

土 木 研 究 所 資 料

海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会 報 告 書

平成8年3月

建設省土木研究所

Copyright ©1996 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会 報告書

要 旨

本資料は、全国各地の海峡横断道路プロジェクト構想で想定されている大規模構造物（超長大橋梁、長大海底トンネル）に関する調査を効率的に進めるため、建設省が設置した「海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会」の委員会報告書である。

委員会では、平成5年8月に行われた先の委員会報告において、中期的目標としてあげられた技術的課題の中で特に優先度の高いものを取り上げ、これらを早期に解決するため、新技術の開発、新たな設計法の検討を実施した。

報告書の要旨は以下のとおりである。

- ① 明石海峡大橋を2～3割程度上回る規模の超長大橋をより経済的・合理的に実現するため、新技術の開発、新たな設計法を検討した。これらの技術を取り入れることにより、従来の技術の延長で建設する場合に比べ、工費を2～3割程度低減することが可能であることが明らかになった。
- ② 大断面・大深度のトンネルの施工の可能性について検討を行ったところ、新たな技術開発が必要とされる課題もあるが、現状の技術並びに技術開発の状況及びこれまでの実績から判断すると、極めて重大な支障となるものは考えにくいことが明らかになった。

キーワード：「海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会」、海峡横断道路プロジェクト、超長大橋、大断面・大深度トンネル、耐風設計、上部構造、大水深基礎、耐震設計

目 次

第1章	委員会の目的、構成および調査経緯	1
1.1	委員会の目的	1
1.2	委員会の構成	1
1.3	委員会の開催経過	5
1.4	調査の概要	5
第2章	橋梁の設計・施工に関する技術調査	7
2.1	超長大橋の耐風設計	7
2.1.1	概要	7
2.1.2	新たに開発した技術	8
2.1.3	新しい設計の考え方	17
2.1.4	今後の課題	27
2.2	超長大吊橋上部構造の設計・施工	28
2.2.1	主ケーブル安全率の検討	28
2.2.2	R C主塔の技術的検討	36
2.2.3	吊橋・斜張橋併用形式に関する検討	42
2.2.4	超長大吊橋上部構造の施工	45
2.3	大水深基礎の設計・施工	51
2.3.1	新形式基礎の開発	51
2.3.2	合理的な設計法の検討	56
2.3.3	大水深基礎の施工法の検討	59
2.4	超長大吊橋の耐震設計	63
2.4.1	新たに開発した技術	63
2.4.2	新しい設計の考え方	72
第3章	トンネルの設計・施工に関する技術調査	85
3.1	大断面・大深度トンネルの設計・施工	85
3.1.1	トンネルに作用する土水圧	86
3.1.2	今後の課題	96
3.1.3	まとめ	100
第4章	まとめ	101
4.1	技術調査の成果	101
4.1.1	橋梁	101

4.1.2 トンネル	102
4.2 今後の技術調査の方針	103
参考資料 各プロジェクトの調査概要	104
(1) 東京湾口道路	105
(2) 伊勢湾口道路	109
(3) 紀淡連絡道路	113

第1章 委員会の目的、構成および調査経緯

1. 1 委員会の目的

近年、我が国の経済及び社会の発展に伴い、広域的な地域の活性化を図るため、全国各地で海峡部を横断する道路プロジェクト（津軽海峡道路、東京湾口道路、伊勢湾口道路、紀淡連絡道路、関門海峡道路、豊予海峡道路、島原・天草・長島架橋など）が構想されているが、これらの海峡横断道路プロジェクト構想においては既往の実績を上回る大規模構造物が含まれる可能性があり、新たな技術的課題が予想された。

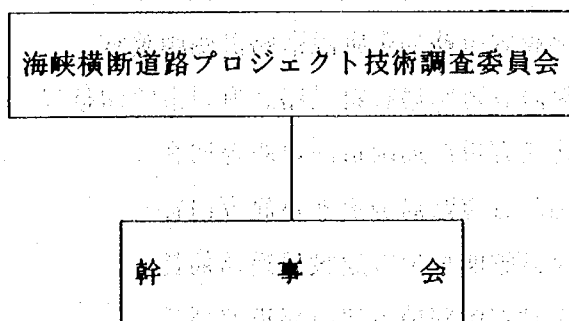
建設省土木研究所では、今後の大規模構造物（超長大橋、長大海底道路トンネル）に関する調査を効率的に進めるため、平成3年度から平成4年度にかけて学識経験者からなる技術調査委員会を設置し、各地の海峡横断道路プロジェクト構想の技術的可能性を総括的に調査し、今後の技術調査の方針を取りまとめたところであり、その中では、既往の実績を2～3割程度上回る大規模構造物を、より経済的・合理的に計画するためには、新たな技術開発を行う必要があり、数ヶ年の間、体系的に検討を継続する必要があるとされていた。

このため、先の報告書で中期的目標としてあげられた技術的課題の中で特に優先度の高いものとして、橋梁に関しては、より耐風性に優れた桁断面やケーブルシステム、大水深基礎の設計・施工、近距離大規模地震における設計用入力地震動の設定方法等を、トンネルに関しては、大断面・大深度トンネルの設計・施工等を取り上げ、これらを早期に解決すべく、先の技術調査委員会を改めて拡充・設置し、専門家の助言、提言を頂きながら、これら新技術の開発・検討を実施することとした。

なお、本委員会での検討事項は、東京湾口道路、伊勢湾口道路、紀淡連絡道路に関する関東、中部、近畿各地方建設局での検討を参考にしている。

1. 2 委員会の構成

海峡横断道路プロジェクト技術調査委員会の組織および委員会名簿は次に示すとおりである。



〔委員会〕

（委員長）

吉 田 巖

（株）本州四国連絡橋エンジニアリング代表取締役社長

（委 員）

足 立 紀 尚

京都大学工学部交通土木工学科教授

伊 藤 学

埼玉大学工学部建設工学科教授

岩 崎 敏 男

建設技術研究所理事長

榎 波 義 幸

駐車場整備推進機構専務理事

栗 林 栄 一

豊橋技術科学大学工学部建設工学科教授

駒 田 敬 一

海洋架橋調査会専務理事

今 田 徹

東京都立大学工学部土木工学科教授

白 石 成 人

京都大学工学部土木工学科教授

龍 岡 文 夫

東京大学生産技術研究所教授

土 岐 憲 三

京都大学工学部交通土木工学科教授

成 田 信 之

東京都立大学工学部土木工学科教授

西 野 文 雄

埼玉大学大学院政策科学研究科教授

福 本 嘯 士

大阪大学工学部土木工学科教授

藤 野 陽 三

東京大学工学部土木工学科教授

藤 原 稔

東北大学工学部土木工学科教授

宮 田 利 雄

横浜国立大学工学部建設学科教授

吉 中 龍之進

埼玉大学工学部建設工学科教授

藤 本 貴 也

建設省道路局企画課道路経済調査室長

宮 田 年 耕

建設省道路局企画課道路事業調整官

金 井 道 夫

建設省道路局企画課道路計画調整官

奥 平 聖

建設省道路局有料道路課有料道路調整官

木 村 昌 司

建設省道路局国道課建設専門官

山 田 篤 司

建設省道路局国道課建設専門官

旭 勝 臣

建設省関東地方建設局道路部長

竹 内 義 人

建設省中部地方建設局道路部長

久保田 荘 一

建設省近畿地方建設局道路部長

星 野 満

本州四国連絡橋公団企画開発部長

辰 巳 正 明

本州四国連絡橋公団設計部長

蟹 沢 康 人

本州四国連絡橋公団工務部長

小 浪 博 英

建設省土木研究所研究調整官

中 垣 光 弘	建設省土木研究所道路部長
横 山 功 一	建設省土木研究所構造橋梁部長
古 賀 泰 之	建設省土木研究所地震防災部長

(平成8年3月6日現在)

(前委員：役職は当時)

佐 藤 信 秋	(建設省道路局企画課道路経済調査室長)
土 山 和 夫	(建設省道路局企画課道路計画調整官)
加 納 研之助	(建設省道路局有料道路課有料道路調整官)
南 部 隆 秋	(建設省道路局国道第一課建設専門官)
森 永 教 夫	(建設省道路局国道第二課建設専門官)
石 河 信 一	(建設省関東地方建設局道路部長)
高 田 邦 彦	(建設省中部地方建設局道路部長)
加 島 裕 夫	(建設省近畿地方建設局道路部長)
霧 島 稜 一	(本州四国連絡橋公団企画開発部長)
多 田 和 夫	(本州四国連絡橋公団設計部長)
加 島 聰	(本州四国連絡橋公団工務部長)
飯 島 尚	(建設省土木研究所研究調整官)
中 岡 智 信	(建設省土木研究所研究調整官)
神 崎 紘 郎	(建設省土木研究所道路部長)
藤 原 稔	(建設省土木研究所構造橋梁部長)
飯 田 裕	(建設省土木研究所地震防災部長)

[幹事会]

(幹事長)

横 山 功 一	建設省土木研究所構造橋梁部長
---------	----------------

(幹 事)

中 神 陽 一	建設省道路局企画課道路経済調査室課長補佐
有 野 充 朗	建設省関東地方建設局道路部計画調整課長
佐 宗 健 也	建設省中部地方建設局道路部計画調整課長
森 悌 司	建設省近畿地方建設局道路部道路計画第二課長
岸 本 良 孝	本州四国連絡橋公団企画開発部調査課長
古 屋 信 明	本州四国連絡橋公団設計部審議役
北 川 信	本州四国連絡橋公団設計部設計第一課長
樋 口 康 三	本州四国連絡橋公団設計部設計第二課長
新 田 篤 志	本州四国連絡橋公団設計部設計第三課長

岡 原 美知夫	建設省土木研究所企画部先端技術開発研究官
宮 口 智 樹	建設省土木研究所企画部橋梁計画官
堀 内 浩三郎	建設省土木研究所企画部トンネル計画官
中 村 康 夫	建設省土木研究所環境部地質研究室長
中 村 亮	建設省土木研究所道路部道路交通総括研究官
真 下 英 人	建設省土木研究所道路部トンネル研究室長
中 野 正 則	建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室長
佐 藤 弘 史	建設省土木研究所構造橋梁部構造研究室長
西 川 和 廣	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室長
田 村 敬 一	建設省土木研究所地震防災部振動研究室長
大 塚 久 哲	建設省土木研究所地震防災部耐震研究室長
松 尾 修	建設省土木研究所地震防災部動土質研究室長
豊 岡 弘 順	国土開発技術研究センター研究第二部長

(平成8年3月6日現在)

(前幹事長：役職は当時)

藤 原 稔 (建設省土木研究所構造橋梁部長)

(前幹事：役職は当時)

石 井 一 生	(建設省関東地方建設局道路部計画調整課長)
佐 藤 保	(建設省中部地方建設局道路部計画調整課長)
大 西 宣 二	(建設省近畿地方建設局道路部道路計画第二課長)
平 出 純 一	(建設省近畿地方建設局道路部道路計画第二課長)
加 藤 恒太郎	(建設省近畿地方建設局道路部道路計画第二課長)
藤 井 裕 司	(本州四国連絡橋公団設計部設計第二課長)
吉 田 修	(本州四国連絡橋公団設計部設計第三課長)
古 賀 泰 之	(建設省土木研究所企画部地下開発研究官)
川 島 一 彦	(建設省土木研究所企画部地下開発研究官)
谷 口 信 彦	(建設省土木研究所企画部橋梁計画官)
安 崎 裕	(建設省土木研究所道路部道路交通総括研究官)
猪 熊 明	(建設省土木研究所道路部トンネル研究室長)
萩 原 良 二	(建設省土木研究所地震防災部振動研究室長)
桂 樹 正 隆	(国土開発技術研究センター研究第二部長)

1. 3 委員会の開催経過

委員会は、平成5年度から平成7年度にかけて5回開催された。開催年月日および主な審議事項は以下の表に示すとおりである。

表-1.3.1 委員会の調査経緯

	開催日時・場所	主 な 審 議 事 項
第1回	平成6年2月25日 15:00~17:00 芝パークホテル	● 委員会設立 ● 国内の海峡横断道路プロジェクト構想 ● 海峡横断道路プロジェクトの技術的課題 ● 委員会における検討課題と調査の進め方
第2回	平成6年9月13日 12:00~15:00 東海大学校友会館	● 調査スケジュールおよび委員会の主要議題(案) ● 地質調査 ● 橋梁調査 ● トンネル調査
第3回	平成7年3月15日 15:00~18:00 弘 済 会 館	● 橋梁調査 ● トンネル調査 ● 兵庫県南部地震の明石海峡大橋への影響
第4回	平成7年10月18日 15:00~18:00 弘 済 会 館	● 各プロジェクトの調査概要 ● 地質調査 ● 橋梁調査 ● トンネル調査
第5回	平成8年3月6日 14:00~17:30 東 海 倶 楽 部	● 橋梁調査 ● 報告書(案)

1. 4 調査の概要

委員会において行われた主な調査の概要は以下のとおりである。

なお、委員会では、主として大規模構造物の技術基準および技術開発の基本的事項(設計の基本的考え方等)について審議を行った。

橋梁調査

- ① 超長大吊橋の耐風設計
- ② 超長大吊橋上部構造の設計・施工
- ③ 大水深基礎の設計・施工
- ④ 超長大吊橋の耐震設計

トンネル調査

- ① 大断面・大深度トンネルの設計・施工

これらの審議内容を受け、本報告書は以下の構成でとりまとめた。

第2章では、橋梁の設計・施工に関する技術調査についてとりまとめている。まず、超長大橋の耐風設計として、より耐風性に優れた桁断面やケーブルシステムの開発、フラッターおよびガスト応答のより精度の高い推定方法について記述した。次に、超長大吊橋上部構造の設計・施工として、吊橋・斜張橋併用形式やRC主塔の可能性、ケーブル安全率の低減の可能性および工期短縮を可能とする施工法について記述した。さらに、大水深基礎の設計・施工として、新しい主塔基礎形式およびアンカレイジ形式の開発、支持力と変形量を統一的に評価する評価手法および施工法について記述した。また、超長大吊橋の耐震設計として、設計用入力地震動の設定方法、新基礎形式の動的特性、減衰性向上のための制震技術等について記述した。

第3章では、トンネルの設計・施工に関する技術調査についてとりまとめている。具体的には、大断面・大深度トンネルの設計・施工として、トンネルに作用する土水圧について山岳工法・シールド工法を対象に検討した結果を示した。また、工費低減につながる技術的課題等について整理した。

最後に第4章では、第3章までの結果を総括して、新たに開発した技術について記述し、さらに今後の技術調査の方針をとりまとめて記した。

なお、調査にあたり参考とした国内の海峡横断道路プロジェクト構想の計画概要、調査状況について、参考資料として巻末に記す。

第2章 橋梁の設計・施工に関する技術調査

2. 1 超長大橋の耐風設計

2. 1. 1 概要

超長大橋を実現する上で最も重要な課題のひとつは、台風などの強風に対する安全性の確保である。

概ね2000mの中央径間を有する3径間吊橋の耐風設計は明石海峡大橋でも経験済みであり、これを2～3割程度上回るものは、明石海峡大橋と同様の構造を想定することによっても、耐風設計は不可能ではないが、強風による変形に耐えるため剛性の高い補剛桁が必要となり、自重が増加する。このためより合理的かつ経済的な橋梁形式の開発を目的として調査を行った。

(1) 新たに開発した技術

超長大橋の設計では橋梁の固有振動数の低下によってフラッターと呼ばれる発散的な振動が起りやすくなることから、耐風安定性に優れた補剛桁の選定が設計面での大きなテーマとなる。

中央支間長が2000mクラスの明石海峡大橋の設計に際しても、この点に着目して様々な桁形式について耐風安定性に関する検討が行われた。その結果、耐風性からはトラス桁と変断面箱桁の2案が有力案として選定された。最終的には、国際航路上での架設となることから、海面の使用を避けることが可能なトラス桁が採用された経緯がある。一方、その後、来島大橋においては、自航台船等の技術開発によって、海上交通への影響を最小限とした補剛桁の架設技術を確立して、海面からの直下吊り工法を前提にした箱桁形式が採用された。

一般に、箱桁はトラス桁に比べ風による抗力が小さく、また、維持管理が容易であるなどの長所がある。これらの経緯を踏まえ、今回の超長大橋の耐風設計では、箱桁断面を調査の対象とした。箱桁断面のフラッターに対する安定性を向上させるため、断面形状を改善する方法と構造特性を改善する方法を検討した。断面形状に関する検討の結果、桁の中央に開口部のある2箱桁断面が良好なフラッター特性を示すことが明らかとなった。一方、構造特性に関する検討の結果、路面上でクロスするように斜めに設置したハンガーがフラッター特性向上に有効であることが明らかとなった。

(2) 新しい設計法

明石海峡大橋の耐風設計要領作成以降、大型風洞施設を用いた明石海峡大橋の全橋模型風洞試験及び検討等の成果から、超長大橋の耐風設計に関し新たな知見が得られた。

明石海峡大橋の耐風設計要領では、フラッターの照査を橋桁の一部分のみをモデル化した部分模型風洞試験により行うこととしているが、明石海峡大橋の全橋模型風洞試験では、高風速で静的なねじれ変形が無視できないほど大きくなることや、フラッター発生時には見かけの桁の回転中心の位置が橋軸方向に変化し、複雑な形状で振動するなどの結果が得られた。このような振動形状を部分模型風洞試験から直接推定することは困難であり、むしろ構造物に作用する空気力を計測し、これを用いて解析的にフラッターを推定する方法の方が有効であることが明らかとなった。

また、風の乱れによる橋梁の不規則な振動（ガスト応答）に関しては、従来の解析に比べかなり小さいものとなる成分があることが明石海峡大橋の全橋模型風洞試験で観測されている。解析の推定精度を向上させる方法の一つとして、風の乱れの空間的な変動特性を精度良くモデル化することが有効であることが明らかとなった。

これらより、超長大橋の耐風設計にあたっては、明石海峡大橋耐風設計要領を基本とし、フラッター及びガスト応答の推定にあたっては上記に述べたより有効で合理的な方法を適用する必要がある。さらに、既往の実績を上回る規模の超長大橋あるいは従来にない形式の超長大橋においては、これらの解析方法の妥当性を確認するため、大型風洞施設を用いた三次元の全橋模型風洞試験を行う必要がある。

2. 1. 2 新たに開発した技術

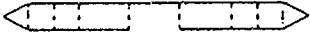
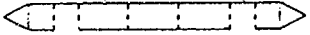
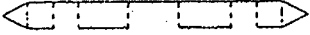
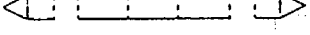
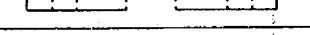
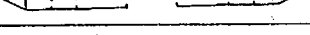
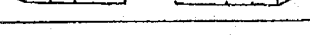
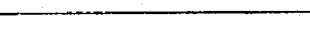
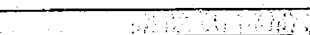
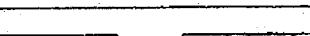
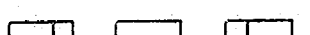
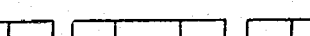
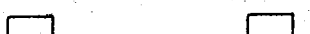
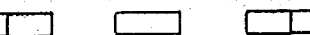
中央支間長2500mの吊橋を想定し、補剛桁形状を検討した。箱桁形式の補剛桁の場合、トラス形式に比べて風から受ける力（抗力）が大きくないため、支間長が増加してもトラス形式に比べると重量がそれほど増えることにはならず、経済的に有利であると考えられた。

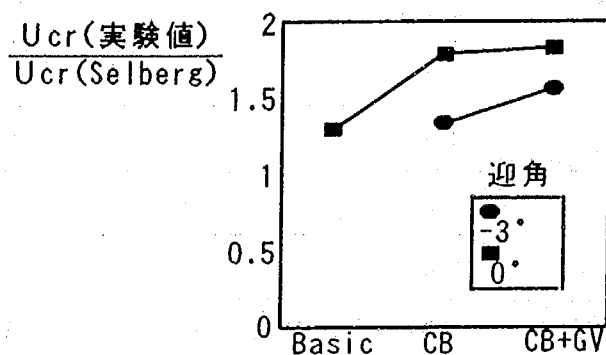
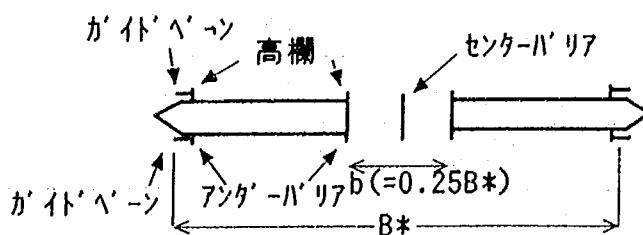
しかしながら、中央支間長2500mにもなる超長大橋では通常の1箱桁のままでは、フラッター発現風速を明石海峡大橋並の80m/s程度まで確保することがかなり困難であると考えられたため、断面形状の改善及び構造特性の改善の観点から調査を行った。

(1) 2箱桁断面

耐風安定性を確保するために開口部を有する箱桁に着目し、開口部の開口パターンとフラッター風速の関係を調査した。結果を表-2.1.1に示す。これより、桁の中央部に開口部を設けた2箱桁形式の補剛桁がフラッター風速をかなり向上させること、および開口率が大きいほどフラッター風速を向上することなどが明らかとなった。さらに耐風性を向上させるための部材について検討を行い、センターバリア、ガイドバーンなどの耐風安定化部材が有効であることが明らかとなった（図-2.1.1）。この断面を用い、表-2.1.2、表-2.1.3の条件のもとにフラッター解析を実施した結果を表-2.1.4に示す。これより、通常の1箱桁に比べ、フラッター発現風速が2倍以上に向上していることが分かる。

表-2.1.1 開口パターンとフラッター風速

ケース	模型	開口パターン	開口率	迎角	7.7mm	フラッター発現風速
1	A		0%	0°	有	39 m/s
2	A		0%	0°	"	38 m/s
3	A		0%	0°	"	37 m/s
4	A		0%	0°	"	37 m/s
5	A		20%	0°	"	51 m/s
6	A		20%	0°	"	37 m/s
7	A		20%	0°	"	47 m/s
8	A		20%	0°	"	25 m/s
9	A		20%	0°	"	21 m/s
10	A		40%	0°	"	19 m/s
11	A		20%	0°	無	18 m/s
12	A		20%	-3°	有	53 m/s
13	A		20%	+3°	"	53 m/s
14	A		0%	0°	無	27 m/s
15	A		20%	0°	"	16 m/s
16	B		0%	0°	有	39 m/s
17	B		13%	0°	"	38 m/s
18	B		20%	0°	"	54 m/s
19	B		33%	0°	"	51 m/s
20	B		47%	0°	"	80 m/s
21	B		26%	0°	"	62 m/s
22	B		40%	0°	"	57 m/s
23	B		13%	0°	"	46 m/s
24	B		47%	0°	"	64 m/s
25	B		73%	0°	"	74 m/s
26	B		33%	0°	"	68 m/s
27	B		40%	0°	"	69 m/s



注
 Basic：基本断面（高欄のみ設置）
 CB：センターバリア設置
 GV：ゲイトベーン設置

図-2.1.1 耐風安定化部材の効果

表-2.1.2 構造条件

項目		
桁形式		1 箱桁、2 箱桁
スパン割		1,250+2,500+1,250 m
サグ比		1/10
ケーブル間隔		45.3 m
死荷重		43 ton/m
補剛桁		26 ton/m
ケーブル		17 ton/m
極慣性モーメント		579 ton・sec ² ・m ² /m ²
固有振動数	水平 1 次	0.039 Hz (対称)
	鉛直 1 次	0.055 Hz (対称)
	鉛直 2 次	0.097 Hz (逆対称)
	ねじれ 1 次	0.097 Hz (対称)
	ねじれ 2 次	0.101 Hz (逆対称)

表-2.1.3 風特性条件

気流傾斜角	全ケース 0 度
風速の定義	全ての位置で同一風速 空気密度 = 0.125 kgf・s ² /m ⁴
有風時静的変形	考慮(一風速の変形形状を風速の自乗で補正)
有風時固有振動数	考慮せず(無風時の固有振動数使用)
有風時固有振動モード	考慮せず(無風時の固有振動モード使用)
静的空気力係数	桁 3 分力係数、計測値
非定常空気力係数	1 箱桁: セオドルセン空気力 2 箱桁: 抗力、揚力、ヒッピングモーメント 計測値 (鉛直、水平、ねじれ振動による)
準定常空気力	桁 全て非定常空気力で評価 ケーブル 抗力 Cd=0.7 ハンガー 考慮せず
構造減衰(対数減衰率)	全モード $\delta = 0.02$

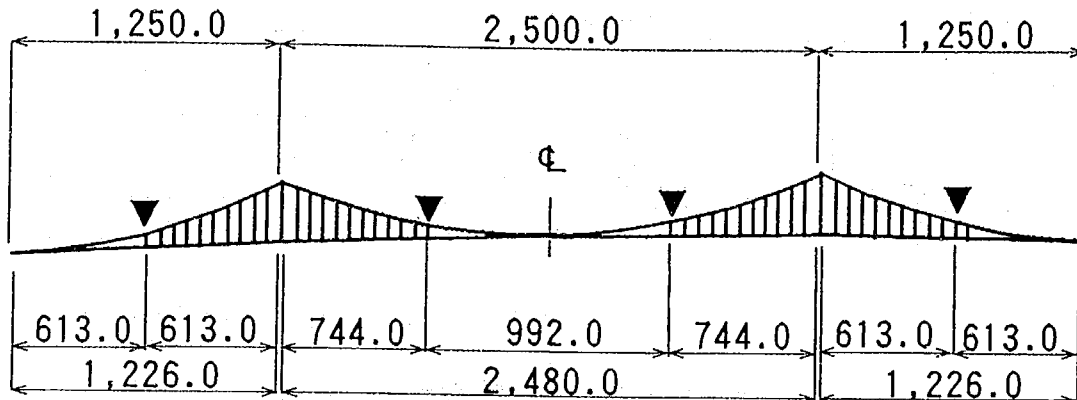
表-2.1.4 フラッター解析結果

桁形式	気流傾斜角	フラッター発現風速
1 箱桁	0 度	34.5 m/s
2 箱桁	0 度	84.2 m/s

(2) クロスハンガー

吊橋を構造的にねじれにくくするため、桁の数カ所でクロスハンガーと呼ばれる構造（図-2.1.2）でケーブルと桁とをつなぐ方法に着目し、効果を調査した。表-2.1.5、表-2.1.6に示す条件のもとで、フラッター解析を実施した結果、表-2.1.7に示すとおり、クロスハンガー（圧縮にも効果のある鋼クロスハンガー）により、フラッター風速が10m/s（鋼クロスハンガーでは20m/s）程度向上することが明らかになった。

クロスハンガー設置位置（▼の位置）



鋼クロスハンガー概略図

ケーブルクロスハンガー概略図

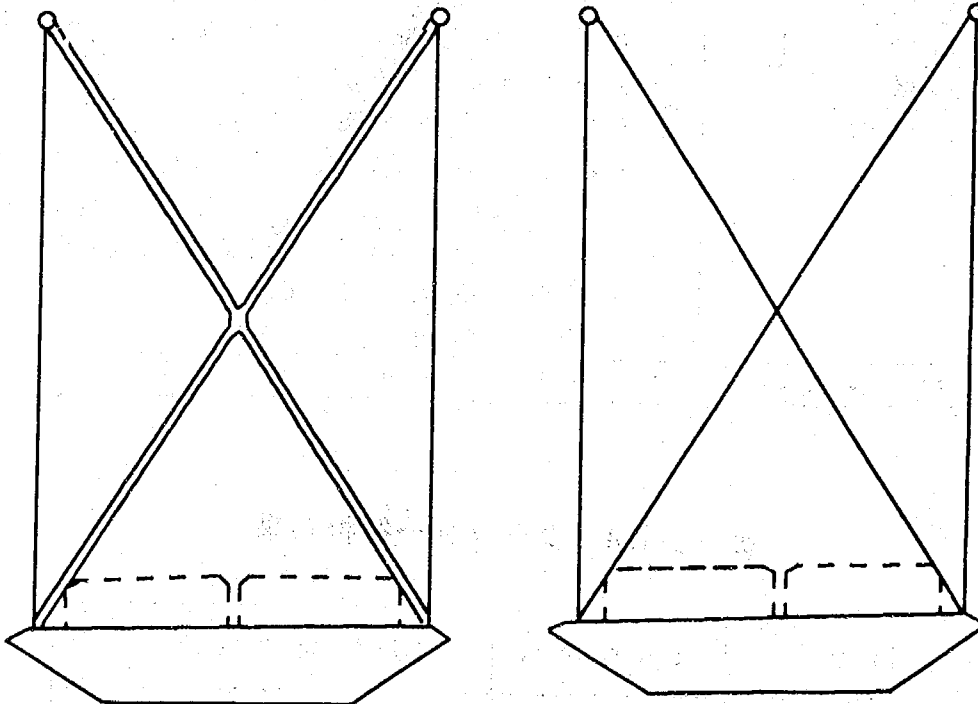


図-2.1.2 クロスハンガー概念図

表-2.1.5 構造条件

諸元		桁形式			1 箱桁(H=4m)			1 箱桁(H=7m)			無補剛桁		
スパン割		1, 2 5 0 + 2, 5 0 0 + 1, 2 5 0 m											
サゲ比		1 / 1 0											
死荷重(tf/m)		38. 41			42. 70			34. 38					
補剛桁		23. 09			25. 70			20. 70					
ケーブル		7. 66×2			8. 50×2			6. 84×2					
極慣性モーメント (tfm ² /m)		2711. 5			3250. 0			1892. 0					
固有振動数 Hz	クロスハガーのタイプ	なし	ケーブル	鋼	なし	ケーブル	鋼	なし	ケーブル	鋼			
	水平 1 次	0. 034	0. 034	0. 034	0. 034	0. 034	0. 034	0. 033	0. 033	0. 034			
	鉛直 1 次	0. 055	0. 055	0. 055	0. 055	0. 055	0. 055	0. 055	0. 055	0. 055			
	ねじれ 1 次	0. 126 (T1)	0. 142 (TH1)	0. 144 (TH1)	0. 147 (T1)	0. 147 (TH1)	0. 150 (TH1)	0. 107	0. 130	0. 134			
	ねじれ 2 次	0. 207 (T2)	0. 186 (T1)	0. 191 (T1)	0. 159 (T2)	0. 202 (T1)	0. 208 (T1)	0. 164	0. 154	0. 165			

*1: TH1とは、水平振動成分が連成したねじれモードである。

*2: ケーブル許容応力は82kg/mm²

表-2.1.6 風特性条件

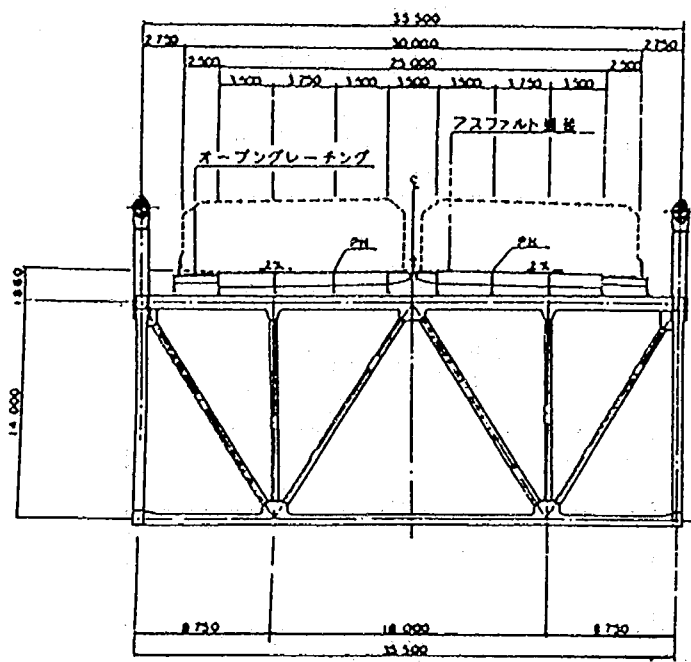
項 目	条 件
気流傾斜角	0°
空気密度	0.125 kgfs ² /m ⁴
風速の鉛直分布	べき指数 1/8
有風時静的変形	考慮 風速10m/s毎に修正
有風時固有値	考慮 風速10m/s毎に修正
静的空気力係数	桁三分力係数: 計測値 ケーブル、ハガー: CD=0.7
非定常空気力係数	(振動方向) 鉛直 ねじれ 水平 ---+---+---+--- 空 L ○ ○ △ 気 M ○ ○ △ 力 D ○ ○ △ ---+---+---+--- ○: 測定値 △: 準定常理論
構造減衰 (対数減衰率)	全モード δ=0.02

表-2.1.7 フラッター解析結果

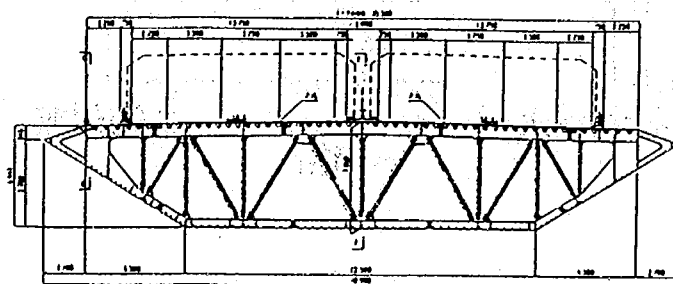
補剛桁形式	クロスハングのタイプ	気流傾斜角	限界風速	応答振動数	備 考
1 箱桁 (H = 4 m)	なし	0°	43.2 m/s	0.089 Hz	対称モード
	ケーブルクロスハング		61.7 m/s	0.138 Hz	逆対称モード
	鋼クロスハング		63.3 m/s	0.139 Hz	逆対称モード
1 箱桁 (H = 7 m)	なし	0°	61.3 m/s	0.108 Hz	対称モード
	ケーブルクロスハング		71.9 m/s	0.120 Hz	対称モード
	鋼クロスハング		81.4 m/s	0.137 Hz	対称モード
無補剛桁	なし	0°	38.7 m/s	0.127 Hz	逆対称モード
	ケーブルクロスハング		66.2 m/s	0.103 Hz	対称モード
	鋼クロスハング		65.1 m/s	0.136 Hz	逆対称モード

(3) 抗力特性

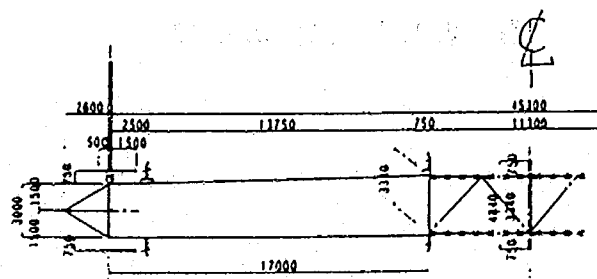
吊橋の耐風安定性を考えると、橋桁の受ける風の抗力は小さいほど好ましい。そこでトラス桁と箱桁とで、桁形式の違いによる抗力の比較を実施した。比較した桁形状は、図-2.1.3に示すとおり明石海峡大橋、桁高7mの1箱桁、そして桁高3mの2箱桁（耐風安定化部材あり）である。迎角が0度での比較の結果（図-2.1.4）、トラスに比べ箱桁はかなり小さく、トラス桁の抗力は、箱桁の2倍以上となっている。



明石海峡大橋断面図



一箱桁断面図



二箱桁対策断面図

図-2.1.3 補剛桁断面形状

抗力の比較

$$F = 1/2 \cdot \rho \cdot C_d \cdot A_n \cdot V^2$$

	抗力係数 C_d	投影面積 A_n (m^2)	空気密度 ρ ($t \cdot s^2/m^4$)	照査風速 V (m/s)	抗力 F (tf/m)
明石海峡大橋	2.100	7.220	0.000125	70.0	4.64
一箱桁 $d=7m$	0.643	7.442	0.000125	70.0	1.47
二箱対策 $d=3m$	1.796	3.000	0.000125	70.0	1.65

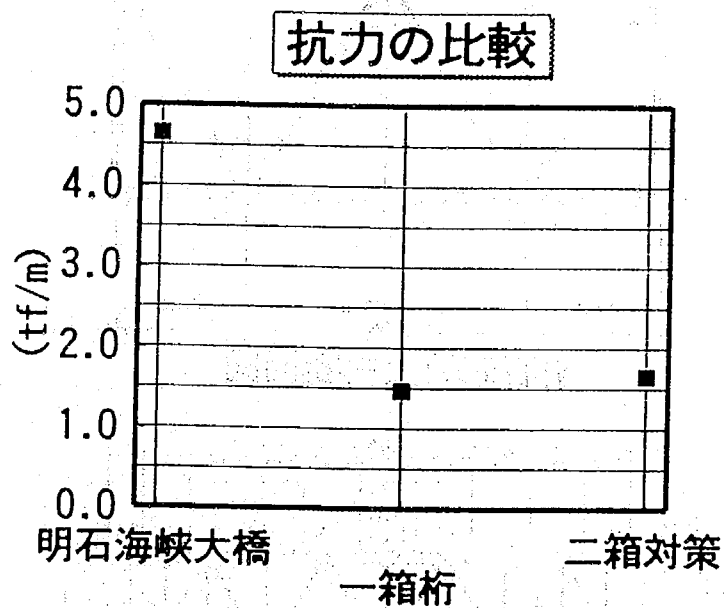


図-2.1.4 抗力の比較

2. 1. 3 新しい設計の考え方

(1) フラッターの照査

大型風洞を用いた明石海峡大橋の全橋模型風洞試験の中で、フラッターの発生時の橋全体の揺れ方（振動形状）が、それ以前に架設された中央径間1000m程度までの吊橋の典型的な振動形状と異なることが分かってきた。

具体的には、以下のとおりである。

- ・高風速で静的なねじれ変形が無視し得ないほどの大きさになる。（図-2.1.5）
- ・見かけの回転中心の位置が、橋軸方向に変化する。（図-2.1.6）
- ・フラッター発現時の鉛直たわみの振動モード形状は、無風時のどの単一の振動モード形状とも異なる。（図-2.1.7）

このことから、剛体模型を使用した2次元の部分模型試験では、複雑な性状を示す超長大橋のフラッターを直接的に推定することは困難であることが分かった。検討の結果、以下の手順でフラッター解析を行うことにより、大型風洞試験結果に近い精度で推定できることが明らかとなった。（図-2.1.8）

- ・定常空気力、非定常空気力を計測する。
- ・非定常空気力として、3種類の空気力（抗力、揚力、空力モーメント）と3種類の変位（鉛直たわみ、水平たわみ、ねじれ）の9つの組み合わせを考慮し、静的ねじれ変形に対応する迎角の非定常空気力を用いて、高次モードまで考慮したフラッター解析を実施する。

このため超長大橋のフラッターの推定にあたっては、従来の部分模型風洞試験よりもむしろ非定常空気力を用いたフラッター解析による方が合理的であると考えられる。

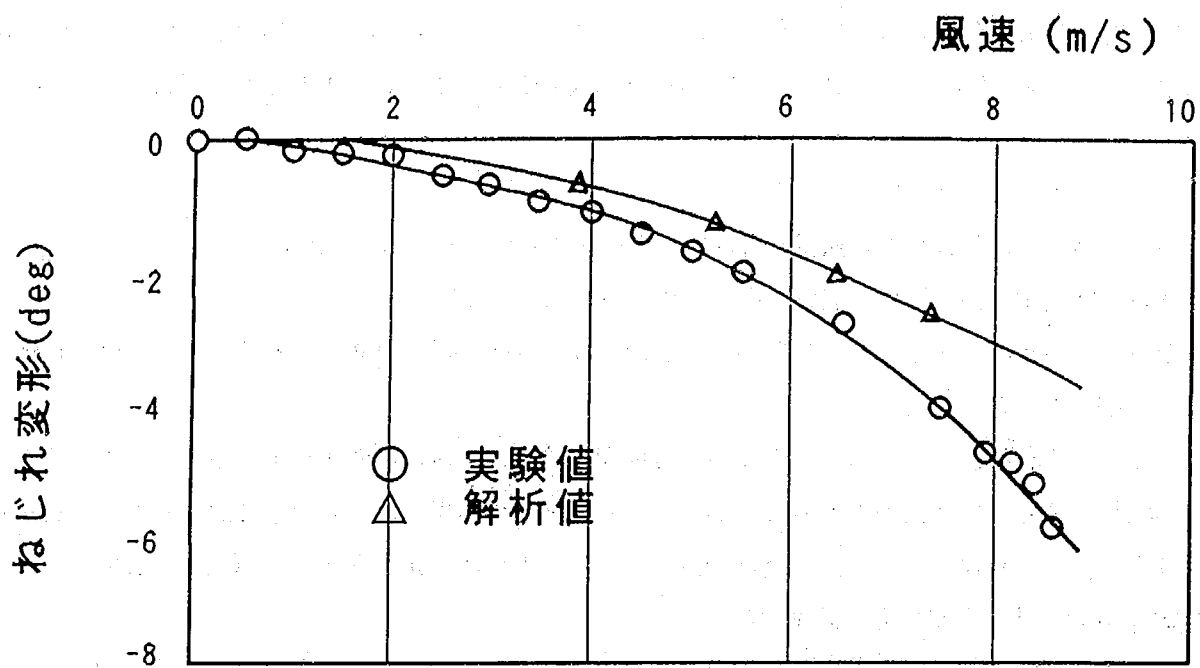


図-2.1.5 静的なねじれ変形

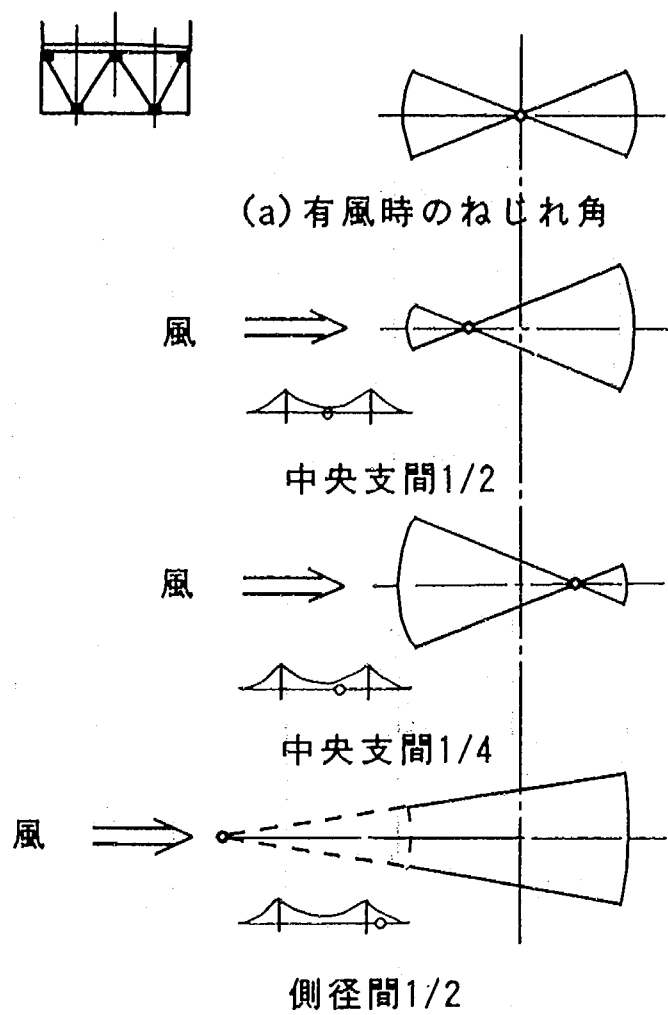
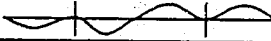
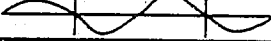
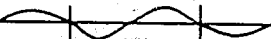
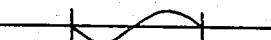
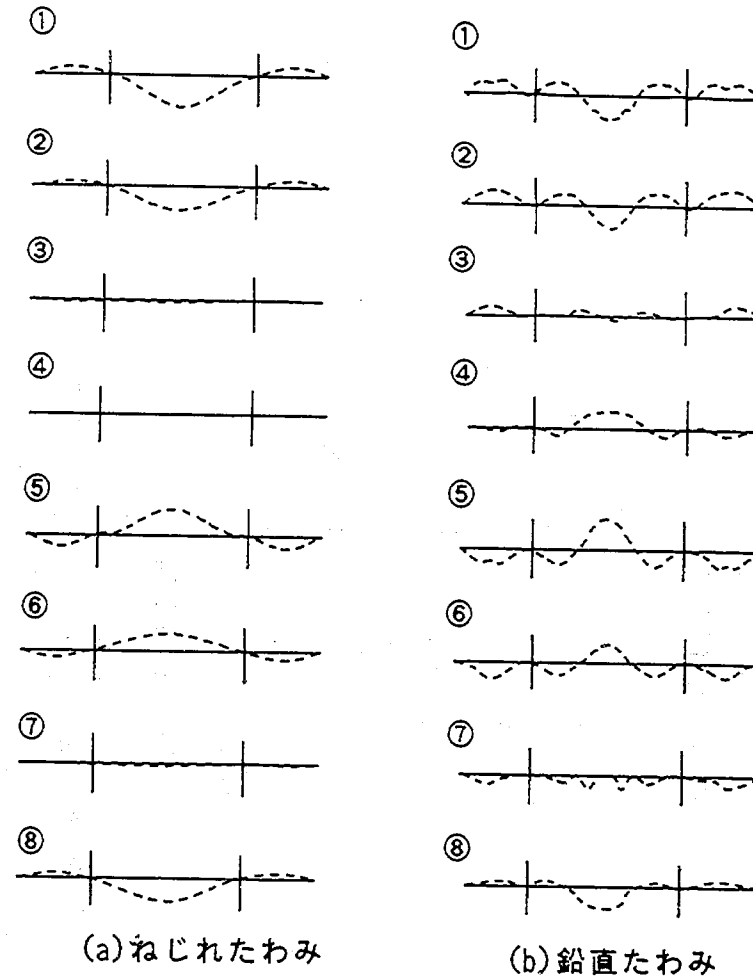


図-2.1.6 見かけのねじり中心

No.	モード形状
1	たわみ対称1次 
2	たわみ逆対称1次 
3	たわみ逆対称2次 
4	たわみ対称2次 
5	ねじれ対称1次 
6	ねじれ逆対称1次 
7	水平たわみ対称1次 
8	水平たわみ逆対称1次 

[無風時振動モード]



[フラッター時振動モード]

図-2.1.7 振動モード形状

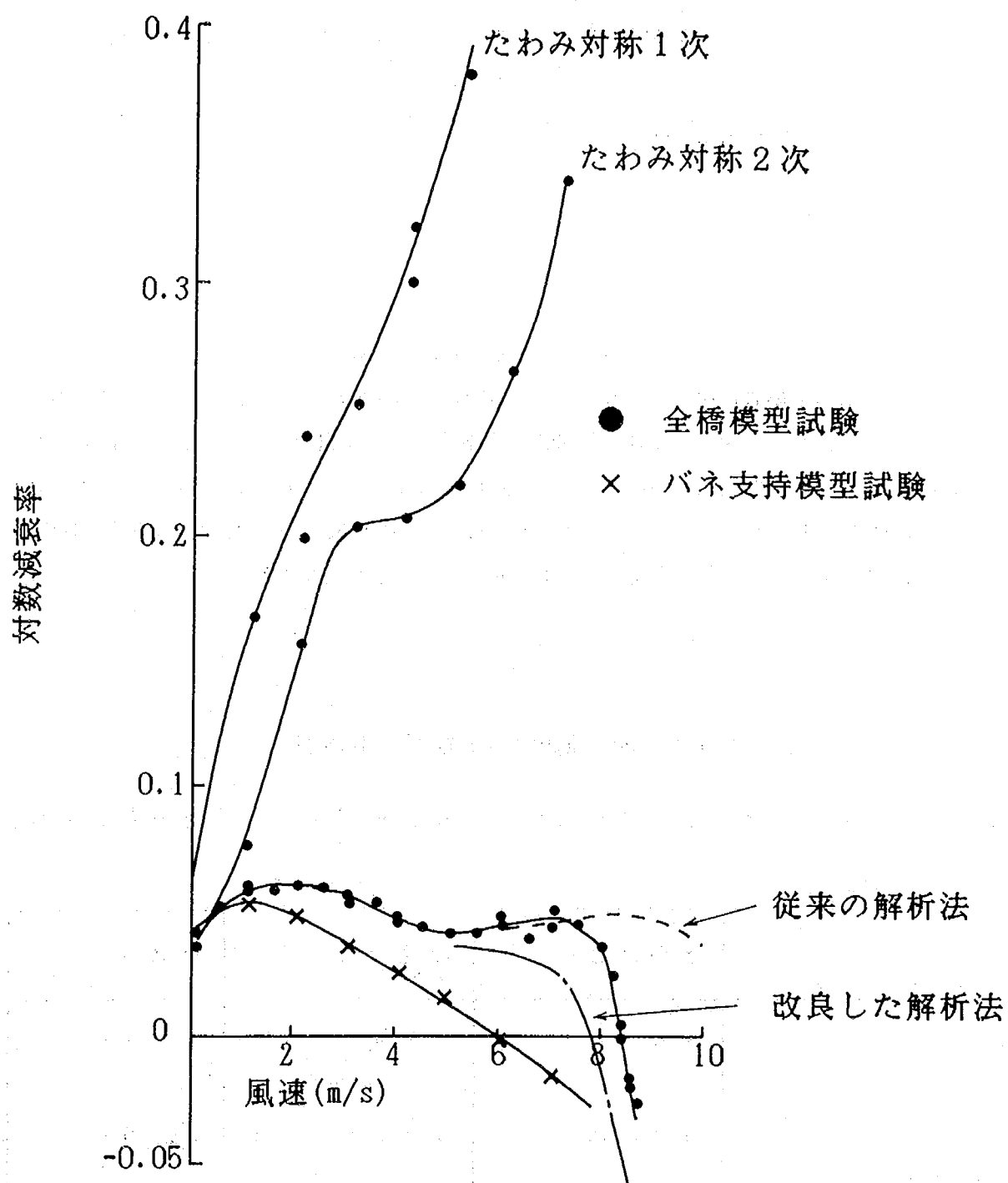


図-2.1.8 風速と減衰の関係
(改良した解析手法による解析結果)

(2) ガスト応答解析

風の乱れ（風速の時間的・空間的な変動）により、構造物は不規則に振動する。この振動はガスト応答と呼ばれ、橋梁の耐風設計の際に考慮されるべき重要な現象の一つである。

ガスト応答を算出するのに関連する項目を示せば以下のとおりである。

- ・ 風速の時間的変動
- ・ 風速の空間的変動
- ・ 構造断面の空気力特性
- ・ 構造特性

明石海峡大橋の全橋模型風洞試験の際に観測された水平たわみのガスト応答は、表-2.1.8に示すとおり解析により推定されたガスト応答と比べきわめて小さかった。この主要な原因として、ガスト応答解析で仮定された風速の空間相関特性（図-2.1.9）が、低い周波数領域で過大評価であったことが挙げられる。低い周波数領域における風速の空間相関特性を、試験に用いた気流に合わせモデル化する（図-2.1.10）ことにより、ガスト応答の推定精度は向上した（表-2.1.8）。このため、超長大橋のガスト応答推定にあたっては、自然風の風速の空間相関特性を精度良くモデル化することが重要である。

表-2.1.8 明石海峡大橋のガスト応答

（風速 6 m / s （設計風速相当）における中央径間 1 / 2 点での最大振幅）

	水平たわみ	鉛直たわみ	ねじれ
実験値	2 0 m m	1 2 m m	1 . 4 度
解析値 （従来の方法）	8 3 m m	1 3 m m	2 . 9 度
解析値 （改良した方法）	3 8 m m	1 1 m m	1 . 5 度

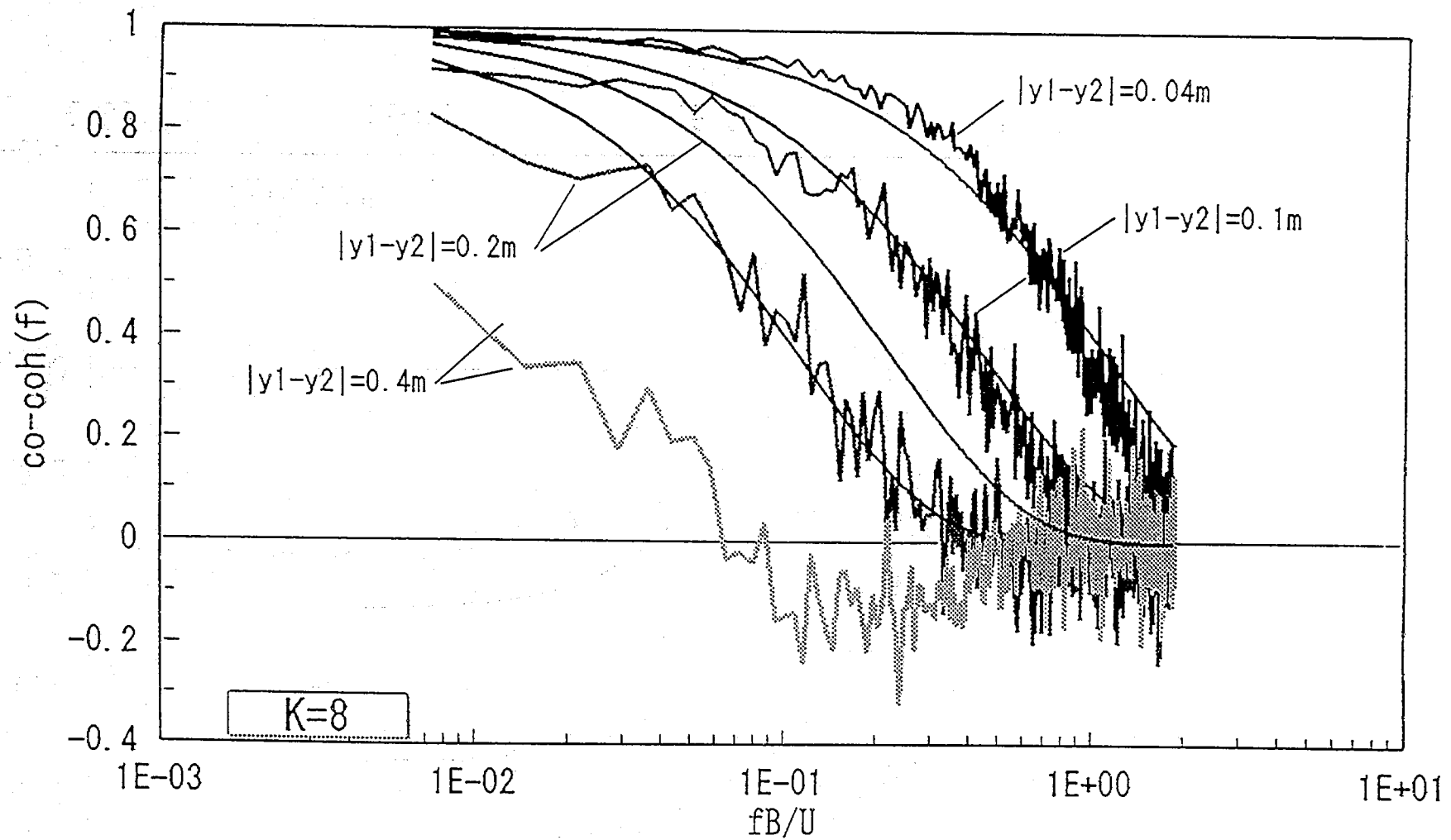


図-2.1.9 従来の風速の空間相関

$$\left[\text{近似式 } co-coh(f, y_1, y_2) = \exp\left(-k \frac{f|y_1-y_2|}{U}\right) \right]$$

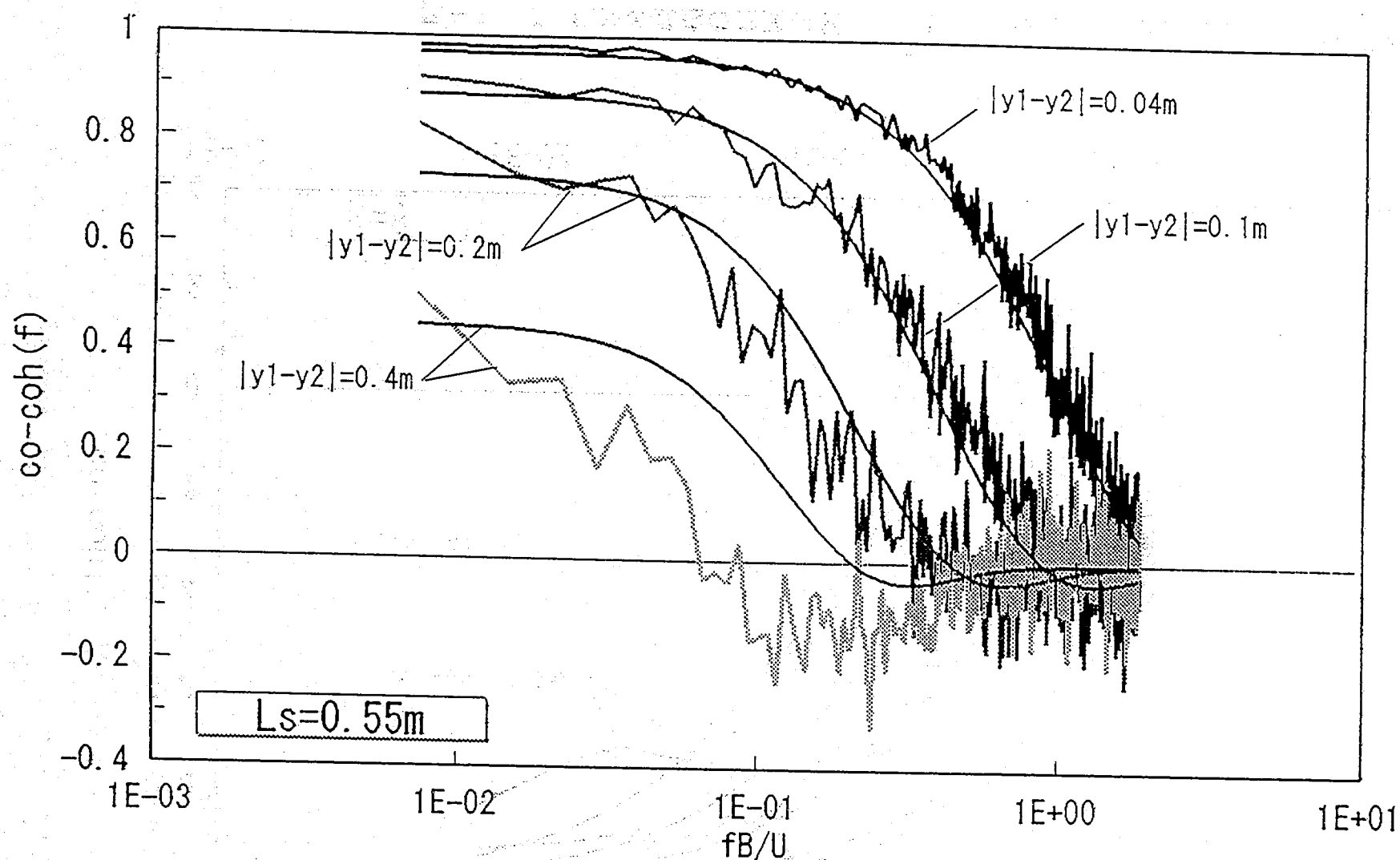


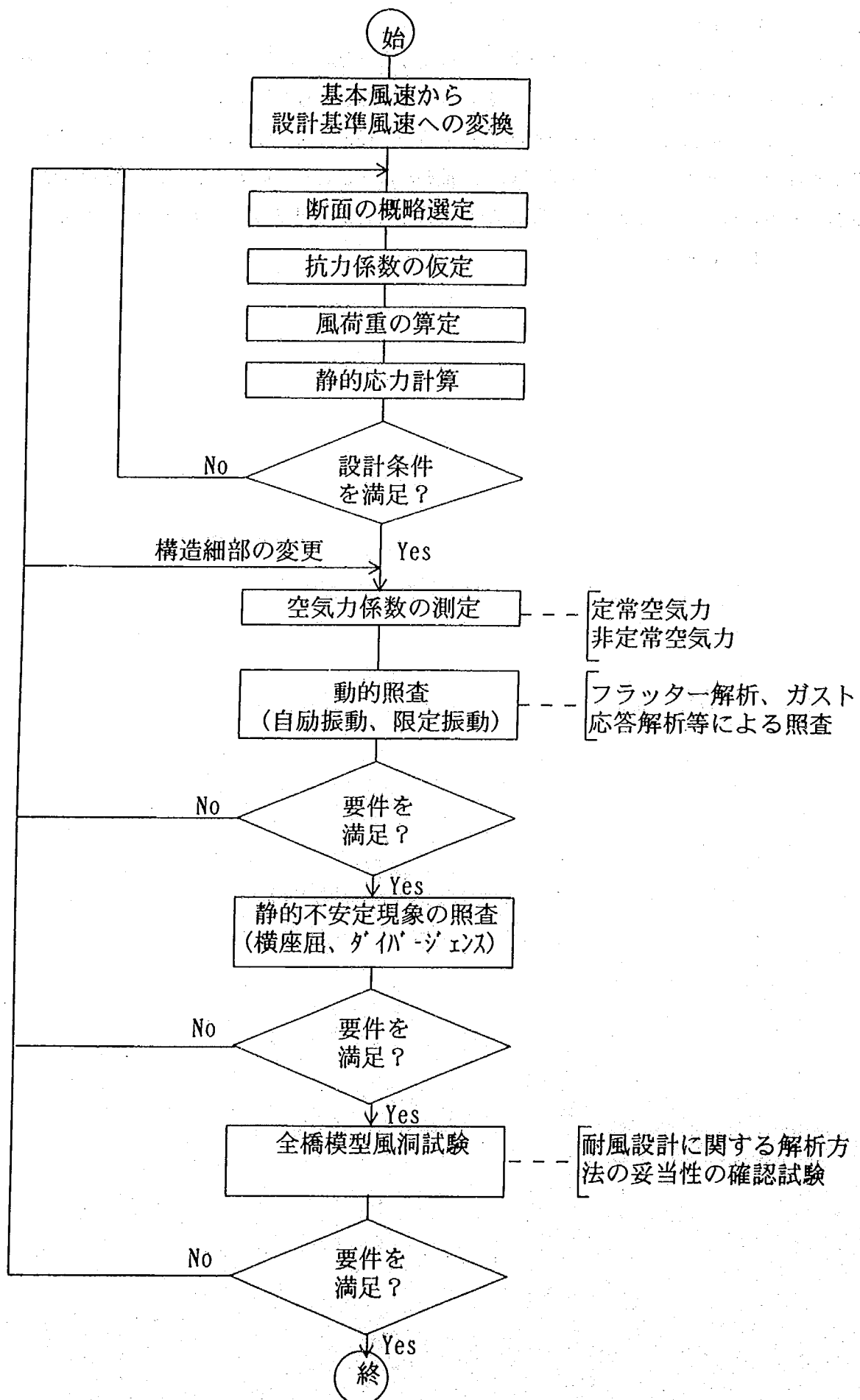
図-2.1.10 新しい風速の空間相関

$$\left[\text{近似式 } co-coh(f, y_1, y_2) = 0.994 \left\{ \eta^{5/6} K_{5/6}(\eta) - \frac{\eta^{11/6}}{2} K_{11/6}(\eta) \right\} \right]$$

(3) 新しい設計法の骨子

超長大橋の耐風設計は、明石海峡大橋の耐風設計要領を基本とし、先に述べたフラッター解析手法及び、より精緻なガスト応答解析を適用することが合理的であると考えられる。

また、既往の実績を越える規模の超長大橋あるいは従来にない形式の超長大橋では、既往の知識では予想し得ない現象が生じる可能性があるので、最終設計がまとまった時点で、上述の耐風設計方法の妥当性を確認するため、三次元の全橋模型風洞試験を行うことが必要であると考えられる。耐風設計の概略の流れを図-2.1.11に示す。



2. 1. 4 今後の課題

2.1.2 に述べた調査は、空気力計測及びフラッター解析に基づき実施されたものである。明石海峡大橋の大型風洞施設による3次元全橋模型風洞試験結果では、フラッター、ガスト応答などに新たな知見が得られた。このように、既往の規模を越える超長大橋では、従来の知識では予想し得ない現象が生じる可能性があるので、大型風洞施設による全橋模型風洞試験を行い、解析方法の妥当性を確認しておく必要がある。

また、各プロジェクトの進捗状況に応じ、今回提案した技術を具体化し、さらに改良し、より耐風性の良い、より経済性を追求した超長大橋を追求して行く必要がある。

一方、超長大橋が建設されるようなところは、超長大橋が通行止めになると、大回りした迂回路に頼らざるを得ない。そのため遮風壁などにより横風を遮り、比較的強風でも橋の上の道路を車両が安全に走行出来るようにする必要がある。このような条件のもとで、なおかつ橋全体として耐風性及び経済性が確保可能な構造の追求も必要であると考えられる。

また、モノケーブル方式やアクティブコントロールなど、今までにないような新しい形式の吊橋の検討も継続して進めていく必要がある。

2. 2 超長大橋上部構造の設計・施工

2. 2. 1 主ケーブル安全率の検討

(1) 検討概要

支間2000mを大きく超える超長大吊橋においては、全体鋼重（補剛桁、主塔、主ケーブル、ハンガー他）に占める主ケーブルの割合は30%にも達すると考えられる。吊橋の主ケーブルの安全率を低減することができれば、工費削減および工期短縮が期待できる。ここでは、吊橋の主ケーブルの安全率の低減可能性について検討を行い安全率の提案を行った。

検討のフローを図-2.2.1に示す。

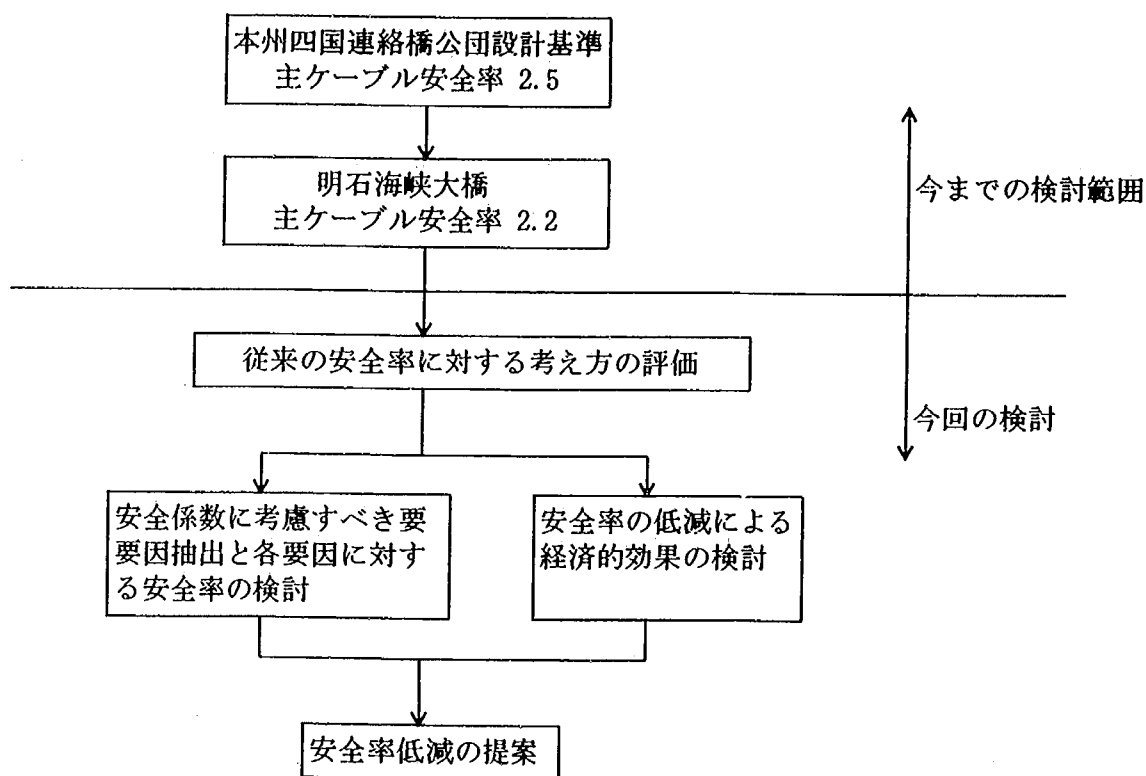


図-2.2.1 吊橋主ケーブル安全率検討のフローチャート

(2) 安全率の考え方の評価

主ケーブルに想定される限界状態として、活荷重の超過と腐食による断面欠損を考え、吊橋の主ケーブルの安全率の低減可能性について検討した。具体的には次の2項目である。

① どの程度の活荷重が作用した場合に、主ケーブルは破断するのか。

ケーブル応力に占める活荷重応力は明石海峡大橋の場合を例にとるとわずか8%にすぎない。従って、設計活荷重（等価L荷重）の16倍（ $= (2.2 - 0.92) / 0.08$ ）の活荷重が作用した際に破断強度に達することになる。このような載荷状態は現実的にはありえないため、この点からは安全率2.2は低減可能と考えられる。

②どの程度の腐食が生じた場合に、主ケーブルは破断するのか。

図-2.2.2は主ケーブルが破断強度に達する場合の断面欠損分を■で図示したものである。この図から容易に理解されるように、この程度まで腐食が進行するのはよほど環境条件が厳しく、かつ適切な維持管理がなされず放置された状態であり、現実的には考えにくい。腐食の進行は緩慢であるため、上図のような状態となるまでには何らかの変状（錆汁、ラッピングの膨れ等）が発見され、対処（防錆防食対策、ケーブルの補修補強等）が施されるはずである。また、支間の長大化に伴い、ケーブル径が大きくなるほど腐食が深くまで浸透しないと破断に至らない。

以上のように、安全率が失われる状況を想定することにより、安全率の低減可能性を見いだすことができる。

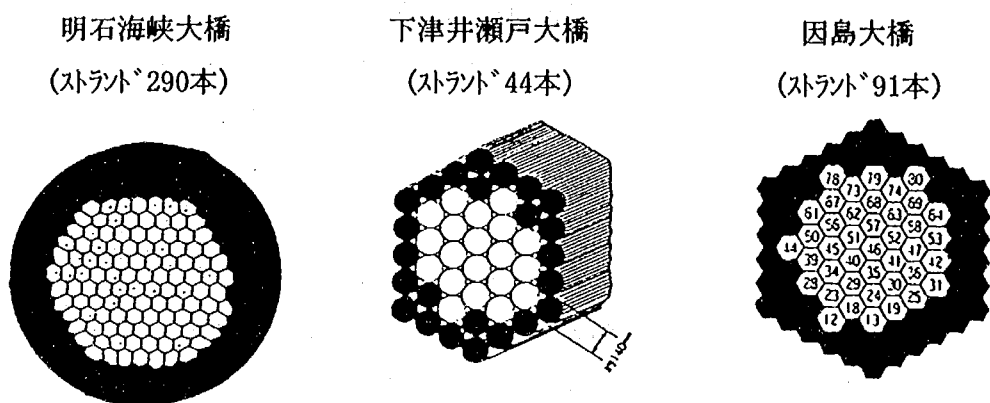


図-2.2.2 安全率2.2に対し腐食により破断強度に達する場合の断面欠損イメージ

(3) 安全率に考慮すべき要因の抽出と各要因に対する安全係数の検討

ここでは、次の手順に従い主ケーブルの安全率として考慮すべき要因の抽出と安全率の提案を行った。

- ①主ケーブル安全率を限界状態設計法の書式に基づき、材料強度に対する安全率とそれ以外の要因に対する安全率（ここでは安全係数と呼ぶ）に分ける。
- ②安全係数を設定する上で考慮すべき要因を抽出する。
- ③各要因について適当な安全率を設定することにより安全係数を求める。

1) 従来の吊橋主ケーブルの安全率

文献1)では、限界状態設計法の書式に従い、明石海峡大橋の主ケーブル安全率に対する検討を行っている。主ケーブルの安全率2.2に対して照査式を限界状態設計法の書式に表すと次のとおりとなる。

$$0.78T \geq 1.6 \times T_{(1.05D+1.5L+T)} \quad \dots (1)$$

ここで、 T ：破断強度

$T_{(1.05D+1.5L+T)}$ ：荷重係数($D:1.05, L:1.5, T:1.0$)を考慮して計算した設計張力

参考までに許容応力度設計法の書式に戻すと次のとおり表現できる。

$$0.78T \geq 1.6 \times 1.086T_{(D+L+T)} \quad \dots (2)$$

式変形することにより、次式が得られ許容応力度設計法の書式では主ケーブル安全率は2.2となる。

$$T/2.23 \geq T_{(D+L+T)}$$

…(3)

ここで、 T ：破断強度
 $T_{(D+L+T)}$ ：設計張力

2) 安全係数に考慮すべき要因の検討

ここでは、式(1)の右辺側にかかっている1.6（安全係数）を分析することにより、主ケーブルの安全率を設定し提案することを試みる。安全係数を設定する上で考慮すべき要因として、以下の項目をあげてみた。

①腐食

②構造解析上の誤差 地盤の仮定

仮定剛性 仮定鋼重

二次応力・ケーブルの曲げ剛性

・塔頂サドル位置での曲げ

・ケーブルバンド位置での曲げ

③材料強度のばらつき

④製作・施工誤差

- ・施工時の固定条件によるばらつき
- ・締付け力の不均一によるばらつき

⑤将来の死荷重増分

- 補剛桁の補修・補強
- 舗装の打換え

⑥他の構造物との安全率のバランス（構造物としての社会的・経済的重要性）

⑦構造システムとしての安全率のバランス

- 吊橋の中でのケーブルの重要度
- 補修補強による復元性

⑧遅れ破壊

以下に各項目に対して安全係数の考慮および低減の可能性の有無について検討する。

①腐食

検討が必要（後述）。

②構造解析上の誤差

・地盤の仮定による誤差

断面力算出時は地盤を考慮せず、主塔基部およびアンカレイジを固定としており安全側で設計している。

→考慮不要

・仮定鋼重と実鋼重、仮定剛性と実剛性の差

鋼重は安全側に大きい方で仮定することから、影響は小さい。

→考慮不要

・ケーブルの曲げ剛性による誤差

ケーブルは解析上軸剛性しか考慮していないが、曲げ剛性の影響は小さい。→考慮不要

③材料強度のばらつき

④製作・施工誤差

- ・材料強度のばらつきについては、強度項にて考慮されている。二次応力、製作・施工誤差については、影響は小さいと考えられる。→考慮不要

⑤将来の死荷重増分

- ・補剛桁の補修補強等が考えられるが、補修補強を行う際に設定された安全係数（構造物としての社会的・経済的重要性等から決まっている部分）の範囲の中で考慮する。→考慮不要

⑥他の構造物との安全率のバランス（構造物としての社会的・経済的重要性）

- ・例）都市内高架橋の鋼製橋脚との比較

式(3)の $0.78T$ (140kgf/mm^2)はケーブルの降伏応力度に相当すると考えられる。

$T(1.05D+1.5L+T)$ は、現実的に考えられる最大の荷重（死荷重に1.05、活荷重に1.5の係数を乗じている）による張力であり、それに対して安全係数として1.6を見込んでいることになる。一方、重要構造物の中のひとつである都市内高架橋の鋼製橋脚の設計を考えると、次式で表せる。

$$\frac{\sigma_y}{1.7} \times 1.5 \geq \sigma_{(D+EQ)} \quad \dots(7)$$

ここで、 $\sigma_{(D+EQ)}$ ：設計応力度

これより、

$$\sigma_y \geq 1.13 \times \sigma_{(D+EQ)} \quad \dots(8)$$

上式に示されるように、都市内高架橋の鋼製橋脚は地震荷重のように不確定な荷重により生じる設計応力度に対し、先述の降伏応力度に対する安全係数に相当するものは1.13となる。これは頻度が少ないという理由から許容応力度の割り増し係数を1.5としていることによる。両者を比較すると、鋼製橋脚の方の設計震度相当の地震力というのはケーブルで考慮している荷重よりは生起確率も多く、超過確率も大きい。一方吊橋ケーブルの方は死荷重+活荷重+温度荷重で決定されるため、一見常時に近く頻度も高そうに見えるが、死荷重に1.05、活荷重に現実的にほぼ最大になるように1.5の係数をかけた荷重を想定しており、超過確率は非常に小さいものと考えられる。従って、構造物の重要度や経済的負担を考慮しても安全係数を低減できる可能性がある。→低減可能

⑦構造システムとしての安全率のバランス

- ・吊橋の構造システム系としても⑥と同様のことが指摘されている。ケーブルの安全係数1.6に対して、風荷重で決定されている補剛桁、主塔は1.13である。一方、荷重の不確定さ、超過確率、頻度は風荷重の方が大きく、そのようなことから安全係数の設定がアンバランスとの指摘がある。→低減可能

⑧遅れ破壊

検討が必要（後述）。

以上より、項目を次に示す3要因に絞り込み、安全係数を提案することとした。

- ・腐食
- ・遅れ破壊
- ・構造物としての社会的重要性、その他

3) 腐食に関する検討

主ケーブルの腐食による断面欠損に伴う応力増加は、地震などの突発的な荷重と異なり進行が緩慢なものである。従って、腐食の発生傾向（発生箇所、状況）が把握できれば、その変状（錆汁、錆によるラッピングの膨れ、中央径間のたわみ）から発見できる可能性が高く、対処（より頻繁な維持管理、防錆防食対策、ケーブルの補修補強）する時間も十分にとれる。また、適切な維持管理方法が確立できれば、腐食を発見できる可能性も高くなる。さらに、発見が遅れた場合にも補修補強が可能であるとすれば、腐食に対して大きな安全率を確保する必然性はないと考えられる。ここでは、腐食に対して次の検討を行った。

(a) 文献による、既設吊橋の主ケーブルの腐食の発生傾向（局部腐食発生箇所、腐食進行状況）、防食方法、維持管理方法、腐食調査方法の調査

(b) 防食方法の整理

これまでの腐食事例によれば、内部の素線には腐食が生じず、最外層の外側に露出した素線のみ腐食が生じるようである。米国の例には、最外層が14cmも腐食している橋もあるが、主な原因が施工・品質の不良、排水不良、ラッピングの不良、アンカーレッジの多湿環境、裸線での使用などで、現在ではかなり改善されている。優れた防食システムも確立されてきており、維持管理の低減も期待できるとの報告もある。さらに、適切な検査と維持管理により供用年数に関わりなく良好な状態を保てることも報告されている。

以上の点を踏まえ、主ケーブルの腐食については、最外層ストランドの最外層素線程度に抑えられると判断し、それに基づき腐食に対する安全率としては1.06程度を提案することとした。

4) 遅れ破壊に関する検討

ここでは遅れ破壊に対して既存の文献調査等により、現段階の遅れ破壊の知識の整理、他の遅れ破壊を生じている鋼材との感受性を比較、および既存の実験結果の整理を行った。これらの調査結果によれば、次の点からケーブルの遅れ破壊は、他の鋼材と比較して起こりにくく問題とはなりにくいと考えられる。すなわち、まず加工面についてケーブル、PC鋼線のように伸線加工により強化された鋼線は遅れ破壊の起こる可能性が小さいこと、材料面について材料規定が明確であり、遅れ破壊に対して感受性の高い成分が含まれる可能性が小さいこと、使用面についてケーブルの場合、亜鉛メッキ等の防食対策が施され、作用応力も降伏点に対して余裕があり、応力振幅も小さいと考えられること等である。

ただし、更なる信頼性を確認するためには、実験等により安全性を確認することが重要と考えられる。なお実験にあたっては、促進試験の場合、得られた結果に対する評価の検討が必要であることから、長期的(3~10年)な暴露試験を行う方がよいと考えられる。

5) 主ケーブル安全率の低減可能性

1)において既存の吊橋ケーブル安全率の考え方のレビューを行い、2)~4)において限界状態設計法の書

式に従い、安全係数として考慮すべき要因の抽出と各要因に対する安全率の検討を行った。以下に、主な結果をまとめる。

- ①主ケーブルの安全係数1.6に考慮すべき主な要因は、①腐食、②遅れ破壊、③構造物としての社会的重要性、その他であると評価した。
 - ②腐食に対する安全率について検討を行い、最外層ストランドのうちの最外層素線程度を腐食代として算出した1.06程度を提案した。
 - ③遅れ破壊に対する安全率について検討を行い、既存の実験結果に基づき、安全率として考慮すべき必要はないものと評価した。なお、さらなる信頼性を確認するための長期的な暴露試験の提案を行った。
- ”構造物としての社会的重要性、その他”に対する安全率については本検討では取り上げていない。これらの要因に対する安全率の設定にあたっては、今後の研究成果が待たれるところであるが、ここでは構造物に対する経済的負担の大きさ等を考慮して1.2程度を設定することとした。
- 以上のことから、式(4)の安全係数に対し、次の要因を考慮することとした。

腐食	1.06
遅れ破壊	1.0
構造物としての社会的重要性、その他	1.2

上記の数値を掛け合わせることで、安全係数として1.27が得られる。この安全係数を許容応力度法における主ケーブル安全率として計算すると1.77（≒1.8）となる。これは主ケーブルの破断強度180kgf/mm²に対して許容応力度を100kgf/mm²とすることに対応する。

（４）安全率の低減による経済効果の検討

ここでは、吊橋の概略設計を行い、破断強度に対する安全率を2.2（許容応力度82kgf/mm²）から1.8（許容応力度100kgf/mm²）に低減した場合の工事費の低減程度の試算を行った。

検討手順は次のとおりである。

- ① 二次元の骨組モデルを考え、平面弾性有限変位解析（幾何学的非線形性を考慮した解析）により、ケーブル応力が82kgf/mm²と100kgf/mm²となるモデルを作成し、ケーブル張力を算出。
- ② 算出したケーブルから、ケーブル断面の算出およびアンカーレッジの安定計算を行いアンカーの規模を算出する。
- ③ 工事費を概略計算を行い、安全率を低減したことによる経済効果を調べる。

図-2.2.3に対象とした吊橋構造を示す。表-2.2.1に構造諸元、表-2.2.2に解析結果、表-2.2.3に工事費の概略計算結果を示す。なお、ここでは主塔、補剛桁については不変としている。また、アンカレイジについてはケーブル張力に応じて低減すると仮定した。以上の仮定によると、表-2.2.3より、主ケーブルの安全率を2.2（許容応力度82kgf/mm²）から1.8（許容応力度100kgf/mm²）とした場合、ケーブルの工事費低減率はケーブル工事そのもので25%程度（重量比較）、橋全体としては約8%という結果となる。なお、経済性については、今後、詳細な検討が必要と考えられる。

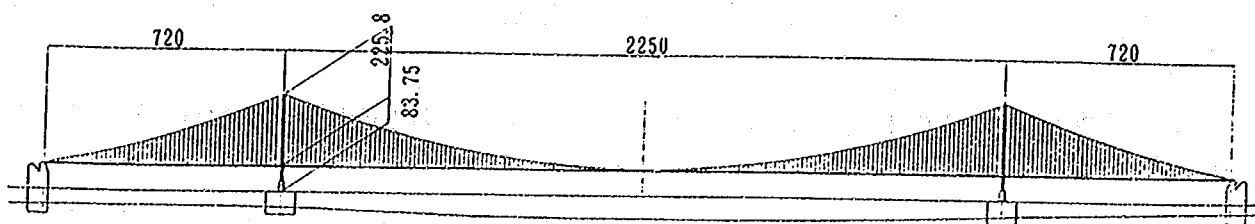


図-2.2.3 解析対象とした吊橋

表-2.2.1 構造諸元

			ケーブル許容張力		対象構造
			82kgf/mm ²	100kgf/mm ²	
荷重	補剛桁	死荷重(tf/m)	14.09		1/2橋あたり
		活荷重	線荷重 64.27(tf) 等分布荷重 1.769(tf/m)		
	ケーブル重量(tf/m)		8.96	6.67	1本あたり
	主塔重量(tf/m)		19.54		1塔柱あたり
	補剛桁仮定断面	断面積(m ²)		1.34	
断面2次モーメント(m ⁴)		23.1			
主塔仮定断面	断面積(m ²)		1.66		1塔柱あたり
	断面2次モーメント(m ⁴)		7.47		
ケーブル仮定断面	断面積(m ²)		0.98	0.73	1本あたり

表-2.2.2 解析結果

	ケーブル許容張力	
	82kgf/mm ²	100kgf/mm ²
1本あたりケーブル張力 (tf)	77300	69200
1本あたりケーブル断面積 (m ²)	0.950	0.705
1本あたりケーブル応力 (kgf/mm ²)	81.4	98.2

表-2.2.3 工事費低減程度（概算結果）（％）

ケーブルの許容応力度		82kgf/mm ²	100kgf/mm ²	備考
上部工	主 塔	100	100	不変と仮定
	ケーブル	100	75	
	補 剛 桁	100	100	不変と仮定
	小 計	100	89	
下部工	1 A	100	90	径100mm→95mm
	2 P	100	100	不変と仮定
	3 P	100	100	不変と仮定
	4 A	100	90	径100mm→95mm
	小 計	100	94	
全 体 工 事 費		100	92	

（５）まとめ

作用する荷重として死荷重と活荷重に着目し、安全率の中に見込むべき要因の整理分析を行い、主ケーブルの破断強度180kgf/mm²に対する安全率を1.8（許容応力度として100kgf/mm²）とすることの可能性を示した。

また、主ケーブルの許容応力度を82kgf/mm²から100kgf/mm²とした場合の工事費の概略計算を行った結果、ケーブル工事そのもので25％程度（重量比較）、工事費で8％程度低減できるという結果が得られた。

以上の結果は概略検討に基づくものであり、今後、安全率低減による断面諸元の変化や構造特性に与える影響および経済効果について詳細な検討が必要と考えられる。また、ケーブルについては、作用応力度が高まることが材料に及ぼす影響（クリープ、遅れ破壊等）についても検討を行っていく必要がある。

2. 2. 2 R C主塔の技術的検討

従来より、国内の長大吊橋では鋼製主塔が数多く採用されており、現在建設中の明石海峡大橋においても鋼製主塔が採用されている。これは、地震や風の条件の厳しい日本ではR C主塔にした場合、特にケーブル反力が作用してくるまでのフリースタANDING状態の主塔の設計が非常に厳しくなることが最大の要因であった。

一方、諸外国においては、現在世界最大のハンバー橋をはじめ、現在建設中の長大吊橋（グレートベルトイースト橋、ツインマ橋等）もR C主塔を採用している。これは、工費、工期の面でのメリットがあり、地震等の設計条件の違いが許したからと考えられる。

R C主塔について、工費低減、工期短縮の観点から、技術的検討を実施し、鋼製主塔との比較を行った。

(1)設計検討

1)従来使用実績のある材料による検討

設計基準強度 500 kgf/cm^2 のコンクリートとSD345の鉄筋を用いて試算した結果、R C主塔は設計的に十分成立する。

2)将来的に使用可能な材料による検討

設計基準強度 800 kgf/cm^2 のコンクリートと引張材として異形P C鋼棒を用いて試算した結果、1)の結果と比較して、コンクリート量を約20%低減できる（図-2.2.5に一般図を示す）。

3)地震時安定性

地震時動的解析において、その入力地震動として図-2.2.4に示す関東大震災加速度応答スペクトル（マグニチュード $M=7.9$ 、震央距離 $\Delta=20\text{ km}$ として、道路橋示方書の距離減衰式で計算）に基づき鉛直震度も加味して照査した結果、設計的に十分安全である。

(2)施工検討

1)主塔施工方法の検討

工費面から優位性があると想像されるR C主塔は、設計基準強度 800 kgf/cm^2 の高強度コンクリートを用いたスリップフォーム工法を採用することによって（他の工法との施工法比較を表-2.2.4に示す）、急速施工が可能である。

2)横梁の施工手順の検討

主塔のスリップフォーム施工に平行して実施する横梁の施工については、独立柱が約190m可能であるとの設計検討結果を踏まえて、概略施工法・手順を立案した（施工手順を図-2.2.6に示す）。

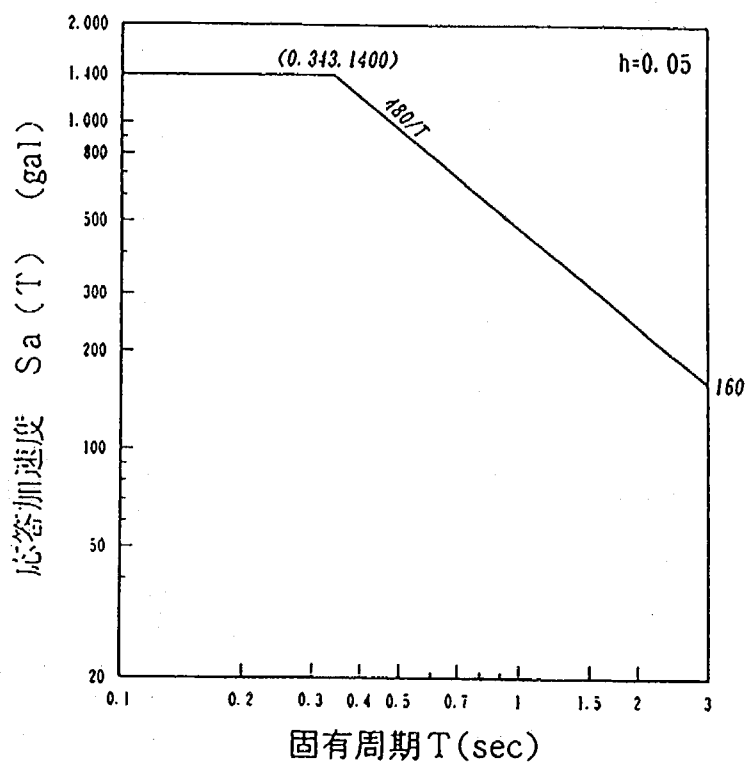
3)工程・工費の検討

鋼製主塔との比較を念頭に工程・工費の検討を行った。工程については鋼製主塔に匹敵する約1年前後で施工可能であり（工程表を図-2.2.7に示す）、工費については鋼製主塔の約65%程度に低減が可能であると考えられる。

R C主塔は、従来施工実績のある材料を用いての適用が十分可能である。また、高強度材料を採用する

ことにより、数量面でさらに低減を図れることも可能である。

今後の検討課題として、高強度コンクリートの配合、品質管理、養生方法および、弱材齢で環境に曝露したコンクリートの長期耐久性等があげられる。



図ー2.2.4 加速度応答スペクトル

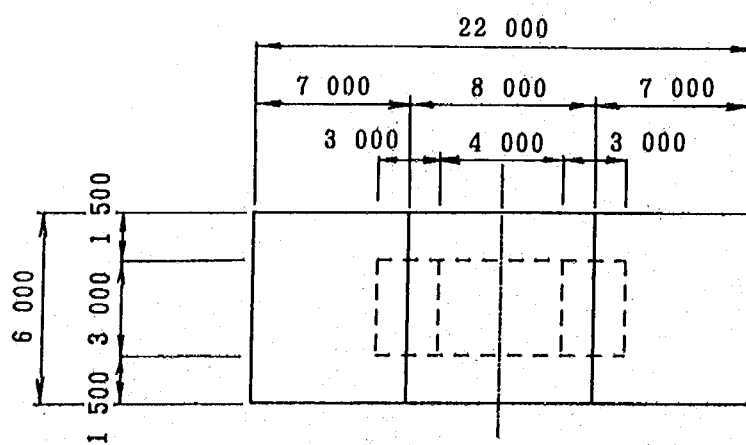
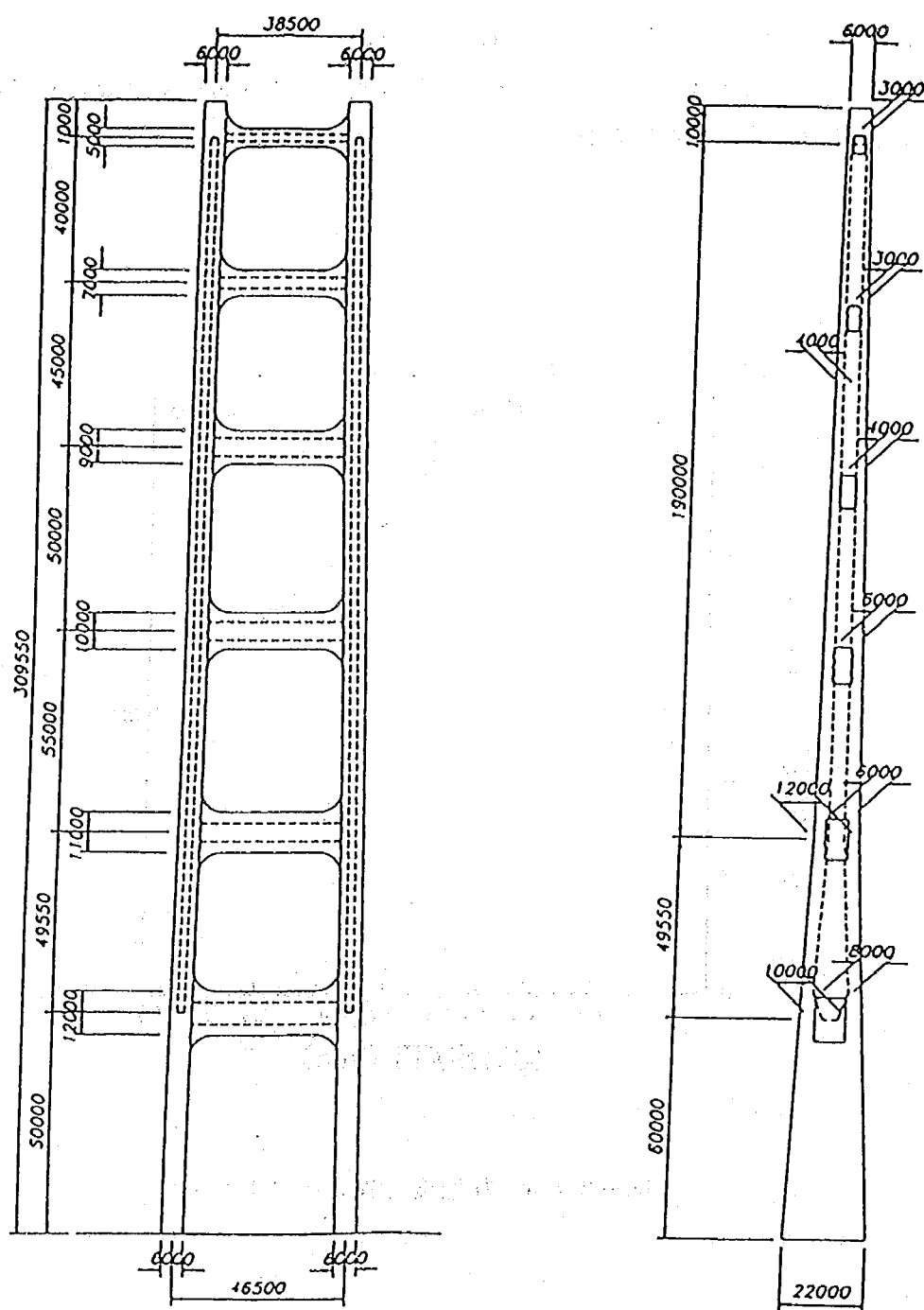
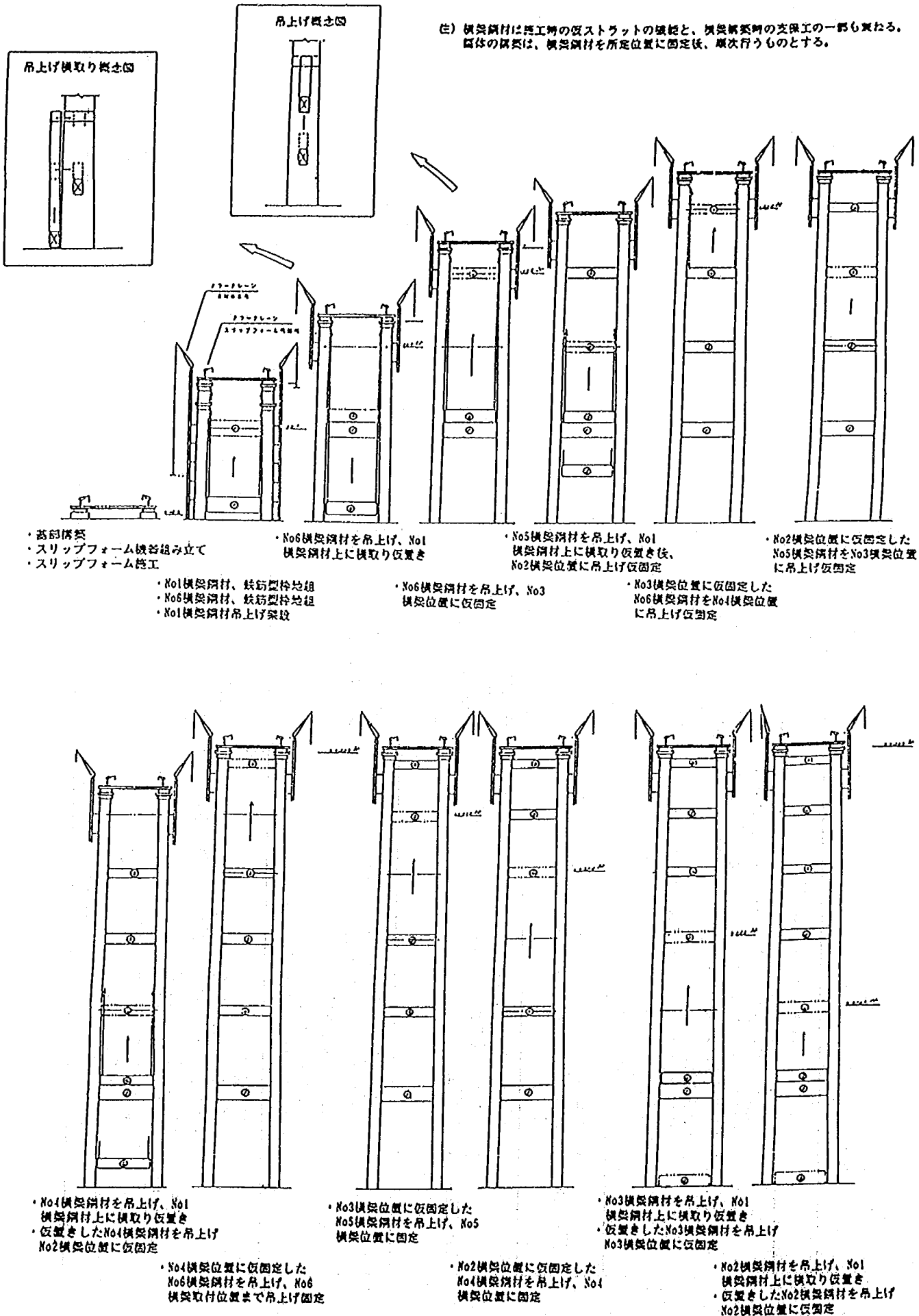


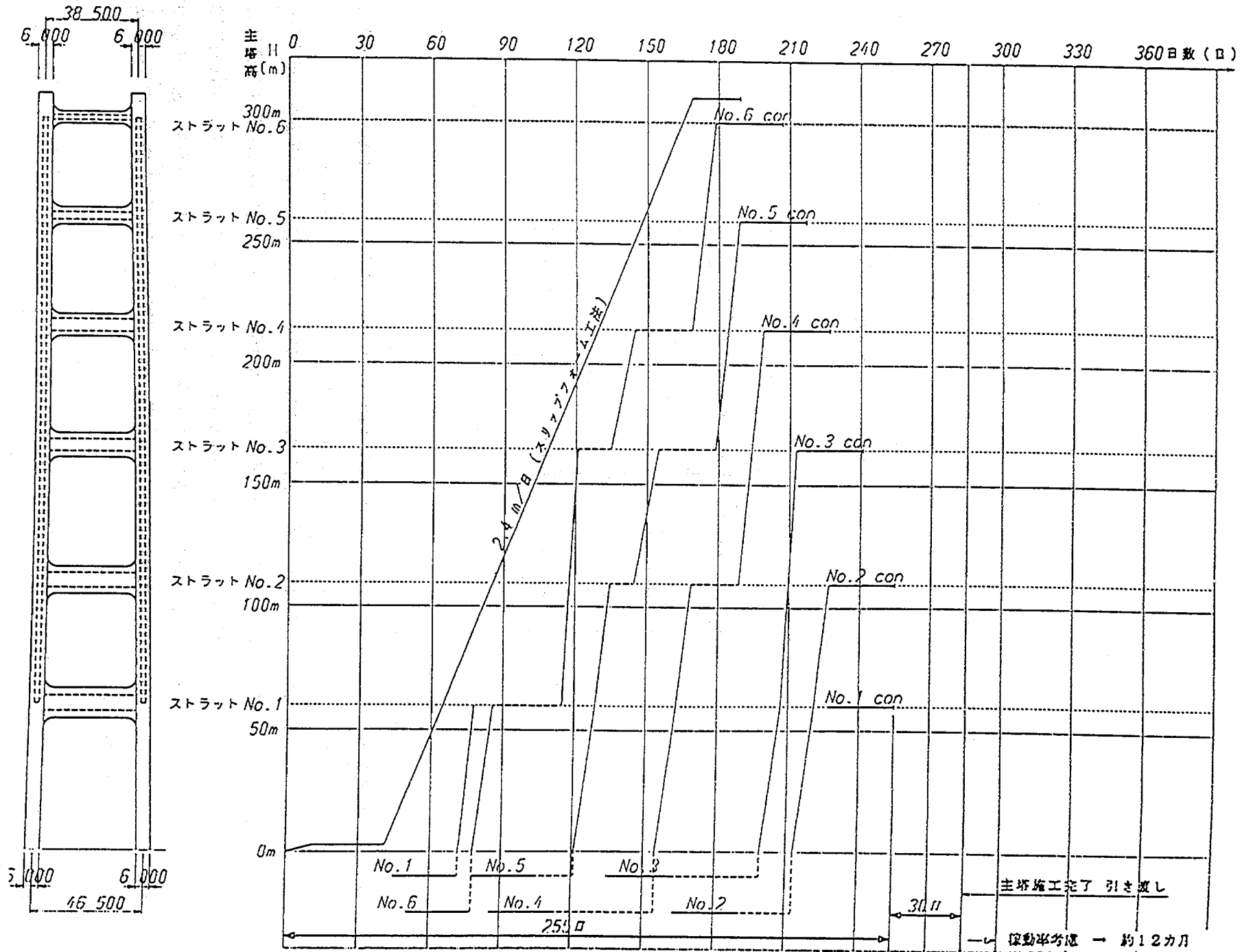
图-2.2.5 RC主塔一般图

表-2.2.4 施工法比較

	スリップフォーム工法	クライミングフォーム工法	従来工法（大型パネル工法）
概要	- 設備は、型枠を支持するヨーク、ヨークを揚重するジャッキ部分、ヨークや型枠と同時に上昇する足場、鉄筋やコンクリートの揚重設備に分類される。 - 施工は、コンクリート打設後、自立できる強度に達したら型枠を脱型せずに上方に滑り動かしながら連続的に行う。	一体となった、高さ2～4mの型枠と足場を仮設のセンタータワーを使用し、上方盛替えながらコンクリートを打設していく方法で地上からの足場が不要となる。	型枠を大型化（高さ3～4m）し、クレーン等の吊上げ装置により、型枠を吊上げて移動し、次のブロックを施工していく。
適用規模	高さ500mでの施工は可能であり、主にRC構造で換算鉄骨断面のSRC構造も適用可能である。	スリップフォームと同様である。	足場の安定性を確保するのが問題であるが、工期の面から考えて高さ約60mが限度である。
施工速度	昼夜連続作業となるので、1日当たり2m程度となる。（該当する310mでは、正味150日程度で可能）	養生期間、打継目処理等があり、スリップフォーム工法より施工速度は遅くなる。（1974mとして7日とした場合、310mは540日となり、稼働率を考慮すると急速施工には不向き）	同左（クライミングフォームよりさらに施工速度は遅い）
長所	- 施工打継目が少ないので、水密性、気密性の良いコンクリートができる。 - 急速施工に適する。 - 高所作業が安全確実である。 - 膨大な足場支保工が不要である。	- 高所作業が安全確実である。 - 膨大な足場支保工が不要である。	- コンクリートの打設時間に制限がない。 - コンクリートの管理が容易である。 - 特殊な作業員が不要である。
短所 （問題点）	- 初期設備費が高い。 - 綿密な計画と経験を要する。 - コンクリートの初期養生管理が必要である。 - 施工時期が限定される。 - 特殊作業員が大量に必要となる。 - 原則として、途中での休止ができない。（実績として休止の場合もある） - コンクリートの高所への搬送が課題	- 特殊な吊上げ装置あるいは、上昇装置を必要とする。 - コンクリートの高所への搬送が課題	- 組立解体に毎回タワークレーン等揚重設備を必要とすることから風の影響を受ける。 - 急速施工に不適である。 - 適用規模に制限がある。 - 大量の足場支保工が必要である。 - 高所での組立、解体作業が多く安全性に乏しい - コンクリートの高所への搬送が課題

図-2.2.6 施工手順





2. 2. 3 吊橋・斜張橋併用形式に関する検討

(1) 検討概要

超長大橋の新構造形式のひとつとして、吊橋・斜張橋併用形式があげられる。吊橋・斜張橋併用形式の場合、支間中央を斜めケーブル、残りを吊橋ケーブルで吊ることを考えると、吊橋ケーブルの張力が低減され、吊橋ケーブルおよびアンカレイジの低減可能性が期待される。全体工費に占める下部工費の割合は大きく、かつ下部工費の中でアンカレイジの占める割合が大きいことから、アンカレイジ低減は全体工費の低減に効果があると考えられる（全体工費に占める下部工費の割合は、明石海峡大橋では42%程度であり、アンカレイジは下部工の中で44%を占める）。また、斜めケーブルで補剛桁を張り出しながら吊橋ケーブルを施工できることから、工期の短縮の可能性が考えられる。

ここでは、支間長が2000mを超えるような超長大橋で、吊橋に対して工事費削減および工期短縮が期待できる構造形式として吊橋・斜張橋併用形式を取り上げ、その経済的効果を中心に検討した。図-2.2.8に試設計のフローを示す。吊橋・斜張橋併用形式の工期については、図-2.2.10により概略算定した。

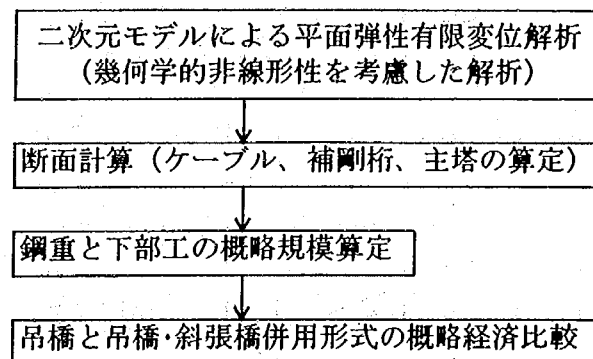
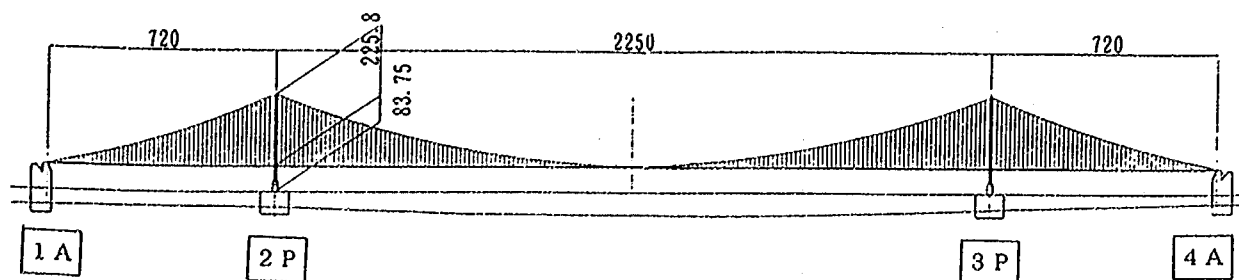


図-2.2.8 試設計フロー

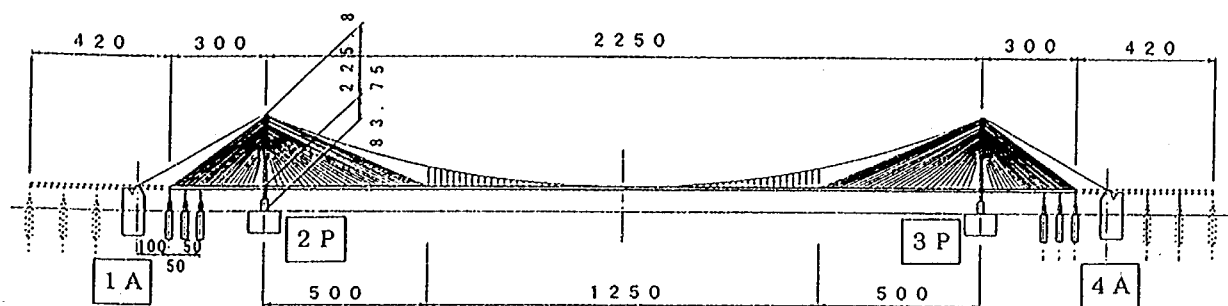
(2) 検討対象モデルおよび検討内容

図-2.2.9に対象とした構造を示す。吊橋・斜張橋併用形式については主塔近傍を斜張橋とし、中央径間中央部を吊橋の放物線ケーブルにて支持する構造である。補剛桁については2箱桁構造とした。

斜ケーブルの部分に関して、斜張橋の場合、側径間と中央径間の比は1:2.2~2.5程度が標準的な構造であるが、中央径間長が500m程度を超えると、側径間長の大小が補剛桁の部材断面力および変形特性に大きく影響してくる。ここでは、斜張橋部の安定性を考慮して図-2.2.5のとおりとした。また、側径間に関して、アプローチ部に吊構造よりも経済的である取付け高架橋を用いることとした。さらに、桁、主塔の曲げモーメント、桁の鉛直たわみ、端部ケーブルの張力変動、端支点反力を低減するために、斜張橋部分の側径間に中間橋脚を設置した。



(a) 吊橋



(b) 吊橋・斜張橋併用形式

図-2.2.9 対象とした吊橋と併用形式

(3) 検討結果

表-2.2.5に主要部の材料数量、断面力の試算結果を示す。主ケーブルおよびアンカレイジにおいて材料数量の低減が期待できる。ただし、併用形式の場合、構造が複雑になることから、工事費の試算にあたっては、今後、架設工事費等の詳細検討を行うことが必要と考えられる。

表-2.2.5 主要材料数量、断面力の試算結果

構造形式	吊橋	吊橋・斜張橋併用形式
補剛桁鋼重(tf)	79,700 (平均単位長さあたり21.6tf/m)	69,800 (平均単位長さあたり24.5tf/m)
主ケーブル重量(tf)	75,400	54,500
主ケーブル張力(tf)	77,000	55,000
1A基礎(m ³)	503,000 (径100m)	152,000 (径55m)
4A基礎(m ³)	463,000 (径100m)	140,000 (径55m)

図-2.2.10に両形式の工期の概略比較結果を示す。なお、ここでは併用形式において、主ケーブルと斜吊りケーブルの同時架設による施工性の低下、形状管理の方法等の架設上の問題点の検討を十分に行っていないので、今後、構造の複雑さを考慮した詳細な工期の検討が必要と考えられる。

吊橋・斜張橋併用形式		吊橋	
	・アンカーレッジ ・主塔基礎 ・主塔		・アンカーレッジ 90% ・主塔基礎 ・主塔
	75 カ月		75 カ月
	・パイロットロープ減荷 ・ホーリングロープ ・キャットウォーク ・補剛桁張り出し架設 30%		・アンカーレッジ
	82 カ月		82 カ月
	・ケーブル ・ケーブルバンド、ハンガー ・補剛桁張り出し架設 50%		・パイロットロープ減荷 ・ホーリングロープ ・キャットウォーク ・ケーブル 50%
	95 カ月		95 カ月
	・補剛桁（吊り形式側） ・補剛桁張り出し架設		・ケーブル ・ケーブルバンド、ハンガー 60%
	107 カ月		107 カ月
	・ケーブルラッピング ・現場構築 ・側面工 ・架設		・ケーブルバンド、ハンガー ・補剛桁 50%
	119 カ月		119 カ月
			・補剛桁 ・ケーブルラッピング ・現場構築 ・側面工 ・架設
			141 カ月
	119 カ月 (0.84)		141 カ月 (1.00)

図-2.2.10 併用形式と吊橋の工期の概略比較

(4) 吊橋・斜張橋併用形式に関するまとめ

新構造形式のひとつとして、斜張橋・吊橋併用形式を取り上げ、試設計を行い、吊橋と比較した場合の経済性について概略の試算を行った。併用形式の場合、吊橋と比較して材料数量の面で低減できることが確認された。今後、吊橋との構造特性（地震時の挙動等）の比較および構造系が複雑になることが施工性に与える影響等について詳細な検討が必要と考えられる。

2. 2. 4 超長大吊橋上部構造の施工

(1) 概要

海峡横断道路プロジェクトの橋梁案（以下、海プロ橋という）の場合、主橋梁の形式が吊橋になること、その規模（橋長、中央支間長など）に東京湾口、伊勢湾口、紀淡海峡で大差がないため、かなり共通的な議論が可能である。そこで、明石海峡大橋を中心にする本四連絡橋での経験を基に、工期短縮を可能とする施工法の検討を行った。

(2) 上部構造の工期短縮方法の検討

表-2.2.6に、工種ごとの本四での技術レベル（実績）、および今回の改善施工法を示す。

改善施工法を、工種ごとに以下に説明する。また、改善施工法で支間長2250m吊橋を施工した場合の工程を、表-2.2.7に示す。

① 設計数量の減

従来の設計を合理化して数量を減らし、もって工期の短縮を図る。

② 他工事とのラップ作業

吊橋上部工工事では、塔・ケーブル・吊り構造と大きく工種が変わる場面があり、通常は請負者も変わるため、安全管理に困難があることもあって、従来はラップ作業を原則的に行っていなかった。明石海峡大橋では、工程計画に余裕がなかったためラップ作業を行った。海プロ橋では実績あるものは当然取り入れ、さらに計画的にラップ作業を前提にするものとした。

③ 塔基部コンクリートの仕上げ方法

従来は、コンクリートを研磨してから塔柱ベースプレートを置いていたが、海プロ橋では研磨せずにベースプレートを少し浮かせて水平に設置した後、隙間に特殊グラウトを注入する工法に変更する。なおこの工法は、長大吊橋では例がないものの、斜張橋、長スパンのトラス橋などで既に実績がある。

④ 塔柱継手

長大吊橋の塔柱は、工場で製作された高さ10m程度のブロックを積み上げて架設されているが、従来は、ブロック間の水平継手は高力ボルトによる摩擦接合であり、そのために約10mごとに、後で撤去を要する塔柱外周足場が必要であった。そこで海プロ橋では、ブロック間の継手を塔柱内面に配置した引張ボルトに変更することにした。引張ボルトの締結作業は全て塔柱内面で行えるため、工程上の利点があるほか、作業の安全性、塔の景観性も向上する。なお引張ボルト継手は、外国の吊橋では例があったが、風の条件の厳しい日本では、ボルト本数が多くなること、架設途中の暴風で継手が開く恐れがあることなどから使用を見合わせてきたが、本四の来島大橋の一部の塔で使用された実績がある。

⑤ 塔架設クレーン

従来用いられてきた塔架設クレーンは、架設済みの塔柱に沿って昇っていくクリパークレーンか、ポストを必要とするタワークレーンである。前者は、クレーンを支えるポストが不要であるが、塔柱内部の補強を必要とし、後者はこれらが反対となる。瀬戸大橋までの本四連絡橋（主塔高さで約200m）では格別の優劣がなく、適宜使い分けられてきたが、明石海峡大橋（主塔高さで約300m）で塔およびクレーンの規模

が大きくなって、クリーパークレーン用の塔内補強が困難となるため、タワークレーンで初めから計画した。海プロ橋も明石よりやや大きい主塔となるので、同じようにタワークレーンを用いるものとした。

⑥ タワークレーンの設置位置および基数

従来は1基のクレーンを橋脚上に設置していたが、主塔基礎がツインタワー形式となる場合には、大きな反力の発生するクレーンポストの架台を張り出し足場上に置くことに不安が残るため、クレーンを塔柱の横に配置し、1基/1塔柱にすることを考えた（部材水切りクレーンを兼ねる）。クレーン損料はやや高くなるが、工期短縮効果が大きい（塔本体の架設、塔頂仮設備やケーブル上走行クレーンの組立て、タワークレーンの撤去において）、主塔基礎の形式決定と合わせて今後も検討を続ける必要がある。

⑦ 主塔基礎が剛体基礎になる場合のクレーン選定

この場合には従来同様に、1基のクレーンを無理なく基礎天端におけるため、工期短縮効果よりは経済性を重視して、1基のタワー・クレーンで施工するものと考えた。

⑧ キャットウオークの構造

瀬戸大橋以前のキャットウオークは、ストームロープを下側に張ってプレストレスを導入し、耐風安定性を向上させていたが、明石海峡大橋ではスパンが大きいために、航路限界を守るような張り方では効果が低く、またキャットウオーク・ロープの張力が死荷重のみで十分に高くなって、耐風安定性に遜色がないことが期待できたため、ストームロープを用いず、何の支障もなくケーブル工事を終了できた。そこで、海プロ橋も同様とする。

⑨ ストランドの架設工法

長大吊橋の主ケーブルとなる平行線ケーブルの架設工法にはA S工法、P S工法の2種類があるが、現在のところ、本四連絡橋での比較と同様、現場工期・施工性の上ではP S工法が有利と考えられる。そこで、今回の工期試算（表-2.2.7）ではP S工法を前提にした。

⑩ スクイズ作業

ケーブルバンド架設前に、ストランド群の内部空隙を小さくし、またケーブル外形を真円にするために、スクイズ作業が必要となる。従来はこのスクイズ作業をケーブル全長にわたって行ってきた。海プロ橋では⑪に述べるように、ケーブル上走行クレーンによって補剛桁を大ブロック工法で架設する計画であり、ケーブル全長にわたって丁寧にスクイズを行っても、クレーン走行の影響で素線配置が再び乱れる可能性が高いので（この乱れはまた自然に解消していくが）、ケーブルバンド設置位置のみスクイズを行うことにして、工期短縮を図る。

⑪ 補剛桁の直下吊り工法

2.1で述べられているように耐風安定性確保に関する考え方が合理化され、箱桁を2000mを超えるようなスパンの超長大吊橋の補剛桁にすることができるようになったことを受けて、その架設法には、大ブロックを直下海面から引き上げる工法を採用する。この直下吊り工法は、箱桁形式の場合には唯一の現実的な工法であり、また工期短縮にも効果的である。今までの実績としては、本四の尾道・今治ルート of 吊橋（大島大橋、来島大橋でも採用が決定）がある。

(3) 今後の検討課題

- ① 個々のプロジェクトの自然条件の把握、設計精度の向上に対応した施工計画の見直し
- ② 主塔基礎の形式決定に対応した主塔架設用クレーンの見直し、およびクレーンのポスト固定方法の検討（ツインタワー基礎でも1基／2塔柱のクレーンを設置できないか）
- ③ ケーブルを今まで以上の許容応力で使用することに関連する防食仕様の検討
- ④ 工費節減の観点からはA S工法も有力と考えられるため、工期短縮が可能なようなA S工法の検討
- ⑤ 架設機材重量を大きくしないような桁ブロック（およびハンガーロープ）の直下吊り工法の検討、および機材の設計
- ⑥ 仮に、補剛桁の直下吊り工法の採用が諸般の理由で不可能になった場合の、代替え工法（送り出し工法など）の検討、など。

表-2. 2. 6

海峡横断道路橋プロジェクトの上部工工期の短縮方法の検討

項	目	本四連絡橋での技術および実績	海峡横断プロジェクトにおける改善
全般	・ 設計数量の減 ・ 他工事とのラップ作業	原則的にはなし。明石では一部採用。	①設計の合理化によって数量を減らし、工期を短縮。 ②各工事の接続部でラップ作業を行う。具体的には、 a)主塔の本体架設終了後の雑作業・片づけ等とケーブル工事の準備作業を同時に行う。 b)ハンガーロープ架設のほとんどを桁のブロック架設と同時に行う。
塔	・ 塔基部コンクリートの仕上げ方法 ・ 塔柱継ぎ手 ・ 架設用クレーン	コンクリート面を研磨していた(斜張橋でグラウト工法の実績あり) 外面足場を必要とする摩擦接合(来島の一部の塔で引張りボルトの実績あり) クリーパークレーンもしくはタワークレーンを1基/1主塔使用。	③研磨をせずにベースプレートを設置して、その下にグラウトを注入する。 ④塔柱の接合を内面作業ですむ引張りボルトで行い、工事用エレベーターを塔内に設置する。その結果、塔架設終了後の足場解体・補修塗装工程を省略できる。 ⑤塔および架設クレーンの規模が大きいため、塔内面補強を必要とするクリーパークレーンは不利である。 ⑥タワークレーンのポスト設置位置は主塔基礎形式に影響されるため、ツインタワー形式ならば1基/1塔柱とする。クレーン損料は高くなるが、次のような工期短縮効果がある。 a)塔架設工程自体の短縮 b)ケーブル工事用塔頂回り設備の架設期間の短縮 c)補剛桁を直下吊りするために必要となるケーブル上走行クレーンの組立て期間の短縮 ⑦基礎が剛体基礎になる場合には、工費増と工期短縮効果を勘案してクレーン基数を決定する。

項 目	本四連絡橋での技術および実績	海峡横断プロジェクトにおける改善
ケーブル	・ キャットウォークの構造 ・ スtrand引出し ・ スクイズ作業	⑧海プロ橋ではスパンが大きくなるため、本来的にストームロープの効果が低いし、明石の実績でも問題がないため、同様にストームレスとする。 ⑨AS／PSの2工法を比較すると、工程上後者が有利なのでPS工法を採用するが、strand引出し設備の性能向上に見合うような品質管理方法（ガイドstrand方式もしくはマーキング架設方式）に変更する。 ⑩橋の規模増大による張力増でスクイズの必要性が低下すること、およびケーブル上走行クレーンによって素線に乱れが生じることを考え、本スクイズはケーブルバンドの位置のみに限定して、工期短縮を図る。
補剛桁	・ 直下吊り工法	⑪新技術により耐風性を確保できることから箱桁としたことに伴い、大ブロックの直下吊り工法とする。吊上げられたブロック相互は、最終形状に近づいて鋼床版の溶接が可能となるまで、ヒンジ接合とする。この状態での耐風性も確保できることを確認した。

表-2.2.7 上部工工程表 (支間長2,250m吊橋)

<明石海峡大橋との比較>

工 種		1				2				3				4			
		1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10	1	4	7	10
主塔工事																	
	架設準備工																
	塔基部据付、グラウト工																
	主塔架設																
	付帯設備架設、現場塗装工																
	明石海峡大橋の場合																
ケーブル工事																	
	架設準備工																
	キャットウォーク架設																
	主ケーブル架設																
	バンド、ハンガー架設																
	防食工、付属物架設																
	仮設備撤去工																
	明石海峡大橋の場合																6年
補剛桁工事																	
中央径間	架設準備工																
	桁架設																
	鋼床版溶接、HTB本締																
	付属物架設、現場塗装工																
側径間	架設準備工																
	桁架設																
	鋼床版溶接、HTB本締																
	付属物架設、現場塗装工																
	明石海峡大橋の場合																6年
舗装工事・橋面施設工事																	
	明石海峡大橋の場合																6年

2.3 大水深基礎の設計・施工

2.3.1 新形式基礎の開発

(1) 海峡横断道路プロジェクトの基礎選定条件

海峡横断道路プロジェクトで計画されているような超長大吊橋の海中基礎は、現在施工中の明石海峡大橋と同形式の延長上で設計・施工することは可能であると考えられるが、工費低減・工期短縮のために新しい基礎形式の検討を行った。

現在計画段階にある東京湾口道路、伊勢湾口道路および紀淡海峡道路の各プロジェクトについては、そのルートや構造形式、基礎の設置位置等については現在検討中であるが、各プロジェクトで想定される基礎の条件を整理すると、表-2.3.1 のようになる。

主塔基礎は、水深が20m～70mの地点に計画されており、支持地盤は本四連絡橋に比べれば比較的軟らかい。

また、陸上部または海浜部のアンカレイジは、地形・地質条件により形式が決まり、特に制約がない場合には、基礎部分の合理化が可能である。しかし、海中部に位置する場合には、躯体と基礎を一体と考えるなどして、合理化を検討する必要がある。

表-2.3.1 海峡横断道路プロジェクトで想定される主要橋梁の基礎の分類

区 分		地 盤 条 件	プロジェクト名 ^(注)	水 深 ^(注)	必要掘削深 ^(注)	備 考
主塔基礎	海中基礎	第4紀層で比較的 軟らかい	東京湾口道路 紀淡海峡道路	40m程度 70m程度	10m程度 10～20m	
		堆積層が薄く、岩盤 が現れる	伊勢湾口道路 紀淡海峡道路	20～35m 40～70m	10～20m 数m	
アンカレイジ 基礎	海中基礎	第4紀層で比較的 軟らかい	東京湾口道路	40m程度	10m程度	
	陸上または	第4紀層で比較的 軟らかい	紀淡海峡道路	0～5m	40～50m	
	海浜部基礎	堆積層が薄く、岩盤 が現れる	伊勢湾口道路 紀淡海峡道路	5～10m —	数m 数m	陸上部

注) 水深および必要掘削深は、各海峡横断道路プロジェクトで想定されているものである。また、地盤条件については参考資料に示す。

(2) 主塔基礎形式の開発

1) 新しい基礎形式

長大吊橋主塔基礎には、支持地盤が極端に深くない場合は、施工手順が簡明な事前掘削式の設置ケーソン工法を用いた直接基礎が適当と考えられ、また、構造形式としては従来の中実剛体形式に対し、より数量の低減が図れる形式として、中空剛体形式、プラットフォーム形式およびツインタワー形式の検討を実施した。

中空剛体形式は、中実剛体形式の内部に中空部を設け、応力上不必要なコンクリートを除いた形式である。プラットフォーム形式は、主塔の定着部分となる頂版部分と地盤との接点となる底版部分の間を柱で結合した形式である。また、ツインタワー形式は、プラットフォーム形式の頂版部分を除いた、言い換えれば、主塔をそのまま海底にまで下げてきたような形式である。

一方、基礎の構造形式は水深と支持地盤の深さ、地震時の安定性および主塔基部の定着、また、潮流、波浪等の自然条件を考慮して選定する必要があるので、まず上記の3案の構造形式について、耐震性、水の影響、地盤強度および施工性に着目して、従来の剛体基礎との基本特性の比較を行った。その結果を、表-2.3.2 に示す。

各基礎形式とも得失はあるが、特に、地盤条件の観点からは、支持地盤が岩盤の地点では中空形式あるいはツインタワー形式が、支持地盤が軟弱地盤の地点ではツインタワー形式が、下記の理由により経済的な形式として有力と考えられる。

中空形式は、表-2.3.2 に示す図のような形式では、かなり水深が深くないと経済的な効果が発揮されないが、支持地盤が良い場合には底版部分を省略した構造も可能であり、かなり合理化できると考えられる。

ツインタワー形式については、大水深下であっても、地震時の慣性力が小さいため地震時の安定性は高く、動水圧の影響も小さい。また、潮流力や波力を受ける面積が小さいので常時の安定性も高く、数量低減効果が最も期待でき、堅固でない地盤に適用することも十分可能であると考えられる。なお、橋梁の基礎ではないが、石油掘削リグなどは同じような形式である。しかし、施工面では次に示すような技術的課題があり、今後各橋梁ごとの設計精度の向上を踏まえて検討を進めていく必要がある。

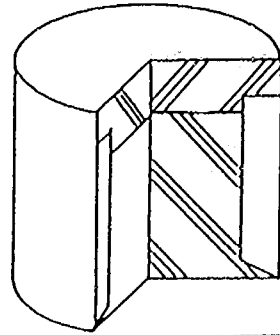
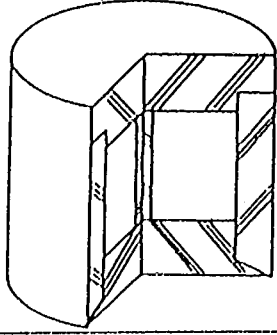
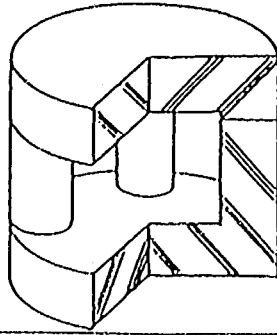
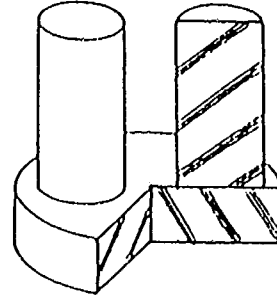
- ① 曳航・沈設時のケーソンの浮体としての安定性の確保
- ② 工事中の作業ヤードの確保
- ③ 底版（フーチング）部に対する確実なコンクリート打設の方法
- ④ 大水深下におけるコンクリート品質の変化の有無の検証

など。

2) 主塔基部の定着構造

従来、吊橋の主塔基礎寸法は、主塔からの引抜き力に対して、埋め込み長と同じ縁端距離を設定し、埋め込んだアンカーフレーム下面から45°に立ち上げた想定破壊線による引抜き耐力によって設計を行ってきた（図-2.3.1）。先に述べたとおり、合理的な主塔基礎形式として、ツインタワー基礎が有力であるが、ツインタワー基礎柱部の断面寸法を大幅に小さくするためには、引抜き耐力確保のための補強方法

表 2. 3. 2 各基礎構造形式の基本特性の比較

形 式			中実剛体基礎	中空剛体基礎	プラットフォーム基礎	ツインタワー基礎	備 考
基本構造図							
基本的な 構造と特徴			・最も単純な構造で応力上最も余裕がある。 ・施工容易であるが、コンクリートの体積が最も大きい。	・中実剛体基礎の内部に中空部を設け、応力上不必要なコンクリートを除いたもの。中空部は完全なドライを維持することが困難なため、水で満たされたものを想定する。	・主塔を支える頂版と地盤との接点となる底版との間を柱構造で結合し、軽量化を進めたもの。	・主塔をそのまま海底に下げた形をイメージしたもの。最もコンクリート体積が小さく、重心も低いため、耐震性の向上や数量低減効果が大きい。	
			コンクリート体積比 1.0 (△)	0.9 (○)	0.6 (○)	0.4 (◎)	底版径90m、水深50mの場合の概算値
水深への 適用性	大 水 深	耐震性	・質量の増加に伴い慣性力が増加するため、地震時安定性に最も不利。 (△)	・質量の増加が中実剛体基礎より少ないが、慣性力の増加は大きい。 (○)	・重心高さは中実剛体基礎と同様であるが質量が小さいため慣性力は小さい。 (○)	・柱部の慣性力の増加が少なく、また、重心が下にあるため地震時安定性は高い。 (◎)	
		水の影響	・地震時の動水圧や潮流力、暴風時の波力が大きく、安定上不利。 (○)	・同左 (○)	・基礎本体の断面積が小さく、水の影響は小さい。 (◎)	・基礎本体の断面積が小さく、最も水の影響が小さい。 (◎)	
地盤への 適用性		・自重が大きく、基本的に不利。 (△)	・中実剛体基礎よりコンクリート体積が少ないので有利。 (○)	・コンクリート体積が小さく、有利。 (◎)	・コンクリート体積が最も軽く、また、重心が低いため、常時・地震時とも有利。 (◎)		
施 工 性	曳航・工	・施工実績がある。 (◎)	・類似の施工実績がある。 (◎)	・曳航・沈設時の安定確保に、内部隔壁やフロートの工夫が必要。 (△)	・沈設時の安定確保に、内部隔壁やフロートの工夫が必要。 (△)	○大水深の場合は、基礎高が大きいため、いずれの基礎も曳航時の安定確保に工夫が必要。	
	海上の 躯体施工	・施工実績がある。 ・施工数量が多いため、大規模な仮設備が必要。 ・コンクリート品質に対する要求が厳しくない。 (○)	・頂版コンクリート打設時に、足場、支保工が必要。 ・コンクリートの流動性の条件は、厳しくない。 (○)	・数量が少ないので、仮設備が小規模でよい。 ・底版コンクリート打設方法に工夫が必要。 ・頂版コンクリート打設時に、足場・支保工が必要。 (△)	・数量が少ないので、仮設備が小規模でよい。 ・底版コンクリート打設方法に工夫が必要。 ・主塔工事用の足場が必要。 (△)	○底版付きの場合は、いずれの基礎も岩着部のモルタル注入が必要。	
備 考			・岩盤の場合は、底版なしの構造が可能と思われさらに軽量化が可能である。ただし、支持力の評価方法が課題となる。				

および、この方法の確認が必要となる。

そこで、従来よりも縁端距離を小さくした主塔の模型を作成して引抜き実験を行い、寸法が短縮した場合でも、鉄筋で補強することにより所要耐力は確保でき、また、その耐力は、既往耐力計算式で推定できることを確認した。

(3) アンカレイジ形式の開発

計画中の海峡横断道路プロジェクトにおいては、海中部のアンカレイジを比較的軟弱な層に支持させる場合も想定されるが、そのような場合、アンカレイジの重量が増加すると、軟弱地盤であるために地盤変形量

(沈下量)が大きくなるという欠点がある。これに対しては、基礎と躯体を一体とした合理的な構造形式として、アンカレイジの高さ方向の支配要因であるスプレー点を下げて躯体部分の縮小化を行うことにする。すなわち、合理的なアンカレイジの形式として、図-2.3.2 に示すように、通常のスプレー点の位置に側塔を設け、アンカレイジを後方にセットバックしてスプレー点を下げる形式を選定した。この場合、重要部材であるケーブルアンカーフレームが海面下に位置することになるため、コンクリートのひび割れを通しての海水浸透状況などをチェックできるような構造にしておく必要がある。

なお、スプレー点を下げることにより、アンカレイジの寸法の合理化は図れるが、その反面、スプレー点を下げすぎるとは、以下の点から好ましくない。

- ① 安定に寄与するコンクリート重量のほとんどが水中に位置することになるため、浮力、動水圧の点から低減効果が少なくなる。
- ② 施工のための基礎内のドライアップ時に非常に大きな水圧がケーソン外壁に作用する。
- ③ ケーブルを低い位置に張ることは防食の観点から好ましくない。

以上の点を考慮して、経済性、施工性等の観点から検討した結果、最適スプレー高さとしては、2.0 m 程度とするのが良いことが判明した。

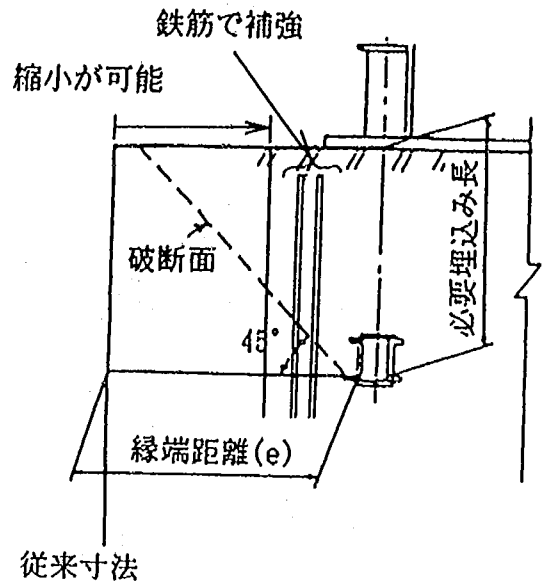


図-2.3.1 主塔基部の構造

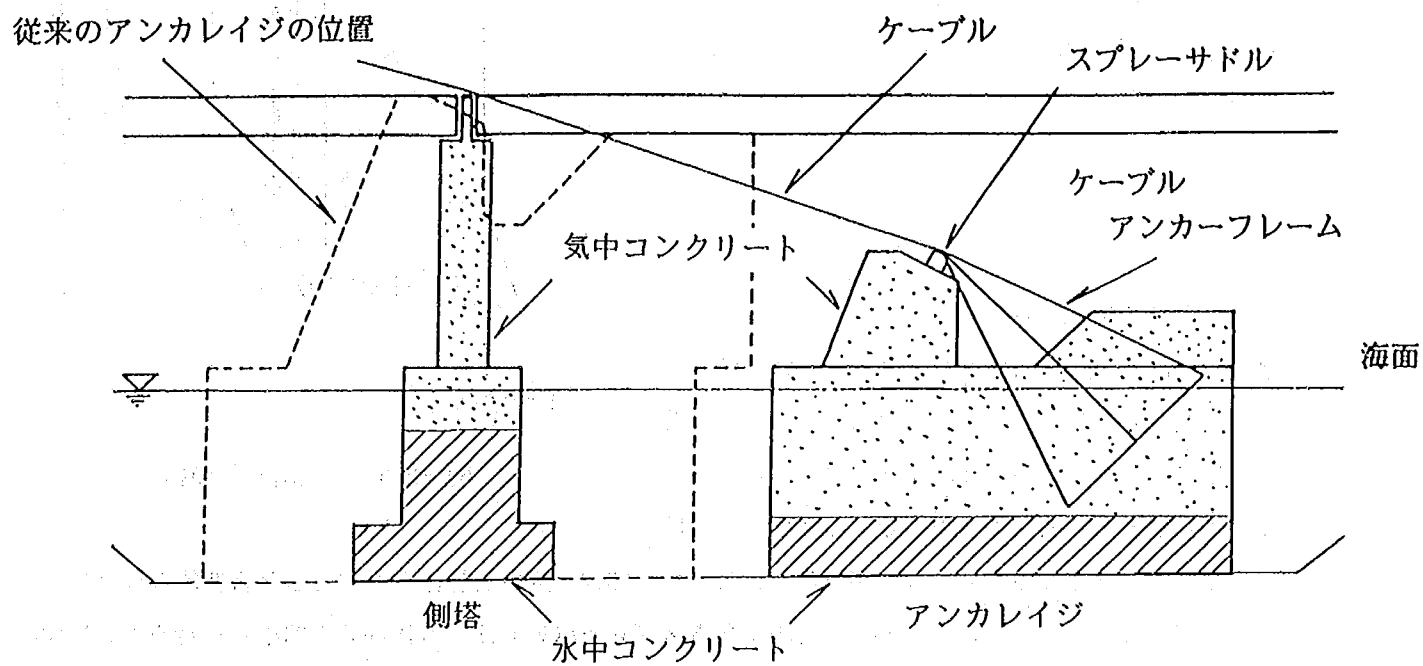


図-2.3.2 側塔付きアンカレイジ

2. 3. 2 合理的な設計法の検討

(1) 基礎の支持力・変形量の算定における課題

海峡横断道路プロジェクトで計画されているような超長大橋の基礎形式としては、2. 3. 1で述べたように従来から本州四国連絡橋で用いられている設置ケーソン工法の改良型の中空形式、あるいはツインタワー形式の基礎が有力と考えられる。一方、2. 3. 1に示したように計画されているプロジェクトによっては海底面付近に必ずしも岩盤が現れない地点もあるため、基礎を設置する支持層の選定は基礎の諸元のほか、支持層までの掘削土量を大きく左右し、合理化のための重要な事項となってくる。また、このような場合、基礎寸法の低減等の合理的な設計を行うためには、基礎の支持力および変形量を精度良く算定し、設計に反映していくことが必要である。

中空式設置ケーソンあるいはツインタワー形式の基礎は、設計上浅い剛体基礎として取り扱われるが、現在通常の橋梁の設計で用いている浅い剛体基礎の支持力・変形量には次のような課題が挙げられる。

- ① 支持力算定において、地盤を完全剛塑性体と仮定している。このため、地盤のせん断強度の拘束圧依存性、ひずみ依存性、異方性、地盤の破壊の進行性などを考慮することができず、設計においては通常、地盤のせん断強度を小さめに設定している。
- ② 変形量の算定において、地盤を弾性体と仮定し、平板載荷試験などにより求めた変形係数を基本としているが、実橋梁の基礎に対しては、大きなひずみレベルでの計測値となっているため、基礎の変形量を過大に評価する傾向がある。
- ③ 支持力と変形量とが関係づけられておらず、基礎の過大な変形を制限するため許容支持力が定められない。

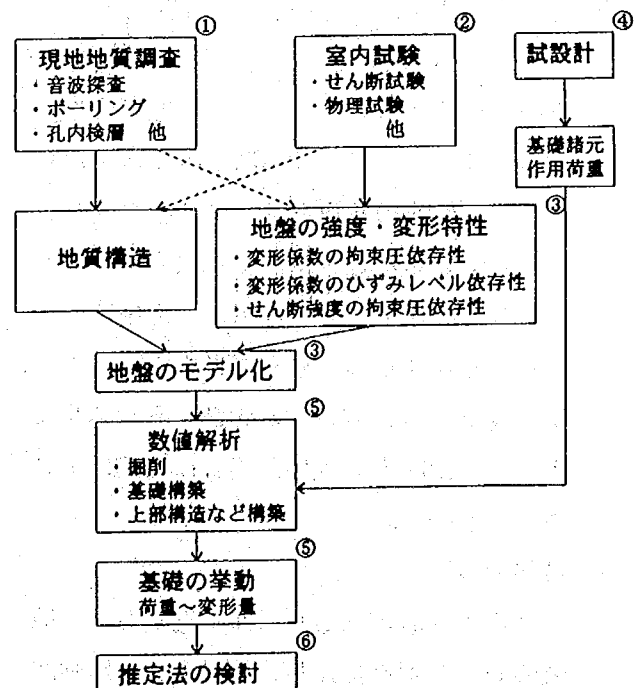
一方、最近の研究により、精密なせん断試験を行うことにより土の強度・変形特性を詳細に測定することが可能となってきた。また、この結果を用いた詳細な数値解析により、実橋梁の基礎の挙動の計測結果が概ね再現できることも確かめられている。ここでは、このような研究成果に基づき、合理的な基礎の設計法として、基礎の支持力・変形量の算定法について検討を行った。

(2) 基礎の支持力・変形量の推定法の検討

1) 検討方針

基礎が予定されている現地地盤物性を精密にモデル化した有限要素法を用いた解析により、基礎に荷重を作用させたときの変形量について試算を行う。検討手順は次のとおりである（図-2. 3. 3参照）。

- ① 現位置における地質調査（音波探査、ボーリング調査、孔内検層等）により、基礎設置位置の地



質構造を把握する。

- ② ボーリングにより採取した試料について室内試験を行い、地盤の強度・変形特性を把握する。
- ③ ①および②により、数値解析に用いる現地地盤の強度・変形特性をモデル化する。
- ④ 別途行った設計に基づき、基礎の諸元および作用荷重などを設定する。
- ⑤ 施工手順に基づいて逐次数値解析を行い、基礎の挙動を算定する。
- ⑥ 解析結果に基づき、基礎の変形量の推定法を整理する。

以下、この検討手法の中、③および⑤について述べる。

2) 地盤の強度・変形特性のモデル化

現地地盤調査及び室内試験により地盤の強度・変形特性をモデル化する。ここでは、詳細な解析のためのモデル化を目的としていることから、三軸圧縮試験においては局所軸変形測定装置(Local Deformation Transducer ; LDT)を用いて供試体の微小な変形量を測定している。

地盤の強度・変形特性は次のようにモデル化した(図-2.3.4参照)。

① 初期応力状態の解析

現地地質調査および室内試験結果に基づき、地盤をモデル化する。ここで、初期応力状態における微小ひずみレベルでの変形係数は弾性波速度 V_s により設定した。この変形係数は地盤の掘削や基礎の構築などによる地盤の損傷が生じる前の初期状態の変形係数である。

② 掘削による応力開放・基礎の建設による鉛直応力の増加

基礎の建設のための地盤の掘削および基礎や上部構造などの構築により、地盤中の直応力 σ_a は変動する。これに伴って、地盤が損傷を受けていない状態での変形係数 E^* は変化するため、この特性を変形係数の圧力レベル依存性としてモデル化する。【変形係数の拘束圧依存性】

③ 直応力の変化による地盤のせん断変形

直応力の変化により地盤中にせん断力が作用し、地盤に損傷・塑性変形が増加することにより、地盤の変形係数は E^* から E_{tan} へ低下する。この特性を変形係数のせん断レベル依存性としてモデル化する。【変形係数のせん断レベル依存性】

ここで、地盤の損傷とは、ある軸ひずみレベルに着目したときに、それ以前に受けていたせん断変形に伴う地盤の骨格構造の変化により剛性が低下することをいう。また、塑性変形とは、着目する軸ひずみレベル以上のせん断応力を受けた場合に地盤に生じる変形をいう。

④ 地盤の破壊

せん断変形があるレベルに達すると、地盤の破壊ひずみに達し、地盤のせん断強度が低下する。地盤のピーク強度の拘束圧依

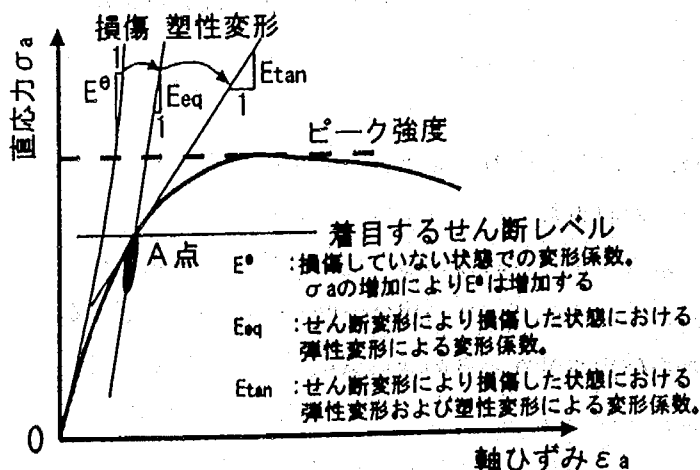


図-2.3.4 変形係数の定義

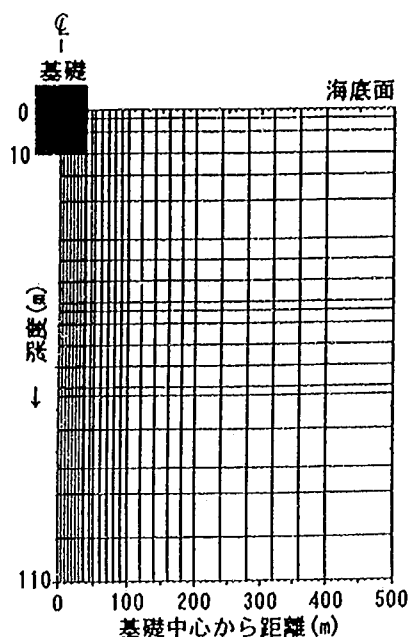


図-2.3.5 要素分割図

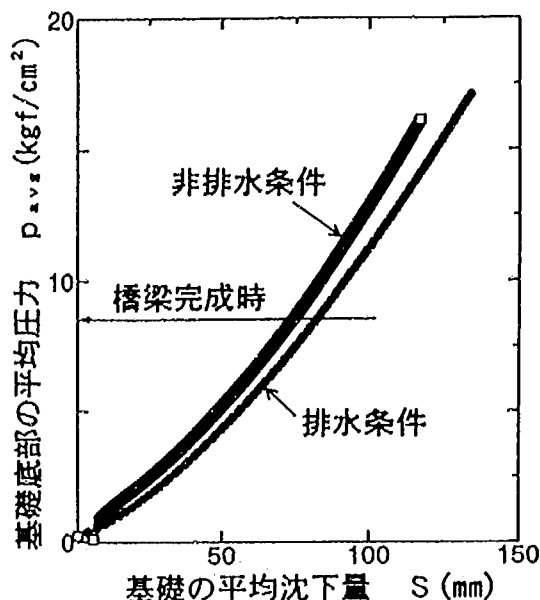


図-2.3.6 基礎底部の平均圧力と平均沈下量

存性をモデル化し、降伏判定を行う。【せん断強度の拘束圧依存性】

3) 解析事例

解析事例として主塔基礎の事例を以下に示す。これは主塔基礎を三次元軸対象モデルにより解析した事例であり、直径75mの円形基礎（矩形80m×50mと面積が等価）を想定している。要素分割を図-2.3.5に示す。施工手順として、海底面を10m掘削した後、その後基礎本体および上部構造を構築することとし、各施工段階において基礎の挙動を解析している。

解析により得られた基礎底部の平均圧力と沈下量との関係を図-2.3.6に示す。解析の結果、上部構造の完成時点における荷重に対し、基礎の沈下量は10cm程度と小さい値であり、吊橋の基礎として十分であると考えられる。

4) 基礎の支持力・変形量の評価法

合理的な設計法の確立のために、浅い剛体基礎の支持力・変形量の評価法を検討した。ここで提案した評価方法を含む基礎の設計手順としては、次のとおりとなる。

- ① 既往の設計法による基礎の設計（常時、地震時）。
- ② 詳細な土質調査および数値解析に基づいた基礎の解析。【提案した支持力・変形量の評価法】
（支持地盤の確認、基礎の寸法低減の可能性検討）
- ③ 地震時の安定性等の検討

ここで提案した評価法は、橋梁完成時における基礎の安全性の検討として、主として載荷荷重に起因するせん断変形に着目している。この他、静的な基礎の安全性に関しては地盤の極限支持力に対する安全性や、長期的な地盤の変形などの検討すべき課題が残っており、これらに関しては今後、地盤特性の評価のための試験法及びそのモデル化に関して検討を行っていく必要がある。

2. 3. 3 大水深基礎の施工法の検討

(1) 概要

計画中の海峡横断道路プロジェクトでの基礎の施工については、各々のプロジェクトの現地条件や個々の基礎の立地条件で大きく左右されるため、海峡横断道路プロジェクト全般としてとらえることは困難である。さらに各プロジェクトにおいて、海中ボーリングを中心とする地盤条件の調査を現在進めているところであるため、各基礎の支持層や根入れ深さ、および基礎形式、平面寸法の決定にはもう少し時間を要する。

したがってここでは、明石海峡大橋を中心とする本四連絡橋での経験を基に、2. 3. 1で示された新形式基礎を念頭において、主として工期短縮を可能にするような施工法の検討を行った。

(2) 主塔基礎もしくは海上アンカレイジの場合

2. 3. 1 (2) で示したような大水深下の主塔基礎に対しては、本四連絡橋で多くの実績がある、支持層までの掘削を事前に行う「設置ケーソン工法」型の工法が有利である。この工法の基本的な手順は、以下のとおりである（図-2. 3. 7参照）。

- ① 現地で支持層までの掘削を、グラブ船を用いて行う。
- ② 上記①の掘削と並行して、ケーソンをドックなど別の場所で製作する。
- ③ ケーソンを現地に曳航し、設計位置に沈設する。
- ④ 基礎周辺地盤の根固め、およびケーソン内部の掘削底面の清掃を行う。
- ⑤ ケーソン内部に水中コンクリートを急速打設する。コンクリートの製造にはコンクリート・プラント船を用いる。
- ⑥ 頂版部の鉄筋コンクリートを気中施工して、基礎が完成する。

また、2. 3. 1 (3) ではアンカレイジが海上に位置する場合には、側塔を用いて躯体をコンパクトにし、ケーブル・アンカーフレームが基礎内部に入るような形式にすることにしたが、施工法は基本的には主塔基礎の場合と同じである。

なお、このような施工法に対して、現有技術を基にして工期短縮の観点から検討を行った結果を、表-2. 3. 3に示す。

(3) 汙線付近のアンカレイジの場合

アンカレイジを汙線付近に計画することができれば、締切りを行って作業基地を造成し、そこに陸上型の工法で基礎を建設することが可能である。そのため、施工法選定上の技術的問題は少ないが、景勝地に位置したり、人々の生活の場から遠くないことなどの理由で、環境保全への配慮が一層にとる。

(4) 今後の検討課題

今後の検討課題はつぎのとおりである。

- ① 波浪・潮流などの自然条件と、支持層深さ・基礎寸法などの調査成果を踏まえた、各基礎施工法の詳

細な検討

- ② 支持層が深くなり掘削土量が増大する場合に対しては、グラブ船より能率のよいポンプ船の活用や残土搬出方法の検討
- ③ 外洋に面した海峡での工事となるので、稼働率を確保するための船型の検討
- ④ ツインタワー基礎の場合の合理的な作業足場、防衝工の検討
- ⑤ 信頼できる水中鉄筋コンクリートを得るため、大水深・大面積の基礎の各部にコンクリートが十分に充填されるような工法の開発、および大規模打設実験、など。

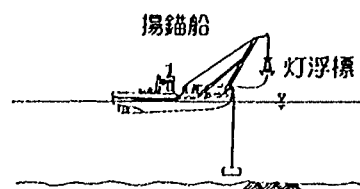
表-2.3.3 大水深基礎の施工の工期短縮のための検討項目と結果

項 目		現状技術 (注)	検討内容	検討結果	備考
掘削精度 の見直し	・仕上げ面 積の減少 ・ケーソン設置 精度 (mm)	全面 (誤差10%) ±50cm	・仕上げを着底部の 3カ所に限定 ・凹凸許容値の増大	基本的には可能 ケーソン刃口補強すれば可能	設計精度向上 に伴い再検討 する
	掘削数量 の低減	階段状or 斜面掘削	・掘削orケーソン製作が 可能か	掘削は可能だが、ケーソン製作 が困難	
グレップ船 稼働率	・耐波性 ・係留	平水域仕様 ガナリ係留	・船型変更or減揺装 置の使用 ・緊急時の退避が容 易な係留システム	・グレップ船型への変更が有効 Dynamic Positioning Sys- temの導入	施工海域毎の 検討が必要
ケーソン形状 ・安定性	・浮体安定 ・沈設直後 の耐波浪 性	円筒型のため安定 バラスト水のみで十 分	・ツインタワー基礎では不 安定になり得る ・自重大のRCケーソン ・鋼ケーソンの場合の対 策	補助手段orPile改善で安 定確保が可能 工期が長い非現実的 沈設時期の選定で対応可能 地盤反力とコンクリート数量低減 可能な糸巻き型基礎を、代 替えとして提案した	設計を進める 中空型基礎の 改良型である
作業足場	・必要面積	張出し足場を使用	・ツインタワー基礎では天 端が狭い	下部・上部を通 じた面積を算定	防衝工を兼ね た構造の検討 が必要
水中コンクリ ート	・稼働率 ・打設方法	上記のグレップ船の 場合と同じ 形状の単純さ、水 深過大でないため 解決した	・同左 ・フーチングへのコンクリート 充填性 ・コンクリート品質管理法	同左 基本的には可能 基本的には可能	大規模打設実 験による検証 が必要
気中コンクリ ート	・鉄筋組み ・打設ブロッ ク割り	現場で加工組立て 平面4~7、鉛直18 分割	・プレファブ化して起 重機船で設置 ・ブロック割りを減ら す	基本的には可能 基本的には可能	継手精度、温 度応力に関す る検討が必要

注：現状技術としては、明石海峡大橋の場合を示す。

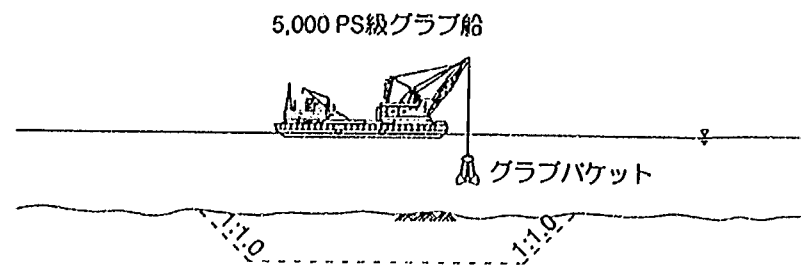
図-2.3.7 主塔基礎施工要領図

① 準備工



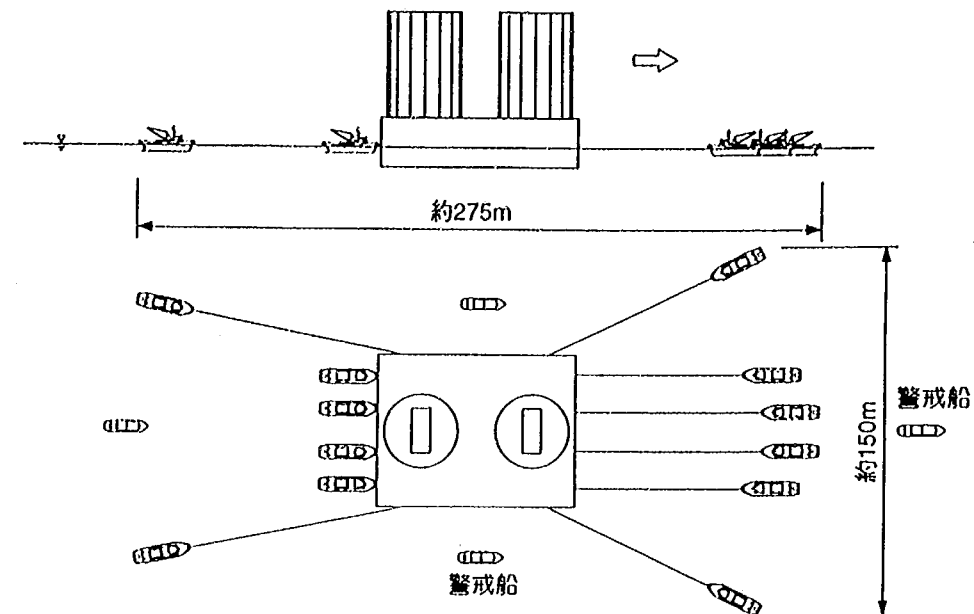
灯浮標およびシンカー設置等を行う。

② 直接掘削



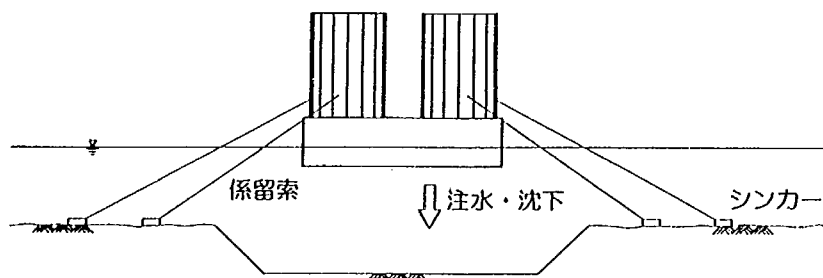
5,000 PS級グラブ船により直接掘削を行う。なお、工期短縮のため仕上げ面積の縮小等を行う。

③ ケーソン製作・曳航



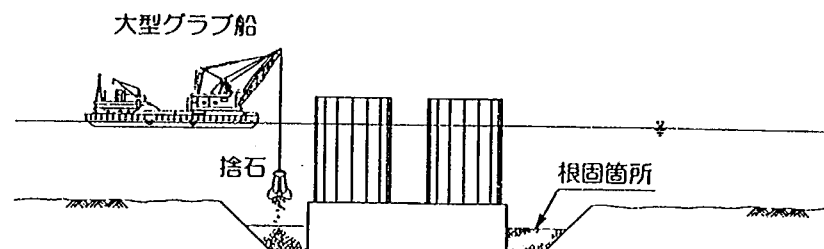
ドックでケーソン製作後、海上に出し、曳航12隻、警戒船4隻で船団を組み、工事海域まで運搬する。

④ ケーソン設置工



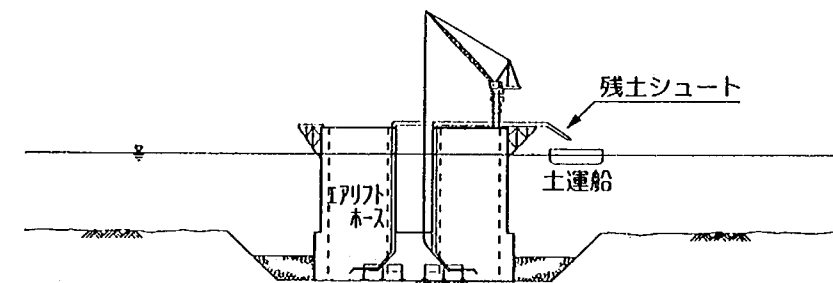
曳航してきたケーソンに係留索を取り付け、位置調整後注水し、所定の位置に設置する。

⑤ 根固工



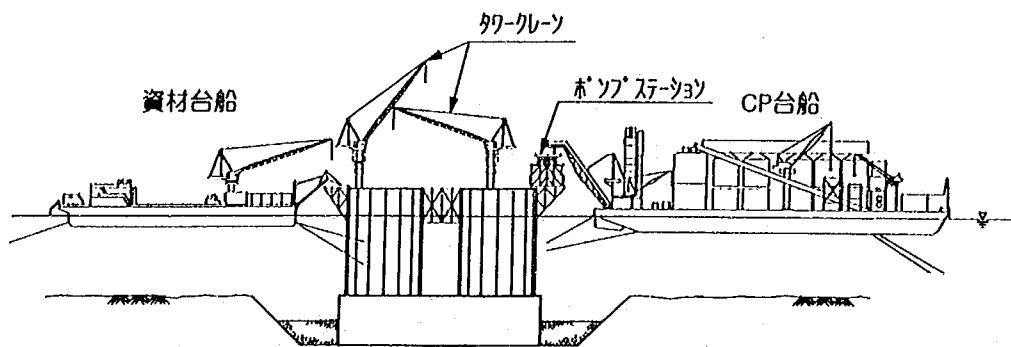
クラブ船によりケーソン側面抵抗増加や、洗掘防止、モルタル漏洩防止としての根固めを行う。

⑥ 底面清掃工



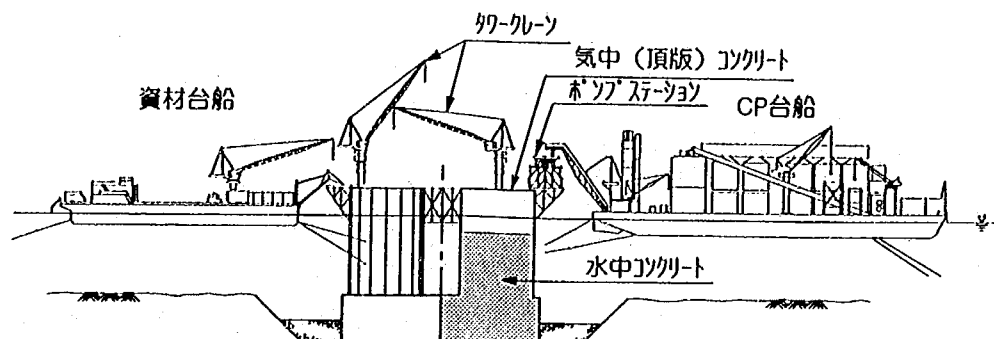
底面清掃機（エアリフト工法の機械化施工）により、掘削底面の残留ズリを除去する。

⑦ 水中コンクリート工



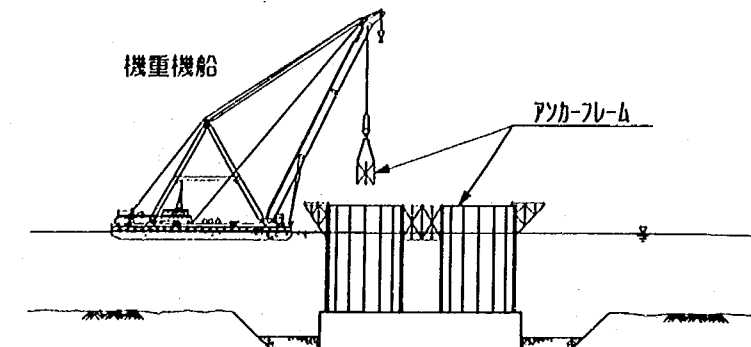
CP船にて水中不分離性モルタルを打設し、打継目処理後、水中不分離性コンクリートを内殻部、外殻部の順にブロック打設する。

⑧ 気中（頂版）コンクリート工



ドライアップ、資機材撤去および仮設備再配置後、CP船にて気中（頂版）コンクリートを打設する。

⑨ 主塔アンカーフレーム設置工



起重機船により主塔アンカーフレームを設置する。

2. 4 超長大吊橋の耐震設計

2. 4. 1 新たに開発した技術

(1) 概要

長大吊橋の主塔を支える基礎は、巨大で剛な構造となるが、耐震安全性を増すためには、できるだけ質量を小さくして慣性力を軽減し、しかも剛性を小さくして固有周期が短くならないようにすることが、肝要である。新しく提案されているツインタワー形式の基礎は、このような観点からも、従来の剛体基礎と比較して合理性があると考えられ、両者の耐震安全性を比較検討した。

また、長大吊橋は柔構造であり、一般に揺れやすく、減衰性能の小さな構造である。一般には風荷重が支配的であるが、条件によっては耐震設計で部材断面が決定される場合も生じることが予想される。したがって、長大吊橋の上部構造の減衰性能を高める高減衰化装置を考案し、その有効性を検討した。

(2) 耐震性の高い新基礎形式

下部構造の耐震設計には、通常、図-2. 4. 1に示すような加速度応答スペクトルが用いられる。また、図-2. 4. 1に対応した変位応答スペクトルは、図-2. 4. 2のようになる。

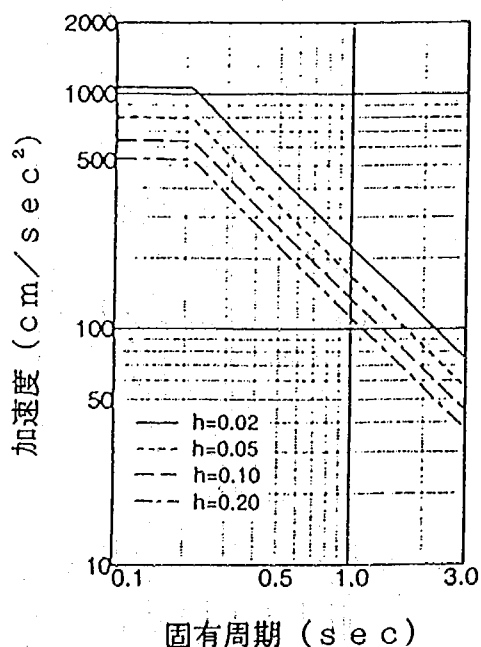


図-2. 4. 1 加速度応答スペクトルの例

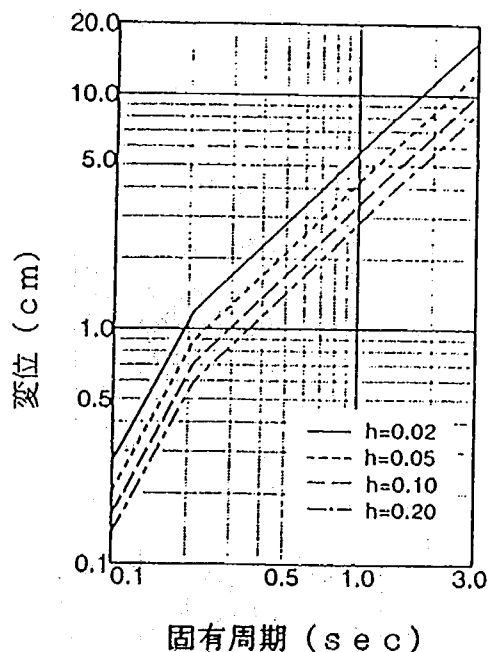


図-2. 4. 2 変位応答スペクトルの例

図-2. 4. 1より、下部構造の応答加速度は、ある固有周期以上になると、周期の対数値に反比例して小さくなる。また、減衰定数大きいほど小さくなり、また、図-2. 4. 2より、応答変位は、固有周期が長くなるほど大きくなることがわかる。

また、固有周期は、下式(2. 4. 1)のように表されることから、

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (2.4.1)$$

質量Mが大きくなるほど、また、剛性Kが小さくなるほど、固有周期は大きくなる。

一般的に大規模な構造物の応答を小さくするための条件としては、質量を小さくして慣性力を減じたり、剛性を高めて変位を減じたり、逆に剛性を低下させて固有周期を長くして応答加速度を減じることなどが考えられるが、特に超長大吊橋の下部構造の場合には、できるだけ質量を小さくして慣性力を軽減することを第一とし、次に剛性を小さくして固有周期が短くならないことをねらうべきである。

以上を踏まえた結果、表-2.4.1及び図-2.4.3に示すような新形式基礎（ツインタワー基礎と呼ぶ）を考案し、従来の剛体基礎との振動特性の違いを検討した。基礎底面の寸法形状と高さは同一とし（図-2.4.3）、地盤定数をパラメータとした。

表-2.4.1 基礎寸法

項 目	剛体基礎	ツインタワー基礎
底版径 (m)	9 0	9 0
柱 径 (m)	—	3 0
全 高 (m)	8 0	8 0
躯体重量 (tf)	1,221,000 (100)	509,000 (42)

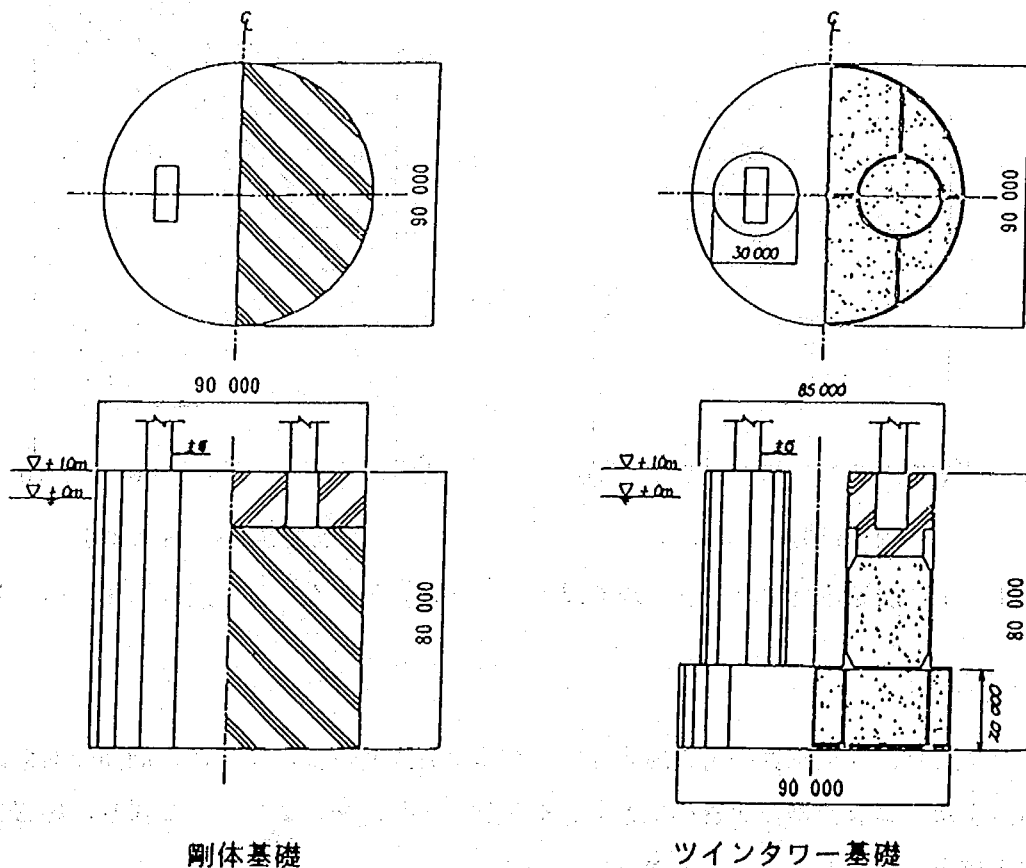


図-2.4.3 基礎形式の比較

感度分析は、「来島大橋剛体基礎耐震計算法(案)」(本州四国連絡橋公団)に基づいて行った。耐震計算は、剛体2自由度モデルを用いた応答スペクトル法によるものとし、入力地震動としては、図-2.4.4に示すL1スペクトルを用いた。本スペクトルは、解析に用いることだけを考慮し、関東地域を想定して以下の条件で仮に求めたものである。このため、設計対象橋が特定された場合には新たに入力地震動として定め直す必要があることに注意する必要がある。

- 1) L1スペクトル：再現期間150年の地震動期待値に基づいて、地震動を確率的に評価した加速度応答スペクトル
- 2) L2スペクトル：関東地震級の地震が近傍で発生した場合を想定して設定した加速度応答スペクトル ($M=7.9$ 、 $\Delta=20\text{km}$)

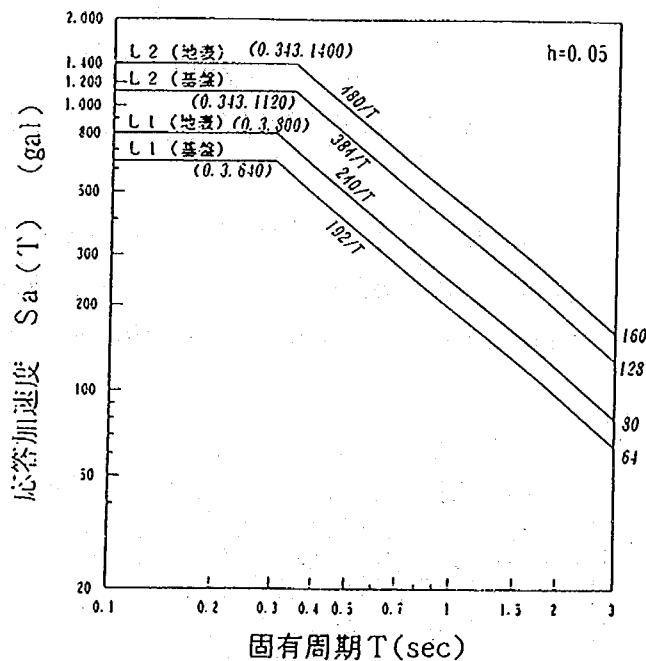
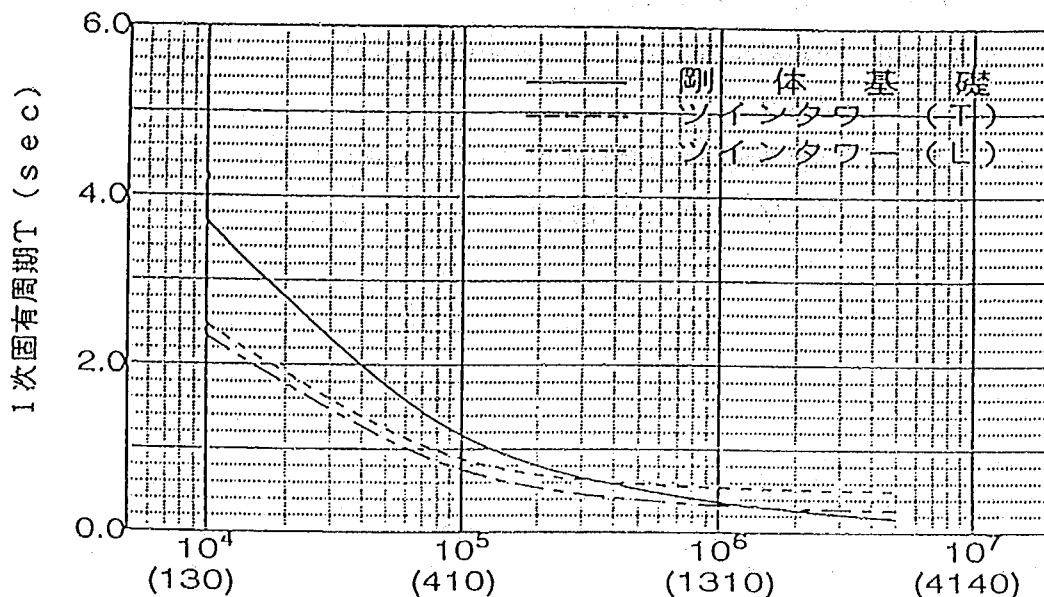


図-2.4.4 感度分析に用いた入力地震動

固有周期（1次、図-2.4.5）は、地盤が軟らかい場合には、重量が大きい剛体基礎の方が長くなる。変形係数 E_d が $5 \times 10^5 \text{ t f / m}^2$ ($V_s = 930 \text{ m / s}$) 以上の硬い地盤の場合には、基礎の剛性の影響が大きく、ツインタワー基礎の方が長くなるが、有意な差ではない。



変形係数 E_d (t f / m^2) (括弧内はせん断波速度 V_s (m / s))

図-2.4.5 変形係数 E_d ~ 固有周期 (一次) の関係

基礎の安定性に直接影響する底面反力は、軟らかい地盤では、地盤の影響が大きいため、水平反力（図-2.4.6）、回転反力ともに基礎形式による差は大きくない。一方、硬い地盤では、構造物の剛性の影響が大きいため、水平反力、回転反力ともに、ツインタワー基礎の方が小さくなる。

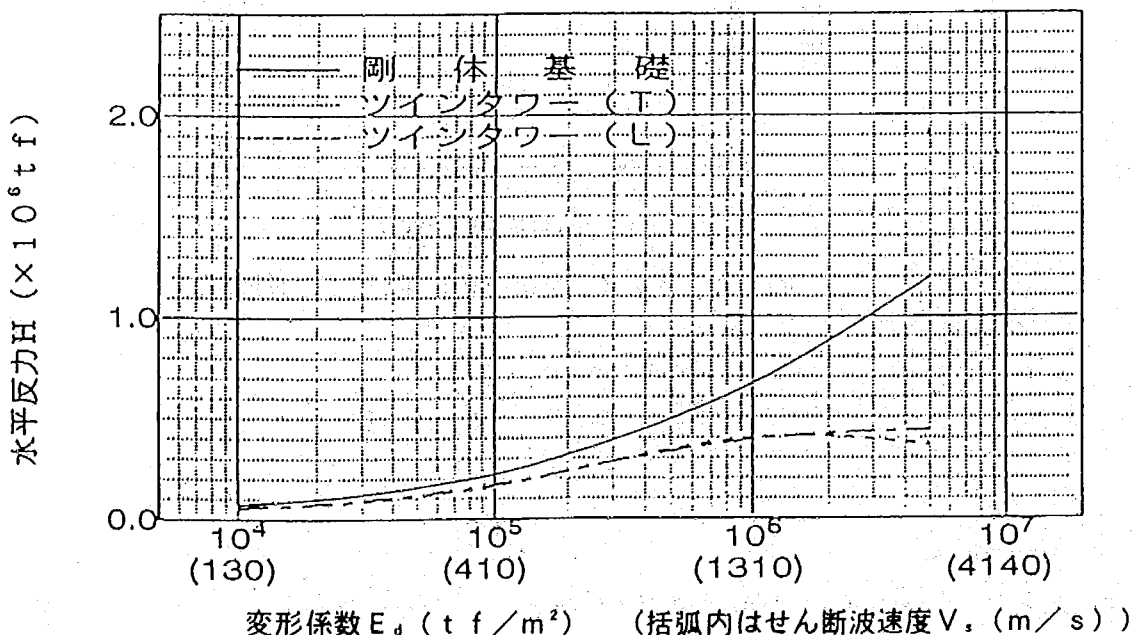


図-2.4.6 変形係数 E_d ~ 水平反力の関係

ツインタワー基礎のように底版+2柱式とすることにより、同じ高さ・底面の剛体基礎よりも、躯体重量が約半減することにより慣性力が大幅に減少し、その結果、底面作用力の減少にも結びつく。したがって、ツインタワー基礎の地震時安定性は高く、強度の小さい地盤や大水深下で有利な合理的主塔基礎構造と考えられる。

(3) 長大吊橋の制震技術

吊橋は、柔構造であり、一般に揺れやすく、また、なかなか振動が収まりにくい、減衰性能の小さい構造であることが知られている。長大橋梁の設計では、一般に風荷重が支配的であり、耐震設計が支配的になる部材は少ないが、減衰性能が小さい場合には、耐震設計で部材断面が決定される場合も生じ得る。このため、長大吊橋上部構造の減衰性能を高める高減衰化装置等を付加することにより、地震時の応答を効果的に低減することが必要になると考えられる。

ここでは、長大橋梁において地震時に支配的となる可能性がある部材を検討するとともに、高減衰化装置による地震応答の低減の効果を検討した。

1) 高減衰化の必要性

明石海峡大橋クラスの長大吊橋を対象として高減衰化装置の有効性を検討した。解析モデルは、明石海峡大橋の上部構造の諸元(表-2.4.2)を参考に作成した。まず、設計における地震荷重の影響を検討するために、風荷重との比較計算を行った。ここで、解析では、図-2.4.7に示すような上部構造の線形3次元骨組モデルを用いて応答スペクトル法(線形化有限変形解析)により算定した。入力地震動としては、解析用に設定した前述のL2スペクトル(図-2.4.4)を用いた。橋が本来有している減衰定数としては、0.5%を仮定した。風荷重強度の算定方法としては、明石海峡大橋耐風設計要領により、基本風速としては $U_{10}=46\text{m/s}$ を仮定した。

ここでは、明石海峡大橋の諸元を参考に作成した橋を解析対象橋としたが、解析用に別途設定した入力地震動を用いていること、また、明石海峡大橋の場合にはサイドステイ等の部材を有していることから、本解析結果は明石海峡大橋の実際の挙動を表していないことに注意する必要がある。

以上の条件のもとで、地震荷重による応答値と風荷重による応答値について比較した結果を表-2.4.3に示す。これによれば、以下の点が指摘される。解析対象橋では、補剛桁の橋軸方向変位をみた場合、風荷重による場合とほぼ同程度かこれよりも10%程度大きくなる。また、主塔基部または中間高さの断面力については、約2倍~3倍に大きくなっている。この場合、減衰付加により、こうした変位や断面力を低減することが可能である。補剛桁の断面力やケーブル張力等については、設計上の影響が小さい。

表-2.4.2 明石海峡大橋の諸元

橋梁形式	3径間2ヒンジ吊橋
ケーブル支間	960+1990+960m
ケーブルサグ	200.28m
塔 高	287.2m
主桁形式	トラス桁

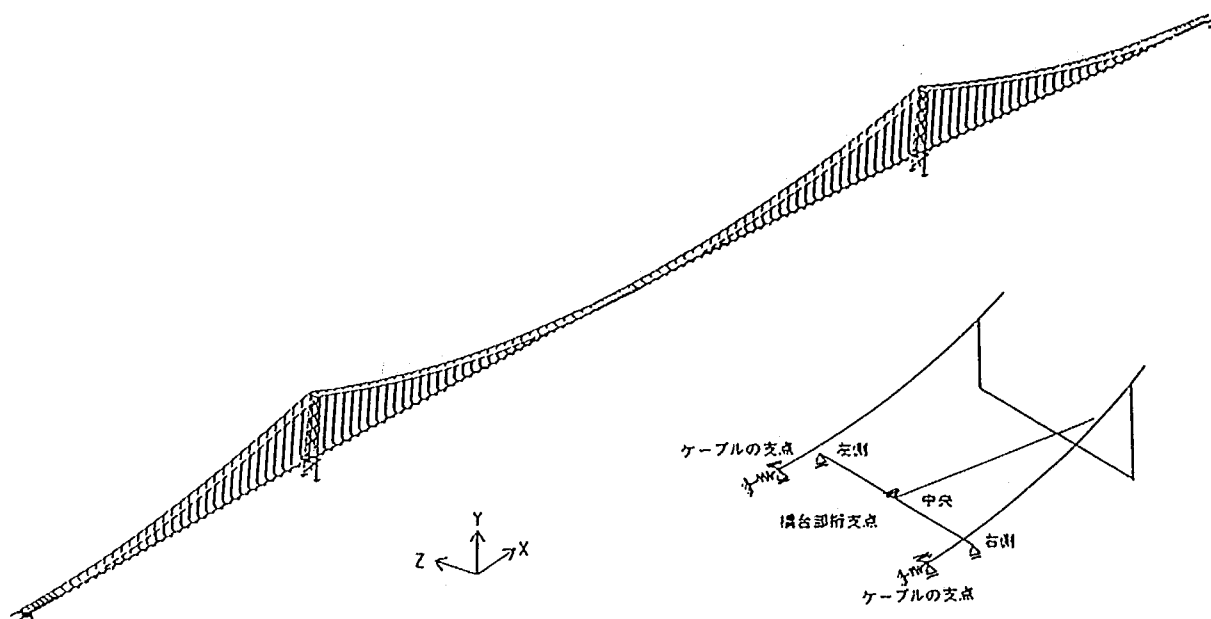


図-2. 4. 7 解析対象橋の線形3次元骨組解析モデル

表-2. 4. 3 地震荷重と風荷重による応答値の比較（橋軸方向）

着目量			地震荷重	風荷重	減衰付加の検討
補剛桁 橋軸方向変位	側径間		2.16 m	2.03 m	○減衰付加により 低減可能
	アンカレイジ側				
	中央径間		1.00 m	0.88 m	○減衰付加により 低減可能
主塔基部 断面力	側径間主塔側		2.24 m	2.10 m	○減衰付加により 低減可能
	曲げ		193.031 tf・m	104.884 tf・m	○減衰付加により 低減可能
	軸力		2,586 tf	782 tf	応力レベルが低い
	せん断		2,556 tf	1,216 tf	設計上の影響が小
主塔中間高さ 断面力	曲げ		73.959 tf・m	24,510 tf・m	○減衰付加により 低減可能
	軸力		2,586 tf	847 tf	応力レベルが低い
	せん断		812 tf	350 tf	設計上の影響が小
	ケーブル張力		527 tf	235 tf	常時の設計が支配的
補剛桁 断面力	側径間 1/2点	曲げ	23,700 tf・m	3,371 tf・m	応力レベルが低い
		せん断	222 tf	10 tf	応力レベルが低い
	中央径間 1/4点	曲げ	13,497 tf・m	4,085 tf・m	応力レベルが低い
		せん断	111 tf	1 tf	応力レベルが低い
	中央径間 1/2点	曲げ	62 tf・m	25 tf・m	応力レベルが低い
		せん断	420 tf	156 tf	応力レベルが低い

2) 高減衰化装置の効果

上記1)の解析では、吊橋本体が有している減衰定数を0.005と仮定したが、高減衰化装置の設置により地震時の寄与が大きい主要振動モードに減衰定数を0.05（合計0.055）を付加した場合の地震時の応答低減効果を検討した。

表－2. 4. 4は、地震時に設計上支配的となる可能性がある前述の補剛桁の橋軸方向変位及び主塔基部の断面力について、減衰付加前と付加後の応答値を比較したものである。これによれば、当初0.005であった減衰定数を0.055まで向上させることができれば、応答値を約半分まで低減させることが可能になることがわかる。

表－2. 4. 4 高減衰化装置による応答値の低減効果

対象振動モード	高減衰化装置の 必要減衰係数 C (tf・sec/m)	減衰付加前 の最大応答値 A	減衰付加後 の最大応答値 B	B / A
主塔基部面外曲げ	2.964	193.031 tf・m	125.308 tf・m	0.65
側径間水平変位	190	2.16 m	1.20 m	0.56
中央径間水平変位	669	1.00 m	0.60 m	0.60

3) 高減衰化装置の試設計

上部構造の主要振動モードに対して、0.055の減衰定数を与えるために必要な高減衰化装置の規模について、試設計した。

高減衰化の設置位置としては、地震時の振動エネルギーを吸収する必要があるため、相対変位が生じる位置に設置することが必要とされる。このため、設置位置としては、図－2. 4. 8に示すように主塔横梁～補剛桁間、タワーリンク軸受け部、橋台～側径間補剛桁間が考えられる。

高減衰化装置の試設計条件としては、前述のように、目標減衰定数として高減衰化装置により主要振動モードに5%の減衰定数を付加することとし、表－2. 4. 4に示した主塔基部の曲げモーメントに着目し、減衰係数としては約3000tf・s/mを考慮することとした。ここでは、1主塔当たり2基の高減衰化装置を設置することとし、高減衰化装置の設計条件としては、減衰係数3000tf・s/m、地震時の相対変位を8.5cmとした。なお、変位振幅に関しては、常時の温度変化等による影響も考慮し、±60cmの許容変位を考慮した。

図－2. 4. 9～図－2. 4. 10は、このようにして試設計した高減衰化装置を示したものである。

以上のように、減衰性能が小さく揺れやすい構造を有する長大橋梁に対しても、高減衰化装置を設置することに有効に断面力等を低減できることが明らかになった。

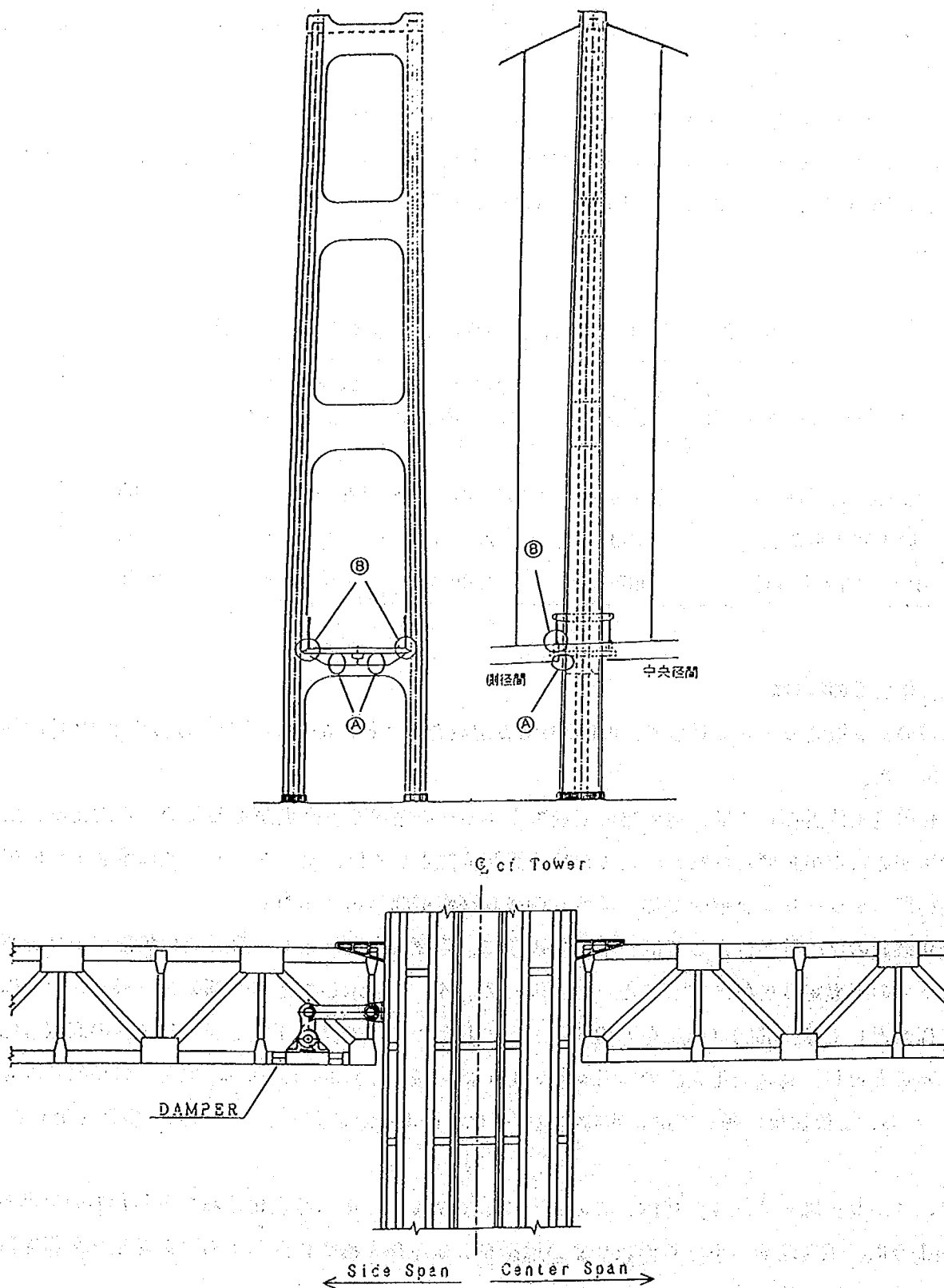


図-2. 4. 8 高減衰化装置の設置位置例

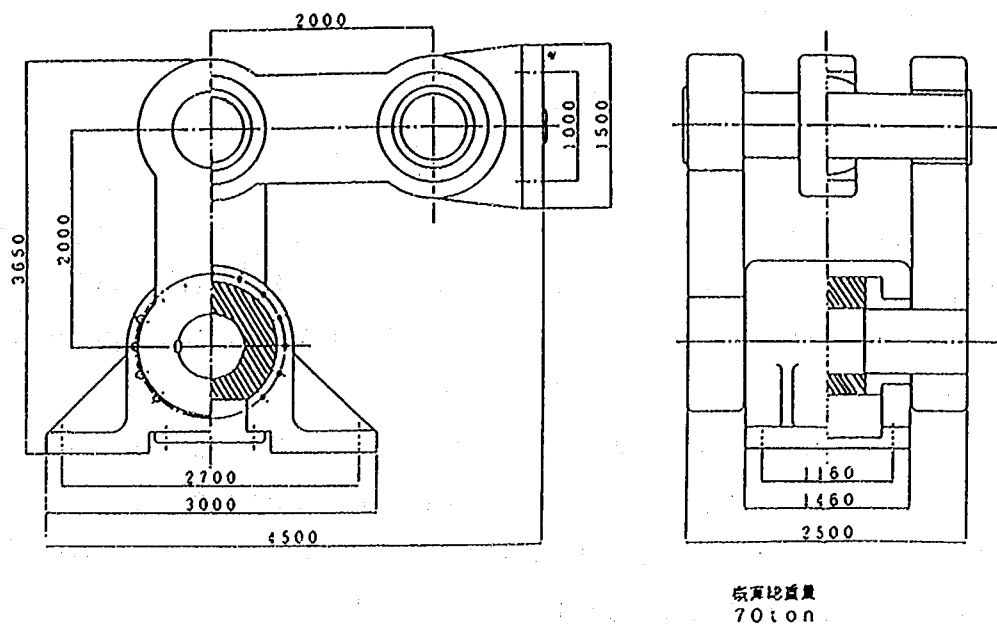


図-2. 4. 9 設計例-1：回転型鉛塑性ダンパー（主塔～補剛桁間に設置）

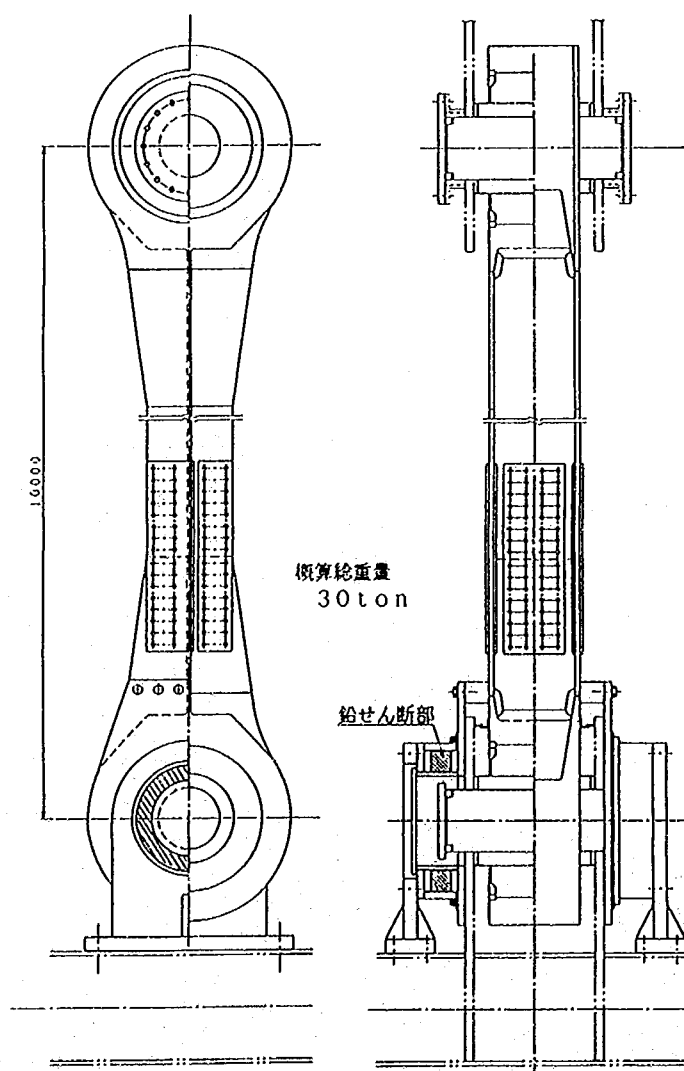


図-2. 4. 10 設計例-2：回転型鉛塑性ダンパー（タワーリンクに設置）

2. 4. 2 新しい設計の考え方

(1) 概要

海峡横断道路プロジェクト構想では、過去に巨大地震が発生した地域に近い場所に大規模構造物が構築される場合が想定されるため、設計用入力地震動の設定には、詳細な入力地震動の設定法の検討が必要である。入力地震動には属地性があり、各地域に分散するプロジェクトに対して一つの設計用入力地震動を提示することはできないので、ここでは(2)において、設計用入力地震動を2段階で設定する新しい考え方と、その設定法に関するこれまでの検討結果を述べる。

地震動が大きくなった場合、地盤に生ずるひずみの大きさに応じた地盤物性値を基礎の設計で使用するものが基礎の合理的設計のために肝要であり、そのために考案した新しい設計法を(3)に記述した。一つは地盤のひずみ依存性を考慮した剛体2自由度系の応答スペクトル法であり、これによって大地震に対応した基礎の合理的設計が可能となる。もう1つの方法は、地震時の繰返し載荷による地盤剛性の低下を考慮できるように改良を加えた弾塑性FEM解析法で、これによって大地震時の基礎の耐震安全性を動的に、より厳密に照査することが可能となる。

(2) 設計用入力地震動の設定法

1) 基本方針

設計用入力地震動は、次のように２段階で設定するものとする。

① L 1 地震動・・・ 構造物の設計上の供用期間内に発生する可能性が比較的高い地震動。この地震動は、再現期間が 1 5 0 年程度の強さの地震動を想定して設定する。

なお、L 1 地震動を用いる場合の設計においては、交通機能を阻害するような損傷を防止することを目標に、許容応力度などで照査することとする。

② L 2 地震動・・・ 建設地点においてまれに発生する大きな地震動。この地震動は、建設地点の比較的近くで発生することが考えられる海洋性の巨大地震や活断層から生じるいわゆる直下型の大地震を想定して設定する。

なお、L 2 地震動を用いる場合の設計においては、機能復旧可能な損傷は許すが、崩壊は防止することを目標に、部材の塑性化を考慮した許容変位などで照査することとする。

2) 設計用入力地震動の設定法

上記 L 1 地震動及び L 2 地震動の設定法としては、下記のような設定法が考えられる。海峡横断道路プロジェクトの計画地点はいずれも過去の大地震の震源域またはその近傍に位置しているため、特に、L 2 地震動の設定にあたっては、断層の広がり等について十分留意する必要がある（図－2，4，11）。

a) L 1 地震動の設定

L 1 地震動の設定にあたっては、地震記録を統計的に解析し、建設地点における再現期間 1 5 0 年程度の地震動特性値（最大加速度、地震応答スペクトル等）を算出し、その値に基づいて設定する。

なお、この方法では、地震の規模と発生頻度の関係を Gutenberg-Richter 式により、また、各地震から生じる地震動の最大加速度や地震応答スペクトルは距離減衰式により、それぞれ推定する。したがって、この方法で地震動を設定するときには、距離減衰式のばらつき等を考慮することも必要である。

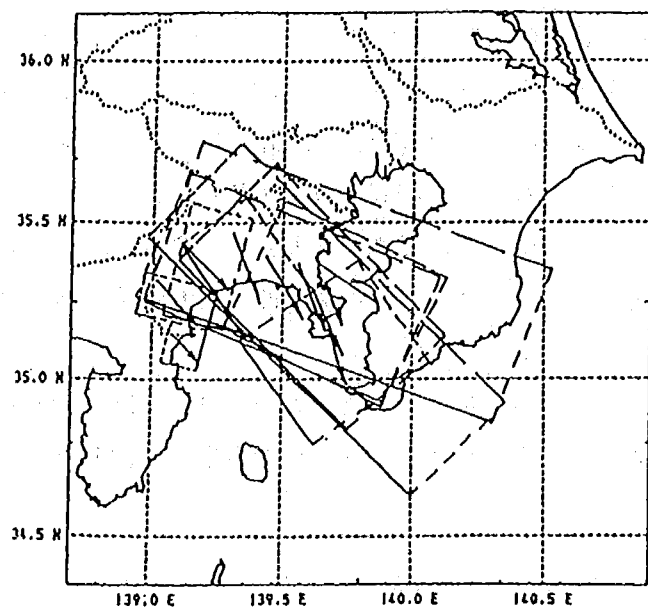
b) L 2 地震動の設定

L 2 地震動の設定にあたっては、建設地点周辺で生じる可能性があると考えられる地震を想定して設定するものとする。特に、L 1 地震動の設定において十分考慮できない、非常に大きい地震動を生じさせることが懸念される地震、活断層による地震等を考慮して設定するものとする。また、地震動の設定においては、必要に応じて想定される断層面など地震諸元の詳細も考慮するものとする。

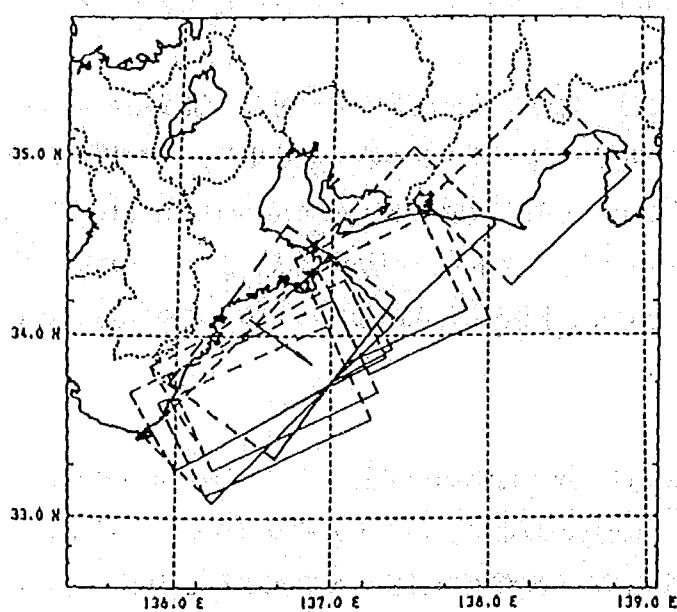
具体的な設定方法としては、以下のようなものが考えられる。

① 距離減衰式による方法

設計用地震動の地震動特性値（最大加速度、地震応答値等）を、既往の地震において観測された記録の解析によって作成された距離減衰式に基づいて設定する。本方法は、従来より設計入力地震動の設定に広く用いられ、実績のある方法である。ただし、一般に距離減衰式の基礎データとして震源近



1923年関東地震の断層モデルの例（9モデル）



1944年東南海地震の断層モデルの例（7モデル）

図-2. 4. 11 既往の大地震の断層として提案されている断層モデルの例¹⁾

傍のデータは限定されており、震源近傍においては適用限界に留意する必要があるとともに、距離減衰式は平均的な地震動特性値を与えるものであり、適用にあたってはそのばらつきを考慮することが必要である。

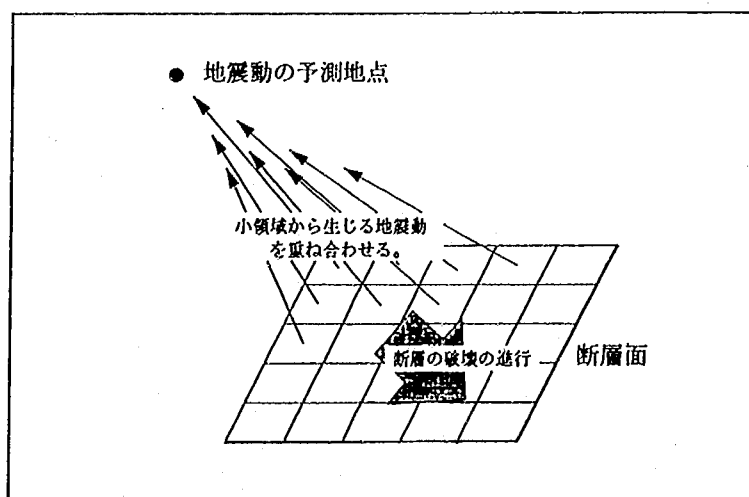
②断層モデルによる方法

想定する断層面を小領域に分割し、それが順次破壊していく過程をシミュレートすることにより、断層面の広がりや断層の破壊形態などを考慮できるようにした断層モデルにより地震動を設定する（図－2，4，12）。断層モデルには、分割された小領域を点震源と見なしこの小領域からの地震動を距離減衰式により推定し、それを重ね合わせることで大地震の地震動を推定する工学的モデル、既往の強震記録を小領域から発生する地震動とし、これを重ね合わせることで大地震の地震動を推定する半経験的方法、小領域から生じる地震動を理論的に評価し、これを重ね合わせる方法など種々の方法が提案されている。したがって、使用する方法の選定にあたっては、それぞれの適用範囲などを十分に考慮することが必要である。

③震源近傍での強震記録に基づく方法

大地震の際に震源（断層）近傍で観測された強震記録に基づき、その地震動を基本として設計用地震動を設定する。この場合、地震の規模（マグニチュード）、震源や断層からの距離関係、観測地点と建設地点の地盤構成の違い等を考慮して地震動を設定する必要がある。近年、震源近傍で貴重な強震記録が得られるようになっており、上記①または②の方法とあわせて、これらの強震記録を有効に活用すべきであると考えられる。

以上に示したように、各設定方法はそれぞれ特質を有しており、現時点では各設定方法による結果を相互に比較した上で設計用入力地震動を設定する必要がある。



図－2，4，12 断層モデルによる地震動の推定方法の概念図

参考文献

- 1) 日本の地震断層パラメーター・ハンドブック（鹿島出版会）

(3) 新しい設計法の骨子

1) 設計の基本方針

① 設計水準レベル1

L1地震動に対する剛体基礎の応答解析は、基礎を剛体2自由度系にモデル化し、地盤のひずみ依存性を考慮した応答スペクトル法により行うものとする。設計は図-2.4.13の流れに従って行う。地盤のひずみ依存性を考慮した基礎の設計法を2)に述べる。

安定計算は、基礎底面における鉛直地盤反力と水平力が、それぞれ底面地盤の許容鉛直支持力と許容せん断抵抗力を越えないことを確認する。

② 設計水準レベル2

L1地震動に対する設計結果が、L2地震動に対して安定性を満足するか否かを照査するために、時刻歴の弾塑性FEM解析を実施する。解析は図-2.4.14の流れに従って行うものとする。弾塑性FEM解析による耐震安全性の照査法を3)に述べる。

安定計算は、基礎の安定に関して最も条件の厳しい時刻で照査を行うこととし、基礎底面における鉛直地盤反力と水平力が、それぞれ底面地盤の極限鉛直支持力とせん断抵抗力を越えないことを確認する。

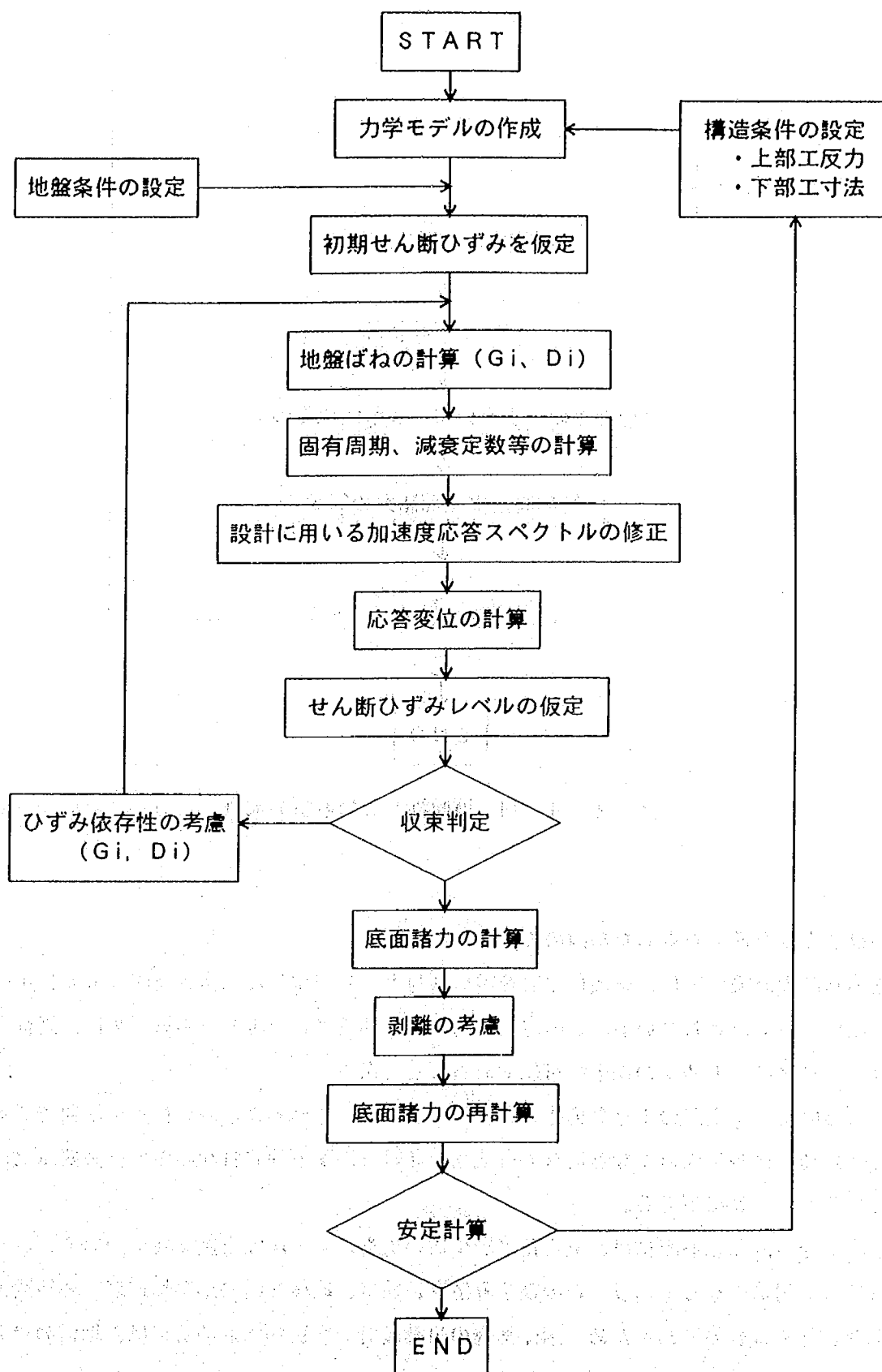


図-2. 4. 13 剛体基礎の応答解析の流れ

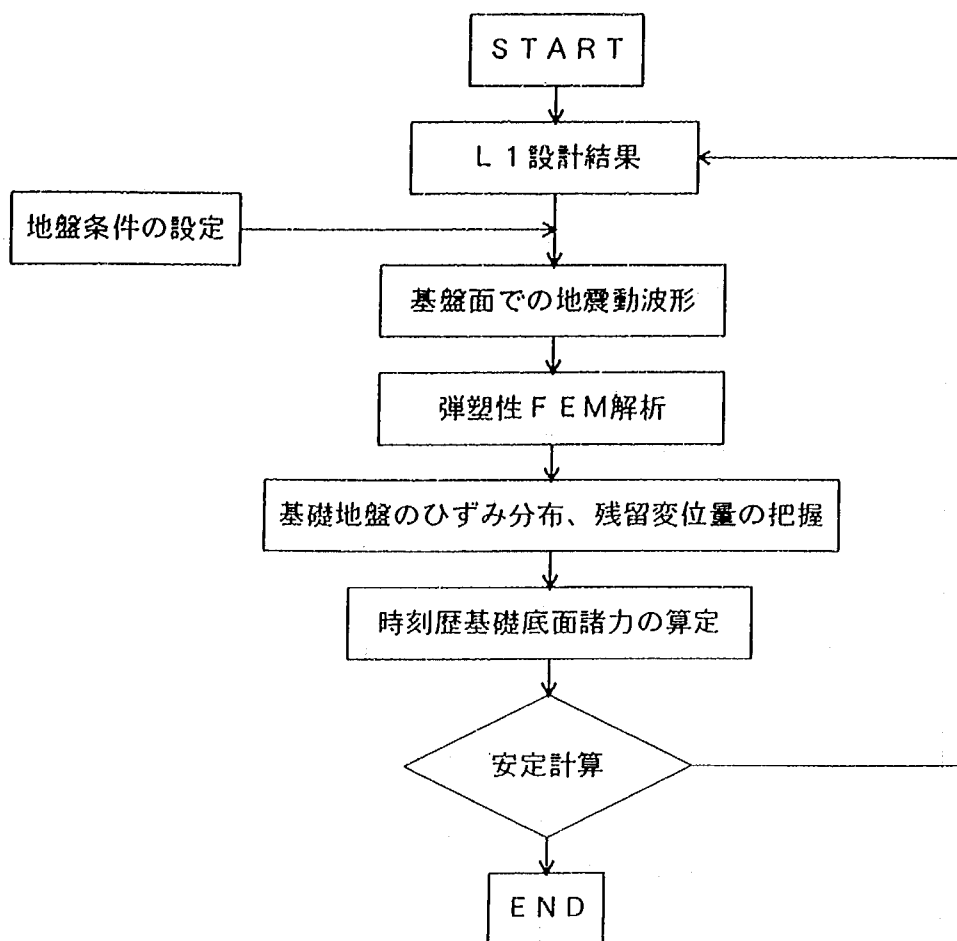


図-2. 4. 14 弾塑性 F E M 解析の流れ

2) 地盤のひずみ依存性を考慮した基礎の設計法

従来、剛体基礎の耐震計算は、一般に地盤を線形ばねとして表現した剛体 2 自由度系モデルによる応答スペクトル法によって行われている。この方法の利点は、地盤ばねが線形であるために、固有周期が一義的に定まり、応答スペクトル法の適用が可能であることである。

設計計算においては、上記のような応答スペクトル法のような簡易な耐震計算法が便利であるが、現手法では設計地震動レベルが大きくなる場合でも地盤の非線形性が反映されないため、必要以上に大きな基礎が設計されるという欠点がある。

一方、剛体基礎が振動する際には、風化花崗岩においても、その剛性と減衰性について、ひずみ依存特性が現れることが明確になっており、このひずみ依存特性は、剛体基礎の応答加速度、応答変位、底面諸力などに影響を与えるものであるため、剛体基礎の耐震設計を合理的に進めるには、地盤のひずみ依存特性を考慮した耐震設計法の開発が課題とされている。

さて、地盤のひずみ依存特性を考慮する場合には、発生するひずみの大きさに応じて地盤の剛性と減衰性が変化するため、その固有周期と減衰定数を一義的に求めることができない。

そこで、この問題を解決するため、せん断ひずみと基礎の応答変位とを関係づけて、ひずみに関して線

繰り返し計算を行い、収束したひずみの値に対して応答値を算出する方法を考案した（図－2. 4. 13. 2. 4. 15）。その結果、計算モデルとしては、従来と同様に剛体2自由度系の応答スペクトル法の適用が可能となった。

図－2. 4. 13において、せん断ひずみ γ は、基礎底面の応答変位から下式（2. 4. 2）により仮定する。

$$\gamma = \alpha \times \theta + \beta \times \frac{u_s}{B} \quad (2. 4. 2)$$

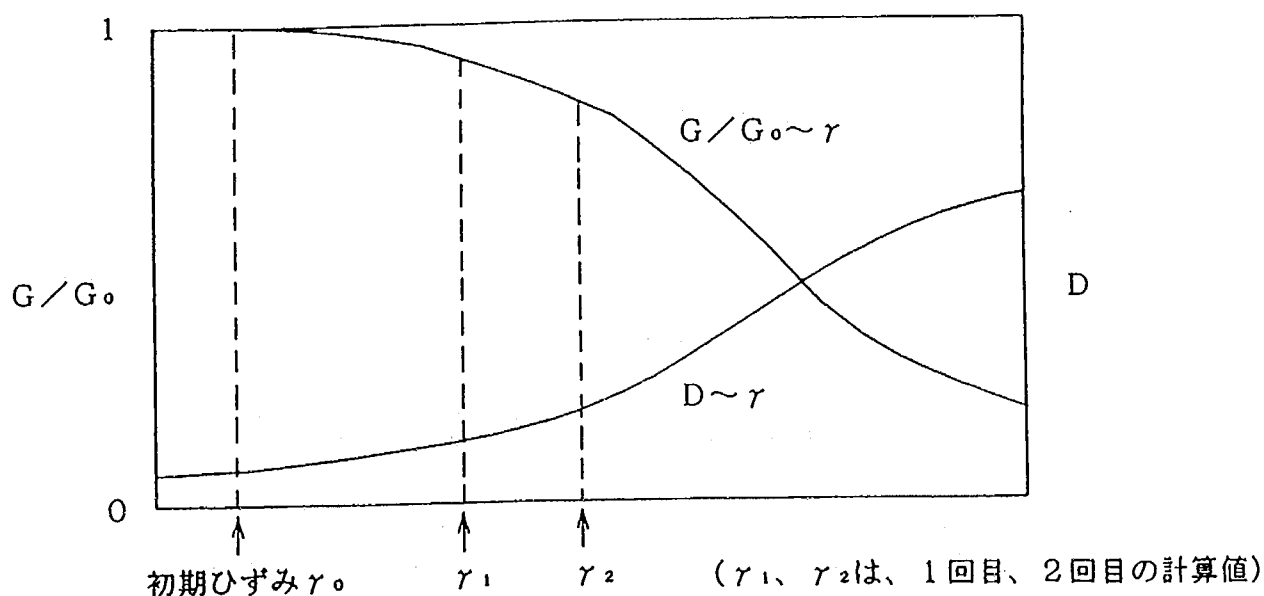
ここで、 θ : 基礎の応答回転角 (rad)

u_s : 基礎の応答水平変位 (m)

B : 基礎底面幅もしくは直径 (m)

α 、 β : 係数

この式は、基礎の回転、水平変位に伴い、支持地盤内に発生するせん断ひずみを表すものである。

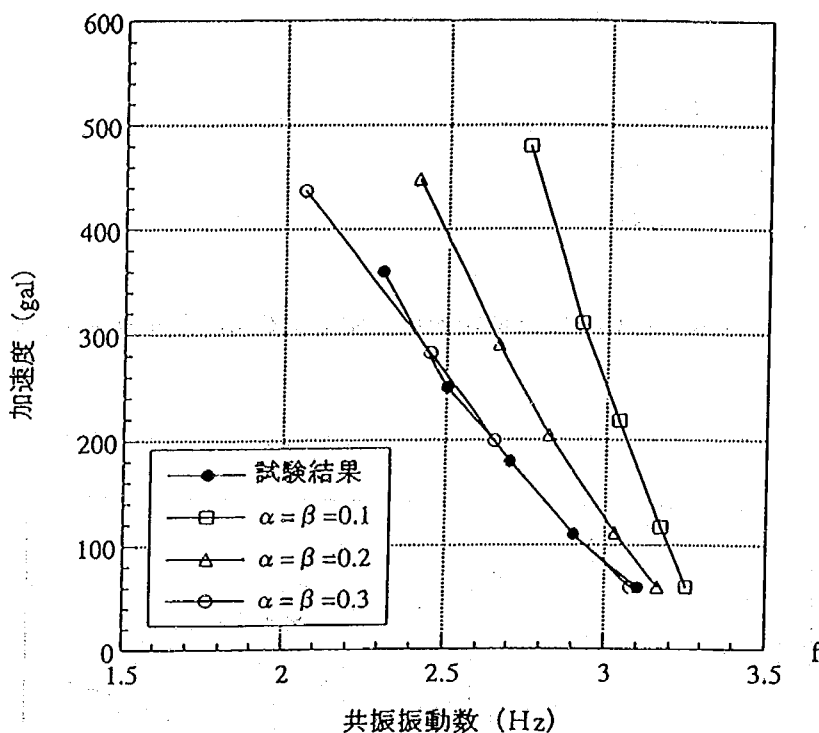


図－2. 4. 15 ひずみ依存性の考慮の方法

式(2.4.2)については、大規模載荷試験(平成2年度 本州四国連絡橋公団実施)のシミュレーション解析結果や(3)で示す明石海峡大橋2Pで実施した弾塑性FEM解析結果と対比を行い、その妥当性を確認した。以下にその結果を示す。

1)大規模載荷試験結果との対比

実験をシミュレーションした解析の結果(図-2.4.16)、①「 $\alpha = \beta = 0.1$ 」では線形に近い応答となり、実験値と乖離が大きい、②「 $\alpha = \beta = 0.3$ 」では全体的傾向は実験値とほぼ一致する、ことがわかる。



試験結果		$\alpha = \beta = 0.1$		$\alpha = \beta = 0.2$		$\alpha = \beta = 0.3$	
共振振動数 (Hz)	加速度 (gal)	共振振動数 (Hz)	加速度 (gal)	共振振動数 (Hz)	加速度 (gal)	共振振動数 (Hz)	加速度 (gal)
3.1	60	3.25	60.0	3.16	60.0	3.08	60.0
2.9	110	3.17	116.8	3.03	111.6	2.90	110.4
2.7	180	3.04	217.8	2.82	204.2	2.65	199.1
2.5	250	2.92	310.2	2.66	290.1	2.45	282.3
2.3	360	2.75	480.2	2.41	448.4	2.06	437.2

(実験は基礎天端を加振。加速度、共振振動数は基礎天端の値)

図-2.4.16 大規模載荷試験結果とシミュレーション解析結果との対比

2)弾塑性 F E M解析との対比

明石海峡大橋 2 P 主塔基礎が兵庫県南部地震のような大規模地震を受けた場合の応答性状の解析のために弾塑性 F E M 解析を実施し、その結果との対比を行った。その結果、①「 $\alpha = \beta = 0$ （地盤のひずみ依存性を考慮しない、線形計算）」では各応答値は 2 ～ 4 倍になる、②「 $\alpha = \beta = 0.3$ 」では加速度はほぼ同じ、他の応答値は約 1.1 ～ 1.3 倍程度であることがわかる。

表-2. 4. 5 弾塑性 F E M 解析結果と地盤のひずみ依存性を考慮した計算結果との対比

係数 α 、 β		弾塑性 F E M	地盤のひずみ依存性を考慮した計算法			
			0	0.2	0.3	1.0
せん断ひずみ $\gamma (10^{-3})$			(10^{-3})	1.040	1.593	5.551
剛性 G/G_0			—	0.294	0.233	0.200
減衰定数 D			—	0.124	0.141	0.150
固有周期 $T_1(\text{sec})$			0.912	1.697	1.909	2.061
重心水平加速度 (gal)		316	1352	375	316	289
底面諸力	鉛直力 $N(t)$	578458	579559	579559	579559	579559
	モーメント $M(t \cdot m)$	10910865	20786500	13877300	12189400	11266700
	水平力 $H(t)$	210517	709509	324378	283930	265192

なお、 $\alpha = \beta = 0.2 \sim 0.3$ 程度を考慮することにより、図-2. 4. 17 に示すように地盤は 10^{-3} オーダーのひずみ状態になっており、これも弾塑性 F E M 解析結果を十分再現できている。

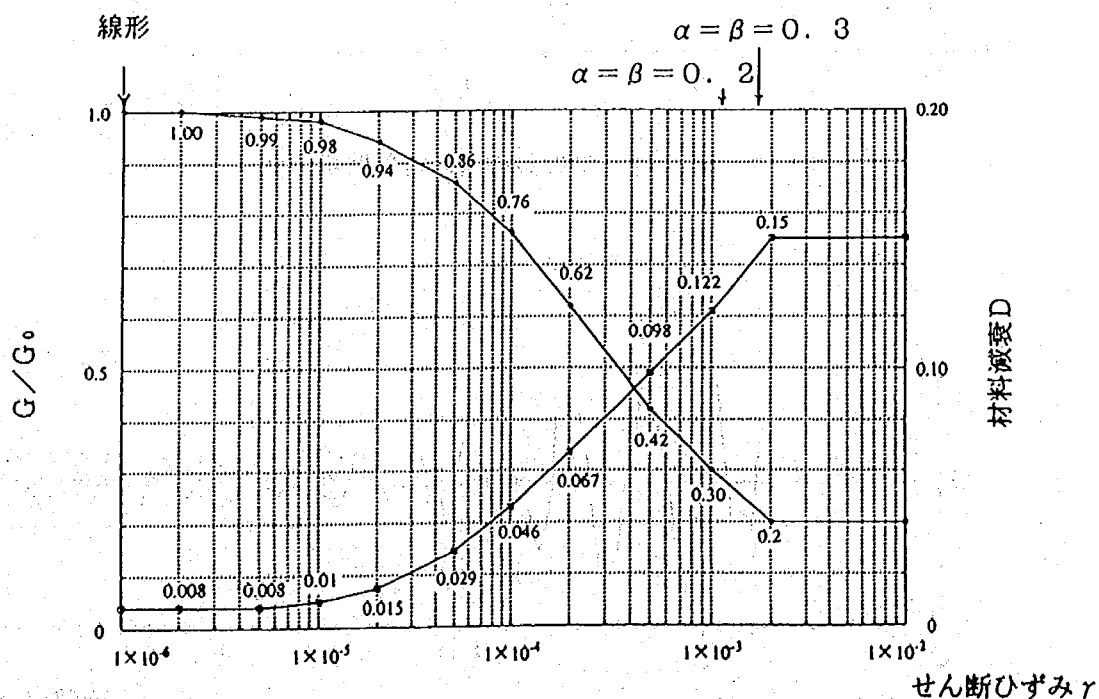


図-2. 4. 17 明石海峡大橋 2 P の基礎地盤（明石層）のひずみ依存性

このように、極めて大きい地震動レベルの場合、線形計算 ($\alpha, \beta = 0$) では、非常に大きな基礎寸法になる。しかし、地盤のひずみ依存性を考慮することによって ($\alpha, \beta = 0.2 \sim 0.3$ 程度)、応答値 (底面諸力) が合理的に評価できるため、本計算法は合理的な耐震設計法として有用な手法と判断できる。

3) 弾塑性 FEM 解析による耐震安全性の照査法

試設計においては、上記のような簡易な耐震計算法が必要であるが、大規模地震動を考慮した照査を行う必要があり、そのためには FEM 解析により詳細な検討を行って実際に問題となる変形、地盤のひずみを直接算定して基礎の耐震安全性を照査することが肝要である。

そこで、地震時の繰返し载荷による地盤の剛性の低下を考慮できる手法を検討し、地震による残留ひずみを計算できるような弾塑性 FEM 解析を考案した。

この手法を用いて、兵庫県南部地震を受けた明石海峡大橋主塔基礎 2 P およびその基礎地盤の応答性状の検討を行った。図-2. 4. 18 に基礎重心点の時刻歴水平変位、図-2. 4. 19 に基礎重心点の時刻歴水平加速度および図-2. 4. 20 に基礎直下地盤の最大せん断ひずみの分布を示す。

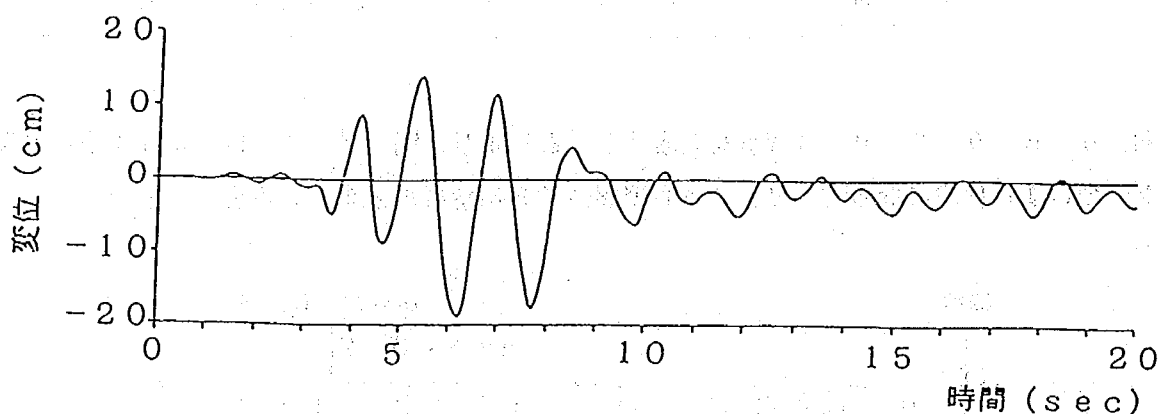


図-2. 4. 18 基礎重心点の時刻歴水平変位

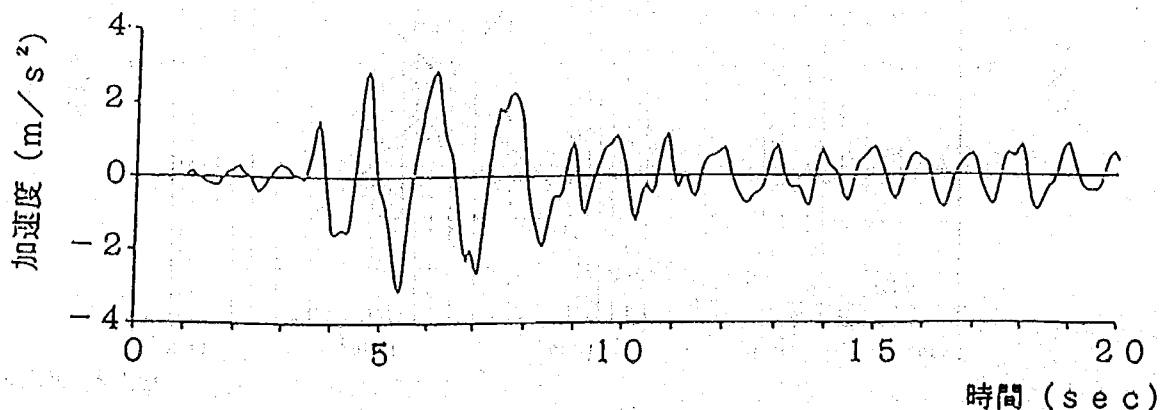
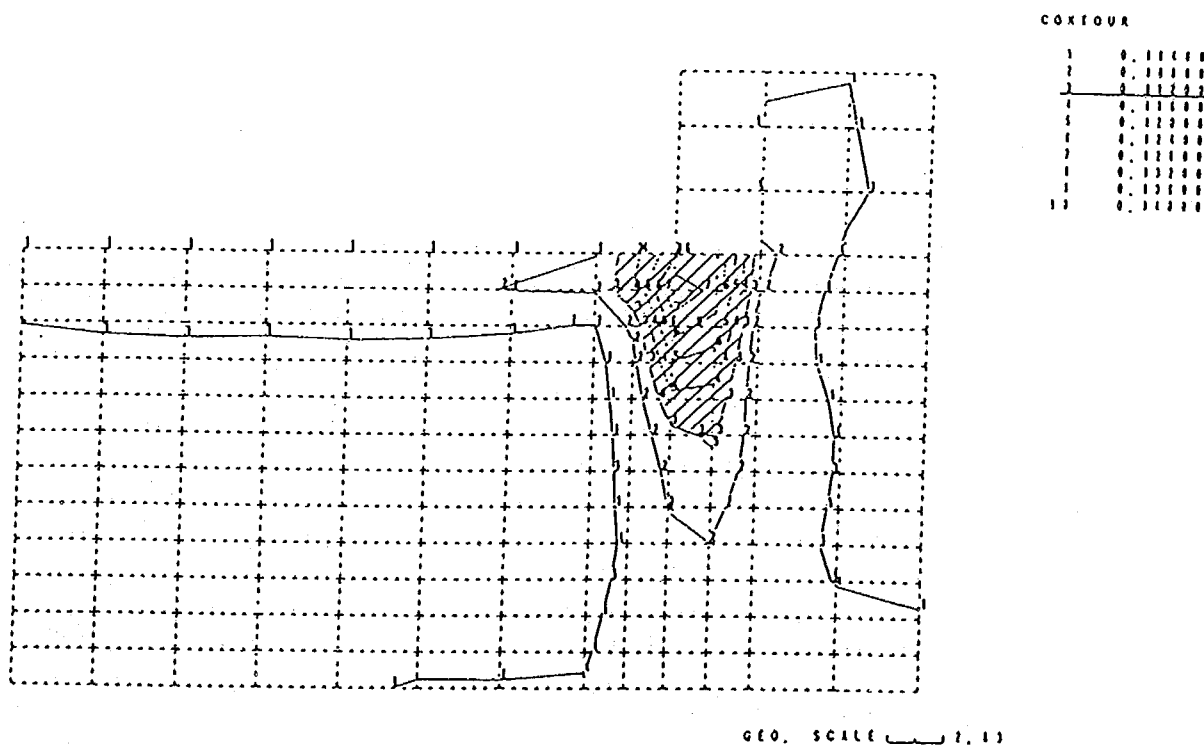
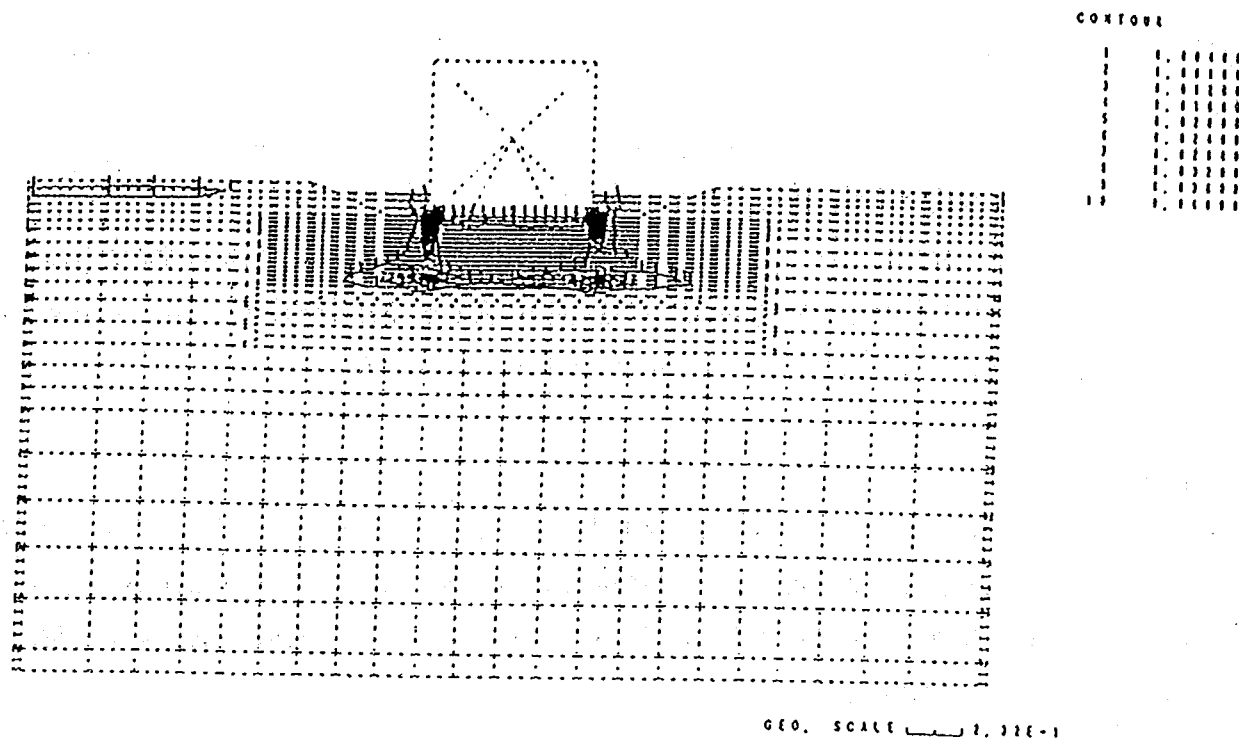


図-2. 4. 19 基礎重心点の時刻歴水平加速度



(拡大図)

図-2. 4. 20 基礎直下地盤の最大せん断ひずみの分布

図-2.4.18および図-2.4.19に示すように、基礎重心はほぼ1自由度で振動し、主要動は約1.5秒の卓越周期となっていることがわかる。なお、基礎重心の最大水平変位は19cm、最大水平加速度は316galである。

図-2.4.20に示すように、基礎直下地盤における最大せん断ひずみは 10^{-2} のオーダーである。ただし、その範囲は基礎縁端周辺部の数m程度に限られている。

以上のような弾塑性FEM解析を行うことにより、基礎地盤の時刻歴応答及び残留ひずみを計算することができる。その結果、各時刻ごとの地震動による基礎底面の応答値の組み合わせを厳密に考慮することにより、基礎の安定性および地盤の地震時の性状をより正確に判断できる。

4) 今後の課題

前述の地盤のひずみ依存性を考慮した応答スペクトル法、弾塑性FEM解析によると、従来の耐震設計法に比べて、より厳密な解析になるとともに、結果的に基礎の寸法を低減できる可能性があることが判明した。今後は、基礎の安定性に対する弾塑性FEM解析により計算された地盤内ひずみ、応答変位、応答加速度等の評価方法の検討が必要とされる。

第3章 トンネルの設計・施工に関する技術調査

3.1 大断面・大深度トンネルの設計・施工

海峡部に道路トンネルを設計・施工する場合、道路構造令で定められている建築限界を満足する必要性から、3車線の断面を確保しようとする場合には、必要な断面は極めて大断面となる。一方、海峡部という地形的条件から必然的に施工位置は海底下となり大深度のトンネルとなる。これまで、このような大断面あるいは大深度の条件下での実績は、国内では海底下約100mの土被り、水深140m下での青函トンネル（山岳トンネル工法）、直径13.9m（掘削断面積約150m²）の現在施工中の東京湾横断道路トンネル（シールドトンネル工法）などがある。また、国外では英仏海峡を横断する海底下約40mの土被り、水深60m下でのユーロトンネルがある。

一般に、トンネルは作用外力が明確になっていないことや地山の特性が複雑であることなどから、構造設計する場合、従来経験的な手法で行われてきた。例えば、山岳トンネル工法の場合は、地山の持つ支持力を最大限活かすことが概念的に理解され、トンネル掘削に伴って形成される地山アーチによりトンネルには全土被りよりも小さな土圧が作用し、その土圧に抵抗するトンネル支保の設計が実施されている。また、水圧に関しても排水することによりトンネルに作用する水圧が減じるということが概念的に理解されており、地下水問題等がない場合は積極的に排水が行われている。しかしながら、これらは定性的には理解されているものの定量的には把握されていないのが現状である。また、シールドトンネル工法の場合は、地山の種類や特性、土被り、トンネルの直径等によって、ある設計計算用荷重を与えて必要な覆工厚等を設計しているが、計算に用いる地山の物性値の評価にあたっては、これまでの実績や経験などから決定されていることが多い。

大深度、大断面トンネルの設計・施工にあたっては、トンネルの作用土圧についての検討の必要性が考えられることから、ここでは山岳トンネル工法における排水時のトンネルの作用土圧実験、シールドトンネルに作用する荷重の現場計測の実績調査を実施し、設計の考え方についての検討を行った。また、海峡部にトンネルを想定した場合の技術的課題を整理するとともに、シールドトンネル工法により設計・施工する場合のコストダウンの可能性についての概略検討を行った。

3. 1. 1 トンネルに作用する土水圧

(1) 山岳（排水条件）トンネルの場合

大深度の未固結含水地山においてトンネルを掘削する場合、静水圧に相当する高い水圧が覆工に作用するため、大規模な支保工や覆工が必要となる。そこで、トンネル周辺地山に薬液注入工法を施して難透水層を形成し、覆工背面より水を抜き水圧を減少させることにより、覆工への作用圧を減じようとする方法が検討されている。過去の研究¹⁾から、覆工負担水圧と湧水量には比例関係があり、トンネル内に水を抜くことにより覆工背面に作用する水圧は減少することが、また、豊浦標準砂を用いて実施された研究²⁾から、排水することにより覆工に作用する土圧も減少することも明らかになった。しかし、水圧や土圧の減少に層厚、水位、および地山材料の違いがおよぼす影響等については明らかにされていない。そこで本研究では、排水によって減少する水圧・土圧に影響をおよぼすと考えられる層厚、水位、および地山の材料特性の違いに着目して排水実験を行った。

1) 実験概要

① 実験装置

実験装置は、図-3.1.1に示す実験水槽、水位固定水槽、排水槽、排水用底盤からなっている。実験水槽は内法寸法60cm(幅)×60cm(奥行)×55cm(高さ)で、実験水槽底盤中央部に、90mm(幅)×565mm(奥行)×5mm(厚さ)のポーラスストーン(透水係数： $k=10^{-2} \text{ cm/sec}$ 程度)をはめ込んだ排水用底盤を設置している。この排水用底盤のバルブの開閉によりトンネル内への排水を模擬した。また水面は、排水槽からの排水量と水供給量をほぼ同じにし水位固定水槽のサイフォン効果により固定水面とした。また排水試験時の土圧(全土圧)および水頭の変化は排水用底盤のポーラスストーン上に設置した土圧計およびピトー管により測定した。

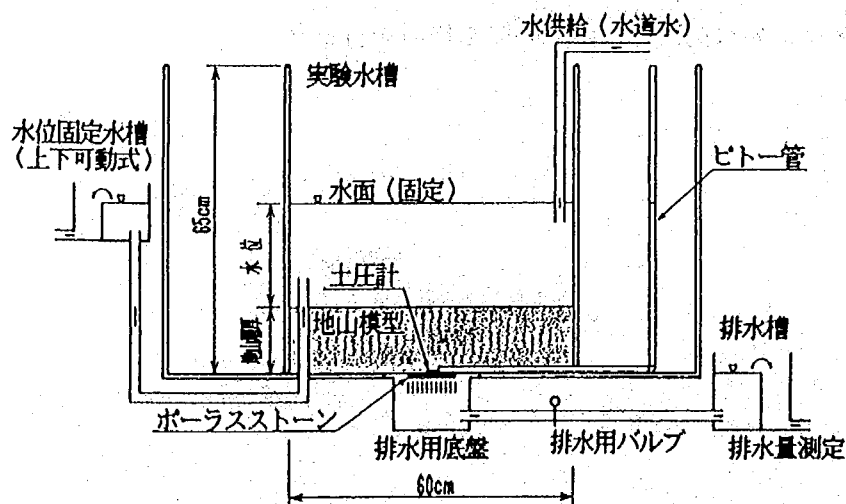


図-3.1.1 実験装置概要図

② 実験に用いた試料および実験ケース

実験に用いた地山材料は、豊浦標準砂、川砂(霞ヶ浦出島産)、碎石3号、カオリン粘土の4種類である。これらの粒径加積曲線を図-3.1.2に示す。排水実験で測定された透水係数は、カオリン粘土が $k=10^{-6} \sim 10^{-5} \text{ cm/sec}$ の範囲、豊浦標準砂、川砂はほぼ同じ値で $k=10^{-2} \sim 10^{-1} \text{ cm/sec}$ の範囲、碎石3号が $k=10^{-1} \sim 10^0 \text{ cm/sec}$ の範囲であった。

実験は、3種類の砂質土試料については、地山厚さが10cm、20cm、30cmの模型地盤で、水位を5cm毎に10cmから40cmまで変えて、それぞれの水位で排水実験を行った。カオリン粘土については、地山高さ7.2cm、15.4cmの2種類で、水位を10cm毎に10cmから40cmまでで実施した。

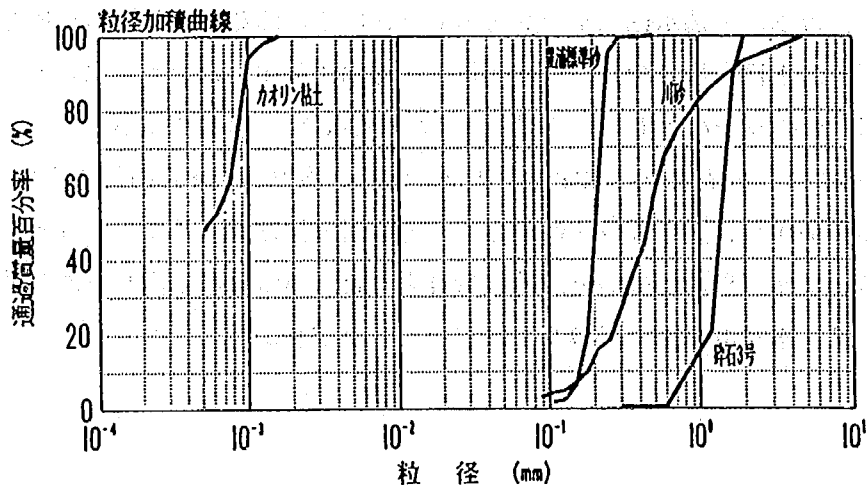


図-3.1.2 各試料の粒径加積曲線

2) 実験結果

① 排水による水頭低下と浸透圧に関する理論

一般に排水量 Q は透水係数 k 、動水勾配 i 、排水面積 A を用いて次式で表される。

$$Q = k \cdot i \cdot A$$

ここで動水勾配は、排水面における水頭低下量 h と地山層厚 z とすると $i=h/z$ である。

上式を水頭低下量に着目して整理すると次式のようにになる。

$$h = Q \cdot z / (k \cdot A)$$

この式より、水頭低下量は、排水量、地山層厚に比例し、透水係数に反比例することがわかる。

排水時の排水面での作用土圧 p は理論上以下の式で表される³⁾。

$$\text{静水時: } p = \gamma' \cdot z + \gamma_w (H' + z)$$

$$\text{排水時: } p = \gamma' \cdot z + \gamma_w (H' + z - h) + i \cdot z \cdot \gamma_w$$

ここに、 γ' は地山の水中単位体積重量、 γ_w は水の単位体積重量、 H' は地山表面から水面までの距離である。

これらの式で、浸透圧は $\rho \cdot z \cdot \gamma_w$ で表され、粘性摩擦による損失水頭を表しており理論上は $\gamma_w h$ に等しくなる。よって排水面での作用土圧 p は静水時、排水時にかかわらず変化しないことになる。以上をふまえて、実験結果について検討する。

② 排水による水頭低下量

図-3.1.3は、豊浦標準砂における排水面から水面までの全水位 H と水頭低下量の関係を示す。この図から全水位が大きくなれば水頭低下量も大きくなっており、両者には比例関係があるといえる。仮に排水部（ポーラスストーン）の透水性が無限大ならば排水面における水頭低下量は、全水頭と等しくなる（図中の直線）はずであるが、実際の水頭低下量は全水頭より小さくなっている。この差は、排水部においても透水抵抗があるので、その透水抵抗に見合う損失水頭である。したがって、地山部の水頭低下量は、地山の透水性だけでなく、排水部の透水性（ポーラスストーンの透水係数 k_p 、層厚 D_p ）にも影響される。

地山材料と排水部の透水性と層厚の相対的な関係を、透水係数比 k/k_p を層厚比 D/D_p で除して基準化した透水係数比/層厚比 $R(=k \cdot D_p / k_p \cdot D)$ として、水頭低下量 h を全水位 H で除して基準化した水頭低下比 h_{norm} との関係を図-3.1.4に示す。この図より、水頭低下比は、水位、層厚、透水係数比によらずほぼ一本の双曲線で表わされる。この関係から、透水係数比は小さく、排水層厚比は大きくするほうが、水頭低下量は期待できることがわかる。また、豊浦標準砂と川砂に着目すると、透水係数が同じであり粒度分布が違うことから粒度分布の違いは、水頭低下比に影響を及ぼさないことがわかる。

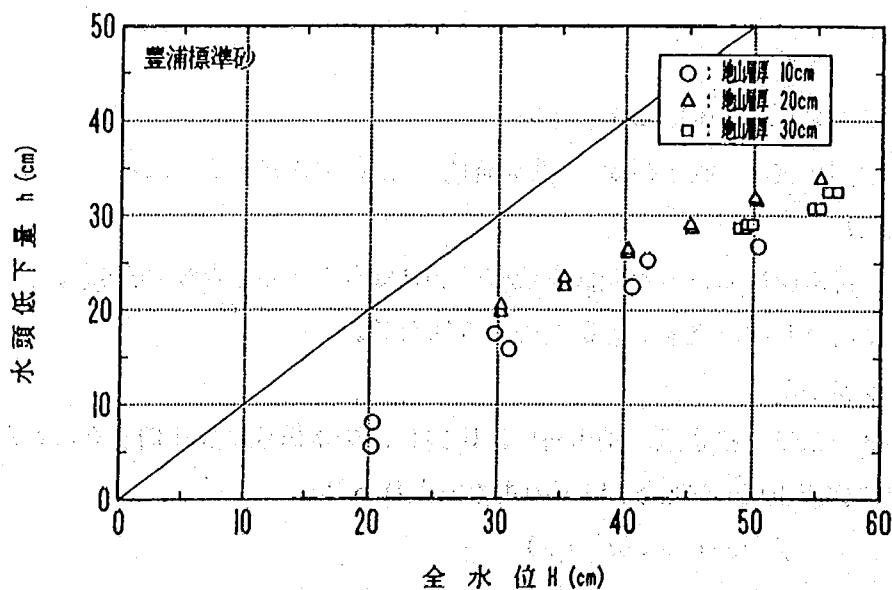


図-3.1.3 全水位と水頭低下量の関係

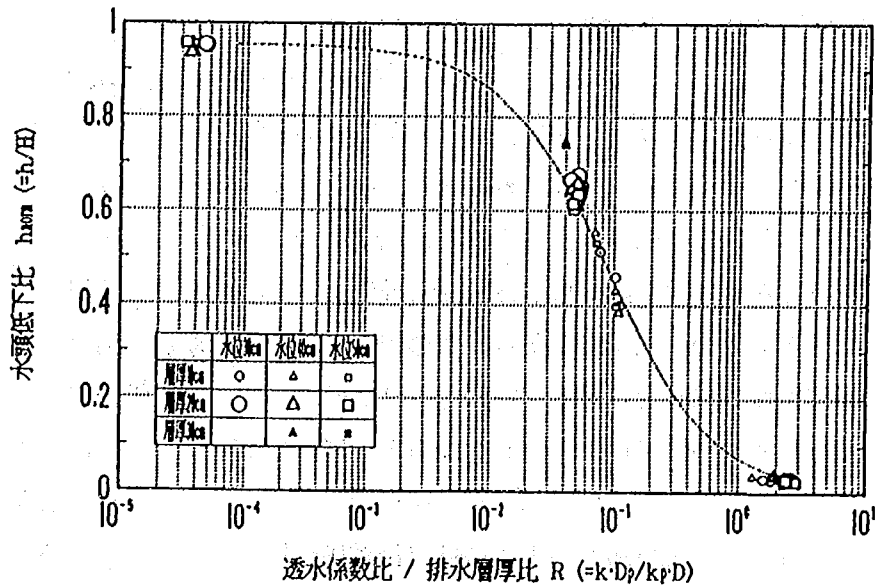


図-3.1.4 透水係数比/層厚比と水頭低下比の関係

③ 水頭低下量と土圧低下量の関係

図-3.1.5は、各地山試料の地山層厚が20cmにおける水圧低下量 p_r と浸透圧 p_i の関係を示したものである。なお、浸透圧 p_i は、 $p_i = (\text{水圧低下量}) - (\text{作用土圧低下量})$ として求めた。これは理論解析によれば浸透圧 p_i は水圧低下量と等しくなるはずであるが、実際は土圧計で計測された土圧が排水時と静水時で異なる（減少する）ためこの様な方法で算出した。砕石3号については、水頭はほとんど低下しないため水圧低下はほとんど発生していない。他の試料では、発生する浸透圧は水圧低下量に比例して大きくなっている。しかし、豊浦標準砂と川砂は、ほぼ同じ透水係数を持つ材料で、水頭低下量はその粒度の違いによらずほぼ同じであったが、発生する浸透圧の大きさは違い、川砂に発生する浸透圧は豊浦標準砂の半分以上となっている。

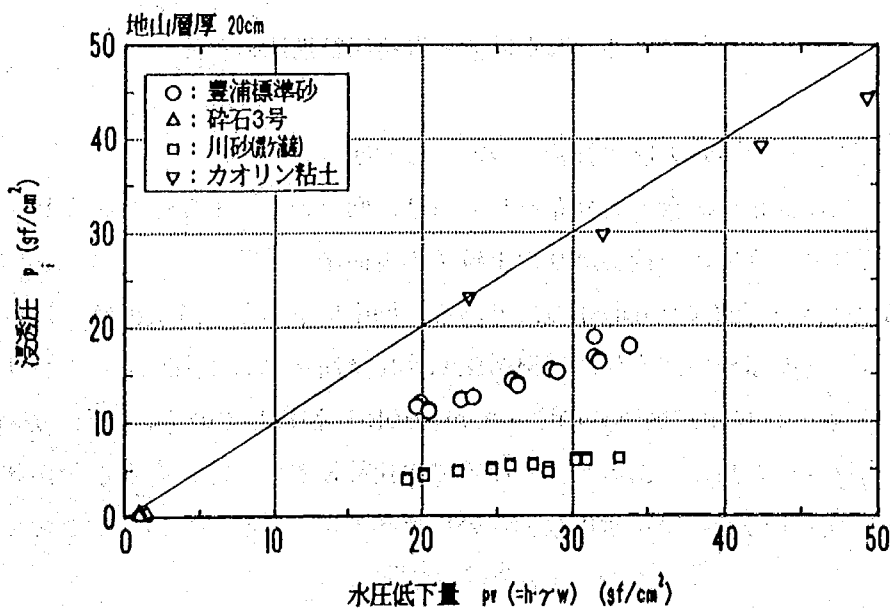


図-3.1.5 水頭低下量と浸透圧の関係

④ 透水係数が浸透圧発生におよぼす影響

図-3.1.6に、各層厚におけるすべての水位での透水係数 k と浸透圧転換比 p_i/p_w の関係を示す。ほぼ均等粒度である豊浦標準砂、碎石3号、カオリン粘土（白抜き印で示したもの）について考えると、透水係数が小さくなると、浸透圧転換比はほぼ1に近い値になり、透水係数が大きくなるにしたがい、浸透圧転換比は小さくなっている。また、この関係は、透水係数比/層厚比と水頭低下比の関係に酷似している。そこで、ほぼ均等粒度の材料であれば、透水係数 k と浸透圧転換比 p_i/p_w の関係は反比例すると考えて、各層厚毎に双曲線近似したものが図中の一点鎖線である。この図より、近似曲線と実測データは良い一致を示しており、このような均等粒度の場合では透水係数 k と浸透圧転換比 p_i/p_w は反比例すると見てよいと思われる。粒度分布形状の違う川砂については、一致しなかった。層厚の影響については、透水係数の大きな碎石3号および、小さなカオリン粘土については、浸透圧転換比が0または1に近く有意な差としては現れていない。豊浦標準砂、川砂については層厚が大きいほど浸透圧転換比は大きくなる傾向が見られた。

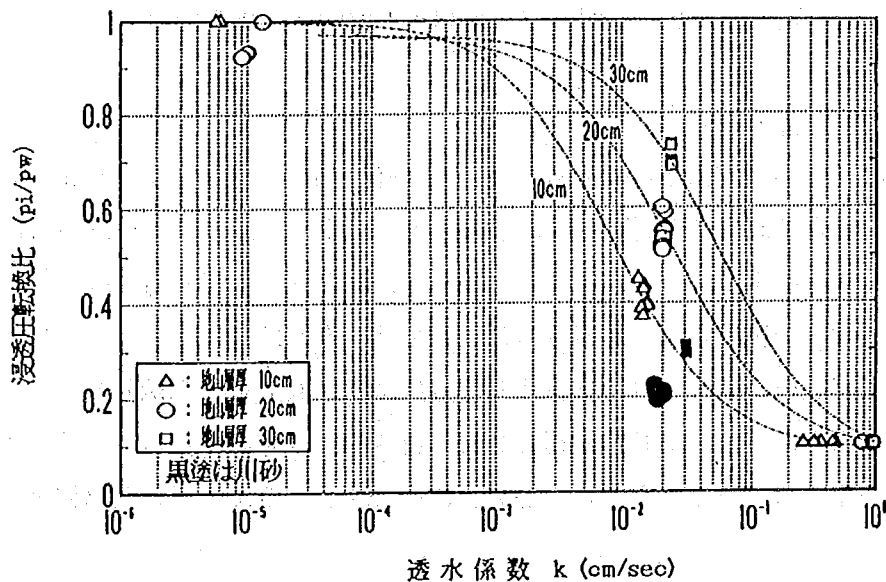


図-3.1.6 透水係数と浸透圧転換比の関係

⑤ 粒度の違いが浸透圧発生におよぼす影響についての考察

いま、土粒子群の粒径分布が対数正規分布をしており、個々の土粒子を球であるとして、今回の実験におけるそれぞれの試料の単位排水面積あたりの土粒子の表面積 S を算出し⁴⁾、この土粒子の表面積 S と浸透圧転換比 p_i/p_w の関係を表したものが図-3.1.7である。図中に示した一点鎖線はこれらの関係の近似曲線である。この図から、表面積が増加すれば、浸透圧転換比は増加する傾向を示しており、表面積が 10^4 (cm^2)程度以上になると、ほぼ水圧低下量のすべてが浸透圧に転換している。また、透水係数レベルでは有意差のなかった豊浦標準砂と川砂であるが、表面積での比較においては、有意な差が認められ、浸透圧の発生には、土粒子の表面積の違いが透水係数の違いに比べてより支配的であることを示唆していると考えられる。

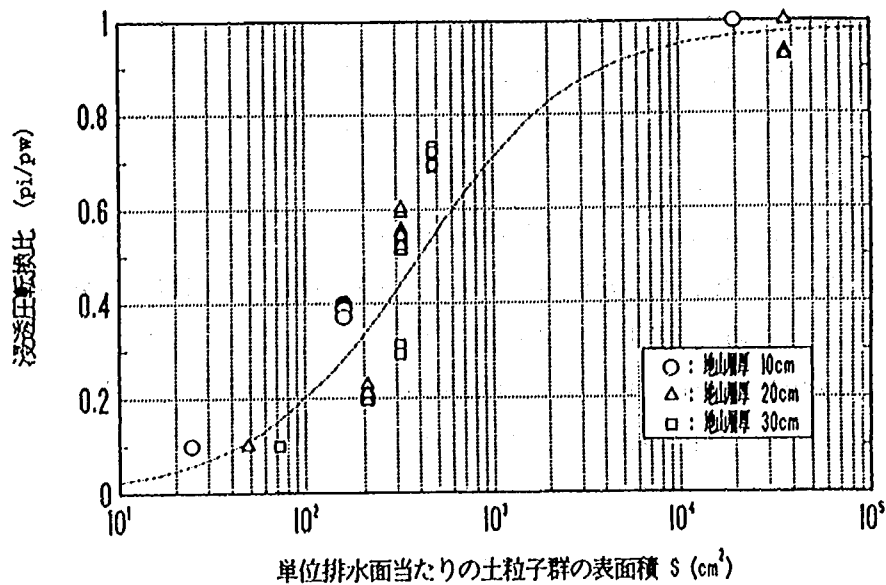


図-3.1.7 土粒子表面積と浸透圧転換比の関係

⑥ 排水面における作用荷重の変化

地山材料の違いによる排水面への作用荷重低下量について考えてみる。排水面における作用荷重低下量を圧力低下率 $(h/H) \cdot (1-p_i/p_w)$ として表わす。図-3.1.8に、透水係数比/層厚比と圧力低下率の関係を示す。この図から圧力低下率が大きくなる範囲には限りがあり、それは透水係数比/層厚比が $10^{-2} \sim 10^0$ の範囲で、そのときの圧力低下比は最大で0.3程度である。このときの地山の透水係数は $10^{-3} \sim 10^0$ (cm/sec) の範囲にある。ただし、浸透圧転換比と圧力低下率は、透水係数比等の相対的なものに支配されるのではなく、透水係数そのものの値や土粒子の表面積などのその試料に対して独立した値に支配されることに注意しなければならない。実験データをプロットした結果、カオリン粘土、豊浦標準砂、碎石3号についてはこの曲線によく一致するが、均等粒度でない川砂については、予測値以上の負担圧力低下率を表わしている。

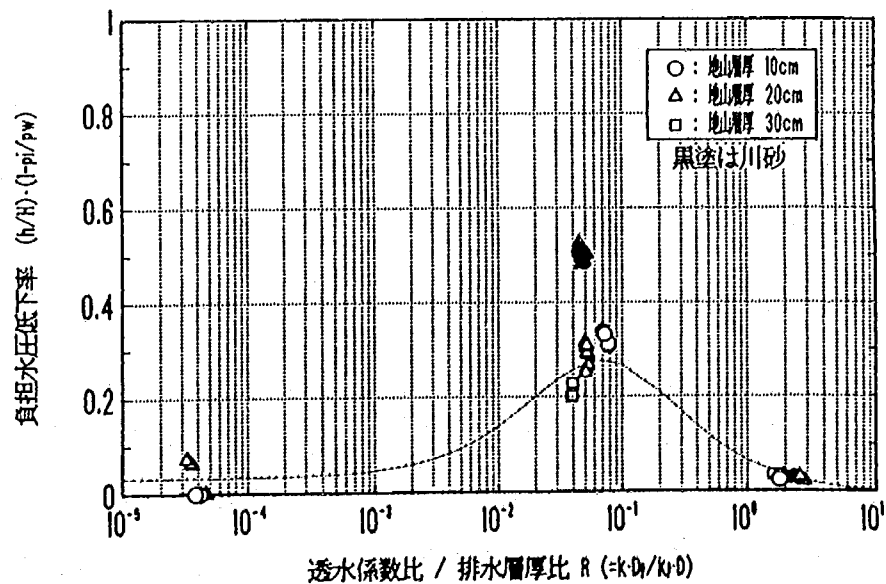


図-3.1.8 透水係数比/層厚比と圧力低下率の関係

3) まとめ

今回行った一連の排水試験結果から得られた主な知見を以下に示す。

- ①水頭低下比は透水係数比/層厚比に反比例する。また、透水係数が同一の場合、透水係数比/層厚比と水頭低下比の関係は、粒度の違いによらない。
- ②浸透圧発生量は、水圧低下量に比例し、その関係は地山によって異なる。それは理論浸透圧より小さい。
- ③透水係数と浸透圧転換比は、粒度分布のほぼ相似である地山材料については反比例の関係にある。
- ④土粒子の表面積の違いは、浸透圧転換比を支配する主な要因の一つであると考えられる。
- ⑤排水面での作用圧力が減少するのは、均等粒径の材料の場合、透水係数比/層厚比が $10^{-2} \sim 10^0$ の範囲で地山材料の透水係数が $10^{-3} \sim 10^0$ (cm/sec) の範囲にあるときである。

(2) シールドトンネルの場合

1) 調査の概略

過去に発表された文献および土木研究所で実施した2件の現場計測を合わせた18件のシールドトンネルの現場で実施された計測結果をもとに作用土圧に関する整理を行った。作用土圧が計測された各トンネルの種別、土質条件等は、表-3.1.1に示すとおりである。調査した各トンネルの土質条件は沖積粘性土、沖積砂質土、洪積砂質土、第三紀粘性土の4種類、土被りは5.3~37.8m、セグメント外径は3.55~12.66m、土被り比は0.98~8.4の範囲にあった。

整理方法は、各トンネルの施工条件から全土被りがトンネルに作用した場合の全土被り土圧と実測値との比較を行った。また、作用土圧の実測値からトンネル覆工に作用する水压を差し引いた有効土圧と土被り比との関係について整理した。なお、ここで作用土圧はトンネル天端に作用する鉛直方向の土圧とした。また、全土被り土圧の算出にあたっての土質の物性は、現場計測付近の土質試験結果等を使用した。

表-3.1.1 計測シールドの概要⁵⁾

トンネルの種別		シールドタイプ			
鉄道 上・下水道 と う 導水路 その他	6件	手掘り式 ブラインド式 機械掘り式 土圧式 泥水式			1件
	6件				1件
	3件				2件
	2件				2件
	1件				12件
土質条件		土被りH(m)	セグメント外径D(m)	H/D	件数(件)
粘性土	沖積層	5.3~29.3 (27.0)	3.55~7.20 (2.95)	0.98~5.86 (9.15)	9 (1)
	第三紀層	14.0	4.50	3.11	1
砂質土	沖積層	16.0~17.0	5.10	3.14~3.33	2
	洪積層	12.5~37.8	4.50~12.66	1.50~8.40	5

()内は、水压測定のみ実施した事例

2) 調査結果

① 全土被り土圧と実測値との関係

図-3.1.9に各トンネルの計算から求まる全土被り土圧（水压を含む）と実測値の関係を示す。これより、沖積粘性土（N値=0~3）では、土被りが浅い（全土被り土圧が小さい）場合は実測値と全土被り土圧が比較的一致していることがわかる。しかし、土被りが深い場合は全土被り土圧に比べて実測値が小さくなる傾向が認められる。第三紀粘性土（N値≥25）は、1点のデータであるが、実測値は全土被り土圧の約4割弱しか作用していないことが分かる。また、砂質土は、沖積・洪積共に実測値は全土被り土圧に比べて小さく、特に洪積砂質土の場合がその傾向が強い。

② 作用水圧

図-3.1.10に地質調査結果等から推定された地下水位から求まる静水圧とトンネル覆工に作用する水圧値との比較を示す。これより、沖積粘性土はほぼ静水圧に近い値が作用していることが分かる。砂質土、第三紀粘性土の一部はトンネル上部に不透水層と考えられる沖積粘性土等の互層となっていること等から静水圧に比べて小さくなっているものと判断された。これらの結果から判断して不透水層等が介在する地盤を除けばトンネルにはほぼ静水圧が作用すると考えられる。

③ 緩み高さ比と土被り比の関係

図-3.1.11に実測値の有効土圧から求めた緩み高さ h 。(有効土圧/土の単位体積重量)を对象とした緩み高さ比(緩み高さ h ./トンネル直径 D)と土被り比(H/D)との関係を示す。なお、有効土圧として用いた値は実測値からトンネル覆工に作用する水圧値を引いた値とした。これより、有効土圧を用いた場合の緩み高さ比は、砂質土は一般に言われている土のアーチング効果により全土被り土圧に対して小さくなっている。また、第三紀粘性土も同様な傾向が見られる。その傾向は、 H/D が2以下でも現れている。沖積粘性土の場合の作用土圧は、水圧を含めた全土被り土圧と実測値が一致しない場合が見られたが、有効土圧として考慮するとその差が顕著に現れることがわかる。すなわち、有効土圧を考慮すると N 値が3以下の沖積粘性土に対しても土のアーチング効果等により全土被り土圧が作用しない場合もあると考えられる。

3) まとめ

実績調査から以下のことがわかった。

- ① シールドトンネルに作用する土水圧は、砂質土については沖積・洪積共にトンネル天端に作用する実測値は全土被り土圧に比べて小さく、特に洪積砂質土の場合がその傾向が強い。また、第三紀粘性土も同様な傾向が強い。
- ② シールドトンネルに作用する水圧は、不透水層等が介在する地盤を除けばトンネルにはほぼ静水圧が作用すると考えられる。
- ③ 砂質土、第三紀粘性土中のシールドトンネルに作用する有効土圧は、全土被り土圧に対して小さい。軟弱な粘性土地盤でも全土被り土圧が作用しない場合がある。

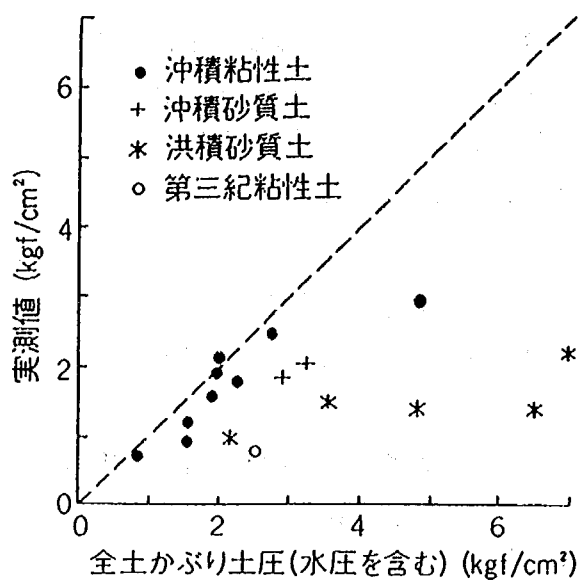


図-3.1.9 全土被り土圧と実測値の関係

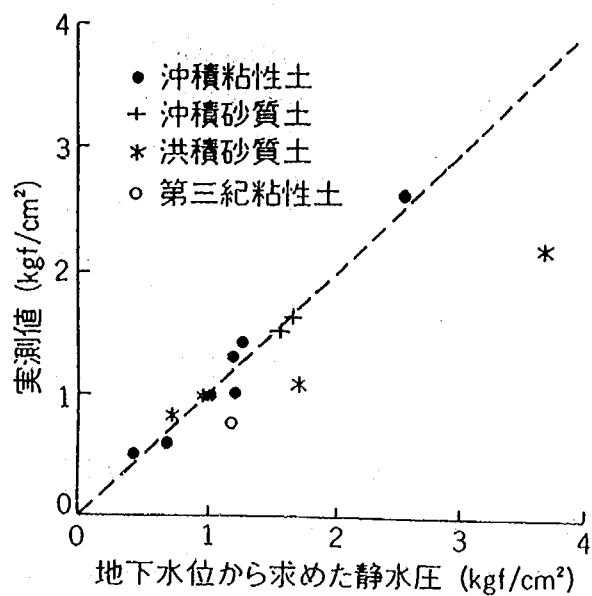


図-3.1.10 静水圧と実測値の関係

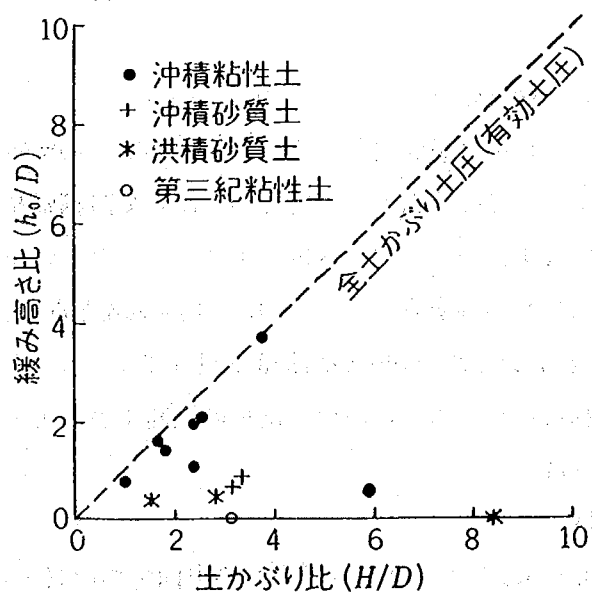


図-3.1.11 緩み高さ比と土被り比の関係

3. 1. 2 今後の課題

(1) 各プロジェクトにおける技術課題

海峡横断プロジェクトの東京湾口道路、伊勢湾口道路、紀淡連絡道路の各プロジェクトについて、トンネルを想定した場合の山岳・シールド・沈埋工法の一般的な技術課題の一覧表を表-3.1.2に示す。一般的に海峡部をトンネルとした場合の最深部のトンネル位置は大深度となり、全水圧が作用した場合、トンネルには極めて高い水圧が作用すると考えられる。山岳工法を採用する場合には基本的には高水圧やトンネル切羽の安定のための対策として止水・地盤強化を目的とした地盤改良、水抜きボーリングなどの補助工法の採用を考える必要がある。また、シールド工法を採用する場合は長距離掘進技術、耐高水圧シールド材などの技術開発、沈埋工法を採用する場合には大水深時の浚渫・沈設作業による周辺環境への影響などの課題が考えられる。

上記の各技術課題に対しては、今後十分な検討が必要であるが、これまでの青函トンネルの実績、技術開発の状況を考慮すると対応の可能性は高いと考えられる。したがって、今後は安全で経済的なトンネル構造物の建設を如何に実現させるかが大きな課題と考えられる。

(2) コストダウンに向けての課題

費用の低減という点に関する検討も重要であると考えられることから、シールドトンネルの現状技術をふまえた一般的なシールドトンネル工法についてのコストダウンの可能性を以下に示す2項目について概略検討を行った。

1) 6車線トンネルに関する4車線暫定施工によるコストダウンの可能性

各プロジェクトにおける車線数については未定であるが、6車線が計画される場合には4車線の暫定施工によりコストダウンする可能性が考えられる。東京湾横断道路の計画・事業費を参考にして路線延長約15km（トンネル約8km、高架約4km、取付道路約3km）の道路についてケーススタディを行うと、表-3.1.3、3.1.4に示すように暫定4車線は6車線に比較して約7割の事業費、1年6ヶ月の工期短縮となる。ただし、計算条件は、最大水深約75m、土被り約20m、シールドトンネル径19mまたは13.9mとした。

したがって、トンネルの場合、完成6車線が必要とされる場合でも現在の東京湾横断道路で行っているように4車線の暫定施工でコストダウンすることが考えられる。

2) シールドの設計法の変更によるコストダウンの可能性

現行の設計法について、技術の進歩等を考慮して表-3.1.5のようなコストダウンの方向での改良の可能性がある。なお、表中の効果の大小は、期待できる大きさを表しており特定のケースを定めて試算したものではない。コストダウンの可能性として効果が期待できる主な項目は、トンネルの断面の縮小、立坑の構築方法、一次覆工の解析方法、セグメントの形式、二次覆工の省略、シールドマシンの台数等が挙げられる。

表-3.1.2 海峡部のトンネルを想定した場合の山岳・シールド・沈埋トンネル工法の技術課題

項目	山岳工法	シールド工法	沈埋工法
覆工設計の考え方	排水型トンネルとし、二次覆工は緩み土荷重と若干の水圧を受け持つ	設定水圧及び全土被り圧等の荷重に対して一次覆工で受け持つ	設定水圧及び全土被り圧等の荷重に対して構造部材で受け持つ
トンネル施工法	トンネル：NATM（導坑先進などが考えられる。） 補助工法：地盤改良（止水、地盤強化）、水抜きボーリング、長尺先受	・泥水式シールド ・TBM及びシールド工法の併用	・沈埋工法
構造上の課題	・大水深下、大断面の山岳工法の適用性 ・大水深下の地下換気室、換気塔の安定性 ・過度の水圧等が作用した場合の覆工構造 ・断層通過区間の耐震対策	・覆工構造（材料、継手）の適用性 ・大断面用のシールド自動組立用継手構造 ・耐高水圧に対するシールド等の開発 ・大水深下の地下換気室、換気塔の安定性 ・マシン機構の大断面への適用性 ・断層通過区間の耐震対策	・大水深時のゴムカスケット継手構造 ・被覆材の潮流による洗掘 ・耐震上の安定性
施工上の課題	・破砕帯通過時に大規模な補助工法が必要 ・著しい地質変化に対する工法変更が必要 ・効率的な注入計画 ・施工の効率化を図るための掘削工法 ・異常出水時の安全対策 ・施工中の湧水処理対策	・大水深、大断面でのマシン性能 ・地質急変部、断層破砕帯部での姿勢制御 ・マシンの輸送方法 ・地中接合時のシールド機相互の位置検知システムの開発 ・長距離掘進（カッタビット、ビット交換方法の開発）	・大水深時の浚渫作業効率の低下 ・大水深時の沈設作業性の低下
周辺環境への影響	・船舶航行、漁業、環境への影響 ・人工島の潮流への影響 ・残土処分	同左	・浚渫作業時等の船舶航路への影響 ・浚渫時の周辺海域への水質汚濁の可能性

表-3.1.3 6車線案暫定案工費比較表

	6車線案		6車線案		暫定4車線案	
	3車線+3車線		2車線+2車線+2車線		2車線+2車線 (2車線)	
シールドトンネル	$\phi 19.0\text{m} \times 2\text{本}$ L=8.2km	53.22%	$\phi 13.9\text{m} \times 3\text{本}$ L=8.2km	49.07%	$\phi 13.9\text{m} \times 2\text{本}$ L=8.2km	41.91%
立坑・人工島	立坑1基 $\phi=83\text{m} \times 60\text{m}$ 、H=95m 人工島2基 ・L=2,400m B=100m ・L=1,000m B=100m	27.35%	$\phi 90\text{m} \times 65\text{m}$ 、H=80m L=1,750 B=100m L=750m B=100m	27.18%	同左	34.63%
高架橋	L=4.2km (6車線)	9.13%	L=4.7km (6車線)	11.66%	L=4.7km (4車線)	11.70%
施設等	3車線 $\times 2 \times 8.2\text{km}$	6.31%	2車線 $\times 2 \times 8.2\text{km}$	7.54%	2車線 $\times 2 \times 8.2\text{km}$	6.75%
取付道路	L=2.5km (6車線)	3.98%	L=2.5km (6車線)	4.54%	L=2.5km (4車線)	5.01%
合計	—	100%	—	100%	—	100%
工事費比較	—	1	—	0.88	—	0.69

表-3.1.4 6車線案暫定工期比較表

		6車線案 3車線+3車線		6車線案 2車線+2車線+2車線		暫定4車線案 2車線+2車線 (+2車線)	
		施設規模	工期(月)	施設規模	工期(月)	施設規模	工期(月)
土木工事	立坑	立坑径 $\phi=83\text{m} \times 60\text{m}$	28	立坑径 $\phi=90\text{m} \times 65\text{m}$	30	同左	30
	中詰盛土	立坑深 H=95m 水深 33m		立坑深 H=80m 水深 33m			
	連壁	(連壁+吹付け・ロッ	4.5	(連壁+吹付け・ロッ	4.5		4.5
	内側シールド撤去	クボルト工法	3.5	クボルト工法)	3.5		3.5
	掘削・構築		13		12.5		12.5
	計		49		50.5		50.5
	シールド機組立	トンネル径 $\phi 19.0\text{m}$	9.5	トンネル径 $\phi 13.9\text{m}$	5	同左	5
	掘進	延長 $1/2 \times 5.2\text{km}$	32.5	延長 $1/2 \times 5.2\text{km}$	17.5		17.5
	地中接合		12		12		12
	計		54		34.5		34.5
合計		103月 (8年7月)		85月 (7年1月)		85月 (7年1月)	
設備その他付帯工事		1年		1年		1年	
総計		9年7月		8年1月		8年1月	

表-3.1.5 シールドの設計法の変更によるコストダウンの可能性

工程	課題の種類	検討項目	検討課題	工費(数量)削減効果	工期短縮効果
計画	計画	・トンネル線形	・平面線形ならびに縦断線形の変更	・掘削土量数量、立坑山留、本体構造部材数量の削減 ・立坑用地買収費の削減	・掘削数量削減に伴う工期の短縮
		・断面の縮小	・曲線部における標高の取扱い ・曲線部における路肩の取扱い ・換気口位置の取扱い	・覆工数量の削減 ・掘削土量数量の削減	
立坑	設計	・立坑設計手法	・ナツ厚の低減 ① 3次元解析手法の導入による壁厚の低減(壁厚の低減可能) ・I-F-W工法の採用(支保工材費と地盤改良費の工費削減可能) ・水中掘削による底盤改良の削減 ・複合連続地中壁(RC+鋼製)の採用 ・仮設直接切削工法(NOMST)の採用 ② ナツ発達・到達防護時の地盤改良範囲規模の縮小(地盤改良費の削減可能)	・立坑本体数量の削減 ・掘削土量数量の削減 ・使用鋼材数量の削減 ・地盤改良数量の削減	・立坑構築、沈設同時施工、ナツ部材の採用による工期の短縮 ・地盤改良施工工期の短縮
	施工	・立坑の構築方法			
一次覆工	設計	・一次覆工の解析手法	・一次覆工厚、鉄筋の低減 ① ナツ自重解析の見直しによる覆工厚(桁高)の低減(覆工厚の低減が可能) ② 安全性の照査方法の見直しによる鉄筋の低減(鉄筋径の低減が可能) ③ 硬質地盤での簡易ナツの使用による覆工厚の低減(地山支保を考慮した設計手法の検討)	・一次覆工数量の削減(鉄筋、ナツ) ・掘削土量数量の削減	
		・セグメント形式(種類、ナツ幅、ナツ分割)	① ナツ幅、継手金物の低減 ② ナツ幅の採用による使用鋼材(ナツ、継手金物など)の低減(継手金物費の削減が可能) ③ ナツ幅の拡大(リング継手の低減) ・ナツ等分割の採用	・一次覆工数量および鋼材数量の削減 ・鋼材数量の削減 ・型枠鋼材数量の削減	・ナツ幅の拡大によるナツ組立時間の短縮 ・ナツの大分割によるナツ組立時間の短縮
		・使用シールド材	・ナツ材の使用	・ナツ材材料費の削減	
	製作	・使用材料	・覆工材料費の低減 ① ナツ強度(ナツ量)の低減が可能 ② 脱型強度の見直し ③ 高強度材料の採用	・ナツ数量の削減	
		・セグメント製作方法	・遠心成形 ・表面仕上げの自動化 ・R-鉄筋の採用による自動鉄筋組立 ・ナツの採用 ・定価型枠による製作 ・I-F-Wの採用	・型枠数および人工の削減 ・締め作業の省略化	
		・セグメント型枠数	・型枠数量の低減	・型枠鋼材数量の削減	
		・試験項目	・ナツ試験費用の削減 ① ナツ試験項目の見直し ② 型枠検査の見直し	・ナツ試験費用の削減	
		・養生方法	・ナツ養生費用の削減 ① 養生方法、養生時間の見直し	・ナツ養生費用の削減	
		・セグメントストック方法	・ナツ用地面積の削減 ① 多段階によるナツの縮小	・用地費の削減	
		・シールドの施工方法による残土処理費の低減	・残土処理費の低減	・覆工数量の削減 ・掘削残土処理費の削減	
	施工	・双設トンネルの施工方法	・双設施工時における先行ナツ内への変形防止工の使用による覆工厚の低減	・覆工数量の削減	
		・高速施工方法	・覆工のナツ化、大分割、幅広化 ① ナツ組立時間の減少	・覆工数量の削減	・ナツ化等による工期の短縮
		・E.C.I工法の採用	・覆工厚の低減	・覆工数量の削減	
	その他	・発注方法	・ナツ経費の見直し	・経費の削減	
二次覆工	設計	・二次覆工の省略	・耐火ナツの使用および継手部のナツ材の使用による二次覆工の省略	・コクリ、鉄筋数量の削減 ・掘削土量数量の削減 ・ナツ台数数量の削減 ・基地設備、諸設備数量の削減	・二次覆工施工無しによる施工工期の短縮
ナツマシ	施工	・シールドマシン台数 ・シールド機種	・ナツマシ台数、基地用地の低減 ① ナツの長距離掘削によるナツマシ台数の低減 ② 泥土圧ナツ工法による基地用地の低減	・ナツマシ台数数量の削減 ・基地設備、諸設備数量の削減	
		・シールドマシンの規模	・ナツマシのナツ化(ナツ費用の低減が可能) ① ナツの改良、操作ナツの簡素化等 ② 工場組立の削減 ③ ゴム式ナツの採用 ④ 非常用ナツの採用 ・ナツマシの再利用	・ナツ重量数量の削減 ・仮組立経費の削減 ・材料費の削減 ・ナツ台数の削減 ・ナツマシ数の削減	
		・高速施工	・掘進速度の向上 ・ナツ引き抜き速度の向上 ・ナツの上方供給方式の改善 ・ナツ保持方式の採用 ・ナツ回転速度の向上		・速度向上に伴う工期の短縮
		・シールド施工の自動化	・人間とナツの有効活用	・ナツ台数数量の削減	
		・地中接合	・長距離掘進による地中接合の省略	・地中接合費用の削減 ・掘削残土処分費の削減	
その他	計画	・新技術の採用	・ナツマシによる施工	・ナツ重量数量の削減 ・ナツマシ数の削減	

【◎：大きな工費削減・工期短縮効果が期待できる項目、○：工費削減・工期短縮効果が期待できる項目】

3. 1. 3 まとめ

大深度、大断面トンネルの設計・施工にあたり最も基本的なトンネルの作用土圧に関する検討を行った結果以下のことが明らかとなった。

山岳トンネル工法では、一連の排水時のトンネル作用土圧実験から均等粒径の材料の場合、地山材料と排水部の透水性と層厚の相対的な関係がある状態の時、全水位に対して2～3割の作用荷重の減少があり、実際の地山の粒土分布によってはさらに減少する可能性があることが明らかとなった。シールドトンネル工法では、土圧計・水圧計による実績値の調査からトンネルに作用する水圧は、特に不透水層等の介在する地盤を除けばトンネルにはほぼ静水圧が作用すること、砂質土地山ではトンネル天端に作用する土圧は全土被り土圧に比べて小さいこと、軟弱な粘性土地盤でも全土被り土圧が作用しない場合もあることなどが分かった。これらの実験・調査結果はいずれもある条件のもとでの結果であり多くの現場等での検証の必要性もあるため、今後も継続的な検討が必要と考えられる。

大断面・大深度のトンネルの施工の可能性については、トンネル条件・地質状況等により大きく異なってくるが、海峡部における一般的な技術課題は、山岳工法については高水圧・切羽安定の対策としての地盤改良や水抜きボーリングなどの補助工法、シールド工法については長距離掘進技術、耐高水圧シールドなどが挙げられる。これらの課題の一部には新たな技術開発を必要とするものもあるが、各工法の現状技術・技術開発状況およびこれまでの実績から判断すると極めて重大な支障となるものは考えにくく、トンネル建設の可能性は高いと考えられる。今後は、トンネルのコスト削減に向けた技術的な検討が重要であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発報告書」（第3分冊）、pp 71～75、1992、8
- 2) 山本隆洋：「トンネルの排水量と水圧に関する研究」、建設省土木研究所、1992、3、
- 3) 土質工学会編：「土質工学ハンドブック」、pp 90～91、
- 4) ゴールドシュティン、M. N. 著、大草重康訳：「新しい土質力学ⅠⅠ」、森北出版、pp 139～140、1976
- 5) 例えば、水谷ほか「軟弱地盤中のシールドトンネルの現場計測」土木研究所資料第2839号、1989年12月など

第4章 まとめ

本章では、本技術調査委員会において新たに調査・開発した新技術および設計法について、今後の検討課題も含めて記述し、さらに、今後の技術調査の方針についてとりまとめて記すこととする。

4. 1 技術調査の成果

4. 1. 1 橋梁

本委員会では以下の新技術について、調査・開発を行った。

(1) 構造に関する新技術

1) 箱桁、クロスハンガー

補剛桁として従来のトラス形式ではなく、箱桁形式を採用することにより風荷重を低減させることが可能であり、また、2箱桁を採用したり、1箱桁であってもクロスハンガーを採用したりすること等により、所要の耐風性を確保できる見通しが得られた。

箱桁形式を採用することにより、従来のトラス形式に比べ補剛桁の鋼重の低減が図れ、概ね2割程度の上部工工費の低減が期待できる。

2) 吊橋・斜張橋併用形式

併用形式を採用することによって、吊橋に比較して、工費、工期の低減が期待できると考えられる。

ただし、本形式の採用にあたっては、大地震発生時の挙動あるいは施工性などについて、さらに調査する必要がある。

3) RC主塔

鋼製主塔と比較しても工費、工期とも遜色なく、実現可能性が十分あることがわかった。

ただし、本形式の採用にあたっては、大地震発生時の挙動や高強度コンクリートの配合・品質管理等について、さらに調査する必要がある。

4) 新しい主塔基礎形式（ツインタワー形式基礎）

ツインタワー形式基礎は、従来の設置ケーソン基礎に比べて、耐震性および地盤へ与える影響という点で有利であることがわかった。

水深が50m程度で軟弱地盤であれば、ツインタワー形式基礎を採用することにより、従来の設置ケーソン基礎に比べ、主塔基礎のコンクリート体積が概ね4割程度減少することが期待できる。

5) 制震構造

高減衰化装置を付加し、吊橋上部構造の減衰性能を高めることにより、地震時の応答を低減できることがわかった。

(2) 設計に関する新技術

1) 設計風荷重の設定

設計風荷重には風の乱れによる構造物の応答成分が含まれているが、風の乱れによる構造物の振動は乱れの強度だけでなくその空間相関（離れた2点間の乱れの相関性）に影響される。そこで、空間相関特性

を自然風により近いものに設定することにより、設計風荷重をより合理的に評価できることが明らかとなった。このような評価方法により、設計風荷重の低減が期待される。

2) 主ケーブルの安全率低減の可能性

主ケーブルの安全率を支配する要因の分析を行い、超長大橋に及ぼす荷重のばらつきや腐食などの劣化の影響を考慮し、安全率低減の可能性について検討した。その結果、主ケーブルの安全率を現行の2.2から1.8まで低減できる可能性があることがわかった。

この安全率の低減により、主ケーブルにおいて概ね2～3割程度の工費低減が期待できる。

3) 支持力と変形量を統一的に評価する新しい評価手法

従来設計で用いている基礎の支持力、変形量の算定においては、地盤を単純にモデル化していることにより、設計において安全側となるよう評価している。ここでは、より合理的な基礎の支持力・変形量の推定法として、現地地盤物性を精密にモデル化（地盤の変形係数のひずみレベル依存性・拘束圧依存性等を考慮）した有限要素法を用いる評価手法を提案した。

このような手法により信頼性の高い基礎の設計が可能となり、基礎寸法の合理化が期待できる。

4) 設計用入力地震動の基本的考え方

設計用入力地震動設定は、以下の2段階で設定することを提案した。

L1地震動・・・構造物の設計上の供用期間内に発生する可能性が比較的高い地震動（再現期間が150年程度の強さの地震動を想定）。これに対しては、交通機能を阻害するような損傷を防止することを目標に設計する。

L2地震動・・・建設地点においてまれに発生する大きな地震動（建設地点の比較的近くで発生することが考えられる海洋性の巨大地震や活断層に起因する直下型の大地震を想定）。これに対しては、機能復旧可能な損傷は許すが、崩壊は防止することを目標に設計する。

5) 基礎地盤のひずみ依存性を考慮した耐震設計法

基礎地盤のひずみ依存性（地盤のひずみが大きくなると、せん断剛性が低下し、減衰性が増加する）を耐震計算に取り込み、従来と同様の剛体2自由度の応答スペクトル法によって簡便に基礎の安定計算を行える方法を開発した。

以上のことから、明石海峡大橋までの技術を基本とし、本委員会でも新たに調査・開発した技術および設計法を取り入れることにより、明石海峡大橋を2～3割程度上回る規模の超長大橋をより経済的かつ合理的に建設できる見通しが得られた。これらの技術を取り入れることにより、従来の技術の延長で考えた超長大橋に比べ、工費が概ね2～3割程度低減することが期待される。

4. 1. 2 トンネル

(1) 設計理論に関する新技術

1) シールドトンネルの作用荷重

18件のシールドトンネルの現場計測結果による実績調査から、シールドトンネルに作用する水圧は、不透水層等が介在する地盤を除けばトンネルにほぼ静水圧が作用すると考えられ、土被り比（土被り／トン

ネル径)が1.5以上の領域の砂質土・硬質粘性土中のシールドトンネルの天端に作用する土水圧は、全土被り土圧に比べて小さいことが明らかとなった。

従来から経験的に言われていたことが検証されたことにより、大断面・大深度シールドトンネルにも従来の設計法の考え方が適用できることがわかった。

2) 山岳トンネルの作用荷重

山岳トンネル工法では、一連の排水時のトンネル作用土圧実験から均等粒径の材料の場合、地山材料と排水部の透水性と層厚の相対的な関係がある状態の時、全水位に対して2～3割の作用荷重の減少があり、実際の地山の粒度分布によってはさらに減少する可能性があることが明らかとなった。

4. 2 今後の技術調査の方針

本委員会において調査・開発した技術により、既往の実績を2～3割程度上回る大規模構造物を、より経済的かつ合理的に建設できる見通しが得られた。

なお、橋梁の下部構造の設計・施工、耐震設計、トンネルの設計・施工等については、地形・地質条件や海象条件等属地的な要因に大きな影響を受ける。このため、さらにより経済的・合理的に構造物を計画するためには、これら属地的条件を考慮して検討することが重要である。また、橋梁の上部構造の設計・施工、耐風設計についても個々のプロジェクトに応じ、より経済性、合理性を高めるための技術の検討が重要である。

そのため、今後は本委員会の成果をふまえ、個々のプロジェクトについて技術調査を進め、固有の技術的課題の特定およびその課題の解決のための調査・研究をより一層進める必要がある。なお、大規模構造物に関する技術開発は日進月歩であるため、新たな技術についても経済性、合理性に優れていると評価されるものについては、その採用を検討していくことが望ましい。

また、超長大橋や超長大トンネルといった大規模構造物については百年を越える供用期間が要請されると考えられ、これに対する耐久性確保の問題や風や地震などの自然条件による荷重の設定の考え方について、より一層の調査・研究の促進が望まれる。設計法に関しても、限界状態設計法の適用や海洋性の巨大地震や活断層から生じる直下型大地震を想定した超長大橋・超長大トンネルのより合理的な耐震設計法について、調査・研究の促進が望まれる。

さらに、長期的課題(新形式吊橋の開発、長大多径間吊橋の合理的設計・施工法の開発、長大水底トンネル非常用施設のあり方等)に関しても、既に研究に着手している課題については継続して、未着手の課題についても21世紀初頭の解決を目標として実施していく必要がある。

参考資料. 各プロジェクトの調査概要

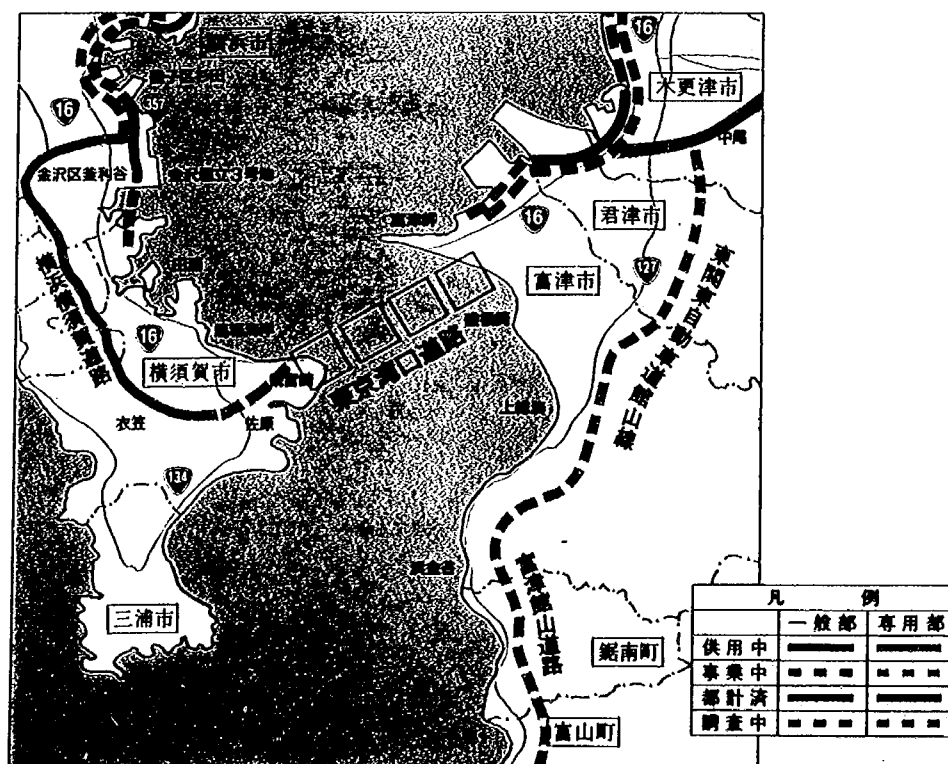
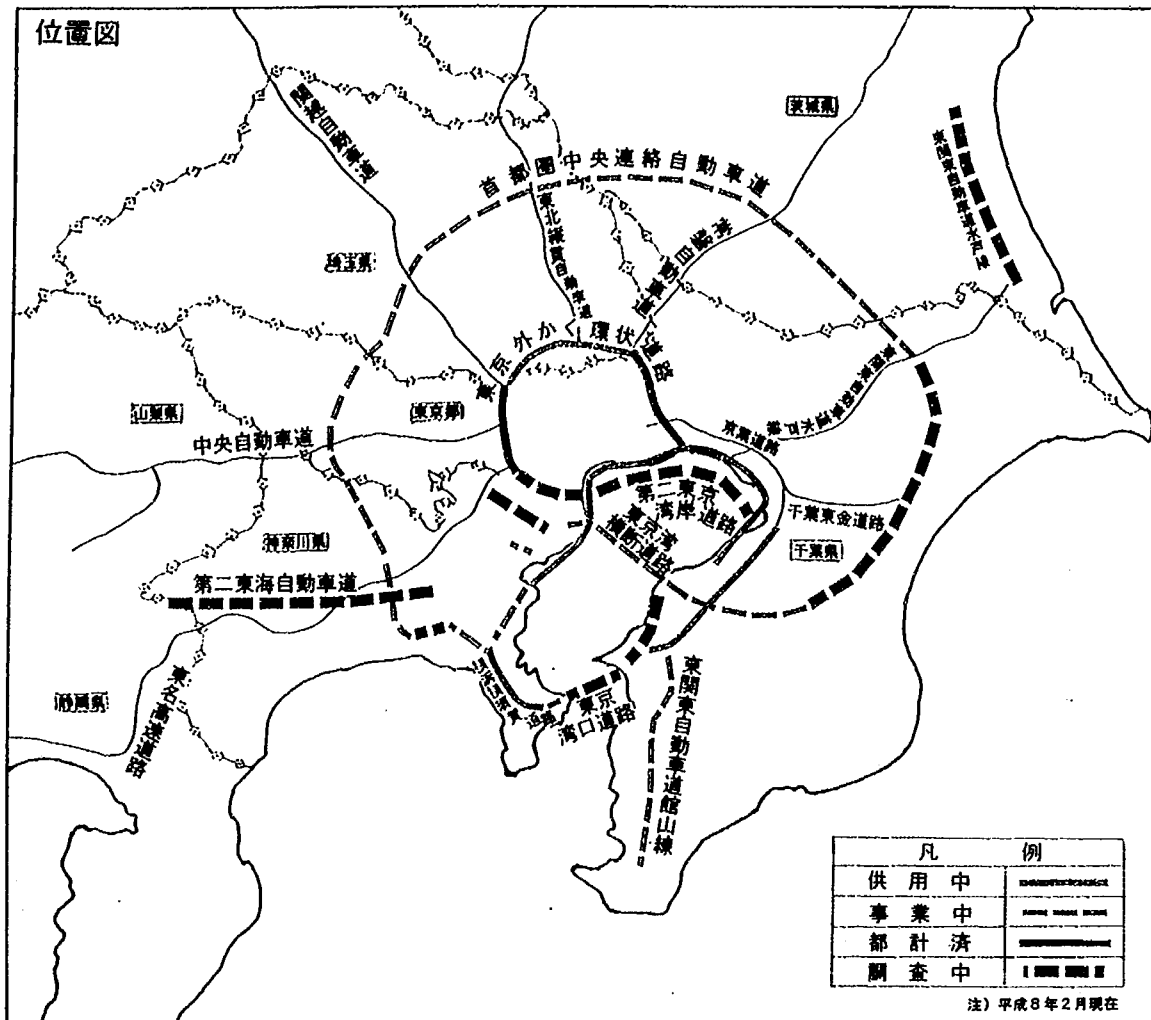
(1) 東京湾口道路の調査概要

● 計画概要

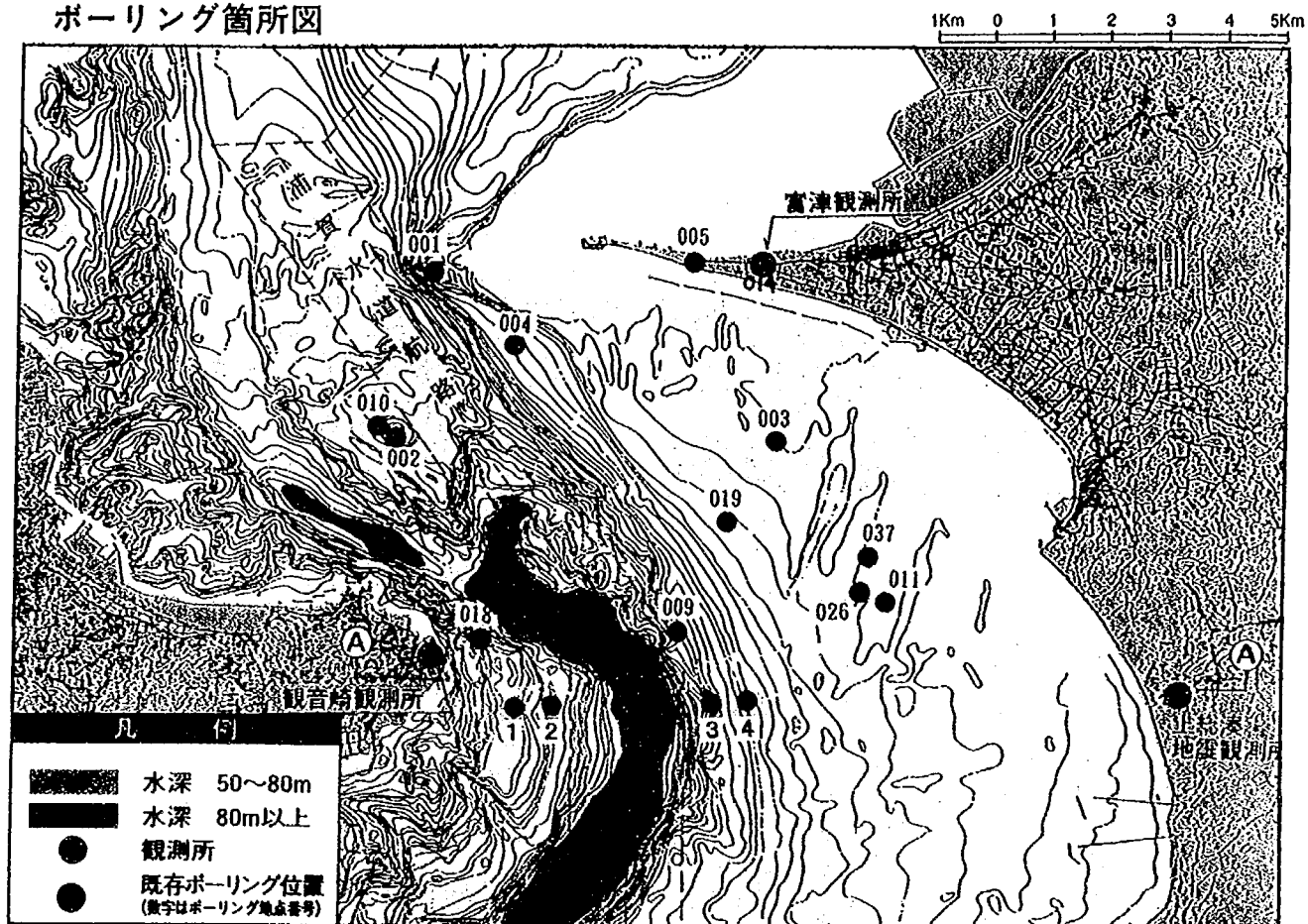
- ・ 区 間 神奈川県横須賀市～千葉県富津市
- ・ 延 長 約10km～約15km
- ・ 構 造 橋梁、トンネル両案で検討中
- ・ 計画の位置付け
 - * 首都圏基本計画（昭和61年6月）
「東京湾口道路（仮称）について調査を進める」
 - * 第四次全国総合開発計画（昭和62年6月）
「長期的な視点から東京湾口部を含む東京湾広域幹線道路網構想の検討を進める」
 - * 第11次道路整備五箇年計画（平成5年5月）
「地域の活性化施策の推進と合わせて、事業の具体化を図る」
 - * 地域高規格道路の候補路線に指定（平成6年12月）

● 調査状況

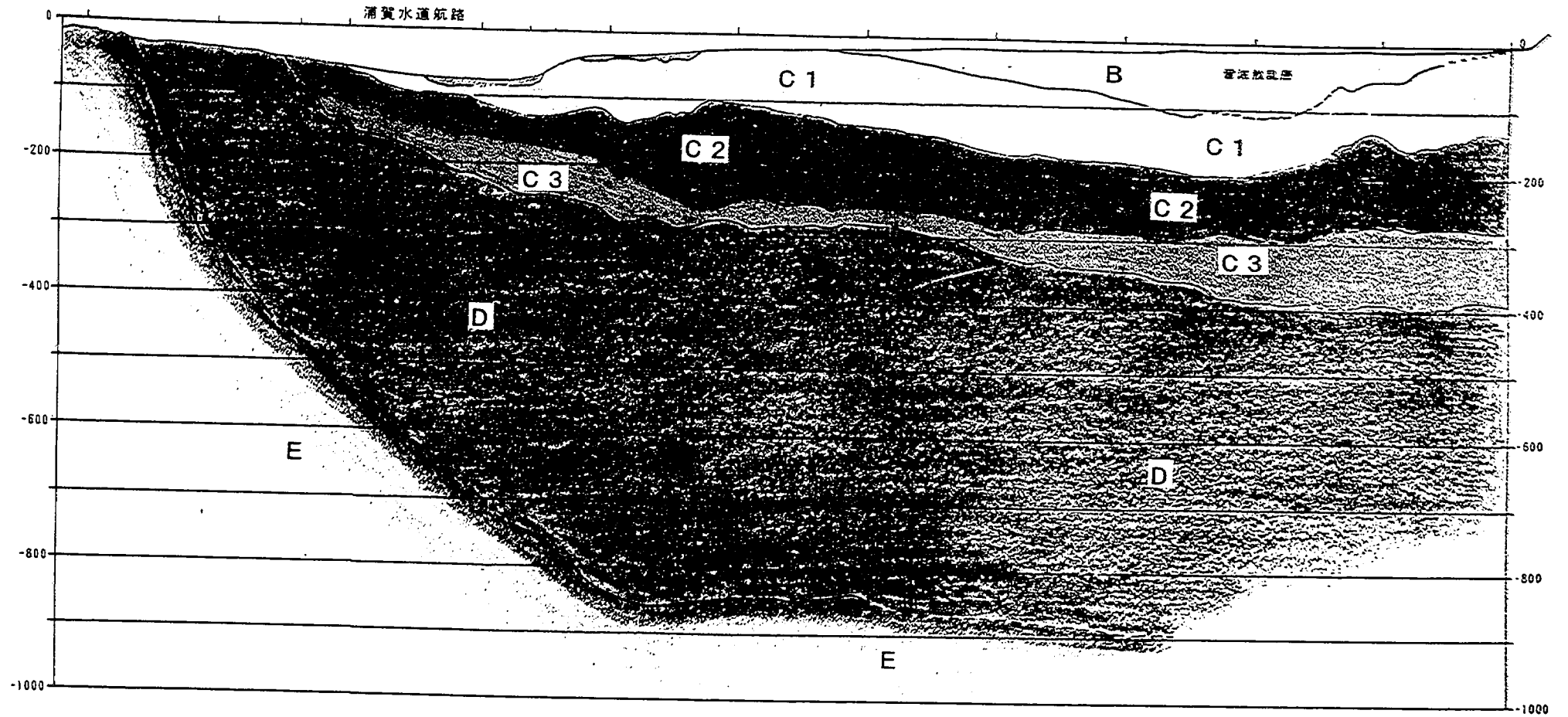
- ・ 経済社会調査
役割・整備効果、事業手法について検討（東京湾環状道路経済調査委員会を平成7年12月に設立）するとともに、地域活性化施策については主に地元自治体が主体となって検討中。
- ・ 地形、地質調査
東京湾環状道路の調査の一環として開始され、昭和37年度～昭和40年代後半までに周辺の地質調査などの基礎的な調査を行っている。昭和63年度から再び路線検討をはじめ、昨年度までに陸上ボーリング3カ所および海上部音波探査を実施した。
また、海上ボーリングを平成6年度より実施している。
- ・ 風、地震観測
3カ所の観測所（富津、観音崎、上総湊）において継続して実施中。
- ・ 技術開発調査
東京湾口道路技術調査委員会（平成5年度～、橋梁案）
トンネル技術調査検討委員会（平成6年度～、トンネル案）
を設置し、調査を進めている。



ボーリング箇所図



地質断面図



A層		沖積層・7号地層
B層		長浜層
C1層	上総層群	岩板層・市宿層
C2層		十宮層
C3層		竹岡層
D層	三浦層群	池子火砕質砂岩層
E層		池子泥岩層

(2) 伊勢湾口道路の調査概要

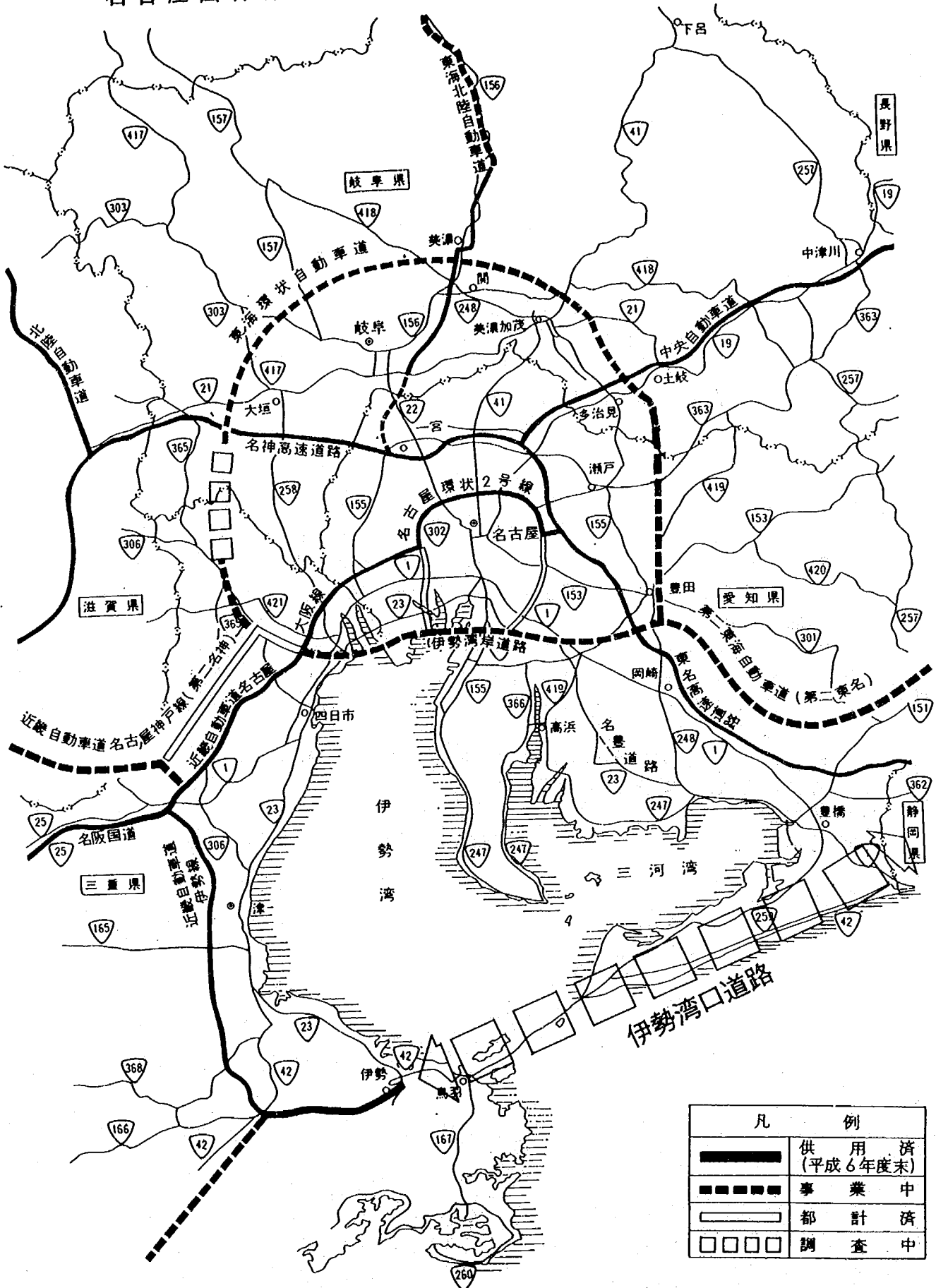
● 計画概要

- ・ 区 間 静岡県西遠地域～三重県志摩半島
- ・ 延 長 約 90 km (湾口部約 20 km)
- ・ 構 造 橋梁、トンネル両案で検討中
- ・ 計画の位置付け
 - * 第四次全国総合開発計画 (昭和 62 年 6 月)
「長期的な視点から伊勢湾口部を含む伊勢湾広域幹線道路網構想の検討を進める」
 - * 第 11 次道路整備五箇年計画 (平成 5 年 5 月)
「地域の活性化施策の推進と合わせて、事業の具体化を図る」
 - * 地域高規格道路指定 (平成 6 年 12 月)
候補路線「三遠伊勢連絡道路」として指定

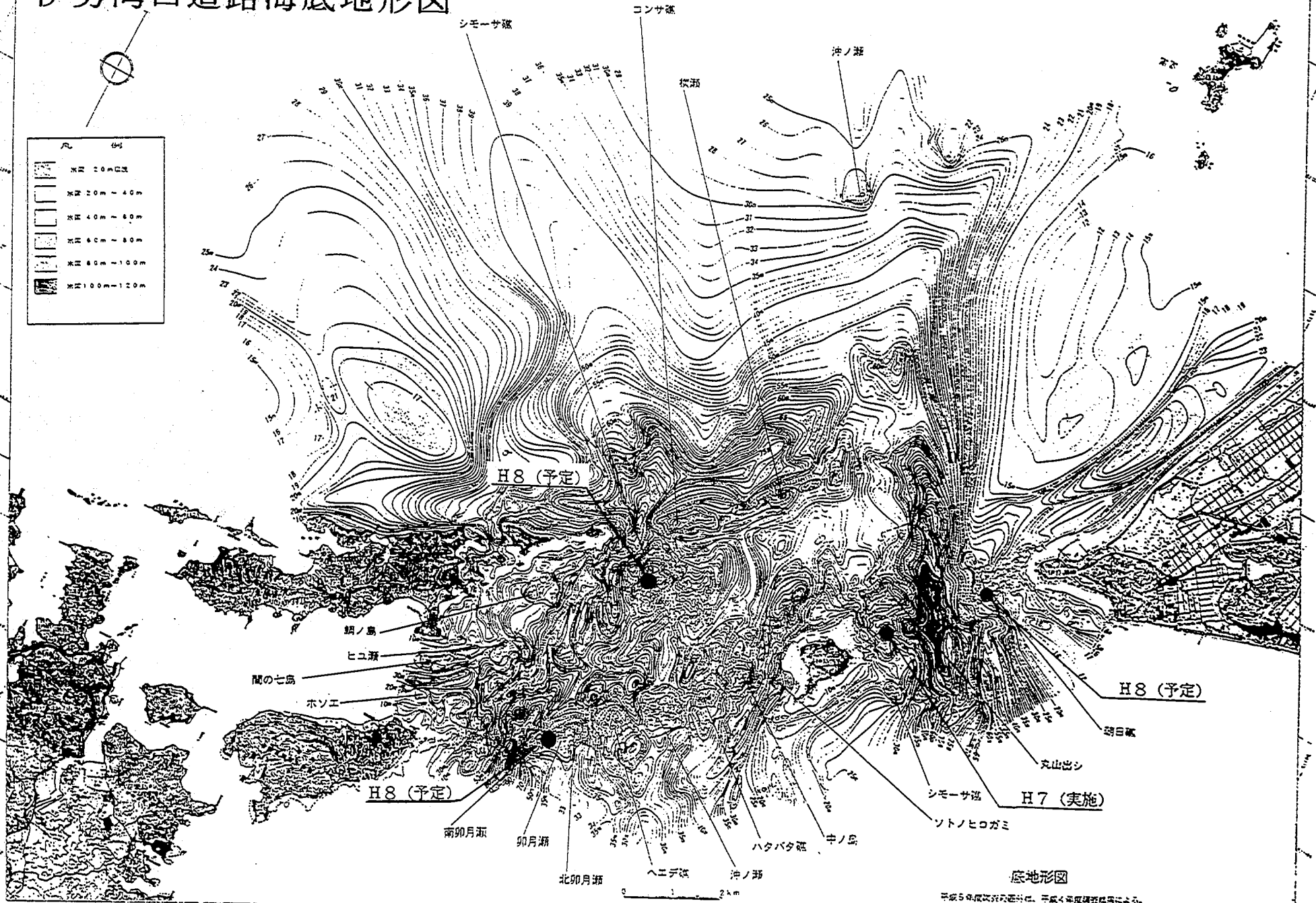
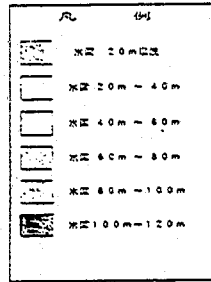
● 調査状況

- ・ 経済社会調査
役割・整備効果、事業手法については、伊勢湾口道路に関わる社会経済効果検討委員会 (平成 7 年 2 月設立) を設置し検討を進めるとともに、地域活性化施策については主に地元自治体が主体となって検討中。
- ・ 地形、地質調査
昨年度までに陸上ボーリング 4 カ所実施。海上部においては、音波探査を平成 4 年度より毎年実施しており、海上ボーリングについては平成 7 年度 1 カ所を実施、8 年度 3 カ所実施予定。
- ・ 風、地震観測
風観測については 3 カ所において継続して実施中。また、地震観測については 2 カ所で継続して実施している。
- ・ 技術開発調査
伊勢湾口道路技術調査委員会 (平成 7 年度～) を設置し、調査を進めている。

名古屋圏幹線道路図



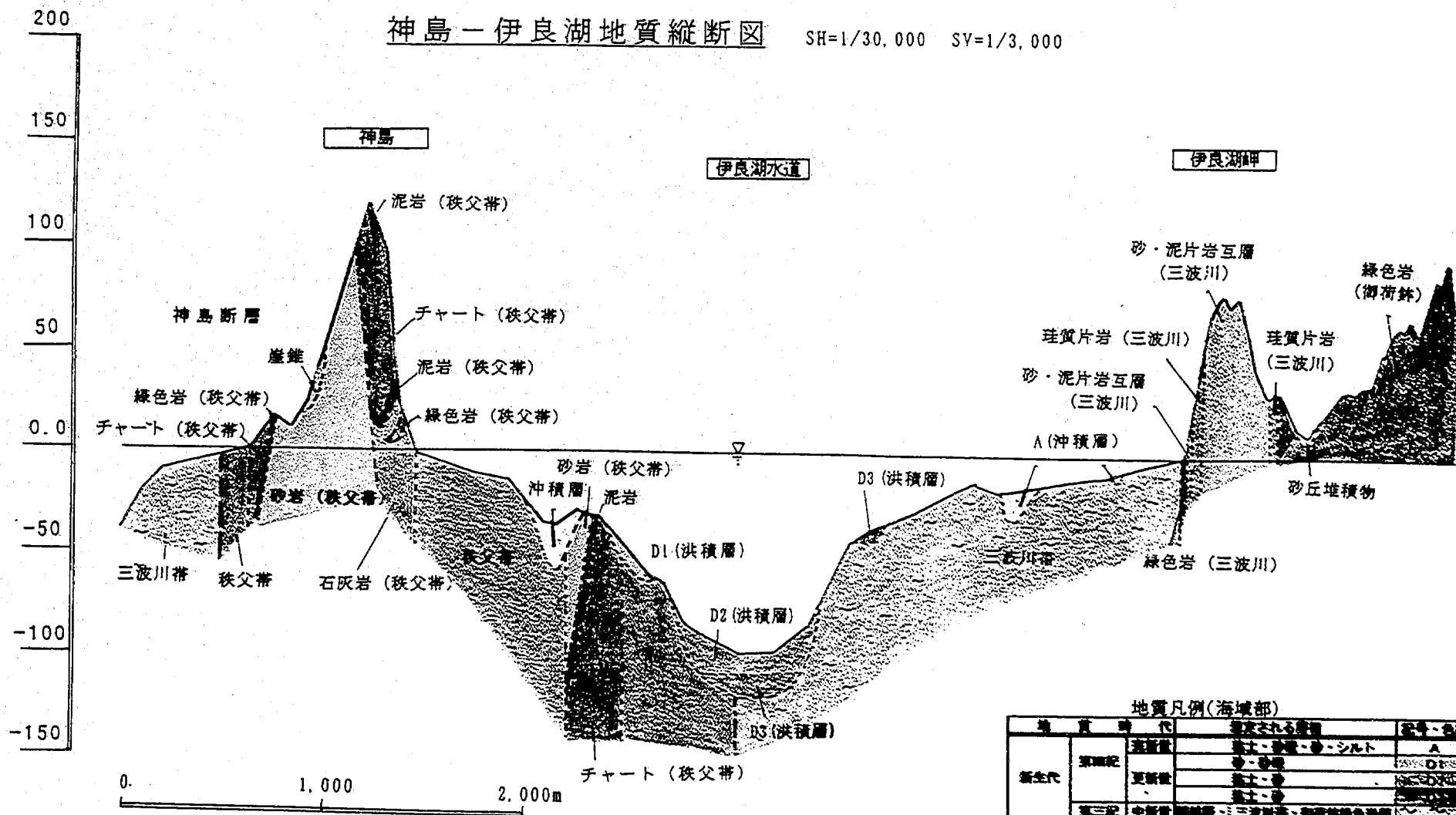
伊勢湾口道路海底地形図



標高 (m)

神島 - 伊良湖地質縦断図

SH=1/30,000 SV=1/3,000



地質凡例 (海域部)

地 質 時 代	堆積される堆積物	記号・色別
新 生 代	第四紀	沖積層
	更新世	砂・砂礫
	更新世	砂・砂礫
	更新世	砂・砂礫
中 生 代	第三紀	三波川帯・砂質緑色岩層
	白垩紀 - 二疊紀	秩父帯

(3) 紀淡連絡道路

● 計画概要

- ・ 区 間 和歌山県和歌山市～兵庫県洲本市（淡路島）
- ・ 延 長 約40km、うち海峡部約11km
- ・ 構 造 橋梁、トンネル両案で検討中
- ・ 計画の位置付け
 - * 第四次全国総合開発計画（昭和62年6月）
「長期的な視点から大阪湾における環状交通体系の構想について検討する」
 - * 第11次道路整備五箇年計画（平成5年5月）
「地域の活性化施策の推進と合わせて、事業の具体化を図る」
 - * 地域高規格道路指定（平成6年12月）
候補路線「紀伊淡路連絡道路」として指定

● 調査状況

- ・ 経済社会調査
役割・整備効果、事業手法について、検討するとともに、地域活性化施策については地元自治体が主体となって検討中。
- ・ 地形、地質調査
昨年度までに、陸上ボーリング2カ所、海上ボーリング2カ所、音波探査、由良港周辺の弾性波探査等を実施しており、地層地質分析等を行っている。引き続き音波探査、断層調査等を進める予定。
- ・ 風、地震観測
風観測については1カ所において継続して実施中。また、地震観測については2カ所で継続して実施している。
- ・ 技術開発調査
紀淡連絡道路調査委員会（平成6年度～）を設置し、調査を進めている。

