ISSN 0386-4995

土木研究所報告

第184号

目　　次

東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究
はじめに …… 柴田正雄 1
1．総　説 …… 藤本　昭 7
2．地震動と地盤に関する研究 …… 9
2.1　動的解析の入力地震動 …… 田村敬一 19
2.2　地盤の動的特性 …… 松本秀應 35
3．トンネルに関する研究 …… 53
3.1　トンネルの換気 …… 堀内浩三郎 53
3.2　シールドトンネルの周辺地山の挙動 …… 水谷敏則 63
3.3　シールドセグメントリングの構造特性及び作用荷重 …… 吉永　優，真下英人 87
3.4　沈埋トンネルの耐震性 …… 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史 113
3.5　シールドトンネルの耐震性 …… 川島一彦，杉田秀樹，加納尚史 153
4．橋梁に関する研究 …… 191
4.1　連続箱桁橋の耐風性 …… 横山功一，日下部毅明 191
4.2　多柱式基礎の構造特性 …… 岡原美知夫，高木章次 209
5．人工島に関する研究 …… 245
5.1　人工島基礎地盤の地盤改良に関する検討 …… 古賀泰之 245
5.2　人工島の耐震解析法に関する検討 …… 古賀泰之 254
5.3　人工島の締固め管理手法 …… 松本秀應 271
6．大規模海上締切壁に関する研究 …… 岡原美知夫，高木章次 289

平成3年3月

建設省土木研究所

Copyright © (1991) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, 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。

土木研究所報告
第184号　1991年3月

Report of PWRI
Vol.184 Mar. 1991

東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究

Study on Structural Design of Trans- Tokyo Bay Highway

要　旨

本報告書は，東京湾横断道路に関して日本道路公団の委託により建設省土木研究所が昭和50年度から昭和63年度にわたって行ったトンネル，橋梁，人工島および大規模海上締切に関する受託研究の全体をまとめたものである。

キーワード：トンネル，橋梁，人工島，大規模海上締切，地震動と地盤

Synopsis

The Trans-Tokyo Bay Highway forms a part of the trunk highway network in Tokyo Metropolis. The TTBH consists of a tunnel section approximately 10 Km in length, a bridge section approximately 5 Km in length and two man-made island swhich connect the tunnel, bridge and approach sections.

This report describes the studies of the structural design of the tunnel, bridge and man-made islands which are being constructed in the severe geological, meteorological and possibie seismic conditions. These studies have been done under the funds of the Japan Highway Public Corporation from 1975 to 1988 (fiscal year).

Key Words: Undersea tunnel, Bridge, Man-made island, Structural design, Seismic design

はじめに

東京湾横断道路は，平成元年度より本格的な工事に着手するはこびとなった。昭和41年度に建設省が調査に着手してからほぼ四半世紀を経たことになる。

東京湾を横断する本道路では，直径14m の大シールドトンネル，大断面の海上換気塔，超軟弱地盤上の人工島，海上橋梁などどれをとっても今までに例のない大構造物を造ることになり，技術的にも多くの課題を解決してゆかねばならない。

建設省が本事業に関する調査に着手以来，土木研究所では各種の調査および試験・研究を手がけてきた。本報告書は，昭和50年度に事業主体が日本道路公団に移って以来土木研究所が公団からの受託研究として実施してきた試験・研究が昭和63年度をもって終了したので，ここにその受託による試験・研究の概要全体をまとめたものである。

これら一連の成果は，東京湾横断道路はもちろん関連する類似の大規模構造物の計画・設計・施工においても参考とする内容を多く含むものであり，本報告書が関係各位の参考となれば幸甚である。

なお東京湾横断道路事業は，現在政府方針により新しい民活方式で日本道路公団と東京湾横断道路株式会社が事業を進めているが，土木研究所でも今後も残された技術的な課題の解決にいっそう協力・貢献していくつもりである。

平成３年３月25日

建設省土木研究所　道路部長　柴田正雄

目　次

はじめに …… 1
1．総　説 …… 7
1.1 受託研究の経緯及び概要 …… 7
1.1.1 東京湾横断道路計画の概要 …… 7
1.1.2 受託研究の経緯及び概要 …… 10
2．地震動と地盤に関する研究 …… 19
2.1 動的解析の入力地震動 …… 19
2.1.1 動的解析用入力地震動 …… 19
2.1.2 応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル …… 25
2.1.3 非線形地震応答スペクトル …… 29
2.1.4 まとめ …… 31
2.2 地盤の動的特性 …… 35
2.2.1 地盤の動的変形・強度特性 …… 35
2.2.2 地盤の非線形応答解析法 …… 41
3．トンネルに関する研究 …… 53
3.1 トンネルの換気 …… 53
3.1.1 換気計画の基本値 …… 53
3.1.2 換気システムの検討 …… 55
3.1.3 電気集じん機の適用性 …… 59
3.1.4 まとめ …… 60
3.2 シールドトンネルの周辺地山の挙動 …… 63
3.2.1 概説 …… 63
3.2.2 切端の安定性 …… 64
3.2.3 浮り上り安定性 …… 75
3.2.4 双設シールドトンネルの離隔 …… 78
3.2.5 まとめ …… 81
3.3 シールドセグメントリングの構造特性及び作用荷重 …… 87
3.3.1 概説 …… 87
3.3.2 数値解析モデル …… 87
3.3.3 継手部の構造特性 …… 95
3.3.4 セグメントに作用する荷重 …… 106
3.3.5 まとめ …… 111
3.4 沈埋トンネルの耐震性 …… 113
3.4.1 概説 …… 113
3.4.2 沈埋トンネルの耐震計算法 …… 113
1）応答変位法 …… 113
2）動的解析法 …… 114
3.4.3 沈埋トンネルの基礎データ調査 …… 115
3.4.4 土質定数の設定法の検討 …… 119
3.4.5 換気塔接続部の可撓性継手がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討 …… 122
3.4.6 可撓性継手の特性確認実験 …… 126

3.4.7 換気塔モデルの設定法の検討 …… 129
3.4.8 二質点モデルによる換気塔モデルの改良 …… 134
3.4.9 人工島斜路モデルの設定法の検討 …… 140
3.4.10 地盤剛性の箇所別の変化がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討 …… 143
3.4.11 まとめ …… 151
3.5 シールドトンネルの耐震性 …… 153
3.5.1 概説 …… 153
3.5.2 シールドトンネルの耐震設計法 …… 153
1）応答変位法 …… 153
2）動的解析法 …… 154
3.5.3 シールドトンネルの変形及び剛性の評価 …… 155
1）正負交番軸力載荷実験 …… 155
2）正負交番曲げ及びねじり載荷実験 …… 162
3）変形及び耐力の評価法 …… 169
3.5.4 履工剛性の非線形性がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響 …… 173
3.5.5 併設されたシールドトンネルの耐震性の検討 …… 177
3.5.6 まとめ …… 182
4．橋梁に関する研究 …… 191
4.1 連続箱桁橋の耐風性 …… 191
4.1.1 概説 …… 191
4.1.2 変断面箱桁橋の対風応答特性 …… 191
1）調査概要 …… 191
2）設計風速 …… 192
3）バネ支持実験 …… 192
4）タウト模型実験 …… 197
4.1.3 自然風の影響 …… 200
1）乱流の特性 …… 200
2）実験ケース …… 202
3）実験結果 …… 202
4.1.4 耐風安定性についての評価 …… 202
1）許容振幅の検討 …… 202
2）考察 …… 205
4.1.5 まとめ …… 207
4.2 多柱式基礎の構造特性 …… 209
4.2.1 概説 …… 209
4.2.2 多柱式基礎の荷重分担 …… 210
1）調査目的 …… 210
2）調査方法 …… 210
3）調査結果 …… 210
4）まとめ …… 213
4.2.3 地震時の構造解析 …… 214
1）調査目的 …… 214
2）調査方法 …… 214
3）調査結果 …… 217
4）まとめ …… 223

4.2.4 斜杭を有する多柱式基礎の設計手法の検討 …… 223
1）調査目的 …… 223
2）調査方法 …… 223
3）調査結果 …… 225
4）概略設計手法の検討及びまとめ …… 228
4.2.5 SRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造の杭頭結合法 …… 235
1）調査目的 …… 235
2）鉛直載荷実験 …… 235
3）水平載荷実験 …… 241
4）まとめ …… 243
5．人工島に関する研究 …… 246
5.1 人工島基礎地盤の地盤改良に関する検討 …… 246
5.1.1 深層混合処理土の特性 …… 246
1）深層混合処理工法 …… 246
2）深層混合処理土の特性 …… 246
5.1.2 処理地盤強度の経年変化に関する調査 …… 248
1）調査対象地点 …… 249
2）調査方法・調査結果 …… 249
5.1.3 まとめ …… 252
5.2 人工島の耐震解析法に関する検討 …… 254
5.2.1 人工島の設計・解析法における深層混合処理地盤の考え方 …… 254
1）検討の背景 …… 254
2）深層混合処理地盤の設計・解析モデル …… 254
3）モデル改良地盤の形状が安定性に及ぼす影響の検討 …… 255
(1) 解析モデル …… 255
(2) 地震時荷重 …… 255
(3) 許容値 …… 255
(4) 解析結果 …… 256
5.2.2 深層混合処理地盤の観測事例の有限要素解析 …… 259
1）解析事例 …… 259
2）解析結果（埋立て護岸の例） …… 259
5.2.3 改良地盤条件による人工島安定への影響に関する有限要素解析 …… 260
1）解析の目的 …… 260
2）解析方法及び解析条件の概要 …… 260
(1) 解析に用いた計算プログラム …… 260
(2) 解析上の検討断面 …… 261
(3) 改良地盤の強度及び剛性設定 …… 261
(4) 検討内容 …… 262
3）解析結果 …… 263
(1) 人工島の安定性に及ぼす改良地盤の強度及び剛性の影響 …… 263
(2) 人工島の安定性に及ぼす未改良粘土地盤の動的強度の影響 …… 263
(3) 人工島の安定性に及ぼす改良地盤内目地の影響 …… 264
(4) 今後の検討課題 …… 265
5.2.4 人工島耐震解析法 …… 265
1）深層混合処理地盤の検討におけるモデル化 …… 265

(1) 調査目的 …… 265
(2) 調査方法 …… 265
(3) 調査内容 …… 265
2）設計荷重の考え方 …… 266
3）モデル地盤の構造物の応力・変形解析 …… 266
(1) 解析条件・方法 …… 266
(2) 自重及び震度法解析 …… 267
(3) 動的応答解析 …… 268
(4) 動的応答解析と震度法の比較 …… 268
(5) 今後の問題点 …… 269
5.2.5 まとめ …… 269
5.3 人工島の締固め管理手法 …… 271
5.3.1 コーン貫入試験に基づく人工島の締固め程度の推定方法 …… 271
1）既往のコーン貫入試験に関する研究結果の整理 …… 271
2）浅間山砂の定常状態線 …… 273
3）チャンバー試験による qc の与える間隙比，応力条件の影響の検討 …… 273
4）浅間山砂の液状化特性 …… 282
5）まとめ …… 285
6．大規模海上締切壁に関する研究 …… 289
6.1 大規模締切壁の構造特性 …… 289
6.1.1 概説 …… 289
6.1.2 地中連続壁の構造特性 …… 290
1）調査方法 …… 290
2）調査結果 …… 296
3）まとめ …… 299
6.1.3 湧水量に関する検討 …… 299
1）調査目的 …… 299
2）調査方法 …… 299
3）調査結果 …… 302
4）まとめ …… 309
6.1.4 地下水位回復時の影響検討 …… 309
1）調査目的 …… 309
2）調査方法 …… 309
3）調査結果 …… 311
4）地下水位回復時の部材状態の推定 …… 318
5）まとめ …… 322
6.1.5 大規模海上締切壁の設計に関する考察 …… 323

1．総　　説

藤本　昭*
by Akira FUJIMOTO

細　目

1．総　説……（1）
1.1　受託研究の経緯及び概要……（1）
1.1.1　東京湾横断道路計画の概要……（1）
1.1.2　受託研究の経緯及び概要……（4）

1．総　説

1.1　受託研究の経緯及び概要

1.1.1　東京湾横断道路計画の概要

東京湾横断道路は，東京湾の湾中央部を横断して，神奈川県川崎市と千葉県木更津市とをトンネル，人工島及び橋梁で結ぶ延長約15kmの自動車専用道路である。その両端において東京湾岸道路と接続し，東京湾環状道路を形成するとともに，ネットワークとして東京外かく環状道路，首都圏中央連絡道路，東関東自動車道路等と接続して，首都圏における基幹的道路網の中核をなす。

本道路の基本構造は，船舶航行が多い川崎側約9.1kmをトンネル，比較的船舶航行の少ない木更津側の浅海部約4.5kmを橋梁とし，トンネルと橋梁との接続部には，すり付け区間としての木更津人工島を，川崎市側の陸上部へのすり付け区間には浮島立坑を，トンネルのほぼ中央にはシールドトンネルの発進基地でもあり主として換気施設を収容するための川崎人工島を建設することを計画している。また，浮島立坑及び木更津人工島にも同様に換気塔がつくられる。計画の概要を以下に示す。

計画の概要　（図—1.1.1，1.1.2）

1）道 路 名　東京湾横断道路
2）路 線 名　一般国道　409号
3）区　　間　川崎市浮島町地先～木更津市中島
4）道路規格　第1種第2級　設計速度80km/h
5）道路幅員　3.5m×4車線（将来6車線）
6）延　　長　約15km
7）総事業費　約1兆1,500億円
8）工　　期　約10年

なお，本計画が確定するまでには各種の比較案が検討された。調査主体が建設省から日本道路公団に移る昭和50年頃には，湾中央部約5 kmを沈埋トンネルと

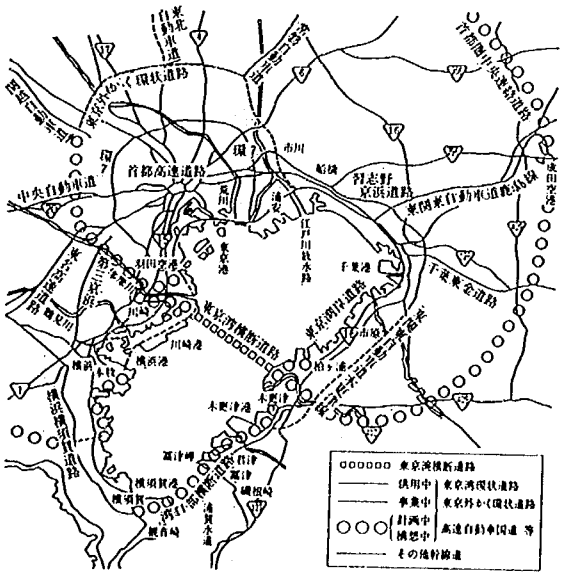


図-1・1・1　東京湾横断道路の路線位置図

*企画部トンネル計画官（現　企画部国際研究協力官）

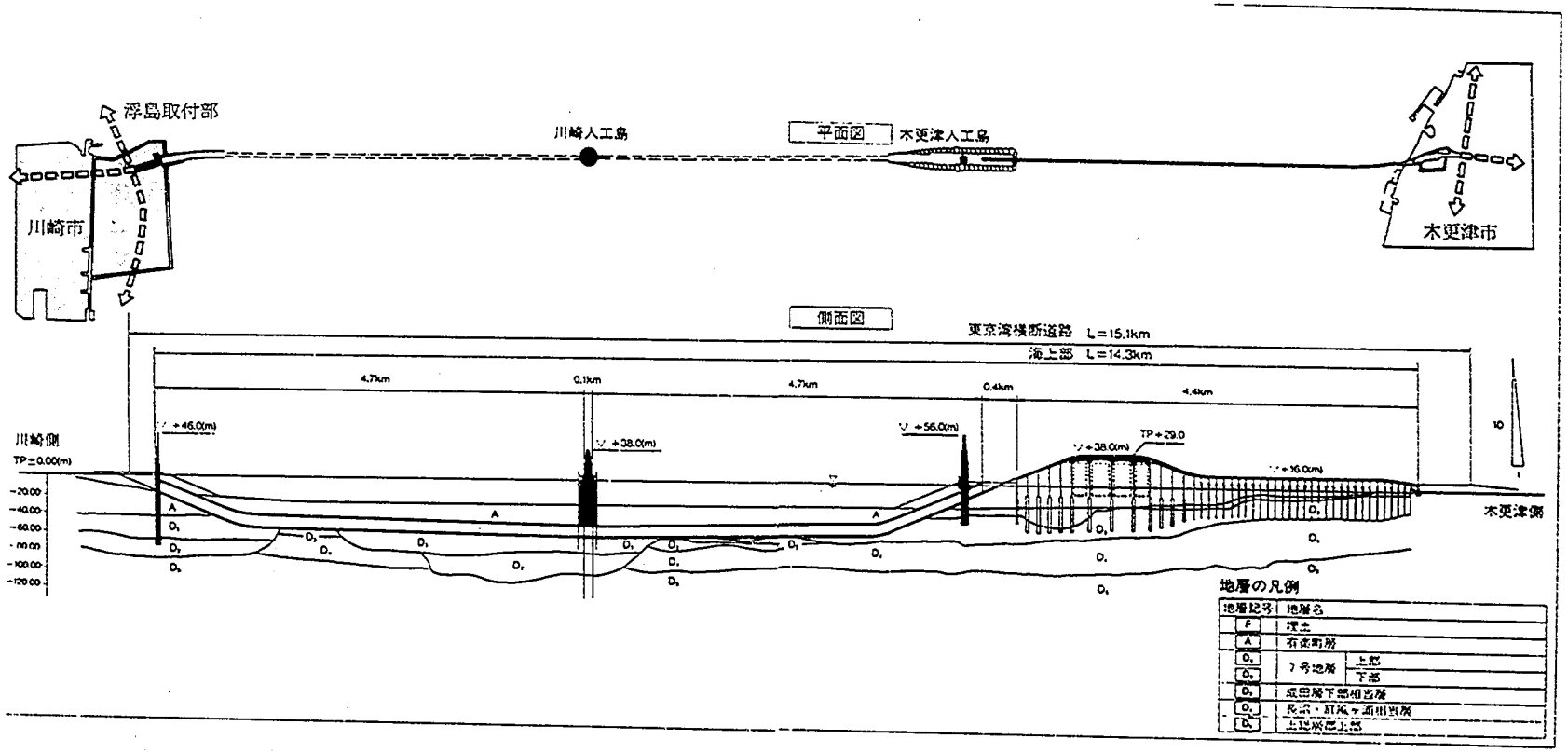


図-1・1・2 東京湾横断道路一般図（延長15.km）

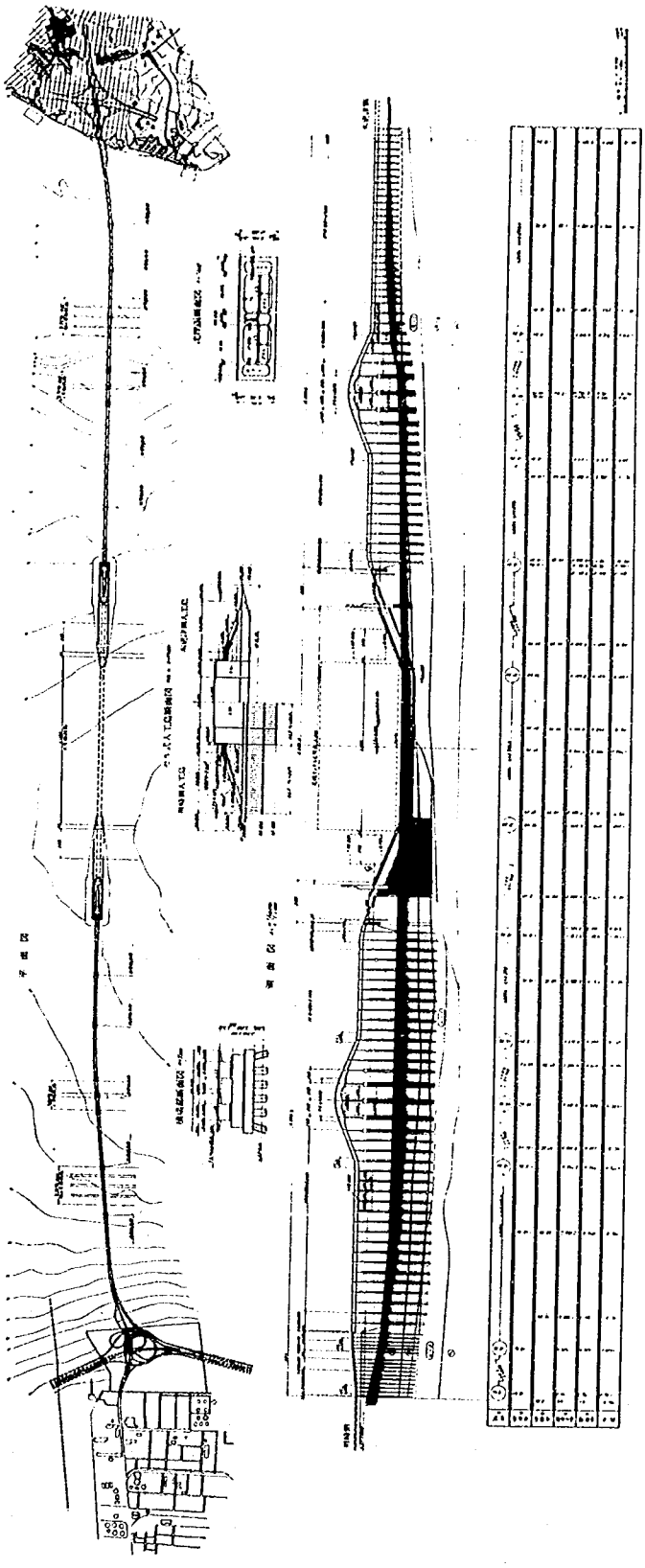


図-1-1-3　旧沈埋トンネル案

し，その両側各約5 kmを橋梁とするものであった(図—1.1.3)。その後，細部に入る技術的な詰めや予想をこえる飛躍的なシールド掘削技術の発展等をみて，昭和160年度には現在の案(前出図—1.1.2)にかたまった。

1.1.2 受託研究の経緯及び概要

1）受託研究の経緯

建設省では本道路に関する調査を昭和41年度から始めた。経済調査・地質調査・設計調査・船舶航行調査等各種の調査を実施し，技術的諸問題の検討を重ねた。昭和150年にこの時点までの調査のとりまとめを行い，東京湾横断道路の建設は技術的には建設可能との中間報告を出した。

昭和151年度には日本道路公団に調査の引き渡しを行い，以後，公団ではそれまでの諸調査の更なる詰め，その後の社会的・経済的な変化や技術の進歩に対応した新たな調査を進めて来た。

東京湾横断道路計画に含まれるトンネル及び人工島は従来にない大規模なものとなる。また，海上橋梁も一般の道路橋とは異なった厳しい環境条件におかれる。このためこれら主要構造物の設計にあたってはこれまでの調査結果を踏まえ，東京湾中央部の地域条件を考慮した新しい設計基準を作成するとともに，より具体的技術的な検討が必要であった。この具体的な検討作業のひとつが土木研究所による受託研究である。

受託研究は，昭和151年度に始まり昭和163年度に終了した。受託研究では，当初沈埋トンネルと橋梁を組合せる案（沈埋トンネル案）を前提とした実験・研究を進めたが，細部に入った検討の結果，シールドトンネルの導入も可能であるとする結論を得た。本報告書はこの13年間余の受託研究の全体概要を1冊にまとめたものである。

13年間に及ぶ研究内容の一覧を表—1.1.1に示す。

2）受託研究の概要

(1) 地震動と地盤に関する研究

① 動的解析の入力地震動

a 動的解析用入力地震動

対象地点周辺の地盤状況の違いを考慮して，基盤で想定すべき設計地震動強度の推定手法の確立を目的として検討を行った。

確率論的に設計地震動強度を推定する方法として地震動強度期待値解析手法を開発した。この手法を，構造物の耐用年数および非超過確率を考慮できるよう拡張することにより，再現期間に応じた基盤面での最大加速度および応答スペクトルの期待値を推定した。検討の結果，目標とする耐震性のレベルとして2つの段階（L1，L2）を設定し，その各々の段階に対する地震応答解析用の基盤入力加速度波形を求めた。

なお，L1，L2による動的解析結果の取扱い方を各構造物，各主要部材ごとに検討，整理した。さらに，L2に対する限界状態の考え方を地震後の交通機能面および復旧後の再使用面の両方から整理した。

b 応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル

強い履歴強度特性を有する地盤および土木構造物等の耐震性を検討するうえで重要となる，応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを提案し，その実用的な推定法について検討した。

c 非線形地震応答スペクトル

L2のような大規模地震を対象とした振動応答を把握するため，地盤，構造物等の非線形性を考慮した非線形地震応答スペクトルを算出する解析プログラムを開発し，RCの橋脚を対象としてその非線形地震応答スペクトル特性について検討した。

② 地盤の動的特性

a 地盤の動的変形・強度特性

東京湾横断道路の建設予定地点の沖積層，洪積層について，不撹乱試料を用いた室内動的変形，強度試験を行い，地盤の動的変形特性（せん断弾性係数Gおよびひずみγ，減衰定数hとの関係）および動的強度特性（せん断強度τ_dに対する一軸圧縮強度q_u，圧密圧力σ，塑性指数I_pの影響）を明らかにした。

b 地盤の非線形応答解析法

想定すべき地震動の特性を正しく把握するため，地盤の変形特性と減衰特性の非線形性を考慮した地盤の非線形応答解析法を開発した。解析の結果，非線形モデル（NONSOIL）は，従来の等価線形モデル（SHAKE）に比して応答加速度が低下すること，とくに短周期領域で応答が低下することを指摘した。

また，一次元の重複反射理論に基づく地盤の地震応答プログラム（SHAKE）を用いて地盤構成および土の動的変形特性の違いが地盤の地震応答に与える影響について検討した。

(2) トンネルに関する研究

① トンネルの換気

道路トンネルでは，自動車排出ガス中に含まれる有害成分の濃度がトンネル内の通行に支障のない範囲を超えることのないよう換気を行うことが不可欠である。トンネル換気を行うために必要な建設費（土木工事費，機械設備費など）および供用後の維持管理費はトンネル延長の増大に伴い急激に増加する。このため，

表-1・1・1　東京湾横断道路関係受託研究一覧表

年度 / 研究室	52 年 度	53 年 度	54 年 度	55 年 度	56 年 度	57 年 度
トンネル研究室	（トンネル換気システム） 換気計画の基本値、及び新技術を含めた換気システムに関する検討（51～52年度）	（シールドトンネルの設計法） 施工実績調査に基く設計指針(案)骨子の作成及び今後の検討課題の抽出	（同　左） 高水圧、大口径シールドトンネルの切羽安定性の検討（軽験式、ＦＥＭ）	（同　左） 泥水圧及びカッター推力が切羽安定性に及ぼす影響の検討（ＦＥＭ弾塑性）	（同　左） シールド推進力によるトンネル座屈に対する安定性の検討（ＦＥＭ）	（同　左） 双設トンネルの離隔と掘進時の相互の影響に関する検討（模型実験）
動土質研究室			（人工島地盤改良） 深層混合処理工法の地盤特性の経年変化（施工例）の検討 動的強度特性の検討（実験）	（同　左） 深層混合処理工法の地震時に蓄積される重量の検討（ＦＥＭ）	（同　左） 深層混合処理工法による基礎地盤の常時、地震時の挙動の検討（解析）	（同　左） 深層混合処理工法の各種耐震設計法の比較（構造物式設計法、地盤式設計法他）
基礎研究室	（多柱式基礎） 橋梁における多柱式基礎の施工実績、施工方法の調査	（同　左） 斜ぐい使用の多柱式基礎における杭間の荷重分担、耐震設計法の検討	（同　左） 多柱式基礎の地震応答解析、振動特性による斜ぐい効果の把握	（同　左） 多柱式基礎における斜ぐい使用の効果の定量的把握と概略設計手法（平面ラーメン解析）の提案	（同　左） 多柱式基礎でフーチング厚を薄くしＳＲＣ構造とした場合の杭頭結合法と耐力に関する実験（模型鉛直載荷試験）	（同　左） 同　左 （模型水平載荷試験）
構造研究室						
振動研究室			（地震動及び地盤の動的特性） 地震動評価のための地盤の非線形応答解析法の開発 土質定数と動的せん断強度の測定（実採取試料の実験）	（同　左） 確率論的に設計地震動強度を推定する手法の開発 不撹乱試料の動的変形強度特性の測定（実験）	（同　左） 地震動強度期待値解析手法による最大加速度、応答スペクトルの推定 不撹乱試料のせん断弾性係数、重・減衰定数の関係の測定（実験）	（同　左） 設計用加速度応答スペクトルＬ1、Ｌ２の設定と地震応答解析用基盤入力加速度波形の検討 不撹乱試料の動的変形強度の測定（実験）
耐震研究室	（沈埋トンネルの耐震性） 沈埋トンネル、換気塔及び周辺機器の動的解析用データの作成	（同　左） トンネル耐震性検討に用いる土質定数の設定手法の検討	（同　左） 沈埋トンネルの可撓性継手位置、入力位相差の影響の検討（地震応答解析）	（同　左） 沈埋トンネルの可撓性継手の動的特性の検討（実大部分模型実験）	（同　左） 杭基礎のある換気塔を考慮した沈埋トンネルの地震応答解析	（同　左） 換気塔を中心とした地震応答解析（２質点系モデル解析）

研究室＼年度	58年度	59年度	60年度	61年度	62年度	63年度
トンネル研究室	(シールドトンネルの設計法) シールドトンネルの周辺地盤の安定に関する諸検討のまとめ	(同左)	(シールドトンネル本体の設計) セグメント継手の剛性地盤定数が断面力に及ぼす影響の検討 (FEM)	(同左) セグメント継手の回転バネ定数の算定とその評価法の検討(載荷試(載荷試験)	(同左) リング継手及び軸力作用時のセグメント継手の力学特性の検討(載荷試験)	(同左) 本体工に作用させる土圧・水圧等の設計加重の模型実験による検証
動土質研究室	(人工島地盤改良) 深層混合処理地盤評価のための許容応力度法の前提整理、許容応力度法及び極限設計法に用いる地盤定数震度法に用いる設計震度の検討					
基礎研究室	(多柱式基礎) 多柱式基礎のフーチングSRC構造に対する押抜きセン断耐力算定に関する検討	(同左) 多柱式基礎の補完であるジャケット構造基礎の構造特性の検討 (解析)	(海上換気塔における大規模締切) 換気塔の地中連続壁逆巻き工法における連壁と側壁の合成作用および側壁のクリープ変形に関する検討 (解析)	(同左) 換気塔の連壁リングバネ、土圧、地盤反力係数等が換気塔の挙動に与える影響の検討 (解析)	(同左) 水位回復に伴う水圧作用時の換気塔の挙動に関する検討(解析)	
構造研究室	(横断道路橋の耐風) 橋梁部箱桁橋の耐風安定性に関する二次元風洞実験	(同左) 三次元モデル風洞実験による変断面構造の三次元性の影響と自然風の乱れの効果の検討				
振動研究室	(地震動及び地盤の動的特性) 地震応答解析用入力地震動L1及びL2の再検討、耐震性の照査方法・照査基準の検討	(同左) RC橋脚を対象とした非線形地震応答スペクトル特性の検討 地震及び土構造物を対象とした繰返しを考慮した加速度応答スペクトルの検討	)(同左) 地盤及び土構造物の耐震性評価のための繰返しを考慮した最大加速度の検討 地盤構成、土の動的変形特性の差異が地震応答に及ぼす影響の検討		(人工島耐震性) コーン貫入試験に基づく人工島の液状化対策工の管理手法の検討(ダッチコーン)	(同左) コーン貫入試験に基づく人工島の液状化対策工の管理手法の検討(ピエゾコーン)
耐震研究室	(トンネルの耐震性) 人工島斜路部における沈埋トンネルの動的解析モデル化の検討	(同左) 沈埋トンネルの耐震性に及ぼす地盤の箇所別の剛性変化及び地震動の入力位相差の影響の検討	(シールドトンネルの耐震性) シールドトンネル耐震計算上のリング継手の剛性評価法、及び覆工剛性の影響の検討	(同左) 並列されたシールドトンネルの地震応答解析法の開発	(同左) 軸方向正負交番載荷を受けるシールドトンネルの剛性及び耐力の検討 (模型載荷試験)	(同左) 正負交番曲げおよびねじり力を受けるシールドトンネルの剛性および耐力の検討 (模型載荷実験)

延長の大きい道路トンネルにあっては，換気計画について事前に十分な検討を行っておく必要がある。

昭和48年から自動車排出ガスの規制が段階的に実施され，過渡的な状況であり，換気設備の基本となる有害成分の発生量および許容濃度そのものが変化しつつある。一方，新しい技術としてトンネル内空気に含まれる煤煙を除去する電気集じん機が開発され，実用化の緒についたところである。

このように道路トンネルの換気をとりまく諸条件は著しく変化しつつあるので，これから建設される東京湾横断道路トンネルにおいては，換気システムが従来の設計から大幅に変貌するであろうことは否定できない。

本研究は，このような状況をふまえて，東京湾横断道路のトンネルの特性を考慮したうえで，換気計画のための基礎的な諸数値，および新技術を含めた新しい換気システムの適用性について技術的な検討を行った。

② シールドトンネルの周辺地山の挙動

東京湾横断道路のシールドトンネルは，2車線断面のトンネルを3本併設する計画であること，最大水深約30mの海底地盤中を掘削するため高水圧下の施工となることなどに関連して種々の課題がある。本研究では，工法の基本となるトンネル切羽およびその周辺地山の安定について検討を加えるとともに，トンネルの土被りおよび離隔距離について検討した。

a　切羽の安定性

直径約13mの大断面の泥水シールドトンネルの切羽の安定性について，経験式，FEMによる弾塑性解析および模型実験を行った。

砂質土および粘性土を対象として，切羽の安定に対する泥水圧，カッター推力などの影響をトンネルの土被りとの関係で検討を加えた。

口径の大きいトンネルにおいても，泥水圧等による切羽圧力の適切な管理を行うことにより切羽周辺地山の安定を図ることが可能であるが，地盤の強度が小さく，また，土被りが小さいほど切羽の安定に必要な圧力のコントロール幅が小さくなることを示した。

b　浮上り安定性

シールドトンネルに作用する浮力に対する安定について検討し，特に施工後における安定が問題であることから，土被りの確保あるいはそれに代わる対策の必要性を示した。

また，シールド掘進時の大きい推力による後方シールドトンネルの座屈に対する安定について検討し，土被りが極めて小さい場合にはシールド方向修正のための偏心荷重の作用に対して留意する必要があることを示した。

c　双設シールドトンネルの離隔

双設シールドトンネルを建設する場合の適切な離隔について，模型実験による検討を行った。その結果，掘削土量をへらし，地山に押し込む(受動土圧の状態)ような施工方法を用いた場合，離隔がトンネル径の1.0～1.5倍以下となる両トンネル間の土圧の上昇が大きくなり，0.5倍では，既設トンネルに加わる側圧は，初期鉛直土圧の2.0～3.0倍にもなることがわかった。

③ シールドセグメントリングの構造特性および作用荷重

a　数値解析モデル

シールドトンネル本体工の設計にセグメントを梁モデルとして継手部をバネモデルとして表現した有限要素法の適用を試み，地盤反力係数kx，側圧係数λなどの地盤定数及びセグメント継手をバネモデル化する際のバネ定数がトンネルに発生する断面力に及ぼす影響を調べた。

解析の結果，λ及びKxが大きくなるにつれて曲げモーメントは小さくなる傾向にあること，ピース間継手のバネ定数Kが小さいほど曲げモーメントは小さくなること，また，リング間継手のバネ定数Ksについては Ksがある値よりも大きくなった場合に千鳥組み効果が発揮されて変位制御につながるが，その反面曲げモーメントが増加することが明らかとなった。

b　継手部の構造特性

セグメントの継手剛性の評価のため実際の使用状態に近いケースとして軸力と曲げモーメントが同時に作用した場合におけるセグメント継手の挙動を調べるとともに，せん断力が作用した場合のリング継手の挙動について実験的検討を実施した。実験の結果，以下のことが明らかとなった。

イ　セグメント継手に曲げモーメントと軸力が同時に作用した場合には，正曲げ時，負曲げ時ともにボルトに発生する軸力の増加は非常に小さい。

ロ　セグメント継手に曲げモーメントと軸力が同時に作用した場合の回転ばね定数は，軸力が作用しない場合に比較するとかなり大きい値となる。

ハ　継手板が引張られた時に発生する継手板の変形量は，ＦＥＭ解析により概略値を得ることができる。

ニ　ボルトにより締付けられたセグメント継手部に引張荷重が作用した場合には，初期締付けにより

継手板に発生している圧縮力が開放されるまでは，継手部にほとんど変形は発生しない。

ホ　リング継手にせん断力が作用したときに，継手部に発生する相対変位δとせん断力Qとの関係はトリリニアーな関係を示す。ただし，δとQとの勾配から求まるせん断バネ定数値は，リング継手に作用するトンネル軸方向の荷重値の影響を受ける。

c　セグメントリングに作用する荷重

東京湾海底から採取した粘性土を地山材料とし，遠心力を利用した模型実験を行い，軟弱地盤中のシールドトンネルに作用する土圧・水圧等の荷重の大きさ及びその分布状況を検証した。

実験の結果，側圧係数は0.84～0.95であるこのと及び軟弱な粘性地盤では，土被り比が1.5に満たない場合には設計荷重として全土被り荷重を考慮する必要があるものと考えられること等が明らかになった。

④　沈埋トンネルの耐震性

a　沈埋トンネルの基礎データ調査

東京湾横断海底トンネルの耐震性は，昭和47年度から昭和49年度にかけて東京湾横断道路技術調査特別委員会沈埋トンネル分科会（日本道路協会）において検討されている。ここで検討されている沈埋トンネルは延長約3.3kmで出口はいずれも海中に設置されている人工島におくこととしている。しかしながら川崎側の人工島は約30mの水深の下に更にN値がほとんど0に近い層が約20m堆積しているため，このような軟弱な地盤に人工島を建設することを避けるために，沈埋トンネルの延長を長くして，沈埋トンネルの川崎側出口を川崎側へ近づける案が検討されている。この沈埋トンネルを延長する場合の耐震性検討の基礎データとして，沈埋トンネル，換気塔，地盤に関するデータを作成，整理した。

b　土質定数の設定法の検討

地盤に関する入力データのうち，静的土質定数の設定によってはトンネルの応答値にかなり差が生ずる場合もあることが判っており，これらの土質定数の設定手法について検討した。検討内容は，以下のとおりである。

イ　静的土質定数のバラツキと確率分布モデル

ロ　静的土質定数の深さ方向の統計的性質と検定

ハ　隣接二地域区分間の静的土質定数の平均値の有意差

ニ　静的土質定数の設定手順

ホ　静的土質定数の設定方法

c　換気塔接続部の可撓性継手がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討

換気塔を含めた沈埋トンネルの地震応答解析によりエレメント間の可撓性継手数，および耐震計算上での入力の位相差の断面力および相対変位・相対回転角に及ぼす影響について解析した。その結果，次のことなどが判った。

イ　エレメント間に可撓性継手を設けることにより断面力を減少させることができる。

ロ　可撓性継手数を多くするほど，継手部に生じる相対変位を分散させることができて，換気塔とエレメント間に集中する傾向のある相対変位の均等化が図られる。

ハ　位相速度が大きくなるほど断面力は小さくなる傾向がある。

d　可撓性継手の物性確認実験

可撓性継手の動的特性を把握するために，継手部材の一つとして考えられているゴムガスケットの実大部分模型を用いて，静的および動的実験をおこなった。その結果以下のことが判明した。

イ　静的バネ定数および動的バネ定数に一番大きく影響を与える要因は，設定圧縮率であり，圧縮率が増すにつれ静的および動的バネ定数も大きくなる傾向にある。

ロ　同一の入力波形および圧縮率の場合振動が大きくなる程，動的バネ定数は小さくなる傾向にある。

e　換気塔モデルの設定法の検討

従来の沈埋トンネルの耐震計算では，表層地盤の変形モードを均質な一層地盤のセン断一次モードと仮定するのが普通であった。しかし，実際の地盤が一層地盤であることは少なく，通常は沖積層と洪積層により構成されていることが多い。このため，地盤の上下で剛性が異なり，その変形モードも一層地盤のせん断一次モードとは異なったものとなる。このため，換気塔を含めた沈埋トンネルについて，特に換気塔部の解析精度を高めるため，杭基礎を設けた換気塔のモデルにつき，上記の地盤の不均一性を考慮して地震応答解析を行った。この結果，換気塔のような深さ方向に長い構造物では，基礎および多層地盤を考慮するモデルの方が応答値が小さくなり，適切な値を与えることが判った。

f　二質点モデルによる換気塔モデルの検討

地盤の挙動を正確に表現しうる2質点モデルの解析プログラムを用いて換気塔の地震応答解析を行った。これにより以下の成果を得た。

イ　改良モデルでは，加速度の応答が正確に求められ換気塔のような慣性力で自己振動する構造物の応答解析では改良モデルが適切である。

ロ　従来モデルに対して改良モデルでは，地盤，換気塔とも加速度応答は2倍程度と大きくなったが，応答変位は大きな差はない。換気塔とトンネル間の継手の相対変位は若干増加する。

g　人工島斜路モデルの設定法の検討

東京湾横断道路トンネルの人工島斜路部は横断方向及び縦断方向とも周辺地盤の形状変化が大きく，水平成層の表層地盤を前提とした既往の地震応答解析手法を直接に適用することは難しい。

このため，人工島斜路部沈埋トンネルのモデル化の手法について検討した。本モデルの特徴は以下の通りである。

イ　人工島斜路部の各位置での地盤の固有振動特性を2次元有限要素法を用いて行うことにより，横断方向の地盤条件の変化を考慮する。

ロ　①の結果よりトンネル位置で卓越するせん断振動の1次及び2次のモードを選び，これらのモードと等価となるように各点の地盤を2質点のバネ～質点で評価する。

ハ　縦断方向の地盤条件の変化は，地盤質点を密にすることによりモデル化する。また，既往の沈埋トンネル振動実験，地盤応答観測，数値解析に関する研究成果を整理し，本トンネルへの適用性を検討した。

h　地盤剛性の箇所別変化がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討

従来，同一の堆積条件にある地層は同一の地盤定数を有すると考えて行われてきた沈埋トンネルの動的解析において，沈埋トンネル軸線に沿う方向の地盤の剛性に箇所別の変化を見込むことにより，どの程度の影響があるかを検討した。また，基盤面における地震動の入力位相差を考慮した場合の試算も行い，前述の地盤の剛性の箇所別変化に伴って発生する断面力との比較を行った。

イ　従来は計算上断面力が生じないとして取り扱われてきた一様成層地盤中の沈埋トンネルにおいても，地盤のせん断剛性の違いを考慮することにより，断面力が生じる。

ロ　地盤のせん断剛性の箇所別の違いにより生じる沈埋トンネルの断面力は，一般にせん断剛性の変化の度合（変動係数）が大きい程大きくなる。

ハ　地盤のせん断剛性の変動係数を仮に0.2～0.3程度とみなすと，これにより沈埋トンネルに生じる最大断面力は地形条件の変化等によって生じる最大断面力と比較して必ずしも小さな値ではない。

ニ　地盤のせん断剛性の箇所別変化を見込まずに，入力地震動位相差だけを考慮した場合に生じる最大軸力が上記ハと同程度の値となるのは，せん断弾性波の伝播速度が，2 km/sec 以下の場合である。

⑤　シールドトンネルの耐震性

a　シールドトンネルの変形および剛性の評価

イ　正負交番軸力載荷実験

シールドトンネル軸方向剛性の評価方法を検証するとともに，トンネル軸方向の地震時変形特性を明らかにすることを目的として，リングを組んだシールドトンネル模型の正負交番軸力載荷実験を行った。本実験により以下の点が明らかにされた。

i）シールドトンネルの変形・破壊はすべてリング接合面においてのみ生じ，これ以外の部分には損傷は生じにくい。したがって，リング接合面における変形の把握がシールドトンネルの耐震設計上最も重要である。

ii）二次覆工に配置される長手方向鉄筋量が少ない場合には，リング接合面の一箇所で二次覆工コンクリートにクラックが生じると，これ以降の損傷は全てこのリング接合面のみに集中することになる。このような損傷の集中を防止するためには，二次覆工コンクリートの引張強度以上の配筋を二次覆工に施す必要がある。

iii）リング継手が降伏するまでのトンネル長手方向剛性は，提案式により適切に評価できる。また，シールドトンネルの最大耐力は，アンカー鉄筋及び二次覆工鉄筋の破断強度から精度よく推定できる。

ロ　正負交番曲げおよびねじり載荷実験

シールドトンネルが曲げモーメント及びねじりモーメントを受ける場合の変形特性・破壊特性を明らかにすることを目的として，リングを組んだシールドトンネル模型の正負交番曲げモーメント載荷実験及び正負交番ねじりモーメント載荷実験を行った。本実験により以下の点が明らかにされた。

i）曲げモーメントによるトンネルの変形及び破壊は，軸力載荷実験の場合と同様に全てリング接合面においてのみ生じた。したがって，シールドトンネルの曲げ剛性もリング継手の変形を中心に考えることができる。

ii）ねじりモーメントによるトンネルの変形及び破壊は，リング接合面に限らず，セグメントやセグメント継手にも生じた。ねじり変形は，初めリング接合面が滑ることによって吸収され，最終的にはセグメントにせん断力が集中しやすい。

ハ　変形および剛性の評価法

載荷実験結果を踏まえて，シールドトンネル覆工の構成部材であるセグメント，継手，二次覆工をそれぞれ等価バネでモデル化することによるトンネル長手方向剛性の評価方法を開発した。

b　覆工剛性の非線形性がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響

シールドトンネルの耐震設計を実施する上で基本となるリング継手の剛性の評価法及び覆工剛性の非線形性がトンネルの地震応答に及ぼす影響を検討した。本調査により以下の点が明らかにされた。

イ　リング継手の剛性として，継手ボルトの軸剛性から求める方法及び継手金具面板の曲げ剛性から求める方法を提案した。

ロ　覆工の軸剛性の非線形性を考慮した地震応答解析により，シールドトンネルに生じる軸力は圧縮と引張で大きく異なること，また，等価剛性を用いることによりこれを線形解析によってもある程度の精度で近似できることが明らかになった。

c　併設されたシールドトンネルの耐震性の検討

地盤条件が複雑に変化する箇所にシールドトンネルが併設される場合にはトンネルの地震時の挙動が全く同一とは考えられない。このため，併設されたシールドトンネルを連絡横坑で接続した場合の耐震性を地震応答解析により検討した。本検討により以下の点が明らかにされた。

イ　本線トンネルに生じる曲げモーメントおよびせん断力は連絡横坑の近傍において増加する。併設トンネルを解析する場合には，従来行われてきたようにトンネル軸線に沿う地盤条件の変化を考慮するだけでなく，これにトンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮する必要がある。

ロ　本線トンネルと連絡横坑との間に可撓性継手を設けることにより，本線トンネルと連絡横坑との接続部に生じる断面力を大幅に減少できる。

(3)　橋梁に関する研究

①　連続箱桁橋の耐風安定性

橋軸方向に沿って桁高が変化する2ボックス一体構造の箱桁橋を対象として，東京湾横断道路橋梁部箱桁橋の耐風安定性の検討を行った。対象とした箱桁橋は橋軸方向に沿って桁高が変化するため，3箇所の断面に関するバネ支持風洞実験，および三分力試験を行い，さらに断面の変化を連続的に模型化できるタウト模型を用いた風洞実験を行い，変断面構造である東京湾横断道路箱桁橋の三次元性の影響と乱流の影響について検討し，今回対象とした設計案について以下に示すような結論を得た。

a　一様流中では，鉛直たわみモードの渦励振とギャロッピングが発現する。渦励振の振幅は許容振幅以上であるが，ギャロッピングの振幅は設計風速以下では，常に許容振幅以下である。

b　架橋地点の自然風とほぼ相似した乱流中では，許容振幅を超えるような振動は発現しない。

c　一様流中で許容振幅を超えると予想された振動現象については，自然風の気流の乱れや実橋における構造減衰を考慮すれば振幅は十分に低減するものと考えられる。

註1）タウト模型とは，2本のピアノ線を平行に張った弦とこれに支持される橋桁模型より構成される模型であり，橋梁の橋軸方向の長さが耐風性に及ぼす効果の相似がほぼなされた模型である。

註2）三次元性とは，空気力や橋桁諸元の橋軸方向に関する分布および相関性などが橋梁の耐風性に及ぼす効果のことをいう。

②　多柱式基礎の構造特性

a　概要

東京湾横断道路の橋梁部は水深が大きく，地盤が軟弱で，支持層が深いために，各種の基礎工法が検討されている。その中で，最も有力な工法として多柱式基礎をとりあげ，過去の施工実績の収集整理，その設計方法の実態の分析，採用する場合の検討すべき事項の洗出しを行った。検討の結果，多柱式基礎は，仮設の省略，海上での施工，小割り施工，能率的な施工などの利点を有するが，耐震性，頂盤の剛性による荷重分担，斜ぐいの採否，ねじり力，群ぐい効果，構造解析用モデルの設定法など技術的解明を図る点も多く残されている。

本研究では，斜ぐいを使用した多柱基礎に関して，柱間の荷重分担および耐震設計法の検討を行い，概略の設計手法の提案を行った。

b　多柱式基礎の荷重分担

多柱式基礎に斜ぐいを使用した場合，最適設計を行ううえでの支配要因が多くなり設計そのものが煩雑となる。本研究では平面ラーメン解析法による斜ぐい使

用効果の定量的な把握を行い，その結果に基づいて斜ぐいを有する多柱式基礎の概略設計手法について検討した。その結果，頂版の鉛直荷重分担については弾性支承上の連続ばりで，水平変位量の計算は変位法で，十分近似できることなどが確認された。

c　地震時の構造解析

多柱式基礎の地震応答解析を通じて，多柱式基礎の地震時挙動特性について検討した。手法として斜ぐいを含む場合と含まない場合の多柱式基礎の地震応答解析を実施し，変位，加速度，軸力，曲げモーメント等の応答量の比較を行い，斜ぐいの効果の検討を行った。その結果，動的な検討においても，斜ぐいの使用が非常に有効であることが確認された。

d　SRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造の杭頭結合法

多柱式基礎では，フーチング質量を減少させるために，フーチング厚を薄くし，さらにSRC構造とすることが検討されている。しかし，このような構造とした場合の合理的な杭頭結合法およびその耐力については不明である。そこでSRC構造杭頭結合部の模型の鉛直載荷試験を実施し，合理的な杭頭結合法開発のための基礎資料を得ることとした。

その結果，杭にせん断キー状（ジベル）の突起を設けた結合法は非常に大きな押抜きせん断耐力を示すこと，またその耐力はブラケットの剛性にも影響されることなどが明らかになった。また，杭頭結合部の押抜きせん断耐力に対するジベルおよび鉄骨枠組の補強効果を定量的に明らかにすることができ，押抜きせん断耐力を精度よく算定できる見通しを得た。

次に，SRC構造杭頭結合部の水平載荷試験を実施した。その結果，鉄骨枠組は杭頭結合部の水平耐力およびひびわれ制御の向上に大きく寄与すること，ジベルおよびブラケットによる杭頭補強は杭結合部の水平耐力に影響を与えないこと，杭の局部座屈については今後詳細に検討をする必要があることなどが明らかとなった。

(4)　人工島に関する研究

①　人工島基礎地盤の地盤改良に関する研究

東京湾横断道路計画において建設の予定されている人工島の基礎地盤は極めて軟弱な粘性土層が厚く堆積している。このため，基礎地盤処理が必要であるが，最近開発された深層混合処理工法についてもこの種の大規模構造物の基礎処理工法としての適用性について検討することが必要となった。このため，実際に施工されたこの種の工法による地盤特性およびその経年変化特性の検討を行った。

②　人工島の耐震解析法に関する検討

人工島の基礎地盤処理工法として検討された深層混合処理地盤の常時及び地震時の設計法を確立することが必要とされた。

まず，東京湾横断道路の人工島の基礎地盤となる軟弱粘土層を深層混合処理工法によって改良した場合を対象として種々の耐震設計法の比較検討を行った。

比較の対象とした耐震設計法は，a　構造物式設計法，b　地盤式設計法，c　修正構造物式設計法，d　有限要素法の4つである。

構造物式設計法，修正構造物式設計法は改良地盤を構造物のように考えて許容応力度法により設計する方法であり，地盤式設計法は改良地盤を地盤とみなして極限平衡状態のつり合いを考えて設計する方法である。

比較検討の結果，構造物式や修正構造物式は，簡略な設計法であるが，現象を極端に単純化したものであり，設計に用いる外力やばね係数のとり方については慎重に検討する必要があることを示した。

深層混合処理工法によって改良した人工島の基礎地盤の常時及び地震時の挙動を有限要素法により検討し，次のことが分かった。

a　改良地盤の剛性が大きくなると変形が小さくなるが，引張応力が発生しやすくなる。

b　改良地盤周辺の未改良粘土地盤の動的軟化特性に対する人工島の地震時変形は過大なものとはならなかった。

c　地盤改良をブロック状に行って未改良の目地を残した場合，変形は目地部のせん断に基づくもので，改良部分は剛体に近い変形を示す。

d　目地が増加すると引張応力が発生しにくくなる。

さらに，従来設計法（構造物式設計法）である許容応力度法の前提の整理，許容応力度及び極限設計法に用いる改良地盤の強度定数の合理的設定法の考察を行った。次いで，人工島建設予定地盤を想定した人工島モデルについて，許容応力度法に対応した線形解析及び極限設計法に対応した非線形解析をそれぞれ有限要素法により実施した。

その結果，両者に対する評価指標である安全率及び地盤部変形の相互関係に注目して，許容応力度法に用いる安全率の見直し，震度法に用いる設計震度の合理的設定法の考え方を提案した。

③　人工島の締固め管理手法

東京湾横断道路で計画されている人工島の，液状化対策工の効果を短時間で精度良く評価する手法を提案することを目的とし，大型チャンバーを用いたコーン貫入試験を実施し，コーン貫入試験結果に基づく地盤の間隙化の推定方法について検討するとともに，浅間山砂の液状化試験を実施し，以下の事項が明らかとなった。

a　ステートパラメータを用いることによりコーン貫入抵抗値から地盤の間隔比を推定でき，その推定誤差は間隔比で±0.03程度以下である。

b　浅間山砂のThreshold Strainは，0.022～0.025%程度であり，間隔水圧比が0.95に達するに必要な実効累積ひずみは0.8～1.5%程度である。

(5) 大規模海上締切壁に関する研究

① 地中連続壁の構造特性

東京湾横断道路のシールドトンネルの中間部に換気塔が構築される。この換気塔の締切り工法は地中連続壁逆巻き工法が最も有力である。本研究では，地中連続壁による大規模締切工法について，連壁と本体側壁の合成作用を考慮した数値解析を行うとともに，本体側壁のクリープ変形の影響についても検討を行った。

検討の結果，連壁は本体側壁との合成作用を考慮することにより経済的な設計ができること，本体側壁は，各施工段階の応力状態を考慮して設計しないと危険側になる恐れがあること，クリープの影響は小さいことなどが明らかとなった。

また，海上換気塔の地中連続壁締切部（円筒形）の計画では，直径が120mと大きく，地盤も軟弱であることから，連壁の施工誤差，作用土圧の変化，地盤反力係数に着目し，これらが連壁の挙動に与える影響について検討した。

a　施工誤差を真円に対する扁平量として評価すれば，施工誤差の増大によりリングバネ定数が低減し，断面力が増大する傾向となる。

b　土圧，地盤反力係数の変化が与える影響は小さく，連壁の挙動に対しては設計上リングバネ定数の増減が支配的となる。

② 湧水量に関する検討

換気塔本体の施工中における掘削断面内への湧水量などについて浸透流解析を行い，地中連続壁の根入長，湧水量，作用水圧等について検討を行った。

③ 地下水回復時の影響検討

海上換気塔本体は，ドライワークで施工されるが排水停止後は，水位回復（水位差70m）に伴い大きな水圧が連壁および本体に作用する。ここでは地下水位回復に伴う影響について検討した。

a　換気塔本体の隔壁は，応力部材として評価しないと水圧の本体に与える影響が大きい。

b　水圧は，連壁と換気塔底盤の結合部に大きな影響を与える。解析上では結合部の剛結度が高ければ連壁が塑性化し，低ければ底盤と分離する可能性が高い。

c　今後，連壁の取扱い（本体利用もしくは仮設物）を明確にし，それにより本体底版と連壁結合法について検討する必要がある。

2．地震動と地盤に関する研究
2.1　動的解析の入力地震動

田村敬一*
by Keiichi TAMURA

細　目

2　地震動と地盤に関する研究 …… (1)
2.1　動的解析の入力地震動 …… (1)
2.1.1　動的解析用入力地震動 …… (1)
1）耐震設計の目標および動的解析用入力地震動スペクトルL1，L2 …… (1)
2）動的解析用入力地震動L1，L2の設定 …… (1)
3）時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形…… (4)
2.1.2　応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル …… (7)
1）応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトルおよび繰返し低減係数の定義…… (7)
2）繰返し低減係数の算定…… (8)
2.1.3　非線形地震応答スペクトル …… (11)
1）非線形地震応答スペクトルの算出方法 …… (11)
2）非線形地震応答スペクトルの試算…… (13)
2.1.4　まとめ …… (13)

2.1　動的解析の入力地震動

2.1.1　動的解析用入力地震動

1）耐震設計の目標および動的解析用入力地震動スペクトルL1，L2

設計地震力の大きさは耐震設計上構造物に求められる耐震性のレベルを考慮して定める必要がある。耐震設計上構造物に求められる耐震性のレベルは，構造物の用途，種別，重要度等によって一様ではないが，橋梁等の道路構造物にあっては，地震動の頻度および大きさに応じて，一般に以下の2つの耐震性の要求を満たすことが必要と考えられている[1]。

①　構造物の設計上の耐用年数内に1～2回生じることが期待される程度の地震動に対しては，構造物が本質的な機能を損なうような損傷を受けてはならない。また，地震後の補修により，地震前に構造物が有していた機能を回復できなければならない。

②　当該地点にまれに発生する大地震に対しては，構造部材に相当な損傷が生じることは受認するが，人命の損失に係わるような構造物の崩壊は防止しなければならない。

ここでは，上記①および②の耐震性を検討するために必要な地震動の強度および特性を加速度応答スペクトルで表したものを，それぞれ，L1およびL2と呼ぶこととする。L1およびL2に対して耐震設計の目標を達成するためには，地震応答解析は基本的に以下の考えに基づいて行う必要がある。

①　L1に対しては，構造部材の地震時の線形最大応答値が，原則として，弾性範囲内の許容値（許容応力度，許容ひずみ，許容変位）以下であることとし，計算上は損傷が生じないようにする。

②　L2に対しては，構造部材の地震時の非線形最大応答値およびこれに対応する塑性率が，原則として，それぞれ終局強度および終局塑性率以下であることとし，これにより全体系の崩壊が生じてはならない。

上記①，②の基準を構造物全体系の安定性に及ぼす程度および当該部材の補修，取り替えの容易さに応じ，被害の程度を想定して分類すると表-2･1･1のようになる。

2）動的解析用入力地震動L1，L2の設定

1）に示した入力地震動L1およびL2として，それぞれ，再現期間150年に相当する地震動および1923年関東地震と同程度の地震動を考えることとした[2]。構造物の耐用年数をT_D，地震動yの再現期間をT_Rとすれば，T_Dの間に発生する地震動Yが再現期間T_Rの地震動yを超さない確率（非超過確率）$p[Y<y, T_D]$は次式で与えられる[3]。

$$p[Y<y, T_D]=(1-1/T_R)^{T_D} \qquad (2.1.1)$$

*地震防災部振動研究室主任研究員

表-2・1・1 構造部材の被害の程度及び範囲に基づく分類

(a) L1の場合

補修・取替えの難易(注) ＼ 当該部材が損傷した場合の影響	影響範囲が局所的であり，全体系の安定性に影響がない	影響が広範囲に及ぶか，もしくは全体系の安定性に影響がある
比較的容易もしくは取替えが容易な構造となっている	損傷してはならない（ただし，過去の事例からみて損傷する場合もある）	損傷してはならない
困難	損傷してはならない	損傷してはならない

(b) L2の場合

補修・補強・取替えの難易(注) ＼ 当該部材が破壊した場合の影響	影響範囲が局所的であり，全体系の安定性は確保できる	影響が広範囲に及ぶか，もしくは全体系の安定性が減少する
比較的容易もしくは，取替えが容易な構造となっている	破壊してもよい	損傷は許すが，破壊は防止する
困難	損傷は許すが，破壊は防止する	軽微な損傷に限る

(注) 単に技術的な難易のみでなく，経済的・期間的な面からの難易も含めるものとする。

上式の関係を図示すると，図-2・1・1のようになる。したがって，構造物の耐用年数を100年とすれば，再現期間150年の地震動の非超過確率は約0.5となる。

L1スペクトルは，地震の規模と発生頻度の関係式(Gutenberg-Richter式)[4]および地震動の距離減衰式[5]を組合わせて任意の地点における地震動の再現期待値を求める建設省土木研究所開発の解析プログラムRISK[2),6)]により算出した。解析に考慮した地震は，東京湾湾央部を中心とする半径300kmの範囲において1885年から1979年までに発生したマグニチュード6以上の地震である。これらの地震の震央位置を示すと図-2・1・2のようになる。ここで，図中にはサブゾーン(地震の発生状況を同一とみなす地域)の分割も合わせて示している。また，各サブゾーンごとの地震発生状況の特徴は表-2・1・2に示すとおりである。このようにして求めた再現期間150年に対する加速度応答スペクトル(減衰定数0.05)を示すと，図-2・1・3のようになる。東京湾横断道路の構造物の固有周期が比較的長いことを勘案して，図-2・1・3に示すように，L1は固有周期0.3秒以上の領域において再現期間150年の加速度応答スペクトルを包絡するように設定するものとした。

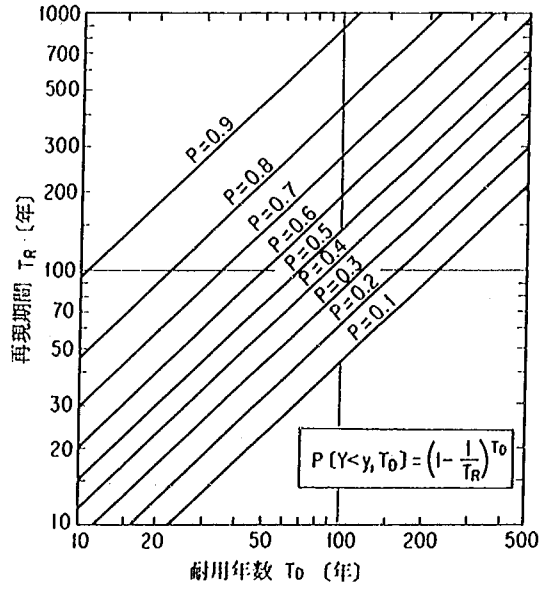


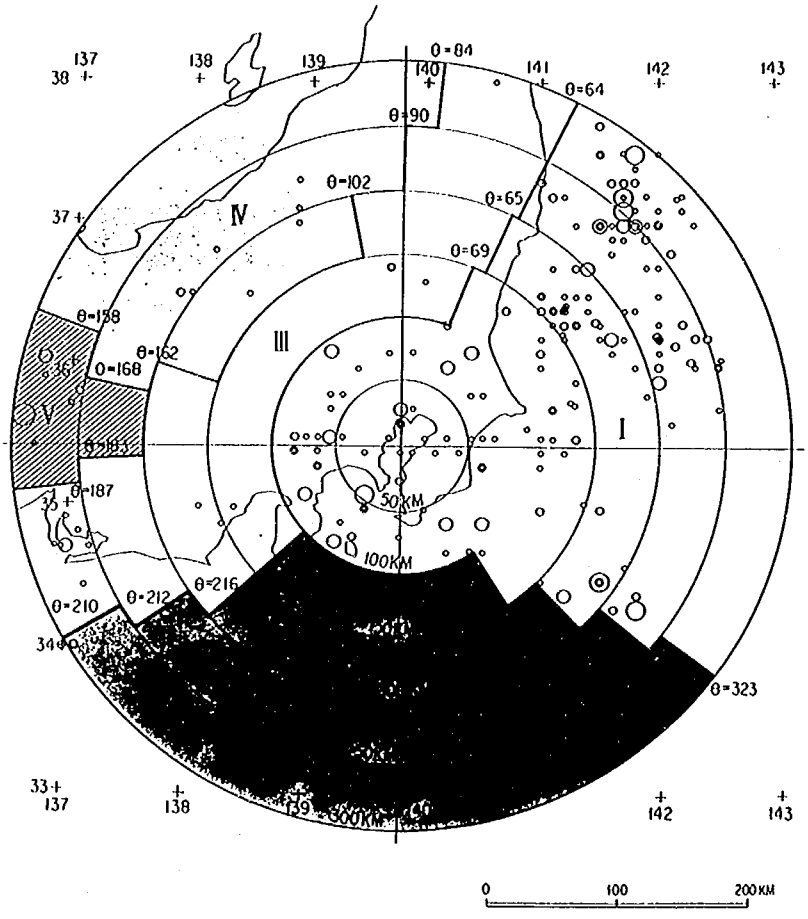
図-2・1・1 再現期間～耐用年数～非超過確率の関係

L2スペクトルは関東地震と同規模のマグニチュード7.9の地震が東京湾横断道路から震央距離25～50kmの地点に発生する場合を想定して加速度応答スペクトルの距離減衰式を用いて設定するものとした。既往のSMAC型強震計記録の統計解析に基づく加速度応答スペクトル(減衰定数0.05)の距離減衰式は次のように表される[7]。

$$S_A(T,GC)=a(T,GC)\times 10^{b(T,GC)M}\times(\Delta+30)^{c(T,GC)} \quad (2.1.2)$$

表-2・1・2　東京湾周辺の地震発生状況の特徴とこれに基づくサブゾーン分割

サブゾーンNo.	サブゾーンの特性	単位面積当年平均地震発生回数(回/年/km²)	既往最大地震			解析上の最大マグニチュード
			発生年月日	地震名	マグニチュード	
I	日本海溝～プレート境界～相模トラフ	2.11×10^{-5}	1923. 9. 1	関東地震	7.9	8.0
II	相模トラフ～南海トラフ	0.39×10^{-5}	1972.12. 4	八丈島東方沖地震	7.2	8.5
III	プレート境界～火山フロント	0.35×10^{-5}	1945. 1.13		7.1	7.25
IV	火山フロント以西	0.22×10^{-5}	1918.11.11		6.5	7.5
V	根尾谷断層系	0.74×10^{-5}	1891.10.28	濃尾地震	8.0	8.0



サブゾーン区域	凡例
I	
II	
III	
IV	
V	

6.0 ≦ M < 6.5 ▫ ○
6.5 ≦ M < 7.0 ▫ ○
7.0 ≦ M < 7.5 ▫ ○
7.5 ≦ M < 8.0 ▫ ○
8.0 ≦ M < 9.0 ▫ ○

図-2・1・2　東京湾周辺の地震発生状況およびサブゾーンの分割

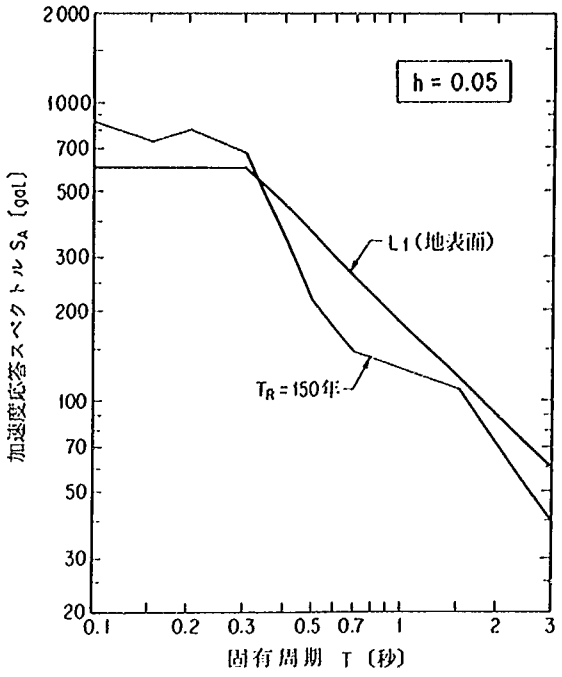


図-2・1・3 L1スペクトルの設定

ここで,

$S_A(T, GC)$: 加速度応答スペクトル [gal]
M: 地震のマグニチュード
Δ: 震央距離 [km]
GC: 地盤種別

a(T, GC), b(T, GC), c(T, GC)
: 係数 (表-2・1・3参照)

式 (2.1.2) はSMAC型強震計の計器補正を施すとともに水平2成分の合成を加えた距離減衰式である。また，地盤種別は道路橋示方書耐震設計編[8]の地盤種別である。式 (2.1.2) を用いて1種地盤上におけるマグニチュード7.9，震央距離25kmおよび50kmの加速度応答スペクトル (減衰定数0.05) を求めると，図-2・1・4に示すようになる。ここで，図中には新耐震設計法(案)[9]による加速度応答スペクトルも示してある。L2は，これらの加速度応答スペクトルを包絡するように設定するものとした。

図-2・1・3および図-2・1・4に示したL1およびL2は，いずれも1種地盤表面における加速度応答スペクトルであり，基盤面での加速度応答スペクトルは次のように求めることとした[2]。

$$S_A^B(T) = S_A(T) \times \gamma_1(T) \times \gamma_2(T) \quad (2.1.3)$$

ここで,

$S_A^B(T)$: 基盤面での加速度応答スペクトル [gal]
$S_A(T)$: 1種地盤表面での加速度応答スペクトル [gal]
$\gamma_1(T)$: $S_A(T)$の距離減衰式の推定精度の補正係数
$\gamma_2(T)$: 1種地盤表面から基盤面への変換係数

L1およびL2を基盤面へ変換する際には，加速度応答スペクトルの距離減衰式の推定誤差は特に考慮しないものとして $\gamma_1(T)=1.0$ とした。また，東京湾沿岸における地中地震記録の解析結果[10),11)]等を参考にして $\gamma_2(T)=0.8$ とした。このようにして求めた基盤面におけるL1，L2スペクトルを図-2・1・5に示す。

3) 時刻歴地震応答解析に用いる加速度波形

目標とする加速度応答スペクトル (L1，L2) に合致した応答スペクトル特性を有する加速度波形を作るだ

表-2・1・3 加速度応答スペクトルの距離減衰式の係数および重相関係数

固有周期	1 種 地 盤				2，3 種 地 盤				4 種 地 盤			
T〔秒〕	a (T)	b (T)	c (T)	R (T)	a (T)	b (T)	c (T)	R (T)	a (T)	b (T)	c (T)	R (T)
0.1	2,543	0.2189	−1.199	0.74	982.0	0.2892	−1.289	0.66	1,306	0.2074	−1.176	0.62
0.15	2,090	0.2024	−1.120	0.66	696.1	0.3067	−1.255	0.67	930.3	0.2024	−1.064	0.58
0.2	1,558	0.2595	−1.258	0.76	504.5	0.3294	−1.238	0.62	1,121	0.2164	−1.140	0.62
0.3	1,140	0.3134	−1.447	0.79	242.7	0.3282	−1.106	0.59	1,254	0.2098	−1.133	0.61
0.5	111.0	0.2611	−0.9239	0.61	86.50	0.3581	−1.052	0.63	598.7	0.3380	−1.360	0.59
0.7	60.24	0.2857	−0.9687	0.69	34.42	0.4407	−1.180	0.70	71.33	0.5737	−1.669	0.66
1	57.69	0.3657	−1.321	0.74	4.448	0.5256	−1.084	0.67	7.684	0.6202	−1.433	0.56
1.5	13.47	0.4691	−1.428	0.82	0.6847	0.6209	−1.140	0.75	0.8030	0.6477	−1.180	0.60
2	10.77	0.4537	−1.422	0.80	0.2851	0.6078	−1.028	0.78	0.3284	0.5414	−0.7751	0.62
3	2.466	0.4849	−1.331	0.82	0.2890	0.5462	−1.010	0.76	0.2515	0.5618	−0.9433	0.62

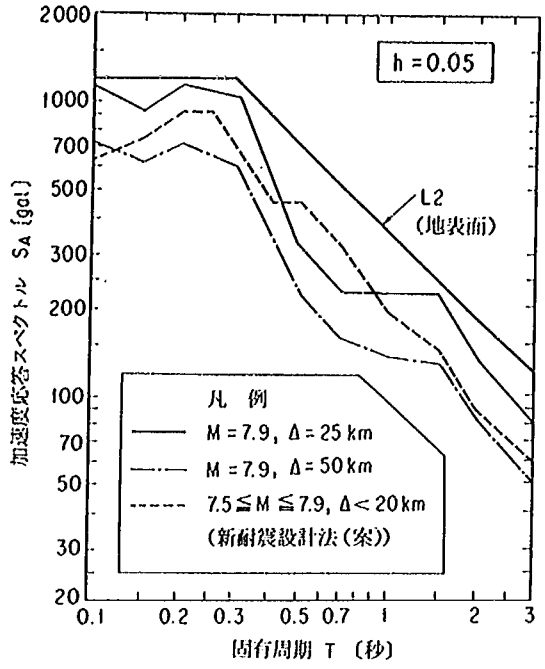


図-2・1・4　L2スペクトルの設定

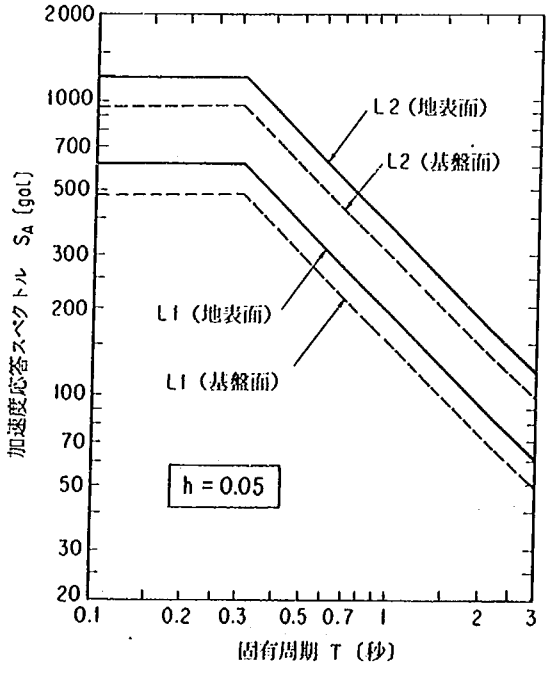


図-2・1・5　地表面および基盤面におけるL1, L2

けであれば,直接人工地震波を作ることも考えられる。しかしながら，強震記録には〝実測された波形〟という重みがあり，実務設計に使用するためには強震記録を基本にした方がよいという判断から，ここでは強震記録を基本として，図-2・1・6に示すように振幅特性のみを振動数領域で調整することとした[2]。ここで，振幅特性を調整しようとする強震記録の加速度応答スペクトルがL1もしくはL2スペクトルと近似している場合には，強震記録の波形特性を微調整しても，もとの強震記録が持つ実測記録としての物理的側面を大きく損なうことにはならないと考えられる。ただし，このような条件を満足するためには，以下の2つの条件を満足することが必要とされる。

①　振幅の調整量を最小にするため，振幅調整しようとする記録のスペクトル特性がもともとL1もしくさL2に近似した特性を有していること。

②　記録の得られた地震が，本来耐震設計で想定することが現実的なマグニチュードおよび震央距離の組合せの地震であること。

以上のような波形の選定上の基準と，現在までに動的解析に用いられた事例が多いという実績の両者を考慮し，ここでは次のようにL1およびL2に対応する加速度波形を求めることとした。

L1に適合させる強震記録としては1978年宮城県沖地震（マグニチュード7.4）により震央距離80kmの岩盤上で得られた開北橋記録を用いた。開北橋記録の加

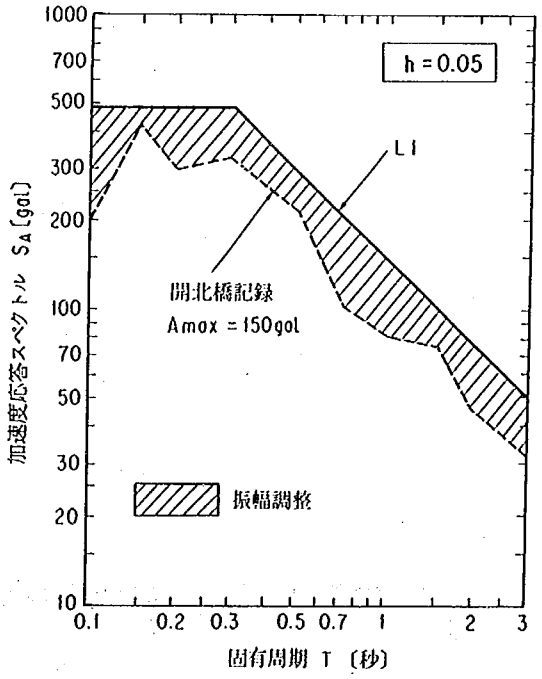


図-2・1・7　L1およびこれに一致するよう開北橋記録（TR成分）を振幅調整する範囲

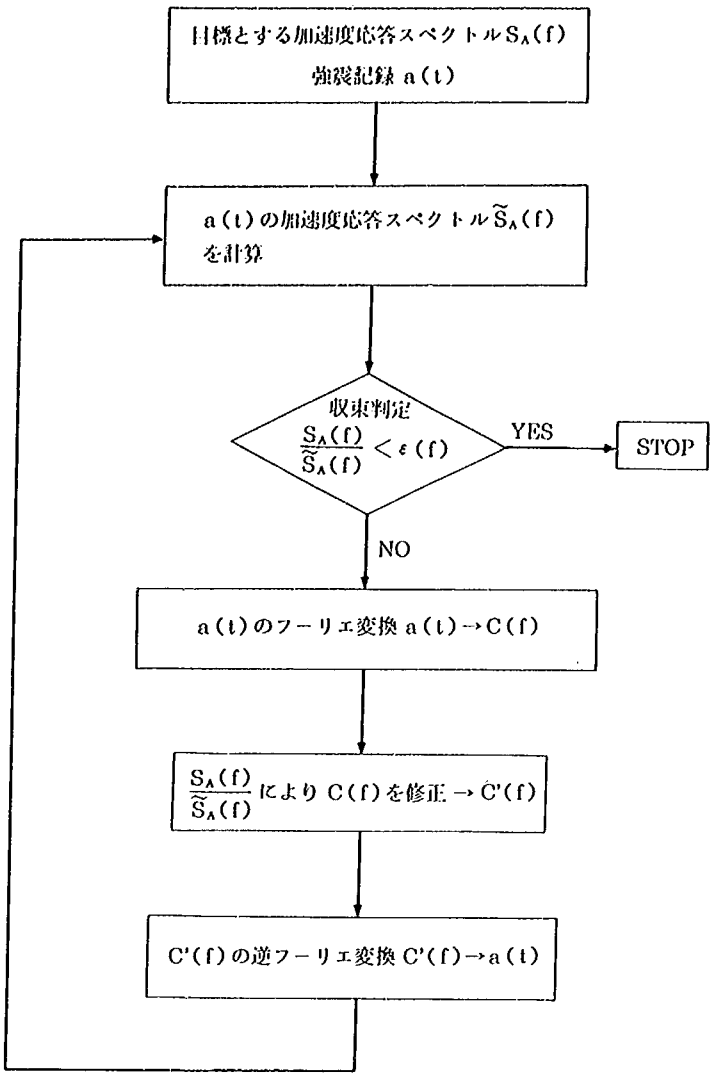
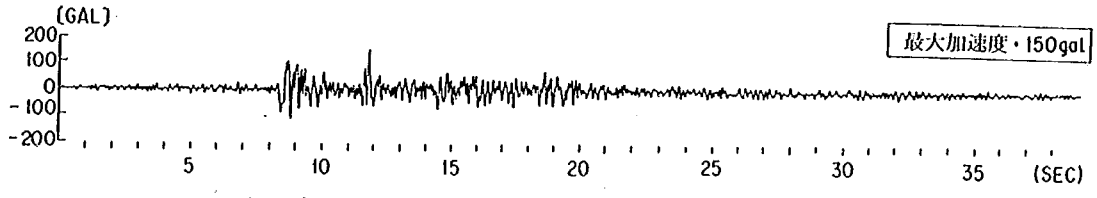
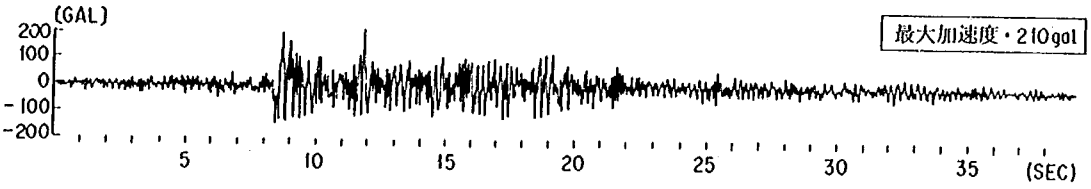


図-2・1・6 強震記録の振幅特性調整のフローチャート



(a) 宮城県沖地震による開北橋周辺地盤上の強震記録（TR成分）



(b) L1に一致するよう振幅特性を調整した波形

図-2・1・8 L1適合波形

速度応答スペクトルは図-2・1・7に示すとおりであり，L1に近似した特性を有していることがわかる。固有周期0.1～3秒の範囲でL1に合致するよう開北橋記録の振幅を調整した加速度波形を図-2・1・8に示す。

L2に適合させる強震記録としては1968年十勝沖地震（マグニチュード7.9）により震央距離175kmの砂礫地盤上で得られた八戸港記録を地表面下約10mの当該地点の基盤上に変換した記録を用いた。八戸港記録の加速度応答スペクトルは図-2・1・9に示すとおりである。八戸港記録は固有周期約1秒以下の領域ではL2と近似していないが，固有周期約1秒以上の長周期領域ではL2と比較的近い特性を有している。したがって，ここでは固有周期1～3秒の範囲で八戸港記録のスペクトル特性がL2に一致するよう振幅調整し，これを時刻歴地震応答解析用の加速度波形（図-2・1・10参照）とすることとした。なお，この加速度波形は固有周期1～3秒の範囲でのみL2に一致している訳であるから，この周期範囲外のモードが卓越する構造物の動的解析には使用できない。

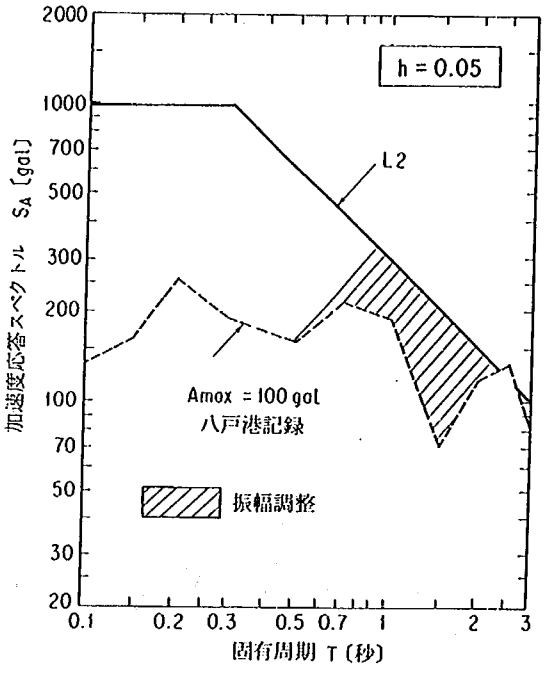


図-2・1・9　L2およびこれに一致するよう八戸港記録を振幅調整する範囲

2.1.2　応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル

1）応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトルおよび繰返し低減係数の定義

加速度応答スペクトルは，線形1自由度系に地震動が作用した場合に系に生じる応答加速度の最大値として定義されている。応答スペクトルは1自由度系の応答ではあるが，地震動の強度および周期特性の両者とともに，地震動の継続時間特性をも考慮した構造物の最大応答を表し得る指標として動的な耐震設計では広く用いられているものである。しかしながら，地盤，土構造物のように強い履歴強度特性を有する場合には，ただ1回の最大応答よりも，むしろある程度強い応答が何回継続して生じるかの方が強震時の耐震性を検討する上では重要と考えられる。

以上のような点を考慮するため，ここではある一定以上の応答が何回生じるかに着目し，繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを提案する。すなわち，いま，固有周期T[秒]，減衰定数hの1自由度系にある入力地震動が作動した場合の応答加速度が図-2・1・11のようになるとすると，応答の継続時間の中でそれ以上の応答加速度がN回生じるような加速度振幅を“応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T, h, N)$”と定義する[12]。ただし，繰返し回数Nは1自由度系の絶対応答加速度波形が零線を切った瞬間

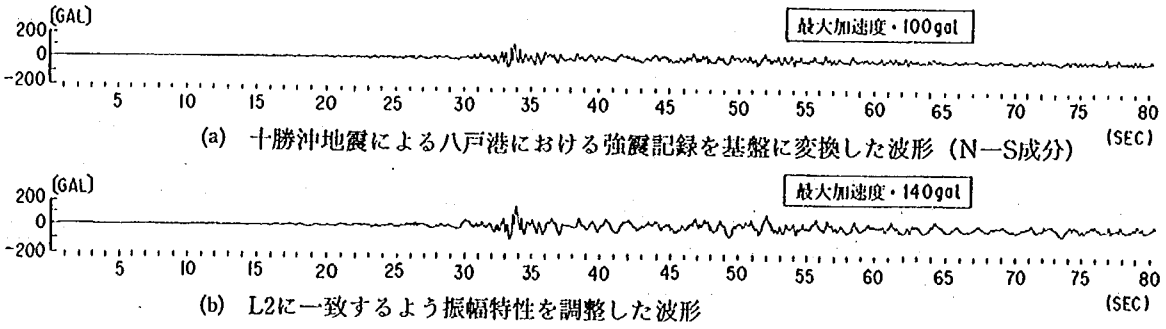


図-2・1・10　L2適合波形

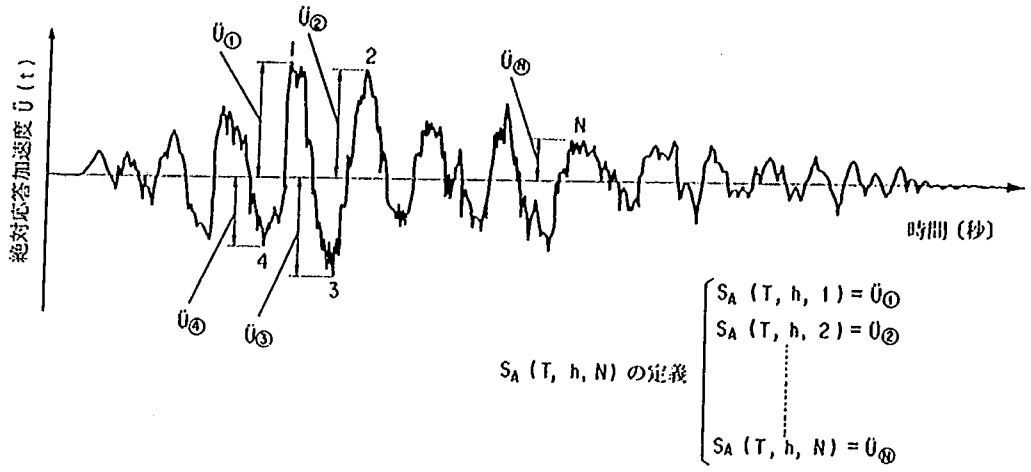


図-2・1・11 応答の繰り返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T,h,N)$ の定義

から次に零線を切る瞬間までの間を1回と数えるものとする。したがって，応答の半波長を1回の繰返しとしている訳であるから，1波長を繰返し回数とみなす際には N/2 が繰返し回数となることに注意しなければならない。$S_A(T,h,N)$ と一般の加速度応答スペクトル $S_A(T,h)$ の間には，その定義から当然次の関係が成り立つ。

$$S_A(T,h,1)=S_A(T,h) \qquad (2.1.4)$$

$S_A(T,h)$ から $S_A(T,h,N)$ を推定するために，次式のような繰返し低減係数 $\eta(T,h,N)$ を定義する。

$$\eta(T,h,N)=\frac{S_A(T,h,N)}{S_A(T,h)} \qquad (2.1.5)$$

2）繰返し低減係数の算定

図-2・1・12は1978年宮城県沖地震による開北橋記録に対する応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル $S_A(T,h,N)$ を N＝1,10,20,30,40,50 に対して示したものである。ここで，減衰定数は0.05としている。また，継続時間は有限であるため，応答の繰返し回数にも上限がある。したがって，対象とする N が応答の繰返し回数の最大値 Nmax を越えた場合には $S_A(T,h,N)$ の値を求めることができない。図-2・1・12より，式 (2.1.5) で定義した低減係数 $\eta(T,h,N)$ が繰返し回数 N によりどのように変化するかを代表的な固有周期の場合について示した結果が図-2・1・13である。ここで，横軸は繰返し回数の最大値 Nmax で正規化している。繰返し低減係数 $\eta(T,h,N)$ は基本的に繰返し回数 N の増加とともに単調減少するため，いま，$\eta(T,h,N)$ を次式で近似する。

$$\eta(T,h,N)=\frac{1}{1+a(T,h)(N-1)} \qquad (2.1.6)$$

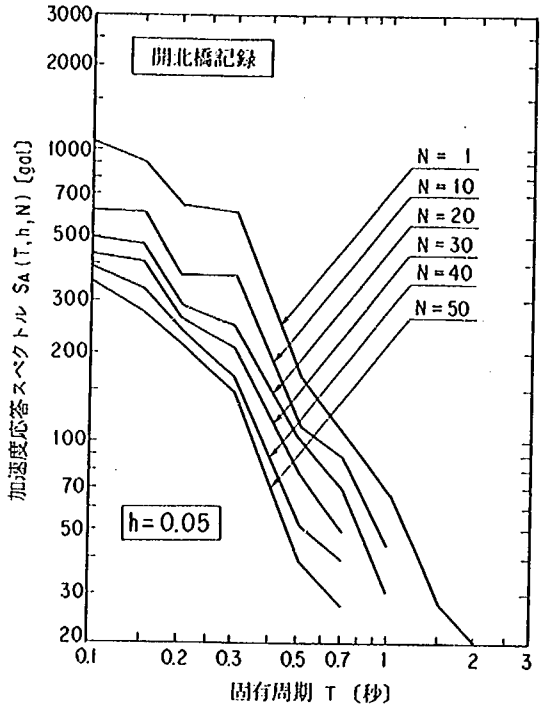


図-2・1・12 応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル（開北橋記録，LG成分）

ここで，係数 a(T,h) は固有周期 T および減衰定数 h ごとに定められる係数である。いま，式 (2.1.6) のように $\eta(T,h,N)$ と N の関係をモデル化することの妥当性を検討するために，式 (2.1.6) を次のように変形する。

$$\frac{1}{\eta(T,h,N)}-1=a(T,h)(N-1) \qquad (2.1.7)$$

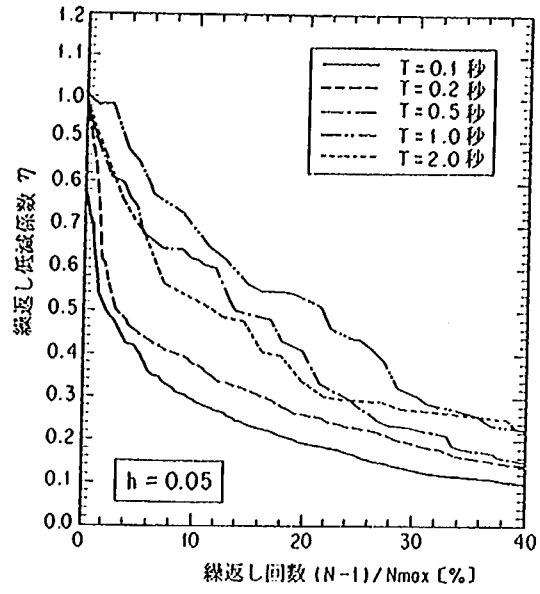


図-2・1・13　繰返し低減係数（開北橋記録，LG成分）

式(2.1.6)が $\eta(T,h,N)$ と N の関係を近似できるとすれば，式 (2.1.7) より明らかなように $1/\eta(T,h,N)$ と $(N-1)$ は係数 $a(T,h)$ を介して線形関係になければならない。この関係を開北橋記録に対して求めた結果（h＝0.05 の場合）が図-2・1・14である。これによれば $1/\eta(T,h,N)$ と $(N-1)$ は全体に線形関係にあるということができる。

式 (2.1.7) の係数 $a(T,h)$ の固有周期 T および減衰定数 h に対する変動の状況は，強震記録によらず概ね一様であることが確認されている[12]。そこで，既往の394成分の強震記録から求めた係数 $\log a(T,h)$ の中央値と固有周期 T および減衰定数 h の関係を求めると，それぞれ，図-2・1・15および図-2・1・16のようになる。

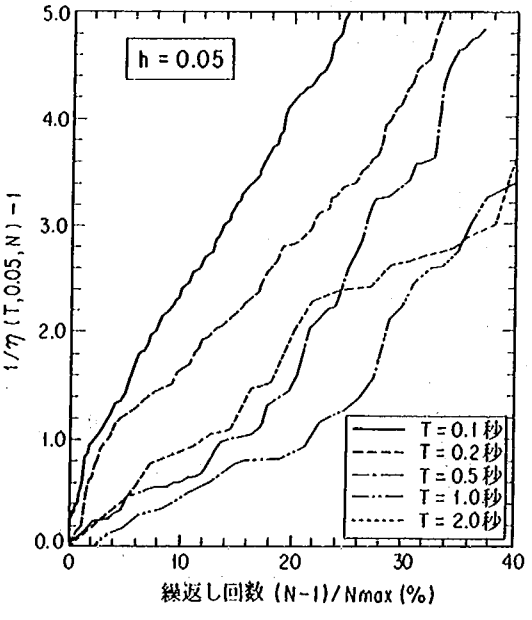


図-2・1・14　$1/\eta(T,h,N)-1$ と N の関係
（開北橋記録，LG成分）

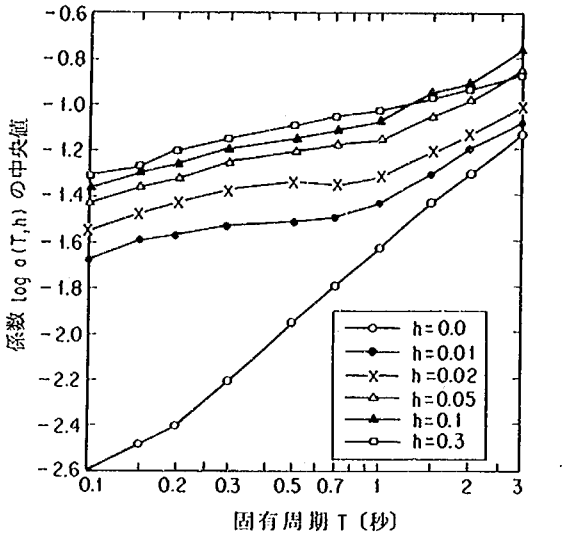


図-2・1・15　係数 $a(T,h)$ と固有周期の関係

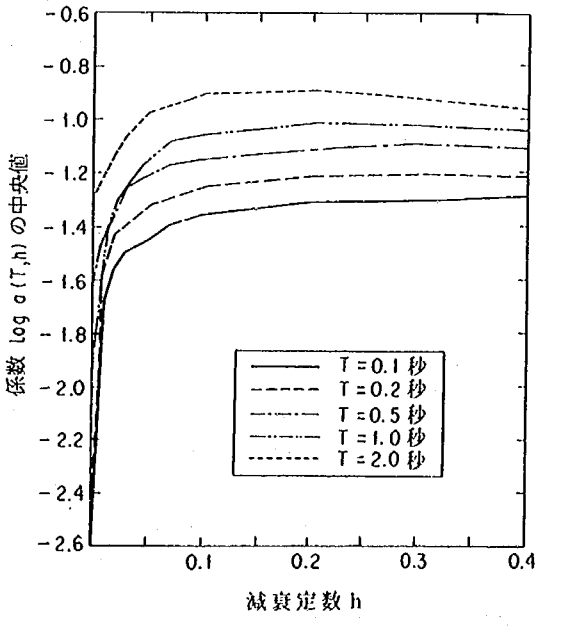


図-2・1・16　係数 $a(T,h)$ と減衰定数の関係

図-2・1・15および図-2・1・16より次の事項が指摘される。

① 係数 log a(T,h) は固有周期 T の増加に伴い，概ね線形的に増加する。

② 減衰定数 h=0 の場合を除けば，いずれの固有周期についても，減衰定数 h の増加に伴う係数 log a(T,h) の増加の状況は概ね同じである。

減衰定数 h=0.05 の場合について，最小二乗法により係数 a(T,h) と固有周期 T[秒]の関係を求めると次のようになる。

$$a(T,0.05)=0.0815\times T^{0.349} \qquad (2.1.8)$$

394成分の強震記録から計算した a(T,0.05) の中央値と式 (2.1.8) の関係を示すと，図-2・1・17のようになる。図-2・1・17より式 (2.1.8) の精度のよいことがわかる。

次に，a(T,0.05) を基準として，係数 a(T,h) を次式のように正規化する。

$$\rho(T,h)=\frac{a(T,h)}{a(T,0.05)} \qquad (2.1.9)$$

上述の394成分の強震記録より求めた ρ(T,h) の中央値と h の関係を示すと図-2・1・18のようになる。これによれば，ρ(T,h) は減衰定数 h により変化するが，h が0.2以上であり，かつ，固有周期 T が 2 秒以上の場合を除けば，T による ρ(T,h) の変動は小さい。ここで，一般に固有周期 T が 2 秒以上と長い土木構造物で減衰定数が0.2以上の場合は極めて稀であることから，ここではとりあえず T≧2[秒]かつ h>0.2 のデータは考慮しないこととした。このようにして，図-2・1・18の結果を固有周期に対して平均した結果が図-2・1・19である。これより，ρ(h) と h の関係は次式で近似することができる。

$$\rho(T,h)\fallingdotseq\rho(h)=\frac{80h}{60h+1} \qquad (2.1.10)$$

図-2・1・19には式 (2.1.10) による結果も示しており，これより式 (2.1.10) の近似度が良好なことがわかる。

以上より式 (2.1.8)，(2.1.9) および (2.1.10) を総合すると係数 a(T,h) は次式により求めることができる。

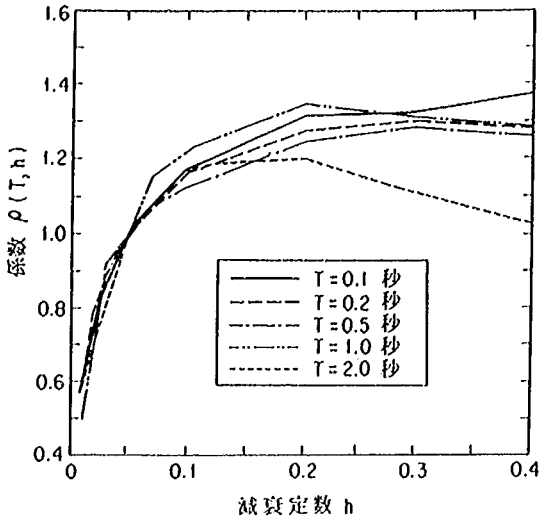


図-2・1・18　ρ(T,h) と減衰定数の関係

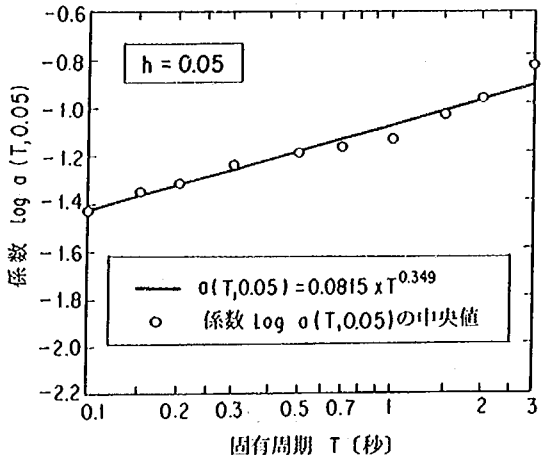


図-2・1・17　係数 a(T,0.05) と式 (2.1.8) による近似式の比較

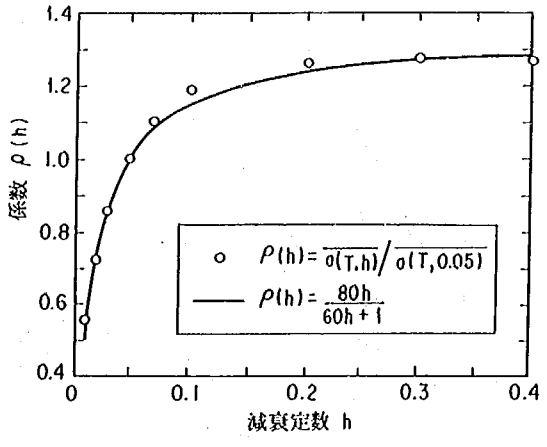
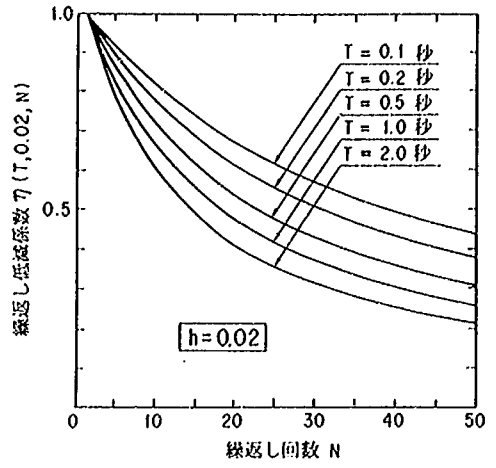
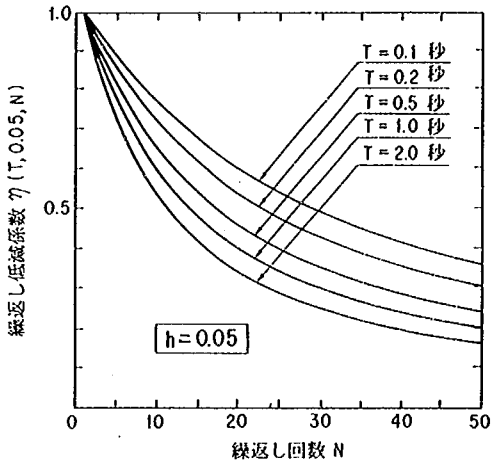


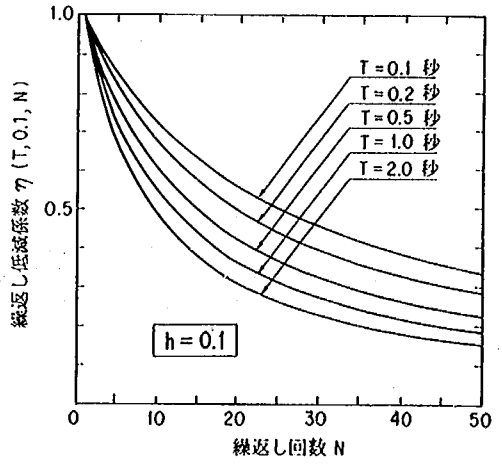
図-2・1・19　ρ(h) と減衰定数の関係



(a)　h＝0.02



(b)　h＝0.05



(c)　h＝0.1

図-2・1・20　代表的な固有周期および減衰定数に対する繰返し低減係数

$$a(T,h)=\rho(h)\times a(T,0.05)$$
$$=\frac{80h}{60h+1}\times 0.0815\times T^{0.349} \qquad (2.1.11)$$

よって，式 (2.1.11) を式 (2.1.6) に代入することにより，繰返し低減係数 $\eta(T,h,N)$ を求めることができる。

図-2・1・20は式 (2.1.11) および式 (2.1.6) による繰返し低減係数 $\eta(T,h,N)$ を代表的な固有周期および減衰定数に対して求めたものである。たとえば，減衰定数 h＝0.05 の場合を例にとると，10回の繰返しに対する低減係数 $\eta(T,h,N)$ は0.5 (固有周期２秒の場合) ～0.75 (固有周期0.1秒の場合) 程度の値をとるのに対し，20回の繰返しに対する低減係数 $\eta(T,h,N)$ は0.34 (固有周期２秒の場合) ～0.59 (固有周期0.1秒の場合) 程度の値をとる。

2.1.3　非線形地震応答スペクトル

1）非線形地震応答スペクトルの算出方法

L2のような大規模地震を対象とした入力地震動に対し，構造物の耐震性の検討を合理的に行っていくためには，地盤の非線形性，地盤と構造物を結ぶばねの非線形性，構造物の非線形性等の各種の要因に基づく非弾性域の振動応答を正しく把握することが必要になる。そこで，このような点を考慮するため，非線形地震応答スペクトルを算出する解析プログラムを開発し，非線形応答スペクトル特性について検討を行った。

いま，質量 m，ばね定数 k，減衰係数 c の１自由度系に地震動 $\ddot{z}$ が作用する場合の運動方程式を増分形で示すと，次のようになる[13]。

$$m\Delta\ddot{x}+c\Delta\dot{x}+k\Delta x=-m\Delta\ddot{z} \qquad (2.1.12)$$

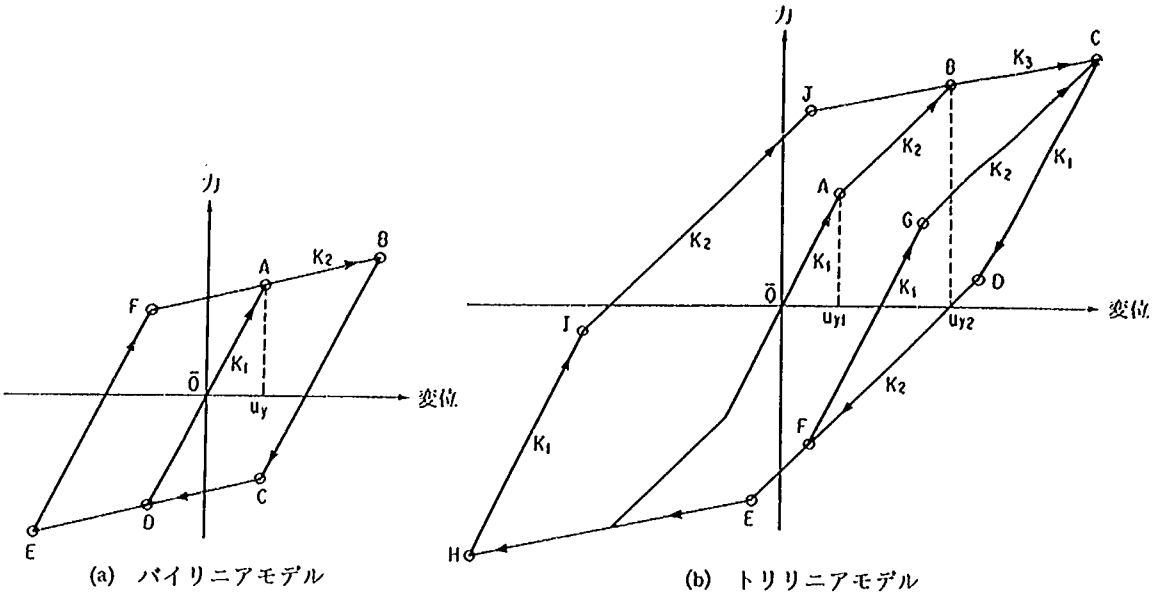
ただし，ここで，ばねは図-2・1・21に示すようなバイリニアモデルもしくはトリリニアモデル[14]で表される履歴復元力特性を有するものとし，また，減衰は線形粘性減衰とする。図-2・1・21に示した復元力特性の第１勾配のばね定数 k_1 を基準に固有周期 T_1 を次のように定義する。

$$T_1=2\pi\sqrt{m/k_1}$$
$$=2\pi/\omega_1 \qquad (2.1.13)$$

ここで，m＝1 として，式(2.1.12)を次のように変形する。

$$\Delta\ddot{x}+2h\omega_1\Delta\dot{x}+k\Delta x=-\Delta\ddot{z} \qquad (2.1.14)$$

ただし，



(a) バイリニアモデル　　(b) トリリニアモデル

図-2・1・21 履歴復元力特性

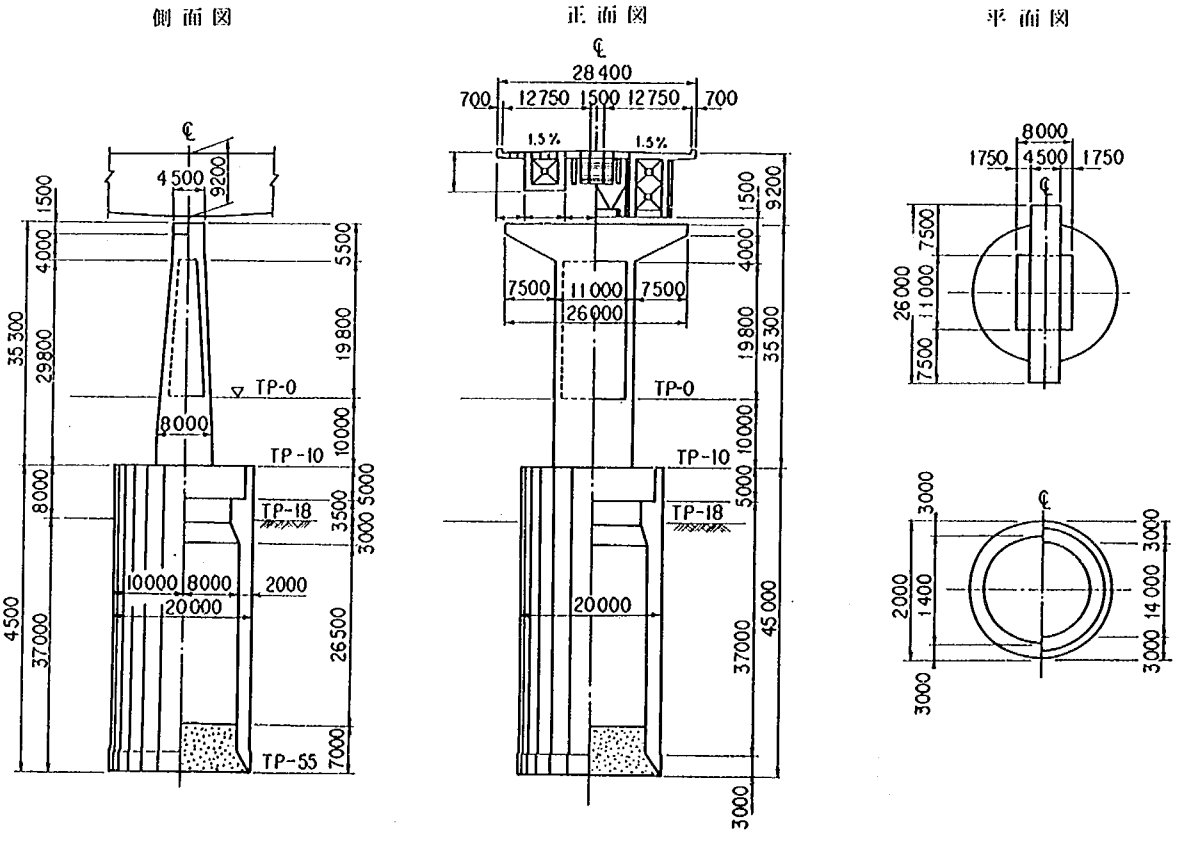


図-2・1・22 計算対象橋脚の一般図

$$c=2h\omega_1 \qquad (2.1.15)$$

式（2.1.14）はNewmarkのβ法[15]を用いて解くことができるが，変位の増分に応じてばね定数が変化する場合には力の釣合いがとれなくなり，繰返し計算が必要になる。式（2.1.13）で定義した固有周期に対して応答（絶対加速度，相対速度，相対変位）の最大値を算出すれば非線形地震応答スペクトルが求められることになる。

2）非線形地震応答スペクトルの試算

図-2・1・22に示すような鉄筋コンクリート橋脚をモデルとして履歴復元特性を設定した上で，2.1.1 3)に示したL1，L2スペクトルに適合させた時刻歴地震応答解析用波形の非線形地震応答スペクトル特性について検討した。橋脚のモデル化に当たって仮定した主な条件は以下のとおりである。

① 橋脚躯体部重量は無視し，橋脚天端位置に上部工死荷重反力相当の重量を付加する。

② 橋脚の非線形性は，ひびわれ点および降伏点でばね定数が変化するトリリニアモデルで表されるものとする。

③ 減衰としては，非線形性による履歴減衰のほかに線形粘性減衰を見込むものとする。線形粘性減衰定数は0.05とする。

水平力と橋脚天端の水平変位の関係の算出は，道路橋示方書・同解説V耐震設計編[8]の参考資料VI地震時変形性能の照査方法の例によることとした。すなわち，橋脚をいくつかの断面に分割し，各断面について曲げモーメントと曲率の関係を求めた上で，橋脚天端に作用する水平力と天端変位の関係を求めると図-2・1・23に示すようになる。

図-2・1・23に示す復元力特性を有するような系にL1適合波形およびL2適合波形を入力して求めた線形地震応答スペクトル，非線形地震応答スペクトルを示すと，それぞれ，図-2・1・24および図-2・1・25のようになる。さらに，各固有周期ごとに非線形地震応答スペクトルと線形地震応答スペクトルの比を求めると，図-2・1・26に示すようになる。L1およびL2適合波形から求めた地震応答スペクトルが非線形性を示す周期範囲はそれぞれ，1秒および0.7秒程度以上の領域であり，線形応答に比較して非線形応答では40%程度まで応答が低下する場合があることがわかる。

2.1.4　まとめ

本節の調査結果より得られた主な結論を以下に示す。

① 2段階の耐震設計の目標を明らかにするととも

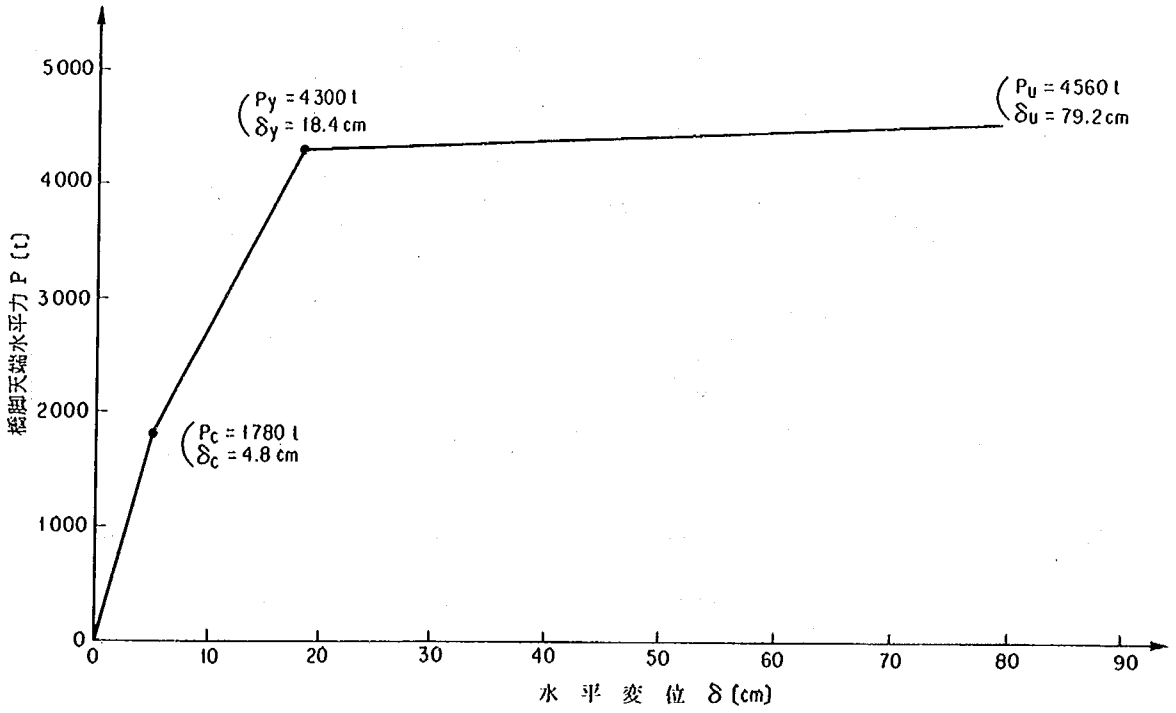
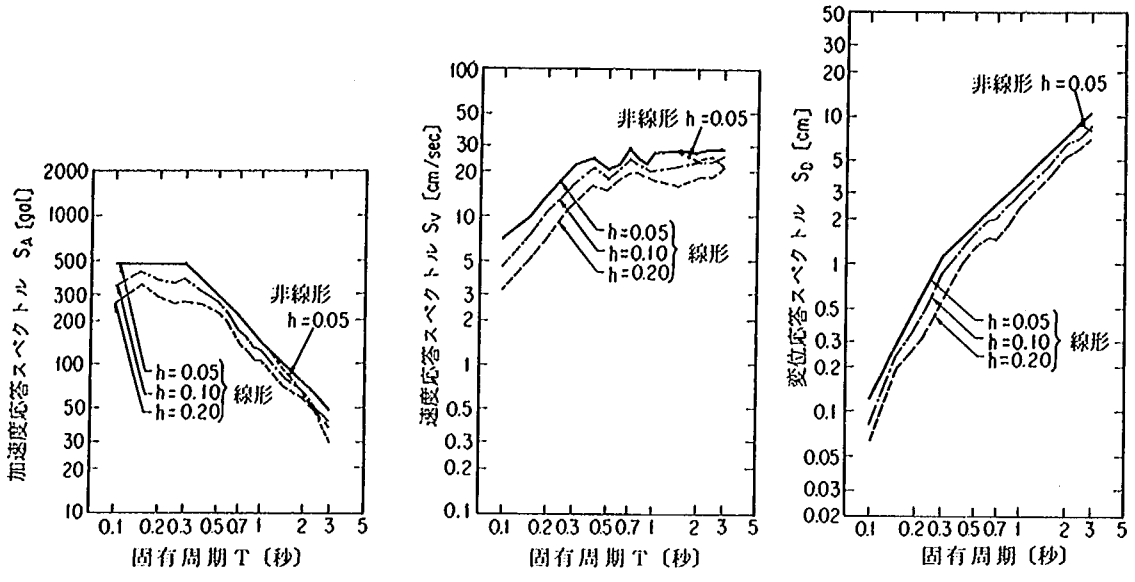
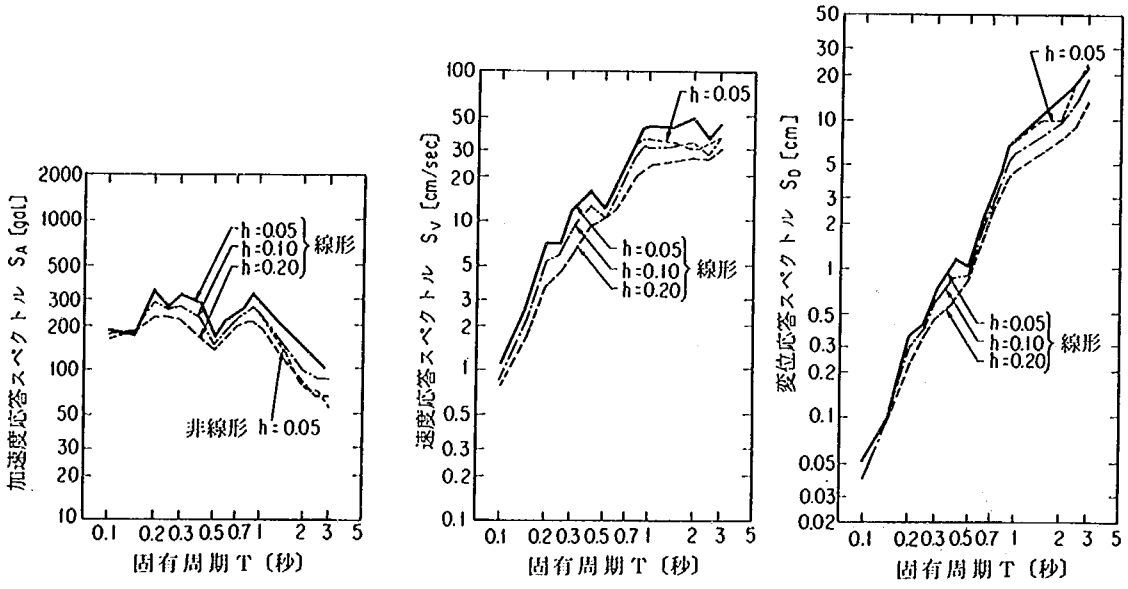


図-2・1・23　水平力と水平変位の関係



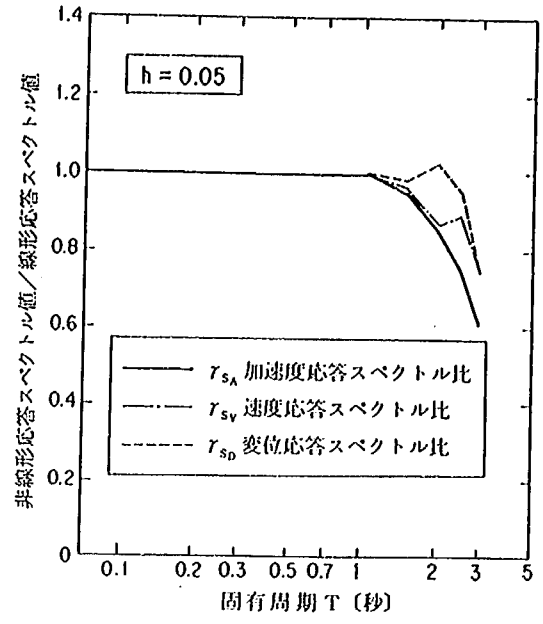
(a) 加速度応答スペクトル　(b) 速度応答スペクトル　(c) 変位応答スペクトル

図-2・1・24 L1適合波形から求めた非線形地震応答スペクトルと線形地震応答スペクトルの比較

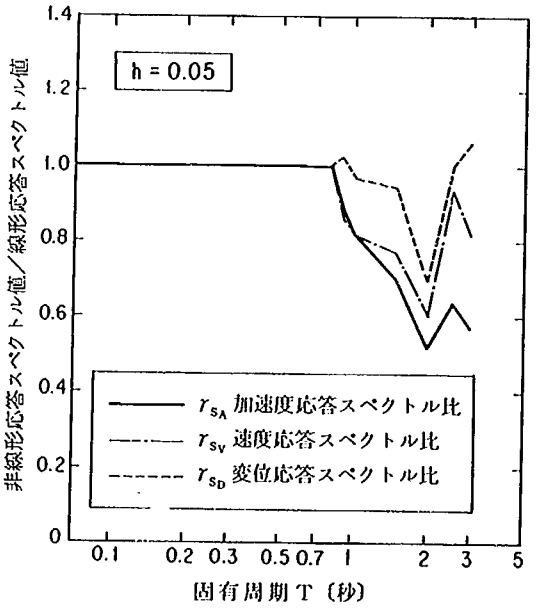


(a) 加速度応答スペクトル　(b) 速度応答スペクトル　(c) 変位応答スペクトル

図-2・1・25 L2適合波形から求めた非線形地震応答スペクトルと線形地震応答スペクトルの比較



(a) L1



(b) L2

図-2・1・26　L1およびL2から求めた応答スペクトル比

に，各段階に対する動的解析用加速度応答スペクトルを提案した。

② ①で提案した動的解析用加速度応答スペクトルに合致した応答スペクトル特性を有する時刻歴地震応答解析用加速度波形を設定した。

③ 応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトルを提案するとともに，実測の強震記録をもとに，その算定式を提案した。

④ 非線形地震応答スペクトルの解析プログラムを開発し，線形地震応答に対する非線形地震応答の低減程度について検討した。

参考文献

1）建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法，土木研究所資料，第2120号，昭和59年3月。
2）建設省土木研究所：確率手法に基づく動的解析用入力地震動波形の設定法，土木研究所資料，第1992号，昭和58年3月。
3）伊藤　学，尾坂芳夫：設計論，土木工学大系，第15巻，彰国社，昭和55年5月。
4）宇津徳治：地震学（第2版），共立全書216，共立出版，昭和59年10月。
5）川島一彦，相沢　興，高橋和之：最大地震動および地震応答スペクトルの距離減衰式，土木研究所報告，第166号，昭和60年9月。
6）建設省土木研究所：既往地震活動に基づく地震動強度の期待値推定法，土木研究所資料，第1696号，昭和56年7月。
7）建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法—（その3）最大加速度，速度，変位および加速度応答スペクトルの距離減衰式の開発—，土木研究所資料，第1864号，昭和57年11月。
8）日本道路協会：道路橋示方書（V耐震設計編）・同解説，昭和55年5月。
9）建設省土木研究所：新耐震設計法(案)，土木研究所資料，第1185号，昭和52年3月。
10）建設省土木研究所，建設省関東地方建設局東京湾岸道路調査事務所：東京湾岸における地中地震観測記録(第1報)，土木研究所資料，第1718号，昭和56年3月。
11）建設省土木研究所：東京湾岸における地中地震動特性の解析，土木研究所資料，第1852号，昭和57年7月。
12）建設省土木研究所：最大地震動および地震応答スペクトルの推定法—(その8)応答の繰返し回数を考慮した加速度応答スペクトル—，土木研究所資料，第2156号，昭和60年1月。
14）Kazuhiko Kawashima and Joseph Penzien:

Correlative Investigations on Theoretical and Experimental Dynamic Behavior of a Model Bridge Structure, EERC Report 76-26, College of Engineering, University of California, Berkeley, California, July 1976.

14) 土岐憲三：構造物の耐震解析，新体系土木工学11，技報堂出版，昭和56年4月。

15) 小坪清真：土木振動学，森北出版，昭和48年4月。

2．地震動と地盤に関する研究
2.2　地盤の動的特性

松　本　秀　應*
by Hideo MATSUMOTO

細　　目

2.2 地盤の動的特性……（1）
2.2.1 地盤の動的変形・強度特性 ……（1）
2.2.2 地盤の非線形応答解析法 ……（7）
1）非線形応答解析と等価線形化手法による解析結果の比較……（8）
2）地盤モデルの地層区分の精粗および土の動的変形特性の推定誤差が地盤の地震時応答に及ぼす影響……（12）

2.2　地盤の動的特性

2.2.1　地盤の動的変形・強度特性

相当規模の地震が発生することが予測される地域に建設される橋梁，盛土等の大規模構造物は，中小地震で機能を停止することなく，さらに強い地震に対しても大被害を被らないように設計しなければならない。そのためには，各種の大規模構造物の支持地盤の耐震性の評価ならびに地盤の動的変形・強度特性を考慮した構造物の耐震設計法の合理化を図ることが必要である。

本節では，東京湾横断道路の支持地盤に対して室内動的土質試験を実施して，支持地盤の動的変形・強度特性について整理した結果について述べる。

(1)　調査方法

川崎市浮島町の沖合い1.8km(54年度に実施)，13km(55年度に実施)，1.2km，2.8km，9.7km(56年度に実施)，5.75km，7.5km，10.05km（57年度に実施）の8地点において採取された不かく乱試料を対象として，共振法土質試験機および繰返し三軸試験機を用いて室内動的土質試験を実施し，動的変形および強度特性に関する諸検討を行った。

共振法土質試験機（以下「共振法」と略する）は，微小ひずみ領域～中ひずみ領域における動的変形特性を把握するために用い，繰返し三軸試験機（以下「繰返し三軸」と略する）は中～大ひずみ領域における動的変形特性および動的強度特性を把握するために用いた。

(2)　動的変形特性（G～γ）に関する検討

共振法の結果より得られたせん断剛性率Gのひずみ依存性（以下G～γ曲線と呼ぶ）と繰返し三軸より得られたG～γ曲線を用いて，より広範囲の10^{-6}～10^{-2}のひずみに対するG～γ曲線を求めた。各々の試験から得られるG～γ曲線は，載荷装置の機構，供試体の状態等が異なることから必ずしも一致しない場合があり，一致しない場合には，共振法のG～γ曲線に繰返し三軸のG～γ曲線を$\gamma=10^{-4}$で重ね合わせることによって10^{-6}～10^{-2}のひずみに対するG～γ曲線を求めた。

このようにして得られた結果は，$\gamma=10^{-6}$でのG(初期せん断剛性G_0)で基準化してG/G_0～γ曲線として整理した。各地層別に整理した結果が図-2･2･1である。以下に各層の特徴について述べる。

①　沖積粘性土（A_C層）：各調査地点によってG/G_0～γ曲線が異なっており，1.2km地点のデータはやや小さめ，9.7km地点のデータはやや大きめのG/G_0となっている。

②　洪積粘性土（D_C層）：いずれの調査地点においても，ほぼ等しいG/G_0～γ曲線となっており，また，D_{3C}層，D_{5C}層，D_{1C}層の違いも小さい。

③　沖積砂質土（A_S層）：A_S層では，各調査地点によってG/G_0～γ曲線が異なっており，$\gamma=10^{-4}$～10^{-5}の範囲において曲線の範囲が広くなっている。

④　洪積砂質土（D_S層）：D_{5S}層のG/G_0～γ曲線

*地震防災部振動研究室研究員

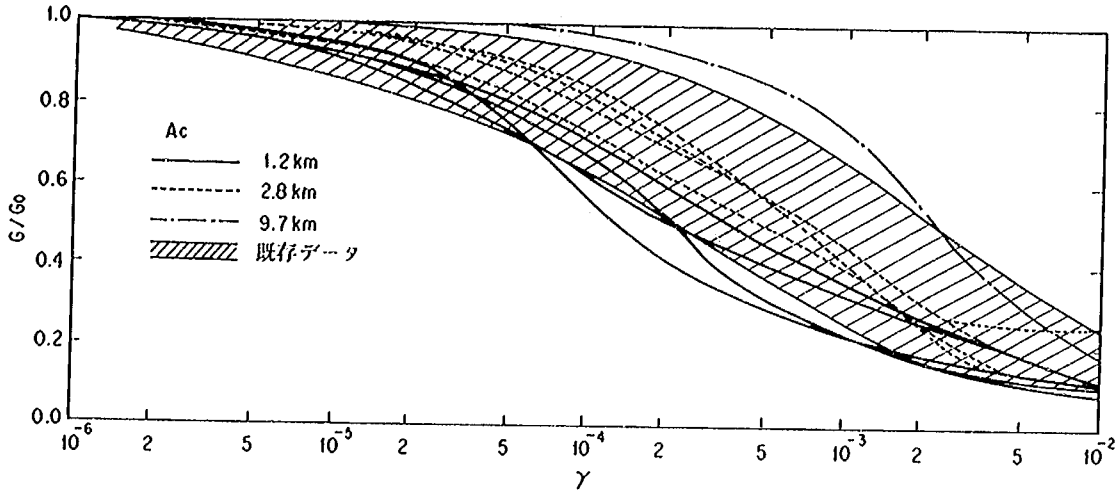


図-2・2・1(a) A_c 層の $G/G_0 \sim \gamma$

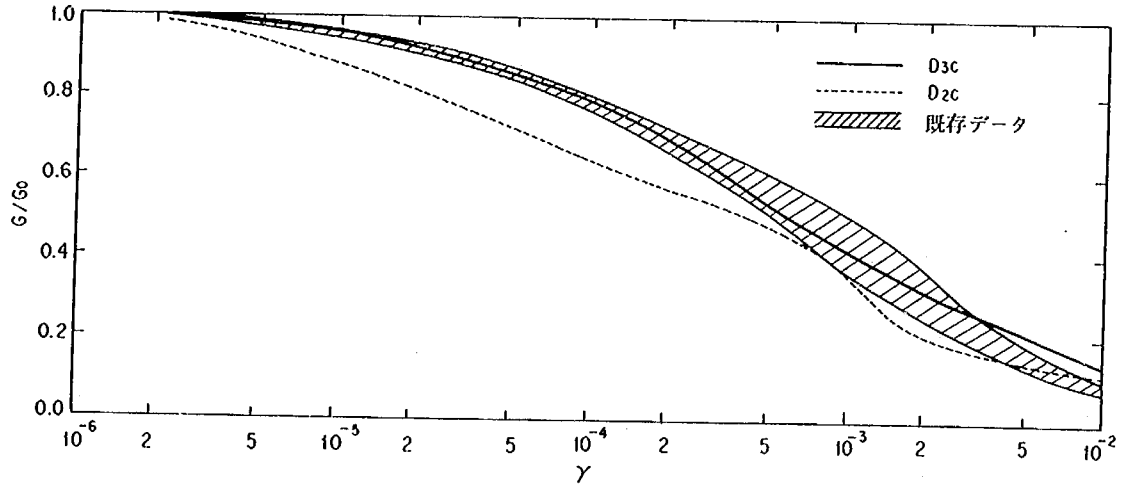


図-2・2・1(b) D_{3c} 層の $G/G_0 \sim \gamma$

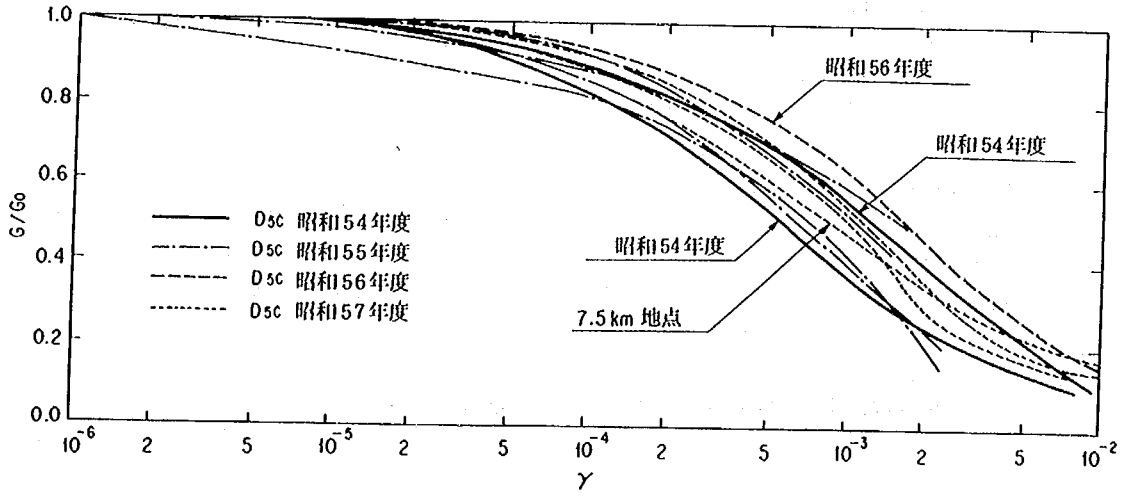


図-2・2・1(c) D_{5c} 層の $G/G_0 \sim \gamma$

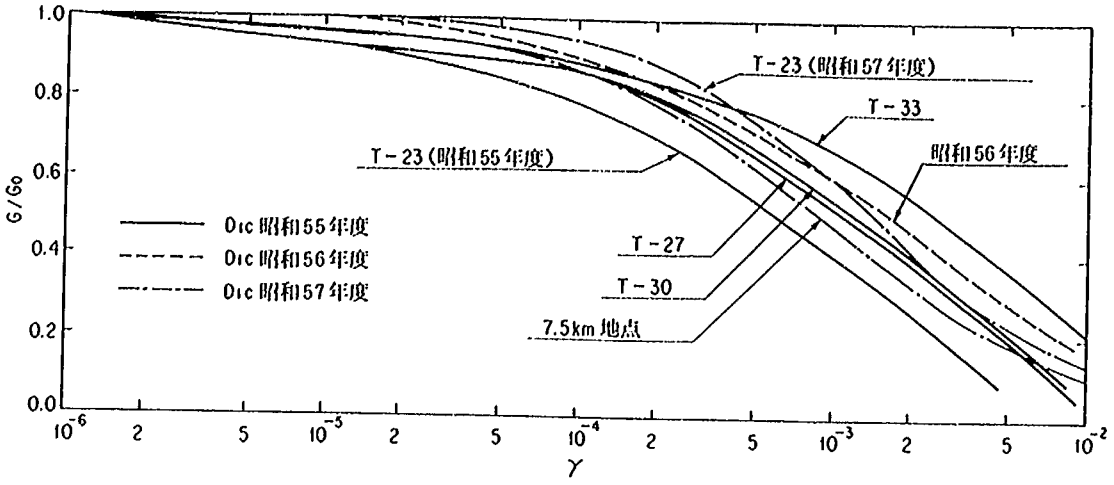


図-2・2・1(d)　D_{1c} 層の $G/G_0 \sim \gamma$

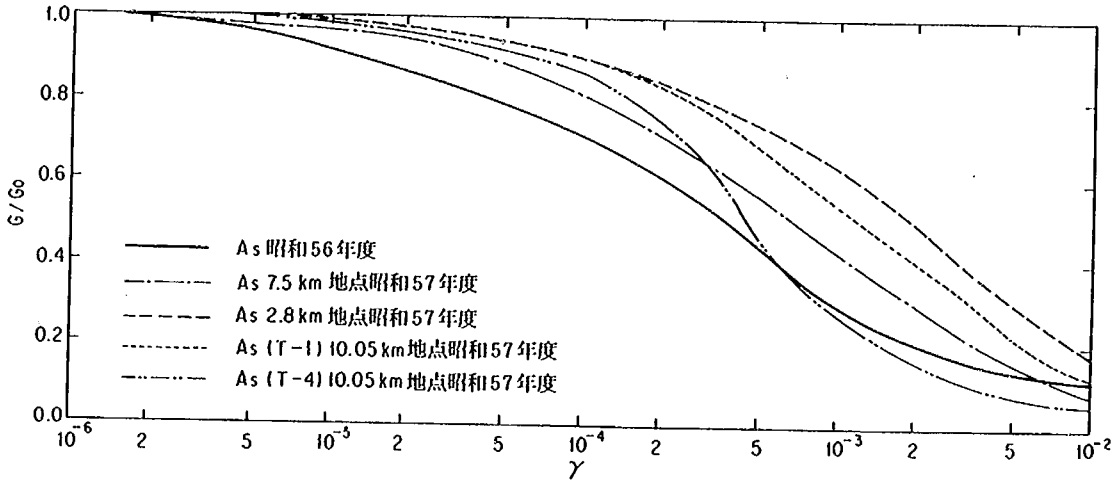


図-2・2・1(e)　A_s 層の $G/G_0 \sim \gamma$

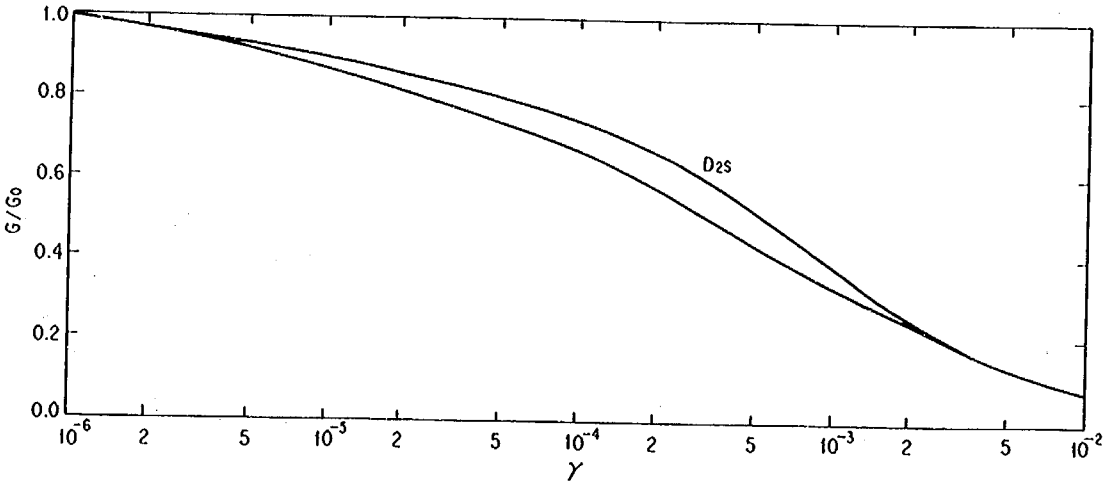


図-2・2・1(f)　D_{2s} 層の $G/G_0 \sim \gamma$

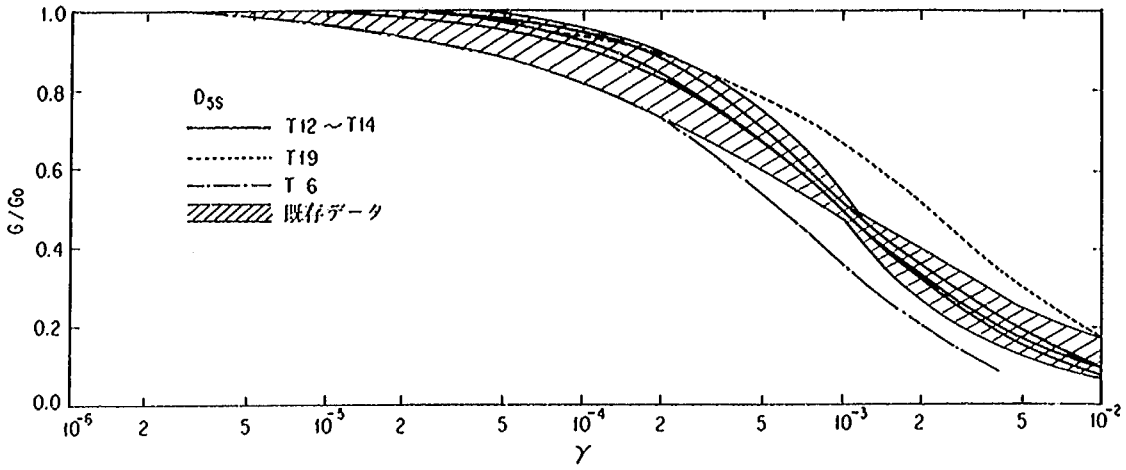


図-2・2・1(8) D_{ss} 層の $G/G_0 \sim \gamma$

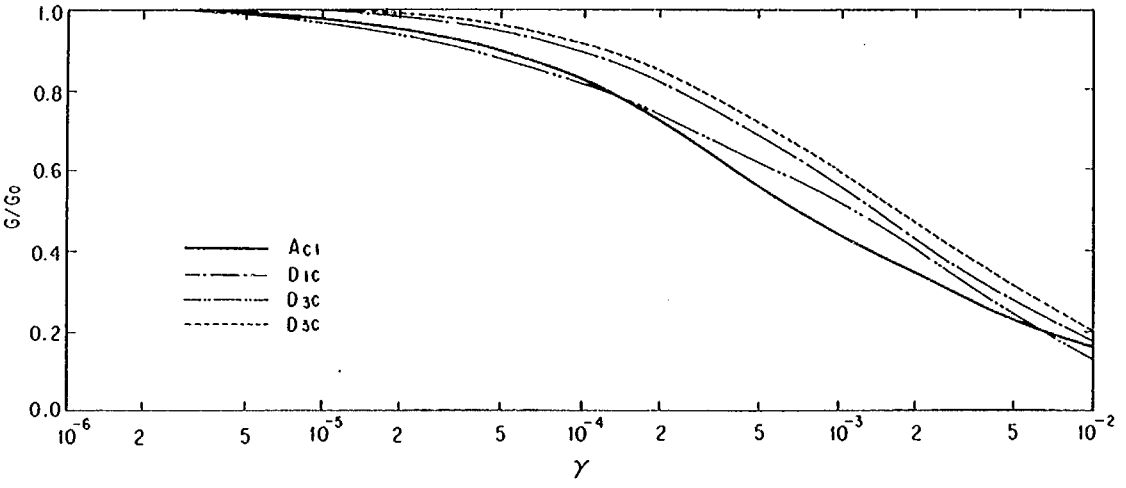


図-2・2・2(a) 粘性土の代表 $G/G_0 \sim \gamma$

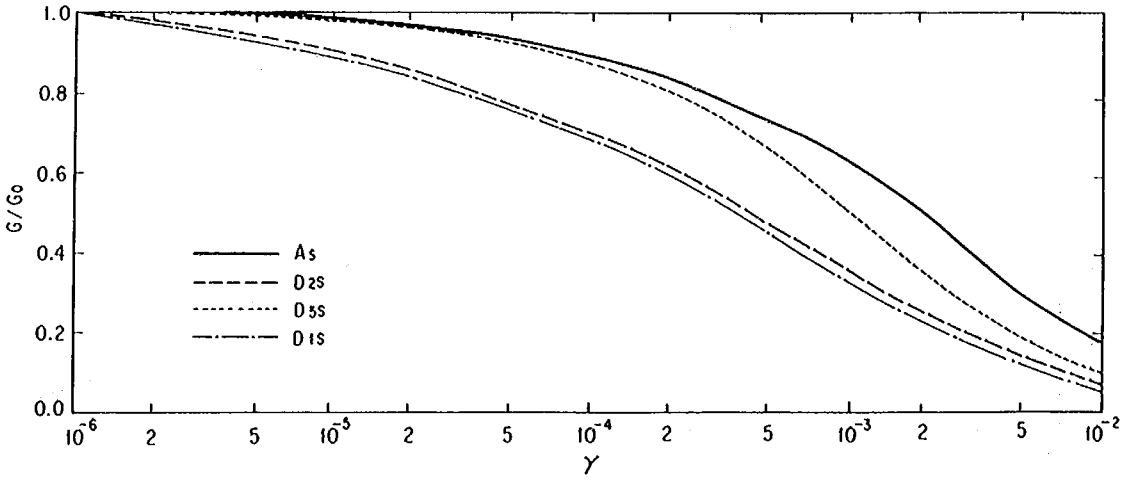


図-2・2・2(b) 砂質土の代表 $G/G_0 \sim \gamma$

は，試験時の拘束圧の違いを反映して多少相互に異なっている。D_{2S} 層については D_{5S} 層よりもひずみ依存性が高く，G/G_0 の低下の度合が大きい。

図-2・2・2，図-2・2・3は，それぞれ各層ごとに平均的な $G/G_0 \sim \gamma$，$h \sim G/G_0$ の関係を示したものである。また，表-2・2・1は，動的変形試験から得られた G_0 と，PS検層から得られた G_0 の値をまとめたものである。

(3) 動的強度特性に関する検討

動的強度は式 (2.2.1) で定義した。

$R_{L20}=\left(\frac{\sigma_{dp}}{2\sigma_{0'}}\right)$＝動的軸歪両振幅 ($D_A$) が繰返し回数 N_C＝20 回で 5％になるときの応力比　(2.2.1)

動的強度試験結果を調査地点別，地層別に整理したものが表-2・2・2である。

図-2・2・4は R_{L20} と圧密圧力 $\sigma_{C'}$ の関係を粘性土について整理したものである。図-2・2・4より $\sigma_{C'}$ が1.0 kg/cm² 以下の領域では R_{L20} は $\sigma_{C'}$ の影響を顕著に受け，$\sigma_{C'}$ が小さいほど R_{L20} は増加し，$\sigma_{C'}$ が1.0kg/cm² 以上の領域では $\sigma_{C'}$ の影響は小さく，R_{L20} は 0.30～0.40の間に分布している。また，$\sigma_{C'}$ が1.0kg/cm² 以下の領域では，洪積粘性土の R_{L20} は沖積粘性土の R_{L20} より0.15程度大きくなる傾向にある。

図-2・2・5は，式 (2.2.2) の定義によるせん断強度 τ_d と一軸圧縮強度 q_u の関係を示したものである。図-2・

表-2・2・1　動的変形試験とPS検層による G_0 の比較

(単位：kg/cm²)

データ / 層区分		PS検層		動的変形試験		( )内は共振式
		既往データ	10.05km	5.75km	7.5km	10.05km
A_c	A_{c1}	150～220	——	(100)	～30 (450～750)	——
	A_{c2}	270～500	——	(270)	30 (450)	——
	A_s	290～740	380	——	360 (570)	27～350 (200～1,070)
D_2	D_{2c}	240～630	——	——	——	——
	D_{2s}	1,090～1,670	——	——	——	——
	D_{2g}	3,030	——	——	——	——
D_3	D_{3c}	590～	——	——	——	——
	D_{3s}	1,540～2,160	——	——	——	——
	D_{3g}	1,470～3,880	——	——	——	——
D_6	D_{6c}	300	——	——	——	——
	D_{6s}	——	——	——	——	——
D_5	D_{5c}	740～980	1,260	——	350 (560)	465～490 (1,500～2,140)
	D_{5s}	1,540～2,160	1,810	——	——	——
D_1	D_{1c}	1,440～1,470	1,400～1,590	(450)	450 (1,010)	560 (1,880)
	D_{1s}	2,730～2,870	2,790	——	——	——
D_0		3,510～2,970	4,580			

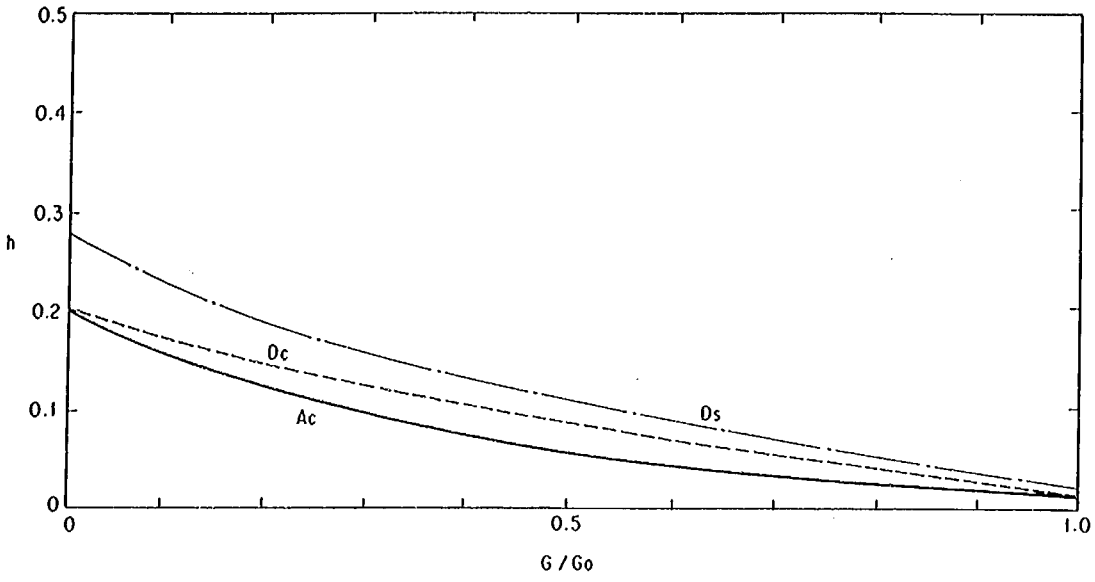


図-2・2・3 代表 h～G/ G_o

表-2・2・2 動的強度試験結果（地点別，地層別）

層番号		浮島町沖合 1.8km	浮島町沖合 13km	浮島町沖合 1.2km	浮島町沖合 2.8km	浮島町沖合 9.7km	浮島町沖合 10.05km
A_c	A_{c1}	0.39～1.27	—	0.41	0.94	0.83	—
	A_{c2}	0.38～0.40	—	0.37	0.48	—	—
	A_s	—	0.85*	—	0.27	1.17	—
D_2	D_{2c}	—	—	—	0.30	—	—
	D_{2s}	—	—	0.28～0.34	—	—	—
	D_{2g}	—	—	—	—	—	—
D_3	D_{3c}	—	—	—	—	—	—
	D_{3s}	—	—	—	—	—	—
	D_{3g}	—	—	—	—	—	—
D_6	D_{6c}	—	—	—	—	—	—
	D_{6s}	—	—	—	—	—	—
D_5	D_{5c}	—	0.61	—	—	—	0.5～1.3
	D_{5s}	—	0.51～0.69	—	—	0.45	—
D_1	D_{1c}	—	—	—	—	0.55	—
	D_{1s}	—	—	—	—	—	—
D_0		—	—	—	—	—	—

＊$\Delta u/\sigma_c' = 1.0$で液状化強度を定義
その他は$D_A = 5\%$で液状化強度を定義

2・5から τ_d は q_u の増加に伴い増加することがわかり，q_u が1.0kg/cm² 以下の領域については近似的に式（2.2.3）の関係が成り立つ。

$$\tau_d = R_{L20} \cdot \sigma_{C'} \qquad (2.2.2)$$

$$\tau_d = 0.556 * q_u \qquad (2.2.3)$$

また，せん断強度と τ_d と $\sigma_{C'}$ の関係を図-2・2・6に示すが，両者の関係は一義的であり，図中の破線を用いることにより圧密圧力 $\sigma_{C'}$ からせん断強度 τ_d を推定することができる。

図-2・2・7は粘性土に対して動的強度 R_{L20} と塑性指数 I_P の関係を示したものである。これより，R_{L20} と I_P には良い相関があり，両者の関係が式（2.2.4）で表されることがわかる。

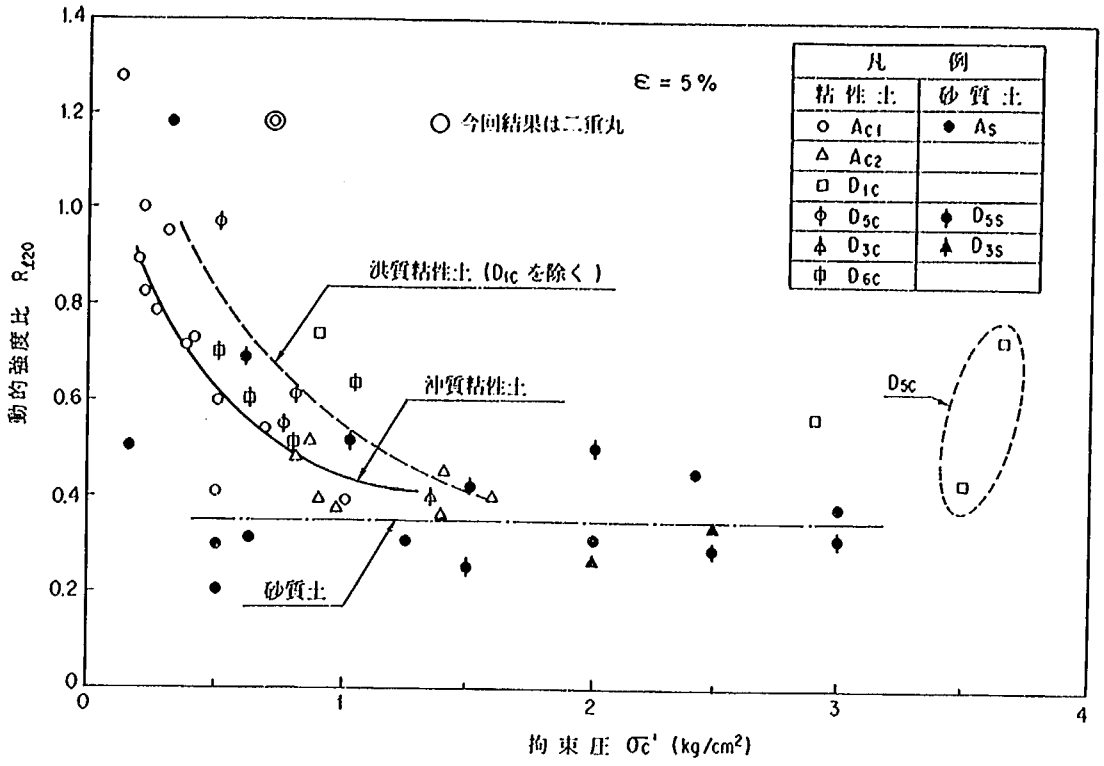


図-2・2・4　動的強度比 R_{L20}～拘束圧 σ_c' の関係

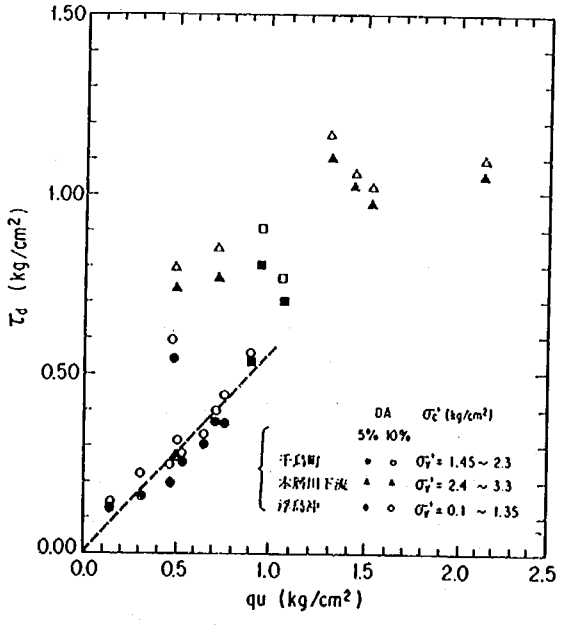


図-2・2・5　τ_d～q_u

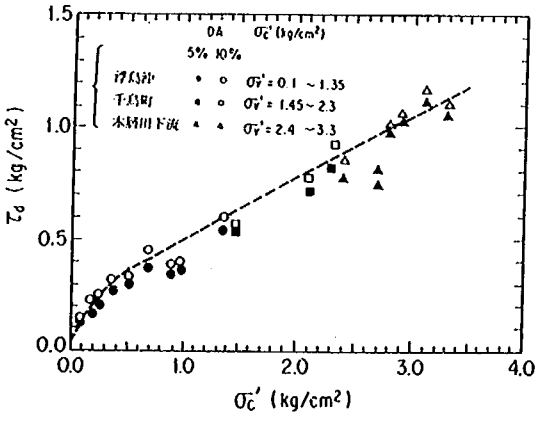


図-2・2・6　τ_d～σ_c'

$$R_{L20}=0.0078*I_P+0.26 \qquad (2.2.4)$$

2.2.2　地盤の非線形応答解析法

耐震設計においては，想定すべき地震動の特性を正しく把握することが重要である。地震動の特性およびその大きさは一般に強震観測結果をもとにして定められる場合が多い。しかしながら，東京湾横断道路計画地点のように軟弱な地盤が厚く堆積した場所での観測

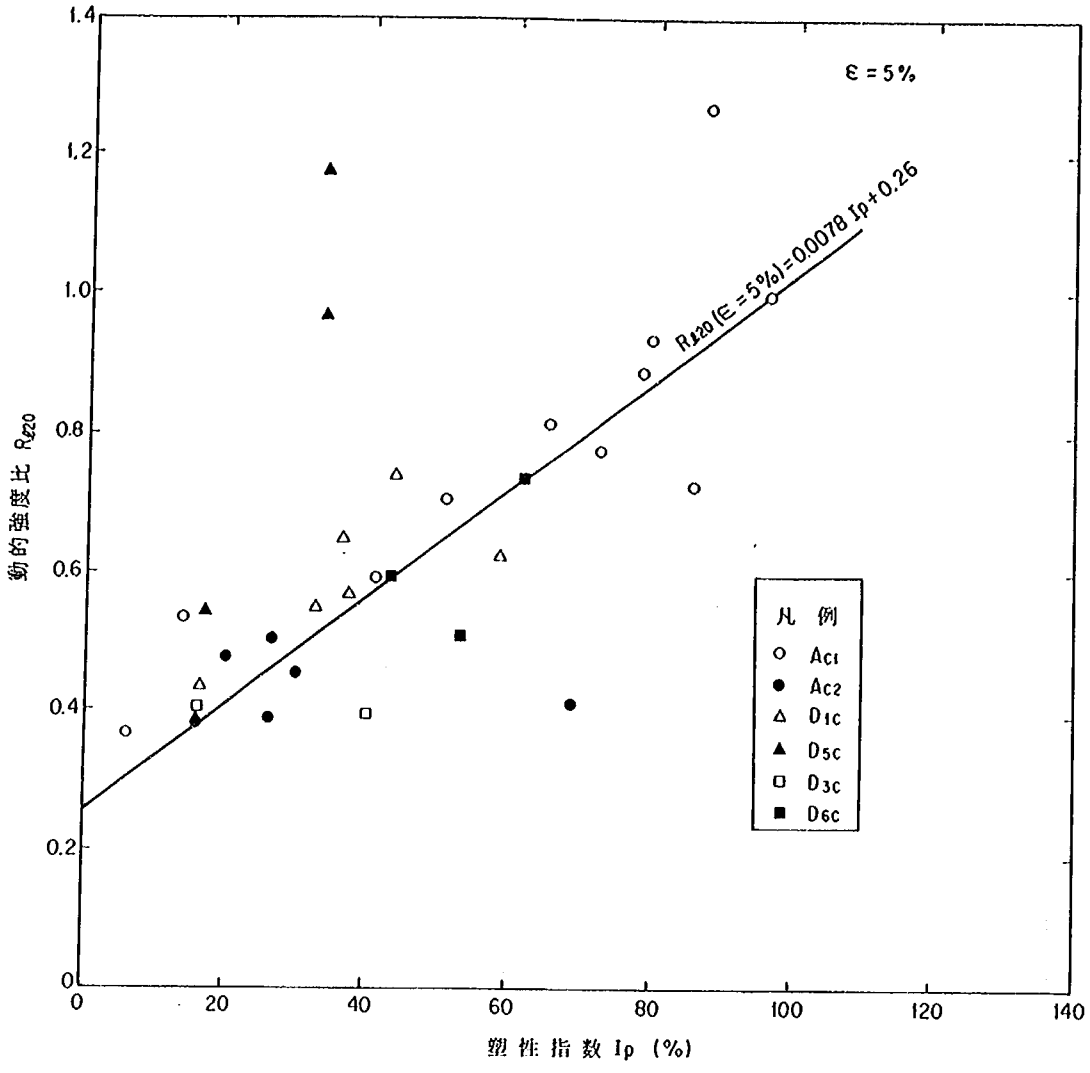


図-2・2・7 動的強度比 R_{t20}～塑性指数 Ip の関係

の例は少ない。このような箇所での地震動の特性について検討する方法としては，土の非線形特性を考慮した応答解析手法を用いる方法がある。

本節では，地盤の応答解析を行う際に問題となる土のモデル化と地盤のモデル化について，解析的に検討した。

具体的には，土の応力とひずみの関係を Ramberg-Osgood モデル（以下 R—O モデルと呼ぶ）により表現して解析した場合の地震動特性と，土の応力とひずみの関係を等価線形におきかえて解析した場合の地震動特性の比較を行った。また，等価線形化手法による地盤の応答解析を行う際の地盤モデルの地層区分の精粗および土の応力とひずみの関係の推定誤差が地盤の地震時の応答に及ぼす影響について解析的に検討した結果についても述べる。

1）非線形応答解析と等価線形化手法による解析結果の比較

R—O モデルを用いた非線形応答解析は電算プログラム NONSOIL により行い，等価線形化手法による計算は SHAKE により行った。

(1) 解析対象地点

解析の対象としたのは東京湾横断道路計画地点のうち，図-2・2・8に示した 3 地点（B-1, B-28, B-52）とした。解析では，新第三紀層の上面を基盤ととった。ここでは上記 3 地点のうち，軟弱な沖積地盤の最も厚い B-1 を中心として結果を示すこととする。解析地点

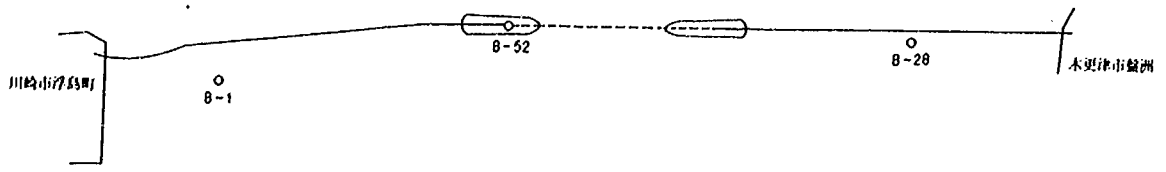


図-2・2・8　解析対象地点

(B-1) の地質構成およびN値の分布は図-2・2・9に示す通りである。

(2)　入力地震動

解析に用いた入力地震動は比較的長周期の卓越する地震波として伊豆半島沖地震 (1974年, M＝7.0) による観音崎地下80m (E—W 方向), 短周期の卓越する地震波として豊後水道沖地震 (1968年, M＝6.6) による板島橋地表 (橋軸方向) の2種類とした。なお後者は地盤が比較的やわらかい地点の地表における記録のため, 重複反射理論によって基盤地震動に変換した。入力地震動の最大加速度は100, 200, 300gal の3種類とした。図-2・2・10に入力地震波形を示す。

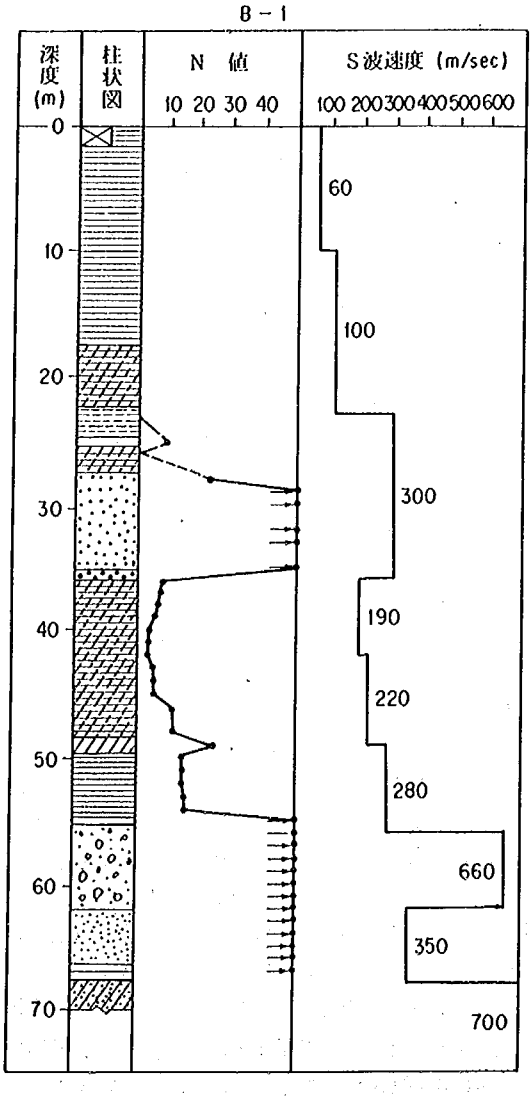


図-2・2・9　解析対象地点の地盤柱状図 (B—1)

(3)　R—O モデル

ランダム繰返し入力に対する土の応力~歪モデルは一般に図-2・2・11に示すように骨格曲線 (Skelton Curve) と履歴曲線 (Hysteresis Curve) で構成される。ここで, 履歴曲線は骨格曲線を τ, γ 両軸に対して2倍に引き伸ばした曲線である。図-2・2・11の履歴曲線 I, II は原点に対して対称であり, 折り返し点 (τ_0, γ_0) と ($-\tau_0$, $-\gamma_0$) の位置によってその大きさが異なる。このため, ランダムなせん断応力履歴に対して, τ~γ の履歴曲線を確保するためには, 個々の履歴曲線を乗り移る法則が必要となる。

修正 R—O モデルでは, 骨格曲線の一般式は次式で与えられる。

$$\gamma = C_1 \tau (1 + C_2 |\tau|^{\beta}) \qquad (2.2.5)$$

ここで, β は奇数である必要ではなく, このようにもとの R—O モデルを修正していることから, このようなモデル化を修正 R—O モデルと呼ぶことにする。

また, 図-2・2・11の履歴曲線から図-2・2・12で定義する履歴減衰定数 h を求めると次のようになる。

$$h = \frac{\Delta W}{2\pi W} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\beta}{\beta+2} \cdot \frac{C_2 \tau_0^{\beta}}{1 + C_2 \tau_0^{\beta}} \qquad (2.2.6)$$

修正 R—O モデルは, 3種のパラメータ C_1, C_2, β により定義され, これらのパラメータは $\gamma = 10^{-6}$ に対するせん断弾性係数 G_{max}, $\gamma \to \infty$ の時の減衰定数 h_{max}, G/G_{max} が0.5になる時のせん断ひずみ $\gamma_{0.5}$ より次のように定めることができる。

$$C_1 = \frac{1}{G_{max}} \qquad C_2 = \left(\frac{2}{\gamma_{0.5} \cdot G_{max}} \right)^{\beta}$$

$$\beta = \frac{2\pi h_{max}}{2 - \pi h_{max}} \qquad (2.2.7)$$

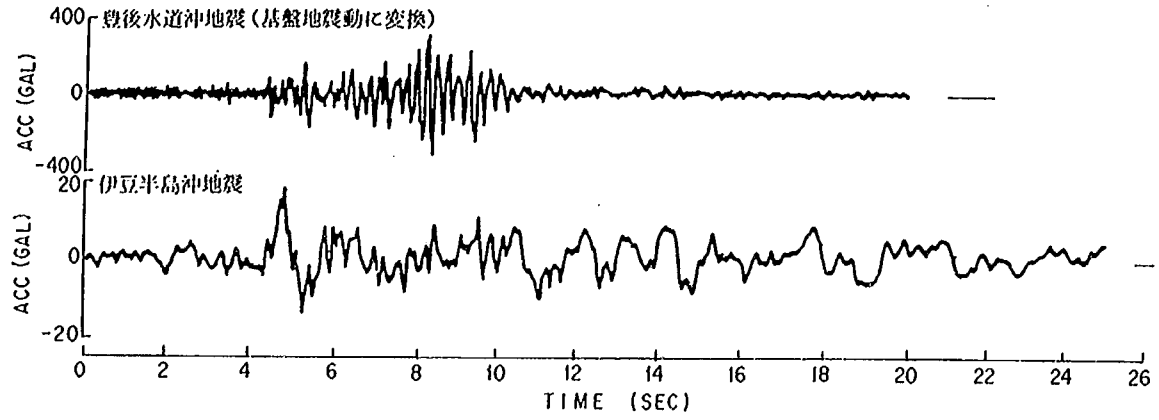


図-2・2・10 入力地震動の加速度波形

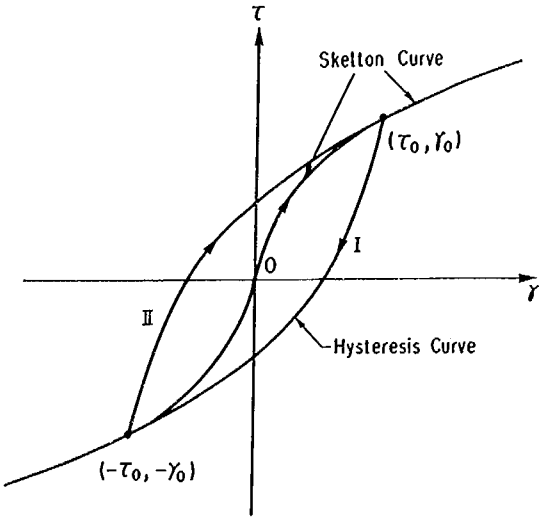


図2・2・11 骨格曲線と履歴曲線の定義（龍岡らによる）

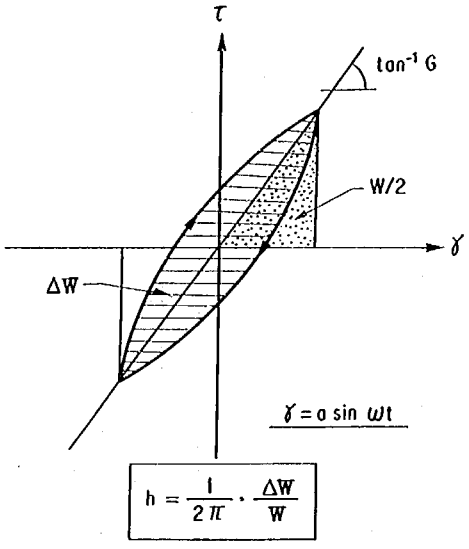


図-2・2・12 等価せん断剛性率Gと履歴減衰係数 h の定義（龍岡らによる）

ここで，式(2.2.5)によるR—Oモデルの G～γ および h～γ の関係と実験結果（粘性土）がどの程度一致するかを示した一例が図-2・2・13である。この結果によればひずみが非常に小さい領域を除けば両者は全体としてよく一致しているということができる。

地盤モデルの例を表-2・2・3に示す。

(4) 等価線形化手法によるモデル

等価線形化手法による解析をR—Oモデルの解析と条件を等しくするために，表-2・2・3に示したように同一の地盤のモデルを用いることとし，土の G_0/G～γ，h～γ 関係についてもR—Oモデルにより定められる理論曲線を用い，地盤や土のモデル化の違いが解析結果に含まれないようにした。

(5) 解析結果の比較

R--Oモデルによる解析結果を図-2・2・14に示す。これは地表の応答加速度の周期特性を調べるために，各入力レベルの応答加速度スペクトルを示したものである。図中には同時に入力地震動の周期特性も示している。この図から，周期の短い成分を多く含む豊後水道沖地震を入力した場合には，入力地震動の周期特性に比べて地表の応答の周期特性が著しく違うことがわかる。また，地表の応答スペクトルのピークを示す周期は，伊豆半島沖地震の場合1.0秒付近，豊後水道沖地震の場合0.6～01.0秒である。ここで，地表から10mまでの地盤の固有周期（V_s=60m/sの層のみ）を求めると

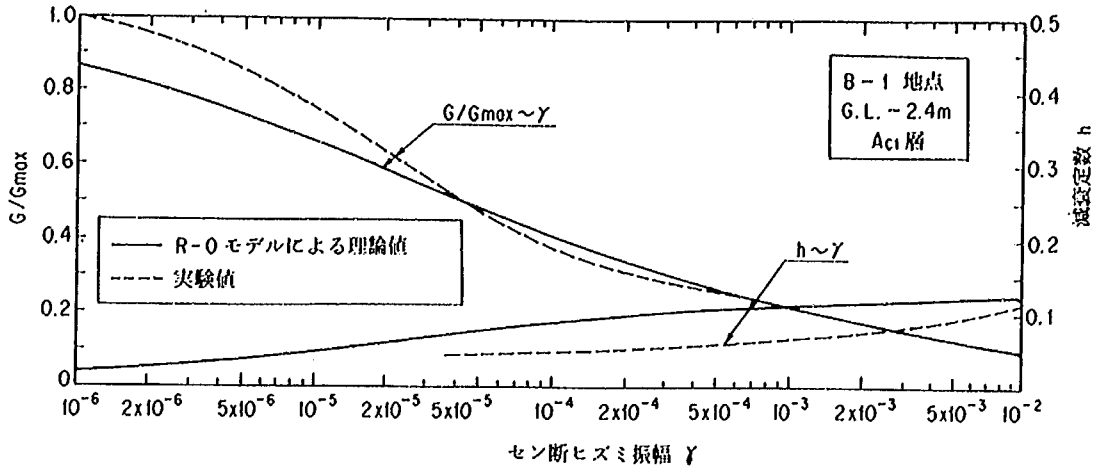


図-2・2・13　実測値に基づく土の剛性および減衰定数のひずみ依存性とR—Oモデルの比較

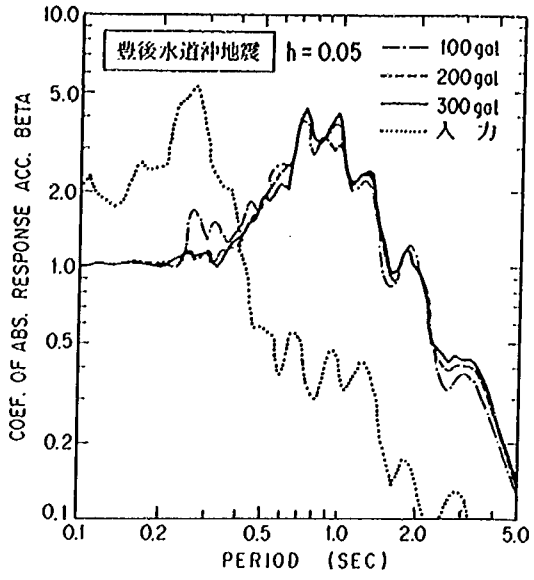
表-2・2・3　地盤モデル（B—1地点）

Layer No.	Sub-Layer	深度 (m)	地質年代	土質	V_s (m/sec)	γ_t (ton/m³)	G_{max} (ton/m²)	$\gamma_{0.5}$ ($\times10^{-4}$)	C_1	C_2	β	h_{max}
1	1	0～4	沖積	粘土	60	1.4	514	0.45	1.946×10^{-3}	12.32	0.563	0.14
2	1	4～7	〃	〃	60	1.4	514	8.0	〃	2.437	〃	〃
3	1	7～10	〃	〃	60	1.4	514	2.0	〃	5.318	〃	〃
4	1	10～13	〃	〃	110	1.5	1852	2.6	5.400×10^{-4}	2.229	〃	〃
5	1	13～17.5	〃	〃	110	1.5	1852	1.1	〃	3.618	〃	〃
6	1	17.5～20	〃	シルト質粘土	110	1.5	1852	17.0	〃	0.775	〃	〃
7	1	20～23	〃	〃	110	1.5	1852	8.2	〃	1.168	〃	〃
8	1	23～25	洪積	砂質シルト	300	1.85	16990	13.6	5.89×10^{-5}	0.252	〃	〃
9	1	25～27.5	〃	シルト質粘土	300	1.85	16990	4.5	〃	0.470	〃	〃
10	2	27.5～36	〃	中砂	300	1.85	16990	5.1	〃	0.074	1.780	0.30
11	2	36～42	〃	シルト質粘土	190	1.8	6631	17.0	1.508×10^{-4}	0.378	0.563	0.14
12	2	42～49	〃	〃	220	1.8	8890	17.0	1.125×10^{-4}	0.320	〃	〃
13	2	49～56	〃	粘土，砂互層	280	1.8	14400	17.0	6.944×10^{-5}	0.244	〃	〃
14	1	56～62	〃	砂礫	660	1.85	82231	8.0	1.216×10^{-5}	0.00199	1.780	0.30
15	1	62～68	〃	中細砂	350	1.85	23125	10.0	4.324×10^{-5}	0.0128	〃	0.30

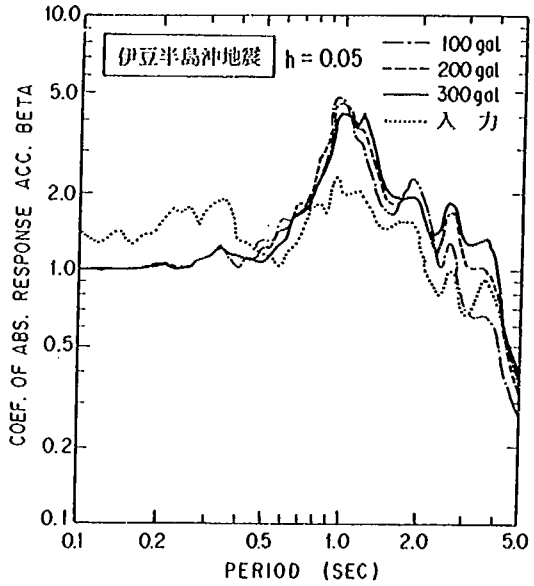
0.67秒，地表から23mまでの地盤の固有周期（地表から10mまでがV_s=60m/s，10～23mがV_s=110m/sの層）を求めると1.14秒となり，地表の応答スペクトルのピークを示す周期範囲とよく一致している。このことから，地表の応答特性が地表から23mまでのやわらかい地層の特性に支配されていることがわかる。

入力レベルの違いによる応答スペクトル形状の変化については，両地震動ともに入力レベルが上がる程，短周期の応答が減少し，逆に長周期の応答は増加することがわかる。そのため，入力レベルが大きくなると加速度応答スペクトル係数の大小関係が逆転する現象が認められる。入力レベルが大きくなるにしたがって加速度応答スペクトル係数の大小関係が逆転し始める周期は，図-2・2・14から豊後水道沖地震の場合0.67秒程度，伊豆半島沖地震の場合1.2秒程度であり，この周期が表層地盤の固有周期にほぼ一致している。このことから，地盤の非線形性のために地表の応答加速度レベルが，表層地盤の固有周期より長い周期領域では増加することがわかる。

次に，等価線形法との比較を行った結果を示す。図



(a) 豊後水道沖地震記録を入力した場合



(b) 伊豆半島沖地震記録を入力した場合

図-2・2・14 R—Oモデルによる地表面地震動の加速度応答スペクトル倍率 β

-2・2・15は地表の応答加速度波形の比較結果である。伊豆半島沖地震の入力結果に比べて豊後水道沖地震の入力の場合，等価線形法との差異が大きいことがわかる。この両者の差異を周期特性から検討した結果が図-2・2・16である。どちらの入力地震波の場合も表層地盤の固有周期とみられる0.6～1.0秒付近の周期を除いてR—Oモデルによる解析結果の方が等価線形法による結果の方より小さいか同程度の応答を示し，表層地盤の固有周期付近ではR—Oモデルの方が等価線形法に比べて少し大きな応答を示すことがわかる。また，豊後水道沖地震波によるR—Oモデルの解析の場合，等価線形法に現れている0.25秒付近のピークが著しく減少する顕著な傾向が見られる。

最後に，B-1, B-28, B-52の3地点に対して，R—Oモデルと等価線形法の両者による地盤表面の最大加速度を比較すると表-2・2・4のようになる。これらの比較より，以下の事項が指摘される。

① Ramberg-Osgoodモデルによれば，同一の基盤地震動に対する同一表層地盤の地震応答の強度（最大加速度）は，一般に等価線形化法による場合よりも低下する。

② Ramberg-Osgoodモデルにより表層地盤の地震応答を計算した場合には，表層地盤の基本固有周期よりも短周期領域において，等価線形法による計算結果よりも応答スペクトル S_A が顕著に低下する傾向が認められる。このことは，この範囲の周期領域において等価線形化法による計算では実際の応答スペクトルのレベルをかなり過大に評価し過ぎていることを示していると考えられるが，この点については，今後，計算例を増やし，充分検討する必要がある。

2）地盤モデルの地層区分の精粗および土の動的変形特性の推定誤差が地盤の地震時応答に及ぼす影響

地盤の地震応答解析プログラムとして，一次元の重複反射理論に基づくSHAKEは多方面で利用されている。SHAKEにおいては，地盤の非線形性を等価線形に置き換えて考慮できるところに特徴があるが，地盤のモデル化ならびに土の動的変形特性の設定値に含まれる誤差が計算結果にもたらす影響についての系統的な検討結果はない。

そこで，東京湾横断道路川崎人工島設置予定地点を対象として，地層区分の精粗および土の動的変形特性の推定誤差がSHAKEによる地盤の地震応答解析に及ぼす影響について検討した。

(1) 解析条件

解析対象とした地点は，図-2・2・17に示す東京湾横断道路川崎人工島直近（STA. No. 5+500）である。地盤のモデル化は，図-2・2・18に示すように，当該地点におけるボーリング資料を参考として地質層序を詳細に区分する場合（以下，詳細区分と呼ぶ）および簡略に区分する場合（以下，簡略区分と呼ぶ）の2種類である。

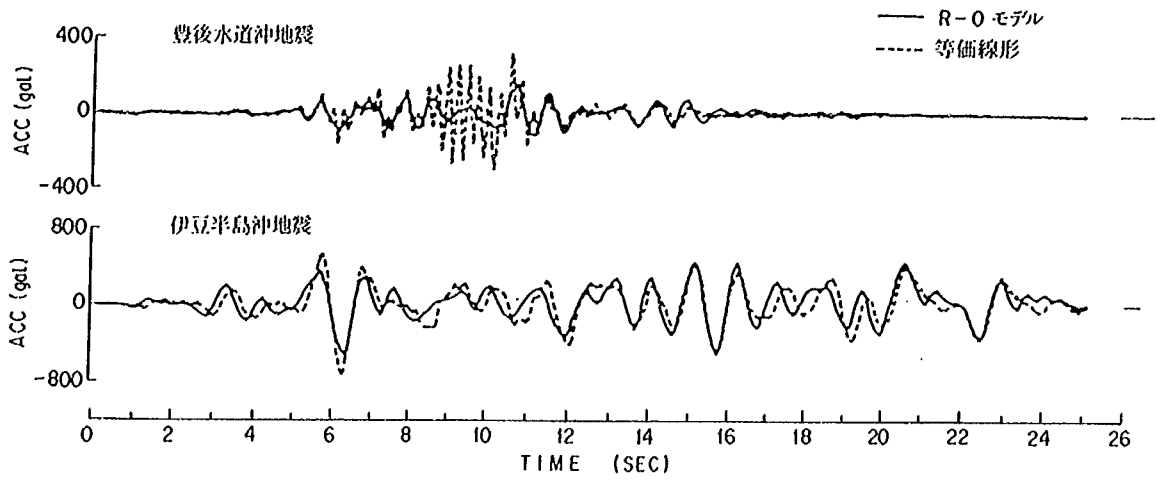
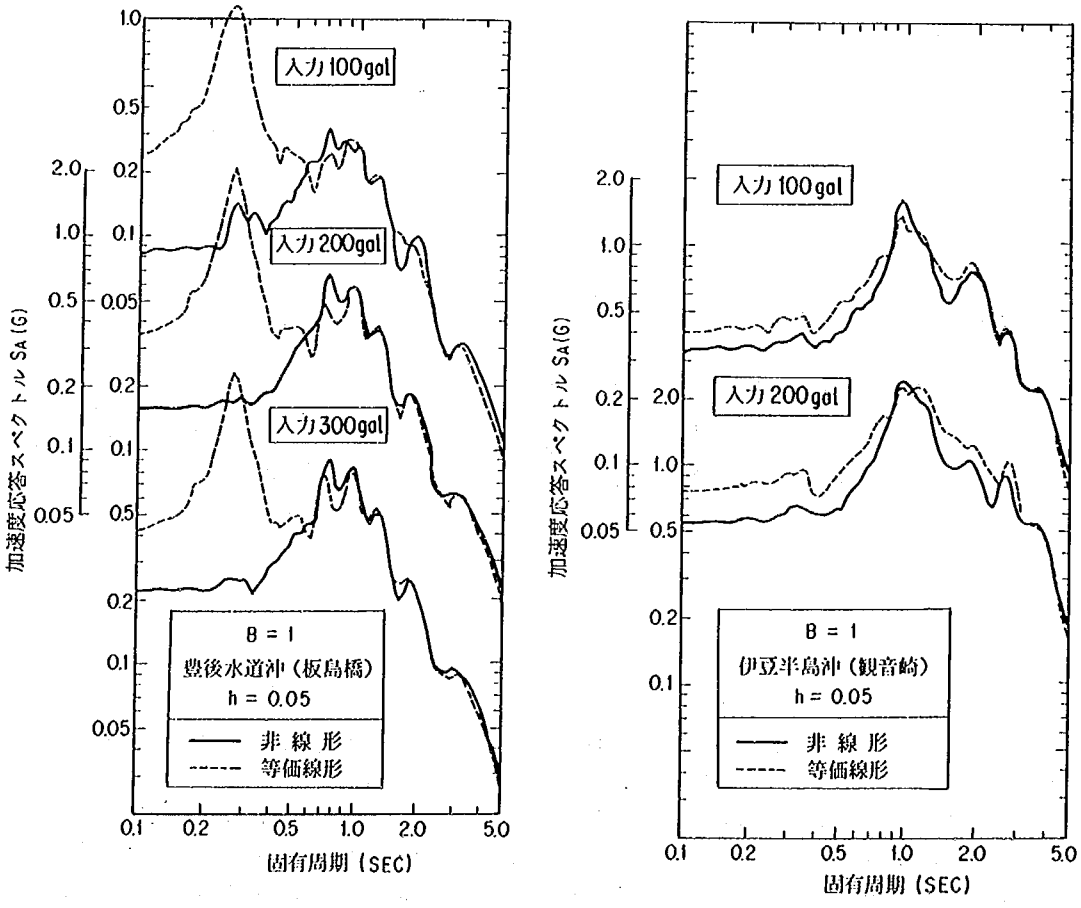


図-2・2・15　R—Oモデルと等価線形モデルの比較（地表面の加速度波形）



(a)　豊後水道沖地震記録を入力した場合　　(b)　伊豆半島沖地震記録を入力した場合

図-2・2・16　地表面の加速度応答スペクトル S_A によるR—Oモデルと等価線形モデルの比較

表-2・2・4 地表面最大加速度によるR—Oモデルと等価線形モデルの比較

(単位：gal)

基礎入力記録	基盤入力最大加速度(gal)	B－1 地点		B－28 地点		B－52 地点	
		R-Oモデル	線形モデル	R-Oモデル	線形モデル	R-Oモデル	線形モデル
伊豆半島沖地震記録(観音崎)	100	322	389	258	277	284	441
	200	539	736	463	421	422	780
	300	732	——	598	561	482	1,045
豊後水道沖地震地録(板島橋)	100	82	202	127	260	123	183
	200	152	306	178	378	178	301
	300	214	391	263	472	208	387

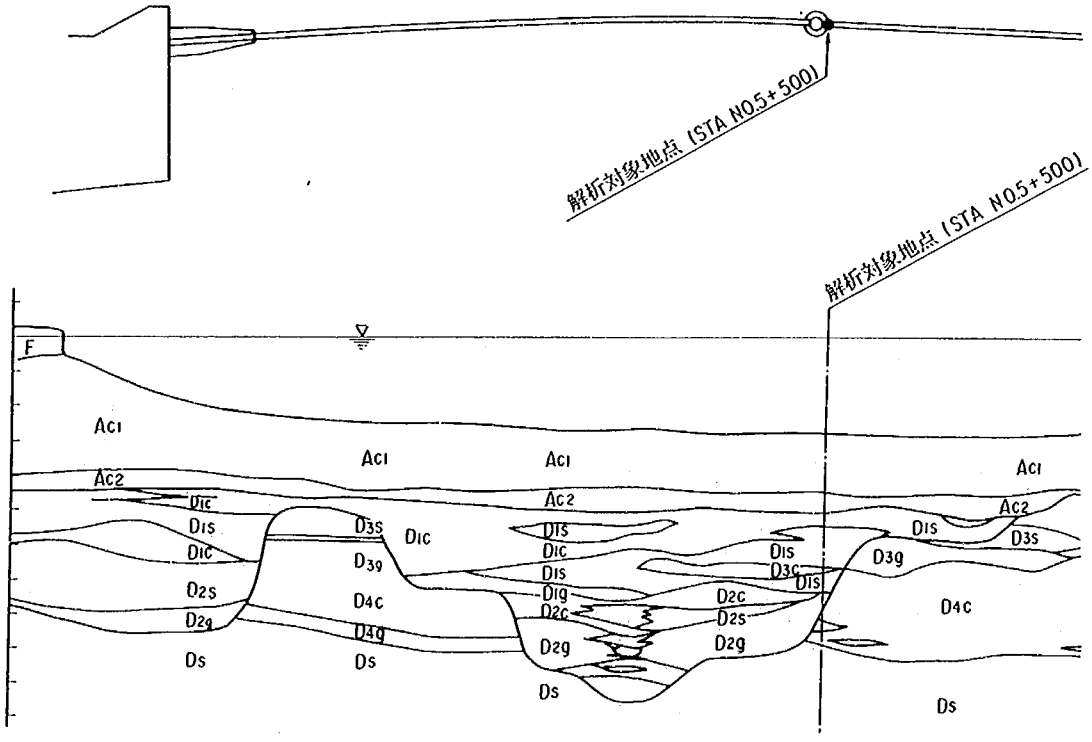


図-2・2・17 解析対象地点

入力地震動としては，それぞれ図-2・1・7，図-2・1・9に示すL1スペクトルおよびL2スペクトルに適合するように振幅調整を行った1978年宮城県沖地震（M＝7.4）による開北橋記録（以下，L1適合波形と呼ぶ）および1968年十勝沖地震（M＝7.9）による八戸港記録（以下，L2適合波形と呼ぶ）を用いる。

解析に用いる土のせん断弾性定数Gおよび減衰定数hのひずみ依存性曲線は，参考文献5）を参照して定める場合（以下，基準曲線と呼ぶ）と，基準曲線をひずみの大きな方向にスライドさせる（剛性を大きく，減衰を小さく評価することに相当する）場合の両者について検討する。ここで，ひずみ依存性曲線のスライド量は，次式において，aを2，5，10（以下，それぞれ2倍曲線，5倍曲線，10倍曲線と呼ぶ）とする。

$$G(a\cdot\gamma)=G^*(\gamma) \qquad (2.2.8)$$

$$h(a\cdot\gamma)=h^*(\gamma) \qquad (2.2.9)$$

ここで，$G^*(\gamma)$および$h^*(\gamma)$は基準曲線，また，$G(\gamma)$

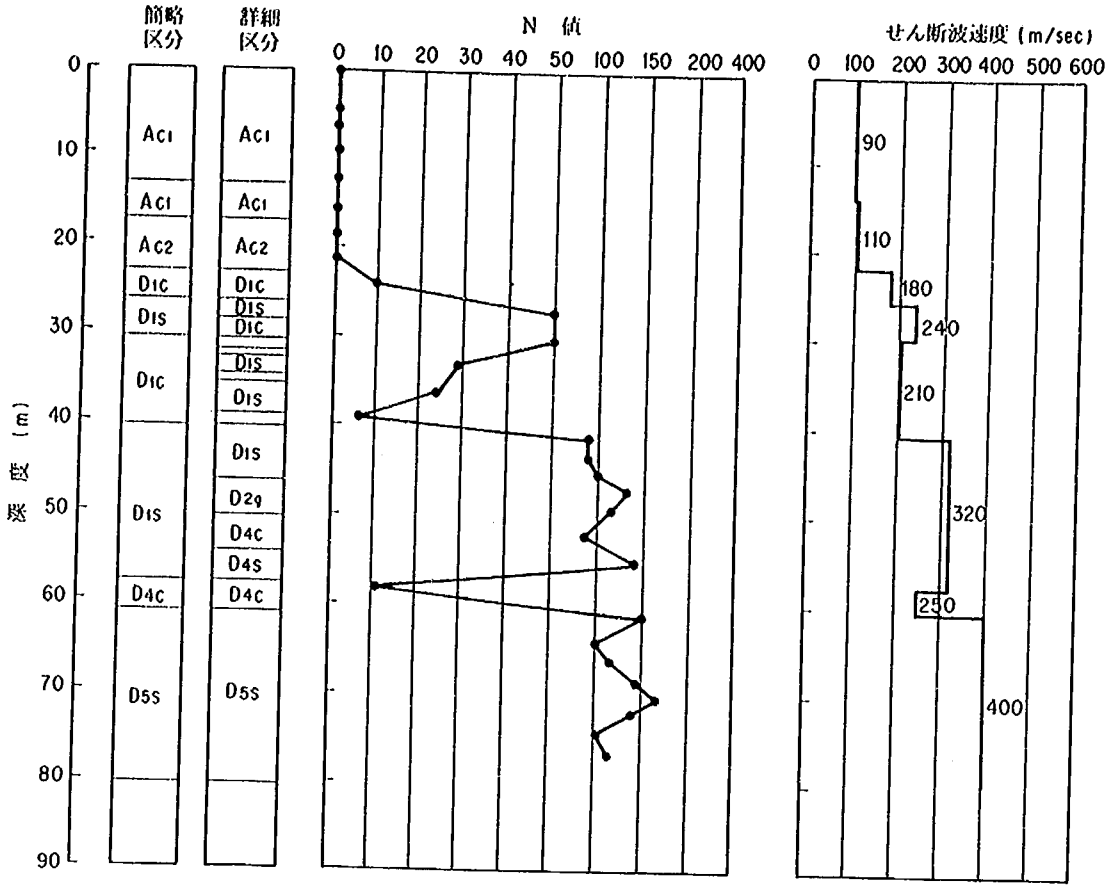


図-2・2・18　地盤のモデル化および地盤特性

およびh(γ)はスライドさせた曲線である。

(2)　地層区分の精粗が地盤の応答に及ぼす影響

地層区分の精粗が地盤の地震応答解析に及ぼす影響を検討するために，入力地震動としてL1適合波形およびL2適合波形を用い，また，せん断弾性定数および減衰定数のひずみ依存性曲線を基準曲線として計算を行った。地層区分を詳細区分および簡略区分とした場合の最大加速度の深度分布および地表面における加速度応答スペクトル（減衰定数5％）の例を，それぞれ，図-2・2・19および図-2・2・20に示す。これらの結果より，本検討の範囲においては，地層区分を詳細区分もしくは簡略区分のいずれとしても結果には大差がないことがわかる。したがって，以降の解析においては地層区分は簡略区分を用いることとする。

(3)　土の動的変形特性の差異が応答に及ぼす影響

地盤の地震応答解析においては，土の動的変形特性を必ずしも，精度よく設定し得ない場合がある。そこで，ここでは，土の動的変形特性を種々変化させた場

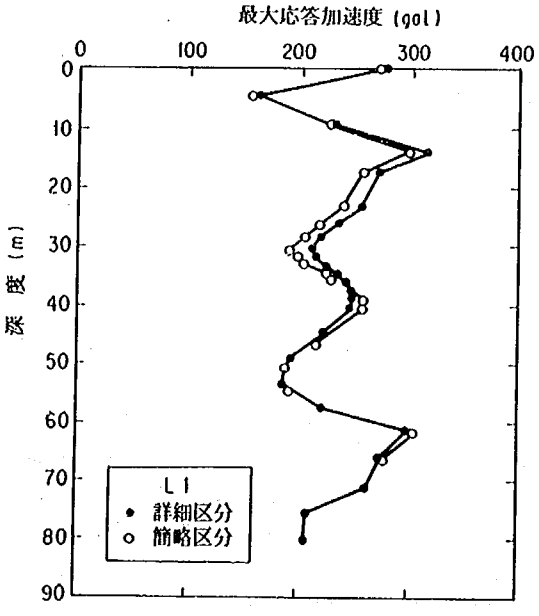


図-2・2・19　最大応答加速度の深度分布

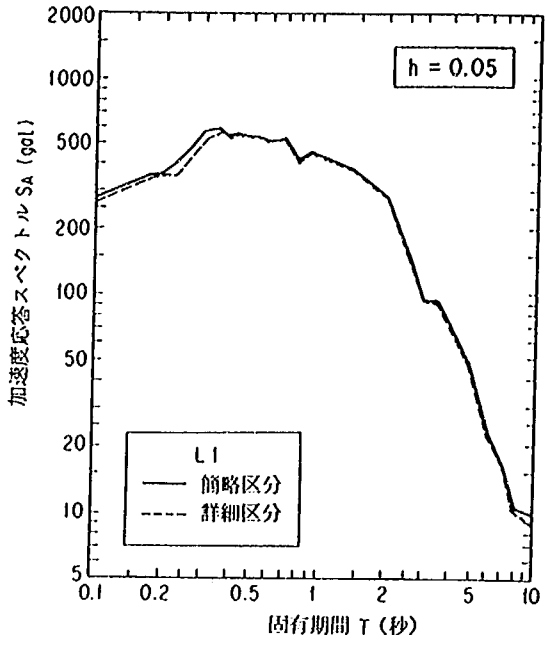


図-2・2・20 加速度応答スペクトル（地表）

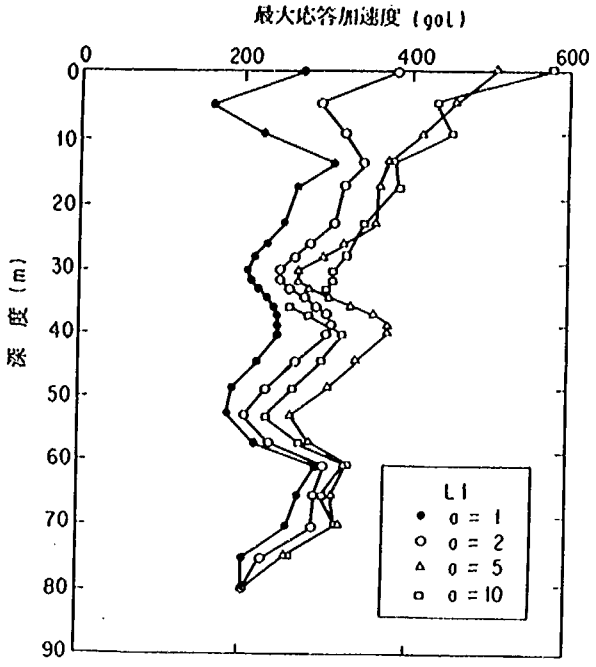


図-2・2・21 最大応答加速度の深度分布

合の応答解析結果に及ぼす影響について検討する。

まず，土のせん断弾性定数および減衰定数のひずみ依存性曲線を基準曲線，2倍曲線，5倍曲線および10倍曲線として算出した最大加速度の深度分布を図-2・2・21に示す。なお，ここで，地層区分は簡略区分を用いている。図-2・2・21からわかるように，L1適合波形およびL2適合波形のいずれについても，最大加速度の深度分布は，地表面から第3 Sublayer(図-2・2・18中の A_c 層)までの領域では，動的変形特性のひずみ依存性曲線によって大きく異なるが，それ以降についてはひずみ依存性曲線による差異は比較的小さい。また，地表面における加速度応答スペクトル（減衰定数5％）を示すと，図-2・2・22のようになる。以上の検討より以下の事項が指摘される。

① L1適合波形およびL2適合波形のいずれを用いた場合も，固有周期2秒程度以上の領域においても，動的変形特性のひずみ依存性曲線による応答スペクトルの差異は小さい。

② L1適合波形の場合，固有周期2秒程度以下の領域においては剛性が大きく，減衰が小さい10倍曲線から，順次，5倍曲線，2倍曲線，基準曲線の順番に加速度応答スペクトル値は小さくなる。また，10倍曲線の場合は，基準曲線の場合に比較して加速度応答スペクトル値は2～4倍程度となる。

③ L2適合波形の場合も，加速度応答スペクトル値

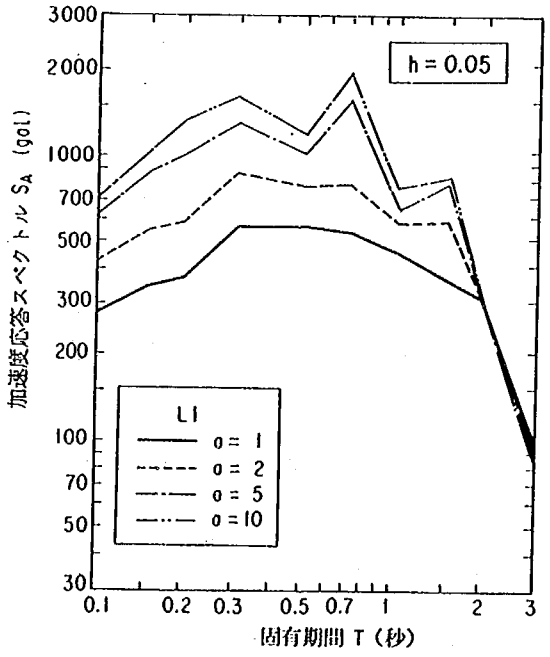


図-2・2・22 加速度応答スペクトル（地表）

の大小関係は，L1適合波形の場合と同様である。ただし，動的変形特性のひずみ依存曲線のちがいによる加速度応答スペクトル値の差異はL1適合波形の場合よりも小さい。

参 考 文 献

1) Iwasaki, T., Tatsuoka, F. and Takagi, Y.: Shear Moduli of Sands under Cyclic Torsional Shear Loading, Soils and Foundation, Vol.18, No.1, 1978.

2) 龍岡，福島：砂のランダム繰返し入力に対する応力～歪関係のモデル化について(1)，生産研究，Vol. 30, No.9, 1978.

3) 岩崎，川島，森本：ランベルグ・オズグットモデルによる地盤の地震応答解析，第15回土質工学研究発表会，1980.

4) 岩崎，龍岡，川島，森本：土の非線形性が地盤の地震応答に及ぼす影響に関する検討，土木研究所資料，第1582号，1980.

5) 荒川，常田，木全，近藤，高松：地盤の地震時応答特性の数値化解析法，—SHAKE: DESRA—，土木研究所資料，第1778号，1982.

3．トンネルに関する研究
3.1　トンネルの換気

堀　内　浩三郎*
by Kosabro HORIUCHI

細　目

3.　トンネルに関する研究……（1）
3.1　トンネルの換気……（1）
3.1.1　換気計画の基本値……（1）
3.1.2　換気システムの検討……（3）
3.1.3　電気集じん機の適用性……（7）
3.1.4　まとめ……（8）

3.　トンネルに関する研究
3.1　トンネルの換気

道路トンネルでは，自動車排出ガス中に含まれる有害成分の濃度がトンネル内の通行に支障のない範囲を越えることのないよう換気を行うことが不可欠である。トンネル換気を行うために必要な建設費（土木工事費，機械設備費など）および供用後の維持管理費はトンネル延長の増大に伴い急激に増加する。このため，延長の長い道路トンネルにあっては，換気計画について事前に十分な検討を行っておく必要がある。

自動車排出ガスによる大気汚染の防止に対する社会からの強い要請により，昭和48年から自動車排出ガスの規制が本格的に実施され，その後段階的に強化されており，現在もその途上にある。また，トンネル内環境についても過去に比べると年々改善の方向に進まざるを得ない状況にある。現在はこのような過渡的な時代であり，換気設備の基本となる有害成分の発生量および許容濃度そのものが変化しつつある。

一方，最近の新しい技術として，トンネル内空気に含まれる煤煙を除去する電気集じん機が開発され，実用化の緒についたところである。この電気集じん機を利用すれば道路トンネルの換気で最も影響の大きい煤煙に対する実質的な換気量を低減することが可能である。

このように道路トンネルの換気をとりまく諸条件は著しく変化しつつあるので，これから建設される東京湾横断道路トンネルにおいては，換気システムが従来の設計から大幅に変貌するであろうことは否定できない。本研究は，このような状況をふまえて，東京湾横断道路のトンネルの特性を考慮したうえで，昭和51年～52年に電気集じん機の適用性，換気計画の基本値の基礎的な諸数値および新技術を含めた新しい換気システムについて技術的な検討を行った。

3.1.1　換気計画の基本値

1）自動車排出ガス量

自動車排出ガス量については，昭和48年から本格的な規制が行われ，乗用車に対しては昭和53年規制が，トラック・バスに対しては昭和54年規制が示されている。この影響により発生原単位は従来の換気設計に用いていた値に比べて着実に減少している。そして，今後もさらに規制が強化されることが予想されるが，将来出されるであろう規制値を予見することは現時点では不可欠に近い。また，最もきびしいといわれている規制値は，新車に対する値であって，使用過程車についてはアイドリング時における値でしか示されていない。実際の交通の中には，これら使用過程車もかなりの割合を占めることになるが，これに対して経年による排出ガス量の変化についてのデータはほとんどないのが現状である。

このため，トンネルが建設される時点における自動車排ガス量は，ある幅をもたせて設定した。すなわち，将来においてこの値を越えることのない現時点における自動車の平均的な排出ガス量（以下現状値という）を上限値として，全車がそれぞれの車種に該当する最新の規制値をすべての自動車が満足している状態（以

*道路部トンネル研究室主任研究員（現　企画部トンネル計画官）

下将来値という）を下限値としてたこの範囲内にあると仮定して検討した。

なお，換気に考慮する有害成分のうち，煤煙(ディーゼル黒煙）については，新車，使用過程車ともに濃度50%の規制があるだけで，この値は現状の自動車の平均的な排出ガス濃度と同程度のものである。また，将来，ディーゼル黒煙に対してこれより厳しい規制が出されることは期待しにくい。したがって，煤煙の発生量については，将来も，現状の値が変化しないものとして取扱った。

自動車排出ガス量の現状値は，巻末に示した文献の中から実トンネルにおける実測値データを基に大型車，小型車に区分して設定した。また，将来値は，最近の規制値と昭和52年3月現在の車種構成を基に加重平均によって，大型車，小型車に区分して設定した。

検討結果を表-3・1・1に示す。道路トンネル便覧，日本道路公団の設計要領案は車速が40～60km/hに対する値であるが，今回の検討結果は車速が80km/hに対する値である。速度補正による影響を考慮すれば，煤煙については，従来使用していた各種の設計要領類の値とほとんど変化がないといえる。COの現状値については，日本道路公団の設計要領案の値に比べて小型車は同程度の値，大型車は半分以下の値となっている。COの将来値については，特に小型車で著しい減少がみられる。

2）有害成分の許容濃度

トンネル内環境としての有害成分の許容濃度について，東京湾横断道路トンネルの特性と設建時期を考慮して検討を加えた。

(1) 煤煙の許容濃度

表-3・1・1 自動車から排出される有害成分の量

換気対象		今回検討結果		日本道路公団設計要領案		道路協会道路トンネル便覧	
煤煙 ($m^2/km \cdot s$)	大型	(現状) 4.5	(将来) 4.5	ディーゼル	5.4	ディーゼル	3.4
				ガソリン	0.1		
	小型	0.2	0.2	ディーゼル	1.5	ガソリン	0.1
				ガソリン	0.1		
CO ($\ell/km \cdot s$)	大型	5.0	4.0	15.0		31.5	
	小型	9.0	2.0	15.0		31.5	
NO_2 ($\ell/km \cdot s$)	大型	5.0	4.0	——		——	
	小型	2.0	1.0	——		——	

現在，用いられている煤煙に対する許容濃度（設計目標値）は次のとおりである。

1種，2種の道路トンネル
煤煙透過率 50%/100m

3種，4種の道路トンネル
煤煙透過率 40%/100m

この値は，設計速度80km/hに対して十分な視距を確保できるのはもちろん，ある程度の走行上の快適性を考慮して定められたものである。したがって，現時点でこの値をさらに改善する必要はなく，上記の値をそのまま用いてもよいと考える。

(2) COの許容濃度

現在用いられているCOに対する許容濃度（設計目標値）は，100ppmである。しかし，わが国の都市間の幹線道路では，従来，煤煙により換気量が決定されることがほとんどであり，COの許容濃度が問題となることは少なかった。さらに，この値は，自動車からのCOに排出量が（設計値）が30ℓ/km台程度であるときの設計目標値であって，最近では排出量が著しく減少している。このため，現実の運用ではすでに100ppmを割っており，通常は20～30ppm程度でトンネル換気が運転されていることが多い。

このような実情，および，自動車排出ガスの減少に伴ってトンネル内環境の改善およびトンネル換気による大気汚染の防止に対する要請によって100ppmの値は将来下げる方向に向かうものと考えられる。例えば，都市内トンネルをかかえている首都高速道路公団のトンネル換気設計指針では，現行においてもCOの許容値を50ppmとしている。

以上の状況をふまえて，ここではCOの許容値として50ppmを採ることにした。

(3) NO_xの許容濃度

トンネルに関する窒素酸化物（NO_x）の許容濃度の規定は現在のところない。NO_xについては，労働安全衛生の観点から次の許容濃度が規定されている（「許容濃度等の勧告」日本産業衛生協会52年4月）。

NO （一酸化窒素）……25ppm
NO_2 （二酸化窒素）……5 ppm

自動車から排出されるNO_x中のNOとNO_2の構成比によって，NO，NO_2のどちらかが換気量に影響を与えるかは異なる。これまでに実測したトンネル内でのNO，NO_2の構成比（NO_2/NO_x比）は，ほぼ5～20%の範囲内にあるといわれている。したがって，安全をみてNO_xがすべてNOであるとしてその許容濃度を25ppmとする換気量を採ることにした。

3）交通条件

交通条件としては，表-3・1・2に示す3つのケースを考えた。

東京湾横断道路の計画は計画水準1，設計速度80 km/hであるが，将来，計画水準3の（可能交通容量）の状態までトンネルを供用する可能性を考慮した。なお，計画水準3の状態では，車頭間隔が詰まるため当初の設計速度（80km/h）を維持することが困難であると思われるので60km/h程度まで減速することも考慮した。

この際，人体に対する生理的影響を与えるCO，NO_xについてはすべてのケースについて許容濃度以下としなければならないが，煤煙については，若干の透過率の低下であれば直接安全視距の支障にはならないので計画水準1で設計するものとし，計画水準3に対しては濃度のチェックを行うにとどめることにした。（格計の結果，計画水準3で60km/hのときはτ=63%，80 km/hのときはτ=43%であった。）

3.1.2　換気システムの検討

換気システムとしては，水底部の水平区間（勾配0%）をとりだしてこれを基本ユニットとし，その換気区間長とトンネル断面との関連において種々の組合せを考慮して検討を加えた。

各基本ユニットの換気方式としては横流式および立坑送排気縦流式の両者について検討した。また，煤煙を除去する電気集じん機を適用する場合も含めて検討した。この他，将来の自動車排出ガス量の減少，許容濃度の変化，新技術の導入，等により，東京湾横断道路トンネルの換気システムがどのように変化しうるかを予測するための基礎的な検討として，換気系の最も基本となる1つの換気区間をとりだして検討を加えた。

長大トンネルの換気を，多数の換気区間に分割して換気を行う場合，基本となる換気方式は，横流式あるいは立坑送排気による縦流式である。トンネル換気に電気集じん機を適用する場合，浄化処理後の空気を再利用することを考えると縦流式換気方式と組合わせるのが合理的である。なお，換気区間長としては，横流式については4，6，8 km，縦流式については2，4，6 kmの各3ケースを検討した。

表-3・1・2　交通条件

計画水準	設計交通容量	走行速度
1	1,480台/h／レーン	80km／h
2	1,850台/h／レーン	80km／h
3	1,850台/h／レーン	60km／h

トンネルの断面は，沈埋トンネルおよびシールドトンネルを検討の対象とした。断面は，トンネル工法上必要な最小限の断面形状寸法（基本断面）を基本として，この基本断面によって換気可能な限界延長を求めた。沈埋トンネルについて換気区間長をさらに延長する場合には，トンネル断面を必要に応じて拡大することにより対処して検討した。

1）所要換気量

前記の換気設計の基本値を用いて，各有害成分別の必要換気量を求めた結果，および，各成分がトンネル所要換気量に及ぼす影響の程度の比較は次のとおりである。

(1)　現状値に対する所要換気量（沈埋トンネルの場合で説明する。以下同じ。）を比較すると

$$Q_{sm}:Q_{co}:Q_{NOX}=575:395:160(m^3/s/km)$$
$$(620)$$
$$=1:0.69:0.28$$

流）縦流式の場合の所要換気量であり，（　）は横流式の場合を示す。

Q_{sm}：煤煙に対する所要換気量，Q_{co}：COに対する所要換気量，Q_{NOX}：NO_xに対する所要換気量であり，煤煙に対する換気量が圧倒的に多く，他については70%未満にすぎない。

(2)　現状値において集じん機を適用した場合，集じん浄化処理により空気を再利用できる回数を3回であると仮定すると，煤煙については集じん処理により換気量を概ね1/3に減らすことにより可能であり，

$$Q_{sm}:Q_{co}:Q_{NR}=190:395:160(m^3/s/km)$$
$$=0.48:1:0.41$$

となる。このため，COに対する換気量によって全体換気量は支配されることになる。結果として，集じん機を用いない場合に比べて集じん機を併用する場合には，全体の換気量を約70%に減らすことができる。

(3)　将来値において集じん機を適用した場合の換気量を比較すると，

$$Q_{sm}:Q_{co}:Q_{NR}=190:110:100(m^3/s/km)$$
$$=1:0.53:0.53$$

であり，集じん処理による空気の再利用回数（3回）

表-3・1・3 換気区間の基本ユニットの検討結果総括表（沈埋トンネル）

注1）維持管理費は，一年あたりの費用で合計には含まれない。
2）横流式ダクト決定断面（）内は，排気ダクトを示す。
3）概算工費の単位：百万円

			基本断面	2 km		4 km		6 km		8 km		
横流式（現状値・煤煙対象）	所要換気量（㎥/s）		1,476			2,480		3,720		4,960		
	ダクト必要断面積（㎡）					41		62		83		
	〃 決定 〃 （㎡）		24.7 (24.6)			43.3 (42.3)		65.0 (63.2)		84.2 (83.3)		
	換気系統図		Q_k=738m³/s Q_1=738m³/s 1130 1190 2380m			Q_k=1240m³/s Q_1=1240m³/s 2000 2000 4000m		Q_k=1860m³/s Q_1=1860m³/s 3000 3000 6000m		Q_k=2480m³/s Q_1=2480m³/s 4000 4000 8000m		
	断面図		11700 41000 可能延長：2,380 m			14400 44300		16600 47200		18800 49500		
	概算工費	工事費	119,745			199,509		310,643		458,672		
		設備費	8,959			13,665		20,114		28,594		
		維持管理費	1,219			2,097		3,413		5,109		
		計（百万円）	128,704			213,174		330,757		487,266		
縦流式（現状値・煤煙対象）	所要換気量（㎥/s）			1,110		2,080		3,030				
	車道必要内空			139		260		379				
	車道決定 〃		107.2	144.6		262.3		382.0				
	換気系統図		Q_k=838m³/s 1450m	Q_k=1110m³/s 2000m		Q_k=2080m³/s Q_k=2080m³/s 4000m		Q_k=3030m³/s Q_k=3030m³/s 6000m				
	断面図		12600 34800 可能延長：1,450 m	16600 35800		19800 52600		19600 75100				
	概算工費	工事費	75,674	110,750		255,523		437,001				
		設備費	4,594	5,139		9,661		14,019				
		維持管理費	431	543		1,126		1,739				
		計（百万円）	80,268	115,889		265,184		451,020				
集じん機付縦流式 現状値	換気対象		CO	VI	CO	NO_x	VI	CO	NO_x	VI	CO	NO_x	VI	CO	NO_x
	所要換気量（㎥/s）		838	370	790	320	690	1,580	640	1,010	2,370	960			
	必要内空断面積（㎡）			99			198			297					
	必要決定 〃 （㎡）			107.2			198.3			303.1					
	換気系統図		可能延長：2,120 m	Q_k=785m³/s EP Q_1=785m³/s 1410m 225 40 2000m 225			Q_k=1580m³/s EP Q_k=1580m³/s 3035m 485 4000m 480			Q_k=2370m³/s EP Q_k=2370m³/s 4690m 655 6000m 655					
	断面図		縦流式に同じ	12600 34800			19100 42000			19600 60800					
	概算工費	工事費	99,764	99,014			224,231			380,716					
		設備費	7,398	6,879			11,329			15,194					
		維持管理費	614	571			1,088			2,279					
		計（百万円）	107,162	105,893			235,560			395,910					
集じん機付縦流式 将来値	換気対象		CO	VI	CO	NO_x	VI	CO	NO_x	VI	CO	NO_x	VI	CO	NO_x
	所要換気量（㎥/s）		838	370	220	200	690	440	400	1,010	660	600			
	必要内空断面積（㎡）			47			87			127					
	必要決定 〃 （㎡）			107.2			107.2			128.6					
	換気系統図		可能延長：4,370 m	Q_k=735m³/s EP Q_k=735m³/s 1325m 225 2000m 225			Q_k=735m³/s EP Q_k=735m³/s 1410m 10@240=2400m 4000m 190m			Q_k=900m³/s EP Q_k=900m³/s 1780m 14@275=3850m 870m 6000m					
	断面図		縦流式に同じ	12600 34800			12600 34800			14900 35400					
	概算工費	工事費	152,677	96,193			143,166			198,188					
		設備費	16,883	6,901			13,824			20,328					
		維持管理費	1,240	578			1,058			1,540					
		計（百万円）	169,460	103,098			156,990			218,516					

により限定され，煤煙に対する換気量で支配される。全体の換気量としては，現状値に比べて1/3に減らすことが可能である。

なお，従来換気の対象物質であった煤煙，COの他にNO_2を加えて検討したが，今回の検討では所要換気量は結果的に煤煙またはCOのいずれかにより支配されており，NO_2で換気量が決まることはなかった。

2）換気区間の基本ユニット

長大トンネルの1部分として，換気塔で挟まれる1つの換気区間の基本ユニットについて，換気系統，トンネル断面および工費について検討した結果を以下に示す。換気設計の基本値，工費の積算方法などに未だ多くの問題は残されているが，これまでの検討結果から次のことがいえる。

(1) 沈埋トンネル（表-3・1・3）

① 横流式（現状値）の場合，基本断面による可能延長は2.4kmであり，これは東京湾央の大型船航路幅（計画）の2kmを十分クリアできる長さである。延長が6km以上になると換気ダクトに必要な断面積が車道断面積を越えることになり，断面的に不自然なトンネル計画になると思われる。いずれの場合も設備費および維持管理費は，以下に述べる縦流換気方式に比べてかなり高いものとなっている。

② 縦流式（現状値）の場合，基本断面による可能延長は1.5kmしかなく，伸ばしたとしても断面形状の問題から2km前後が限定延長であると考えられる。これは，車道内風速を8km/sに押えたためにトンネル断面が過大になってしまうことが原因であり，車道内限界風速については再考を要する。なお，トンネル断面が大きいため，工費的にも横流式に比べて劣る。

③ 集じん機付縦流式（現状値）の場合，基本断面による可能延長は2.1kmで，横流式に比べてやや劣る。トンネル断面の大きさも横流式に比べてやや大きく，4km以上になると断面的に不自然となり，工費的にも横流式より劣る。しかし，3km前後までは工費的に横流式よりやや有利である。縦流式（現状値）の場合と同様，車道内限界風速に再考を要し，場合によっては，本方式の方が有利となる可能性が大きい。設備費，維持管理費は縦流式（現状値）の場合とほぼ同じである。

④ 集じん機付縦流式（将来値）の場合，基本断面による可能延長が4.4kmとなり，非常に有利なトンネル計画が可能である。工事費が他の方式に比べて安く，設備費，維持管理費は縦流式（現状値）とほぼ同じである。

(2) シールドトンネル（表-3・1・4）

シールドトンネルの断面形状は変わらないものとして検討した。各換気方式による限界延長は縦流式（現状値）を除いて2km以上とすることが可能であり，集じん機付縦流式（将来値）の場合には3.9kmまで伸ばすことができる。

セグメントにはスチールを想定して工費を算定したが，合成セグメントを用いればトンネル部の工事費を15～20%減らすことができる。シールドトンネルと沈埋トンネルとでは工費の算定方法が異なるために単純な比較はできないが，シールドトンネルの工費は沈埋トンネルの約4割高となっている。しかし，積算上の仮定の荒さ，各工法の特徴，得失，等を考えるとトンネルを計画するうえで両者は同列に並べて比較検討しうる範囲内にあると思われ，今後の詳細な検討が望まれる。

3）ケーススタディ

東京湾横断道路トンネルとして考えられる案のうち下記の4つのケースについて検討した。トンネルは，上記の沈埋トンネルの基本ユニットの組合せにより構成するものと考えた。検討結果を工費によって比較すると次のとおりである（表-3・1・5）。

(1) 航路幅を2kmとした案（トンネル延長3.4km）

現状値および将来値とも中間に換気塔は必要とせず，排出ガスの現状値については横流式の案が有利である。将来値（集じん機付縦流式）については，現状値よりもさらに有利となる。

(2) 航路幅を4kmとした案（トンネル延長5.4km）

現状値については中間に換気塔を設けない横流式の案が有利である。将来値（集じん機付縦流式）については，換気塔を1ケ所設けたほうが有利である。

(3) 川崎側人口島を造らない案（トンネル延長8.4km）

現状値および将来値とも中間に水中換気塔が不可欠である。現状値については，水中換気塔を2ケ所設けた集じん機付縦流式の案が有利である。将来値（集じん機付縦流式）については，中央1ケ所に水中換気塔を設けた案が有利である。

(4) 全線トンネル案（トンネル延長12.8km）

現状値および将来値とも中間に2～5ケ所の水中換気塔を設けることにより，換気設計上，建設可能である。現状値，将来値とも集じん機付縦流式の案が有利である。

いずれのケースのでも，現状より将来値の方が有利である。

表-3・1・4 トンネル水平部検討結果（シールドトンネル）

注1）概算工費の単位：百万円

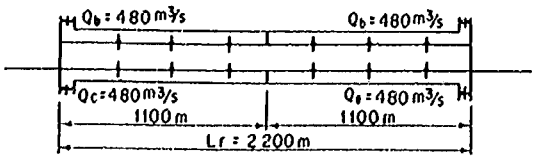
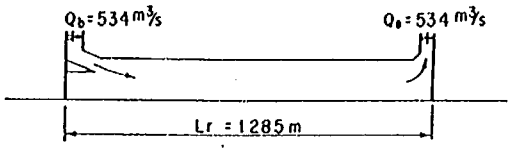
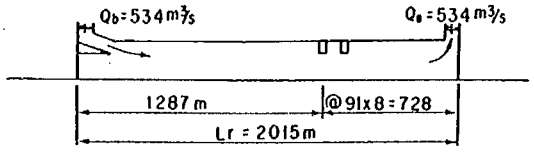
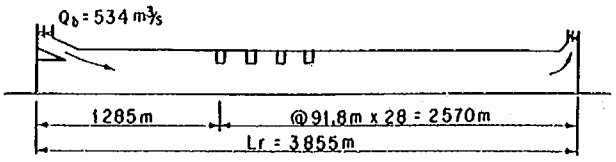
横流式		所要換気量		Q_r = 960 m^3/s （煤煙）
		換気系統図		
		概算工費	工事費	175,835 百万円
			設備費	10,374 〃
			計	186,209 〃
		維持管理費		1,409 百万円/年
縦流式		所要換気量		Q_r = 534 m^3/s （煤煙）
		換気系統図		
		概算工費	工事費	91,241 百万円
			設備費	5,646 〃
			計	96,887 〃
		維持管理費		509 百万円/年
集じん機付縦流式	現状値	所要換気量		Q_r = 534 m^3/s （CO）
		換気系統図		
		概算工費	工事費	120,498 百万円
			設備費	9,757 〃
			計	130,255 〃
		維持管理費		775 百万円/年
	将来値	所要換気量		Q_r = 1600 m^3/s （煤煙）
		換気系統図		
		概算工費	工事費	198,795 百万円
			設備費	20,046 〃
			計	218,841 〃
		維持管理費		1,444 百万円/年

表-3・1・5　ケーススタディー

ケーススタディー				航路幅2km	航路幅4km	川崎側に入口島ない場合	全線トンネル
トンネル延長（km）				3.4	5.4	8.4	12.8
現状値	横流方式	1案	換気量（m³/s）	2,600	3,860	5,700	8,250
			換気塔（本）	—	0	1	4
			金額（百万円）	134,800	236,249	408,200	654,800
		2案	換気量（m³/s）		3,860	5,100	
			換気塔（本）	—	1	3	—
			金額（百万円）		249,800	424,500	
	集じん機付縦流換気方式	1案	換気量（m³/s）	2,410	2,150	3,320	5,060
			換気塔（本）	—	1	2	4
			金額（百万円）	149,200	240,000	364,800	599,000
		2案	換気量（m³/s）			3,320	5,060
			換気塔（本）			3	2
			金額（百万円）			400,000	593,500
将来値		1案	換気量（m³/s）	810	1,200	1,770	2,560
			換気塔（本）			3	2
			金額（百万円）	121,600	218,900	379,100	593,500
		2案	換気量（m³/s）		1,200	1,770	2,560
			換気塔（本）			1	4
			金額（百万円）		212,800	351,300	560,800

なお，今回の検討では，簡単のため基本ユニットを単純に組み合わせることにより検討した。このため斜路部の区間のように，勾配の上り，下りの各方向で換気量が著しく異なる場合には，上，下方向とも同一の断面で，同一の換気方式とすることには問題があり，さらに詳細な検討が必要である。また，水中換気塔の工事は約220億円で沈埋トンネル延長の約1kmの工費に匹敵し，基本断面のトンネルユニットの短延長の場合にはその連続が必ずしも有利とはいえない。

3.1.3　電気集じん機の適用性

1）概　要

トンネル内空気に含まれる煤煙を除去する目的で開発されたトンネル用電気集じん機をトンネル換気方式と組合せて使用する方法が考えられている。これは，我国のトンネルの換気がディーゼル車の黒煙（煤煙）を主対象として行われているからであり，特に長大トンネルの場合，その有利性が顕著であることが計算により認められている。しかし，この使用法についてはこれまで全く経験がないうえ，同じ空気を循環再利用するため，自動車の排気ガスに含まれる煤煙以外の有害成分の挙動に焦点をおき，再利用する空気の利用限度等について調査を行った。

2）電気集じん機の原理

放電極間に直流高電圧を加えると，放電極の周辺にコロナ放電を生じ，その外周部には放電極と同一極性のイオンが充満することになるので，ガス中の微粒子

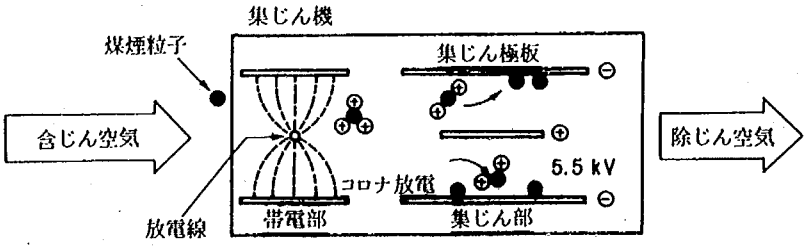


図-3・1・1　電気集じん機の原理

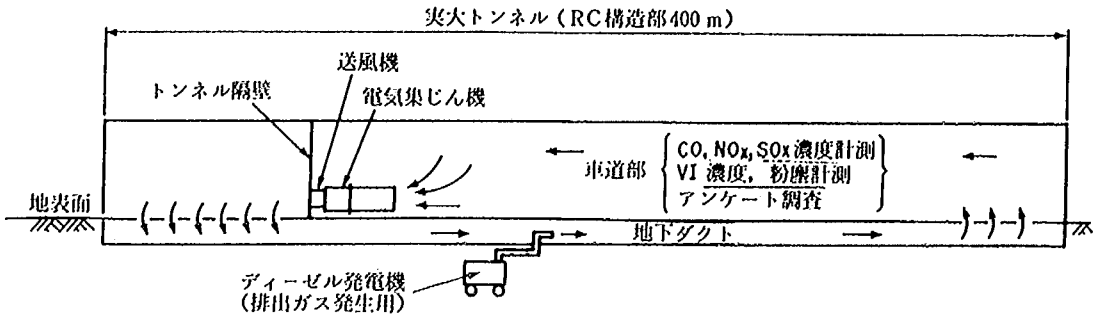


図-3・1・2　電気集じん機の実験概要　　図－3.1.2

はこれを吸着して帯電する。これは集塵部内に存在する電界の作用を受け，クーロン力によって集じん電極に集められる。コロナ放電に伴うオゾンや，NO_2などの有害ガスの発生を極力少なくするために，この場合放電の極性は正に選ばれる。図-3・1・1に電気集じん機の原理を模式的に示す。

3）実験方法

実験は，図-3・1・2に示す実大トンネル実験施設を用いて，トンネルの地下ダクトに排気ガスを導入し，図中の矢印の方向に，自動車の排気ガスを循環させながら電気集じん機で煤煙を除去する方法で行った。有害成分の測定については，表-3・1・5に示す項目と被験者によるアンケート調査を行った。

アンケートの調査項目は，「眼にしみる」「鼻，のどにつんとくる」「におい」「運転者によって許容できる」などの4種類で刺激の程度を5段階に分けてその強さを調べた。

表-3・1・6　測定項目

		計測器	測定項目	測定方式
排出ガス	粒状物質	煤煙透過率計（VI計）	粉塵	連続測定
		シグリスト粉塵計	粉塵	連続測定
	ガス状物質	$N.O_x$ 計	$N.O_x$	連続測定
		CO 計	CO	連続測定
		$S.O_x$ 計	$S.O_x$	連続測定
		SO_2 計	SO_2	サンプリング
		O_3 計	O_3	連続測定
		H-CHO 計	H-CHO	サンプリング
		炭化水素 計	炭化水素	連続測定
		ガスクロマトグラフィー	炭化水素	サンプリング
風量		風速 計	風速	連続測定

4）結果

(1) 有害成分

実験結果から得られた有害成分についてはNO_x，O_3，SO_2，HCHO（ホルムアルデヒド）およびHydrocarbon（炭化水素）が検出された。

(2) ニオイ

表-3・1・7に示す各ガスの嗅閾（感知しうる最低限の濃度）を用いたニオイに対する原因分析の結果，トンネル内ではNO_2の影響が大きいと思われた。他にはO_3，SO_2，HCHO等が考えられる。炭化水素の詳細，複合作用については今後の検討が必要である。

(3) 再利用する空気の利用限度

3回使用した空気（VI値57%，NO_x 4.78ppm，NO_2 0.64ppm）は，トンネル内空気として許容できるという問題に対してアンケート調査をおこなった結果，運転者にとって許容できるという結果を得た。

3.1.4　まとめ

1）換気の基本計画について

(1) 自動車排出ガス量について

① 煤煙の発生量については，将来，ディーゼル黒煙に対してこれより厳しい規制が出されることは期待しにくいため，将来も，現状の値が変化しないものとして取扱った。

表-3・1・7　各ガスの嗅閾

ガス名	化学式	嗅閾
エタン	C_2H_6	無臭
オゾン	O_3	0.02ppm以下
二酸化イオン	SO_2	0.3～1.0ppm
二酸化窒素	NO_2	0.1～0.4ppm

② COの発生量については，排出ガスの規制に伴い減少がみられた。特に小型車で著しい減少がみられた。日本道路公団の設計要領案の値に比べて小型は同程度の値，大型車は半分以下の値になっている。将来値については，特に小型車で著しい現象がみられる。

(2) 有害成分の許容濃度（設計目標値）

① 煤煙の許容濃度については，下記に示す現在用いられている値とした。

1種，2種の道路トンネル
煤煙透過率　50%/100m

3種，4種の道路トンネル
煤煙透過率　40%/100m

② COの許容濃度については，トンネルの立地条件等を考慮し50ppmとした。

③ NO_xの許容濃度については，NO_xすべてのNOであるとして許容濃度を25ppmとした。

2）換気システムの検討について

換気方式については，横流式で4，6，8 km，縦流式で2，4，6 kmの延長を対象として各ケースについて検討した。

(1) 所要換気量について

① 自動車の排気ガス量の現状値を用いると，煤煙に対する換気量によって全体の換気量が支配される。現状値において電気集じん機を適用した場合，再利用できる空気の回数を3回とすれば，煤煙についての換気量を1/3に減らすことが可能である。このため，COに対する換気量によって全体の換気量が支配される。しかし，将来値において他の有害成分(CO，NO_x等)を減少するために集じん機を適用した場合でも，再利用できる空気の回数を3回とすれば，煤煙に対する換気量で支配される。

② 換気区間の基本ユニットの限界延長は，換気方式等によってかなり異なるが，トンネルの断面形状，工費などの観点から概ね2 km～4 km程度が合理的であると考えられる。

(2) 換気区間の基本ユニットによる工費の比較について

① 沈埋トンネルとシールドトンネルでは，工費の算定方法が異なるために，単純に比較できないが今後の詳細な検討が必要である。沈埋トンネルの場合，延長が2 km前後ではいずれも同程度であり，延長がさらに伸びると，横流式に比べて縦流式は現状値では沈埋トンネルが若干高くなり，将来値ではかなり安くなる。縦流式の場合，車道内風速を8 m/sに押さえて設計したため，トンネル断面が過大となり，工費に大きな影響を与えているので，車道内限界風速について全体の経済性も含めた再検討が必要である。

② シールドトンネルの工費は，沈埋トンネルよりやや高いが，シールドトンネルの持つ長所，工費積算の荒さ，などを考慮すると，並列して検討する余地は十分あると考えられる。

なお，維持管理費については，横流式に比べて縦流式は約1/2で済むことも大きい特徴である。

(3) ケーススタディについて，通常のトンネル断面および換気設備の規模のもので，東京湾横断道路の全線をトンネルにすることが可能であることを明らかにした。なお，今回のケーススタディでは，基本ユニットを単純に組合せるものであり，詳細については今後の検討が必要である。例えば，斜路部については勾配の上り，下り方向で換気量が著しく異なるため，換気方式，トンネル断面構成などについて詳細な検討が必要である。

3）トンネル電気集じん機の適用について

① 再利用する空気の臭いについては，NO_2の影響が大きいと思われる。また，複合作用については今後検討が必要である。

② 空気の再利用は，3回使用でも，許容できることがわかった。

3．トンネルに関する研究
3.2　シールドトンネルの周辺地山の挙動

水　谷　敏　則*
by Toshinori MIZUTANI

細　　目

3.2　シールドトンネルの周辺地山の挙動 …… (1)
3.2.1　概　説 …… (1)
3.2.2　切端の安定性 …… (2)
3.2.3　浮上り安定性 …… (13)
3.2.4　双設シールドトンネルの離隔 …… (16)
3.2.5　まとめ …… (19)

3.2 シールドトンネルの周辺地山の挙動

3.2.1 概　説

東京湾横断道路トンネルにシールドトンネル工法を適用する場合，直径約13m 程度の掘削断面が必要となり，既往のシールドトンネルの施工例に比べて，大口径になる点に最も大きな特徴がある。大口径になることによって生ずる問題点には各種のものがあるが，そのうち主な項目は次のとおりである。

① 断面内の地層の変化（多層地盤など）がより大きくなるほか，同一切端内の上部と下部との間で作用する土圧や水圧の差が大きくなり，切端周辺の地山の安定を保つことがより難しくなる。

② 相対的に土被りが小さくなり，切端の崩壊の恐れが高まるとともに，地表への沈下等の影響が生じ易くなる。

③ トンネルの掘削ボリューム当りの重量が相対的に小さくなり，浮上りの問題が生じ易い。

④ セグメント覆工の変形や周辺地山の変位が大きくなり，セグメント覆工のより確実で信頼性の高い設計・施工が求められる。

⑤ その他，シールドやセグメントが大型，大重量になり，設計，製作，施工に高い精度が求められるとともに，掘削の方法や装備機械，テールシールなどについての工夫や施工管理技術の向上など必要となる。

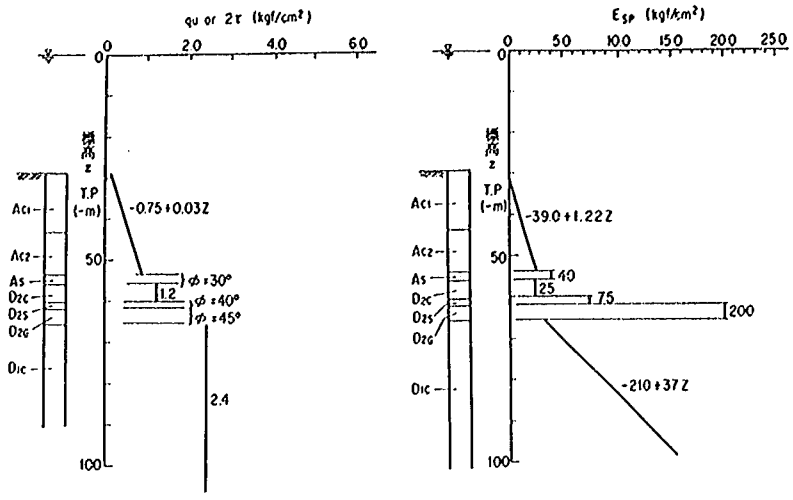
このほか，道路トンネルの性質上，トンネル延長の短縮および一般平面部とのアプローチの容易性のために，できるだけ地中深度を浅くしたほうが有利である点，道路トンネルへの適用では，シールドトンネル工法が水底トンネル工法の一つであるという特徴を活かして，河川の下や，海底トンネルへの適用の可能性があるため，既往の施工例に比べ，高水位で極めて軟弱な地盤など劣悪な地盤条件に対する検討が必要である点，多車線道路では，当面，2車線トンネルが限度であるとすると，2本以上のシールドトンネルの併設となり，この離隔をどこまで小さくできるかという点，その他，道路の諸設備等のために，トンネルの断面等が変化する場合の対応なども考慮しておく必要があろう。

以上の各事項を整理すると，シールドトンネル工法の道路トンネルへの適用にあたっての主な検討課題は次のようになろう。

(1) 大口径シールドトンネルの周辺地山の安定性の確保
(2) 最小土被り厚
(3) 極めて軟弱な地盤，高水位の地盤への適用性
(4) 併設トンネルの離隔
(5) 大口径セグメント覆工等，シールドトンネル本体工の設計手法
(6) 適切なシールド機械
(7) 施工管理技術

これらの課題は互いに関連が深く，一括すれば，シールド周辺地山の安定性に関する諸問題ということができ，この問題に関し，本検討では，

*企画部地下開発研究官



(a) 一軸圧縮強度 q_u　　(b) 変形係数 E_{sp}

図-3・2・1 海底地盤の力学特性の例

① 切端の安定性の確保についての検討
② シールドトンネルの浮上り安定性の検討
③ 双設トンネルの離隔に関する検討

という3つの方向を柱としてアプローチし，模型実験やFEM数値解析による検討・分析を行った。

東京湾横断道路の海底地盤の力学特性（深さ方向の変化）の例を図-3・2・1に示す。これらを参考とし次の条件を用いて以下の検討を行った。

粘性地盤：
- 飽和正規圧密土
- $\gamma_t = 1.3 \sim 1.8 t/m^3$
- q_u：概ね 5kgf/cm² 以下
- $\phi = 0 \sim 10°$

砂質地盤：
- 飽和状態
- $\gamma_t = 1.5 \sim 2.0 t/m^3$
- $c = 0$
- $\phi = 30 \sim 45°$

3.2.2 切端の安定性

3.2.2.1 シールドトンネルの切端安定実験

(1) 乾燥砂による実験

① 目 的

切端部の圧力の上限(受働土圧状態)，および下限(主働土圧状態）を，乾燥した砂地盤を用いて模型実験を行い検討したものである。なお，水中下の砂地盤について，乾燥砂により実験する場合には，初期応力状態のうち，静水圧部分を除いたもの，すなわち，有効応力で考慮しているものと考えればよい。この場合，内部摩擦角が乾燥砂と水中砂で同じ（$\phi = \phi'$）であれば，切端の土圧（有効応力）も，乾燥砂と水中砂では相似となる（粘着力および表載荷重を0とする)。

② 実験方法

図-3・2・2に示すように，実験槽内に模擬地山を形成し，さらに地山中にトンネル模型を貫入させた状態から，シールドトンネルを推進（受働実験）又は，後退（主働実験）させ，地中の応力，カッターディスク作用圧力，地表変位量等を計測したものである。

また，模擬地山は乾燥砂であり，その物性は以下のとおりである。

（模擬地山材料（乾燥砂）の物性値）
- ○単位体積重量：$\gamma \fallingdotseq 1.13 \sim 1.33$ (g/cm³)
- ○内部摩擦角：$\phi \fallingdotseq 30°$
- ○粒径：0.84～0.074mm（均等係数1.5）

実験のケースは，土被り比 H/D (H：シールド土被り，D：シールド直径40cm)が0.5，1.0，1.5のそれぞれについて，受働実験，および主働実験を行っている。

③ 実験結果

図-3・2・3～3・2・7に実験結果をまとめた。

図-3・2・3は，受働実験におけるカッターディスクに作用する土圧のシールドトンネル推進に伴う変化を図示したものである。この変化で，トンネル推進量と土圧との相関が線形的な関係から外れるところを破壊位置と推定し，図中に ⊗ 印を入れた。この位置は，土被り比 H/D=0.5，1.0，1.5の各ケースであまり差がなく，シールド推進量が20～30mmの付近にある。

図-3・2・4は，同様に，主働実験におけるカッターディ

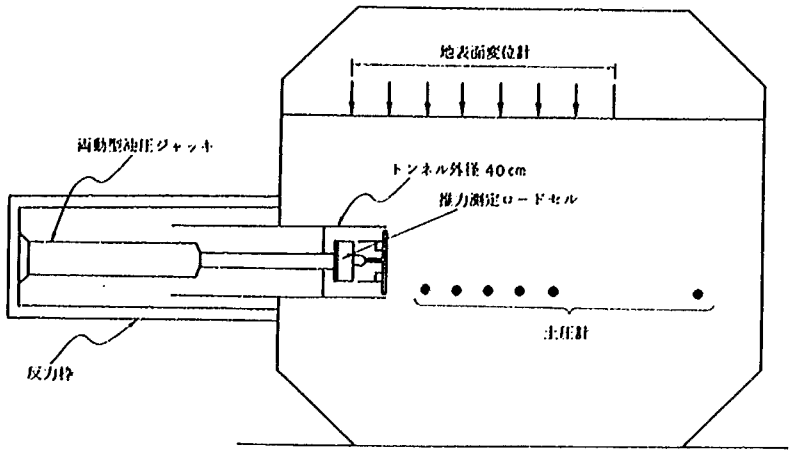


図-3・2・2　実験装置概要

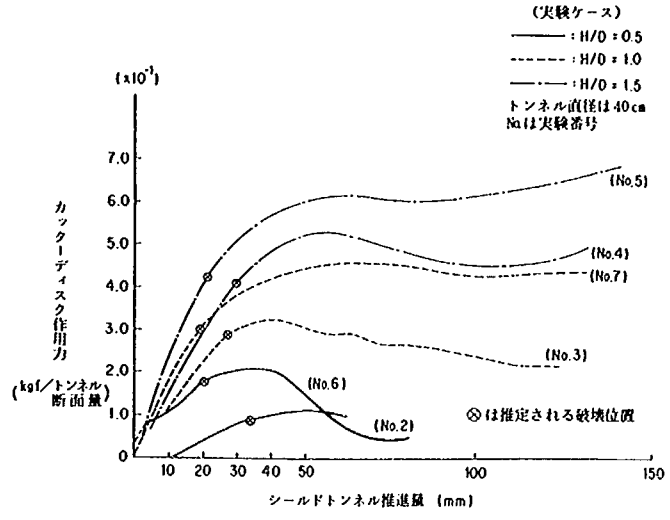


図-3・2・3　カッターディスク作用力（受働実験）

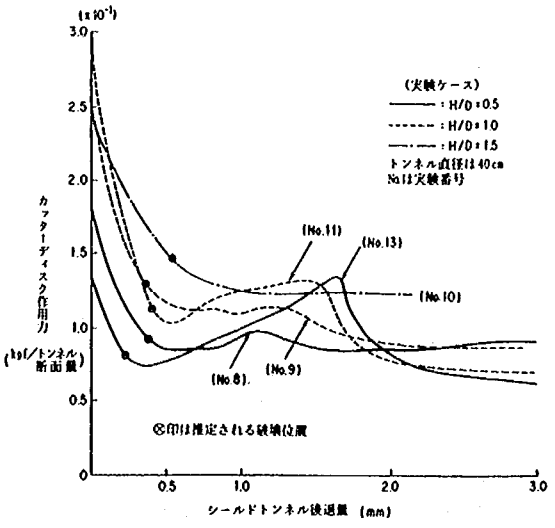


図-3・2・4　カッターディスク作用力（主働実験）

スクに作用する土圧の変化を図示したものである。図-3・2・3の場合と同様に破壊位置を図から推定し，図中に⊗印を入れた。この場合の破壊位置は，トンネルの後退量が0.3～0.5mmと極めて小さく，また土圧の大きさそのものも小さいため，計測等の実験上の誤差が含まれていると考えたほうがよい。

図-3・2・5は，受働実験の場合の，カッターディスクの直前方（離れ5 cm）のトンネル中心軸の地中水平土圧の変化を図示したものである。図-3・2・3と同様この図からも，トンネル貫入量が，20～30mmで土圧のカーブがねてくることから，破壊位置がこの付近にあることが推定される。

図-3・2・6は，図-3・2・5と同じであるが，土圧を初期鉛直応力で無次元化したものである。図より土被りの相違による傾向の違いが明確ではなく，比較的線が集

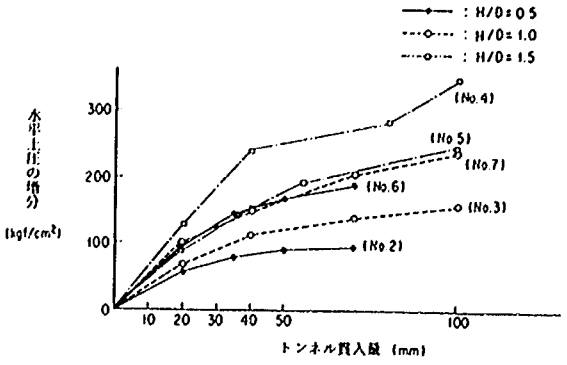


図-3・2・5 カッターディスク直前方（中心軸，離れ5cm）の土圧の変化（初期からの増分）（受働実験）

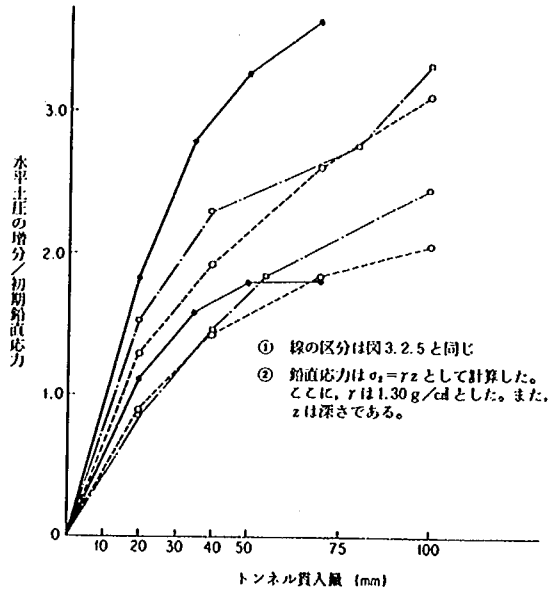


図-3・2・6 カッターディスク直前方（中心軸，離れ5cm）の土圧の変化（初期からの増分，無次元量）（受働実験）

まっている。なお，地山破壊時(貫入量約20～30mmの時点と推定される。)での土圧の増分は，初期鉛直応力の1～2倍と大きな土圧が生じており，さらに貫入とともに増加している。

図-3・2・7(1)は，図-3・2・3，3・2・4で示した，受働および主働時の破壊限度（カッターディスクへの作用力のコントロール範囲）を土被り比によって示した。図中でハッチした部分が切端の安定する圧力の範囲である。また，図には，Mohr-Coulombの破壊規準より得られる土圧の大きさを受働および主働についてそれぞれ，トンネル切端中心，上端，下端での値を入れている。また，図-3・2・7(2)には，単純なすべりによる検討方法および，村山らの方法による切端土圧より得られる値（コンピュータを用いた分割計算による）を実験値とともに描いた。

これらの3つの方法の比較では，Mohr-Coulombの

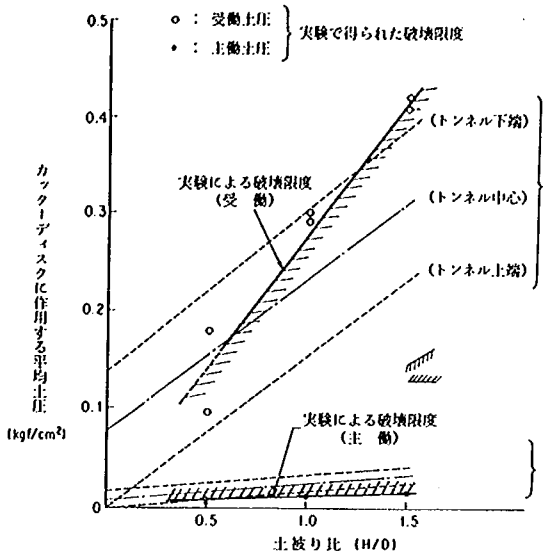


図-3・2・7(1) カッターディスクに作用する土圧（安定の範囲）

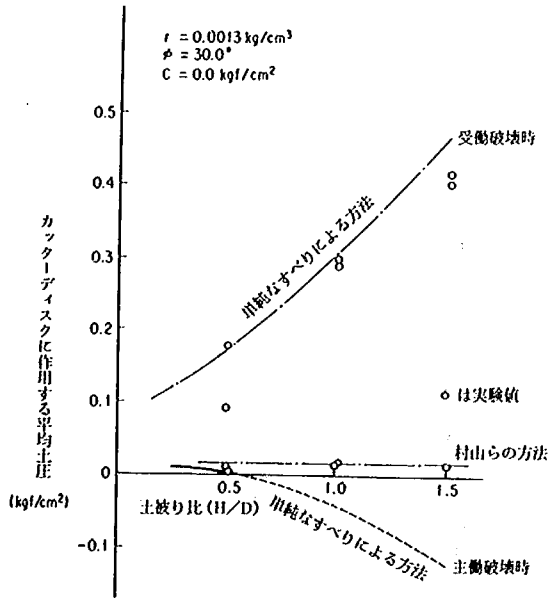


図-3・2・7(2) カッターディスクに作用する土圧（安定の範囲）

破壊規準が，最も安定側であり，次いで村山らの方法（主働のみ），最も危険側になるのが，単純なすべりによる検討方法であることが判る。なお，Mohr-Coulombの破壊規準は，式の性質から初期応力状態に左右されることから，切端土圧の変化を切端面で一様とし仮定した場合特に受働の場合，トンネル上端と下端との間でかなり差がでている。

実験値との比較では，主働側については，すべりによる検討方法でH/Dが0.5以上では土圧が0でも安定という結果であり，実験値と相違している。しかし，Mohr-Coulombの破壊規準を基にした方法および村山らの方法は，いずれも実験値とよく一致しており（ただし，値は小さい），特に村山らの方法はほぼ完全に一致しており，少なくとも，本実験と同様のケースでは，主働側の安定限界は村山らの方法により，推定可能であると言えよう。

受働側については，単純なすべりによる方法と傾向が比較的よく一致しているが，全体的に危険側であり，また，H/D≒1.5付近以上では，大きく差が生じていく傾向が見られ，これを利用するには，安全率など十分な配慮が必要である。Mohr-Coulombの破壊規準を実験値と比較すればその傾きがかなり異なっており，土被りが大きい場合には安全側，小さい場合には危険側の数値を与える傾向にある。切端面全体で考慮すると，実験値はH/D=1.5ではトンネル下端の値付近になり，土圧のコントロールの範囲が広くなるが，H/D=0.5では，トンネル上端の値に近く，コントロールの範囲は極めて小さくなっている。

なお，水中の場合であれば，カッターディスクに作用する有効応力によって考慮する必要があるが，このため土圧のコントロール範囲は一層小さくなり，土圧のコントロール範囲にある程度以上確保するという前提にたてば，かなり大きい土被りが必要ということになる。

(2) 飽和砂による実験

① 目的と実験方法

泥水加圧シールド工法を想定し，飽和砂を模擬地山とし，シールド切端の泥水圧を増加し，最大の切端圧力の限度や破壊の状況等を調べたものである。

使用した実験装置の概要は図-3・2・8に示すとおりである。

実験方法は，図-3・2・8の実験水槽に飽和砂を入れ，シールドトンネル切端部に泥水圧を加え，地山の挙動，切端の安定性を検討した。

砂地山の物性は，

- 単位体積重量：（乾燥状態）$\gamma_d = 1.54 \sim 1.60$ (g/cm³)
  （飽和状態）$\gamma_t \fallingdotseq 1.90 \sim 2.0$ (g/cm³)
- 内部摩擦角：$\phi \fallingdotseq 30 \sim 37°$（乾燥砂）
- 粘着力：$C = 0$ (gf/cm²)
- 透水係数：$k = 4.0 \sim 8.5 \times 10^{-2}$ (cm/sec)

である。

また，使用した泥水の物性は，比重が1.03～1.05，ファンネル粘度が約23～28（sec）である。

実験は，土被り比H/D=0.5, 1.0, 1.5（H：土被り，D：トンネル径40cm）について各1ケース行っている。地山中の地下水位は地表面とした。

また，計測は泥水圧のほか，地中土圧，間隙水圧を測定した。

なお，この実験では，主働実験が行われていないが，これは主働状態では切端の安定状態が極めて微妙であり，実験が不可能であったものである。

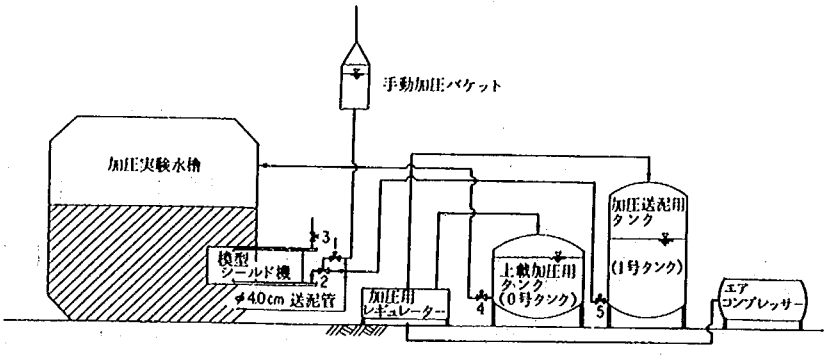


図-3・2・8　実験装置全体概略図

② 実験結果

砂地盤であり，透水性が高いため，切端部の泥水部の泥水圧を高めれば地下水の流動が生じ，粘性の高い泥水が切端部の地山中あるいは地山の表面に流入又は付着し，不透水性の泥膜を形成し，この部分で生じる動水勾配によって泥水圧が地山を押しつける圧力に変わるという機構を有することになる。

地下水位は地表面にあるので，静水圧は

$P_w=\gamma_w Z$（γ_w は地下水の単位体積重量）

であり，一方泥水圧 P_m は，

$P_m=\gamma_m Z+K$（γ_m は泥水の単位体積重量，K は泥水圧の大きさによって定まる常数）

となる。

よって，切端部での水位差

$P_{m'}=P_m-P_w=(\gamma_m-\gamma_w)Z+K$

が，地山を押しつける力となり，泥水圧を高めること，すなわち K を大きくすることによって，最終的に地山は受働破壊をする（図-3・2・9）。

土被り比 H/D＝0.5, 1.0, 1.5の実験で切端破壊時の泥水圧はそれぞれ，静水圧分を差し引いて，79, 221, 223gf/cm² と得られているが，これらは，シールドトンネル下端に相当する位置で計測した値であるので，泥水の単位体積重量を $\gamma_m=1.03$g/cm³，水の単位体積重量を $\gamma_w=1.0$g/cm³ とすれば破壊時の切端土圧の分布は次のようになる。

H/D＝0.5の場合　$P'_m=0.03Z+77.2$ (gf/cm²)
(Z＝20cm～ 60cm)

H/D＝1.0の場合　$P'_m=0.03Z+218.6$ (gf/cm²)
(Z＝40cm～ 80cm)

H/D＝1.5の場合　$P'_m=0.03Z+220.0$ (gf/cm²)
(Z＝60cm～100cm)

一方，初期地山応力についても，静水圧部分を除いた土圧で考慮する必要があるので，飽和砂の単位体積重量を $\gamma_t\fallingdotseq1.9$ (g/cm³) を採用すれば，鉛直方向の地中の有効応力は，

$P'_z=(\gamma_t-\gamma_w)Z=0.9Z$ (gf/cm²)

となる。

以上より，切端破壊時の有効な泥水圧の状況をまとめれば，表-3・2・1となる。

なお，後に示すとおり，H/D＝1.0の実験では，泥水圧の加圧中約140gf/cm² で，一旦，漏泥したが，表にはこれも加えている。

この結果を，Mohr-Coulomb の破壊規準と比較した（$\phi=30°$ とした）ものが，図-3・2・10である。

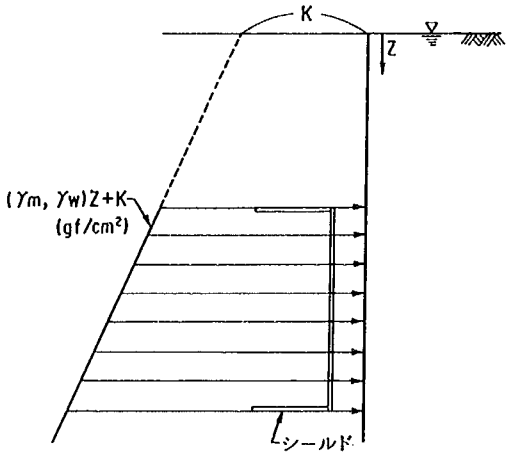


図-3・2・9

表-3・2・1　破壊時の泥水圧

土被り比 H/D	泥水圧（静水圧分を除く）(gf/cm²)			地中の鉛直有効応力 (gf/cm²)			泥水圧/鉛直有効応力		
	シールド上端	シールド中心	シールド下端	上端	中心	下端	上端	中心	下端
H/D＝0.5	(Z＝20cm) 77.8	(Z＝40cm) 78.4	(Z＝60cm) 79.0	18.0	36.0	54.0	4.32	2.18	1.46
H/D＝1.0	(Z＝40cm) (219.8) (138.8)	(Z＝60cm) (220.4) (139.4)	(Z＝80cm) (221.0) (140.0)	36.0	54.0	72.0	(6.11) (3.86)	(4.08) (2.58)	(3.07) (1.94)
H/D＝1.5	(Z＝60cm) 221.8	(Z＝80cm) 222.4	(Z＝100cm) 223.0	54.0	72.0	90.0	4.11	3.09	2.48

※H/D＝1.0で下段は最初の漏泥時のもの（後述）

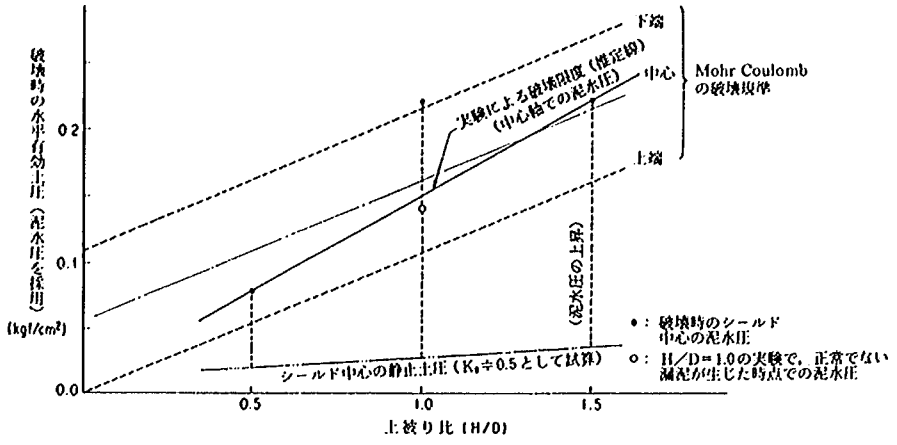


図-3・2・10　切端崩壊時の水平応力とMohr-Coulombの破壊規準

図中，H/D＝1.0のケースの水平土圧（泥水圧）がかなり大きくなっているが，この実験ケースでは，泥水の加圧中，約140gf/cm² 付近で一度，スキンプレートをつたわりシールド後方の実験槽の壁から漏泥を起こしたため，この箇所を踏み固めて，再度加圧し，221gf/cm² の時点で破壊したという経過を有する特殊なものである（他の H/D＝0.5，1.5のケースでは，いずれも切端部上の地表へと噴発しており，正常な実験である）。よって，この H/D＝1.0のケースの値を軽視すれば，図中の直線のように，受働破壊限度が得られ，土被りの小さい H/D＝0.5では，Mohr-Coulomb の破壊規準で，シールド上端のものに近づき，H/D＝1.5では，その下端のものに近づく傾向となっており，これは，前項（乾燥砂についての貫入実験）のものと極めて類似している。

なお，H/D＝1.0の実験ケースで，最初に漏泥が生じた時点での泥水圧（これは正常な噴発が生じたと仮定した場合の泥水圧より小さい値となっているはずである。）を図中に○でプロットした。これは，H/D＝0.5と1.5の実験結果を結んだ推定破壊ラインのやや下側に位置しているが，ほぼ線上に乗っている。

ただし，実際のシールド工法との比較で留意すべきことは，切端部の水平土圧は，泥水圧と同じではなく，（泥水圧）＋（カッターディスクに作用する有効応力）である点である。しかし，泥水圧が大きくなければ，カッターディスクと地山に分離が生じ，カッターディスクに作用する有効応力は受働破壊時でほぼ0，すなわち切端部の水平応力≒泥水圧となるとして検討した。

図-3・2・11は図-3・2・10を無次元化したもので，これに実験におけるシールド切端の上端，中心，下端での破壊時の応力状態を記入したものである。この図からも，Mohr-Coulomb の破壊規準を用いる場合には，H/D＝0.5では中心より上，切端上端部での破壊の影響が強く，H/D＝1.5では，中心部，さらに，これより H/D が大きくなると中心よりやや下部を基準として，破壊を検討したほうがよいという推定ができる。

また，トンネル切端上部ではいずれの実験でも Mohr-Coulomb の破壊限度をかなり大きく上回っている。これは，局所的な破壊現象であるため全体の破壊につながらなかったためと見られるが，実際のシールド施工では，振動等も発生し，この付近の破壊に左右される可能性がある。

図-3・2・12は，切端崩壊時のシールド軸方向の水平土圧分布を無次元化して表わしたものである。図中，H/D＝1.0のケースで，最初の漏泥が生じた時点のものを採用すれば，H/D＝0.5，1.0，1.5とも比較的集まった線となっており，しかも H/D＝0.5から H/D＝1.5と土被りの増加に伴いやや土圧（無次元化したもの）の増加の傾向が見られる。

(3)　粘性土についての実験

①　目的と実験方法

この実験は，地山から粘性土の場合で，上載荷重が大きくなったとき（あるいは，地中深度を大きくしたとき），切端の自立（チャンバー圧は0）が保てなくなり，ついには塑性破壊（主働破壊）する様子を調べたものである。

実験の方法は前項(2)飽和砂による実験と同じ実験装置（図-3・2・8）を用いて，図-3・2・13のように粘性土模擬地山の上に砂を敷き，その上から圧力タンクにより

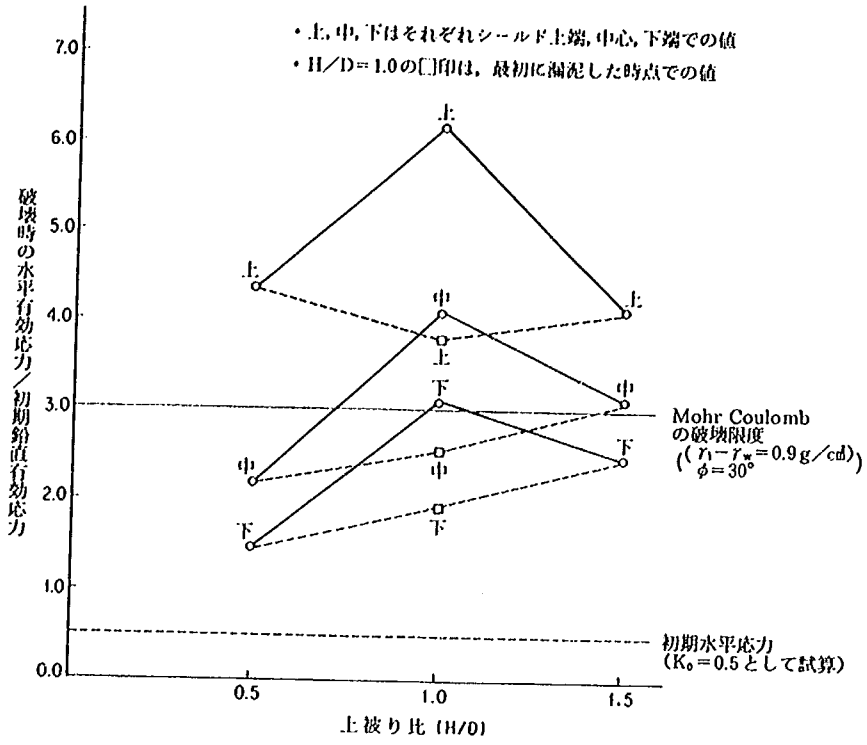


図-3・2・11　無次元化した破壊時の水平有効応力

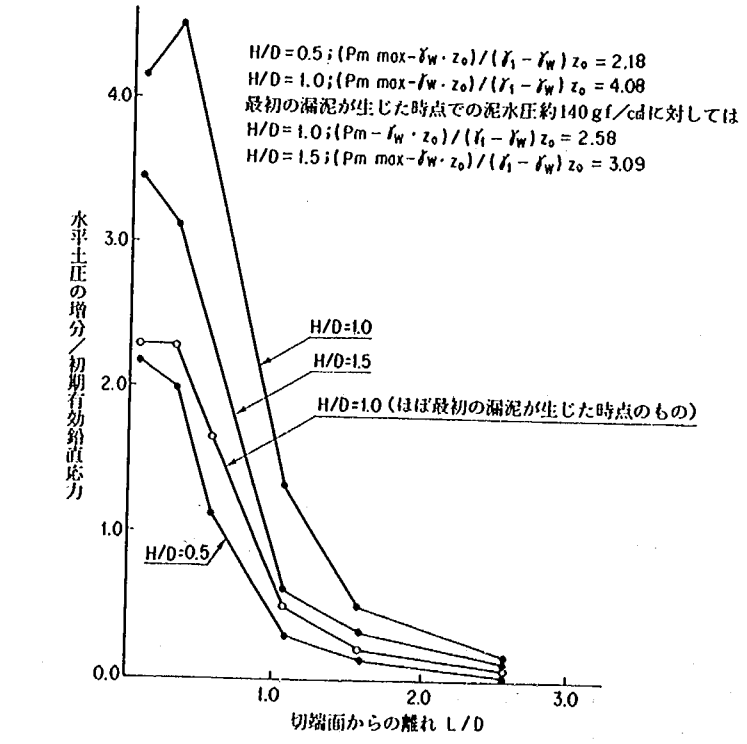


図-3・2・12　泥水噴発時のシールド中心軸方向の水平土圧の分布（砂地盤）
※なお，初期からの増加分であるので，静水圧は除かれている。

上載圧を加えるようにした。

カッターディスクは当初は地山作成時には，地山に密着しているが，その後静かに後退させているため，切端は開放されており，上載荷重の増加により，地山がシールド内に押出されてくるが，その変位量を図-3・2・14に示すような方法で計測したほか，チャンバー内に無圧の泥水を充満させ，切端の押出しによる体積の減少のため排出される泥水量を測定する方法で地山押出量（体積）も計測している。

地山に用いた粘性土は，

乾燥石粉　：73%
ベントナイト：7%
水　：20%
（いずれも重量比）

を強制練りミキサーにより練混ぜ作成し，その物性は，

単位体積重量：$\gamma_d \fallingdotseq 1.86 \sim 1.94$ (g/cm³)
粘着力：$C \fallingdotseq 0.13 \sim 0.18$ (kgf/cm²)
内部摩擦角：$\phi \fallingdotseq 0$
透水係数：$k \fallingdotseq 3.0 \sim 5.0 \times 10^{-6}$ (cm/s)

である。

実験ケースは，土被り比 H/D=0.5，1.0，1.5(D：トンネル径，40cm)のそれぞれについて各2ケースを行っている。

② 実験結果

本実験では，チャンバー部を無圧状態に保ち，上載荷重の増加，すなわち鉛直土圧の増加により，切端部の破壊の状況を調べているものである。

このときの Mohr-Coulomb の破壊規準より，内圧 P_i を0，ϕ を0とし，上載荷重を q_0 とすると，安定の条件は，トンネル中心 $Z=Z_0$ で，

$$q_0 \leq 2C - \gamma_d Z_0$$

となる。すなわち，上載荷重 q_0 が上式の状態を越えて増加すれば，切端部でせん断破壊することとなる。実験条件に合わせて，$\gamma_d \fallingdotseq 0.0019$ (kg/cm³)，$C \fallingdotseq 0.15$ (kgf/cm²)，$Z_0 = H + \frac{D}{2}$ とすれば，上式は，

$$q_0 \leq 0.3 - 0.076\left(\frac{H}{D} + \frac{1}{2}\right)$$

となる。

また，Broms らの実験式は，厳密には上載荷重有りの場合には適用できないが，ここでは一つの目安として拡張して考えることとすると，$\sigma_a = 0$, $C = C_u$ として，

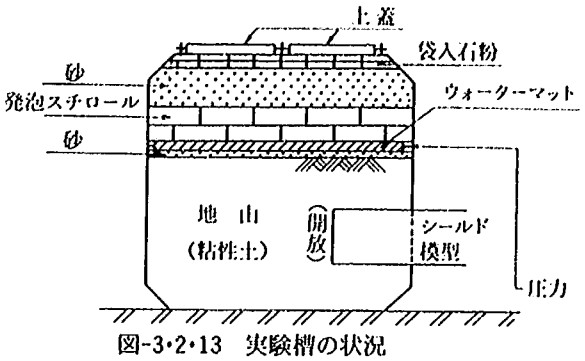


図-3・2・13　実験槽の状況

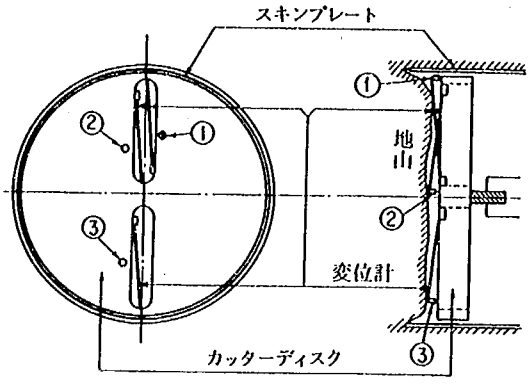


図-3・2・14　切端変位の計測方法

$$q_0 \leq 0.9 - 0.076\left(\frac{H}{D} + \frac{1}{2}\right)$$

図-3・2・15，3・2・16に，上載荷重の増加に伴う切端部の水平変位（押出し）を示した。これらの図より，H/D=0.5の場合には，上載荷重 q_0 が2.6～3.0($\times \gamma_d Z_0$)，H/D=1.0の場合には，2.0～2.7($\times \gamma_d Z_0$)，H/D=1.5の場合には，1.6～2.3 ($\times \gamma_d Z_0$) 付近にそれぞれ塑性破壊箇所があると見られる。また，破壊を一つの目安として，変位量の大きさとし，この水準で安定性を判断する考え方もあり，ここでは，仮りにトンネル径の2%を採用することにして，これらを図示したものが図-3・2・17である。図には，Mohr-Coulomb の破壊規準，また Broms の方法によって得られる安定条件も描いている。

図より，破壊位置と比較的よく一致しているのは，Mohr-Coulomb の破壊規準であるが，これは土被りが大きくなると安定側になっている。また，Broms の方法は，かなり危険サイドの数値となっており，実験値を許容する変位量を大きくとれば一致してくるが，この場合にはやや危険サイドすぎる判断を与えていると考える。

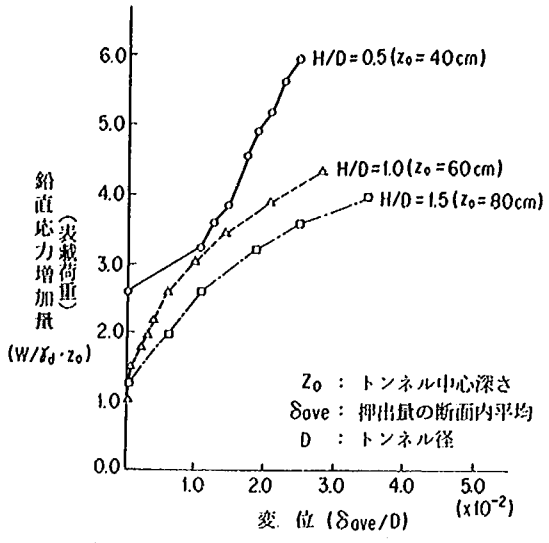


図-3・2・15 シールド切端面の平均変位（押出量）

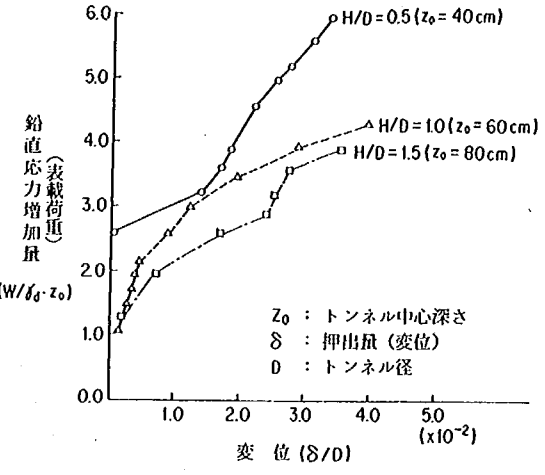


図-3・2・16 シールド切端中心の変位（押出量）

ただし，後述するように，この実験では，地山の性質などの条件が実際の地盤とかなり異なっていると思われる点もあるので注意が必要であり，この実験結果は，一つの参考程度と考えたほうが無難と思われる。

3.2.2.2 軌弱地盤における FEM 切端安定解析

① 目的および解析方法

軌弱地盤に建設される大口径シールドトンネルを想定し，切端部の安定性を調べるため，FEM 弾塑性解析を実施した。

地盤条件は表-3・2・2に示すとおり地盤の強度が深さ方向に大きくなる粘性土地盤を想定し，弾塑性解析を行った。

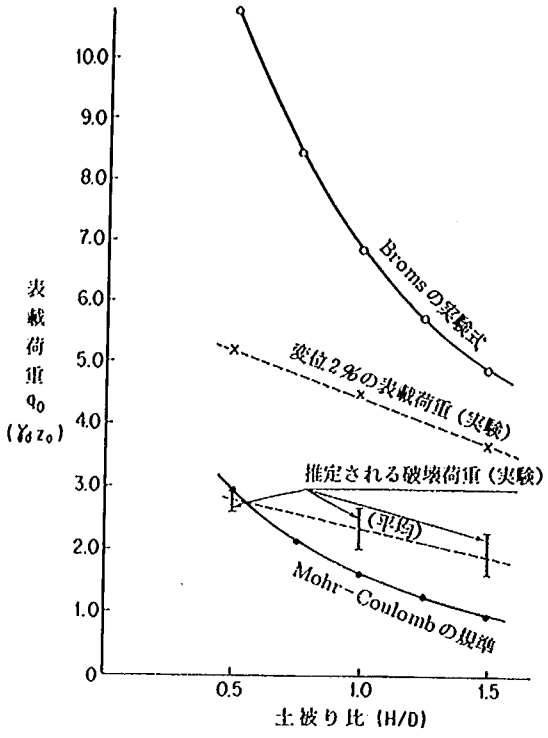


図-3・2・17 破壊時の表載荷重

解析は２次元で行い，基本解析モデルおよび境界条件は，図-3-2・18，表-3・2・3のとおりである。また，塑性化の判定は，Drucker-Prager の方法により塑性後の弾性係数は，いずれも0.1kgf/cm² である。

解析方法は，初期地山応力状態を再現したのち，トンネル部を掘削すると同時に切端に掘削された地山が受けもっていた土圧に相当する荷重(解放荷重と呼ぶ。以下同じ)を節点に集中荷重として作用させ，その後，この切端に泥水圧を作用させてこの圧力を一定の率で増加あるいは減少させ，地山の受働あるいは主働破壊を再現した。

また，地山の単位体積重量は，$\gamma=0.0015$kg/cm³，また，上載荷重は，$q_0=2.9$kgf/cm² としている。

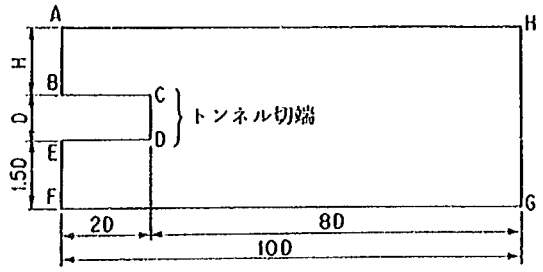
泥水圧は，泥水の比重による圧力勾配と泥水ポンプの載荷圧を合計したものであるが，この当初の大きさは，トンネル中心位置における初期応力状態での地山の水平応力と一致させ，これを基準とした。なお，泥水の比重が約1.58となっており，かなり大きい点にやや問題があるが，切端の安定のため極めて高密度の泥土を用いたものと仮定すればよいと思われる（ほぼ地山の単位体積重量と同じ)。

② 解析結果

得られた解析結果より，地表変位と泥水圧の関係を

表-3・2・2　地盤条件（$\phi=0$）

深　度	E_1(kgf/cm²)	E_2(kgf/cm²)	ν	$\rho\cdot g$(kg/cm²)	q_u(kgf/cm²)
0　～0.5D	4.66	0.01	0.49	0.0015	0.132
0.5D～1.0D	13.98	〃	〃	〃	0.396
1.0D～1.5D	23.30	〃	〃	〃	0.660
1.5D～2.0D	32.62	〃	〃	〃	1.188
2.0D～2.5D	41.94	〃	〃	〃	1.452
2.5D～3.0D	51.26	〃	〃	〃	1.716
3.0D～3.5D	60.58	〃	〃	〃	1.980
3.5D～4.0D	69.90	〃	〃	〃	2.240



D ；トンネル掘削外径（13.2m）
H/D；土被り比（0.5，1.0，1.5の3ケース）

図-3・2・18　基本解析モデル

表-3・2・3　解析モデルの境界条件

A－H	水圧を上載荷重として作用させる。
A－B E－F H－G	水平方向の変位のみを拘束し，鉛直方向の変位は自由とする。
F－G	鉛直，および水平方向変位を拘束
B－C D－E	鉛直，および水平方向変位を拘束
C－D	泥水圧を作用させる。

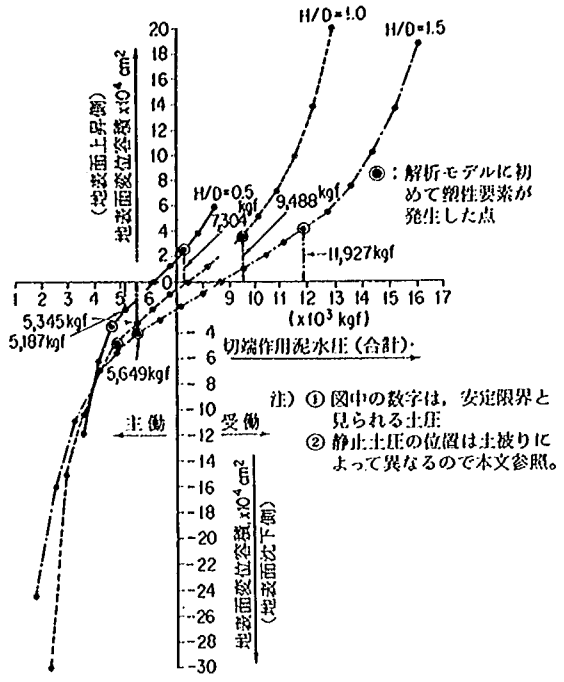


図-3・2・19　切端泥水圧の地表面変位容積の関係

表-3・2・4　泥水圧のコントロール範囲

土被り比	泥水圧の限界値(kgf)		地盤の静止土圧で無次元化したもの		静止土圧(静止土圧係数1.0)
	下限	上限	下限	上限	
H/D=0.5	5,187	7,304	0.80	1.13	6,448
H/D=1.0	5,543	9,488	0.71	1.22	7,754
H/D=1.5	5,649	11,927	0.62	1.32	9,061

※上載荷重を含む

まとめたものが図-3・2・19である。

この図より，地表変位と土圧の関係から切端面に作用させている泥水圧を変化させることによって切端面が不安定になる泥水圧を求めると表-3・2・4のようになる。この値は，一定の割合で変化する泥水圧に対して，地盤地表面の変位容積変化割合が増大を始めたときの泥水圧，あるいは，切端地盤に塑性領域が最初に発生したときの泥水圧の大きさである。

この表より，H/D＝0.5では，極めて静止土圧に近い状態の内圧を必要とし，土被りが大きくなれば許容範囲が広がってはくるが，しかし，H/D＝1.5でもかなり大きな内圧を必要とすることがわかる。

表-3・2・4は，解析上の値，すなわち単位幅当たりのものであり，これを円形のシールド切端に置替えてもう少し細かく見ると表-3・2・5となる。

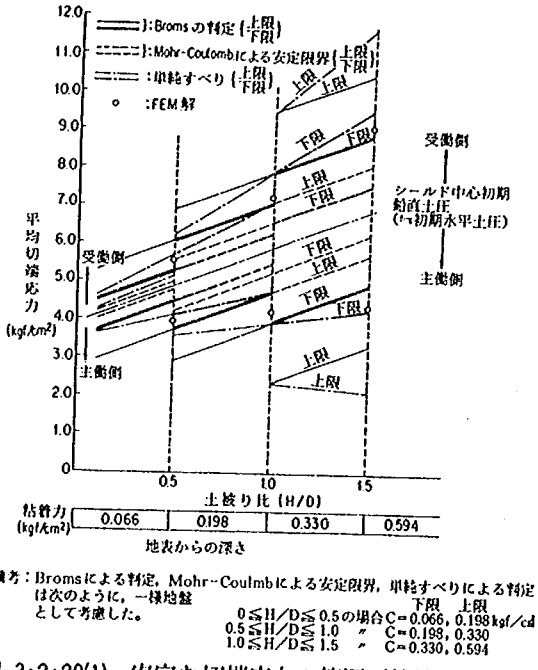
図-3・2・20(1)には，表-3・2・4より切端が安定する泥水圧の範囲を示した。また，この図には，Bromsの判定方法，単純なすべりによる検討，Mohr-Coulombの破壊規準の結果も合わせて記述している。ただしこの図は，多層地盤のために下限と上限値があり見にくいので，代表値のみで整理したものが図-3・2・20(2)である。

この図より，土被りが大きくなると，全体の傾向として安定する切端応力の範囲が拡がってくることがわかる。また，各判定方法について比較してみると，安定範囲が最も狭いのは，Mohr-Coulombの破壊規準であるが，これは，局部的な破壊を判定しているものであるため，切端全体の破壊とは異なるからであろう。また，すべりによる判定が安定範囲が広い（危険側）のは，切端部のみでなく，地山全体の破壊を対象にし

表-3・2・5　限界泥水圧時の切端の土圧の状況

		シールド切端面の泥水圧（γ_d=0.00158kg/cm³）				地盤の初期鉛直土圧 γ=0.0015kgf/cm³			泥水圧/静止土圧 K_o=1.0		
		全泥水圧合計（tf）	上端 (kgf/cm²)	中心 (kgf/cm²)	下端 (kgf/cm²)	上端（同左）	中心（同左）	下端（同左）	上端	中心	下端
H/D=0.5	(主動)	5,378	2.89 (0.396)	3.93 (0.396)	4.97 (0.660)	3.89	4.88	5.87	0.74	0.81	0.85
	(受動)	7,568	4.49 (0.396)	5.53 (0.396)	6.57 (0.660)				1.15	1.13	1.12
H/D=1.0	(主動)	5,748	3.16 (0.660)	4.20 (0.660)	5.24 (1.188)	4.88	5.87	6.86	0.65	0.72	0.76
	(受動)	9,839	6.15 (0.660)	7.19 (0.660)	8.23 (1.188)				1.26	1.22	1.20
H/D=1.5	(主動)	5,857	3.14 (1.188)	4.28 (1.188)	5.32 (1.452)	5.87	6.86	7.85	0.55	0.62	0.68
	(受動)	12,371	8.00 (1.188)	9.04 (1.188)	10.08 (1.452)				1.36	1.32	1.28

（　）書はq_u（一軸圧縮強度）



備考：Bromsによる判定，Mohr-Coulmbによる安定限界，単純すべりによる判定は次のように，一様地盤として考慮した。

	下限	上限
0≦H/D≦0.5の場合	C=0.066,	0.198 kgf/cm²
0.5≦H/D≦1.0 〃	C=0.198,	0.330
1.0≦H/D≦1.5 〃	C=0.330,	0.594

図-3・2・20(1)　安定な切端応力の範囲（粘性土多層地盤，ϕ=0，表載荷重=2.9kgf/cm²）

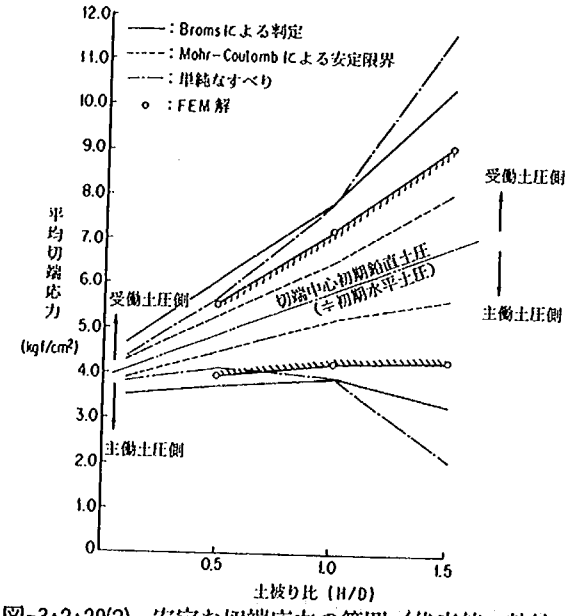


図-3・2・20(2)　安定な切端応力の範囲（代表値，粘性土多層地盤，ϕ=0，表載荷重：2.9kgf/cm²）

ているためであろう。さらにBromsの判定方法による結果が最も安定の範囲が広い（危険側。ただし，H/Dが約1以上では，すべりによる判定のほうがより危険側である。）が，これは，他の方法が，二次元的な検討によるものであるが，Bromsの方法は，トンネルが円形断面を持つことを評価した，3次元的な検討方法であるためと思われる。

以上より，Bromsの判定方法を否定する材料はないが，安全側である点を考慮すれば，FEM解を参考として切端応力（泥水圧又は泥土圧）のコントロール範囲を定めるのが良いと考える。

例えば，土被り比 H/D＝0.5のときの切端応力のコントロール範囲の幅はFEM解によれば約1.5kgf/cm²程度である。計算上は切端の圧力を保持するのに地山材料の単位体積重量とほぼ同等の泥土（単位体積重量約1.58tf/m³）を用いることにしているので，切端全面にわたり一様な圧力のバランスをとることができるが，仮に泥水圧（比重は一般に1.03～1.05程度）を用いることとすると切端の上・下端において土圧（厳密には解放荷重）とのバランスが±0.3～0.4kgf/cm²程度生じることは避けられない。このため，トンネル中心ではコントロール範囲が1.5kgf/cm²であっても，切端の上・下端でのバランスを考慮すると泥水圧のコントロール範囲の余裕はほぼ1/2に減じることになる。したがって，H/D＝0.5の場合のように土被りが薄い場合には，厳密な圧力コントロールの方策を確立することが不可欠であり，さもなくば施工中の安全を確保するための地盤改良，地表面の防護等の補助手段の採用あるいは，土被りを深くするなどの検討が必要であろう。

3.2.3 浮上り安定性

シールドトンネルは，セグメント覆工に囲われた地中の空洞であるので全体の平均比重としては一般に小さく，土の単位体積重量よりも，さらに地下水の単位体積重量よりも軽い。

このため地下水面以下のトンネルでは，地下水による浮力がトンネル本体に作用することにより上向の力が生じ土被りが小さくなれば上載の地山の重量との間のバランスが問題となる。

このほか，浮上りは，浮力の問題だけではなく，シールドの地山掘進のために強大な推力を作用させており，その反力をセグメント覆工にとるため，後方の細長いトンネル本体が座屈する懸念がある。この場合，通常シールドトンネル上部で地上の反力が小さいために地表方向へ浮上りが生じることが考えられる。

これらの浮力バランスおよびシールドトンネル本体の座屈の問題について以下に検討する。

3.2.3.1 浮力バランスについての検討

シールド本体に作用する浮力と上載地山の自重との間のバランスについてはシールドトンネルが円筒型であるためそのメカニズムは複雑であり明らかではないが，ここでは，極めて単純化した次の2つの考え方（モデル）によって検討した。

すなわち，図-3・2・21タイプIに示すように，単純な重力のバランスにせん断力が作用する場合と，土被りが小さい場合には，より実際に近いと思われる地山が

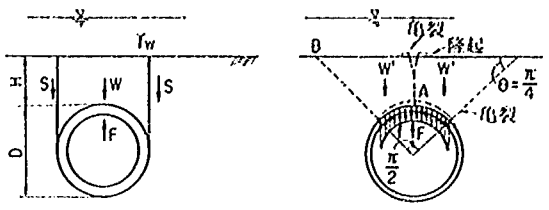


図-3・2・21　シールドトンネルに作用する浮力と上載地山の重力バランス

隆起して破壊する同図でタイプIIのような考え方によるものである。

タイプIについてはバランスの条件は，

$$F \leq \begin{cases} W \\ W+2S \cdots\cdots \text{せん断抵抗を考慮する場合} \end{cases}$$

ここに

F；シールドトンネル本体に作用する浮力による上向きの力

$$W=(\gamma_t-\gamma_w)D\left\{H+\frac{D}{2}\left(1-\frac{\pi}{4}\right)\right\}$$

$$S=\int_0^{\left(H+\frac{D}{2}\right)}(C+\sigma'_x\tan\phi)\,dz$$

$$=\int_0^{\left(H+\frac{D}{2}\right)}\{C+K(\gamma_t-\gamma_w)z\tan\phi\}\,dz$$

$$=C\left(H+\frac{D}{2}\right)+\frac{K}{2}(\gamma_t-\gamma_w)\left\{H+\frac{D}{2}\right\}^2\tan\phi$$

（K：側圧係数）

である。

タイプIIについては，引張に対する抵抗を0とし単純化のために浮力による上向きの力（$F=\Sigma f$）が鉛直方向に均等に作用すると仮定すれば，B点の周りのモーメントの均合から次のようになる。

すなわち，

$$\frac{1}{3}(\gamma_t-\gamma_w)\left\{\left(H+\frac{D}{2}\right)-\frac{D}{2}\sin\frac{\pi}{4}\right\}^3+(\gamma_t-\gamma_w)$$

$$\int_0^{\frac{\pi}{4}}\left\{\left(H+\frac{D}{2}\right)-\frac{D}{2}\sin\theta\right\}\left\{\left(H+\frac{D}{2}\right)-\frac{D}{2}\cos\theta\right\}$$

$$\cos\theta\frac{D}{2}d\theta-\frac{1}{2}F\left\{\left(H+\frac{D}{2}\right)-\frac{D}{4}\sin\frac{\pi}{4}\right\}$$

$$=\frac{1}{3}D^3(\gamma_t-\gamma_w)\left(\frac{H}{D}+0.1465\right)^3$$

$$+\frac{(\gamma_t-\gamma_w)D^3}{2}\left\{0.7071\left(\frac{H}{D}+0.5\right)^2-0.4464\left(\frac{H}{D}+0.5\right)+0.05387\right\}$$

$$-\frac{D}{2}F\left(\frac{H}{D}+0.3232\right)=0$$

$$\therefore F\leq\left[\frac{2}{3}D^2(\gamma_t-\gamma_w)\left(\frac{H}{D}+0.1465\right)^3+(\gamma_t-\gamma_w)D^2\left\{0.7071\left(\frac{H}{D}+0.5\right)^2-0.4464\left(\frac{H}{D}+0.5\right)+0.05387\right\}\right]\Big/\left(\frac{H}{D}+0.3232\right)$$

が安定の範囲ということになる。

2車線道路シールドトンネル（図-3・2・22）の単位長さ（1 cm）当りの重量は，表-3・2・6より，施工時，完成時，それぞれ

$$W\fallingdotseq\begin{cases}590\ (\mathrm{kgf/cm})\\1130\ (\mathrm{kgf/cm})\end{cases}$$

であり，一方浮力は，

$$F'\fallingdotseq1409.5\ (\mathrm{kgf/cm})$$

であり，全体としてトンネルに作用する上向きの力は，

$$F=F'-W\fallingdotseq\begin{cases}819.5\ (\mathrm{kgf/cm})\ \cdots\cdots\text{施工時}\\279.5\ (\mathrm{kgf/cm})\ \cdots\cdots\text{完成時}\end{cases}$$

となる。

$\gamma_t=1.6\mathrm{g/cm^3}$，$\gamma_w=1.03\mathrm{g/cm^3}$ として検討した結果を図示したものが図-3・2・23である。特に施工時での浮力バランスが問題となる。この計算モデルが極めてマクロなものであり，精度が劣る点を考慮し，安全率を大きめにして1.5程度確保するとすれば，土被り比 H/D が1.0～1.2程度以上必要となる。逆にこれを確保できない場合は，施工時のシールド本体の重量を大きくする方法，地盤を改良する方法などを含めてさらに詳細に検討する必要があろう。

しかし，先にも述べたように，この検討は，極めてマクロなものであり，この結果は一つの目安程度のものである。一方，浮力に対する土の抵抗力のとり方については，重要な問題であり，実施にあたっては，詳細な検討が必要である。

3.2.3.2　トンネル軸方向の座屈解析

(1)　目的と解析の概要

軟弱地盤中をシールド掘進する場合，強大な推力を

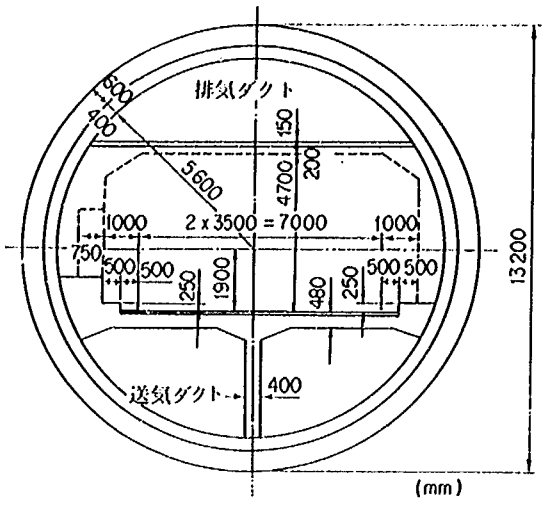


図-3・2・22

表-3・2・6　トンネル重量

(単位：tf/m)

	完成時重量	施工時重量	備　考
セグメント	59	59	RCセグメント
二次覆工	34	—	
床版等	20	—	床版，舗装等
合　計	113	59	

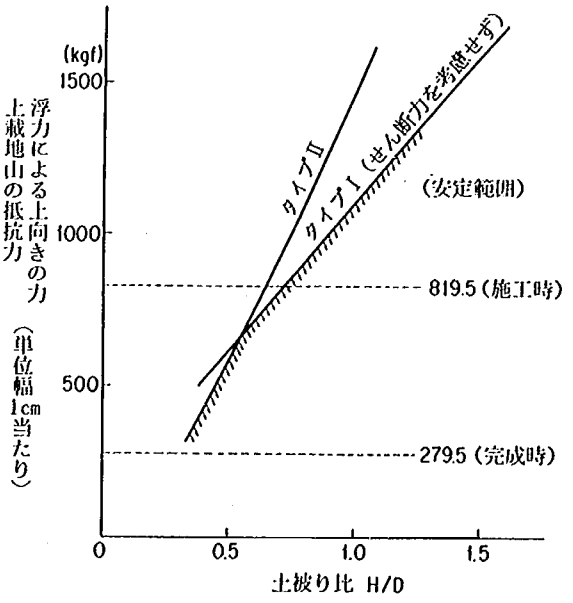


図-3・2・23　浮力による上向きの力と上載地山のバランス（安定範囲）
（トンネル径D=1,320cm，$\gamma_t=1.6\mathrm{g/cm^3}$，$\gamma_w=1.03\mathrm{g/cm^3}$）

必要とするためにトンネル本体は，地盤の抵抗の弱い方向へ大きく変形する可能性をもつ。それは，軸力を受けたトンネル本体工の座屈不安定現象と考えられる。

この現象に関与すると考えられる要因を列挙すると次のようである。

① トンネル本体工をとりまく地盤の影響
　トンネル深さ
② トンネル外周と地盤の摩擦の影響
　トンネルの軸方向に沿って軸力が摩擦力だけ減少していく
③ 推力が偏心してかかることによる偏心モーモントの影響

本解析は，特に①の影響，すなわちトンネルの深さが，どのようにトンネル本体工の座屈安定性に影響を与えるかをしらべることを目的として実施した。

解析方法としては，まず，第1ステップとして，トンネル本体が地盤の抵抗のもっとも弱い方向すなわち上方向へ変位しようとしたときの地盤の抵抗特性を求めた。

第2ステップとして，トンネル本体を柱とした座屈解析を行う。このときの柱はさきに求めた地盤の抵抗特性をもった非弾性バネによって，柱の長さにわたって支持されている。

バネの特性を種々にかえることによって限界座屈推力がトンネル深さに受ける影響をしらべることができる。

(2) 上向きの地盤反力の検討

解析に用いた地盤の物性値は次のとおりである。

○弾性係数
　E_1　10kgf/cm²
　E_2　0.01kgf/cm²
○降伏応力
　σ_y　0.3kgf/cm²
○ポアソン比
　ν　0.49
○重量密度
　ρ　0.0015kg/cm³

検討の結果得られた，上向きの荷重と地盤の変位の関係を図-3・2・24，3・2・25に示す。このうち，図-3・2・25の関係を以下の座屈解析で，地盤のバネ定数として用いた。

なお，図-3・2・24を，前節で検討した図-3・2・23と比較すると，極めて小さな上向きの荷重で大きな変位が生じる（鉛直方向の力のバランスがくずれる）傾向がうかがわれる。すなわち，仮に，図-3・2・24で変位量1m程度を目安にすれば，単位幅（1 cm）当りH/D=1.0で約480kgfの荷重でこの値に達しており，図-3・2・23から読み取れる値に較べ極めて小さい値で大きい変位が生じる。このことは，地山の強度が小さい場合には，単純に土載地山の重力とトンネルに作用する浮力による上向きの力とのバランスを考慮するだけでは浮上り安定を確保することは困難であり，地盤の物理的，力学的性質を十分に考慮した検討を要することを示している。

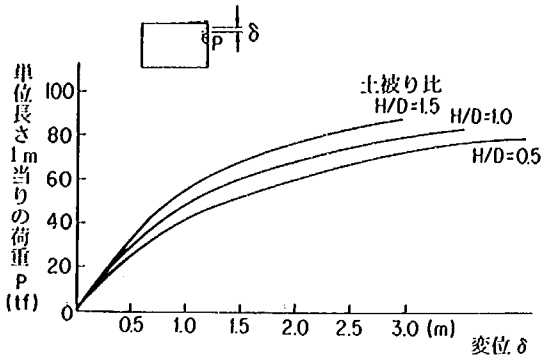


図-3・2・24　荷重一変位（隆起）曲線

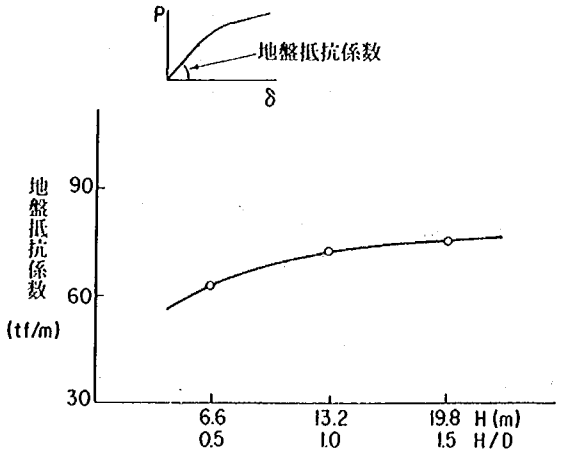


図-3・2・25　土被りと地盤抵抗係数との関係

(3) 座屈解析の結果と考察

座屈解析は，トンネル本体を図-3・2・26のように梁要素としてモデル化して有限要素法により行った。トンネルの長さは，400mと設定した。この長さの設定は重要な問題であるが，十分長くとっておれば結果に大きく影響することはない。なお，解析に用いたシールドトンネルの力学定数は以下のとおりである。

断面2次モーメント

I　718m⁴

断面積

A　38.33m²

弾性係数

E　2.1×10⁹kgf/m²

種々のトンネル深さHに対応するバネ定数を与えたときのモデルの座屈荷重を表-3・2・7に示す。

H/D＝0は，バネ定数が0，すなわち土被りがない場合の座屈荷重であって，オイラー座屈値と一致すべき値である。オイラーの座屈荷重は，$P=K\pi^2EI/\ell^2$(定数K；先端フリーのとき0.25，先端ピンのとき2.04)と表わされ，表中の（）内はこの式による値である。

バネ定数と座屈荷重との関係を図-3・2・27，また，土被りと座屈荷重の関係を図-3・2・28に示す。図中の「偏心」は，荷重をトンネル中心より4 m偏心させた場合の計算結果である。

先端フリーと先端ピンの場合では，土被りがない場合には当然のことながら，座屈長の比で先端ピンの方が大きくなるが，H/D＝0.5～1.5ではおよそ1.6倍先端ピンの方が大きくなる。

H/Dを0.5から1.5に増加させても，抵抗係数(図-3・2・25)や座屈荷重(図-3・2・28)がそれほど大きく影響を受けない。これは，ここで求めた座屈荷重は初期座屈であって，トンネル上部に近い土だけが局部的に変形することによるたわみ性によって支配されているからであると考えられる。

初期座屈を超してトンネル本体が土の非線型の抵抗を受けながら，どのように挙動するかは後座屈，いわゆるPost Bucklingとして，大変形，非線型バネを考慮した荷重増分法によって検討する必要があるが，この研究ではそこまで至らなかった。

表-3・2・7から7 m程度以上の土被りによって座屈抵抗は，土被りがない場合の10倍程度となることがわかる。また，3.2.2.2で得られた各種の切端土圧(安定範囲内)に対して，偏心がなければ，図-3・2・28に示す座屈荷重は十分に大きい。なお，シールドの方向修正のための推進ジャッキの操作方法等を考慮すれば，大きな偏心が生じる可能性もあり，これらについてはさらに検討が必要である。

3.2.4　双設シールドトンネルの離隔

シールドトンネルは，過去の実績では中小口径のものが多く，最大でも直径12m程度である。しかも，この超大口径のものについては，薬液注入などにより，十分地盤改良が行われた上で施工されており，本検討

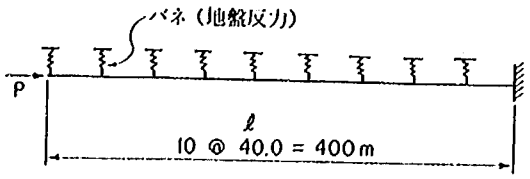


図-3・2・26　座屈解析モデル

表-3・2・7　座屈荷重（ton）

H/D	先端フリー	先端ピン
0	0.216×10^5 (0.235×10^5)	1.78×10^5 (1.91×10^5)
0.5	2.05×10^5	3.45×10^5
1.0	2.17×10^5	3.52×10^5
1.5	2.20×10^5	3.53×10^5

（）内理論値

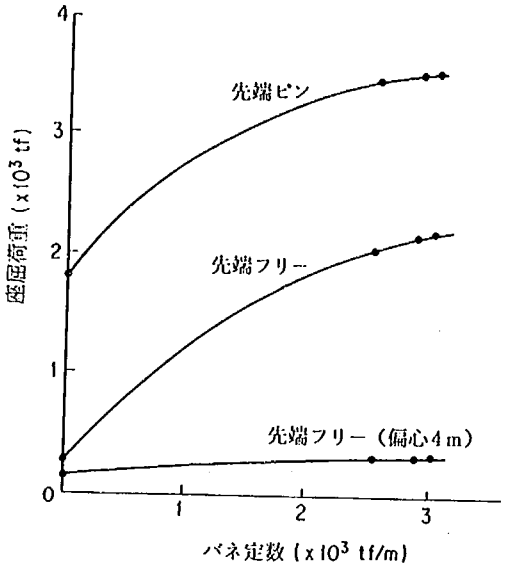


図-3・2・27　バネ定数と座屈荷重

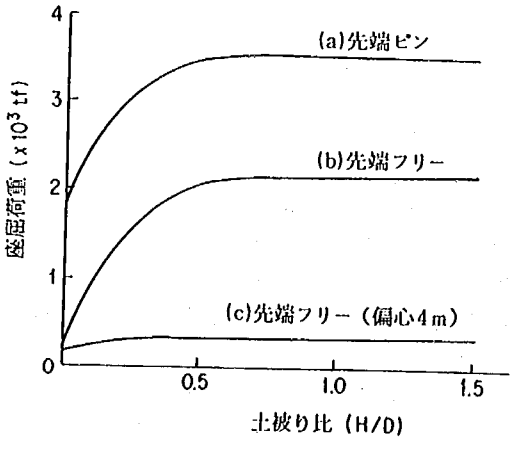


図-3・2・28　土被り比と座屈荷重

で考慮している地盤改良を行わないで，水底下の極めて軟弱な地盤で泥水加圧シールド等の密閉型シールドで大口径のものを建設する場合とは条件が異なる。

すなわち，密閉型シールドでは，過去の実績から見れば，口径10m程度までであり，道路の2車線，口径約13mに対しては十分な検討が必要である。

一方，シールドトンネルという高コストのトンネルが建設されるような道路は，極めて重要な幹線道路と見られ，4車線以上の多車線道路であろう。

このようなことから，道路トンネルにシールドトンネル工法を適用する場合には，2車線トンネルを2本以上併設する必要が生じてくる。この場合，地上部道路との関連にもよるが，一般的には，このトンネル間の離隔をできるだけ小さくし，全体の道路幅を少なくするのが有利である。もし，仮に，切端等のシールドトンネル周辺の土圧を静止土圧の状態に保ちつつ掘削することができれば理論上は離隔をいくら小さくしても隣接するトンネルへの影響はない。

しかし，実際にはシールドトンネルの特に切端部では，地中土圧の変動や地山の乱れがあり，この離隔をあまり小さくすると，隣接するトンネルに悪影響を及ぼすこととなる。

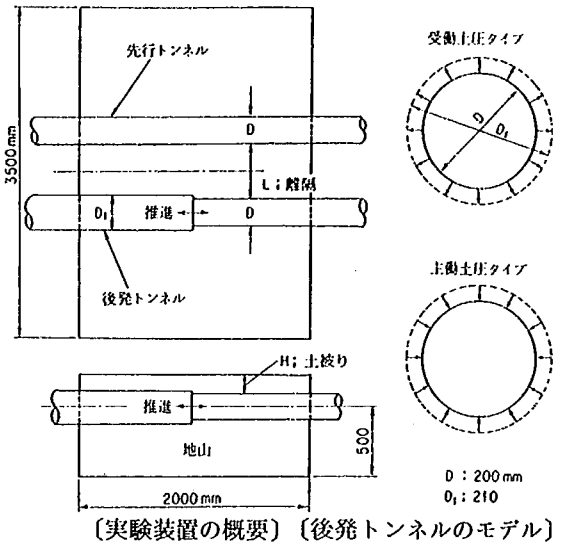
これらの点から，以下に最小離隔について検討する。ただし，併設トンネルの離隔については，2本以上のトンネルを同時に，しかも，切端位置があまり離れていないような場合，すなわち，両トンネルが雁行するケースとトンネルが先に完成しているところへもう一本の新しいトンネルを建設する場合（これは，切端位置が十分離れている場合も同様）がある。ここでは，段階施工の可能性も考慮し，より一般的な後者について乾燥砂を用いた模型実験により検討した。

3.2.4.1　双設シールドトンネル実験

(1)　目的と概要

シールドトンネルでは，一般に土被りを小さくし，トンネル延長を短くしたほうがコスト的に有利であり，また，併設トンネルでは，これに加えて，できるだけ離隔を小さくしたほうが有利である。本実験は，これらの点を考慮し，土被りが薄いという条件のもとで，先行して建設されたシールドトンネル（先行トンネル）に隣接して，もう1本のシールドトンネル（後発トンネル）を建設する場合に周辺地盤の土圧や先行トンネルの覆工に加わる土圧等が，離隔の違いによりどのように変化するかを検討したものである。

シールドのタイプとしては，大口径となり，しかも水底等の高水圧，軟弱地盤下での施工となる可能性が高く，先に述べたように密閉型の泥水加圧シールド，あるいは土圧系シールドが候補となろう。これらの工法では，シールド掘進時に切端部では泥水圧の変動，土砂取込量の増減，カッターディスクの押付け圧力などにより，周辺地盤に極限的には主働あるいは受働状態の土圧が発生し，また，シールド後方では，テールボイドへの土砂流入により，主働状態の土圧が発生すると考えられる。本実験では，このような土圧の発生を図-3・2・29に示すように断面の変化する模型トンネル（図中の後発トンネル。断面変化率は直径で5％，面積で約10％）の推進によって生ずる強制的変位で与えることとした（同図で右に推進する場合が受働土圧タイプ，左に推進する場合が主働土圧タイプである）。



〔実験装置の概要〕〔後発トンネルのモデル〕

図-3・2・29　トンネル模型

表-3・2・8　実験ケース

		双設								単設
		先行トンネルのタイプ								
		剛体トンネル				リングトンネル				
離隔(L/D)		0.25	0.5	1.0	2.0	0.25	0.5	1.0	2.0	
土被り比 (H/D)	0.5	○	○	—	○	○	○	—	○	○
	1.0	—	○	○	○	—	○	—	—	○

※それぞれ受働土圧タイプ，主働土圧タイプ　実験

また，先行トンネルについてはトンネル自身の剛性が影響するので，実験槽壁面に固定し変位を拘束したトンネル(剛体トンネル)と5 cmの短身リングを模擬地山中に並べ変位を拘束しないトンネル（リングトン

ネル）という両極端の条件で実験することとした。

模擬地盤は，乾燥砂を水槽中に緩詰で投入し作成した。その物性は，

単位体積重量：$\gamma \fallingdotseq 1.47 g/cm^3$

内部摩擦角：$\phi \fallingdotseq 30^\circ$

である。

また，実験ケースは表-3・2・8のとおりである。

(2)　実験結果

図-3・2・30～3・2・36に実験結果を示した。図-3・2・30はトンネル推進により側方（トンネル中心軸水平面）に発生した水平土圧の最大値をプロットしたものである。受働土圧タイプの実験の場合には，トンネル端から離れるにつれて発生する土圧は小さくなるが，トンネル径の0.5倍付近では，初期鉛直土圧(計算値，以下同じ)の３倍程度となっており，逆に，1.0D 以遠では小さく，さらに，1.5D 以遠では十分小さいと見てよいだろう。また，主働土圧タイプの実験では，後発トンネルの推進により，切端の通過時に土圧は減少するが，その量は小さい。なお，先行トンネルが，剛体である場合とリングである場合の差および，土被りの違いによる差異は明瞭にはでていない。

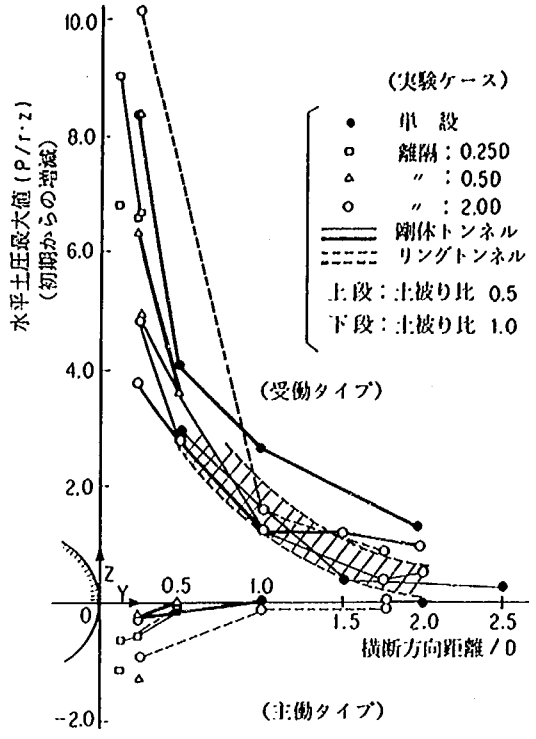


図-3・2・30　トンネル側方の水平土圧の最大値の分布

図-3・2・31は，H/D＝0.5で受働土圧タイプで先行トンネルが剛体の場合で，後発トンネルの切端が図の原点の位置にあるときの先行トンネルの覆工側面に加わる土圧の増加量をトンネル軸方向に表したものである。離隔が2.0D のケースでは土圧の変化はほとんどなく，一方，0.25D，0.5D では大きく，0.5D の場合，最大で初期鉛直土圧の約３倍の土圧増が生じている。

また，図-3・2・32は，土被り比 H/D が0.5と1.0において同じく先行トンネルに加わる水平土圧(受働実験)を初期鉛直土圧により無次元化して比較したものである。H/D＝1.0のケースのほうがやや土圧（無次元量）が大きくでているが，傾向としては，上記と同様であり，離隔が0.5のときは土圧の増加が大きく，また，2.0では小さい。

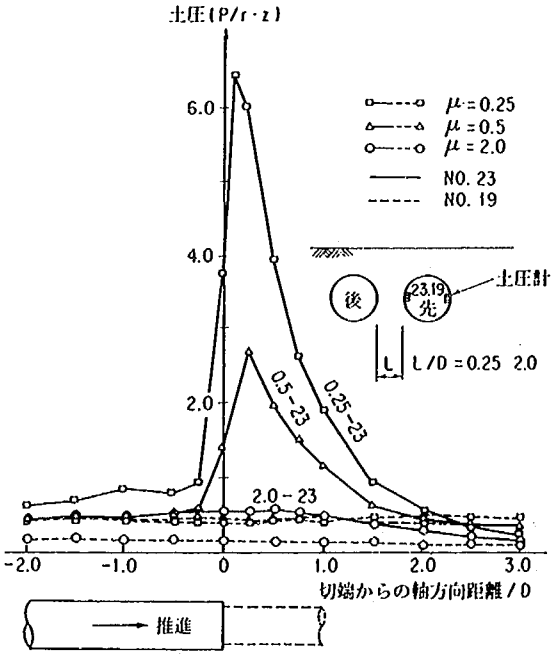


図-3・2・31　先行トンネルに加わる水平土圧
(H/D＝0.5)

図-3・2・33は，先行トンネルに加わる水平土圧の最大値をプロットしたものであるが，土被り比0.5，1.0のどちらのケースも，離隔が1.0～1.5以上あれば土圧の増加は小さくなっている。

図-3・2・34は，主働実験の場合のトンネル直上の地表沈下を表わしたものである。図より，概ね切端通過時から後方へ急激に沈下し，切端より約1.5D 後方でほぼ沈下がおさまり，沈下量は各ケースで約５～８ mm となることがわかる。なお，土被り比が0.5と1.0との相違は明確には表れていない。

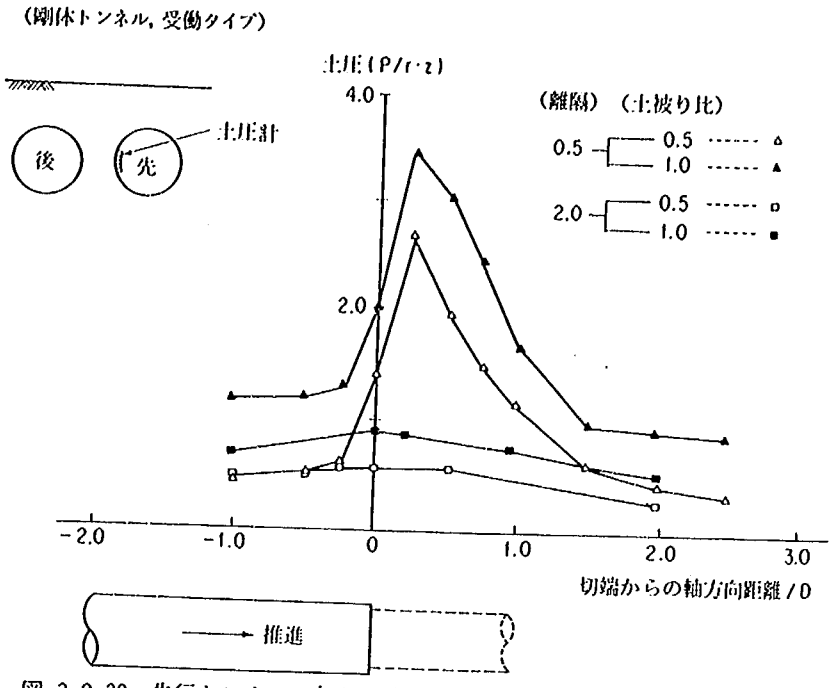


図-3・2・32　先行トンネルに加わる水平土圧（土被り比0.5と1.0の比較）

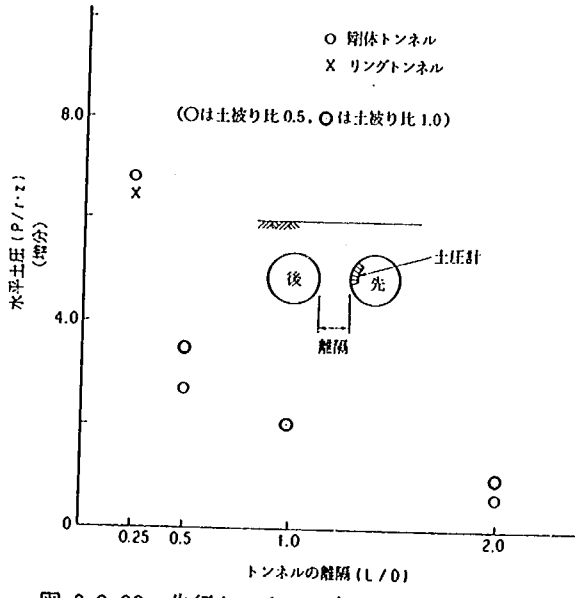


図-3・2・33　先行トンネルに加わる水平土圧
(離隔に伴う変化)

図-3・2・35は，受働実験の場合のトンネル直上の地表の隆起量を表したものである。図より，切端前方約1.0D付近から変位の立ち上りが大きくなっており，この付近に破壊線があると推定される。なお，土被り比が1.0では0.5のケースよりも変位が小さくなっている。

図-3・2・36は，地表変位の最大値を後発トンネル軸を中心に横断方向に描いたものである。変位の発生は，主働土圧タイプと受働土圧タイプで，沈下と隆起が逆であり，受働土圧タイプのほうが，変位の範囲がやや拡がっているが，ほぼ対称な形である。いずれも，トンネル端から1.0D以遠では小さくなっている。なお，単設と双設の差および先行トンネルの性質の差は明瞭ではない。

土被り比 H/D が0.5と1.0の違いは，主働タイプでは，ほとんど見られずこれは，いずれの場合も地山のゆるみが地表まで達したことを示している。また，受働では，H/D＝1.0で隆起量が小さくなっているが，これは隆起の範囲が拡がったことのほか，地山の緩結の砂であるため，砂の締まりに吸収されたためどあろう。

以上，土圧の変化，および周辺地盤の変化の影響範囲などから，土被りが小さい場合，砂地盤では，離隔がトンネル径の1.0～1.5倍以上であれば後発トンネルによる先行トンネルへの影響は小さく，逆にこれより小さい場合には，構造あるいは施工上の配慮が必要となるといえよう。なお，土圧の変動の大きさという点からは，受働土圧タイプよりも主働土圧タイプの施工法のほうが変化が小さく，優れていると言えよう。

3.2.5　まとめ

3.2.5.1　切端の安定性

(1)　初期の土圧状態を維持すれば，切端は安定し，この土圧を中心に圧力を下げていけば，土圧は主働土

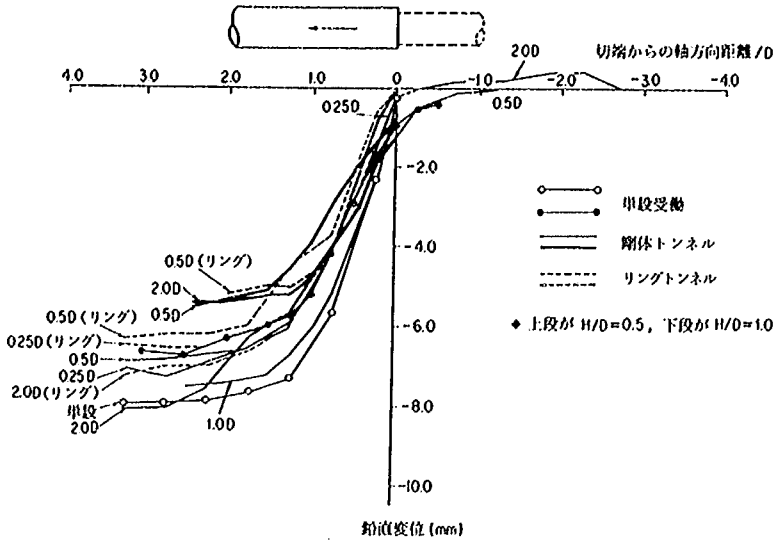


図-3・2・34 地表変位の軸方向変化（後発トンネル直上，主働タイプ）

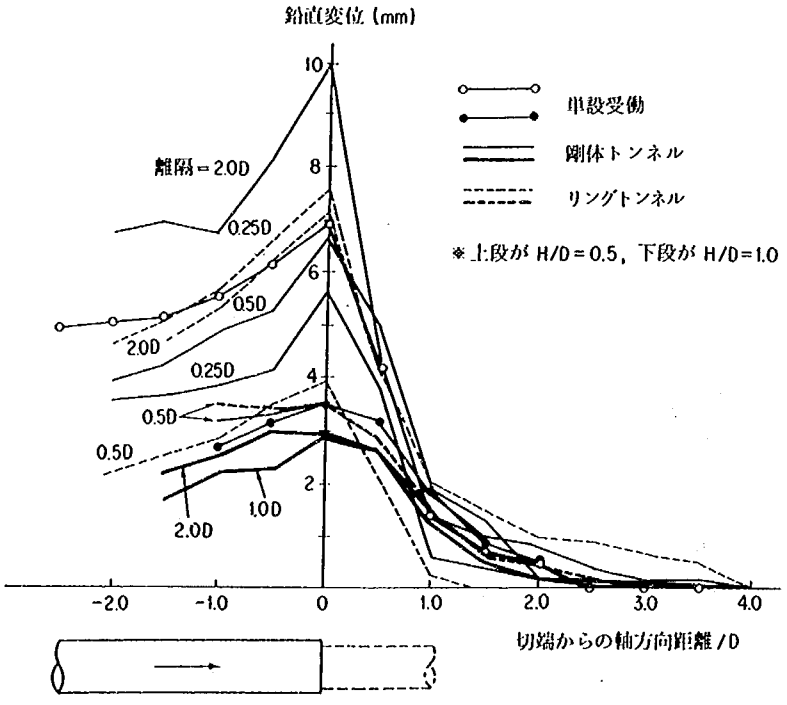
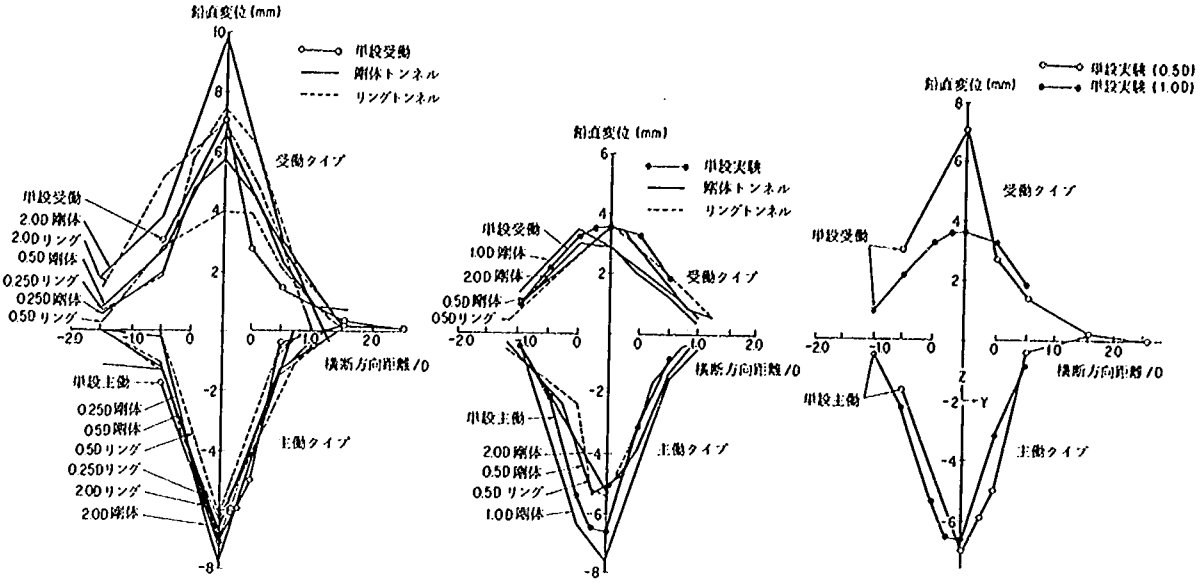


図-3・2・35 地表変位の軸方向変化（後発トンネル直上，受働タイプ）

圧の状態になり，ついには破壊する。また，逆に圧力を上げていけば，土圧は受働土圧の状態になり，やはり破壊する。これらの２つの土圧の限界の間が，切端圧力のコントロール範囲である。(なお，主働土圧の場合で，圧力を０にしても安定している場合は，切端が自立することを意味する)。

(2) 切端部土圧のコントロール範囲は，トンネルの地中深さ，および地山の力学的性質に強く左右され，地山の強度が大きくなるほど，コントロール範囲の幅が拡がる。地中深さについては，コントロール範囲の中心となる初期土圧を決定するが，大きくなる程コントロール範囲の幅が拡がるとは限らず，地山の強度の



(a)　土被り比H/D＝0.5　　(b)　土被り比H/D＝1.0　　(c)　土被り比H/D＝0.5と1.0

図-3・2・36　地表変位の最大値

深さ方向の変化に左右される。

また，特にトンネル径が大きい場合では，切端土圧の分布を考慮し，切端外縁部，特に上下端の安定に留意する必要がある。

なお，内部摩擦角は，大きいほど塑性化する領域の拡がりを限定し，内空変位の増加を抑制する上で効果がある。

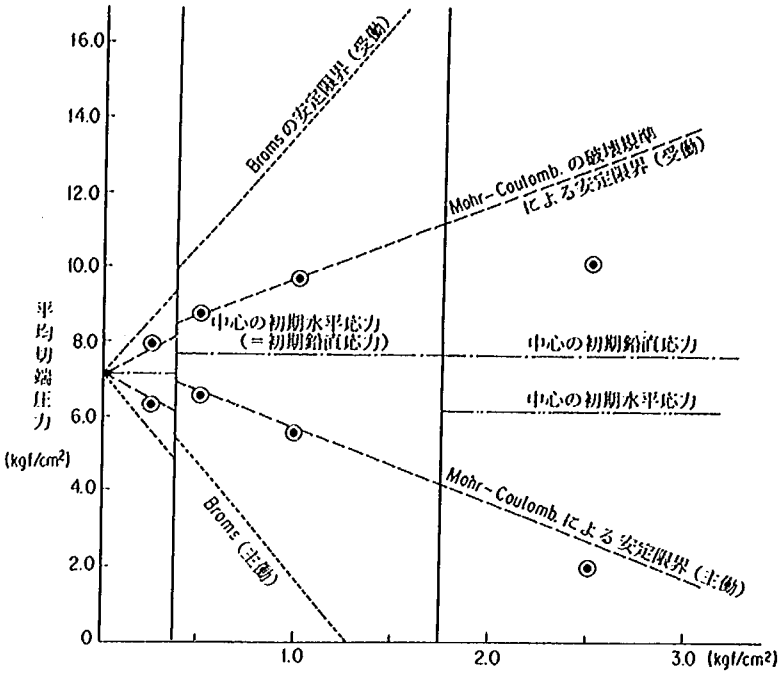
(3)　図-3・2・37に粘性地盤について，地盤が安定する切端圧力の範囲と地山の粘着力の関係（土被り比 H/D＝1.5のとき）を各方法で比較した。FEM 解析による安定の範囲(変位水準をトンネル径の２％としたもの)は，Broms の式から得られる安定の範囲よりもかなり安全側に出てきており，Mohr-Coulomb 破壊規準による安定限界とほぼ一致している。これは，Broms が円形のトンネルについて三次元的に実験に基づいて切端の安定を考慮しているのに対し，FEM 解析および Mohr-Coulomb の破壊規準をもとにした方法では２次元に近似したことによる相違，すなわち，三次元の検討と二次元の検討の相違がもっとも大きな原因と考えられ，実際の円形シールドでは，より Broms の安定限界に近づくものと推察される。

各方法の特徴として，Broms の方法および Mohr-Coulomb の破壊規準を基に求めた方法では，地山の初期鉛直応力と地山の強度（粘着力）によって定まる（側圧係数の影響を受けない）のに対し，FEM ではこれらに加えて側圧係数が考慮されている。側圧係数の影響についての検討は今後の課題であるが，定性的には３つの方法のうちでは，これを考慮できる FEM が手法として優れているといえよう。

FEM 解による判定では，ここでは切端の破壊をトンネル径の２％の変位水準により判断しているが，この水準のとり方によって土圧の大きさは変化するわけであり，妥当な変位水準などの安定性を判断する方法についても，今後検討していく必要がある。なお，図-3・2・37で，C＝2.5kgf/cm² の場合の FEM の解が他の解に較べ土圧が小さくなっているのは，上記のように，FEM 解が側圧係数（ここでは初期静止土圧係数 K_0，C＝2.5kgf/cm² では K_0＝0.8）を含めた解になっているためである。

なお，Broms の安定の限界に基づく土圧のコントロール幅は，非排水せん断強度にのみによって決定され，$\sigma_a-\sigma_p \fallingdotseq 12C$(ただし，地山の粘着力 C が非排水せん断強度 Cu と等しいと仮定する。)となり，一方，Mohr-Coulomb の破壊規準を基にした判定方法では同じ記号を用いれば，$\sigma_a-\sigma_p=4C$ ($\phi=0$ とする)となり１/３のコントロール幅となっており，この相違については，主として，前述したところによるものであろう。ただし，Broms の方法は内部摩擦角の影響を受けないが，この点については，適用できる土質条件などについてさらに検討を要すると思われる。

(4)　砂質土で内部摩擦角30°の場合について，実験結果を中心に各種の検討方法により切端土圧のコント



(計算条件)	地山の粘着力 (C)		
γ (Kg/cm³)	0.0016	0.0018	
ν	0.499	0.49	0.4
K_0	1.0		0.8

(備考) ◉：FEM解析による安定限界 (変位2%水準)

図-3・2・37 土被り比H/D＝1.5の場合の安定条件(粘性地盤，ϕ＝0，表載荷重2.9kgf/cm²)

ロール範囲を無次元化し，一つの図にまとめたもの(ϕ＝30°)が図-3・2・38である。実験ケースが少なく，傾向も明瞭ではないので十分な判断はできないが，受働側についてはMohr-Coulombの破壊規準を基にした判定方法が，比較的実験値と一致しているように見えた。ただし，この方法による判定では実験結果に比較し，土被り比H/D＝0.5では，土圧が上回る傾向(危険側)にあり，またH/D＝1.5では，下回る傾向(安全側)にあるので注意を要する。また，単純なすべりによる方法も，実験結果と比較的一致しているように見えるが，全体的に危険側であり，特に土被りが大きい場合は離れが大きく問題がある。FEMによる方法(ただし，C＝0.1kgf/cm²)は，やや安全側にすぎる。ただし，これは，変位水準を直径の2％とした場合のものであるので，この水準を変えることによって，一致度を高めることはできよう。また，側圧係数の影響が強く現れているが，この点についてはさらに検討が必要である。

主働側については，いずれも小さい値であり，すべりによる方法を除いて比較的よく一致していると言えよう。しいていえば，村山らの方法(H/D＝1.5付近)がよく一致している。なお，すべりによる判定方法は，危険側であり，値も一致しない場合が多く，単なる参考と見なしたほうがよかろう。

(5) 砂質地盤についての実験のうち，飽和砂を用いて行った切端の泥水を加圧した実験において，切端部の破壊(噴発)の形態に極めて特徴ある現象が生じた。すなわち，切端部の泥水圧が高まることによりその外周部の地盤では，ゆるみが発生し，そこへ泥水が浸透していく。さらに泥水圧が高まれば，破壊に対して抵抗の弱いトンネルの上部地山において，浸透した泥水の圧力の増加のために地盤が持ち上げられる形で噴発しているものと推定される。この破壊の形態をさらに検討すれば，実際の泥水加圧シールドの施工時における噴発のメカニズムを検討する上で参考になるのではないかと考える。(ただし，この実験は緩い砂を用いたものであり，また，泥水も比重の小さいものであるの

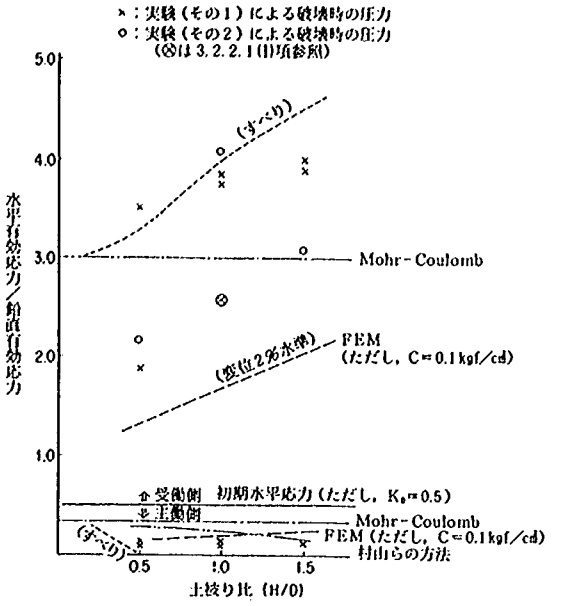


図-3・2・38　無次元化した切端土圧のコントロール範囲（平均土圧）（$\phi=30°$，C=0.0，ただし，FEMは$C=0.1kgf/cm^2$）

で，締った砂，および高濃度泥水など異なる条件下では，挙動が異なってくる可能性がある。）

3.2.5.2　浮上り安定性

本研究では，一般的な地盤条件（$\gamma_t=1.6t/m^3$とした）および，道路トンネル断面について，問題を極めて単純化し，上載土砂の重量とのバランスについての単純なモデルによって検討した結果，施工時が最も危険な状態となり，特別な対策をしなければ安全率を1.2程度とするためには，土被り比 H/D は約0.9以上，また，問題の重要性および検討方法の精度を考慮し，さらに安全率を大きくして，1.5程度を確保するためには，H/D が1.0～1.2程度以上が必要という結果であった。なお，この問題は，単純に土被りのみでは判断できない面もあり，3.2.3.1でも述べたように浮上り時の地盤の挙動，極めて軟弱な地盤の場合の対策方法などについてさらに検討が必要である。

また，シールド推進の反力をとるシールドトンネル本体が，極めて大きな推力のために座屈する問題についても検討したが，H/D が0.5以上のときには土圧に偏心がなければ，座屈荷重は十分大きく安定という結果であった。しかし，シールドは蛇行修正のために偏心荷重を加える場合があり，また，推進ジャッキの操作においてもトンネル中心に反力の作用点があることは少なく，かなり偏心が生じる場合もあると思われるので，実際の設計施工にあっては，十分な検討が必要であろう。

3.2.5.3　最小土被りの厚さ

①　切端圧力のコントロール幅という面からは，地盤の強度に強く左右され，特に，軟弱粘性土地盤で問題となるが，十分な圧力コントロール幅を確保するためには，地盤強度がある程度大きくなるところまで，トンネルの地中深さを大きくすることが必要であり，施工時の泥水圧の変動，切端上下部の土圧状態なども考慮すれば，土被り比 H/D が0.5程度では不足する場合もあると思われる（図-3・2・20参照）。

②　双設トンネルの離隔に関しては，乾燥砂地山について H/D＝0.5と1.0の模型実験を行ったのみであるが，H/D を0.5から1.0にした場合，鉛直土圧の増加に比較して周辺土圧がやや高まる（受働実験）けれども著しいものではなく，土被りによる相違や問題はそれほどないという結果である。

③　上載地山荷重とトンネル本体に作用する浮力による上向きの力とのバランスという面については，周辺地盤の挙動についてさらに検討が必要であるが，単純なモデルによる検討の結果，特に施工時において，安全率が低下し，安全率を約1.5とするためには H/D が1.0～1.2程度以上が必要という結果である（上述）。また，粘性土地盤では，粘着力による引張力を安全側に見て0とすれば，通常，単位体積重量がより小さいため，砂地盤より危険側になり，1～2割程度砂地盤での土被りより大きくすることが必要であろう。

④　土被りが小さい場合，トンネル掘削による地山応力の解放により，トンネル上載部の地山全体に応力が集中し，地盤強度が小さい場合には，トンネル上端から地表面までの全部が塑性破壊する恐れがあり注意を要する。この応力の集中に対処するためには，口径の大きい道路トンネルでは土被り比 H/D＝0.5程度では不足する可能性がある。

⑤　座屈による浮上りの問題については，土被り比 H/D＝0.5以上で，偏心が小さければほぼ問題ないという結果である。（ただし，詳細な検討にあるものではなく，特に極めて軟弱な地盤ではさらに検討が必要である。）

以上より，水底道路シールドトンネルの土被り比 H/D は1.0程度以上とることが望ましいと考えるが，極めてマクロな検討による結果であり，土被りを小さくする場合の対策方法なども含めて，今後さらに検討することが必要である。

3.2.5.4 双設シールドトンネルの離隔

双設トンネルの離隔について乾燥砂の実験により，切端部の限界的状態すなわち，周辺地盤が受働または主働的破壊を起こすような状況について検討した。この結果，土被り比 H/D＝0.5～1.0，ϕ＝30°で概ね離隔1.0～1.5D以上，中心間隔では2.0～2.5D以上離せば，ほぼ相互に影響がないことがわかった。

ただし，これは，切端部の土圧が限界的状況にある場合について相互の影響が小さいことを条件としたものであり，切端の土圧を十分にコントロールできる場合や影響を受け土圧等が増加しても，セグメントの強度を高めることで対処する場合には，もう少し離隔を縮めることが可能であろう。

粘性土地盤については，本研究では十分な検討ができなかったが，3.2.2のFEM解析の結果から，内圧の大きさによって，周辺地盤の応力および変位の状態が大きく異なり，内圧コントロールの水準を静止土圧に近い状態に維持すれば，周辺地盤の応力，変位が小さくなる訳であるので，これを切端部に置換えて考慮すれば，切端部の土圧コントロールを高い水準（静止土圧に近い状態を意味する。ただし，地盤の性質によって同じ切端土圧でも水準が異なるので相対的なもの）に維持すれば，離隔は小さくともよいということになるが，詳細については今後の課題である。

参考文献

(1) 最上編著"土質力学"，技報堂，1969年

(2) 渡辺"軟弱地盤の調査・設計・施工法"，土質基礎工学ライブラリー1，土質学会，1966年

(3) Broms, and Bennermark "Stability of Clay at Vertical Openings" Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, January, 1969

(4) 村山，遠藤，橋場"機械化シールドの掘進性能に関する土質力学的考察"，第1回土質工学研究発表会，1966年

(5) 村山"トンネル土圧"，第3回トンネル工学シンポジウム，　土木学会，1966年

(6) 水谷，今田，時枝，島田，木村，石村"泥水シールド工法に関する試験研究報告書——泥水の物性と砂層の安定性に関する試験——"，土木研究所資料第1953号，昭和58年3月

(7) 水谷，時枝，石村，平岡"大口径シールドトンネルの周辺地山の安定に関する調査研究報告書"，土木研究所資料第2101号，昭和59年3月

3．トンネルに関する研究
3.3　シールドセグメントリングの構造特性及び作用荷重

吉永　優*　　by Masaru YOSHINAGA
真下英人**　　Hidehito MASHIMO

細　目

3.3　シールドセグメントリングの構造特性及び作用荷重 …… (1)
3.3.1　概説 …… (1)
3.3.2　数値解析モデル …… (1)
3.3.3　継手部の構造特性 …… (9)
3.3.4　セグメントに作用する荷重 …… (20)
3.3.5　まとめ …… (25)

3.3　シールドセグメントリングの構造特性及び作用荷重

3.3.1　概　説

東京湾横断道路において計画されているシールドトンネル本体工の設計に当たっては，トンネル掘削の対象となる地盤が水底の軟弱地盤であること，しかも，トンネル断面が大断面となること等，その本体工の設計に関しては非常に厳しい問題が存在する。従って，シールドトンネル本体工の設計は，従来，小断面に適用されてきた慣用法の延長上で捉えるのではなくて，より信頼性の高い設計法を確立する必要がある。

ところで，従来，慣用法によるシールドトンネル本体工の設計を行おうとする場合には次に掲げる２つの大きな問題点が指摘されてきた。

1）セグメント継手の影響及び千鳥組みの効果が十分に評価できない。

2）シールドトンネルと周辺地山との相互作用が十分に評価されていない。

この中で，1）の問題点については，セグメント継手をバネモデルに置き換えて，有限要素法により解く手法等が最近では提案され，徐々にではあるが，解消されつつある。一方，2）の問題点については，トンネル周辺地盤である土質自体の挙動に未解明な部分が多く残されていることもあり，周辺地盤がシールドトンネルに及ぼす影響を土圧（主動），抵抗土圧（受動）という形で評価せざるを得ないのが実状である。また，このような評価をした場合には，側圧係数，地盤反力係数等の地盤定数の影響が大きい事はよく知られているが，その設定方法は未だ明確にはなっていない。

以上の課題を解決するために，本検討では，第一段階として，シールドトンネル本体工の設計手法の変遷の経緯を踏まえ，有限要素法の適用を試み，シールドトンネル本体工に発生する断面力の算定を行った。ただし，前述したように，トンネル周辺地盤の影響はすべて，土圧，抵抗土圧という形で評価せざるを得ず，この場合，地盤反力係数，側圧係数等の地盤定数の設定方法に問題点が多く残される。また，シールドトンネル本体工についても，セグメント継手をバネでモデル化した場合のバネ定数値の与え方に不明な点が残る。従って，本検討では，これら設定方法が明確に確立されていない定数については文献調査を行い，調査結果を参考にして，パラメータ解析を行い，その影響を検討した。

第二段階として，セグメントの継手の挙動について実験的検討を実施するとともに，設計荷重の設定方法に関して遠心力を利用した模型実験を行い，軟弱地盤に建設されるシールドトンネル本体工に作用する土圧，水圧等の荷重の大きさ及びその分布状況を実験により検証した。

なお，本検討では，周方向にセグメントを結ぶ継手をピース間継手，トンネル軸方向にセグメントを結ぶ継手をリング間継手と定義した。

3.3.2　数値解析モデル

1）解析モデル

(1)　シールドトンネル本体工のモデル

解析の対象としたシールドトンネルの概要を図-3・

＊道路部トンネル研究室主任研究員（現　日本道路公団）
＊＊道路部トンネル研究室研究員（現　中部地方建設局高山国道工事事務所調査課長）

3・1に示す。トンネルは外径が13.9mであり，セグメントの厚さが0.65m，幅が1.5mの平板型鉄筋コンクリートセグメント12個にて形成されている。また，リング間継手のボルトは6°ピッチで配置されており，第1リングと第2リングは12°ずれて，千鳥組みとなっている。

解析は，図-3・3・2に示すようにセグメントリングを120角形（3°ピッチ）の骨組（梁）に，ピース間継手を回転バネ（回転バネ定数k0）に，また，リング間継手を接線方向と半径方向のせん断バネ（せん断バネ定数は接線方向，半径方向ともにks）を重ねたものに，それぞれモデル化して，有限要素法により解いた。

セグメントの弾性係数については，コンクリートの設計基準強度σckが420kgf/cm²以上の時の値3.5×10^{6}tf/m²を，また断面2次モーメントについては，鉄筋を無視した全断面有効の場合の値3.43×10^{-2}m⁴を用いている。

(2)　地盤条件

解析は，鉛直方向の荷重が最も大きくなると思われる断面として，トンネル延長のほぼ中央にあたる断面（図-3・3・3）を選定して行った。トンネル周辺の地盤はA_{c1}層，A_{c2}層，D_{1c}層の3層により構成されているが，解析を行う際には3層を単層としてモデル化し，単位体積重量としてはA_{c1}層の値$\gamma_t=1.39$tf/m³で代表させるものとした。

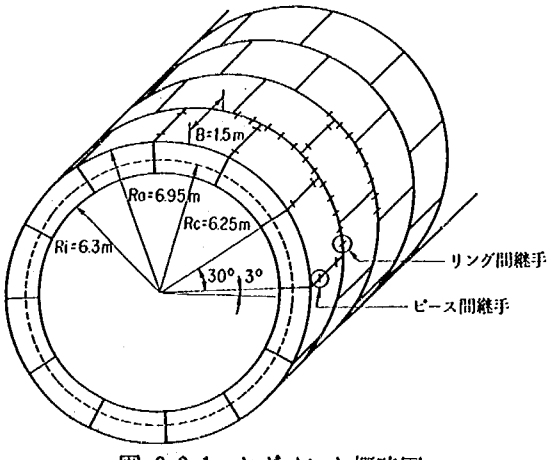


図-3・3・1　セグメント概略図

(3)　荷重条件

荷重条件としては，図-3・3・4に示されるような単位幅当りの鉛直土圧（P_v），水平土圧（P_{h1}，P_{h2}），セグメントの荷重（g），鉛直方向の抵抗土圧（P_g，P_v'）を慣用法での荷重条件設定法に準じて算定し，シールドトンネル本体工に外力として作用させた。

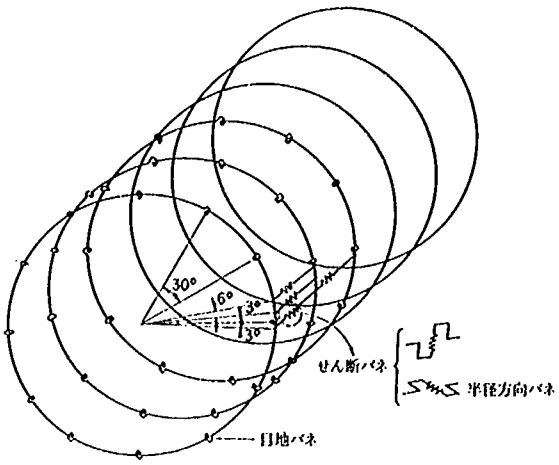


図-3・3・2　解析に用いたシールドトンネル本体工のモデル

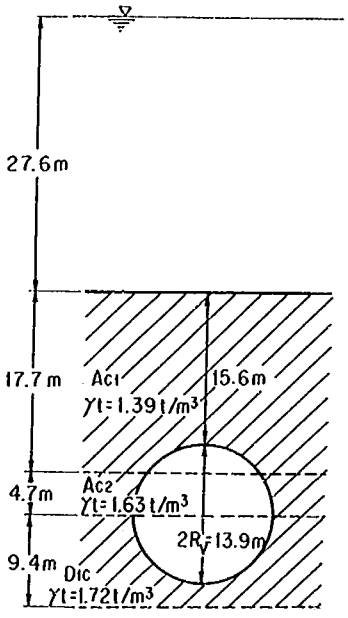


図-3・3・3　解析の対象とした地盤断面図

①　鉛直土圧　P_v

トンネルクラウン（セグメントの外側）から海底までの距離（土被り）が15.6mと非常に小さいことを考慮して，鉛直土圧としては全土被り荷重が作用するものと考え，水圧も土圧に含まれるものとして鉛直土圧Pvを算定した。

②　水平土圧　P_{h1}，P_{h2}

水平土圧の作用する領域は最上部にあるセグメントの軸心から最下部にあるセグメントの軸心までとし，大きさはその位置における鉛直土圧に側圧係数λを

乗じたものとした。

③　セグメントの自重　g

コンクリートの単位体積重量 $\gamma_c=2.6tf/m^3$ と仮定し，セグメント軸心位置に作用させる自重 g を求めた。

④　鉛直土圧の抵抗係数　Pv', Pg

鉛直方向の抵抗土圧の中で，鉛直土圧 Pv に対する Pv' についてはその大きさは Pv とまったく同じものとして与えた。

自重 g に対する Pg については下式により与えた。

$$Pg=(2\pi\cdot Rc\cdot g)/(2Rc)=\pi\cdot g$$

また，水平方向の抵抗土圧については図-3・3・5に示すようにセグメントリングに 6°ピッチで水平方向の地盤バネを設置し，バネの反力により水平方向の地盤反力を与えるものとした。具体的には，地盤バネが分担するセグメントの鉛直面に対する投影長 B_x を求め，これに地盤反力係数 k_x を乗じたものを地盤バネ定数 K_x として与えた。

$K_x=k_x\times B_x$

K_x：地盤バネ定数

B_x：地盤バネが分担するセグメントの鉛直面に対する投影長

k_x：地盤反力係数

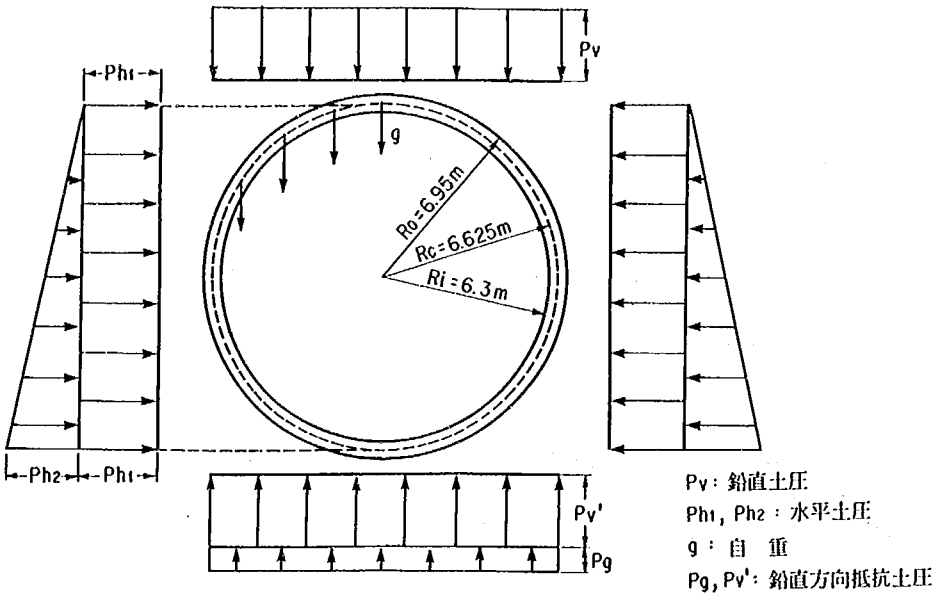


図-3・3・4　解析に用いた荷重条件

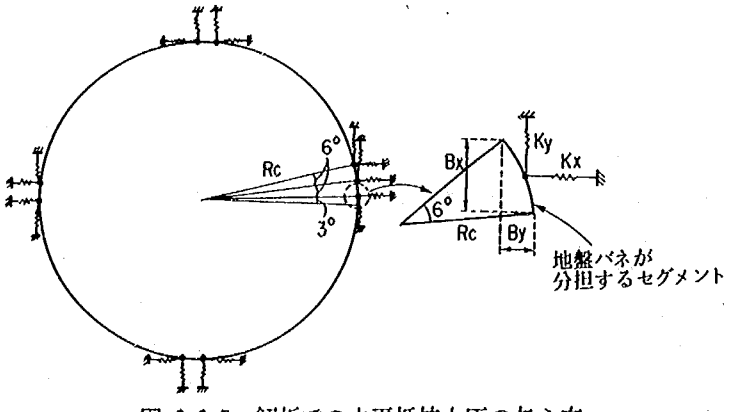


図-3・3・5　解析での水平抵抗土圧の与え方

また，図-3・3・5からもわかるように，本検討では水平方向の地盤バネの他に，鉛直方向の地盤バネ K_y を与えている。これは，解析の手法上，鉛直方向の剛体変位を拘束するために必要となるものであり，実際には $k_y=0.001kgf/cm^3$ と非常に小さい値を与えており，このバネが解析解に及ぼす影響は非常に小さいものであることを確認している。

(4) 解析方法

解析は，(1)で述べた，梁と回転バネ，せん断バネから成る骨組み構造物に，(3)で述べた地盤バネを設置し，(3)で求めた荷重を静的に作用させてすべて弾性範囲内で行った。パラメータとしては，前述したように地盤反力係数 k_x，側圧係数 λ，回転バネ定数 $k\theta$，せん断バネ定数 k_s を用いているが，このうち，k_x，λ，$k\theta$ の影響については主として，リング数が1つの場合を対象として解析を行った。

また，せん断バネ定数 k_s の影響については端部の影響をさけるため6つのリングを連ね，各リングに同じ荷重を作用させた場合に第3リングと第4リングに発生する断面力に注目し比較検討を行った。これらは以下の理由による。

本検討で解析の対象とした断面は，延長が非常に長いトンネルのほぼ中央部である。従って，本来ならば無限個のリングを連ねて解析を行い，中央部のリングに発生する断面力について検討するべきである。しかし，各リングに作用させる荷重，及び各リングの回転バネ定数 $k\theta$ が同一であるならば，k_x，λ，$k\theta$ が断面力に及ぼす影響の定性的傾向は，1リングの場合でも無限個リングの場合もそれほど変わらないものと考えられる。また，k_s については，リング数を4，5，6，9と増加させて中央部のリングに発生する断面力，変位を比較したところ，リング数が増えるにつれ，一定の値に集束する傾向が見られ，6リングと9リングでは発生する断面力，変位にそれほどの差が見られず，また，計算機の容量にも制限があることからリング数を6とした。

(5) 回転バネ定数，せん断バネ定数

本検討においては，前述したようにピース間継手は回転バネに，リング間継手はせん断バネにそれぞれモデル化して，構造解析を行っている。従って，解析上，このモデル化したバネのバネ定数として，どの程度の値を採用するかは非常に重要な問題となる。しかし，本検討で取り扱う規模の継手のバネ定数を推定することは非常に困難である。そこで，国鉄の例，中部電力の例及び建設省土木研究所の実験例を参考として，回転バネ定数 $k\theta$ については $10^3tf\cdot m/rad\sim10^4tf\cdot m/rad$ 程度のものを，せん断バネ定数 ks については $10^3tf/m\sim10^4tf/m$ のものをパラメータの概略値として与えた。

(6) 地盤反力係数，側圧係数

シールドトンネル本体工の設計においては，地盤反力係数 k_x，側圧係数 λ の値が及ぼす影響が大きいことは周知の事実であり，また，後に紹介する解析結果でも，そのことを裏付けている。中でも，地盤反力係数については，水平方向の抵抗土圧がわずかでも期待できる場合とそうでない場合とでは発生する断面力に非常に大きな差が現れるために，その選定が非常に重要となってくる。しかし，抵抗土圧に関してはその発生機構に未解明な部分が多いため，理論的に地盤反力係数を求めることは困難であり，側圧係数と共に過去の実施例に照らし併せて決めているのが実状である。本検討で対象とする Ac_1 層は N 値が0もしくは1の軟弱粘土層であり，鉄道トンネルにおける概略値等によると，地盤反力係数としては，0～0.5kgf/cm³ のものを，側圧係数としては，0.65～0.75のものを使用すればよいことになる。従って，本検討では，パラメータ解析により，側圧係数，地盤反力係数の影響を調べる場合，1リング解析では，$0\leqq k_x\leqq1.0kgf/cm^3$，$0.5\leqq\lambda\leqq0.8$ の広い範囲で解析を行った。また，回転バネの影響を調べる1リング解析，及びせん断バネの影響を調べる6リング解析では $\lambda=0.7$ に固定し，k_x も0～0.5kgf/cm³ の範囲に絞り込んで解析を行った。

2）解析結果及び考察

(1) 1リングモデル

図-3・3・6～8は，1リングモデルにおいて，セグメントリングの周長に沿った曲げモーメント M ((a)図)，軸力 N ((b)図) 及び半径方向の変位 δ ((c)図) の分布を示したものである。また，これらの図-3・3・6，7，8では，それぞれ，側圧係数(λ)，地盤反力係数(k_x)，及びピース間継手の回転バネ定数 ($k\theta$) をパラメータ（基準パラメータ：$\lambda=0.7$，$k_x=0.1kgf/cm^3$，$k\theta=104tf\cdot m/rad$）とした解析結果を示している。

いずれの図においても，曲げモーメントについては，クラウン（$\theta=90°$）とインバート（$\theta=270°$）に大きい正曲げが，側壁部（$\theta=0°$，180°）に大きい負曲げが生じており，軸力については側壁部にはどの条件でもほぼ一定の約500tf が，クラウンとインバートには条件によっては側壁部の値を下回る軸力が発生している。これは設定した荷重条件が水平方向に比べて鉛直方向に卓越している理由による。従って，図-3・3・6に示すよ

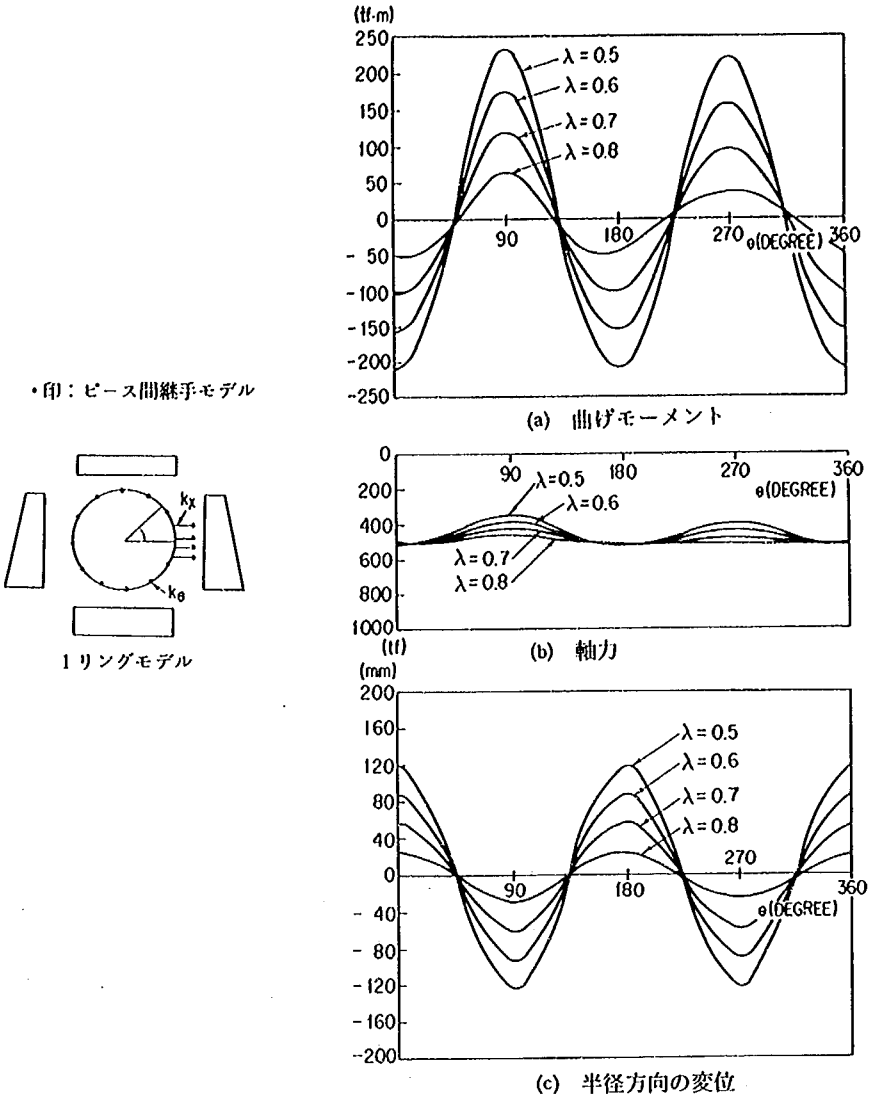


図-3·3·6　側圧係数 λ の影響（1リングモデル）

$k_x = 0.1\ kgf/cm^3$

$k_\theta = 10^4\ tf·m/rad$

うに λ が大きくなるほどセグメントの周面に作用する荷重が一様に近づくこととなり，発生する曲げモーメントは小さく軸力は一様となる，いわゆる軸力モデルに近くなってセグメントリングの構造上，有利な条件となる。なお，東京湾横断道路トンネルにおける軟質な沖積粘土の地盤条件では，λ は比較的大きな値（0.65～0.75）をとるものと考えられる。

地盤反力係数 k_x の影響については図-3·3·7に示されるように，k_x が大きくなるほど発生する曲げモーメントは小さくなる。これは，鉛直方向の土圧の作用セグメントリングが偏平化する際，側壁に反力として抵抗土圧が発生し，結果として水平方向の土圧が増加して軸力モデルに近づくからである。しかし，当該トンネルでは地盤が非常に軟弱であることから，k_x に大きい値を期待することは困難であり，セグメントリングにある程度の曲げモーメント耐力を持たせることが不可欠である。従って，セグメントリングの設計において k_x としてどの様な値を採用するかは，今後の調査を含めて慎重な検討が必要である。

ピース間継手の回転バネ係数 $k\theta$ の影響については，図-3·3·8からわかるように，$k\theta$ が小さいほど発生する曲げモーメントは小さくなる。なお，図-3·3·8の

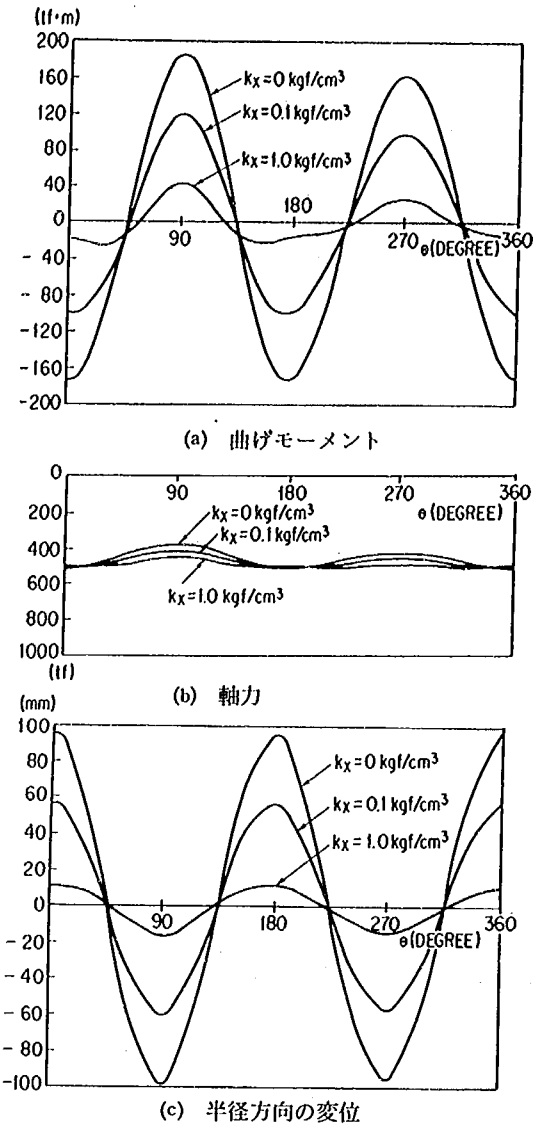


図-3·3·7 地盤反力係数 kx の影響（1リングモデル）
$k\theta = 10^4$ tf·m/rad, $\lambda = 0.7$

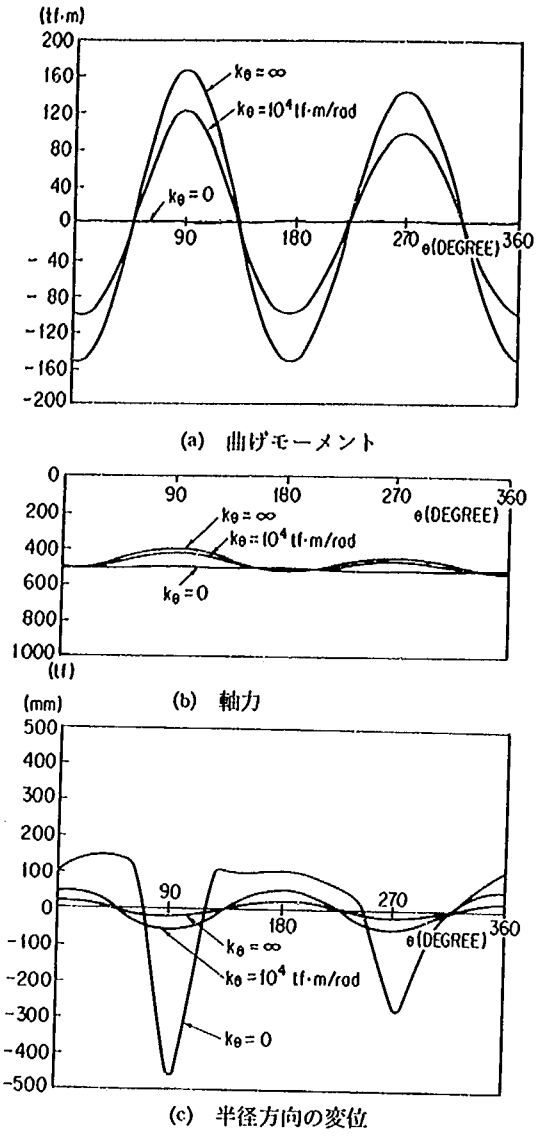


図-3·3·8 ピース間継手の回転バネ係数 kθ（剛性）の影響（1リングモデル）
$\lambda = 0.7$, $k_x = 0.1$ kgf/cm³

kθ=0 はピース間継手がヒンジ構造，kθ=∞は剛結に相当する。これは kθ が小さくなるとセグメントリングは多ヒンジ系構造に近くなり，鉛直方向の土圧の作用に伴う変形によって抵抗土圧が発生し易い構造となって曲げモーメントの発生が小さくなるからである。しかし，この際，図-3·3·8(c)に示すように大きい変形を伴うため，kθ の選定については十分な注意が必要となる。この点に関して，いま少し，詳しい検討を加えてみる。

図-3·3·8(d)は，セグメントリングのクラウンの変位 δ_{CROWN} に対する kθ の影響について，また，図-3·3·8(e)は，セグメントのクラウンのモーメント M_{CROWN} に対する kθ の影響について，kx をパラメータとしてそれぞれ示したものであり，側圧係数 λ はいずれも0.7である。δ_{CROWN} については全体的に kx が大きいほど δ_{CROWN} は小さく，kθ が 10^5tf·m/rad 以上においては kx の値にかかわらずほぼ一定の値を示し，変化がない。しかし，kθ が 10^5tf·m/rad 未満になると，kθ が小さくなるにつれ，δ_{CROWN} が大きくなり，また，その傾向は kx が小さいほどきわめて顕著である。設計上及

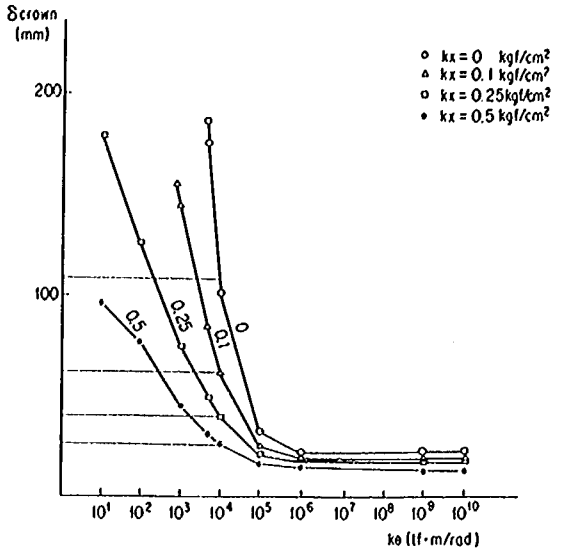


図-3・3・8(d)　$k\theta$, η～クラウン変位（1リングモデル）　$\lambda=0.7$

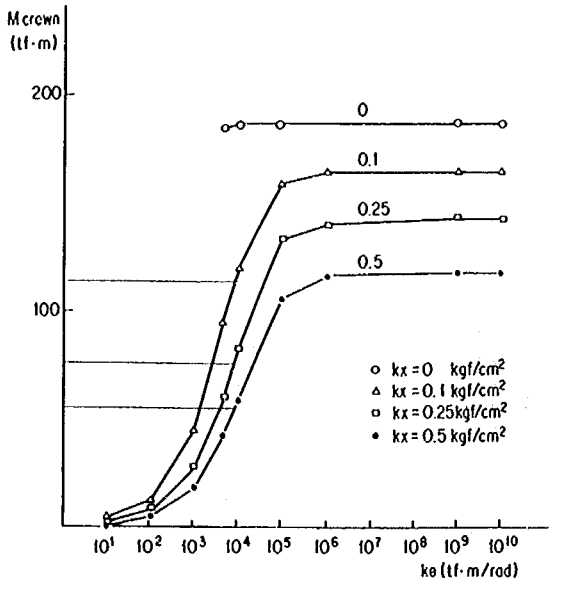


図-3・3・8(e)　$k\theta$, η～クラウン曲げモーメント（1リングモデル）　$\lambda=0.7$

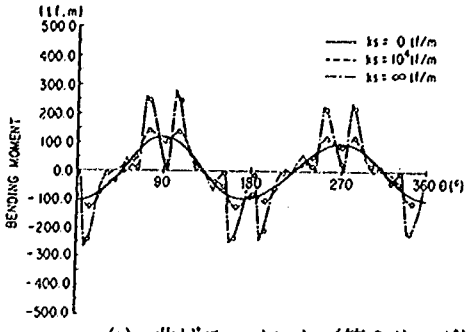
び施工上許容しうる変形量については現時点で一概には定めにくいが仮に $\delta=100$mm（内径で200mm）を限界と考えれば，地盤反力係数 $k_x=0.1$kgf/cm³（$\lambda=0.7$）のとき，ピース間継手の回転バネ定数 $k\theta$ として 10^3 のオーダー以上の剛性をもつように設計しなければならないといえよう。一方，M_{CROWN} については $k\theta$ が 10^5tf・m/rad 以上においては，$k\theta$ による M_{CROWN} の変化は小さい。しかし，$k_x=0$kgf/cm³ の場合をのぞけば，$k\theta=10^5$tf・m/rad を境にして，M_{CROWN} は $k\theta$ が小さくなるにつれ急激に減少する傾向にあり，しかも，その傾向は k_x が小さいほど顕著で，$k\theta=10^3$tf・m/rad 程度では k_x による M_{CROWN} の差は非常に小さいものとなる。すなわち，設計上，抵抗土圧が期待できるか否かは非常に重要であり，抵抗土圧が期待できる場合には，$k\theta$ として 10^5 のオーダー以下の剛性をもつものを設計すれば，発生する曲げモーメントにかなりの低減効果が期待できる。

(2)　6リングモデル

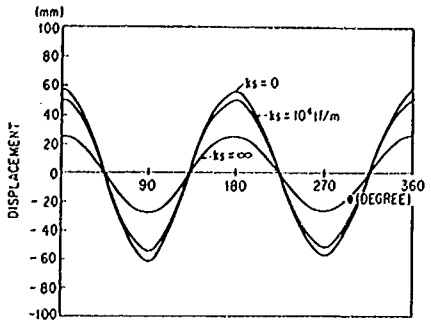
図-3・3・9～10は，6リングモデルにおいて，第3，第4のセグメントリングの周長に沿った曲げモーメント M ((a), (c)図)，半径方向の変位 δ ((b), (d)図) の分布を示したものである。なお，これらの図ではリング間継手のせん断バネ定数 (k_s) をパラメータとした解析結果を示しており，図-3・3・9, 10とも $\lambda=0.7$, $k_x=0.1$kgf/cm³，また，$k\theta$ は図-3・3・9が 10^4tf・m/rad，図-3・3・10が 0tf・m/rad の多ヒンジ系構造となっている。

曲げモーメントについては図-3・3・9, 10とも第3リングの $\theta=15°$（θ はトンネル側壁の位置を 0°として，反時計回りが正の向きの角度），45°, 75°, 105°……，第4リングの $\theta=3°$, 33°, 63°, 93°……の位置の曲げモーメントの絶対値がリング間継手がない場合よりも増加しているのがわかる。このことが特に顕著なのは図-3・3・10の多ヒンジ系構造の場合であり，リング間継手が存在しない場合には曲げモーメントがほとんど発生しない軸力モデルとなっていたのが，リング間継手の存在により曲げモーメントが発生するようになり，セグメントピースの設計上不利な条件となる。これは第3リングの $\theta=3°$, 33°, 63°, 93°……，第4リングの $\theta=15°$, 45°, 75°, 105° の位置にピース間継手が存在するため，これらの位置の曲げ剛性が他の部分よりも小さくなり，曲げモーメントの一部がリング間継手を通じて，隣接のリングへ伝達されることによるものである。

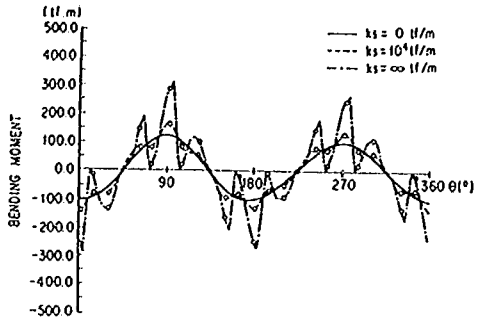
図-3・3・9, 10とも変位については，リング間継手の存在により千鳥組みの効果が発揮され，減少するのが認められる。中でも，図-3・3・10の $k\theta=0$tf・m/rad の多ヒンジ系構造の場合，リング間継手が存在しなければ第3リングのトンネルクラウンの変位量 δ_{crown} は約450mmの大変位となるが，$k_s=10^4$tf/m 程度の剛性を持つリング間継手を採用することにより約100mmに抑制されることは注目に値する。すなわち，(1)の1リングモデルの項では，許容変位量. 100mmとした場合に必要なピース間継手の剛性（回転バネ定数）$k\theta$ は



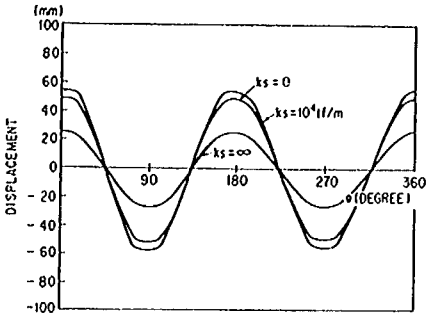
(a) 曲げモーメント（第３リング）



(b) 半径方向の変位（第３リング）

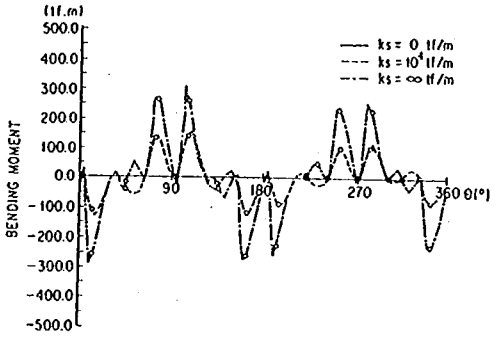


(c) 曲げモーメント（第４リング）

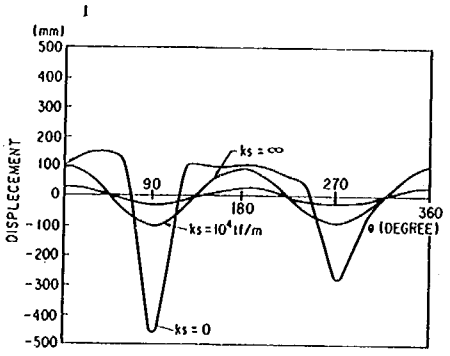


(d) 半径方向変位（第４リング）

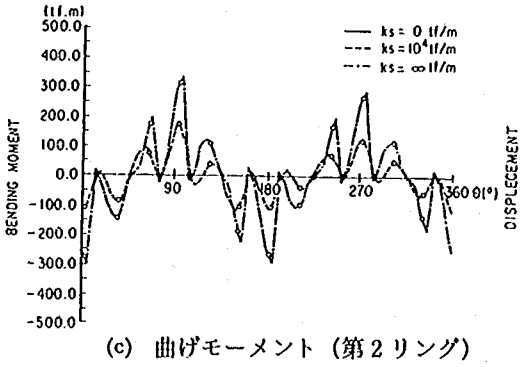
図-3・3・9 リング間継手のせん断バネ定数 k_s（剛性）の影響（６リングモデル）
$k\theta = 10^4$ tf・m/rad $\lambda = 0.7$ $k_x = 0.1$ kgf/cm³



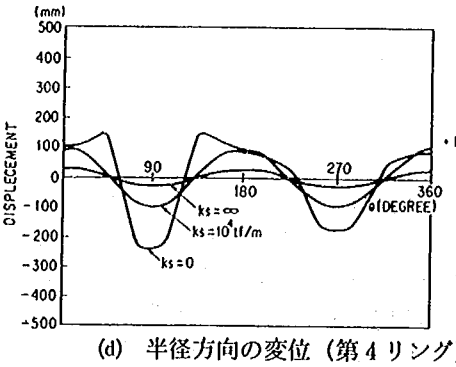
(a) 曲げモーメント（第３リング）



(b) 半径方向の変位（第３リング）



(c) 曲げモーメント（第２リング）



(d) 半径方向の変位（第４リング）

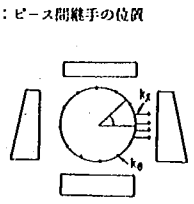


図-3・3・10 多ヒンジリングモデルにおけるリング間継手のせん断バネ定数 k_s（剛性）の影響（６リングモデル）
$k\theta = 0$ tf・m/rad $\lambda = 0.7$ $k_x = 0.1$ kgf/cm³

10^3のオーダー以上という結論を得ていたが，ある程度以上の剛性を持つリング間継手を採用すれば，ピース間継手が$k\theta=0$の多ヒンジ系構造でも，変位量を許容変位量内に納めることが可能となる。しかし，この場合リング間継手の剛性をどの程度にするかについては慎重な検討が必要である。なぜならば，図-3・3・10(e)は，$\lambda=0.7$，$k\theta=10^4$tf・m/rad，$k_x=0.1$kgf/cm^{3}の場合，第3リングのトンネルクラウンの変位量δ_{CROWN}に及ぼすk_sの影響を示したものであるが，この場合には，$k_s=10^4$tf/m以上となって初めて，δ_{CROWN}は急激に減少し始めており，リング間継手の剛性はある値を境にして急激に千鳥組みの効果を発揮し始めるからである。

以上のように，リング間継手はその剛性がある値以上になれば千鳥組み効果を発揮し，変形を拘束することにつながるが，その反面，曲げモーメントを増加させることにもなるため，リング間継手剛性の選定はセグメントの耐力の点からの検討も必要となってくる。

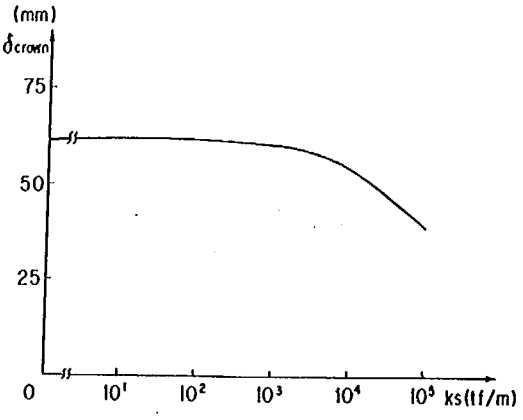


図-3・3・10(e)　回転バネ定数～第3リングクラウン変位関係（6リングモデル）
$\lambda=0.7$　$k\theta=10^4$ tf・m/rad　$k_x=0.1$ kgf/cm^3

3.3.3　継手部の構造特性

シールドトンネル本体工の設計における継手剛性の評価は，多数のセグメントより構築される大断面の東京湾横断道路のシールドトンネルの設計合理化のために，極めて重要な要素となる。

一方，現場計測データ（検討当時，Sトンネル（外径7.1mの双設トンネル，地盤条件はN値がほとんどゼロに近い粘性土）で現場計測が予定されていた）からトンネルに作用する土圧，水圧を逆解析する場合においても，セグメントの挙動や剛性を事前に的確に把握しておくことが不可欠な要素となる。

以上の様な観点から，本検討では次の2点を目的として，実験的検討を実施した。

a）Sトンネルで使用されているセグメントの継手の挙動と剛性について検討を加えること。

b）セグメント継手を回転バネと考えた場合のバネ定数の評価方法について理論的な考察を加えること。

実験は，a）2ピース曲げ載荷実験，b）2ピース軸力導入曲げ載荷実験，c）リング継手せん断載荷実験，d）継手板引張載荷実験，e）セグメント継手引張載荷実験の5種類のものを行った。このうち，a）2ピース曲げ載荷実験はセグメント値に曲げモーメントのみが作用した場合のセグメントの挙動，b）2ピース軸力導入曲げ載荷実験は，セグメント継手に軸力と曲げモーメントが同時に作用した場合のセグメントの挙動を調べるために行ったものである。c）リング継手せん断載荷実験は，せん断力がリング継手に作用した場合のリング継手の挙動を調べるために行ったものである。d）継手板引張載荷実験およびe）セグメント継手引張載荷実験は，セグメント継手の挙動を検討する上で必要となるボルト及び継手板の挙動を把握するために行ったものである。

1）2ピース曲げ載荷実験

(1)　実験方法

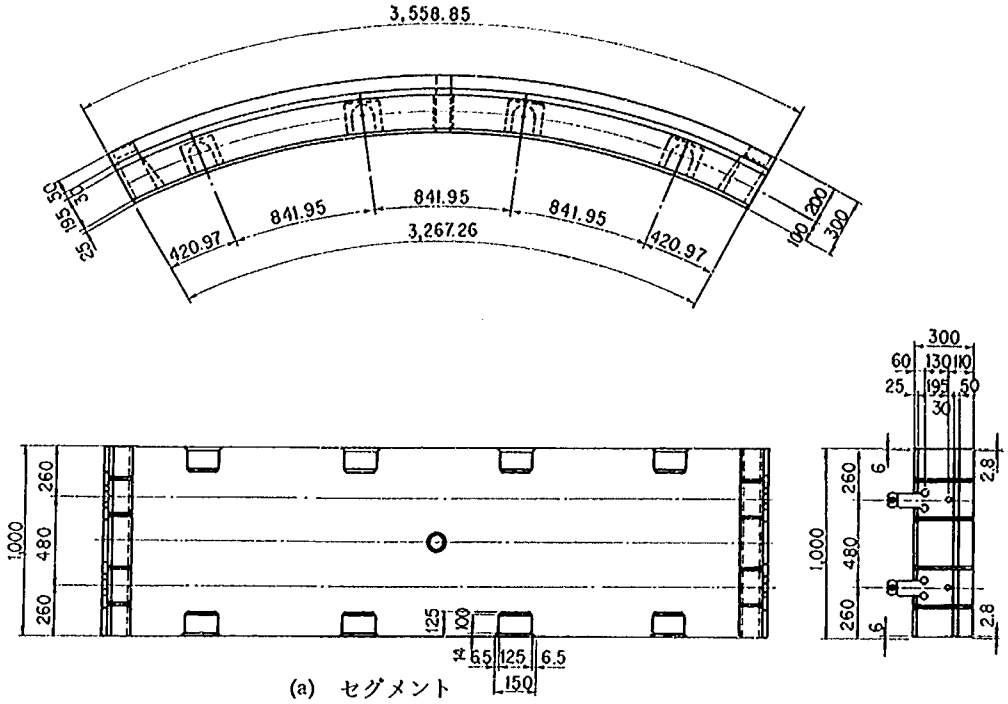
①　供試体

実験に用いたセグメント供試体は，Sトンネル（外径7.1m，セグメントの厚さ0.3m，セグメントの幅1 m）で用いられている平板形鉄筋コンクリートセグメントのA型（中心角57.6°）であり，セグメント継手は直ボルトとなっている。セグメント供試体の寸法形状は図-3・3・11(a)に示すとおりで，継手板にはSM50Aの鋼材を用いている。

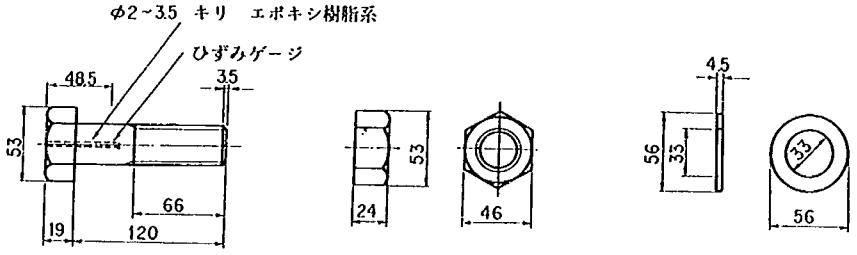
ボルトは図-3・3・11(b)に示す寸法形状を持つ8.8TのM30（引張降伏応力6,400kgf/cm^{2}で軸力に換算すると45tf）を使用し，ボルトの初期締結力は約1,900 kgf/cm^2（軸力に換算すると約13tf）で，この値はボルトの引張許容応力2,400kgf/cm^{2}より低めの値となっている。なお，コンクリートの弾性係数については直接弾性係数を求める試験は行っていないが，コンクリートの設計基準強度（σ_{ck}）が450kgf/cm^{2}であるため，コンクリート標準仕様書（昭和55年度版）に従い，解析では$E_c=3.5\times15^5$kgf/cm^{2}を用いることとした。

②　載荷方法

実験では正曲げ（セグメント内面に引張が発生），負



(a) セグメント



(b) ボルト

図-3・3・11 供試体概観図

曲げ（セグメント外面に引張が発生）の2通りのものを行った。

正曲げの載荷は図-3・3・12(a)に示すような載荷スパン150cmの2線集中載荷とし，支承条件は両端ともローラーとした。載荷Pと継手部に作用する曲げモーメントMとの関係はM＝0.997・P(tf・m)となる。

負曲げの載荷も図-3・3・12(b)に示すように載荷スパン150cmの2線集中荷重とし，支承条件は両端とも移動支承（具体的にはセグメントと支承の間に鉄板をはさみ，グリースを鉄板に塗って滑る構造）とした。荷重Pと継手部に作用する曲げモーメントMとの関係はM＝0.375・P(tf・m)となる。

③ 測定項目

a）荷重

載荷重はジャッキの油圧を圧力変換器により測定した。

b）目開き

各荷重段階毎に，継手部における目開き量をπ型変位計を用いて測定した。側点数は内面，外面各3点測定とし，解析には内面，外面それぞれの平均値を用いることとした。なお，π型変位計は図-3・3・13に示すようにセグメントから1cm離れた位置に測定長が10cmのものを取り付けている。従って，得られる測定値は，セグメントから1cm離れた位置での目開き量となる。

c）ボルトのひずみ（軸力）

図-3・3・11(b)に示したようにボルトの軸部中心にφ2~3.5mmの孔を開け，ひずみゲージを挿入し，各荷重

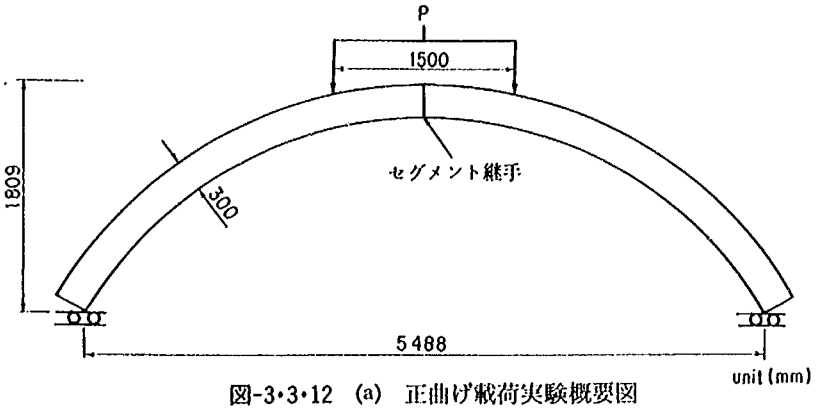


図-3・3・12 (a) 正曲げ載荷実験概要図

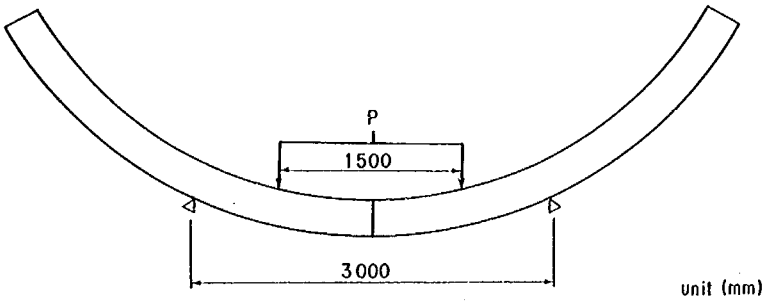


図-3・3・12(b) 負曲げ載荷実験概要図

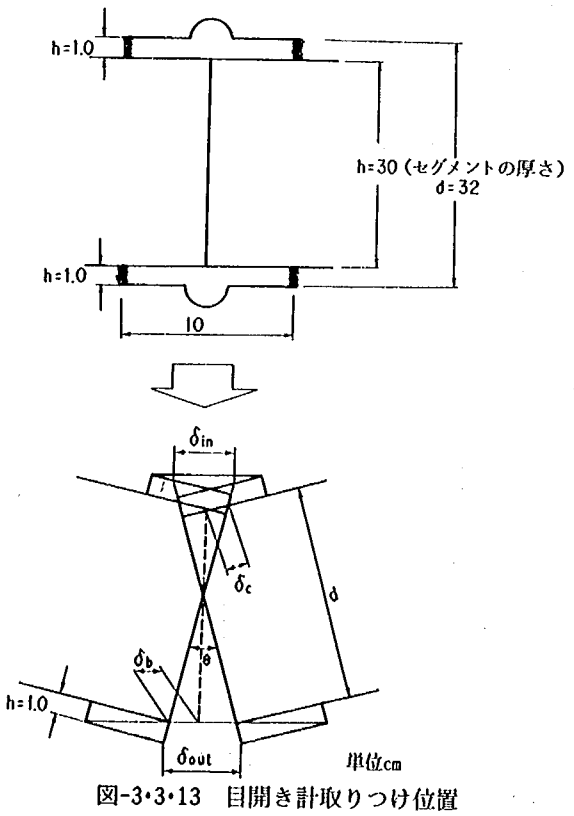


図-3・3・13 目開き計取りつけ位置

段階毎にボルトに発生する引張ひずみを測定した。ひずみゲージを挿入した各ボルトは予め引張試験を行い，引張ひずみとボルトに発生する軸力との関係を求めた。

なお，ひずみゲージを挿入した孔はエポキシ系樹脂により隙間は埋めており，また，孔の断面積は平均して0.05cm² であり，これは，ボルトの断面積7.07cm² に比べると微小であるため，ゲージの断面欠損はないものとして解析を行うこととした。

d）コンクリートの表面ひずみ

図-3・3・14に示すセグメント内面と外面の各位置にひずみゲージを貼り付け，各荷重毎に，コンクリート表面に発生するひずみを測定した。

e）変位

セグメント継手位置における載荷方向の変位 δ_{crown} を歪変換式変位計により測定した。

(2) 実験結果

① コンクリートの表面ひずみ

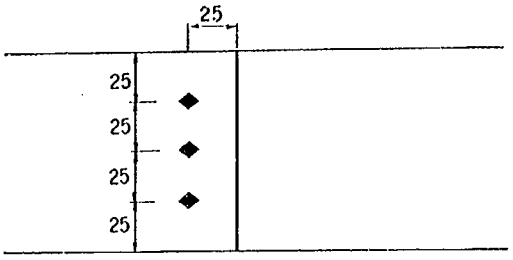
図-3・3・15(a)は正曲げ引張側（セグメント内面）の，(b)は圧縮側（セグメント外面）のコンクリート表面に発生するひずみ（引張が正）と荷重との関係を示したものである。図中には，セグメント断面を全断面有効

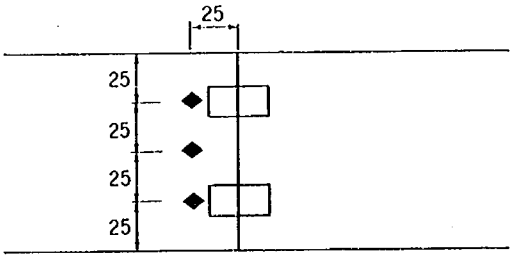
(中立軸の位置 $x=14.9$cm，断面2次モーメント $I_i=2.71\times10^5$cm^4) と考えた場合と，引張側コンクリートを無視 ($x=7.5$cm，$I_i=7.91\times10$m^4) した場合に，理論から求まるひずみと荷重との関係も併せて示した。引張側のNO.5の位置に発生するひずみは載荷重8 tf程度まで全断面有効と考えた場合の理論値によく一致し，8 tf以降は非線形な挙動を示すようになる。また，載荷重8 tf時のひずみを応力に換算すると $\sigma_c=50$kgf/cm^2 となり，この値は圧縮強度の10分の1と考えた引張強度 $\sigma_t=45$kgf/cm^2 と比較的一致する。なお，NO.4，6の位置に発生するひずみは理論値よりも低い値となっているが，これはその背後にある継手boxの影響と考えられる。一方，圧縮側に発生するひずみは載荷重10tf程度までは全断面有効と考えた場合の理論値によく一致し，また，10tf以降は引張断面を無視した場合の理論値に近づいていくことがわかる。

以上の事を総合すると，正曲げ時における載荷状況は良好であり，ひずみを測定した断面では，理論通り載荷重8 tf程度から引張側にクラックが発生したものと考えられる。

図-3・3・16(a)は負曲げ時引張側(セグメント外面)の，(b)は圧縮側（セグメント内面）のコンクリート表面に発生するひずみと荷重との関係を示したものである。図中には，正曲げ時同様，全断面有効($x=15.1$cm，$I_i=2.71\times10^5$cm^4) と引張側コンクリート無視 ($x=8.0$cm，$I_i=8.72\times10^4$cm^4) の場合に，理論からそれぞれ求まるひずみと荷重との関係も示した。

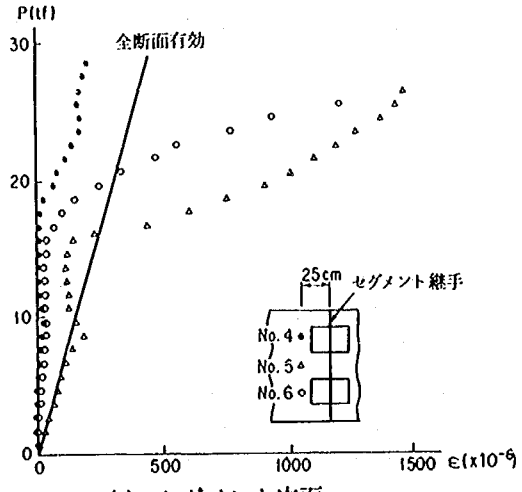
引張側のひずみは，貼付位置によってばらつきが認められるが，載荷重18tfまでの挙動は，全断面有効と考えた場合の挙動に比較的一致している。また，載荷重18tf時のひずみを応力に換算すると $\sigma c=30$kgf/cm^2 程度となり，この値は引張強度 $\sigma t=45$kgf/cm^2 よりやや低めの値となっている。圧縮側のひずみは，載荷重20tfまではNO.2の位置のひずみが全断面有効と考えた場合の理論値に一致し，20tf以降はNO.2の位置のひずみが引張側コンクリートを無視した理論値に近づいていくことがわかる。なお，NO.1，3のひずみはNO.2の位置のひずみに比べると小さい値と



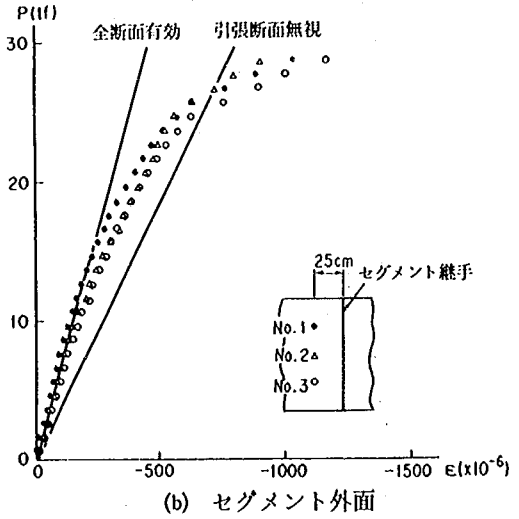


単位cm

図-3・3・14 ひずみゲージ貼付位置



(a) セグメント内面



(b) セグメント外面

図-3・3・15 コンクリート表面ひずみ（正曲げ時）

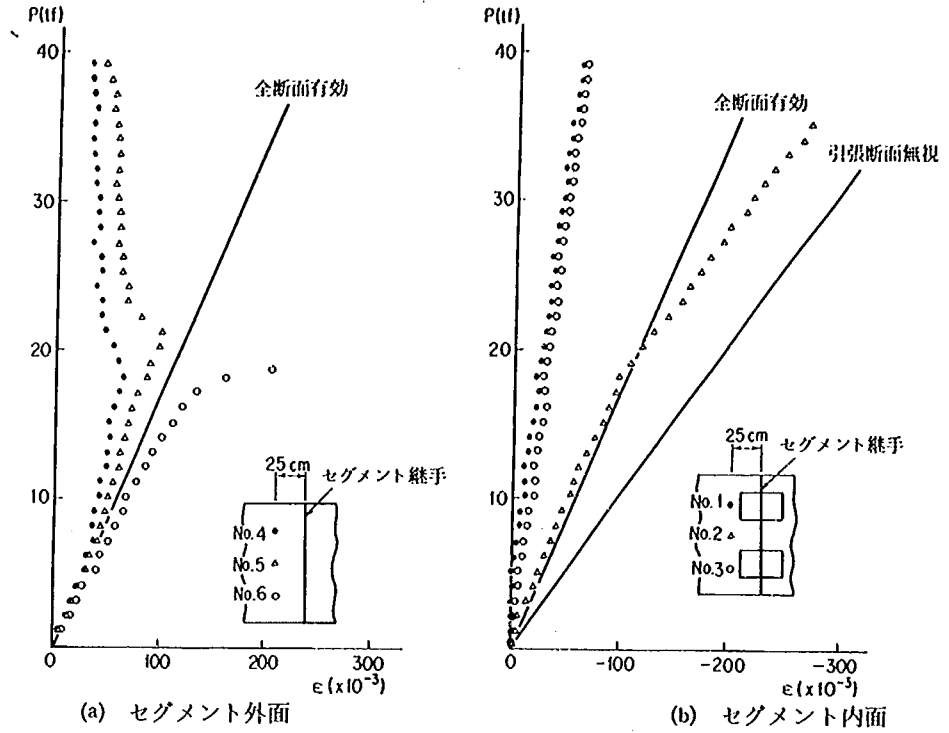
なっているが，やはり背後にある継手 box の影響を受けたものと思われる。

以上のことを総合すると，負曲げ時における載荷状況も良好であり，ひずみを測定した場合では理論通り，載荷重18tf 程度から，引張側コンクリートにクラックが発生したものと考えられる。

② ボルトの軸力

図-3・3・17(a)(b)は正曲げ時の各ボルトに発生する軸力（引張が正）と荷重との関係を示したものである。図からわかるように，各ボルトとも荷重の増加に伴いボルトの軸力が増加しており，ボルトに引張力が作用しているのが認められる。

しかし，圧縮縁に近いボルト 1，2 の軸力は，荷重10tf 付近までほとんど変化しておらず，荷重10tf 以後の軸力の増加量もボルト 3，4，5，6 に比較すると非常に小さい。これに対して，ボルト 3，4，5，6



(a) セグメント外面　(b) セグメント内面

図-3・3・16 コンクリート表面ひずみ（負曲げ時）

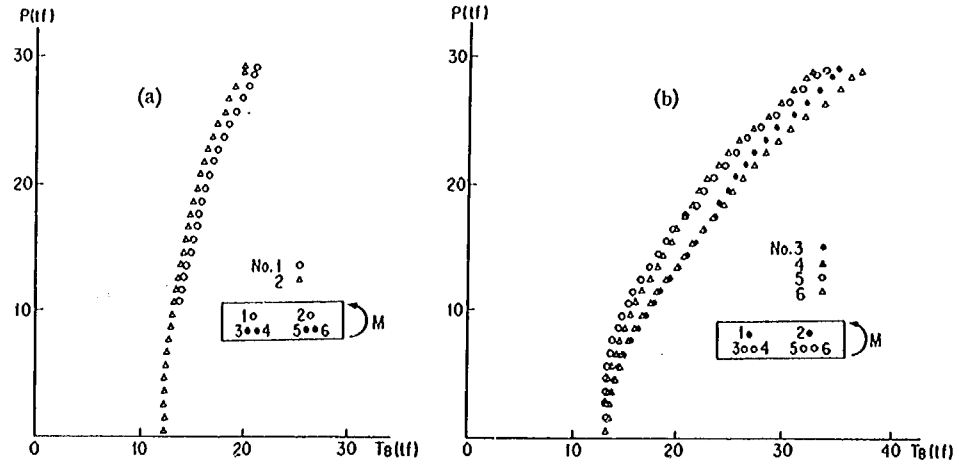


図-3・3・17 ボルトの軸力（正曲げ時）

に発生する軸力は各ボルトにばらつきが認められるものの，平均すると荷重4 tf付近から増加し始め，荷重18tf付近以降の荷重と軸力との関係は原点を通る直線でほぼ近似できることがわかる。

図-3・3・18(a)(b)は負曲げ時の各ボルトに発生する軸力と荷重との関係を示したものである。負曲げ時の場合は，圧縮縁に近いボルト3，4，5，6に発生する軸力は，荷重20tf付近からやや増加するのが認められるものの増加量は非常に小さく，ボルトに引張力は作用していないと考えてもそれほど問題はないと考えられる。

一方，ボルト1，2に発生する軸力と荷重との関係はほぼ2本の直線で近似でき，特に荷重約13tf以降の挙動は，原点を通る直線で近似できることが特徴となっている。

③ 継手部の相対回転角

図-3・3・19，20は図-3・3・13で定義される継手部における相対回転角 θ を次式により求め，θ と継手部に作用する曲げモーメントMとの関係を示したものである。

$$\theta=\frac{2(\delta in+\delta out)}{d} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (3.3.1)$$

ここに，

δin：セグメント圧縮側の目開き量
（圧縮を正と定義）

δout：セグメント引張側の目開き量
（引張を正と定義）

d：圧縮側と引張側の目開き計設置位置の距離
(d＝32cm)

ただし，曲げモーメントMは正曲げ時M＝0.997・

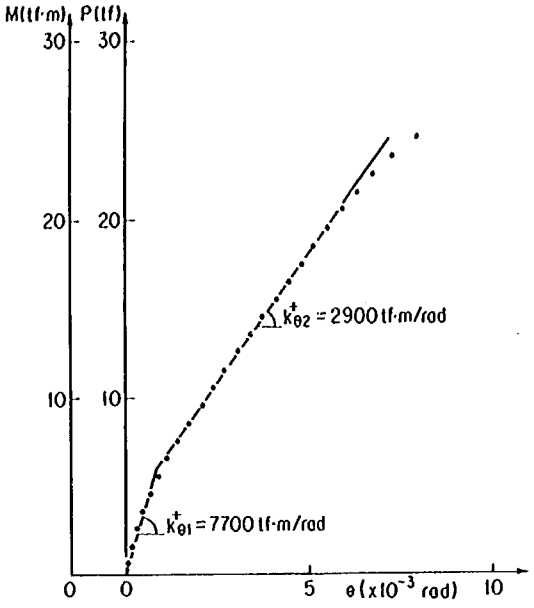


図-3・3・19 曲げモーメントMと相対回転角 θ との関係（正曲げ）

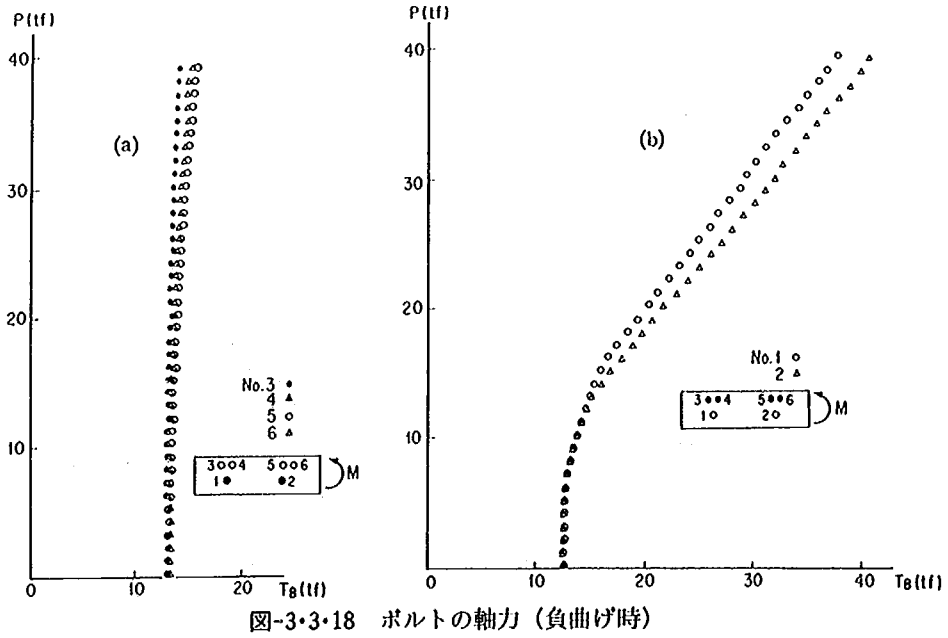


図-3・3・18 ボルトの軸力（負曲げ時）

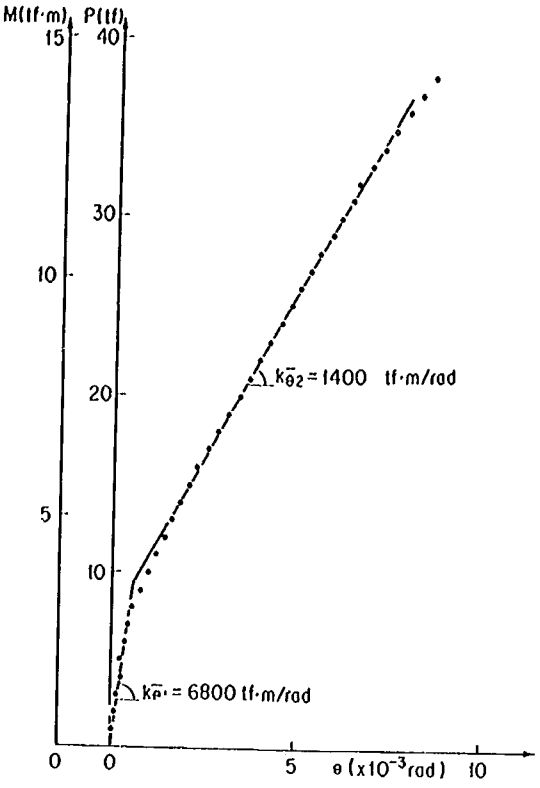


図-3·3·20　曲げモーメントMと相対回転角 θ との関係（負曲げ）

P(tf·m)，負曲げ時 M＝0.375·P(tf·m)) で与えた。

図からわかるように，曲げモーメント M と相対回転角 θ との関係は正負曲げともほぼバイニリアーな関係を示し，正曲げの場合は荷重約 6 tf までは傾き $k\theta_1^+$ ＝7,700tf·m/rad，6 tf 以降は傾き $k\theta_2^+$＝2,900tf·m/rad の直線で値負曲げの場合は荷重約10tf までは傾き $k\theta_1^-$＝6,800tf·m/rad，10tf 以降は傾き $k\theta_2^-$＝1,400tf·m/rad の直線で近似できる。

④　継手部における変位

図-3·3·21，22は継手部における変位 δ_{CROWN} と荷重との関係を示したものである。

図からわかるように正曲げ時，負曲げ時ともに荷重と δ_{CROWN} との関係はほぼバイリニアーな関係を示し，正曲げ時は荷重 9 tf 付近で，負曲げ時は荷重10tf 付近で変曲点が現れる。また，これら変曲点が現れた時の荷重値（正曲げ時約 6 tf，負曲げ時約10tf）に比較すると，正曲げ時ではやや大きな値となっているが，負曲げ時はよく一致している。なお，図中にはセグメント継手を M＝kθ×θ となる関係を示す回転バネをモデル化し，回転バネ定数 kθ に前述した相対回転角

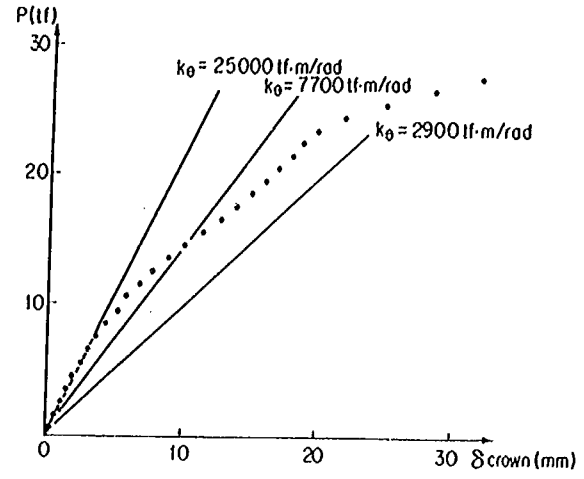


図-3·3·21　継手部変位と荷重との関係（正曲げ）

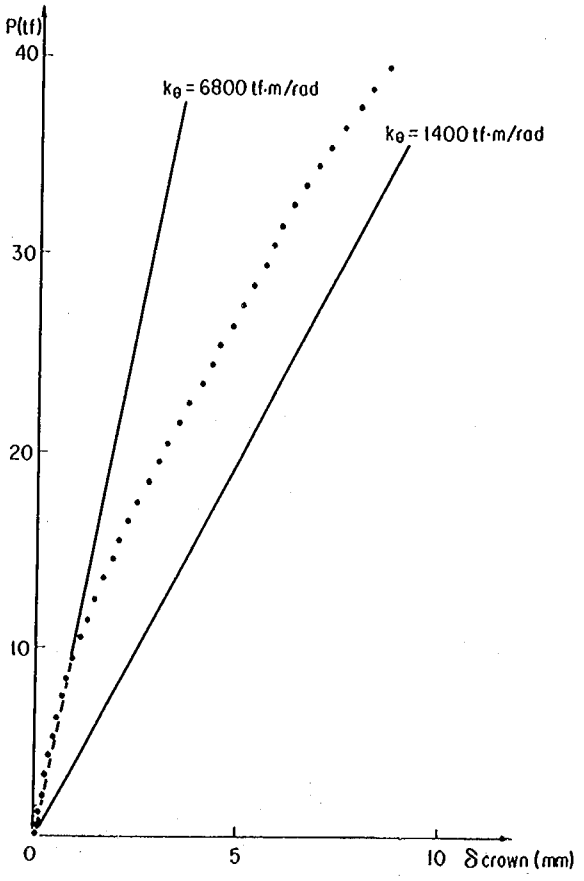


図-3·3·22　継手部変位と荷重との関係（負曲げ）

θ と曲げモーメント M との関係から求まる値（$k\theta_1^+$＝7,700tf·m/rad，$k\theta_2^+$＝2,900tf·m/rad，$k\theta_1^-$＝6,800tf·m/rad，$k\theta_2^-$＝1,400tf·m/rad）を用いて行った解析結果も示した。ただし，解析に用いる断面 2 次モーメ

ントは，セグメント断面には継手boxの存在による断面欠損があること，一部の断面ではクラック発生による剛性低下が起こることを考慮して，鉄筋を無視した全断面を有効（$I_i=2.25\times10^5cm^4$）と考えた。

解析値と実験値との比較では，正曲げ時は変曲点までの変位は実験値が$k\theta_1'=7,700tf\cdot m/rad$を用いた解析値よりも小さな値を示すものの，変曲点後の変位の増分は実験値と$k\theta_2'=2,900tf\cdot m/rad$を用いた解析値は比較的よく一致する。また，負曲げ時は，変曲点までの変位は，実験値と$k\theta_1^-=6,800tf\cdot m/rad$を用いた解析値はよく一致し，変曲点後の変位の増分は実験値と$k\theta_2^-=1,400tf\cdot m/rad$を用いた解析値は比較的よく一致している。

以上のことを総合すると，セグメント継手を回転バネにモデル化した場合のバネ定数値には，正曲げ時の変曲点前についてはやや疑問が残るものの，式(1)により求まる相対回転角θと曲げモーメントMとの関係から求まる値を用いることが概ね妥当であると言える。

2）2ピース軸力導入曲げ載荷実験

(1) 実験方法

実験には，図-3・3・11に示すような厚さ0.3m，幅1mの平板形鉄筋コンクリートセグメントを使用した。セグメント継手は継手1カ所につき直ボルト3本を使用する構造となっており，継手板にはSM50Aの鋼材を用いている。また，ボルトは8.8Tの M30を使用し，ボルトの初期締付力は軸力に換算して約13tfを目標とした。

実験は正曲げ（セグメント内面に引張が発生），負曲げ（セグメント外面に引張が発生）の2通りのものを行い，正曲げ，負曲げとも図-3・3・23(a)に示すように鉛直荷重P_vおよび水平荷重P_hを作用させ，P_vとP_hの比率を調節することにより，セグメント継手部に正および負の曲げモーメントが作用するようにした。正曲げについては，曲げモーメントM＝10.3tf・m，軸力N＝71tfを目標とする断面力とし，$P_v=1.94P_h$の関係を維持しながら，負曲げについてはM＝－13.0tf・m，N＝76tfを目標とする断面力とし，$P_v=1.63P_h$の関係を維持しながらP_vおよびP_hを段階的に増加させた。なお，目標とする断面力は本セグメントの設計荷重から慣用計算法に準じて求めた。測定項目は，ボルトに発生する軸力，継手部における変形（目開き）量とした。

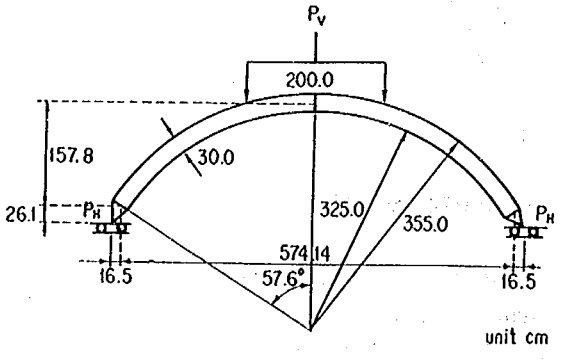


図-3・3・23　2ピース軸力導入曲げ載荷実験

(2) 実験結果

① ボルトの軸力

図-3・3・24(a)は正曲げ時の，(b)は負曲げ時の，引張縁に近い各ボルトに発生する軸力（引張が正）と鉛直荷重との関係を示したものである。図からわかるように各ボルトともに荷重の増加に伴うボルトの軸力の増加量は非常に小さく，ボルトには引張力がほとんど作用していない。

② 継手部における相対回転角

図-3・3・25(a)は正曲げ時の，図-3・3・25(b)負曲げ時の，図-3・3・26で定義される継手部における相対回転角θを継手部コンクリート圧縮縁の変形量δc，コンクリート引張縁の変形量δtを用いて次式により求め，継手部に作用する曲げモーメントMとの関係で示したものである。

$$\theta=\frac{\delta c+\delta t}{h} \quad \cdots\cdots (3.3.2)$$

h：圧縮縁から引張縁までの距離

図からわかるように，正曲げ時に発生する相対回転角は非常にわずかであるが曲げモーメントの増加とともに増加しており，Mとθの関係を示す直線の傾きから回転バネ定数$k\theta$求めると$k\theta=15,000tf\cdot m/rad$が得られる。ちなみに，2ピース曲げ載荷実験結果によれば軸力が作用しない場合は，$k\theta=7,700tf\cdot m/rad$(離間前)，$k\theta=2,900tf\cdot m/rad$(離間後)が得られている。

負曲げ時は，M＝9tf・m程度までは曲げモーメントの増加とともに相対回転角も増加しており，この領域におけるMとθの関係を示す直線の傾きから回転バネ定数$k\theta$を求めると$k\theta=10,000tf\cdot m/rad$が得られる。M＝9tf・m以降については相対回転角θの増加はほとんど認められない。ちなみに，軸力が作用しない場合は$k\theta=6,800tf\cdot m/rad$，$k\theta=1,400tf\cdot m/rad$が2ピース曲げ載荷実験から得られている。

3）継手板引張載荷実験

(1) 実験方法

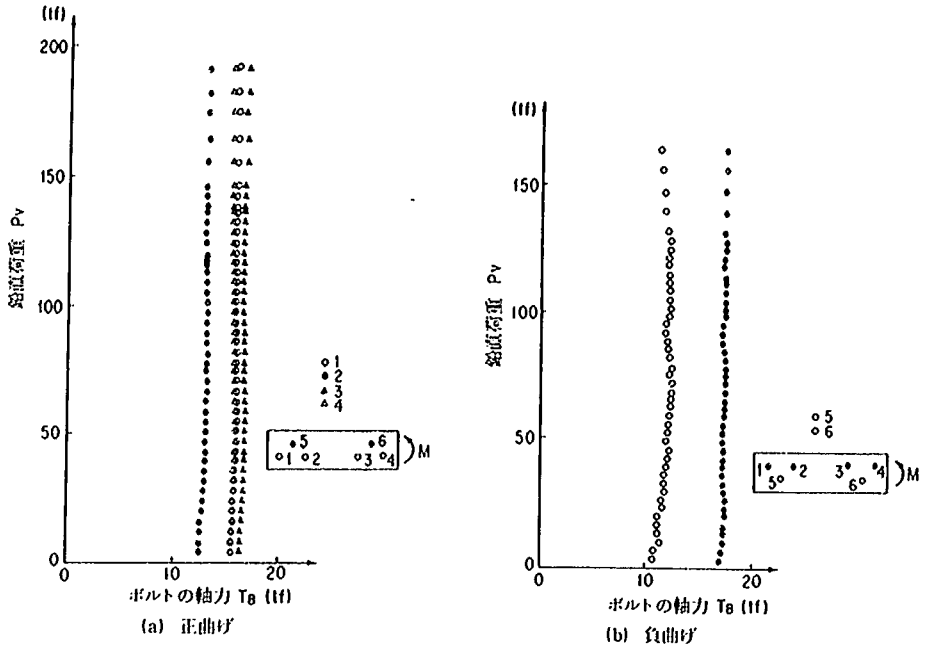


図-3・3・24　ボルトの軸力と荷重との関係（2ピース曲げ実験）

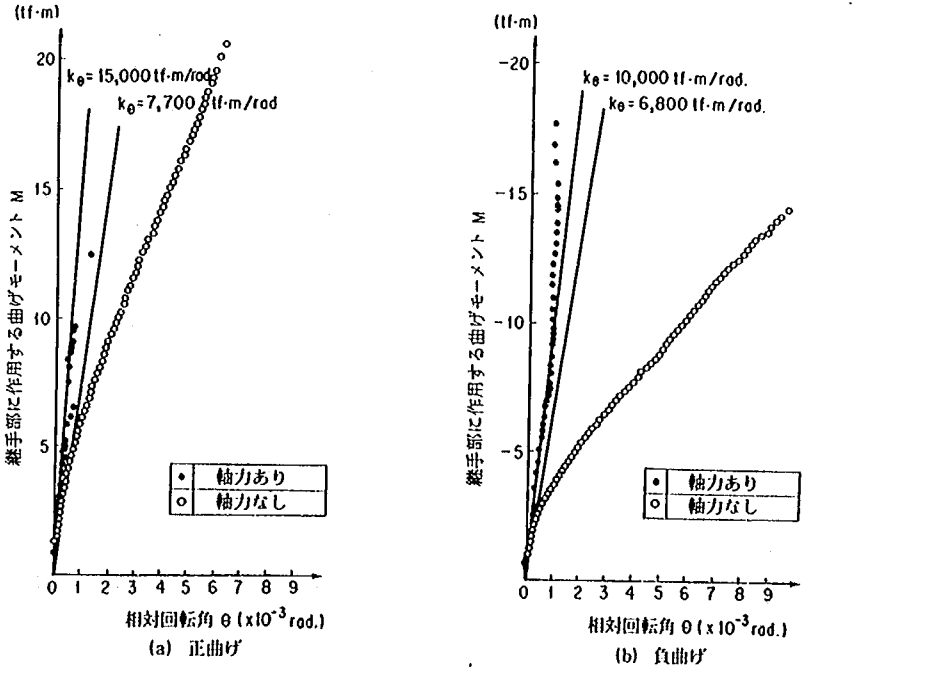


図-3・3・25　相対回転角と曲げモーメントとの関係（2ピース曲げ実験）

実験には2ピース軸力導入曲げ載荷実験と同一の供試体を使用し，実験は，図-3・3・27に示すように継手板のボルト孔にボルトを通し，ボルトの軸部を引張った。測定項目は，ボルト孔周辺の継手板垂直方向の変位とした。

(2)　実験結果

図-3・3・28は，引張荷重と継手板の変位との関係を示したものである。また，図中にはボルト孔の周囲に引

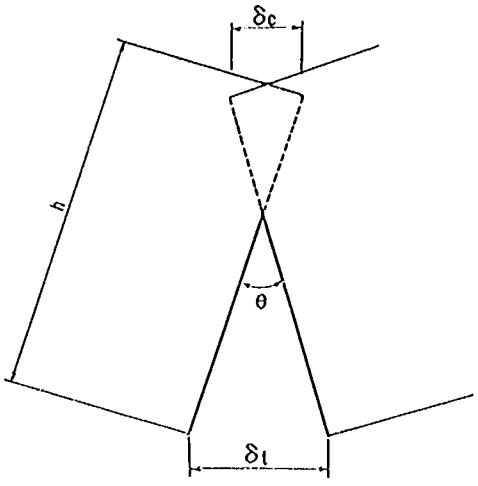


図-3・3・26 相対回転角の定義

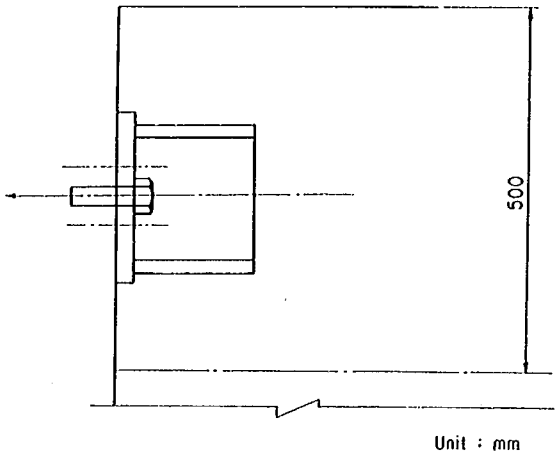


図-3・3・27 継手板引張載荷実験

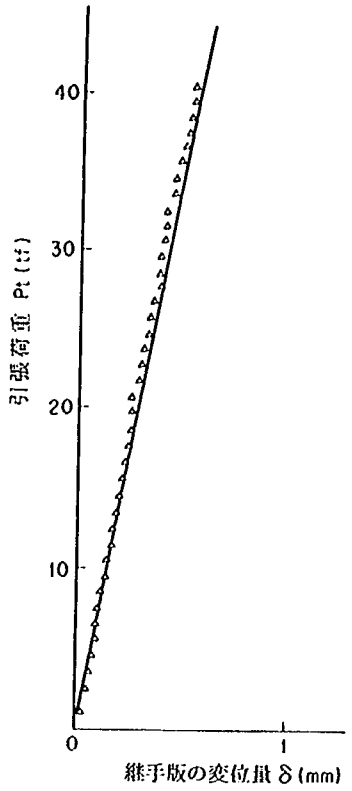


図-3・3・28 継手部の変位と荷重との関係
(継手板引張実験)

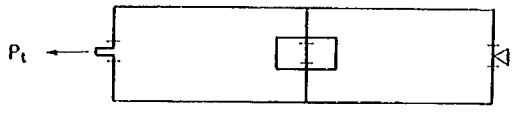


図-3・3・29 セグメント継手引張載荷実験

張荷重がそれぞれ作用した場合の継手板の変位をFEM解析により求めた結果も示した。ただし，FEM解析を行うに当たっての境界条件は，自由境界を除く継手板周囲の3辺の垂直，水平変位を固定（回転に対しては自由）とした。荷重と各変位との関係はほぼ線形となり，解析結果とも比較的良く一致する。

4）セグメント継手引張載荷実験

(1) 実験方法

実験には継手部（セグメント継手）の細部構造が2ピース軸力導入曲げ載荷実験に用いた供試体と同一の直方体型供試体を使用しており，実験は図-3・3・29に示すように1本のセグメント供試体の一方を固定とし，残りの供試体を引張った。測定項目は，各荷重段階ごとに継手部における目開き量，ボルトに発生する軸力とした。

(2) 実験結果

① ボルトの軸力

図-3・3・30は，セグメント継手引張載荷実験から得られた引張荷重 Pt とボルトに発生する軸力 T との関係を示したものである。図からわかるように，ボルトに発生する軸力は，引張荷重13tf 程度まではほとんど増加せず荷重13tf 以降 Pt＝T の直線に漸近して行く。これは，初期状態においては継手部が初期締付力約13tfで締付けられて継手板に圧縮力が作用しているため，荷重の小さい段階では継手部に作用する引張力がこの初期締付力を開放する力として作用し，初期締付力がすべて開放した後は，継手部に作用する引張力がボルトに直接作用するためと考えられる。したがって，直

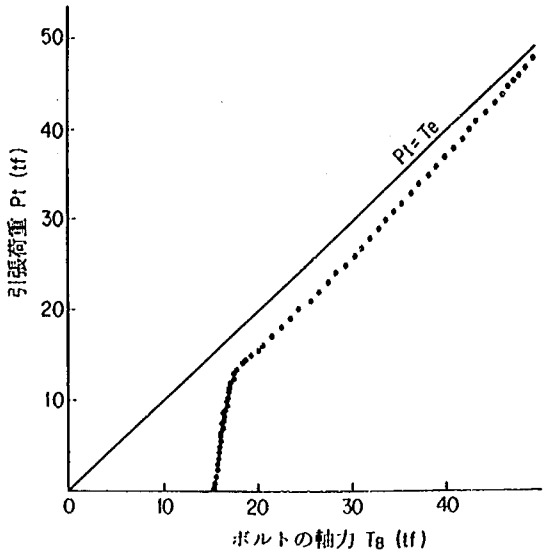


図-3・3・30　ボルトの軸力と荷重との関係
（セグメント継手引張実験）

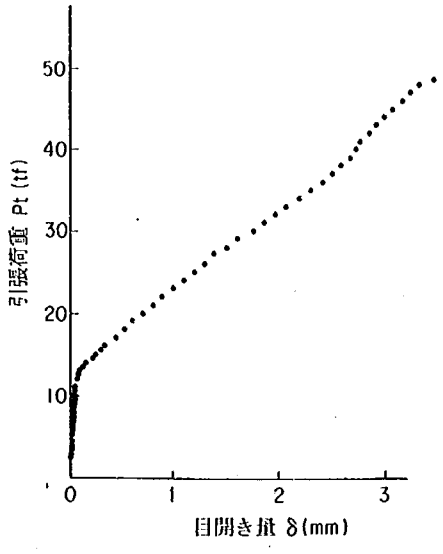


図-3・3・31　目開きと荷重との関係
（セグメント継手引張実験）

ボルトにより締付けられたセグメント継手の挙動は，初期締付力がすべて開放される状態（離間）を境にして大きく変化することになる。

②　目開き

図-3・3・31は，引張荷重 Pt と継手部に発生する目開き量 δ との関係を示したものである。目開き量は引張荷重13tf 程度から発生し始め，この荷重値は前述のボルト軸力の増加率が増大し始めた荷重値と概ね一致する。

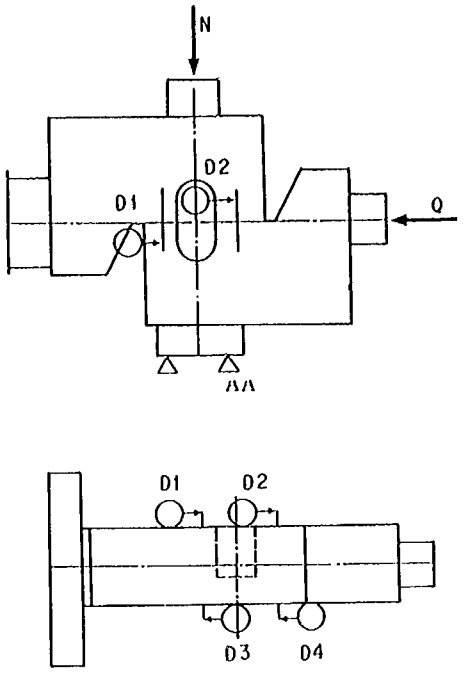


図-3・3・32　リング継手せん断載荷実験

5）リング継手せん断載荷実験

(1)　実験方法

実験には継手部（リング継手）の細部構造が２ピース軸力導入曲げ載荷実験に用いた供試体と同一の直方体に近い形状の供試体を使用しており，実験は図-3・3・32に示すようにリング継手用ボルトにより締結された２個のセグメント供試体に対して，一定の鉛直荷重を与えながら水平荷重を増加させ，継手部にせん断を作用させた。なお，鉛直荷重は10tf，20tf，40tf，50tf の４通りのものを与え，継手部の相対変位を測定した。

(2)　実験結果

図-3・3・33は，せん断載荷実験から得られたリング継手に作用するせん断力 Q とリング継手に発生する相対変位 δ との関係を示したものである。図からわかるように Q と δ との関係は鉛直荷重 N の値にかかわらず，基本的には図-3・3・34に示すようなトリリニアーな関係を示す。これは，Ⅰの領域ではセグメント端面間の摩擦力が作用するため相対変位がほとんど発生せず，Ⅱの領域でボルトとボルト孔間のクリアランス量（設計上は３ mm）だけのすべりが発生し，Ⅲの領域でようやくボルトにせん断力が直接作用するためと考

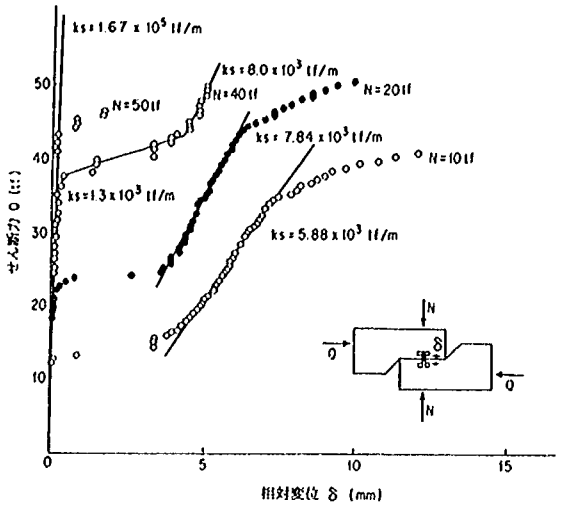


図-3・3・33 相対変位とせん断力との関係（せん断実験）

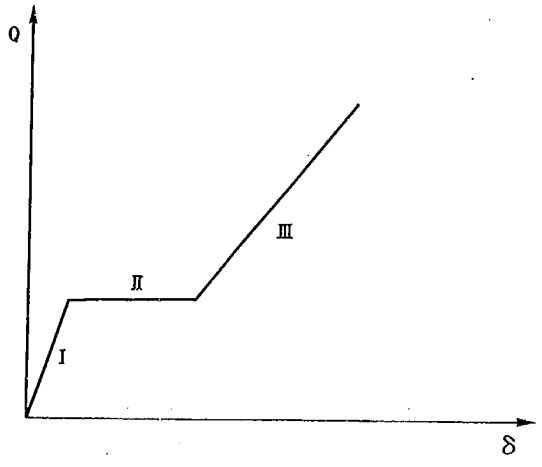


図-3・3・34 せん断実験結果のモデル化

えられる。なお，N＝50tf の場合は S＝46tf 付近から荷重が増加しなくなり，IIIの領域が明確に現れる前にボルトがせん断破壊し始めた。

次にこれらの挙動を示すリング継手を $Q=ks\cdot\delta$ なるせん断バネにモデル化した場合に必要となるせん断バネ定数 ks を各領域毎に図-3・3・33から求めると，以下のようになる。

Iの領域については垂直荷重 N の値にかかわらず，せん断定数 $ks=1.67\times10^5$ tf/m あるいはそれ以上の値が得られる。IIの領域については，垂直荷重 N の値が小さい範囲ではせん断バネ定数 ks はゼロに近い値を示すが，N が大きくなると有限の値を示すようになり，例えば N＝40tf の場合は $ks=1.3\times10^3$ tf/m 程度の値を示す。IIIの領域については垂直荷重 N の増加に

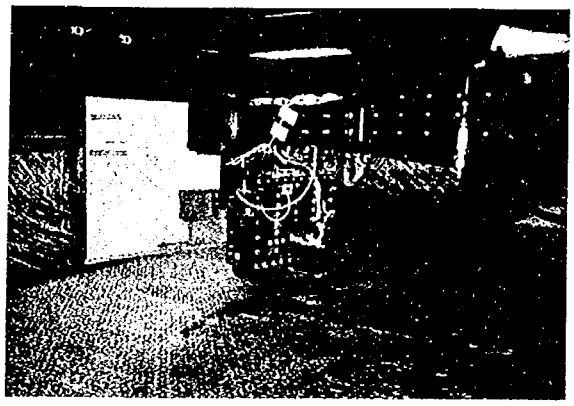


写真-3・3・1 遠心圧密装置内部

伴ない ks の値も増加する傾向が見られ，N＝10tf の場合は $ks=5.88\times10^3$ tf/m，N＝20tf の場合は $ks=7.84\times10^3$ tf/m，N＝40tf の場合は $ks=8.0\times10^3$ tf/m が得られている。したがって，リング継手をトリリニアーなる挙動を示すせん断バネでモデル化する場合のせん断バネ定数の値は，Iの領域については垂直荷重 N の影響はあまり受けないが，II，IIIの領域については N の影響を受けるため N の値に注意を払う必要があるものと考えられる。

3.3.4 セグメントに作用する荷重

1）調査目的

海底下の土被りの小さいシールドトンネルの合理的かつ経済的な設計法の検討に資するため，トンネルに作用する土圧，水圧等の荷重の大きさ及びその分布状況を模型実験により明らかにすることを目的とする。

2）実験方法

(1) 実験装置

実験装置は，写真-3・3・1のような遠心力載荷装置を用いて行った。載荷装置のブームの先端に，図-3・3・35に示すような模擬地山材料をいれた箱を取りつけ，80 G の加速度が得られるまで回転し，図-3・3・35に示すトンネルカバーを引き抜きトンネル掘削を模擬した。トンネルカバーはトンネル模型より直径が 2 mm 大きく，これをシールドのテールボイド等掘削時のゆるみにあたるものとしている。トンネルカバーは，ステンレス製できわめて剛なものであり，本実験程度の遠心載荷ではほとんどたわまない。また，トンネル模型には，20個のロードセルを埋めこんで，作用土圧を計測した。(図-3・3・35，写真-3・3・2)

(2) 地山材料

実験で用いた地山材料は，東京湾海底から採取した粘性土で，その土質性状を表-3・3・1に示す。自然含水

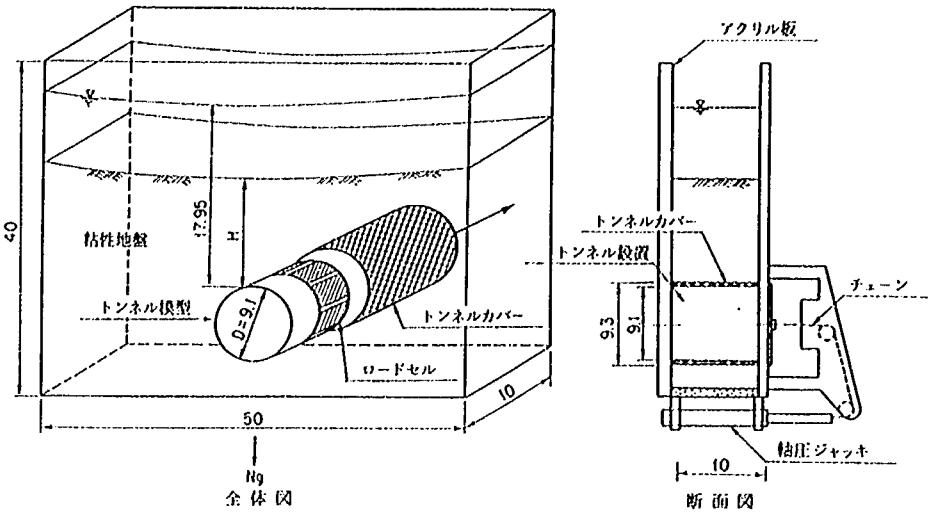


図-3・3・35　実験装置概要図

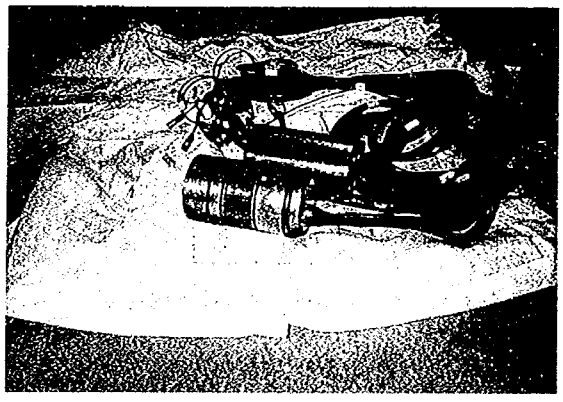


写真-3・3・2　新規作成したトンネル模型

表-3・3・1　試料の物理特性

比　重　Gs		2.662
自然含水比		170%
液性限界 W_L		101%
塑性限界 W_P		56%
粒度特性	砂　分	1%
	シルト分	38%
	粘　土　分	22%
	コロイド分	39%

比が液性限界より大きく土被り圧も高々数 kgf/cm² であるので，いわゆる軟弱地盤を形成する正規圧密粘土と考えられる。採取当初はヘドロ状であり，1軸圧縮試験用の供試体作成に必要な自立性もないものであったが，実験に必要な80G の遠心圧密を行った後は，少なくとも高さ10cm 程度の自立性を有した。

(3)　実験手順

トンネルを掘削する実際の地盤では，一次圧密は終了しているであろうから，模型実験においてもトンネルカバー引き抜き実験（荷重測定実験）の前に，アクリル板載荷による予備圧密及び遠心圧密を，沈下がある程度収まるまで行った。その後，除荷し直径93mm の孔を掘削し，トンネルカバー及びトンネル模型を設置した。その後，再び遠心載荷を行い所定の加速度を与えた後，油圧ジャッキを作動させてトンネルカバーを引き抜いた。これにより，カバーの厚みの分だけのゆるみ（原型ではテールボイド等のゆるみに相当する）を与え，シールドトンネルの掘削を模擬した。その際に，トンネルに対し法線方向に作用する土圧を，トンネル模型に取り付けられた20個のロードセルにより計測した。実験は，トンネルクラウンから水面までの距離を一定にして土被り H とトンネル外径 D との比 H/D を0.65から1.44まで変化させ，行った。

(4)　相似則

模型実験の結果を現実の結果にあてはめるのには相似則が必要である。相似則は，その模型実験の目的や条件によって異なり，原型現象を支配する物理法則を明らかにすることにより求められる。これには，通常①微分方程式による方式　②パラメータによる方式　③支配的な物理法則の確認による方式がある。

遠心載荷実験については，過去に多くの相似則に関する研究がなされており，またその検証もなされてい

るので，ここではそれを用いることにする。

実物の1/nの幾何学的な相似模型を実物と全く同じ土質構成で作り，これをnGの遠心力場に置いた場合の実物と模型の関係を考える。模型のサフィックスをl_m，原型のサフィックスをl_pとする。

まず，幾何学的には

長さに関して　$l_m=l_p/n$　……(3.3.3)

また，深さ$x_m(=x_p/n)$における自重による鉛直応力σは

$$\sigma_m=\gamma_m\cdot x_m=(n\gamma_p)\cdot(x_p/n)=\sigma_p \quad \cdots\cdots (3.3.4)$$

模型は実物と同一材料で，鉛直応力が等しいから両者の土圧の値も等しい。したがって，鉛直応力だけでなくすべての方向の応力が実物と同じになり，発生する間隙水圧も実物と等しい。したがって土要素のひずみは

$$\varepsilon_m=\varepsilon_p \quad \cdots\cdots (3.3.5)$$

沈下量，一般に変形量Sはこれを長さで積分した値であるから，

$$S_m=S_p/n \quad \cdots\cdots (3.3.6)$$

次に間隙水の流れに関しては，土中の距離Δlを速度vの水が流れるのに要する時間をtとすれば，

$$\left.\begin{aligned} t_m&=\Delta l_m/v_m\\ t_p&=\Delta l_p/v_p \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.3.7)$$

模型材料の透水係数は実物と同じで，それをk，動水勾配をiとすれば，

$$\left.\begin{aligned} v_m&=k\cdot i_m=k(\Delta h_m/\Delta l_m)\\ v_p&=k\cdot i_p=k(\Delta h_p/\Delta l_p) \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots (3.3.8)$$

模型と実物の対応する点の間隙水圧は等しいから，$\Delta h_m=\Delta h_p$，また，$\Delta l_m=\Delta l_p/n$であるから$i_m=n\cdot i_p$，したがって

$$v_m=n\cdot v_p \quad \cdots\cdots (3.3.9)$$

これと$\Delta l_m=\Delta l_p/n$，および式(3.3.7)から

$$t_m=t_p/n^2 \quad \cdots\cdots (3.3.10)$$

このようにダルシーの法則が成り立てば，模型の間隙水の移動時間は透水問題や圧密問題を通じて実物の$1/n^2$に短縮されることになる。上記の相似則によれば，今回の実験を対応する原型に換算すると，トンネル直径は7.3m，テールボイド等のゆるみは8 cmとなる。

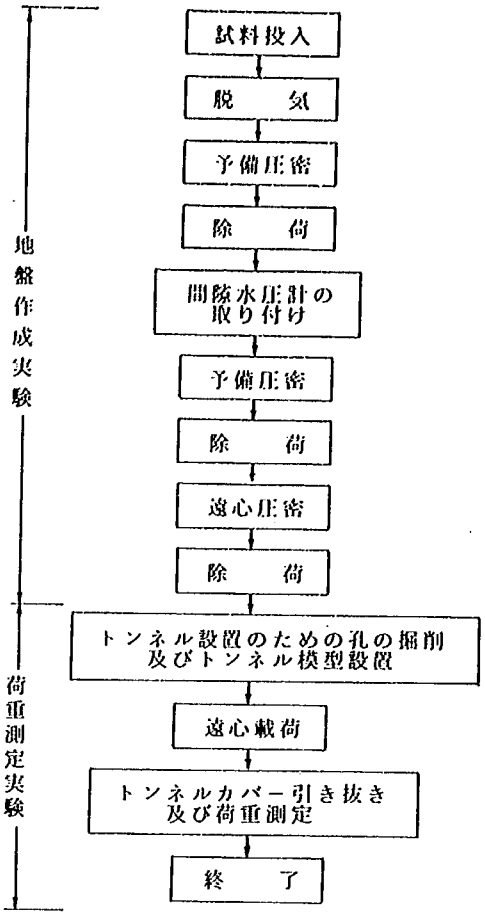
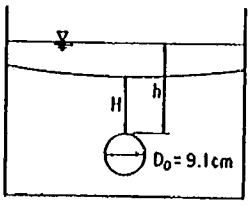


図-3・3・36　シールドトンネル荷重測定実験フロー

表-3・3・2　実験ケース

実験No.	土被りH (cm)	水深h (cm)	土被り比H/D
1	6.0	17.95	0.65
2	5.9	17.95	0.65
3	9.8	17.95	1.08
4	10.0	17.95	1.10
5	13.1	17.95	1.44



3）実験結果

(1) 実験条件

実験は表-3・3・2に示す条件で5ケース行った。海底トンネルから水面までの距離（水深）が，トンネル直径の約2倍で一定となるようにし，土被りが変化するという状況を想定した。

(2) 地盤作成実験

原型の地盤が一次圧密が終了していると考えられることから，模型実験においても，遠心載荷による圧密を行った。しかし，遠心載荷装置では加速する過程で円周方向にも力が作用するため，東京湾の現場から採取してきた地山材料はそのままでは円周方向に流動する恐れがあったので地山材料にある程度の強度を持たせるため予備圧密を行った。予備圧密はアクリル板を上載し2回に分けて行った。予備圧密を（I）と（II）に分離したのは，間隙水圧計を予備圧密の過程で挿入する際に，一時除荷を行う必要が生ずるためであり，予備圧密（I）は0.1kgf/cm^{2}の圧力のもとで，予備圧密（II）は0.11kgf/cm^{2}の圧力のもとで，それぞれ両面排水状態で行った。なお，予備圧密を行う前には，飽和状態にするためスラリー状の試料に対して脱気を行っている。

遠心圧密実験は，正規圧密状態にある地盤を作成するため，遠心力場（80G）において自重圧密（両面排水状態）を行うもので，遠心圧密過程終了の確認は，地表面変位，間隙水圧の経時変化を調べて行った。遠心圧密荷重は，トンネルクラウン部において0.7～1.5 kgf/cm^{2}の応力に相当する。

遠心圧密による模型地盤の地表面沈下の例を図-3・3・37に示す（実験ケース2）。沈下の収束状況は，実験ケースごとにかなり異なっているが，1,000分前後から収まる傾向が見られることが多い。相似則の(3.3.10)式によれば，模型実験の1,000分は原型では約12年に相当する。各実験ケースとも図-3・3・37のように沈下が収束する状況をもって一次圧密の相当程度が終了したと考え，遠心圧密を終了した。

図-3・3・38に実験ケース2の遠心圧密時の間隙水圧の経時変化を示す。図-3・3・38には，一次圧密理論に基づく間隙水圧理論曲線を併せて示した。間隙水圧計は，水面下14.0cm, 18.5cm, 23.0cm, 27.5cmの所に設置した。理論値は，過剰間隙水圧が0 kgf/cm^{2}になる最終値においては水面までの全水圧になると考えている。若干の異常値を除けば，比較的理論値と実測値とは一致しており，圧密終了時点を判断するのに参考とした。

(3) 荷重測定実験

① トンネルに作用する法線方向土圧

80Gの遠心載荷を行った後，トンネルカバーを引き抜き，トンネルに作用する土圧を測定した。図-3・3・39, 40に実験ケース1とケース4において測定された法線方向の土圧を示す。一般にトンネルクラウン部より側壁又はインバート部の方に大きい土圧が作用することが観測された。但し鉛直土圧に水圧を加えて求めた全応力と比較すれば，クラウン部，側壁部の土圧は比較

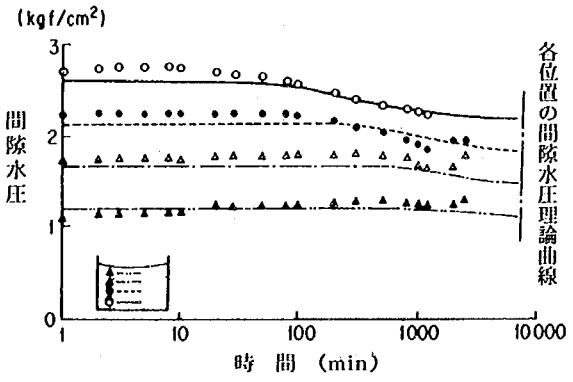


図-3・3・38　遠心圧密による間隙水圧経時変化

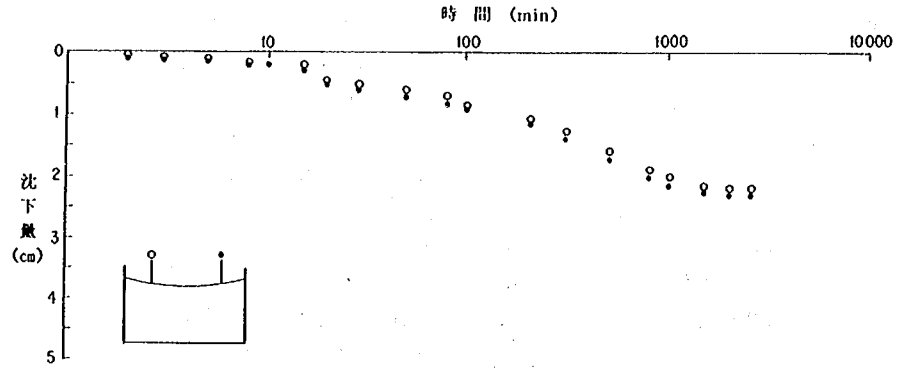


図-3・3・37　遠心圧密沈下

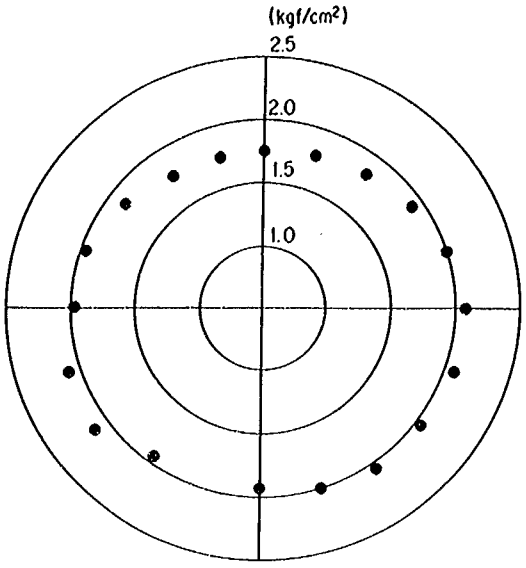


図-3・3・39 法線方向土圧（ケース１）

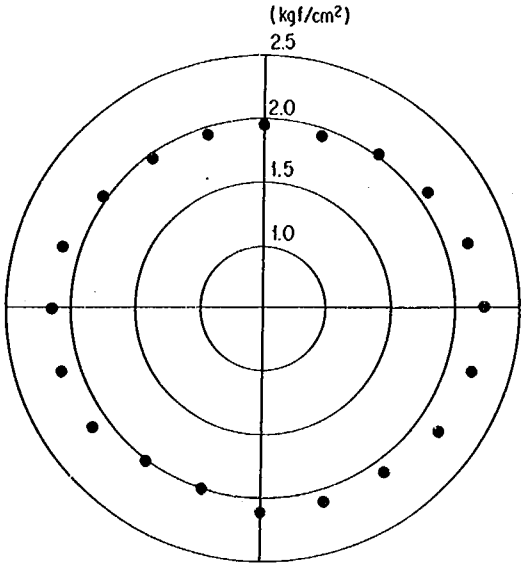


図-3・3・40 法線方向土圧（ケース４）

的よく一致するが，インバート部は計算値より実測値の方が小さい傾向が見られた。ここで(鉛直土圧)＝(単位体積重量，γ_t)×（土被り高）でγ_t＝1.46kgf/cm³とする。図-3・3・40のケース４を例にとれば，クラウン部，側壁部，インバート部の法線土圧は，計算値では，1.84，2.35，2.89kgf/cm³であり，実測値では1.96，2.20及び2.14（左右の測壁），2.13kgf/cm²である。これは，トンネル模型がその両端でアクリル板によって固定されているので，遠心載荷に際したトンネル下方の地山

表-3・3・3 トンネル側壁における側圧係数

H／D	Ph (測定値)	Pv (計算値)	Ph／Pv
0.65	2.07 2.00	2.19	0.95 0.91
0.65	2.09 1.97	2.19	0.95 0.90
1.08	2.07 2.03	2.33	0.89 0.87
1.13	2.20 2.14	2.35	0.94 0.91
1.44	2.06 2.05	2.45	0.84 0.84

上段：右側
下段：左側

変位が抑制されたということも原因していると考えられる。

② クラウン部に作用する鉛直土圧

図-3・3・41はトンネルクラウンに作用する鉛直土圧と土被り比H/Dとの関係を示したものであり，図中には計算から求まる全応力P_v(鉛直土圧＋水圧，但しγ_t＝1.46kgf/cm³)の大きさも示した。図から，今回の実験の対象とした土被り比の範囲の軟弱地盤では，トンネルクラウンにはほぼ全応力が作用していることがわかる。

③ 側壁部に作用する土圧と側圧係数

表-3・3・3には，トンネル側壁に作用する法線方向土圧P_h(測定値)と側壁の位置における全応力P_v(計算値)との比を各ケース毎に示したものである。表からもわかるようにP_hとP_vとの比（側圧係数）は，0.84～0.95の範囲で変動している。

４）考察

(1) 側圧係数とシールドの設計

シールドの設計は，荷重を設定して，セグメント等の断面力を計算することにより行うが，その構造計算で一般に用いられるのは慣用計算法と呼ばれる，シールドを曲げ剛性が一様なリングとして取り扱う考え方である。セグメント等は，算定された断面力のうち，最も影響の大きい曲げモーメントが正負で最大になる位置における曲げモーメントと軸力を用いて設計する。

簡単のため影響の大きい曲げモーメントについて，鉛直荷重(P)，水平荷重(Q)に起因する最大曲げモーメントMを考えると，

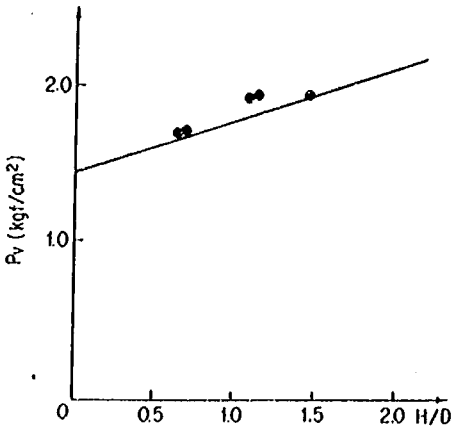


図-3・3・41　トンネルクラウンにおける荷重と土被り比の関係

表-3・3・4　側圧係数（λ）

土の種類	λ
非常によく締まった砂質土 固結した粘性土	0.35～0.45
締まった砂質土 硬い粘性土 中位の粘性土	0.45～0.55
緩い砂質土 軟らかい粘性土 非常に軟らかい粘性土	0.50～0.60 0.55～0.65 0.65～0.75

$$M=\frac{Rc^2}{4}(P-Q) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3.3.11)$$

（Rc；トンネル断面半径）

となる。一般に $P \geqq Q > 0$ であるから，Q が大きいほど最大曲げモーメント M は小さくなる。ここで，

$$Q=\lambda \times P \quad (\lambda=\text{側圧係数}) \quad \cdots\cdots\cdots \quad (3.3.12)$$

とすると，土木学会・トンネル標準示方書（シールド編）では，側圧係数 λ の値を表-3・3・4のように定めている。表-3・3・4によれば，今回実験の対象としたようなN値＜2の非常に軟らかい粘性土に対して，λ として0.65～0.5を与えているが，今回の実験結果では表-3・3・3のように0.84～0.95を得た。したがって，今回の実験結果からは，同一鉛直荷重に対して，従来発生すると考えられていた曲げモーメントより，小さい曲げモーメントになると推定された。これは，断面設計がより経済的にできることを意味しており，今後こうした点からシールド設計手法をより合理化する方向で検討をする必要があると考えられる。

(2)　鉛直土圧について

上記の土木学会標準示方書によれば，鉛直土圧については，「土被りがトンネル外径に比して浅いならば土圧のアーチング効果は期待しない方がよいと考えられる」としている。この点については，今回の実験によっても同様の結果を得ており，表-3・3・1に示すような，軟弱な粘性地盤では，土被り比が1.5に満たない場合には，設計荷重として全土被り応力を考慮する必要があるものと考えられた。

3.3.5　まとめ

1）数値解析モデル

(1)　セグメントリングに発生する曲げモーメントは側圧係数 λ が大きくなるにつれ，また，地盤反力係数 k_x が大きくなるにつれ小さくなる傾向にある。しかし，当該トンネルでは地盤が非常に軟質であるため，k_x については大きい値を期待することは困難であり，セグメントリングにある程度の曲げモーメント耐力を持たせることが不可欠である。

(2)　ピース間継手の剛性 $k\theta$ については，$k\theta$ が小さいほど，セグメントリングに発生する曲げモーメントは小さくなる。しかし，その反面，変位量は大きくなるため，$k\theta$ の選定に際しては十分な検討が必要である。

(3)　リング間継手の剛性 K_s については，k_s がある値よりも大きくなった場合に，千鳥組み効果が発揮されて，セグメントリング変形の抑制につながり，ピース間継手のヒンジの多シンジ系構造でも構造物としての安定は保てる。しかし，その反面，k_s が大きくなることにより，ピース間継手位置での曲げモーメントが迂回されて相手方のリングの曲げモーメントが増加するので，リング間継手の剛性の選定には十分な検討が必要となる。

(4)　上述のことを総合すると，セグメントリングの設計は，ピース間継手の剛性 $k\theta$，リング間継手の剛性 k_s，セグメントピース耐力の調和が十分とれたものでなければならないといえる。

2）継手部の構造特性

(1)　Sトンネルで使用されるセグメント継手（直ボルトタイプ）に曲げモーメントのみが作用した場合，継手部に発生する相対回転角 θ と曲げモーメント M との関係は正曲げともバイリニアーな関係を示す。

(2)　セグメント継手に曲げモーメントと軸力が同時に作用した場合には，正曲げ時，負曲げ時ともにボルトに発生する軸力の増加は非常に小さい。

(3)　セグメント継手に曲げモーメントと軸力が同時に作用した場合の回転バネ定数 $k\theta$ を，継手部の目開き

から求まる相対回転角と曲げモーメントの関係から求めた場合には正曲げ時 $k\theta=15{,}000$tf·m/rad，負曲げ時 $k\theta=10{,}000$tf·m/rad が得られ，これらの値は軸力が作用しない場合に比較するとかなり大きい値となる。

(4) 継手板が引張られた時に発生する継手板の変形量は，FEM 解析により概略値を得ることができる。

(5) ボルトにより締付けられたセグメント継手部に引張荷重が作用した場合には，初期締付けにより継手板に発生している圧縮力が開放されるまでは，継手部にほとんど変形は作用しない。

(6) リング継手にせん断力が作用した時に，継手部に発生する相対変位 δ とせん断力 Q との関係はトリリニアーな関係を示す。ただし，δ と Q との勾配から求まるせん断バネ定数値は，リング継手に作用するトンネル軸方向の荷重値の影響を受ける。

3）セグメントに作用する荷重

(1) 今回の実験では，土木学会・トンネル標準示方書（シールド編）における側圧係数より大きな値を得た。したがって，今回の実験結果からは，同一鉛直荷重に対して，従来発生すると考えられていた曲げモーメントより，小さい曲げモーメントになると推定された。これは，断面設計がより経済的にできることを意味しており，今後こうした点からシールド設計手法をより合理化する方向で検討をする必要があると考えられる。

(2) 東京湾横断道路のような軟弱な粘性地盤では，土被り比が1.5に満たない場合には，設計荷重として全土被り応力を考慮する必要があるものと考えられた。

謝 辞

本研究をとりまとめるにあたり，研究に携われた今田徹，水谷敏則，島田厳乃，真下英人，石村利秋の諸氏に対して，謝意を表するものである。

3．トンネルに関する研究
3.4　沈埋トンネルの耐震性

川　島　一　彦*　by Kazuhiko KAWASHIMA
杉　田　秀　樹**　Hideki SUGITA
加　納　尚　史***　Takashi KANOH

細　目

3.4　沈埋トンネルの耐震性 …… (1)
3.4.1　概　説 …… (1)
3.4.2　沈埋トンネルの耐震計算法 …… (1)
1）応答変位法 …… (1)
2）動的解析法 …… (2)
3.4.3　沈埋トンネルの基礎データ調査 …… (3)
3.4.4　土質定数の設定法の検討 …… (7)
3.4.5　換気塔接続部の可撓性継手がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討 … (10)
3.4.6　可撓性継手の物性確認実験 …… (14)
3.4.7　換気塔モデルの設定法の検討 …… (17)
3.4.8　二質点系モデルによる換気塔モデルの改良 …… (22)
3.4.9　人工塔斜路部モデルの設定法の検討 …… (28)
3.4.10　地盤剛性の箇所別の変化がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討 …… (31)
3.4.11　まとめ …… (39)

3.4　沈埋トンネルの耐震性

3.4.1　概　説

東京湾横断道路トンネルは，当初沈埋トンネルとして計画された。沈埋トンネルとは沈埋工法によって建設される沈埋トンネル部と取付部及び立坑・換気塔部等の関連構造物とを併せた総称である。一般には，その施工方法は，各エレメントを函体の形で製作し，浮力を利用して現場に曳航し，あらかじめ浚渫したトレンチに沈設し，水中圧接により接合し埋め戻して作る構造物である。このような工法上の特色ならびに建設地点などを含めた設計上の条件から，沈埋トンネルはその耐震性に関連して次のような特色を持っている。

1）沈埋トンネルを必要とする場所の性格上，一般に軟質な地盤，しかも水底の地盤の表面近くに建設されることが多い。

2）トンネル断面の大きさに比べて，長手方向に長大な構造物である。

3）トンネルの見かけの比重は1.1～1.2程度であるのに対し，トンネル周辺の土の比重は1.5程度である。すなわち，トンネルの比重は海水の比重よりもやや大きいが，周辺地盤よりは小さい。

これらのことから，沈埋トンネルが地震を受けた場合，それ自身の慣性力の影響は小さく，トンネルの変形は地盤の変形と密接な物係を持つものと想像される。このため，沈埋トンネルの耐震性の検討に際しては，地上に建設される構造物とは全く異なった耐震設計法が必要とされる。

3.4.2　沈埋トンネルの耐震計算法

1）応答変位法

沈埋トンネルのような線上地中構造物の耐震性を検討するための手法として，総合技術開発プロジェクト「新耐震設計法の開発（昭和48～51年度）」の中で，地震時に地盤に生じるひずみを基本とした耐震計算法がのに対し，トンネル周辺の土の比重は1.5程度である。すなわち，トンネルの比重は海水の比重よりもやや大きいが，周辺地盤よりは小さい。
提案され，『応答変位法』と名付けられた。応答変位法は地震時に生じる地盤ひずみを外力として構造物の応答計算をする方法であり，地震時慣性力を外力とする震度法とは全く異なった新しい耐震計算法である。

応答変位法では，表層地盤に地震時に生じる変形を図-3・4・1及び図-3・4・2に示すような正弦波状の地震波が伝播すると仮定して，弾性床上の梁理論を用い次式により断面力を算定する[1]。

＊地震防災部　耐震研究室長工博，＊＊地震防災部　耐震研究室研究員，＊＊＊地震防災部　耐震研究室

$$P_h=\alpha_1\cdot\zeta_1\cdot\frac{\pi\cdot E\cdot A}{L}\cdot U_h$$

$$P_v=\alpha_1\cdot\zeta_1\cdot\frac{\pi\cdot E\cdot A}{L}\cdot\frac{U_h+U_v}{2}$$

$$M_h=\alpha_2\cdot\zeta_2\cdot\frac{4\pi^2\cdot E\cdot I_h}{L^2}\cdot U_h$$

$$M_v=\alpha_3\cdot\zeta_3\cdot\frac{4\pi^2\cdot E\cdot I_v}{L^2}\cdot U_v \qquad (式3.4.1)$$

ここに，

P_h, P_v：水平面内及び鉛直面内の地盤振動による軸力（t）

M_h, M_v：水平面内及び鉛直面内の地盤振動による曲げモーメント（t・m）

E・A：函体コンクリートの軸剛性（t）

I_h, I_v：トンネルの水平面内及び鉛直面内の断面２次モーメント（m^4）

α_1, α_2, α_3：トンネルの縦断方向と，これに直交する水平面内及び鉛直面内の地盤に生じたひずみの構造に対する伝達率

ζ_1, ζ_2, ζ_3：トンネルに継手を設けた場合の断面力低減係数

U_h, U_v：トンネルの軸線位置における地盤振動の水平方向及び鉛直方向の変位振幅（m）で次式により算定する。

$$U_h(Z)=\frac{2}{\pi^2}\cdot S_v\cdot T_s\cdot\cos\frac{\pi\cdot Z}{2\cdot H}$$

$$U_v(Z)=\frac{1}{2}\cdot U_h(Z) \qquad (式3.4.2)$$

ここに，

$U_h(Z)$：地表面から深さ Z(m)における水平方向の変位振幅（m）

$U_v(Z)$：地表面から深さ Z(m)における鉛直方向の変位振幅（m）

S_v：設計応答速度であり，表層地盤の固有周期 T_s 及び地震活動度の地域区分に応じて図-3・4・3により求める。

H：表層地盤の厚さ（m）

L：地盤振動の波長（m）

トンネルに生じる応力度の算定にあたっては，地盤振動の方向，位相関係等を考慮して，式(3.4.1)で算定される断面力を重ね合わせることとする。

２）動的解析法

応答変位法は，トンネルに正弦波状の地盤振動が作用することを仮定した耐震計算法である。しかしながら，地山の地形や地層がトンネルの長手方向に変化するような実際的な場合に対しては，このような地山の振動特性を反映するために動的応答解析を行う必要がある。

動的解析の手順を図-3・4・4に示す。解析対象トンネルの諸元，対象地盤の諸元，入力地震動等を設定した後で，以下に示す手順でトンネルの応答解析を行う。(図-3・4・5)

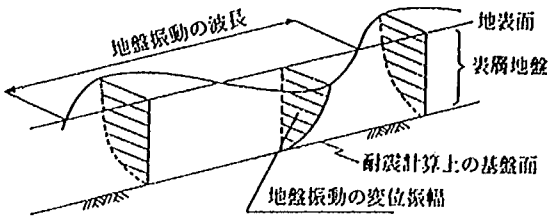


図-3・4・1　地盤振動の波長および変位振幅

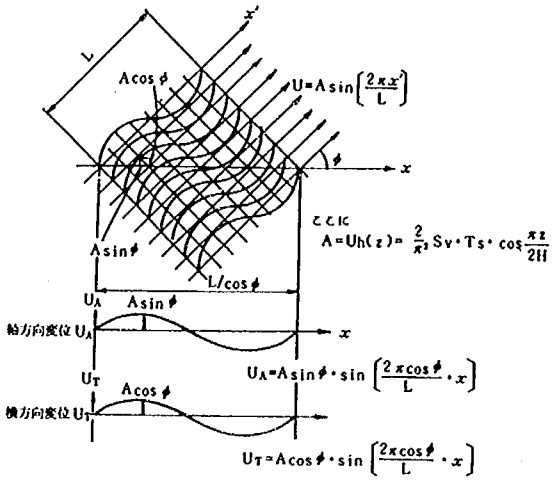


図-3・4・2　地震動の伝播と地盤の変形

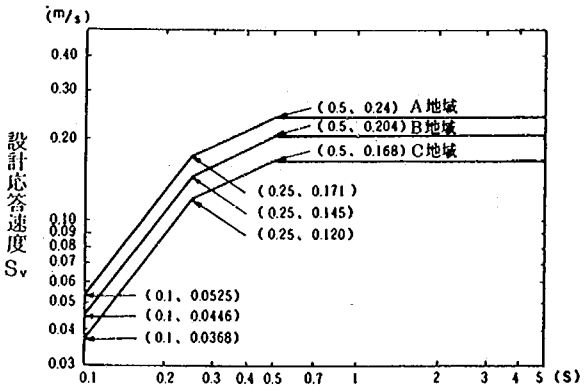


図-3・4・3　設計応答速度

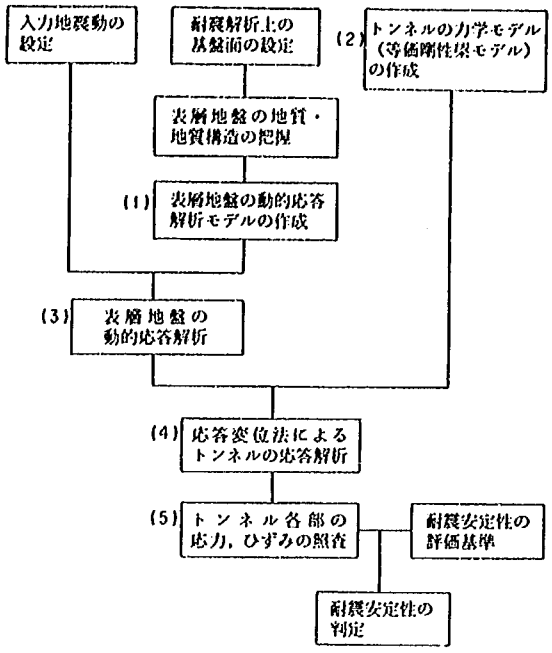


図-3・4・4　沈埋トンネルの動的解析の手順

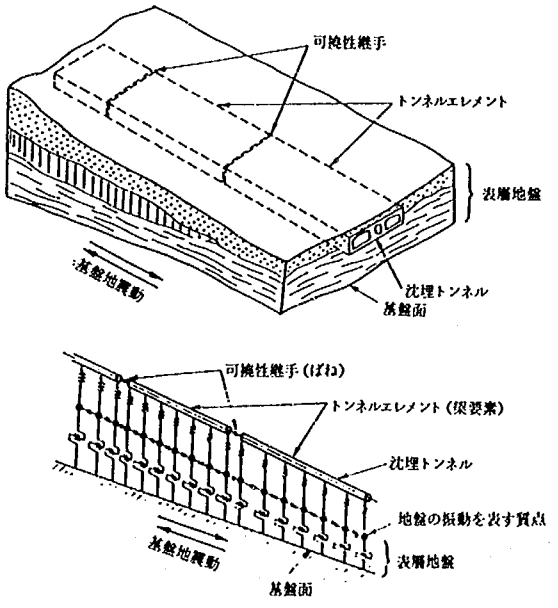


図-3・4・5　沈埋トンネルの動的解析モデル

3.4.3　沈埋トンネルの基礎データ調査

1）概　要

東京湾横断道路沈埋トンネルは，延長約3.3kmで出口はいずれも海中に建設される人工塔におくこととしている。しかしながら，川崎側の人工塔は約30mの水深の下に更にN値が0に近い層が約20m堆積しているため，このような軟弱な地盤に人工塔を建設するのを避けるために，沈埋トンネルの延長を長くして，沈埋トンネルの川崎側出口を川崎側に近づける案が検討されている。このため，沈埋トンネルの延長を長くする場合の耐震性検討の基礎データとして，沈埋トンネル，換気塔及び地盤に関するデータを作成・整理した。

2）調査方法

地盤のモデル化に際しては参考文献2）3）を，沈埋トンネルの断面形状については参考文献4）を，換気塔及び人工塔斜路開口部の断面形状については参考文献4）を参考にした。

3）調査結果

地盤のモデル化の結果を示すと図-3・4・6の通りである。また，各断面ごとの地盤構成を示すと表-3・4・1の通りである。

設計対象の沈埋トンネルにおける3案の代替案の断面図を示すと図-3・4・7～図-3・4・9の通りである。また，各々の断面性能を示すと表-3・4・2の通りである。

(1)　表層地盤の解析モデルの作成

解析対象領域の表層地盤をトンネル軸に沿って多数の土柱に分割し，各土柱の地層構成に基づいて，それらのせん断1次振動と等価な振動特性を有する質点及びバネに置換する。

(2)　沈埋トンネルの力学モデルの作成

トンネルの覆工を等価な剛性を有する弾性床上の梁に置換する。

(3)　表層地盤の動的応答解析

表層地盤の動的応答解析を行い，トンネル軸線に沿った地盤の応答変位を算定する。この応答変位はトンネル本体の応答を解析するための入力地震動となるもので，各地盤質点について時系列で算定する。

(4)　トンネルの応答解析

トンネル本体の応答解析は，(3)で求めた地盤の応答変位を，地盤とトンネルを結ぶバネを介してトンネルに入力することによって行う。

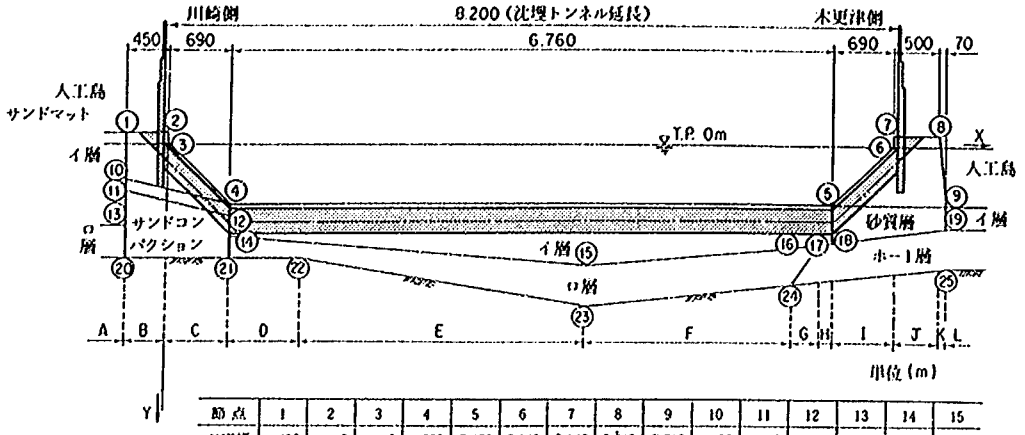
(5)　トンネル各部の応力，ひずみの照査

トンネル各部の応答値と，覆工部材の許容応力，許容ひずみ等とを比較し，トンネルの耐震安定性を判定する。

動的解析モデルの概要は，図-3・4・5に示す通りである。

3）まとめ

沈埋トンネルの耐震計算法として，正弦波状の地震時地盤ひずみをトンネルに作用させる応答変位法，及び，周辺地盤をバネ～質点にモデル化して動的な応答



節点	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
X座標	−450	0	0	690	7,450	8,140	8,140	8,640	7,710	−450	−450	690	−450	690	4,700
Y座標	− 5	− 5	0	27	27	0	− 5	− 5	27	16	21	32	37	42	55
節点	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25		ア	イ	ウ	エ
X座標	7,000	7,300	7,450	8,710	−450	690	1,500	4,700	7,000	8,710		−310	690	7,450	8,450
Y座標	47	45	44	38	52	52	52	74	63	56		− 5	35	35	− 5

図-3・4・6 周辺地盤のモデル化

表-3・4・1 地盤に関するデータ

変化点		H右	I左	I右	J右	K左	K右	せん断弾性波速度V_s(m/s)	ポアソン比：r	せん断弾性係数：G (t/m²)	弾性係数：E (t/m²)	単位体積重量：r (t/m³)
単距離 (m)		0	690	0	500	70	0					
地層数		2	3	3	3	2	2					
層厚 m	イ	—	—	—	—	—	11	75	0.5	800	2400	1.4
	ロ	—	—	—	—	—	—	100	0.5	1740	5200	1.7
	ホ — 1	17	17	17	18	18	18	130	0.5	3100	9300	1.8
	人工島	—	27	32	32	—	—	120	0.5	2940	9000	2.0
	サンドマット	—	—	—	—	—	—	120	0.5	2940	9000	2.0
	サンドコンパクション	—	—	—	—	—	—	100	0.5	1740	5200	1.7
	砂置換	17	14	14	11	11	—	120	0.5	2940	9000	2.0

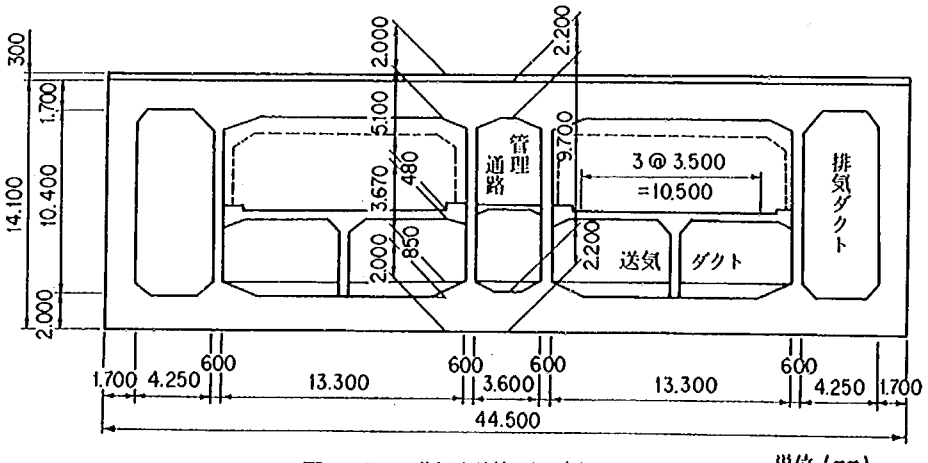


図-3・4・7 断面形状（X案）

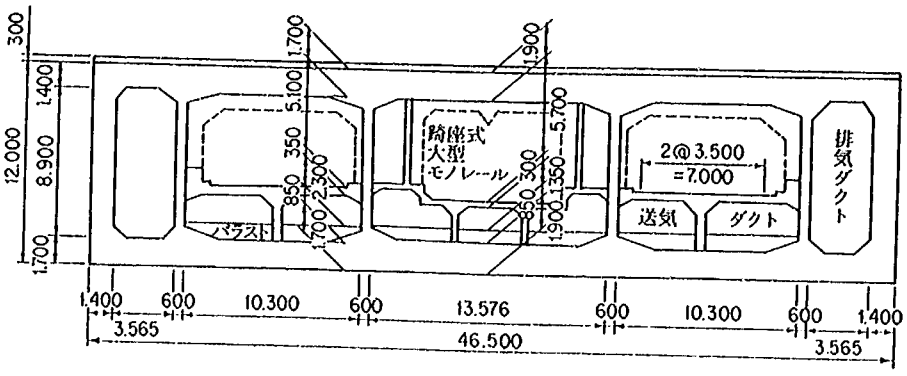


図-3・4・8　断面形状（Y案）

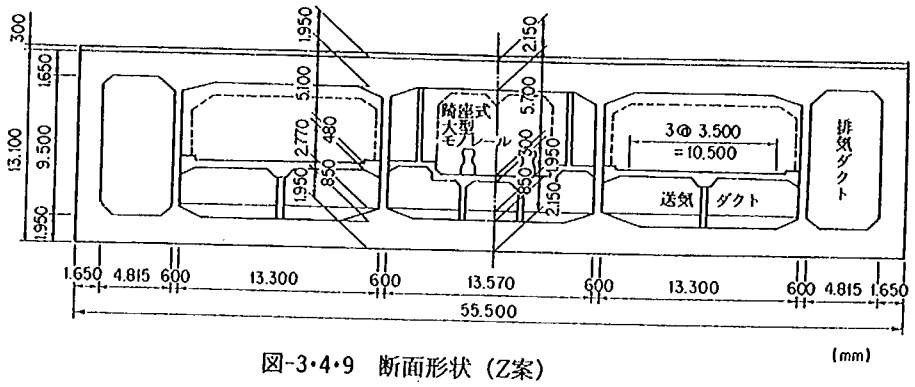


図-3・4・9　断面形状（Z案）

表-3・4・2　トンネルの断面性能

				X	Y	Z
(1)ヤング率：E_o			(t/m²)	3.5×10^6	3.5×10^6	3.5×10^6
(2)断面積：A_o			(m²)	2.42×10^2	2.80×10^2	2.15×10^2
(3)梁幅(鉛直方向)：h			(m)	14.1	13.1	12.0
(4)梁幅(水平方向)：B			(m)	44.5	55.5	46.5
(5)梁周長：2(h+B)			(m)	117.2	137.2	117.0
(6)せん断弾性係数：G_o			(t/m²)	1.5×10^6	1.5×10^6	1.5×10^6
(7)ねじり定数：I_t			(m⁴)	2.07×10^4	2.10×10^4	1.27×10^4
(8)断面二次モーメント：I_x			(m⁴)	7.26×10^3	7.38×10^3	4.74×10^3
(9)断面二次モーメント：I_y			(m⁴)	4.85×10^4	8.37×10^4	4.56×10^4
(10)構造物と地盤の間のバネ定数	イ層	K_1	(t/m²)	0.81×10^3	0.81×10^3	0.81×10^3
		K_2	(t/m²)	0.81×10^3	0.81×10^3	0.81×10^3
		K_3	(t/m²)	2.41×10^3	2.41×10^3	2.41×10^3
	人工島部	K_1	(t/m²)	2.94×10^3	2.94×10^3	2.94×10^3
		K_2	(t/m²)	2.94×10^3	2.94×10^3	2.94×10^3
		K_3	(t/m²)	8.82×10^3	8.82×10^3	8.82×10^3
(11)単位体積重量：r_o			(t/m³)	2.5	2.5	2.5
(12)単位長さあたり重量：w_o			(t/m)	643.7	745.6	571.1

を算定する動的解析法を示した。これらの計算法を用いることにより，沈埋トンネルの地震時挙動を把握することが可能である。

換気塔の形状及び着目断面を示すと図-3・4・10の通りである。また，断面性能を示すと表-3・4・3の通りである。

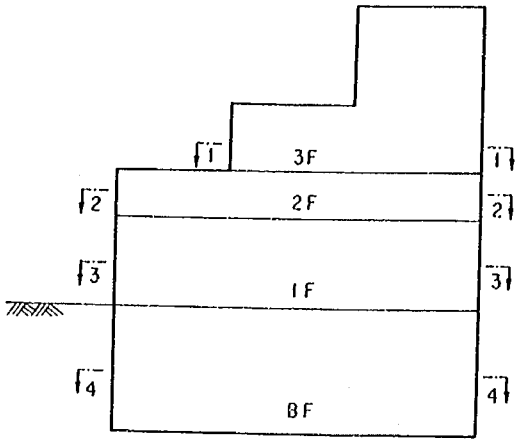


図-3・4・10 換気塔断面図

4）今後の問題点

東京湾横断道路技術調査特別委員会で検討された沈埋トンネルは，耐震性について安全であるとの結論が得られている。しかしながら，ここでの検討対象は東京湾横断道路の計画段階で得られた種々のデータに基づいている。したがって，実施設計にあたってはより詳細なデータの収集と検討が必要となろう。沈埋トンネルの耐震性に関して今後の検討が望まれるものとしては，次のような項目が挙げられる。

(1) 地盤の安定

地盤の安定について参考文献2）では，周辺地盤の滑りに対する安定性の検討，人工塔及びその地盤の流動化に対する検討を行っている。しかしながら，ここで用いられている動的せん断抵抗力は現場で採取した資料から直接求めたものではなく，間接的に推定したものを用いている。また，地盤の不均一性はあまり考慮されておらず，各地層ごとにあらかじめ設定された地盤定数を全ての地点に適用している。このような観点から，地盤の安定，特に流動化の判定につあて，詳細な地盤調査を含む検討を行うことが望ましい。

表-3・4・3 換気塔の断面性能

				1－1	2－2	3－3	4－4
(1)ヤング率：E_0			(t/m²)	2.7×10^{6}	2.7×10^{6}	2.7×10^{6}	2.7×10^{6}
(2)水平面の断面積：A_0			(m²)	60.1	137.0	160.2	396.7
(3)梁幅(水平2方向)		B_1	(m)	45.0	58.0	58.0	58.0
		B_2	(m)	24.0	58.0	58.0	58.0
(4)梁幅長：$2(B_1+B_2)$			(m)	138.0	232.0	232.0	232.0
(5)せん断弾性係数：G_0			(tm²)	1.2×10^{6}	1.2×10^{6}	1.2×10^{6}	1.2×10^{6}
(6)水平面ねじり定数：I_t			(m⁴)	6.63×10^{3}	3.86×10^{4}	3.86×10^{4}	2.71×10^{5}
(7)断面二次モーメント：I_x			(m⁴)	4.89×10^{3}	4.64×10^{4}	5.70×10^{4}	1.91×10^{5}
(8)断面二次モーメント：I_y			(m⁴)	1.42×10^{4}	4.94×10^{4}	5.57×10^{4}	1.89×10^{5}
(9)単位体積重量：r_0			(t/m³)	2.5	2.5	2.5	2.5
(10)構造物と地盤のバネ定数	杭による変位に関するバネ定数	$\overline{K_1}$	(t/m)	———	———	———	1.57×10^{6}
		$\overline{K_2}$	(t/m)	———	———	———	1.57×10^{6}
		$\overline{K_3}$	(t/m)	———	———	———	1.19×10^{7}
	側面土による変位に関するバネ定数	$\overline{K_1}$	(t/m)	———	———	———	2.06×10^{3}
		$\overline{K_2}$	(t/m)	———	———	———	4.22×10^{4}
(11)構造物と地盤の間の回転バネ定数		$K\theta_1$	(t・m/rad)	———	———	———	6.23×10^{9}
		$K\theta_2$	(t・m/rad)	———	———	———	5.41×10^{9}
		$K\theta_3$	(t・m/rad)	———	———	———	1.54×10^{9}
(12)各階の重量：w				5600	9600	6400	68700

(2) 地盤定数

参考文献2）で行われた沈埋トンネルの耐震計算に用いられた地盤定数は，各層ごとにあらかじめ設定された値を全ての地点に適用している。しかし，参考文献2）にも述べられているように，従来同一の層と見なしていた層も物理的性質は必ずしも同一でないといった事実は考慮されていない。また，耐震計算の上で大きな影響のある地盤反力係数についても，値のばらつきが多いものを平均化しており，その算出根拠にしても沈埋トンネルの寸法効果，形状効果を考慮したより詳細な検討が必要であろう。

(3) 入力地震動

従来の耐震計算では，東京湾横断道路近傍で観測された地震記録をはじめ，各地で観測された地震記録が入力地震動として用いられている。しかしながら，これらの地震記録は横断道路予定地点での入力地震動としては必ずしも十分でなく，今後とも入力地震動に関するデータの蓄積が望まれる。

5）まとめ

沈埋トンネルの延長を長くして川崎側出口を川崎側に近づける場合に，耐震性を検討する上で必要となる地盤データ，換気塔データ及びトンネル発面データの調査・整理を行った。なお，沈埋トンネルの耐震性の判定に際しては，特に地盤の安定，地盤定数の設定法，及び，入力地震動の設定法について詳細な検討が必要とされる。

3.4.4 土質定数の設定法の検討

1）概　要

トンネル部，換気塔部及び地盤に関する入力データを収集整理した結果，地盤に関する入力データのうち，静的土質定数と動的土質定数の設定によってはその値にかなりの鋭敏性が生じる場合もあることがわかった。したがって，本項ではこれらの土質定数の設定法について検討した結果を示すものである。

2）静的土質定数の設定法[5]

(1) 対象とする静的土質定数

対象とする静的土質定数は次の通りとした。

① 土粒子の比重（G_s），湿潤密度（γ_t），自然含水比（ω_n），塑性指数（I_p），間隙比（e）等

② 一軸圧縮強度（q_u），変形係数（E），N値（N）等

③ 圧縮指数（C_c），圧縮比（m_c）等

④ 粘着力（C_u），土の内部摩擦角（ϕ）等

⑤ 体積圧縮係数（$\log m_v$）

⑥ 圧密係数（$\log C_v$）

(2) 静的土質定数のばらつきと確率分布モデル

このトンネルの地震応答解析に用いる静的土質定数の設定に関しては，従来は土質工学的な判断から平均値を用いる場合が多く，ばらつきを確率統計的に処理し，ばらつきの確率分布モデルを考慮したという意味での合理的な設定は行われていない。本検討では対象とする沈埋トンネルは，延長約3.3km以上の長大なものであり，地盤条件の複雑な箇所も通過する。したがって，上記のように静的土質定数のばらつきを確率統計的に処理し，ばらつきの確率分布モデルを考慮することは長大沈埋トンネルの耐震性の検討において重要である。

一般に，静的土質定数のばらつきの原因は，次のようなものが考えられている[6]。

① 地盤の性質に起因するばらつき

a）地盤形成過程の不連続性に基づくばらつき

b）土の物理的・力学的な不均一性に基づくばらつき

② 技術者の工学的判断及び技術上の問題点に起因するばらつき

a）技術者の主観に基づくばらつき

b）調査試験装置の精度に基づくばらつき

これらの種々の誤差を個々に解明して，偶然誤差だけを残すように努力することは，本来は必要なことである。しかしながら，現在の段階では除去可能でないばらつきもある。したがって，本検討ではそのようなばらつきを偶然変動によるばらつきと見なす。このようなばらつきを処理する場合には，それらのばらつきを定量化して確率変数と見なして，確率分布モデルを適用することが現在のところ有効な手法と考えられている。

確率分布モデルに関しては，Lumb[2]，松尾[6]らの研究例がある。本検討では，以下の分布モデルを適用した。

① 分布モデルI型

平均（μ），標準偏差（σ）の両方とも深さ（z）に無関係に一定値をとる分布モデル

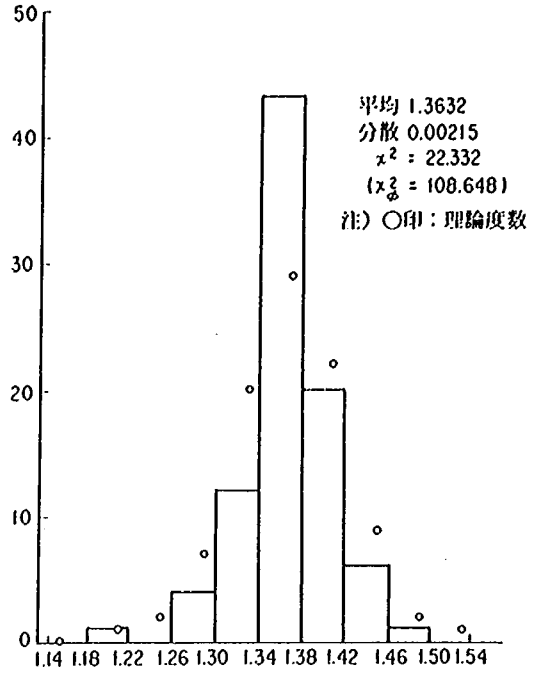
② 分布モデルII型

平均（μ）は深さ（z）の一次関数であり，標準偏差（σ）は深さ（z）に無関係に一定値をとる分布モデル

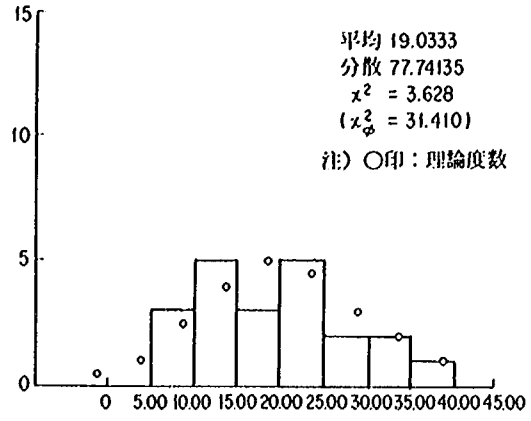
$$f(z)=(a+bz)+\sigma\cdot\phi(z) \qquad (式3.4.3)$$

③ 分布モデルIII型

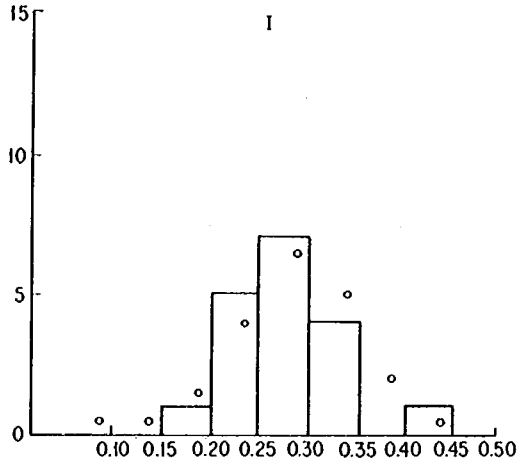
平均（μ），標準偏差（σ）の両方とも深さ（z）の一次関数となる分布モデル（変動係数は一定値）



(a) 湿潤密度 γ_t



(b) 塑性指数 I_p



(c) 圧縮比 M_c

図-3・4・11 土質定数の度数分布

$$f(z)=(a+bz)+(a_0+b_0z)\cdot\phi(z) \qquad (式3.4.4)$$

(3) 対象とした静的土質定数の深さ方向の統計的性質と検定

ここでは，以下の静的土質定数について概述する。

① 湿潤密度 (γ_t)，自然含水比 (ω_n)，間隙比 (e)

今回対象としたルート沿いの γ_t, ω_n, e の分布モデルは，上述した分布モデルのⅠ型に属するものが多い(参考文献5）参照)。

② 一軸圧縮強度(q_u)，E，C_c，P_y，m_c，C_u の分布モデルは，q_u，E，P_y，C_u に関してはⅢ型，C_c，m_c に関してはⅠ型に属するものが多い（参考文献5）参照)。

検定方法には一般に次の方法がある。①χ^2 分布を用いる方法②t 分布を用いる方法③F 分布を用いる方法④ひずみ度，尖度，正規確率紙を用いる簡便な方法，等である。本検討では，①の方法を用いた。図-3・4・11は，一例として海底面下最上部層の湿潤密度 γ_t，塑性指数 I_p，圧縮比 M_c の分布を示したものである。上記の方法によって，図の a)，b)，c)とも正規分布に良く近似することが有意水準5％で検定された。

なお，堀内らによっても C_u の分布が正規分布に良く近似することが確かめられている[8]。

(4) 隣接2地域区分間の静的土質定数の平均値の有意さ

(3)では，「同一と見なし得る地層」内の静的土質定数の深さ方向の統計的性質と検定を概述した。ここでは，隣接する2地域区分間の静的土質定数の平均値の有意さについて概述する。静的土質定数の平均値が「隣接する2地域区分間において有意であるか否か」を検討するためには，以下の方法で平均値の有意さの検定を行う。

隣接する2地域区分のそれぞれの地層を L_1，L_2 とし，それらの地層の静的土質定数を正規分布するものと仮定する。そのようにした場合，L_1，L_2 の静的土質定数の母集団分布は，$N(\gamma_1, \sigma_1^2)$，$N(\gamma_2, \sigma_2^2)$ として表すことができる。ここに，γ_1，γ_2，σ_1，σ_2 はそれぞれ L_1，L_2 の母集団分布の平均は，それぞれ γ_1，γ_2 と表したから，2つの分布の平均値の有意さを検定するためには，H_0：γ_1，γ_2 の仮設を設定しなければならない。いま仮

に，2つの母集団分布の分散が等しいと仮定して，正規母集団 $N(\gamma_1, \sigma^2)$，$N(\gamma_2, \sigma^2)$ の静的土質定数のサンプルの平均値をそれぞれ X_1, X_2 とすれば，次式は自由度 $\phi=n_1+n_2-2$ の t 分布に従う性質を持っている[4]。

$$t=(X_2-X_1)\sqrt{\{n1\cdot n2(n1+n2-2)/(n1+n2)\}}/\sqrt{\{(n1-1)S_1^2+(n2-1)S_2^2\}} \quad (式3.4.5)$$

ここに，

$n_1, n_2 : L_1$，　L_2 の着目する静的土質定数のサンプル数，

$S_1, S_2 : L_1$，　L_2 の着目する静的土質定数のサンプルの標準偏差

そこで，まず対象とする隣接2地域区分間の「同一と見なし得る地層」内において，それぞれの着目する静的土質定数の平均値を計算する。次に，それを用いて上式の t を計算し，自由度 $\phi=n_1+n_2-2$ の t 分布表から危険率 ε に対する t 分布値 t_0 を選び，上述の仮説に対して以下のように判定して A ならば隣接2地域区分の「同一と見なし得る地層」内の静的土質定数の平均値については有意さがあるという決定を下せばよい。なお，ε の値は1～5％とし，仮説の採択域，棄却域を示すと図-3・4・12の通りである。

A：　$t < t_0$：仮説 H_0 は採択

B：　$t \geqq t_0$：仮説 H_0 は棄却

今回対象としたルート沿いでは，表-3・4・4からわかるように，地域区分①と②，②と③，③と④の間には有意差はあるように判断される。しかしながら，地域区分④と⑤の間では，沖積層の A_{c1} 及び A_{c2} を除いて有意差はないという結果になっている。これは，第3紀の岩盤及び比較的均質な洪積層が他の地域区分に比べて上部の層にまで分布するためと考えられる。

(5)　対象ルート沿いの水平方向の自己相関性

工学的に「同一と見なし得る地層」内にあっても，静的土質定数のばらつきは(2)に示した原因によって生じる。(3)では「同一と見なし得る地層」内の深さ方向の統計的性質を検討したが，ここではその地層内の水平方向の自己相関性について検討する。

工学的に「同一と見なし得る地層」内の静的土質定数の自己相関性は，距離間隔 τ による自己相関係数 γ

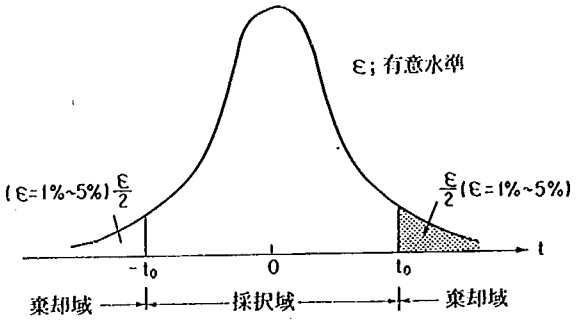


図-3・4・12　仮設の採択域，棄却域

表-3・4・4　隣接2地域区分間の有意差

動的土質定数	地層の鉛直区分**	地層の水平区分***			
		(①, ②)	(②, ③)	(③, ④)	(④, ⑤)
W_n	AC1	14.585**	1.700	6.299**	0.
W_n	AC2	5.678**	4.807**	0.	0.
W_n	D5C	0.448	4.021**	4.127**	0.339
E	AC1	14.060**	2.229*	5.809**	0.
E	AC2	5.510**	4.835**	0.	0.
E	D5C	0.519	4.456**	3.703**	0.566
I_p	AC1	3.683**	2.792**	0.	0.
I_p	AC2	0.804	3.844**	0.	0.
I_p	D5C	0.396	0.902	0.985	0.
r_t	AC1	10.861**	0.346	5.929**	0.
r_t	AC2	5.249**	4.699**	0.	0.
r_t	D5C	1.451	5.071**	3.843**	0.063
m_o	AC1	2.368*	0.285	0.	0.
m_o	AC2	2.361*	1.038	0.	0.
m_o	D5C	0.375	1.543	0.910	0.

注)　*：有意水準5％で有意差あり
**：　〃　1％で有意差あり
***：参考資料文献[1]参照

(τ)によって定量化される。それを示せば以下の通りである。

$$\gamma(\tau)=1/V\cdot\int_V\{f(x)-\gamma\}\cdot\{f(x)+\tau)-\gamma\}/\sigma^2dV \qquad (式3.4.6)$$

ここに，Vは工学的に「同一と見なし得る地層」内の体積，γ及びσは平均及び標準偏差である。

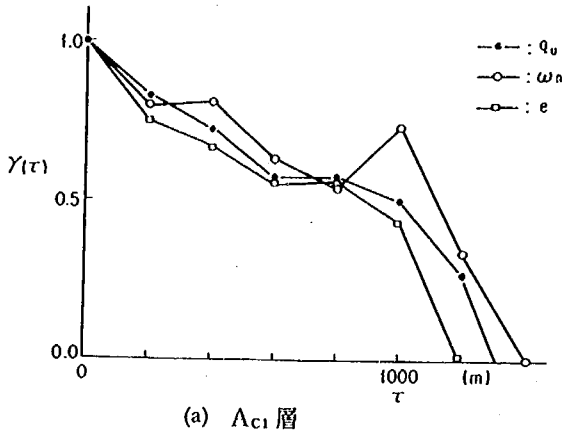
上式のγ(τ)は，距離間隔がτである2地点間の静的土質定数の近似度を表しており，γ(τ)＝0ならば比較された2地点間の静的土質定数の間には全く自己相関性が認められず，γ(τ)が1であるならば完全に同一の値であることを示している。

図-3・4・13は，今回対象としたルート沿いのγ(τ)の分布の一例を示したものである。γ(τ)≠0の場合には自己相関が認められることとすれば，軸圧縮強度q_u，間隙比e，自然含水比ω_nについては以下に示すことが明らかとなる。

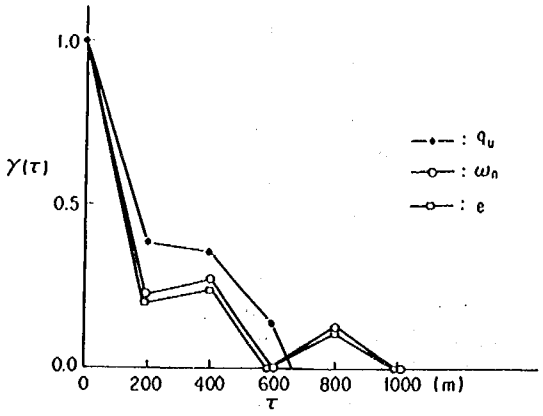
① A_{c1}層については，自己相関性はτ＝1,200～1,400m付近まで認められる。

② A_{c2}層については，自己相関性はτ＝600～1,00付近まで認められる。

③ A_{c1}層とA_{c2}層のγ(τ)の減少の度合は，前者より後者の方が大きい。



(a) A_{c1}層



(b) A_{c2}層

図-3・4・13 ルート沿いのγ(τ)の分布

3）まとめ

沈埋トンネルの地震応答解析に用いる静的土質定数として各地層ごとの平均値が用いられる場合が多いことから，各地層内での土質定数のばらつきを考慮した確率分布モデルを検討した。この結果，比較的均質な洪積層では問題とならないが，各地層が複雑に重なるような地盤に対しては土質定数のばらつきを考慮して解析を行う必要のあることが明らかにされた。

3.4.5 換気塔接続部の可撓性継手がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討

1）概 要

本項では，換気塔を含めた沈埋トンネルの地震応答解析を行うことにより，エレメント間の可撓性継手の数及び耐震計算上の入力地震動の位相差がトンネル～換気塔系の断面力，相対変位及び相対変位角に及ぼす影響について検討した結果を示すものである[10]。

2）解析方法と解析内容

地震応答計算に利用したプログラムは当所で開発した計算プログラムDAST-Mとした。このプログラムを使用する際の基本的な過程は次の通りである。

① 沈埋トンネルを支持する周辺の地盤はせん断振動型の離散モデルによって表わす。

② 地盤の剛性の非線形性はせん断ひずみ，拘束圧等によって変化するので，等価線形の剛性を使用することによって代用する。

③ 沈埋トンネルはバネ支承によって支持された梁よりなる骨組み構造物とし，周辺の地盤とはバネ及びダッシュポットで結ばれている。

④ 沈埋トンネルの振動は，周辺の地盤に影響を与えないが，周辺の地盤の振動は沈埋トンネルの振動にに影響を与える。

⑤ 換気塔は回転変形を考慮し，地盤との間には回転バネ，ダッシュポットを想定する。

⑥ 可撓性継手には部材端の相対的な伸縮あるいは回転に比例した弾性バネを想定する。

以上のような基本的な仮定をおいた上で，次の内容について検討した。

① 可撓性継手の数を変化させた場合の断面力及び相対変位に及ぼす効果

② 入力した地震動に時間遅れを考慮した場合の断

面力及び相対変位に及ぼす影響

なお，見かけのS波速度（以下，位相速度と呼ぶ）を500，1,000，2,000m/sと仮定して，入力波の各地点での時間遅れを計算した。したがって，例えば川崎側と木更津側の距離間隔は5.3kmであるから，両換気塔下への入力地震動の時間遅れは10.60，5.30，2.65(S)というケースを想定していることになる。

3）解析対象のモデル化

解析の対象とした区間は，川崎側，木更津側両換気塔間の延長約5.3kmである。海底下の沈埋トンネル水平部は延長約3.7kmであり，その両側にそれぞれ0.8km程度の斜路部がある。換気塔はトンネルの両端付近に位置しており，その一部は人工塔の地表面より地上に10m程度突き出している。周辺の地盤は概ね埋土（換気塔部），沖積世の砂礫，沖積世の砂，洪積世の砂，粘土と連なっており，その下に基盤と見なし得る第3紀層がある。沈埋トンネル部及び換気塔部はそれぞれ42質点，3質点（川崎側，木更津側両換気塔とも）とし，換気塔の中央質点は沈埋トンネル部の質点と共有することとした。また，換気塔部には3質点とは別に2節点を設けた。周辺の地盤は前述の地層構成，土質定数を勘案し，42質点とし，海底中央部，沈埋トンネル水平部の両端付近においては密な質点配置とした。可撓性継手の配置は図-3・4・14に示す通りであり，各配置とも換気塔～エレメント間には必ず可撓性継手を設けた。可撓性継手の剛性を示すと表-3・4・5の通りである。地盤の諸定数に関する条件として，減衰定数はh＝0.2（周辺の表層地盤），0.1（エレメント，換気塔間）とした。せん断変形係数Gは，標準貫入試験によるN値をせん断波速度との関係から，地震動のせん断ひずみレベルを沖積層で10^{-3}程度，洪積層で10^{-4}程度と見込んで$G=(\gamma_t/g)Vs^2$から求めた。ここに，γ_t：土の単位体積重量，Vs：微小ひずみ時のせん断弾性波速度であり，$Vs=143N^{0.077}$（洪積世の粘性土），$103N^{0.211}$（沖積世の砂質土），$172N^{0.183}$（沖積世の粘性土），$205N^{0.125}$で求めた。なお，N値等は東京湾沿岸地域で求めた値を用いた[11]。入力地震動のモデル化は，地震名：伊豆半島沖地震，発生年月日：1974年5月9日，マグニチュード：M＝6.9，観測地点：観音崎（G.L-80mEW），震央距離：Δ＝163km，最大加速度：177gal，波形：図-3・4・15の地震動記録うち振幅を150galに正規化した

表-3・4・5　可撓性継手の剛性

剛性＼継手	エレメント間	換気塔～エレメント間
引張バネ係数（軸）　(t/m)	2.8×10^5	2.0×10^5
せん断バネ係数(鉛直)　(t/m)	1.0×10^5	——
〃　(水平)　(t/m)	1.0×10^5	1.0×10^5
回転バネ係数(鉛直)　(tm/rad)	1.7×10^7	9.2×10^6
〃　(水平)　(tm/rad)	1.7×10^8	8.0×10^7

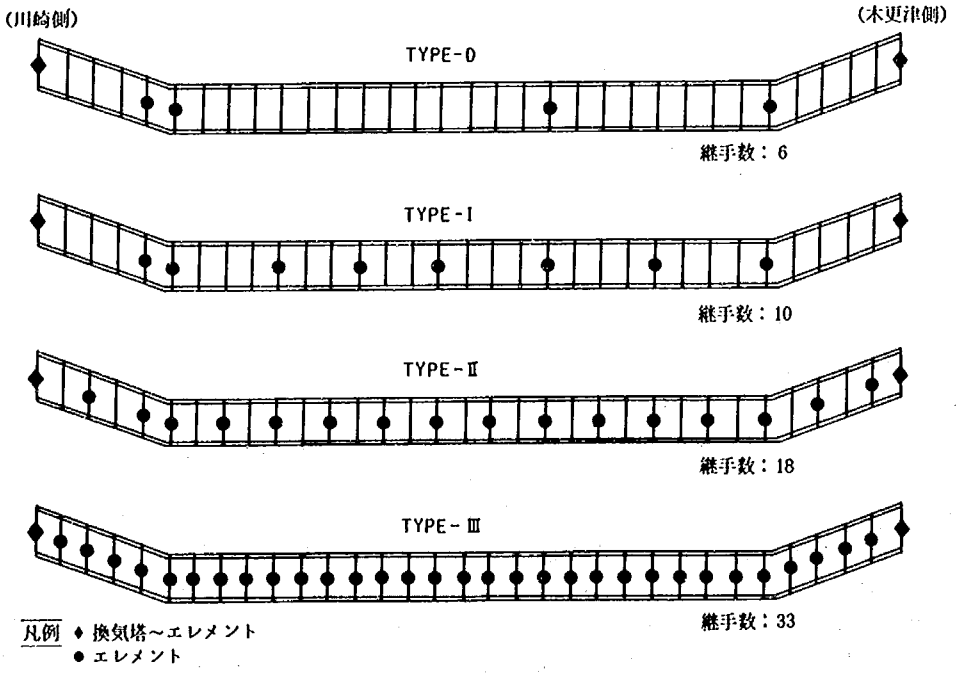


図-3・4・14　可撓性継手の配置

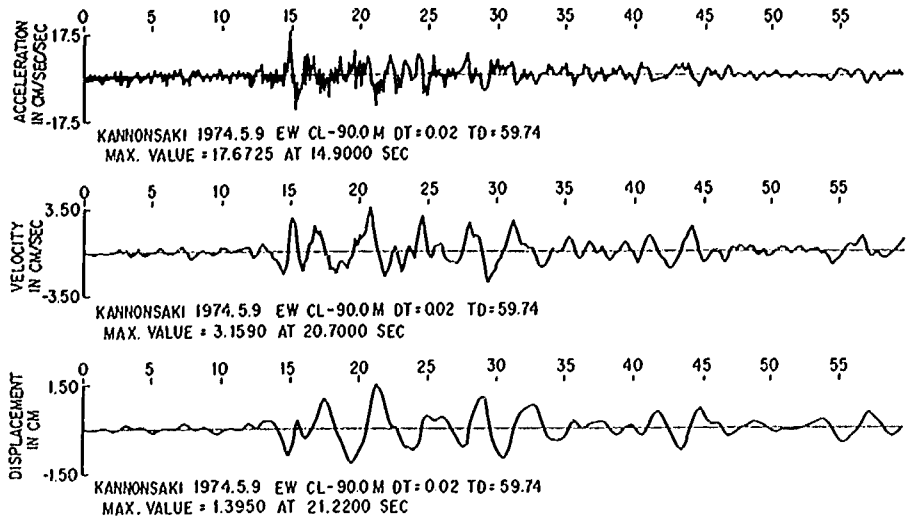


図-3・4・15 入力地震動

模擬波形を作成して用いた。計算ケースは表-3・4・6に示す通りとし，地震波動の伝わっていく方向は53年度の調査結果[11][12]に基づいて沈埋トンネル部軸方向に沿って川崎側から木更津側に向かう方向とした。

4）解析結果[13]

(1) 位相差を考慮しない場合

最大応答変位は，トンネルの軸・軸直角水平・鉛直の各方向とも，斜路部と水平部との接続部において減少している。表-3・4・6に示した各ケースでの比較ではそれほど大きな違いは認められない。

最大応答加速度は軸方向においては地盤質点位置で最大値を示しており，軸直角水平・鉛直の各方向では，ほぼ沈埋トンネル部と同様である。また，軸直角水平，鉛直の各方向とも可撓性継手の数の大小，すなわち図-3・4・14のタイプⅠ，Ⅱ，Ⅲの違いによる差異は顕著ではない。

最大応答断面力は，①軸力に関しては各ケースとも川崎側の斜路部と水平部の接続部において減少しており，部分的な例外を除いて可撓性継手の数が多くなるにつれて現象する傾向が認められる（図-3・4・16参照）②せん断力に関しては可撓性継手の数が増加するに従ってピーク値が減少している。③曲げモーメントに関しては当然のことながら可撓性継手を配置した箇所で極端に減少している。④ねじりモーメントに関しては川崎側と木更津側の斜路部において可撓性継手の数を10，18とした場合（タイプⅠ，Ⅱ）と33とした場合（タイプⅢ）との間に顕著な違いが認められる。なお，タイプⅠ，Ⅱ，Ⅲによる換気塔の応答の違いはほとんどない。

表-3・4・6 計算ケース

ケース	可撓性継手の配置	地盤の質点数	位相差
a	タイプ—Ⅰ	42	無
b	〃 —Ⅱ		無
c	〃 —Ⅲ		無
d	〃 —Ⅱ		V_s=500m/sec
e	〃 —Ⅱ		V_s=1000 〃
f	〃 —Ⅱ		V_s=2000 〃

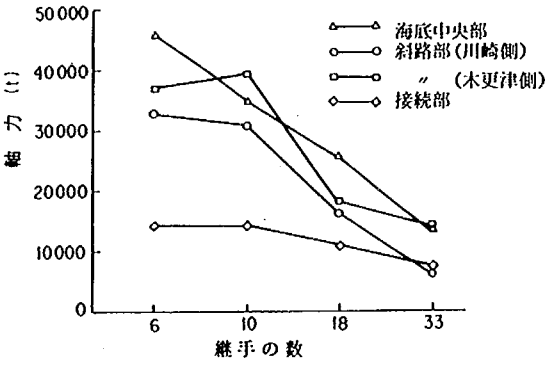


図-3・4・16 継手の数と軸力の関係

可撓性継手部における隣接エレメント間の相対変位は可撓性継手の数を多くした付近で小さくなる。これは，可撓性継手の数を増した分だけ変位が各継手部に分散されるためである。また，エレメント～換気塔間の可撓性継手の伸縮量にはそれほど影響がおよんでいないことが表-3・4・7からわかる。

可撓性継手の相対変位角は，上記の相対変位ほど影響を受けない。表-3・4・8は軸直角水平方向，鉛直方向の各タイプ別の可撓性継手の相対変位角を示したものである。鉛直方向が軸直角水平方向に比べて大きい傾向はあるが，各タイプ別にはそれほど大きな違いは認められない。

表-3・4・7　可撓性継手に生じる相対変位

タイプ	継手の数	相対変位	
		エレメント間(cm)	換気塔～エレメント間(cm)
TYPE－0	6	6.6	1.8
〃　－I	10	5.8	1.9
〃　－II	18	4.6	1.3
〃　－III	38	4.6	1.2

表-3・4・8　可撓性継手に生じる相対回転角

タイプ	継手の数	相対回転角	
		水平方向 (rad)	鉛直方向 (rad)
TYPE－0	6	2.41×10^{-4}	3.62×10^{-4}
〃　－I	10	$2.66\times$ 〃	$5.16\times$ 〃
〃　－II	18	$2.61\times$ 〃	$5.21\times$ 〃
〃　－III	33	$2.25\times$ 〃	$4.96\times$ 〃

以上，位相差を考慮しない場合の沈埋トンネル部の最大応答変位，最大応答加速度，最大応答断面力，可撓性継手部での相対変位・相対回転角について主に述べてきたが，可撓性継手の数を増やすことによる効果を簡単にまとめると次の通りである。

① 最大応答断面力，特に軸力を低減させることが期待できる。

② 可撓性継手部での相対変位を分散させることが可能であり，それはトンネル軸方向において最も顕著である。

③ 可撓性継手の相対回転角は最大応答断面力ほどには鋭敏ではないため，可撓性継手の構造を大きく変えることなくして断面力の軽減を図ることが出来る。

(2) 位相差を考慮した場合

最大応答変位は時間遅れが大きいほど，すなわち位相速度が小さいほど大きくなる傾向があり，それはトンネル軸方向において最も顕著である。

最大応答加速度は地盤質点で概ね大きい値を示している。沈埋トンネル部においては位相速度が大きくなるほど最大応答加速度は大きくなる傾向があり，位相速度の違いによる影響は軸方向において著しい。

最大応答断面力は①軸力に関しては位相速度が大きいほどピーク値が平滑化されて可撓性継手の数の違いによる軸力の変化が著しい。②せん断力に関しては川崎側・木更津側の斜路部において大きく，沈埋トンネル水平部で小さい。また，位相速度500m/s の場合が他の場合に比べて２～３倍ほど大きい。③曲げモーメントに関しては軸方向を除いて軸直角水平及び鉛直の各方向とも位相速度が大きくなるほど小さくなっている。④ねじりモーメントに関しては，川崎側と木更津側の斜路部において位相速度を500m/s とした場合と1,000，2,000m/s とした場合の間に顕著な違いが認められる。

なお，位相速度500，1,000，2,000m/s の場合の換気塔の応答は最大応答変位，最大応答加速度とも位相速度が大きくなるに従い小さい。

可撓性継手の相対変位は表-3・4・7の通りとなった。可撓性継手の数の多いケースで換気塔～エレメント間，エレメント～エレメント間の相対変位が小さいことがわかる。

可撓性継手の相対回転角は表-3・4・9に示す程度である。

入力位相差による影響を簡単にまとめると次の通りである。

① 位相速度が大きくなるに従い，最大応答断面力は小さくなる傾向にある（図-3・4・17参照）。②可撓性継手部での相対変位・相対回転角は最大応答断面力程鋭敏でない。③可撓性継手の数が６（タイプ０），18（タイプIII）について位相速度が1,000m/s の場合の変化を見ると，タイプ０に比べてタイプIIIでは極端に軸力が減少しており，斜路部（川崎側），沈埋トンネル水平部（中央付近），木更津側の接続部において認められたピーク値が極端に平滑化されて，軸力の集中を大いに緩和している。

表-3・4・9　位相速度と可撓性継手の相対回転角

ケース	位相速度 (m/see)	相対回転角	
		水平方向 (rad)	鉛直方向 (rad)
d	500	5.08×10^{-4}	1.03×10^{-3}
e	1000	$1.93\times$ 〃	5.33×10^{-4}
f	2000	$2.83\times$ 〃	$5.01\times$ 〃
e'	1000	$2.48\times$ 〃	$4.30\times$ 〃

注）ケースｄ～ｆ：継手の数18
ｅ　：　〃　６

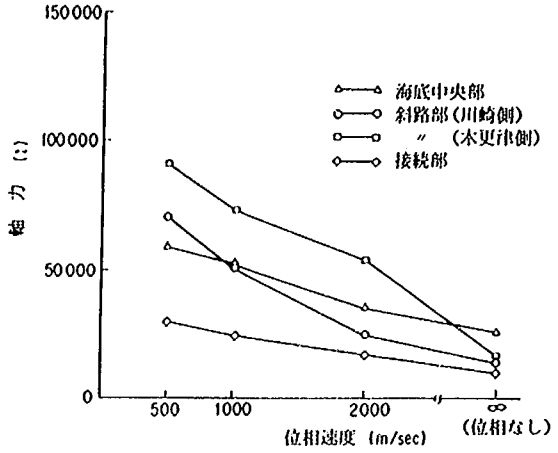


図-3・4・17 位相速度と軸力の関係
(継手数が18の場合)

5) まとめ

(1) 換気塔～エレメント間，エレメント～エレメント間に可撓性継手を設けることにより，断面力を減少させることができる。また，可撓性継手の数を多くするほど，可撓性継手部で生じる相対変位を分散させることができて，換気塔と沈埋トンネルエレメント継手部に集中する傾向がある相対変位の均等化が図られる。

(2) 位相速度が大きくなるほど，断面力は小さくなる傾向にあることがわかり，今回仮定したみかけのS波速度による位相差の設定について今後検討する必要があると考えられる。このため地中地震観測に加えて既設沈埋トンネルにおける地震応答観測と，その記録の解析も進めていく必要がある。

(3) 不等沈下や温度変化などを考慮し，かつ地震時での相対変位を十分に吸収できる可撓性継手の構造を具体化することが，合理的な耐震設計を進めるために必要である。

3.4.6 可撓性継手の物性確認実験

1) 概 要

沈埋トンネルの地震応答解析を行う場合に，エレメント間及びエレメント～換気塔間に設置される可撓性継手，特にその構成部材であるゴムガスケットの動的な物性を把握することが重要である。

本項では，ゴムガスケットの実物大部分模型を用いて載荷重実験を行った結果を示すものである。

2) 実験装置・実験方法

静的バネ定数，動的バネ定数及び動的硬化率の概念図を示すと図-3・4・18の通りである。東京湾横断道路トンネルの沈埋函標準断面図及び可撓性継手の構造図を示すと図-3・4・19の通りである。また，実験に用いたゴムガスケットの実大部分模型の断面形状を示すと図-3・4・20の通りである。

実験は変位制御で，静的実験と動的実験を行った。静的実験は圧縮率0％から設定圧縮率まで30秒間で載荷し，設定圧縮率に達した後，同様に除荷する方法で4サイクル行った。また，動的実験は，設定圧縮率まで20秒間で載荷を行い，その圧縮状態において0.5HZ，及び1.0HZの正弦波，三角波，及び矩形波を10波入力し，その後5秒間で圧縮率0％まで除荷した。静的及び動的実験に用いた入力波形を示すと図-3・4・21，図-3・4・22の通りである。

振幅は正弦波の場合で周波数0.5HZの時，±2，4，

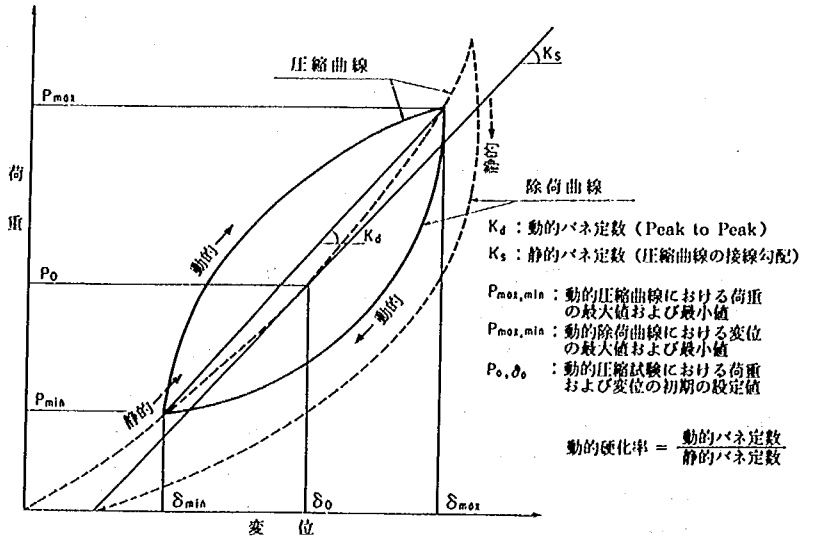
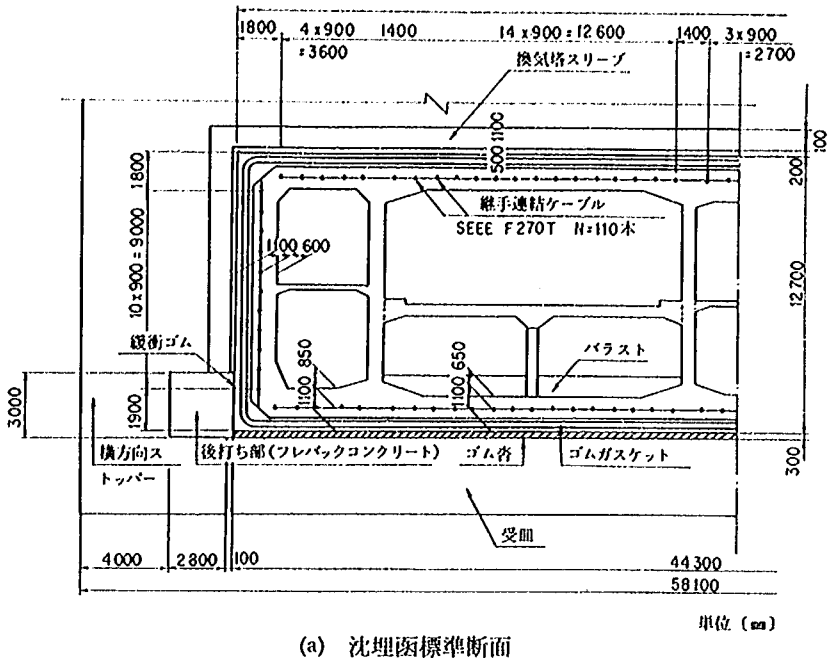
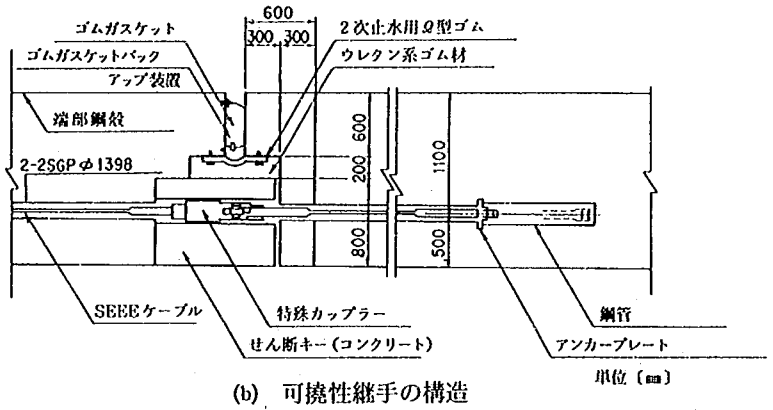


図-3・4・18 ゴムガスケットのバネ定数及び動的硬化率の概念



(a)　沈埋函標準断面



(b)　可撓性継手の構造

図-3・4・19　沈埋函標準断面及び可撓性継手の構造

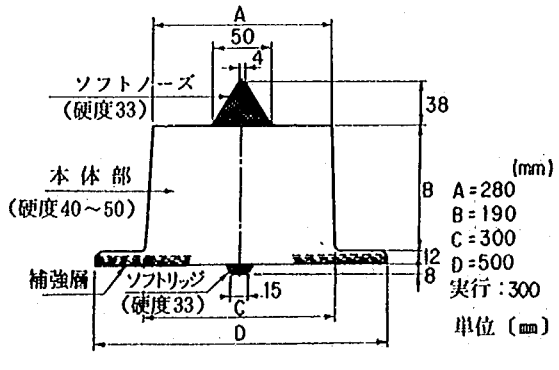


図-3・4・20　ゴムガスケットの形状

8，16mmについて行い，1,0HZの時は±2及び8mmで行った。三角波の場合は，周波数0.5HZ，1.0HZとも，±2，8 mmについて行った。また，矩形波の場合は，周波数0.5HZ，1.0HZとも±2，4 mmについて行った。供試体は各実験ごとに1体を使用した。

3）実験結果

(1)　静的バネ定数

図-3・4・23は，静的圧縮実験による変位～荷重の曲線を示したものである。この図は計4個の圧縮曲線を図化したものである。1回目の曲線のループが若干大きくなっているが，2回目以降はほぼ同じ位置でループを描いている。これより，静的圧縮曲線は2回目以降

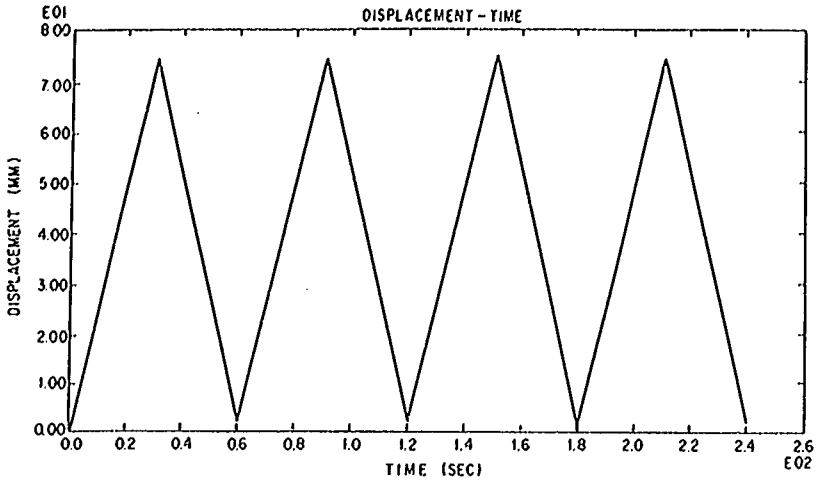


図-3・4・21 静的実験に用いた入力波

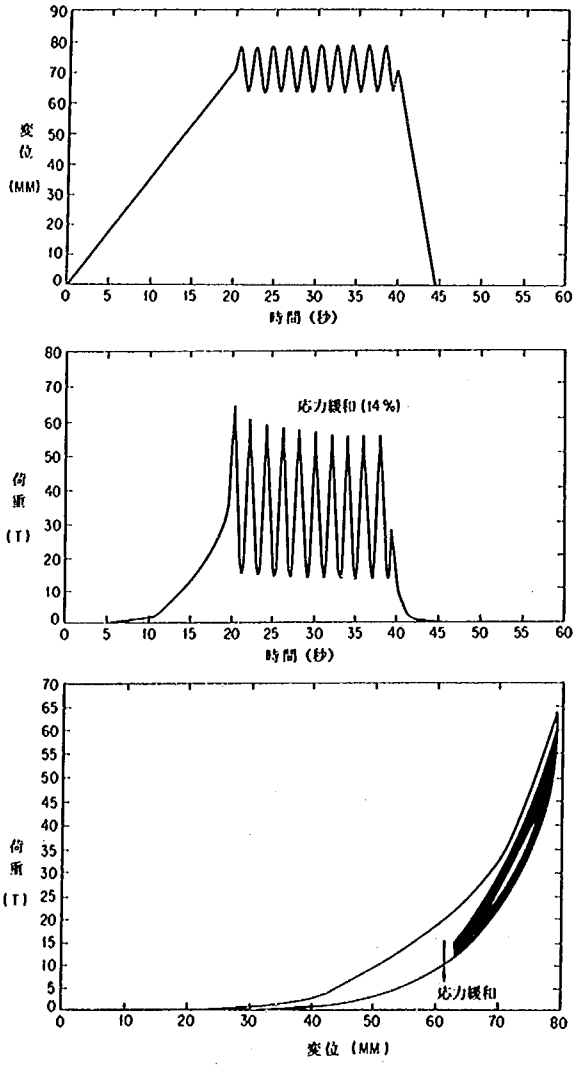


図-3・4・22 動的実験に用いた入力波

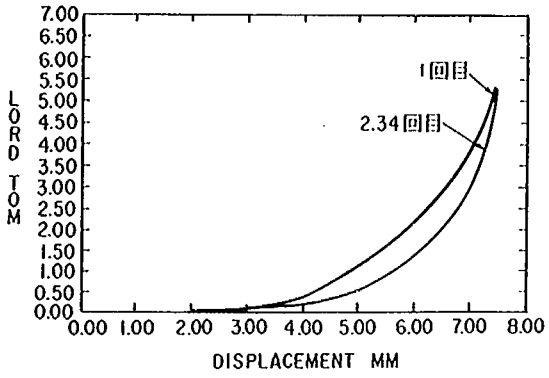


図-3・4・23 静的実験の載荷履歴

の曲線であれば，繰り返し回数の影響はほとんどないものと考えられる。

図-3・4・24は各圧縮率での静的バネ定数の計算結果を示したものである。この図より，圧縮率が増すほど静的バネ定数は大きくなる傾向にあることがわかる。

(2) ゴムガスケットの動的バネ定数 kd 及び動的硬化率 kc

図-3・4・25に実験による動的バネ定数と圧縮率との関係を示す。これより，圧縮率30～32.5%の範囲では，入力地震動や振幅の影響は小さく，kd は約1.5～2.2×10^3tf/m^2 である。しかしながら，圧縮率が35～40%に達すると２つの傾向が現れてくる。１つ目は，正弦波と三角波について変位振幅が小さい場合で，圧縮率35%に対する kd は約2.7～3.3×10^3tf/m^2，圧縮率40%に対する kd は5.9～6.4×10^3tf/m^2 の値を示している。２つ目は，正弦波と三角波について変位振幅が大きい場合と，矩形波の場合で，圧縮率が35%の時

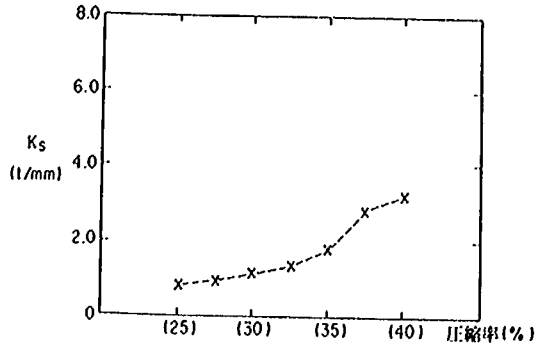


図-3・4・24　圧縮率と静的バネ定数の関係

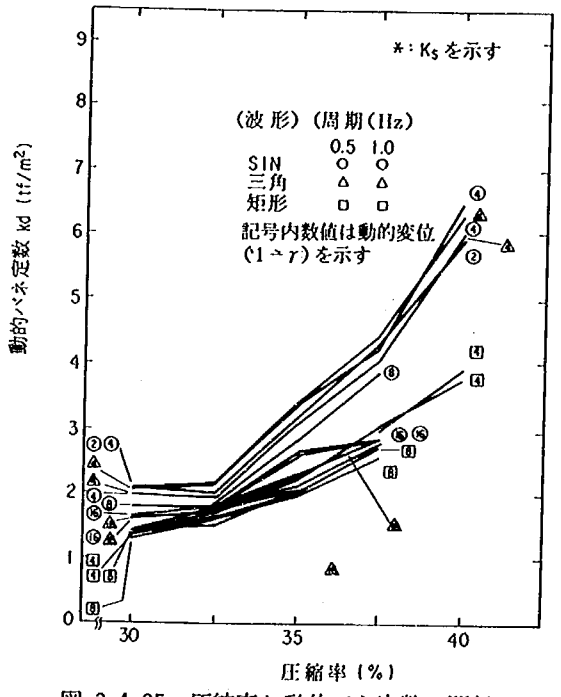


図-3・4・25　圧縮率と動的バネ定数の関係

kdは2.0～2.5×10³tf/m²を示し，圧縮率が40%の時kdは3.8～4.0×10³の値を示している。

ゴムガスケットの動的硬化率を示すと図-3・4・26の通りである。これによれば，その傾向はやはり2つに分かれており，正弦波と三角波について変位振幅が小さい場合にはkcは1.4～2.1の値を示し，正弦波と三角波について変位幅が大きい場合及び矩形波の場合にはkcは0.8～1.7を示している。

4）まとめ

以上に示した実験結果から，動的バネ定数に影響を与える要因として，設定圧縮率を挙げることができる。設定圧縮率を大きくすれば，動的バネ定数も大きくなる傾向にある。

また，入力波が同波形で，圧縮率が同じである場合，変位振幅が小さくなるほど動的バネ定数は小さくなる傾向にある。

図-3・4・22を見ると，応力緩和減少が起きていることがわかる。今回の実験では，20秒間で所定の圧縮率まで載荷を行ったが，この場合，最初ループの荷重のピーク値に対して10回目のピーク値は約15%低下している。このことはバネ定数が小さくなることを示すものであり，今後検討が必要である。

3.4.7　換気塔モデルの設定法の検討

1）概　要

沈埋トンネルの地震応答解析では，従来表層地盤の変形モードは均質な一層地盤のせん断一次モードを仮定することが多い。しかし，表層地盤がただ一層の地盤から構成されていることは少なく，沖積層及び洪積層から複雑に構成されている場合がほとんどである。このような地盤条件においては，場所的な剛性の変化が大きく，変形モードはせん断一次モードとは異なることが予想される。

本項は，換気塔を含めて沈埋トンネルの動的解析を行う際に，換気塔部の挙動をより正確に反映できる解析モデルを開発することを目的として，多層地盤を考慮し，換気塔に杭を設けたモデルの検討を行った結果を示すものである。

2）換気塔のモデル化

(1)　換気塔の地震応答に影響を与える要因

換気塔の地震応答（特に換気塔・エレメント間継手の相対変位）に影響を与える主な要因を挙げると次の通りである。

①　杭基礎を表わすバネ

②　表層地盤の変形モード

③　全体モデルにおける陸上部へのアプローチ部の有無

④　計算に用いるモード次数の上限

⑤　換気塔・エレメント間継手の剛性

既存の換気塔モデルにおいて，検討を加えることが必要と考えられる①及び②については以下に示すものとする。

(3)　杭基礎を表わすバネ

従来のバネ～質点系の地震応答解析モデルにおいて，換気塔は図-3・4・27に示すようにモデル化され，杭は水平バネK_2と回転バネK_Rで表わされる。これに対して，ここで検討するモデルは図-3・4・28に示すように，1本にまとめられた杭と換気塔底部を表わす梁に地盤の集中バネ及び回転バネを設けたものである。こ

の水平バネを介して，各々の位置での地盤の変位が静的に入力されるものと仮定して，杭の応答特性を調べた。

表層地盤の変形モードを，均質な弾性体の一次モードと仮定した場合の杭の応答変位を示すと図-3・4・29(a)の通りである。これによれば杭基礎は周辺地盤とほぼ同じ変形をしており，換気塔部では杭基礎の回転に抵抗するバネのため，杭基礎よりも傾きが小さくなっている。一方，多層系として求めた地盤モードを換気塔部に作用させた場合の杭の応答変位を示すと図-3・4・29(b)の通りである。これによれば，深い位置では杭基礎は周辺地盤の変位とほぼ同じ変形をしているが，比較的浅い位置では杭基礎は周辺地盤とは異なった変位を示している点が注目される。

従来用いられているバネ～質点系の換気塔モデルから応答変位を計算し，上記の応答変位と比較した結果を図-3・4・29に併せて示している。これによれば，一層地盤の場合には両者はほぼ一致しているが，多層地盤の場合には，杭基礎を設けたモデルは従来のモデルに比べて換気塔部がやや緩い傾きを示している。従って，換気塔部のロッキングをより正確に反映しようとするときには，杭基礎を考慮したモデルの方が有効であると考えられる。

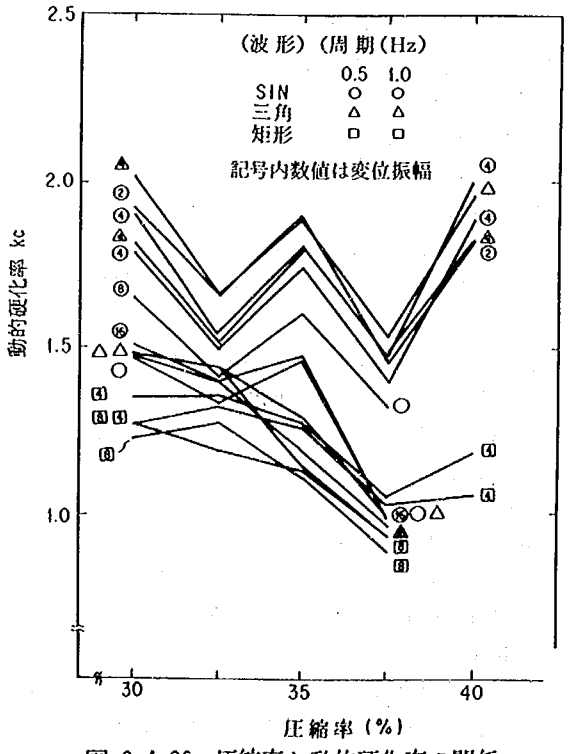


図-3・4・26 圧縮率と動的硬化率の関係

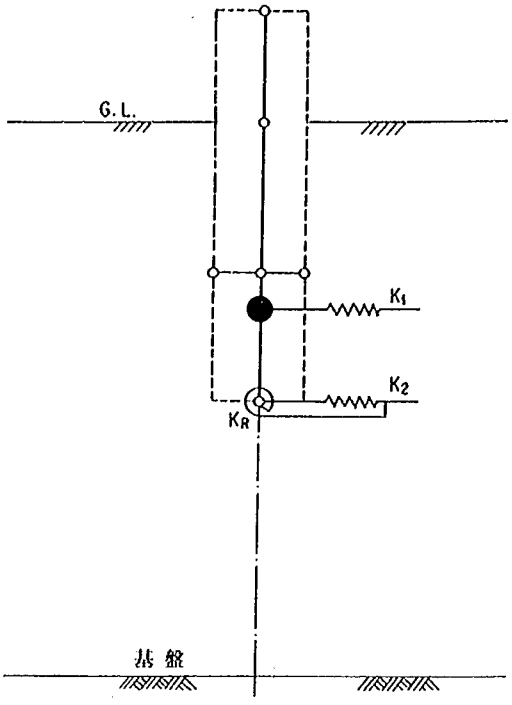


図-3・4・27 従来の換気塔モデル

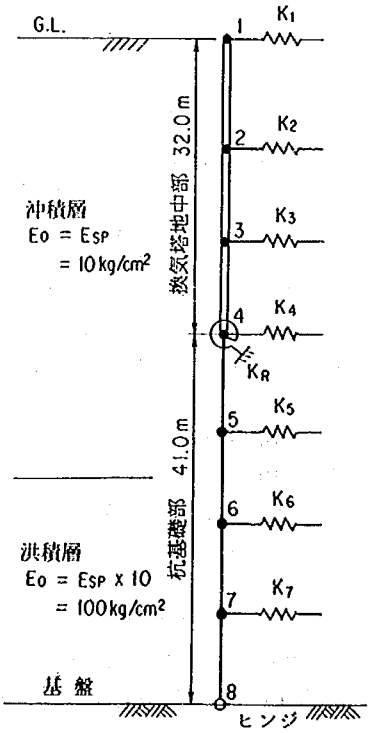


図-3・4・28 換気塔の検討モデル（杭モデル）

(4) 表層地盤の変形モード

表層地盤の変形モードは，通常均質な一層地盤の変

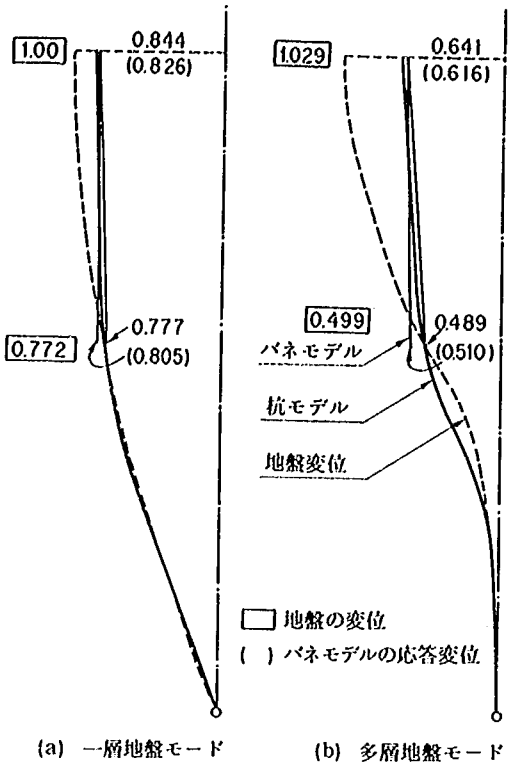


図-3・4・29　杭モデルと従来モデルの応答変位の比較

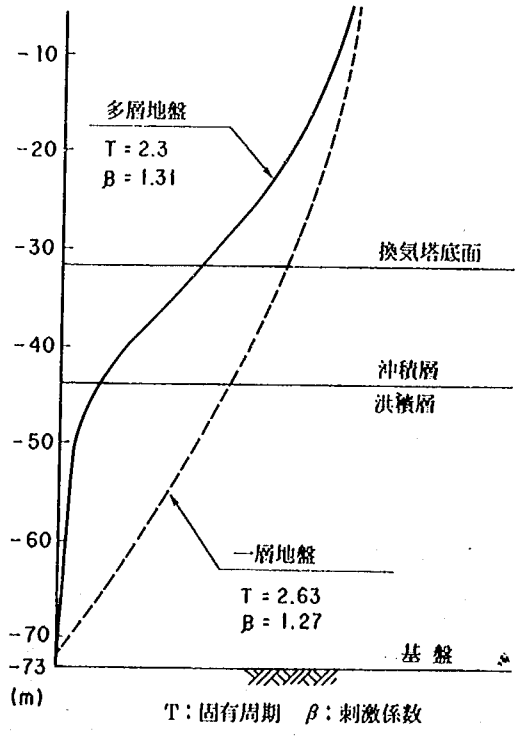


図-3・4・30　一層地盤と多層地盤の変形モードの比較

形モードと仮定してCOSカーブを用いている。しかし，洪積層と沖積層が入り組んだ地盤では，各々における変形モードはかなり異なるものとなる。ここに，杭モデルについて一層地盤と多層地盤の場合の変形モードを算定すると図-3・4・30の通りである。この図によれば，多層地盤とした場合は洪積層での変形が小さく，一層地盤とした場合と大きく異なっているのがわかる。従って，地表付近に埋設されるトンネル部分については一層地盤を仮定して変形モードをCOSカーブで近似することができるが，換気塔のように深さ方向にある程度の長さを持ったものについては，多層地盤としての変形モードを考慮することが必要であると考えられる。

3）換気塔モデルの応答解析

(1)　換気塔モデル

換気塔モデルとしては，換気塔の両側にトンネルエレメントを2～3個接続したものとした。また，地震動の作用方向はトンネル長手方向とした。換気塔モデルの概要を示すと図-3・4・31の通りである。解析ケースは以下の通りとした。

ケースⅠ：従来モデル＋一層地盤

ケースⅡ：杭モデル＋多層地盤

(2)　入力地震動

入力地震動としては，日向灘沖地震(1968.4.1, M＝7.5)における板島橋(震央距離100km，最大加速度134gal)を，基盤面で最大加速度150galに正規化したものを用いた。

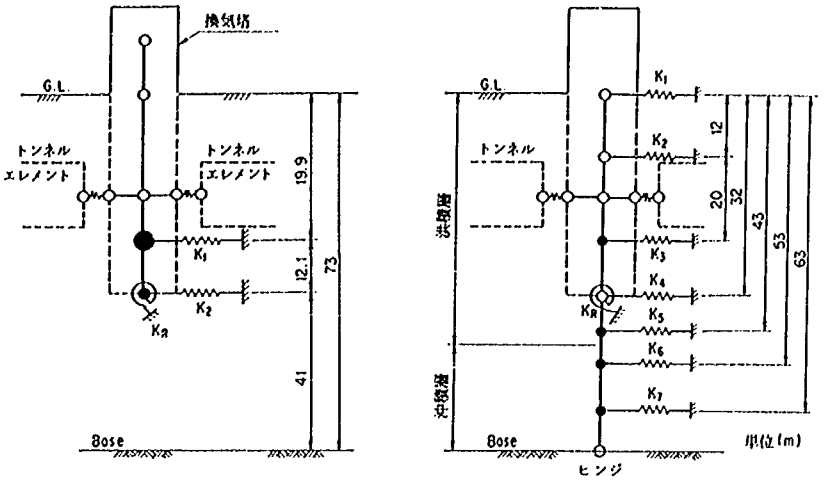
(3)　地盤条件

地盤の減衰定数は20%，地盤～構造物間の減衰定数は10%とした。

(4)　地盤と構造物を結ぶバネは，道路橋示方書IV下部構造編に従って算定した。

(5)　応答解析結果

換気塔及び地盤の最大応答値を示すと表-3・4・10の通りである。また，換気塔底面位置での地盤の応答加速度波形を示すと図-3・4・32の通りである。この図によればケースⅡではケースⅠに比べて短周期の波形が目だっているが，これは地盤の固有周期が短くなったことが原因と考えられる。換気塔底面位置での地盤の応答変位波形を示すと図-3・4・33の通りである。この図によれば，形状は両ケースでほぼ相似であるが，ケースⅡではケースⅠの60%程度の値となっている。換気塔底面の応答変位波形を示すと図-3・4・34の通りである。ケースⅡではケースⅠに比べて回転角が大きくなっている。換気塔両側の継手の相対変位を示すと図-3・4・35



(a) ケースⅠ（従来モデル)　　(b) ケースII（杭モデル)

図-3・4・31 対象とした換気塔モデル

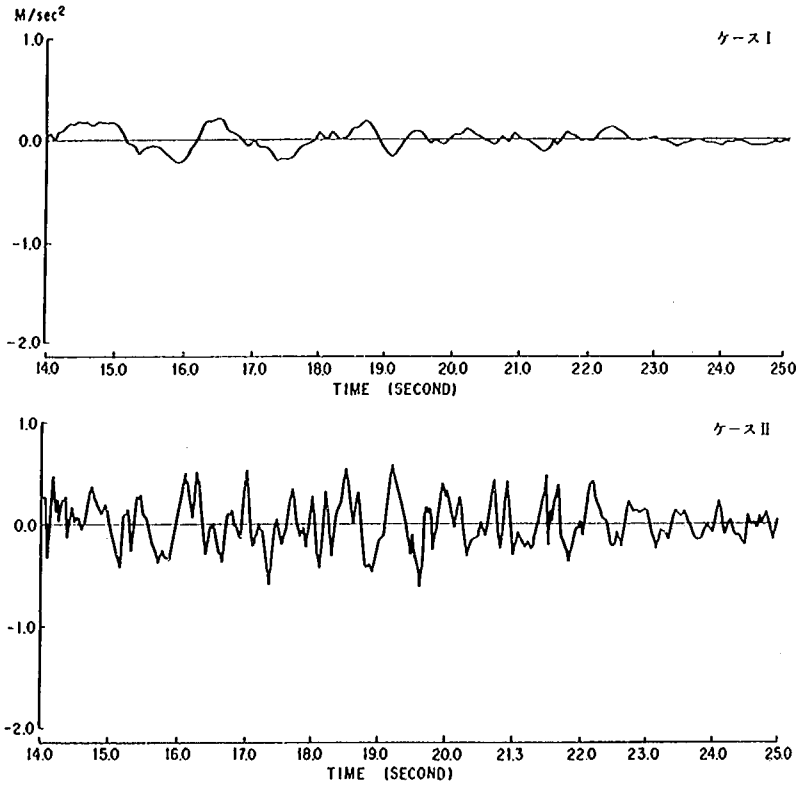


図-3・4・32 換気塔底面位置の地盤加速度

の通りである。この図によれば，沈埋トンネル側は両ケースでほぼ同程度の値となっているが，アプローチ側ではケースⅠに比べてケースIIで2倍程度の値となっている。

以上によれば，多層地盤の変形モードを考慮し，杭も含めた換気塔モデルとしたケースIIでは，従来の換気塔モデルであるケースⅠに比べて，水平変位は小さく，回転角は大きく，また沈埋トンネルとの接続部の相対変位は大きくなる傾向がある。これらの結果は，基盤または支持層に達する杭基礎を有する換気塔が

表-3・4・10　換気塔および地盤の最大応答値

応答値＼ケース		ケースⅠ（従来モデル）	ケースⅡ（杭モデル）
最大変位（cm・rad）	換気塔頂部	4.54	3.31
	〃 底部	4.47	3.14
	〃 回転角	2.58×10^{-5}	4.77×10^{-5}
最大加速度（gal・rad/sec²）	換気塔頂部	136	73.1
	〃 底部	129	67.9
	〃 回転角	1.70×10^{-5}	3.80×10^{-5}
継手最大相対変位（cm）		0.72 1.55	1.51 1.40
地盤最大変位（cm）	地表面	3.71	3.77
	換気塔底面位置	2.80	1.67
換気塔位置の地盤の固有周期（SEC）		2.63	2.33

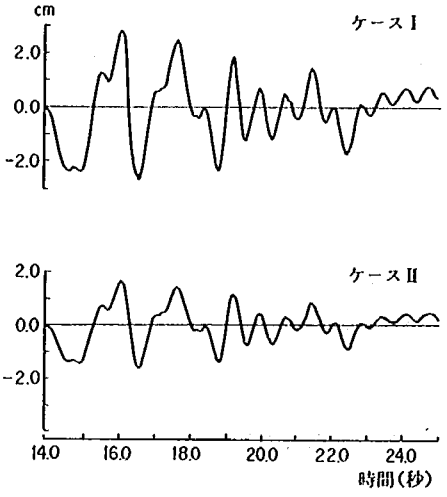


図-3・4・33　換気塔底面位置での地盤変位

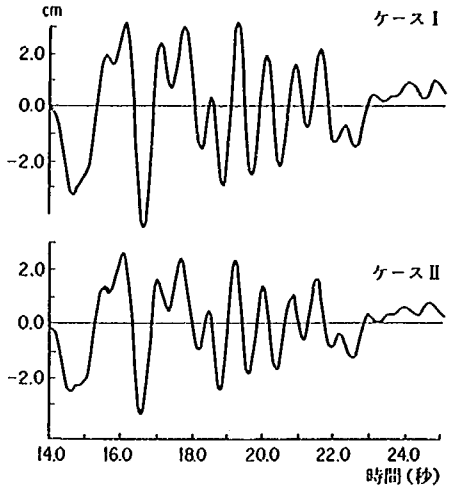
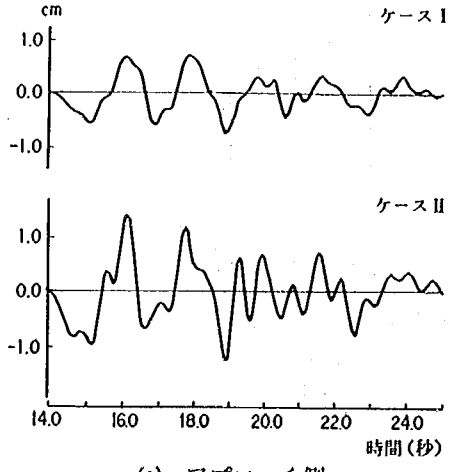
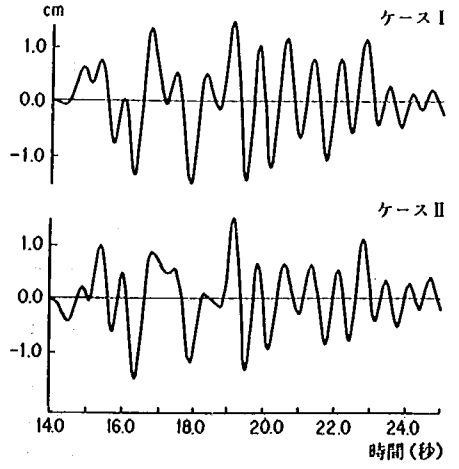


図-3・4・34　換気塔底面の応答変位



(a)　アプローチ側



(b)　沈埋トンネル側

図-3・4・35　継手の相対変位

ロッキングも含めて，沈埋トンネルの連成系の中で，より的確に表現できるようになったことを示すものである。

4）まとめ

本調査結果をまとめると，次の通りである。

① 一層地盤と多層地盤では，洪積層での変形モードに大きな違いがある。したがって，換気塔のように深さ方向に長い構造物に対しては多層地盤の変形モードを仮定した方が適当である。

② 換気塔に杭を設けたモデルの方が，換気塔各質点の応答変位は小さい。

3.4.8 二質点モデルによる換気塔モデルの改良

1）概 要

換気塔の動的な挙動は，沈埋トンネルに比べて剛性が大きいこと，及び杭基礎に支持されていることにより，トンネル部とはかなり異なると考えられる。これまでに，換気塔の杭をモデル化し，換気塔周辺地盤の変形モード及び固有値を多層地盤として解析する手法の提案を行ったが，この解析手法では表層地盤の挙動を一次のせん断振動によって評価し，また換気塔部以外の地盤の固有値解析は簡便法によっている。したがってここでは，地盤の二次せん断振動まで考慮した詳細な換気塔解析モデルを提案するとともに，動的解析を行い，換気塔部の耐震性を検討した結果を示すものである。

2）換気塔モデルの改良内容

(1) 振動モード

従来の解析モデルは，表層地盤の振動性状には低次の振動モードが著しく卓越するという仮定のもとに，せん断一次モード（一質点）により地盤の挙動を表現していたが，このモデルでは特に加速度の応答を性格に表現できないという問題があった。そこで，二質点モデルによってせん断二次モードまで考慮できるようにした（表-3・4・11）。

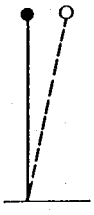
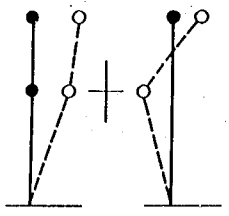
(2) 変形モード

従来の解析モデルでは，せん断一次振動がCOSカーブで表現されるとの仮定を行っているが，地盤構成に変化がある場合には変形モードは異なったものとなる。そこで，改良モデルでは一次せん断振動モデルを用いて一次及び二次変形モードを算定することとしている（表-3・4・11）。

(3) 固有周期の算定法

固有周期の算定に際して，従来のプログラムではFEMを用いて詳細に固有値解析を行う方法と，せん断波速度及び地盤の層厚とから算定する簡便法の2つの方法があった。FEMによる解析は複雑な地形や地層構成を念頭において作成されたもので，水平な成層地盤と仮定できる場合には必ずしも実用的でない。既往の多数の計算例[14][15]を見てもFEMはごく一部しか使われたことがなく，一般には簡便法が使われていた

表-3・4・11 既往のモデルと改良モデルの比較

	一質点系モデル（既往モデル）	二質点系モデル（改良モデル）
振動モード	 せん断1次モードを考慮	 せん断2次モードまで考慮
変形モード	均一な一層地盤としての1次の変形モード	多層地盤としての1次，2次の変形モード
固有周期	簡便法により1次の固有周期Tを算定 $T = \sum_{i}^{n} \frac{4H_i}{VS_i}$ ここにH_i：i層の厚さ（m） VS_i：i層のせん断弾性波速度（m/s）	1次元多質点せん断振動モデルにより1次と2次の固有周期を算定

が，地盤構成が複雑な場合には簡便法では誤差が大きくなるものと考えられるため，改良モデルでは水平成層地盤の固有周期を図-3・4・36に示すモデルから求めることとしている。本改良モデル，既往のモデル及びズログラム"SHAKE"を用いて行った固有値解析結果を示すと表-3・4・12の通りである。これによれば，既往のモデルでは固有周期を長めに算定しているが，本改良モデルと"SHAKE"では同程度の値となっており，改良モデルの精度は良いものと考えられる。

3）解析条件

(1) 解析モデル

解析の対象は，東京湾岸道路多摩川横断沈埋トンネルの羽田側の換気塔とした。解析モデルの範囲と節点位置を示すと図-3・4・37の通りである。また，換気塔モデルの詳細を示すと図-3・4・38の通りである。

(2) 解析ケース

解析は，既往の一質点系モデルにおいて表層地盤の固有値解析を簡便法によった場合，固有値解析をFEMによった場合及び二質点系モデルを用いた場合の3ケースに対して，地震動の作用方向をトンネル軸方向と軸直角方向とした計6ケースとした。

(3) 入力地震動

入力地震動としては，十勝沖地震(1968.5.16，M＝7.9)における八戸港(震央距離189km，最大加速度145gal)でのN-S成分記録波形を，基盤面において最大加速度を150galに正規化したものを用いた。

(4) 地盤条件

地盤の減衰定数は，表-3・4・13に示す値とした。地盤と構造物間の減衰定数は10%とした。地盤と換気塔及び杭を結ぶバネは，道路橋示方書IV下部工編により算定した。

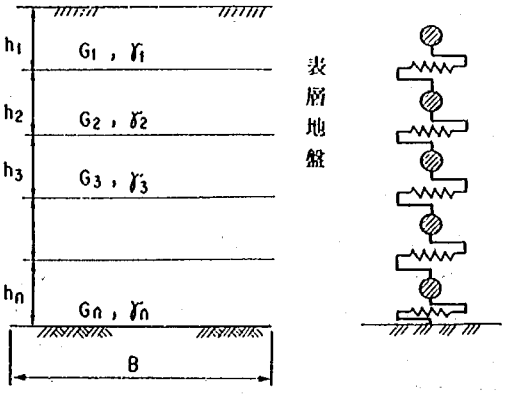


図-3・4・36　一次せん断振動モデル

表-3・4・12　表層地盤の固有周期算定例

計算ケース ＼ 解析ケース	SHAKE	既往モデル	改良モデル
多摩川横断沈埋トンネル	1.67	2.10	1.67
六甲～ポートアイランド間沈埋トンネル	1.25	1.50	1.25

表-3・4・13　地盤の減衰定数

	1質点系(簡便法)	2質点系	1質点系(FEM)
地盤モデルの解析方法	簡便法	せん断多質点系の固有値	FEMの固有値
地盤の減衰定数	20%	10%	10%

4）解析結果

(1) 固有値解析結果

① 地　盤

地盤の固有値解析結果を示すと表-3・4・14の通りである。これによれば，以下のことが考察される。

一質点系モデル（以下，M1（簡便法）と呼ぶ）による固有周期は，M1（FEM）や二質点系モデル（以下，M2と呼ぶ）に比べて長い。この理由は，M2では多質点系モデルの固有周期から一次，二次の固有周期を算定し，M1(FEM)ではFEMにより算定しているのに対し，M1(簡便法)では$T=\sum 4h/V_s$の簡易式から評価しているためである。この式を用いた算定法では，地盤が比較的軟弱な場合には多層地盤として求めた場合よりもやや長めの周期を与えることが分かっている[16]。したがって，M1（簡便法）とM2を比較した場合M2の方が的確モデルと考えられるが，M1でもM1（FEM）の場合にはM2との差は比較的小さい。M2による固有モードは，M1（簡便法）によるものより有効質量比が小さく，モード数が多い。これは，M1(簡便法）で用いる簡易算定法ではせん断波が基盤面から地表面まで伝播するときの所要時間のみでモードが決まるためわずかな地盤条件の差は現われにくく，従って同じ周期で振動する範囲が大きくなり，一つのモードの有効質量比が大きくなるためと考えられる。一方，M1(FEM)とM2とを比較すると，断面毎の固有周期とモード形は基本的に同じであるが，M2では2倍の質点数を持つためモード数が多く，その出現間隔も小さくなっている。

二次モードは，約25%の有効質量比，約0.8秒の周期

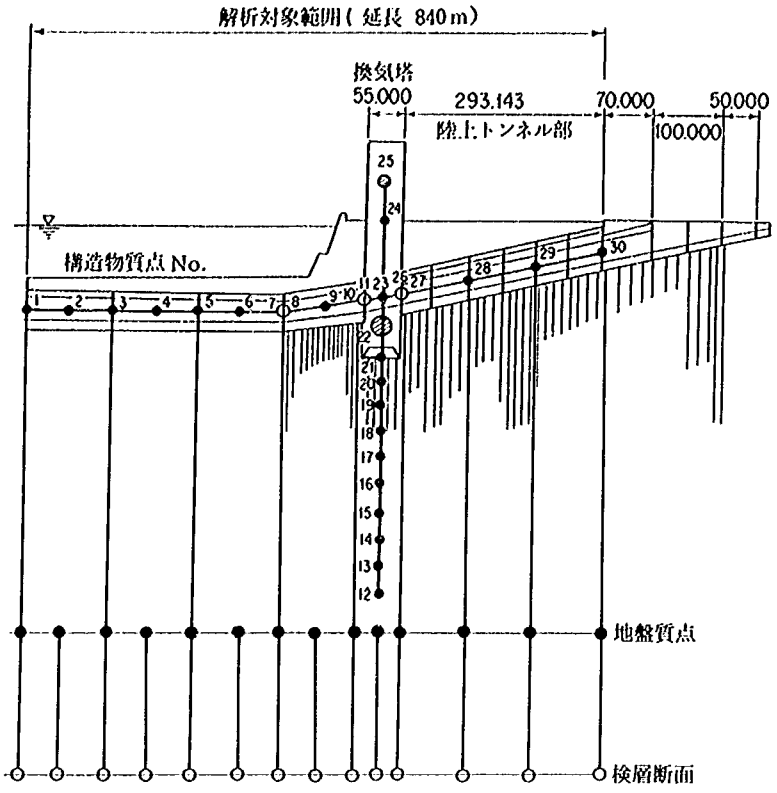


図-3・4・37 解析対象モデル

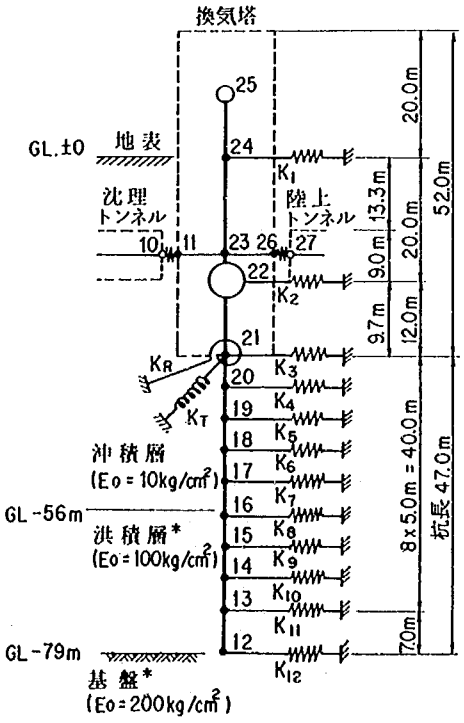


図-3・4・38 換気塔部のモデル化

を有するため，換気塔の固有周期と一致し，その応答に大きな影響を及ぼすものと考えられる。

② 換気塔

換気塔モデルの固有値解析結果を示すと表-3・4・15の通りである。換気塔の振動モードは，従来から考えられていたように水平振動と回転振動とからなるロッキング振動である。ただし，杭基礎があるために，回転中心が比較的上の方にあるロッキングの二次モードの有効質量比は計算から無視できるものと考えられる。また，杭基礎が回転を拘束するために水平振動が卓越するものと考えられる。換気塔の固有周期は，軸方向，軸直角方向ともほぼ等しく，地盤の二次せん断振動の周期とほぼ一致している。

(2) 応答解析結果

① 地盤の加速度および変位

地盤の加速度，変位及びトンネルの軸力の分布を示すとそれぞれ図-3・4・39，図-3・4・40及び図-3・4・41の通りである。これらによれば，地盤の加速度は，M2 が M1 の 2 倍程度と大きい。これは二次モードの影響と考えられる。陸上トンネル部では，M1（簡便法）と M1（FEM）の差が大きくなり，M1（FEM）は M2 の応

表-3・4・14 地盤の固有値解析結果

(a) トンネル軸方向

周期 No.	1質点系（簡便法）		2 質 点 系		1質点系（FEM）	
	周期（秒）	有効質量比（%）	周期（秒）	有効質量比（%）	周期（秒）	有効質量比（%）
1	22.664	60.369	2.467	29.614	2.475	39.929
2	2.094	35.233	2.175	13.029	2.140	18.259
3	1.883	3.520	1.943	2.025	1.874	4.137
4			1.737	2.111	1.670	24.840
5			1.656	25.624	1.641	10.460
6			1.559	2.049	1.503	2.251
7			1.445	0.101		
8			1.313	0.123		
9			1.200	0.022		
10			1.139	0.001		
11			1.065	0.004		
12			1.003	0.003		
13			0.964	0.003		
14			0.830	5.343		
15			0.786	4.704		
16			0.747	0.634		
17			0.723	0.001		
18			0.705	0.338		
19			0.654	11.229		
20			0.630	2.294		

(b) トンネル軸直角方向

周期 No.	1質点系（簡便法）		2 質 点 系		1質点系（FEM）	
	周期（秒）	有効質量比（%）	周期（秒）	有効質量比（%）	周期（秒）	有効質量比（%）
1	2.732	52.285	2.497	25.094	2.512	33.578
2	2.244	18.477	2.269	15.212	2.247	20.696
3	2.051	27.899	2.129	1.283	2.078	2.429
4	1.869	0.588	1.972	0.243	1.902	0.722
5			1.725	7.177	1.679	35.447
6			1.668	20.676	1.662	3.369
7			1.596	4.403	1.568	2.932
8			1.542	0.387		
9			1.492	0.142		
10			1.420	0.023		
11			1.351	0.024		
12			1.303	0.010		
13			1.266	0.026		
14			1.018	0.001		
15			0.835	4.203		
16			0.800	5.388		
17			0.780	0.366		
18			0.752	0.053		
19			0.682	1.317		
20			0.682	8.472		
21			0.653	4.274		
22			0.631	0.220		
23			0.610	0.840		

表-3・4・15 換気塔モデルの固有値解析結果

方向	モード次数	固有周期(秒)	有効質量比(秒)
軸方向	1次	0.71	99.8
	2次	0.23	0.2
軸直方角向	1次	0.80	99.6
	2次	0.26	0.4

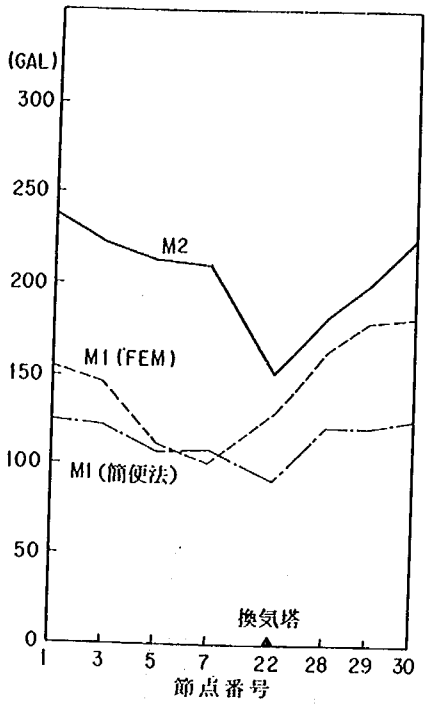


図-3・4・39 地盤の最大応答加速度

答に近づいた。

地盤の最大変位は，表-3・4・16よりM1(FEM)とM2は同程度，M1(簡便法)ではM2の約80%程度になっている。変位分布を見ると，M1(FEM)とM2はよく似ており，水路部ではM1(簡便法)の方が大きいが，換気塔付近から陸上部にかけてはM2とM1(FEM)の方が大きくなっている。

② 換気塔の加速度および変位

換気塔の加速度はM2によればM1(簡便法，FEM)の2～3倍であった。これはM2の地盤加速度がM1の2倍程度と大きいこと，M2では換気塔の固有周期の成分の波も含まれる等によるものと考えられる。変位，回転角については加速度ほど大きな差異はなく，M2ではM1(簡便法)の30%程度M1(FEM)の10%程度増加する。M1(簡便法)における換気塔位置の地

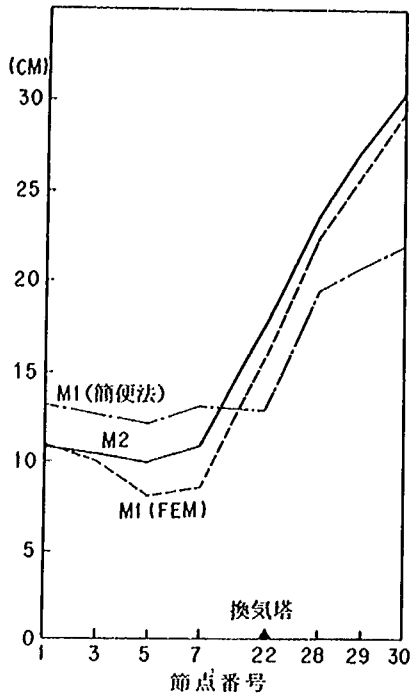


図-3・4・40 地盤の最大応答変位

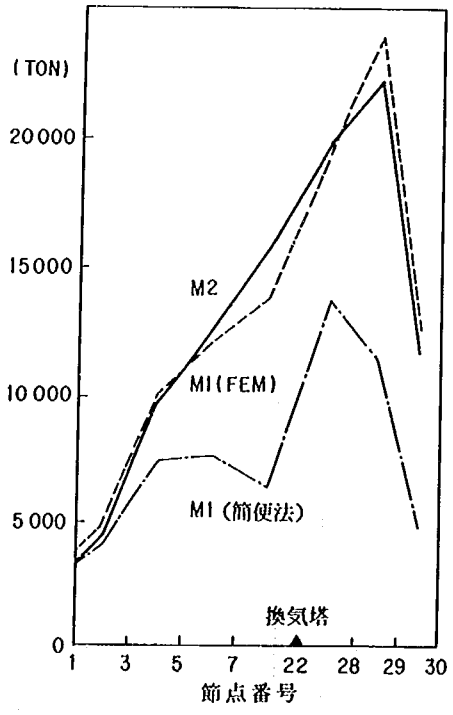


図-3・4・41 トンネルの最大断面力

盤解析は，通常の簡易算定法を用いずに，FEM断面で多層地盤の一次モードに基づいてモデル化しているので，変位についてはかなり正確に評価しているものと

表-3・4・16　トンネルの応答値一覧

応答値			加振方向	単位	1質点系(簡便法)	2質点系	1質点系(FEM)
地盤	加速度		L	gal	153	279	200
			T	gal	146	266	196
	変位		L	cm	22.1	31.1	30.2
			T	cm	20.9	31.4	32.2
換気塔	加速度	天端	L	gal	95	234	110
			T	gal	111	375	122
		底面	L	gal	89	223	105
			T	gal	99	338	114
	変位	天端	L	cm	12.5	14.4	13.8
			T	cm	12.1	18.7	14.9
		底面	L	cm	11.9	13.8	13.2
			T	cm	11.2	17.2	13.8
	回転による天端と底面の相対変位		L	cm	0.7	0.8	0.8
			T	cm	1.6	2.2	2.0
継手の断面力	軸力	海側	L	t	5,260	12,600	10,600
		陸側	L	t	14,300	19,000	19,000
	曲げモーメント	海側	T	tm	2,300	23,500	18,400
		陸側	T	tm	6,280	21,800	21,200
	せん断力	海側	T	t	2,880	3,410	2,000
		陸側	T	t	3,630	4,690	3,190
継手の変位	軸方向伸縮	海側	L	cm	2.2	5.2	4.4
		陸側	L	cm	6.0	7.9	7.9
	回転による端部の開き	海側	T	cm	0.3	2.5	2.0
		陸側	T	cm	0.7	2.4	2.3
	せん断ずれ	海側	T	cm	2.9	3.4	2.0
		陸側	T	cm	3.6	4.7	3.2

考えられる。そのため換気塔モデルの変位に生じた差は，地盤の二次モードを考慮したか否かの差異によるものと考えられる。

③　換気塔～トンネル間の可撓性継手の挙動

換気塔～トンネル間の可撓性継手の断面力と変位の大きさはともに，M1(簡便法)M1(FEM)＜M2となっている。特に断面力では，軸力と曲げモーメントにおける差が大きく，変形もこれに対応して軸方向の伸縮と回転における差が大きくなっているが，せん断力とせん断ずれにはあまり大きな差は認められない。

M1（簡便法）とM2の応答値の差が大きく，M1(FEM)とM2の差が小さいことから，これらの差は換気塔近傍の局部的な振動の違いではなく，もう少し広い範囲での振動性状（具体的には変形状態）の違いによるものと考えられる。

④　杭基礎の最大断面力

杭基礎に生じる最大断面力は，曲げモーメント，せん断力ともに剛結とした杭頭部で最も大きく，沖積層に生じる断面力の数倍の値になっている。各モデルを比較すると，どの場合も全ての位置でM1（簡便法）＜M1(FEM)＜M2の順番になっており，M2の断面力は他のモデルより10%程度大きい。これは，換気塔位置での地盤の応答値の大小関係と同じである。

⑤　換気塔と杭基礎の変位分布

換気塔躯体と杭基礎の変位分布を調べると，どれも同位相で振動している。また，杭基礎の変形は3モデ

ルともよく似ていることから，変形が地盤の一次モードによって生じているものと考えられる。

換気塔躯体部分の回転は小さく(表-3・4・16より天端と底面との相対変位は最大で2 cm程度)，杭基礎の回転に対する抵抗バネが強いことがわかる。また，杭基礎部分の水平変位は沖積層で大きく，洪積層で小さくなっている。この杭の変形は地盤の変形モードに似ているので，杭の断面力を評価するときには，地盤の変形モード及び地盤定数を正確に把握することが重要と考えられる。

5）まとめ

本解析結果から得られた結論をまとめると，次りの通りである。

(1) M2は，特に加速度の評価を正確に行えるので，換気塔のように慣性力で自己振動する構造物に注目した解析を行う場合には，適当なモデルと考えられる。

(2) M1（簡便法）は，M2に比べて固有周期が長く主要モード数が少ない。M1（FEM）の固有周期はM2とほぼ等しく，モード数が多い。

(3) 地盤の加速度はM2がM1の2倍程度と大きく，変位には大きな差はない。

(4) 換気塔の加速度は，M2によるとM1の2～3倍の応答を示すが，変位の増加率は小さい。

(5) 換気塔～トンネル間の継手の相対変位は，M1（FEM）によると，M1（簡便法）に比べて増加傾向にある。

3.4.9 人工塔斜路部モデルの設定法の検討

1）概　要

本項では，以下に示す点について検討を行った結果を示すものである。

(1) 人工塔斜路部の解析モデルの検討

人工塔斜路部における沈埋トンネルの動的挙動を精度よく推定するための，斜路部のモデル化の方法を検討した。

(2) 沈埋トンネルの耐震性調査法の検討

既往の沈埋トンネルの振動実験，地震応答観測及び数値解析の結果を整理し，東京湾横断道路トンネル部の耐震性調査を行うにあたって，これら調査方法及び調査結果の適用性を検討した。

2）調査方法

(1) 人工塔斜路部の解析モデルの検討

川崎人工塔斜路部の一般図を示すと図-3・4・42の通りである。この人工塔斜路部の構造及び形状の特殊性を考慮し，既往の斜路部解析モデルの持つ問題点を整理して，その問題点を改良し得る解析モデルを検討した。

(2) 沈埋トンネルの耐震性調査方法の検討

既往の沈埋トンネルの研究事例を整理し，振動実験の今後の適用方針，地震応答観測の結果の解釈，数値解析の解析モデル作成上の仮定条件の妥当性等について考察を加え，東京湾横断道路トンネル部の耐震性調査を行うにあたり，これら既往の調査方法及び調査結果の適用性を検討した。

3）調査結果

(1) 人工塔斜路部の解析モデルの検討

① 既往の人工塔斜路部解析モデルの問題点

既往の人工塔斜路部の解析モデルは，表層地盤を水平成層とした一般部と同じモデルを用いていた。しかし，人工塔斜路部は横断及び縦断方向に断面・構造が変化しているため，直接一般部のモデルを用いることはできない。そこで既往の人工塔斜路部解析モデルでは次に示すような工夫がなされていた。

a）斜路部の固有周期を別途FEM等により算定しておき，この周期特性に見合うように各層の地盤剛性を変える。

b）各層ごとに同じ変位が生じるものと仮定し，人工塔斜路部でのせん断バネを求め，それを合成して等価な地盤剛性を設定する。

上記の方法はあくまでも便法と考えるべきであり，その精度の検証もなされていない。

② 人工塔解析モデルの改良方針

人工塔斜路部のモデル化の方法としては，a）3次元FEMによる方法b）3次元バネ～質点モデルによる方法c）既往の解析モデルの影響（2次元バネ～質点モデルによる方法)等が考えられる。このうちa）及びb）が詳細な解析方法といえるが，計算時間が膨大となること及び新たな解析システムを作成する必要があることなどから，ここではc）の方法により検討することとした。

上記c）による解析モデルの改良は，既往の解析システムの一部追加修正によることとし，斜路部の横断形状・構造の変化を2次元のFEMにより考慮して固有値解析を行い，その結果をもとにしてトンネル位置で優勢なせん断一次・二次のモードをそれと等価な一質点及び二質点系モデルに置換し，その後既往の解析と同様な手法により解析を進めるものとした。また，縦断方向の形状・構造の変化に対しては，特に新たな解析手法によらず，地盤解析の質点間隔を密にすることにより対処するものとした。

③ 解析方法の改良

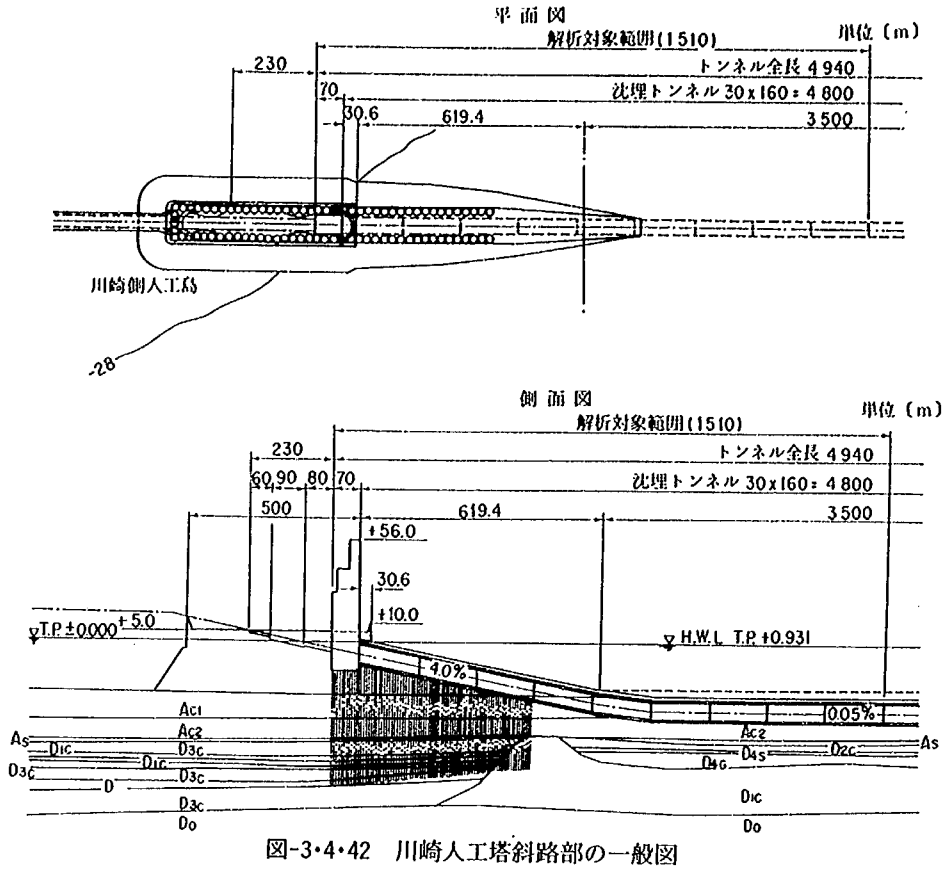


図-3・4・42　川崎人工塔斜路部の一般図

人工塔斜路部の各位置における地盤の固有値解析と質点系モデル作成までの流れを示すと図-3・4・43の通りである。また，2次元FEMによる人工塔斜路部のモデル化の例を示すと図-3・4・44の通りである。まず第一に，人工塔斜路部のFEM固有値解析結果により，トンネル位置の地盤の応答に最も影響の大きいせん断一次及び二次モードを選定する必要があるが，斜路部の固有振動モードは多数存在する。人工塔斜路部の換気塔位置における固有値解析結果を示すと表-3・4・17の通りである。

FEMによる固有値解析結果より，トンネル位置で優勢なせん断一次及び二次のモードの選定は各モードの有効質量Mとトンネル真下位置での地盤ひずみεの積により評価することとした。表-3・4・18にモード選択の検討例を示す。有効質量及び刺激係数に着目してモードを選んだ場合には，1番と4番のモードが選定され，質点系への置換も妥当な結果が得られている。しかし，上記の有効質量・刺激係数はモデル全体の振動性状から決まるものであり，トンネル位置での応答の大きさには正確に対応していないため，各モードでのトンネル真下位置におけるひずみも考慮してモードを選定することとした。

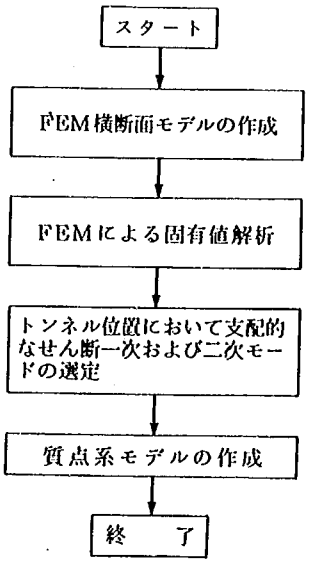


図-3・4・43　人工塔斜路部のモデル化の流れ

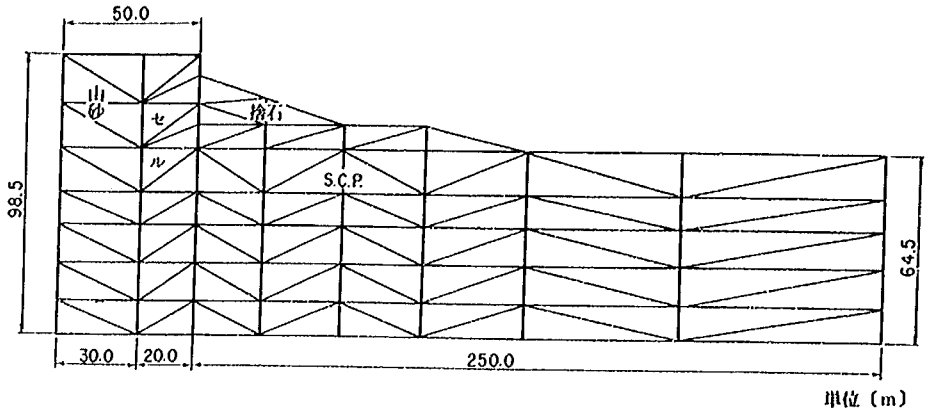


図-3・4・44 二次元FEMによる人工塔斜路部のモデル化（例）

表-3・4・17 固有値解析結果（例） M

モードNo.	周期 T (sec)	順位	有効質量 M (ton)	順位	刺激係数 P	順位	トンネル直下地層重量累計 ε
1	1.984	1	1988	1	−4.973	3	43.0×10^{-2}
2	1.051	9	0.015	10	−0.013	10	0.1×10^{-3}
3	0.642	3	154	3	1.608	2	44.6×10^{-3}
4	0.567	2	1395	2	2.717	1	73.8×10^{-3}
5	0.467	5	0.459	5	0.063	5	1.6×10^{-3}
6	0.344	4	41	4	0.504	4	14.8×10^{-3}
7	0.332	6	0.101	6	0.031	7	0.55×10^{-3}
8	0.345	7	0.036	7	−0.017	9	0.2×10^{-3}
9	0.270	10	0.004	9	0.014	6	0.9×10^{-3}
10	0.218	8	0.019	8	−0.015	8	0.51×10^{-3}

(注) 刺激係数の順位は絶対値による

表-3・4・18 モード選択の検討（例）

検討No.	選択モード	選択理由（各要素の1,2）				モデル質量MA / モデル質量MB	モデルバネ剛性K_3A / モデルバネ剛性K_3B	y_{11} / y_{21}	y_{12} / y_{22}	結果判定
I	(1, 2)	T ① 1	M 1	P 1	ε 3	0.0007	0.0084	0.985	−0.390	解が異常
		② 9		10	10	1988.3	6682.3	1.0	0.000	
II	(1, 4)	T 1	M ①	P 1	ε 3	1688.7	6174.9	1.089	−0.089	良好
		4 ②		2	1	1724.3	63680.5	0.105	0.895	
III	(1, 4)	T 1	M 1	P ①	ε 3					良好
		4	2	②	1					
IV	(3, 4)	T 3	M 3	P 3	ε ②	—	—	—	—	収束せず
		4	2	2	①	—	—	—	—	
V	(1, 3)	T 1	M 1	P 1	ε 3	1401.4	9680.4	1.117	−0.117	良好
		3	3	3	2	750.9	11594.3	0.576	0.424	

(注) y_{11}, y_{12}, y_{21}, y_{22}：二質点モデルの刺激関数

(2) 沈埋トンネルの耐震性調査方法の検討

① 振動実験

振動実験は，屋外振動実験と模型振動実験に分けられる。このうち屋外振動実験は，沈埋トンネルの地震時挙動を対局的に把握することができるが，定量的な結果を得ることは困難である。模型振動実験は定性的な結果を得ることはできるが，定量的な結果を得ることは難しく，現在では相似則があう等精度のよい実験方法はないに等しい。しかし，模型振動実験は定性的なトンネルの挙動を把握するのに有効であり，特に部分的な模型による実験はトンネル全体系での実験に比べて精度も高く，細かな挙動を把握することができる。このため，今後の東京湾横断道路トンネルの耐震性調査における模型振動実験の適用対象としては，a）局所的な部分・構造の動的挙動の調査 b）数値解析の適用が難しい箇所・構造の調査等が考えられる。

② 地震応答観測

地震観測は，実際の沈埋トンネルと実地震から得られるものであり，非常に貴重な資料である。既往の地震観測においては未だ大規模な地震動を観測した例はない。しかし，多数の中小地震動による地震応答観測記録はいくつか得られており，これらにより地震応答解析モデルの仮定条件が検証されている。また，可撓性継手の断面力低減効果が確認されている。これは伊豆大島近海地震における東京港トンネル(可撓性継手)と衣浦港トンネル（剛継手）の軸ひずみの観測結果より，震央距離が2倍もある衣浦港トンネルの軸ひずみが，東京港トンネルの25倍もあったことから推察された。なお，既往の地震観測は遠距離地震の例が多く，これらの応答には表面波の影響が大きく作用している。

③ 数値解析

ここでは，既往の振動実験・地震応答観測と数値解析の比較を行い，数値解析の妥当性を検証した。現在使用されている数値解析モデルは，二次元のバネ～質点系により表層地盤の応答変位を評価し，この変位を性的に構造物に作用させる応答変位法によっている。前述したように，数値解析上の仮定条件は振動実験や地震応答観測により検証されている。しかし，解析モデルに入力する物性値の設定方法及びその精度は十分とはいえず，今後の検討課題である。また，地震応答解析結果のシミュレーションでは，実態波のみを考慮した現在の解析モデルでは適合性がわるく，表面波の伝播を考えた方が説明し易い例もあり，基本的には実態波入力を行うとしても，入力位相差の考え方等を整理すること等が必要である。

4）まとめ

以上，既往の沈埋トンネルに関する研究事例の調査を行い，それらの調査方法及び調査結果の本トンネルへの適用性を検討した。今後の東京湾横断道路トンネルの耐震性調査方法は，数値解析を基本として，地盤及びトンネルの地震応答解析記録の集積を待ち，入力物性値，工学的基盤面における地震動，減衰定数等の設定方法を改善して，適用精度をあげることが必要である。また，人工塔傾斜部や可撓性継手構造等に関しては，模型振動実験による挙動の確認が有効と考えられる。

3.4.10 地盤剛性の箇所別の変化がトンネルの耐震性に及ぼす影響の検討

1）概 要

沈埋トンネルの耐震計算に動的解析法を用いた場合，地盤条件が一様な箇所においてはトンネルは剛体運動をするだけで，計算上断面力は生じないことになる。従来，沈埋トンネルの動的解析は，同一の堆積条件にある地層は同一の地盤定数を有しているとの仮定のもとに行われる場合が多いが，成層状の地盤と見えても，N値等地盤定数にはかなりのばらつきがあるのが一般的である。

本項では上記の観点から，従来一様地盤と見なし，同一の地盤剛性を有すると考え行われてきた沈埋トンネルの動的解析において，トンネルの軸線に沿う方向の地盤剛性に箇所別の変化を見込むことにより，どの程度の影響があるかを検討した。また，基盤面における地震動の入力位相差を考慮した場合の試算も行い，前述の地盤の剛性の箇所別変化にともなって発生する断面力との比較を行った[17]。

2）調査方法

解析の対象としたトンネルは，図-3･4･45に示すように幅44.3m，高さ12.9m，長さ4,800mの鉄筋コンクリート製の沈埋トンネルである。本トンネルは両端に換気塔を有しているが，ここでは解析条件を簡単にするために，対象を海底部の800mの区間に限定した。したがって，沈埋トンネルの両端には換気塔は設けず，拘束条件は自由となっている。沈埋トンネルのエレメント長は160mであり，エレメント間には可撓性継手が設けられている。

解析対象地盤は，川崎側の海底部を基本として，図-3･4･46に示すようにモデル化した。D_{c1}層の下面を動的解析上の基盤面とした。基盤から上の表層地盤の厚さは64.5mであり，沈埋トンネルの全長にわたってこ

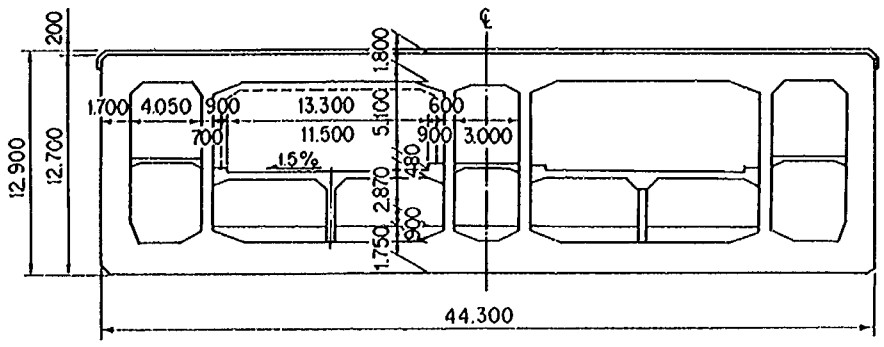


図-3・4・45　解析対象トンネル　　単位 (mm)

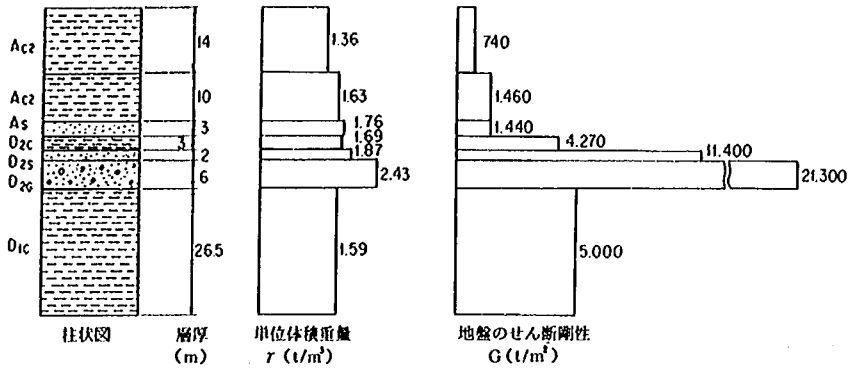


図-3・4・46　地盤条件

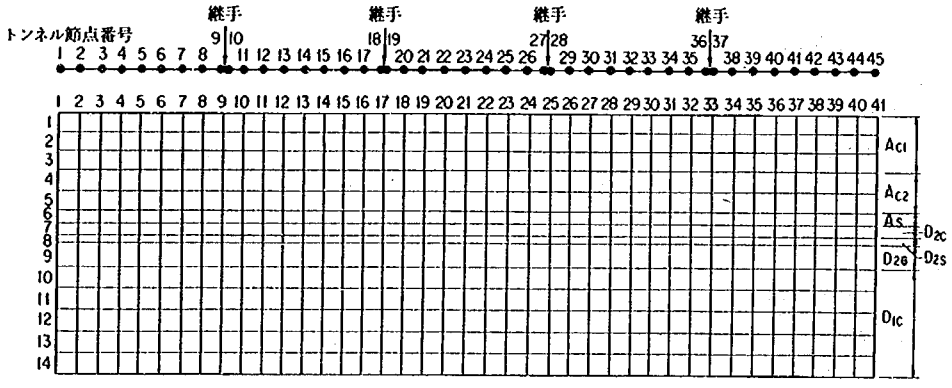


図-3・4・47　トンネル周辺地盤の分割

のような地盤構成が連続しているものと仮定した。ただし，前述したように同一の堆積条件にある地層内でも，箇所ごとに地盤定数はかなり変化していることを見込んで，表層地盤を図-3・4・47に示すようにトンネル長手方向に均等にN断面(N＝40，1断面の長さ20m)，深さ方向にM断面(M＝14)に分割した。この上で同一の地層内に属する断面内の地盤のせん断剛性Gが平均G_m，標準偏差$G\sigma$の正規分布に従うものと仮定した。このように仮定すると，海底面からj番目の地層(j＝1，2，3……M)に属するN個の地盤断面のうち，任意の一個の地盤断面の剛性G_{ij}がG_{sj}から$G_{sj}+\Delta G_{sj}$の範囲にある確率$P[G_{sj}<G_{ij}<G_{sj}+\Delta G_{sj}]$は次式で与えられる。

$$P[G_{sj}<G_{ij}<G_{sj}+\Delta G_{sj}]$$
$$=1/(G\sigma\cdot\sqrt{2\pi})\int(G_{sj}\sim G_{sj}+\Delta G_{sj})\exp\{-0.5(x-G_m)/G\sigma\}^2dx \qquad (式3.4.7)$$

従って，第j層（j＝1，2，～M）に属するN個の地盤剛性のうち，地盤のせん断剛性 G_{ij} が G_{sj} から $G_{sj}+\Delta G_{sj}$ の間にある断面の個数は $P[G_{sj}<G_{ij}<G_{sj}+\Delta G_{sj}]\times N$ となる。これらの地盤のせん断剛性を，一様乱数を発生させることにより第j層（j＝1，2，～M）に属するN個の断面に対して無作為に割り振ることとした。この際せん断剛性の刻み幅は $\Delta G_{sj}=G\sigma/3$ とした。

このようにして求めたせん断剛性 G_{ij} の分布の一例として，最上層（A_{c1} 層，j＝1）の場合を図-3・4・48に示す。ここで地盤剛性の箇所別変化の度合は $G\sigma$ と G_m の比 $G\sigma/G_m$（以下，変動係数と呼ぶ）によって与えるものとし，変動係数の値を任意に0.2，0.5，1.0の3段階に変化させた。また，同一の変動係数に対する地盤モデルを3種類づつ作成した（以下，それぞれケース1，2，3と呼ぶ）。

応答計算には，当所の開発した地中構造物の動的解析プログラムDAST-1[18]を用いた。力学モデルの概要を示すと図-3・4・49の通りである。このプログラムは，沈埋トンネルを周辺地盤によって弾性的に支持された梁からなる骨組み構造物としてモデル化し，動的解析を行うものである。入力地震動としては，東京湾横断道路の動的解析用入力地震動 L_2[19]を用いた。

3）調査結果

(1) 地盤剛性の箇所別変化の影響

前述した方法により，地盤のせん断剛性がトンネル軸線に沿って変化する地盤中に図-3・4・45に示す断面を有する沈埋トンネルが埋設されている場合の地震応答を，基盤に一様の入力地震動 L_2 が作用すると仮定して計算した。ケース1，2，3はいずれも良く似た結果となるため，一例としてケース1の場合の最大断面力の分布を示すと図-3・4・50の通りである。この結果

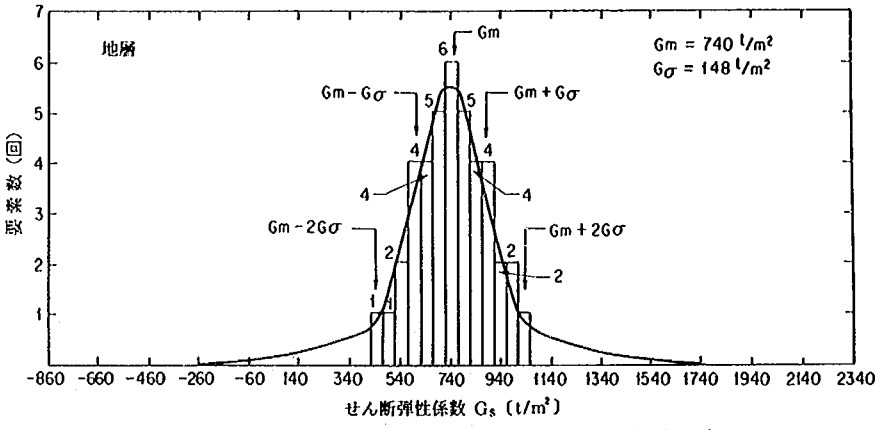


図-3・4・48　最上層におけるせん断剛性の頻度分布
（変動係数が0.2の場合）

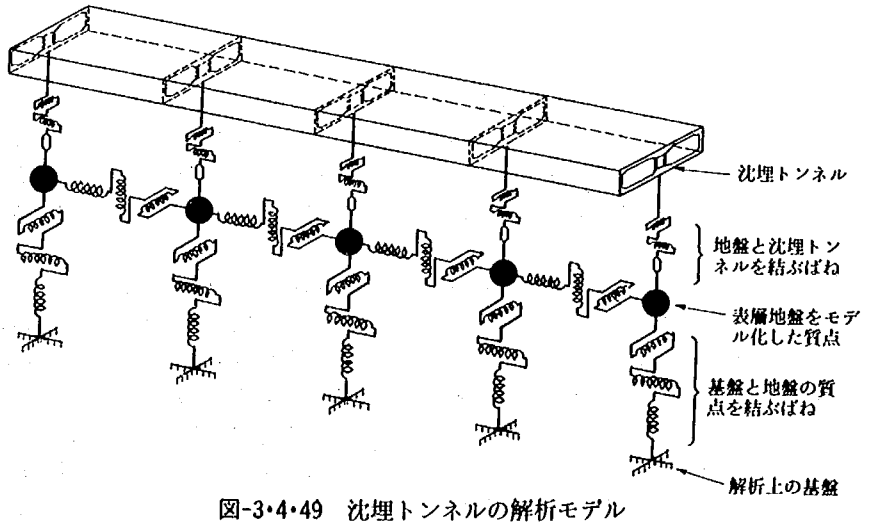


図-3・4・49　沈埋トンネルの解析モデル

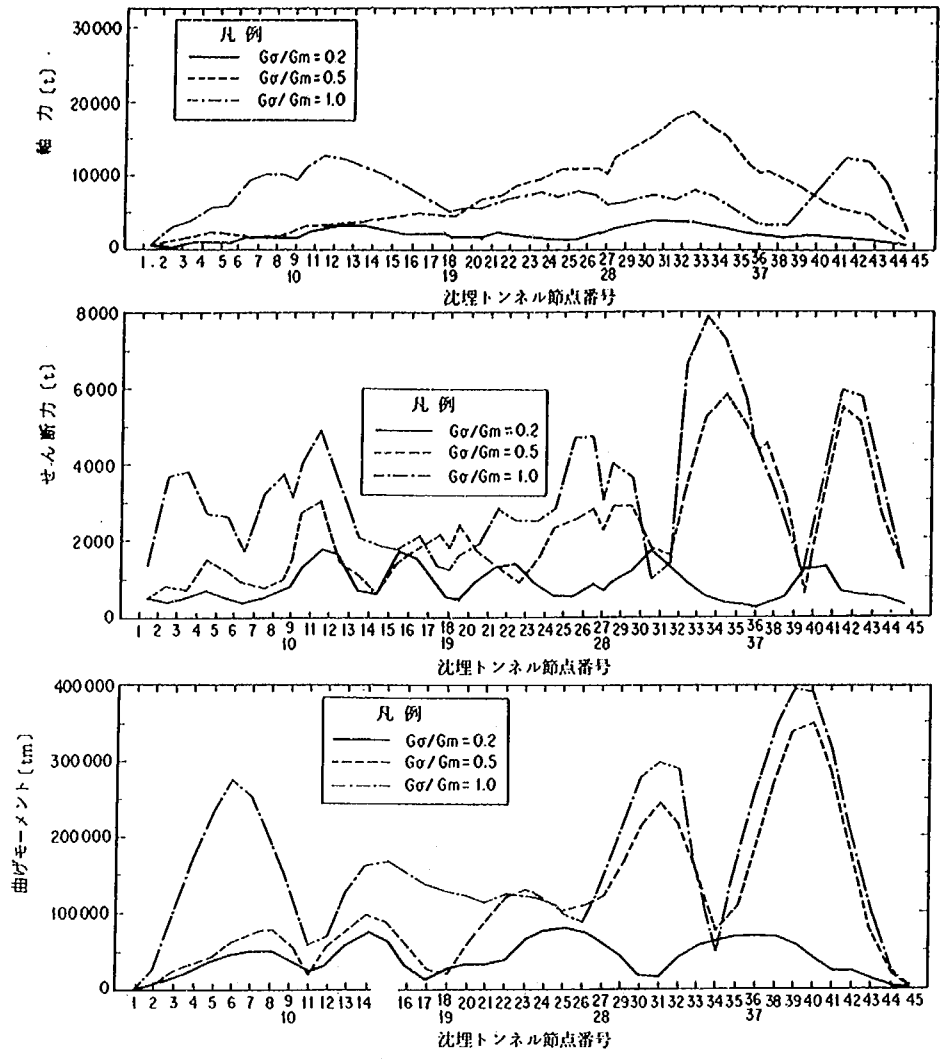


図-3・4・50 トンネルに生じる最大断面力の分布 (ケース1)

によれば,変動係数が0.2程度の地盤剛性の箇所別の変化を見込んだだけでも，かなり大きな断面力が生じており，軸力，せん断力，曲げモーメントいずれの場合にも，変動係数が大きくなるとともに断面力は大きくなることがわかる。また，最大断面力の変化の度合は，軸力では比較的小さいのに対して，曲げモーメント，せん断力の順で大きくなっている。これは軸力→曲げモーメント→せん断力の順で，局所的な地盤剛性の変化の影響を強く受けることを示している。

図-3・4・51は以上のような沈埋トンネルに生じる最大断面力が，地盤のせん断剛性の箇所別変化の度合により，どのように変化するかを示したものである。ここには，図-3・4・50に示したケース1の他にケース2，3の結果も同様に示している。軸力，せん断力，曲げモーメントごとに変動係数の増加にともなう最大断面力の増加のようすは異なっているが，いずれの場合にも，変動係数0.5程度までは，変動係数の増加にともなって最大発面力も単調に増加することが注目される。

表-3・4・19は，ケース1，2，3ごとの最大断面力の値とともに，現行の設計で定められる鉄筋応力が地震時許容応力に達するときの沈埋トンネルの断面力を示したものである。これによれば，地盤剛性の箇所別の変化だけを考慮することによって生じる断面力は，現在の設計で定められる地震時抵抗力には達していないが，例えば変動係数が0.5程度となると，軸力，せん断

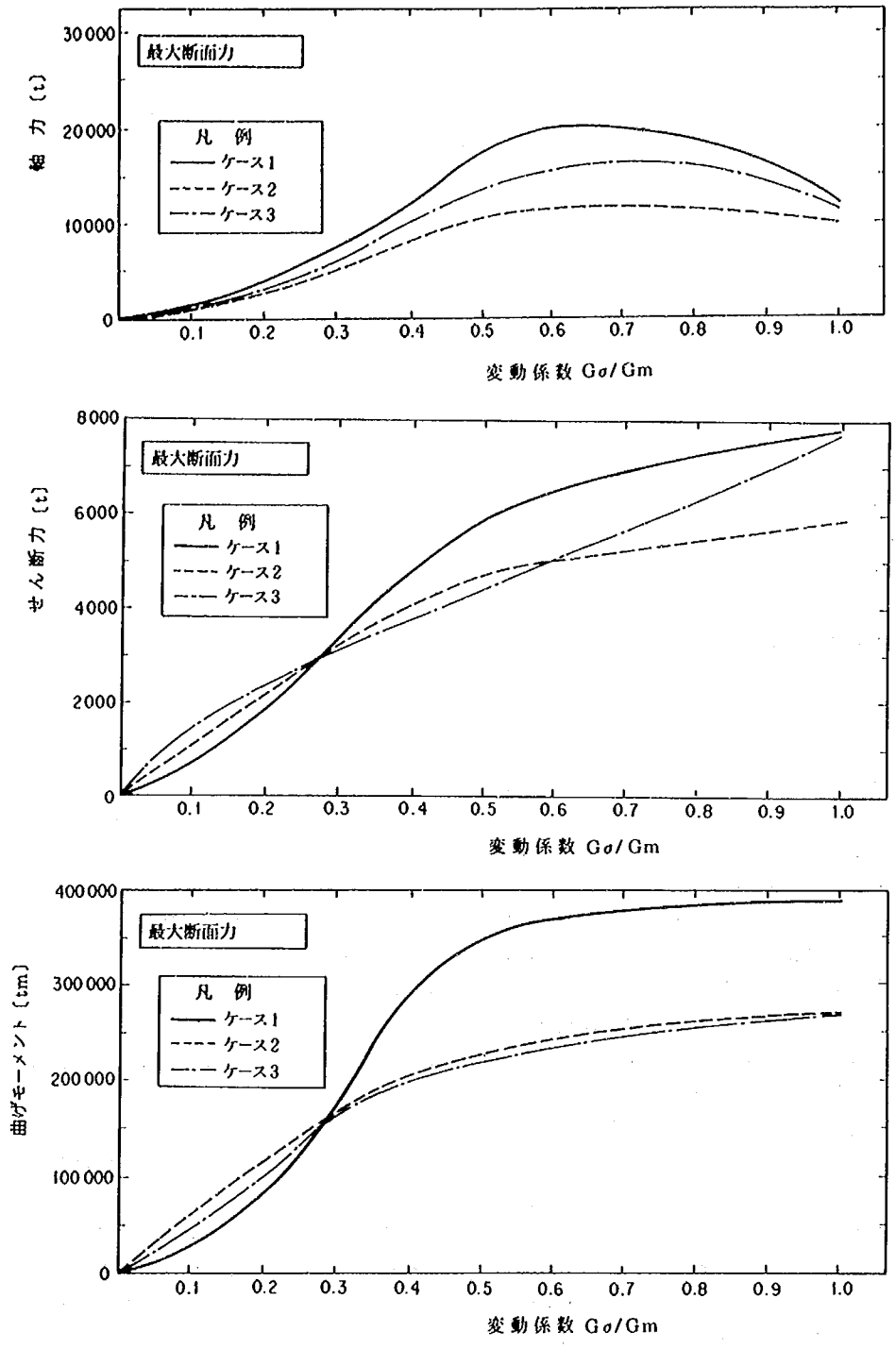


図-3・4・51　変動係数の変化に伴う最大断面力の変化

力，曲げモーメントのいずれの場合も現在の設計で定められる地震時抵抗力の1/3程度の値となることがわかる。ただし，これは従来は地盤条件が一様と見なされ，断面力が生じないとされてきた箇所での話であり，地盤構成が変化したり，沈埋トンネルの斜路部等の地盤条件変化部（表-3・4・19）に示した現行の設計で

表-3・4・19 最大断面力および地震時抵抗力

断面力	地盤剛性の変動係数 σ/m	本解析結果 ケース1	ケース2	ケース3	平均	地震時抵抗力
軸力 (t)	0.2	3,700	2,500	3,000	3,100	44,700
	0.5	17,300	10,300	15,400	14,400	
	1	12,600	9,700	11,300	11,200	
曲げモーメント (tm)	0.2	80,600	115,700	101,100	99,100	720,000
	0.5	348,400	243,200	238,400	276,700	
	1	391,800	272,000	270,500	311,400	
せん断力 (t)	0.2	1,800	2,200	2,300	2,100	16,600
	0.5	5,800	4,700	4,400	5,000	
	1	7,800	5,900	7,700	7,100	

定められる地震時抵抗力は，こういう箇所での断面力として求められている）では，本来の地盤条件の変化にともなう断面力に加えて，今回解析したような地盤剛性の箇所別変化にともなう断面力が生じることに注意しなければならなう。

(2) 位相差入力による地震応答

沈埋トンネルの動的解析に入力地震動の位相差を見込むという発想は，もともと沈埋トンネル周辺地盤の強震観測結果により，トンネル軸線に沿った地盤の振動に位相差が観測されたことから考えられたものである。平面的にある距離だけ離れた2点間で観測された地震動に位相差が生じる原因としては，表面波の伝播[20]，地盤特性の違いによる見かけ上の伝播効果[21][22]，表層地盤の厚さの違い，基盤に作用するせん断波の時間遅れ等各種の原因を考えることができる。これらの特性については今後の研究が必要とされているが，共通点として，いずれもが平面的にある距離だけ離れた2点間の表層地盤の振動に差異を生じさせるものと考えることができる。したがって，現時点において沈埋トンネルの動的解析に入力地震動の位相差を見込むものとすれば，上記の種々の原因により生じる表層地盤の箇所別の振動の違い（表層地盤に生じる地震時地盤ひずみ）をうまく表すものでなければならない。

いま，図-3・4・52に示すように動的解析上の基盤面に沿い，左側から右側に向かって一様の伝播速度 V_{PG} で入力地震動が伝播するものと仮定すると，左側から距離 x (m) のところにある点Aでは，左端に比べて入力地震動の作用時間に，

$$T_A = x / V_{PG} \qquad (式3.4.8)$$

だけの時間遅れが生じることになる。なお，前章に示した一様入力とは，V_{PG} が無限大に大きい場合を想定

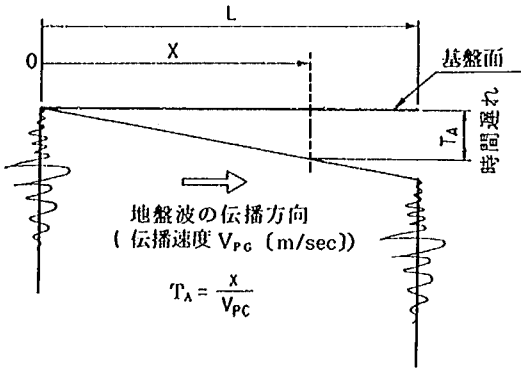


図-3・4・52 位相差の概念図

している。基盤の入力地震動に位相差があるものとして前章と同一の地盤条件及びトンネル断面を用いてトンネルに生じる最大断面力を計算した結果が図-3・4・53である。ただし，図-3・4・53の計算では従来の沈埋トンネルの動的解析に準じて，同一の地層の地盤剛性は箇所別に変化しないものと考え，図-3・4・47に示した平均の地盤剛性を用いている。また，伝播速度 V_{PG} は任意に300m/s～2,000m/s に変化させた。この結果によれば，一般に伝播速度 V_{PG} が小さいほど断面力が大きくなる傾向があるが，このような関係を示した結果が図-3・4・54である。図中には，前章に示した地盤剛性の箇所別変化により生じる最大断面力(ただし一様入力)も比較のために示している。これによれば，地盤剛性の変動係数を仮に0.2程度と見込むと，これと同じ最大軸力，最大曲げモーメント，最大せん断力を生じさせる伝播速度 V_{PG} はそれぞれ2,000m/s 以上，750m/s，500m/s 程度となることがわかる。表-3・4・20は，このような関係を他の変動係数についてもまとめたものである。これによれば，軸力の場合には 2 km/s とかなり大きな値となるのに対し，曲げモーメント，せん断力

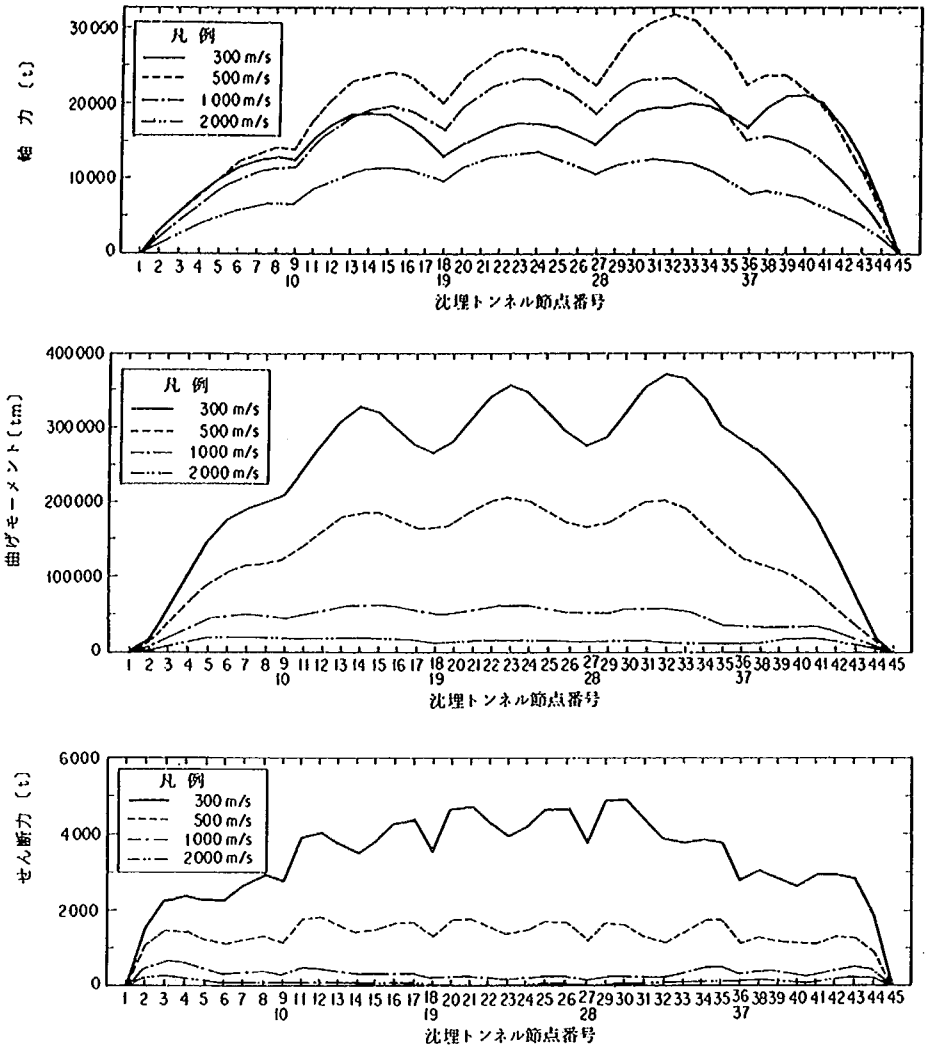


図-3・4・53　伝播速度の変化に伴う最大断面力の変化

表-3・4・20　地盤剛性の箇所別変化と同程度の影響を与える位相差入力時の伝播速度

断面力	地盤剛性の変動係数 σ/m		
	0.2	0.5	1
軸力	2,000m以上	1,700m	2,300m
曲げモーメント	750m	400m	330m
せん断力	500m	300m	250m

注) 地盤剛性の変化のある場合の最大断面力は表-3・4・20の平均値を用いた。

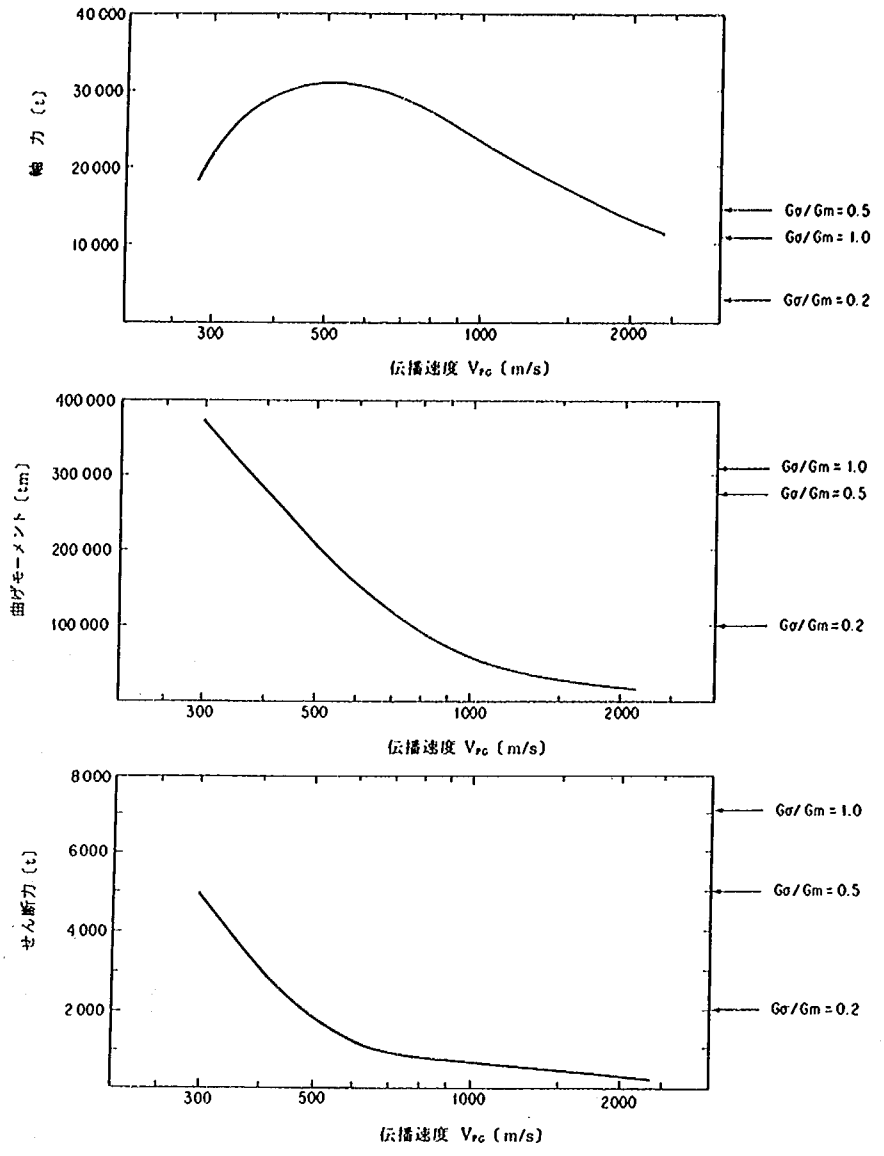


図-3・4・54 伝播速度と最大断面力の関係

の場合には 1 km/s 以下の小さな値となることがわかる。

4）結 論

本解析の結果をまとめると以下のようになる。

(1) 従来は，計算上断面力が生じないとして取り扱われてきた一様成層地盤中の沈埋トンネルにおいても，地盤のせん断剛性の箇所別の違いを考慮することにより，断面力が生じる。

(2) 地盤のせん断剛性の箇所別の違いにより生じる沈埋トンネルの断面力は，一般にせん断剛性の変化の度合（変動係数）が大きいほど大きくなる。

(3) 地盤のせん断剛性の変急係数を仮に0.2～0.3程度と見なおすと，これにより沈埋トンネルに生じる最大新面力は，地形の変化等によって生じる最大断面力と比較して必ずしも小さな値ではない。

(4) 地盤のせん断剛性の箇所別変化を見込まずに，入力地震動の位相差だけぢ考慮した場合に生じる最大断面力が上記(3)と同程度の値となる伝播速度は，軸力では 2 km/s とかなり大きいが，曲げモーメント及びせん断力に対しては 1 km/s 以下の値となる。

3.4.11　まとめ

1）沈埋トンネルの地震応答解析に用いる静的土質定数は，各地層ごとに平均値が用いられることが多い。そこで，各地層内での土質定数のばらつきを考慮した確率分布モデルを検討した。本検討で対象とするような比較的均質な洪積層，沖積層では特に問題とならないが，各地層がより複雑に重なるような地盤に対しては土質定数のばらつきを考慮して地震応答解析を行う必要がある。

2）換気塔部とトンネル部の間に可撓性継手を設けることがトンネルの耐震性に及ぼす影響を地震応答解析によって検討した。この結果，可撓性継手を設けることにより，両者の接続部に生じる断面力は大幅に低減され，また，可撓性継手の数を多くすることによって，両者の接続部に生じる相対変位の低減が期待できることがわかった。

3）可撓性継手の物性確認実験を行った。この結果，継手の動的バネ定数に影響を及ぼす要因として設定圧縮率が挙げられ，設定圧縮率を大きくすれば動的バネ定数も大きくなる傾向にあることがわかった。

4）従来一様地盤とみなし，同一の地盤剛性を有すると考え行われてきた沈埋トンネルの動的解析において，トンネルの軸線に沿う方向の地盤剛性に箇所別の変化を見込むことによりどの程度の影響があるのかを地震応答解析により検討した。この結果，計算上断面力が生じないとして取り扱われてきた一様成層地盤中の沈埋トンネルにおいても断面力が生じ，せん断剛性の変化が大きくなれば，地形の変化等によって生じる発面力と比較して必ずしも小さな値とならない場合もあることがわかった。

参　考　文　献

1）建設省土木研究所：新耐震設計法(案)，土木研究所資料第1185号，昭和52年3月
2）日本道路協会：東京湾横断道路技術調査報告書，昭和50年3月
3）建設省関東地方建設局：東京湾湾央部地質調査報告書，昭和48年3月
4）建設省関東地方建設局：東京湾横断道路主航部トンネル概略設計業務報告書，昭和49年1月
5）建設省土木研究所：東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究報告書(その2)，昭和54年
6）松尾　稔・黒田勝彦：盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究，土木学会論文報告集第196号，昭和46年
7）Lumb. P.: The Variability of Natural Soils, Canadian Geotech. Jour, Vol.3, No.2, 1966
8）堀内孝英・川村国夫：信頼性設計のための土質の統計的性質，土と基礎，土質工学会誌11月号，昭和52年11月
9）福田治郎：応用統計入門，日刊工業新聞社，昭和50年
10）建設省土木研究所：東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究（その3），昭和55年3月
11）日本道路公団：昭和53年東京湾横断道路沈埋トンネルの耐震性に関する検討，昭和54年2月
12）高速道路調査会東京湾横断道路トンネル構造検討委員会：東京湾横断道路トンネル構造検討報告書，昭和55年1月
13）栗林・上田・羽立：換気塔を含めた沈埋トンネルの地震応答解析，土木研究所資料第1578号，昭和55年3月
14）清宮：海底パイプラインの耐震設計法の検討，港湾技研資料，第307号，昭和55年12月
15）大石・関口：埋設管路の地震観測と応答解析，第6回日本地震工学シンポジウム，昭和57年12月
16）田中：表層地盤の固有周期の簡易算定法に関する研究，第6回日本地震工学シンポジウム，昭和57年12月
17）建設省土木研究所：沈埋トンネルの耐震性に関する研究一(その1)，土木研究所資料等2229号，昭和60年3月
18）建設省土木研究所：地中構造物の地震応答解析プログラムDAST-1，土木研究所資料第1312号，昭和52年3月
19）建設省土木研究所：応答スペクトル特性を調整した時刻歴地震応答解析用入力地震動波形，土木技術資料，Vol.26-7，昭和59年7月
20）矢作・西山・浜田・泉：沈埋トンネルの地震観測と数値解析，第5回日本地震工学シンポジウム，昭和53年
21）大久保・荒川・川島：Preliminaly Analysis of Finite Ground Strains Induced during Earthquakes and Effect of Spetial Ground Motions on Structual Response, 4th U.S National Congress on Pressure Vessels and Piping Technology, ASME, Oregon, USA, 1983
22）中村・斉藤：軟弱地盤における蛇行運動：第6回日本地震工学シンポジウム，昭和57年

3．トンネルに関する研究
3.5 シールドトンネルの耐震性

川島一彦* by Kazuhiko KAWASHIMA
杉田秀樹** Hideki SUGITA
加納尚史*** Takashi KANOH

細目

3.5 シールドトンネルの耐震性 …… (1)
3.5.1 概説 …… (1)
3.5.2 シールドトンネルの耐震計算法 …… (1)
1）応答変位法 …… (1)
2）動的解析法 …… (2)
3.5.3 シールドトンネルの変形及び剛性の評価 …… (3)
1）正負交番軸力載荷実験 …… (3)
2）正負交番曲げ及びねじり載荷実験 …… (10)
3）変形及び剛性の評価法 …… (17)
3.5.4 覆工剛性の非線形性がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響 …… (21)
3.5.5 併設されたシールドトンネルの耐震性の検討 …… (25)
3.5.6 まとめ …… (30)

3.5 シールドトンネルの耐震性

3.5.1 概説

東京湾横断道路の基本構造は，従来浮島埋立地から約5 kmを橋梁，湾中央部約5 kmをトンネル，さらに木更津側約5 kmを橋梁とし，橋梁とトンネル部の接合部には人工島が計画されていた。しかし，昭和60年度に東京湾横断道路は事業化にともない新たな構造に変更された。この結果，トンネル構造は従来の沈埋トンネル(4,800m)からシールドトンネル(3函併設，9,105m)に大きく変わった。耐震研究室では昭和52年度以来，沈埋トンネルの耐震性に関する検討を進めていたが，この構造変更にともない，検討対象を沈埋トンネルからシールドトンネルへ変更した。

シールドトンネルは沈埋トンネルと同じく線状地中構造物であり，応答変位及び動的解析法を基本とした耐震計算法はトンネルと共通点もあるが，多数のセグメントを組み立てて製作するシールドトンネルについては，これに固有の耐震性に関する検討が必要である。検討点として次の項目が考えられる。

I）シールドトンネルの耐震解析モデル
・リング継手の剛性及び強度の評価方法
・一次覆工と二次覆工間の相互作用
II）地盤とトンネルを結ぶバネの評価方法
III）シールドトンネルが併設された場合の影響
IV）トンネルと換気塔の接続部の耐震設計法

3.5.2 シールドトンネルの耐震計算法

1） 応答変位法

シールドトンネルの地震時の挙動は，基本的には一般の線状地中構造物の挙動と同じく，周辺地盤の振動に追従するものと考えられる。従って本項では前述した応答変位法の考え方をシールドトンネルに適用した場合のトンネルの地震時断面力の算定法[1]を示す。

シールドトンネルに対して応答変位法を適用するに際しては，覆工剛性の特性が考慮されなければならない。トンネル覆工は後述するように，等価剛性として評価するものとするが，ここに等価曲げ剛性$(EI)_{eq}$は曲げモーメントの作用方向によらない線形な剛性を仮定していることから，トンネルの曲げ挙動は一般の線状地中構造物と変わらない。従って，地震時にトンネルに生じる曲げモーメントの大きさは，式(3.4.1)中の曲げ剛性EIの代わりに$(EI)_{eq}$を用いることにより算定することができる。

一方，シールドトンネルの等価軸剛性$(EA)_{eq}$は引張と圧縮とで値が異なるために，剛性の非線形性を考慮した軸力の算定式が必要である。無限長のシールド

＊地震防災部耐震研究室長，工博
＊＊地震防災部耐震研究室研究員
＊＊＊地震防災部耐震研究室

トンネルに正弦波状の地盤変位が作用する場合のトンネル軸方向の解析モデルを示すと図-3・5・1のようになる。トンネルの圧縮域と引張域との境界位置をηとしておき，梁の変位に関する微分方程式を解けば，トンネルに生じる引張軸力N_T及び圧縮軸力N_Cは次式で与えられる。

$$N_T(x)=\alpha_T\cdot\frac{2\pi\cdot u_0}{L'}(EA)^T_{eq}\cdot\left[\cos\left(2\pi\cdot\frac{x}{L'}\right)-\frac{\cos(2\pi\cdot\eta/L')}{\cosh(\lambda_T\cdot\eta)}\cdot\cosh(\lambda_T\cdot x)\right]$$

$$N_C(x)=\alpha_C\cdot\frac{2\pi\cdot u_0}{L'}(EA)^C_{eq}\left[\cos\left(2\pi\cdot\frac{x}{L'}\right)-\frac{\cos(2\pi\cdot\eta/L')}{\cosh\{\lambda_C\cdot(L'/2-\eta)\}}\cdot\cosh\{\lambda_C\cdot(L'/2-x)\}\right]\qquad(式3.5.1)$$

ここに，

$\alpha_T=\{1+2\pi/\lambda_T\cdot L')^2\}^{-1}$

$\alpha_C=\{1+(2\pi/\lambda_C\cdot L')^2\}^{-1}$

$\lambda_T=\{k_1/(EA)^T_{eq}\}^{1/2}$

$\lambda_C=\{k_1/(EA)^C_{eq}\}^{1/2}$

$L'=L^{1/2}$　　(式3.5.2)

ここに，k_1：トンネル軸方向の地盤バネ定数また，座標ηは次式を解くことにより与えられる。

$$\frac{2\pi}{\lambda_T\cdot L'}\cdot\alpha_T\cdot\cos(2\pi\cdot\eta/L')\cdot\tanh(\lambda_T\cdot\eta)+\frac{2\pi}{\lambda_C\cdot L'}\cdot\alpha_C\cdot\cos(2\pi\cdot\eta/L')\cdot\tanh\{\lambda_C\cdot(L'/2-\eta)\}-(\alpha_T-\alpha_C)\cdot\sin(2\pi\cdot\eta/L')=0\qquad(式3.5.3)$$

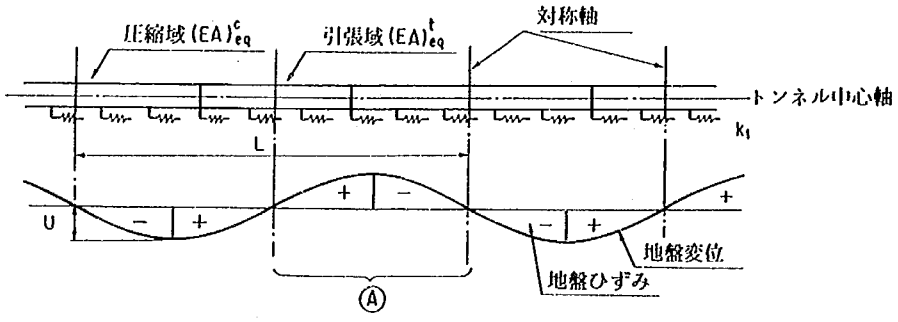
2）動的解析法

前述したように，地山の地形や地層がトンネルの長手方向に変化するような実際的な場合に対しては，動的解析を行う必要がある。本項では，前述した沈埋トンネルの動的解析手法を基本とし，これにシールドトンネルの力学モデルを導入した解析手法[2]を示すものである。

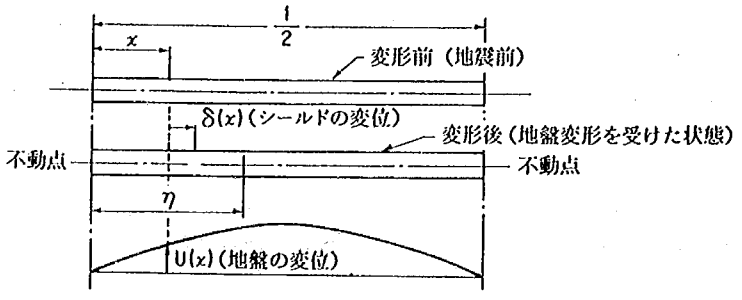
シールドトンネルの動的解析の手順を図-3・5・2に示す。シールドトンネルの解析に固有な項目を示すと次の通りである。

(1)　シールドトンネルの力学モデルの作成

モデル化の手法は，トンネル覆工を弾性床上の梁に置換するという点で基本的には沈埋トンネルの場合と変わらないが，トンネルの剛性は覆工構造を反映して，セグメントリングとリング継手の剛性から評価される



(a)　地盤の変位分布及びシールドトンネルの引張域と圧縮域の関係



(b)　Ⓐ区間の地盤変位及びこれによるトンネルの変形

図-3・5・1　トンネル軸方向解析モデル

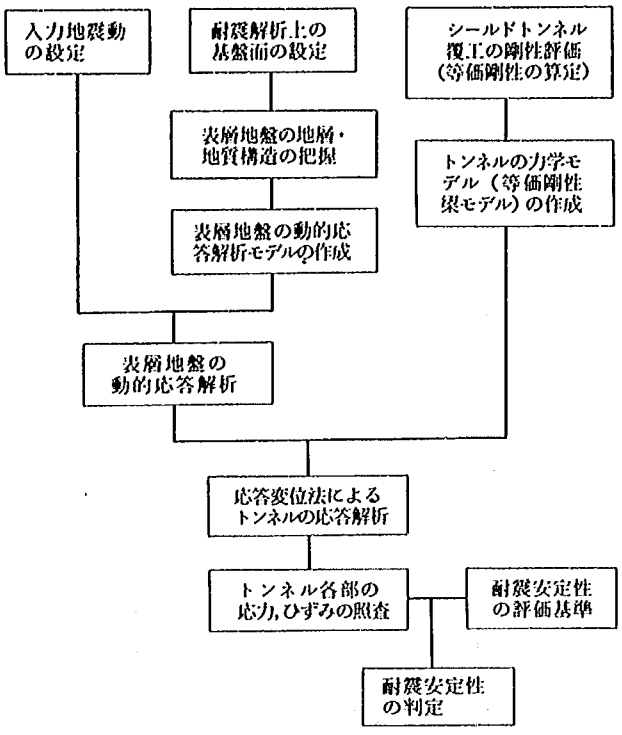


図-3・5・2　シールドトンネルの動的解析の手順

等価剛性（後述）を用いるものとする。等価軸剛性は，引張と圧縮で異なる値をとり，梁の応答解析は非線形解析となる。

(2)　トンネルの応答解析

地盤の変位を，地盤とトンネルを結ぶバネを介して静的にトンネルに入力することによって行う。これによりトンネルに生じる断面力を計算し，セグメントリング，リング継手等トンネル各部に生じる応力の照査を行う。

3）まとめ

沈埋トンネルに用いられている応答変位法及び動的解析法を基本として，トンネル覆工を等価剛性梁にモデル化することによるシールドトンネルの耐震計算法を開発した。これによりセグメント，継手，二次覆工から構成されるシールドトンネル覆工の非線形な挙動を反映した解析が可能となった。

3.5.3　シールドトンネルの変形及び剛性の評価

1）正負交番軸力載荷実験

(1)　概　要

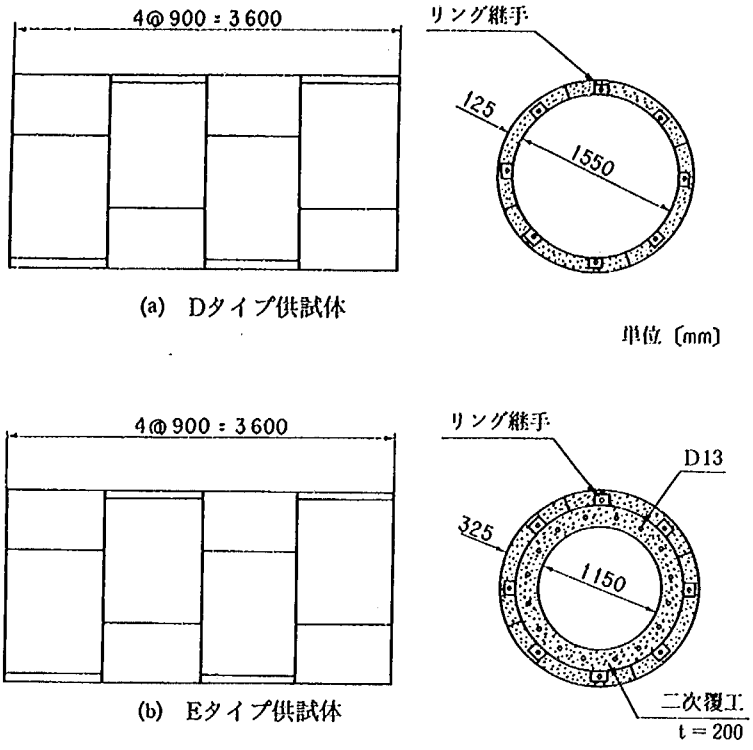
応答変位法及び動的解析法をシールドトンネルに適用するにあたっては，トンネル覆工の等価剛性を適切に評価することが必要である。そこで，耐震設計上特に重要な因子であるトンネル長手方向の剛性を明らかにするとともに，トンネル覆工の変形特性を把握することを目的として，リングを組んだシールドトンネル模型供試体の軸方向正負交番載荷実験[3]を実施した。

(2)　実験供試体

供試体としては，図-3・5・3に示すように厚さ125mm，長さ900mmのRCセグメント4個をリング状に組み，これをリング継手により4リングだけ連結したDタイプ供試体。及びこれに厚さ200mmの二次覆工コンクリートを打設して，ジベル筋により一体構造としたEタイプ供試体の2種類を，各1体づつ計2体作成した。ここに，セグメント及び継手の構造は，外径1.8mの下水道用標準セグメント（『シールド工事用標準セグメント』土木学会・日本下水道協会共編，昭和57年11月改訂）に基づいて定めた。継手の構造を示すと図-3・5・4の通りである。なお，二次覆工の円周方向にはリング筋としてD13を12本，長手方向には供試体の全長にわたってD13を16本配筋した。

(3)　載荷方法

写真-3・5・1に示すように，供試体の両端をそれぞれ反力壁及び載荷用治具に固定し，載荷用治具の両端に接続した2台の動的アクチュエーターを同位相で疑似荷重制御することにより，供試体に正負交番で軸力を載荷した。ここで疑似荷重制御とは，剛性の低い引張

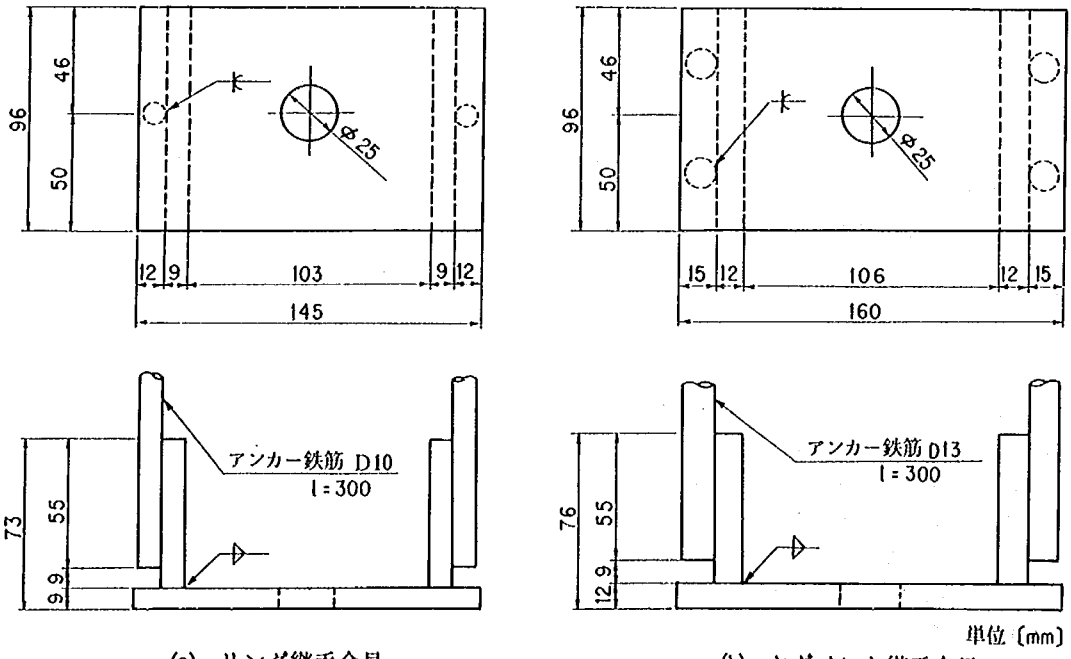


(a) Dタイプ供試体

単位〔mm〕

(b) Eタイプ供試体

図-3・5・3 実験供試体



単位〔mm〕

(a) リング継手金具

(b) セグメント継手金具

図-3・5・4 継手金具の形状

側には変位制御で，剛性の高い圧縮側には荷重制御を行い，見かけ上全体を荷重制御した場合とほぼ同等な　　載荷を行う制御方法である。

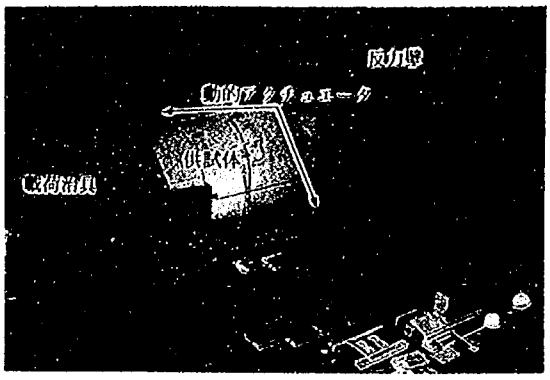


写真-3・5・1　載荷方法

(4)　破壊の発生順序

Dタイプ供試体と，Eタイプ供試体の長手方向変形と載荷荷重との履歴を示すとそれぞれ図-3・5・5及び図-3・5・6の通りである。供試体のリング接合面を反力壁に近い方からJT1, JT2, JT3とすると，Dタイプ供試体の破壊は，引張変位の増加にともない概ね次の順序で進行した。①リング継手の周辺にクラックが発生（JT1, 2, 3）②リング継手金具板が降伏（JT2）③リング継手のアンカー鉄筋が降伏（JT2）④リング接合面位置で供試体の外周面にクラックが発生（JT3）⑤リング継手のアンカー鉄筋が破断（JT3）。

また，Eタイプ供試体の破壊は概ね次の順序で進行した。①リング接合面の位置で二次覆工にクラックが発生（JT1, 2, 3）②リング接合面の位置で二次覆工鉄筋が降伏（JT1, 2, 3）③リング継手金具面板が降伏（JT2）④リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生（JT1, 2, 3）⑤リング継手のアンカー鉄筋が降伏（JT2）⑥リング継手のアンカー鉄筋が破断（JT1, 2）⑦リング接合面位置で二次覆工鉄筋が破断（JT1, 2）。なお，Dタイプ供試体，Eタイプ供試体ともにリング継手金具面板及びアンカー鉄筋の計側はJT2でしか行っていないが，以上に示した破壊の発生順序は，これまでに当研究室で行った，シールドトンネル覆工の部分模型を用いた載荷実験[4][5]の結果とほぼ同様であった。

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の最終的な破壊状況を示すとそれぞれ図-3・5・7及び図-3・5・8の通りである。一次覆工の損傷は両タイプともリング接合面に集中しており，他の部分には何等損傷が認められなかった。また，図-3・5・9に示すように二次覆工には供試体の長手方向全域にわたって，供試体円周方向の初期クラックが生じていたが，リング接合面の位置以外に生じた初期クラックは，載荷が進んでもほとんど進

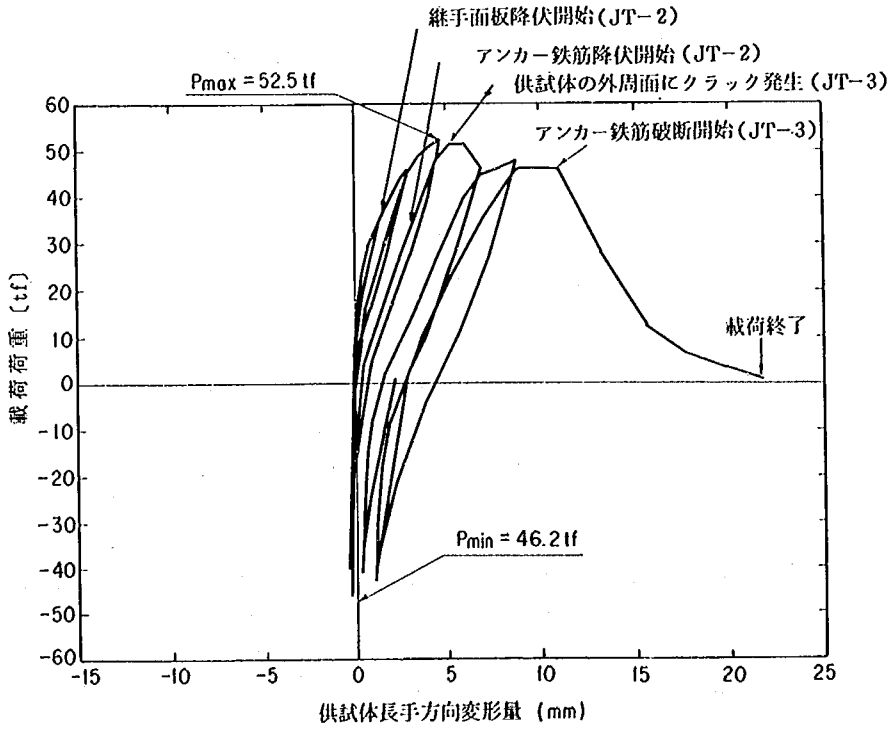
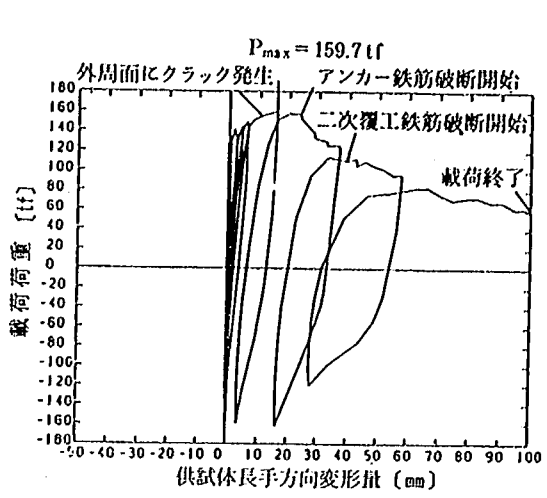
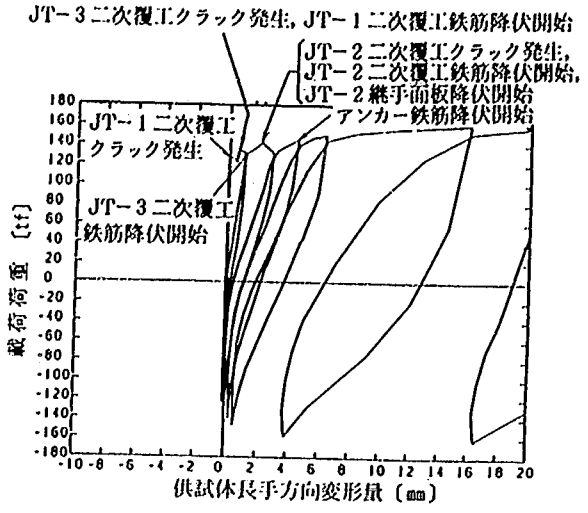


図-3・5・5　Dタイプ供試体の載荷履歴



(a) 全体図



(b) 拡大図

図-3・5・6 Eタイプ供試体の載荷履歴

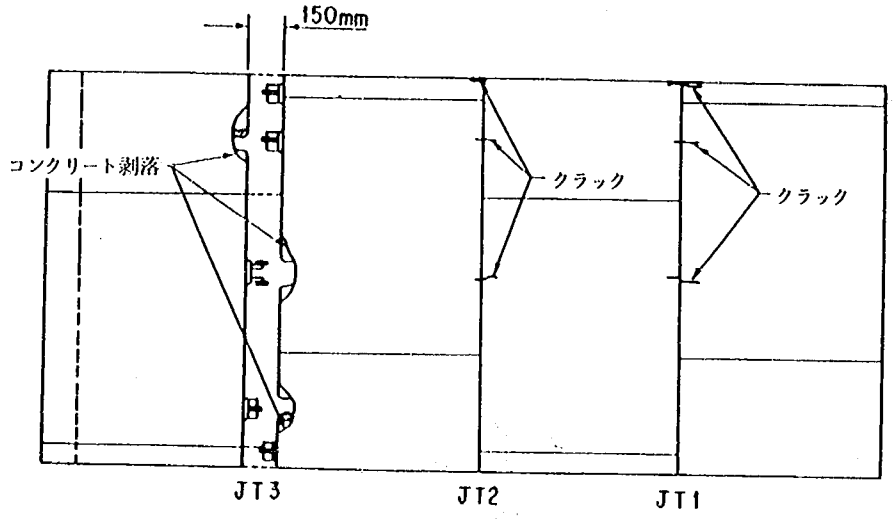


図-3・5・7 Dタイプ供試体の破壊状況

展が見られなかった。

(5) 供試体長手方向及び円周方向の変形特性

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体について，各リング接合面の開き量と載荷荷重の履歴を示すとそれぞれ図-3・5・10及び図-3・5・11の通りである。

Dタイプ供試体では，リング継手のアンカー鉄筋が降伏するまでは，リング接合面の開き量は3箇所で同程度であるが，これ以降になると最初に外周面にクラックが発生したリング接合面JT3にのみ開き量の増加が生じ，最終的にここで破壊が生じた。

Eタイプ供試体では，リング継手のアンカー鉄筋が破断するまでは，リング接合面の開き量は3箇所でほぼ均等である。これは，アンカー鉄筋の降伏が生じるとともにそのリング接合面に開き量が集中したDタイプ供試体と大きく異なっている。

また，Dタイプ供試体では，開き量は供試体が最終的な破壊に至るまで各リング接合面で円周方向に均等であったが，Eタイプ供試体では，リング継手金具面板及びアンカー鉄筋が相次いで降伏すると，各リング接合面の開き量は円周方向にもはや均等でなくなった。

以上に示したように，Eタイプ供試体ではアンカー鉄筋の破断が生じるまでは，リング接合面の損傷は複数の接合面に分散して生じる。これは，二次覆工に配置した長手方向鉄筋の影響による。このような効果を

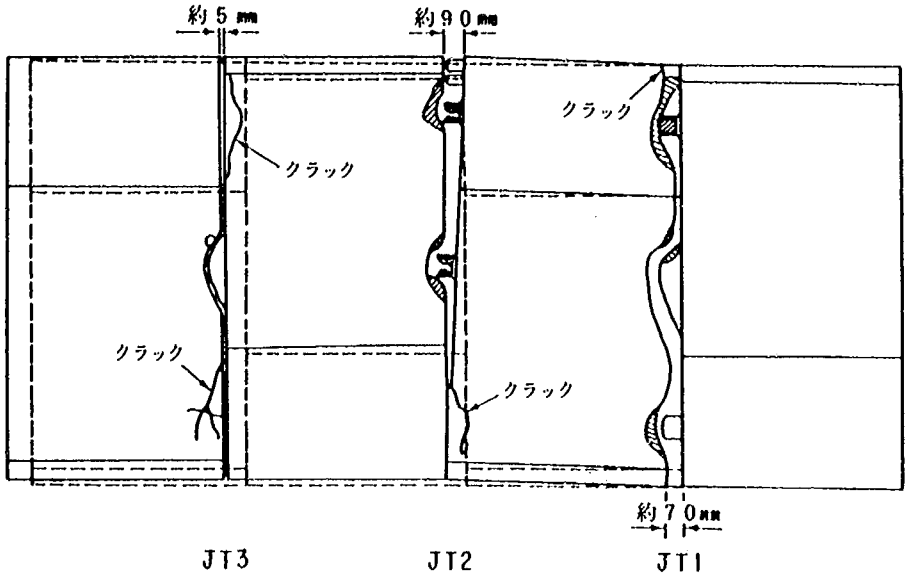


図-3・5・8　Eタイプ供試体の破壊状況

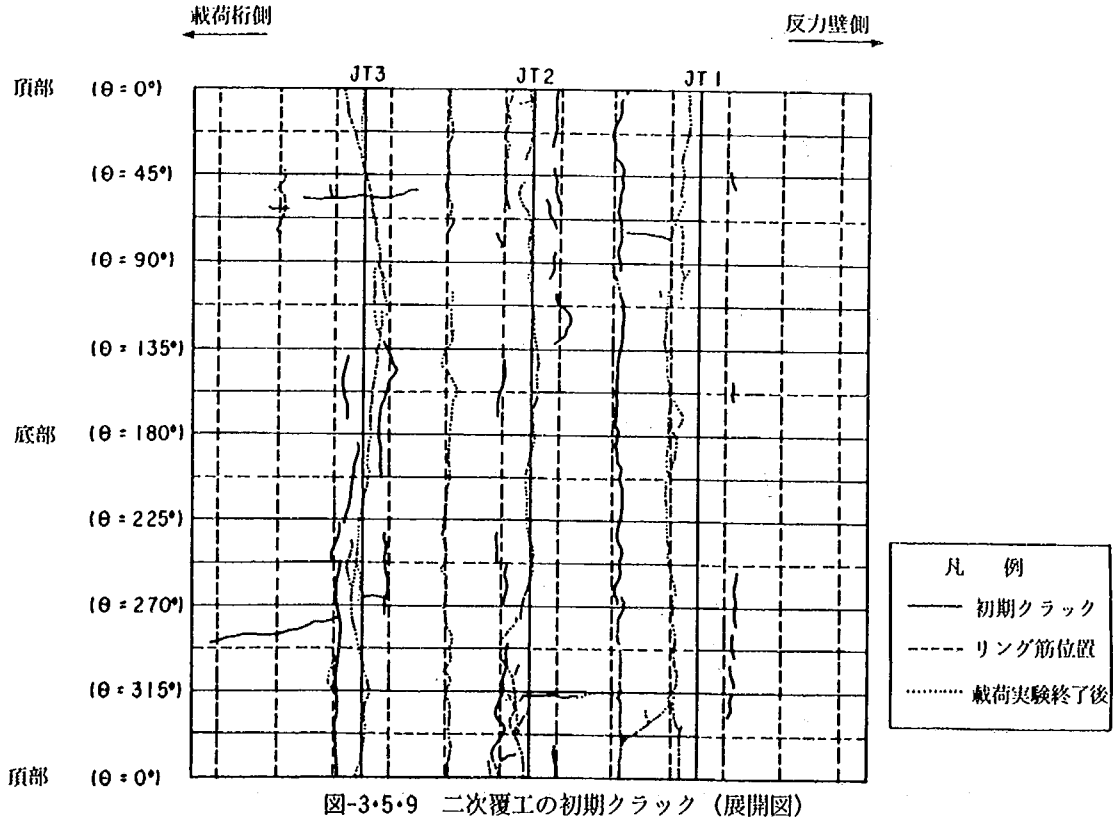
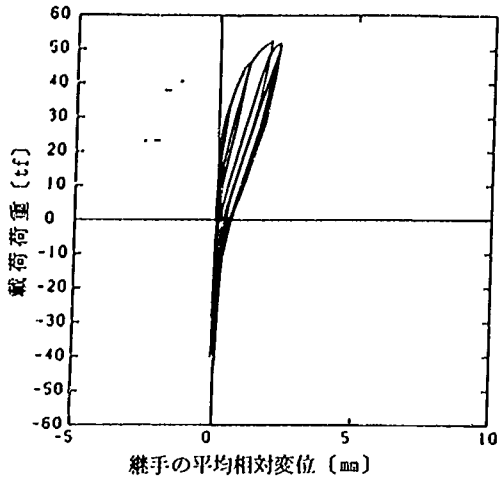


図-3・5・9　二次覆工の初期クラック（展開図）

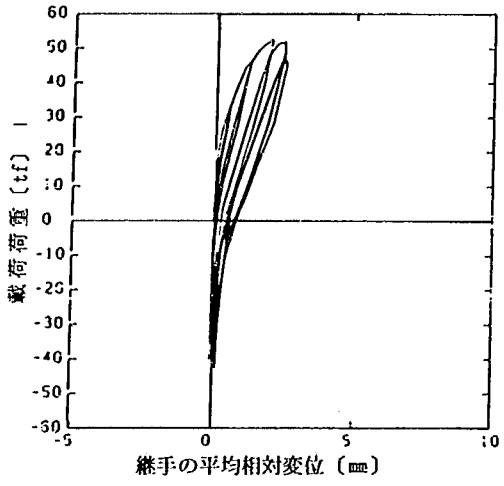
見込むためには，以下のように二次覆工コンクリート　　ここに，
の引張強度以上の配筋をしておく必要がある。

A_{Smin}：二次覆工の長手方向最小鉄筋量

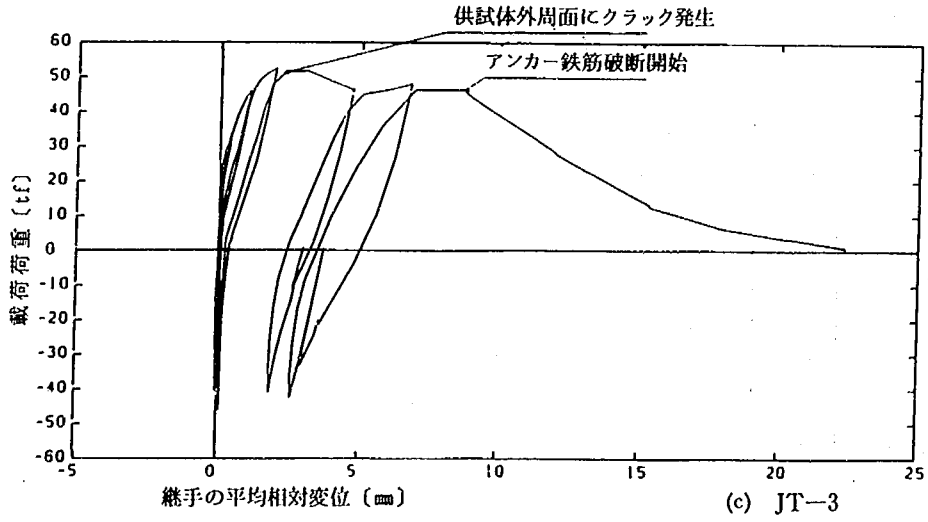
$$A_{Smin} \cdot \sigma_S \geqq A_C \cdot \sigma_C \qquad (式3.5.4)$$



(a) JT−1



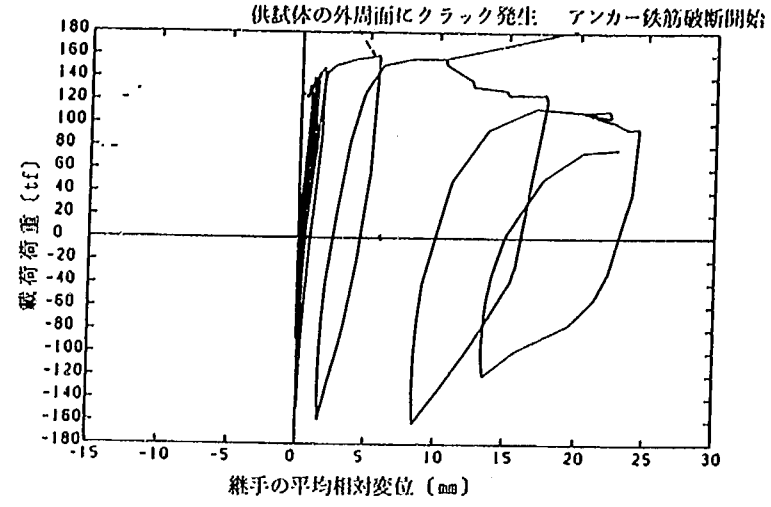
(b) JT−2



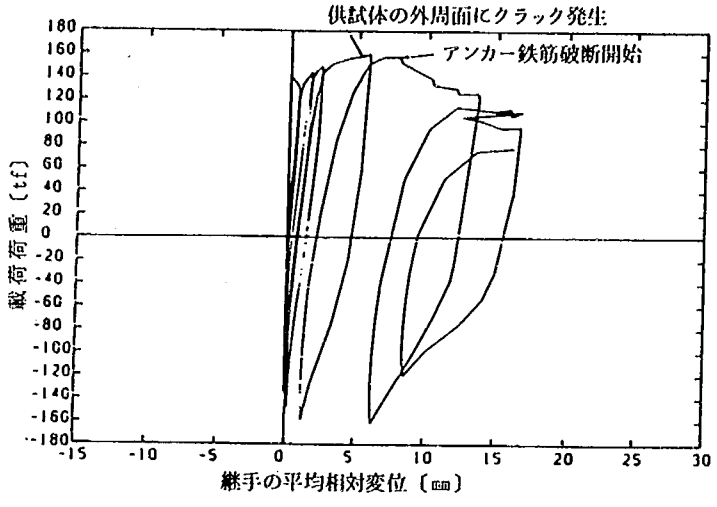
(c) JT−3

図-3・5・10 リング継手の相対変位の載荷履歴（Dタイプ供試体）

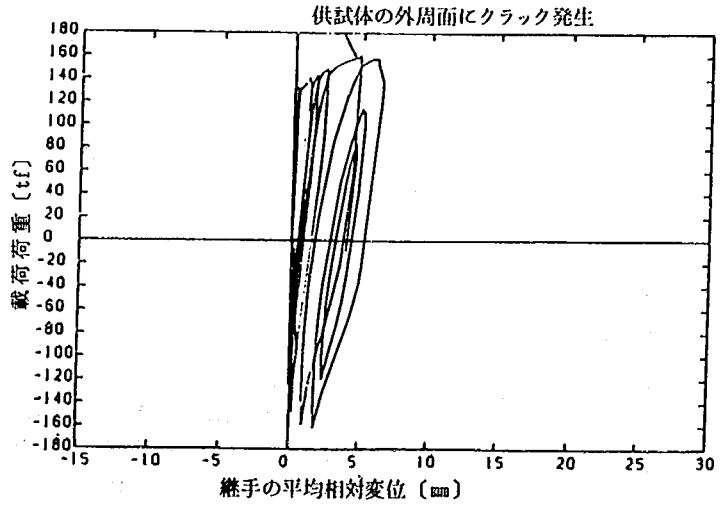
σ_s：地震時割増しを考慮した鉄筋の許容応力度　　σ_c：コンクリートの許容引張応力度
A_c：二次覆工コンクリートの断面積



(a) JT−1



(b) JT−2



(c) JT− 3

図-3・5・11　リング継手の相対変位の載荷履歴（Eタイプ供試体）

(6) 供試体の円周方向の挙動特性

Eタイプ供試体におけるセグメント継ボルトの軸力と載荷荷重の履歴を示すと図-3・5・12の通りである。なお，Dタイプ供試体におけるこれらの関係も，これと全く同様の関係を示している。この図によればセグメント継ボルトの軸力は載荷荷重に関わらず初期値のまま一定である。従って本実験で対象とした覆工構造では，トンネル長手方向の力によって，円周方向にはほとんど力が作用せず，これまでに行ってきた部分模型供試体の載荷実験[4)5)]が，トンネル長手方向に力を受けるシールドトンネルの挙動を把握する上で妥当であることがわかる。ただし，本実験で用いた供試体はDタイプ，Eタイプともに外径に対して覆工厚が比較的厚いものであり，外径に対して覆工厚が薄く面外変形が生じやすいようなシールドトンネルについては本実験で得られたよりも大きな円周方向の変形が生じることも予想され，この点については別途検討が必要である。

(7) リング継手の破壊特性

リング継手の破壊はDタイプ供試体，Eタイプ供試体ともに定着板の端部でアンカー鉄筋が破断したことにより生じた。両タイプ供試体のリング継手の破壊の状況を示すとそれぞれ図-3・5・13及び図-3・5・14の通りである。この図によれば，リング継手金具面板は，これまでに行った部分模型供試体の載荷実験[4)5)]と同様に，ボルトボックス内にコンクリートが充填されていないDタイプ供試体では“く”の字状に，またボルトボックス内にコンクリートが充填されているEタイプ供試体では円錐台状に変形した。ここで，Dタイプ供試体のアンカー鉄筋は，定着板がボルトボックス内に折り曲げられた結果，引張力に加えて曲げを受けて

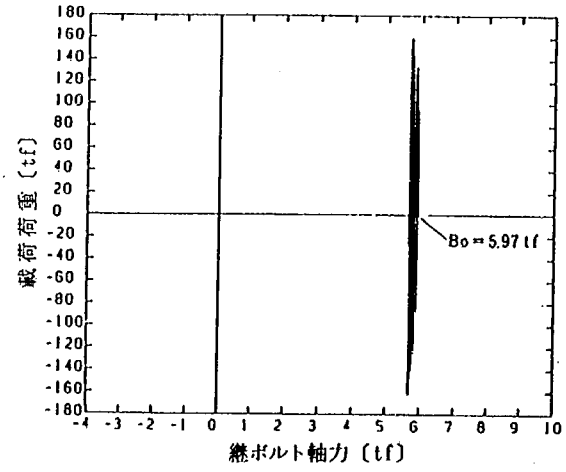


図-3・5・12 セグメント継ボルトの軸力の載荷履歴

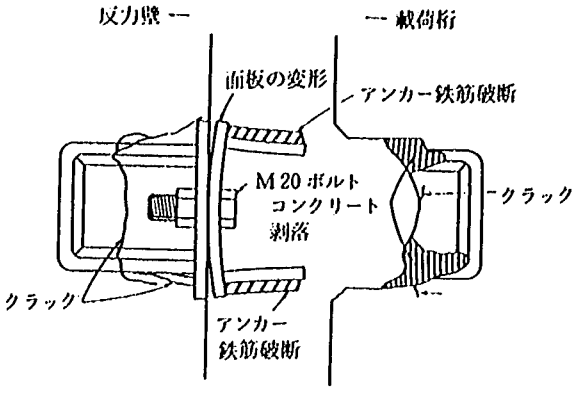


図-3・5・13 リング継手の破壊状況（Dタイプ供試体）

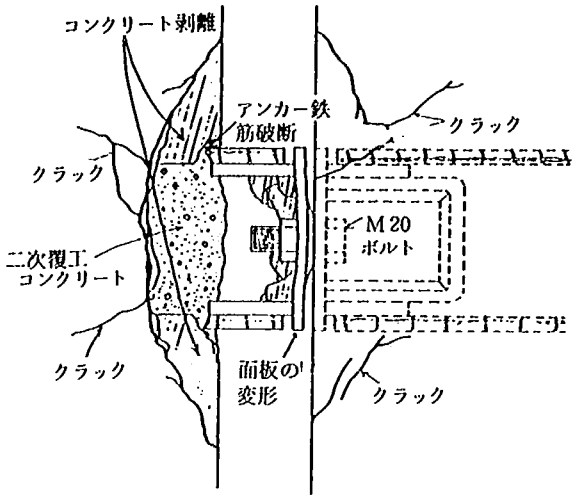


図-3・5・14 リング継手の破壊状況（Eタイプ供試体）

破断していることから，基本的に定着板の変形を抑えるようにすることがアンカー鉄筋の破断を遅らせ，リング継手の耐力を増加させる上で有効と考えられる。

2）正負交番曲げ及びねじり載荷実験

(1) 概 要

シールドトンネルが曲げ及びねじりを受けた場合の，トンネルの変形特性及び破壊特性を明らかにすることを目的として，リングを組んだ模型供試体の動的曲げ載荷実験及び動的ねじり載荷実験を実施した。

(2) 実験供試体

実験に用いた供試体は，1）に示した正負交番軸力載荷実験に用いたものと全く同じとした。すなわち，厚さ125mm，長さ900mmのRCセグメント4個をリング状に組み，これをリング継手により4リング分だけ連結したDタイプ供試体，及びこれに厚さ200mmの二次覆工コンクリートを打設して，ジベル筋により

一体構造としたEタイプ供試体の2種類を，各1体づつ計2体作成した。

(3) 載荷方法

a）曲げ載荷実験

図-3・5・15に示すように，横にした供試体の両端をそれぞれ反力壁及び載荷桁に固定し，載荷桁の両端に接続した2台の動的加振機を逆位相で操作することにより供試体に純粋な曲げモーメントを載荷した。

b）ねじり載荷実験

図-3・5・16に示すように，縦にした供試体の両端をそれぞれ反力壁及び載荷板に固定し，載荷板の両端に接続した2台の動的加振機を逆位相で操作することにより供試体に純粋なねじりモーメントを載荷した。

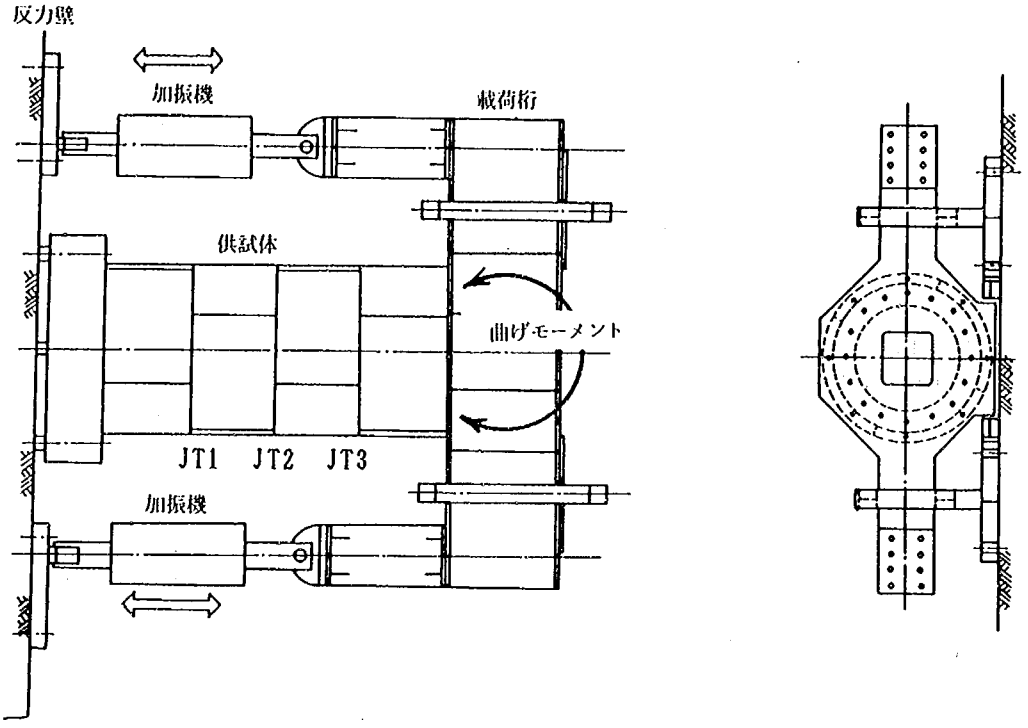


図-3・5・15　載荷方法（曲げ載荷実験）

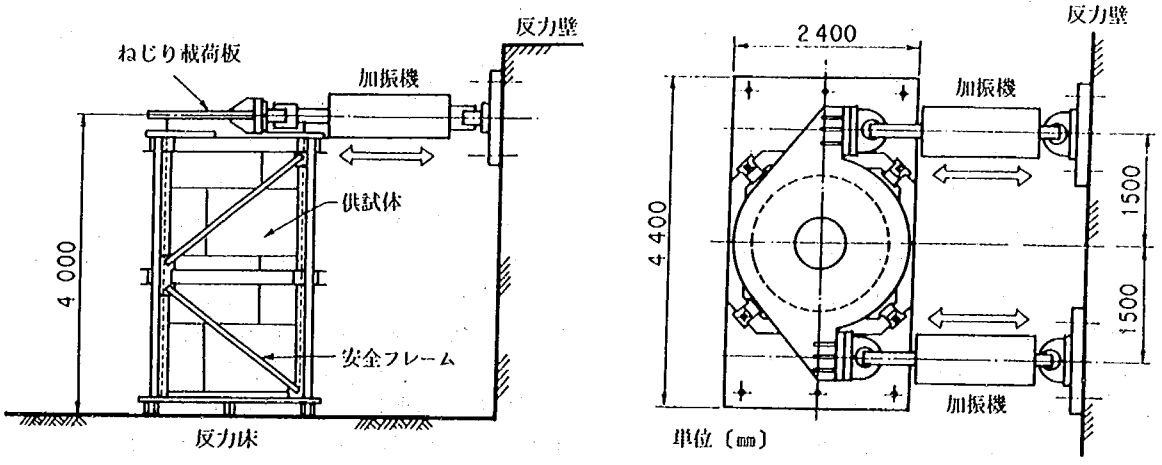


図-3・5・16　載荷方法（ねじり載荷実験）

(4) 曲げ載荷実験結果

a) 破壊特性

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の曲率と載荷曲げモーメントとの履歴を示すと図-3・5・17の通りである。供試体のリング接合面を反力壁に近い方からJT1, JT2, JT3とすると，Dタイプ供試体の損傷は曲げモーメントの増加にともない次の順序で進展した。①リング継手の周辺にクラックが発生(JT1, 2, 3)，②リング継手金具面板が降伏(JT2)，③リング継手のアンカー鉄筋が降伏(JT2)，④リング接合面の位置で供試体の外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3)，⑤リング継手のアンカー鉄筋が破断(JT1)。

また，Eタイプ供試体の損傷は次の順序で進展した。①リング接合面位置で二次覆工コンクリートにクラックが発生(JT1, 2, 3)，②リング接合面位置で二次覆工鉄筋が降伏(JT1, 2, 3)，③リング継手金具面板が降伏(JT2)，④リング接合面位置で供試体外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3)，⑤リング継手のアンカー鉄筋が降伏(JT2)，⑥リング継手のアンカー鉄筋が破断(JT2)。

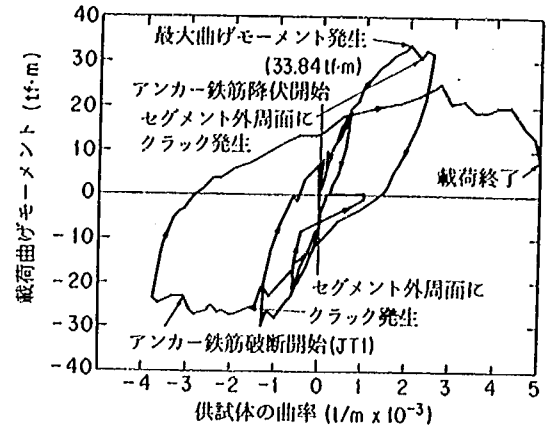
Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の最終的な破壊状況を示すと図-3・5・18の通りである。一次覆工の損傷は両タイプ供試体ともリング接合面に集中しており，これ以外の箇所には何等損傷は認められなかった。また，二次覆工には供試体の円周方向に初期クラックが生じていたが，リング接合面の位置以外に生じたクラックは，載荷が進んでも進展が認められなかった。

Dタイプ供試体におけるリング継手の損傷状況を示すと図-3・5・19の通りである。二次覆工のないDタイプ供試体では，ボルトボックス内にコンクリートが充填されていないために，継手金具面板は"く"の字状に変形した。また，ここには示さないが，ボルトボックス内にコンクリートが充填されるEタイプ供試体では，継手金具面板はボルト孔を中心に円錐台状に変形した。

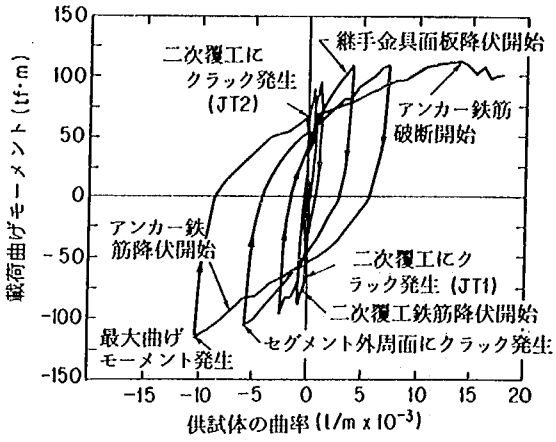
以上に示した損傷の進展状況，最終的な破壊状況及びリング継手の損傷状況は同じ供試体を用いて行った正負交番軸力載荷実験の結果と全く同様である。これは，シールドトンネルが曲げを受ける場合でも，トンネルの両側では基本的に引張力及び圧縮力を受けることになるためである。

b) 供試体長手方向の変形特性

Dタイプ供試体では，上記③の状態までは各リング接合面は均等に開いているが，④の状態になると初めに外周面にクラックが発生したJT1においてのみ開き量が増加し，供試体の破壊はJT1に集中した。これに対してEタイプ供試体では，上記⑥のアンカー鉄筋の破断が始まるまで各リング招合面の開き量はほぼ等しく，供試体の破壊は複数のリング接合面に分散して生じた。このように損傷が分散して生じる効果は，正負交番軸力載荷実験でも認められており，二次覆工内に配置された長手方向鉄筋のねばりによるものであれと考えられる。



(a) Dタイプ供試体

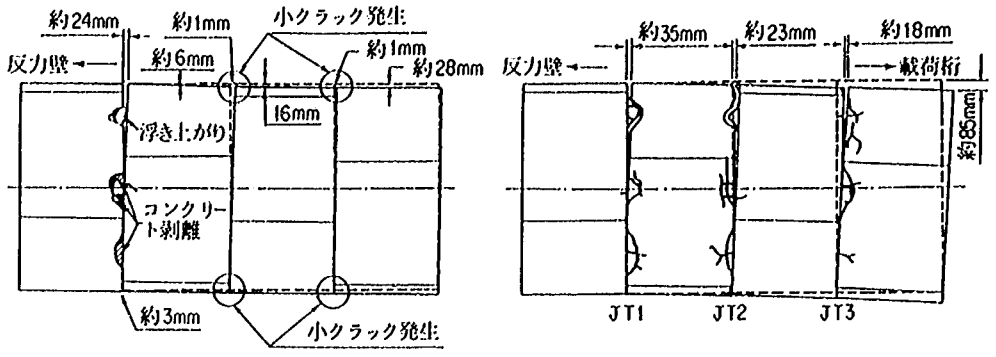


(b) Eタイプ供試体

図-3・5・17 曲率と曲げモーメントの関係

c) 供試体円周方向の変形特性

Eタイプ供試体に置けるセグメント継ボルトの軸力と載荷曲げモーメントとの履歴を示すと図-3・5・20の通りである。なお，Dタイプ供試体におけるこれらの関係も同様の傾向を示している。同図によれば，セグメント継ボルトの軸力は載荷曲げモーメントの大きさに関わらず初期値のまま一定であり，本実験で対象とした覆工構造ではトンネルの曲げ変形にともなう円周方向の力はほとんど生じていないことがわかる。ただ



(a) Dタイプ供試体　　(b) Eタイプ供試体

図-3・5・18　供試体の破壊状況

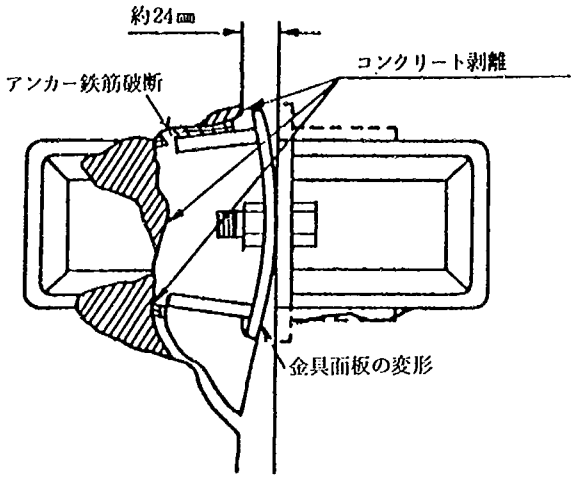


図-3・5・19　リング継手の損傷状況（Dタイプ供試体）

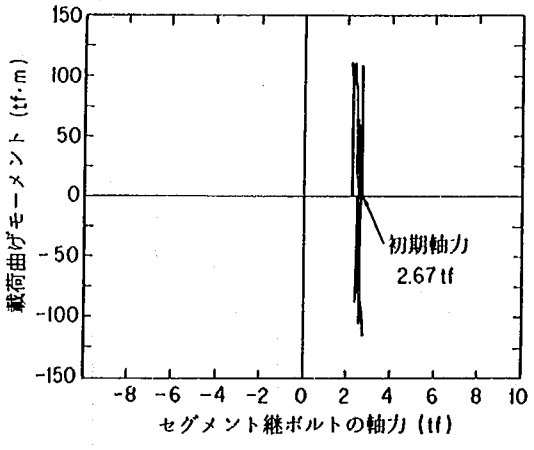


図-3・5・20　セグメント継ボルトの軸力の載荷履歴
（Dタイプ供試体）

し，本実験に用いた供試体は外径に対して覆工厚が比較的厚いものであり，覆工厚が薄く面外変形が生じやすいような場合については別途検討が必要である。

d）中立軸の移動

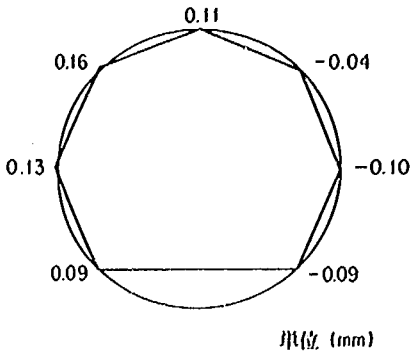
Dタイプ供試体で，リング接合面JT2におけるリング継手の長手方向の相対変位を示すと図-3・5・21の通りである。これによれば，載荷の初期段階では供試体の圧縮縁で負の相対変位を生じている継手は3つあるのに対し，末期段階では1つに減少している。これは載荷にともなって，中立軸が圧縮縁側に移動していることを示すものである。Eタイプ供試体においてもこれと同様な減少が認められる。この中立軸の移動は，供試体の引張縁でリング継手あるいは二次覆工鉄筋が降伏し，圧縮側に比べて引張側の剛性が低下することによって生じるものである。

(5) ねじり載荷実験結果

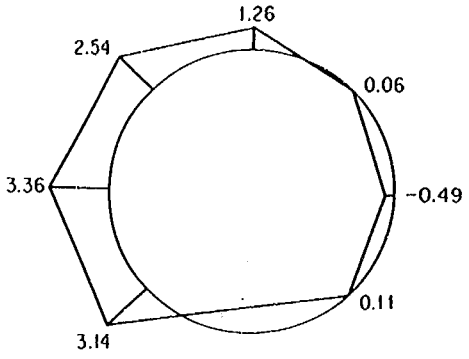
a）破壊特性

Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の最終的な破壊状況を示すと図-3・5・22の通りである。なお，Eタイプ供試体では載荷治具のストロークの制約から，アンカー鉄筋や二次覆工鉄筋の破断が始まる前に載荷を終了している。

Dタイプ供試体では，リング継手及びセグメント継手を中心としてトンネルの内外面に多くのクラックが発生し，最終的にはリング継手のアンカー鉄筋及びリング継ボルトが破断したことによって破壊に至った。また，Eタイプ供試体では，セグメント及び二次覆工の両方に亀甲状のクラックが発生し，最終的には継手部のコンクリートが剝離して内部の鉄筋が露出した。以上の結果は，正負交番軸力載荷実験及び正負交番曲げ載荷実験において，リング接合面にのみ損傷が生じ，



(a) 初期段階



(b) 末期段階

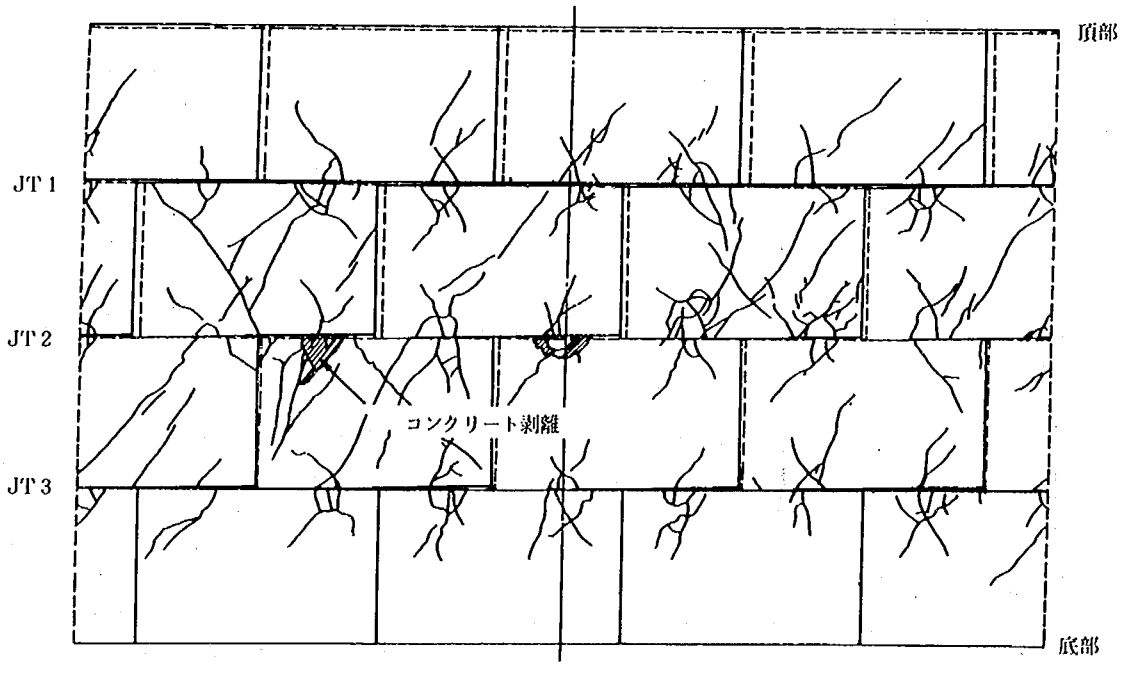
図-3・5・21 リング継手の長手方向相対変位の分布

その他の箇所では何等損傷が生じなかったのと大きく異なるものである。

b) 損傷の進展順序

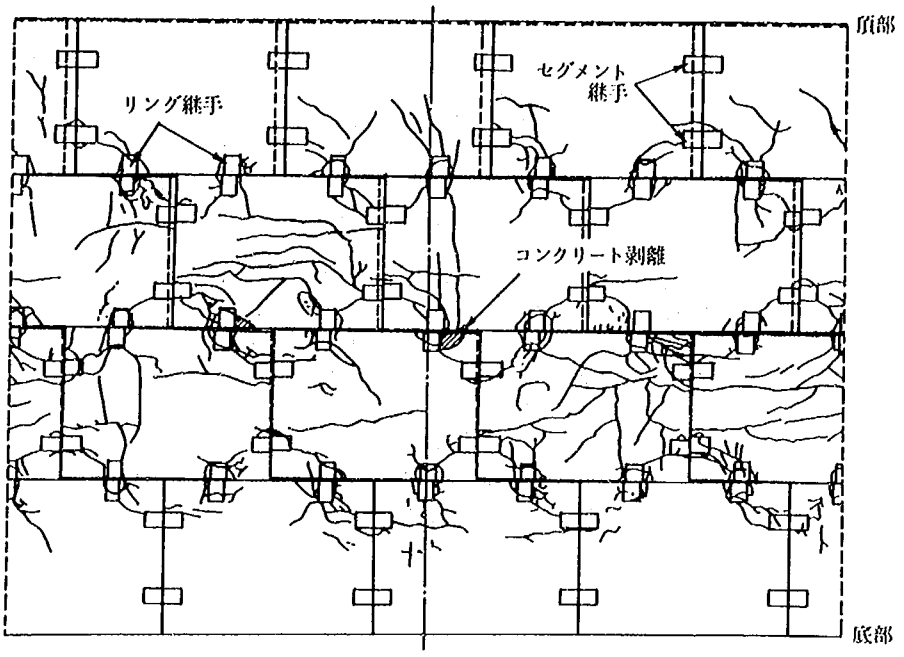
Dタイプ供試体及びEタイプ供試体の円周方向変位と載荷ねじりモーメントとの履歴を示すと図-3・5・23の通りである。供試体のリング接合面を反力床に近い方からJT1, JT2, JT3とすると, Dタイプ供試体の損傷はねじりモーメントの増加にともない次の順序で進展した。①リング接合面で滑りが発生(JT3, 2, 1の順), ②供試体の外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3), ③リング継手のアンカー鉄筋が破断(JT2), ④リング継ボルトが破断(JT2)。

また, Eタイプ供試体の損傷は次の順序で進展した。①二次覆工に螺旋状のクラックが発生, ②供試体の外周面にクラックが発生(JT1, 2, 3), ③セグメントに亀甲状のクラックが発生(JT1, 2, 3), ④セグメント, 二次覆工ともにコンクリートの剝離が生じて内部の鉄筋が露出。ここに, リング接合面の滑り, 二次覆工の螺旋状のクラック, セグメントに生じた亀甲状のクラックは軸力及び曲げ載荷実験では認められておらず, シールドトンネルがねじりを受けて破壊する場合の特徴であると考えられる。

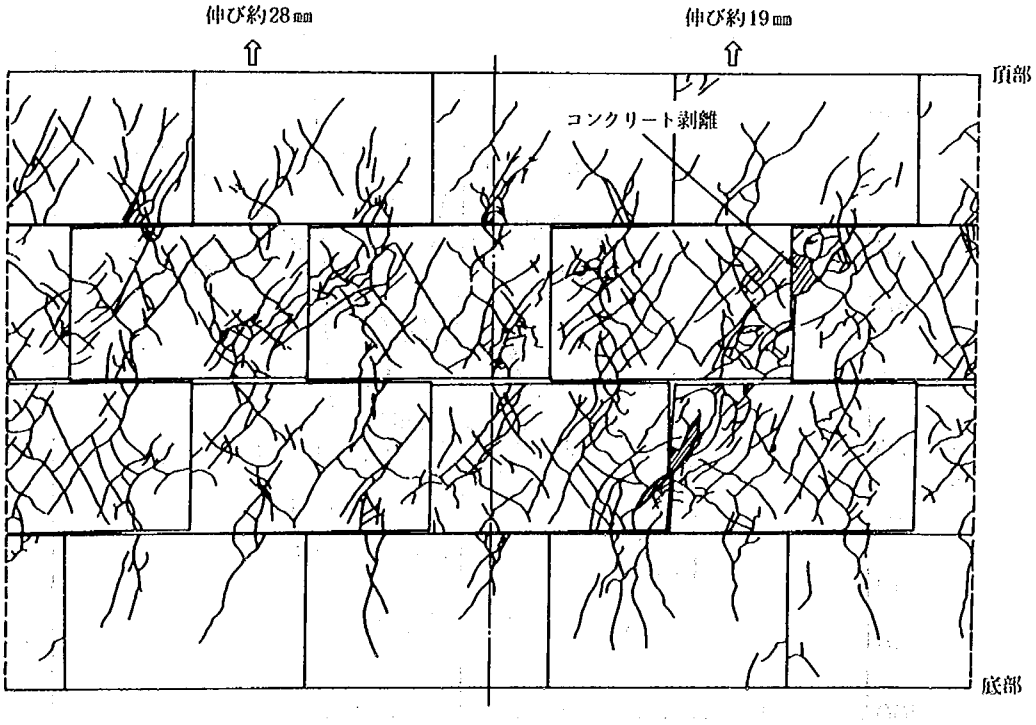


(a) Dタイプ供試体(外側)

図-3・5・22 供試体の破壊状況

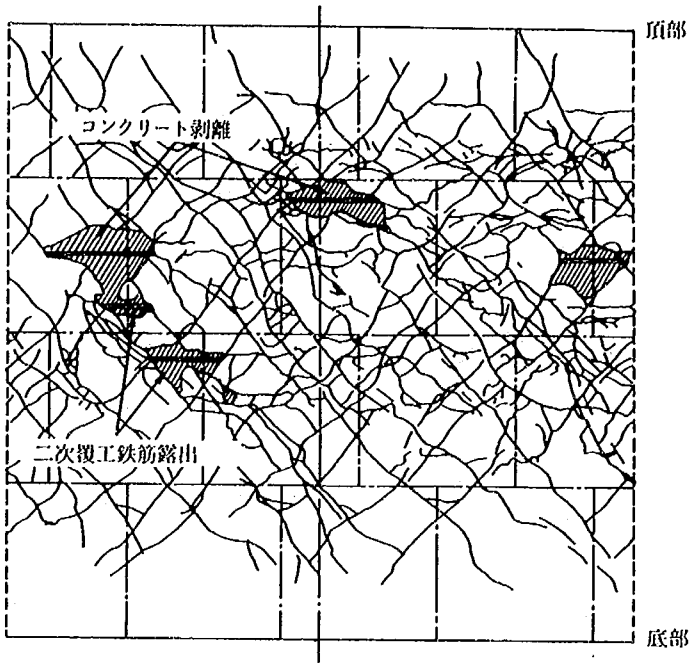


(b)　Dタイプ供試体（内側）



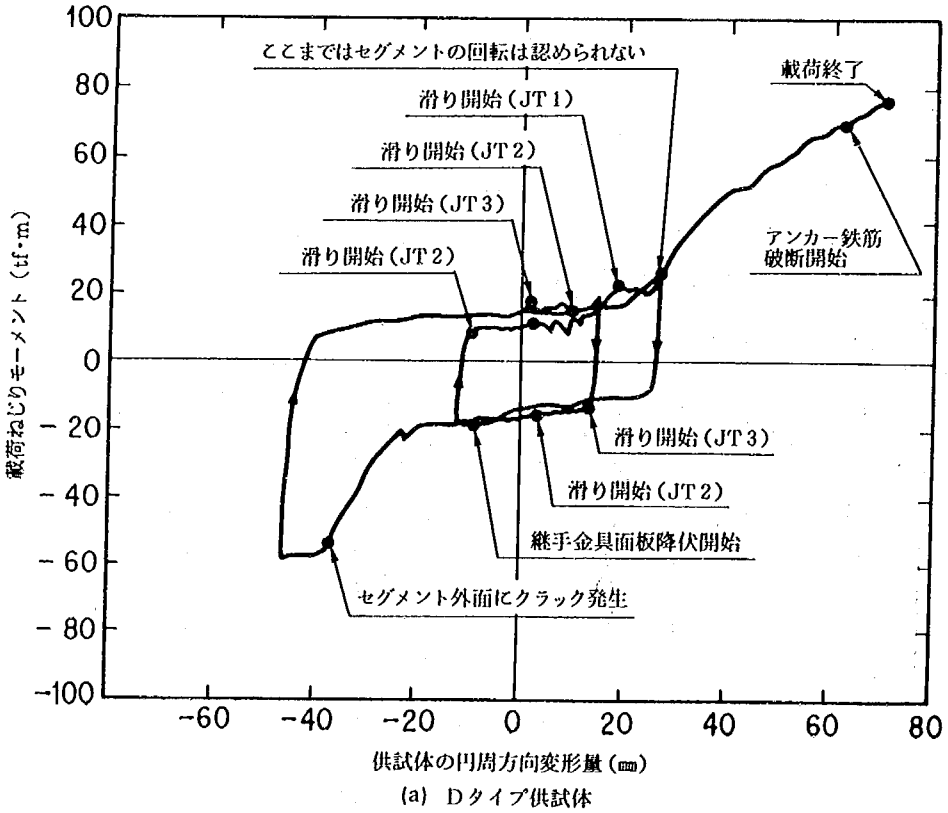
(c)　Eタイプ供試体（外側

図-3・5・22　供試体の破壊状況



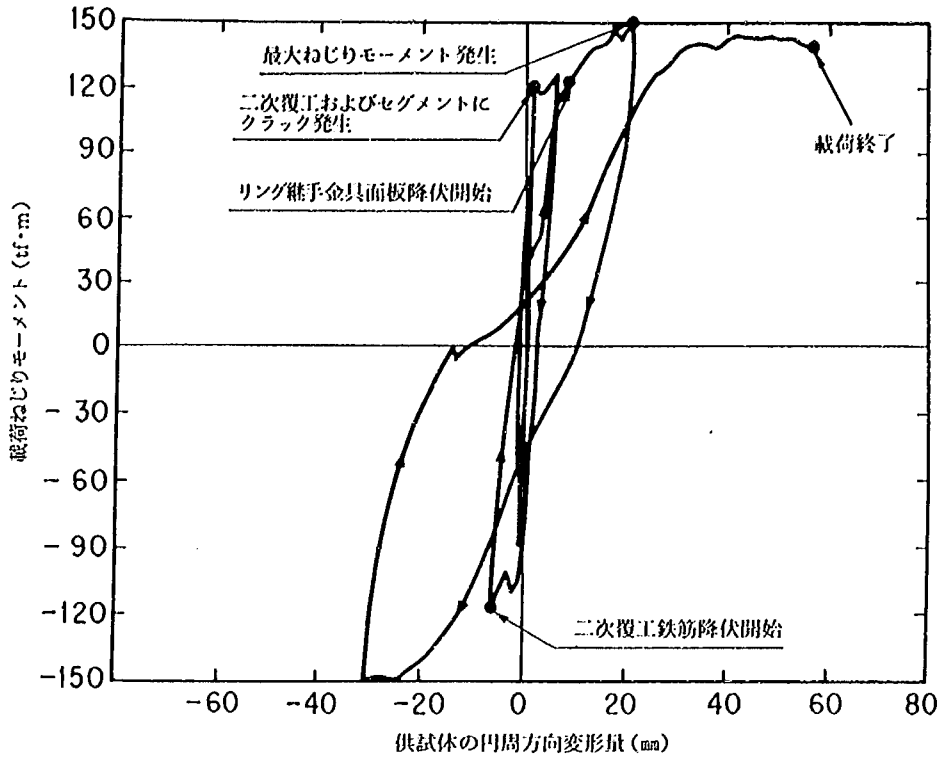
(d) Eタイプ供試体（二次覆工）

図-3・5・22 供試体の破壊状況



(a) Dタイプ供試体

図-3・5・23 円周方向変位と載荷ねじりモーメントの関係



(b) Eタイプ供試体

図-3·5·23　円周方向変位と載荷ねじりモーメントの関係

c）セグメントの挙動特性

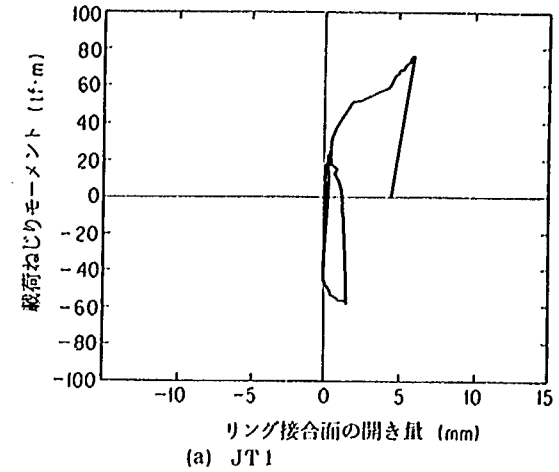
Dタイプ供試体及びEタイプ供試体で，同一セグメントの同一辺上にある2つのリング継手は異なった変形を生じた。すなわち，一方は図-3·5·19に示したように，金具面板が"く"の字状(Eタイプ供試体の場合はボルト孔を中心とした円錐台状) に変形し，もう一方は向かい合った金具面板がこすれ合うように変形した。また，同一辺上にある2つのセグメント継手でもこれと全く同様の変形が認められた。これらの結果は，供試体を構成する個々のセグメントが，載荷にともない回転していたことを示すものである。すなわち，ねじり力を受けるシールドトンネルでは，載荷力が小さいうちはリング接合面が滑ることによって，また，載荷力が大きくなってリング継ボルトがボルト孔にぶつかった後は，個々のセグメントが回転することによってねじり変位を吸収するものと考えられる。ただし，本実験では，供試体長手方向にはねじり載荷板の重量約5 tfが作用しているだけであり，長手方向がさらに大きくなれば，セグメントの回転が拘束されることも考えられるため，トンネル長手方向の大きさがトンネルの変形特性に及ぼす影響については別途検討が必要である。

d）供試体長手方向の変形特性

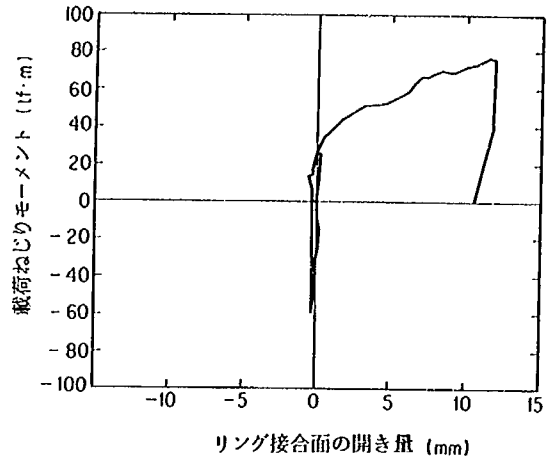
Dタイプ供試体におけるリング接合面JT1, 2, 3の供試体長手方向の開きと載荷ねじりモーメントとの履歴を比較して示すと図-3·5·24の通りである。これによれば，各リング接合面の開きは，最終的にリング継手の破壊が生じたJT2でJT1, 3よりも大きな開きが生じている。これに対してEタイプ供試体では，各リング接合面の開きは，載荷が終了するまでほぼ同程度である。以上の結果によれば，軸力載荷実験及び曲げ載荷実験と同様に，Eタイプ供試体では二次覆工鉄筋のねばりにより損傷が分散する傾向が認められる。ただし，Dタイプ供試体ではJT1及びJT3でも載荷終了まで比較的大きな開きが生じており，リング継手のアンカー鉄筋が降伏した途端に，そのリング接合面に開きが集中した軸力載荷実験及び曲げ載荷実験の場合と大きく異なっている。

3）変形及び剛性の評価法

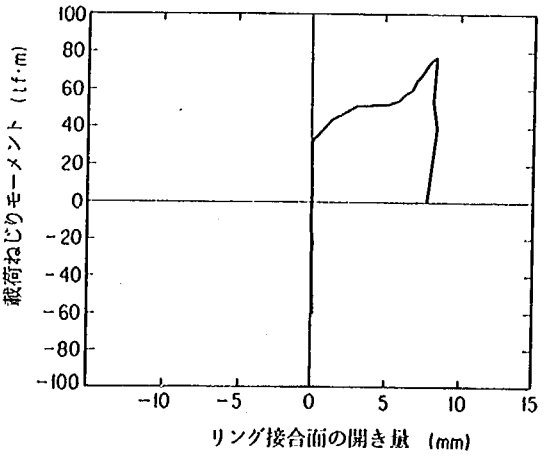
本項では上述した実験結果を踏まえて，シールドトンネルの耐震性を検討する上で重要な，トンネル長手方向の剛性及び耐力の評価方法を提案するものである[3]。



(a) JT1



(b) JT2



(c) JT3

図-3·5·24 リング接合面の長手方向相対変位の履歴

(1) 二次覆工のない場合

① 変形の特徴

上述した実験結果によれば，シールドトンネルの変形及び耐力を図-3·5·25に示すように，5段階に分けて考えることができる。

a）リング継手金具面板がまだ降伏していない状態

b）リング継手金具面板の両端が降伏した状態

c）さらにボルト位置でも降伏した状態

d）リング継手のアンカー鉄筋が降伏した状態

e）リング継手のアンカー鉄筋が破断した状態

② 剛性評価モデルの基本的考え方

供試体のモデル化にあたり次の仮定を設けた。

a）各セグメントリングは，トンネル長手方向の荷重に対して弾性変形する剛性が一様な円環と考える。

b）リング継手の剛性は，金具面板の剛性から評価する。また金具面板は，図-3·5·26に示すように作用力によって境界条件が変化する梁としてモデル化する。

③ トンネル1リングあたりの変形及び耐力の評価

セグメント及びリング継手を図-3·5·27に示すように直列バネとしてモデル化すると，①に示したa)～c)の状態におけるトンネル1リングあたりの長手方向の剛性は次のように求められる。

$$K_R = K_S \qquad \delta < 0 \qquad \text{(式3.5.5)}$$

$$K_{T1} = \frac{K_S}{1 + K_S / K_{J1}} \qquad 0 \leqq \delta < \delta_{T1} \qquad \text{(a)}$$

$$K_{t2} = \frac{K_S}{1 + K_S / K_{J2}} \qquad \delta_{T1} \leqq \delta < \delta_{T2} \qquad \text{(b)}$$

$$K_{T3} = 0 \qquad \delta_{T2} \leqq \delta \qquad \text{(c)}$$

ここに，

K_S：1リングあたりのセグメントの剛性

$$K_S = E_S \cdot A_S / l_S \qquad \text{(式3.5.6)}$$

ここに，$E_S \cdot A_S$：セグメントの軸剛性，l_S：セグメント長である。

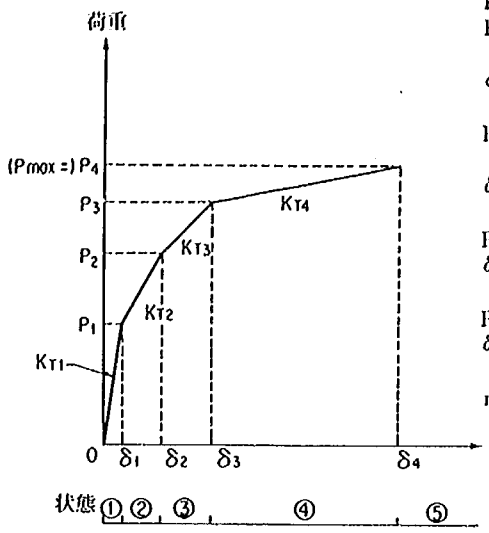
K_{JI}：1リング接合面あたりのリング継手の剛性

$$K_{JI} = n \cdot K_{JI} \qquad \text{(式3.5.7)}$$

ここに，n：1リング接合面あたりのリング継手の数，k_{JI}：a～cの状態のリング継手1個あたりの引張剛性

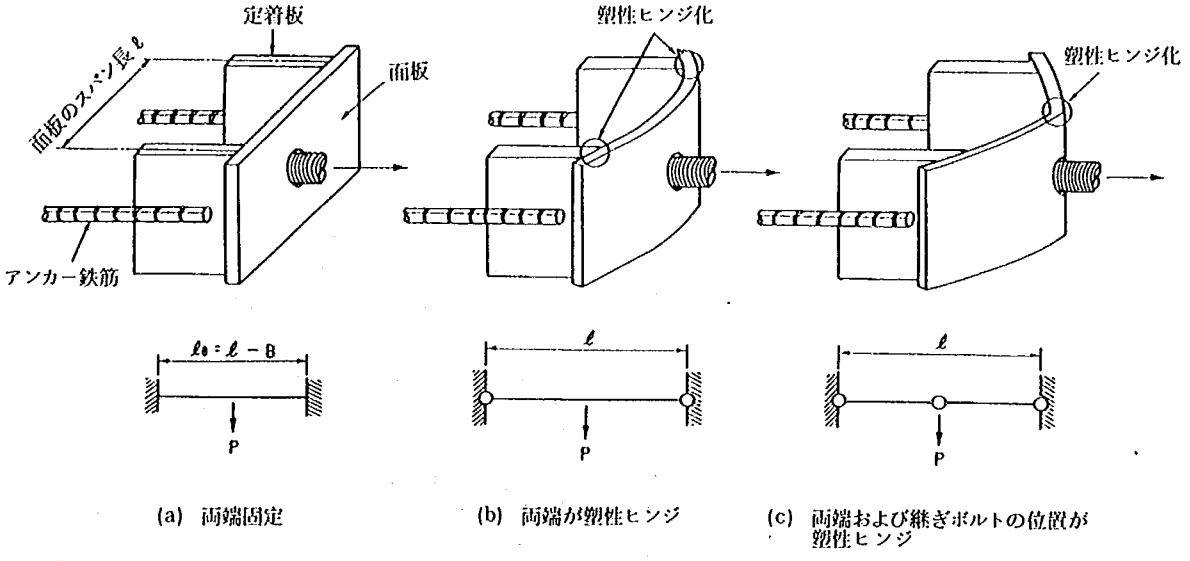
δ_{Ti}：剛性が変化するときのトンネル1リングあたりの変形量

次にd）及びe）の状態になると，コンクリートの付着切れやクラック発生の有無等により，アンカー鉄



K_T：シールドトンネル１リングあたりの引張剛性（tf/㎜）
P_1：リング継手金具面板の両端が降伏する時の引張耐力（tf）
δ_1：リング継手金具面板の両端が降伏する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_2：リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時の引張耐力（tf）
δ_2：リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_3：アンカー鉄筋が降伏する時の引張耐力（tf）
δ_3：アンカー鉄筋が降伏する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_4：アンカー鉄筋が破断する時の引張耐力（tf）
δ_4：アンカー鉄筋が破断する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
n　：１リング接合面あたりのリング継手の数

図-3･5･25　トンネルの変形及び耐力のモデル化（二次覆工のない場合）



(a) 両端固定　(b) 両端が塑性ヒンジ　(c) 両端および継ぎボルトの位置が塑性ヒンジ

図-3･5･26　リング継手の変形のモデル化

筋が降伏・破断するときの変形を推定することは難しい。ただし，アンカー鉄筋が降伏・破断するときの荷重値は鉄筋の降伏・破断耐力から算定できる。この詳細は参考文献３）を参照されたい。

(2)　二次覆工がある場合

①　変形の特徴

上述した実験結果によれば，シールドトンネルの変形及び耐力を図-3･5･28に示すように７段階に分けて考えることができる。

a）リング接合面位置で二次覆工コンクリートにクラックが発生するまでの状態

b）リング接合面位置で二次覆工鉄筋が降伏するまでの状態

c）リング継手金具面板の両端が降伏するまでの状態

d）さらにボルト位置でも降伏するまでの状態

e）リング継手のアンカー鉄筋が降伏するまでの状態

f）リング継手のアンカー鉄筋が破断するまでの状態

g）二次覆工鉄筋が破断するまでの状態

②　剛性評価モデルの基本的考え方

a）セグメント及びリング継手

前述の通りである。

b）二次覆工

二次覆工コンクリートの引張クラックは各リング接合面に均等に発生するものとする。

③　トンネル１リングあたりの変形及び耐力の評価

図-3･5･29(a)に示すように，セグメントとリング継手を直列バネとして，また一次覆工と二次覆工を並列バネとしてモデル化することにより，a）の状態の剛性は次のように求められる。

$$K_{T1}=\frac{K_S}{K_S/K_{J1}+1}+K_L \qquad (式3.5.8)$$

ここに，K_L：トンネル１リングあたりの二次覆工の剛性

$$K_L=E_L\cdot A_L/l_S \qquad (式3.5.9)$$

図-3･5･29(b)に示すように，セグメントと二次覆工コンクリート，及びリング継手と二次覆工鉄筋をそれぞれ並列バネとしてモデル化することによりb～dの状態の剛性は次のように求められる。

$$K_{T2}=\frac{K_S+K_L}{(K_S+K_L)/(K_{J1}+K_{LS1})+1} \qquad (式3.5.10)$$

$$K_{T3}=\frac{K_S+K_L}{(K_S+K_L)/(K_{J1}+K_{LS2})+1}$$

$$K_{T4}=\frac{K_S+K_L}{(K_S+K_L)/(K_{J2}+K_{LS2})+1}$$

ここに，K_{LS1}：トンネル１リングあたりの二次覆工鉄筋の剛性(降伏前)，K_{LS2}：トンネル１リングあたりの二次覆工鉄筋の剛性（降伏後）

次にe）～g）の状態については，アンカー鉄筋及び二次覆工鉄筋が破断するときの変形を推定するのは困難である。ただし荷重値だけは鉄筋の破断耐力から

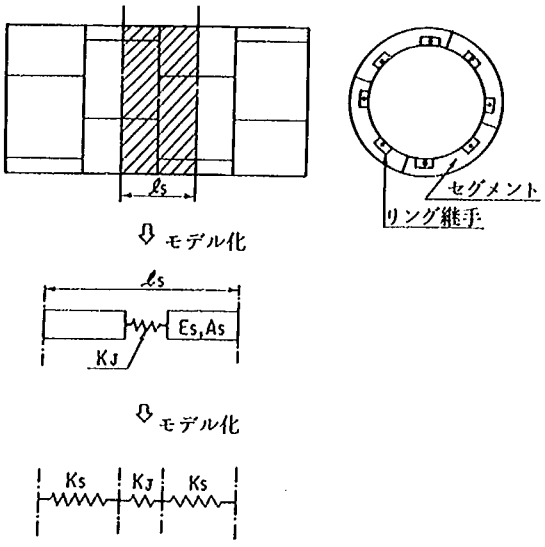


図-3･5･27　覆工構造のモデル化(二次覆工がない場合)

K_T：シールドトンネル１リングあたりの引張剛性（tf/㎜）
P_1：二次覆工コンクリートにクラックが生じる時の引張耐力（tf）
δ_1：二次覆工コンクリートにクラックが生じる時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_2：二次覆工鉄筋が降伏する時の引張耐力（tf）
δ_2：二次覆工鉄筋が降伏する時のトンネル１リングあたりの伸び（tf）
P_3：リング継手金具面板の両端が降伏する時の引張耐力（tf）
δ_3：リング継手金具面板の両端が降伏する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_4：リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時の引張耐力（tf）
δ_4：リング継手金具面板のボルト位置が降伏する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_5：アンカー鉄筋が降伏する時の引張耐力（tf）
δ_5：アンカー鉄筋が降伏する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_6：アンカー鉄筋が破断する時の引張耐力（tf）
δ_6：アンカー鉄筋が破断する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）
P_7：二次覆工鉄筋が破断する時の引張耐力（tf）
δ_7：二次覆工鉄筋が破断する時のトンネル１リングあたりの伸び（㎜）

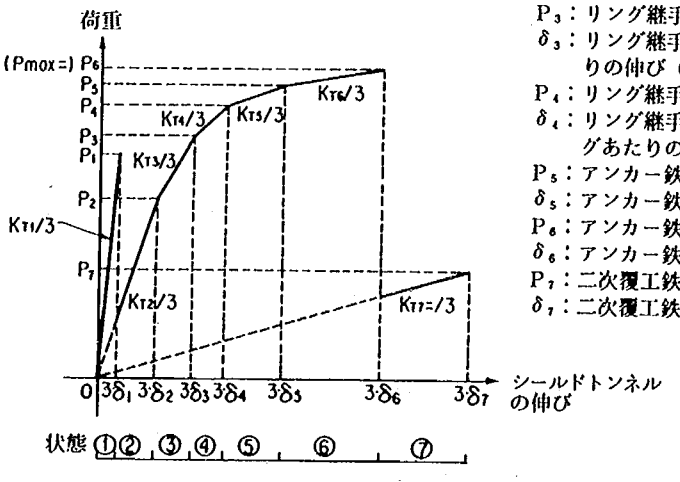
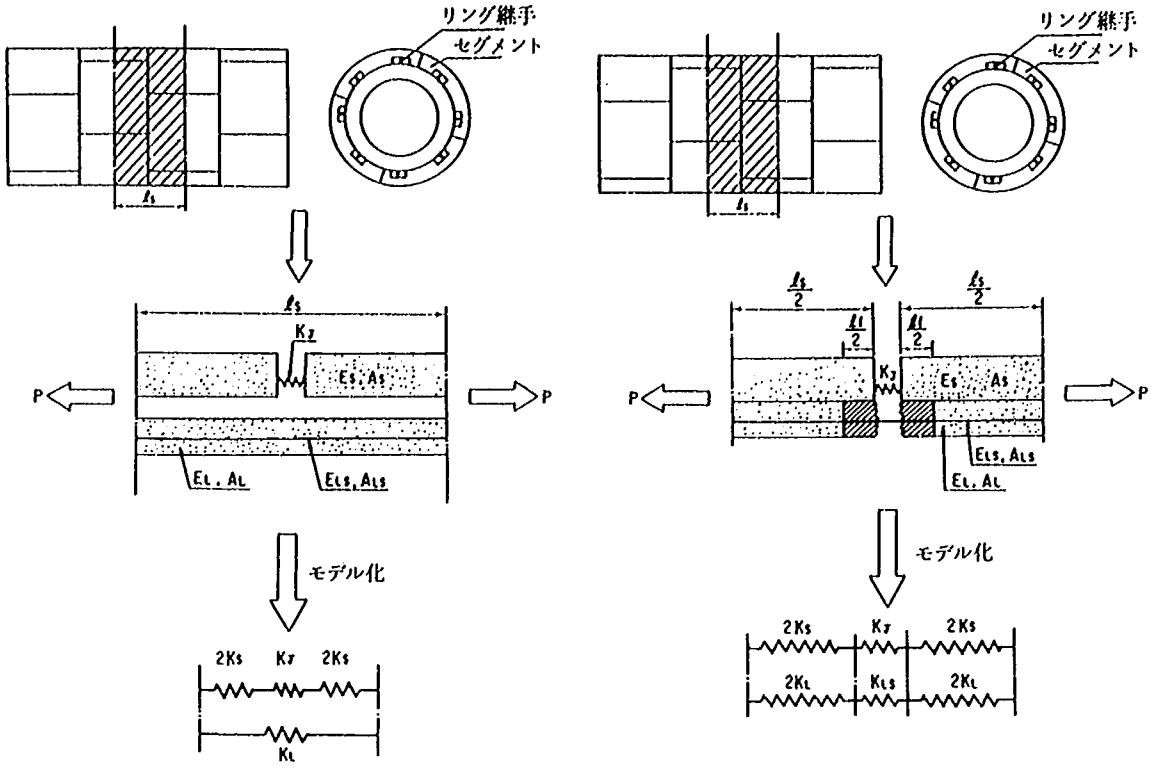


図-3･5･28　トンネルの変形及び耐力のモデル化（二次覆工のある場合）



(a) 二次覆工にクラックが発生する前のトンネルのモデル化　(b) 二次覆工にクラックが発生した後のトンネルのモデル化

図-3・5・29　覆工構造のモデル化（二次覆工がある場合）

算定することができる。この詳細は参考文献3）を参照されたい。

4）まとめ

シールドトンネルの地震時変形特性を明らかにするために，トンネル覆工模型を用いた正負交番載荷実験，正負交番曲げ載荷実験，及び，正負交番ねじりの載荷実験を行った。この結果，トンネルの損傷はリング接合面で生じやすいこと，軸力を受ける場合と曲げを受ける場合の損傷特性は類似すること，ねじりを受ける場合にはリング接合面に留まらずトンネル全体に損傷が生じやすいこと，などが明らかにされた。また，載荷実験結果に基づいて，セグメント，継手，二次覆工をそれぞれ等価バネでモデル化することによるトンネル長手方向剛性の評価方法を開発した。

3.5.4　覆工剛性の非線形性がシールドトンネルの耐震性に及ぼす影響[2)]

1）概　要

既に述べたように，シールドトンネルの耐震解析上よ特徴は，覆工の長手方向剛性が引張側と圧縮側とで異なる点である。従って本項では，長手方向剛性の非線形性を考慮した動的解析を実施し，覆工剛性を線形とした収析結果との比較を行うことにより，覆工剛性の非線形性がトンネルの耐震性に及ぼす影響について検討した結果を示すものである。

2）解析方法

(1)　解析対象

解析対象地盤の地質を示すと図-3・5・30の通りである。解析対象区間の全長は約3,000m であり，耐震解析上の基盤面は D_c 層の上面に設定した。争析対象区間の表層地盤の層厚は61～66m であり，9～25m 厚の沖積層と35～57m 厚の洪積層からなる。地盤の地質構成は断面番号41付近で変化し，地盤の物性値は断面番号1～45（地域区分 A）と断面番号46～80（地域区分 B）とで異なる。地盤の応答解析モデルを作成するにあたっては，解析対象区間を37.5m(セグメント25リング分）毎，計80断面に分割して，各々の断面の地層構成を考慮して，等価な振動特性を有するバネ～質点に置き換えた。

解析対象としたシールドトンネルは，外径13.4m，一次覆工厚60cm，セグメント幅（リング長）150cm であ

り，二次覆工は巻立てていない。リング継手はボルト接合方式とし，継手の数は1断面62個とした。継手金具の板厚は16mmとし，継ボルトはM36とした。

(2) 表層地盤のモデル化

地盤のモデル化は，従来沈埋トンネルの動的解析で用いられる方法と同様である。地盤各断面の固有周期を示すと図-3・5・31の通りである。

(3) リング継手のモデル化

本解析では，リング継手を図-3・5・32に示すような特性を有するバネとしてモデル化した。リング継手のバネとしての挙動は，主としてリング継ボルト及び継手金具面板の挙動に支配されるものと考え，リング継手

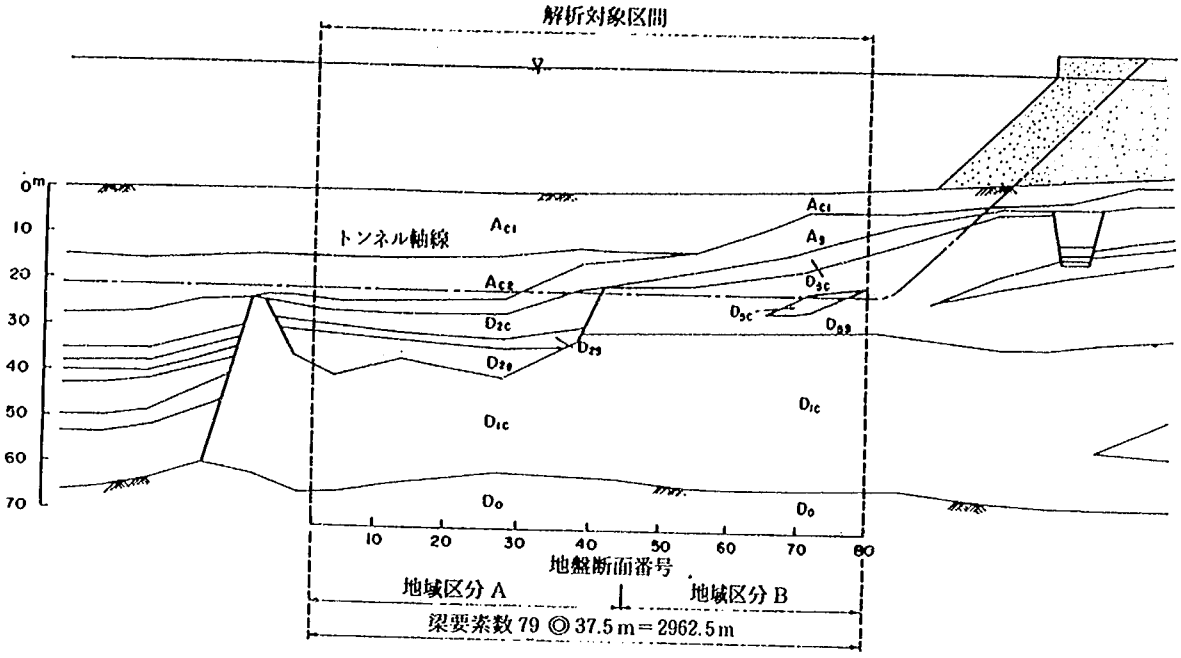


図-3・5・30 解析対象地盤の地質構成

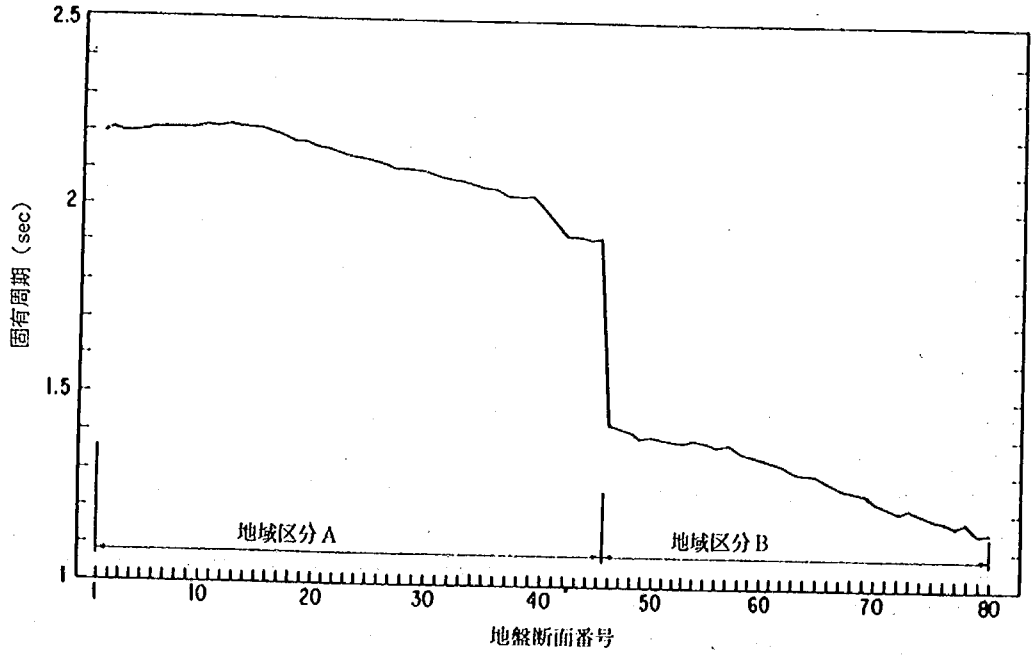


図-3・5・31 地盤各断面の固有周期

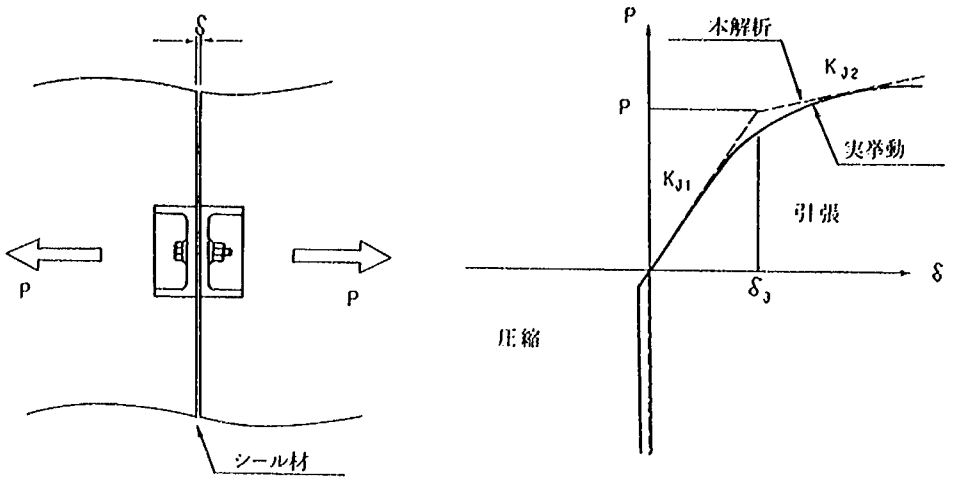


図-3・5・32　リング継手のバネとしてのモデル化

のバネ定数は①継ボルトの剛性から評価する方法，及び②継手金具面板の曲げ剛性から評価する方法の２種類の方法により算定することとした。本解析で対象としたリング継手の形状を示すと図-3・5・33の通りである。ここで①の方法では，継手金具面板は十分剛性が大きいものと考え，継ボルトの初期軸力を無視して，継ボルトの軸剛性からリング継手の剛性を算定した。一方②の方法では，リング継手に引張力が作用する場合，接合された２枚の面板は，継ボルト及び継手金具定着板を作用点とする面外方向の荷重により，互いに凸な形状に変形するものと仮定して，継手金具面板を引張力の大きさにより両端の支持条件が変化する梁としてモデル化し，その曲げ剛性からリング継手の剛性を算定した。

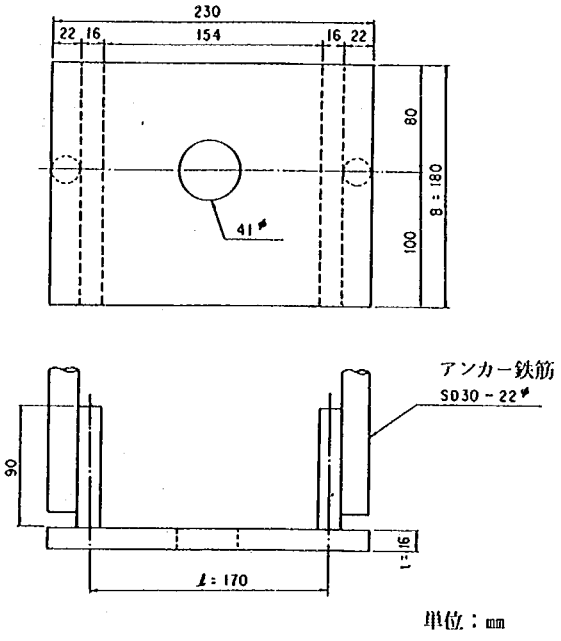
リング継手の剛性の算定結果を示すと表-3・5・1の通りである。

表-3・5・1　リング継手の剛性（１個あたり）

	継ぎボルトの軸剛性から求める方法	継手金具板の曲げ剛性から求める方法
k_{J1} (t/m)	3.01×10^5	2.52×10^4
k_{J2} (t/m)	—	6.30×10^3
δ_J (mm)	0.174	0.538
P_J (t)	52.3	13.55

(4)　覆工の等価剛性

前述したリング継手により，多数のセグメントが長手方向に連結された構造を有するシールドトンネルの長手方向剛性は，これと等価な剛性を有する梁にモデル化する。梁の等価剛性は，圧縮側はセグメントの剛性から，引張側はセグメント及びリング継手の剛性から評価する。解析上，トンネル本体を25リング（37.5 m)毎に分割するものとすれば，梁要素の等価剛性は図-3・5・34に示すように算定される。

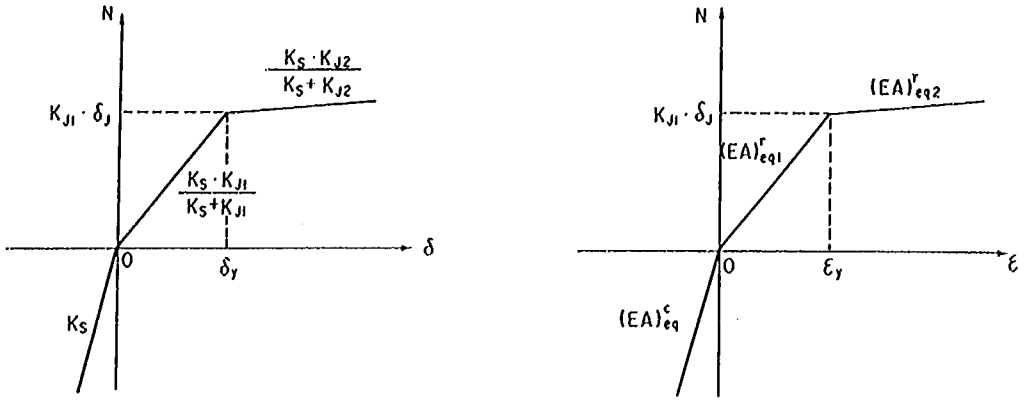


単位：mm

図-3・5・33　リング継手金具詳細

(5)　入力地震動

入力地震動としては，図-3・5・35に示すように動的解析用入力地震動 L_2[6] を用いた。本解析では図示した60秒間の加速度波形を0.02秒刻みで使用した。また，トンネルの加振方向はトンネル軸方向とした。



(a) セグメント～リング継手系の軸剛性　　(b) 覆工の等価軸剛性

図-3・5・34　梁要素の等価軸剛性（25リング相等）

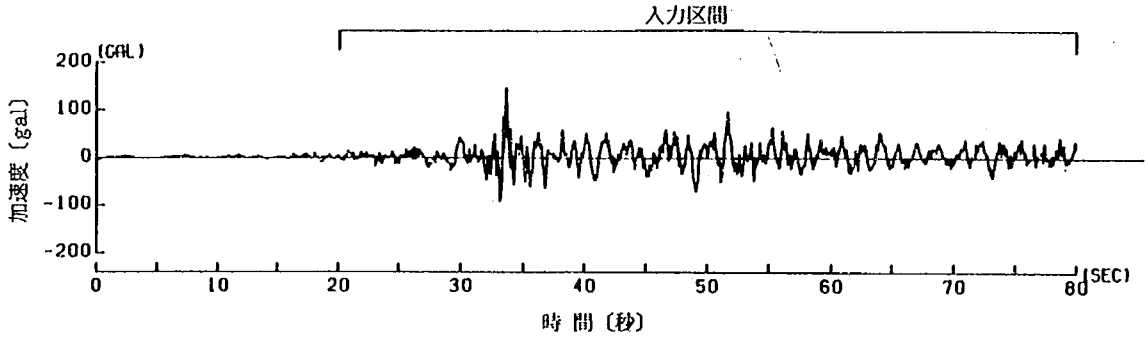


図-3・5・35　基盤入力地震動 L_2

(6) 解析ケース

解析ケースは，覆工剛性の非線形性を考慮した場合としない場合の差異，及びリング継手の剛性を継ボルトの軸剛性から求めた場合と継手金具面板の曲げ剛性から求めた場合の差異に着目して，次の５ケースとした。

① CASE1-1：継ボルトの軸剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
② CASE1-2：継ボルトの軸剛性から求めた覆工剛性のうち引張側１次剛性のみを用いた場合の線形解析
③ CASE1-3：覆工の圧縮側剛性のみを用いた場合の線形解析
④ CASE2-1：継手金具面板の曲げ剛性から求めた覆工剛性を用いた場合の非線形解析
⑤ CASE2-2：継手金具面板の曲げ剛性から求めた覆工剛性のうち引張側一次剛性のみを用いた場合の線形解析

3）解析結果

応答解析により得られた各要素の最大軸圧縮力及び最大軸引張力の分布を示すと，それぞれ図-3・5・36及び図-3・5・37の通りである。また，各ケースの最大応答値及び最大応力値を示すと，それぞれ表-3・5・2及び表-3・5・3の通りである。

表-3・5・2　トンネルの最大応答値

ケース名	軸力 (ton)		伸縮量* (mm)	
	圧縮	引張	縮	伸
1－1	23,170 (43)	4,000 (44)	9.61 (43)	18.77 (44)
1－2	8,110 (43)	7,850 (43)	14.20 (43)	13.75 (43)
1－3	22,960 (43)	23,000 (44)	9.53 (43)	9.54 (44)
2－1	23,260 (43)	940 (44)	9.65 (43)	20.37 (44)
2－2	1,160 (43)	1,140 (44)	19.04 (43)	18.77 (44)

（ ）内は，該当する要素番号
＊：25リング当り

表-3・5・3　覆工の最大応力

ケース名	セグメント応力(kg/cm²)		リング継手応力*	
	圧　縮	引　張	張　力(ton)	伸び量(mm)
1－1	96	17	64.5	0.68
1－2	34	33	…	…
1－3	95	95	…	…
2－1	96	4	15.2	0.79
2－2	5	5	…	…

＊：1個当り

(1)　圧縮側と引張側の比較

覆工剛性が圧縮側と引張側で異なるために，トンネルに発生する応力も圧縮側と引張側で異なる応答を示している。CASE1-1について見ると，引張剛性が1次剛性の範囲内にある区間においては，引張応力の圧縮応力に対する比は，地域区分Aで約1/3，地域区分Bで約1/4であり，これは圧縮側と引張側の軸剛性の比1/4.2に概ね対応している。引張応力が引張側剛性の変化点を超えて2次剛性の範囲に入った区間においては，表-3・5・3によれば圧縮・引張応力の比は約1/6となっている。同様にCASE2-1について見ると，引張側の1次剛性の範囲では圧縮・引張応力の比は地域区分Aで約1/20，地域区分Bで約1/40であり，後者は圧縮側と引張側の軸剛性の比1/39.6によく対応している。また，引張側の2次剛性となった区間では，この比は約1/25である。

以上によれば，圧縮・引張応力の比は，覆工の圧縮側と引張側の軸剛性に近い値を示すことがわかる。

(2)　非線形解析と線形解析との比較

図-3・5・36(a)(b)によれば，非線形解析により得られるトンネルの圧縮応力については，覆工の圧縮側剛性のみを用いた線形解析結果とよく一致している。

引張応力については，図-3・5・37(b)からわかる通り，応力が引張側の1次剛性の範囲にある区間では，覆工の引張側1次剛性のみを用いた線形解析結果とよく一致している。しかし引張応力が2次剛性の範囲に入った区間においては，当然ながら両者は大きく異なり，この場合線形解析結果の方が大きな値を示している。

(3)　継手剛性の評価法の違いが応答に及ぼす影響

図-3・5・36(c)によれば，当然ながら圧縮応力についてはcase1-1とcase2-1の差異は認められない。引張応力については全体を通じてcase1-1の方が大きく，その比は地域区分A（断面番号1～45）で約1/6，地域区分B（断面番号46～80）で約1/9である。

(4)　トンネルの耐震性

本解析の結果，トンネル覆工には表-3・5・3に示した応力が作用することになる。CASE1-1及びCASE2-1に着目すると，セグメントに作用する圧縮応力はどちらも96kg/cm²であり，通常のRCセグメントのコンクリートの設計基準強度が400kg/cm²であることから，圧縮側には十分な耐震性を有していることになる。

引張応力はリング継手の剛性の評価方法によって大きく異なり，case1-1ではセグメントで17kg/cm²，リング継手で64.5tf/個，case2-1ではセグメントで4kg/cm²，リング継手で15.2tf/個である。通常の設計では，case2-1に対して継手の定着部材を若干補強するか，または覆工構造を変更する必要が生じることになる。

4）まとめ

シールドトンネル覆工の非線形性がトンネルの耐震性に及ぼす影響を地震応答解析により検討した。この結果，トンネルに生じる引張応力・圧縮応力の比が引張・圧縮剛性の比と同程度となること，及び，引張応力・圧縮応力はそれぞれ引張・圧縮側の剛性のみを用いた線形解析から算定できることが明らかにされた。

3.5.5　併設されたシールドトンネルの耐震性の検討

1）概　要

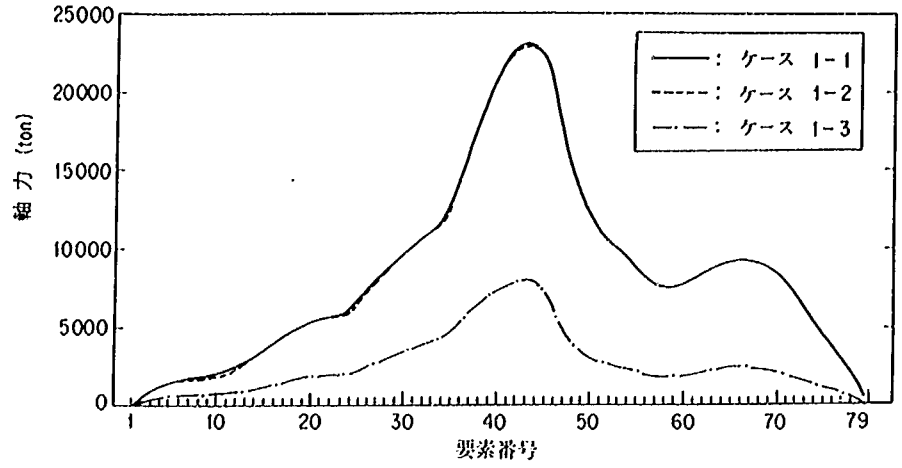
地盤条件が複雑に変化する箇所にシールドトンネルを併設する場合，各々のトンネルの地震時挙動は同一ではない。このため，トンネルを相互に連絡横坑で連結した場合には，トンネルに何等かの影響が生じるものと考えられる。

本項は，上記の観点により，3本併設されたシールドトンネルを連絡横坑で連結したモデルに対して動的応答解析を行い，連絡横坑の有無及び本線トンネルと連絡横坑の連結条件がトンネルの耐震性に及ぼす影響を検討した結果を示すものである。

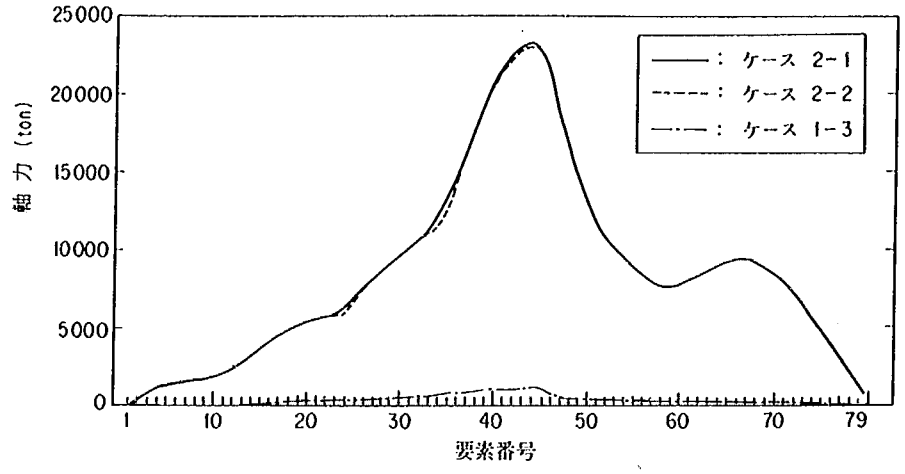
2）解析方法

(1)　解析対象

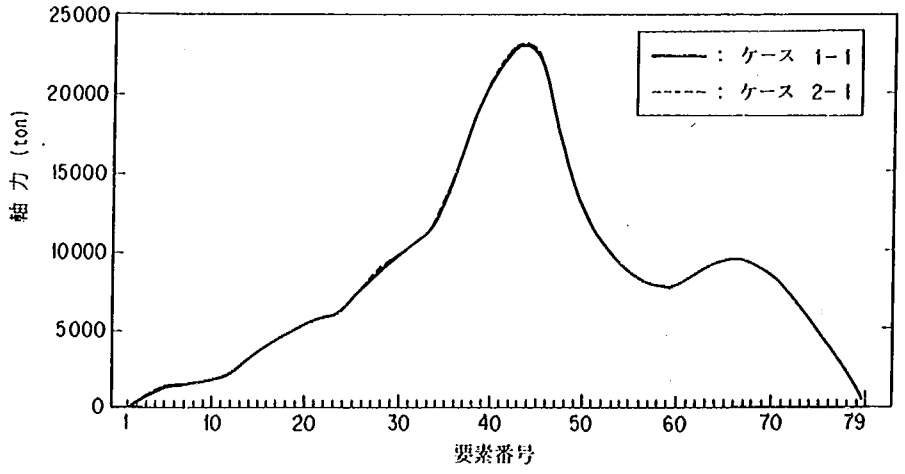
解析対象としたのは，3本のシールドトンネルと，これを結ぶ連絡横坑からなる構造である。本線トンネル及び連絡横坑の覆工断面を示すと図-3・5・38の通りである。ここで二次覆工の長手方向鉄筋はトンネル全長にわたって連続しているものと仮定した。リング継手はボルト接合方式を想定し，本線トンネル及び連絡横坑の継手金具面板の板厚はそれぞれ16mm及び12mm，また継ボルトはそれぞれM36及びM30と仮定した。



(a) ケース1－1, 1－2, 1－3

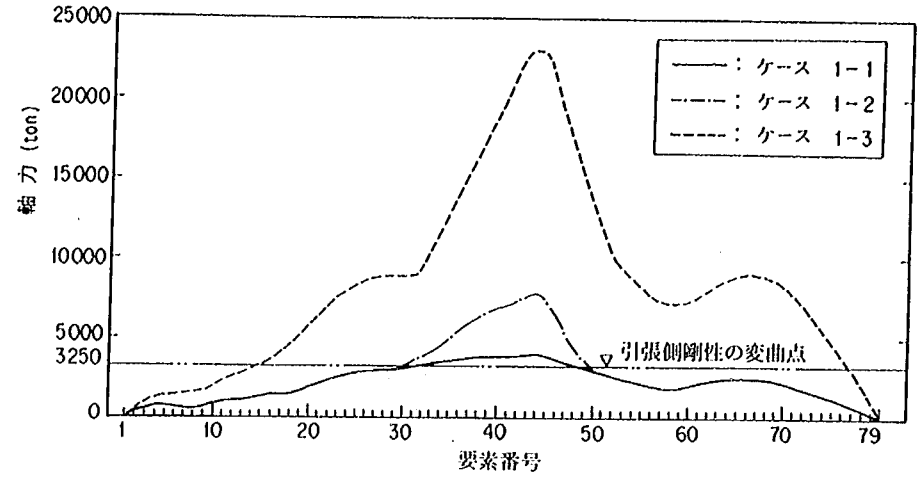


(b) ケース2－1, 2－2, 1－3

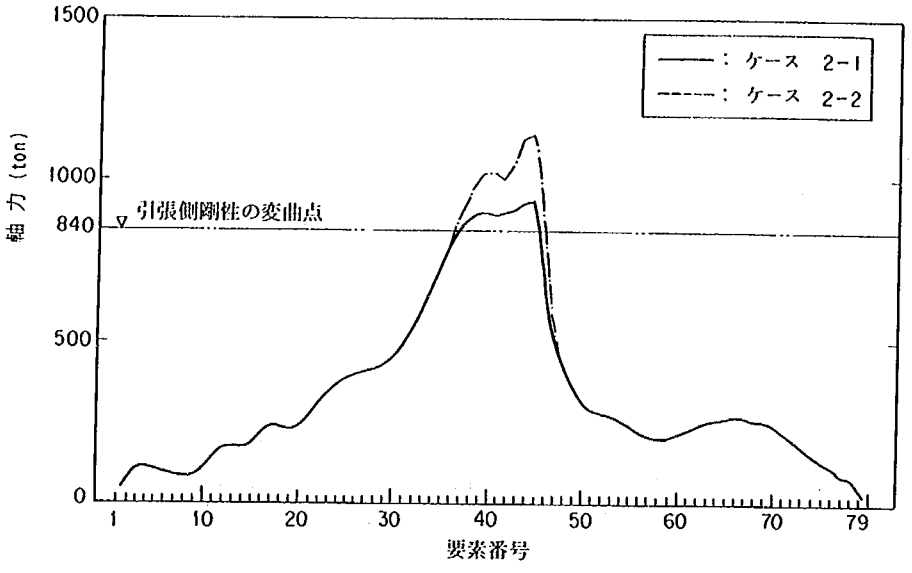


(c) ケース1－1, 2－1

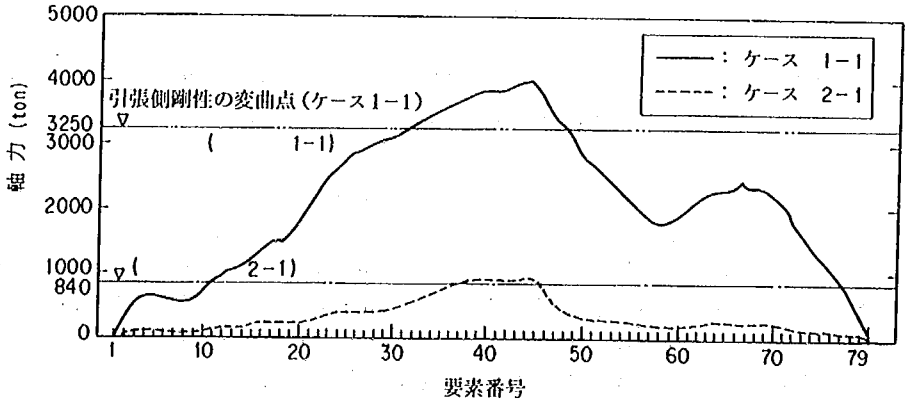
図-3・5・36 最大軸圧縮力の分布



(a) ケース 1－1, 1－2, 1－3

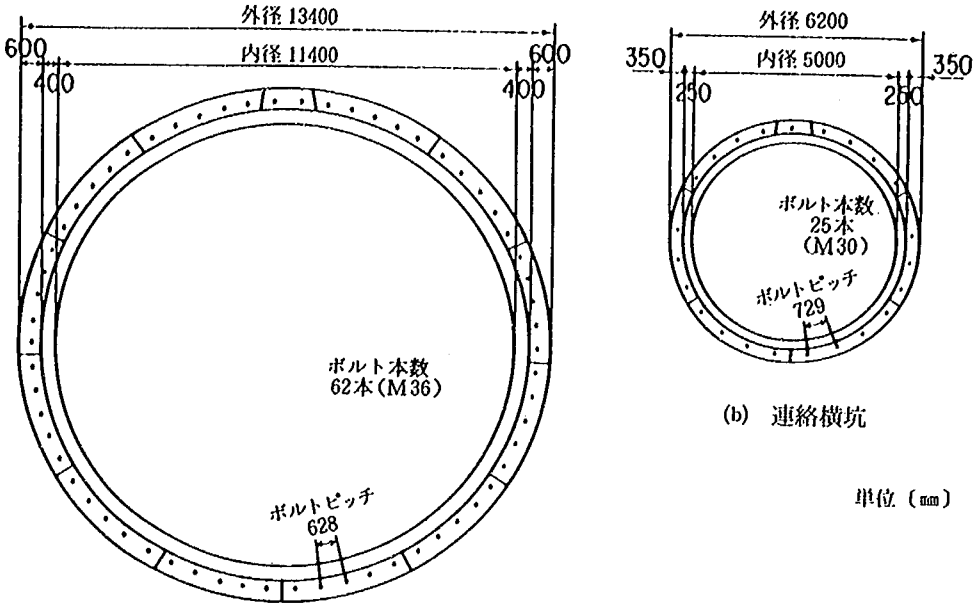


(b) ケース 2－1, 2－2



(c) ケース 1－1, 2－1

図-3·5·37　最大軸引張力の分布



(a) 本線トンネル

図-3・5・38 トンネル断面図

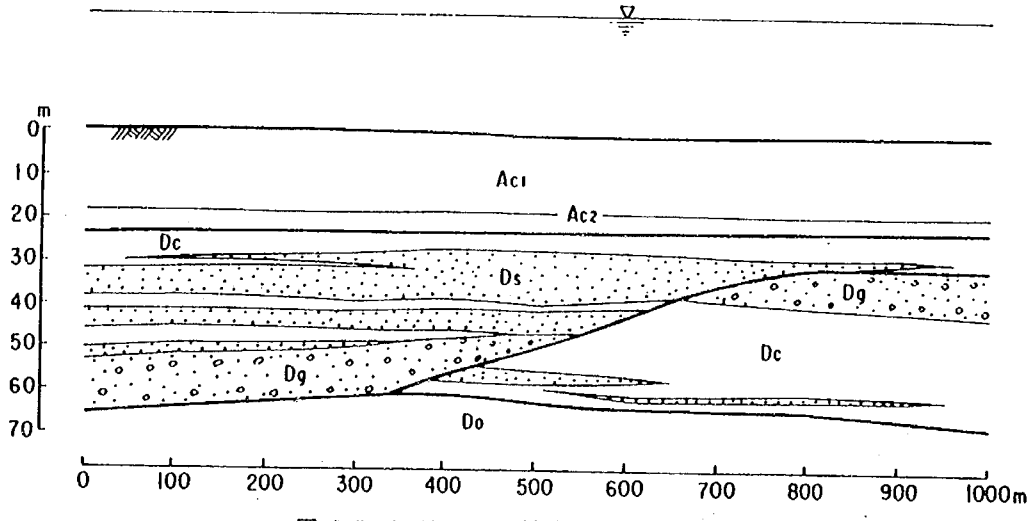


図-3・5・39 トンネル軸線に沿う地盤縦断図

本線トンネルの長手方向に沿う地盤条件は図-3・5・39に示すものを仮定した。この地盤を簡略化し，トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮した地盤モデルを示すと図-3・5・40の通りである。A_c 層は層厚25mで一様に堆積しており，D_{c1} 層と D_{c2} 層の層厚が変化するものと仮定した。ただし，トンネル軸直角方向の地盤の変化は地盤のボーリング資料が十分でないことから，任意に設定したものである。本線トンネルの中心線は海底面下25m の位置にあり，トンネル相互の間隙は26.8m とした。

(2) 地盤のモデル化

図-3・5・39に示した地盤をトンネル軸方向には27m毎に20分割，トンネル軸直角方向には26.8m 毎に11分割，計22×11＝220分割した後，個々の土柱をバネ～質点系に置換した。

(3) リング継手のモデル化

本解析では，リング継手の軸方向剛性をリング継手金具面板の曲げ剛性から算定した。ここで，リング継

手の軸方向剛性は一般に図-3・5・32に示したような非線形性を有するが，シールドトンネルの耐震設計上は引張力に対する検討が重要であるため，本解析では引張側1次剛性 K_{j1} によりリング継手の剛性を代表させることとした。

(4) 二次覆工を含むシールドトンネルの等価剛性

本解析で対象としたシールドトンネルの等価剛性の算定は3.5.3の3）に示した手法によった。すなわち，等価軸剛性の算定にあたってはセグメントとリング継手を直列バネとして，一次覆工と二次覆工を並列バネとしてモデル化することにより，また等価曲げ剛性は，圧縮側はセグメント及び二次覆工から，引張側はセグメント，リング継手及び二次覆工から評価することとした。

(5) 入力地震動

入力地震動としては，図-3・5・35に示した動的解析用入力地震動 I_2[6] を用いた。本解析では図示した60秒間の加速度波形を0.02秒刻みで使用した。また，トンネルの加振方向はトンネル軸方向及びトンネル軸直角方向とした。

(6) 解析ケース

解析ケースは，表-3・5・4に示すように連絡横坑の有無，二次覆工剛性の評価方法の違い及び連絡横坑の連結条件の違いが本線トンネルの応答に及ぼす影響に着目して，次に示す4ケースとした。

① ケース1：本線トンネルのみの応答解析
② ケース2：本線トンネルに連絡横坑が剛結されている場合の応答解析
③ ケース3：本線トンネル及び連絡横坑の二次覆工を，鉄筋のみ有効として評価した場合の応答解析
④ ケース4：本線トンネルに連絡横坑が可撓性継手を介在して設置されている場合の応答解析

各ケースにおける覆工の等価剛性及び可撓性継手の剛性は表-3・5・5に示す通りである。

表-3・5・4　解析ケース

ケース	連絡横坑の有無	本線トンネルと連絡横坑の結合方式	二次覆工剛性の評価
1	無	—	全断面有効
2	有	剛　結	全断面有効
3	有	剛　結	鉄筋のみ有効
4	有	可とう性継手有	全断面有効

3）解析結果

(1) 連絡横坑の有無の影響（ケース1，2）

本線トンネル軸方向に加振した場合に本線トンネルに生じる最大軸力及び，連絡横坑を設けたことにより新たに本線トンネルに生じる最大曲げモーメント，最大せん断力を示すとそれぞれ図-3・5・41及び図-3・5・42の通りである。これによれば，本線トンネルに生じる軸力は，連絡横坑の存在によってほとんど変化しないが，曲げモーメント及びせん断力はかなりの値が生じる。

本線トンネル軸直角方向に加振した場合に本線トンネルに生じる最大曲げモーメント及びせん断力，及び連絡横坑を設けたことにより新たに本線トンネルに生じる軸力を示すとそれぞれ図-3・5・43，図-3・5・44及び図-3・5・45の通りである。これによれば，連絡横坑を設けたことにより曲げモーメント及びせん断力は大きく増加しているが，連絡横坑の有無により断面力の分布が変化するのは連絡横坑を中心として前後160mの区間であり，その他の区間では連絡横坑の影響は認められない。また，連絡横坑の影響によって本線トンネルに生じる軸力は50tf程度であり，これは大きなものではない。

以上の結果は，併設されたシールドトンネルの耐震性を検討する上で，トンネル軸方向の地盤条件の変化を考慮するだけでは十分でなく，トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を解析モデルに反映することが重要であることを示すものである。ただし本解析では，トンネル軸直角方向の地盤条件が得られなかったために，任意に定めている。従って，断面力の絶対値についてはこうした地盤条件を十分検討した上で，再度解析を行う必要がある。

(2) 二次覆工剛性の評価方法の違いの影響（ケース2，3）

ケース2及びケース3における最大断面力を比較して示すと表-3・5・6の通りである。これによれば，ケース3における断面力は当然ながらケース2における断面力よりも小さくなり，全体としてケース2に対するケース3の断面力の比は，全断面有効とした場合の覆工剛性に対する鉄筋のみ有効とした場合の覆工剛性の比（軸剛性，曲げ剛性ともに約1/10）に近いことがわかる。ただし，二次覆工が耐震上に与える影響を検討するためには，リング継手に生じる変形をもとに用途評価していく必要がある。また，動的解析を行うにあたって，二次覆工の剛性をいかに評価するかについても，一次覆工と二次覆工の相互作用に関する実験等を

表-3・5・5 トンネル各部の等価剛性

	本線トンネル覆工の等価剛性		連絡横坑覆工の等価剛性		本線トンネル～連絡横坑間の可とう性継手剛性			備考
	$(EA)_{eq}$ [ton]	$(EI)_{eq}$ [ton・m²]	$(EA)_{eq}$ [ton]	$(EI)_{eq}$ [ton・m²]	K_X [ton/m]	K_Z [ton/m]	K_ϕ [ton・m/rad]	
ケース1	4.23×10^7	1.24×10^9	—	—	—	—	—	連絡横坑なし
ケース2	4.23×10^7	1.24×10^9	1.17×10^7	6.9×10^7	—（剛結）	—（剛結）	—（剛結）	トンネル全断面有効として剛性を算出
ケース3	3.28×10^6	1.09×10^8	9.5×10^5	6.7×10^6	—（剛結）	—（剛結）	—（剛結）	トンネル二次覆工は鉄筋のみ有効として剛性を算出
ケース4	4.23×10^7	1.24×10^9	1.17×10^7	6.9×10^7	1.17×15^5	5×10^4	6.99×10^5	継手剛性は連絡横坑剛性の1/100

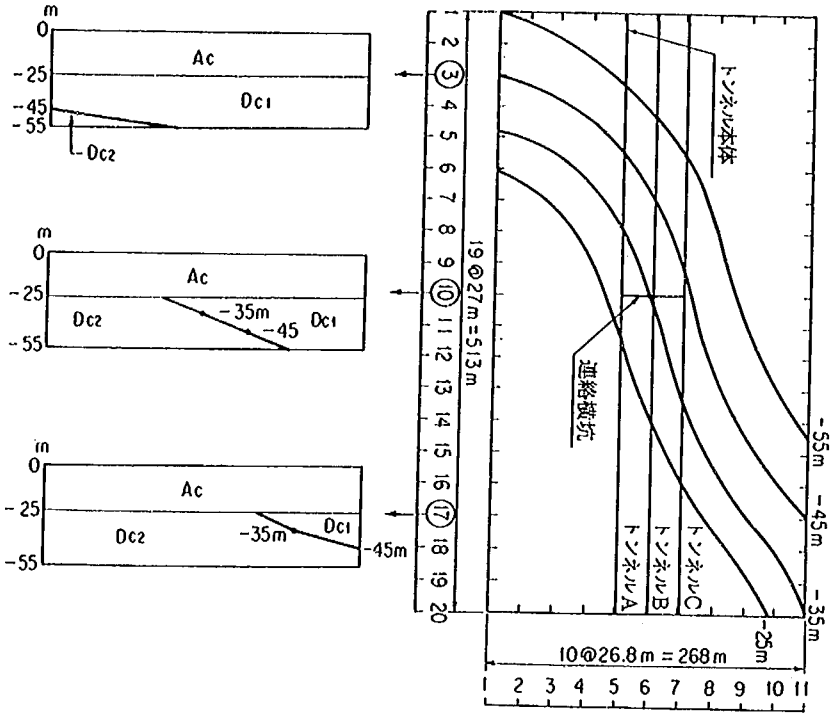


図-3・5・40 地盤条件のモデル化

行い，別途検討していく必要がある。

(3) 連絡横坑の連結条件の違いによる影響（ケース2，4）

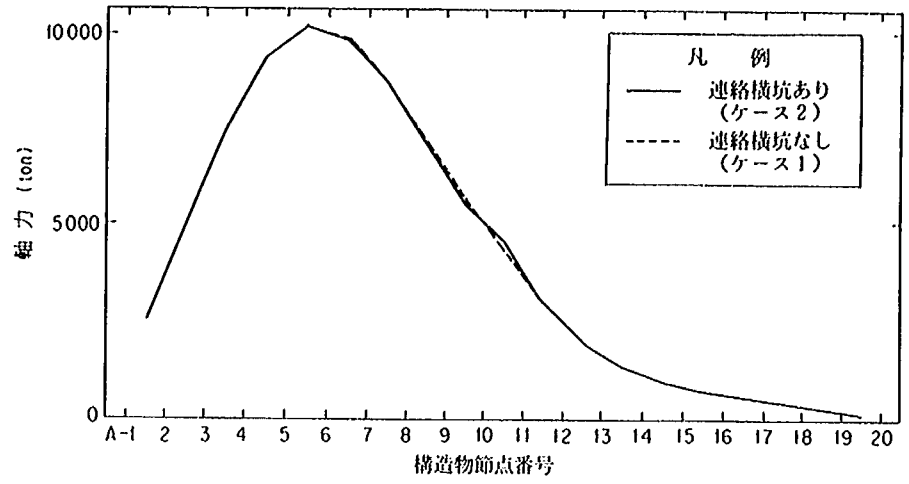
ケース2及びケース3における最大断面力を比較して示すと表-3・5・7の通りである。これによれば，本線トンネルの軸方向に加振した場合に本線トンネルに生じる軸力を除けば，他の断面力は可撓性継手を設けることにより，いずれも減少することがわかる。本線トンネルの軸方向に対する連絡横坑の存在がトンネルの軸力にほとんど影響を与えないためである。

4）まとめ

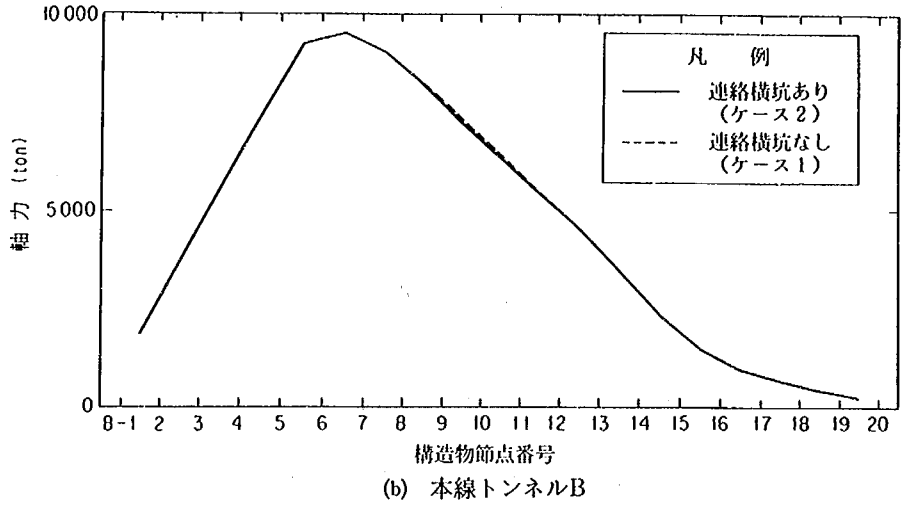
シールドトンネルが併設され，ある間隔で連絡横坑が設置される場合のトンネルの耐震性を地震応答解析により検討した。この結果，特に連絡横坑の近傍でせん断力及び曲げモーメントが増加する傾向にあることが明らかにされた。また，本線トンネルと連絡横坑との接続部に可撓性継手を設けることにより，断面力の大幅な低減が期待できることが明らかにされた。

3.5.6 まとめ

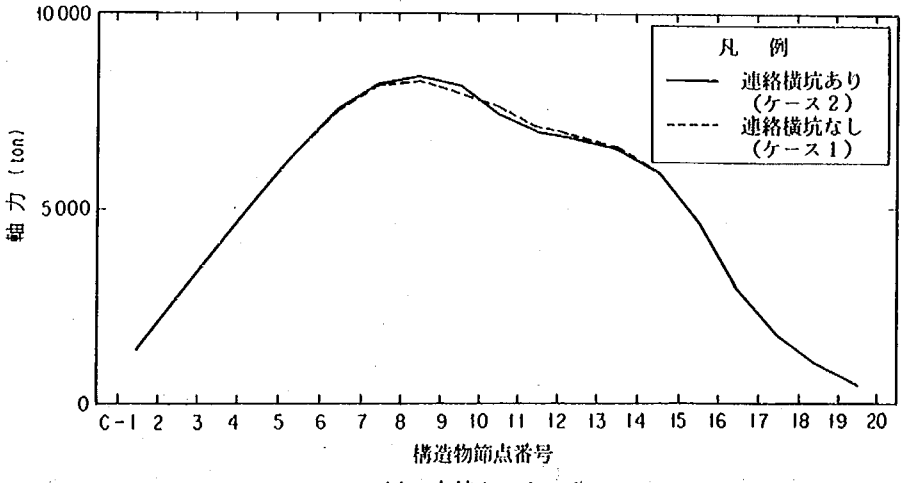
1）沈埋トンネルに用いられている応答変位法及び



(a)　本線トンネルA

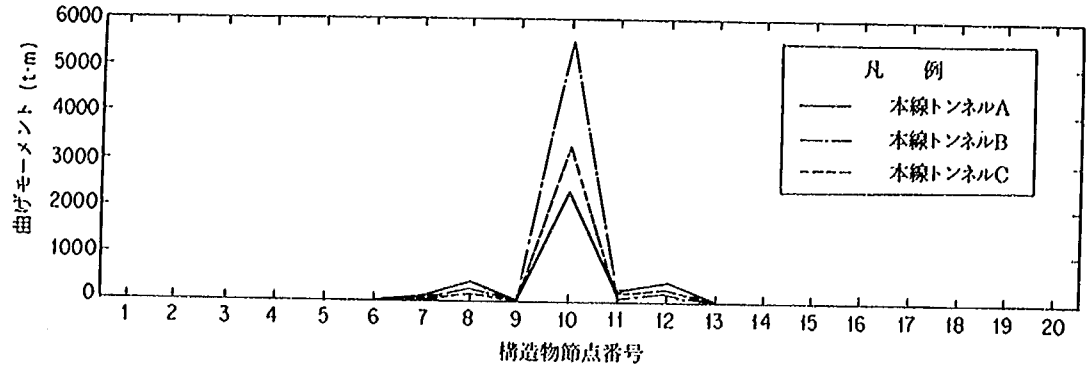


(b)　本線トンネルB

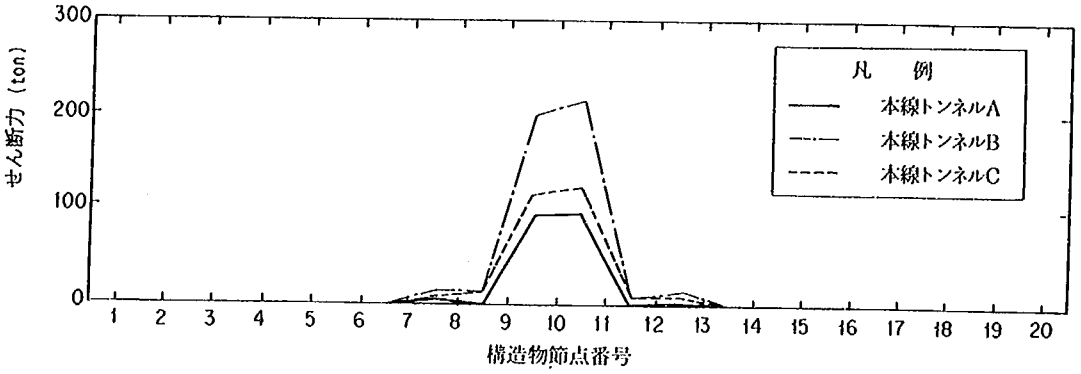


(c)　本線トンネルC

図-3・5・41　連絡横坑の有無が本線トンネルの最大軸力に与える影響(トンネル軸方向加振)



(a) 最大曲げモーメントの分布



(b) 最大せん断力の分布

図-3·5·42 連絡横坑のの存在により本線トンネルに生じる最大曲げモーメント及び最大せん断力（トンネル軸方向加振）

動的解析法を基本として，トンネル覆工を等価剛性梁にモデル化することによるシールドトンネルの耐震計算法（応答変位法，動的解析法）を開発した。

2）シールドトンネルの地震時変形特性を明らかにするため，リングを組んだ形状の模型供試体を用いて実験を行い以下の知見を得た。

① 正負交番軸力載荷実験

トンネルはリング接合面で長手方向変形を吸収し，最終的にはリング接合面でリング継手及び二次覆工鉄筋が破断することによって破壊に至る。ここに，二次覆工鉄筋が十分配筋されていれば損傷は複数のリング接合面に分散し，二次覆工鉄筋が少なければ唯一つのリング接合面に集中する。

② 正負交番曲げモーメント載荷実験

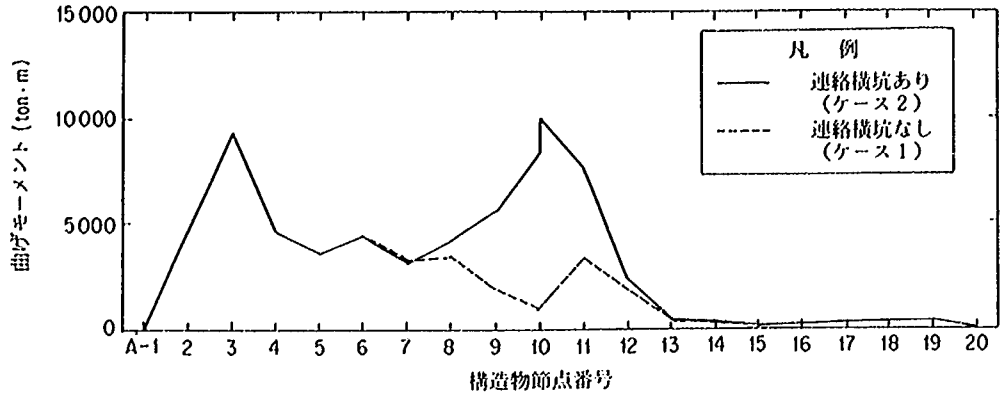
軸力が載荷される場合と同じく，曲げ変形はリング接合面で吸収され，リング継手及び二次覆工鉄筋が破断することによって破壊に至る。損傷形態が軸力載荷の場合に類似するのは，曲げ変形するトンネルの圧縮縁・引張縁では軸力が作用することになるためである。

③ 正負交番ねじり載荷実験

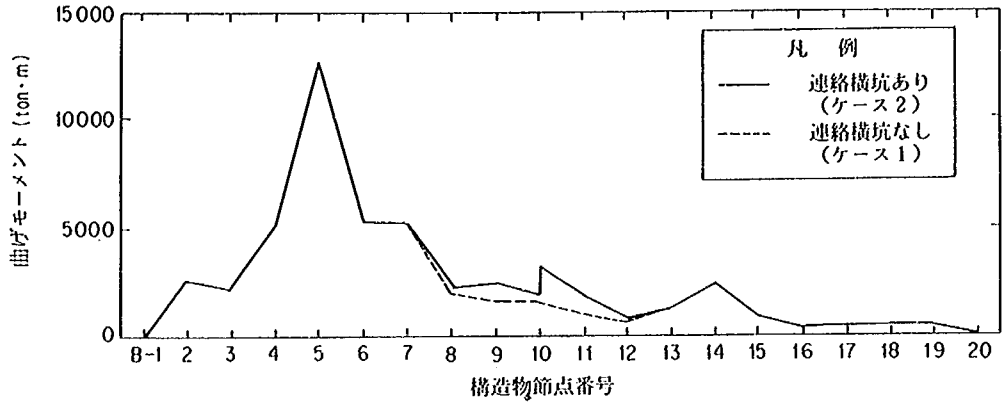
ねじり変形は，最初リング接合面が滑ることによって，継手のせん断許容変位を超えると各セグメントが回転することによって吸収される。トンネルの損傷としてセグメントのクラック，リング継手・セグメント継手の破断，二次覆工の螺旋状のクラック，二次覆工鉄筋の破断がトンネル全体にわたって生じる。

3）載荷実験結果を踏まえて，シールドトンネル覆工の構成部材であるセグメント，継手，二次覆工をそれぞれ等価バネでモデル化することによるトンネル長手方向剛性の評価方法を開発した。

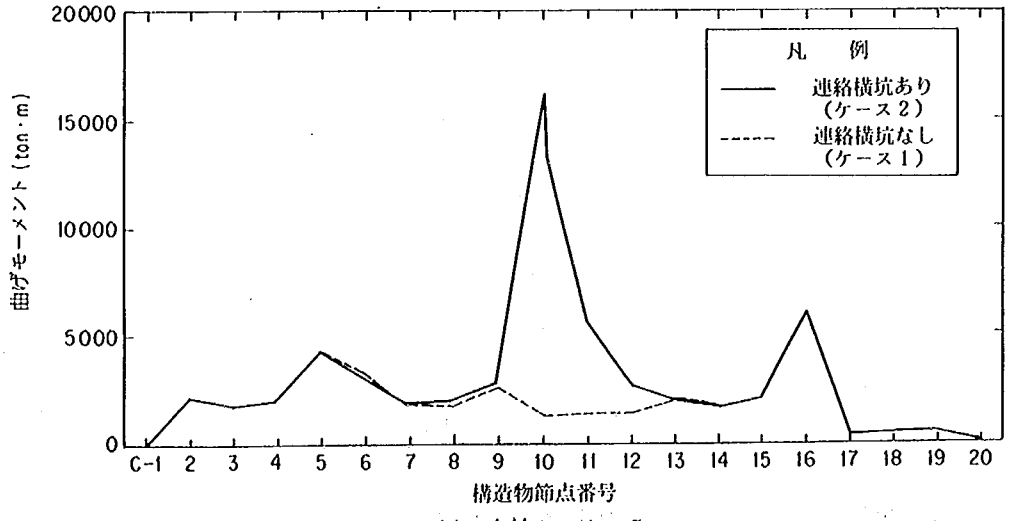
4）シールドトンネルの覆工は，引張側と圧縮側とで剛性が異なる。この非線形性がトンネルの耐震性に及ぼす影響を地震応答解析により検討した。この結果，トンネルに生じる引張応力・圧縮応力の比は引張・圧縮剛性の比と同程度となること，及び，引張応力・圧縮応力はそれぞれ引張側剛性・圧縮側剛性のみを用い



(a)　本線トンネルA

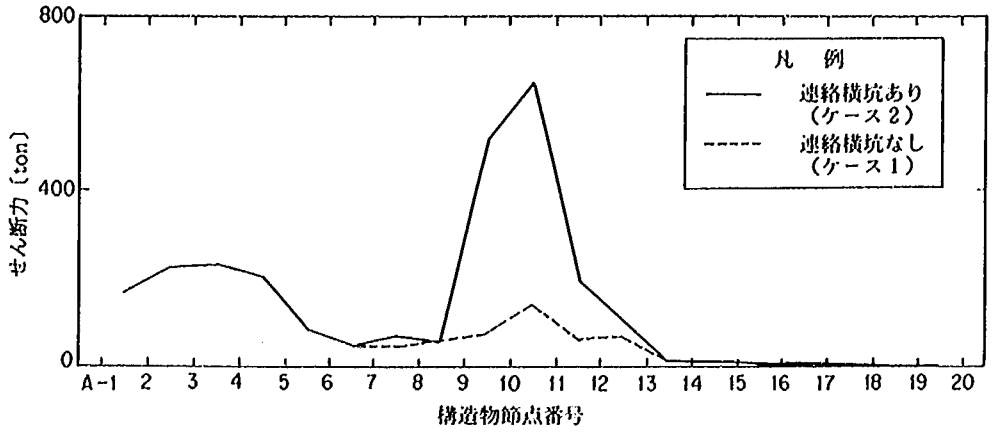


(b)　本線トンネルB

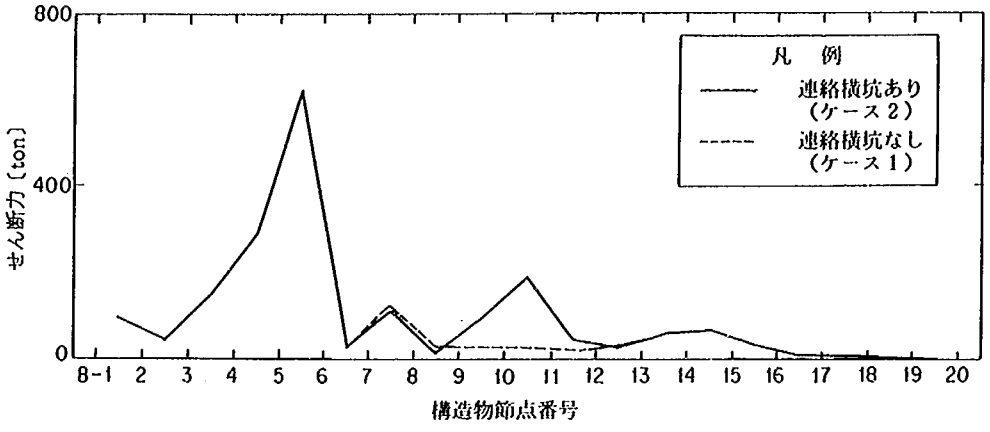


(c)　本線トンネルC

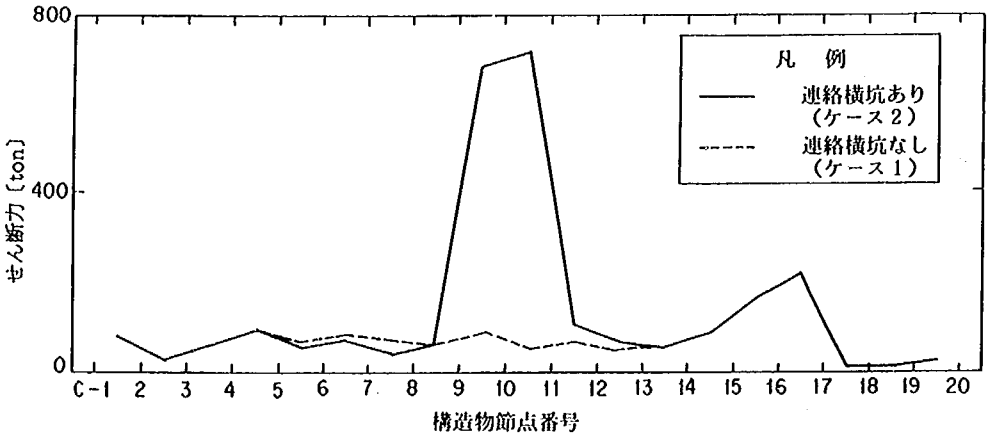
図-3・5・43　連絡横坑の有無が本線トンネル最大曲げモーメントに与える影響（トンネル軸直角方向加振）



(a) 本線トンネルA



(b) 本線トンネルB



(c) 本線トンネルC

図-3・5・44 連絡横坑の有無が本線トンネルの最大せん断力に与える影響(トンネル軸直角方向加振)

表-3・5・6 トンネルに生じる最大断面力

(a) 本線トンネル

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)
全断面有効（ケース2）	本線トンネルA	10,088	2,381	95	48	10,005	649
	本線トンネルB	9,559	5,572	214	15	12,665	633
	本線トンネルC	8,365	3,286	122	65	16,108	722
鉄筋のみ有効（ケース3）	本線トンネルA	1,200 (0.12)	232 (0.10)	11 (0.12)	2 (0.04)	1,254 (0.13)	46 (0.07)
	本線トンネルB	1,267 (0.13)	600 (0.11)	27 (0.13)	1 (0.07)	2,267 (0.18)	133 (0.21)
	本線トンネルC	864 (0.10)	380 (0.12)	17 (0.14)	3 (0.05)	733 (0.05)	33 (0.05)

注) カッコ内はケース2の断面力に対する比

(b) 連絡横坑

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)
全断面有効（ケース2）	本線トンネルA～B間	3	4,732	348	3,114	1,786	129
	本線トンネルB～C間	0.4	6,491	481	3,796	2,008	147
鉄筋のみ有効（ケース3）	本線トンネルA～B間	0.02 (0.01)	462 (0.10)	34 (0.10)	290 (0.09)	175 (0.10)	13 (0.10)
	本線トンネルB～C間	0.002 (0.05)	754 (0.12)	56 (0.12)	437 (0.12)	201 (0.10)	15 (0.10)

注) カッコ内はケース2の断面力に対する比

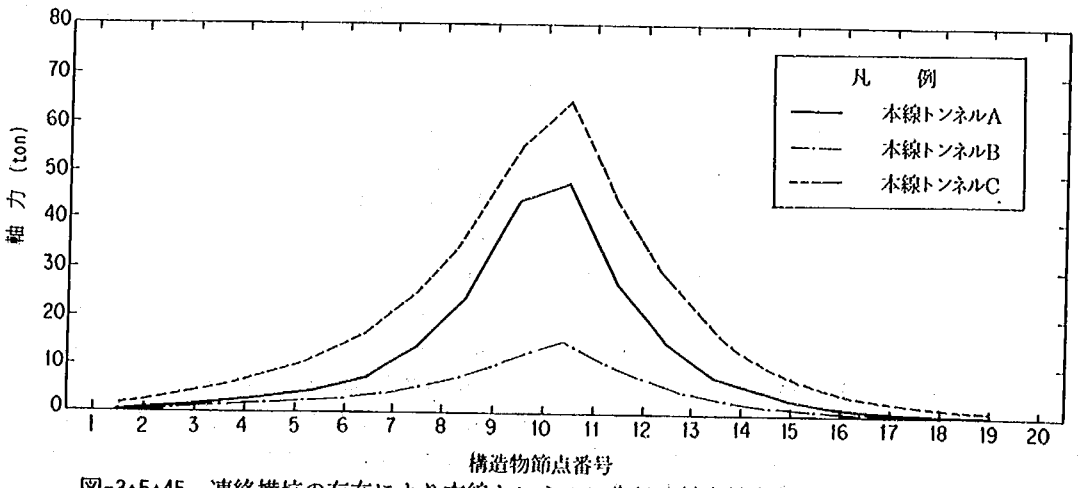


図-3・5・45 連絡横坑の存在により本線トンネルに生じる最大軸力(トンネル軸直角方向加振)

表-3・5・7 トンネルに生じる最大断面力

(a) 本線トンネル

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (t・m)	せん断力 (ton)
継手なし（ケース2）	本線トンネルA	10,088	2,381	95	48	10,005	649
	本線トンネルB	9,559	5,572	214	15	12,665	633
	本線トンネルC	8,365	3,286	122	65	16,108	722
継手あり（ケース4）	本線トンネルA	10,099 (1.00)	105 (0.04)	4 (0.04)	2 (0.04)	9,312 (0.93)	232 (0.36)
	本線トンネルB	9,571 (1.00)	251 (0.05)	10 (0.05)	1 (0.07)	12,665 (1.00)	633 (1.00)
	本線トンネルC	8,263 (0.99)	147 (0.05)	5 (0.04)	3 (0.05)	6,069 (0.38)	218 (0.30)

注) カッコ内はケース2の断面力に対する比

(b) 道路横坑

		本線トンネルの軸方向に加振			本線トンネルの軸直角方向に加振		
		軸力 (ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)	軸力 (ton)	曲げモーメント (ton・m)	せん断力 (ton)
継手なし（ケース2）	本線トンネルA～B間	3	4,732	348	3,114	1,786	129
	本線トンネルB～C間	0.4	6,491	481	3,796	2,008	147
継手あり（ケース4）	本線トンネルA～B間	0.02 (0.01)	208 (0.04)	15 (0.04)	430 (0.14)	86 (0.05)	6 (0.05)
	本線トンネルB～C間	0.008 (0.02)	290 (0.04)	22 (0.05)	630 (0.17)	94 (0.05)	7 (0.05)

注) カッコ内はケース2の断面力に対する比

た線形解析から評価できることが明らかにされた。

5) シールドトンネルが併設され，ある間隔で連絡横坑が設置される場合のトンネルの耐震性を地震応答解析によって検討した。この結果，特に連絡横坑の近傍でせん断力及び曲げモーメントが増加する傾向にあることが明らかにされた。また，本線トンネルと連絡横坑との接続部に可撓性継手を設けることによる断面力の変化を検討した結果，上記断面力の低減を十分期待できることがわかった。

参考文献

1) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究—(その1) シールドセグメントの等価剛性の評価及び応答変位の適用，土木研究所資料第2262号，昭和60年10月

2) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究—(その2) 覆工の軸剛性の非線形性を考慮したシールドトンネルの動的応答解析，土木研究所資料第2277号，昭和60年12月

3) 川島一彦・杉田秀樹・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究—(その5)軸方向正負交番荷重を受けるシールドトンネル模型の載荷実験，土木研究所資料第2649号，昭和63年7月

4) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：連接したRCシールドセグメントの載荷実験，土木学会第42回年次学術講演会，昭和62年9月

5) 川島一彦・大日方尚巳・志波由紀夫・加納尚史：

シールドトンネルの耐震性に関する研究--(その3)鉄筋コンクリートシールドセグメントの載荷実験，土木研究所資料第2381号，昭和61年4月
6) 荒川直士・川島一彦：動的解析用入力地震動の設定法，土木研究所資料第2120号，昭和59年3月
7) 川島一彦・大日方尚巳・加納尚史：シールドトンネルの耐震性に関する研究一(その4)トンネル軸直角方向の地盤条件の変化を考慮した併設シールドトンネルの地震応答解析，土木研究所資料第2496号，昭和62年2月

4．橋梁に関する研究
4.1　連続箱桁橋の耐風性

横山功 ---* by Koichi YOKOYAMA
日下部毅明** Takaaki KUSAKABE

細　目

4．橋梁に関する研究……（1）
4.1 連続箱桁橋の耐風性 ……（1）
4.1.1 概　説 ……（1）
4.1.2 変断面箱桁橋の対風応答特性 ……（1）
1）調査概要……（1）
2）設計風速……（2）
3）バネ支持実験……（2）
4）タウト模型実験……（7）
4.1.3 自然風の影響 ……（10）
1）乱流の特性……（10）
2）実験ケース……（12）
3）実験結果……（12）
4.1.4 耐風安定性についての評価 ……（12）
1）許容振幅の検討……（12）
2）考　察……（15）
4.1.5 まとめ ……（17）

4．橋梁に関する研究
4.1　連続箱桁橋の耐風性

4.1.1　概　説

東京湾横断道路では，副航路部に長大箱桁橋が計画されている。一般に，箱桁橋は剛性が十分大きく，優れた耐風性を有している。しかし，本橋のように最大支間長が250mに達するような箱桁橋では固有振動数が斜張橋と同程度となるため耐風性に関する検討が必要と判断された。こうして東京湾横断道路橋梁部長大連続箱桁橋の耐風性の検証を目的として，本調査が実施された。

調査は昭和59年度および60年度の2年間実施された。昭和59年度の調査は，バネ支持実験および三分力試験を行った。バネ支持実験では，本橋が変断面であるため桁高を3段階に変化させ，ストリップ理論を用いて全橋の応答を推定した。三分力試験は空気力係数を測定したものである。一方，昭和60年度の調査では，タウト模型実験を行った。これは2つの目的を持っており，一つは，実橋の断面の変化を厳密に相似したタウト模型を用いることによって，前年度のストリップ理論より精度の高い耐風性の検討を行うこと。今一つは，架設地点の気流とできる限り相似させた気流を用いた実験を行い，実橋で起こり得る挙動を調査することである。

以上の結果，一様流中では疲労を考慮して求めた許容振幅をはるかに上回る渦励振が発現したが，架設地点の気流に近い特性を有する乱流中では渦励振の振幅はかなり減少し，許容振幅に達しないことが明らかになった。また発散振動に対しても安全であるとされた。

なお，今後の課題としては渦励振振幅が許容振幅を下回ったものの，使用性を考慮した場合に幾分大きめと考えられたため，その対策の必要性を考えることがあげられる。

4.1.2　変断面箱桁橋の対風応答特性

1）調査概要

ここではまず本橋の安全性を照査すべき設計風速を考察した。次いでバネ支持実験および一様流中で行われたタウト模型実験の結果により，本橋が有する対風応答特性を示す。一般に橋梁の耐風性は，自然風の影響を十分に考慮して判断されるべきものであるが，規則的な振動の発現を促す一様流中で，その断面の持つ基本的な対風応答特性を把握することは，その橋梁の耐風性の評価の出発点となる。

＊構造橋梁部構造研究室長
＊＊構造橋梁部構造研究室研究員

調査橋梁は橋軸方向に変断面構成となっている。空気力は断面形状により異なるため，全橋の耐風性は橋桁のそれぞれの位置に働く空気力が全体にどのような重みで作用するかによって決定される。したがって全橋の対風応答特性を把握するための風洞実験も断面形状の変化の影響を考慮出来るようにする必要がある。このためバネ支持実験では連続的に変化する断面形状を3段階に変化するものと捉え，それぞれの断面に関して得られた成果からストリップ理論によって全体を推定した。一方タウト模型では断面の変化をそのまま再現でき，直接的な評価ができる。したがってタウト模型実験の結果をストリップ理論による推定と比較し，全橋の対風応答特性についての推定の精度をより高めた。

調査橋梁の中央支間および支点上における設計断面を図-4・1・1に示す。

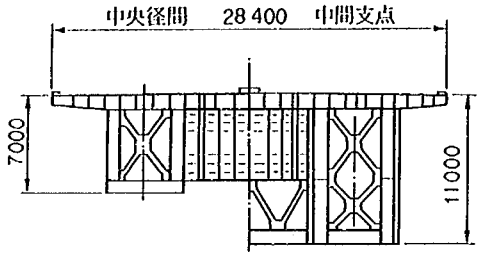


図-4・1・1　設計断面

2）設計風速

設計風速 V_D は，架橋地点における設計基本風速 V_{10} に風の空間的時間的変動を考慮した適切な補正を施したもので，V_D 以下の風速において有害な応答がなければ，その橋梁は，風に対する十分な安全性を備えていると判断できる。設計基本風速 V_{10} は，高度10mでの10分間平均風速が用いられる。東京湾横断道路が計画されている東京湾湾央部での風の性質は，湾岸部のものとかなりの相違があるとみられるため，湾中央部付近に位置する京葉シーバースに設置された風速計によって得られたデータと横浜地方気象台でのデータから湾岸部と湾央部との風速の比を求め，横浜での設計基本風速に乗じることによって，架橋地点の設計基本風速が求められた[1]。その結果，設計基本風速は，49m/sとなった。この基本風速に高度の補正や橋梁の水平長の補正[2]を行った結果，設計風速は66.0m/sとなった。

3）バネ支持実験

(1)　実験条件および実験手法

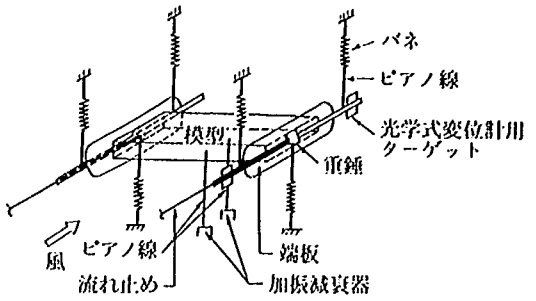


図-4・1・2　バネ支持実験方法

模型は2次元剛体模型であり，図-4・1・2に示すように6本のコイルバネで支持した。実験では風速および迎角を変化させて設定し各ケース毎に模型の挙動を測定した。使用した気流は乱れのほとんど無い一様流であり，風速の測定はピトー管とマノメータを用いて行った。

ところで模型の支持方法には，模型の鉛直振動およびねじれ振動のいずれか一方を許す1自由度支持と両者を許す2自由度支持がある。この自由度を決定するにあたっては，実橋で問題となる可能性のある現象を推定する必要がある。そこで本橋の振動数を見ると，鉛直たわみ最低次固有振動数が0.33Hzであるのに対し，ねじれ最低次固有振動数は1.52Hzであった。既存の風洞実験に関する資料を参考に，たわみの渦励振の発現風速を15m/s程度と仮定すると，ねじれの渦励振発現風速は69m/sとなり渦励振の発現風速としては十分に高い。したがって本橋ではねじれの渦励振は問題とならないと推定され，支持方法としては鉛直たわみ振動のみに着目した1自由度支持とした。

模型の挙動は2台の光学式変位計を用いて測定し，データレコーダおよびペン書きオシログラフに記録した。

模型は幾何学的相似の他に次の3つの無次元量が実橋と一致するように設計された。

$$\frac{M}{\rho B^2},\ \frac{V}{f_h B},\ \delta_h$$

ここに

M：単位長さあたりの質量
ρ：空気密度
B：構造物の代表長さ
V：風速
f_h：鉛直たわみの振動数
δ_h：橋梁の対数減衰率

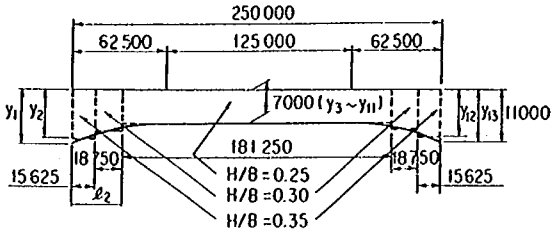
以上の相似条件より導かれた実験条件を表-4・1・1に示す。

表-4・1・1　実験条件

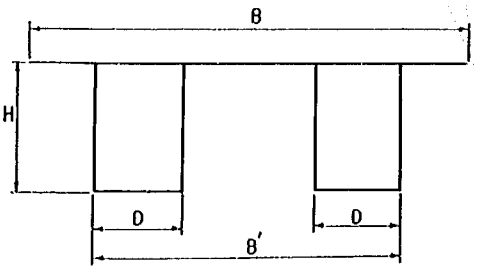
	実　橋	模型所要値	実 験 値
縮　　尺	------	1/94.7	1/94.7
重　　量	23.2t/m	2.54kgf	4.31kgf
支 持 方 法	------	鉛直たわみ 1自由度	鉛直たわみ 1自由度
鉛直たわみ振動数	0.33	------	2.97
無風時減衰率	------	0.020	0.012
風 速 倍 率	------	------	10.5

(2)　実験ケース

今回の実験対象とした橋梁計画案は先に述べたように主径間長が250mの変断面連続箱桁橋である。2次元バネ支持実験では橋軸方向のある特定の断面の対風応答特性だけが確認されるので，橋梁を図-4・1・3(a)の様に5分割し3種類の断面についてバネ支持実験を行った。図中のパラメータは図-4・1・3(b)に示す定義による。すなわちBは全桁幅であり，実橋では28.4mである。またHは桁幅であり，7m，8.5m，11mの3つを代表とした。実験は3種類の模型に対して迎角を0°，±5°の3段階に設定して行った。迎角は図-4・1・4に示す様に，吹き上げの風を＋とする。



(a)　桁高の遷移と桁高比（H/D）の決定



(b)　模型の断面のパラメータ

図-4・1・3　桁断面のモデル化

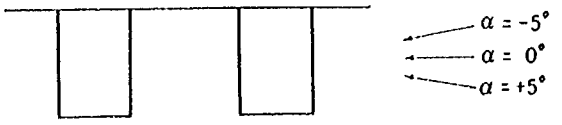


図-4・1・4　迎角の定義

(3)　実験結果

実験結果を図-4・1・5から図-4・1・7に示す。各図は風速と振動振幅との関係（以下V—A図と略称する）を示したものである。まず桁高比H/B＝0.25の場合（図-4・1・5）には，風速13m/sから約20m/sにかけて渦励振が発現している。この渦励振の振幅は迎角が＋5°（△印）→0°（○印）→－5°（□印）と正から負へ遷移するのに従い減少する。また発散的な鉛直曲げ振動であるギャロッピングの発現も観測された。ギャロッピングは，迎角0°の場合は風速が約50m/sに達すると発現し（○印），迎角＋5°のときは風速85m/s付近から発現する（△印）。なお，迎角－5°ではギャロッピングは発現しない。桁高比H/B＝0.30（図-4・1・6）および0.35（図-4・1・7）の場合もH/B＝0.25の場合と同じ風速域で発現する渦励振がみられるが，迎角によっては風速10m/s弱のところで小振幅の渦励振が発現している（図-4・1・6の○，□印および図-4・1・7の□印）。ギャロッピングは迎角0°および迎角＋5°ではほぼ同風速から発現し，H/B＝0.3の場合は40m/s，H/B＝0.35の場合は35m/s前後で発現する。ところで，H/B＝0.25の断面については，ギャロッピング発現風速と迎角の関係をより明確に把握するため，確認実験として迎角＋3°の追加実験を行ったが，約65m/sでギャロッピングが発現し，0°から迎角が大きくなるに従い，ギャロッピング発現風速が単調増加する傾向が確かめられた。

(4)　全橋の対風応答特性の考察

①　ストリップ理論

調査概要で述べたように，今回の実験では桁高を3段階に変化させ全体の応答を推定する。以下にその手法について説明する。

桁の端部から，橋軸に沿ってX軸をとると，任意の着目点の鉛直たわみ変位y(x, t)は，鉛直たわみ1次モードの固有振動モードΦ(x)と基準座標q(t)を用いて次の式で与えられる。

$$y(x,t)=q(t)\Phi(x) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.1)$$

式(4.1.1)を分布質量がm(x)であるような線形系構造物の運動方程式に代入すると，基準関数q(t)の運動

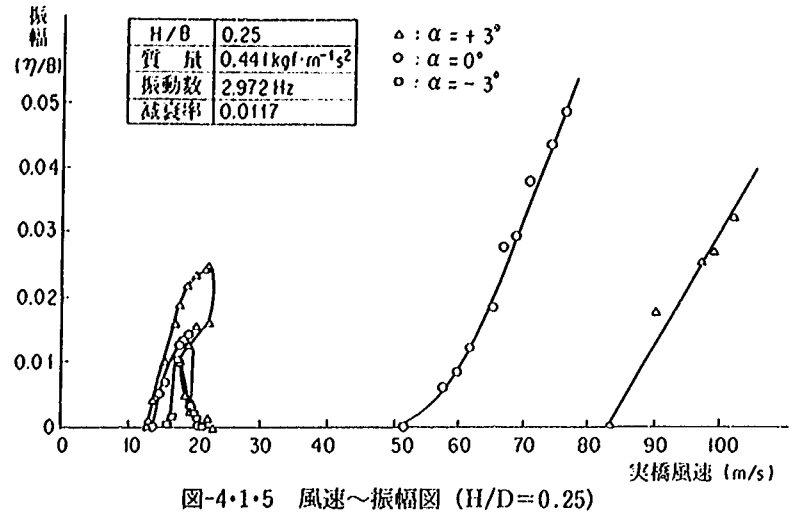


図-4・1・5 風速～振幅図 (H/D=0.25)

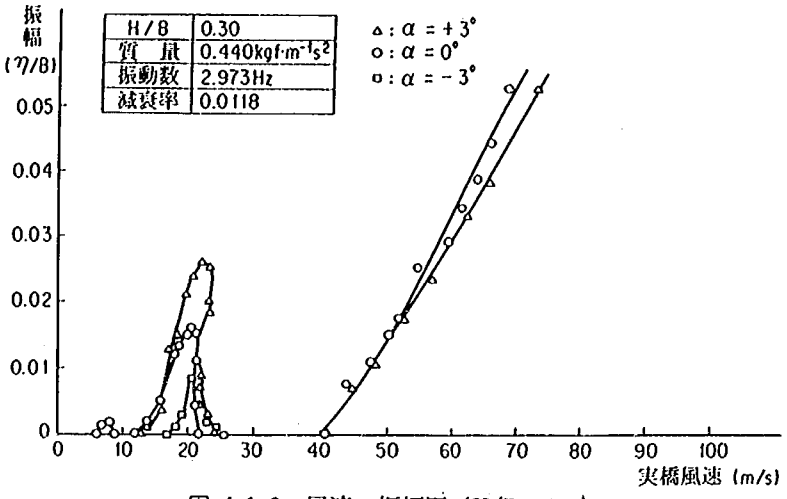


図-4・1・6 風速～振幅図 (H/D=0.3)

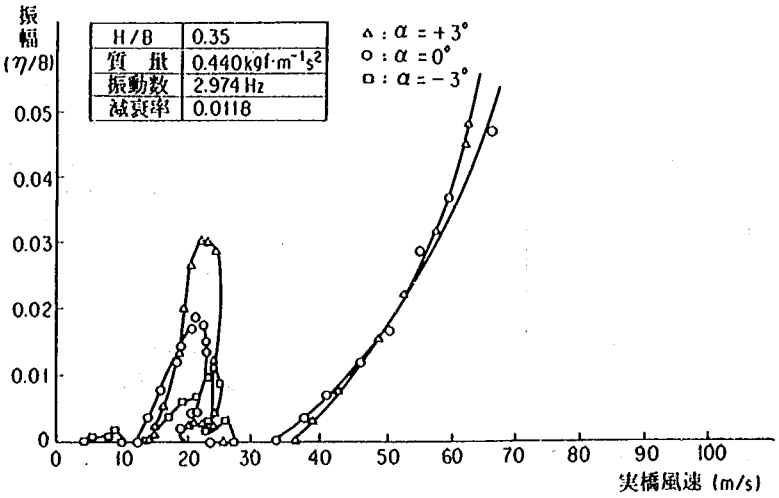


図-4・1・7 風速～振幅図 (H/B=0.35)

方程式は次のようになる。

$$\ddot{q}+2h_0\omega_0\dot{q}_0+\omega_0^2q=\frac{Q(t)}{M} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.1.2)$$

ここに

$Q(t)=\int p(x,t)\Phi(x)dx$　(一般化外力) … (4.1.3)

$M=\int m(x,t)\Phi^2(x)dx$　(一般化質量) … (4.1.4)

ω_0；鉛直たわみ1次モードの固有円振動数

h_0；鉛直たわみ1次モードの無風時減衰

t；時間

$p(x,t)$；単位長さ当りの変動空気力

今回の解析では，渦励振を自励振動的な振動であるとして変動空気力 $p(x,t)$ を次のように仮定する。

$$p(x,t)=\frac{1}{2}\rho U^2BC(x,y)\frac{y(x,t)}{U} \quad \cdots\cdots\cdots (4.1.5)$$

ここに

ρ；空気密度

U；風速

B；橋桁幅員

$C(x,y)$；空気力係数

式 (4.1.5) を式 (4.1.2) 代入し，ρ，B，U を全橋にわたって同一とすれば，

$$\ddot{q}+\left(2h_0\omega_0-\frac{\frac{1}{2}\rho UB\int\Phi^2(x)C(x,y)dx}{\int m(x)\Phi^2(x)dx}\right)\dot{q}+\omega_0^2q=0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.1.6)$$

式 (4.1.6) より通風時の減衰比 h は次式で与えられる。

$$2h\omega_0=2h_0\omega_0-\frac{\frac{1}{2}\rho UB\int\Phi^2(x)C(x,y)dx}{\int m(x)\Phi^2(x)dx} \quad (4.1.7)$$

また，$\omega=2\pi f$，$\delta=2\pi h$ であるから，これを式(4.1.7)に代入すると

$$\delta=\delta_0-\frac{\rho UB\int\Phi^2(x)C(x)dx}{4f\int m(x)\Phi^2(x)dx} \quad \cdots\cdots\cdots (4.1.8)$$

橋梁を2次元構造物として取り扱うときは，$\Phi=1$ となり $m(x)=m_0$ となるので式 (4.1.8) は式 (4.1.9) のようになる。

$$\delta(y)=\delta_0-\frac{\rho UBC(y)}{4m_0f} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.1.9)$$

$$\therefore C(y)=\frac{4m_0}{\rho B^2}\left(\frac{f\cdot B}{U}\right)(\delta_0-\delta(y)) \quad \cdots\cdots (4.1.10)$$

ここで，鉛直たわみ1次モードの固有振動モード $\Phi(x)$ を正弦関数で近似できるとし，次のように仮定する。

$$\Phi(x)=\sin\frac{\pi x}{\ell} \quad (\ell\text{ はスパン長}) \cdots\cdots (4.1.11)$$

また，橋軸方向の質量分布を一定と見なし，$m(x)=m_0$ とおくと一般化質量 M は

$$M=\int_0^{\ell}m(x)\Phi^2(x)dx=\frac{\ell}{2}m_0 \quad \cdots\cdots\cdots (4.1.12)$$

図-4・1・3に示したように，橋軸方向に桁を5分割し，各々に作用する空気力を3種類の断面に働く空気力で代表させているので，振幅の推定に用いる空気力係数も3種類存在する。桁高比 H/B をそれぞれ0.35，0.30，0.25で代表させた部分の空気力係数を $C_1(y)$，$C_2(y)$，$C_3(y)$ とすると

$$\begin{aligned}\int\Phi^2(x)C(x,y)dx&=\int C_1(x,y)\sin^2\frac{\pi x}{\ell}dx\\&=2C_1(y_1)\int_0^{\ell_1}\sin^2\frac{\pi x}{\ell}dx\\&\quad+2C_2(y_2)\int_{\ell_1}^{\ell_2}\sin^2\frac{\pi x}{\ell}dx\\&\quad+\sum_{i=3}^{11}C_3(y_i)\int_{\ell_{i-1}}^{\ell_i}\sin^2\frac{\pi x}{\ell}dx \qquad (4.1.13)\end{aligned}$$

y_1，y_{13} は H/B＝0.35の断面に代表されるもので図-4・1・3より $l_1=15,625$mm，y_1，y_{13} は当該部分の中央点でのモードとした。同様に y_2，y_{12} は H/B＝0.30の断面に代表され $l_2=15,625+18,750=34,375$mm である。H/B＝0.25の部分については9分割した。

② 渦励振振動

①に示した手法に従い，V－A－δ 表(すなわち，風速，振幅と減衰率との関係を表す。)を作成し，それに従い，全橋での応答を求めた。図-4・1・8～図-4・1・10に解析結果を示した。三次元効果のため，いずれの迎角に於いても2次元実験での最大振幅に比べ，10%から45%程度，全橋応答の方が大きくなっている。

発振風速は，いずれの迎角においても H/B＝0.25の断面での応答とほぼ等しく，この断面の応答が，全橋応答に占める比重はかなり大きいと言える。最大振幅は－5°→0°→＋5°と迎角が大きくなるに従って増大する。最大振幅の値は，迎角－5°において無次元片振幅で，0.015（実橋換算43cm)，迎角0°において

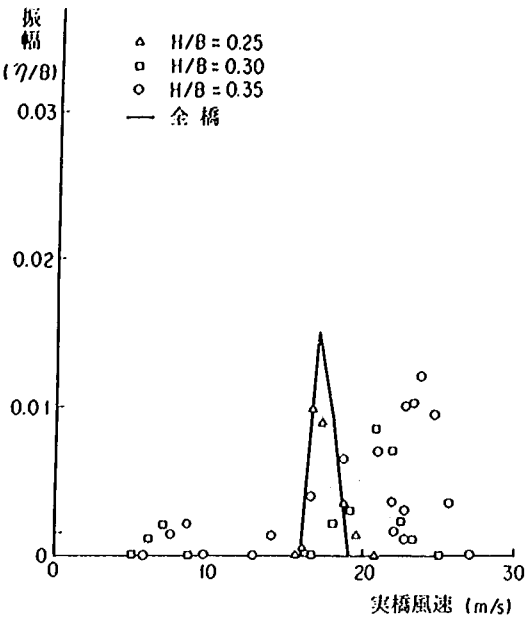


図-4・1・8 全橋の渦励振応答 ($\alpha=-5°$)

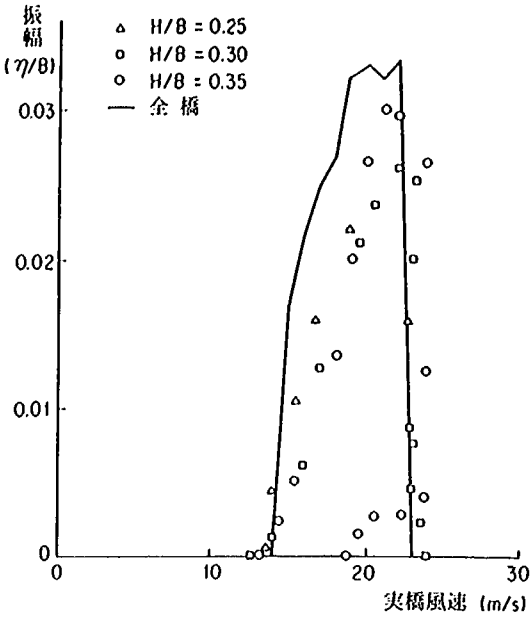


図-4・1・10 全橋の渦励振応答 ($\alpha=+5°$)

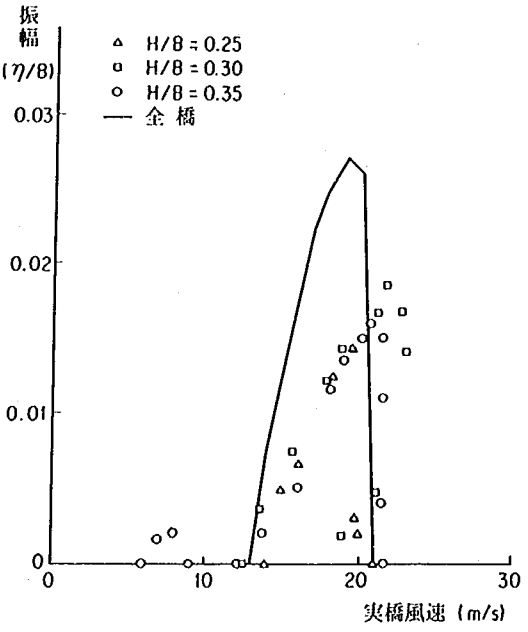


図-4・1・9 全橋の渦励振応答 ($\alpha=0°$)

表-4・1・2 全橋の渦励振特性

迎角 (deg)	−5	0	+5
無次元片振幅	0.015	0.027	0.033
実橋振幅 (cm)	43	77	94
発振風域 (最大振幅を与える風速)	16~19(m/s) (17m/s)	13~21(m/s) (19m/s)	14~23(m/s) (20, 22m/s)

0.027 (実橋換算77cm)，迎角＋5°において0.033 (実橋換算94cm) となる。これら渦励振に関する諸解析結果については，表-4・1・2に示した。

③ ギャロッピングの特性

(3)で述べたように，迎角−5°ではギャロッピングは発現しないため，迎角0°，および迎角＋5°の場合に限り全橋応答特性を求めた。

図-4・1・11，12に H/B=0.25の断面の限界風速付近における各断面の A−δ をそれぞれ迎角0°および＋5°の場合に関して示した。

図-4・1・11，12中の近似曲線は，最小自乗法により求められたもので式を以下に示す。

迎角0°

H/B=0.25 $\mathrm{Ln}\delta=-0.3362y-0.0589$

H/B=0.30 $\mathrm{Ln}(-\delta)=0.4968y-2.5243$

H/B=0.35 $\mathrm{Ln}(-\delta)=-0.6842y-0.5387$

迎角5°

H/B=0.25 $\mathrm{Ln}\delta=-0.0484y-0.1215$

H/B=0.30 $\mathrm{Ln}(-\delta)=-0.4624y+0.6530$

H/B=0.35 $\mathrm{Ln}(-\delta)=-0.0309y-0.5212$

但し，y は，模型の片振幅 (mm) である。

以上の式を用いて，解析を行った結果を表-4・1・3に示す。表-4・1・3によると，実橋振幅19cm に於いて対数減衰率が0.5~0.7程度とたいへん大きく，従って19cm

表-4・1・3　解析を実施した風速での対数減衰率

迎　角	実橋風速	実橋振幅	対数減衰率
0°	約50m/s	19cm	0.509
5°	約60m/s	19cm	0.747

以下の振幅に於いても充分に減衰が大きいと予想される。迎角0°では50m/s以下，迎角5°では60m/s以下に於いてギャロッピングと見られる振動が，H/B=0.30，0.35といった桁高の大きい断面では既に発達し始めているが，H/B=0.25断面の強い正の減衰に妨げられ，振動は現れないことになる。

高風速域ではH/B=0.25断面の特性の全体に及ぼす影響が強く，ギャロッピングの限界風速は，H/B=0.25断面のものに等しいとしてよいと考えられる。

④　全橋応答のまとめ

6.4.2および6.4.3で得られた結果を図-4・1・13に示した。

⑤　バネ支持実験とまとめ

バネ支持実験によって明らかになった項目を以下に記す。

(1)　渦励振について

バネ支持試験を実施した全ての断面において渦励振が発現したが，その後振動モード解析を行い，全橋での応答を解析した結果，迎角－5°，0°，＋5°いずれの迎角においても渦励振が発現し，その最大振幅は実橋換算で各々43cm，77cm，94cmと予想され，振幅が最大となる風速は各々17m/s，19m/s，20～22cm/sとなる。

(2)　ギャロッピングについて

三断面いずれにおいても迎角－5°ではギャロッピングは見られず，従って全橋でも発現しない。迎角0°，＋5°ではH/B=0.25断面の特性にほぼ等しいと考えられ，迎角0°では風速50m/s以下，迎角5°では風速60m/s以下ではギャロッピングは発現しない。

4）タウト模型実験

(1)　実験条件と実験手法

図-4・1・14にタウト模型の概念図を，図-4・1・15に実験に使用したタウト模型の模型図を示した。模型は，15個のセグメントから構成されており，各々のセグメントは，橋軸方向に張り渡された2本のピアノ線によって支持されている。セグメントとピアノ線は，2点で締結されているが，セグメントによるピアノ線の変形の拘束が生じないように製作された。模型の鉛直

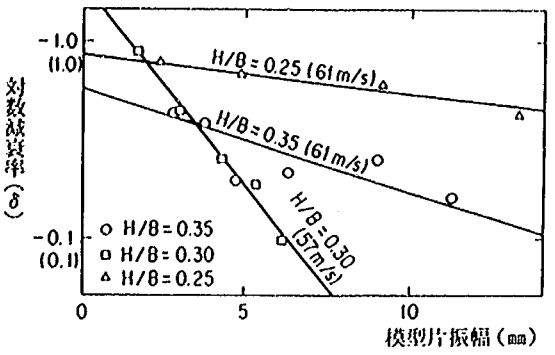


図-4・1・11　限界風速付近のA－δ図（迎角5°）

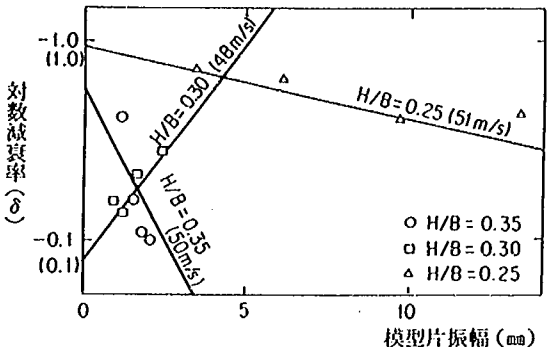


図-4・1・12　限界風速付近のA－δ図（迎角0°）

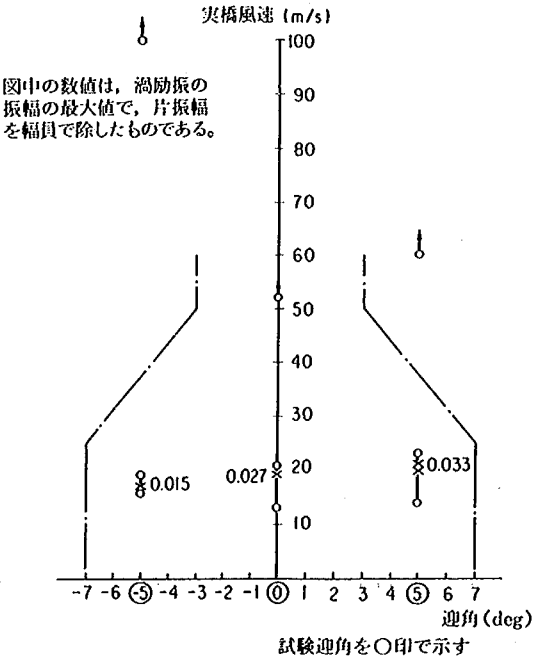


図-4・1・13　風速－迎角曲線（全橋応答）

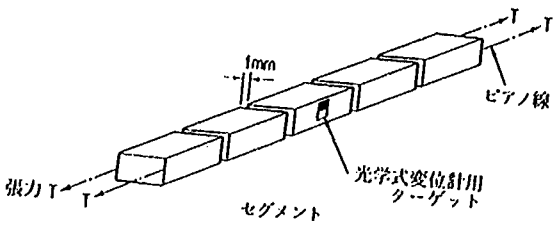


図-4・1・14 タウト模型概念図

たわみモードの固有振動数は，ピアノ線の張力の1/2乗に比例するので，固有振動数の調節は模型支持台のプーリーを介してピアノ線を風洞床下に導き，錘の重量を変えることによって調節することができる。

模型が実橋と相似であるために満たすべき条件は，バネ支持実験と同じ3つの無次元量を実橋と模型とで一致させることである。相似条件から導かれた実験条件を表-4・1・4に示す。また模型の固有振動形状が正弦曲線になることを検証し模型の適合性も検証した。

(2) 実験ケース

実験ケースを表-4・1・5に示す。タウト模型実験では

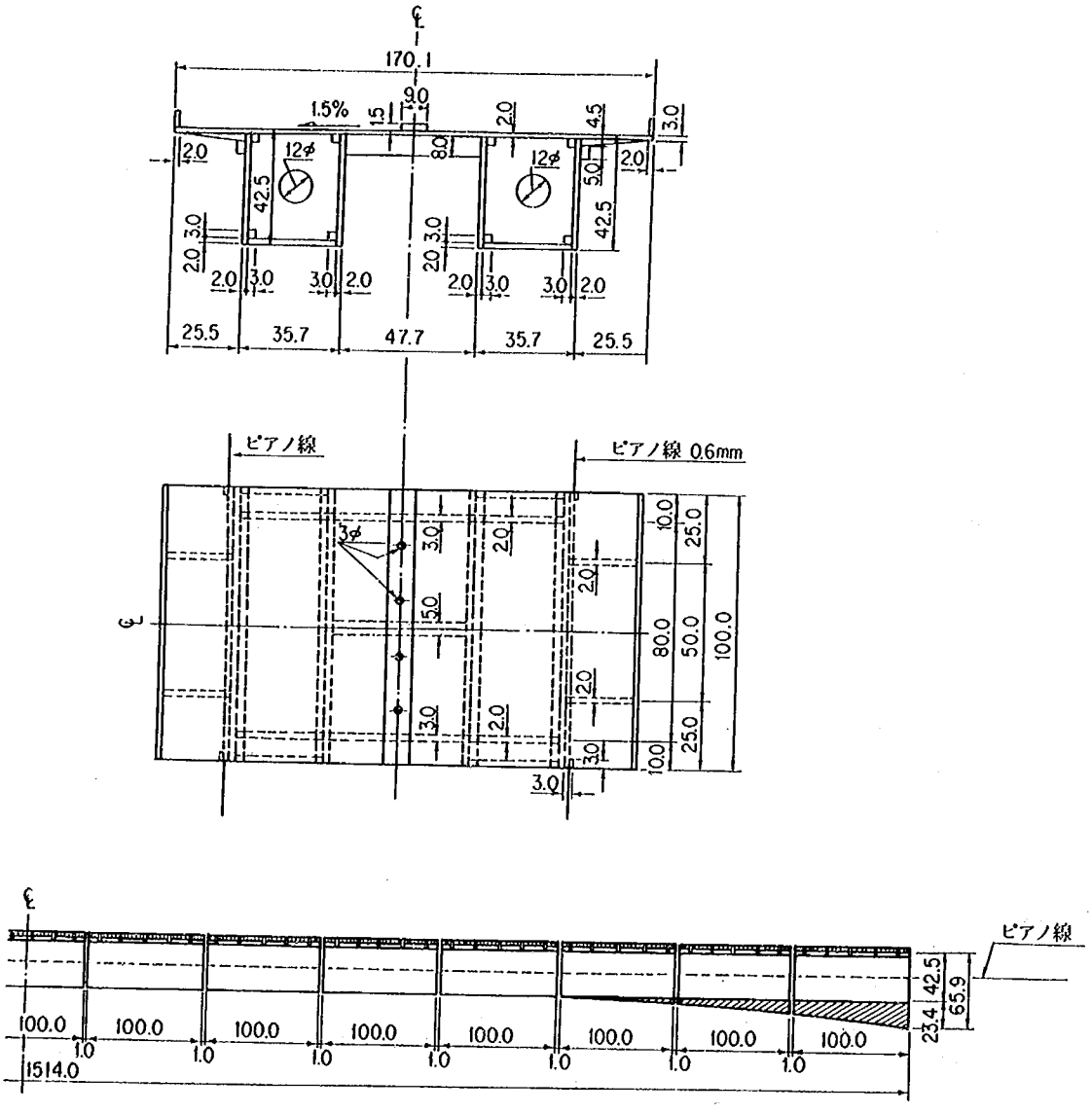


図-4・1・15 タウト模型概要図

表-4・1・4　実験条件

	実　橋	模型所要値
縮　尺	……	1/167
重　量	23.20t/m	1.248kgf
支持方法	……	鉛直たわみ1自由度
鉛直たわみ振動数	0.33	……
構造減衰	……	0.02

表-4・1・5　実験ケースと実験条件

No.	気流	迎角	重　量 (kgf)	振動数 (Hz)	構造減衰	風速倍率
1	一様流	+3°	1.248	7.25	0.011	7.60
2	〃	0°	〃	〃	0.018	〃
3	〃	−3°	〃	7.22	0.015	7.63
所要値			1.248	——	0.02	——

迎角として現実に考えられる値を考慮して＋3°，0°，−3°と3段階に変化させ実験した。

(3)　実験結果

図-4・1・16に3次元タウト模型による実験結果をV—A図で示した。これらの3ケースの実験から明らかとなった点は，以下のとおりである。

a．すべての実験ケースにおいて鉛直たわみ1次の渦励振が発現し，その振幅は実橋換算で表わすと，迎角＋3°で130cm，迎角0°で80cm，迎角−3°で25cmとなる。いずれの渦励振も発振風速は，15m/s程度であり，振幅が最大となるのは，風速20m/s程度である。

b．設計風速以下の風速においてギャロッピングは発現しない。しかし，迎角−3°において風速80m/sを超える風速域で鉛直たわみ振動モード1次のギャロッピングが発現し(図-4・1・16(c))，迎角0°および迎角＋

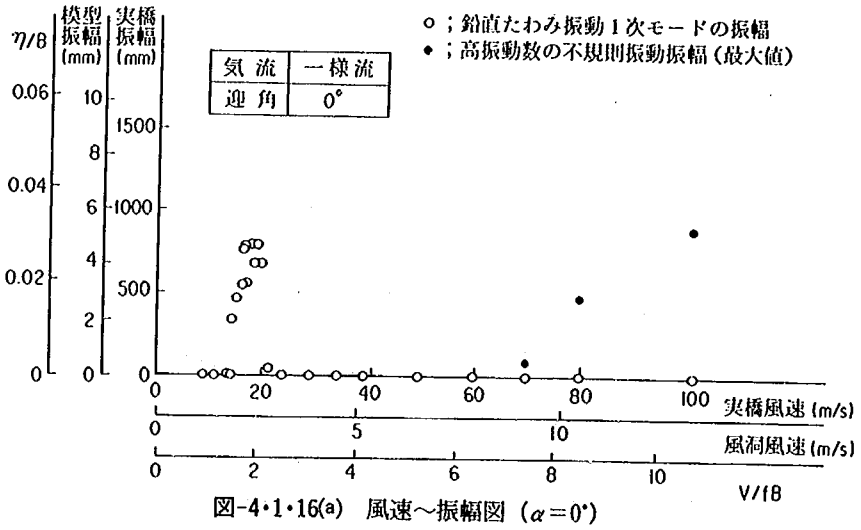


図-4・1・16(a)　風速～振幅図（$\alpha=0°$）

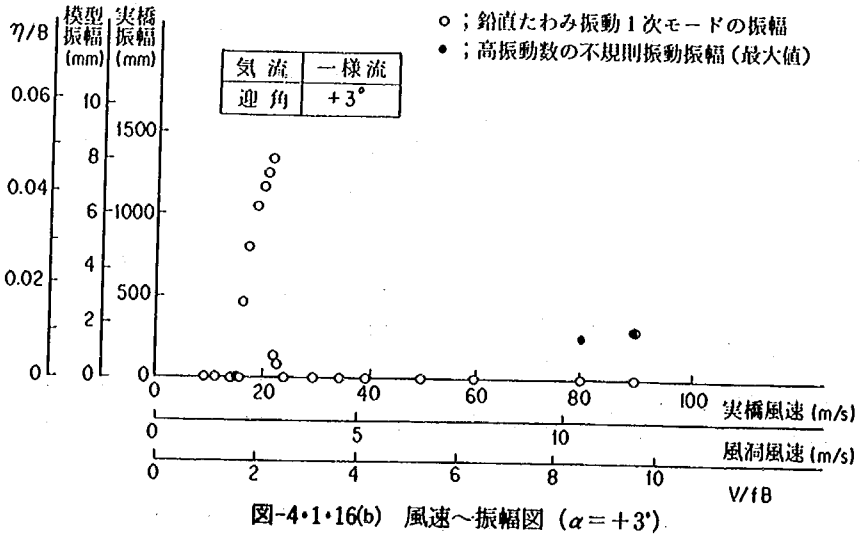


図-4・1・16(b)　風速～振幅図（$\alpha=+3°$）

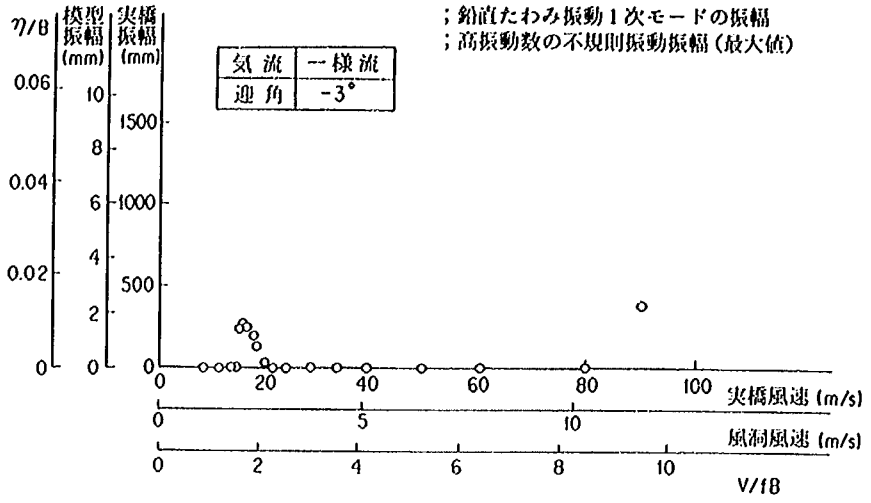


図-4・1・16(c) 風速～振幅図（$\alpha=-3°$）

3°において風速70m/sを超える風速域で鉛直たわみ振動モード1次の固有振動数の2～3倍の卓越振動数をもつ不規則な振動が現れた(図-4・1・16(a)及び(b)の●印)。

4.1.3 自然風の影響

1）乱流の特性

風洞内に乱流を発生させ，実験を行うと，風に対する応答が一様流とは大きく異なってくることは，よく知られている[3]。従って，橋梁の耐風性をより高い確度で把握するには，架橋地点の風の特性とほぼ相似した乱流を風洞内に造り出し，その中で実験を行う必要があると言える。そこで，本調査では，乱流中での実験を試みることとした。

乱流は風洞床面に発泡スチロール製のブロックを数多く置いて発生させた。風洞内でのブロック敷設方法を図-4・1・17に示した。乱流の特性を実橋と相似させるには，乱れのスケール，乱れ強さを実橋と模型とで相似させなければならない。そこで，模型実験を実施する前に，熱線風速計による気流計測を行い，気流特性を把握し，架橋地点の自然風との相似性について以下に検討した。

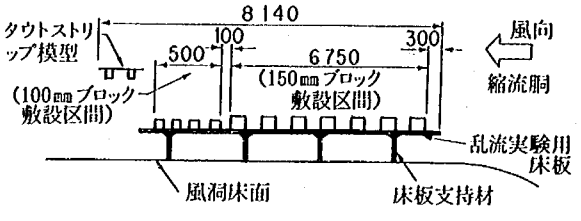


図-4・1・17 乱流発生方法

(1) 乱れ強さ

乱れ強さは，次式で表される。

$$I_u=\sigma_u/U \quad \cdots\cdots (4.1.14a)$$
$$I_w=\sigma_w/U \quad \cdots\cdots (4.1.14b)$$

ここに，

I_u；主流方向乱れ強さ
I_w；主流直角方向乱れ強さ
σ_u；主流方向変動風速の標準偏差
σ_w；主流直角方向変動風速の標準偏差
U；平均風速

実測データによると[4]，暴風時の海では，海面上30m程度で，I_uは12%程度，I_wは9%程度となる。一般に乱流境界層内では，乱れ強さは高度の増加に伴い減少する。今回のようにブロックによって発生した乱流境界層についても同じことが言える。そこで，床面20cmから100cmにかけて10cmピッチで高度を上げて気流計測を行い，高度と乱れ強さとの関係を求めた。この結果から，架橋地点での風とほぼ等しい乱れ強さに設定できるように，I_u=12%程度，I_w=9%程度の乱流が得られる高さを捜して模型高さとした。

(2) 乱れのスケール

乱れのスケールは次式で表される。

$$L_x^u=U\cdot S_u(0)/4\sigma_u^2 \quad \cdots\cdots (4.1.15a)$$
$$L_x^w=U\cdot S_w(0)/4\sigma_w^2 \quad \cdots\cdots (4.1.15b)$$

ここに，

L_x^u；主流方向の乱れのスケール

L_x^w：主流直角方向の乱れのスケール
$S_u(0)$：周波数0における風の主流方向のパワー
$S_w(0)$：周波数0における風の主流直角方向のパワー

実測データによれば[4]，海面上30cmで強風が吹いているような荒れた海上では，L_x^u=110m程度，L_x^w=40m程度となる。自然風のパワースペクトルでは低周波数領域はほぼ一定値となるが，今回，ブロックによって発生させた乱流のパワースペクトル（図-4・1・18）を見ても同様の傾向を示すようである。そこで，エネルギースペクトルが一定となった領域をf=0 Hzまで延長し，$S_u(0)/\sigma_u^2$，ならびに，$S_w(0)/\sigma_w^2$を求めることができる。表-4・1・6に$S(0)/\sigma$，風洞内での乱れのスケールそして実験換算の乱れのスケールを列記した。表-4・1・6の結果をみると，風洞風は，自然風に風較して，L_x^uで，30～40%，L_x^wで，25～30%程度少さい値となっている。

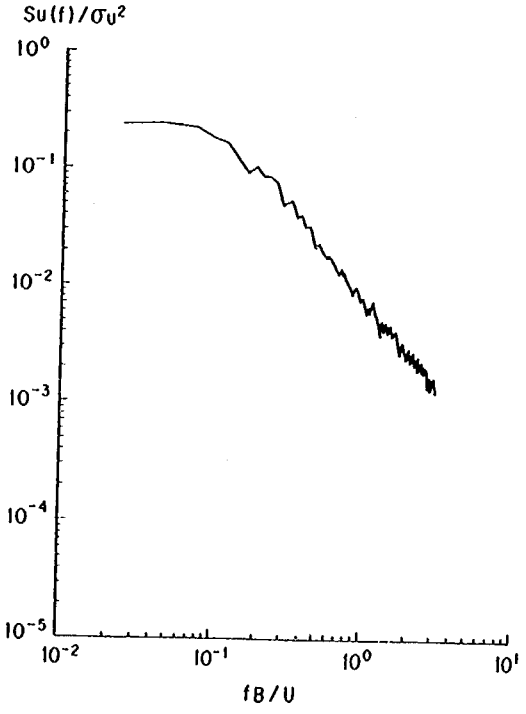


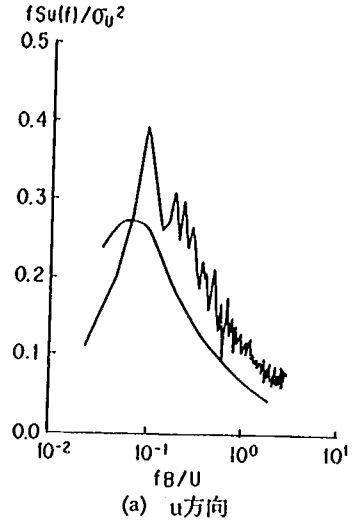
図-4・1・18　乱流IIのパワースペクトル（u方向）

表-4・1・6　乱れのスケール値

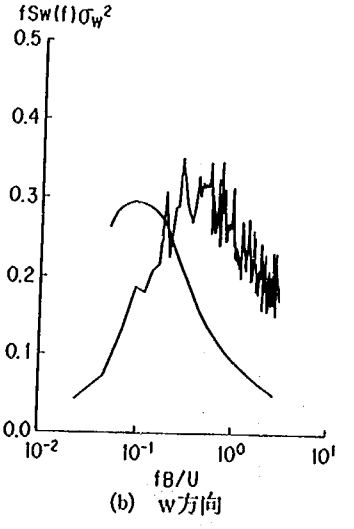
		S(0)/σ²	Lx(模型)	Lx(実橋換算)
h=50cm	u	0.27	0.41m	68m
	w	0.12	0.18m	30m
h=60cm	u	0.2	0.38m	63m
	w	0.10	0.15m	25m

(3)　パワースペクトル

図-4・1・19に乱流Ⅰ及びⅡのパワースペクトル図を示した。図-4・1・19(a)は，主流方向変動風速uのパワースペクトルで，図-4・1・19(b)は，主流直角方向（鉛直方向）変動風速wのパワースペクトルである。実測データ[4]を図中に併記したが，u成分，w成分ともにピークは，実測データに比べ，やや高周波側にずれるようである。この傾向は，w成分に顕著である。乱流Ⅱについても同様の関係が見られた。



(a)　u方向



(b)　w方向

図-4・1・19　乱流Ⅰのパワースペクトル

このように今回の風洞内の乱流は，架橋地点の自然風と完全には相似していない。しかし本橋の一様流，乱流の比較をする上で必要な条件はおおよそ満足していると判断し，この気流を実験に用いた。

2）実験ケース

実験ケースを表-4・1・7に示す。本調査では，架橋地点の自然風と相似した気流の内で実験を行い，乱れの影響を考慮した橋桁の応答を求めることを目的としている。したがって乱流としては，架橋地点の自然風の乱れ強さの変動，もしくは，他の地点の実測データと多少異なった値を持つ可能性等を考慮して，2種類の乱流を使用することとした。

表-4・1・7 実験ケースと実験条件

No.	気流	迎角	重量 (kgf)	振動数 (Hz)	構造減衰	風速倍率
1	乱流Ⅰ	+3°	1.248	6.14	0.022	8.98
2	〃	0°	〃	〃	〃	〃
3	〃	−3°	〃	〃	〃	〃
4	乱流Ⅱ	+3°	〃	6.17	〃	8.93
5	〃	0°	〃	〃	〃	〃
6	〃	−3°	〃	〃	〃	〃
所要値			1.248	-----	0.02	-----

本調査の対象となった小型船航路部橋梁は，東京湾沖合約2 kmに位置しており，周囲には，山，建築物といった風に対し水平面との角度を与えるような要因は存在しない。従って，このような風の水平面に対する角度（迎角）は，自然の内の風の中に本来含まれている乱れによるものと考えられる。そして，今回の実験に用いる乱流は，このような自然風中の乱れを含有している乱流であるから，迎角をつけて実験する必要はないと思われる。ただし実験では，多少安全側に条件を設定するという観点から迎角を＋3°，0°，−3°と3段階に変化させ実験することとした。

3）実験結果

図-4・1・20に3次元タウト模型による迎角0°の場合の実験結果をV—A図で示した。乱流中での実験においては，高風速域で振幅の一定しない振動（バフェティングとみられる）が現れるが，図中には，最大振幅と最小振幅をプロットしてある。

これら6ケースの実験から明らかとなった点は，以下のとおりである。

a．乱れ強さの小さい乱流はⅡにおいては，迎角0°，＋3°において渦励振が現れたが，その振幅は実橋振幅40cmを下回る程度で一様流中での振幅よりかなり小さい。また乱れ強さの大きい乱流Ⅰにおいては，渦励振は発現しなかった。

b．乱流Ⅰ，乱流Ⅱにおいては，高風速域において風速の上昇に伴って振幅が徐々に増加する不規則振動であるバフェティングが現れる。この傾向は，すべての迎角において一致しており，ある風速において振幅が急激に増大するギャロッピングのような現象は現れていない。バフェティングの振幅は，迎角が減少するにつれて，やや減少する傾向にあるが，顕著なものではなく，最大振幅についてみてみると，乱流Ⅰにおいては，風速40m/sにおいて実橋換算50cm程度，設計風速66m/sにおいて100cm～120cmとなり，乱流Ⅱにおいては，40m/sにおいて30cm～50cm，設計風速66m/sにおいては，80cm～110cmである。

4.1.4 耐風安定性についての評価

1）許容振幅の検討

(1) 渦励振に関する検討

4.1.2及び4.1.3に示した実験結果では本橋では風速15m/s～25m/sにおいて鉛直たわみ一次の渦励振が発

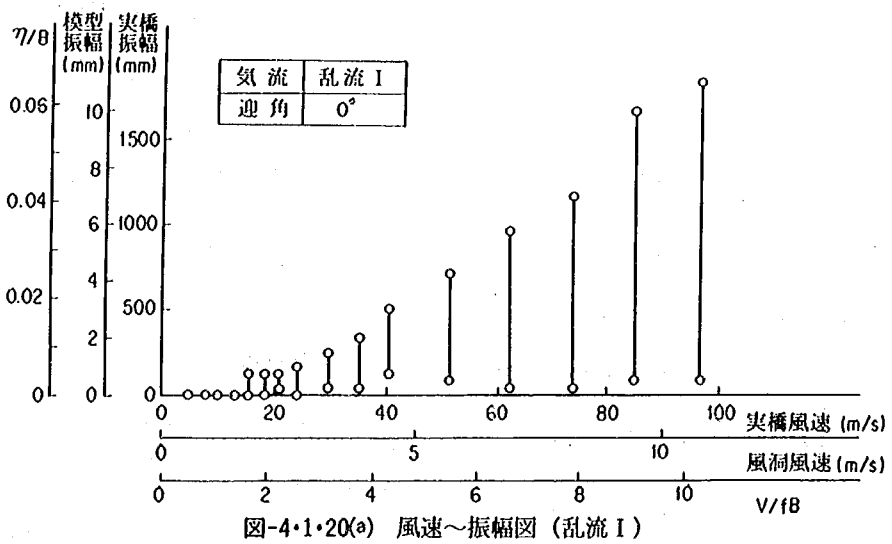


図-4・1・20(a) 風速～振幅図（乱流Ⅰ）

生している。この傾向は一様流中でのバネ支持実験でも同様である。このような風速は，季節風によっても発現し，発生頻度はかなり高くなることが予想される。一般に渦励振による振動は大振幅には至らないが，発生する風速が比較的低いために発生頻度が高く，通行する車両の安定性，歩行者に与える不安感，疲労破壊等が許容振幅評価のうえで重要な要因となる。本橋の場合，自動車専用道であることから歩行者の存在は想定しなくともよく，また強風時においては適切な時期に交通規制が実施されるものとして，部材の疲労に対する安全性の側面から渦励振の許容振幅を検討した。

一般に疲労許容応力は，応力の繰り返し回数によって左右されるため，風速の生起確率と疲労寿命曲線から累積疲労を求め，この結果から疲労に対する安全性を判定する方法[5]が提案されているが，本調査では多少安全側ではあるが疲労限界応力度とされている200万回疲労許容応力度を上回る応力が発生しないよう渦励振の許容振幅を決定した。渦励振によって最大応力が生じるのは最大支間中央部の下フランジである。200万回疲労許容応力度としては，本四公団上部構造設計基準・同解説（1977）に準拠し，下フランジの結合法を考慮して疲労限界応力 σ_a は900kg/cm² とした。最大支間中央部に生じる単位変位当りの下フランジ応力 σ_L は11.69kg/cm²/cm であるから許容される渦励振振幅 η_P は

$$\eta_P = \frac{\sigma_a}{2\sigma_L}$$
$$= 900/(2\times 11.69)$$
$$= 38.5\text{cm}$$

無次元振幅に直すと以下のようになる。

$$\eta_P = \frac{38.5}{2840}$$
$$= 0.0136$$

(2) バフェティングに対する許容振幅

バフェティングは風の乱れに起因する不規則振動で確率的処理が必要となる。ここでは白石・松本らによって行われた方法を用いて検討を行った。まず風速の生起確率分布がワイブル分布に，不規則振動の振幅が Rayleigh 分布に従うものとして，耐用年数期間内における振幅と発生回数の関係を求め，さらに S—N 曲線から累積疲労を算出し許容振幅の検討を行った。以下に詳細を示した。

不規則応答の振幅の確率密度関数は Rayleigh 分布に従うものとして以下のように近似できる

$$g(\eta) = \frac{\eta}{\sigma_\eta^2}\exp\left\{-\left(\frac{\eta^2}{2\sigma_\eta}\right)\right\} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (4.1.16)$$

ここに

$g(\eta)$；振幅 η の確率密度関数

σ_η；振幅の標準偏差

図-4・1・20の実験結果を示したグラフ中の最大振幅は測定時間60秒間における最大振幅であるから，鉛直たわみ一次の固有振動数6.14Hz から，最大振幅 η_{max} の確率密度は

$$g(\eta_{max}) = 1/(60\times 6.14)$$
$$= 2.71\times 10^{-3}$$

式（4.1.16）から σ_η を求めると

$\sigma_\eta = 0.236\eta_{max}$ となる。

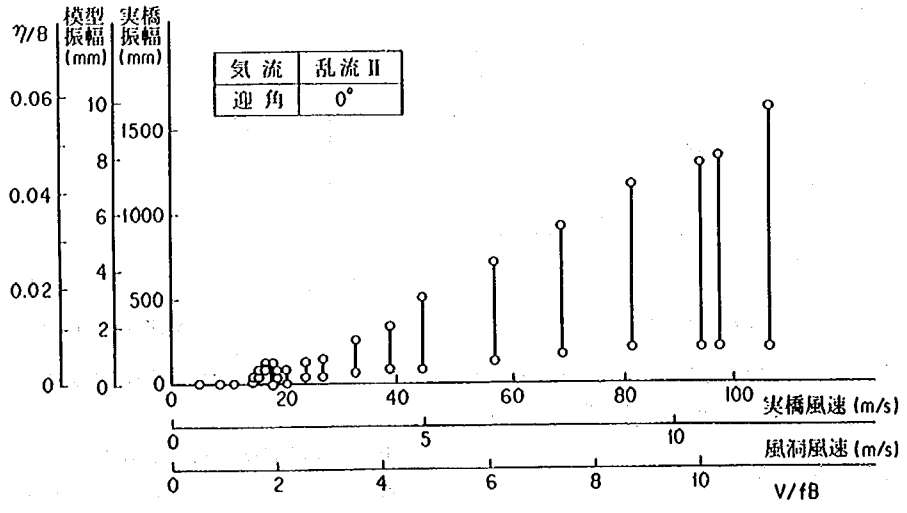


図-4・1・20(b)　風速～振幅図（乱流II）

一方，風速の生起確率密度関数は，ワイブル分布に従うとして以下のように表わすことができる。

$$f(v)=\frac{k}{c}\left(\frac{v}{c}\right)^{k-1}\exp\left\{-\left(\frac{v}{c}\right)^{k}\right\} \quad \cdots\cdots (4.1.17)$$

確率分布関数 F(V) は，

$$F(V)=\int_0^V f(V)dv$$
$$=1-\exp\left\{-\left(\frac{V}{c}\right)^{k}\right\} \quad \cdots\cdots (4.1.18)$$

応力と振幅との関係が線型であると仮定すれば，振幅 η での疲労限界繰り返し数 $N\eta$ は以下のように示される[6]。

$$N\eta=2\times10^6\times\left(\frac{\eta}{\eta_a}\right)^{\frac{-1}{\alpha}} \quad \cdots\cdots (4.1.19)$$

ここに

η；振幅

η_a；疲労限界振幅

α；S—N 線勾配

架橋地点での風速生起確率密度関数は4.1.2と同様に横浜地方気象台の風速生起確率密度関数における風速値を2地点の風速比で除して得た。風速比を γ とすれば式 (4.1.17) は

$$f(V)=\frac{k}{c}\left(\frac{V/\gamma}{c}\right)^{k-1}\exp\left\{-\left(\frac{V/\gamma}{c}\right)^{k}\right\} \quad (4.1.20)$$

累積疲労は下式左辺のように示され[6]，疲労に対する安全性は，この累積疲労が1を超えるか否かで判断される。

$$\int_0^{max}\frac{n_\eta}{N\eta}d\eta \quad \begin{matrix}<1\cdots\text{安全}\\ >1\cdots\text{危険}\end{matrix} \quad \cdots\cdots (4.1.21)$$

ここに

n_η；振幅 η の振動の生起確率

風速25m/s以下の風に対しては，(1)の渦励振に関する検討で求めた許容振幅を用いれば疲労限界応力以下の応力しか生じないので累積疲労としては考慮しなくともよい。そこで，バフェティングで対象とするのは，25m/s から設計風速 V_D (=66m/s) までとした。このとき，耐用年数を T とすると，供用期間中にこのような強風の吹く確率 P ($V=25\sim V_D$) は

$$P(V=25\sim V_D)=T(F(V_D)-F(25)) \quad (4.1.22)$$

鉛直たわみ一次の固有振動数 f がこの不規則振動の卓越振動数であるとすれば，振幅 η の振動の振動回数 n_η は

$$n_\eta=P(V=25\sim V_0)\cdot f\cdot g(\eta)$$
$$=T_0(F(V_D)-F(25)\cdot f_0\cdot g(\eta) \quad (4.1.23)$$

25m/s から V_D まで，発生するバフェティング振幅の確率密度関数は，安全側をとって，一律に V_D 時のものをとることとすると，判定式 (4.1.21) の左辺は以下のようになる。

$$\int_0^{\eta_{max}}\frac{n_\eta}{N\eta}d\eta=\int_0^{\eta_{max}}\frac{T_0\{F(V_D)-F(25)\}f_0g(\eta)}{N\eta}d\eta$$
$$=\int_0^{\eta_{max}}\frac{T_0\left\{\exp\left\{-\left(\frac{25/\gamma}{C}\right)^k\right\}-\exp\left\{-\left(\frac{V_D/\gamma}{C}\right)^k\right\}\right\}f_0\cdot\frac{\eta}{\sigma_\eta^2}\exp\left\{-\left(\frac{\eta^2}{2\sigma_\eta^2}\right)\right\}}{2\times10^6\times\left(\frac{\eta}{\eta_a}\right)^{\frac{-1}{\alpha}}}d\eta \quad (4.1.24)$$

ここに，

T_0=50年=1.5768×10^9 (s)

V_D=66m/s

η_a=0.0136B=0.0136×28.40=0.386m

α=0.18[5]

σ_η=0.236 η_{max}

k=1.76，C=4.22（いずれも横浜でのデータ）

f_0=0.33Hz

を代入し，η_{max} をパラメータとして整理すると図-4・1・21のようになる。横軸は，設計風速 V_D において想定した最大無次元振幅を示してあり，縦軸の累積疲労が1を超えなければ安全と判断できる。これによると最大無次元振幅が0.15以上となっても累積疲労は1をかなり下回る値となっており，(1)の渦励振に関する検討に示した実験結果から見ると，本橋の場合，バフェティングに関しては，かなり高い安全性を有していると判断しても差支えないと思われる。

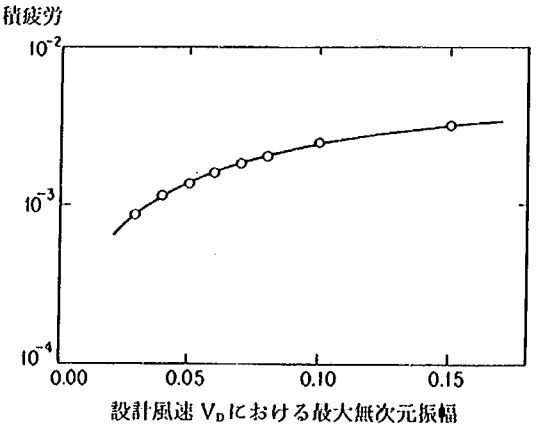


図-4・1・21　最大振幅と累積疲労との関係

(3)　初通過破壊に対する許容振幅

(2)においてバフェティングに対する安全性を疲労の見地から確率統計的に検討し安全性を確認した。その

他に，応力的に見て一旦その振幅に達すると橋梁を崩壊させてしまうような大きな振動の発生は回避しなくてはならない。そこで，最大応力が部材の降伏点に達する振幅を初通過破壊に対する許容振幅とし，実験によって確認されるいかなる振動現象による振幅もこれを超えないこととする。

発生応力を降伏点まで許すので，風によって発生を許容される応力 σ_{wa} は

$$\sigma_{wa}=(\sigma_a\cdot\gamma_{max}-\sigma_d)/\gamma_w \quad \cdots\cdots (4.1.25)$$

ここに，

σ_a：許容応力度
γ_{max}：許容応力度の割増し係数の最大値
σ_d：死荷重による応力度
γ_w：安全率

(1) 渦励振に関する検討と同様に振幅に変換すると，許容振幅 η_p は

$$\eta_p=\frac{\sigma_{wa}}{\sigma_l}=\frac{(\sigma_a\gamma_{max}-\sigma_d)/\gamma_w}{\sigma_l} \quad \cdots\cdots (4.1.26)$$

無次元振幅にすると

$$\frac{\eta_p}{B}=\frac{(\sigma_a\gamma_{max}-\sigma_d)/\gamma_w}{B\sigma_l} \quad \cdots\cdots (4.1.27)$$

SMA50を使用するとして

$\sigma_a=2100\text{kg/cm}^2$
$\gamma_{max}=1.7$
$\sigma_d=1212\text{kg/cm}^2$
$\gamma_w=1.2$
$\sigma_L=11.69\text{kg/cm}^2$

を代入すると，以下のようになる。

$$\frac{\eta_p}{B}=0.059 \qquad (\eta_p=168\text{cm})$$

2）考　察

(1) 2次元バネ支持実験と3次元タウト模型実験との比較

2次元バネ支持実験結果と3次元タウト模型実験において一様流中で行った結果と比較を行った。表-4・1・8にバネ支持実験の結果と一様流中でのタウト模型実験の結果を対比させた。

これによると，渦励振の最大振幅は，3次元タウト模型の方が，迎角の変動に対して敏感なようであるが，迎角0°の結果はほぼ等しいと言える。またギャロッピングについては2次元バネ支持実験では，50m/s～60m/sから風速の上昇に伴い，あまり急激ではないが発達する振動が現れるのに対し，3次元タウト模型では迎角－3°で風速80m/s以上の高風速域において現れるだけで，迎角0°，＋3°においてはギャロッピングは現れない。しかし，迎角0°，＋3°では鉛直たわみモード1次の固有振動数に比べ2～3倍の卓越した振動数をもつ不規則な振動が現れる。この振動はタウト模型自体が持つ2次もしくは3次のモードの振動と考えられ，実橋の2次，3次のモード形とは対応しないものと思われる。

表-4・1・8　2次元バネ支持実験と3次元タウト模型実験との一様流中での応答比較

	迎角	2次元バネ支持実験	3次元タウト模型実験
渦励振振幅（実橋換算）	＋5°	94cm	——
	＋3°	——	130cm
	0°	77cm	80cm
	－3°	——	25cm
	－5°	43cm	——
ギャロッピング発振風速（実橋換算）	＋5°	60m/s	——
	＋3°	——	発現せず
	0°	50m/s	発現せず
	－3°	——	80m/s
	－5°	発現せず	——

(2) 一様流中と乱流中とでの応答の比較

図-4・1・22に3次元タウト模型実験の一様流中での結果，2次元バネ支持実験の一様流中での結果，ならびに乱流Ⅰ，Ⅱにおける3次元タウト模型実験の結果を示した。風速一振幅図はいずれも迎角0°のときのものである。

乱れの存在は渦励振の振幅を低減させることが多く，この図から判るように，本調査においても乱流Ⅰ，乱流Ⅱ，いずれの場合も渦励振はかなり抑制されており，その最大振幅は，概ね1/3から1/4に減少している。また(1)でも触れたように，3次元タウト模型実験と2次元バネ支持実験とを比較するとギャロッピング発現の有無が大きな相違点となるが，ギャロッピングが発現したバネ支持実験の結果と振幅の上で比較すると，乱流中でのバフェティングの振幅の方が，設計風速以下の風速域においては終始大きく，風速20m/s以下で渦励振が発現する領域を除いては，乱流中の方が一様流中の応答よりも大きな振幅を与える。

(3) 耐風安定性についての評価

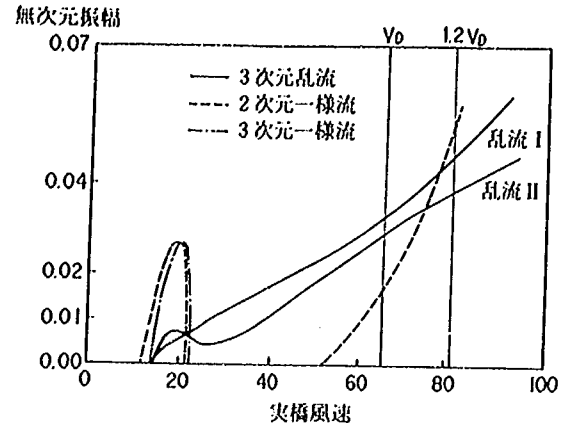


図-4・1・22 2次元と3次元および一様流と乱流の応答の比較

表-4・1・9 許容振幅

風速域	照査振動現象	許容振幅	
		無次元振幅	実橋換算振幅
25m/s以下	疲労	0.014	38cm
25～66m/s	疲労	0.05以上	142cm以上
25～66m/s	初通過破壊	0.059	168cm

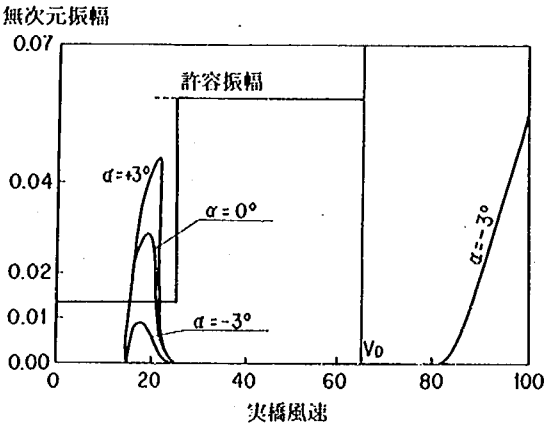


図-4・1・23(a) 一様流における風速—振幅図

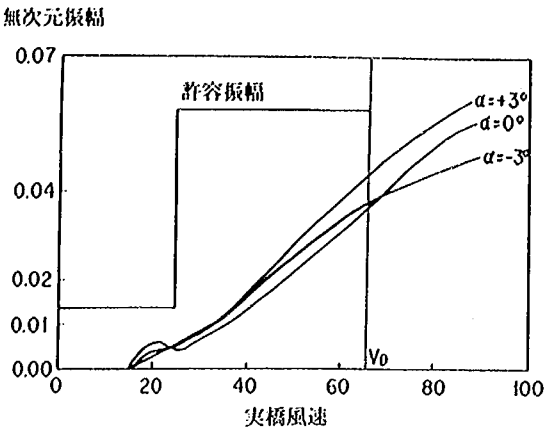


図-4・1・23(b) 乱流 I (h=50cm) における風速～振幅図

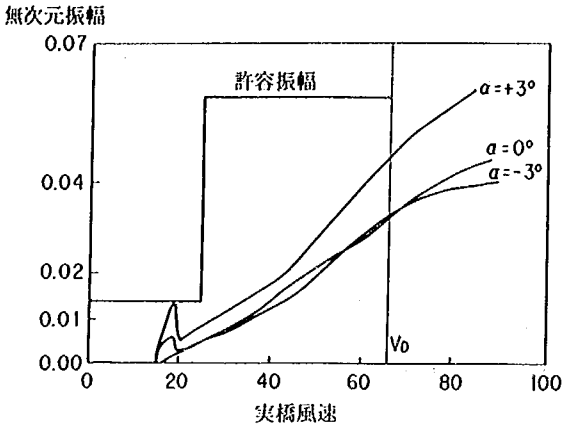


図-4・1・23(c) 乱流 I (h=60cm) における風速～振幅図

1) で各々の振動現象に対する許容振幅について検討したが，その結果を表-4・1・9に整理する。

一様流，乱流 I，乱流IIについて図-4・1・23に許容振幅と風速～振幅曲線を示した。一様流では風速20m/s程度の低風速域において発現する渦励振の振幅が許容振幅の2～3倍となるが，その他の風速域において予想される振幅は常に許容振幅を下回っている。乱流中では，乱れ強さの小さい乱流IIにおいて，渦励振による振動振幅が許容振幅とほぼ等しい程度まで発達することが予想される。しかし，乱流 I および乱流IIの高風速域では許容振幅を上回る振幅を持つ振動は現れない。以上のことから，今回設定した許容振幅を一つの目安とすれば，一様流，乱流を問わず高風速域で発現し短時間で橋梁を崩壊させるような現象は現れず，耐風性を検討する上で問題となるのは，一様流中の実験で発現した渦励振であると考えられる。渦励振が発現する場合，発現風速が比較的低風速であり発生頻度が高いことから部材に繰り返し応力を与えることになり，疲労が懸念される。しかし，今回の一様流中の風洞実験から，実橋における渦励振の傾向を推定する場合，以下に示す事項に対して考慮する必要があろう。

① 今回の実験で明らかなように，橋梁に接近する気流中に含まれる乱れが渦励振の振幅に与える影響は

大きく，本橋で採用が予定されているような橋桁断面では，一般に気流の乱れは渦励振による振動を抑制する方向に働く傾向にある。

② 橋桁の構造減衰が渦励振の振動に及ぼす影響は気流の乱れと同様に大きく構造減衰の増加は振幅の減少をもたらす。本橋と同様の構造形式を有する橋梁での振動実験[7]では，今回の風洞実験で設定した構造減衰値0.02よりもかなり大きな数値が得られている。

③ 渦励振が発現する風速域は狭く，一方振幅が十分に発達するには，かなりの時間が必要とされる。従って，橋梁に対し疲労による損傷をもたらすほど高頻度で振動が現れるケースは希であると考えられる。

以上の事項を踏まえると，一様流中で発現が予想される渦励振振動の振幅評価はかなり大きめになっており，例えば現地での自然風が実験した乱流Ⅰ程度の乱れを期待できるならば，振幅はかなり小さくなり許容される値以下となることも考えられる。また，渦励振を抑制する方法として，高欄上にフラップを取りつける事が有効であることが確かめられており，必要に応じて検討する価値があると思われる。

以上の考察の結果をまとめると以下のようになる。

① 一様流中では，バネ支持実験結果をもとにした数値解析においても，3次元タウト模型実験においても鉛直たわみ振動モード1次の渦励振が発現し，最大振幅はいずれも疲労面からの許容振幅の2倍から3倍に達する。

② 一様流中において，バネ支持実験では設計風速以下でギャロッピングが発現するが，振幅の発達が緩やかであり設計風速以下の風速域では振幅が許容振幅を超えることはない。3次元タウト模型実験ではギャロッピングは迎角－3°で発現するだけであり，しかも発散振動は設計風速をかなり上回る。

③ 架橋地点での自然風にほぼ相似した乱流のもとでの3次元タウト模型実験では，小振幅の鉛直たわみ振動モードの渦励振が発現する他，風速の上昇にともない振幅も次第に増加する不規則振動，すなわちバフェティングがみられる。この振動現象による振幅は設計風速以下の風速域において常に許容振幅を下回っている。

④ ①で指摘した許容振幅を超えるような渦励振（一様流中）については，架設地点での気流の乱れや構造減衰の影響等を考慮すると，その振幅はかなり小さくなると考えられる。

4.1.5 まとめ

東京湾横断道路連続箱桁橋の計画設計案の耐風性に関する検討の結果を以下にまとめる。

1）架設地点の気流の特性を考慮した評価によると，初通過破壊が問題となる振動は発生しないと考えられる。

2）渦励振が発現する可能性があるが，これにより発生する応力は初通過破壊に対しても疲労損傷に対しても，問題とならないと考えられる。

3）今回検討した計画設計案では，渦励振によって使用性が損なわれる可能性が残されたため，この点に関しては詳細設計を進める段階で検討するのが望ましい。

参考文献

1）日本道路公団東京第一建設局：東京湾々央波浪観測資料の整理解析（その4），昭和59年3月

2）本州四国連絡橋公団：耐風設計基準（1976）・同解説，昭和51年3月

3）宮田利雄，山田　均："橋桁のフラッターと風の乱れ"橋梁と基礎 Vol.82, NO.11, 1982.11

4）Engineering Sciences Data Unit: Characteristics of wind speed in the lower layers of the atmosphere near the ground.

5）土木学会・本州四国連絡橋耐風研究小委員会：本州四国連絡橋の耐風に関する調査研究報告書，昭和57年3月

6）旭　一穂，竹名興英，平野　茂："疲労許容応力の見直し"本四技報 NO.18，昭和56年10月

7）本州四国連絡橋公団第一建設局：門崎高架橋上部工（4径間）架設工事　振動および風観測報告書，昭和58年10月

4．橋梁に関する研究
4.2　多柱式基礎の構造特性

岡　原　美知夫*　by Michio OKAHARA
髙　木　章　次**　Syoji TAKAGI

細　目

4.2　多柱式基礎の構造特性 …… (1)
4.2.1　概　説 …… (1)
4.2.2　多柱式基礎の荷重分担 …… (2)
1）調査目的…… (2)
2）調査方法…… (2)
3）調査結果…… (2)
4）まとめ…… (5)
4.2.3　地震時の構造解析 …… (6)
1）調査目的…… (6)
2）調査方法…… (6)
3）調査結果…… (9)
4）まとめ…… (15)
4.2.4　斜杭を有する多柱式基礎の設計手法の検討 …… (15)
1）調査目的…… (15)
2）調査方法…… (15)
3）調査結果…… (17)
4）概略設計手法の検討及びまとめ…… (20)
4.2.5　SRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造の杭頭結合法 …… (27)
1）調査目的…… (27)
2）鉛直載荷実験…… (27)
3）水平載荷実験…… (33)
4）まとめ…… (35)

4.2　多柱式基礎の構造特性

4.2.1　概　説

本報告は，昭和52年度から昭和59年度まで実施した「多柱式基礎の試験調査」の研究成果をとりまとめたものである。

東京湾横断道路が計画されている東京湾湾央部は，水深も深くまた地盤も軟弱であるという条件のほかに，頻繁に航行する船舶の安全性の確保も重要な課題として挙げられている。これらの条件から，海上橋梁の基礎構造物として多柱式基礎の検討が提案され，東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究の一環として調査検討を開始したものである。

多柱式基礎とは一種の杭基礎であり，水中に複数本の杭を立上げ，水面上もしくは水中で頂版により杭頭を連結一体化した基礎をさす。多柱式基礎が過去に採用された理由について整理し，本基礎の特徴としてまとめた結果を以下に示す。

① 軟弱層が厚かったり，大水深であるため，仮締切りや築島が困難な箇所。

② 流速が大きく他の基礎では施工困難な箇所。

③ 大断面のケーソン基礎等で施工困難となり，小

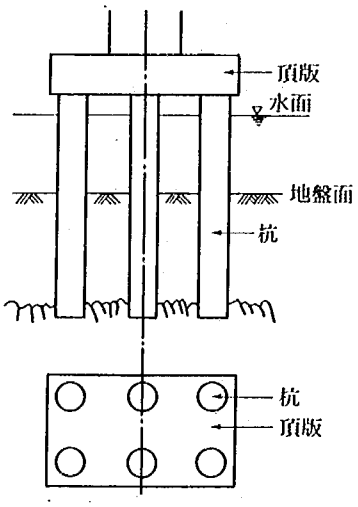


図-4・2・1　多柱式基礎

＊構造橋梁部基礎研究室長
＊＊構造橋梁部基礎研究室主任研究員

割りの断面で施工したい箇所。

④ 水中における構造物の占有面積の制限が比較的少ない箇所。主に湖，湾，海峡，貯水池。

⑤ 在来地盤が岩盤で杭打ちが不可能な箇所。

⑥ 水中でのコンクリート打設量を少なくしたい場合。

⑦ 能率的な施工により，工期の短縮を図りたい場合。

東京湾横断道路に多柱式基礎の検討が提案された理由としては，①，④，⑥，⑦を挙げることができる。

多柱式基礎の構造特性も含め，東京湾横断道路に適用する場合の設計上の主な課題点としては以下の項目が挙げられる。

① 多柱式基礎は，一般に岩盤のような比較的地盤条件の良好な箇所での実績が多く，東京湾にみられるように地盤が厚い軟弱層でかつ水深の深い箇所での採用例は少ない。特に地震時の挙動等不明な点が多く，耐震性が課題となる。

② 多柱式基礎は，地盤面から自由長（突出長）が長く杭部の剛性も小さいことからトップヘビィの可撓構造となり，頂部において地震時に大きな水平変位を生じ易い。

③ 頂部における地震時の水平変位を軽減する対策の一つとして，軽量の頂版を採用することが考えられるが，それに伴い頂版の剛性も低下するため，杭相互の荷重分担や解析法の検討が必要となる。また軽量頂版と杭との結合法についても十分な検討を要するものとなる。

本研究では，これらの課題に対して杭相互間の荷重分担の検討，地震時の構造解析を実施し斜杭導入の有効性を明らかにするとともに，概略の設計手法の提案を行っている。また，頂版と杭との結合法に関しては，実験をとおして鉄骨枠組（鉄骨鉄筋コンクリート構造；SRC構造）の補強効果，押抜きせん断力に対するフープジベル（鋼管杭にとり付けたズレ止め）の効果を明らかにしたものである。

4.2.2 多柱式基礎の荷重分担

1）調査目的

一般に杭基礎は，フーチングを剛体と仮定し変位法により各杭の荷重分担を決定している（道路橋示方書IV-下部構造編）。これは，フーチングの剛性を式(4.2.1)により評価したうえでの適用となるため，その仮定が十分な精度で成り立つとしたものである。

$$Z=\frac{6EI}{Kv\cdot L^3}>\frac{n^4}{10} \quad \cdots\cdots (4.2.1)$$

ここに

Z；フーチングの剛性率

E；フーチングの弾性係数（tf/m²）

I；杭1行あたりのフーチングの断面二次モーメント（m⁴）

Kv；1本の杭軸方向バネ定数（tf/m）

L；杭の中心間隔（m）

n；杭の列数

しかしながら，多柱式基礎を東京湾横断道路の設計条件のなかで採用する場合，頂版（フーチング）の剛性を確保したうえでの設計は，地震時に大きな水平変位量を生じさせることになり問題も多い。したがってここでは，頂版を有限剛性として検討することを前提とすることとした。また，多柱式基礎の荷重分担に影響を与える設計要因を明確にするため，杭中心間隔(L)，頂版厚(I)，杭の自由長(h)，支持層の鉛直バネ(k_V)，表層の水平方向バネ(N)をパラメータとして検討するものとし，各設計要因が各杭の荷重分担に与える影響について明らかにすることを目的とした。

2）調査方法

解析モデルを図-4・2・2に，計算ケースを表-4・2・1に示す。地盤モデルは川崎側の地盤に準拠しているが，表層付近のN値を3，5，7，9の4種に変化させその影響を把握することとした。地盤バネは，杭底面に鉛直バネ（k_V），せん断バネ（k_S），回転バネ（k_R）を，杭側面の橋軸方向，橋軸直角方向に水平バネ（k_H）の計5種類を考慮し，集中バネに置き換えている。

基礎体は，杭中心および頂版中心を結ぶ線部材に置き換え，それぞれ杭断面および頂版単位幅の剛性を有する平面ラーメン構造にモデル化した。このモデルに対して変形法理論に基づく骨組構造解析プログラムにより構造計算を実施した。

3）調査結果

(1) 鉛直荷重分担

鉛直荷重分担については，以下の式で定義する鉛直荷重分担率により検討を行った。これは，鉛直荷重を各杭で均等に分担した場合の杭反力に対し，各パラメータを変化させた解析結果からの杭反力の比をとったもので，各パラメータの変化に対する杭反力への影響度合を比較しようとするものである。

$$\mu_{Vi}=\frac{Ri}{(V/n)} \quad \cdots\cdots (4.2.2)$$

ここに

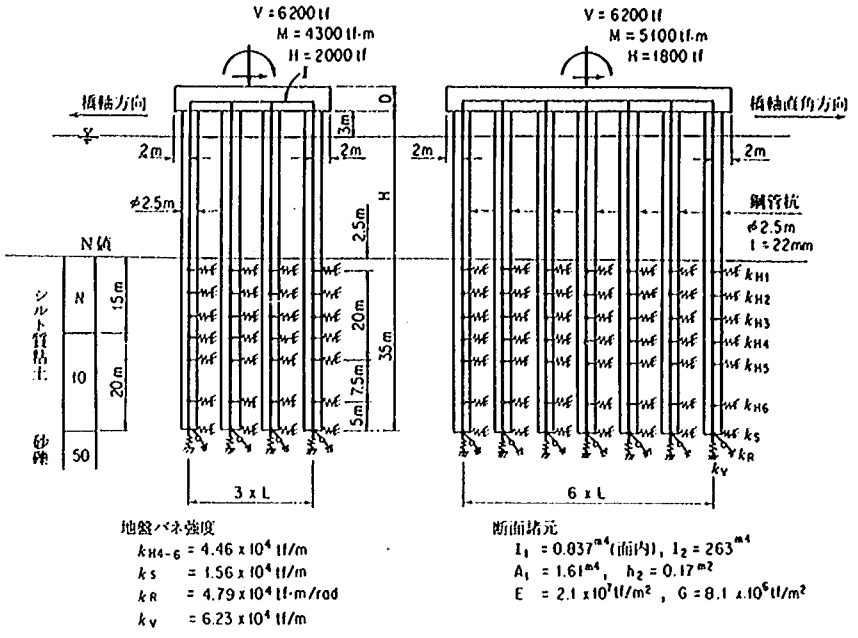


図-4・2・2　計算モデル

表-4・2・1　計算ケース

基本諸量 / 検討項目	I	L	h	N	n	θ
杭間隔と頂版断面二次モーメントの変化に伴う検討	2 (0.8φ) 2.5(1.0φ) 3 (1.2φ)	3.75	30	5	1	0
	2 (0.8φ) 2.5(1.0φ) 3 (1.2φ) 4 (1.6φ)	5				——
	2 (0.8φ) 2.5(1.0φ) 3 (1.2φ)	6.25				90
杭自由長の変化に伴う検討	2.5(1.0φ)	5	25 30 35	5	1	0 90
水平地盤バネの強弱による検討	2.5(1.0φ)	5	30	3 5 7 9	1	0 90
鉛直地盤バネの強弱による検討	2.5(1.0φ)	5	30	5	0.5 1 2 4	0 90

I：頂版厚に対応する頂版の断面二次モーメント（I 2.5→頂版厚2.5mの断面二次モーメント）
L：杭間隔（L 5→5 mの杭間隔）
h：杭自由長（H30→30 mの杭自由長）
N：標準貫入試験N値に対応する水平バネ強度（N 5→N値5による水平バネ）
n：鉛直方向バネ定数比（n 2→基準鉛直バネ定数の2倍の値）
φ：杭径（2.5m）
θ：地震慣性力の作用方向（橋軸方向0°，直角方向90°）

μ_{v1}；鉛直荷重分担率
Ri；第i杭の鉛直方向反力（tf）
V；鉛直荷重（tf）
n；杭本数

図-4・2・3は表層N値5，杭自由長30mとした場合の橋軸方向モデルについて，頂版の断面2次モーメント，杭間隔をパラメータとして，鉛直荷重分担率を比較したものである。これから，頂版の断面2次モーメントが小さくなるほど，また杭間隔が大きくなるほどμ_{v1}とμ_{v2}の差が大きくなることがわかる。杭相互の荷重分担を平均化するには，頂版の剛性を高め杭間隔を小さくすることを示唆するものであるが，その結果構造上，トップヘビィとなることの影響や群杭効果による水平抵抗の減少の影響を受けることになる。

図-4・2・4は，杭の鉛直バネk_vの強弱が鉛直荷重分担率に与える影響をみたものである。この場合，弾性支点上の梁としての解析結果もあわせて図示している。鉛直バネが大きくなるほど荷重の分担状況に差がでており，荷重載荷点付近の杭に反力が集中する傾向となる。これは，両解析手法の結果とも同様の傾向を示している。

平面ラーメン解析と弾性支点上の梁としての解析結果を比較すると，R_1とR_2の荷重分担の差は後者の解析結果が大きめの値として算出されるが，両者の解析

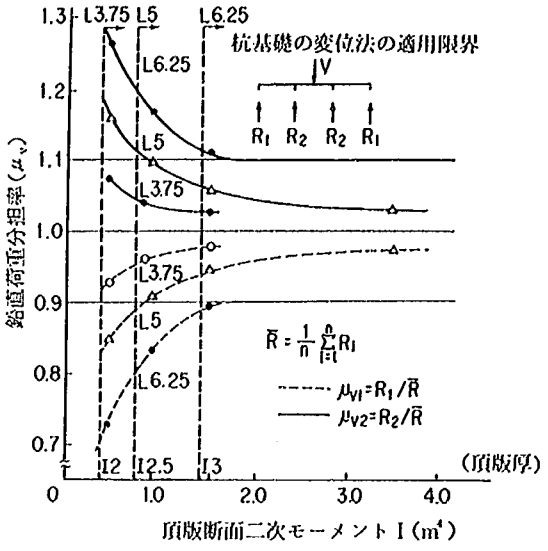


図-4・2・3 鉛直荷重分担率と頂版断面二次モーメント
(H−30−N5−00)

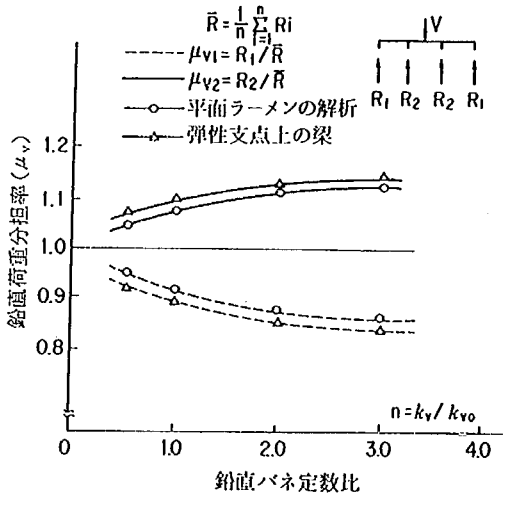


図-4・2・4 鉛直荷重分担率とバネ定数比
(L5−H30−I2.5−N5−00)

精度を言及するほどの差はみられない。

以上の結果から，鉛直荷重分担率に大きく影響するパラメータとして，頂版厚（頂版の断面２次モーメント），杭間隔および鉛直バネを挙げることができる。

(2) 水平荷重分担

水平荷重分担についても，(1)と同様に各杭の水平荷重分担率 μ_{Hi} が各パラメータの変化に対してどのような影響を受けるか検討した。

$$\mu_{Hi}=\frac{Ri}{(H/n)} \quad \cdots\cdots (4.2.3)$$

ここに

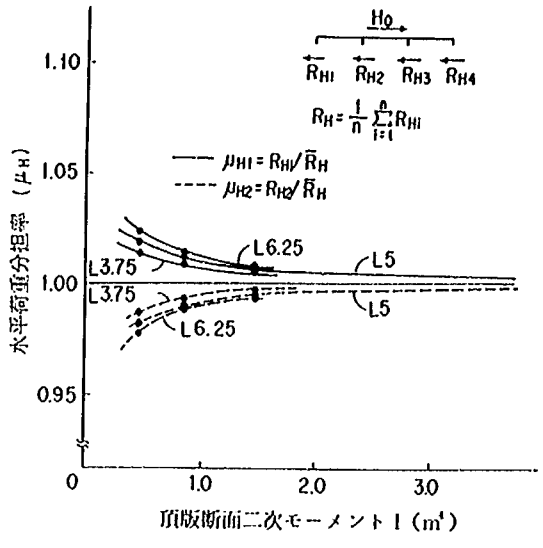


図-4・2・5 水平荷重分担率と頂版断面二次モーメント
(H30−N5−00)

μ_{Hi}；水平荷重分担率
Ri；第 i 杭の水平方向反力（tf）
H；水平荷重（tf）
n；杭本数

図-4・2・5に杭間隔と頂版の断面２次モーメントをパラメータとした結果を示す。これから，頂版の断面２次モーメントが大きくなるほど，杭間隔が小さくなるほど μ_H は1.0に漸近し，μ_V と同様の傾向を示している。しかし μ_H の値は1.0に近く，水平荷重分担率にほとんど影響のないことがわかる。また，杭の自由長，水平方向バネについても検討したが，同様の結果であった。各パラメータとも水平荷重分担率へ与える影響は無視できる程度といえる。

(3) 水平力による水平変位量

水平力を頂版重心に作用させた場合の，頂版の変位量 δ_1 と設計地盤面での変位量 δ_2 について検討を行った。その結果，δ_1 には杭の自由長が，δ_2 には水平バネが顕著に影響することがわかった。

図-4・2・6に各水平変位量と自由長の関係を，図-4・2・7に各水平変位量と水平バネの関係を示す。これらから，δ_1 は自由長が長くなるほど，δ_2 は水平バネが小さくなるほど水平変位量が増大することがわかる。

(4) 杭の曲げモーメント

杭の曲げモーメントについては，杭と頂版が剛結と仮定した杭頭モーメント M_1 と地中部曲げモーメント M_2 に着目して検討を行った。その結果，杭間隔，自由長，水平バネのいずれもが大きく影響した。

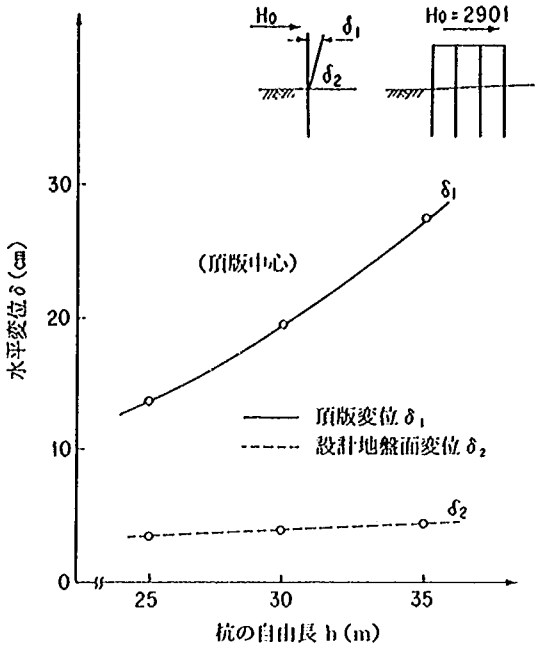


図-4・2・6　水平変位とくい自由長
(L5－I2.5－N5－0)

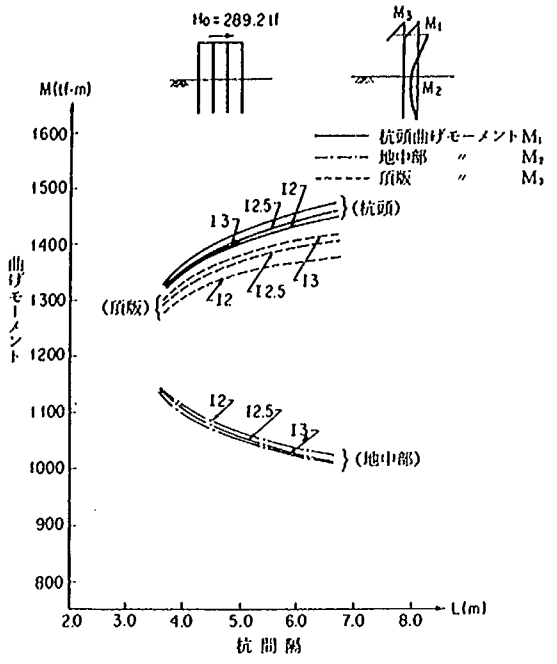


図-4・2・8　くい間隔 (H30－N5－0)

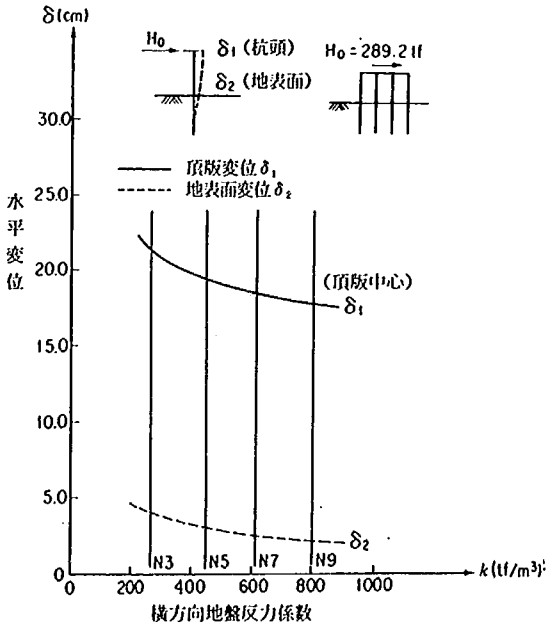


図-4・2・7　横方向地盤反力係数
(L5－H30－I2.5－0)

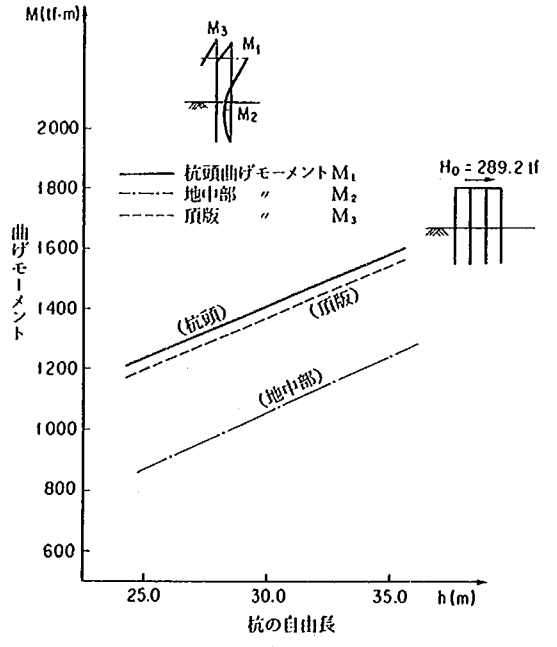


図-4・2・9　くい自由長 (L5－I2.5－N5－0)

図-4・2・8, 図-4・2・9, 図-4・2・10にその検討結果を示す。

4）まとめ

以上の検討結果をまとめると次のようになる。

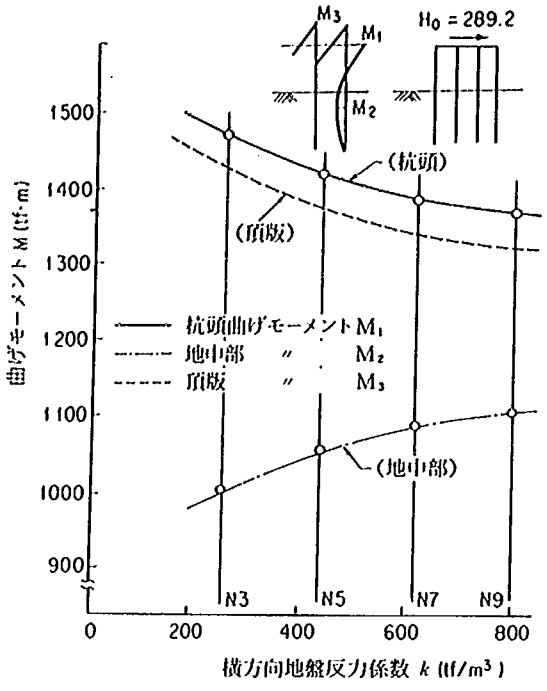


図-4・2・10　曲げモーメントと横方向地盤反力係数
(L5－H30－I2.5－00)

① 鉛直荷重分担率 μ_v には，頂版の断面２次モーメント，鉛直地盤バネおよび杭間隔の変化が，敏感に影響する。

② 水平荷重分担率 μ_H は，各基本諸量にはあまり影響されず，影響度合は μ_v に比較し無視できる程度である。

③ 水平力による頂版および設計地盤面での水平変位量は，それぞれ杭の自由長，水平方向バネの変化に影響される。

本検討で設定した基本諸量が設計諸量に与える影響度を，表-4・2・2にまとめて示す。

4.2.3　地震時の構造解析

1）調査目的

多柱式基礎の荷重分担の検討結果から，基礎の水平抵抗に最も影響を与えるのは，杭の自由長と地表面表層近くの地盤強度であることを明らかにした。しかしながらこれらの諸量は，橋梁架設地点での水深や地盤条件により決定されるため，設計条件としての選択の自由度は低いものとなる。ここでは，水平外力に対する剛性確保の手段として斜杭を併用し，その導入効果について検討することとした。

斜杭を有する多柱式基礎は過去に例がなく，その構造特性も不明な点が多い。本研究では，時刻歴応答計算による地震応答解析を行い，振動特性について検討するとともに，斜杭の使用効果について明らかにすることとした。

2）調査方法

(1) 解析モデル

多柱式基礎のモデルとして，次の諸元を持つものを想定する。

杭 本 数；橋軸方向（LG 方向）　7列
　　橋軸直角方向（TR 方向）9列　計63本
　　斜杭を含む場合，それぞれ外側一列を
　　$\theta=15^\circ$ の斜杭とする。

杭　　；鋼管杭　ϕ=2,500mm　t=40mm
　　断面２次モーメント　I=0.234m⁴
　　面積 A=0.309m²　自由長 h=38m
　　根入れ深さ Df=37m

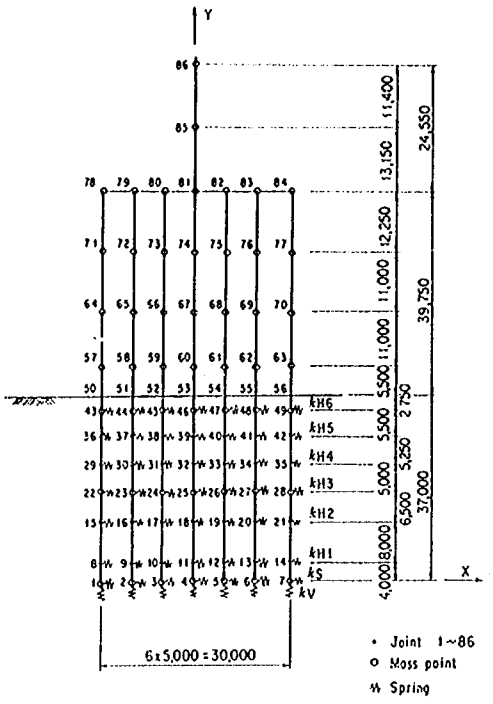
頂　　版；杭間隔　2ϕ
　　LG 方向35m×TR 方向45m×厚さ3.5m
　　LG 方向　I=20.7m⁴　A=20.3m²
　　TR 方向　I=16.1m⁴　A=15.8m²
　　Ec=2.7×10⁶ tf/m²

橋脚躯体；高さ　22.8m

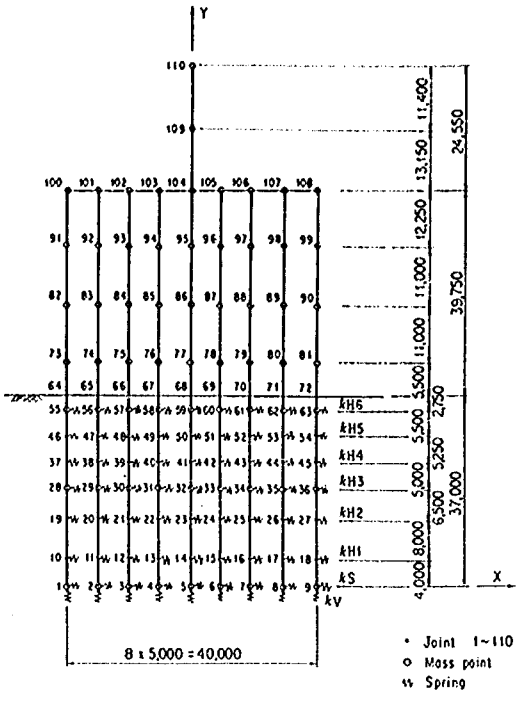
表-4・2・2　平面ラーメン解析による設計諸量と基本諸量の関係

設計諸量 ＼ 基本諸量		頂版厚	杭間隔	杭自由長	表層N値	鉛直地盤バネ	杭列数
荷重の集中度	鉛直方向	○	○	×	×	△	○
	水平方向	×	×	×	×	—	×
水平変位	頂版変位	×	△	○	○	—	△
	地表面変位	×	×	△	○	—	×
曲げモーメント	くい頭曲げモーメント	×	○	○	△	—	×
	地中部曲げモーメント	×	○	○	△	—	△
	頂版曲げモーメント	×	○	○	△	—	○

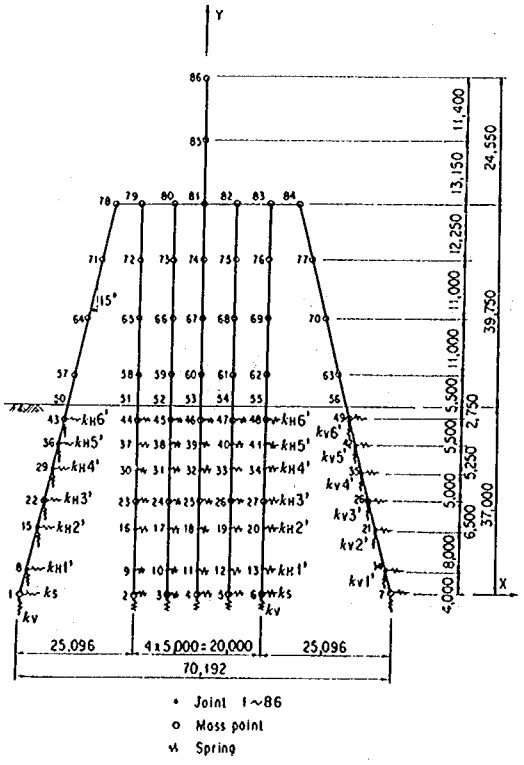
○：影響度大　△：影響度中　×：影響度小



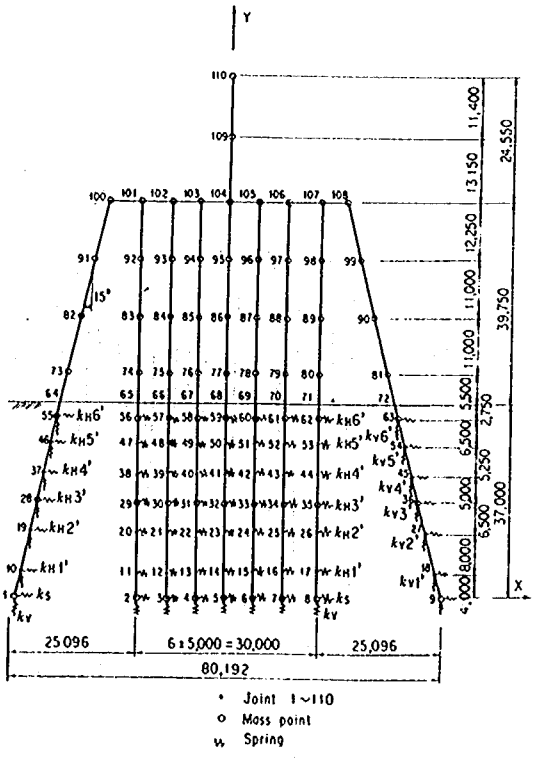
(1) 直杭のみ，橋軸方向



(2) 直杭のみ，橋軸直角方向

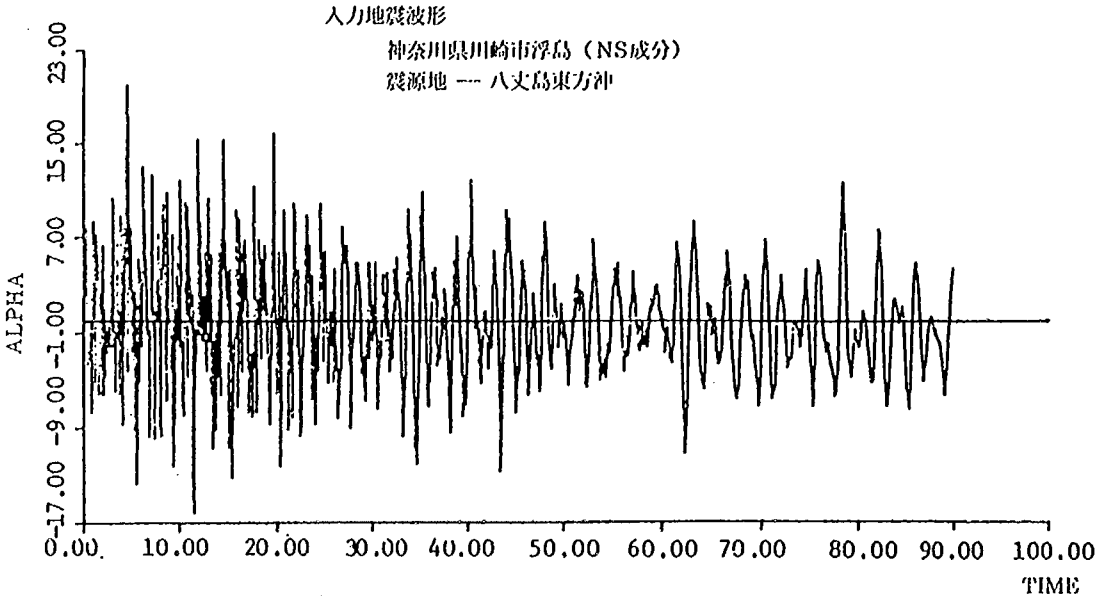


(3) 斜杭あり，橋軸方向

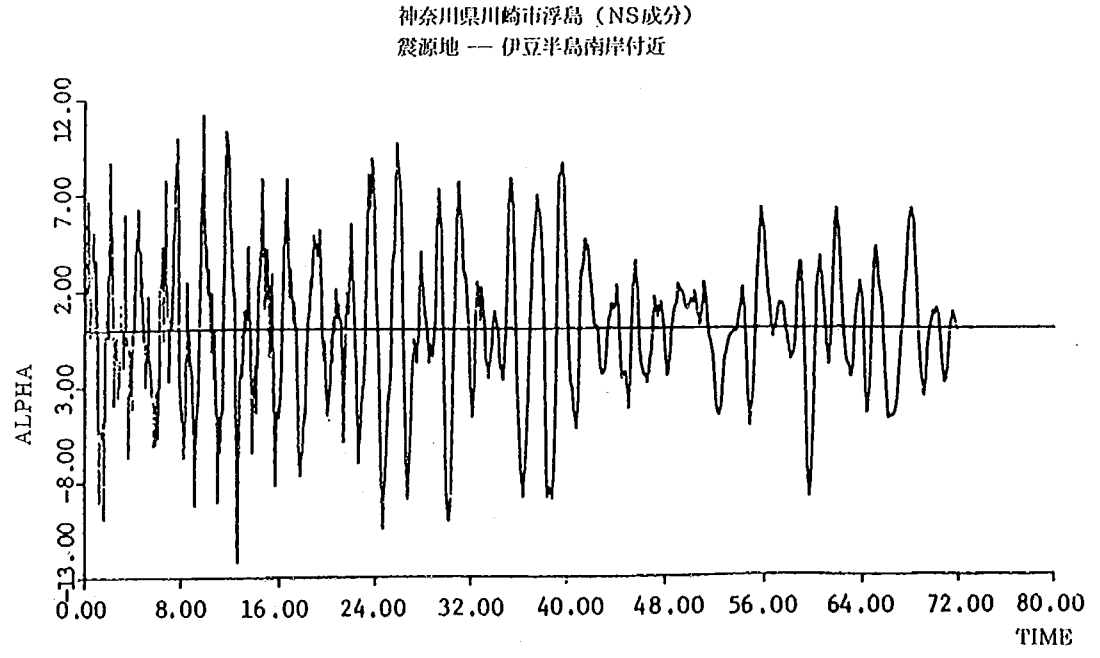


(4) 斜杭あり，橋軸直角方向

図-4・2・11　力学モデル



(1) GR, UKISHIMA N--S



(2) GR, UKISHIMA N—S

図-4・2・12 解析に用いた地震波（地表面における加速度記録）

LG方向　$I=5.40m^4$　$A=3.28m^2$
TR方向　$I=139m^4$　$A=3.28m^2$
$Ec=2.7\times10^6 tf/m^2$

これらの諸元を持つ多柱式基礎を，LG方向およびTR方向の平面ラーメンにおきかえた。質量は集中質量とし，図-4・2・11に示すような集中バネに支持された平面ラーメン構造とした。

地盤条件としては，三層よりなるものとし，各層の変形係数Eを次のように仮定した。

上層（地盤面～－10m）　10kgf/cm²
中層（－10m～－20m）　50kgf/cm²
下層（－20m～　）　100kgf/cm²

この変形係数により，道路橋示方書IV下部構造編規定に従って水平方向地盤反力係数を求め，さらに集中バネにモデル化した。なお，地盤中の杭の軸方向変形は無視している。

(2)　応答計算手法

実地震波入力による時刻歴応答計算を行った。

入力地震波としては，橋梁架設地点に近く地盤条件も類似している東京湾内の浮島において観測された伊豆半島南岸地震（1974年5月）および八丈島東方沖地震（1972年12月）の記録を用いた。同記録は，深さ0m，－27m，－67mで観測された加速度記録である。図-4・2・12に地表面での記録を示すが，伊豆半島南岸地震の波形は八丈島東方沖地震に比べて長周期成分が卓越していることがわかる。

応答計算においては，0mでの記録を地表面の節点に，－27mでの記録を－19mの節点に，－67mでの記録を－37mの節点に同時入力している。地表面での最大加速度を100galとし，時間刻みを0.02sec，継続時間を25sec～30secとして応答計算を実施した。

減衰定数としては，地中部の杭については10%，地表面上の杭，頂版および躯体については2%とした。

3）調査結果

(1)　振動モード

表-4・2・3に直杭のみおよび斜杭を含む場合の各モードの固有周期を，図-4・2・13～図-4・2・14に第1次～第2次の振動モードを示す。

直杭のみの場合も斜杭を含む場合も，非常に長周期の構造物造である。第1次モードについては，斜杭の使用により固有周期がかなり短縮されたことがわかる。2次以降のモードは，部分的な振動が卓越するため，斜杭の導入効果はあまりみられない。

(2)　応答変位

図-4・2・15に伊豆半島南岸地震を入力した場合の頂版変位の時刻歴応答を示す。

直杭のみの場合では，応答変位は非常に大きく，応答振幅が漸増する現象がみられる。斜杭を使用した場合，最大変位は直杭のみの場合より1オーダ小さく，15sec付近でピークとなりその後減少している。

表-4・2・4に応答一覧表を示している。その中で，水平変位量に着目すれば次のようなことがいえる。伊豆半島南岸地震と八丈島東方沖地震の入力地震波の特性によって，各着目点の水平変位量に大きな差がみられる。橋軸直角方向の直杭のみの場合，前者による応答変位量は後者のそれの約10倍と1オーダの違いがある。斜杭の影響をみてみると，橋軸・橋軸直角方向，各着目点，各入力地震波の相違にかかわらず大きな減少効果を示している。

表-4・2・3　各モード固有周期（秒）

モデル / モード次数	直杭のみ		斜杭有り	
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
1	2.44	2.38	1.40	1.40
2	0.90	0.39	0.90	0.39
3	0.38	0.38	0.39	0.39
4	0.37	0.37	0.38	0.38
5	0.36	0.36	0.36	0.37
6	0.36	0.36	0.36	0.36
7	0.36	0.36	0.36	0.36
8	0.36	0.36	0.36	0.36
9	0.33	0.36	0.32	0.36
10	0.19	0.36	0.18	0.35

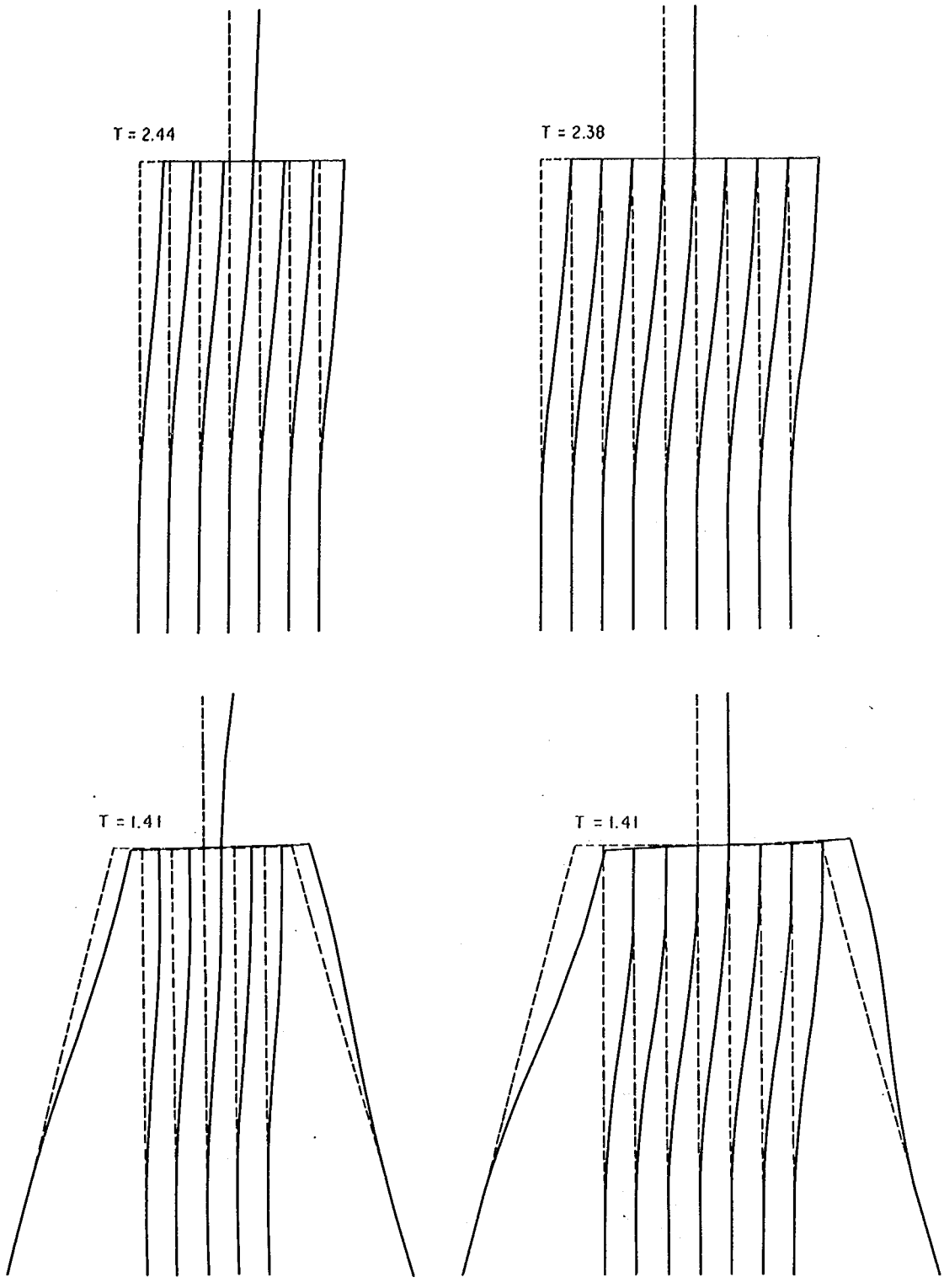


図-4・2・13 モード図（第1次）

図－4.2.14

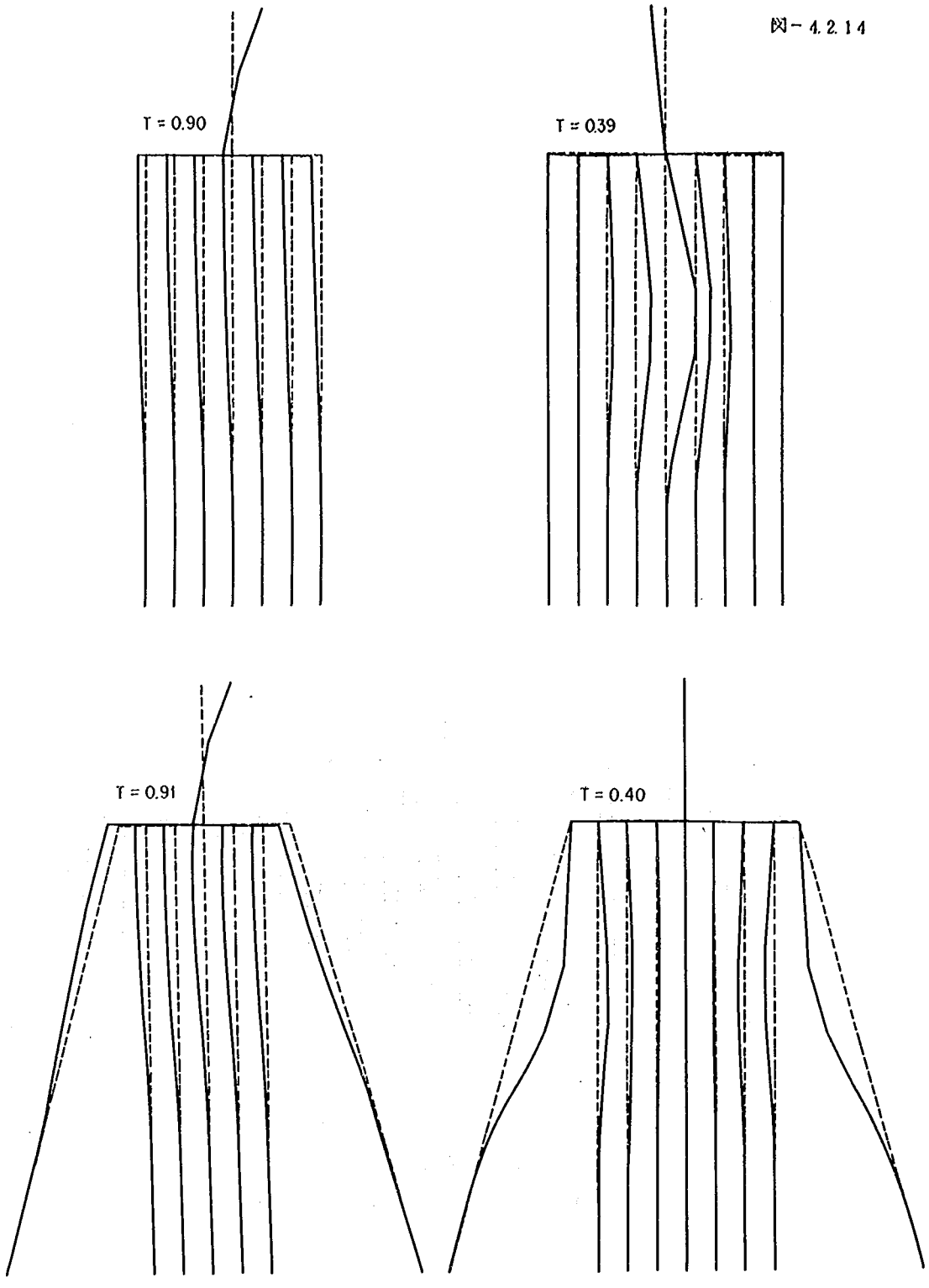
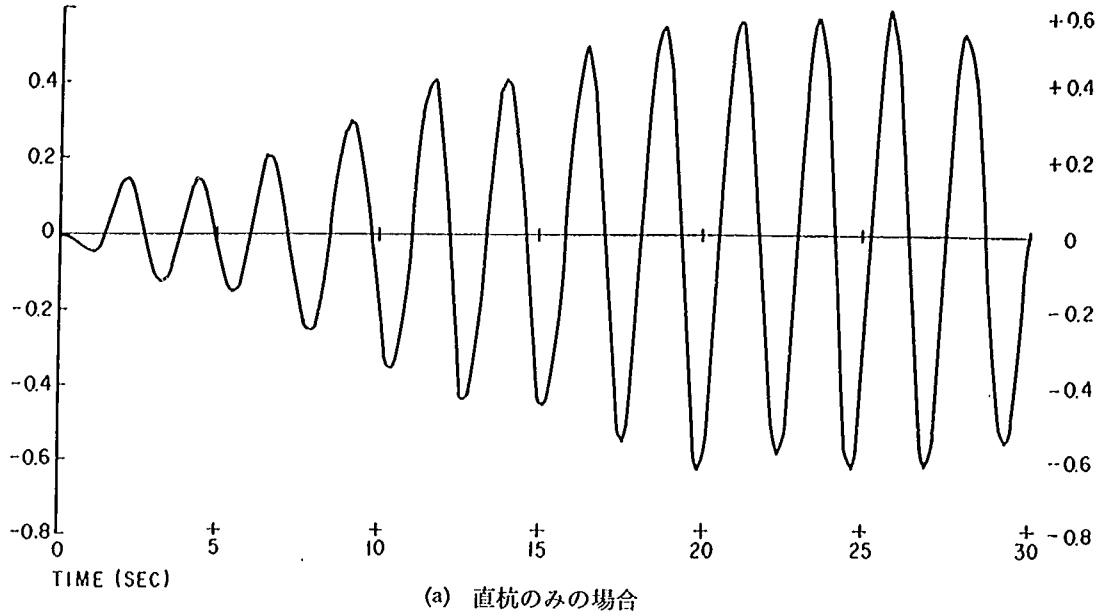
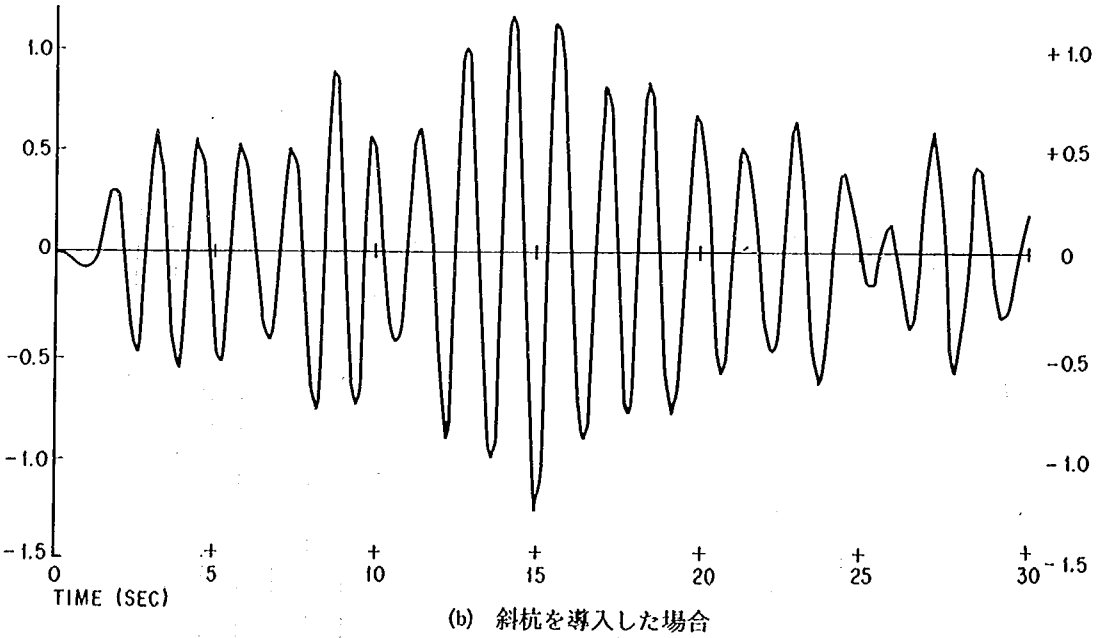


図-4・2・14　モード図（第２次）



(a) 直杭のみの場合



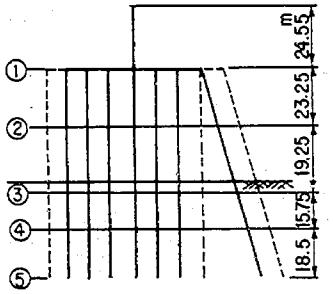
(b) 斜杭を導入した場合

図-4・2・15 地震応答例（頂版部，伊豆半島南岸）

表-4・2・4 応答一覧表

動的解析結果一覧表

点線は橋軸直角方向断面



着目点	入力波	加速度 (gal) 橋軸 直杭のみ	加速度 (gal) 橋軸 斜杭あり	加速度 (gal) 橋軸直角 直杭のみ	加速度 (gal) 橋軸直角 斜杭あり	水平変位 (cm) 橋軸 直杭のみ	水平変位 (cm) 橋軸 斜杭あり	水平変位 (cm) 橋軸直角 直杭のみ	水平変位 (cm) 橋軸直角 斜杭あり
① フーチング	八丈島	77	56	123	65	9.22	1.78	9.45	2.35
	伊豆半島	406	145	696	186	61.22	6.74	89.33	8.90
②地上部杭中間部	八丈島	69	69	110	84	5.74	1.31	5.96	1.70
	伊豆半島	249	126	444	168	38.51	4.92	56.89	7.00
③ 杭地表部	八丈島	50	52	57	48	1.52	0.41	1.60	0.52
	伊豆半島	76	55	121	64	10.28	1.45	15.31	1.87
④地中部杭中間部	八丈島	16	18	8	8	0.03	0.02	0.03	0.02
	伊豆半島	19	20	5	5	0.15	0.04	0.24	0.05

着目点	入力波	軸力 (tf) 杭1本当り 橋軸 直杭のみ	軸力 (tf) 杭1本当り 橋軸 斜杭あり	軸力 (tf) 杭1本当り 橋軸直角 直杭のみ	軸力 (tf) 杭1本当り 橋軸直角 斜杭あり	曲げモーメント (tf・m) 杭1本当り 橋軸 直杭のみ	曲げモーメント (tf・m) 杭1本当り 橋軸 斜杭あり	曲げモーメント (tf・m) 杭1本当り 橋軸直角 直杭のみ	曲げモーメント (tf・m) 杭1本当り 橋軸直角 斜杭あり	せん断力 (tf) 杭1本当り 橋軸 直杭のみ	せん断力 (tf) 杭1本当り 橋軸 斜杭あり	せん断力 (tf) 杭1本当り 橋軸直角 直杭のみ	せん断力 (tf) 杭1本当り 橋軸直角 斜杭あり
フーチング	八丈島	± 143	± 180	± 127	± 241	778	230	810	264	25	8	28	9
	伊豆半島	± 941	± 666	±1140	± 913	4878	761	7229	984	154	14	223	18
地上部杭中間部	八丈島	± 143	± 181	± 127	± 241	156	107	179	133	32	10	34	12
	伊豆半島	± 942	± 668	±1141	± 916	9711	320	1543	409	204	35	304	46
杭地表部	八丈島	± 144	± 181	± 128	± 241	472	111	490	144	32	13	36	17
	伊豆半島	± 943	± 669	±1143	± 917	3044	403	4471	537	214	40	323	53
地中部杭中間部	八丈島	± 144	± 159	± 128	± 211	311	96	334	128	31	9	33	12
	伊豆半島	± 943	± 587	±1143	± 804	20	324	3029	431	201	30	297	41

(3) 軸　力

図-4・2・16, 図-4・2・17に各部材での最大軸力を示す。

斜杭を有する場合は（図-4・2・17），直杭に比較し斜杭に大きな軸力を生じていることがわかる。ただし，直杭のみの場合(図-4・2・16)の最大軸力と比較すれば，それほど大きな値ではない。

(4) 曲げモーメント

図-4・2・18～図-4・2・19に各部材での最大モーメントを示す。

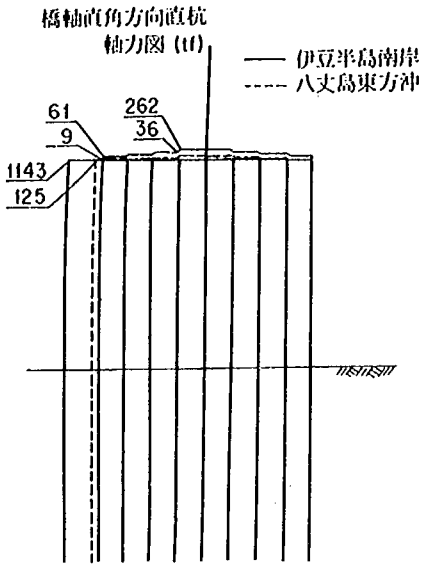


図-4・2・16　軸力分布図

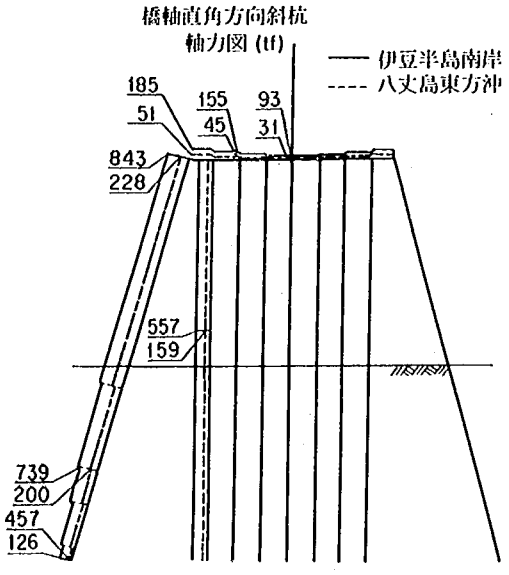


図-4・2・17　軸力分布図

これらの図から，斜杭の使用により各着目点における曲げモーメントが非常に小さくなることを示しており，頂版中心部の杭に作用する曲げモーメントの減少効果も大きいといえる。

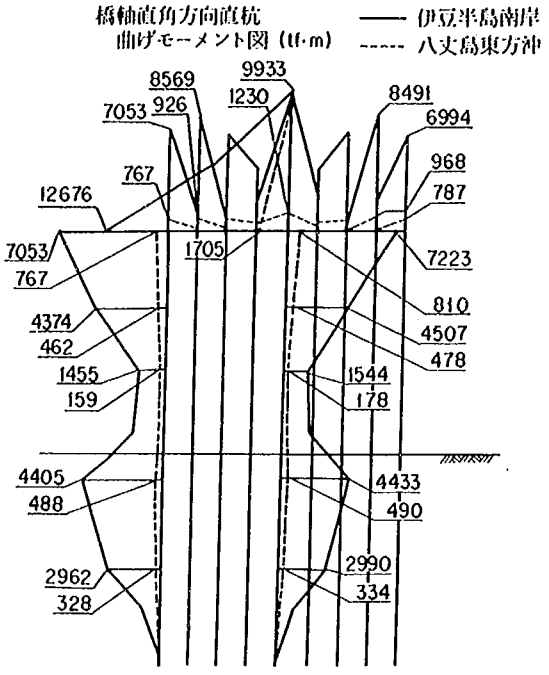


図-4・2・18　曲げモーメント分布図

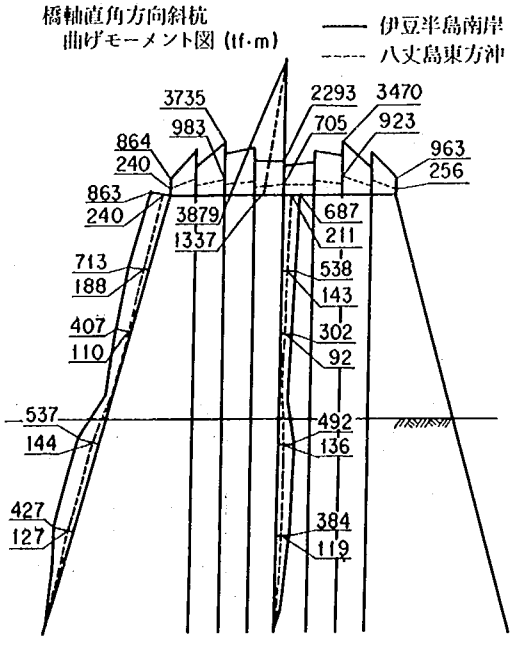


図-4・2・19　曲げモーメント分布図

4）まとめ

表-4・2・4に各応答量の一覧表を示してあるが，これらの検討結果をまとめれば以下のようになる。

① 斜杭の導入により第1次振動モードの固有周期がかなり短縮される。

② 直杭のみの場合では，入力地震波によっては応答振幅が漸増する現象がみられた。

③ 水平変位，曲げモーメント，せん断力などの応答量は，斜杭の導入によってかなり減少する。

これらの結果は，自由長の長い多柱式基礎にある程度の剛性を持たせる対策として，斜杭の導入が非常に効果的であることを示すものである。

4.2.4 斜杭を有する多柱式基礎の設計手法の検討

1）調査目的

多柱式基礎は，水中における施工性の優れた基礎形式であるが，杭の自由長が長いため水平荷重に対する剛性の確保が重要な課題となっている。4.2.3において東京湾横断道路の海上橋を想定した動的解析の結果，斜杭の導入が多柱式基礎の構造特性の向上に非常に有効であることを明らかにした。しかしながら，多柱式基礎に斜杭を用いた設計は過去に例がなく，また斜杭を導入することにより基礎の構造特性に影響を及ぼす設計条件も増加することとなる。

ここでは，直杭のみおよび斜杭を有する多柱式基礎に関して平面ラーメン解法による静的解析を行い，斜杭の導入効果を確認するとともに，その結果に基づいて，最適な斜杭の本数，斜角等を決定できる概略設計手法について検討するものである。

2）調査方法

解析モデルは図-4・2・20に示すように杭本数橋軸方向4本および橋軸直角方向7本のモデルについて検討を行っている。斜杭を有するモデルは，杭本数4本の場合外側1本を，杭本数7本の場合外側2本を斜杭としてモデル化した。解析モデル・解析手法は，4.2.2荷重分担の検討の場合と同様に，平面ラーメン構造にモデル化し変形法理論に基づく骨組構造解析プログラムにより構造計算を行っている。地盤バネも同様に，鉛直バネ（k_V），せん断バネ（k_S），回転バネ（k_R），水平バネ（k_H）の5種類のバネを考慮している。なお，解析ケースにおいて，杭中心間隔が小さい場合も群杭効果による影響は考慮していない。

解析において対象としたパラメータおよびその値を以下に示す。

杭中心間隔L；1.5ϕ，2.5ϕ（ϕ=2,500mm杭）

頂版厚 I；2.0m，2.5m，3.0m，4.0m，10.0m（断面2次モーメントIで表示する）

杭自由長 h；0mから35mまで5mきざみ8ケース

表層N値；3，5，7，9，30，50，5,000(無限大)

杭斜角 θ；0 deg，5 deg，10deg，15deg

これらのパラメータの組合せを表-4・2・5～表-4・2・7に示す。また鋼管杭の諸元は以下のとおりである。

鋼管杭；ϕ=2,500mm，t=22mm

断面2次モーメント I=0.131m^4

面積 A=0.171m^2，E_S=2.1×10^7 tf/m^2

表-4・2・5 杭と頂版の剛比に着目した計算ケース

L	I	h	N	θ	くい本数
3.75 (1.5d)ϕ	2.0 (0.8ϕ)	30	5	0	4
	2.5 (1.0ϕ)			5	
5.0 (2.0ϕ)	3.0 (1.2ϕ)			10	7
	4.0 (1.6ϕ)				
6.25 (2.5ϕ)	10.0 (4.0ϕ)			15	

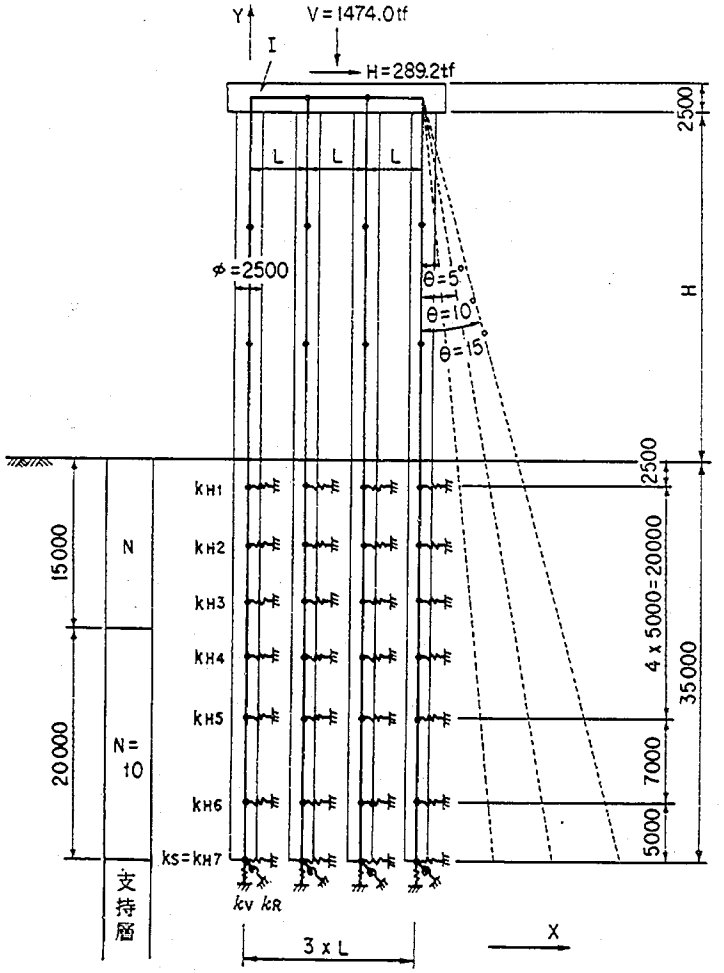
ϕ：くい径2.5m

表-4・2・6 杭自由長に着目した計算ケース

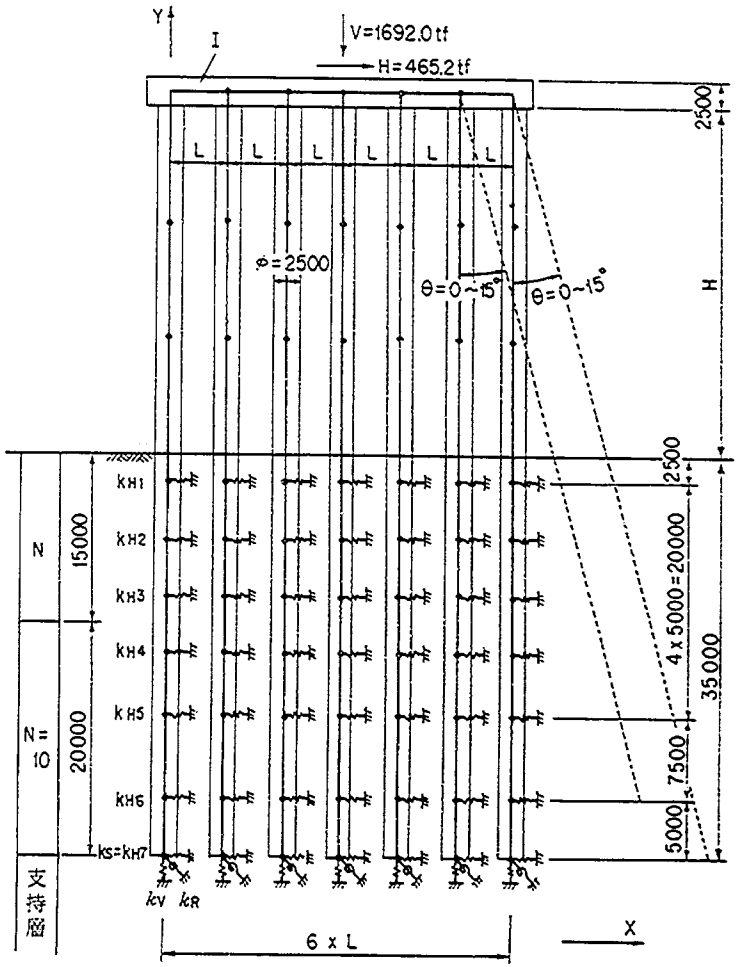
L	I	h		N	θ	くい本数
5.0 (2.0ϕ)	2.5 (1.0ϕ)	0	5	5	0	4
		10	15		5	
		20	25		10	7
		30	35		15	

表-4・2・7 地盤の水平ばねに着目した計算ケース

L	I	h	N	θ	くい本数
5.0 (2.0ϕ)	2.5 (1.0ϕ)	30	3	0	4
			5		
			7	5	
			9		
			30	10	7
			50	15	
			5000		



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-4・2・20 計算モデル

3）調査結果

(1) 鉛直荷重分担

鉛直荷重分担については，4.2.2.3).(1)ですでに述べたように，頂版の断面2次モーメントI，杭中心間隔Lに大きく影響されることを明らかにしている。ここでは，斜杭が式（4.2.2）で示した鉛直荷重分担率 μ_v に与える影響を主に検討した。図-4・2・21，図-4・2・22は，μ_v に与える影響が比較的小さい地盤反力係数（表層N値）と杭の自由長hをとりあげ，それに杭の斜角をパラメータとして組み合せることにより，杭の斜角が μ_v に与える影響をみたものである。斜角 θ が大きくなるに従い杭の鉛直荷重分担率の差もひろがる傾向にあるが，影響度合としてはそれほど大きなものではない。これは，杭間隔，頂版厚等他のファクターとの組合せでも同様の傾向を示した。今回設定した杭の斜角15°程度までの範囲では，斜杭が鉛直荷重分担率に与える影響は小さいといえる。

(2) 水平荷重分担

杭の水平荷重分担は，斜杭によって大きな影響を受ける。図-4・2・23は式（4.2.3）で示した水平荷重分担率 μ_H と杭の斜角 θ の関係を示したものである。斜角が大きくなるとともに，水平荷重分担率の差はひろがり，斜杭に荷重が集中する傾向となる。斜杭の導入により，水平荷重の分担に影響を与える要因としては，斜杭効果が支配的となることを示すものである。

(3) 水平変位量

図-4・2・24，図-4・2・25は，水平変位量に対して影響が大きいパラメータである杭の自由長と横方向地盤反力係数（表層N値）に関して，斜杭の導入効果をみたものである。杭の斜角 θ が大きくなるにつれ頂版および地盤面での水平変位量 δ が小さくなっており，斜杭の導入が水平変位量の低減に極めて有利であることを示している。

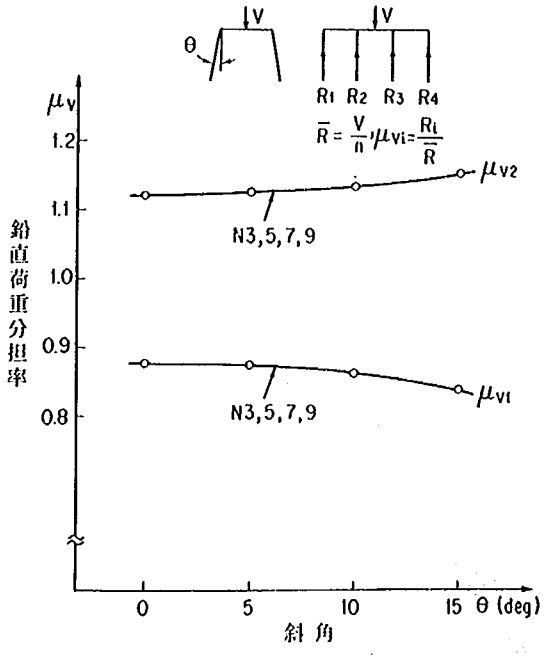


図-4・2・21　横方向地盤反力係数と斜角
(L5－H30－I2.5)

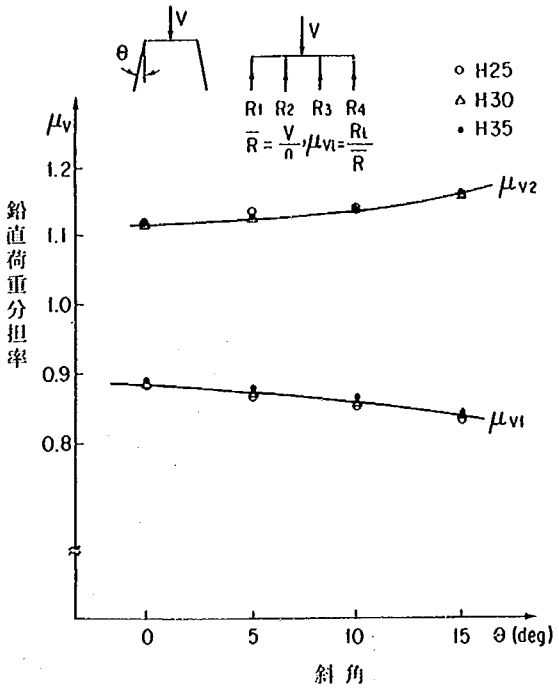
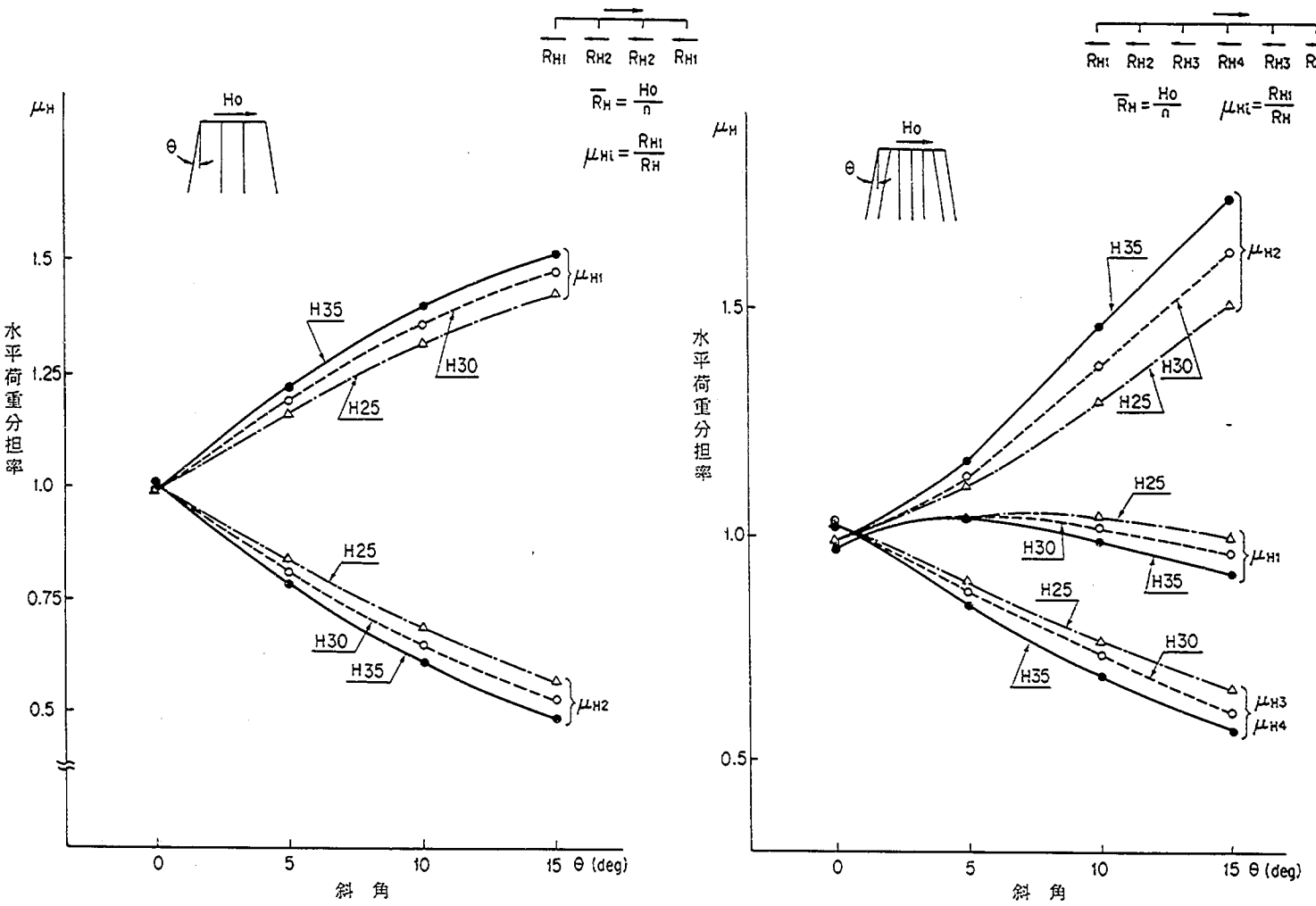


図-4・2・22　杭自由長と斜角（L5－I2.5－N5）



(a) 橋軸方向　　(b) 橋軸直角方向

図-4・2・23 杭自由長と斜角 (L5−I2.5−N5)

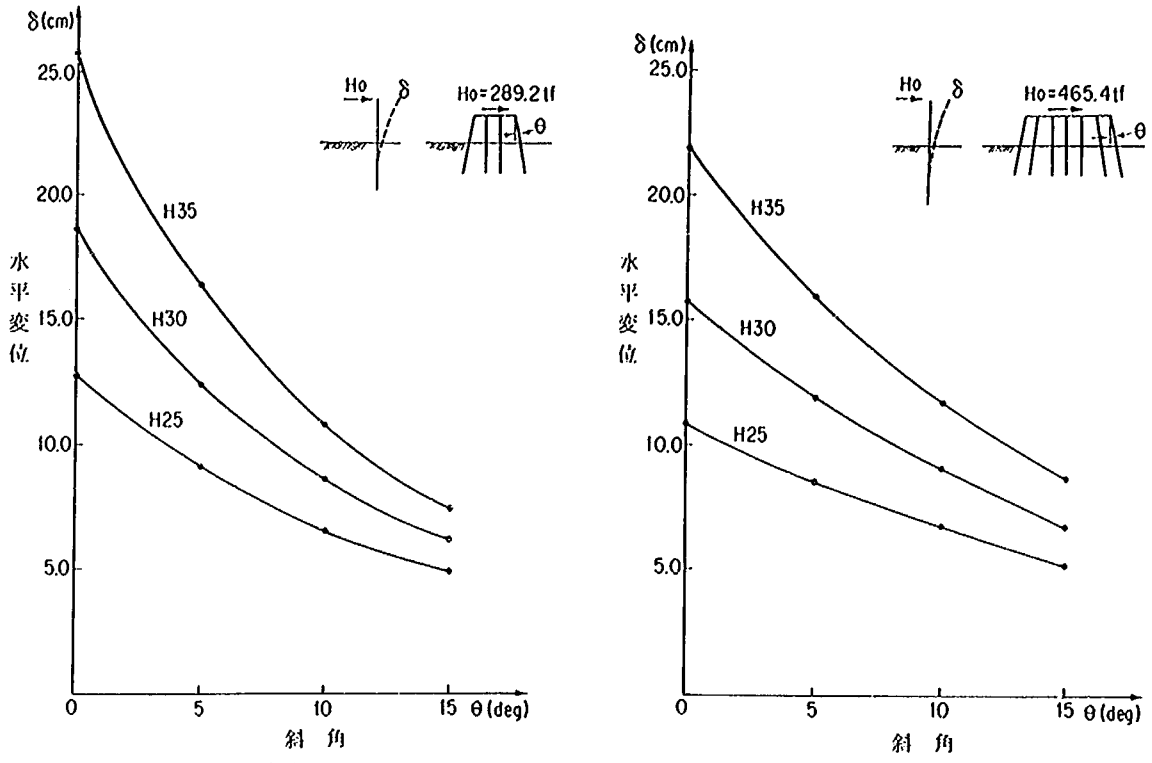
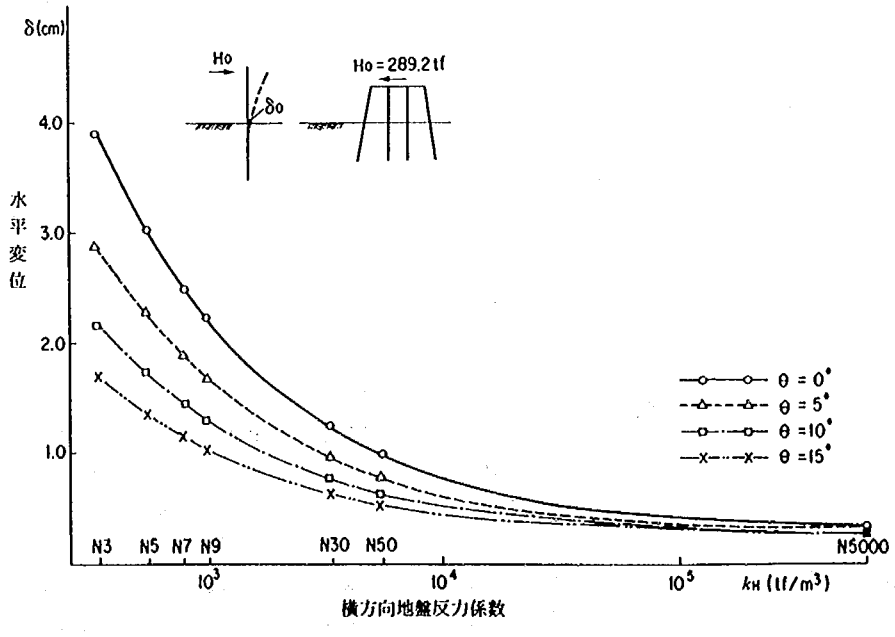
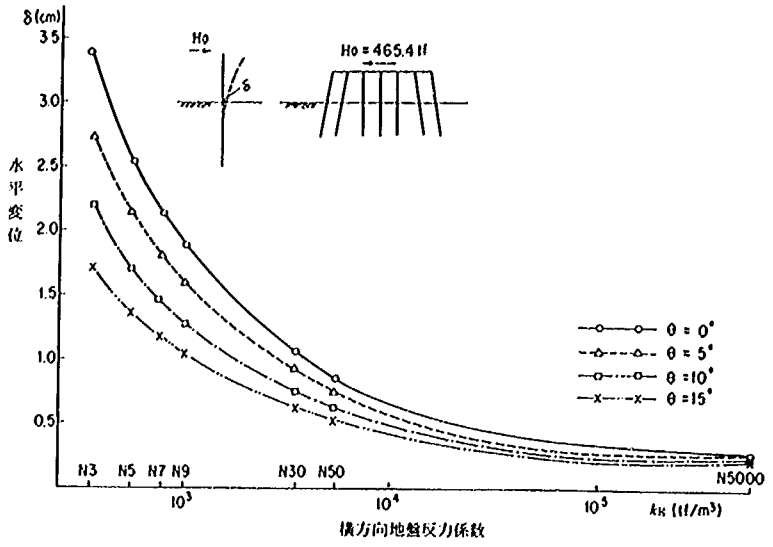


図-4・2・24　杭自由長と斜角（L5－I2.5－N5)



(a)　橋軸方向

図-4・2・25　横方向地盤反力係数と斜角（L5－II30－I2.5)



(b) 橋軸直角方向

図-4・2・25 横方向地盤反力係数と斜角 (L5—H30—I2.5)

4）概略設計手法の検討及びまとめ

東京湾横断道路のように杭の自由長が長く地盤が軟弱な条件で多柱式基礎を用いる場合，斜杭の導入効果が非常に大きいことを静的・動的解析により明らかにしてきた。またこの効果は，水平荷重に対する基礎の剛性の確保に関して特に有効であった。これらの結果から，ここでは斜杭の導入を前提として，多柱式基礎の形状・寸法を合理的かつ十分な精度で決定するための概略設計手法について検討を行う。

(1) 水平荷重に関する検討

① 変位法の適用

一般に道路橋の杭基礎の設計は，道路橋示方書IV下部構造編で規定する変位法を用いている。これは，フーチングを剛体と仮定することにより，変位に関する解析解が非常に簡易な方程式となることに特徴を持つ。多柱式基礎の荷重分担の検討において，頂版剛性は水平荷重分担に殆んど影響しないという結果を得ていることから，水平荷重に対しては概略設計手法として変位法適用の可能性を示すものである。

変位法では頂版の任意の1点を原点として，次の仮定のもとに，原点の変位を下記の三元連立方程式から求めることができる。杭基礎は二次元構造物として扱い，頂版は剛体と仮定し杭群の図心を中心として回転する。また，杭は押込み，引抜きおよび曲げともに線形弾性的であるとし，各バネ定数（軸方向，軸直角方向，回転）はそれぞれ荷重によらず一定とする。

$$\left.\begin{aligned} &A_{xx}\cdot\delta_x+A_{xy}\cdot\delta_y+A_{x\alpha}\cdot\alpha=H_0\\ &A_{yx}\cdot\delta_x+A_{yy}\cdot\delta_y+A_{y\alpha}\cdot\alpha=V_0\\ &A_{\alpha x}\cdot\delta_x+A_{\alpha y}\cdot\delta_y+A_{\alpha\alpha}\cdot\alpha=M_0 \end{aligned}\right\} \quad (4.2.4)$$

各係数は，頂版底面を水平として

$$\left.\begin{aligned} A_{xx}&=\sum(K_1\cdot\cos^2\theta_i+K_V\cdot\sin^2\theta_i)\\ A_{xy}&=A_{yx}=\sum(K_V-K_1)\cdot\sin\theta_i\cdot\cos\theta_i\\ A_{x\alpha}&=A_{\alpha x}=\sum\{(K_V-K_1)x_i\cdot\sin\theta_i\cdot\cos\theta_i-K_2\cos\theta_i\}\\ A_{yy}&=\sum(K_V\cdot\cos^2\theta_i+K_1\cdot\sin^2\theta_i)\\ A_{y\alpha}&=A_{\alpha y}=\sum\{(K_V\cdot\cos^2\theta_i+K_1\cdot\sin^2\theta_i)x_i+K_2\cdot\sin\theta_i\}\\ A_{\alpha\alpha}&=\sum\{(K_V\cdot\cos^2\theta_i+K_1\cdot\sin^2\theta_i)x_i^2+(K_2+K_3)x_i\cdot\sin\theta_i+K_4\} \end{aligned}\right\} \quad (4.2.5)$$

ここに

H_0；頂版底面より上に作用する水平荷重 (tf)

V_0；頂版底面より上に作用する鉛直荷重 (tf)

M_0；原点0のまわりの外力のモーメント (tf・m)

δ_x；原点0の水平変位 (m)

δ_y；原点0の鉛直変位 (m)

α；頂版の回転角 (rad)

x_i；i番目の杭の杭頭のx座標 (m)

θ_i；i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 (log)

$K_1\sim K_4$；杭軸直角方向バネ定数 (tf/m, tf/rad, tf・m/m, tf・m/rad)

K_V；杭軸方向バネ定数 (tf/m)

図-4・2・26は，平面ラーメン解析法と変位法による頂版の水平変位量を比較したものである。このとき，平面ラーメン解析法による頂版の水平変位量を δ，変位法によるそれを δ_R とし，横軸には杭と頂版の剛比をとっている。杭と頂版の剛比は以下のように定義している。

$$k_0=\frac{I\cdot\lambda}{I_0\cdot L} \tag{4.2.6}$$

ここに

k_0；頂版と杭の剛比
I；頂版の断面２次モーメント（鋼換算値）（m^4）
I_0；杭の断面２次モーメント（m^4）
L；杭の中心間隔（m）
λ；$H+1/\beta$（m）
h；杭の自由長（m）
β；杭の特性値 $\sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$（m^{-1}）
k；杭の水平方向地盤反力係数（tf/m^3）
D；杭の直径（m）
E；杭の弾性係数（tf/m^2）

頂版と杭との相対剛比が低下するにつれて変位量の比は増大するが，その差は最大でも４％程度となり，頂版の水平変位量は変位法で十分近似できることを意味する。

② 変位法による概略設計手法の検討

頂版位置における水平荷重と許容変位量が与えられた場合の概略設計手法の検討を行う。

頂版が水平でかつ杭配置が対称である多柱式基礎に，水平力 H_0 のみが作用する場合の変位法の一般式（4.2.4）を整理すると以下のようになる。

$$\delta_x=\frac{H_0}{K_{III}} \tag{4.2.7}$$

$$K_{III}=\Lambda_{xx}-\frac{\Lambda_{x\alpha}^2}{\Lambda_{\alpha\alpha}} \tag{4.2.8}$$

$$\left.\begin{aligned}\Lambda_{xx}&=\sum_i\{K_1\cos^2\theta_i+K_V\sin^2\theta_i\}\\ \Lambda_{x\alpha}&=\sum_i\{(K_V-K_1)x_i\sin\theta_i\cdot\cos\theta_i\\ &\qquad -K_2\cos\theta_i\}\\ \Lambda_{\alpha\alpha}&=\sum_i\{(K_V\cos^2\theta_i+K_1\sin^2\theta_i)x^2i\\ &\qquad +(K_2+K_3)x_i\sin\theta_i+K_4\}\end{aligned}\right\} \tag{4.2.9}$$

式（4.2.7）から，頂版位置における水平荷重 H_0 と許容変位量 δ_x とが与えられれば K_{III} が決定でき，これを満足するように Λ_{xx}，$\Lambda_{x\alpha}$，$\Lambda_{\alpha\alpha}$ を定めればよいことになる。しかし，Λ_{xx}，$\Lambda_{x\alpha}$，$\Lambda_{\alpha\alpha}$ は K_{III} から一義的には定まらず，最適な値を決定するのは困難となる。そこで，式（4.2.8）を変形し次式を満足できるような γ を定めることができれば，非常に容易に Λ_{xx} を定めることができる。

$$K_{III}=\frac{\Lambda_{xx}}{\gamma} \tag{4.2.10}$$

γ を定めるために，杭本数 n，杭の斜角 θ，杭頭鉛直バネ定数 K_V，杭中心間隔 L，杭の自由長 h および特性値 β を種々変化させて計算を行った。図-4・2・27に杭本数７本の場合の γ の算定図を示す。これは，γ の算定値の安全側の包絡線を無次元量 K_V/K_1 を用いてまとめたものである。また，図-4・2・28には，K_{III} および γ から Λ_{xx} が定まった場合に，Λ_{xx} を満たす杭本数，斜角を決定する手法として作成したノモグラムを示す。

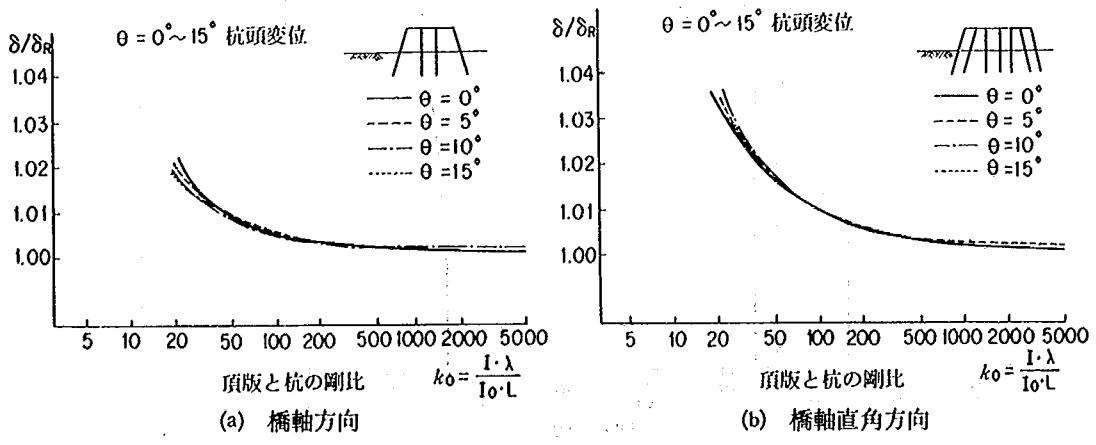


図-4・2・26　$k_0-\delta/\delta_R$ 関係

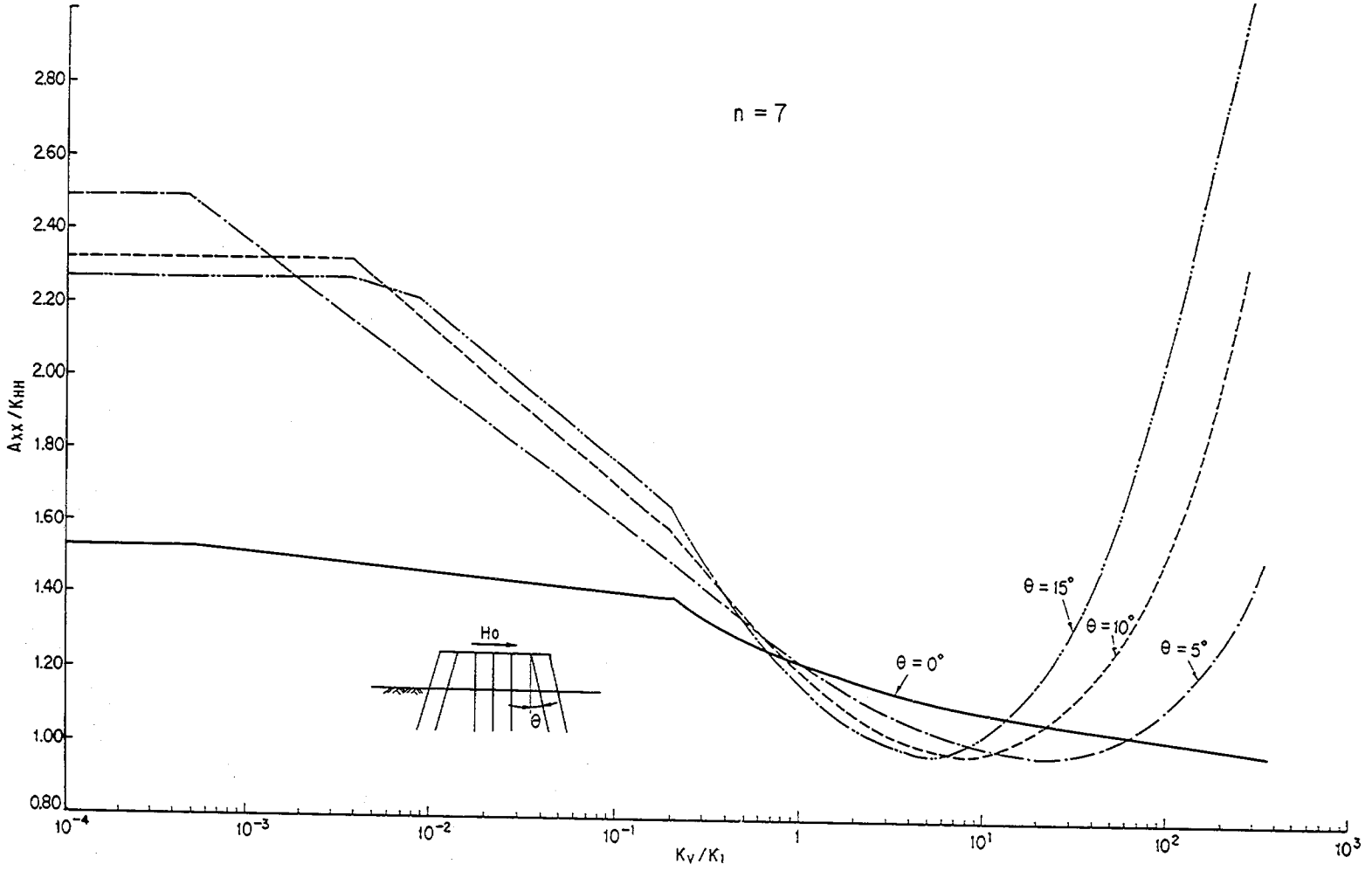

n = 7
θ = 15°
θ = 10°
θ = 5°
θ = 0°
Ho
θ
Axx / KHH
Kv / K1
2.80
2.60
2.40
2.20
2.00
1.80
1.60
1.40
1.20
1.00
0.80
10^-4
10^-3
10^-2
10^-1
1
10^1
10^2
10^3

図-4・2・27　γの算定図

図－4.2.28

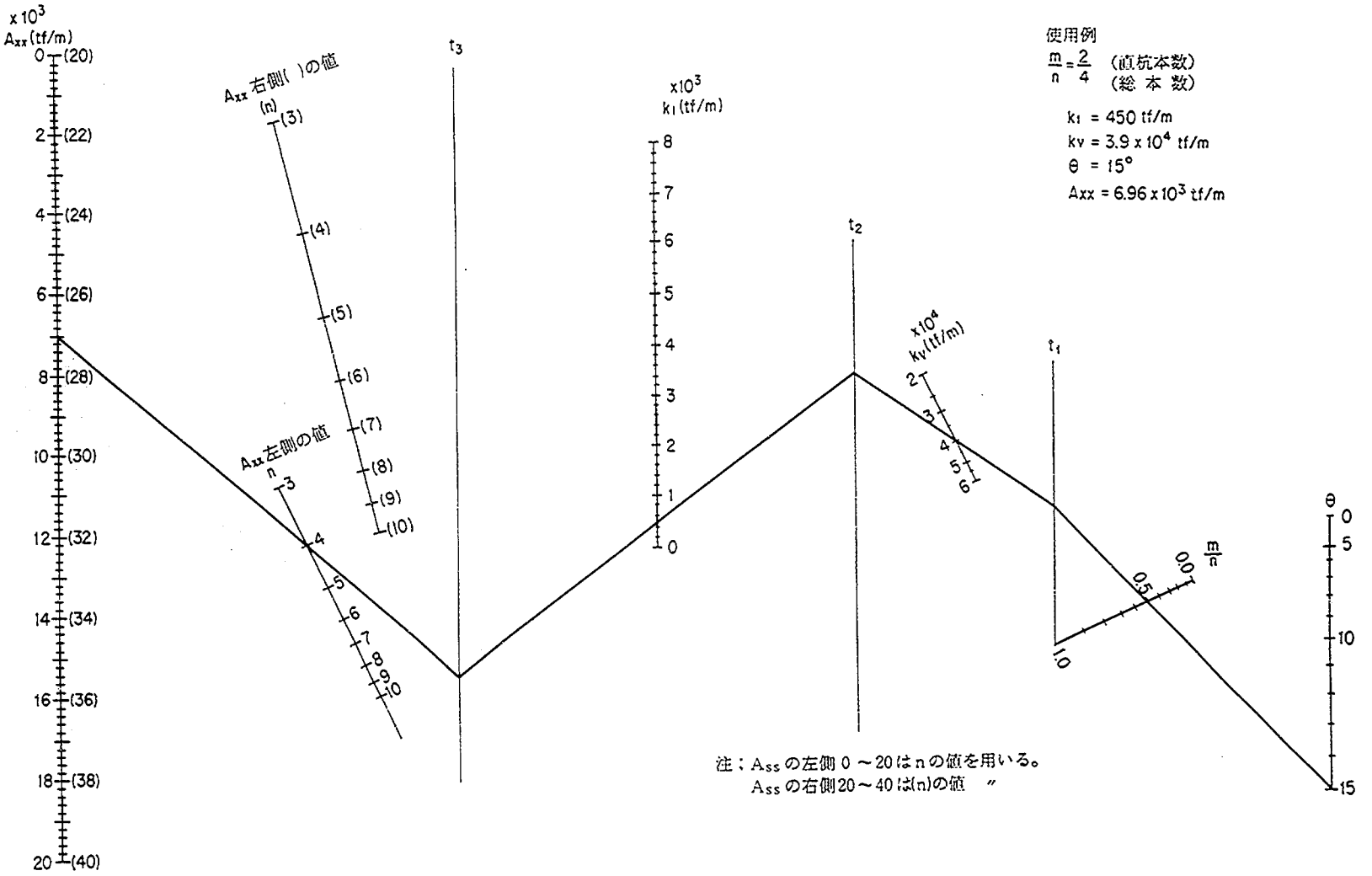


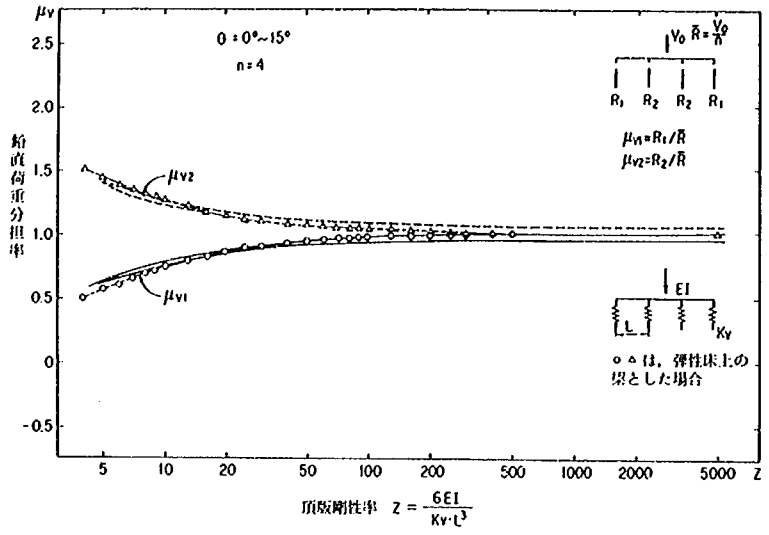
図-4・2・28 Axx ノモグラム

(2) 鉛直荷重に関する検討

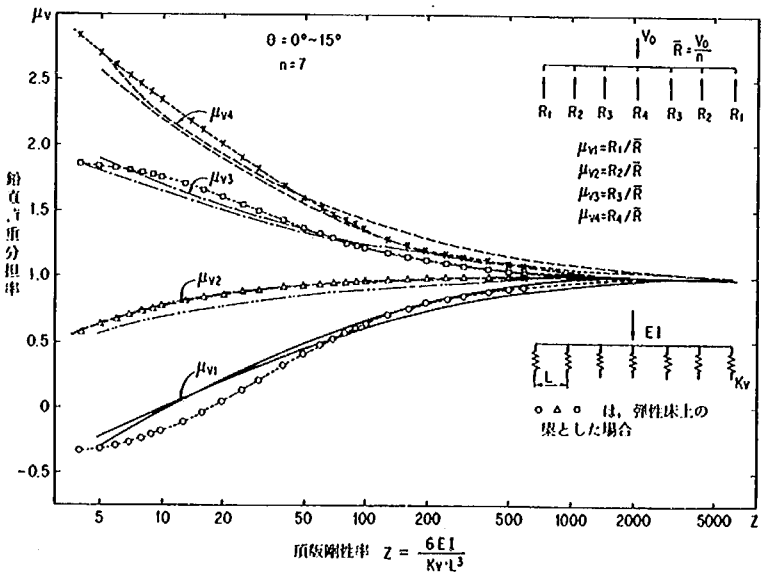
東京湾横断道路を対象とした場合，多柱式基礎の設計は，水平力に対する剛性の確保すなわち水平変位量の制約が支配的となる。水平変位量を許容値以下に抑えるためには頂版の自重を減ずることが得策であるが，頂版の剛性は各杭の鉛直荷重の分担に大きく影響するため頂版を有限剛性として設計する必要がある。

図-4・2・29は，式(4.2.1)に示した頂版の剛性率 Z をパラメータとして，平面ラーメン解析法と弾性床上の梁として解析した鉛直荷重分担率 μv の比較をしたものである。同図から，鉛直荷重分担については算定精度を言及するほどの差はなく，弾性床上の梁として解析すれば十分といえる。

図-4・2・30および図-4・2・31には，杭本数が3～9本の場合の反力最大および最小の荷重分担を示している。概略設計段階では，本図を用いて検討すれば十分といえる。



(a) 4本杭



(b) 7本杭

図-4・2・29 ラーメンとバネ支承連続梁の比較

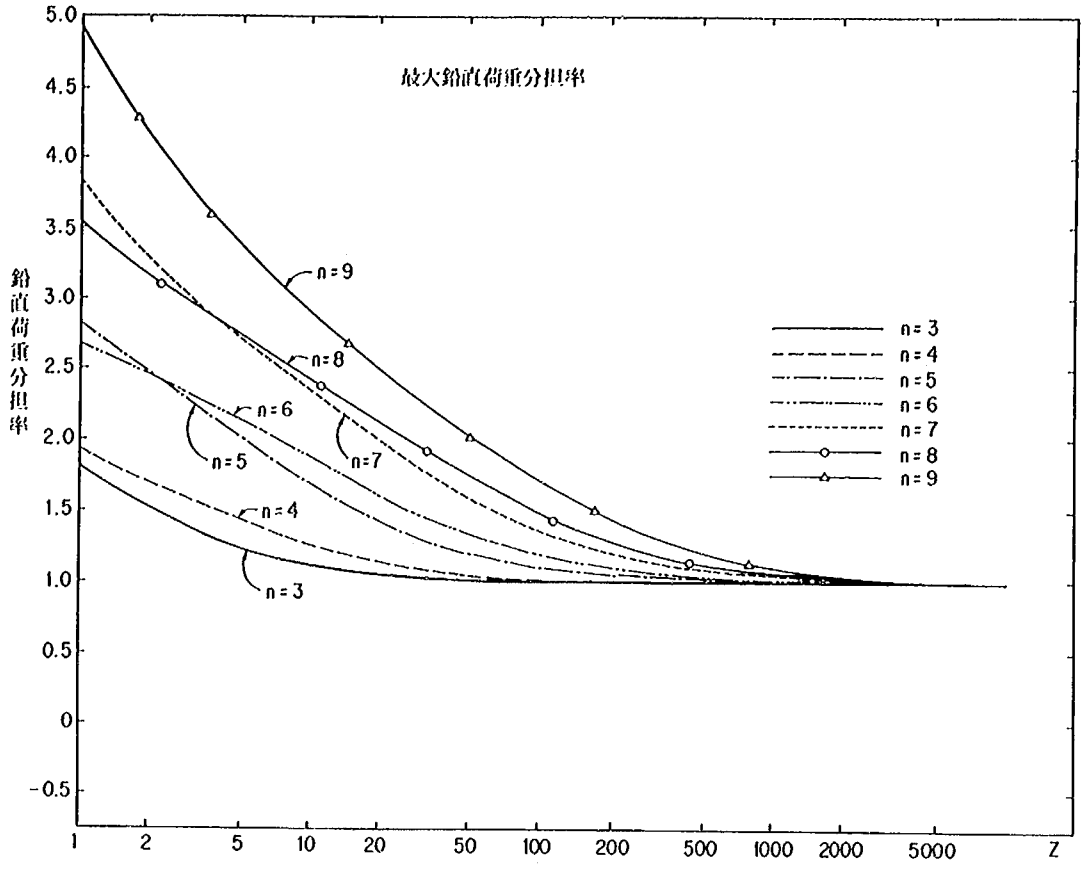


図-4・2・30　反力最大の杭の荷重分担率

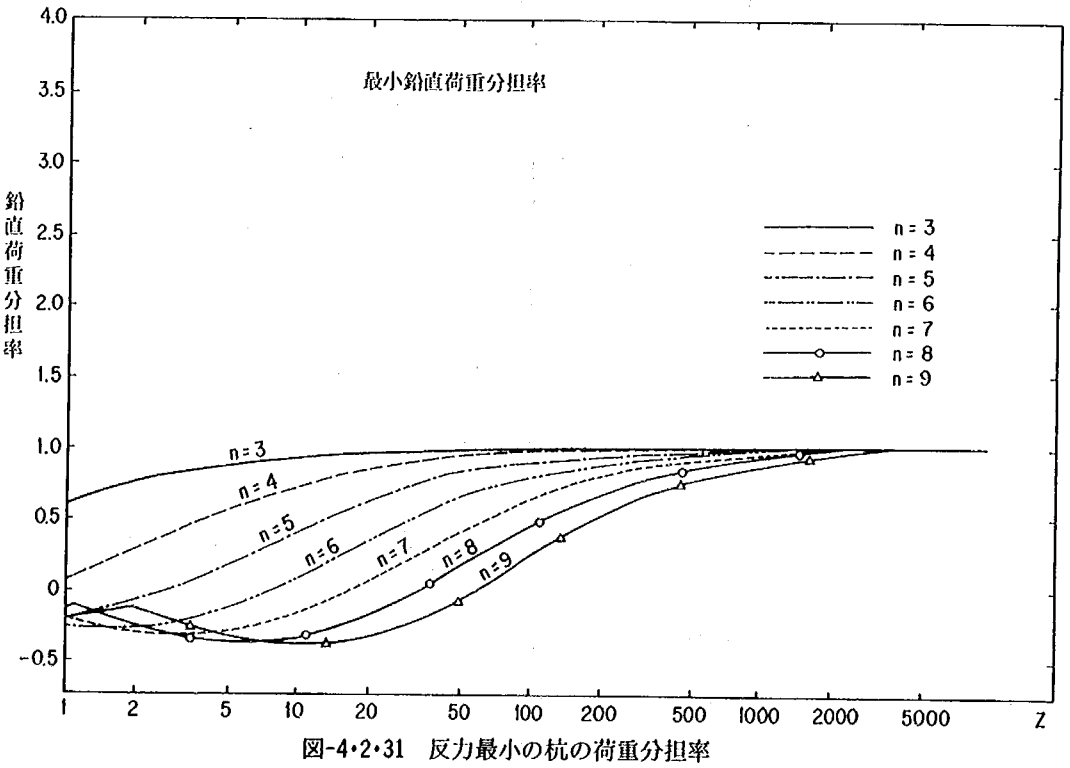


図-4・2・31　反力最小の杭の荷重分担率

(3) 概略設計手法のまとめ

(1), (2)において，水平方向荷重および鉛直荷重に対する設計手法の検討を行った。これらの結果をもとに，斜杭を有する多柱式基礎の概略設計手法の提案を行うものである（図-4・2・32フローチャート参照）。

多柱式基礎は，杭の自由長が長くなるほど，また地盤の水平方向地盤反力が小さくなるほど，水平変位量による制約が厳しいものとなる。したがって，フローチャートに示す1～3の作業においては，水平方向の制約を念頭におき初期条件により斜杭の導入，杭本数，頂版の形状を仮定する。次に，許容変位量および頂版に作用する水平力から4.2.4.4).(1)②に示す提案手法により水平荷重に対する検討を行い，杭本数・斜角を設定する。鉛直荷重に対しては，水平方向照査の制約により決まる有限な頂版剛性により，杭の鉛直荷重分担にどの程度の偏たりが生じるか検討したうえで，部材・安定照査を行う。以上の基本的な流れにより最終的に斜杭を有する多柱式基礎の形状・寸法を定めるものである。

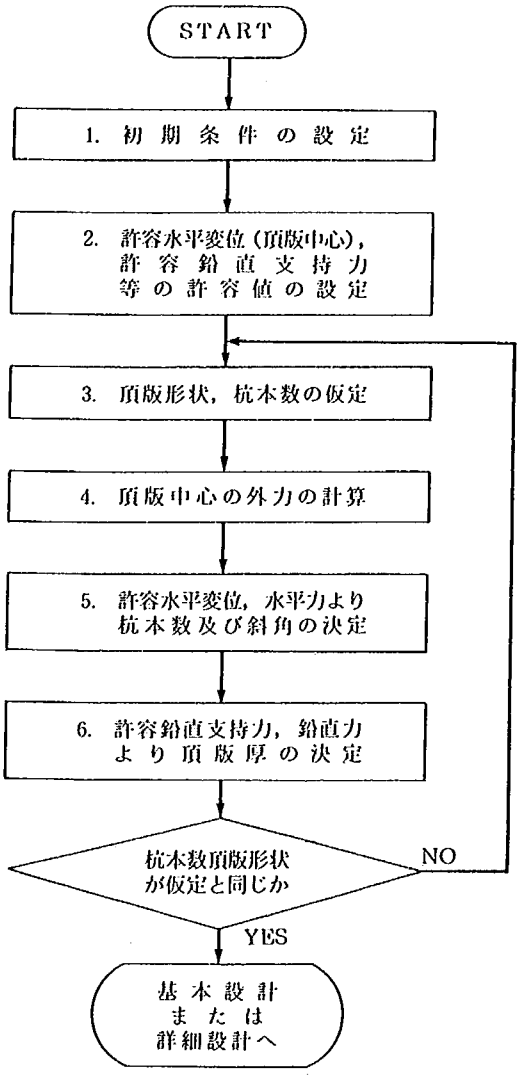


図-4・2・32 概略設計のフローチャート

4.2.5 SRC（鉄骨鉄筋コンクリート）構造の杭頭結合法

1）調査目的

東京湾横断道路の海上橋梁基礎に多柱式基礎を用いる場合，その規模，構造特性，地盤条件により通常の杭基礎形式にみられない課題点がいくつか挙げられる。その1つに頂版と杭の結合部がある。杭頭結合部は頂版から杭へと断面が急変し応力が集中するため，元来構造上の弱点となり易い。しかも東京湾横断道路で計画されている頂版は，頂版自身の重量を軽減する目的のためSRC構造（鉄骨鉄筋コンクリート構造）とすることが提案されており，通常の杭基礎に比較し版厚を薄く抑えることができる。頂版がSRC構造である杭頭結合法については，その結合法，応力伝達機構，耐力の評価手法等未解明な点も多く，採用にあたってはその構造特性について十分な検討を行う必要がある。ここでは，杭頭結合法を変化させた杭頭部模型の鉛直および水平載荷実験を実施し，合理的な杭頭結合方法の開発を目的として検討を行ったものである。なおSRC構造の頂版と杭頭の結合法として，道路橋示方書IV下部構造編に示すA法以外に，以下の2とおりの結合法をとりあげた。

① 鋼製のブラケットをSRC構造頂版の鉄骨枠組に溶接するか機械的に結合させ，杭頭反力を鉄骨枠組に分担させる方法

② 杭頭の周囲にフープジベル（異形鉄筋によるせん断キー）を溶接し，押抜きせん断力に対し頂版の厚さを有効に利用する方法

2）鉛直載荷実験

(1) 試験体と実験方法

鉛直載荷実験では，杭頭の補強効果を明確に把握するため，第1シリーズ3種類3体，第2シリーズ8種類14体にわたって結合法・着目パラメータを変化させて実験を行った(表-4・2・8, 表-4・2・9)。試験体縮尺は，東京湾横断道路橋で想定されている頂版寸法の1/6.25としている。各試験体の一般図を図-4・2・33に示す。

第1シリーズの着目点は，各結合法の補強効果の確認を目的としており，各供試体の結合法は以下のとおりである。

表-4・2・8　試験体の種類（第1シリーズ）

試験体	T－1	T－2	T－3
結合法	道示A法	フープジベル	ブラケット
フーチング配筋(D13)	11@ 100	11@ 100	11@ 100
鉄骨枠組	○	○	○
数量	1	1	1

表-4・2・9　試験体の種類（第2シリーズ）

試験体	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-6	M-7	M-8
フーチング下面からジベルまでの距離 (mm)	150	275	400	150	150	150	275	400
フーチング配筋 (D13)	7@150	7@150	7@150	4@250	—	7@150	7@150	7@150
鉄骨枠組	○	○	○	○	○	×	×	×
数量	2	2	2	1	1	2	2	2

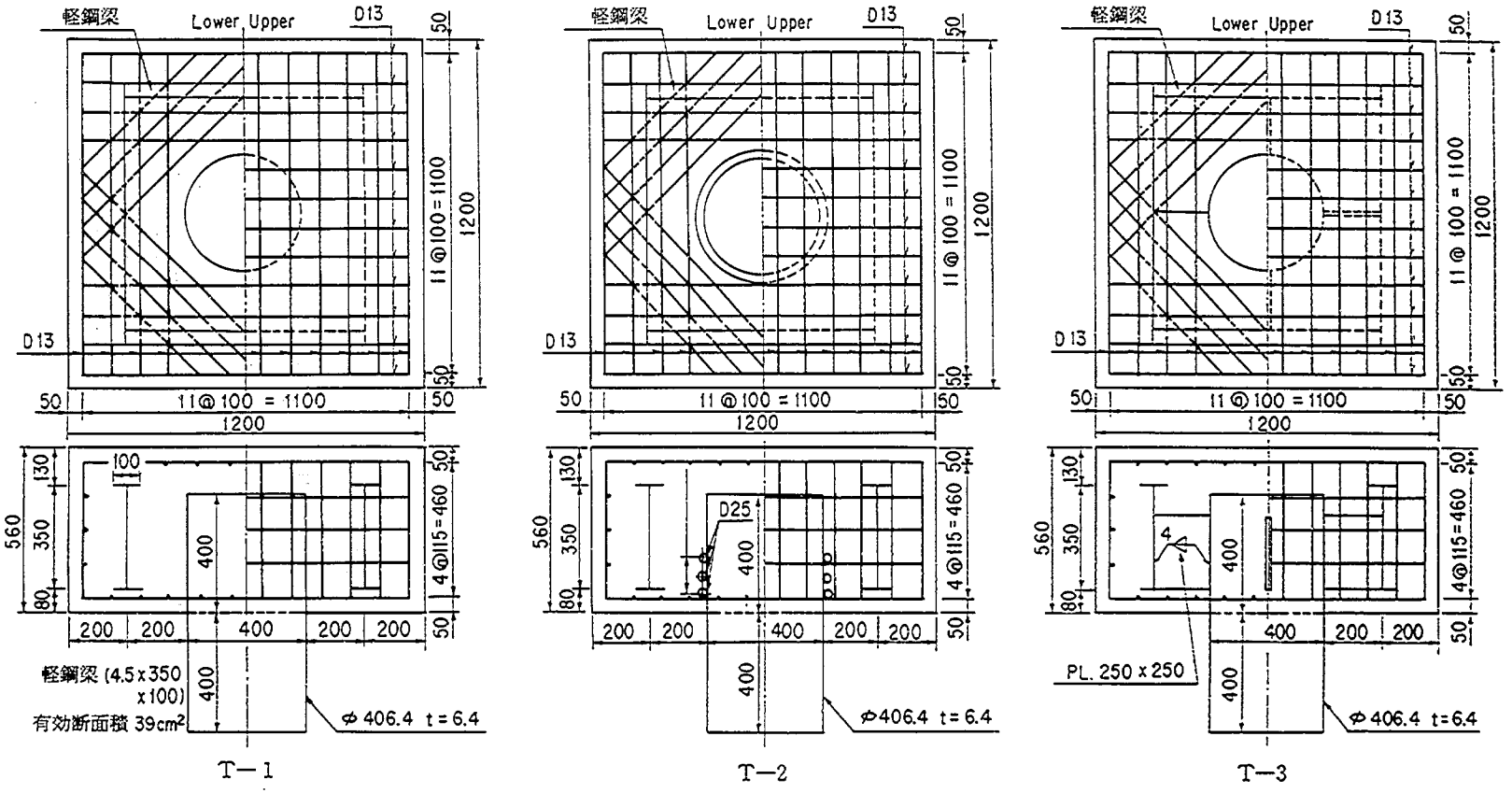


図-4-2-33 (1) 試験体一般図

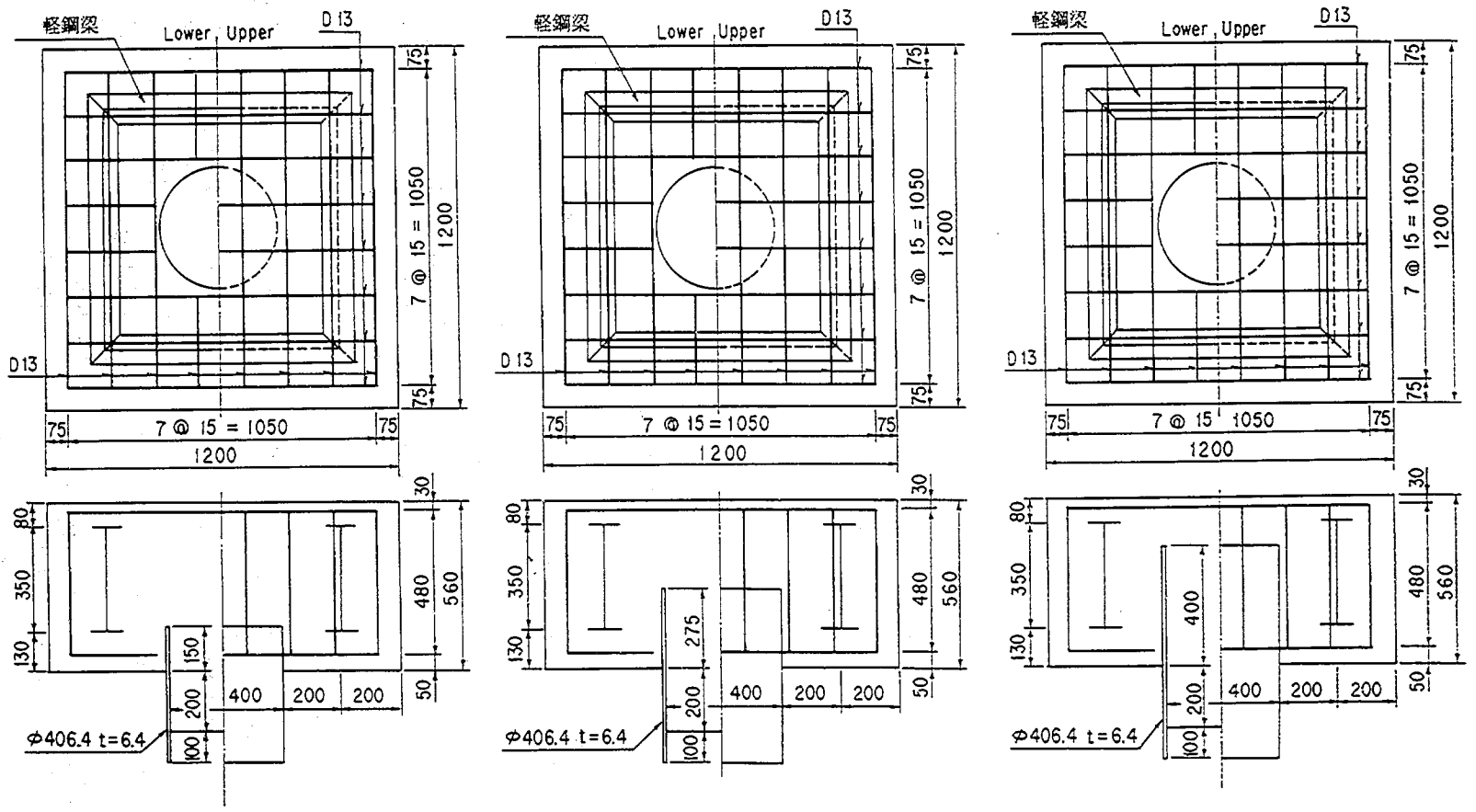


図-4・2・33 (2) 試験体一般図

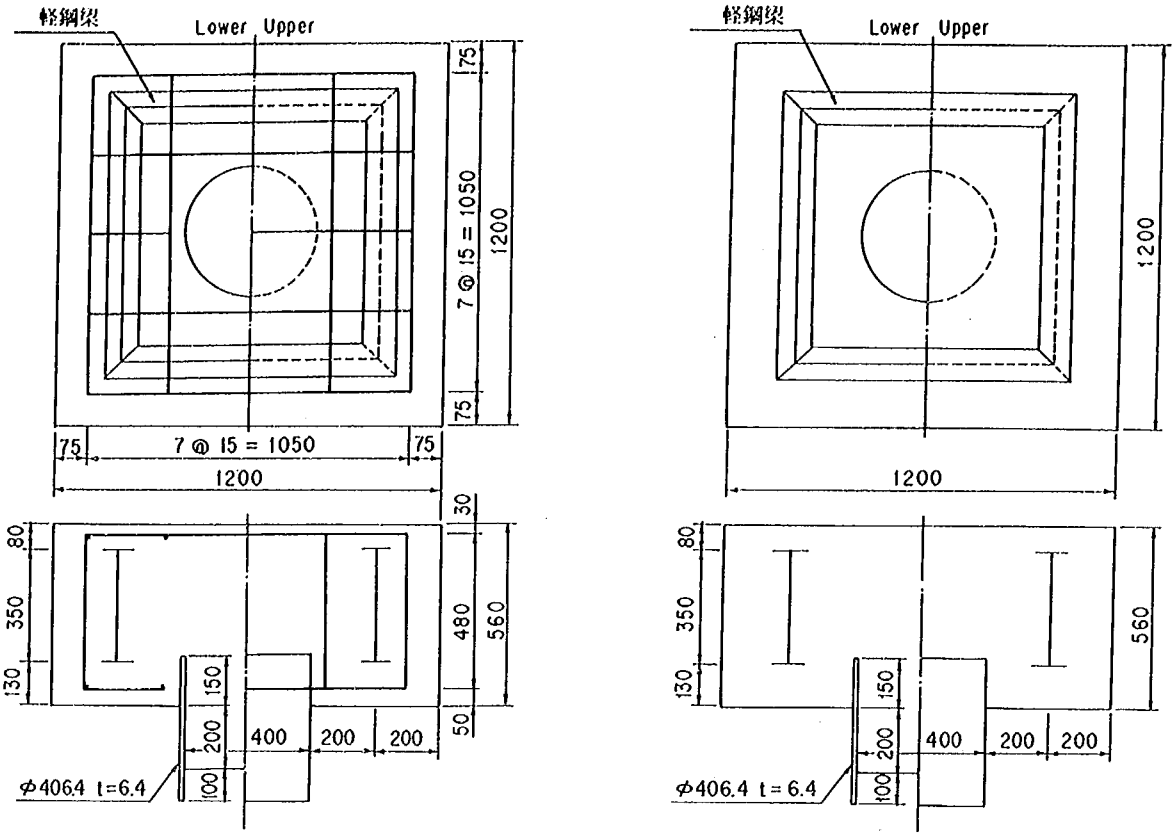


図-4・2・33 (3) 試験体一般図

T －1；道路示方書IV下部構造編に規定するA法に準じたもので，杭径だけ頂版内に埋め込んだ試験体

T －2；鋼管の周囲に応力伝達を図るためフープジベルを溶接した試験体

T －3；鋼管と鉄骨枠組とをブラケットで連結した試験体

第2シリーズは，頂版下面からフープジベルまでの距離，頂版の配筋，鉄骨枠組の有無をパラメータとして，耐力・変形性能・破壊性状等に与える影響について検討することを目的としている。

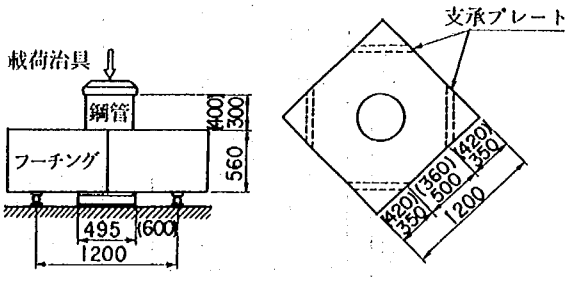
M－1～3；フープジベル位置の影響を検討するため，その位置を変化させた試験体

M－4～5；頂版鉄筋量の影響を検討するための試験体

M－6～8；鉄骨枠組の有無による影響を検討するため，鉄骨枠組を抜いた試験体

なおM－1～8ではフープジベルの効果を直接みるため，杭の先端をフープジベルとして位置付けておりフープジベルそのものは取付けていない。また鋼管外周面にはグリースを塗付し極力付着等の影響が入らないようにした。

試験体は図-4・2・34に示すように，上下を逆にして頂版の4辺を単純支持した状態で，鋼管上端に静的に鉛直荷重を載荷している。



( )はT－1～T－3シリーズ

図-4・2・34 載荷方法

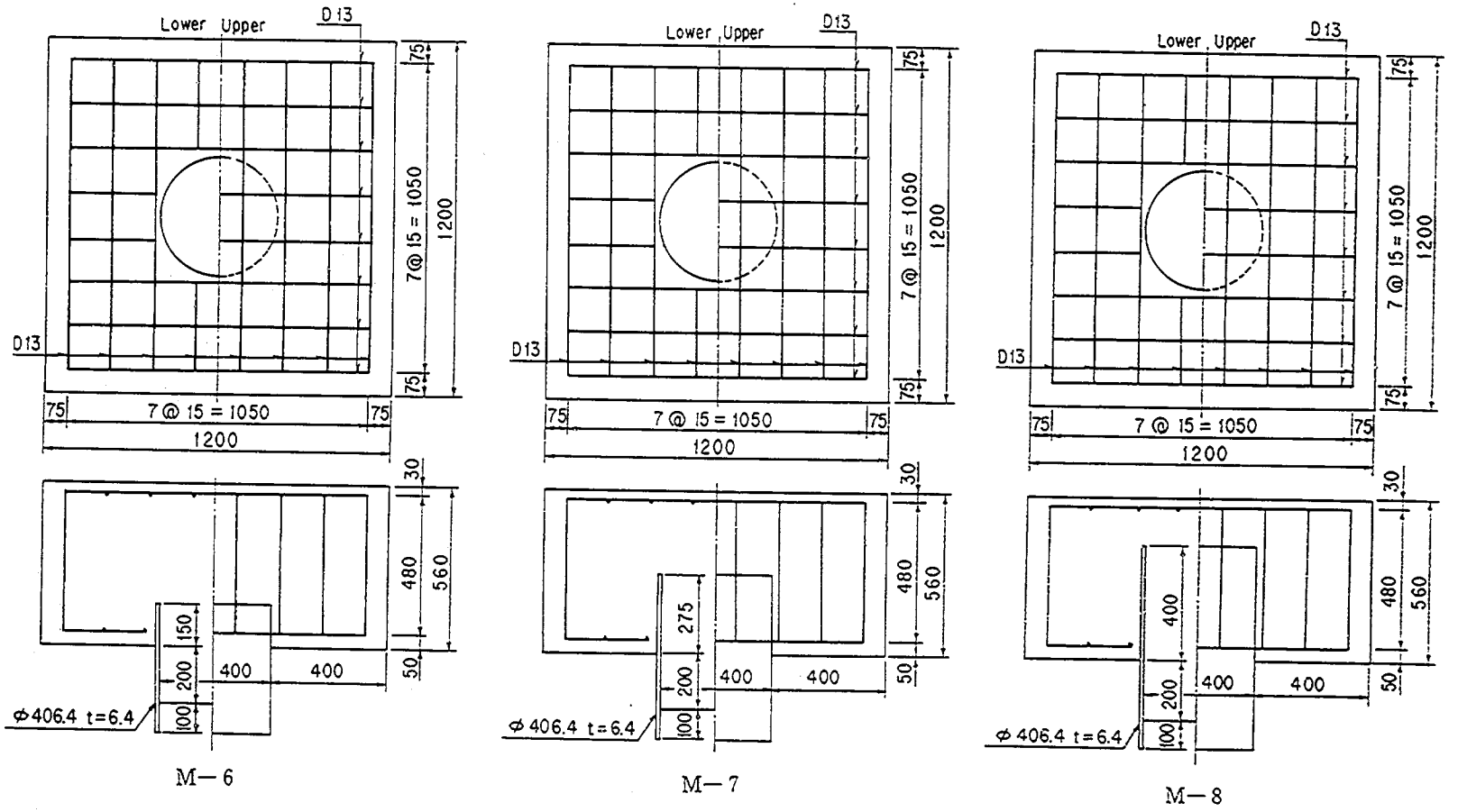


図-4-2-33 (4) 試験体一般図

(2) 実験結果と考察

① 第一シリーズ

各試験体の目視によるひび割れ荷重と最大荷重をまとめたものを表-4・2・10に，また鋼管の頂版へのめり込み量と荷重の関係を図-4・2・35に示す。

最大耐力を比較すると T－2，T－3，T－1の順となり，明らかにフープジベルやブラケットによる補強の効果を示している。その比率は T－2が T－1の約3倍，T－3が T－1の約2倍という結果となった。T－1は，他の試験体に比べると曲げひび割れが十分に進展しない状態でぜい性的に破壊している。T－2は，荷重の増加に伴い曲げひび割れが進展し，荷重約150tf程度で図-4・2・36に示すような周状の降伏線と考えられるひび割れを生じたが，破壊は最終的に300tf程度で生じている。T－3はブラケットの剛性により他の試験体のせん断耐力機構に比べ変形能が大きく現われる。図-4・2・37，図-4・2・38に示すように，鋼管直下の支圧応力は荷重150t程度で $\sigma_F \fallingdotseq 0^{kgf}/cm^2$ に収束するが，ブラケットの主応力は同荷重程度から急激に増加する。これらのことから，T－3の変形能は，ブラケットの材料特性に依るところが大きいといえる。

② 第2シリーズ

各試験体の最大耐力および押抜き厚と耐力の関係を

表-4・2・10 試験体の耐力とひび割れ発生荷重

試験体	試験によるひび割れ発生荷重	最大荷重
TX－1	60tf	105tf
TX－2	80tf	302tf
TX－3	100tf	195tf

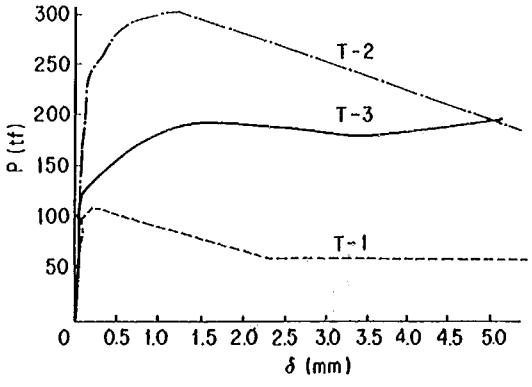


図-4・2・35 荷重と鋼管のフーチングへのめり込み量

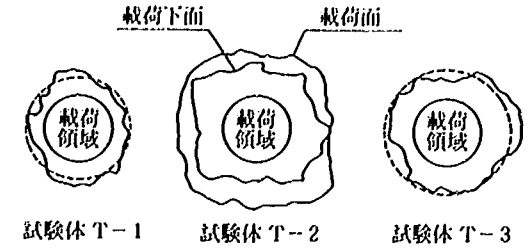


図-4・2・36 実験より推定された降伏線

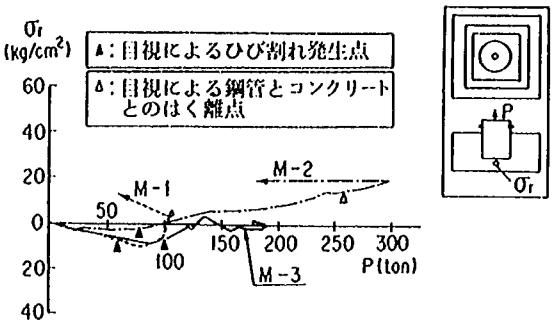


図-4・2・37 荷重とフーチング支圧応力

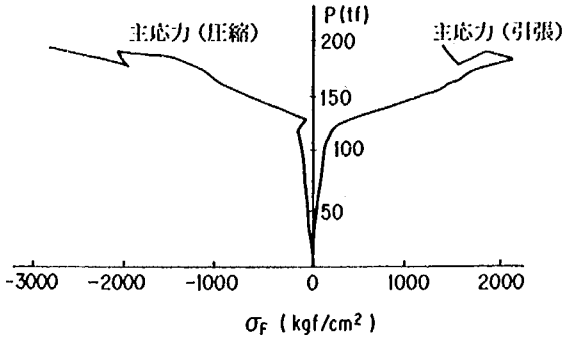


図-4・2・38 荷重とブラケットの主応力

それぞれ表-4・2・11，図-4・2・39に示す。SRC構造の試験体（M－1～M－3）RC構造の試験体（M－6～M－8）の最大耐力を比較すると，明らかに鉄骨枠組の補強効果のあることがわかる。この補強効果は，押抜き厚さに大きく依存しており，押抜き厚の増加に伴いほぼ直線的に耐力も増加する。また耐力の増加率もRC構造に比べ高いものとなる。

頂版の鉄筋量を変化させた M－1，M－4，M－5を比較すると，鉄筋量の大小により耐力に差がみられる。しかしながら，鉄筋量の比率（1：0.6：0）ほど耐力は低下しない。

図-4・2・40に各試験体の頂版への鋼管のめり込み量と荷重の関係を示す。SRC構造（M－1～M－5）と

表-4・2・11　最大耐力

試験体	M-1	M-2	M-3	M-4	M-5	M-6	M-7	M-8
最大荷重 (tf)	210	117	60	182.5	135	124	88	52
	185	123	63			135.5	96	60

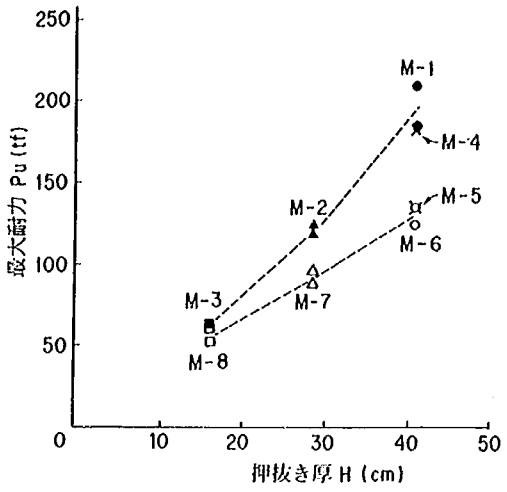


図-4・2・39　最大耐力—押抜き厚関係

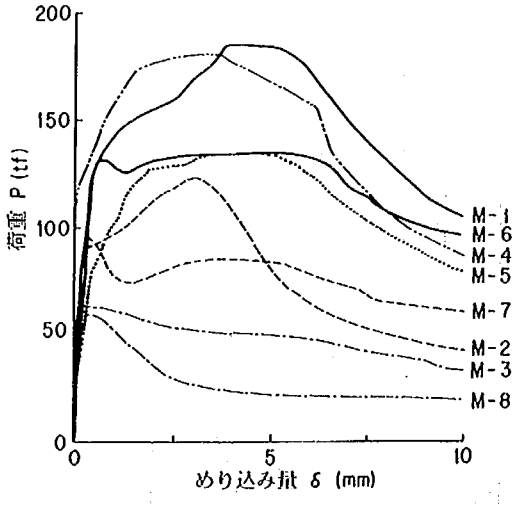


図-4・2・40　荷重—めり込み量関係

RC構造（M—6～M—8）の変位曲線から，鉄骨枠組の効果は耐力の向上もさることながら破壊時の変形能にも大きく影響していることがわかる。RC構造では，最大耐力到達後は急激にめり込みが進行するぜい性的な破壊の傾向があるが，SRC構造では変形能が大幅に向上している。ただし，押抜き厚さの薄いM—3ではその効果が小さいことは，耐力との関係と同様である。

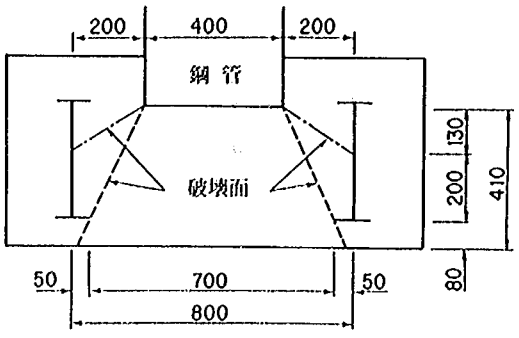


図-4・2・41　押抜きせん断破壊面

実験終了後，M—5試験体の解体調査から，図-4・2・41に示す破壊面が観察された。上記結果と図から鉄骨枠組の補強効果は，次のような応力伝達機構で説明できるものと考えられる。荷重の増大とともに鋼管先端から最初のひび割れが生じるが，鉄骨枠組によりその進展が阻止され拘束される。そのため耐力がさらに上昇し，最終的に鋼管先端と鉄骨枠組先端とを結ぶ破壊面に沿って破壊する。M—3の場合は，押抜き厚が薄いうえにせん断ひび割れの進行を鉄骨枠組で阻止できなかったことにより，耐力の向上がみられなかったと考えられる。

3）水平載荷試験

(1)　試験体と実験方法

水平載荷試験では，4種類4体について結合法を変化させ実験を行った。

H—1；道路橋示方書IV下部構造編に規定するA法に準じて杭径だけ頂版内に埋込んだ試験体で鉄骨枠組有

H—2；鋼管の周囲に応力伝達を図るためフープジベルを溶接した試験体で鉄骨枠組有

H—3；鋼管と鉄骨枠組とをブラケットで連結した試験体

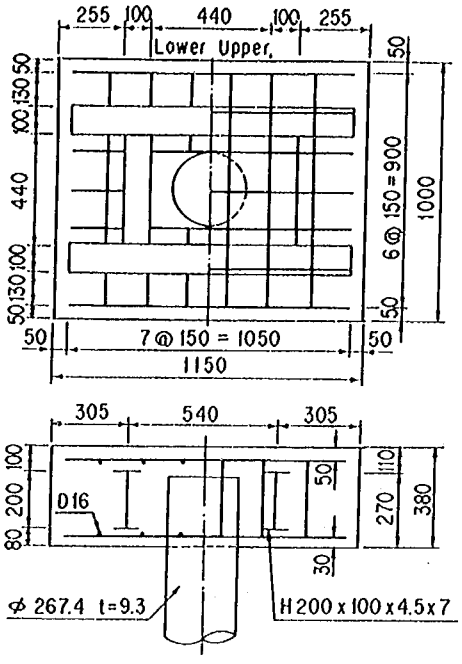
H—4；頂版をRC構造としたA法による試験体で鉄骨枠組なし。

各試験体の一般図を図-4・2・42に示す。試験体の縮尺は，載荷装置の制約から鉛直載荷試験と異っており，また鋼管の板厚も座屈防止のため厚肉の鋼管を用いた。

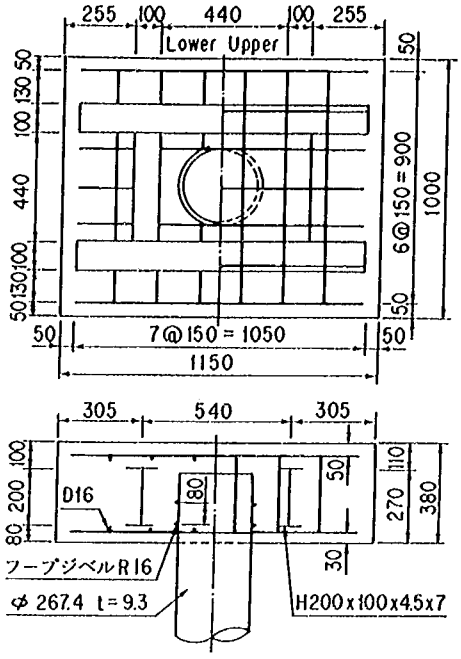
載荷方法は，図-4・2・43に示すように試験体の上下を逆にし，頂版を4ケ所の線支承で支持した状態で鋼管に水平荷重を加えた。

(2)　実験結果と考察

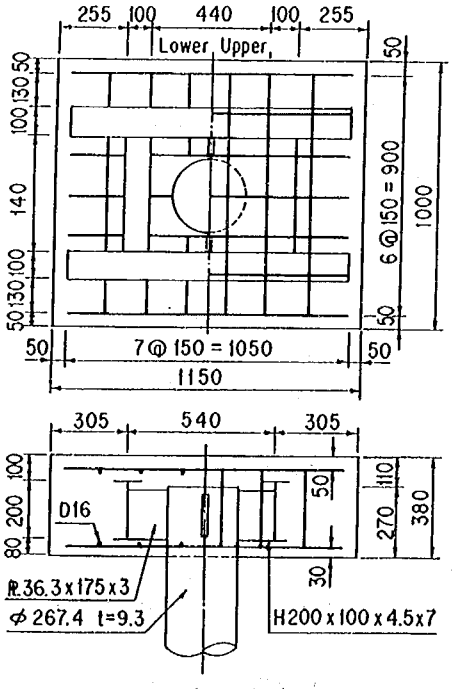
図-4・2・44に各試験体の荷重と載荷点水平変位量の



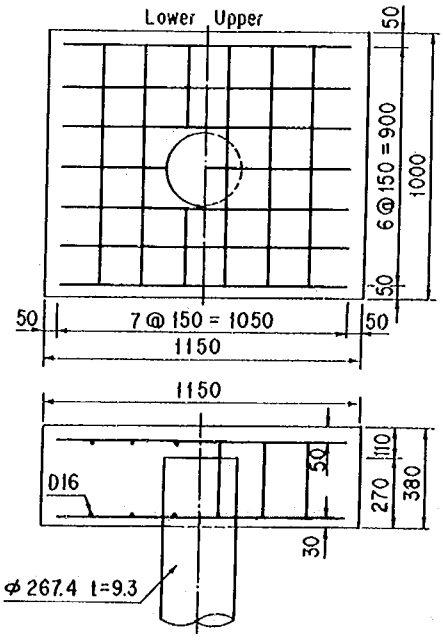
H－1（基準型）



H－2（フープジベル型）



H－3（ブラケット溶接型）



H－4（RC型）

図-4・2・42 試験体一般図

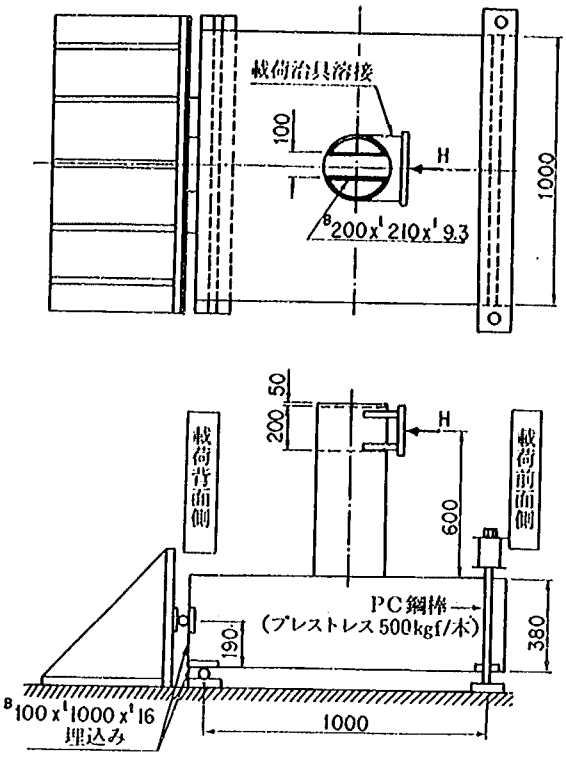


図-4・2・43　載荷方法

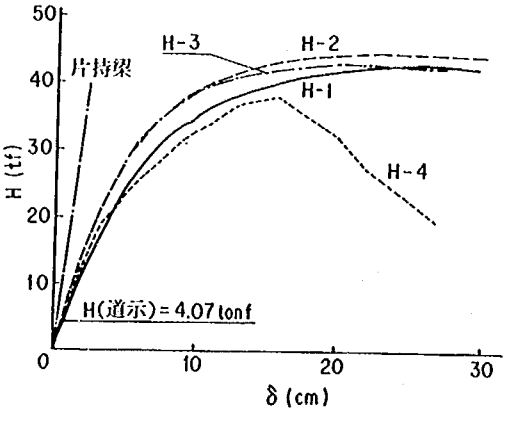


図-4・2・44　荷重一水平変位関係

関係を示す。H－1～H－3では，最大耐力および最大耐力に至るまでの挙動にほとんど差がみられない。一方，頂版がRC構造であるH－4では最大耐力も小さく，最大耐力到達後の変形能も劣っている。以上の結果から，水平荷重に対する杭頭結合部の耐力には鉄骨枠組の有無が大きく影響し，フープジベル，ブラケットによる杭頭補強はほとんど影響しないことがわかる。また各試験体の荷重変位曲線の初期勾配は，各試験体とも片持ち梁と仮定した計算値の約半分となるものの，各結合法の剛結度そのものには差がみられなかった。

図-4・2・45に頂版表面ひび割れ発生状況の代表例を示す。荷重が増加するにつれて各試験体とも最初に鋼管と頂版コンクリートがはく離しており，その後載荷直角方向や載荷背面側に半径方向のひび割れが生じた。ひび割れ発生荷重は，表-4・2・12に示すように各供試体とも有意差はみられない。ただし，SRC構造（H－3）とRC構造（H－4）ではひび割れ性状に大きな差があり，図-4・2・45に示すように鉄骨枠組はひび割れ発生をおさえる効果があることがわかる。

図-4・2・46は載荷背面側で鋼管直近のゲージの荷重と引張り応力との関係を示したものである。水平荷重が約5 tf付近までは各試験体とも差はみられないが，荷重の増加に伴いH－2，H－3では荷重に対する応力度の増加率が大きくなる傾向にある。これは，鋼管の回転によりフープジベルやブラケットが頂版から抜けだそうとするためと考えられる。鉛直載荷試験結果からは，フープジベルを用いて杭頭補強を行う場合，その取付け位置は頂版下面に近づける方が，すなわち押抜き厚を確保する方が有利との結果を得ているが，あまり頂版下面に近づけすぎると曲げによって有害なひび割れが発生する可能性があることを示唆するものである。

4）まとめ

SRC構造の頂版と鋼管との結合法に関する鉛直および水平載荷実験の結果をまとめると以下のようになる。

① フープジベルによる杭頭結合法は，鉛直荷重に対し大きな押抜きせん断耐力を示し，かつ変形能に優れる。

② ブラケットによる杭頭結合法は，鉛直荷重に対し押抜きせん断耐力の増加，変形能に優れるが，その効果はブラケット自身の剛性によるところが大きい。

③ 鉄骨枠組の鉛直荷重による押抜きせん断に対する補強効果は，押抜き厚に対してほぼ直線的に増加する。また変形能の向上にも有効である。SRC構造でフープジベルを用いる場合には，フープジベルによる押抜き厚をできるだけ確保できる位置を選定するのがよい。

④ 鉄骨枠組は水平荷重に対する耐力，変形能およびひび割れ性状の向上に大きく寄与する。

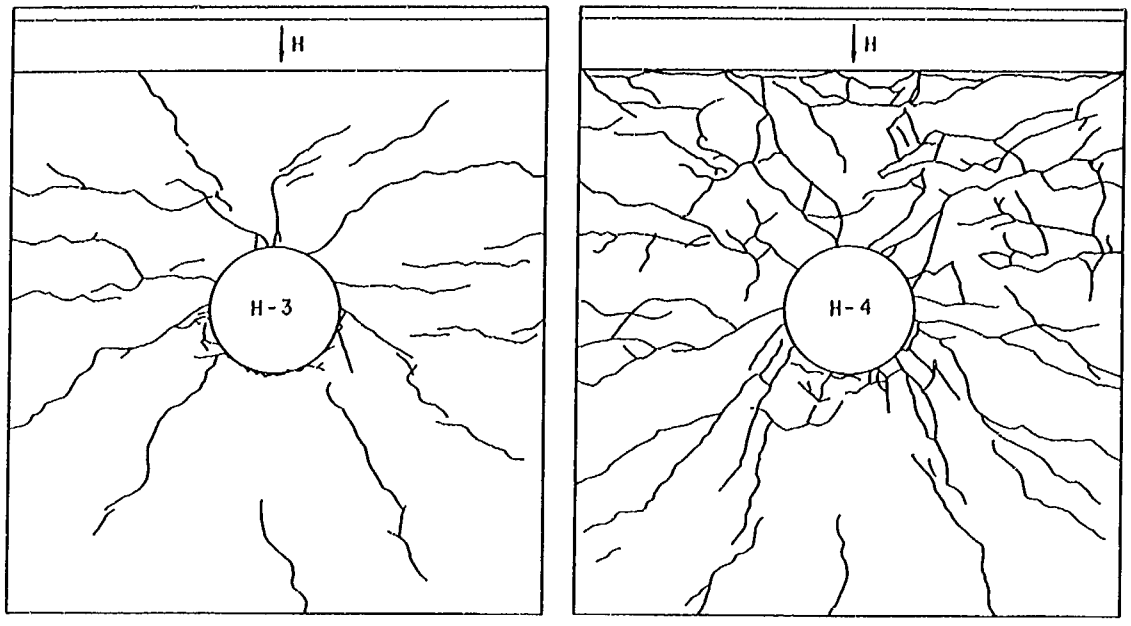


図-4・2・45　フーチング表面ひび割れ発生状況

表-4・2・12　ひび割れ発生荷重

供試体名	目視による鋼管とコンクリートのはく離	目視による半径方向のひび割れ
M－1	4 ton	10tf
M－2	4 tf	11tf
M－3	5 tf	12tf
M－4	5 tf	9tf

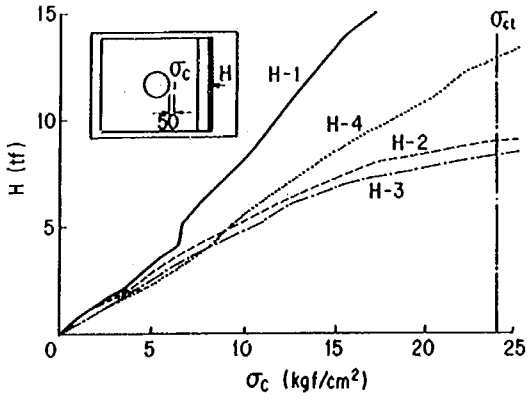


図-4・2・46　荷重—フーチング表面応力関係

⑤　フープジベル，ブラケットによる杭頭補強は，水平荷重に対してはその補強効果はみられない。

謝　辞

本研究をとりまとめるにあたり，研究に携われた塩井幸武，浅沼秀弥，大志万和也，光家康夫，福井次郎，千野啓次の諸氏に対して，心からの謝意を表するものである。

参 考 文 献

1）矢作　枢，岡原美知夫；多柱式基礎およびパイルベント基礎の設計法のまとめ　土木研究所資料第1197号
2）多田，進藤，倉田；塔と多柱式基礎の連成立体振動。第25回土木学会年次学術講演会講演会概要Ⅰ，S45. 11
3）日本道路協会；道路橋示方書Ⅳ下部構造編　S55. 5
4）土木学会；コンクリート構造の限界状態設計法試案コンクリートライブラリー48号
5）Long, Bond; Punching Failure of Reinforced Concrete Slab Proc of the I.C.E. May 1967.
6）小柳　治；鉄筋コンクリートの押抜きせん断と設計上の取扱い，コンクリート工学 Vol.119, No.8, 1981.

5．人工島に関する研究

古賀泰之*
by Yasuyuki KOGA

細　目

5．人工島に関する研究……(2)
5.1 人工島基礎地盤の地盤改良に関する検討 …(2)
5.1.1 深層混合処理土の特性 ……(2)
1）深層混合処理工法 ……(2)
2）深層混合処理土の特性 ……(2)
5.1.2 処理地盤強度の経年変化に関する調査 ……(4)
1）調査対象地点 ……(5)
2）調査方法・調査結果 ……(5)
5.1.3 まとめ ……(8)
5.2 人工島の耐震解析法に関する検討 ……(10)
5.2.1 人工島の設計・解析法における深層混合処理地盤の考え方 ……(10)
1）検討の背景 ……(10)
2）深層混合処理地盤の設計・解析モデル (10)
3）モデル改良地盤の形状が安定性に及ぼす影響の検討 ……(11)
(1) 解析モデル ……(11)
(2) 地震時荷重 ……(11)
(3) 許容値 ……(11)
(4) 解析結果 ……(12)
5.2.2 深層混合処理地盤の観測事例の有限要素解析 ……(15)
1）解析事例 ……(15)
2）解析結果（埋立て護岸の例） ……(15)
5.2.3 改良地盤条体による人工島の安定性への影響に関する有限要素解析 ……(16)
1）解析の目的 ……(16)
2）解析方法及び解析条件の概要 ……(16)
(1) 解析に用いた計算プログラム ……(16)
(2) 解析上の検討断面 ……(17)
(3) 改良地盤の強度及び剛性設定 ……(17)
(4) 検討内容 ……(18)
3）解析結果 ……(19)
(1) 人工島の安定性に及ぼす改良地盤の強度及び剛性の影響 ……(19)
(2) 人工島の安定性に及ぼす未改良粘土地盤の動的強度の影響 ……(19)
(3) 人工島の安定性に及ぼす改良地盤内目地の影響 ……(20)
(4) 今後の検討課題 ……(21)
5.2.4 人工島耐震解析法 ……(21)
1）深層混合処理地盤の検討におけるモデル化 ……(21)
(1) 調査目的 ……(21)
(2) 調査方法 ……(21)
(3) 調査内容 ……(21)
2）設計荷重の考え方 ……(22)
3）モデル地盤の構造物の応力・変形解析 (22)
(1) 解析条件・方法 ……(22)
(2) 自重及び震度法解析 ……(23)
(3) 動的応答解析 ……(24)
(4) 動的応答解析と震度法の比較 ……(24)
(5) 今後の問題点 ……(25)
5.2.5 まとめ ……(25)

*機械施工部動土質研究室長，工博

5．人工島に関する研究

5.1 人工島基礎地盤の地盤改良に関する検討

東京湾横断道路計画において湾央に建設が計画されている人工島は，その計画段階においていくつかの構造形式が検討された。人工島の計画された基礎地盤は極めて軟弱な粘性土層が厚く堆積しているため，人工島の構造形式の検討過程において，軟弱な基礎地盤に人工島を築造するための地盤改良工法もいくつか検討が行われた。

本章では，軟弱土層の改良工法の一つとして近年開発された深層混合処理工法に関して行った調査について述べる。

この工法は原地盤の粘性土とセメントや石灰等を混合して土性の改良を図ろうとする原理に基づくものである。改良後の粘性土の強度は室内混合試験によれば飛躍的に増加するが，本調査を開始した時点では施工実績が比較的新しく，実地盤における改良効果や施工後の耐久性についてはまだ十分な資料が整っていなかった。また，設計法についても改良部の挙動，周辺の未改良部との相互作用を考慮した方学的取扱い等検討すべき事項は多かった。

このため，大規模な人工島の基礎地盤改良工法としての深層混合処理工法の適用性について検討し，設計法の合理化を図ることとした。

5.1.1 深層混合処理土の特性

1）深層混合処理工法

深層混合処理工法は軟弱粘性土地盤の深部において石灰やセメントを添加撹拌して地盤の力学特性を改良するもので，運輸省港湾技術研究所を中心として，昭和42年頃から研究が開始された。研究当初は，安定剤として主として生石灰を用いていた。その後安定剤として，セメントを用いるようになり，さらに改良方式も杭状の処理から壁状あるいはブロック状の処理方法へと発展していった。

セメントを安定剤として用いる場合の改良の基本原理は，主としてセメントの水和硬化に伴い土粒子相互を結合し，土の強度を高めることにある。したがって，セメントと土粒子が均質に散在する必要があるため十分な撹拌混合が必要不可欠な条件となる。

2）深層混合処理土の特性

研究当時（昭和54年度）までに実施された深層混合処理工法による改良効果を，主としてセメント系の安定剤を用いたものについて整理した。

一般に施工後の処理土のサンプリングが難しいため，処理効果の判定は室内配合試験の結果得られる処理土の一軸圧縮強度を用いてなされることが多い。

まれには試験的な目的のために，現地の処理土を掘り起こしてサンプリングを行ったり，ボーリングを実施してコアを採取することも行われるが，効果の判定にはやはり一軸圧縮強度が用いられることが多い。

この工法は，土中において撹拌翼を回転させて安定剤を混合するという手法をとるため，翼の回転に対する抵抗の大きい砂質地盤やある程度せん断強度の大きい粘性土地盤では，施工効率が著しく落ちる。このため，この工法の採用される対象地盤は極めて軟弱な粘性土地盤が多い。しかしながら，海成の粘性土地盤は粘土鉱物や成因によって工学的な特性が異なり，地域によってかなり異なった工学的特性を有すると考えられるにも拘らず，これまでの施工例を眺めると，地盤によって，特に安定剤の量を調整するといった細やかな配慮は行われていないのが実情のようである。

また，施工時に地盤中に形成される改良土について，一様に安定剤が混合撹拌されて室内配合を行った場合と同様に処理効果が期待されるのかどうかは従来確認されていない。この点に関しては，処理地盤におけるチェックボーリングのコア採取の状況からある程度の情報が得られると考えたが調査時点で報告例は少なかった。コアの状況から形成された処理土の状況を判別する上で，岩盤力学の分野で用いられる手法が役立つことも多いと考えられるのでこの分野の手法についても整理しておくことが必要となろう。

以上述べたような観点から，本調査では主として既往の文献類をもとに改良土の一軸圧縮強度の特性とこれに影響を及ぼすいくつかの要因について概観した。

改良土の一軸圧縮強度quのピーク値は概ね1～2％以下の軸ひずみの領域で発生するようであり，未改良土のひずみに比較して小さいと考えられるが，多くの文献にはquのピーク値しか示されておらず詳細は不明であり，調査が必要と考えた。

図-5・1・1は西中川らの報告[1]にみられる図である。この報告は複合特性を設計に考慮した弾性解析について述べたもので，異質地盤の弾性特性を解析にとりこむために整理した結果である。図-5・1・2は斎藤ら[2]が報告した改良土のE_{50}（1/2quにおける割線ヤング係数）とquの関係を示したものである。この図からおおよそ

$$E_{50}=5.5\times10^{2}\cdot qu \qquad \text{式 (5.1.1)}$$

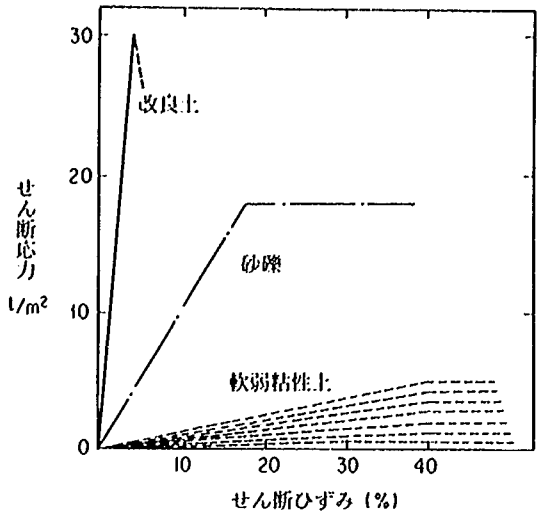


図-5・1・1　セン断応力～ヒズミ曲線

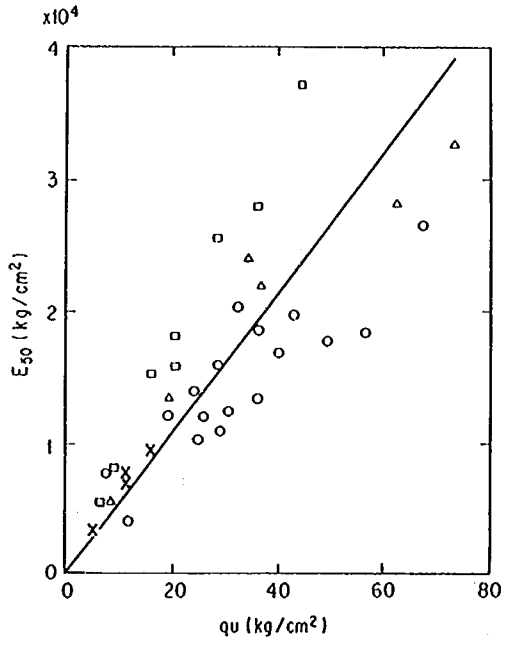


図-5・1・2　qu と E_{50} の関係
（直線は土研で記入）

の直線関係を読みとることができる。

なお，図-5・1・3，5・1・4は同じ（文献２）に報告されている動的ヤング係数 Ed と，動的ポアソン比 νd との関係を示したものである。これは材令１～60日の室内配合供試体を用いてなされた試験結果である。

改良土の強度はセメントの水和硬化にともなって経時的に増加する傾向を示し，28日程度でほぼ最終強度

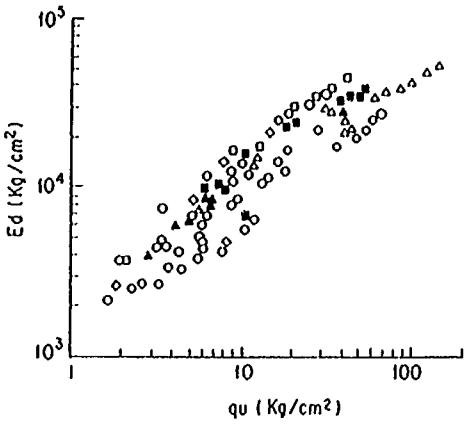


図-5・1・3　qu と Ed の関係

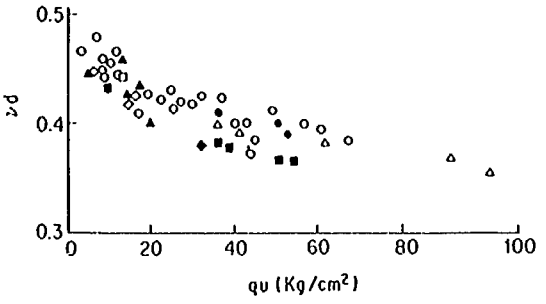


図-5・1・4　qu と νd の関係

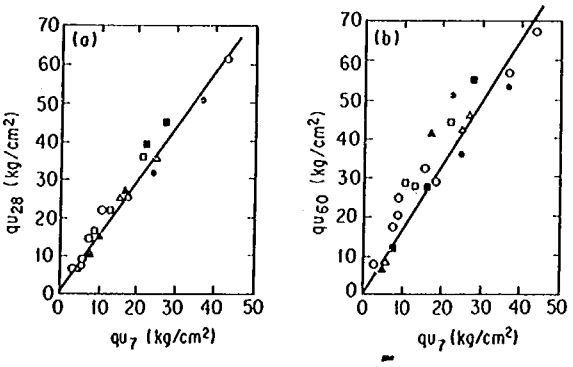


図-5・1・5　qu の経時変化

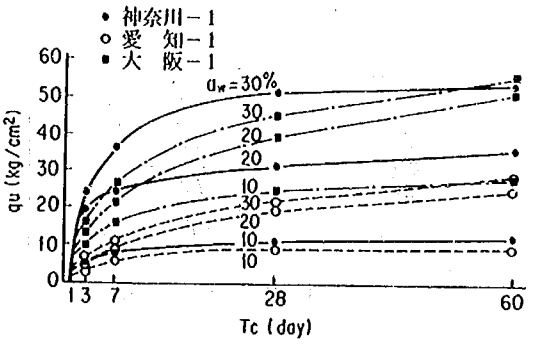


図-5・1・6　qu_7 と qu_{28}，qu_{60} の関係
（直線は土研で記入）

に近くなるものと思われる。これ以上の長期養生の場合の強度特性の変化に関する系統的な室内試験に基く研究報告は見当らなかった。

斎藤ら[2]によれば図-5・1・5に示すようなquの経時変化を7日強度qu_7と28日強度qu_{28}および60日強度qu_{60}の値について整理し，図-5・1・6に示すような関係を得ている。

図-5・1・6から

$$qu_{28}=1.5\times qu_7 \qquad (5.1.2)$$

$$qu_{60}=1.7\times qu_7 \qquad (5.1.3)$$

表-5・1・1 添加量の影響

aw	図-5・1・5から読んだ値		正規化した値	
	qu 7日	qu 28日	qu 7日	qu 28日
30%	33.8kg/cm²	51.5kg/cm²	1.0	1.0
25	26.2	36.2	0.78	0.70
20	19.4	28.8	0.57	0.56
15	11.2	15.4	0 33	0.30

の関係が読みとれる。

すなわち7日強度qu_7は28日qu_{28}強度の（従って最終強度の）6～7割程度を示すものと考える。

図-5・1・7は新名[3]らが報告した室内試験の結果である。この報告はセメント系安定剤の硬化遅延剤の開発に関するものであるが，このうち普通ポルトランドセメントのみを用いたデータのquを添加率aw＝30%のときのquで正規化し直すと図-5・1・8のようになる。

図-5・1・8からaw＝15～30%の範囲においてawの量が減少するに応じて強度比は直線的に減少することが推定される。

その比$qu/qu_{aw=30\%}$は，

$$qu/qu_{aw=30\%}=1.0-\{4.5\times10^{-2}\times(30-a_w)\}$$
$$=0.045a_w-0.35 \qquad (5.1.4)$$

と表わせる。

なお，図-5・1・7によればaw＝30%を越えるあたりからこれ以上セメント量が増加しても強度の増加はそれほど期待できない傾向のあることをうかがわせるが，この点に関してはさらに検討が必要である。

セメント系安定剤を用いた深層混合処理工法はその後国内各地で実施されてきたので，これらの施工に当って実施された室内試験のデータを集め土性と強度の関係について整理することが必要と考える。この点に関しては施工後の地盤の強度の均質性に関する検討とともに研究が必要な課題と考えられた。

5.1.2 処理地盤強度の経年変化に関する調査

研究を実施した時点では，深層混合処理工法の施工の歴史が新しく，改良地盤の耐久性に関する資料がほとんどないところから，処理地盤強度の経年変化を調

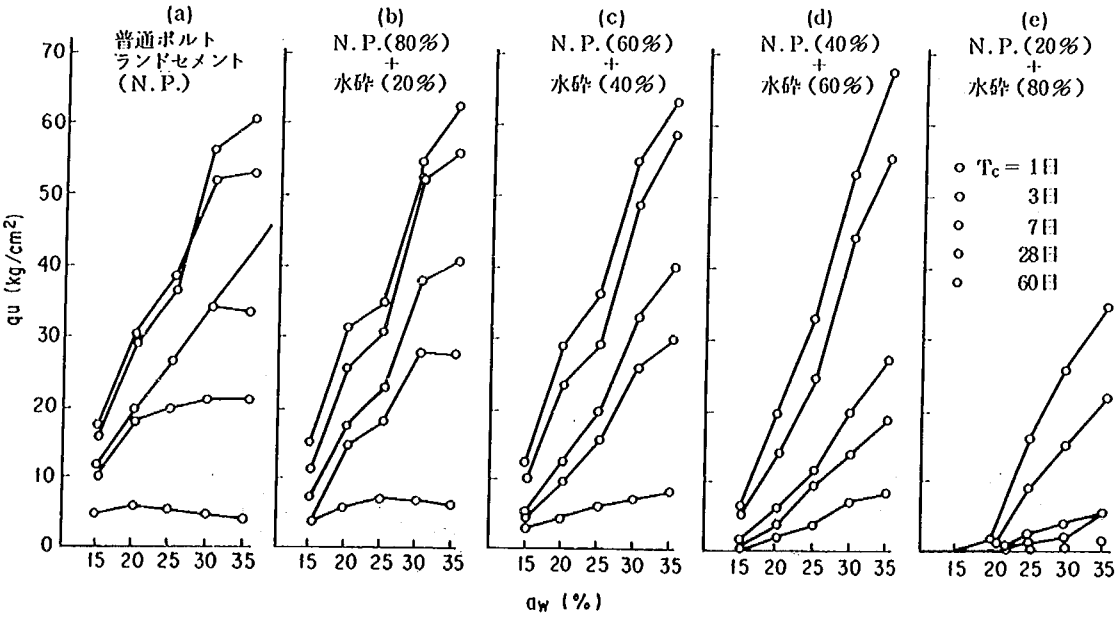


図-5・1・7 qu～aw～Tcの関係

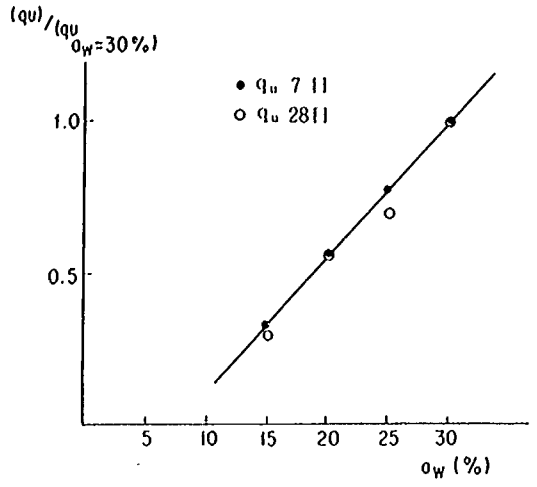


図-5・1・8　添加量の影響

べるために昭和50年に地盤改良が実施された地盤から改良土を採取して一軸圧縮強度の変化を調べた。

1）調査対象地点

セメント系の安定剤を用いた深層混合処理工法が実際に施工され始めたのは昭和50年頃からであるから，ここに調査対象地点としてとりあげた箇所は，わが国で施工されたこの工法の施工実績の中でもっとも古いものの1つに属すると考えてよい。

調査対象地点は千葉市の川崎製鉄㈱千葉製鉄所構内で，東京湾に面した埋立地の一画に当り，岸壁から30～70m離れた位置である。この現場において昭和50年度に埋立て後セメントモルタルを用いた深層混合処理工法が陸上施工によって実施されたものである。

地盤改良の範囲，改良前の土質断面は図-5・1・9に示すようである。現場は深さ30mまではN値がほとんど0の軟弱なシルト層からなっており，ここに同図に示すように縦40m×横80m×深さ30mの範囲にわたって杭状施工による地盤改良が実施されている。施工機械は2連式の機械を用い，モルタルを注入して撹拌翼を引き上げながら混合撹拌する方法を採用している。

表-5・1・2にセメントパイルの仕様を示す。投入されたモルタル量はパイル頭より深さ11.5mまでおよび16.5mより28.5mまではモルタルの体積／原地盤の体積＝0.2であり，深さ11.5m～16.5m，28.5m～30mの範囲においては2度打ちを行っているのでモルタルの体積／原地盤の体積＝0.4である。2度打ちとは1度撹拌翼を引上げて改良した後にさらに撹拌翼を押込んでもう1度引き上げつつモルタルを添加混合して改良を行うことをさす。

表-5・1・2　モルタルの配合比

	土	モルタル
体積比	1	0.2

	土	セメント	砂	水
重量比	1	0.06	0.188	0.034
〃	—	1	3.13	0.56

なお，改良後パイル頭から上位には厚さ2m程度の埋土が施工され，そのまま当時(昭和55年2月)に至っていた。

2）調査方法・調査結果

この現場において埋土部分を掘り起こしてパイル頭を確認し，その後にセメントパイルからコアボーリングによって試料の採取を行った。ボーリングを実施したパイルは図-5・1・10に示すとおりである。今回行ったボーリングは7本であり，ボーリングの径はNo.189，191，199が径86mm，No.197が径66mm，深さは30mである。図-5・1・10には昭和50年の施工直後3日目に行われたボーリングの位置も示した。

このコアボーリングによって採取した試料の中から直径の約2倍の高さを得られるコアを用いて側面は成形することなく，端面のみを整えて一軸圧縮試験を行った。

図-5・1・11は，昭和50年の調査より得られた施工後28日目の一軸圧縮強度と今回の昭和55年調査で得られた一軸圧縮強度quの深度分布を比較したものである。データはかなりばらついているが，昭和50年調査のquと今回得られたquの平均値には大きな差はみられない。

深度方向に2度打ちを行った11.5m～16.5m，28.5m～30mの間では全体に強度は他の部分より大きい値を示している。

11.5m～16.5mの2度打ち層とこれより上部のシルト層および下部のシルト層に分けて，これまでの調査により得られたquの値の頻度分布を示したものが図-5・1・12である。

図-5・1・12によれば，今回の調査で得られた一軸圧縮強度の平均値は昭和50年の調査で得られた値よりも若干大きくなっているように思われるが，quの値の上限は2度打ち層以外はほとんど同じであり，この差はむしろ今回採取された試料の中にqu値の小さいものが少なかったことによるものとも考えることができる。

qu値の小さい試料が採取されなかったのは，施工後生じた地盤の側方変位による曲げ応力によってセメン

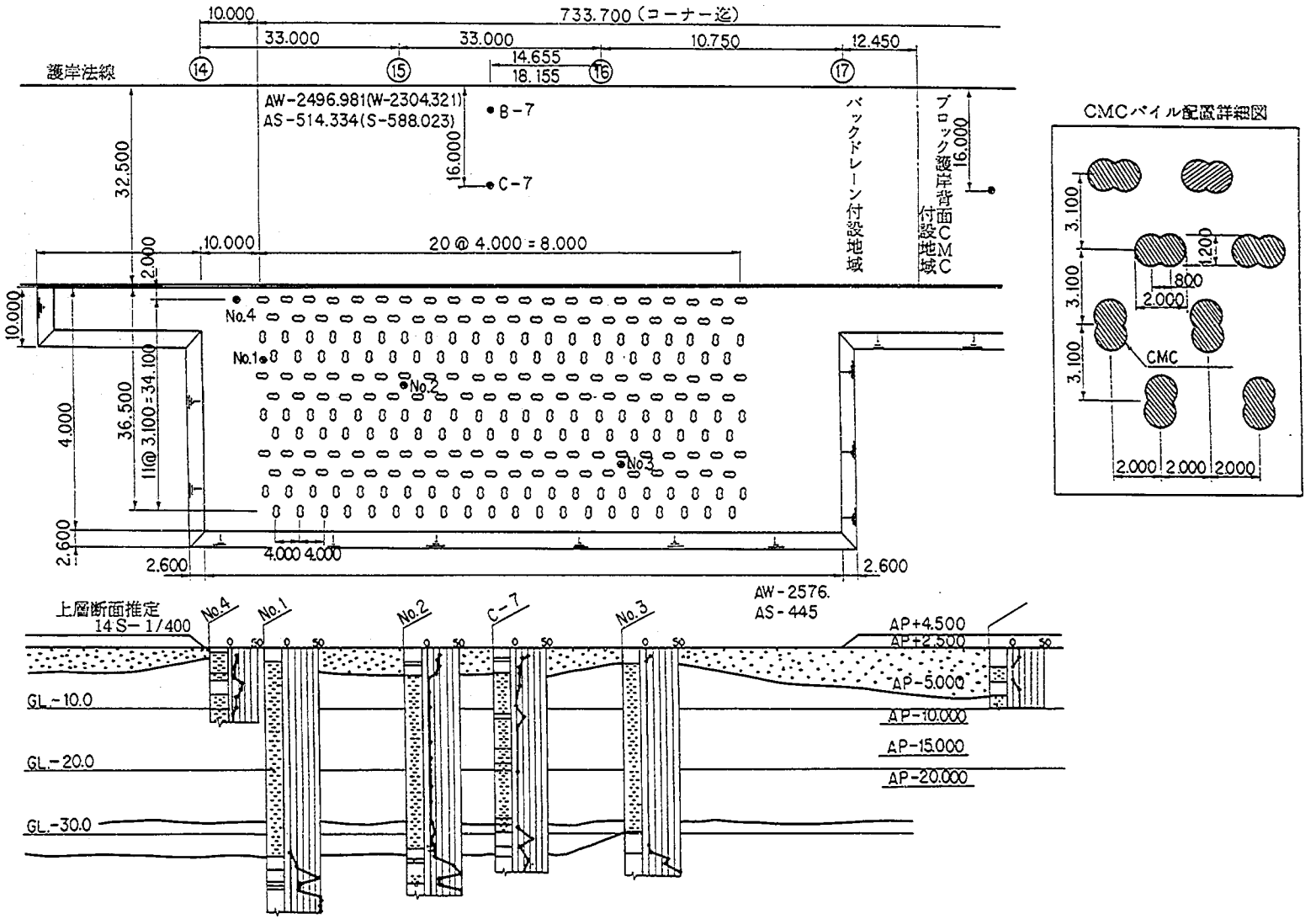


図-5・1・9　改良範囲と原地盤土層

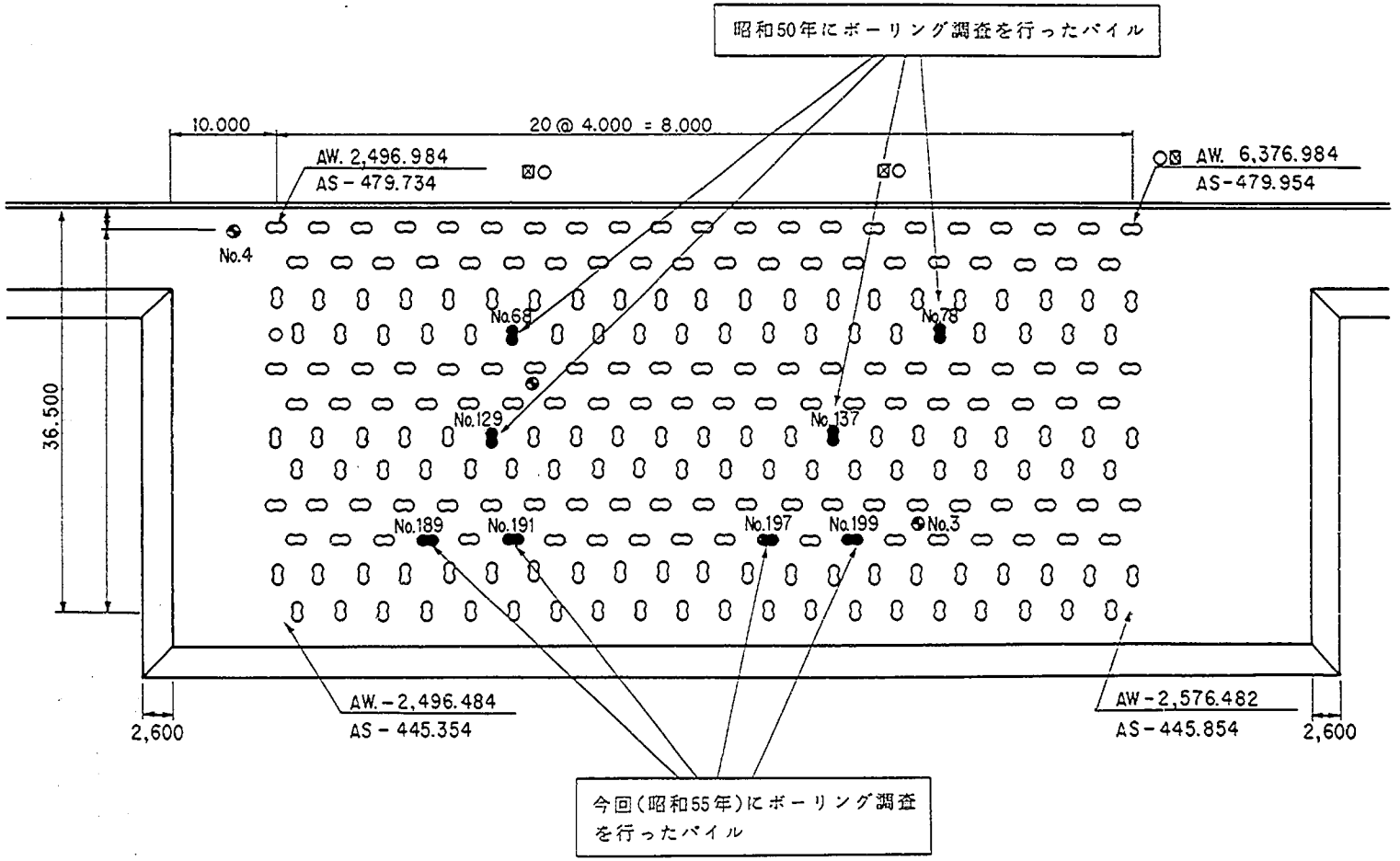


図-5-1-10　ボーリング調査を行ったパアルの位置

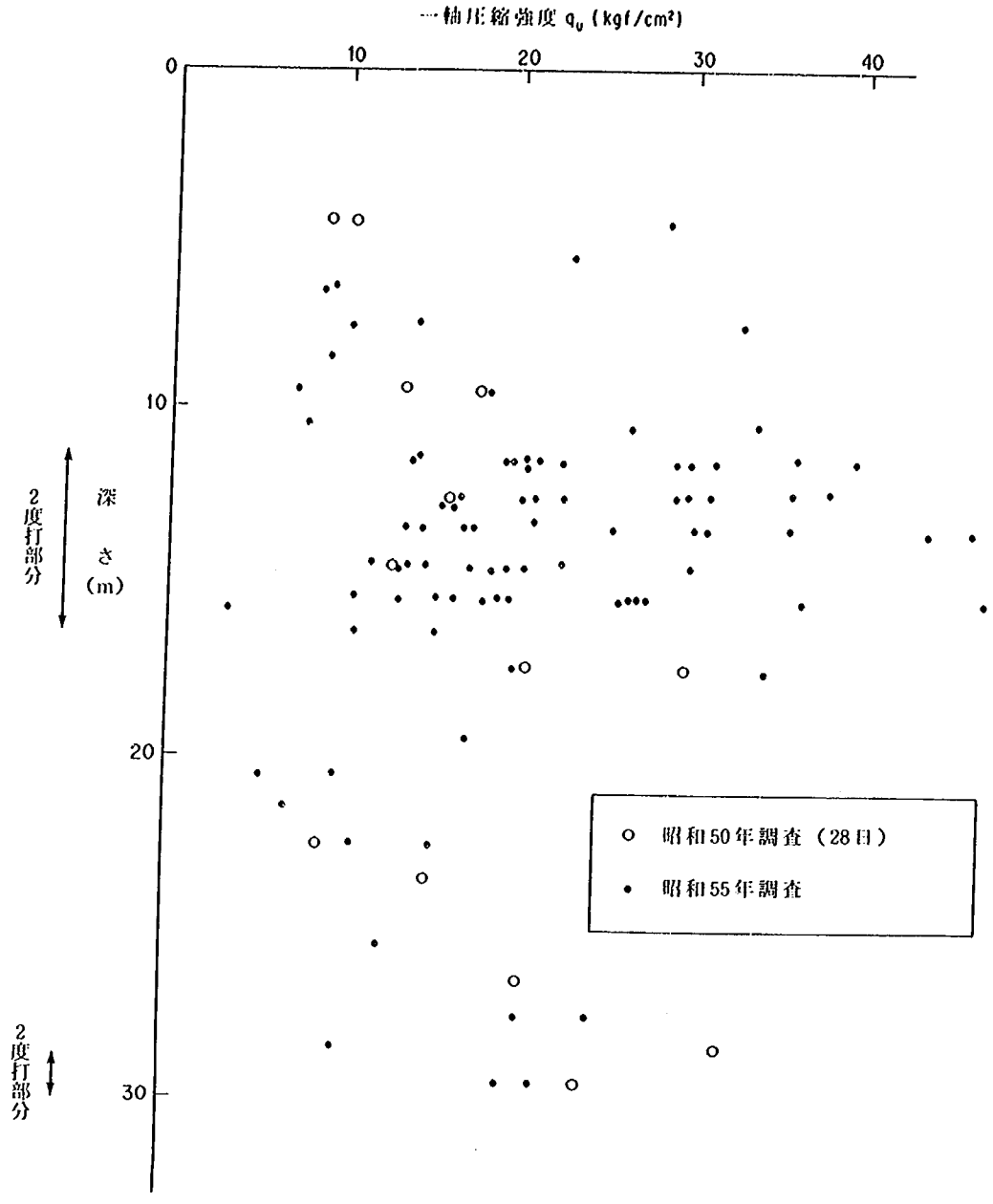


図-5・1・11 一軸圧縮強度の経年変化

トパイルのクラックが増加したため，低い qu の値を有するコアが採取されなかったものと考えられる。

なお，図-5・1・12における50年調査の一軸圧縮強度の28日値 qu_{28} には，(5.1.2) 式を用いて換算した7日強度 qu_7 のデータおよび (5.1.2) 式に準じて求めた3日強度 qu_3 からの換算式

$$qu_{28}=2.5\cdot qu_3 \qquad (5.1.5)$$

を用いたデータも含まれている。

5.1.3 まとめ

本節は人工島の建設が予定されている軟弱粘土層の改良工法の一つとして検討された深層混合処理工法の基本的特性をとりまとめたものである。

文献調査により下記の事項が明らかにされた。

① 粘性土の深層混合処理には通常セメント系の安定剤が用いられる。

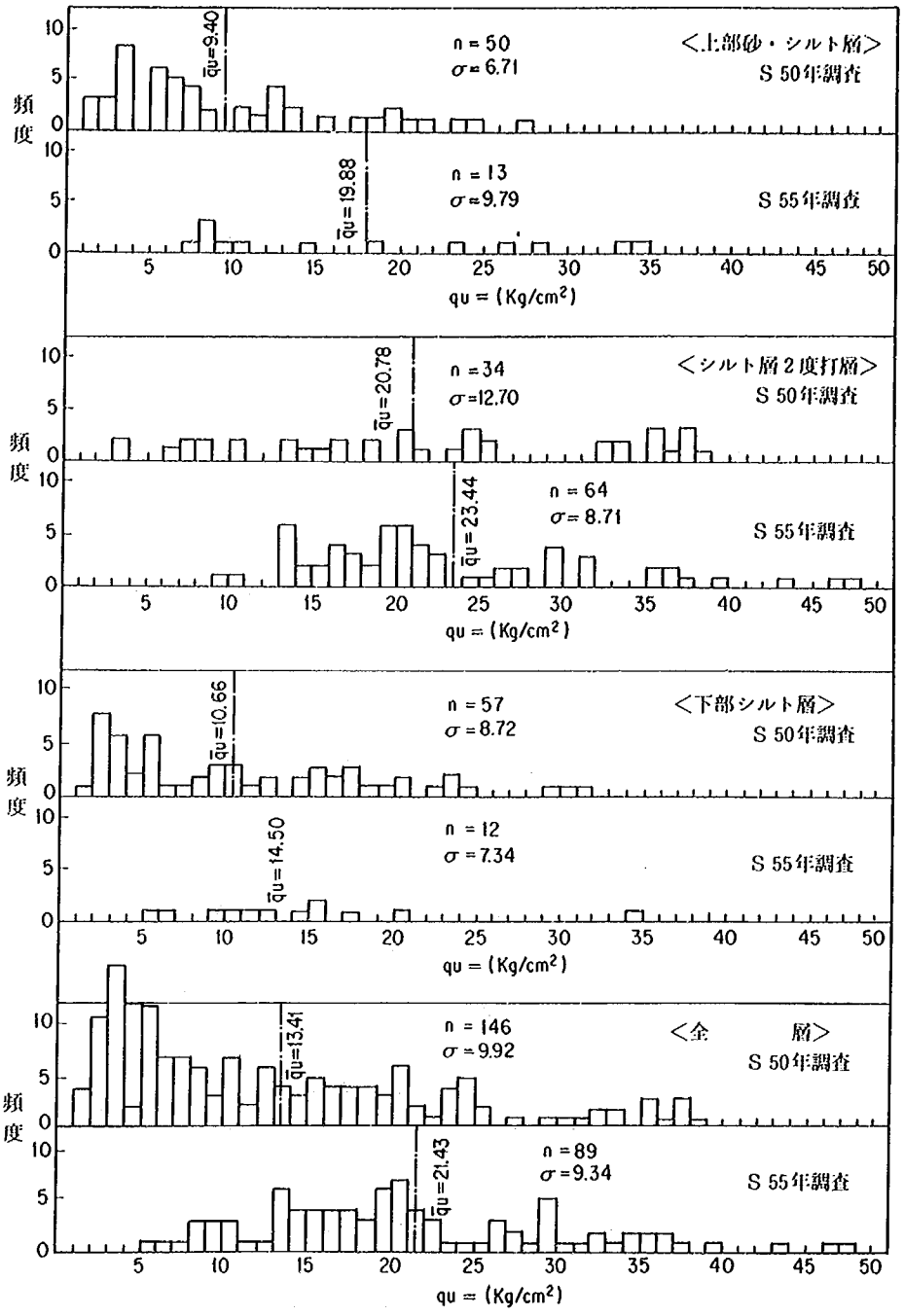


図-5・1・12　深層混合処理パイル強度の頻度分布図
〈S50年調査とS55年調査の比較〉

② 処理効果の判定（予測）には，室内配合試験の結果得られる処理土の一軸圧縮強度を用いてなされることが多い。

③ 改良土の一軸圧縮強度の破壊軸ひずみは，概ね1～2％以下で，未改良土のひずみよりかなり小さい。

④ 改良土の E_{50} は一軸圧縮強度 qu とほぼ直線関係にある。

⑤ qu の経時変化特性から，qu_{28} や qu_{60} を qu_7 から概略推定できる。

⑥ ある限界以上セメント量を増加しても強度の増加はそれほど期待できない。

昭和50年に施工した改良地盤について昭和55年に現地でコアボーリングを行い，処理地盤強度の経年変化を調べ次の結果を得た。

① データはかなりばらついているが，昭和50年調査の qu と昭和55年時点の qu の平均値には大きな差は見られない。

② 2度打ちをした深さでは全体に強度は他の部分より大きい。

5.2 人工島の耐震解析法に関する検討

5.2.1 人工島の設計・解析法における深層混合処理地盤の考え方

1）検討の背景

人工島の地盤を改良する深層混合処理方式として，地盤をかなり広範囲のブロック状に改良することが計画された。

セメントを用いた深層混合処理地盤は，その剛性・強度が原地盤に比し著しく大きく，かつ破壊時のひずみ量が小さく，コンクリートに近い脆性挙動を示すことを考慮して，改良地盤を原地盤の中に存在する異種の重力式構造と見なして検討することが行われている[4]。この方法は，基本的には許容応力度法によっており，改良地盤に局所的にも許容応力を越えてはならないのを原則としており，かなりきびしい検討条件となる場合がある。これに対して，地盤改良仕様を現実的なものとするため改良地盤を通常地盤と同種の材料として扱う方法や，改良地盤部を剛体と見なす方法等の，いくつかの方法の提案がある。又，原地盤と改良地盤の間の複雑な挙動を把握するために，有限要素解析法が用いられることがある。

したがって，これらの諸方法の相互の関係・適用範囲を明確にすることを目的として，諸方法の原理の整理を行う必要があった。また，その検討の一環として実施工例及びモデル地盤への適用を行った。

2）深層混合処理地盤の設計・解析モデル

深層混合処理地盤の設計・解析方法については，公表された文献に見られる設計方法例をはじめとしていくつかの考え方があるが，これらの考え方や用いられている力学モデルを整理した。

以後の説明の便宜のため，改良地盤部周辺の名称及び作用外力の模式図を図-5・2・1に示す。諸解析法として次のようなものがある。

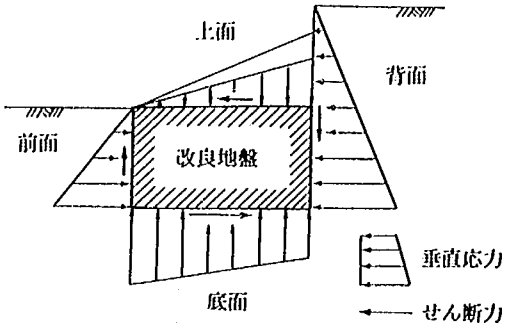


図-5・2・1 改良地盤への作用外力

(1) 構造物式設計法[4] 改良地盤部を原地盤の中に存在する異種の重力式構造物として設計する方法。改良地盤部に作用する荷重は，背面部から主働土圧，前面部から受働土圧とする。底面せん断力は，滑動抵抗力，底面反力は直線分布と仮定して，改良地盤部の力・モーメントのつりあいから求める。安定検討のために，改良地盤部の滑動，転倒，地盤支持力，すべり安定，改良地盤内圧縮，せん断応力の照査を行う。内部応力の照査には，許容応力度法をとる。この方法は，港湾構造物の分野で発展されたもので，実施工例の多くはこれに基くものである。

(2) 地盤式設計法[5] 改良地盤部を通常の土と見なしてすべり破壊に対する安定性のみを検討する方法であり(1)のすべり安定のみを照査することを相当する。

(3) 修正構造物式解析法 改良地盤部を剛な物体と考える点においては，(1)と同じであるが，周辺原地盤からの荷重は，図-5・2・2に示すように，周辺地盤と改良地盤の間に相対変位がないときに作用する力と，両者の間の相対的変位に比例するばね的力の和と考えるものである。この方法の照査項目は，構造物式と同じと考えられる。連続体をこのように離散化してモデル化することは，川井ら[6]によって行われているが，ここでは，改良体を剛体ブロックとして扱っている点において従来からの構造物式と共通な点があるため，修正構造物式モデルと呼ぶことにする。

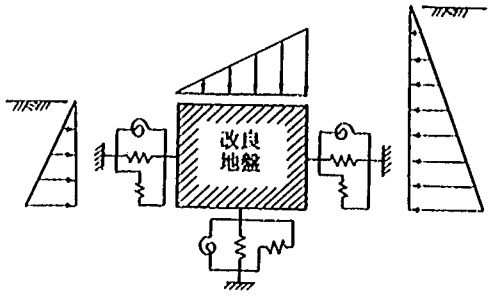


図-5・2・2　修正構造物式モデル

(4) 有限要素法　この方法は，単独で設計法として用いられるまでには至っていないが，異種の強度・剛性部分からなる不均一な物体の挙動解析の把握のための補助手段として用いられる。有限要素法には用いられる材料モデル等により種々の解析があるが，材料の破壊を考慮しない線型解析においては，局部的な点安全率の性状が，材料の破壊を考慮した非線型解析においては，点安全率よりも全体的な変形が，照査対象となるであろう。なお，以下の解析においては，双曲線型の非線形弾性体を対象とした2次元有限要素解析プログラム"SADAP"[7]を用いた。

3）モデル改良地盤の形状が安定性に及ぼす影響の検討

モデル的な改良地盤の形状（深度・幅比）が変った場合に，2）にまとめた諸法による各照査項目の照査結果がどのように変わるかを4種のモデル地盤について検討した。さらに，この過程において，これらの照査結果に影響を与える改良地盤部への作用外力についても比較を行った。

(1) 解析モデル

人工島建設予定地区の地盤条件を参考にして，計算用の地盤条件を表-5・2・1に設定した。この地盤条件の下に，図-5・2・3のような4種の改良地盤幅を変えた解析モデルを設定した。モデル3は，計画中の人工島に近い形状のものであり，モデル3'は，モデル3の改良地盤に目地を入れたものである。改良地盤のせん断強度は拘束圧による強度増加を考えて，$c=10tf/m^2$, $\phi=30°$, $G_0=103{,}000tf/m^2$ とした。

(2) 地震時荷重

すべての解析において地震時荷重は震度法により水平力として作用させた。震度の大きさは，盛土部分に対して0.18，改良地盤部分に対して0.09，その他の地盤部分を0.0とした。

(3) 許容値

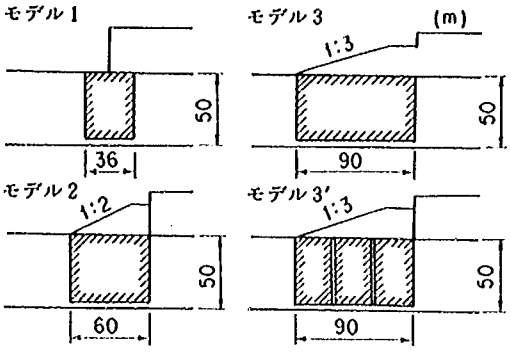


図-5・2・3　解析モデル

表-5・2・1　モデル解析用地盤土質条件

深度 (m)	地層構成	モデル定数 Y_t (tf/m³)	C (tf/m²)	ϕ (°)	G_t (tf/m²)	K_t (tf/m²)
0	AC	1.36	1.05	0	1120	6
10			2.25			11
20		1.66	3.45	0	2050	28
30	DC	1.69	6.5	0	5590	89
40	DS	1.90	0	40	9380	122
	DC	1.69	7.5	0	10780	111
50	DS	1.90	0	40	21200	
60	DG	—	∞	∞	∞	

表-5・2・2　許容安全率

		常時	地震時
滑動		1.2	1.0
転倒		1.2	1.1
支持力		2.5	2.5
円弧すべり		1.3	1.0
改良土の応力度	圧縮	3.0	2.0
	せん断		

従来設計法に用いられている許容安全率は表-5・2・2のようである。又，改良土のせん断強度定数から定めた許容応力は，全モデルについて $\sigma ca=53tf/m^2$，モデル3，1，2，3'について $\tau a=28, 16, 22, 28tf/m^2$ である。

(4) 解析結果

改良地盤に注目した場合，滑動・転倒・全体すべり・原地盤支持力に対する安定を外部安定と呼び，改良地盤の圧縮・せん断に対する安定を内部安定と呼ぶことにする。

① 各方法による改良地盤部に作用する外力の比較

各解析法における改良地盤部に作用する外力の合力，端趾圧のモデルに対する変化の一部を図-5・2・4，5・2・5，5・2・6に示す。これらの図等から次のことが見られる。

a）前・背面垂直力N，底面せん断力Qは，各モデルとも構造物式が大きい。前面のN，底面のQについては，構造物式において極限抵抗を用いることによる。背面のNは，各方法において用いられている土質定数の差による。

b）上・前面のQは，修正構造物式が大きく，背面のQは，有限要素法が大きい。修正構造物式においては，上面のQは地盤面より上部の背面部の静止土圧としており，他法より大きい。前・背面のQについては，構造物式は砂層部のみQを評価するので他法より小さ目であり，修正構造物式，有限要素法においては，それぞれの前・背面及び底面のばね係数や変形特性，修正構造物式における背面部沈下によるせん断力の評価，その他の外力の違いの影響を反映したものとなっている。

c）a）b）で述べた改良地盤部の外力の差を反映

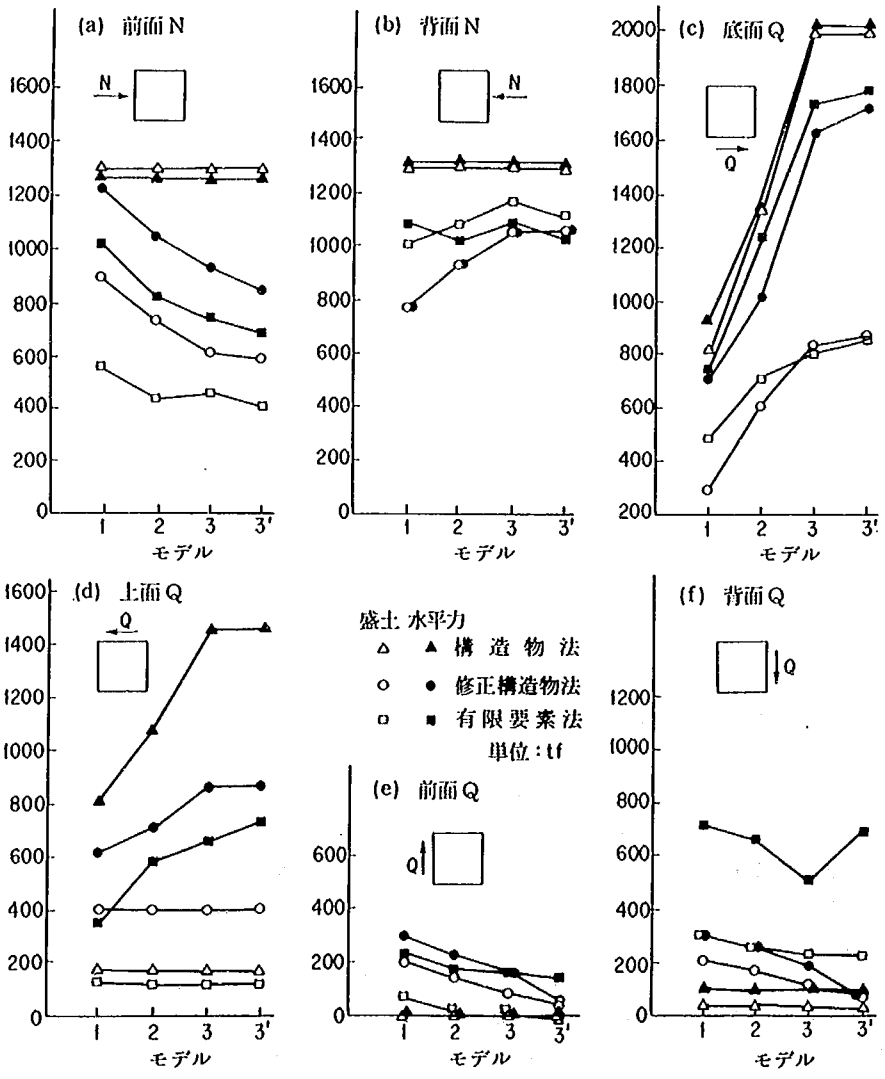


図-5・2・4　改良地盤部への作用外力

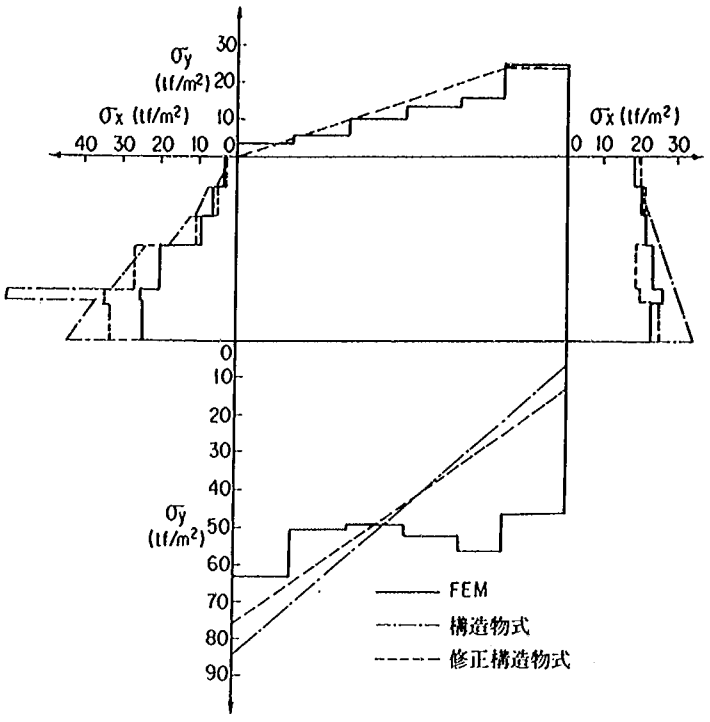


図-5・2・5　改良地盤作用外力分布（モデル３，水平力荷重）

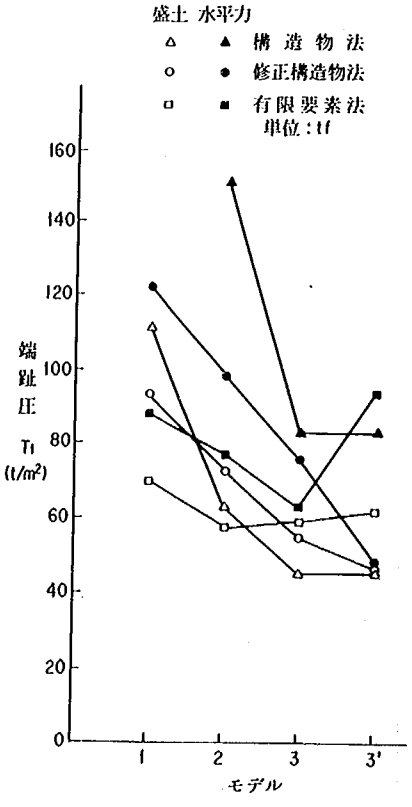


図-5・2・6　端趾圧の変化

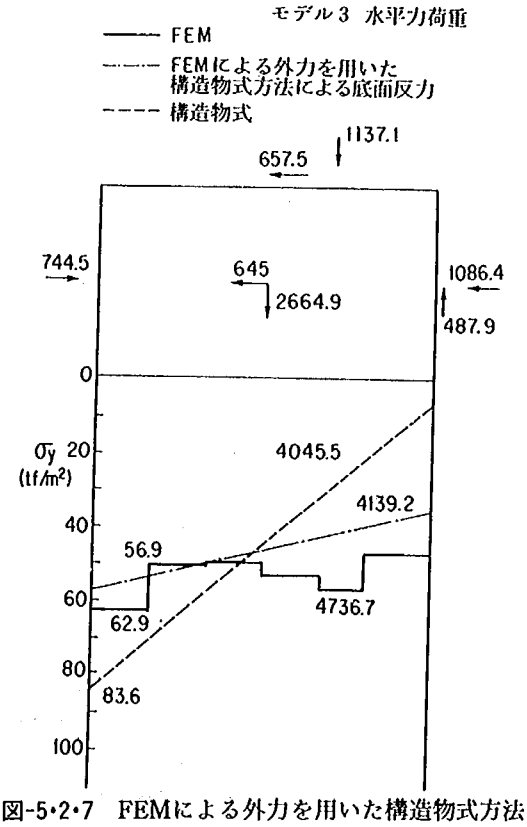


図-5・2・7　FEMによる外力を用いた構造物式方法による底面反力

して，底面反力の分布形状，端趾圧は，各方法においてかなり異なる場合がある。全体として，構造物式が外力の偏心の少ない結果を示している。

d）構造物式・修正構造物式と有限要素法とでは，底面反力の計算法が異なっているが，有限要素法による改良地盤部への外力を構造物式の底面反力計算式に用いて求めた底面反力を，有限要素法によって求めた底面反力と比べたのが図-5・2・7である。これにより，外力を同一にすれば（この場合，有限要素法による外力），底面反力はどのような方法によっても大差ないと見ることができる。

② 外部安定性の比較

各解析法・モデルにおける改良地盤部の外部安定性の評価は以下の判定基準によった。

安定……・安全率：許容値をこえている。
　　・変　形：20cm程度までとする。
破壊……・安全率：許容値を下回る。
　　・変　形：50cm程度以上とする。
中間……・安全率：許容値付近。
　　・変　形：20～50cm程度。

ここで用いられる許容値は表-5・2・2に示したとおりであり，構造物式及び修正構造物式においては，常時及び地震時においてその値を使い分けるのが通常である。一方，今回実施した有限要素解析では常時・地震時とも同一の変形特性を用いており，各方法による安定性の評価結果の比較には注意が必要である。各方法による外部安定性の評価は表-5・2・3，5・2・4のようにまとめられ，次のようなことが示される。

a）外部安定性について，常時許容値を用いて評価結果を比べると，各方法についてそれほど顕著な差はない。細かく見れば，安定・中間的・破壊という評価に差が生ずるケースもあるが，そのケースは限られたものであり，又，評価結果が2ランク異なったものはない。

表-5・2・3　各解析法による外部安定性の評価(1)

モデル	方法／荷重	FEM	構造物式		修正構造物式		地盤式
		最大水平変位(cm)	滑動F_s	転制F_s	滑動F_s	転制F_s	円弧すべりF_s
3	盛土	1.1	2.25	5.44	2.27	4.29	2.39
	水平力	12.8	1.19	2.38	1.28	2.49	1.20
1	盛土	5.8	1.44	1.36	1.87	1.48	1.51
	水平力	880	1.01	0.82	1.33	1.24	1.00
2	盛土	2.2	1.80	2.94	1.98	2.30	1.89
	水平力	53.0	1.10	1.52	1.27	1.63	1.10
3′	盛土	1.7	モデル3と同じ		2.25	4.18	モデル3と同じ
	水平力	70.8			1.28	2.33	

表-5・2・4　各解析法による外部安定性の評価(2)

モデル	方法／荷重	FEM	構造物式		修正構造物式		地盤式	
			地震時許容値	常時許容値	地震時許容値	常時許容値	地震時許容値	常時許容値
3	盛土	○	○	○	○	○	○	○
	水平力	○	○	△	○	○	○	△
1	盛土	○	○	○	○	○	○	○
	水平力	×	×	×	○	△	△	×
2	盛土	○	○	○	○	○	○	○
	水平力	△	○	△	○	△	○	×
3′	盛土	○	モデル3と同じ		○	○	モデル3と同じ	
	水平力	△			○	○		

注）地震時許容値／常時許容値 } 表－5.2.2による　　○ 安定　△ 中間　× 破壊

b）地盤式は，転倒が支配的となるモデル1の場合を除いて，他の方法の滑動安全率と近い評価となる。

③　改良地盤の内部応力に関する検討

各解析法・モデルにおける改良地盤への作用外力を用い，改良地盤をはりとして内部応力を求めた。比較する許容値として，応力状態に独立の値として，常時：許容圧縮応力 $\sigma ca=60$，許容せん断力 $\tau a=30$，地震時：$\sigma ca=90$，$\tau a=45$（各 tf/m²）を想定した。内部応力の最大値は図-5・2・8に示した。これにより次のことが示された。

a）σca と比べるべき最大圧縮応力 $\sigma_1 max$ は，各方法においてモデルごとに似たような変化を示す。構造物式によった場合，値も大きく，モデルごとの変化も著しい。そしてこの $\sigma_1 max$ が改良地盤の内部安定上支配的となる。

b）最大せん断応力 τmax は改良地盤の安定上問題とはならない。又，各方法ごとにモデル種別に対する変化の傾向も一定ではない。

5.2.2　深層混合処理地盤の観測事例の有限要素解析

1）解析事例

解析事例には①ブロック式施工例として海浜部埋立地の護岸，②パイル状施工例として，軟弱地盤上の道路盛土の試験盛土の2例を採用した。

2）解析結果（埋立て護岸の例）

ここでは埋立て護岸の解析結果を述べる。この断面は，従来設計法（構造物式，地盤式）より見て十分安定な断面である。有限要素解析モデルは図-5・2・9のようであり，改良域の地中変位の実測値と比較したものが図-5・2・10である。解析においては，改良地盤の強度

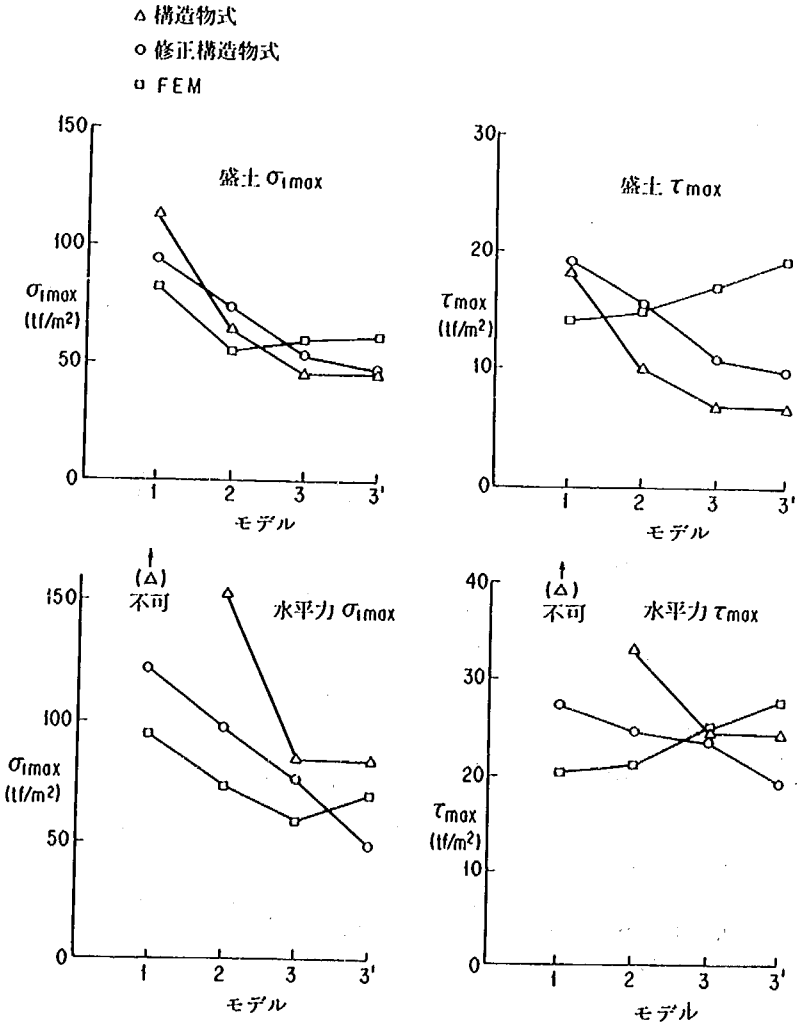


図-5・2・8　内部円力比較

評価を変えたり，背面地盤の圧密強度増加を考慮したりしたが，地中変位には余り影響はなかった。実測値と比べて，浅い部分で実測より小さいが，GL−10m 以深は近いものとなっている。このことから，土質調査による平均的に定めた土質定数を用いた有限要素解析により変形をほぼ追跡できると考えられる。このことは，道路の試験盛土の施工例についても，同様である。

5.2.3 改良地盤条件による人工島の安定性への影響に関する有限要素解析

1）解析の目的

深層混合処理地盤の力学的特徴に関しては不明な点も残されているが，特徴の一つとして，改良によって一般に原地盤より非常に強度・剛性の高い材料になる事が挙げられる。このような変化によって生ずる外荷重に対する局部的な応力集中やそれに対処するために入れる地盤目地の存在等がこの地盤の力学的挙動を複雑にしている原因である。ここでは，5.2.1で述べたように，既往のいくつかの解析法はそれぞれ少しづつ異なった結果を与えること，5.2.2で述べたように少なくとも微小変形状態については観測事例について有限要素解析がある程度合理的な結果を与えたことを考慮して，深層混合処理地盤のこのような特徴に注目し，次のような項目の解明を有限要素解析により行った。

(1) 改良地盤部の強度・剛性が原地盤に比べて高いことにより生ずる力学的問題点の解明

(2) 人工島周辺地盤に残る未改良粘土地盤において地震時に生ずる累積ひずみが，改良地盤部ひいては人工島本体の安定を損わないかどうかの検討

2）解析方法及び解析条件の概要

1）で述べた調査目的に対して，有限要素法等の解析により現象を明らかにすることとした。又，解析対象とするモデルは，川崎側人工島の計画された地盤の地層構成，人工島の横断面形状・規模を考慮して定めた。この時の具体的な土質諸定数等は既往の解析に用いられてきた値を参考にし，かつ，解析対象範囲は，計算上の便から比較的狭い範囲とした。

(1) 解析に用いた計算プログラム

解析計算は，有限要素法による盛土・地盤の応力変

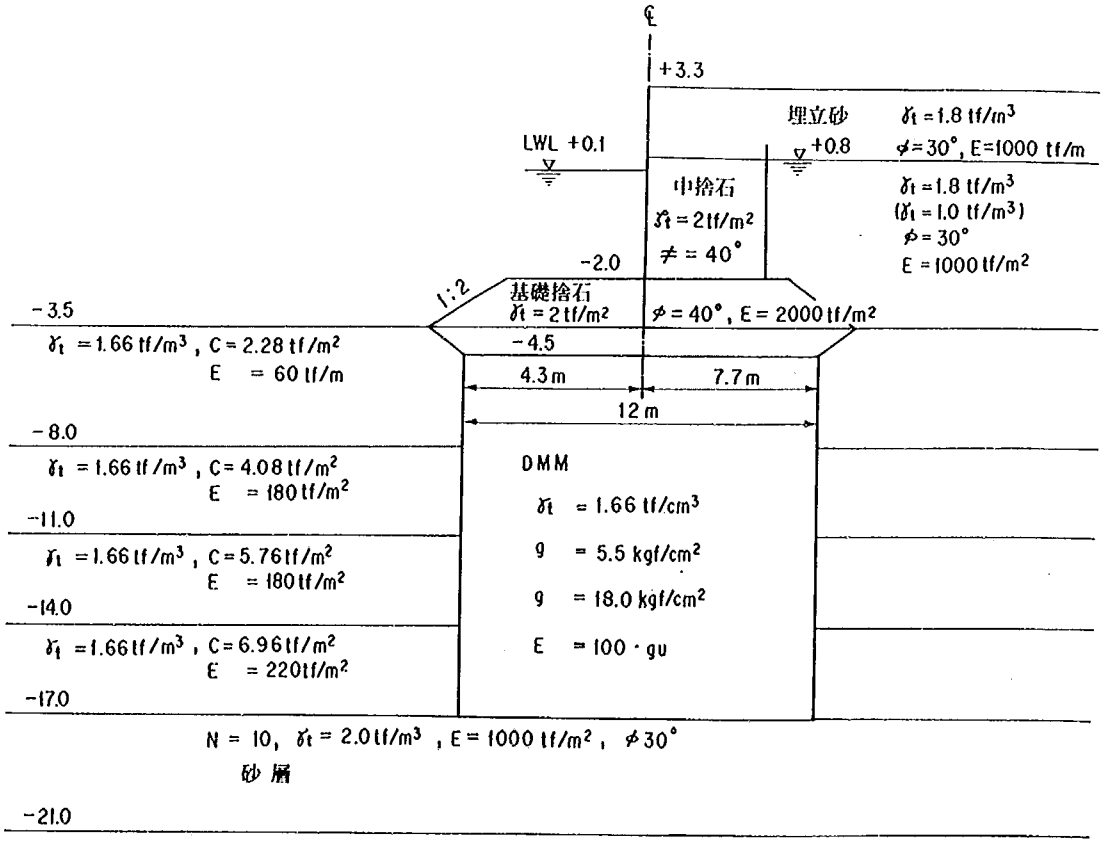


図-5・2・9 FEM解析用モデル（埋立て護岸）

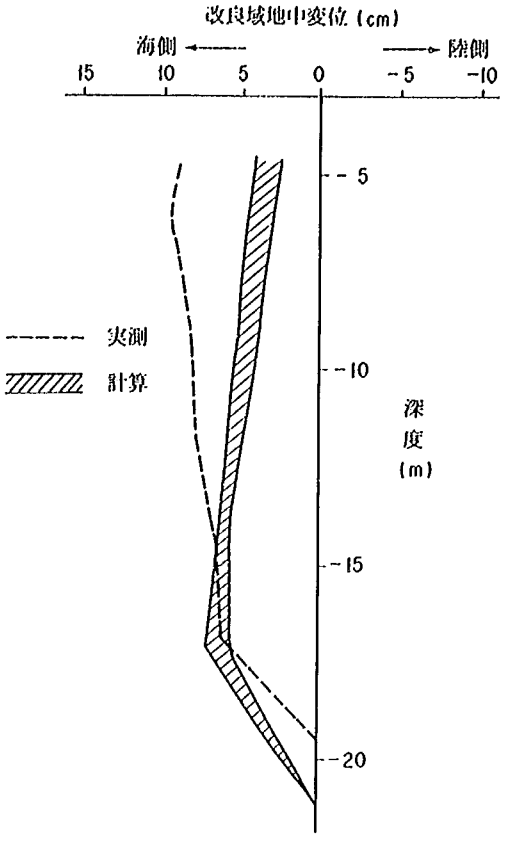


図-5・2・10　地中変位の比較

形解析と，すべり面解析法による安定解析とであり，当研究室で開発したプログラム"SADAP"[7]，"SLOPE"を用いた。

(2)　解析上の検討断面

今回の解析に用いた川崎側人工島の検討断面及び地層条件は図-5・2・11のとおりである。盛土部及び原地盤の土質定数も同図に示す。

(3)　改良地盤の強度及び剛性設定

深層混合処理土の強度としては，現場強度（一軸圧縮強度）$q_{uf}=45.0kgf/cm^2$ が得られるものとして，解析計算上の値を決めた。

現在，各機関等で提案されている設計強度の決定方法は数種類である。ここでは，それらの各種の方法より求められる平均的な次の値を基本強度として用いた。

$\tau_f=4.0kgf/cm^2$
$q_{ua}=8.0kgf/cm^2$
$q_{uf}=45kgf/cm^2$

土の非線形モデルにおいて，上記 τ_f の他に解析上必要な初期せん断剛性 G_0，又は E_0 は，応力・ひずみ関係を双曲線形として E_{50} と qu の関係から求めた。既往の資料によると，E_{50} と qu の関係は，$E_{50}=50\sim1,000q_u$ にばらついているが，平均的な値として $E_{50}=300q_u$ を

土質名	土質	単位体積重量 (t/m^3)	ϕ (°)	C (t/m^2)	V_s (m/s)
山　砂	砂	2.0	40	0	–
捨　石	石	2.0	40	0	–
$A_{c1}-I$	粘性土	1.36	0	1.6	90
$A_{c2}-I$	〃	1.67	0	3.3	150
$D_{sc}-U$	〃	1.75	0	6.0	180
$D_{ss}-U$	砂	1.94	35	0	–
$D_{sc}-L$	粘性土	1.75	0	7.5	–
$D_{ss}-L$	砂	1.99	35	0	–

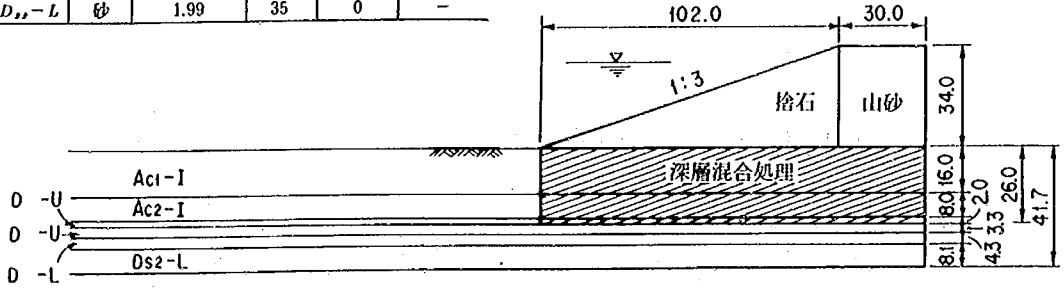


図-5・2・11　人工島の検討断面

用いた。これから，改良土の基本剛性として，E_0=4,800kgf/cm²，G_0=1,714kgf/cm²（ポアソン比 ν=0.4とする）を得た。

次に，土の基本剛性を算定した過程で用いた E_{50}～qu 関係がばらついている事と，基本となる qu として現実に現地において平均的に期待できそうな quf=45kgf/cm² ではなく，強度に対する安全率等を考慮してそれをかなり割引いた qua=8.0kgf/cm² を用いた事を考慮すると，現実に生じ得るせん断剛性は上記以上の値となる可能性がある。このような観点から，上記の基本強度・剛性のケースを含めて，表-5・2・5のケースについて検討する事とした。これは，強度のみならず剛性も低く見積ることが安全側とは限らないと考えたためである。

ケース②は，E_{50}～qu 関係の上限値付近を用いた場合である。ケース③は，強度としての qu は qua とするが，剛性 E_{50} を算定するための qu は，現実に平均的に期待し得る値 quf を用いた場合である。ケース④は，qu が大きく E_{50} もそれに応じて大きい場合である。それぞれの関係を模式的に図示したものが図-5・2・12である。

(4)　検討内容

上のように設定した改良地盤の強度・剛性を受けて，検討した内容及び条件を一覧にしたものが表-5・2・6である。検討内容a）b）c）は，1）で述べた調査目的に対応する。

表-5・2・5　計算に用いた改良土の強度剛性

ケース	E_{50}～q_u関係	q_u (kgf/cm²)	E_{50} (kgf/cm²)	G_0 (kgf/cm²)	備　考
①	$E_{50}=300q_u$(標準)	$\bar{q}_{ua}=8.0$	2,400	1,714	基本ケース
②	$E_{50}=1000q_u$	$\bar{q}_{ua}=8.0$	8,000	5,714	
③	$E_{50}=300q_u$(標準)	$\bar{q}_{ua}=8.0$	13,500	9,642	E_{50}はq_u^2
④	$E_{50}=300q_u$(標準)	$\bar{q}_u=15.0$	4,500	3,214	

表-5・2・6　検討内容一覧表

検討内容	Model	意義			改良地盤の強度特性 No.	q_u(kgf/cm²)	E_{50}(kgf/cm²)	その他の着目点
(a)	人工島モデル 1	深層混合処理改良土の適性値の検討	A	非線形有限要素解析を用いて改良地盤の強度剛性の変化による変形・応力性状をみる。	1	8.0	2,400	盛土荷重及び地震力を限定した水平荷重を作用させる。
					2	8,0	8,000	
					3	8.0	13,500	
					4	15.0	4,500	
			B	動的有限要素解析により変形・応力性状をみる。	1	8.0	2,400	入力波形は低周波及び固有振動数位置の正弦波とする。
					3	8.0	13,500	
			C	すべり面解析法によりAとの関係及びすべり面に沿う応力分布の特徴をみる。	1	8.0	——	1のケースにつき水平力を考慮した動的なスベリ面解析を行なう。
					4	15.0	——	
(b)	人工島モデル 1	非改良粘性地盤部の繰返し荷重による強度低下の影響の検討			1	8.0	2,400	
(c)	人工島 簡略化モデル 2	改良地盤内部の非改良部分の存在による安全性への影響 ただし、Bは引張り応力が発生した場合の強度変化を考慮した解析	A	静的有限要素解析法を用いて目地（非改良部分）の間隔の変化による変形・応力性状をみる。	1	8.0	2,400	目地の間隔を5㎜，20㎜，40㎜の3種類とし，さらに目地無しの1ケースを行なう。
					3	8,0	13,500	
			B	静的有限要素解析法により引張応力が生じた要素の物性を変化させる。	1	8.0	2,400	
					3	8.0	13,500	

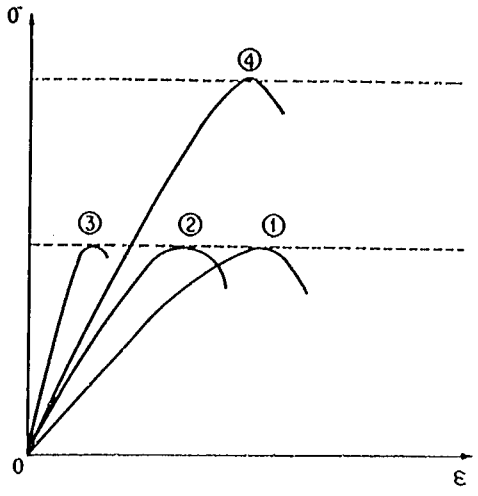


図-5・2・12　検討対象とした改良地の強度・剛性の関係模式図

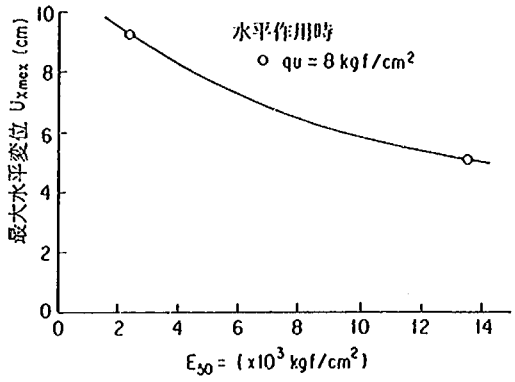


図-5・2・13　改良土剛性と変位量

3）解析結果

(1)　人工島の安定性に及ぼす改良地盤の強度及び剛性の影響

実施した解析上の荷重条件は，a）自重のみの場合，b）一様な水平慣性力を想定した静的水平力を付加した場合(震度0.15)，及びc）入力震度0.15の正弦波に対して振動応答解析を行った場合とがある。これらの解析結果の内，主なるものは次のようである。図-5・2・13は，一様水平荷重時の改良地盤部の剛性と最大水平変位の関係を，図-5・2・14は同じく引張応力の発生状況を示すものである。以上の図等によって次のことが判る。

a）改良地盤の剛性が大きくなると変形が小さくなる。b）点安全率は，改良地盤の剛性増加に伴ない，原地盤部で増加し，改良地盤部で減少する。c）引張

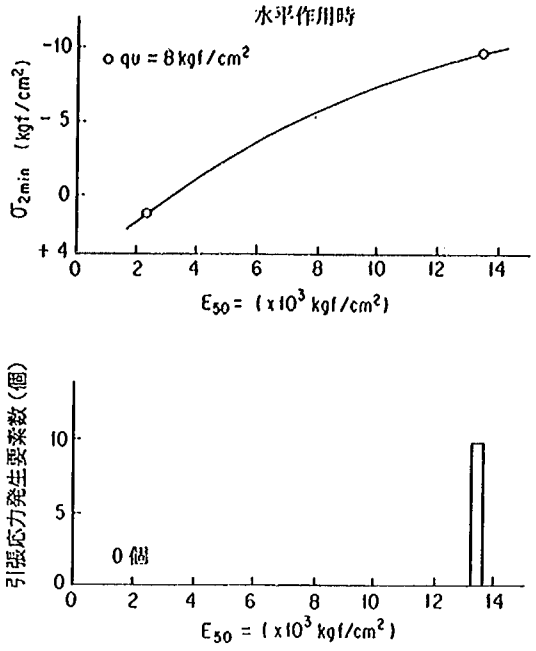


図-5・2・14　改良土の剛性と引張応力発生性状

応力については，基本ケースでは発生しないが，E_{50}=3,000kgf/cm² 以上になると，盛土下及び法先部分に発生する。E_{50} が大きいと，引張応力の値は大きくなる。引張応力は，盛土荷重の場合と比べて，水平荷重載荷によって発生しやすくなり値も大きく範囲も広い。d）以上のことを総合して，改良地盤の改良度が増加し剛性が増すと，変形は小さくなる反面，計算上引張応力が生じる。このことの是非については，検討内容(3)において記述する。

(2)　人工島の安定性に及ぼす未改良粘土地盤の動的強度の影響

深層混合処理をした人工島基礎地盤の周囲，下部には処理をされない粘土地盤がある。動的せん断応力を受ける粘土の挙動は，それに先立って受けている静的せん断応力の組合せによってかなり異なるが，一般的には剛性が低下し軟化する。動的せん断応力による複雑な応力～ひずみ関係に対する変形を，見かけの静的剛性低下現象として解析する簡便法[8]を用いて，未改良粘土地盤の動的載荷に伴う軟化現象により，改良地盤部の剛性との比率がさらに開き，そのために生ずる改良地盤部への応力集中が改良地盤部へ悪影響を生じないかという問題を検討した。

今回対象とする東京湾の粘土については，上のような観点から整理された土質試験結果はないので，現時

点までに当研究室で実施してきた粘土の動的試験結果[9]を見直したものから計算用の見かけの剛性を設定して検討を行った。

解析結果による結論は次のようである。かなり大きい目と思われる粘土の剛性低下を想定したが，変形は最大で20～30cm 増大する程度である。ただし，引張応力はかなりの部分で発生する結果が得られた。より精度の高い解析のために，この解析に適した粘土の特性を現場の採取試料について得る必要がある。

(3) 人工島の安定性に及ぼす改良地盤内目地の影響

a）目地部の特性及び解析モデル

深層混合処理においては，施工上の制約により局所的に未改良部分が残るのが一般である。さらにミクロに見た場合，ブロック状に改良する場合であっても，個々の改良パイルの周囲は改良されない，又は，改良度の低い部分が残る可能性がある。これらを合わせて目地と呼ぶ。したがって，広義の目地においては，その特性は改良の程度により，又，その幅・面積・間隔等の諸元も様々である。本解析では，簡便のために，目地部は原地盤と同じ特性を有するものとする。又，目地部は幅50cm で奥行方向に連続するものとし，その目地間隔を変えたときの改良地盤の挙動を調べた。又，この解析においては，地盤の特性の変化に伴う変形挙動を調べるのが目的であるから，盛土部分は形状を持たない荷重に置き換えてモデル化した。

b）引張応力が生じた場合の検討

この解析の一例においては，改良地盤部の一部に局所的な引張応力が生じるという結果が得られている。引張応力の評価として，引張応力を許容しないという考え方による検討を一部行った。

引張応力が許容値を上回った場合，その要素は元の強度を保持しないであろう。この影響が周辺部分に伝播し，進行性破壊を生じないかを検討した。

c）解析結果

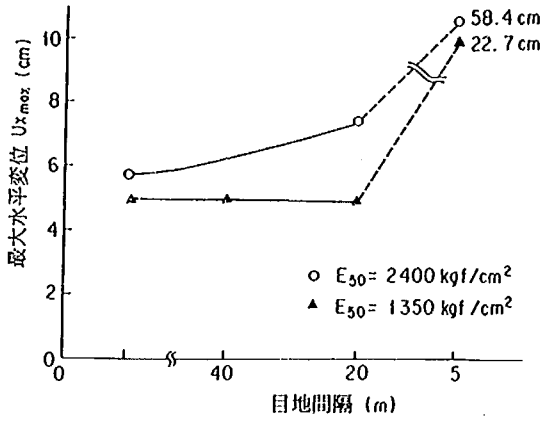


図-5・2・15　目地間隔と水平変位

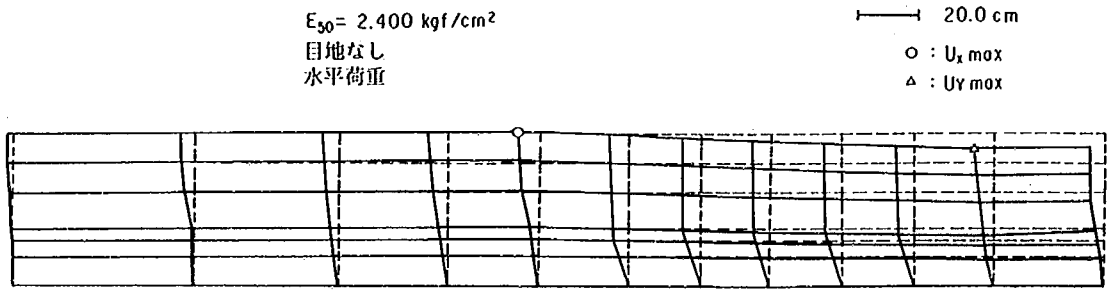


図-5・2・16　地盤の変形図(a)

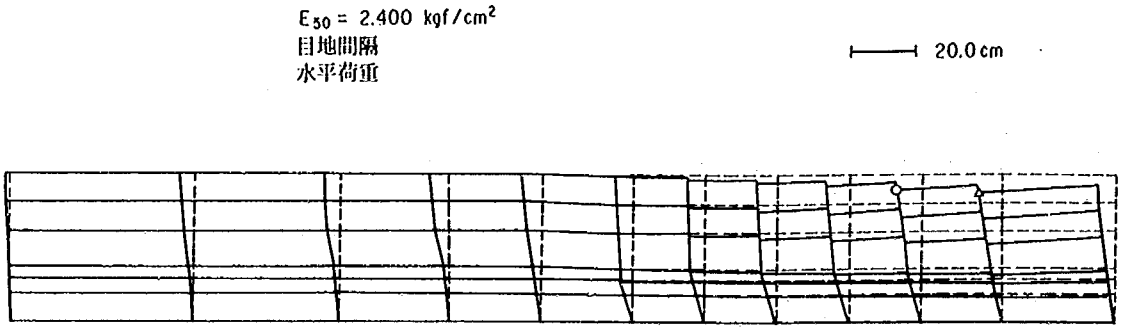


図-5・2・16　地盤の変形図(b)

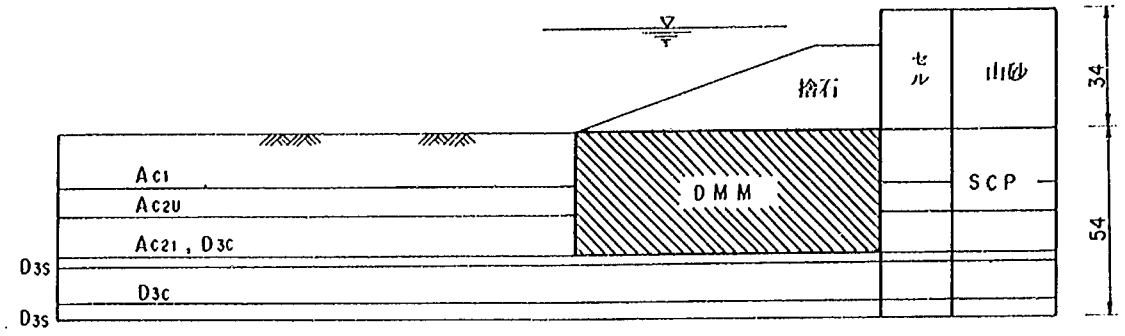


図-5・2・17　人工島の検討断面

これらの解析結果の内，水平一様荷重作用時に，目地間隔変化に伴う最大水平変位，地盤変形性状の変化を図-5・2・15，16に示す。これらの図等から次のことが明らかにされた。

①　目地がある場合の変形は，主として目地部のせん断に基くものであり，改良部分は剛体に近い変形を示す。この結果として，目地が増加すると，変形が大きくなる。

②　目地が増加すると引張応力が発生しにくくなり，目地間隔20m程度で引張応力の発生がなくなる。

③　引張応力の物性変化を考慮した解析において，引張応力の生じた要素の変形は計算上は非現実的なオーダーで大きくなる場合があるが，局所的なものである。

以上のことから，引張応力発生部の物性については不明な点が多く，又，引張応力発生後の変形は計算上大きくなる場合があるが局所的なものであり，全体の変形を損うものではないと考えられる。

(4)　今後の検討課題

今後の検討課題として，目地部又は改良地盤中に残る未改良粘土部の力学特性を考慮した改良地盤部の応力・変形解析が必要である。

5.2.4　人工島耐震解析法

1）深層混合処理地盤の検討におけるモデル化

(1)　調査目的

5.2.1で述べたように，改良地盤の剛性・強度が原地盤に比し著しく大きく，かつ破壊時のひずみ量が小さく，コンクリートに近い脆性挙動を示す事を考慮して，改良地盤を原地盤の中に存在する異種の重力式構造物と見なして設計をする事が行われている。この方法は，基本的には許容応力度法によっており，改良地盤に局所的にも許容応力を越えてならないのを原則としており，かなりきびしい設計条件となる場合がある。これに対して，地盤改良仕様を現実的なものとするべく地盤を通常地盤と同種の材料として扱う方法や，改良地盤部を剛体とし作用力を相対変位に比例するばね的力とする方法等のいくつかの提案がある。

ここでは，このような改良地盤に許容応力度法を適用する事の妥当性を検討するために，許容応力度法の適用条件の整理，人工島建設計画地のモデル地盤において許容応力度法に対応する線型有限要素解析及び改良地盤材料の部分的降伏を考慮した非線型有限要素解析を行った。注目した点は，許容応力度法における判定結果と，より物性に忠実と思われる非線型解析結果との相互関係である。

(2)　調査方法

(1)で述べた調査目的に対し，許容応力度法の適用条件の整理は既往の資料収集によった。又，線型及び非線型解析は，従来と同じく非線型静的及び動的有限要素解析プログラムSADAPによった。

(3)　調査内容

①　許容応力度法と深層混合処理地盤

a　構造設計法における許容応力度と極限設計法

許容応力度設計法は，部材の応力度σが次式で定義される許容応力度σ_aを越えないように，部材の断面寸法を決定するものである。

$$\sigma_a=\frac{\text{構造材料の基準強度}}{\text{(材料) 安全率}}=\frac{\sigma_0}{\nu} \qquad (5.2.1)$$

鋼材やコンクリートに対して適用された許容応力度法は，弾性設計法と同義である。許容応力度法における安全率には次のような各種の意義がある。逆に言えば，構造物にそのような条件が生ずる場合には，許容応力度法が用いられるべきなのであろう。

(i) 設計荷重及び材料強度のばらつきのため，両者を確定量のように考えて材料の耐荷能力近くまで利用すると，構造物の安全性が確保できないかもしれない。

(ii) 構造物のモデル化の不正確さ等から，計算応力と実応力の間には相違があるであろう。

(iii) 設計上想定した品質の構造物が製作できないかもしれない。

(iv) 許容応力度法では，構造全体を通じて部材応力が許容応力を上回ってはならない。このことは，構造物の一部分の降伏又は破壊が全体的な破壊に至ることを想定している。

上記の(i)～(iii)は，どのような構造物に対しても生じ得るものであるが，(iv)を適用すべきかどうかは，構造物の特性による。部材の部分的な降伏（塑性化）を考慮して部材及び構造物の耐荷能力を算定し，与えられた外力に対する構造物の安全性を確保するものが，塑性設計法又は極限設計法である。この場合には，構造物の一部分の破壊と全体の破壊とは区別されている。

b 深層混合処理地盤の強度

従来の構造物式設計法では，一軸圧縮試験のピーク強度を基に，次式により許容応力度を求める。

$$\sigma_a=(1/F)\cdot\alpha\cdot\beta\cdot\gamma\cdot\lambda\cdot qu \qquad (5.2.2)$$

ここに，σ_a：許容圧縮応力度，F：安全率，常時3，地震時2，qu：室内圧縮強度の平均値，α，β，γ，λ：施工の信頼度に関する修正係数，$\alpha\cdot\beta\cdot\gamma\cdot\lambda=0.5$程度とすることが多い。したがって

$$\sigma_a=(1/6\sim1/4)qu \qquad (5.2.3)$$

となる。このように室内強度の平均値を大きく割引いて許容応力度としている大きな理由の一つは，一軸圧縮試験によるとピーク強度以後において強度が急激に低下し，その部分の強度はほとんど期待できず不安定になるため，作用応力がピーク強度を上回る可能性を極力抑える必要性があることにある。

これに対し，本調査が対象とする現場付近の土を用いた一軸圧縮試験と拘束圧を作用させた三軸圧縮試験結果によれば，拘束圧の作用する三軸圧縮試験の方が一軸圧縮試験よりもピーク強度が高く，さらに残留強度における差はより著しい（三軸圧縮試験による強度の方が一軸圧縮試験によるものより格段に大きい）ことが示されている。このように，ピーク強度後の比較的大きい変形状態における強度（残留強度）が期待できる場合，ピーク強度を基にした許容応力度法と（変形が大きいところでの）残留強度を基にした極限設計法とがあり得る。前者に用いる安全率等の割引係数は，当面従来の値と同じにせざるを得ない。後者においては，各部において残留強度を上限応力とする。設計に用いる残留強度を室内試験による強度とを関連づける方法が，人工島構造検討委員会において，次式のように提案された。

$$\tau_f=C_{CR}\cdot C_{ANI}\cdot C_{PF}\cdot C_{FS}\cdot(C_M\cdot\tau_0+\sigma\cdot\tan\phi_0) \qquad (5.2.4)$$

ここに，τ_f：改良地盤としてのせん断強度，τ_0，ϕ_0：室内配合試験結果から求まる粘着力及び内部摩擦角，C_{CR}，C_{ANI}，C_{PF}，C_{FS}，C_M：クリープ，強度異方性，進行性破壊，破壊形態，サンプルの大きさを考慮した補正係数，当面の所，$C_{CR}\cdot C_{ANI}\cdot C_{PF}=1.0$，$C_M=0.3$，$C_{FS}=1.0$(残留強度に対して)とする。したがって，(5.2.4)式から残留強度を用いた極限設計法におけるせん断強度 τ_f は次式のようになる。

$$\tau_f=0.3\tau_0+\sigma\cdot\tan\phi_0 \qquad (5.2.5)$$

このような材料強度の設定法と用いるべき設計法の組合せは表-5・2・7のようになる。次に，三軸圧縮試験結果に基く二つの方法による結果の比較を行う。

表-5・2・7 材料強度の設定法と設計法の組合せ

試験方法	強度	補正係数	設計方法
一軸圧縮試験	ピーク強度	$1/F_1$	許容応力度法
	残留強度	$1/F_2$	過度に安全で非現実的
三軸圧縮試験	ピーク強度	$1/F_1$	許容応力度法
	残留強度	$1/F_2$	極限設計法

F_1：ピーク強度から設計強度を求めるときの安全率
F_2：残留強度から設計強度を求めるときの安全率

2）設計荷重の考え方

地震時解析において地震力の考え方は，震度法と地震応答解析とに大別される。震度法においては，盛土に作用する震度を与えるもので，盛土及び地盤全体に一様に作用させる場合と，盛土の応答が一般に地盤より大きいことを考慮して，盛土のみに震度を作用させる場合とがある。又，地震応答解析においては，基盤入力（通常加速度）を与えて，盛土・地盤各部の応答を求めるものであるが，用いる入力は，地震波を用いるのが通常であるが，系の基本的動特性を調べるために正弦波を用いる場合もある。

3）モデル地盤の構造物の応力・変形解析

(1) 解析条件・方法

改良地盤を許容応力度法及び極限設計法によって解析し，両方法における照査結果の比較から，許容応力度法の意義づけを行う。又，耐震性解析法としての震度法と動的応答解析法の相互関係についても明らかにする。

① 改良地盤の定数

改良地盤の定数として，単位体積重量，強度，剛性を次のように設定した。単位体積重量：原地盤と同一。強度：非排水三軸圧縮試験結果に基いて，ピーク強度に対して $c_P=248tf/m^2$，$\phi=0°$，残留強度に対して $c_r=113tf/m^2$，$\phi=0°$。上述した強度設計法により，せん断強度を求める。許容応力度法に対して，ピーク強度から，$\tau_a=c_P/6=41tf/m^2$，極限設計法に対して残留強度から，$\tau_f=0.3c_r=34tf/m^2$。剛性：既往の解析の E_{50} から推算して，$G_0=103{,}000tf/m^2$。これらの強度・剛性を単純にまとめると，図-5・2・18(a)のような室内供試体の応力～ひずみ関係から原位置でのものを同図(b)のように推定し，さらに許容応力度法・極限設計法それぞれにおけるモデルを同図(c)のように設計したことになる。

② 解析手法

許容応力度法に対しては，初期剛性を有する線型弾性体として，極限設計法に対しては，上に設定した強度に双曲線型で収レンする非線型物性としてモデル化し，共に前述したせん断に対する非線型性を考慮できる2次元有限要素法プログラム SADAP[7] を用いた。

③ 解析対象モデル

解析対象モデルは図-5.2.17に示すものとした。セル部分は解析モデル化が複雑であり，従来セル部分を無視したり，異方性体としてモデル化したり様々なモデル化が試みられてきた。ここでは，セル部のせん断剛性と圧縮剛性を独立とする異方性体としたのとほぼ同様の変形を与えるようなセル部の等方性モデルを予備解析から定め，後の解析に用いた。この場合，セル部のせん断剛性をセル部の圧縮剛性から算定した。

④ 解析ケース

行った解析ケースは，荷重条件及び地盤の応力～ひずみ関係の線型・非線型により，表-5・2・8のようにまとめられる。ここで，例えば，震度法 kh=0.18 においては，盛土部分に対して0.18，改良地盤部を0.09，その他の部分を0.0とした。地震応答解析における正弦波加振条件，特に振動数は，全体系の固有振動数 $f_r\fallingdotseq1Hz$ を基に，fr/2，2fr として定めた。又，L_2 波というのは，東京湾横断道路構造物を対象に，まれに生ずる可能性のある一種の確率的極限地震である[8]。

(2) 自重及び震度法解析

地盤を線型材料とした解析では，計算過程において内部応力に対する上限は設定していないので，変形は過大なものとはならず，計算応力と許容応力との比較において安全率が問題となる。一方，地盤を上限強度のある非線型材料とした解析では，応力比較による安全率は1を下回ることはありえず，この場合には，生

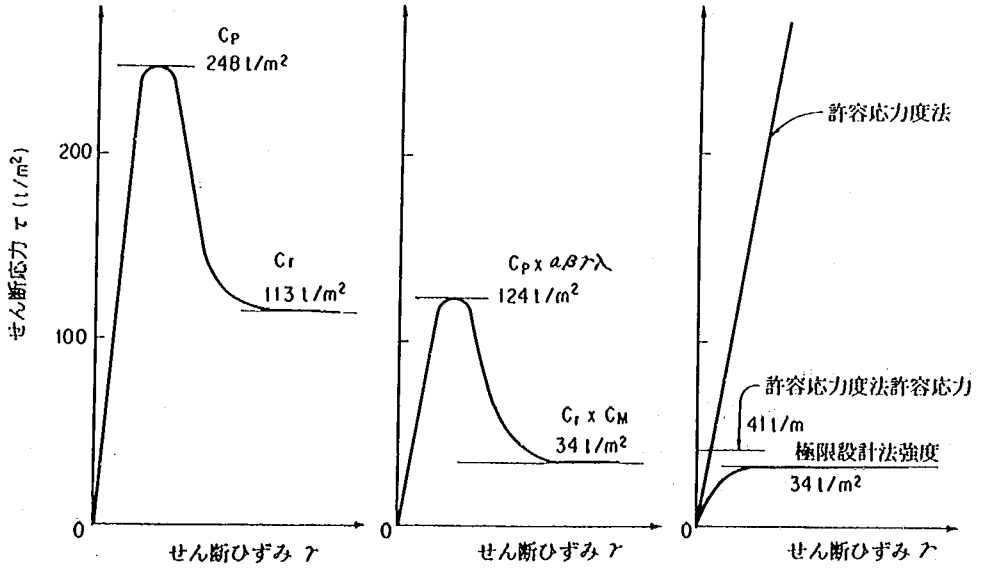
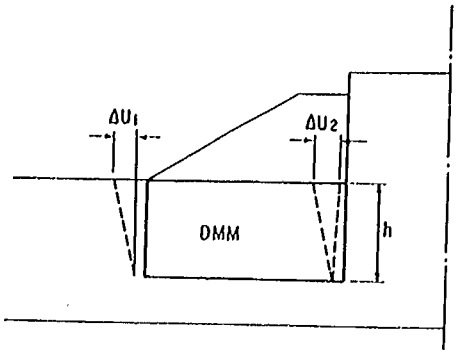


図-5・2・18 改良土の材料特性及びモデル化

表-5・2・8 解析ケース

種別	載荷法		物性	
静的解析	自重		線形	非線形
	震度法	$k_h=0.18$	〃	〃
		$k_h=0.36$	〃	〃
動的解析	正弦波 150gal	f=fr/2	〃	〃
		f=fr	〃	〃
		f=2fr	〃	〃
	正弦波 300gal	f=fr/2	〃	〃
		f=fr	〃	〃
		f=2fr	〃	〃
	L_2波 500gal		〃	〃

f：正弦波振動数
fr：線形解析による固有振動数



$\gamma_1=\frac{\Delta U_1}{h}$　　$\gamma_2=\frac{\Delta U_2}{h}$

図-5・2・19 DMM地盤の平均的変形

ずる変形量でもって安定を評価する必要がある。

線型解析によったときの改良地盤内の安全率分布を見ると，安全率の最小値は一般に改良地盤部の右下（図-5・2・17において）の所にある。

非線型解析における改良地盤部の平均的な変形を図-5・2・19のように，改良地盤の前後面で見た上下面のせん断変形γ_1，γ_2で表わすことにする。

種々の震度khに対して，線型解析の最小安全率Fと，非線型解析の平均せん断変形γ_1，γ_2とを対応させたものが図-5・2・20である。これは，許容応力度法による安全率と改良地盤部の平均的変形を関係づける一つの図示方法である。この結果は，1例ではあるが以下のことを示している。kh=0.18において線型解析では最小安全率は約1.3であり，一方非線型解析によるとセル近傍で平均10^{-3}程度のせん断ひずみが生じていることになり，どちらから評価しても，問題点は少ないことになる。次に，線型解析で最小安全率が1.0を下回るところでも，非線型解析ではせん断ひずみが約2×10^{-3}であり，まだ変形が過大であるともいえない。さらに，kh=0.36のとき，安全率は約0.75となり，又このとき非線型解析では10^{-2}のオーダーのせん断ひずみに近づいており，やや変形が大きくなっている。このような方法により，許容応力度法に用いられる許容応力度レベルの設定法の合理化を図ることができよう。

(3) 動的応答解析

減衰定数hは，線型の場合h=0.20，非線型の場合h=0.05としている。入力正弦波は5波とした。L_2波は，全過程の内，大きな振幅を有し，かつ，振動数特性が際立って異なると思われるt=30.97～37.00sec，t=48.01～53.00secの二つの区間に分けて解析を行った。最大加速度は，それぞれ500gal，334galである。

正弦波動的解析の結果は，系の固有振動数と入力振動数によって種々の挙動が生じ得るために，個々の振動数特性について調べるよりも，図-5・2・20と同様な整理をとる方がよいと考えられる（後述）。

図-5・2・21に示したL_2波に対する水平加速度の等高線の例によれば，原地盤部及び盛土部において増幅が見られるが，改良地盤部はほぼ一体とした振動性状を示す。非線型モデルの場合，改良地盤部の応答は，基盤入力よりも小さい。L_2波に対しても，線型解析による最小安全率と非線型解析による改良地盤部の平均的せん断変形とを関連づけることが考えられる（後述）。

(4) 動的応答解析と震度法の比較

震度法における震度，動的応答解析における基盤入力加速度や応答加速度との定量的関係については未だ定説がないが，図-5・2・21等に見られる加速度分布と震度法（設計法）に用いられている震度分布と比較すると次のことがわかる。

① 動的応答解析（特にL_2波応答）において，改良地盤部の応答が盛土部の応答よりも小さいことは，震度法における仮定（設計基準ではこの割合を1/2としている）と定性的に一致する。

② 改良地盤部周辺の原地盤の応答加速度は，一般にかなり大きく，設計基準における仮定（これを0とする）とは異なる。

さらに，両解析法による違いを，改良地盤部に及ぼす効果といった点から見るために，すべての荷重条件

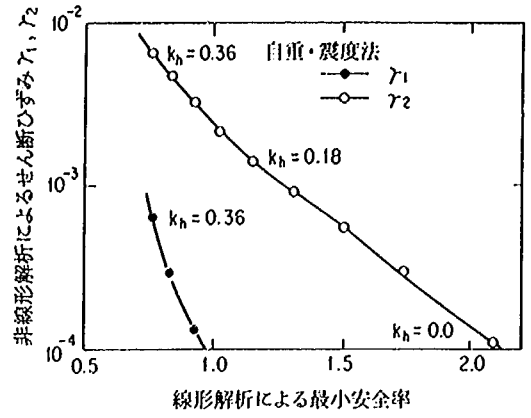


図-5・2・20　線型解析安全率と非線型解析変形の関係（静的解析）

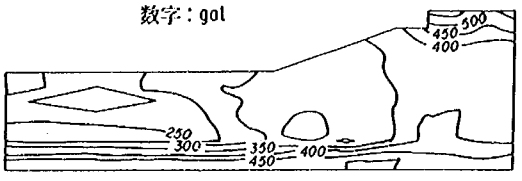


図-5・2・21　最大水平加速度分布（非線型モデル，L_2 波t＝30.97～37.0sec，500gal）

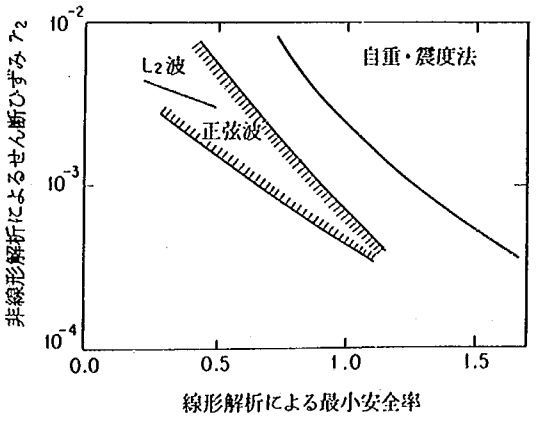


図-5・2・22　線型解析安全率と非線型解析変形の関係のまとめ

における結果を，図-5・2・20と同様の整理をしたものが図-5・2・22である。これから，次のことがわかる。

① 荷重の載荷法によって，γ_1，γ_2 と F_s の関係は異なる。動的応答解析である L_2 波の場合は，今回の正弦波の範囲にあるが，震度法は，同一の安全率に対して動的応答解析よりもかなり大きな変形を与える。

② 言い換えれば，今回実施した許容応力度法に対応する線型動的応答解析によれば，安全率はかなり小さくなるが，生ずる変形の大きさは，自重・震度法解析の結果から推測されるものよりかなり小さい。したがって，動的応答解析に代る手段として，震度法はかなり安全側と見れる。逆に言えば，例えば L_2 波によって生ずる変形と同レベルの変形を与える震度法における震度を合理的震度を見なすこともできよう。

(5) 今後の問題点

今回の調査は，室内における小型供試体試験の結果に基いて有限要素解析を行った結果に基くものであり，解析法と実現象の相互関係の把握のために適当規模の模型実験等が必要とされよう。

5.2.5 まとめ

深層混合改良地盤の設計又は安定性検討を行う方法である①構造物設計法，②地盤式設計法，③修正構造物式解析法，④有限要素解析法，それぞれについて次のことがいえる。

① 構造物式は，改良地盤部に作用する外力の内，抵抗側のものに極大値を考慮しており，有限要素法から推定される実際作用力より大き目の外力を想定している。又，転倒や前面端趾圧等の安定増加に寄与する背面せん断力は，一般に他の方法によりかなり小さ目である。このような改良地盤への作用外力の差による影響は，改良地盤幅が狭く，地震力が作用するときに特に顕著で，改良地盤の安定上重要な量である端趾圧を他の方法に比べ過大なものとする。すなわち，全体的に最も安全側の設計法と見なされる。

② 地盤式は，すべり破壊に対する安定性のみを照査するもので，最も制限の少ない方法と見られるが，他の方法による照査結果と比較した結果，改良地盤幅が極く狭い場合を除いて，他の方法と同等の評価をするものと見ることができる。

③ 修正構造物式は，改良地盤自体の変形を無視したものであるが，基本的には有限要素法を簡略化したモデルと考えられ，全体的な性状はそれと矛盾しない。ただし，ばね定数の設定法・改良地盤部への外力の与え方等は，慎重な配慮が必要である。

④ 今回実施した有限要素解析は，改良地盤及び全体構造の挙動を把握する上で，最も合理的な手法と考えられるが，地震時挙動が静的震度法によって推定したものとどのような関係にあるかは，さらに地震応答解析等を必要とする。

⑤ 今回実施した構造物式・修正構造物式は，基本的には許容応力度法に基くもので，この評価結果と地盤式のような極限設計法による評価結果との相互関係

については，今後さらに研究が必要である。

⑥ 深層混合処理をした埋立地の護岸の観測事例に対する有限要素解析は，実測最大変位に近い結果を与えたことから，土質調査により平均的に定めた土質定数を用いた有限要素解析により変形をほぼ追跡できると考えられる。

⑦ モデル地盤の有限要素解析によると，改良地盤部の剛性が増すと，変形は小さくなる反面，計算上引張応力が生じる。

⑧ 改良地盤周辺の未処理粘土地盤の動的載荷に伴う軟化現象を考慮した場合，変形は最大で20～30cm増大する程度であった。ただし，引張応力がかなりの部分で発生する結果が得られた。

⑨ 改良地盤中に未改良部として残る目地の間隔を変えた解析によると，目地が増加すると変形が大きくなる，目地が増加すると引張応力が発生しにくくなる，引張応力の生じた要素の変形は局部的なものに留まり全体の変形を損うものではない等の結果が得られた。

⑩ 改良地盤を許容応力度法（線型解析）及び極限設計法（非線型解析）によって解析し，改良地純について，許容応力度法による最小安全率と改良地盤の平均的変形を関係づけることを試みた。

⑪ 確率的地震波を用いた動的応答解析によると，改良地盤部の応答は盛土部の応答よりも小さく，震度法に基く設計基準でこの割合を1/2としていることと定性的に合致する。一方，改良地盤部周辺の原地盤の応答加速度は，一般にかなり大きく，設計基準における仮定（これを0とする）とは異なる。

⑫ 静的震度法と動的応答解析法により，線型解析における最小安全率と，非線型解析によるセル近傍の平均せん断ひずみの関係は異なる。震度法は，同一の安全率に対して動的応答解析よりも大きな変形を与える。したがって，動的応答解析に代る手段として，震度法はかなり安全側と見なされる。

参考文献

1）西中川剛・浅井勝稔・鈴木吉夫・新名昭士・川崎孝人：セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究（その5）—壁状改良地盤の設計法について—，第12回土質工学研究発表会講演概要集

2）斉藤　聡・川崎孝人・新名昭士・宮田孝志：セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究（その7）--改良土の工学的性質(1)—，第14回土質工学研究発表会講演概要集

3）新名昭士・川崎孝人・斉藤　聡・馬場崎亮一：セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究（その8）—深層混合処理工法に適した硬化剤の検討—，第14回土質工学研究発表会，講演概要集

4）CDM研究会，セメント系深層混合処理工法，設計と施工マニュアル，昭和54年

5）日本道路公団：東京湾横断道路人工島設計基準，昭和62年

6）竹内則雄・川井忠彦：新離散化モデルによる地盤基礎の極限解析（その3）—斜面安定問題—，生産研究，32—8，1980

7）古賀泰之・佐々木康・小笠原久・館山　悟：土構造物の地震時応答解析プログラム：SADAP，土木技術資料，25—3，1983.

8）佐々木康・松尾　修・唐沢安秋：地震による盛土の永久変形解析法とその適用例，土木技術資料，27—3，1985.

9）松尾　修・唐沢安秋・古賀泰之：粘土の動的強度特性に関する繰返し三軸試験報告書，土木研究所資料，2160号，昭和60年

10）荒川直士・川島一彦：動的解析用入力地震動の設定法，土木研究所資料，2120号，昭和59年

5．人工島に関する研究
5.3　人工島の締固め管理手法

松本秀應*
by Hideo MATSUMOTO

細　目

5.3　人工島の締固め管理手法 …… (1)
5.3.1　コーン貫入試験に基づく人工島の締固め程度の推定方法 …… (1)
1）既往のコーン貫入試験に関する研究結果の整理…… (1)
2）浅間山砂の定常状態線…… (3)
3）チャンバー試験による q_c に与える間隙比，応力条件の影響の検討…… (3)
4）浅間山砂の液状化特性…… (12)
5）まとめ…… (15)

5.3　人工島の締固め管理手法

5.3.1　コーン貫入試験に基づく人工島の締固め程度の推定方法

液状化対策工の効果（液状化強度）を計測する方法としては，現地より採取した不かく乱試料を用いた液状化試験による方法や，標準貫入試験やコーン貫入試験に代表される原位置での試験による方法があげられる。

これらの方法の内，前者に方法は不かく乱試料の採取の難しさと液状化試験に多くの時間を要することから現場の施工管理に用いるには不向きである。これに対し，後者の方法は原位置において試験が可能であるため，試料採取時の乱れによる誤差が含まれず，標準貫入試験の場合には多くの時間を要する欠点はあるが，地盤の強度とともに乱れてはいるが各深度における土の試料が得られる。また，コーン貫入試験の場合には土の試料を得ることはできないが，短時間で精度良く地盤の強度を求められると共に，標準貫入試験と異なり，地盤の強度を深さ方向に連続的に求められる特徴を有しており，現場の施工管理のためには有効な試験方法である。

そこで本節では，人工島の施工管理手法の提案を目的に，コーン貫入抵抗値 q_c から浅間山砂の締固め程度を推定する方法について検討した結果について述べる。検討内容としては以下の項目にまとめられる。

① 既往のコーン貫入試験の結果の整理

② q_c に与える地盤の相対密度 D_r 及び拘束圧 σ_v'，σ_H' の影響を明らかにするためにチャンバー試験を実施

③ 浅間山砂の液状化強度 R_L と相対密度 D_r の関係を明らかにするために繰返し三軸試験を実施

1）既往のコーン貫入試験に関する研究結果の整理

コーン貫入抵抗 q_c に与える諸要因の検討を行うとともに，チャンバー試験の実施方法について検討を行うために，既往のコーン貫入試験に関する調査結果を文献調査により整理した。

収集した文献は参考文献1）～7）に示すとおりであり，これらを整理することにより以下の事項が指摘される。

・同一の土，同一の拘束圧に対してコーン貫入抵抗値 q_c と土の相対密度 D_r は線形関係にある[1]。

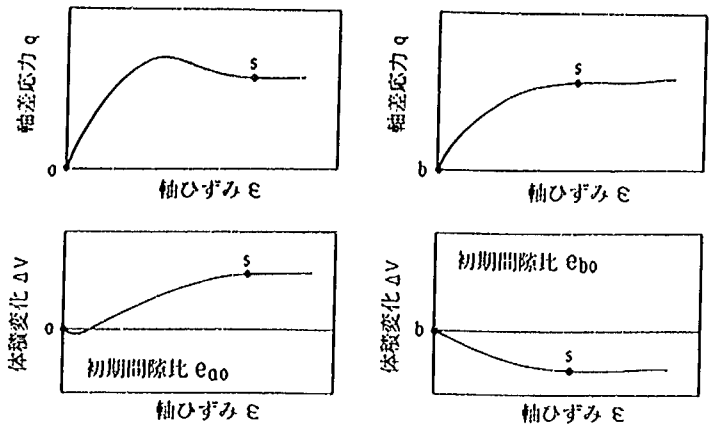
・同一の土，同一の拘束圧に対してコーン貫入抵抗値 q_c と摩擦角 ϕ_d は線形関係にある[1]。

・$(q_c-\sigma_m)/\sigma_m'$ によりコーン貫入抵抗値 q_c を正規化することにより，拘束圧や K_0 値の影響を取りのぞき，統一的にコーン貫入試験結果と D_r，ϕ_d 等との関係を整理することができる[3]。

ここに，$\sigma_m=\{(1+2\cdot K_0)/3\}\cdot\sigma_1=\{(1+2\cdot K_0)/3\}\cdot\gamma_t\cdot z$ であり，K_0 は静止土圧係数，γ_t は土の単位体積重量，Z は深度を表わす。

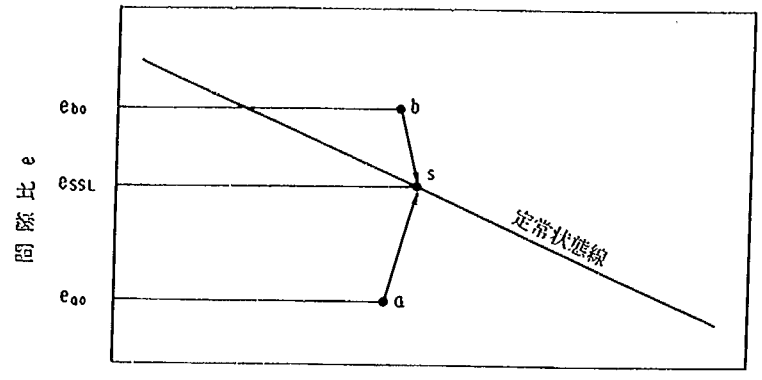
・ステートパラメータ Ψ を用いることにより，土の種類によらず摩擦角 ϕ_d や膨張率 $d\varepsilon_v/d\varepsilon_a$（$\varepsilon_v$：体積ひずみ，$\varepsilon_a$：軸ひずみ）を推定することができる[3]。

*地震防災部振動研究室研究員



(a) 間隙比が小さく
よく締固まった土

(b) 間隙比が大きく
緩く締固まった土



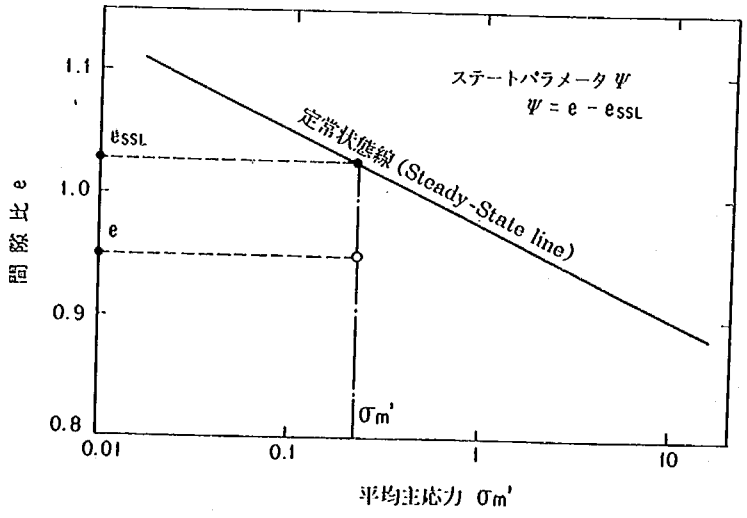


図-5・3・1 ステートパラメータの定義

ここにステートパラメータとは，図-5・3・1に示すように定常状態線（Steady-state line）と，土のその時の間隙比との差で定義される。

・ステートパラメータ Ψ とコーン貫入抵抗値 q_c の間には

$$\Psi = -0.092 \cdot \ln((q_{c1}+17)/31)$$
$$q_{c1} = (q_c - \sigma_m)/\sigma_m'$$

なる関係があり，コーン貫入試験結果から直接ステートパラメータ Ψ を求めることが可能である[3]。

2）浅間山砂の定常状態線

東京湾横断道路人工島の構築に用いられる盛土材料である浅間山砂の応力～ひずみ関係を明らかにするために，締め固め程度と拘束圧を種々変化させ非排水三軸圧縮試験を実施した。

間隙比を0.8から1.2程度，拘束圧を0.25から6.4kgf/cm² と変化させ32本の三軸圧縮試験を行った。試験に用いた供試体の条件，三軸圧縮試験結果を整理したものが表-5・3・1であり，応力経路図の例を図-5・3・2に示す。同図に示すように間隙比が大きい試験（e＝1.034の場合）では応力経路が左下へ進み液状化にいたり，間隙比が小さい試験（e＝0.764の場合）では応力経路が右上へ進み破壊線に漸近していくことがわかる。これらの試験に対して，中間的な間隙比を有する場合（e＝0.941の場合）には，軸ひずみが増加しても間隙水圧も軸差応力も変化しない定常状態（Steady-State）に達していることがわかる。

これらの試験結果より，定常状態における平均主応力 σ_m' と間隙比 e の関係をまとめたものが図-5・3・3である。図中には，定常状態に達した試験結果から最小自乗法により求めた定常状態線（Steady-State Line）を実線で示した。

この定常状態線は式（5.3.1）で表される。

$$e = 0.850 - 0.064 \cdot \log\sigma_m' \qquad (5.3.1)$$

3）チャンバー試験による q_c に与える間隙比，応力条件の影響の検討

コーン貫入抵抗値 q_c に与える地盤の間隙比，応力条件の影響を明らかにするためにチャンバー試験を実施した。

(1) 試験装置

① 大型チャンバー

試験に用いた大型チャンバーの概要を図-5・3・4に示す。本装置は，直径2.0m，高さ3.34m の圧力水槽内に，厚さ 2 mm のゴムスリーブにより包まれた直径1.6m，高さ2.3m の地盤模型と，地盤模型に軸応力を載荷するための軸圧ジャッキと上載板を有する構造となっている。上載板には直径157mm の調査孔が設けられており，地盤模型に任意の拘束圧を作用させた状態で実寸のコーンを用いたコーン貫入試験を実施することが可能である。

② コーン貫入試験機及び計測器

コーンの貫入には油圧ジャッキを用いた貫入装置を用いた。また，ロッドは一般のコーン貫入試験に用いられているものと同じ10t 用ロッドを用い，コーン本体は図-5・3・5に示す直径35.7mm，先端角60° の 3 成分

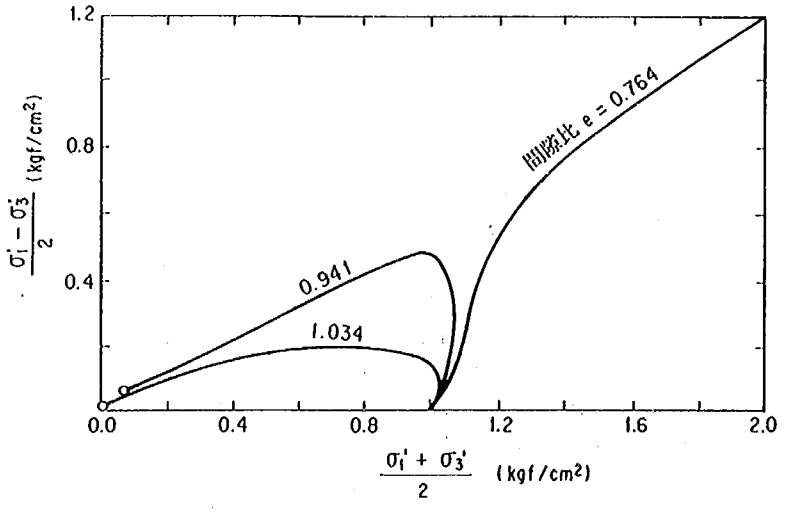


図-5・3・2　応力経路図の例

表-5・3・1(1)　三軸圧縮試験結果一覧表（昭和62年度）

		供試体作製時				圧密終了時		間隙比								間隙水圧係数	試験結果				◆
		高さ	直径	質量	含水比	体積変化	高さ変化	初期	圧密終了時								主応力差	間隙水圧	平均主応力	ひずみ	定常状態判定基準
		H_0 (cm)	D_0 (cm)	m (g)	W (%)	ΔV (cc)	ΔL (cm)	e_0	$e_{0.1}$	$e_{0.2}$	$e_{0.4}$	$e_{0.8}$	$e_{1.6}$	$e_{3.2}$	$e_{6.4}$	B	$\sigma_1-\sigma_3$ (kgf/cd)	U (kgf/cd)	σ_m' (kgf/cd)	ε (%)	
e_1	$\sigma_3=0.4$	10.10	5.00	239.27	6.0	24.08	0.346	1.333	1.075	1.067	1.049					1.000	0	0.389	0.011	1.31	a
	$\sigma_3=0.8$	10.10	5.00	238.48	6.1	23.75	0.313	1.342	1.100	1.096	1.081	1.062				0.980	0	0.794	0.006	2.48	a
	$\sigma_3=1.6$	10.02	5.00	237.80	6.1	25.12	0.343	1.328	1.102	1.096	1.081	1.061	1.031			0.956	0	1.596	0.004	8.65	a
	$\sigma_3=3.2$	10.07	5.00	238.77	6.0	30.66	0.418	1.331	1.052	1.049	1.037	1.018	0.994	0.967		0.984	0.047	3.204	0.012	16.36	b, c
	$\sigma_3=6.4$	10.10	5.00	238.04	6.0	31.94	0.490	1.345	1.083	1.080	1.066	1.047	1.023	0.999	0.967	0.950	0.716	6.080	0.559	19.38	c
e_2	$\sigma_3=0.4$	10.05	5.00	285.60	8.3	4.94	0.026	0.987	0.947	0.943	0.937					0.956	0.006	0.387	0.015	13.33	c
	$\sigma_3=0.8$	10.03	5.00	285.50	8.3	6.00	0.082	0.983	0.940	0.937	0.932	0.923				0.960	0.043	0.818	−0.004	12.20	c, d
	$\sigma_3=1.6$	10.02	5.00	285.56	8.3	8.96	0.090	0.981	0.934	0.928	0.920	0.908	0.891			0.950	0.081	1.588	0.039	18.15	c, d
	$\sigma_3=3.2$	10.04	5.00	280.17	6.0	9.44	0.068	0.980	0.945	0.940	0.935	0.923	0.906	0.885		0.984	0.080	3.173	0.054	19.04	f
	$\sigma_3=6.4$	10.06	5.00	279.90	6.0	13.80	0.113	0.986	0.934	0.930	0.922	0.913	0.896	0.875	0.847	1.000	0.706	6.100	0.535	18.86	f
e_3	$\sigma_3=0.4$	10.00	5.00	256.80	5.3	17.94	0.164	1.138	0.975	0.963	0.942					0.960	0	0.379	0.021	3.20	c
	$\sigma_3=0.8$	10.08	5.00	259.80	7.0	15.54	0.224	1.164	1.033	1.028	1.014	0.994				0.976	0.006	0.804	−0.002	0.94	c, d
	$\sigma_3=1.6$	10.00	5.00	256.06	5.3	20.96	0.203	1.144	0.999	0.991	0.973	0.949	0.915			0.996	0.005	1.590	0.012	9.69	c, d
	$\sigma_3=3.2$	10.00	5.00	256.86	5.7	31.26	0.240	1.145	0.946	0.927	0.900	0.869	0.831	0.804		1.000	0.058	3.124	0.095	18.63	c, d
	$\sigma_3=6.4$	10.10	5.00	257.28	6.0	24.42	0.320	1.169	1.027	0.016	0.999	0.980	0.956	0.931	0.902	1.000	0.510	6.148	0.422	20.60	f
e_4	$\sigma_3=0.4$	10.02	5.00	304.72	5.4	2.36	0.010	0.807	0.790	0.787	0.785					1.000	1.026	0	0.742	0.84	g
	$\sigma_3=0.8$	9.96	5.00	304.85	5.4	3.06	0.015	0.795	0.778	0.775	0.772	0.767				0.968	2.200	0.002	1.531	1.11	g
	$\sigma_3=1.6$	10.02	5.00	304.88	5.4	3.96	0.032	0.806	0.796	0.793	0.789	0.782	0.770			1.000	4.334	0	3.045	2.88	g
	$\sigma_3=3.2$	10.01	5.00	304.87	5.4	5.73	0.035	0.804	0.786	0.784	0.780	0.774	0.764	0.751		0.960	8.429	0.002	6.008	19.05	g
	$\sigma_3=6.4$	9.98	5.00	304.85	5.4	5.51	0.056	0.799	0.777	0.776	0.774	0.770	0.763	0.756	0.748	0.960	11.359	2.199	7.987	11.02	e

◆ 破壊基準　a: $U \backsimeq \sigma_3'$　b: $\sigma_1-\sigma_3$ const.　c: U const.　d: $\sigma_1-\sigma_3$ mim　e: σ_1'/σ_3' max　f: fin.　g: $U \backsimeq 0$

表-5・3・1(2)　三軸圧縮試験結果一覧表（昭和63年度）

		供試体作製時				圧密終了時		間隙比								間隙水圧係数	試験結果				◆
		高さ	直径	質量	含水比	体積変化	高さ変化	初期	圧密終了時								主応力差	間隙水圧	平均主応力	ひずみ	破壊基準
		H_0 (cm)	D_0 (cm)	m (g)	W (%)	ΔV (cc)	ΔL (cm)	e_0	$e_{0.1}$	$e_{0.175}$	$e_{0.35}$	$e_{0.5}$	$e_{1.0}$	$e_{2.0}$	$e_{4.0}$	B	$\sigma_1-\sigma_3$ (kgf/cd)	U (kgf/cd)	σ_m' (kgf/cd)	ε (%)	
e_1	$\sigma_3=0.25$	10.05	5.00	220.78	6.62	35.37	0.676	1.598	1.149	1.146	1.132					1.000	0.000	0.245	0.005	2.72	a
	$\sigma_3=0.5$	10.00	5.00	220.62	6.62	34.82	0.607	1.587	1.170	1.167	1.157	1.128				0.988	0.016	0.505	0.0003	2.33	a
	$\sigma_3=1.0$	10.05	5.00	220.90	6.62	43.90	0.528	1.596	1.109	1.101	1.082	1.056	1.019			0.984	0.000	0.990	0.010	3.84	a
e_2	$\sigma_3=0.25$	10.10	5.00	254.32	6.80	20.01	0.179	1.270	1.059	1.057	1.041					0.984	0.003	0.255	−0.001	1.82	a
	$\sigma_3=0.5$	9.90	5.00	255.32	7.10	15.89	0.127	1.223	1.103	1.093	1.067	1.041				0.992	0.001	0.500	0.0003	6.00	a
	$\sigma_3=1.0$	10.02	5.00	255.49	7.10	18.72	0.174	1.248	1.118	1.115	1.088	1.061	1.034			0.996	0.001	1.020	−0.020	8.88	a
e_3	$\sigma_3=0.25$	10.00	5.00	287.93	7.10	5.52	0.015	0.991	0.958	0.952	0.935					0.984	0.054	0.254	0.014	12.80	d
	$\sigma_3=0.5$	10.00	5.00	288.48	7.00	3.69	0.036	0.985	0.961	0.960	0.956	0.948				0.972	0.033	0.503	0.008	11.64	d
	$\sigma_3=1.0$	10.00	5.00	288.32	7.10	4.65	0.040	0.988	0.968	0.967	0.962	0.953	0.941			1.000	0.083	0.982	0.046	19.03	f
e_4	$\sigma_3=0.25$	10.05	5.00	326.83	8.80	0.79	0.000	0.791	0.787	0.786	0.784					1.000	0.852	−0.002	0.536	0.75	g
	$\sigma_3=0.5$	10.00	5.00	325.99	8.70	5.02	0.036	0.785	0.765	0.761	0.753	0.739				1.000	1.692	−0.004	1.068	1.14	g
	$\sigma_3=1.0$	10.10	5.00	326.66	8.80	4.07	0.037	0.801	0.790	0.787	0.782	0.774	0.764			0.984	2.694	0.002	1.900	1.50	g

◆ 破壊基準　a: $U \backsimeq \sigma_3'$　b: $\sigma_1-\sigma_3$ const.　c: U const.　d: $\sigma_1-\sigma_3$ min　e: σ_1'/σ_3' max　f: fin.　g: $U \backsimeq 0$

コーンを使用した。試験では，コーン内に設けられたロードセルにより先端抵抗 q_c を計測するとともに，間隙水圧 u，周面摩擦力 f_s，及びロッドと貫入装置の間に接続したロードセルにより全貫入抵抗，変位計により貫入深度の計測を行った。これらの計測器からの出力は動ひずみアンプにより増幅され，電源ノイズを除去するために30Hzのローパスフィルターを経た後，ディジタルデータレコーダに収録される（サンプリングの周波数は10Hzとした）。

(2)　地盤模型

地盤模型に使用した砂は，東京湾横断道路人工島の構築に使用が予定されている千葉県産の浅間山砂である。浅間山砂の物理特性を表-5・3・2に，また，粒径加積曲線の範囲を図-5・3・6に示す。

地盤模型は，気乾状態（含水比10～16%）の浅間山砂を用い，直径約60mmの穴を150mmピッチで開けた板を通して，水中落下法により作製した。なお，この時の初期水深は60cm程度と一定とし，締め固め程度が地盤模型全体で一様となるよう注意した。緩締め地盤の場合は間隙比 $e=0.82$ ($D_r=64\%$) を目標として，初期水深60cm，1回の砂層厚を23cmとして水中落下のみで作製し，密締め地盤の場合には間隙比 $e=$

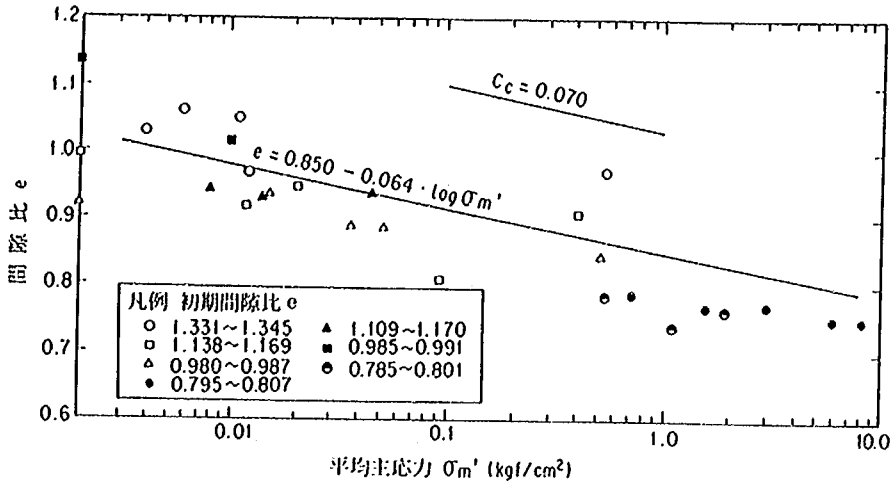


図-5・3・3　間隙比e～平均有効主応力 σ_m' の関係

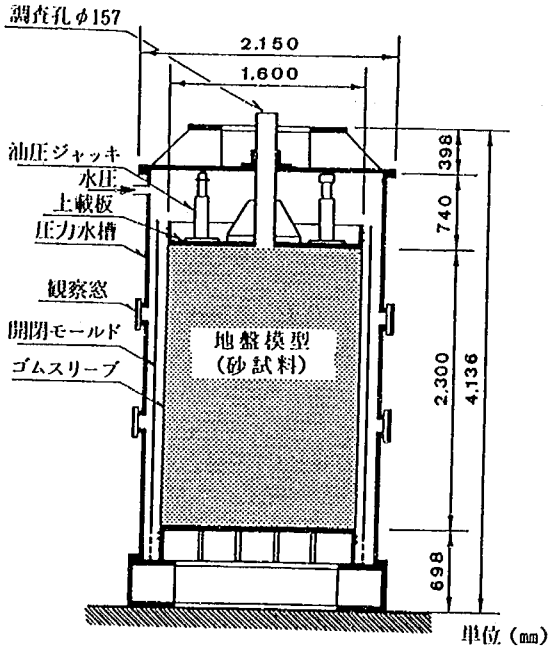


図-5・3・4　大型チャンバーの概要

表-5・3・2　浅間山砂の物理特性

項　目	浅間山砂
比　重　G_s	2.694
最小乾燥密度　ρ_{dmin}	1.288
最大乾燥密度　ρ_{dmax}	1.614
最小間隙比　e_{min}	0.669
最大間隙比　e_{max}	1.092

0.74 (D_r=83%) を目標として，初期水深60cm，1回の砂層厚を23cm，バイブレータによる加振時間を20秒とした。バイブレータにより水中締固めを行ったのは，東京湾横断道路の人工島の築堤状況を模擬するためで，模型地盤の堆積条件を人工島の実地盤の状態に合わせるためである。水中締固めには，遠心力100kg，振動数2,850v.p.m，重量10kgのバイブレータを直径50cm，厚さ24mmの合板に取り付けたものを用いた。

地盤模型内には，模型完成後の地盤の密度を計測するために，RI水分計（放射性同位元素を利用した水分

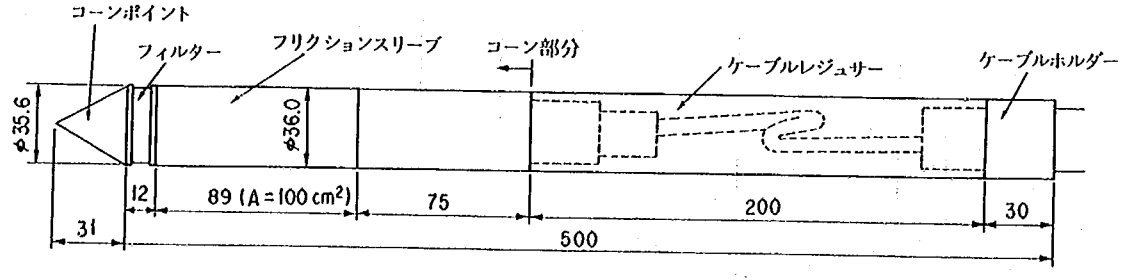


図-5・3・5　3成分コーン本体

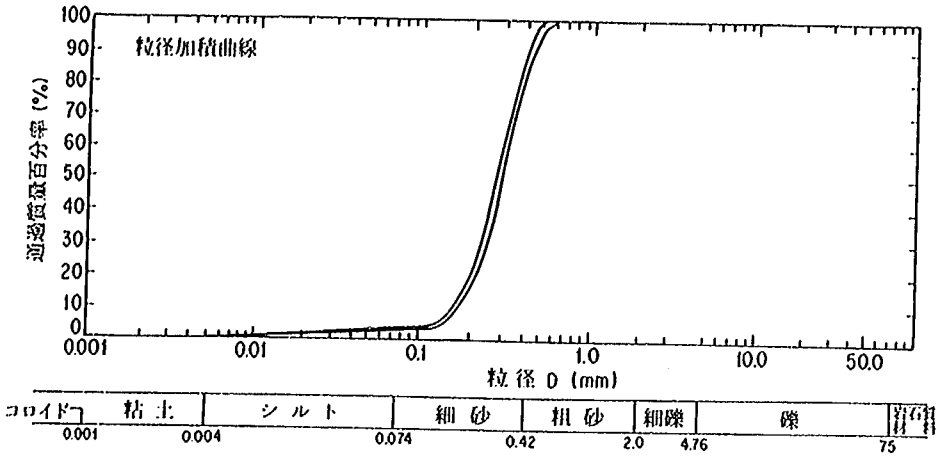


図-5・3・6 浅間山砂の粒径加積曲線の範囲

計）のプローブを挿入するためのパイプ（外径60mm，肉厚1.8mmの塩ビパイプ）を2本設置した。

(3) 試験方法

地盤模型の圧密段階から，コーン貫入試験にいたる応力条件（昭和63年度の場合）を示したものが表-5・3・3である。表-5・3・3に示したように，等方圧密に対する試験を実施した後，土圧係数K＝0.5に対する試験を行うこととしたが，ケース1では4 kg/cm² の拘束圧に対するコーン貫入が貫入抵抗が大きすぎたため，貫入途中で試験不能となり，その後の貫入試験を1 kg/cm² の拘束圧で実施した。

コーン貫入試験実施時の応力状態を表したものが図-5・3・7であり，K＝0.5の異方圧密状態とK＝1.0の等方圧密状態を目標としたが，油圧ジャッキと上載板の重量と模型地盤の自重のために，等方圧密状態を目標とした場合においても0.13～0.23kg/cm² 程度の軸差応力（τとしては0.06～0.11kg/cm² 程度）が作用している。

コーン貫入試験は，日本工業規格（JIS-A-1220）に準じて貫入速度1 cm/sで行っており，図-5・3・8に示

表-5・3・3 コーン貫入試験にいたるまでの応力条件の例（昭和63年度の場合）

圧密段階	ケース名	ケース1			ケース2 ケース6			ケース3 ケース5 ケース7			ケース4 ケース8		
	有効応力 (kg/cm²)	設定圧	実際の応力	σ_m'	設定圧	実際の応力	σ_m'	設定圧	実際の応力	σ_m'	設定圧	実際の応力	σ_m'
0	σ_v' σ_h'	0 0	0.19 0	0.063	0 0	0.19 0	0.063	0 0	0.19 0	0.063	0 0	0.19 0	0.063
1	σ_v' σ_h'	0.5 0.5	0.69 0.5	0.56	0.5 0.5	0.69 0.5	0.56	0.5 0.5	0.69 0.5	0.56	0.5 0.5	0.63 0.5	0.54
2	σ_v' σ_h'	1.0 1.0	1.19 1.0	1.06	1.0 1.0	1.19 1.0	1.06	1.0 1.0	1.13 1.0	1.04	0.77 0.5	1.0 0.5	0.67
3	σ_v' σ_h'	2.0 2.0	2.13 2.0	2.04	2.0 2.0	2.13 2.0	2.04	1.77 1.0	2.0 1.0	1.33			
4	σ_v' σ_h'	4.0 4.0	4.19 4.0	4.06	3.77 2.0	4.0 2.0	2.67						
5	σ_v' σ_h'	1.0 1.0	1.23 1.0	1.08									

注1）圧密段階0はセル水が満水の状態。
2）実際の応力は上載板重量による鉛直応力0.07 kg/cm²，地盤密度 γ_{sat} = 2.0 t/m³ を用い調査孔水位の影響未補正で計算
3）□は，コーン貫入試験応力であり試験深度中央値を示す。
他は，地盤模型中央での応力を示す。

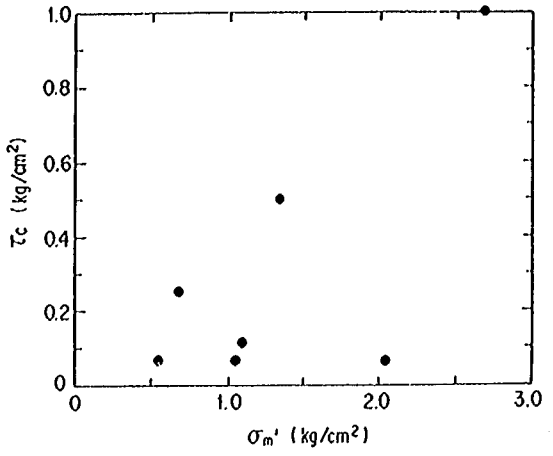


図-5・3・7　コーン貫入試験時の応力条件

すとおり，地盤模型を上層（0～100cm 程度）と下層（100～210cm 程度）の 2 層に分け，それぞれ応力条件を変えて実施した。

(4)　試験結果

コーン貫入試験から得られた貫入抵抗 q_c，周面摩擦力 f_s，間隙水圧 u_d の深度分布図の例を図-5・3・9に示す。貫入試験には長さ50cm のロッドを用いており，50 cm 毎にロッドの接続のために貫入が停止するため，記録には貫入力の減少による測定値の一時的な変動が現れている。

また，地盤の間隙比 e と貫入抵抗 q_c との相関をみるために，間隙比を－1 倍して左ほど間隙比が大きくなるよう図化し，q_c の深度分布と比較したものが図-5・3・10である。q_c 値は，地盤の上層（0～95cm）と下層（95～190cm）で平均有効主応力 σ_m' の値の増加に対応して増加しており，間隙比の変化との対応もよく，0.02程度の間隙比の変化（相対密度にして 5％程度の変化）も q_c 値の変化として十分計測されている。

しかし，図-5・3・10からわかるように上載板に近い30 cm 程度の領域では q_c 値が小さく，応力条件を変化させた以後の貫入試験（100cm 付近）の値が安定していないことがわかる。そのため以後の結果の整理においては，上層の貫入試験については深度40～90cm，下層については120～190cm の間のデータを用いることとする。

このようにして各応力条件毎にコーン貫入試験の結果を整理したものが表-5・3・4である。表-5・3・4には，応力条件（σ_v'，σ_h'，K，σ_m'），RI 水分計により実測した間隙比 e_{RI}，σ_m' に対する定常状態での間隙比 e_{SSL}，ステートパラメータ $\Psi_0=e-e_{SSL}$，平均主応力 σ_m，コーン貫入抵抗値 q_c，式 (5.3.2) により正規化したコーン貫入抵抗値 q_{c1}，式 (5.3.3) により q_c 値より推定したステートパラメータ Ψ_{qc}，式 (5.3.4) により q_c 値より逆算した間隙比 e_{psl} を示している。

$$q_{c1}=\frac{q_c-\sigma_m}{\sigma_m'} \qquad (5.3.2)$$

$$\Psi_{qc}=-0.092\cdot\ln\left(\frac{q_{c1}+17}{31}\right) \qquad (5.3.3)$$

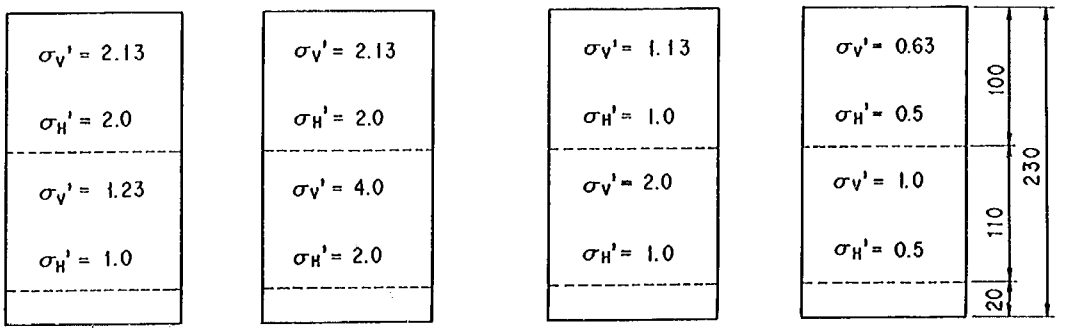
$$e_{qc}=e_{SSL}+\Psi_{qc} \qquad (5.3.4)$$

ここで

$$e_{SSL}=0.850-0.064\cdot\log\sigma_m' \qquad (5.3.1)$$

式 (5.3.3) は，K. Been らにより提案されたステートパラメータ $\Psi_e=e-e_{SSL}$ と q_{c1} 関係である。

各実験ケース毎に，地盤模型の間隙比 e より求めた



(σ_v'，σ_H' は，コーン貫入試験実施深度の中央での有効応力：単位 kg/cm²)

図-5・3・8　コーン貫入試験の実施位置と応力条件

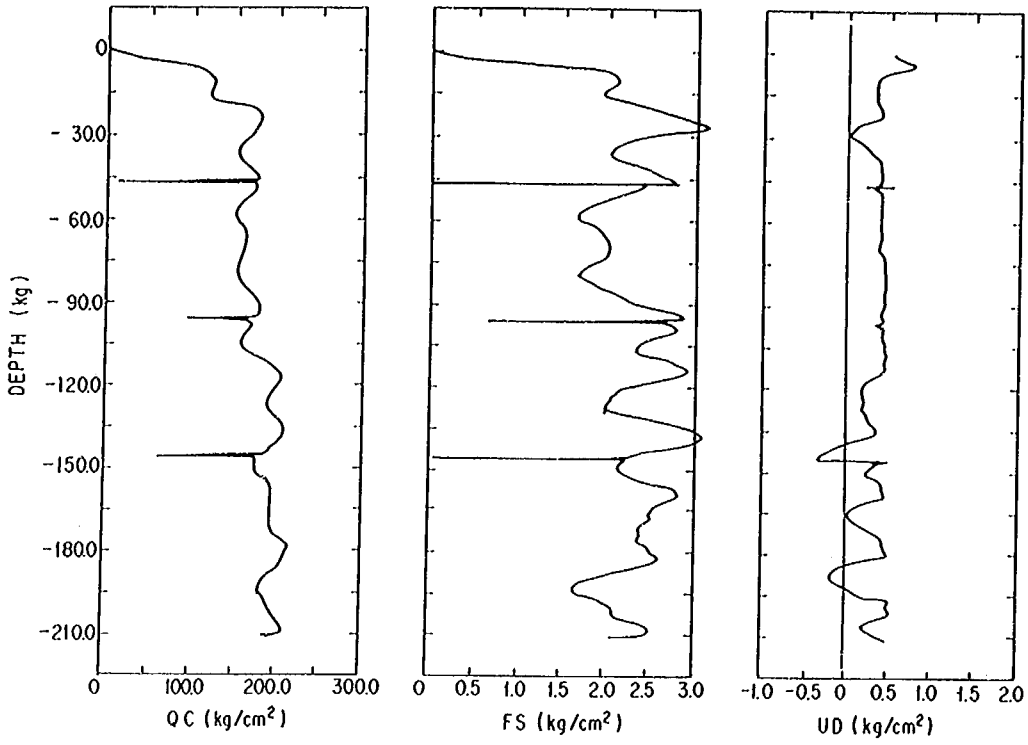


図-5・3・9 コーン貫入試験結果の例（ケース２）

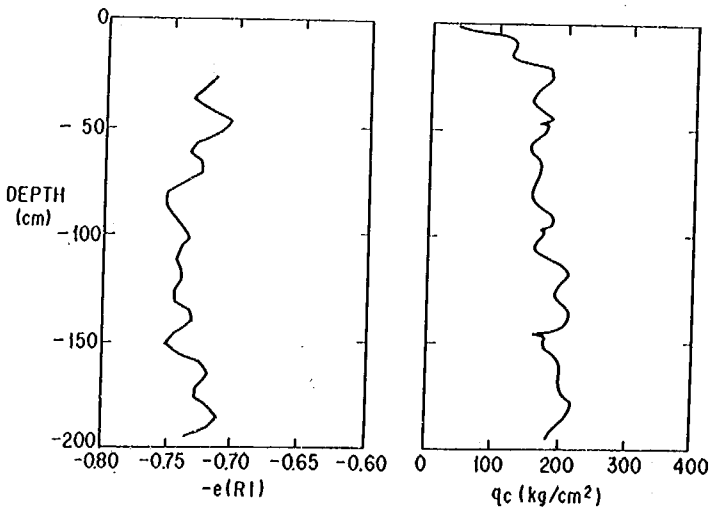


図-5・3・10 間隙比ｅと貫入抵抗 q_c の深度分布の比較（ケース２）

表-5・3・4　コーン貫入試験結果一覧表

	CASE	σ_v' kgf/cm²	σ_h' kgf/cm²	K	σ_m' kgf/cm²	e_{RI}	e_{SSL}	Ψ_t $e-e_{SSL}$	σ_m kgf/cm²	q_c kgf/cm²	q_{c1}	Ψ_{qc}	e_{qc}	e'_{SSL} $(e_{RI}-\Psi_{qc})$
62年度データ	1	0.498	0.380	0.76	0.419	0.774	0.874	−0.100	0.652	41.7	98.1	−0.117	0.757	0.891
	2	0.813	0.380	0.47	0.524	0.772	0.868	−0.096	0.817	50.2	94.0	−0.116	0.752	0.888
	3	0.968	0.880	0.91	0.909	0.770	0.853	−0.083	1.082	63.6	68.7	−0.093	0.759	0.863
	3′	0.989	0.880	0.89	0.916	0.872	0.852	0.020	1.149	29.2	30.6	−0.038	0.814	0.910
	4	1.800	0.880	0.49	1.187	0.867	0.845	0.022	1.479	47.2	38.5	−0.050	0.795	0.917
	5	1.964	1.880	0.96	1.908	0.866	0.832	0.034	2.081	61.5	31.1	−0.040	0.792	0.906
	6	0.750	0.630	0.84	0.670	0.749	0.861	−0.112	0.903	64.5	94.9	−0.118	0.743	0.867
	7	1.317	0.630	0.48	0.859	0.750	0.854	−0.104	1.151	52.4	59.7	−0.081	0.773	0.831
	8	1.470	1.380	0.94	1.410	0.742	0.840	−0.098	1.582	64.5	44.6	−0.062	0.778	0.804
	8′	1.499	1.380	0.92	1.420	0.766	0.840	−0.074	1.652	109.2	75.7	−0.100	0.740	0.866
	9	2.815	1.380	0.49	1.858	0.763	0.833	−0.070	2.151	139.7	74.0	−0.099	0.734	0.862
	10	2.969	2.880	0.97	2.910	0.763	0.820	−0.057	3.082	116.2	38.9	−0.051	0.769	0.814
63年度データ	1−1	2.295	2.062	0.90	2.139	0.726	0.829	−0.103	2.314	135.5	62.2	−0.086	0.743	0.812
	1−2	1.304	0.982	0.75	1.089	0.721	0.848	−0.127	1.354	151.9	138.3	−0.148	0.700	0.869
	2−1	2.195	1.962	0.89	2.040	0.732	0.830	−0.098	2.215	159.6	77.2	−0.102	0.728	0.834
	2−2	4.096	2.002	0.49	2.700	0.733	0.822	−0.089	2.965	196.5	71.7	−0.097	0.726	0.830
	3−1	1.200	0.968	0.81	1.045	0.731	0.849	−0.118	1.220	106.0	100.2	−0.122	0.727	0.853
	3−2	2.054	0.968	0.47	1.330	0.720	0.842	−0.122	1.595	122.8	91.1	−0.115	0.728	0.835
	4−1	0.720	0.485	0.67	0.563	0.748	0.866	−0.118	0.738	75.7	133.1	−0.145	0.721	0.893
	4−2	1.059	0.468	0.44	0.665	0.729	0.861	−0.133	0.930	72.0	106.9	−0.127	0.734	0.856
	5−1	1.173	0.940	0.80	1.017	0.736	0.850	−0.114	1.192	120.3	117.0	−0.135	0.715	0.871
	5−2	2.056	0.967	0.47	1.330	0.723	0.842	−0.119	1.595	139.2	103.4	−0.124	0.718	0.847
	6−1	2.210	1.972	0.89	2.051	0.695	0.850	−0.135	2.226	269.2	130.1	−0.143	0.687	0.838
	6−2	4.046	1.968	0.49	2.661	0.680	0.823	−0.143	2.926	323.2	120.4	−0.137	0.686	0.817
	7−1	1.225	0.988	0.81	1.067	0.662	0.848	−0.187	1.242	205.7	191.6	−0.175	0.673	0.837
	7−2	2.078	0.984	0.47	1.348	0.663	0.842	−0.178	1.613	219.7	161.7	−0.161	0.681	0.824
	8−1	0.714	0.478	0.67	0.557	0.683	0.866	−0.183	0.723	164.3	293.9	−0.212	0.654	0.895
	8−2	1.062	0.478	0.45	0.637	0.667	0.861	−0.194	0.938	157.3	232.4	−0.192	0.669	0.859

ステートパラメータ（$\Psi_e=e-e_{SSL}$）の実測値と正規化したコーン貫入抵抗 q_{c1} の関係を示したものが図-5・3・11である。図中には昭和63年度の試験結果を○印で，また，昭和62年度の試験結果を□印で表している。q_{c1} の値が小さい領域でステートパラメータが0.02程度と大きな値を示しているデータが含まれているが，これらは地盤の間隙比 e の測定に問題があったことが考えられる（これら3点は，同一の地盤模型に対する試験結果であり，昭和62年度は地盤模型全体の平均間隙比しか計測されておらず，この間隙比の測定中に問題があったと考えられる）。

図-5・3・11には，（　）で囲った3点のデータを除いた残りの全データを用いて直線回帰した結果を実線で示すとともに，式（5.3.3）の関係を破線で併記した。図中の実線で示した q_{c1} と Ψ_e の関係は，式(5.3.5)で表される。

$$\Psi_e=0.193-0.156\cdot\log q_{c1}$$
$$=-0.068\cdot\ln\left(\frac{q_{c1}}{17.4}\right) \qquad (5.3.5)$$

昭和62年度の結果は，間隙比の測定精度が十分でなかったため，データのバラツキが大きくなっているが，それに対して昭和63年度のデータは，q_{c1} が大きく変化してもバラツキの程度は小さい。

そこで，q_{c1}〜Ψ_e 関係のバラツキに与える要因を検討するために，式（5.3.6），式（5.3.7）により定義した式(5.3.3)の q_{c1}〜Ψ_e 関係からのズレ量 $\Delta\Psi_e$，Δq_{c1} を用いて検討してみる。

$$\Delta\Psi_e=\Psi_e-\Psi_t \qquad (5.3.6)$$

ここで　$\Psi_e=e_{RI}-e_{SSL}$

$$\Psi_t=-0.092\cdot\ln\left(\frac{q_{c1}+17}{31}\right)$$

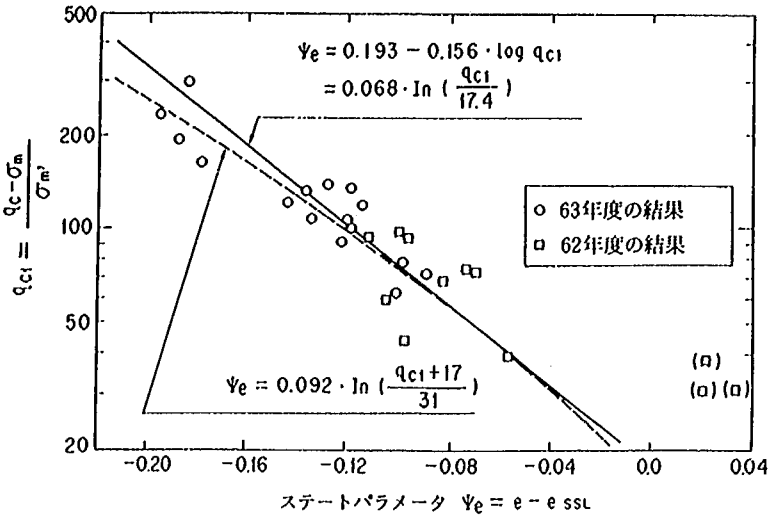


図-5・3・11 コーン貫入抵抗 q_{c1} とステートパラメータ Ψ_e の関係

$$\Delta q_{c1} = q_{c1} - q_{c1t} \qquad (5.3.7)$$

ここで $q_{c1} = \dfrac{q_c - \sigma_m}{\sigma_m'}$

$$q_{c1t} = 31 \cdot \mathrm{EXP}\left(\frac{\Psi_e}{-0.092}\right) - 17$$

$\Delta\Psi_e$, Δq_{c1} と σ_m', σ_m, K, e_{RI} の関係を示したものが表-5・3・5, 図-5・3・12, 図-5・3・13である。これらの図からは, $\Delta\Psi_e$, Δq_{c1} と σ_m', σ_m, K, e_{RI} の間に有意な相関は認められず, 今回の試験程度の応力条件や間隙比の範囲では, コーン貫入抵抗 q_c からステートパラメータを推定する場合, ±0.02程度の誤差で推定することが可能であることがわかる。

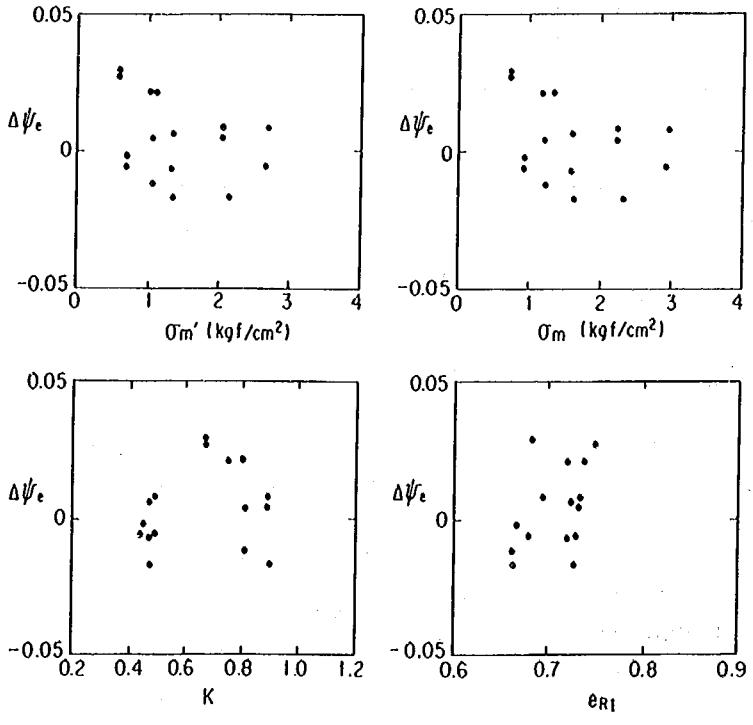


図-5・3・12 $\Delta\Psi_e$ と σ_m', σ_m, K, e_{RI} の関係

表-5・3・5　$\Delta\Psi_c$, Δq_{c1} と σ_m', σ_m, K, e_{RI} の関係

	CASE	σ_v' kgf/cm²	σ_h' kgf/cm²	K	σ_m' kgf/cm²	e_{RI}	e_{SSL}	Ψ_c $e-e_{SSL}$	$\Delta\Psi_c$	σ_m kgf/cm²	q_c kgf/cm²	q_{c1}	Δq_{c1}	Ψ_{qc}	e_{qc}
62年度データ	1	0.498	0.380	0.76	0.419	0.774	0.874	−0.100	0.021	0.652	41.7	98.1	23.2	−0.117	0.757
	2	0.813	0.380	0.47	0.528	0.772	0.868	−0.096	0.021	0.817	50.2	94.0	23.0	−0.116	0.752
	3	0.968	0.880	0.91	0.909	0.770	0.853	−0.083	0.011	1.082	63.6	68.7	9.3	−0.093	0.759
	3′	0.989	0.880	0.89	0.916	0.872	0.852	0.020	0.059	1.149	29.2	30.6	22.7	−0.038	0.814
	4	1.800	0.880	0.49	1.187	0.867	0.845	0.022	0.076	1.479	47.2	38.5	31.1	−0.050	0.795
	5	1.964	1.880	0.96	1.908	0.866	0.832	0.034	0.074	2.081	61.5	31.1	26.7	−0.040	0.792
	6	0.750	0.630	0.84	0.670	0.749	0.861	−0.112	0.006	0.903	64.5	94.9	7.2	−0.118	0.743
	7	1.317	0.630	0.48	0.859	0.750	0.854	−0.104	−0.021	1.151	52.4	59.7	−19.3	−0.081	0.773
	8	1.470	1.380	0.94	1.410	0.742	0.840	−0.098	−0.035	1.582	64.5	44.6	−28.3	−0.062	0.778
	8′	1.499	1.380	0.92	1.420	0.766	0.840	−0.074	0.027	1.652	109.2	75.7	23.4	−0.100	0.740
	9	2.815	1.380	0.49	1.858	0.763	0.833	−0.070	0.029	2.151	139.7	74.0	24.7	−0.099	0.734
	10	2.969	2.880	0.97	2.910	0.763	0.820	−0.057	−0.003	3.082	116.2	38.9	−1.7	−0.051	0.769
63年度データ	1−1	2.295	2.062	0.90	2.139	0.726	0.829	−0.103	−0.017	2.314	135.5	62.2	−15.8	−0.086	0.743
	1−2	1.304	0.982	0.75	1.089	0.721	0.848	−0.127	0.021	1.354	151.9	138.3	32.0	−0.148	0.700
	2−1	2.195	1.962	0.89	2.040	0.732	0.830	−0.098	0.004	2.215	159.6	77.2	4.3	−0.102	0.728
	2−2	4.096	2.002	0.49	2.700	0.733	0.822	−0.089	0.008	2.965	196.5	71.7	7.1	−0.097	0.726
	3−1	1.200	0.968	0.81	1.045	0.731	0.849	−0.118	0.004	1.220	106.0	100.2	5.4	−0.122	0.727
	3−2	2.054	0.968	0.47	1.330	0.720	0.842	−0.122	−0.007	1.595	122.8	91.1	−8.7	−0.115	0.728
	4−1	0.720	0.485	0.67	0.563	0.748	0.866	−0.118	0.027	0.738	75.7	133.1	38.3	−0.145	0.721
	4−2	1.059	0.468	0.44	0.665	0.729	0.861	−0.133	−0.006	0.930	72.0	106.9	−7.7	−0.127	0.734
	5−1	1.173	0.940	0.80	1.017	0.736	0.850	−0.114	0.021	1.192	120.3	117.0	27.0	−0.135	0.715
	5−2	2.056	0.967	0.47	1.330	0.723	0.842	−0.119	0.006	1.595	139.2	103.4	7.4	−0.124	0.718
	6−1	2.210	1.972	0.89	2.051	0.695	0.850	−0.135	0.008	2.226	269.2	130.1	12.6	−0.143	0.687
	6−2	4.046	1.968	0.49	2.661	0.680	0.823	−0.143	−0.006	2.926	323.2	120.4	−9.3	−0.137	0.686
	7−1	1.225	0.988	0.81	1.067	0.662	0.848	−0.187	−0.012	1.242	205.7	191.6	−28.1	−0.175	0.673
	7−2	2.078	0.984	0.47	1.348	0.663	0.842	−0.178	−0.017	1.613	219.7	161.7	−35.9	−0.161	0.681
	8−1	0.714	0.478	0.67	0.557	0.683	0.866	−0.183	0.029	0.723	164.3	293.9	84.3	−0.212	0.654
	8−2	1.062	0.478	0.45	0.637	0.667	0.861	−0.194	−0.002	0.938	157.3	232.4	−6.0	−0.192	0.669

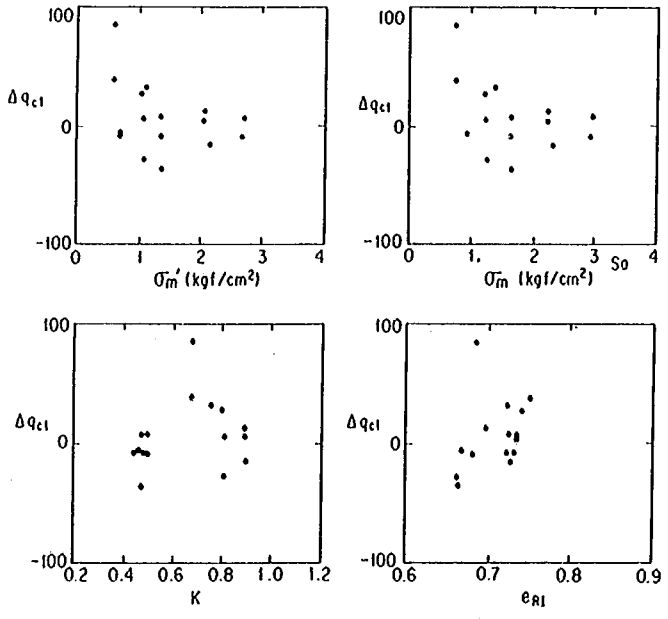


図-5・3・13　Δq_{c1} と σ_m', σ_m, K, e_{RI} の関係

また，式（5.3.2）～式（5.3.4）により q_c 値より推定した e_{qc} と，地盤模型の実測の間隙比 e_{RI} の関係を昭和63年度のデータについて整理したものが図-5・3・14である。σ_m' が0.6～2.7kg/cm²，e が0.64～0.76程度と変化しても，いずれのデータも $e_{qc}=e_{RI}$ の直線上に分布しており，その誤差も±0.03程度（相対密度にして±8％程度）である。この誤差には，コーン貫入試験の誤差と地盤の間隙比の計測誤差が含まれており，このことを考慮すると q_c 値から地盤の間隙比を推定する場合の誤差は，±0.03程度よりも小さく，コーン貫入試験が地盤の密度の変化を敏感に調査しうる試験法であり，その試験結果の整理方法として式（5.3.2）～式（5.3.4）を用いることが十分可能であることがわかる。

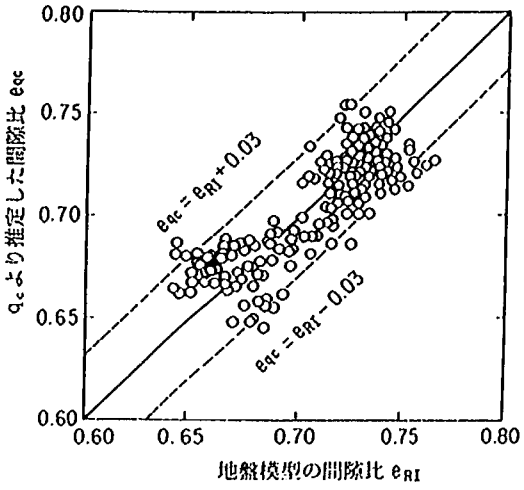


図-5・3・14 q_c 値より推定した間隙比 e_{qc} と地盤の実測間隙比 e_{RI} の関係

4）浅間山砂の液状化特性

浅間山砂の液状化特性を明らかにするためにひずみ制御，及び応力制御による繰返し三軸試験を実施した。試験では，拘束圧を1 kgf/cm² とし，緩詰め地盤を想定した相対密度 $D_r=65$％程度の供試体と，密詰め地盤を想定した $D_r=90$％程度の供試体の2種類を用いた。

供試体は，東京湾での人工島の構築状況を模擬し，水中で浅間山砂を堆積させるとともに水浸している状態で振動による締固めを行った。そのため，緩詰めの供試体は水中落下により，また，密詰めの供試体は水中落下の後チャンバー試験に用いた物と同じバイブレータ（但しプレートの直径は30cmと小型の物である）を用い水中振動締固めを行った。このように，供試体の作製方法を現場の施工状況に合わせて水中締固めを行うため，繰り返し三軸試験機は直径30cm，高さ60cmの供試体を使用できる大型の繰返し三軸試験機を用いた。

供試体の作製方法は以下に示すとおりである。

供試体—A（緩詰め）

水中落下により作製し，供試体を3層（1層の厚さは20cm）にわけ，水を張ったモールド内に静かに投入する。投入時には水深をほぼ10cmに保ちながら作業を続けた。

供試体—B（密詰め）

供試体—Aと同様に供試体を3層に分けて作業を行った。水中落下により試料を投入し1層分の投入が終了した後，バイブレータを用いて20秒間振動を与え

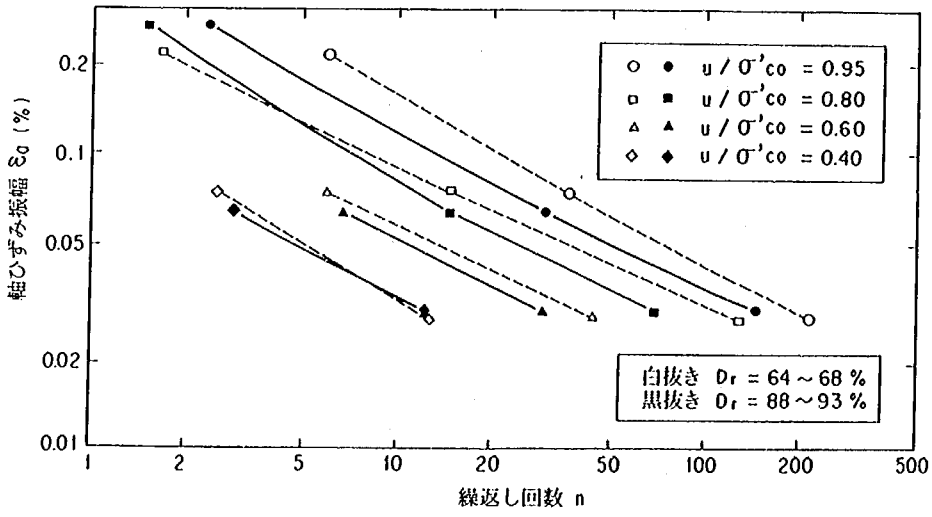


図-5・3・15 軸ひずみ振幅 ε_a と繰り返し回数 n の関係

締固めた。

供試体の飽和化は，浅間山砂に細粒分が含まれているため，二重負圧法を用いて脱気を行うと共に，背圧を2.0～4.0kgf/cm² 加えることにより間げき圧係数B値≧0.95を得ている。飽和化の終了した供試体は，有効拘束圧 $\sigma_c'=1.0$kgf/cm² のもとで1時間圧密を行い，試験を実施した。

(1) ひずみ制御による繰返し三軸試験

図-5・3・15は，ひずみ制御による繰返し三軸試験から得られた軸ひずみ振幅 ε_a と繰返し回数nの関係を間隙水圧比をパラメータとして整理したものであり，表-5・3・6は試験結果をまとめたものである。これより，相対密度 D_r が65及び90%程度と異なっていても，ほぼ等しい ε_a～n関係を示し，その傾きも間隙水圧比によらずほぼ等しいことがわかる。

また，これまでに実施してきたひずみ制御による繰返し三軸試験の結果から，間隙水圧の発生に寄与しないひずみ振幅 ε_{a1} (Threshold Strain) が存在することを確認している[9]。つまり，作用させたひずみ振幅を ε_a，間隙水圧の発生に有効なひずみ振幅を $(\varepsilon_a-\varepsilon_{a1})$ とし，ある間隙水圧を発生させるのに必要な有効累積ひずみ $\sum(\varepsilon_a-\varepsilon_{a1})$ が，同じ土の場合ひずみ振幅にかかわらず一定であると仮定すると，式(5.3.8)が得られる。

$$\begin{aligned}\sum(\varepsilon_a)&=\sum(\varepsilon_a-\varepsilon_{a1})+\sum(\varepsilon_{a1})\\&=\sum(\varepsilon_a-\varepsilon_{a1})+n\cdot(\varepsilon_{a1})\end{aligned}\qquad(5.3.8)$$

このことより，ある間隙水圧比に達した時の累積ひずみ $\sum(\varepsilon_a)$ を縦軸にとり，繰返し回数nを横軸にとることにより $\sum(\varepsilon_a)$～n関係は直線となり，y切片の値が求めようとする間隙水圧比の発生に有効な累積ひずみを示し，直線の傾きがThreshold Strainの値を示すことがわかる。

浅間山砂のひずみ制御による繰返し三軸試験の結果を用い，間隙水圧比（初期有効拘束圧 σ_{c0}' に対する発生間隙水圧uの比）$u/\sigma_{c0}'=0.95$ に達する $\sum(\varepsilon_a)$ とnの関係を図示したものが図-5・3・16であり，良い相関が認められる。これらのデータを直線回帰したものが図中の直線であり，式 (5.3.9)，(5.3.10) で表される。

$$\sum(\varepsilon_a)=0.84+0.025\cdot n\quad(Dr=64\sim68\%)\qquad(5.3.9)$$
$$\sum(\varepsilon_a)=1.48+0.022\cdot n\quad(Dr=88\sim93\%)\qquad(5.3.10)$$

これより，間隙水圧の発生に寄与しないひずみ振幅 ε_{a1}

表-5・3・6　ひずみ制御による繰返し三軸試験結果（大型三軸試験）

試料番号			L-1	L-2	L-3	D-1	D-2	D-3
拘束圧 σ_0' (kgf/cm²)			1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
背圧 B.P (kgf/cm²)			2.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
ひずみ振幅 $(\varepsilon a)d$ (%) (設定値)			0.25	0.05	0.1	0.1	0.25	0.05
繰返し数 $N\ell$	u/σ_0'	0.2	–	3.8	1.2	1.0	–	2.2
		0.4	–	12.5	3	2.6	–	13
		0.6	–	30	7	6	–	44
		0.8	1.5	71	16	15	1.7	130
		0.95	2.4	144	30	36	6	220
		1.0	9	198	47	81	27	410
ひずみ振幅 $(\varepsilon a)d$ (%)	u/σ_0'	0.2	–	0.027	0.056	0.066	–	0.025
		0.4	–	0.028	0.056	0.070	–	0.026
		0.6	–	0.029	0.059	0.072	–	0.028
		0.8	0.262	0.030	0.066	0.078	0.208	0.032
		0.95	0.265	0.036	0.080	0.083	0.220	0.032
		1.0	0.275	0.045	0.092	0.091	0.229	0.040
物理特性	圧密前	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm³)	1.505	1.501	1.493	1.582	1.582	1.590
		間隙比 e_0	0.802	0.807	0.816	0.714	0.714	0.706
		相対密度 D_{r0} (%)	65.6	64.6	62.4	87.5	87.5	89.4
	圧密後	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)	1.511	1.508	1.500	1.586	1.589	1.602
		間隙比 e_c	0.795	0.798	0.808	0.710	0.707	0.693
		相対密度 D_{rc} (%)	67.6	66.8	64.4	88.4	89.2	92.6
B 値			0.99	0.96	0.99	0.99	0.96	0.95

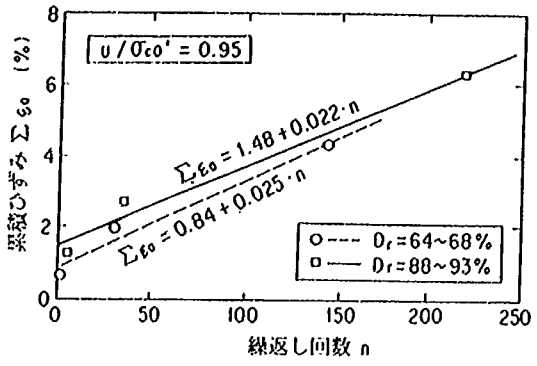


図-5・3・16 $\Sigma\varepsilon_n$ と n の関係

は0.022～0.025%程度であり，間隙水圧比が0.95に達するに必要な有効累積ひずみが0.8～1.5%程度であることがわかる。

(2) 応力制御による繰返し三軸試験

応力制御による繰返し三軸試験時の軸差応力，軸ひずみ，間隙水圧比の時刻歴の例を図-5・3・17に示す。これより，軸ひずみが発生し始めると軸差応力が減少してしまい，4%程度の軸ひずみ両振幅しか発生させられていないことがわかる。試験時には，載荷振動数を0.05Hzまで低下させ載荷速度を減少させたり，軸差応力の減少分を制御信号の振幅を大きくすることにより補正を試みたが，表-5・3・7に示すように軸差応力の減少を無くすることはできなかった。これは，大型繰返し三軸試験機の容量不足あるいは調整不足が原因と考えられる。

そのため，液状化の定義として軸ひずみ両振幅が2%に達した状態を用い，液状化に達する繰返し回数と応力比をまとめたものが図-5・3・18である。これより液状化強度（繰返し回数20回で軸ひずみ両振幅が2%に達する応力比）は，緩詰め（D_r=62～65%），密詰め（D_r=84～88%）の供試体に対してそれぞれ0.12，0.15であることがわかる。

このように大型三軸試験により浅間山砂の液状化特性を十分把握することが出来なかったため，小型の繰返し三軸試験を実施した。供試体の寸法は直径5 cm，高さ10cmであり，空中落下法により作製した。供試体の作製方法を大型三軸試験の場合に合わせて水中落下，及びバイブレータによる水中締固めを用いることはできなかったが，試験時の相対密度を大型三軸試験に用いた供試体と合うように調整した。その他，拘束圧等の試験条件は大型三軸の場合と同じである。

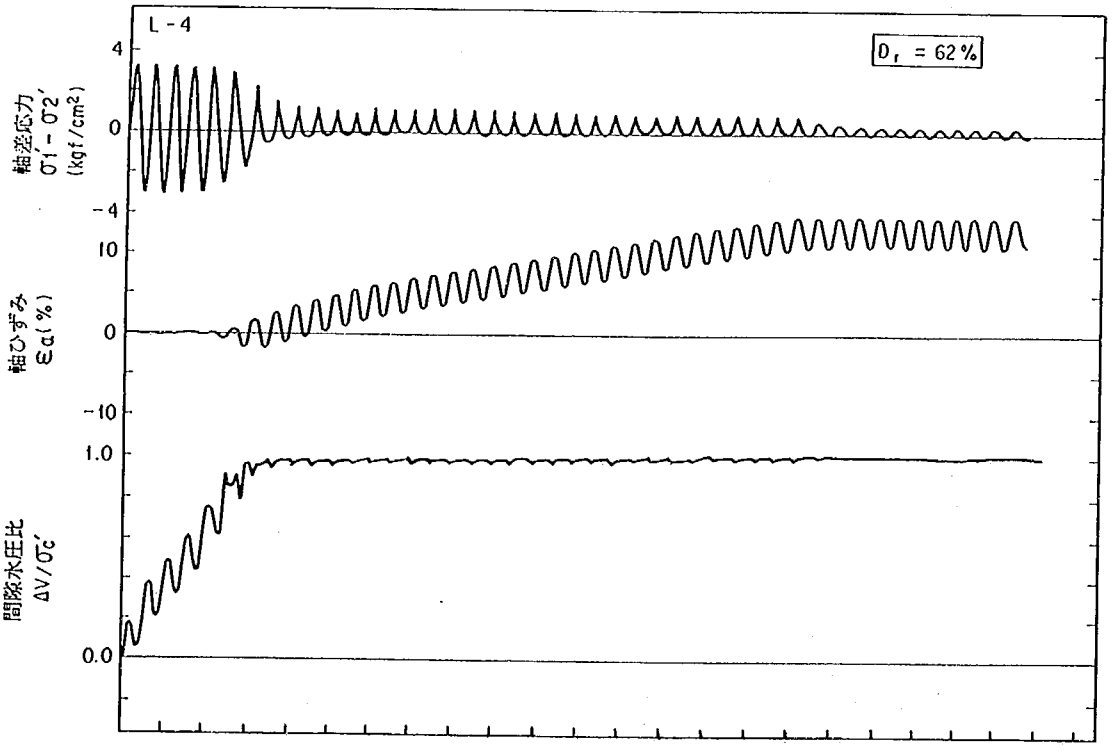


図-5・3・17 応力制御による繰り返し三軸試験結果の例（L—4）

表-5・3・7　応力制御による繰返し三軸試験結果（大型三軸試験）

試料番号			L－4	L－5	L－6	D－4	D－5	D－6
拘束圧		σ_0' (kgf/cm²)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
背圧		B. P (kgf/cm²)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
応力比		$\sigma d / 2\sigma_0'$	0.150	0.137	0.124	0.268	0.179	0.157
繰返し回数 N_ℓ	軸歪 DA(%)	2	5.7	13.7	19	2.0	9.7	19
		5	--	--	--	4.3	20	22.6
		10	--	--	--	--	--	47
	u/σ_0'	1.0	--	--	--	6.0	14.0	21
応力比	軸歪 DA(%)	2	0.133	0.113	0.093	0.268	0.135	0.138
		5	--	--	--	0.212	0.037	0.137
		10	--	--	--	--	--	0.095
	u/σ_0'	1.0	--	--	--	0.158	0.064	0.149
物理特性	圧密前	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm³)	1.489	1.498	1.496	1.563	1.580	1.573
		間隙比 e_0	0.821	0.810	0.812	0.735	0.716	0.724
		相対密度 D_{r0} (%)	61.2	63.8	63.3	82.2	86.9	85.1
	圧密後	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)	1.493	1.503	1.503	1.569	1.584	1.579
		間隙比 e_c	0.816	0.804	0.804	0.728	0.712	0.718
		相対密度 D_{rc} (%)	62.3	65.4	65.4	83.9	88.1	86.5
B 値			0.97	0.98	0.99	0.97	0.98	0.99

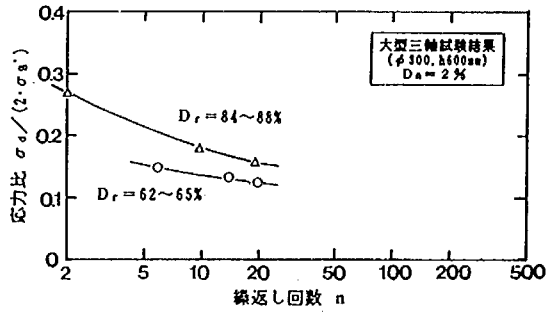


図-5・3・18　応力比と繰り返し回数の関係
（大型三軸試験 D_A＝２％）

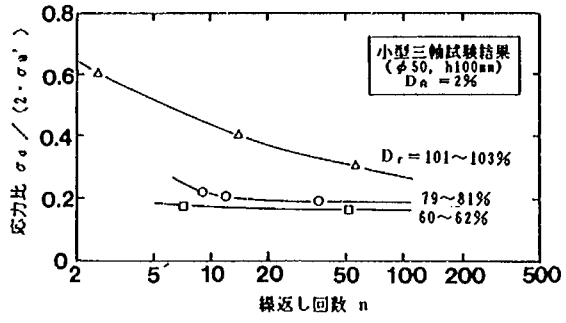


図-5・3・19(1)　応力比と繰り返し回数の関係
（小型三軸試験 D_A＝２％）

小型の繰返し三軸試験の結果を図-5・3・19，表-5・3・8に示す。図-5・3・19は，軸ひずみ振幅が２％及び５％に達するまでの繰返し回数と応力比の関係を示したものである。

５）まとめ

検討結果をまとめると，以下のようになる。

１）浅間山砂の定常状態線は式(5.3.1)で表される。

$$e_{SSL}=0.850-0.064\cdot\log\sigma_m' \qquad (5.3.1)$$

２）浅間山砂の場合にも，式（5.3.2），式（5.3.3）によりコーン貫入抵抗値 q_c からステートパラメータ

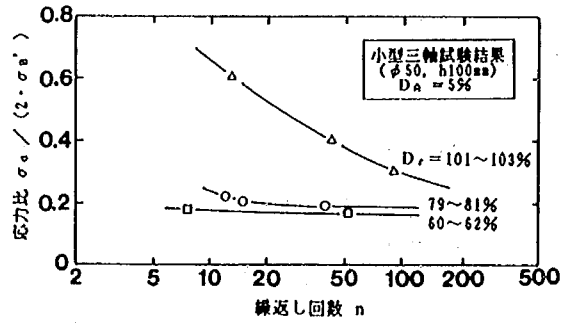


図-5・3・19(2)　応力比と繰り返し回数の関係
（小型三軸試験 D_A＝５％）

表-5・3・8 応力制御による繰返し三軸試験結果（小型三軸試験）

試料番号			SL－1	SL－2	SL－3	SD－1	SD－2	SD－3
拘束圧 σ_0' (kgf/cm²)			1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
背圧 B.P (kgf/cm²)			2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
応力比 $\sigma d / 2\sigma_0'$			0.221	0.202	0.182	0.605	0.401	0.305
繰返し数 $N\ell$	軸歪 DA(%)	2	3.7	8.8	118	2.6	14	55
		5	5	10.5	121	13	42	90
		10	66	12	123	36	66	170
	u/σ_c'	1.0	6	11	121	18	46	95
物理特性	圧密前	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm³)	1.516	1.522	1.512	1.632	1.634	1.631
		間隙比 e_0	0.789	0.794	0.794	0.662	0.660	0.663
		相対密度 D_{r0} (%)	69.0	70.8	67.8	100.2	100.7	100.0
	圧密後	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)	1.535	1.534	1.534	1.644	1.643	1.639
		間隙比 e_c	0.767	0.756	0.768	0.650	0.651	0.659
		相対密度 D_{rc} (%)	74.4	77.1	74.2	103.2	102.9	101.0
B 値			0.96	0.96	0.96	0.96	0.95	0.95

試料番号			SL－4	SL－5	－	SD－4	SD－5	SD－6
拘束圧 σ_0' (kgf/cm²)			1.0	1.0	－	1.0	1.0	1.0
背圧 B.P (kgf/cm²)			2.0	2.0	－	2.0	2.0	2.0
応力比 $\sigma d / 2\sigma_0'$			0.180	0.168	－	0.221	0.207	0.192
繰返し数 $N\ell$	軸歪 DA(%)	2	7.1	51	－	9	12	36
		5	7.6	52	－	12	15	39
		10	8.8	53	－	17	20	44
	u/σ_c'	1.0	8	52	－	13	18	42
物理特性	圧密前	乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm³)	1.472	1.465	－	1.538	1.537	1.538
		間隙比 e_0	0.842	0.851	－	0.763	0.764	0.763
		相対密度 D_{r0} (%)	56.0	53.8	－	75.4	75.2	75.4
	圧密後	乾燥密度 ρ_{dc} (g/cm³)	1.492	1.485	－	1.558	1.556	1.552
		間隙比 e_c	0.818	0.826	－	0.741	1.743	0.747
		相対密度 D_{rc} (%)	61.9	60.0	－	80.8	80.3	79.4
B 値			0.96	0.96	－	0.96	0.96	0.96

Ψを推定することが可能である。

$$q_{c1}=(q_c-\sigma_m)/\sigma_m' \qquad (5.3.2)$$

$$\Psi_{qc}=-0.092\cdot\ln((q_{c1}+17)/31) \qquad (5.3.3)$$

3）すなわち，式(5.3.1)～式(5.3.4)によりコーン貫入抵抗値q_cから地盤の間隙比eを推定することができ，その推定誤差は浅間山砂の場合，間隙比として±0.03程度（相対密度にして±8％程度）であった。

$$e_{qc}=e_{SSL}+\Psi_{qc} \qquad (5.3.4)$$

4）コーン貫入試験は，地盤の締め固め程度を精度よく測定しうる試験方法であり，液状化対策工の管理指標としてコーン貫入抵抗を用いることが十分可能であると考えられる。

5）浅間山砂のThreshold Strainは0.022～0.025%程度であり，間隙水圧比が0.95に達するに必要な実効累積ひずみは0.8～1.5%程度であった。

参 考 文 献

1) SEIICHI MIURA, SHOSUKE TOKI and FUSAO TANIZAWA: CONE PENETRATION CHARACTERISTICS AND ITS CORRELATION TO STATIC AND CYCLIC DEFORMATIOM-STRENGTH BEHAVIORS OF ANISOTROPIC SAND, SOIL AND FOUNDATIONS, Vol.24, No.2, PP.58-74, June 1984

2) K. BEEN, J.H.A. CROOKS, D.E. BECKER and M.G. JEFFERIES: The cone penetration test in sands: part I, state parameter interpretation, Geotechnique 36, No.2, pp.239-249, 1986

3) K. BEEN and M.G. JEFFERIES: A state parameter for sands, Geotechnique 35, No.2, PP.99-112, 1985

4) S.J. Poulos, G. Castro and J.W. France: Liquefaction Evaluation Procedure, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No.6, PP.772-792, 1984

5) 柴田 徹：砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗，京都大学防災研究所年報，第28号，B-2，昭和60年4月，PP.87-96

6) 柴田 徹：砂質地盤の液状化と静的コーン貫入抵抗（続報），京都大学防災研究所年報，第29号，B-2，昭和61年4月，PP.59-67

7) 柴田 徹，Wanchai TEPARAKSA：砂質土のコーン貫入抵抗と三軸液状化強度，京都大学防災研究所年報，第30号，B-2，昭和62年4月，PP.139-147

8) 佐々木，松本，石川：非常にゆるい砂の非排水せん断試験，第23回土質工学研究会発表会，1988

9) 佐々木，松本，佐谷：ひずみ制御による液状化強度試験，第24回土質工学研究会発表会，1989

6．大規模海上締切壁に関する研究

岡　原　美知夫*　by Michio OKAHARA
髙　木　章　次**　Shoji TAKAGI

細　目

6．大規模海上締切壁に関する研究…… (1)
6.1　大規模締切壁の構造特性 …… (1)
6.1.1　概　説 …… (1)
6.1.2　地中連続壁の構造特性 …… (2)
1）調査方法…… (2)
2）調査結果…… (8)
3）まとめ…… (11)
6.1.3　湧水量に関する検討 …… (11)
1）調査目的…… (11)
2）調査方法…… (11)
3）調査結果…… (14)
4）まとめ…… (21)
6.1.4　地下水位回復時の影響検討 …… (21)
1）調査目的…… (21)
2）調査方法…… (21)
3）調査結果…… (23)
4）地下水位回復時の部材状態の推定…… (30)
5）まとめ…… (34)
6.1.5　大規模海上締切壁の設計に
関する考察 …… (35)

6．大規模海上締切壁に関する研究

6.1　大規模締切壁の構造特性

6.1.1　概　説

昭和60年度，東京湾横断道路の川崎側はシールドトンネルで，その中間部に人工島（換気塔）を設置することが計画された。この人工島は，施工時にはシールドトンネルの発進立坑として，完成後はトンネルの換気および維持管理施設などのスペースとして用いられるものである。設置位置の水深は約28mでトンネルは海底面下約20mを通ることになり，換気塔基礎の設計条件は非常に厳しいものとなる。このため，関係各機関で種々の検討が進められた結果，築島式の地中連続壁・逆巻き工法が最も有力な工法として取上げられた。

地中連続壁・逆巻き工法による換気塔基礎構築の概略手順を示すと次のようになる。

① 鋼管矢板ジャケットを換気塔位置の周囲に設置し，護岸を構築する。

② 護岸内に築島を行い，アップリフトを防止できる深さまで地中連続壁（以下，連壁という）を築造する。

③ 逆巻き工法により，掘削，側壁の築造を繰返し，所定の位置まで掘下げた後，底版を構築し換気塔を完成させる。

この方法による基礎はLNG地下タンクの基礎などに用いられているが，本換気塔基礎は規模も大きく地盤も軟弱であることから詳細な検討が必要となる。(図-6・1・1参照)

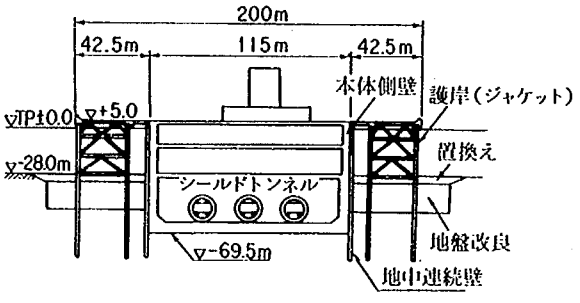


図-6・1・1　人工島概略図（A－1案の例）

本換気塔大規模締切壁としての連壁の調査を実施するにあたって，課題として取り上げた主な項目は以下のとおりである。

① 換気塔本体完成後も存置する連壁と本体側壁との荷重に対する合成作用の評価

② 逆巻き工法による本体側壁築造に伴う連壁の仮

＊構造橋梁部基礎研究室長
＊＊構造橋梁部基礎研究室主任研究員

設時残留応力の評価

③ 連壁築造時の施工誤差が連壁の構造特性に与える影響の把握

④ 本換気塔に作用するジャケット盛土部の土圧の評価

⑤ 各機関提案の仮設構造物に関する水平方向地盤反力係数が設計に与える影響の把握

⑥ 本体施工時における湧水量および強制排水停止後の水位回復に伴う水圧の検討

⑦ 地下水位回復時の水圧が，各部材に与える影響の把握

ここで，①～⑤については，各着目項目をパラメータとして構造解析を実施し，その影響を定量的に評価することを試みた。また⑥～⑦については，本換気塔本体のドライ施工の成否が湧水量の処理に依存していることから，連壁の根入効果の検討を含めて調査段階資料に基づく湧水量の算定・水圧の評価を行うとともに，地下水位回復後の水圧が部材に与える影響，特に連壁と換気塔本体底版部の結合部における部材応力度の評価を行っている。

6.1.2 地中連続壁の構造特性

1）調査方法

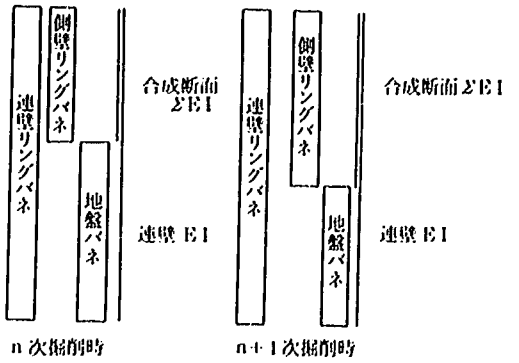
(1) 解析モデル

鋼矢板，連壁をはじめとする仮設構造物の設計法は，その規模，特性等に応じて多くの設計法が提案されている。ここでは，東京湾横断道路の設計条件のもと，連壁の基本的な構造特性を把握することを目的として，大規模掘削土留壁の設計に用いられている弾塑性設計法（仮締切壁を有限長弾性梁，地盤を弾塑性床にモデル化）を用いることとした。

解析モデルは，連壁および側壁を２次元梁部材にモデル化し，これを地盤バネ，連壁と側壁のリングバネによって支持させている。リングバネは，本換気塔の平面形状が円形であり作用外力に対して周方向の面内剛性により抵抗するため，この効果をモデル化したものである。構造系は掘削段階をおって側壁が築造されることを考慮するため，各段階で変化させている。図-6・1・2にｎ次およびｎ＋１次掘削段階における解析モデルを示す。ここで，ｎ次掘削時に築造された側壁部分はそれ以後の挙動に対してのみ有効とした。荷重は，ｎ次掘削時の構造系には前段階からの荷重の増分を載荷し，それによって生じた増分変位，断面力を前段階の値に加算した。

(2) 検討項目と解析ケース

① 連壁と側壁の合成作用



＊背面側の地盤バネは土留壁が背面側に変形する場合のみに働く。

図-6・1・2

n次およびn＋１次掘削段階における解析モデル

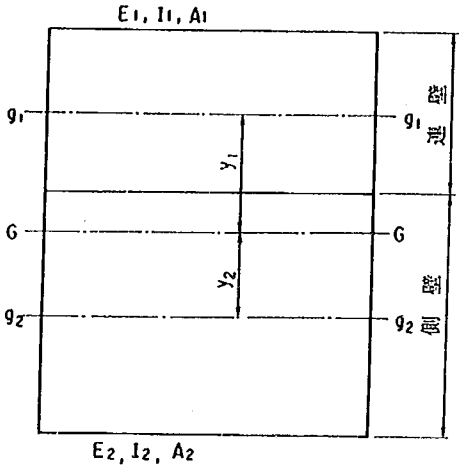


図-6・1・3 合成断面

本換気塔では，側壁は連壁の内面に築造される。したがって，連壁と側壁は一体断面とまではいかなくとも作用荷重に対してある程度共同して抵抗するものと考えられる。ここでは，連壁と側壁の合成作用を以下のように設定し定量的評価を試みた。

$$\Sigma EI=(EI)_1+(EI)_2+\beta[E_1\cdot A_1\cdot y_1^2+E_2\cdot A_2\cdot y_2^2] \qquad (6.1.1)$$

ここに

ΣEI；合成断面としての曲げ剛性（tf・m²）

$(EI)_1$；連壁の曲げ剛性（tf・m²）

$(EI)_2$；側壁の曲げ剛性（tf・m²）

E_1；連壁の弾性係数（tf/m²）

E_2；側壁の弾性係数（tf/m²）
A_1；連壁の断面積（m²）
A_2；側壁の断面積（m²）
y_1；連壁の図心から合成断面の図心までの距離（m）
y_2；側壁の図心から合成断面の図心までの距離（m）
β；合成効率（$0 \leqq \beta \leqq 1$）
G－G；合成断面図心軸
$g_1 \sim g_1$；連壁図心軸
$g_2 \sim g_2$；側壁図心軸

上式において，$\beta = 1$ とすれば連壁と側壁とは一体断面（完全合成），$\beta = 0$ とすれば重ね梁（非合成）となる。断面力の分担は側壁打設前は全断面力を連壁断面で分担し，側壁打設後は側壁打設後のモーメントの増分 ΔM に対し，連壁・側壁にはそれぞれの曲げ剛性，合成効率に応じ，断面力を分担させた。

② リングバネ定数

図-6・1・4に示すように半径 R の円環に周囲から軸

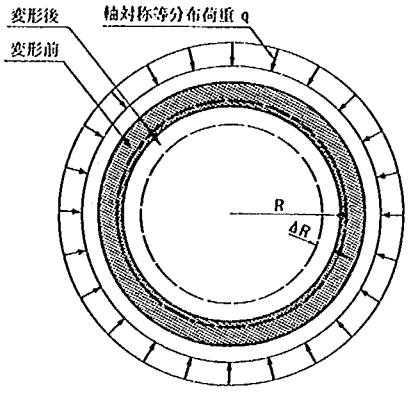


図-6・1・4　リングバネ

対称等分布荷重 q が作用し，円環が変形してその半径が ΔR 減少したとすると，リングバネ定数 k_R は次式で定義される。

$$k_R = q/\Delta R \qquad (6.1.2)$$

円環の半径方向ひずみを ε_R，円周方向のひずみを ε_θ とすると

$$\varepsilon_R = \Delta R/R \qquad (6.1.3)$$
$$\varepsilon_\theta = q \cdot R/E_C \cdot A \qquad (6.1.4)$$

ここに

E_C；円環（コンクリート）の弾性係数
A；円環断面積

いま円環の変形は等方であることから $E_R = E_\theta$。したがって，リングバネ係数 k_R は次式で計算される。

$$k_R = E_C \cdot A/R^2 \qquad (6.1.5)$$

連壁の施工の鉛直精度は，一般に数 cm のオーダーで生ずるといわれている。そこで，施工精度によるリングバネ低減の影響を検討するため，最も危険な状態として連壁全体が楕円形に偏平するような状態を想定し，平面骨組解析によりリングバネ定数を算出した。偏平量 δ については 4 cm を基準とし，真円とその 1/4 から 4 倍まで変化させて比較検討を行っている。なお，比較検討に用いたリングバネ定数は，図-6・1・5 において真円に対して変位の大きい a 部の変位を用いている。図-6・1・6にその結果を示す。

リングバネ定数は，真円の場合2,400tf/m³ であるが，偏平量が大きくなると急激に低下し，偏平量 4 cm の場合は1,400tf/m³ となる。ただし，偏平量が大きくなると，偏平量の増加率に対するリングバネ定数の低下率は小さくなる傾向にある。

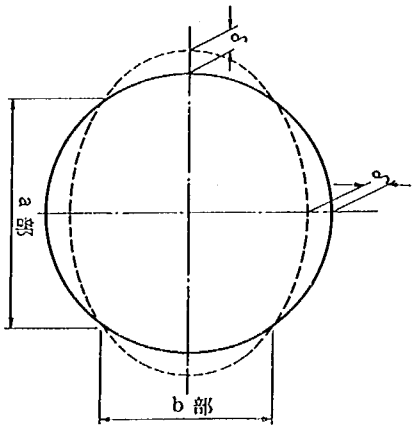


図-6・1・5　連壁の偏平

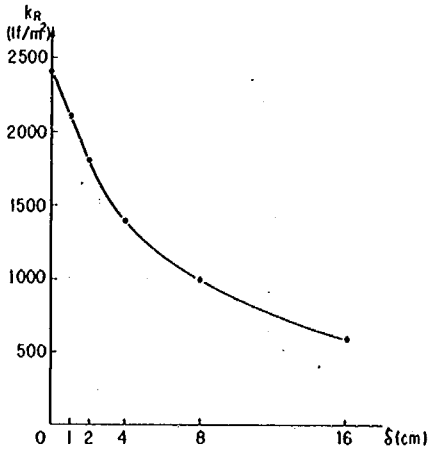


図-6・1・6　連壁リングバネ定数の低減

③ 作用土圧

よく締まった地山中に敷設した埋設管に働く鉛直土圧は，一般に土かぶり圧より多少小さい。このような土圧の低減現象は穀物貯蔵用のサイロの鉛直圧においてもみられるため，一般にサイロ効果といわれている。

本換気塔の掘削背面側は，ジャケットで締切られており，連壁に作用する土圧はサイロ効果の影響を受けるものと考えられる。本検討では，各掘削段階において連壁に作用する土圧に関して，地盤を半無限の広がりを持つとして算出したランキン土圧（静止土圧）とサイロ効果を考慮した場合の土圧の2ケースについて検討している。なお，サイロ効果を考慮した土圧算定式を以下に示す。

$$\sigma_x=\frac{\gamma\cdot b}{2K_0\tan\delta}\left\{1-\exp\left(-\frac{K_0\tan\delta}{b/2}Z\right)\right\} \qquad (6.1.6)$$

ここに

σ_x；サイロ効果を考慮した土圧（tf/m）
γ；地山の単位重量（tf/m³）
b；埋戻し土の幅（ここでは連壁とジャケット間の距離）（m）
δ；埋戻し土と連壁との摩擦角（deg）
K_0；静止土圧係数

④ 地盤反力係数

仮設構造物の地盤反力係数算定式は，各機関で提案されており，地盤反力係数の検討にあたってはその影響を把握しておく必要がある。ここでは，下記の4種類の算定式についてとりあげ，地盤別に地盤反力係数を求めたうえで，その算定値の比較を行った。

(i) 掘削土留め工設計指針（建設省土木研究所）
(ii) トンネル標準示方書（土木学会）
(iii) 荻原の提案式（首都高速道路公団）
(iv) 仮設構造物設計要領（国鉄・東京第一工事局）

表-6・1・2にその結果を示す。これから，同一地盤条件において各機関提案の式による最大値と最小値の比率は約3倍であることがわかる。これらの検討をもとに，構造解析では地盤反力係数を5ケースに分類して検討を行っている（表-6・1・1）。

⑤ 解析条件

(i) 換気塔基礎の形状寸法

換気塔基礎の構造一般図を，図-6・1・7に示す。

(ii) 掘削工程・ロット割

掘削は，連壁の天端（T.P+5.0m）から−75.5mまで15次にわたって行い，その都度側壁を逆巻き工法により築造していく（図-6・1・8）。

(iii) 配筋条件

配筋条件を図-6・1・9に示す。

(iv) 地盤条件

本解析に用いた地盤条件を図-6・1・10に示す。

⑥ 解析ケース

解析ケースの設定にあたっては，①〜⑤までの各検討項目の影響を把握できるよう表-6・1・3のように設定した。

表-6・1・1 各種基準による地盤反力係数

深度 T.P.(m)	地盤		地盤反力係数 (kgf/cm³)				
	地質	Nまたはc	Case a	Case b	Case c	Case d	Case e
+5.0							
−54.2	S.C.P	N = 16	1.0	1.7	1.3	0.9	0.5
−66.3	D_{1s}	N = 39	1.0	2.4	1.83	1.26	0.7
−68.1	D_{1c}	c = 7.5 tf/m²	1.0	1.3	1.0	0.7	0.4
−73.6	D_{1s}	N = 39	1.0	2.4	1.83	1.26	0.7
−77.5	D_{2g}	N＞70	5.0	10.3	7.93	5.57	3.2
−82.2	D_{4c}	c = 12.2tf/m²	1.0	1.5	1.13	0.77	0.4
−85.0	D_{5s}	N＞70	4.5	6.8	5.23	3.67	2.1
−89.0	D_{4c}	c = 12.2tf/m²	1.0	1.5	1.13	0.77	0.4
	D_{5s}	N＞70	4.5	6.8	5.23	3.67	2.1

表-6・1・2　地盤反力係数

深　度 T.P.（m）	地　盤 地質	N または c	地盤反力係数（kg/cm²） (i)	(ii)	(iii)	(iv)
＋ 5.0						
− 54.2	S.C.P	N = 16	0.672	1.0 ～ 1.7	0.531 ～ 0.886	0.938
− 66.3	D_{1s}	c = 39	0.896	1.34 ～ 2.26	0.708 ～ 1.18	2.44
− 68.1	D_{1c}	N = 7.5 tf/m²	0.512	0.768 ～ 1.29	0.405 ～ 0.675	0.75
− 73.6	D_{1s}	N = 39	0.896	1.34 ～ 2.26	0.708 ～ 1.18	2.44
− 77.5	D_{2g}	c ＞ 70	4.10	6.15 ～ 10.3	3.24 ～ 5.40	16.0
− 82.2	D_{1c}	N = 12.2 tf/m²	0.576	0.864 ～ 1.45	0.455 ～ 0.759	1.22
− 85.0	D_{3s}	c ＞ 70	2.69	4.03 ～ 6.78	2.13 ～ 3.54	7.91
− 89.0	D_{1c}	N = 12.2 tf/m²	0.576	0.864 ～ 1.45	0.455 ～ 0.759	1.22
	D_{3s}	N ＞ 70	2.69	4.03 ～ 6.78	2.13 ～ 3.54	7.91

i）掘削土留め工設計指針（案）　建設省土木研究所

土留め壁の設計に用いる横方向地盤反力係数は，次式で算出するものとする。

$$k = k_0 \frac{1}{\sqrt{y_x}} \quad (\mathrm{kgf/cm^3})$$

$$k_0 = \frac{1}{125} \alpha E_0 \quad (\mathrm{kgf/cm^3})$$

ここで，k：地域より x の点における地盤反力係数（kgf/cm³）
k_c：基準地盤反力係数（kgf/cm³）
y_x：地域より x の点における土留質のたわみ量（cm）
E_0：地質の変形係数（kgf/cm²）
α：変形係数の算出法による係数

表8 − 3　E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0（kgf/cm²）	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	0.2

k_0 の求め方は次のようにする。
単位巾当たりの地盤反力係数を道路橋示方書に従って次のように算出する。

$$k_1 = \alpha E_0 D^{-\frac{3}{4}} = \alpha E_0 (100)^{-\frac{3}{4}} = \frac{1}{31.62} \alpha E_0 \quad (\mathrm{kgf/cm^3})$$

$$k_0 = \beta k_1 = \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{31.62} \cdot \alpha E_0 \fallingdotseq \frac{1}{125} \alpha E_0 \quad (\mathrm{kgf/cm^3})$$

β は連続壁としての換算係数で¼とした。この β には，経時変化に対する影響も考慮されているものとする。

ii）トンネル標準示方書（開削編）　土木学会

水平地盤反力係数 Kh は，次式によって求められる。

$$Kh = \frac{1}{30} \alpha E_c \left(\frac{B_A}{30}\right)^{-\frac{3}{4}} = 0.427 \alpha E_0 B h^{-\frac{3}{4}}$$

ここに，
Kh：水平地盤反力係数（kg/cm³）
E_c：変形係数（kg/cm²）
B_A：換算載荷幅（500 ～ 1,000 cm）
α：E_0 の算定方法に対する補正係数で，表8 − 4 に示す。

表8 − 4　補正係数

E_0 の算定方法	α（常時）
平板載荷試験	1
ボーリング孔内載荷試験	4
一軸または三軸圧縮試験	4
標準貫入試験	1
試　験　値	1

なお，Kh を求める原式では係数が 1.2/30 となっているが，側面分担の20%を減じて，係数を 1/30 とした。

iii）荻原（首都高速道路公団）の提案式

$$k_0 = \alpha_2 \cdot E_0 \cdot D^{-\frac{3}{4}} = \alpha_2 \cdot E_0 \cdot (100)^{-\frac{3}{4}} = \frac{1}{31.65} \alpha_2 \cdot E_0$$

$$k = \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot k_0$$

$\alpha_3 \cdot \alpha_4 = 1/3 \sim 1/5$

ここで，K_0：暫定地盤反力係数（kg/cm³）
K_1：基準地盤反力係数（kg/cm³）
α_2：E_0 の求め方に対応する係数で表8 − 5 により求める

表8 − 5　E_0 と α の関係

地盤の変形定数 E_0（kg/cm²）	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸又は三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数	0.8
室内試験の粘着力より $E_0 = 210 \cdot C$ で推定した変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28 \cdot N$ で推定した変形係数	0.2

α_3：連続壁としての低減率で 1/3 ～ 1/4 とする
α_4：経時変化に対する低減率で 1.0 ～ 0.8 とする
E_0：表8 − 5 に示す方法で求められた地盤の変形係数（kg/cm²）

iv）仮設構造物設計要領（案）　東京第一工事局

粘性土

$$k_H = \frac{1}{2} q_u = 1.0 C$$

k_H：水平地盤反力係数（kg/cm³）
q_u：一軸圧縮強度（kg/cm²）
C：粘着力（kg/cm²）

砂質土

$$k_H = \frac{1}{16} N$$

k_H：水平地盤反力係数（kg/cm³）
N：標準貫入試験の N 値

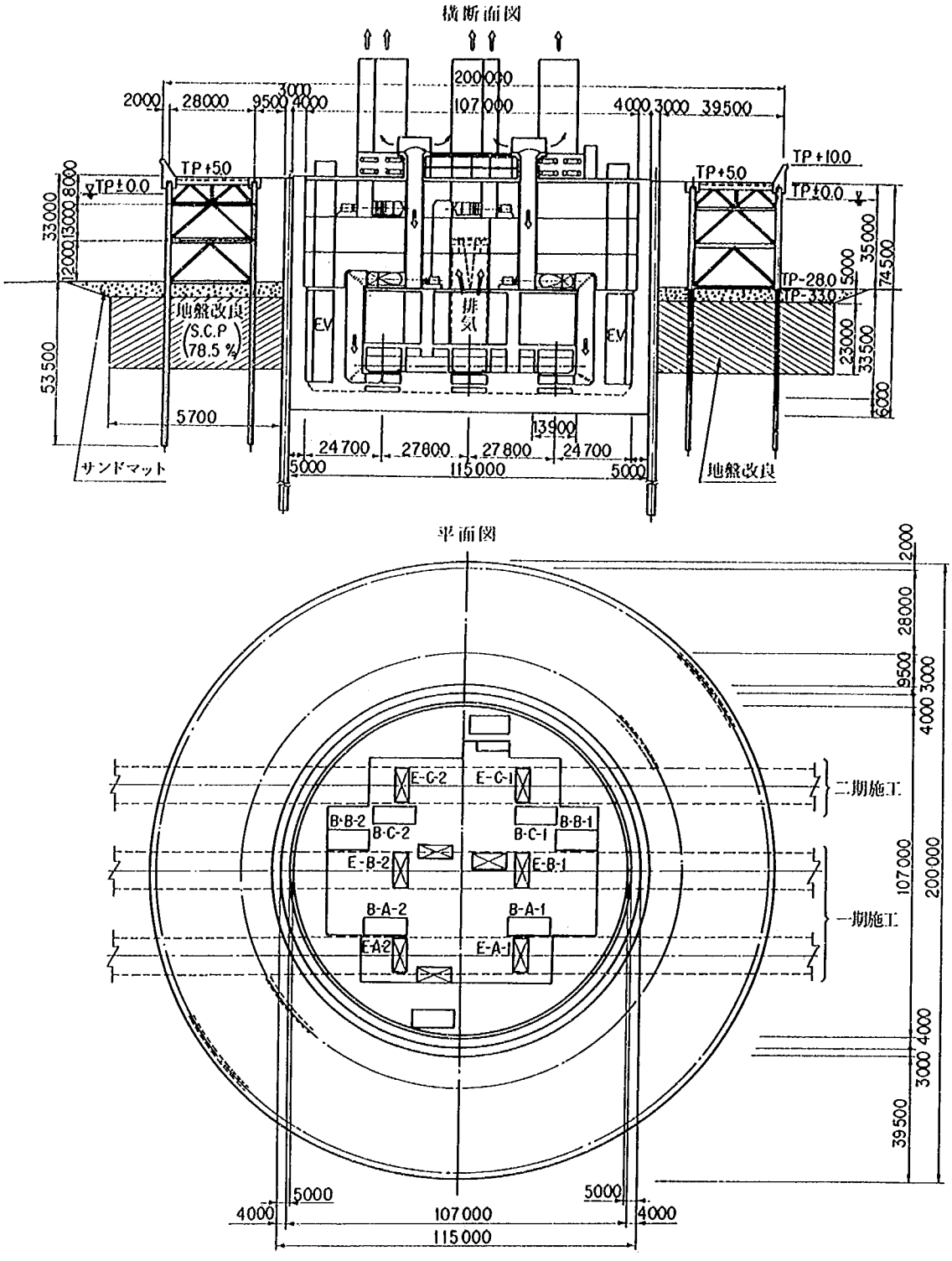


図-6・1・7 換気塔基礎構造一般図（A－1案）

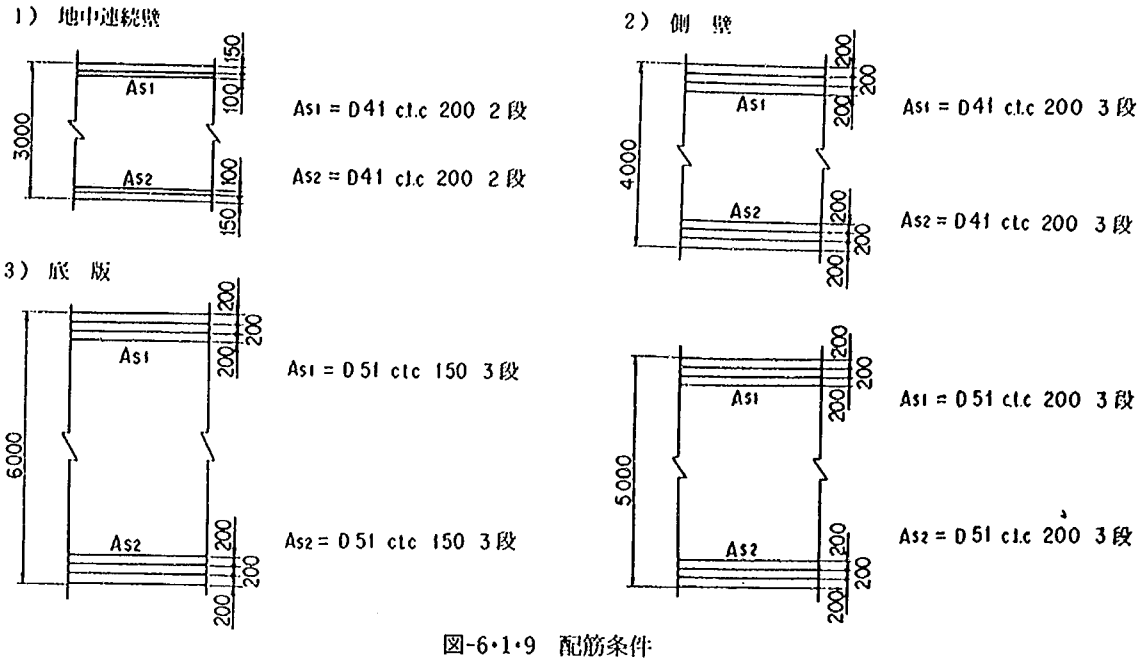


図-6・1・9　配筋条件

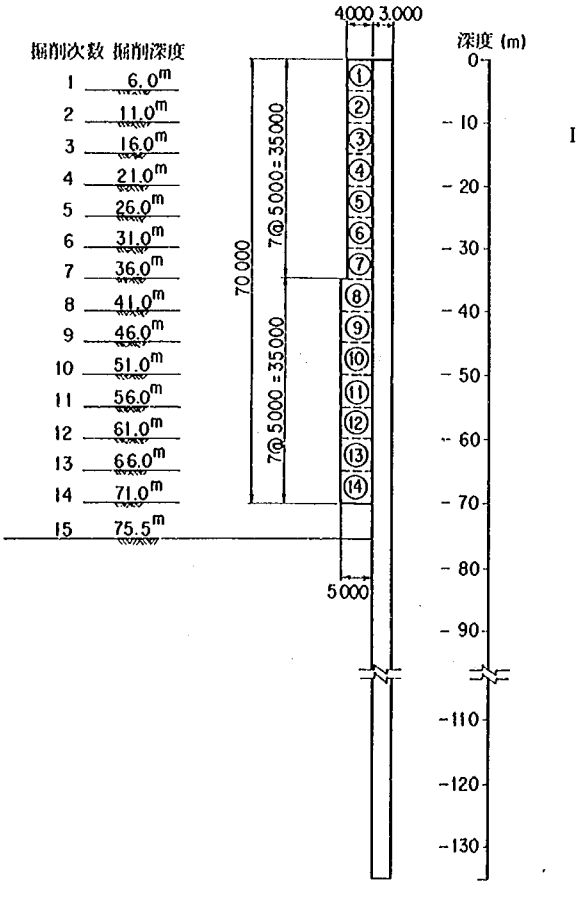


図-6・1・8　掘削工程およびロット割

柱状図	土質名	標高 (T.P m)	N値	粘着力 C (tf/m²)	弾性係数 E (kgf/cm²)	単位重量 (kgf/cm²)
		T.P.+5.0				
	盛土	T.P.-28.0	15	—	420	1.8 (0.8)
	サンドマット	T.P.-33.0				
	地盤改良 S.C.P. (78.5%)	T.P.-45.6				1.7 (0.7)
	S.C.P. (78.5%)	T.P.-54.2				1.8 (0.8)
	Dis (細砂)	T.P.-66.3	39	—	140	1.8 (0.8)
	D_{1c}(シルト)	T.P.-68.1	—	7.5	80	1.7 (0.7)
	Dis (細砂)	T.P.-73.6	39	—	140	1.8 (0.8)
	D_{2s}(細砂)	T.P.-77.5	70以上	—	640	2.2 (1.2)
	D_{4c} (シルト)	T.P.-81.7	—	12.2	90	1.6 (0.6)
	D_{5s}(細砂)	T.P.-85.0	70以上	—	420	2.0 (1.0)
	D_{4c}(シルト)	T.P.-89.0	—	12.2	90	1.6 (0.6)
	5S (細砂)		70以上	—	420	2.0 (1.0)

図-6・1・10　地盤条件

表-6・1・3　解析ケース一覧表

		合成効率 β	リングバネ定数 k_s(tf/m³)	土圧形状	地盤反力係数（表6.1.1参照）
連壁と側壁の合成作用の検討	Case 1	1.00	2 400	静止土圧(1)	Case a
	Case 2	0.75			
	Case 3	0.50			
	Case 4	0.25			
	Case 5	0.00			
	Case 6	（側壁無視）			
リングバネ定数の検討	(Case 5) Case 7	0.00	2 400	静止土圧(1)	Case a
	Case 8		1 800		
	Case 9		1 200		
	Case 10		600		
作用土圧の検討	Case 11	0.00	2 400	静止土圧(2)	Case a
	Case 12			サイロ土圧	
地盤反力係数の検討	Case 13	0.00	2 400	静止土圧(1)	Case b
	Case 14				Case c
	Case 15				Case d
	Case 16				Case e

※ 静止土圧(1)；静止土圧を掘削底面まで作用させたもの。
　静止土圧(2)；静止土圧を連壁先端まで作用させたもの。

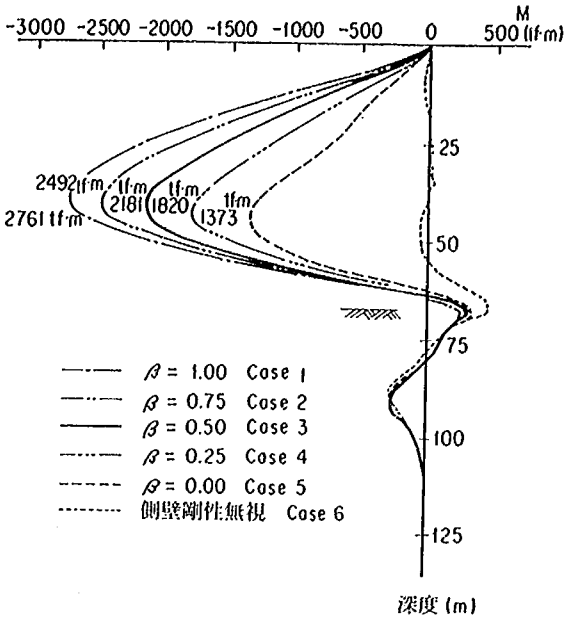


図-6・1・11　合成断面曲げモーメント

2）調査結果

(1) 連壁と側壁の合成作用の影響

図-6・1・11に，最終掘削段階における Case 1～Case 6 の合成断面の曲げモーメント分布を示す。掘削底面より上に着目すると，合成効率 β が大きくなり合成断面の曲げ剛性 ΣEI が大きくなると，曲げモーメント分布も大きくなっており，連壁と側壁の合成作用が基礎の挙動に大きく影響することがわかる。側壁を無視した Case 6 の場合は，曲げモーメントの大きさもさることながらその分布形状も大きく異なっており，側壁の曲げ剛性そのものが大きく影響する。一方，掘削面以下については各ケース間の差は小さく，掘削面以下の挙動には殆んど影響しない。

表-6・1・4は，各ケースの最図掘削段階における連壁の最大変位を示したものである。側壁の曲げ剛性，連壁と側壁の合成効率を考慮することにより最大変位量は減少するが，断面力に比較すると，その影響は小さいことがわかる。

表-6・1・4　連壁最大変位

	最大水平変位 δ_{max} (cm)
$\beta = 1.0$	2.60
$\beta = 0.75$	2.62
$\beta = 0.50$	2.65
$\beta = 0.25$	2.69
$\beta = 0.00$	2.74
側壁剛性無視	2.94

(2) リングバネ定数の低減による影響

図-6・1・12, 6・1・13に，最終掘削時における Case 7～Case10の連壁と側壁の合成断面の変位分布および曲げモーメント分布を示す。連壁リングバネ定数が低減するにつれて，変位，曲げモーメント分布も大きく増加しており，連壁リングバネが換気塔基礎の挙動に大きく影響することがわかる。

図-6・1・14, 6・1・15は，連壁および側壁の最大曲げモーメントと連壁リングバネ定数の関係を示したものである。連壁と側壁の最大曲げモーメントは，連壁リングバネ定数が低減すると増加しており，Case 7 (k_R=2,400tf/m³) と Case10 (k_R=600tf/m³) を比較すれば，連壁で約2倍，側壁で約1.6倍の増加となる。また，連壁の配筋条件において，許容曲げモーメントを超える場合の偏平量は約6 cm 以上という試算結果を得る。偏平量を，6cm 以下に抑えることは，現在の施工技術でも可能であるものの，今回想定した偏平形状が特別な場合であることを考え合わせれば，設計・施工上において連壁の施工誤差に対する何らかの制限が必要と考えられる。

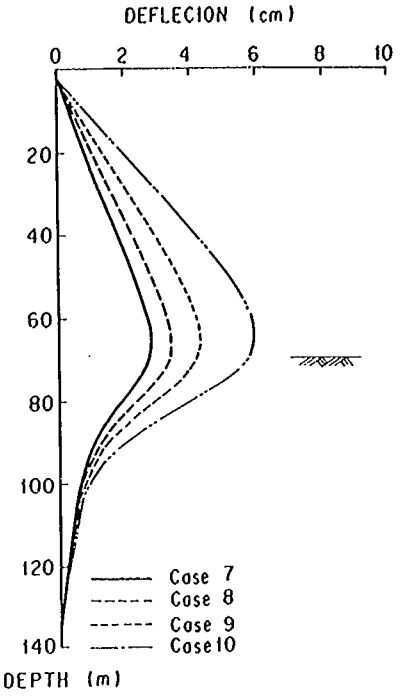


図-6・1・12　合成断面の変位分布（最終掘削時）

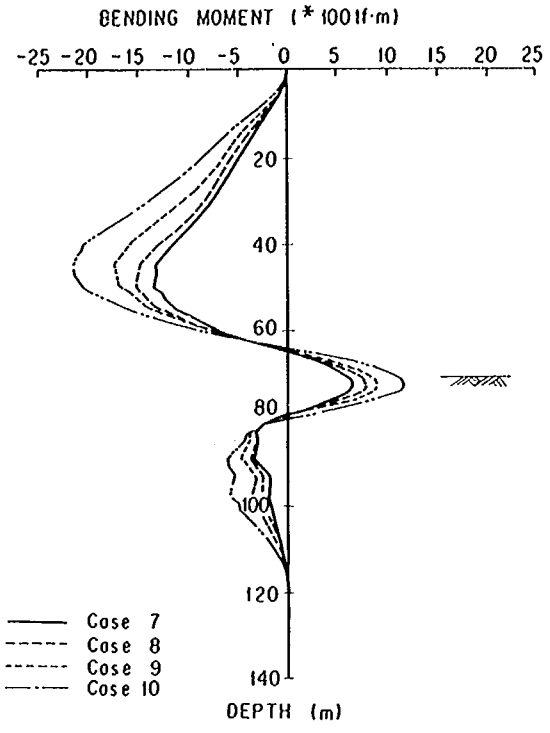


図-6・1・13　合成断面の曲げモーメント分布（最終掘削時）

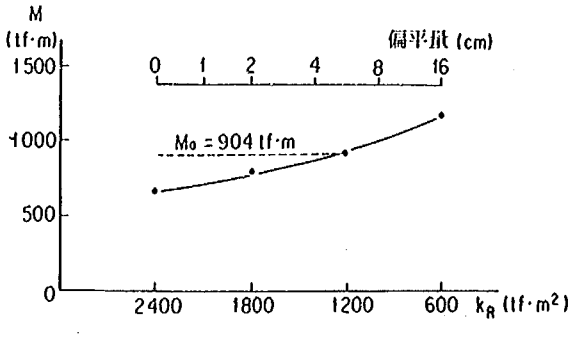


図-6・1・14　連壁掘削側最大曲げモーメント

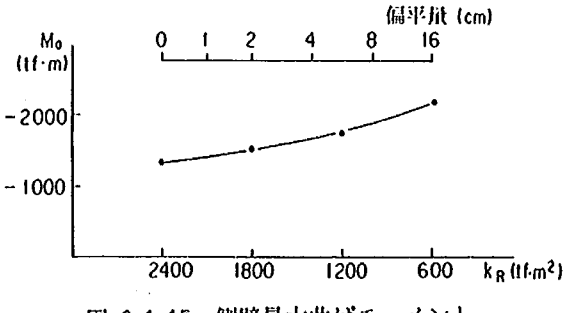


図-6・1・15　側壁最大曲げモーメント

(3) 作用土圧の変化による影響

図-6・1・16にCase11, Case12に各掘削段階における最大変位量の推移を示す。Case11, Case12はCase 7に対して初期掘削時に変位差が大きいが，掘削次数が進むにつれてその差は小さくなる。また，Case11とCase12との変位を比較すれば，常にCase11が大きい値をとるが，その差は小さい。

表-6・1・5に連壁掘削側最大曲げモーメント，側壁最大曲げモーメント，連壁の円周方向コンクリート圧縮応力度を示す。静止土圧を連壁下端まで作用させたCase11は，Case 7（掘削底面まで作用）より縦方向曲げモーメントは減少しており，サイロ効果を考慮したCase12の方は更に減少傾向にある。また連壁の円周方向コンクリート圧縮応力度についてはCase11が最大となっているものの大きな差はなく，特に問題となることはない。

以上の検討から，サイロ効果を考慮すると，変位，部材応力度は小さくなり経済的な設計が可能となるが，その影響度合は小さいといえる。

(4) 地盤反力係数の変化による影響

図-6・1・17～6・1・19は，Case13～Case16の最大変位量，連壁最大曲げモーメント，側壁最大曲げモーメントをCase 7との比率で示したものである。

最大変位量，連壁最大曲げモーメント，側壁最大曲げモーメントは地盤反力係数設定ケースごとに変化するものの，その比率の変動は小さく，地盤反力係数の変化が換気塔基礎の挙動に与える影響は小さいといえる。

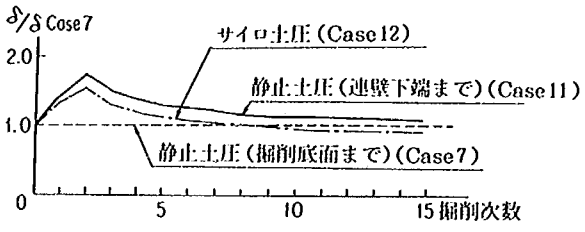


図-6・1・16 作用土圧の変化による変位差

表-6・1・5 作用土圧の違いによる検討

Case	7	11	12
連壁掘削側最大曲げモーメント (tf・m)	660 (1.0)	585 (0.86)	501 (0.76)
側壁最大曲げモーメント (tf・m)	−1 345 (1.0)	−926 (0.69)	−820 (0.61)
連壁円周方向コンクリート圧縮応力度 (kgf/cm²)	134 (1.0)	145 (1.08)	121 (0.90)

注）かっこ内はケース7に対する比率

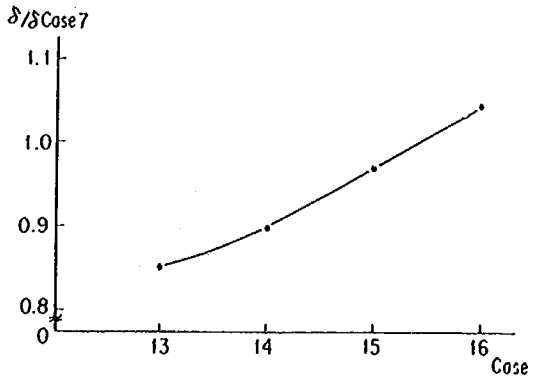


図-6・1・17 地盤反力係数の変化による変位

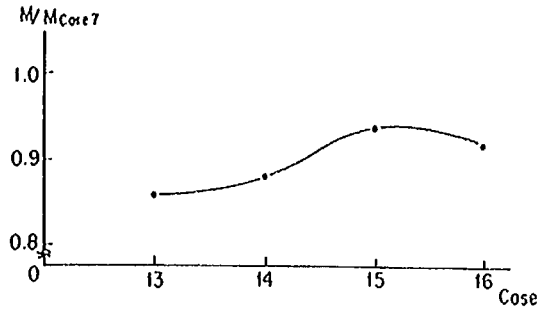


図-6・1・18　連壁掘削側最大曲げモーメント

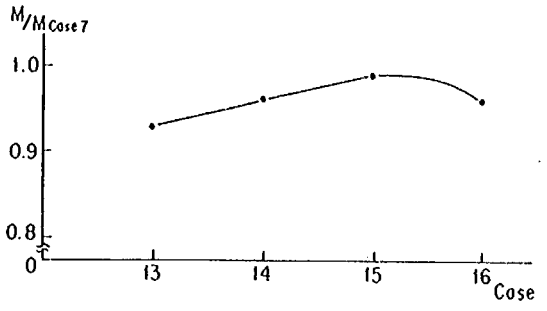


図-6・1・19　側壁最大曲げモーメント

3）まとめ

本検討では，仮設時における換気塔基礎に対して，連壁と側壁の合成作用の影響，連壁の施工誤差の影響による連壁リングバネ定数の低減，作用土圧の変化，地盤反力係数の変化について調査した。得られた結果をまとめると以下のようになる。

① 連壁と側壁の合成作用は，掘削面より上の基礎の挙動には大きく影響するが，掘削面以下の挙動にはほとんど影響しない。

② 連壁の鉄筋応力度は，連壁と側壁との合成作用により影響を受けるが，その合成率の影響度合は小さい。むしろ，側壁の剛性そのものの影響が大きいといえる。

③ 連壁リングバネ定数の低減は，換気塔基礎の挙動に大きく影響し，リングバネ定数の低減とともに変位量，連壁曲げモーメント，側壁曲げモーメントは増大する。

④ 連壁，側壁の部材応力度の増加傾向は，偏平量（施工誤差）が大きくなると増大する傾向にあるため，設計において施工誤差を考慮するとともに，施工において何らかの制限が必要と考えられる。

⑤ 土圧にサイロ効果を考慮すると，変位，部材応力度が小さく算定されるが，その影響度合いは小さい。

⑥ 本換気塔の地盤条件で算出した各機関提案の地盤反力係数は，最大と最小で約3倍の比率となる。しかし，外力に対する換気塔基礎の挙動は，連壁のリングバネの影響が支配的であり，本検討程度の地盤反力係数の変化では，換気塔基礎の挙動に与える影響は小さい。

6.1.3　湧水量に関する検討

1）調査目的

換気塔の本体施工を計画どおりドライワークで行うためには，掘削面内への浸透水の処理が不可欠であり，また掘削底面のボイリングや盤ぶくれ等への対策を講じておかなければならない。

一般に止水壁（ここでは連壁）の先端を難透水層に根入れできれば，掘削面側の湧水量は比較的少量となる。しかし，換気塔の施工計画位置では連壁先端付近での難透水層が確認されておらず，湧水量の把握が設計施工計画上重要な課題の一つとなる。ここでは，浸透流解析により換気塔本体施工時の海水の流れを把握するとともに，湧水量・水圧に関する検討を行おうとするものである。解析条件にあっては，換気塔そのものの最終的な基本形状や施工法が決定されていないうえ，地盤条件も1本のボーリング資料で推定せざるを得ないため，現調査段階における検討事例としてその定性的な動向の把握を目的とするものである。

2）調査方法

(1) 解析モデル

本体施工時の掘削面側地盤からの湧水量把握のため，解析手法として有限要素法(二次元軸対称モデル，定常解析）による浸透流解析により，検討を行うこととした。

① 解析条件

軸対称モデルにより，定常状態の湧水量および地盤内の水圧分布を求める。なお，連壁は完全な不透水層として取扱い，掘削前は静水圧分布としている。

② 境界条件

(i) 掘削面側地盤条件の設定

シルト層 D_{4c} の盤ぶくれの検討を行い，対策工（ディープウェル）を考慮できるよう水圧を下げる位置を決定した。

シルト層 D_{4c} に働く上向きの力 P

$P=h\times\gamma_w=90.0\times1.0=90tf/m^2$

シルト層 D_{4c} に働く下向きの力 W

$W=\sum\gamma_i\times h_i\fallingdotseq36tf/m^2$

P>Wのため，D_{4c}層は盤ぶくれを生じることになり盤ぶくれを防止するためには，D_{4c}層以深で$\Delta P = P - W = 54 t/m^2$の水圧を下げる必要がある。よって，ディープウェルのポイントの圧力水頭を$36 tf/m^2$におさえることとし，掘削底面は水圧0で浸出面とした。

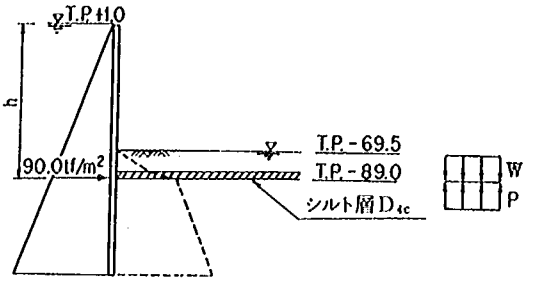


図-6・1・20 盤ぶくれ検討条件

(ii) その他の境界条件

図-6・1・21に解析モデルの境界条件を示す。

A－B面；海からは無限に海水が供給されるため，初期条件（圧力水頭$29.0 tf/m^2$）

B－C面；無限遠であるため全水頭は変化しないとして初期条件に固定

D－E面；軸対称面であるたまめ，水の流れはないとして自由

C－D面；不透水層がある場合は水の流れがないので自由。透水層がある場合はD—E面と同様に無限遠と考え初期条件に固定

③ 換気塔の形状寸法，地盤条件

換気塔の形状寸法および地盤条件は，6.1.2の検討で用いた条件と同様とした(図-6・1・7，図-6・1・10参照)。なお，施工状態は最終掘削時を想定している。

④ 透水係数

透水係数の設定は，以下の4とおりの算定結果をもとに検討している。なお，現場透水試験から値が求まっているものは，それを優先して採用した。

(i) 現場透水試験結果

「東京湾横断道路浮島地区土質調査（その1）中間報告書（昭和62年12月東京湾横断道路株式会社)」

(ii) CreagerによるD_{20}からの推定値

(iii) 圧密試験からの推定値

(iv) 土質種別による推定値

以上により求めた各地層の推定値および採用値を表-6・1・6に示す。また，S.C.P部は改良率が78.5%と高いため，サンドパイルの特性値（浅間山砂を想定）で代表させた。

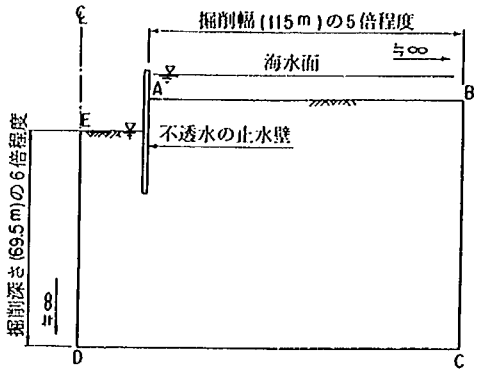


図-6・1・21 解析モデル境界条件

⑤ 解析モデル

解析モデルを図-6・1・22に示す。

(2) 検討項目と解析ケース

① 検討項目

表-6・1・6 透水係数の比較表

単位：cm/sec

	① 現場透水試験	② Creagerの提案	③ 圧密試験	④ 土質別による推定	採用値
S.C.P	—	D_{20} = 0.2 mm 8.9×10^{-3}	—	$1 \times 10^{-3} \sim 1$	8.9×10^{-3}
沖積性粘土 (A_{c1}, A_{c2})	4.19×10^{-9} 5.77×10^{-9}	—	$3.88 \times 10^{-7} \sim$ 1.59×10^{-10}	$\sim 1 \times 10^{-6}$	5.0×10^{-9}
D_{1c}	2.14×10^{-7}	—	$2.37 \times 10^{-7} \sim$ 6.09×10^{-10}	$1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-3}$	2.1×10^{-7}
D_{1s}	2.33×10^{-4} 2.15×10^{-4}	D_{20} = 0.04～0.16 mm $1.73 \times 10^{-4} \sim 5.1 \times 10^{-3}$	—	$1 \times 10^{-3} \sim 1$	2.2×10^{-4}
D_{4c}	—	—	—	$1 \times 10^{-6} \sim 1 \times 10^{-3}$	5.0×10^{-5}
D_{5s}	—	D_{20} = 0.03～0.20 mm $8.50 \times 10^{-5} \sim 8.9 \times 10^{-3}$	—	$1 \times 10^{-3} \sim 1$	5.0×10^{-3}

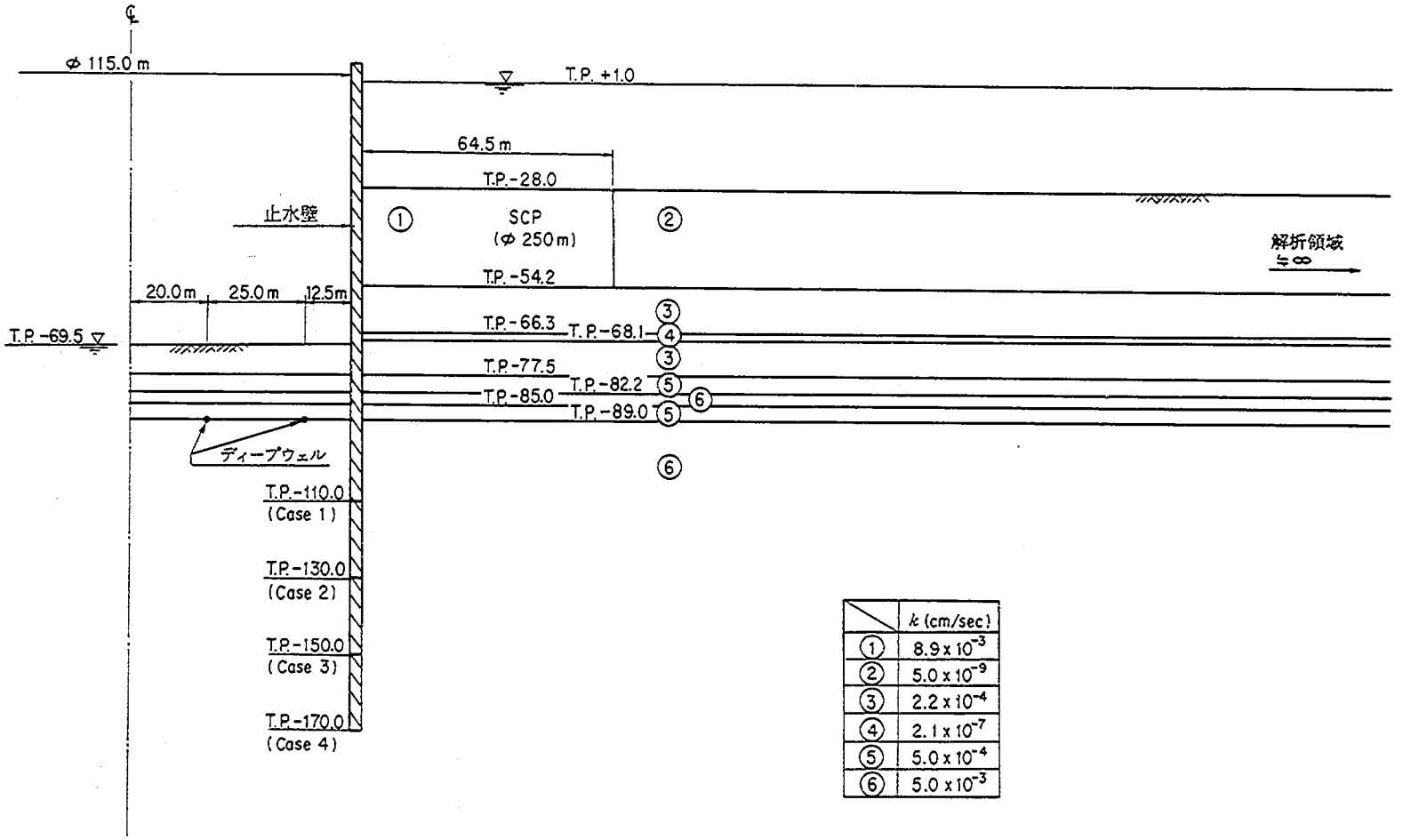

φ 115.0 m
T.P. +1.0
64.5 m
T.P.-28.0
止水壁
①
SCP
(φ 250m)
②
解析領域
≒∞
T.P.-54.2
20.0m
25.0m
12.5m
T.P.-69.5
T.P.-66.3
T.P.-68.1
③
④
T.P.-77.5
T.P.-82.2
⑤
T.P.-85.0
T.P.-89.0
⑥
ディープウェル
T.P.-110.0
(Case 1)
T.P.-130.0
(Case 2)
T.P.-150.0
(Case 3)
T.P.-170.0
(Case 4)
k (cm/sec)
① 8.9 x 10^-3
② 5.0 x 10^-9
③ 2.2 x 10^-4
④ 2.1 x 10^-7
⑤ 5.0 x 10^-4
⑥ 5.0 x 10^-3

図-6・1・22　解析モデル

現在の検討段階では，詳細な条件（土層構成，透水係数，人工島規模等）が明確になっていない。したがってここでは，境界条件，土質条件，連壁の根入れ長をパラメータとして解析を行い，これらの影響を把握する。

(i) ディープウェルを設置しない場合の検討

ディープウェルを設置しない場合の浸透流解析を行い，その時の水圧分布から盤ぶくれの検討を行う。

(ii) 根入れ先端以深の不透水層の影響検討

連壁根入れ以深の解析領域下端が，不透水層である場合と透水層が続く場合との比較を行う。その結果より不透水層の湧水量に与える影響を把握する。

(iii) 洪積粘性土地盤（D_{4c}）の連続性の検討

土質データは，1本のボーリング結果によるものであり，T.P−66m～−89mにある洪積粘性土層（D_{4c}）の水平方向の連続性は確認されていない。そのため，この粘性土層の連続性の影響を検討する。

(iv) 地中連続壁の根入れ長の検討

連壁の根入れ長を変化させて解析を行い，根入れ効果の検討を行う。

② 解析ケース

各検討項目に対する解析ケースを以下に示す。

(i) ディープウェルを設置しない場合の検討

表-6・1・7 検討ケース 1

条件 / ケース名	ディープウエル	根入れ先端 (m)	解析領域深度 (m)	不透水層の存在	D_{4c}層の連続性
Model 1	なし	T.P－150m	T.P－350m	なし	あり
Model 2	なし	T.P－150m	T.P－420m	なし	あり

(ii) 根入れ先端以深の不透水層の影響検討

表-6・1・8 検討ケース 2

条件 / ケース名	ディープウエル	根入れ先端 (m)	解析領域深度 (m)	不透水層の存在	D_{4c}層の連続性
Model 3	あり	T.P－150m	T.P－350m	なし	あり
Model 4	あり	T.P－150m	T.P－420m	なし	あり
Model 3′	あり	T.P－150m	T.P－350m	あり	あり
Model 4′	あり	T.P－150m	T.P－420m	あり	あり

(iii) 洪積粘性土地盤（D_{4c}）の連続性の検討

表-6・1・9 検討ケース 3

条件 / ケース名	ディープウエル	根入れ先端 (m)	解析領域深度 (m)	不透水層の存在	D_{4c}層の連続性
Model 5	あり	T.P－150m	T.P－420m	なし	なし

○ Model 4との比較を行う。

(iv) 地下連続壁の根入れ長の影響検討

表-6・1・10 検討ケース 4

条件 / ケース名	ディープウエル	根入れ先端 (m)	解析領域深度 (m)	不透水層の存在	D_{4c}層の連続性
Case 1	あり	T.P－110m	T.P－420m	なし	あり
Case 2	あり	T.P－130m	T.P－420m	なし	あり
Case 3	あり	T.P－150m	T.P－420m	なし	あり
Case 4	あり	T.P－170m	T.P－420m	なし	あり

3）調査結果

(1) ディープウェルを設置しない場合の検討

浸透流解析結果のうちModel 1を図-6・1・23に，掘削面側地盤の水圧分布を図-6・1・24に示す。

図-6・1・23から，流線ベクトルは掘削底面に向かっており，底面から湧水するのがわかる。このときのT.P−89.0m（洪積粘性土層D_{4c}下端）における水圧は72tf/m²となる。盤ぶくれを防止するためには，水圧は36tf/m²以下でなければならず，ディープウェルによりD_{4c}層以深の水圧を低下させる必要がある。

(2) 根入れ先端以深の不透水層の影響検討

図-6・1・25～図-6・1・28に根入れ先端以深の不透水層の有無に関する解析結果を示す。

図-6・1・25，図-6・1・27(根入れ以深の不透水層なし)および図-6・1・26，図-6・1・28（根入れ以深の不透水層あり）の比較から，T.P−350m以深であれば不透水層の有無は湧水量にあまり影響をおよぼさないことがわかる。

一方，海水の流れに着目すれば根入れ先端以深の不透水層の有無により違いがみられる。不透水層がある場合には解析領域側面からの流入が支配的であり，透水層が続く場合は解析領域下端からの流入が支配的である。

③ 洪積粘性土地盤（D_{4c}）の不連続性の影響検討

図-6・1・29に解析結果を示す。洪積粘性土層が連続していない場合は，連続している場合（図-6・1・26参照）に比べて，S.C.P部の海底面からの流入量が増加する。しかし，掘削底面およびディープウェルからの湧水量にはさほど大きな変化はみられなかった。

④ 根入れ長に関する検討

図-6・1・30～図-6・1・32に根入れ長に関する解析結果を示す。

各図からわかるように，根入れ長が長くなるほど掘削底面およびディープウェルからの湧水量が低減する。ただし，現在考えられている連壁の根入れ長(135

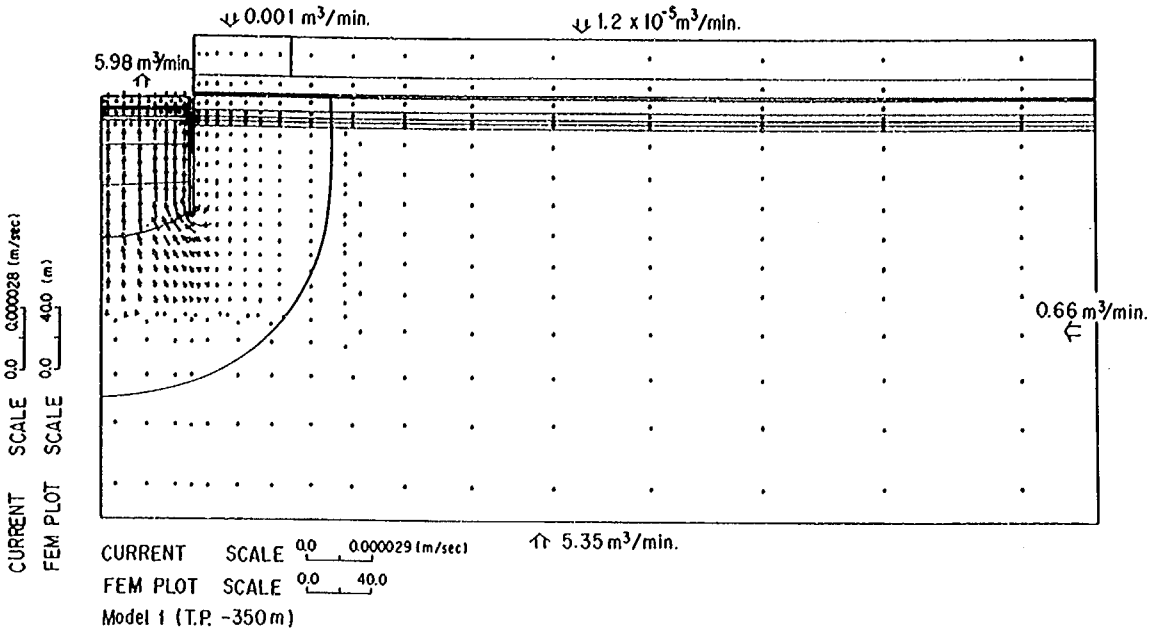


図-6・1・23　MODEL 1 解析結果

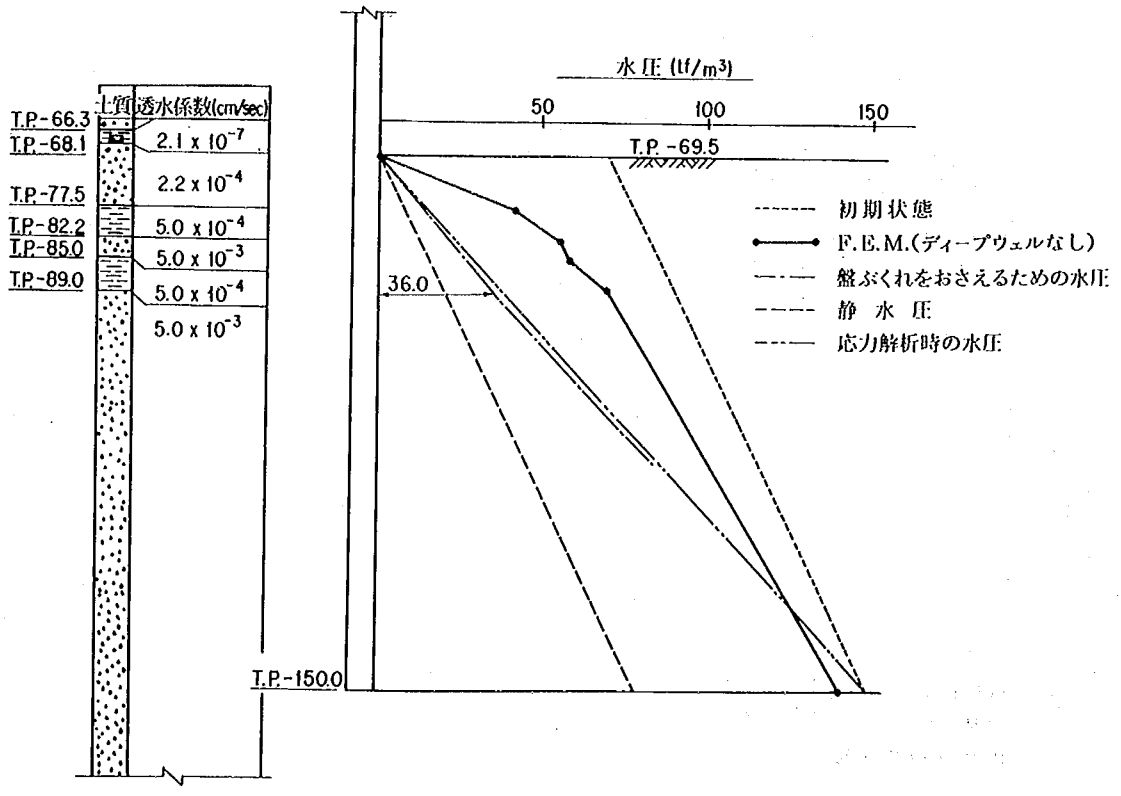


図-6・1・24　ディープウェルを設けない場合の掘削面側水圧分布

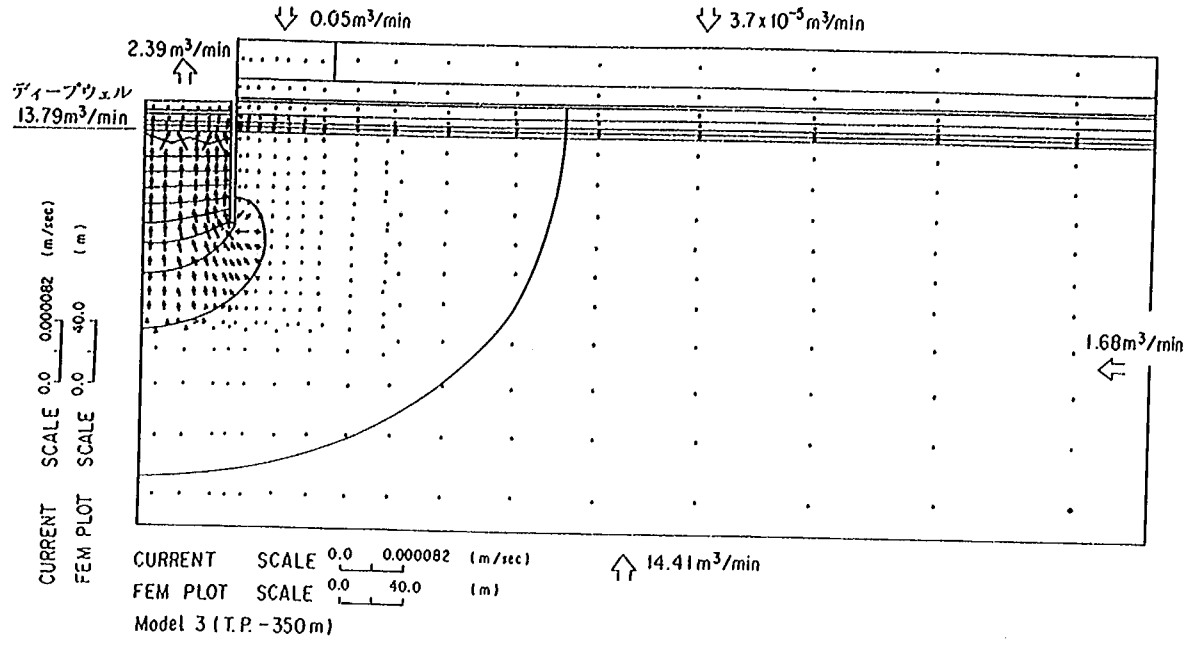


図-6・1・25 Model 3 解析結果

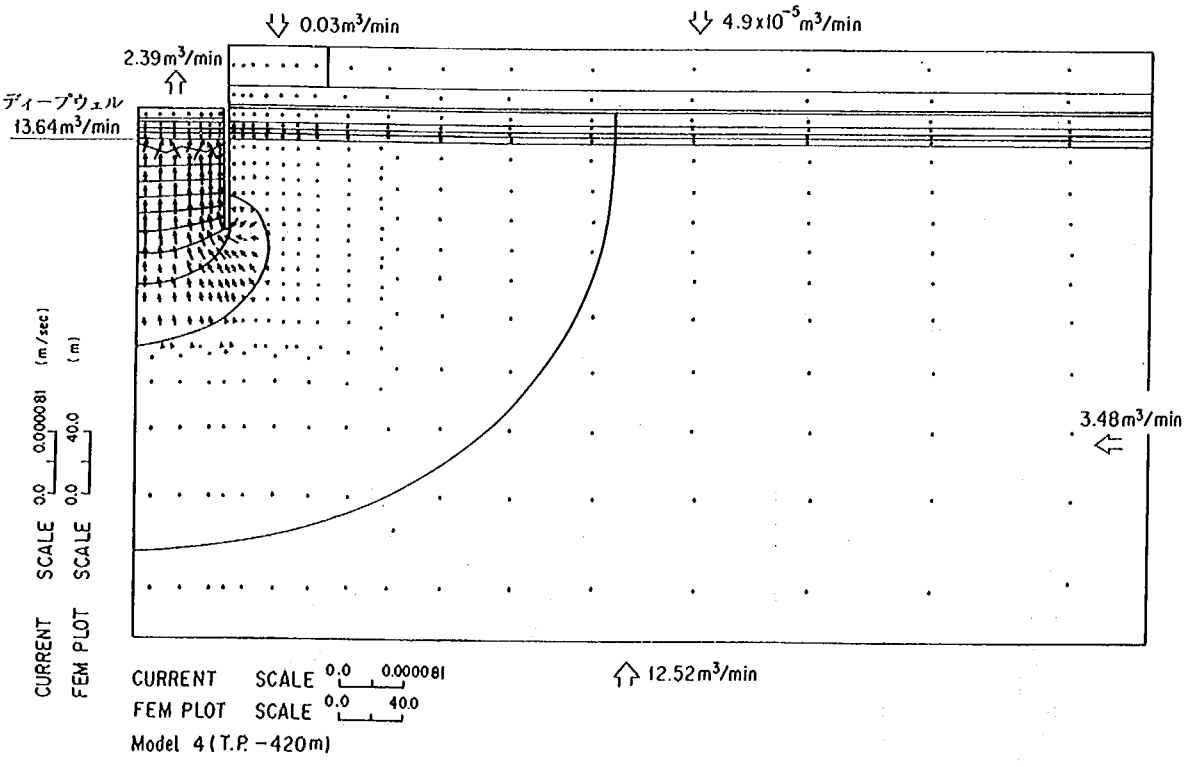


図-6・1・26 Model 4 解析結果

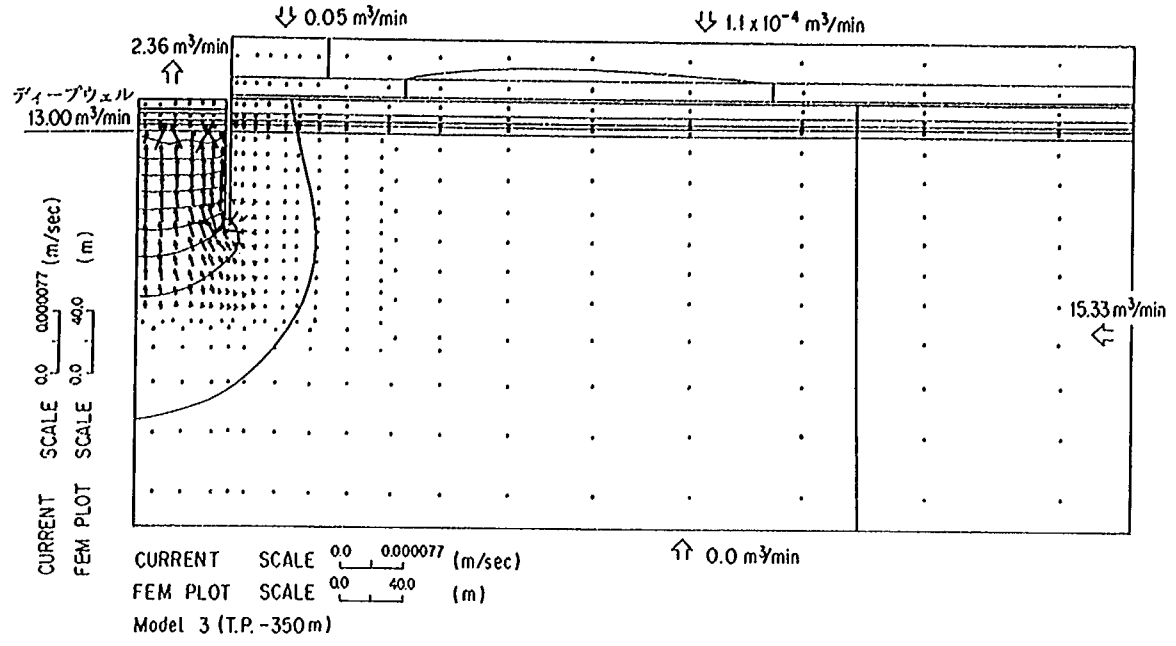


図-6・1・27　Model 3 '解析結果

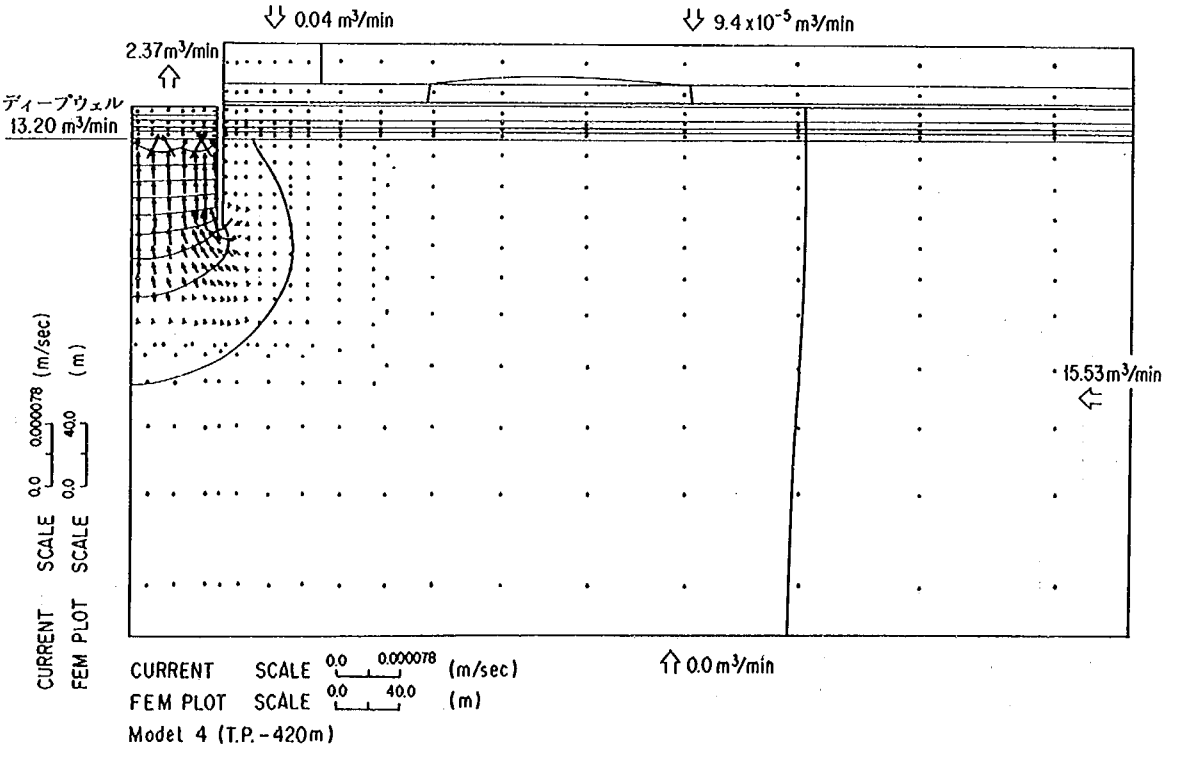


図-6・1・28　Model 4 '解析結果

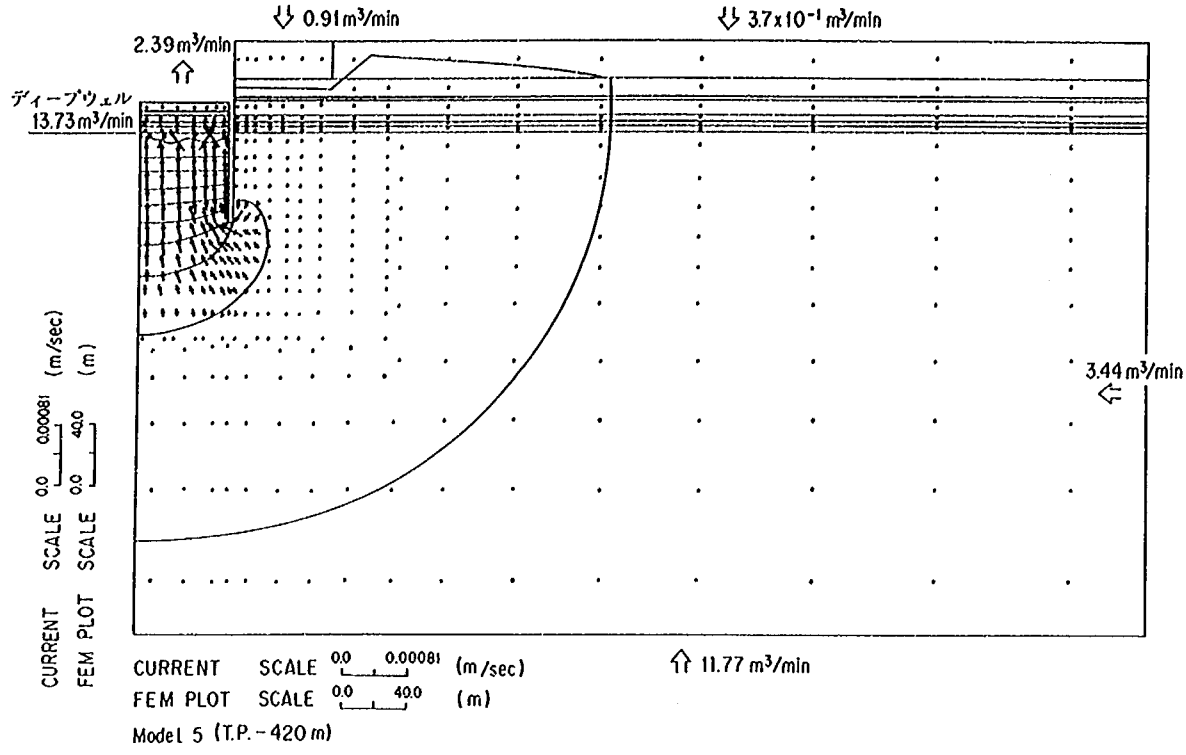


図-6・1・29 Model 5 解析結果

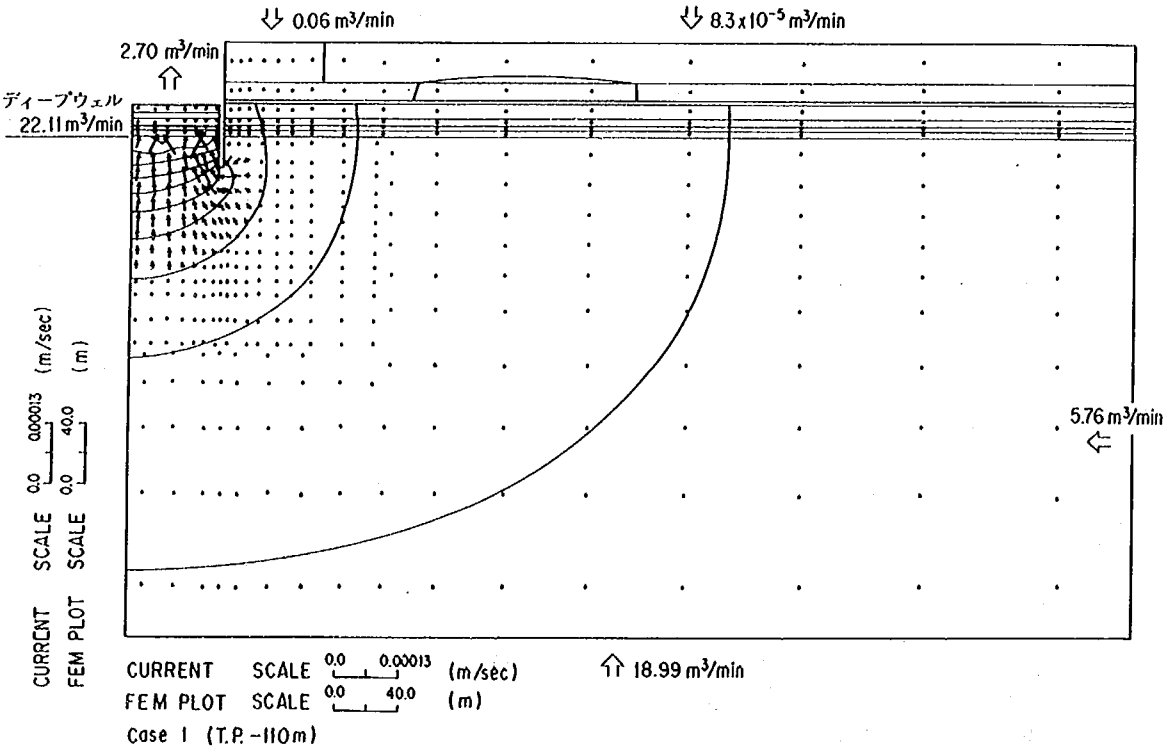


図-6・1・30 Case 1 解析結果

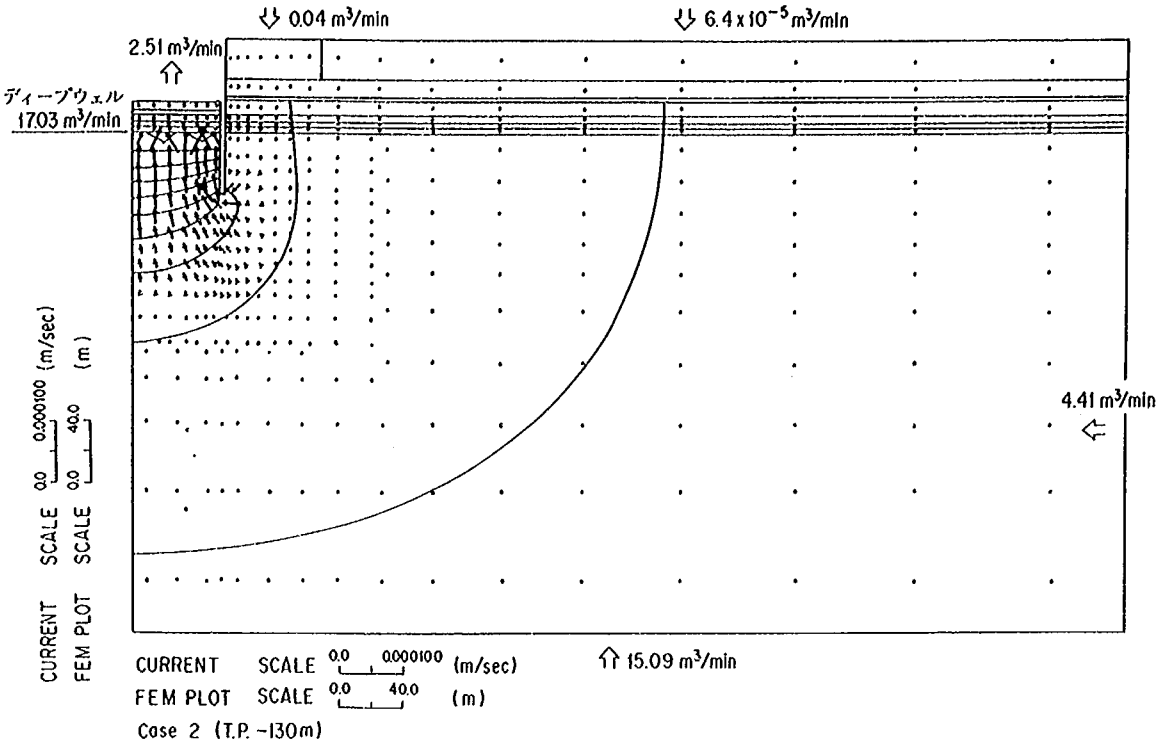


図-6・1・31　Case 2 解析結果

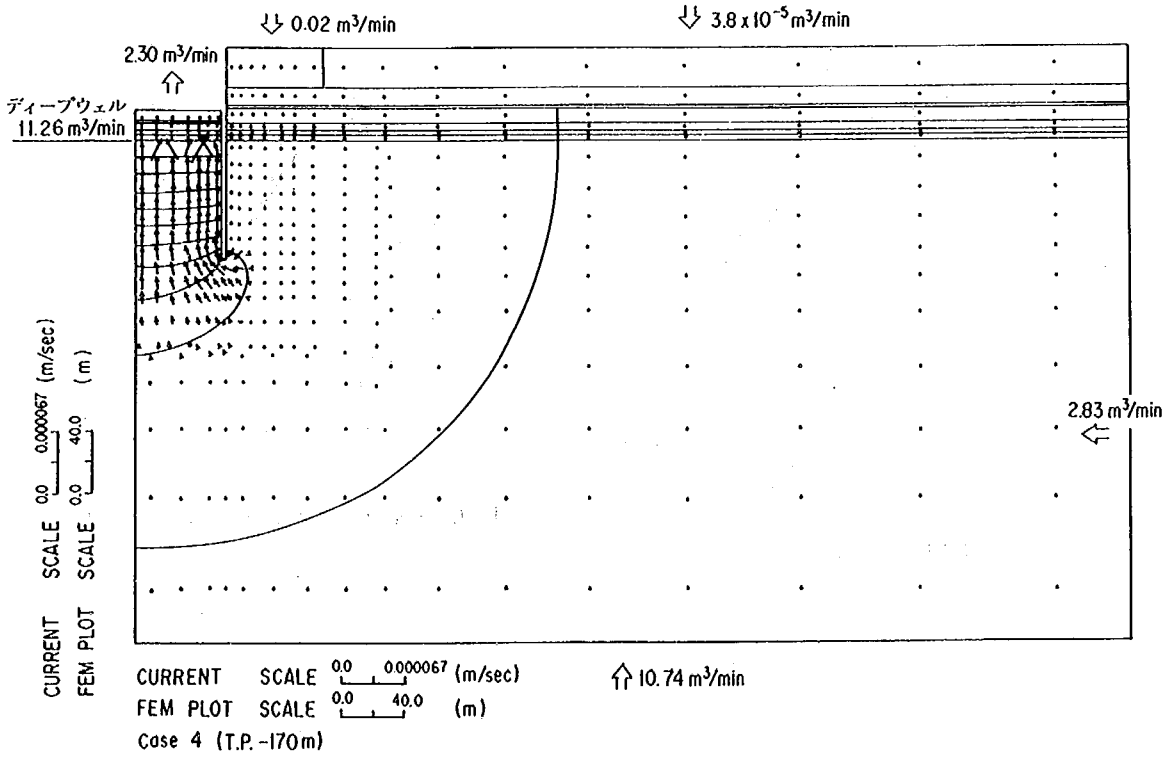


図-6・1・32　Case 4 解析結果

m)での試算では，最終掘削時の湧水量は過去の実績に比べても多量となるため，施工時の排水処理が重要な課題といえる。

⑤ 水圧に関する検討

図-6・1・33は，ディープウェルの有無による連壁に作用する水圧分布の比較図を示したものである。ディープウェルの設置により掘削面側地盤の水圧はかなり減少することがわかる。一方，背面側の水圧の減少はそれほど大きいものではない。

図-6・1・34は，前節6.1.2の構造解析において仮定した連壁に作用する水圧分布とFEM浸透流解析結果での水圧分布を比較したものである。掘削底面付近では前者が大きく，根入れ先端付近では逆に小さくなる。掘削底面以深で連壁に作用する水圧として比較するとFEM解析結果の方が約10%程度小さくなるが，水圧分布形状は近似しておりその差も小さいといえる。

⑥ 湧水量の算定に関する検討

一連の検討結果から，掘削面側地盤からの湧水量はT.P−90m以深のD_{ss}層の透水係数に依存すると考えられる。今回の浸透流解析においても，D_{ss}層はCreagerによるD_{20}からの推定値を用いているのが現状である。推定精度の高い湧水量を求めるには，D_{ss}層を正確に把握・評価する必要がある。図-6・1・35はD_{ss}層の透水係数を地盤全体の透水係数の代表値として，本検討結果から湧水量算定式を求めたものである。今後，換気塔の形状寸法，地盤条件透水係数などが明確になった時点において，根入れ長をパラメータとした概略的な湧水量の推定が可能と考えられる。

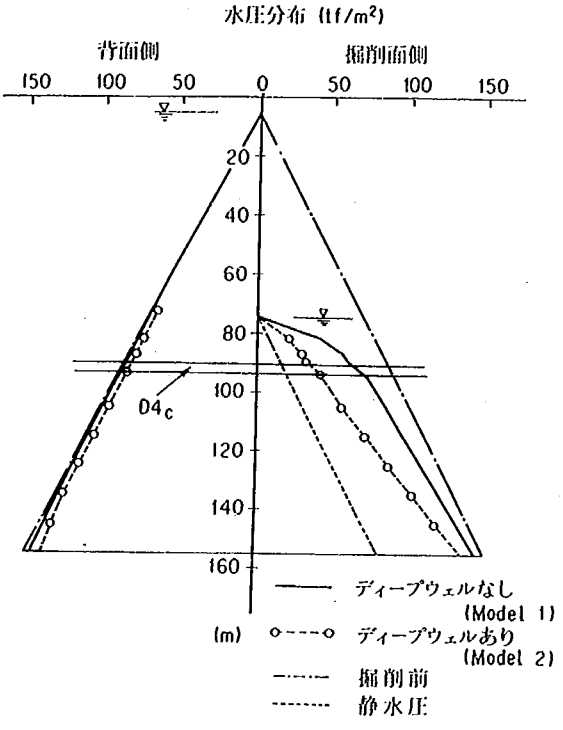


図-6・1・33 水圧分布の比較

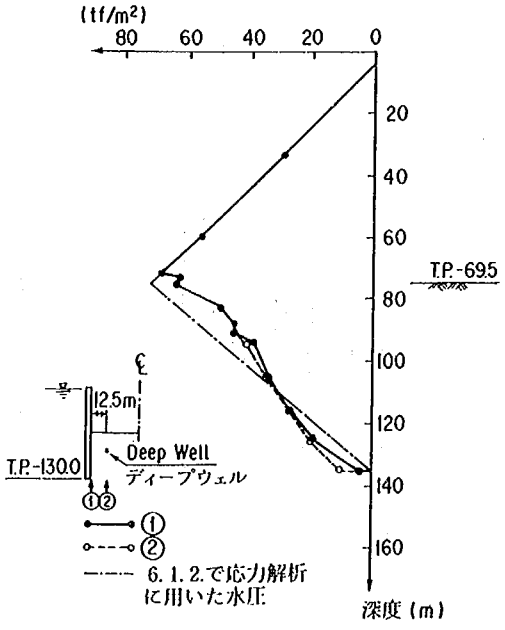


図-6・1・34 Case 2 土留め壁にかかる水圧

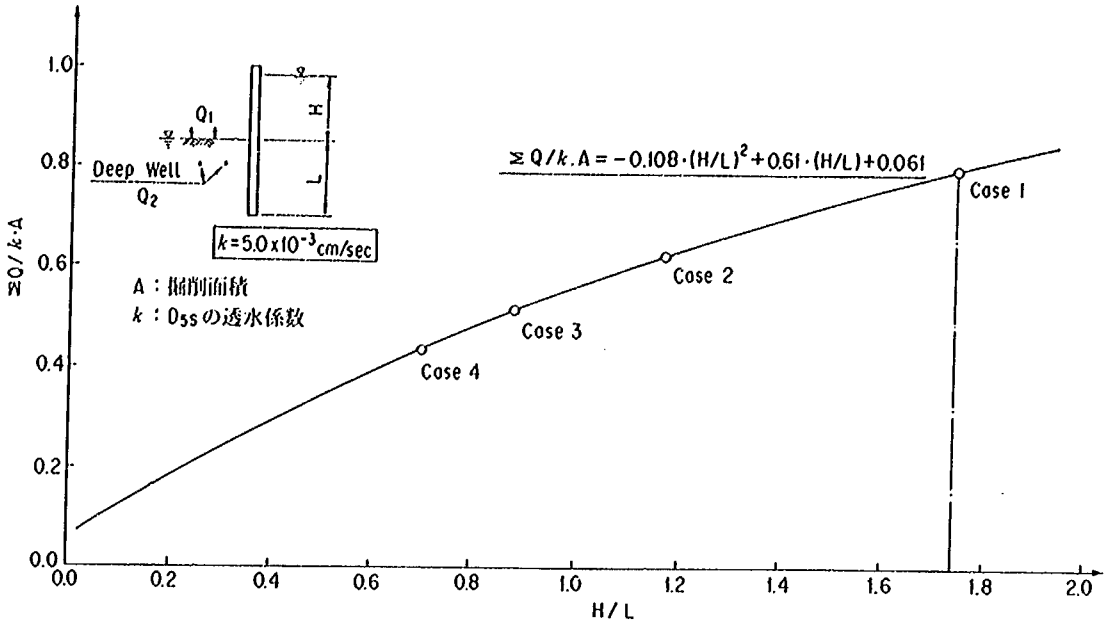


図-6·1·35　無次元化湧水量

4）まとめ

連壁内部土の最終掘削時の湧水量に関する検討結果をまとめると以下のようになる。

① 連壁内部土掘削時に，T.P−89m の D_{4c} 層以深で水圧を低下させないと盤ぶくれが生じる。

② 連壁根入れ先端以深の不透水層の存在の有無は，T.P−350m 以深であれば湧水量に与える影響は小さい。

③ 連壁内部土掘削時の湧水量は，D_{ss} 層(T.P−90 m 以深）の透水係数に大きく依存すると考えられる。D_{ss} 層の透水係数を正確に把握･評価することが重要である。

④ 現在検討されている連壁の根入れ長（L＝135 m)では，試算上最終掘削時の湧水量は決して小さなものではない。算定値そのものには D_{4c}, D_{ss} 層等の透水係数が正確に把握できないと言及できないが，施工時の排水処理に関しては今後も地盤調査を含め十分な検討が必要である。

⑤ 連壁の構入れ長を長くすることにより湧水量を低減することができる。

⑥ 前節6.1.2で仮定し応力解析に用いた連壁に作用する水圧分布は，FEM 解析結果との水圧分布と近似しておりその差も小さい。

6.1.4　地下水位回復時の影響検討

1）調査目的

6.1.3において，本換気塔施工時におくる湧水量に関する検討を行った。その結果，換気塔施工時においてはドライワークを前提として，掘削面側地盤の安定確保のためディープウェルを設置し，掘削面側の水位を低下させなければならないことを確認した。しかしながら，このディープウェルは永久的に行うものではなく，本体施工完了後所定の浮上がり安全率が確保された時点で撤去され，水位回復(水位差約70m)とともに連壁および本体底版に大きな水圧が外力として働くことになる。

本検討においては，地下水位回復に伴う水圧が連壁および換気塔本体におよぼす影響について把握するとともに，換気塔完成時の部材応力度の評価を行うものである。

2）調査方法

(1) 検討フロー

本換気塔の連壁および本体施工時から完成時にいたる応力状態を求めるためには，施工段階ごとに構造系の変化を考慮した逐次応力解析を行う必要がある。今回想定した換気塔の施工順序の概略を以下に示す。

① 地盤改良（S.C.P）の施工

② ジャケット式鋼製護岸の施工
③ 築島土砂の埋立
④ 連壁の孔壁安定のための地盤改良(泥水固化壁)
⑤ 連壁の施工
⑥ 逆巻工法による本体側壁の施工および内部掘削
⑦ 底版の施工（ディープウェル）
⑧ 内部構築～完成（ディープウェルの撤去）

上記の各施工段階，構造系の変化による解析値への影響の程度を考慮し，以下の3つのモデルに分けて解析を行うこととし，これらの検討結果から完成時の部材応力度の評価を行うこととした。検討フローを図-6・1・36に示す。

Model 1 逆巻き工法による内部掘削時（①～⑥の施工段階）
Model 2 底版打設（⑦の施工段階）
Model 3 換気塔内部構築～地下水位の回復（⑦～⑧の施工段階）

(2) 解析モデル

① Model 1

逆巻き工法により本体側壁を打設しながら連壁内部土砂の掘削を行い，最終掘削底面まで掘り下げる段階である。この段階では，本体側壁の打設による部材剛性の変化，内部土掘削段階ごとのバネ定数の変化を評価する必要がある。したがってここでは，「6.1.2地中連続壁の構造特性」の解析で用いたモデル，連壁と側壁をリングバネと地盤バネ（弾塑性）に支持された梁モデルとして逐次解析を行った(6.1.2, 1), (1)参照)。なお，連壁と側壁の合成は重ね梁とし，考慮した荷重は上載荷重，土圧（静止土圧），水圧である。

② Model 2

Model 1の最終掘削時と同様のモデルである。荷重は，底版コンクリート自重による土圧の増分である(コンクリート1 m³当りの重量×静止土圧係数とした)。

③ Model 3

ディープウェル撤去後の地下水位回復時は，作用荷重の変動が非常に大きいため，設計上連壁の取扱いを決定する要因となる。また，本体への影響も十分検討しなければならない。解析モデルとしては，連壁，本体側壁・底版・内部構築物および地盤をモデル化し，解析は2次元軸対称有限要素法により行った。ここで構造解析条件として，以下のように仮定条件を設定している。

イ) 換気塔の全重量は，浮上がり安全率 Fs＝1.25を確保する。
ロ) 連壁と本体は一体を保つ。
ハ) 底版に地下水位回復による浮力が作用する時点では，換気塔の全重量は確保され，隔壁は構造部材として評価できる。
ニ) シールドトンネル開口の影響は考慮しない。

なお，隔壁のモデル化については，「6.1.4, 3), (5) 隔壁の剛性評価」の検討結果から代表モデルとして隔壁の剛性を14.5%に低下させたTYPE-3のモデルを採用している。また作用荷重は，回復した水圧と内部構築重量としている。

(3) 解析条件

換気塔基礎の形状寸法，側壁施工時の掘削工程・ロット割り，配筋条件，地盤条件は，「6.1.2.1).(2).⑤に示す条件と全く同様に設定した。

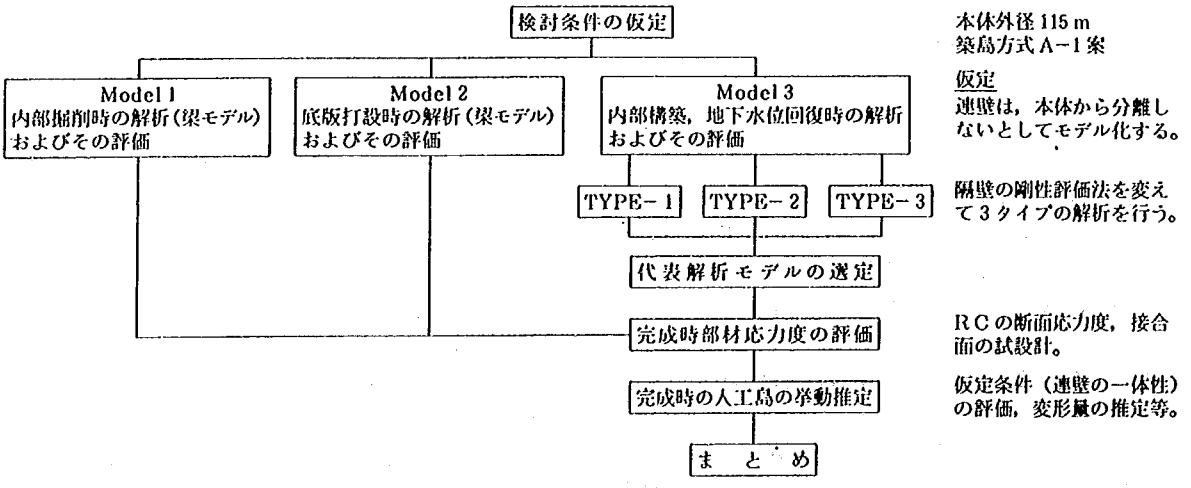


図-6・1・36 検討フロー

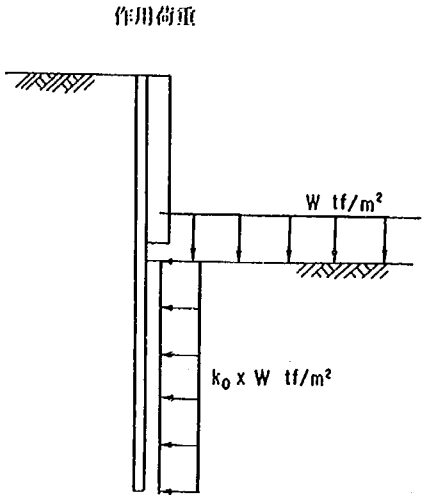


図-6・1・37　底版施工時作用荷重（Model 2）

(4)　検討項目

Model 1～Model 3の解析結果から，それぞれの施工段階の各部材の応力状態を把握するとともに，各モデルを重ね合せた換気塔完成後の各部材の応力度照査を行う。

3）調査結果

(1)　逆巻き工法による内部土掘削時（Model 1）

図-6・1・39に Model 1における解析結果を示す。

①　地中連続壁

周方向圧縮応力度　$\tau_{cmax}=134(kgf/cm^2)$

縦方向最大曲げモーメント　$M_{emax}=660(tf/m)$

②　本体側壁

縦方向最大曲げモーメント　$M_{smax}=-1{,}345_a\,tf/m$)

(2)　底版打設時（Model 2）

図-6・1・40に示すように，底版打設によって累加される応力はわずかであり，Model 1による断面力で決定した部材断面で問題はない。

(3)　地下水位回復時（Model 3）

図-6・1・41は，地下水位回復後の変形を示したものである。Model 3での作用荷重は，隔壁重量および地下水位回復後の水圧であるため，鉛直方向へは多少の浮

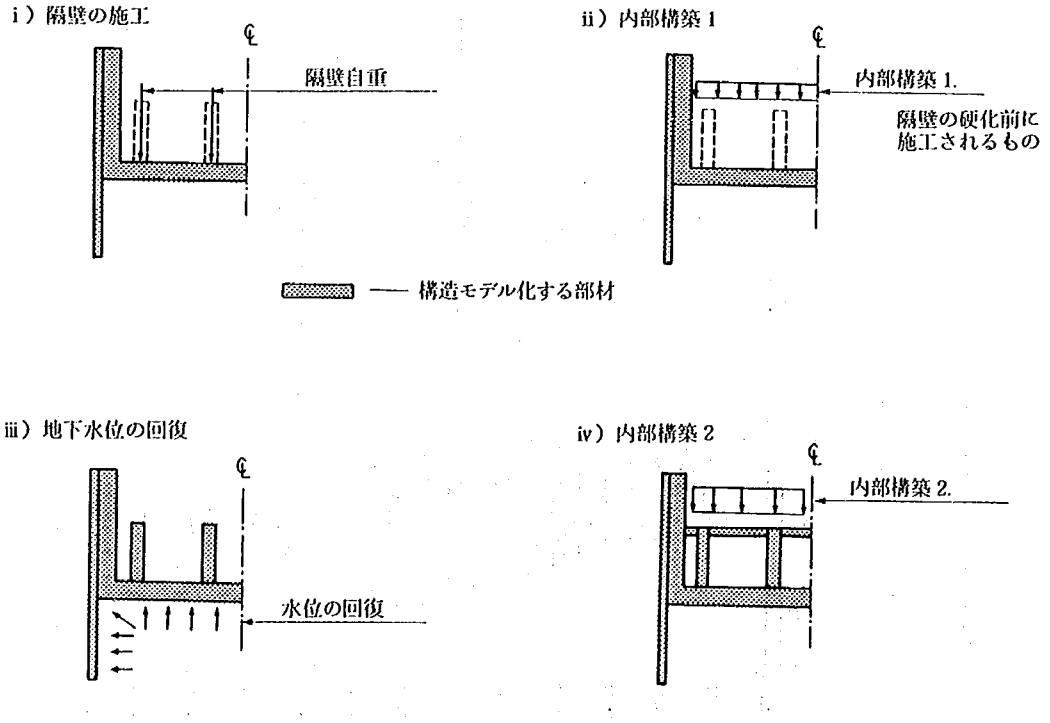


図-6・1・38　構造系の変化の概念図（Model 3）

EARTH RETAINING STRUCTURE　　STEP NO.=　1 - 15

Case 1　KIHON CASE

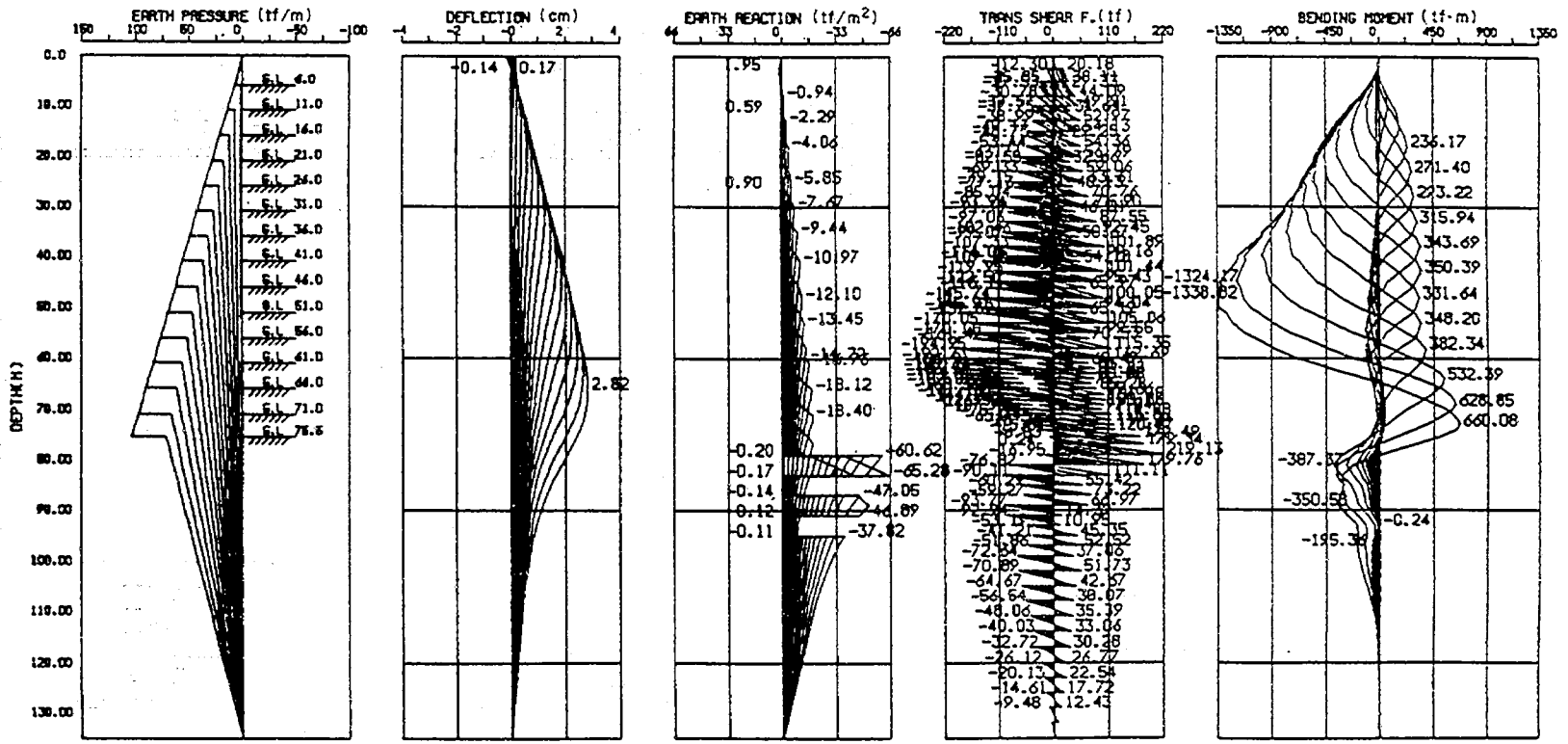


図-6-1-39　逆巻き施工時応力解析結果

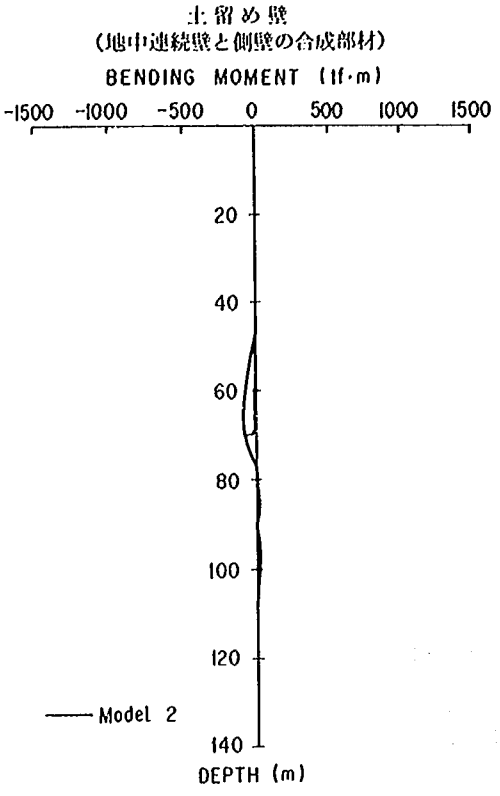


図-6・1・40　底版打設時解析結果

上りが生じる状態となる。また水平方向の変形は，連壁根入れ部のみに生じ，T.P－90m付近で約1 cm外側に生じる結果となった。

図-6・1・42は連壁，側壁および連壁と側壁の合成部材としての曲げモーメント図を示す。地下水位の回復により，連壁は底版下面位置で大きな曲げモーメントが作用することになる。

図-6・1・43は連壁と本体の接合面の応力度分布を示したものである。応力は連壁と底版との接合面下部に集中しており，その範囲は底版下面から上方2～3 mと比較的狭い範囲となる。

(4)　部材応力度照査

Model 1～Model 3で求めた断面力を重ね合わせた換気塔完成時（地下水位回復後）の各部材の応力度について検討を行った。なお，連壁と側壁は，重ね梁として断面力を分担させている。

図-6・1・44，6・1・45に，換気塔完成時の曲げモーメント図および軸力図を示す。連壁には，底版下面位置で掘削面側引張りの約1,800tf·mの曲げモーメントが作用することになる。これにより，連壁の底版下面位置での耐力が問題となる。また軸力図から，連壁根入れ部は完成時にはわずかに押込み状態にあることがわかる。

図-6・1・46に部材の応力度照査結果を示す。地下水位回復による本体への影響は比較的小さく，側壁の曲げ応力度も小さい。しかし，連壁は底版下面で応力が集中し，検討条件の配筋では縦方向の引張り鉄筋が降伏する結果となった。

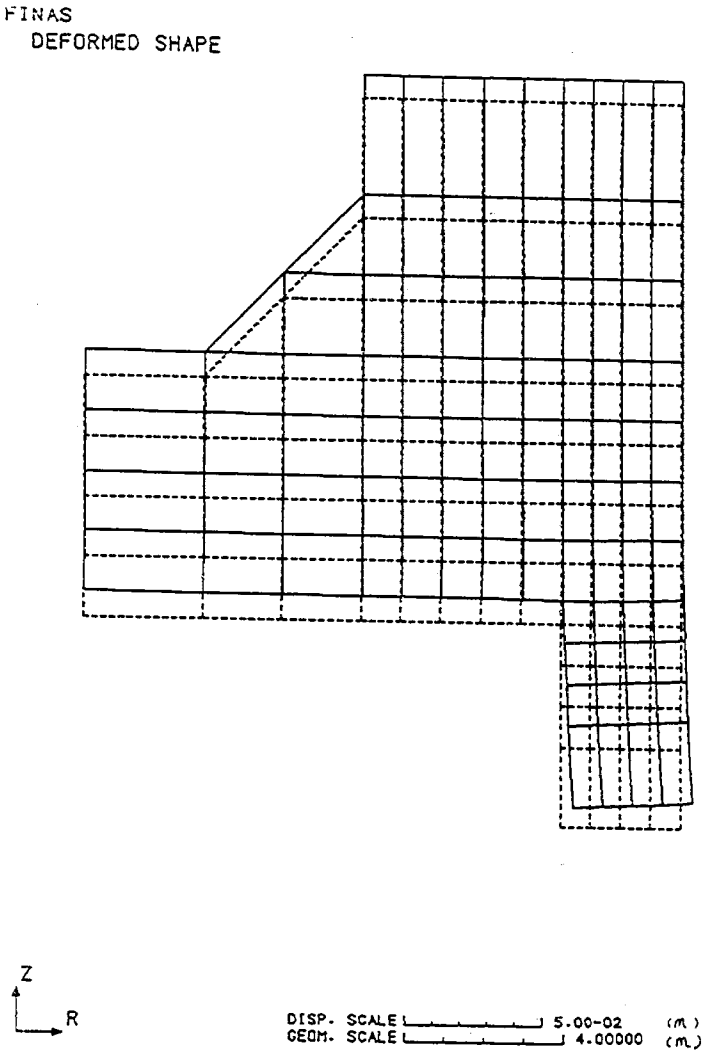
(5)　隔壁の剛性評価

隔壁が設計におよぼす影響を把握するため，隔壁の剛性を変化させて解析・検討を行った。解析モデルとしてTYPE－1，TYPE－2，TYPE－3の3ケースを設定し，解析は2次元軸対称有限要素法によった。

①TYPE－1；隔壁は無視する。

②TYPE－2；隔壁が軸対称形で存在するとする。

③TYPE－3；隔壁と軸対称形でモデル化するが，換気塔の計画を考慮し，その剛性を低減させる（低減率14.5%）。



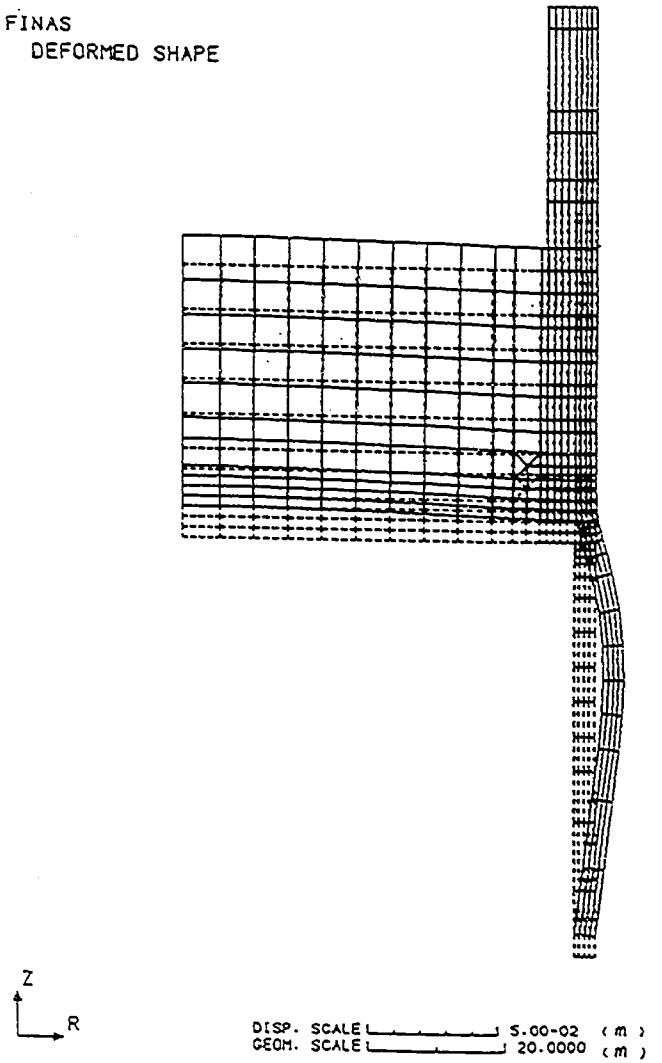


図-6-1-41　地下水位回復時変形図

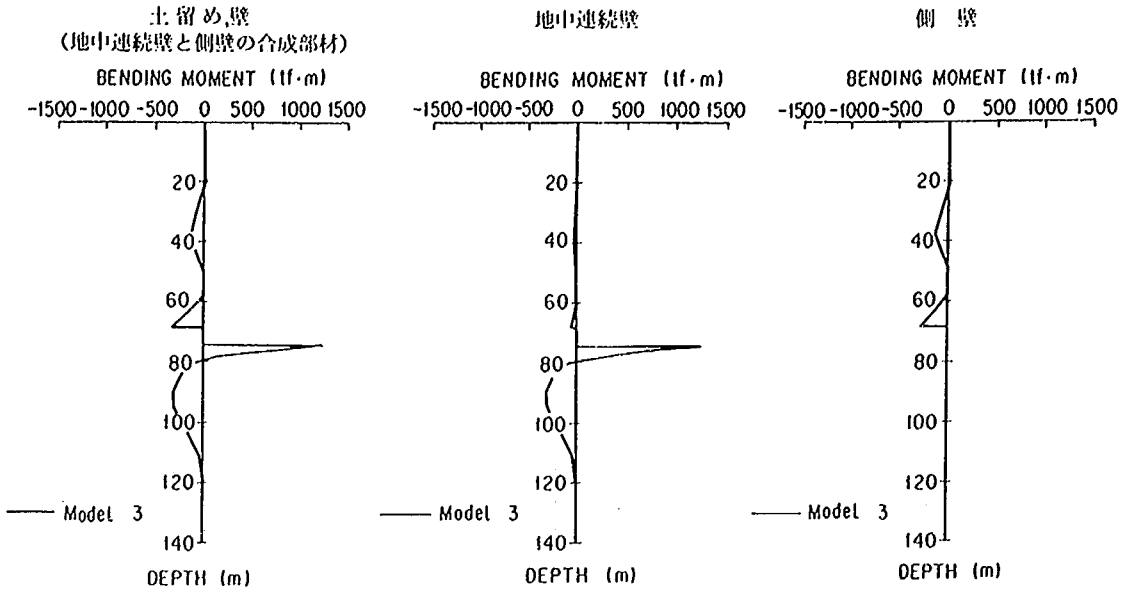


図-6·1·42 Model 3 モーメント図

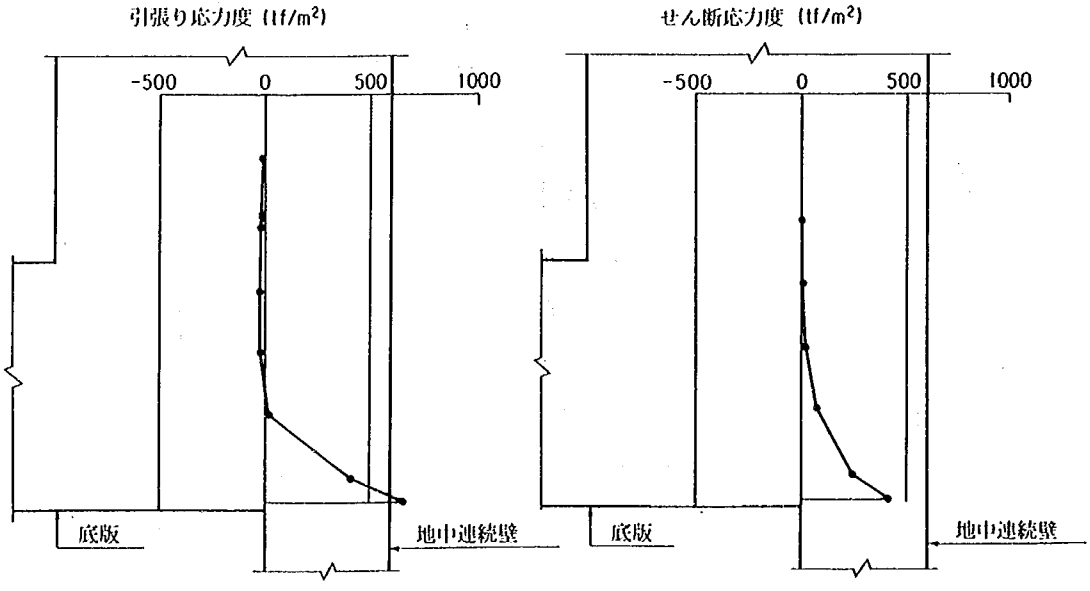


図-6·1·43 接合面応力度

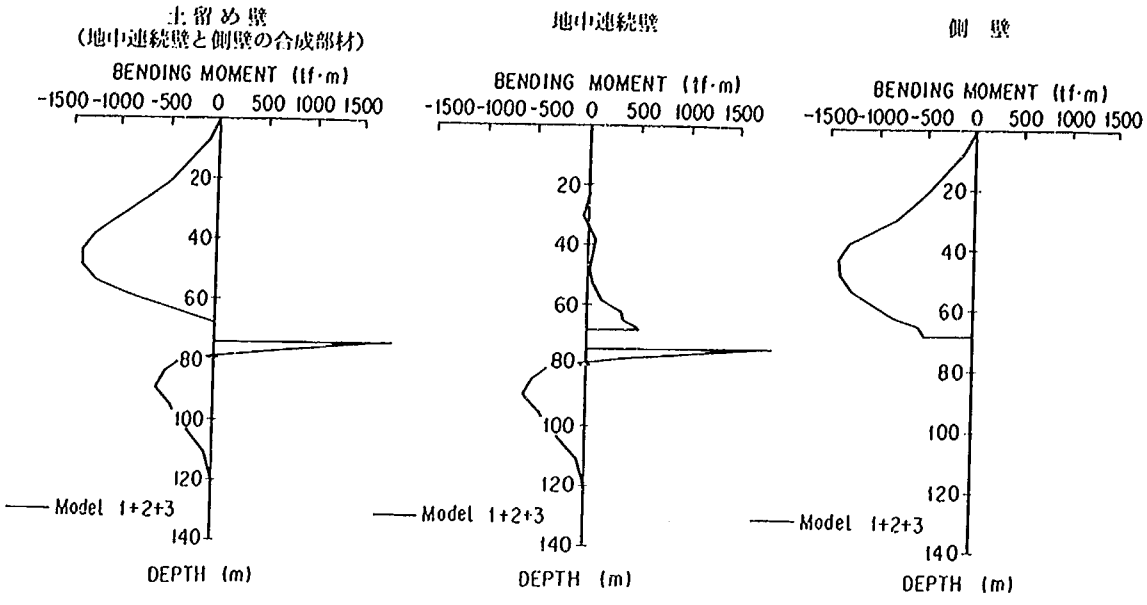


図-6・1・44 完成時モーメント図

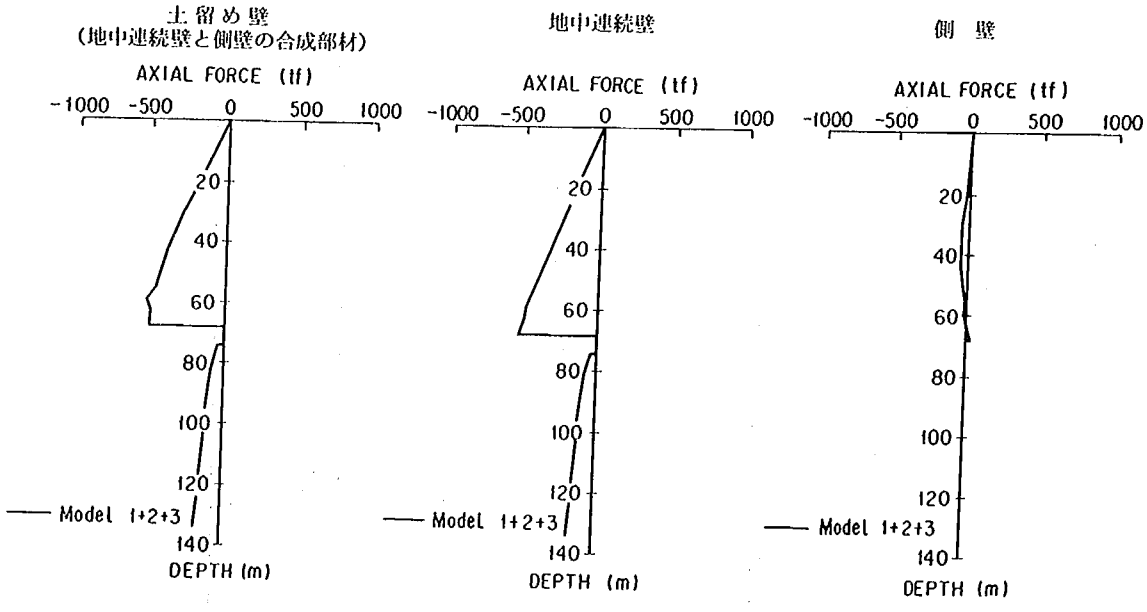
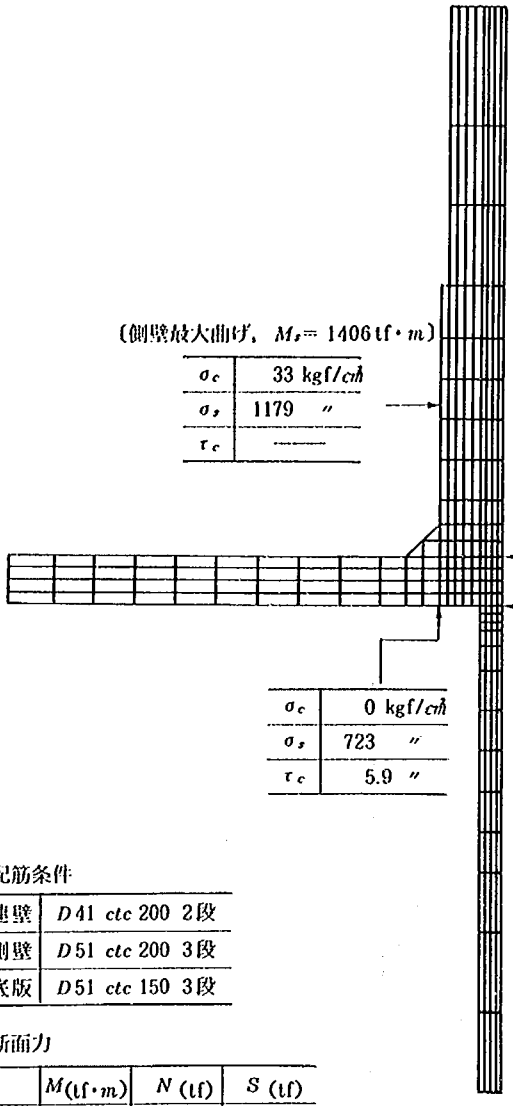


図-6・1・45 完成時軸力図



配筋条件

連壁	D41 ctc 200 2段
側壁	D51 ctc 200 3段
底版	D51 ctc 150 3段

断面力

	M(tf・m)	N (tf)	S (tf)
連壁	1829.8	47.1	316.2
側壁	−503.2	38.1	94.5
底版	750.3	−343.3	343.8

＊ハンチを考慮して応力計算を行う。
＊せん断力の照査はd/2シフトした位置で行う。

図-6・1・46　完成時断面応力度

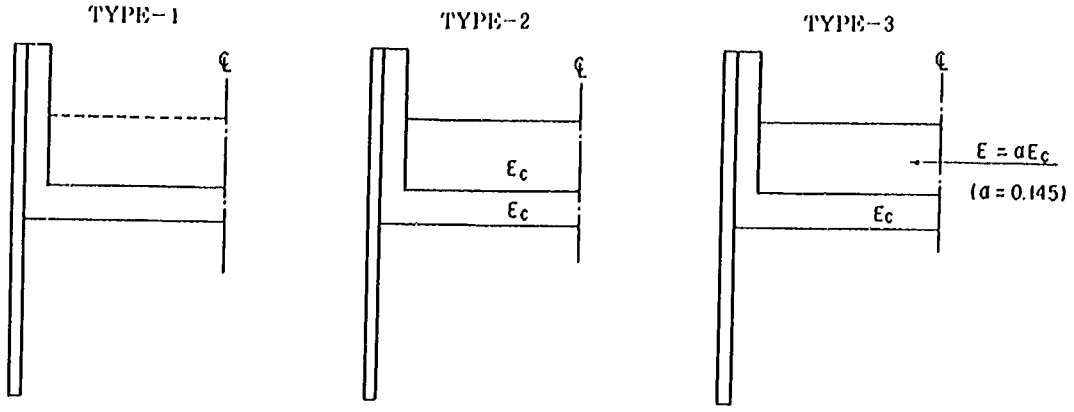


図-6・1・47 解析モデル図

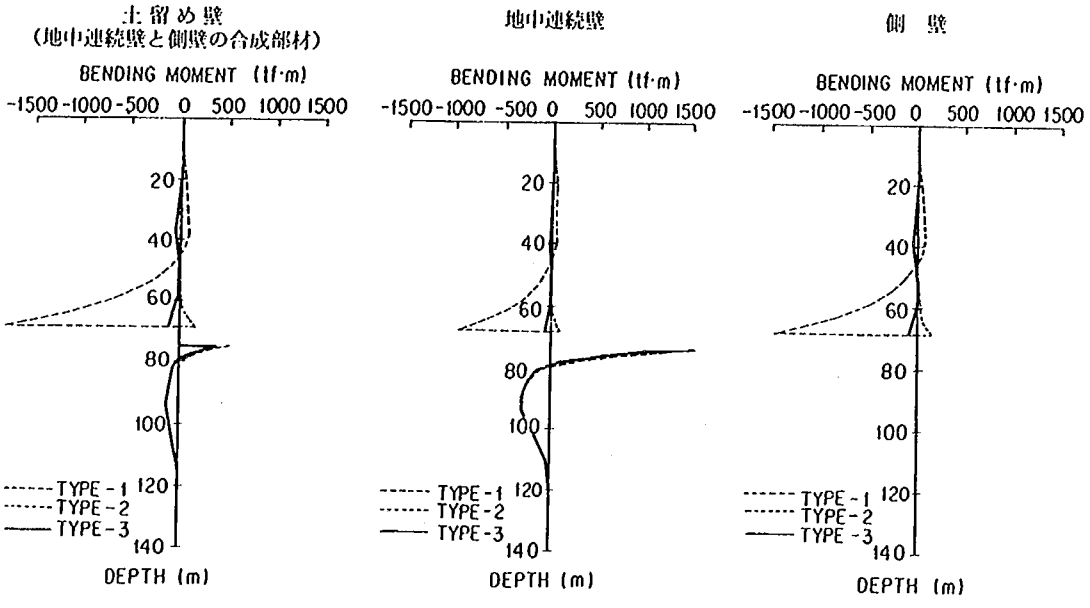


図-6・1・48 曲げモーメント図

図-6・1・48に曲げモーメント図，図-6・1・49に変形特性比較図を示す。これらから，地下水位回復時に隔壁が施工されていない条件では，底版や側壁に大きな曲げ応力が生じることになる。また，TYPE−2とTYPE−3の結果にはほとんど差がみられないことから，剛性そのものの差による影響は小さいといえる。地下水位回復時に隔壁がないと本体へ与える影響が大きいことから，地下水位回復時には隔壁が応力部材として評価できるよう施工しておく必要がある。

4）地下水位回復時の部材状態の推定

これまでの検討から，連壁と本体が剛結と仮定しての解析では，地下水位回復時に連壁が底版下面部で塑性化するという結果を得た。ここでは，地下水位回復時に連壁ならびに接合面でどのような挙動を示すのか試算により推定することとした。挙動の推定にあたっては，接合面の耐力の大小によりその挙動が大きく異なるため，①接合面補強がある場合，②接合面補強がない場合の2ケースについて検討を行った。

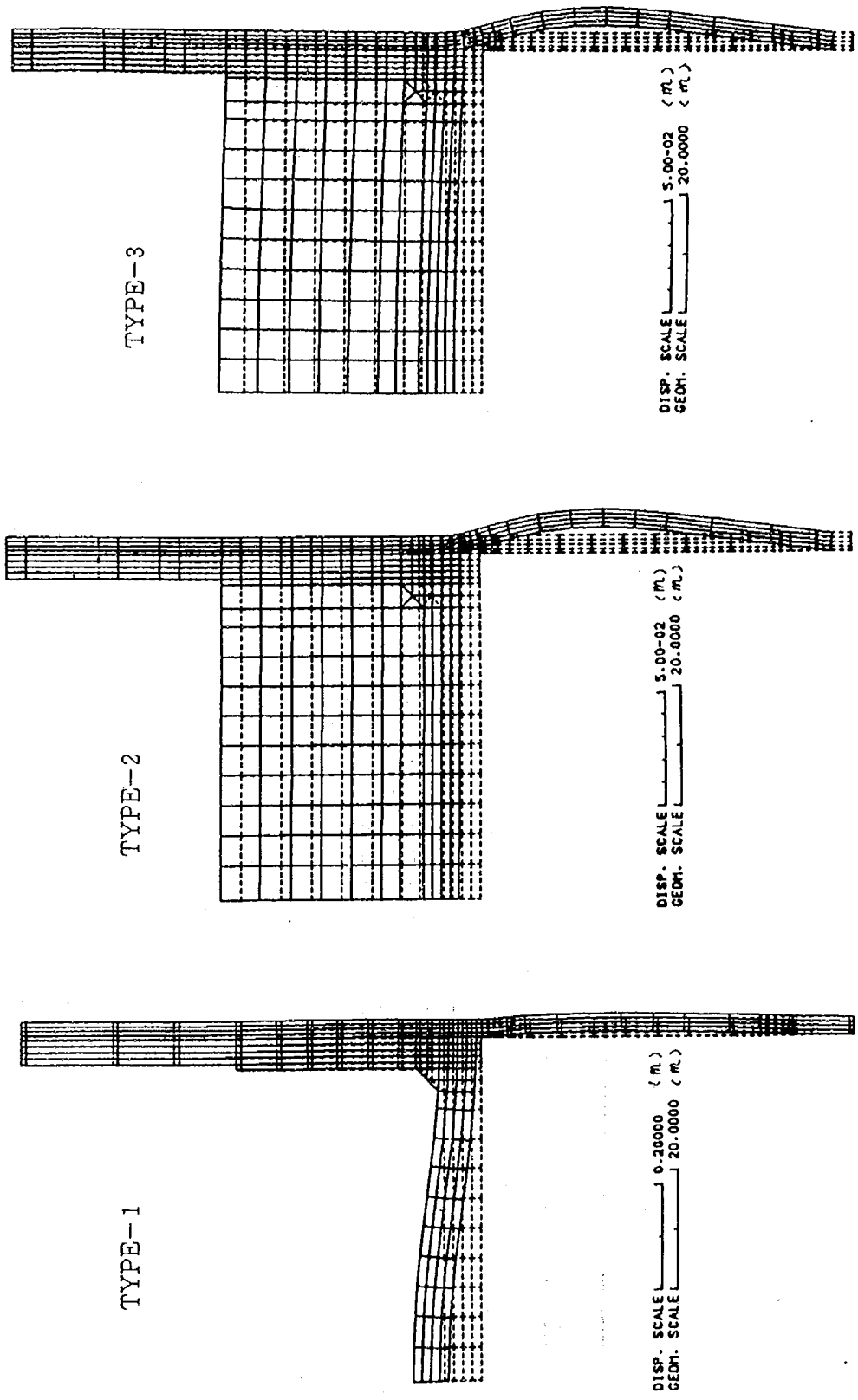


図-6・1・49 変形特性比較図

① 接合面補強がある場合

連壁と底版の補強として水平継手を用い，以下に示す条件で検討した。

ｉ）断面力

Model 3の解析結果を用い，底面下面から接合面の補強が可能な4.5mの範囲で断面力を求める。(図-6・1・50)

引 張 力 P＝631.1tf

せん断力 S＝604.5tf

ii）接合面補強として鉄筋による水平継手（直接せん断型）を用いる。その場合，鉄筋径および鉄筋の配置は施工性を考慮し，D32の鉄筋で縦・横20cmピッチとする。

iii）直接せん断型の鉄筋効果の照査は，以下の式で行う。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sa}}\right)^2+\left(\frac{\tau_s}{\tau_{sa}}\right)^2<1.0 \qquad (6.1.7)$$

ここに

$\sigma_s=\Sigma P/As$ (kgf/cm²)

$\tau_s=\Sigma S/As$ (kgf/cm²)

As；鉄筋量 (cm²)

照査結果を以下に示す。

●接合面の照査

$\sigma_s=\Sigma P/As=691kgf/cm^2<\sigma_{sa}=1,600kgf/cm^2$ ok

$\tau_s=\Sigma S/As=662kgf/cm^2<\tau_{sa}=1/\sqrt{3}\times\sigma_{sa}$……ok

$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sa}}\right)^2+\left(\frac{\tau_s}{\tau_{sa}}\right)^2=0.700<1.00$……ok

●連壁RC断面の照査

$\sigma_c=136kgf/cm^2>\sigma_{ca}=100kgf/cm^2$ ……out

$\sigma_s=5,928kgf/cm^2>\sigma_{sa}=1,600kgf/cm^2$ ……out

$\tau_s=11.1kgf/cm^2>\tau_{a1}=4.5kgf/cm^2$ ……out

以上の結果から，底面下面から4.5mの範囲で接合面補強を行うことにより，連壁と底版の分離は防止することができる。しかしながら，応力が集中する連壁のつけ根部の引張鉄筋は降伏すると考えられる。

② 接合面補強がない場合

接合面の補強がない場合，連壁の変形量は，連壁が単独で水位回復による荷重を分担した時が最大となる。ここでは，水圧による連壁の最大変位量およびその挙動を推定するため，本体（側壁，底版，内部構築物）は無視し，連壁のみを梁モデルにモデル化し，以下の3ケースについて検討を行った。

ｉ）ケース1；連壁のリングバネ効果が有効な場合

ii）ケース2；連壁のリングバネ効果が期待できない場合

iii）ケース3；連壁のリングバネ効果が期待できず，シールド開口部にある場合

解析モデルを図-6・1・51に，解析結果を図-6・1・52に示す。水圧による連壁の変形量は根入れ部で大きく，その影響はシールドトンネル開口部にも達することになる。シールドトンネル開口部位置での変形量は，最大値を与えるケース3においても2cm以下と算定され，シールドトンネルへ影響をおよぼす変形量としては，特に大きなものではないと考えられる。また，各ケースでは連壁が塑性化するような曲げモーメントは生じなかった。

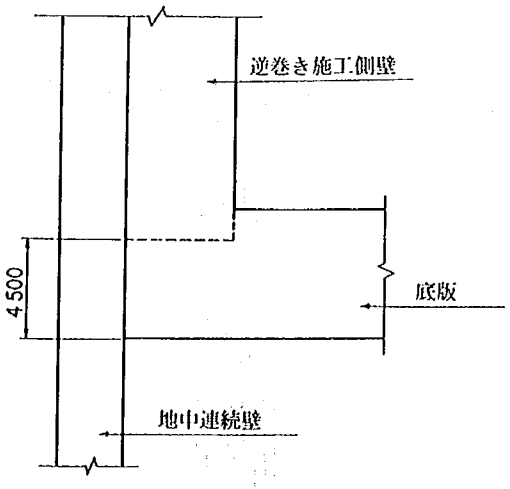
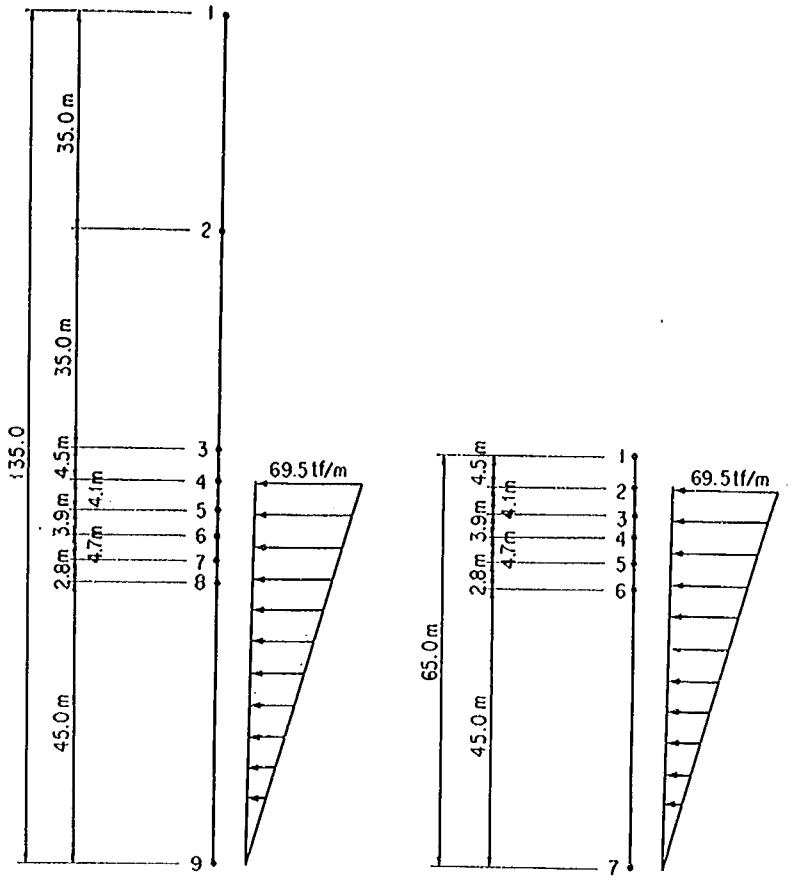


図-6・1・50 偶角部



部材名	A (m^2)	I (m^4)	地盤バネ k (tf/m^3)	リングバネ k_R (tf/m^3)
1－2	1.0	2.25	0	2 400
2－3	〃	〃	1 000	〃
3－4	〃	〃	〃	〃
4－5	〃	〃	〃	〃
5－6	〃	〃	5 000	〃
6－7	〃	〃	1 000	〃
7－8	〃	〃	4 500	〃
8－9	〃	〃	1 000	〃

＊ケース２はリングバネを無視する。

部材名	A (m^2)	I (m^4)	地盤バネ k (tf/m^3)
1－2	1.0	2.25	1 000
2－3	〃	〃	〃
3－4	〃	〃	5 000
4－5	〃	〃	1 000
5－6	〃	〃	4 500
6－7	〃	〃	1 000

図-6・1・51　解析モデル図

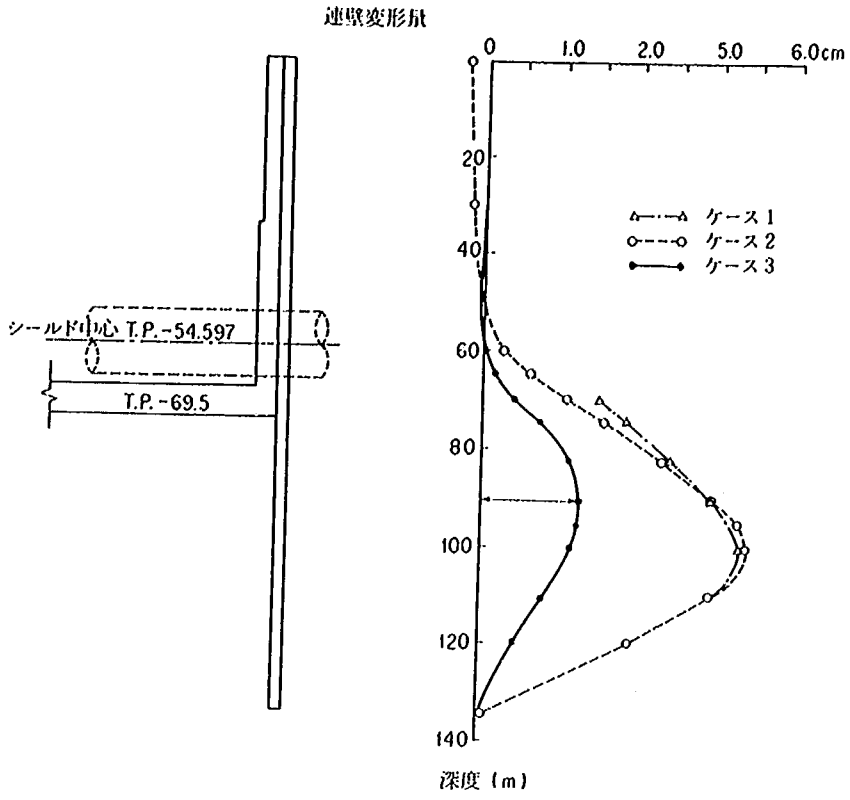


図-6・1・52 地下水位回復時の変形の推定

5）まとめ

地下水位回復に伴い，連壁および本体におよぼす影響について検討した結果のまとめを以下に示す。

① 地下水位回復時に隔壁を応力部材として評価しないと側壁および底版に大きな曲げ応力が生ずる。したがって，隔壁が応発部材として評価できるよう設計・施工を行う必要がある。

② 連壁と本体が剛結合されているとしての解析結果では，地下水位の回復により連壁に大きな曲げモーメントが作用する（底版下面位置）。

③ 連壁と底版の接合部において，応力が集中する範囲は底版下面 T.P－69.5m から上方へ 2～3 m 程度であり，比較的狭い範囲となる。

④ 連壁と底版の接合部を補強することにより，接合面の完全な分離は防止することができると考えられる。しかしながら，応力の集中する接合面下端では部分的に分離し，連壁の鉄筋は降伏すると考えられる。

⑤ 連壁と底版の接合部の補強がない場合は，地下水位回復時に連壁と底版の接合部は分離する。連壁が水圧をすべて受けるとして解析すれば，連壁の変形量は根入れ部で大きく，その影響はシールドトンネル開口部にもおよぶ。ただし，シールドトンネル位置での変形量そのものは小さく，また連壁が塑性化するような曲げモーメントは生じない。

⑥ 連壁と底版の接合条件の違いにより，地下水位回復時の挙動は大きく異なる。したがって，本体設計時には連壁を仮設材として扱うのか本体利用するのか十分検討し整理しておく必要がある。

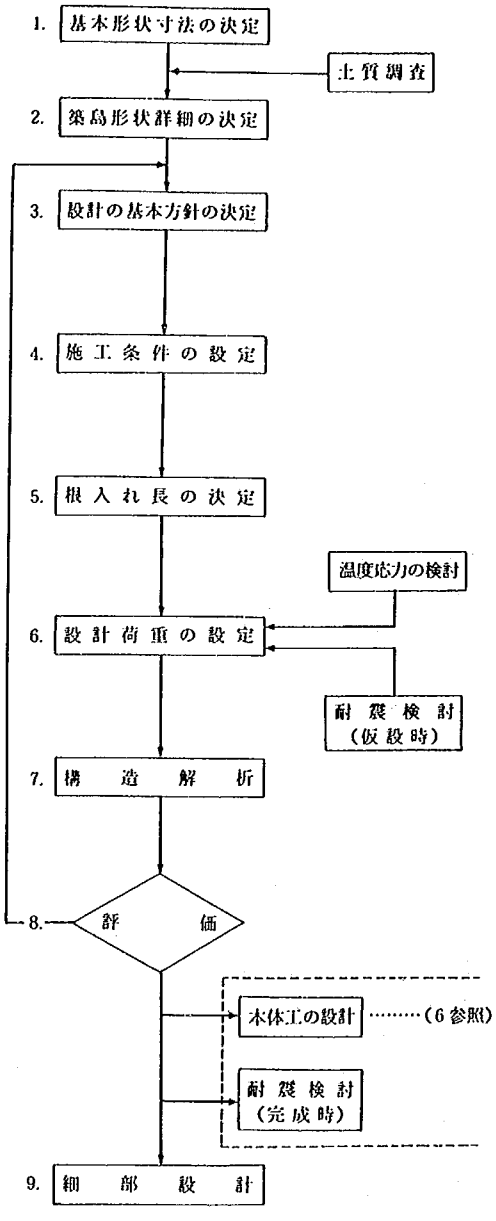
6.1.5　大規模海上締切壁の設計に関する考察

6.1.1から6.1.4にわたって，大規模海上締切壁としての連壁の設計に関する問題点・課題点について，主として構造解析による検討を行ってきた。ここでは，これらの検討結果を総括し，設計の基本的な考え方を整理するとともに留意項目についてのとりまとめを行う。

連壁の設計にあたっての，設計の流れおよび設計の際の留意点を図-6・1・53に示す。以下，設計フローに従い，留意すべき項目に関して考察する。

(1)　設計の基本方針について「フロー図-3．ii）参照」

連壁を本体側壁との結合法の検討には，作用力に対する合成作用を評価しておく必要がある。合成作用の評価（重ね梁～一体壁）の差により，合成断面に生じる縦方向の曲げモーメントは変化し，合成効果を高く評価するほど増加する。これを鉄筋応力度で比較すると，合成効果が高いほど連壁の応力度は増加し，側壁



1. 人工島の機能面から最適寸法を決定する。

2. 築島工の詳細設計を行い，連壁施工時の築島形状を設定する。

3. 設計における基本方針を決定する。
　i）パネル間鉛直継手の決定
　ii）逆巻側壁と連壁の結合法の決定 ……(6.1.4)
　iii）設計基準強度の決定
　iv）連壁の本体設計時の取扱い法の決定
　v）底版と連壁の結合方法の決定

4. 施工条件を設定し，施工計画を立てる。
　i）ロット割の決定
　ii）施工精度の設定（リング偏平） ……(6.1.2)
　iii）連壁設計壁厚の決定
　iv）土圧作用時の逆巻コンクリートの弾性係数の決定

5. 連壁の根入れ長の決定を行う。
　i）本体施工時の逆巻側壁の支持杭としての照査
　ii）掘削底面地盤の安定
　　（ボイリング，ヒービング，盤ぶくれ）
　iii）湧水量の検討（ディープウェル） ……(6.1.3)

6. 土圧，水圧、施工時荷重，波力，地震力など設計荷重の設定（特に偏載荷重が重要），および温度応力の影響評価

7. 構造系，荷重系の変化を考慮した逐次解析モデル計算を行う。
　i）地盤反力係数の設定 ……(6.1.2)
　ii）リングバネ定数の設定 ……(6.1.2)
　iii）側壁コンクリートリングバネ定数の設定 ……(6.1.2)
　iv）考慮すべき施工段階の変化 ……(6.1.2)

8. 計算結果に対して次のような評価を行う。
　i）部材応力度の評価を行う。
　　a）連壁の周方向軸力，縦方向曲げ
　　b）連壁のパネル間鉛直継手の耐力
　　c）連壁と本体との接合面の応力状態 ……(6.1.4)
　ii）本体工の仮設時残留応力
　　a）側壁の縦方向曲げ，周方向軸力
　　（内部掘削時に生じる応力）
　　b）地下水位回復により，連壁を介して
　　生じる応力 ……(6.1.4)
　iii）完成後の変形量
　　連壁の変形がシールドトンネルに与える
　　影響 ……(6.1.4)

図-6・1・53　連壁の設計フローおよび設計上の留意点

の応力度は減少する傾向にある。したがって，実設計においてはコンクリートの打設条件や打設時期，また接合面の結合法およびその有効性・信頼性を十分検討したうえで，合成作用の評価を行う必要がある。

(2) 施工条件の設定「フロー図-4．ii）および7．ii）参照」

連壁は，平面形状が真円形で計画されており，周方向の面内剛性によるリングバネ効果の大小による影響が非常に大きい。真円に対する偏平量としての解析結果では，リングバネ効果の低減により，縦方向の最大曲げモーメントは大幅に増加した。実際の施工で，連壁の施工誤差がどのような形でどれだけ生じるかは予測できないものの，施工誤差による偏平の影響が非常に大きく敏感であることは定量的に把握できたといえる。したがって，連壁に関する施工実績の調査や施工実験等により十分調査検討したうえで施工管理基準値を設定し，設計上も許容した施工誤差を考慮しておく必要がある。

(3) 根入れ長の決定「フロー図-5．iii）参照」

連壁の根入れ長の決定にあたっては，本体側壁施工時の支持杭として，また連壁内部土の掘削底面地盤安定の確保および止水性（湧水量の大小）について十分検討しておかなければならない。特に，換気塔本体の施工はドライワークを前提としていることから，地盤各層の正確な透水係数の把握と根入れ長の設定が湧水量の大小に支配的な要因となる。

4.1.3の検討結果では，根入れ長を深くすることにより，湧水量が低減し，また掘削面側地盤の水圧も低下することを明らかにした。このことは，掘削底面の安定に寄与することを意味するものである。したがって，根入れ長は湧水量の大小，湧水の排水処理計画を十分検討したうえで決定しなければならない。

掘削底面地盤からの湧水量は，洪積粘性土層（D_{4c}）T.P−90m以深の砂層であるD_{5s}層の透水係数に依存すると考えられることから，今後地盤調査や透水係数について十分な調査検討を行う必要がある。また今回の解析結果からは，最終掘削時の湧水量は過去の施工実績に比べかなり多量に試算されたが，施工時の排水処理は今後の重要な課題と考えられる。

(4) 構造解析に関する項目

① 地盤反力係数の設定「フロー図-7．i）参照」

仮設構造物の地盤反力係数算定式は，各機関から提案されており，本検討では4機関の算定式についてとり上げた。これらを本換気塔の地盤条件で計算すると，算定値としては最大最小の比率として約3倍の変動があった。ただし，この地盤反力係数値の差が換気塔の挙動に与える影響は小さいことがわかった。これは，地盤の反力がリングバネの受ける反力に比べ非常に小さいことによる。

② 考慮すべき施工段階の変化「フロー図-7．iv）参照」

本換気塔は連壁施工後，本体側壁を逆巻工法により築造する計画となっており，その構造系は掘削段階をおって側壁が築造されることにより変化する。したがって，構造解析においてはこれらの影響を考慮するため逐次応力解析の必要がある。本検討における構造系の変化による解析値の影響の程度を考慮し，最低限以下に示すステップを考慮しておけばよいと判断される。

(i) 内部土掘削時

逆巻工法により本体側壁を打設しながら最終掘削底面まで掘り下げる段階。このステップのなかでも側壁を打ちたす事による部材剛性の変化を掘削段階ごとに評価する必要がある。

(ii) 底版施工時

特に大きな応力の変動はないと考えられるが，次の段階の解析のため必要となる。

(iii) 内部構築時

解析モデルを決定するには，底版，隔壁，中床版などの施工工程やシールドトンネル施工のための開口の影響も考慮する必要がある。

(5) 地下水位回復に伴う水圧の影響「フロー図-3．iv）v）および8．i）c）参照」

地下水位回復時に本体に生じる応力は，連壁との接合面の耐力により変化する。したがって，接合面の耐力評価は本体設計時の連壁基礎の取扱い方法を決定する一つの要因となる。耐力別のモデルに関する検討結果をまとめると以下のようになる。

① 接合面耐力が非常に弱い場合

連壁と本体底版の接合面耐力が非常に弱い場合は，地下水位回復時に両者は分離すると推定される。図-6・1・54にその概念図を示す。接合面が分離するまでは連壁の分離を止めようとする応力が本体に生ずるが，接合面耐力が弱いため応力そのものは小さく，比較的広い範囲に分布する。また，両者が分離した場合は，連壁が塑性化するような曲げモーメントは生じないものの，連壁の水圧による変形量がシールドトンネル開口部に与える影響については十分検討しておく必要がある。

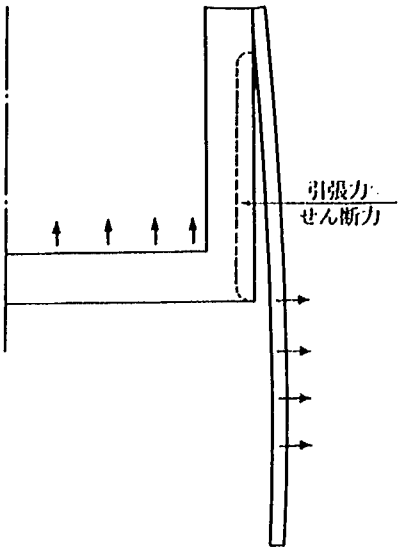


図-6・1・54　概念図

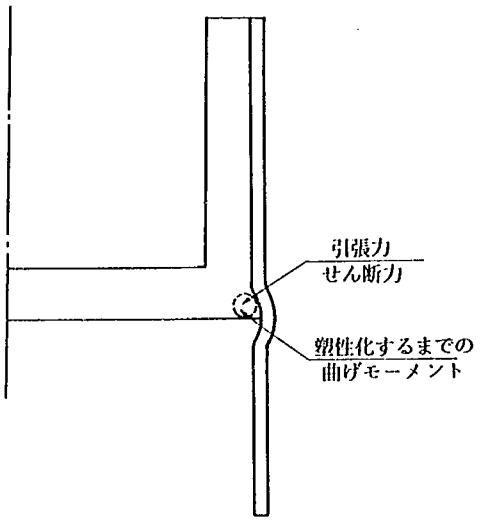


図-6・1・55　概念図

② 接合面耐力が非常に強い場合

連壁と本体底版の接合面耐力が非常に強い場合は，地下水位の回復により大きな応力が接合面下面部の狭い範囲に集中する。接合面が剛結としての解析結果から，連壁にはもとより本体底版においても，局部的であるが連壁が塑性化するまで大きな曲げモーメントが作用し，また接合面に引張力・せん断力が生じることになる。したがって，接合面を補強する場合は，水圧が本体底版に与える影響について十分検討しておかなければならない。

以上，設計フローに従い主な留意項目について述べてきた。ここで取上げた項目は，大規模海上締切壁の構造特性を明らかにし，基本的な設計手法の方向性を示すことを主眼としている。したがって，図-6・1・53に示すようにここで取上げた項目以外にも留意すべき問題点・課題点も多数残されている。本検討結果が，換気塔の設計ならびに施工管理確立の一助となれば幸いであるとともに，今後の各種調査・実験・解析を踏まえた更に詳細な検討を望むものである。

謝　辞

本研究をとりまとめるにあたり，研究に携われた大志万和也，福井次郎，森浩樹の諸氏に対して，心からの謝意を表するものである。

参 考 文 献

1）東京湾横断道路研究会；東京湾横断道路川崎側人工島構造検討報告書，昭和60年４月
2）中村，中沢；掘削工事における土留め壁の壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol.12, No.4, Dec. 1972
3）山口柏樹；土質力学，技報堂，1967. 8

平成２年　６月１３日　原稿受理

東京湾横断道路の構造・施設設計に関する調査研究

土木研究所報告
第184号　1991年3月

柴田　正雄，藤本　昭，田村　敬一，松本　秀應，堀内浩三郎，水谷　敏則
吉永　優，真下　英人，川島　一彦，杉田　秀樹，加納　尚史，横山　功一
日下部毅明，岡原美知夫，高木　章次，古賀　泰之

要　旨

本報告書は，東京湾横断道路に関して日本道路公団の委託により建設省土木研究所が昭和50年度から昭和63年度にわたって行ったトンネル，橋梁，人工島および大規模海上締切に関する受託研究の全体をまとめたものである。

キーワード：トンネル，橋梁，人工島，大規模海上締切，地震動と地盤

Study on Structural Design of Trans-Tokyo Bay Highway

Report of PWRI
Vol. 184 Mar. 1991

by Masao SHIBATA, Akira FUJIMOTO, Keiichi TAMURA, Hideo MATSUMOTO, Kosabro HORIUCHI, Toshinori MIZUTANI, Masaru YOSHINAGA, Hidehito MASHIMO, Kazuhiko KAWASHIMA, Hideki SUGITA, Takashi KANOH, Koichi YOKOYAMA, Takaaki KUSAKABE, Michio OKAHARA, Syoji TAKAGI, Yasuyuki KOGA

Synopsis

The Trans-Tokyo Bay Highway forms a part of the trunk highway network in Tokyo Metropolis. The TTBH consists of a tunnel section approximately 10 Km in length, a bridge section approximately 5 Km in length and two man-made island swhich connect the tunnel, bridge and approach sections.

This report describes the studies of the structural design of the tunnel, bridge and man-made islands which are being constructed in the severe geological, meteorological and possible seismic conditions. These studies have been done under the funds of the Japan Highway Public Corporation from 1975 to 1988 (fiscal year).

Key words: Undersea tunnel, Bridge, Man-made island, Structural design, Seismic design

土木研究所報告第184号

平成3年3月25日発行

発行　建設省土木研究所
〒305 茨城県つくば市大字旭1番地
電話 0298（64）2211

印刷　有限会社さやま印刷
〒101 東京都千代田区三崎町2－13－1
電話 03（3265）8432

本研究報告より転載又は複製する場合は，前もって
建設省土木研究所企画部情報資料課に連絡のうえ，
許可を得てください。

Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 184, March 1991

CONTENTS

Study on Structural Design of Trans-Tokyo Bay Highway ..... Masao SHIBATA, Akira FUJIMOTO, Keiichi TAMURA, Hideo MATSUMOTO, Kosabro HORIUCHI, Toshinori MIZUTANI, Masaru YOSHINAGA, Hidehito MASHIMO, Kazuhiko KAWASHIMA, Hideki SUGITA, Takashi KANOH, Koichi YOKOYAMA, Takaaki KUSAKABE, Michio OKAHARA, Syoji TAKAGI, Yasuyuki KOGA