主塔建設 映画コンクール準優秀賞 受賞

来島大橋主塔架設工事の工事記録映画が、土木学会選定映画・ビデオコンクールの準優秀賞を受賞した。

この映画は、6 基の主塔建設についてアンカーフレームおよび塔柱の製作・架設から塔頂サドルの設置までの施工技術を紹介したもので、その制作意図から「次世代を担う技術者の育成のための教材」としても有益であると思われる。

なお、来島大橋主塔の特徴である「引張りボルト接合継手方式」についても詳しい説明がなされている。

上映時間 30 分。

（文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治）

■新尾道大橋下部工工事 現地着手

尾道側2P主塔基礎の締切工事の着手に先立ち、平成8年9月6日に灯浮標2基を陸上からクローラークレーンにより海上に設置した。現在、2Pの栈橋工を施工しているが、締切工の完成後平成9年春頃から構造物掘削に着手する予定である。(口絵写真参照)

(文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



■来島大橋ケーブル工事 ケーブルストランド架設開始

第一大橋では、今年6月にパイロットロープを渡海した後、ホーリングシステムを構築しキャットウォークを施工していたが、9月末までに床組などの架設を完了し、10月7日からケーブルストランドの架設を開始した。今後平成9年春頃までに88本のストランドの架設を終了する予定である。なお、これに先立つ9月28日には地元の県立大島・伯方両高校の生徒ら男女約50名を招待し、キャットウォークの渡り初め式が行われた。

第二・三大橋では、10月23日にヘリコプターによりパイロットロープ(φ12mm)を渡海した。これにより吉海町(大島)と今治市が結ばれた。ケーブルストランドの架設開始は、今年度末頃になる予定である。

(文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



■来島大橋関連区間陸上部工事着工

来島大橋関連区間の今治側陸上部工事の合同安全祈願祭が、10月14日、6請負者の主催で今治北IC予定地内で行われた。当日の参加者は建設省、今治市の関係者および本四公団職員など約120名であった。

これにより、平成10年度末の供用に向けて工事が急ピッチに進むことになる。

(文責：工務部 工務第二課長代理 中元雄治)



文献紹介

本州四国連絡橋関連技術文献紹介

'96.7~9 月受入分

◎著者欄の*印は公団以外の人

題 名	著 者	雑 誌 名	巻 号	年 月	頁
西瀬戸自動車道西浦高架橋の設計と施工	樋口精彦	橋梁	8	1996.8	98-105
新尾道大橋完成系主塔の耐風性について	鈴木周一、田口松義、 植田利夫*、南條正洋*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
番ノ洲高架橋地震応答解析	奥田 基、矢野賢晃、 池谷正幸*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
トンネルアンカレイジへの高流動コンクリートの適用	吉川章三、鳥羽保行	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
高流動コンクリートの打継ぎ強度に関する実大実験	吉川章三、鳥羽保行、 杉橋直行*、名倉健二*、 村上邦夫*、松坂吉博*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
南備讃瀬戸大橋地震応答解析	奥田 基、矢野賢晃、 今 和也*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
新尾道大橋主塔の三次元対風応答特性	鈴木周一、田口松義、 植田利夫*、南條正洋*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
来島大橋主塔の架設時対風対策	佐々木雅敏、山口和範、 堀内 博*、樋口 徹*、 梅田 聡*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
来島大橋主塔の振動実験	佐々木雅敏、中村 幸*、 小池裕二*、佐藤 豪*、 玉木利裕*、田中 洋*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
来島大橋主塔の架設時動態観測	山口和範、津村直宣*、 大森龍一郎*、下土居秀樹*、 松下泰弘*、斎藤善昭*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
引張ボルト接合継手を用いた来島大橋主塔の製作	佐々木雅敏、磯江 浩、 小川智数*、林 利昌*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
来島大橋主塔工事中における引張ボルト接合の施工	佐々木雅敏、宮口典博、 森川裕史*、上野 信*、 山口堅治*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
多径間吊橋における活荷載荷方法による構造特性の影響	樋口康三、大橋治一、 深谷寿久*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
塔頂サドル部のケーブルの曲げ応力が強度評価に及ぼす影響	樋口康三、大橋治一、川西直樹	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
主塔の溶接に関する一考察	樋口康三、大橋治一	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
鋼床版縦リブ継手部の実タイヤ載荷と局部応力	樋口康三、大橋治一、 小野秀一*、三木千寿*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
鋼橋部材の長寿命域圧縮試験	樋口康三、大橋治一、 竹之内博行*、三木千寿*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
広幅員 PC 連続ラーメン橋の設計と施工	山田邦夫、武田 茂、 内田誠次郎*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
新尾道大橋の景観設計	鈴木周一、山中鷹志、花井 拓	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
多々羅大橋・架設系全橋模型のガスト応答解析	大谷康史、宮田利雄*、 佐藤弘史*、田中 洋*、 畑中章秀*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
周辺地形を考慮した多々羅大橋架設系大型風洞試験によるガスト応答特性	北川 信、大谷康史、 三河克己*、宮田利雄*、 佐藤弘史*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
来島第 2 大橋大型風洞試験による応答特性	鳥海隆一、尾立圭巳*、 宮田利雄*、佐藤弘史*、 荻原勝也*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
遮風壁の設置が長大橋の耐風安定性に与える影響に関する検討	北川 信、鳥海隆一、 大谷康史、風間浩二*	第 51 回土木学会年次学術 講演会		1996.9	
来島大橋の風洞試験が行われる	佐藤弘史*、荻原勝也*	土木技術資料	38 9	1996.9	6-7
長大橋の風による不規則振動の推定	佐藤弘史*、荻原勝也*	土木技術資料	38 9	1996.9	44-49
超長大橋の耐風安定性に関する基礎的検討	佐藤弘史*、荻原勝也*、 松藤洋照*	土木技術資料	38 9	1996.9	50-55
兵庫県南部地震の切土補強のり面の安定性の評価	佃 長次、山本 彰*、 福田直三*	土と基礎		1996.9	31-32
茶間川橋の設計と施工管理	川戸 彰、織田一郎*	PC 技術協会シンポジウム		1996.9	
明石海峡大橋の施工と施工機械 (3P 工事の施工と機械設備)	廣田昭次、山田邦典*	建設機械		1996.9	44-57

本州四国連絡橋公団の基準類

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

*仕様書・要領等	
土木工事共通仕様書	平成8年4月
調査等共通仕様書	平成8年4月
電気通信施設標準仕様書集	平成8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	
図面作成要領 (貸出しのみ)	昭和59年10月
溶接構造部材における溶接欠陥と疲労	昭和58年1月
き裂の発生の一例	
機械設備工事共通仕様書 (案)	平成8年4月
機械設備工事施工管理要領 (案)	平成8年4月
測量作業規定	平成7年4月
技術関係資料取扱要領	平成8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	平成元年4月
耐風設計基準 (1976)・同解説	昭和51年3月
風洞試験要領 (1980)・同解説	昭和55年6月
吊橋主塔設計要領・同解説	平成元年4月
吊橋主塔の塔頂構造設計要領 (案)	平成5年9月
鋼床版設計要領・同解説	平成元年4月
トラス構造設計要領 (案)	平成5年9月
吊橋リンク支承構造設計指針・同解説	平成元年4月
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	
下路管理路の設計マニュアル (案)	昭和53年9月
点検補修用作業車構造基準 (案)	平成6年3月
明石海峡大橋耐風設計要領・同解説	平成2年2月
尾道・今治ルート耐風設計基準・同解説	平成6年11月
鋼上部構造の設計に FEM 解析を適用する	平成5年9月
ためのガイドライン (案)	
*設計基準類 (上部工・製作・材料編)	
鋼橋等製作基準	平成5年5月
鋳鍛鋼品製作基準・同解説	平成5年9月
鋼橋等塗装基準・同解説 (案) [平.6.10一部改訂]	平成2年4月
橋面舗装基準 (案) [62.6一部改訂]	昭和58年4月
鋼床版現場溶接施工基準 (案)	昭和54年3月
鋼上部構造用鋼材選定要領 (案) [60.3一部改訂]	昭和48年9月
HBS 高力ボルト類規格	平成4年8月
HBS 鋼材規格 [53.10改正]	昭和52年11月
HBS ケーブル材料規格・同解説	平成3年9月
HBS 塗料規格 (案) [平.6.10一部改訂]	平成2年4月
HBS リンク支承関係規格	昭和51年3月
溶融亜鉛めっき処理構造物・高力ボルト	平成5年9月
製作要領 (案)	
本州四国連絡橋大型疲労試験写真集	平成8年1月
*設計基準類 (下部工編)	
下部構造設計基準・同解説 仮設物設計指針	昭和52年3月
[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・同解説	昭和52年8月
大型鉄骨・鉄筋コンクリート橋脚設計	昭和54年11月
要領・同解説 (案)	
重力式直接基礎アンカレイジ設計要領 (案)・同解説	昭和55年3月
橋梁用マスコンクリート設計・施工基準・	平成2年8月
同解説 (案)	

[付属資料]

1.低発熱型コンクリート仕様 (案)	平成元年7月
2.高性能 AE 減水剤品質規格 (案)	平成2年8月
鋼設置ケーソン設計要領 (案)	昭和54年2月
風化花崗岩の支持特性判定要領 (案)	昭和55年3月
多室型緩衝工の設計要領 (案)	昭和55年3月
複合材型緩衝工の設計要領 (案)	昭和56年3月

※表紙右上記号 (ISSN 0912-6953) 説明

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

この番号は、国立国会図書館 ISSN 日本センターより割り当てられたものです。

本四技報編集委員会名簿

(アイウエオ順)

編集委員長	辰 巳 正 明				
編集委員	有 坂 均	土 谷 政 治			
	大 橋 治 一	鳥 海 隆 一			
	尾 上 一 馬	中 尾 俊 哉			
	金 崎 智 樹	中 元 雄 治			
	北 口 雅 章	日 里 正 夫			
	栗 野 純 孝	藤 原 亨			
	栗 原 敏 広	藤 田 和 朗			
	小 出 憲 博	古 家 和 彦			
	酒 井 和 吉	辺 見 泰 造			
	佐 藤 清 隆	眞 邊 保 仁			
	高 城 信 彦	吉 永 優			
	原 澤 秀 久	(海洋架橋調査会)			

本四技報 第80号

発行	平成8年10月15日
監修	本州四国連絡橋公団
発行所	財団法人 海洋架橋調査会
	〒104 東京都中央区入船3-1-13
	エーユー入船ビル4F
	電話 03 (3555) 8361
発行者	井 上 義 光
制作	ニッセイエプロ株式会社

定価 2,200 円

