15
新耐震設計法の開発
49-V-2(5)土・資・委・4

土木研究所資料第一〇三七号
昭和49年度総合プロジェクト（耐震）埋設管の耐震設計法（詳報）昭和50年5月 土木研究所

土 木 研 究 所 資 料

第1037号

昭和49年度総合技術開発プロジェクト報告書

埋設管の耐震設計法

—地中管路の耐震設計法に関する調査結果(詳細報告)—

昭和50年5月

建設省土木研究所

49-V-2(5)土・資・委・4

建設省土木研究所
50.8.22
図書室

土 木 研 究 所 資 料

第1037号

昭和49年度総合技術開発プロジェクト報告書

埋設管の耐震設計法

—地中管路の耐震設計法に関する調査結果(詳細報告)—

昭和50年5月

建設省土木研究所

序　　文

建設省においては，建設技術開発会議の答申に基づいて，昭和４７年度から総合技術開発プロジェクトを設け，現在「新耐震設計法の開発」，「海洋構造物建設技術の開発」「新道路交通システムの開発」および「住宅性能総合評価システムの開発」に関する研究開発を実施しております。

このうち「新耐震設計法の開発」は，最近における地震学，地震工学分野の研究の進展，サンフェルナルド地震，マナグア地震等により震害の教訓等耐震技術の改良を促す各界の情勢に対応して，地震防災対策の一環として新しい耐震設計技術を緊急に開発することを目的としたものであります。その一環として，昭和４７年度から昭和４９年度までの３ヶ年間，建設省土木研究所を通じて日本電気協会に地中埋設管の地震時の安全対策に関する調査研究を委託し，同協会内に「地中管路耐震技術委員会」を設立して，多方面からご検討を願ってまいりました。

この報告書は，上記委員会の昭和４７，４８年度の成果概要および４９年度の成果をとりまとめたものであります。ここに示された成果は地中埋設管の耐震技術の向上に多大の貢献をするものと期待されます。

なお本報告書は詳細報告であり，成果の詳細については別冊の概要報告を参照されたい。

最後に上記委員会の活動にご協力いただいた委員長および委員各位，日本電気協会の担当者，その他関係各位に厚く御礼申し上げます。

昭和５０年３月

建設省土木研究所長

川　上　賢　司

はしがき

わが国の地中には，それぞれの目的に応じて多種多様な埋設管が敷設され，いづれも重要な役割を果しております。これらの地中埋設管は，一応地震時に於ける安全対策を考慮した設計・施工がなされてはいるものの，耐震に関する分野には未解決の事項が多く，早急な解決が望まれると同時に今後の研究に多大の期待が寄せられている現状であります。

日本電気協会は，建設省土木研究所のご要望により当協会内に地中管路耐震技術委員会を設け，昭和４７年度より３ヶ年間にわたり，建設省所管に係わる地中埋設管を対象とした地震時の安全対策を調査研究をしてまいりました。

本報告書は，昭和４９年度調査結果をとりまとめたものでありますが，昭和４７，４８両年度の成果概要も包含しております。とりまとめにあたり委員長をはじめ委員各位の献身的な努力に敬意を表するとともに，本報告書が，わが国産業経済の伸展と保安確保のための一助ともなれば幸と存じます。

昭和５０年３月

社団法人　日本電気協会
専務理事　大　島　五　郎

ま　え　が　き

この報告書は，建設省土木研究所の委託により日本電気協会に設けられた地中管耐震技術委員会が昭和４７年度より３ヶ年にわたって地中管の耐震技術に関し審議してきた成果を取りまとめたものである。

この委員会では，初年度において，各種地中管の地震による変状の事例や地震に対する構造上の対策及び地震に対する保安及び運用上の対策等の調査を実施し，次年度以降のこの委員会の活動の基礎とした。次いで昭和４８年度では，現在各分野において進められている地中管の耐震技術の研究開発の現状や将来計画等について調査し，それぞれの立場から意見の交換を行ない，管路の地震対策について検討を行った。昭和４９年度においては，以上の調査結果を基にして，従来各分野でまちまちであった地中管の震害調査法，解析法，試験法等について，どの分野でも参考事例として共通に利用し得るようにまとめた。

地中管の耐震性の問題は，地震時の軟弱地盤の変状やそれによる管の挙動等に関係し今後の研究に期待される事柄が非常に多い。しかしながら，これらの調査活動を通じて意を強くすることは，近年各分野でこの方面の研究開発が意欲的に進められそれらの成果が実用面に着々と取り入れられていることであります。

地中管はガス，石油，電力等のエネルギー源や飲料水等の輸送機関として生活にかかせないものであり，今後益々多くなりつゝあります。従って地震に対して安全をはかるよう耐震設計や地震対策に今後より一層の進歩が望まれますが，この委員会が調査した結果がこの方面の進歩に多少なりとも役立てば幸いと思います。

最後にこの３ヶ年間，この委員会に参加し熱心に調査活動に御協力して下さった委員各位，並びに協会の方々に深甚の謝意を表わす次第であります。

昭和５０年３月

地中管路耐震技術委員会

委員長　高　橋　　忠

目　　次

序　　文

まえがき

I 総　論 …… 14

1 委員会の設置 …… 14

2 委員名簿 …… 15

3 委員会活動 …… 18

4 審議成果の概要 …… 19

4.1 昭和47年度成果の概要 …… 19

4.2 昭和48年度成果の概要 …… 21

4.3 昭和49年度成果の概要 …… 26

II 震害調査法 …… 28

まえがき …… 28

1 震害調査の目的 …… 29

2 震害調査の態勢 …… 30

2.1 調査の種類と準備すべき資料 …… 30

2.1.1 調査の種類 …… 30

2.1.2 調査員の編成 …… 31

2.1.3 準備する調査用資料・資材 …… 31

2.2 一次調査 …… 35

2.2.1 巡回点検調査 …… 35

2.2.2 復旧点検調査 …… 35

2.2.3 調査表の作成 …… 36

2.3 二次調査 …… 36

2.4 研究調査 …… 37

3 調査項目 …… 38

3.1 設計・施工等の記録と図面 …… 38

3.1.1 設計・施工及び保守管理の記録 …… 39
3.1.2 施設の現況 …… 40
3.1.3 図 面 …… 40
3.1.4 図面及び資料の保存 …… 41
3.2 資 料 調 査 …… 42
3.2.1 地震諸元 …… 42
3.2.2 地盤・地質等に関する一般情報 …… 43
3.2.3 地変に関する一般情報 …… 43
3.2.4 その他の一般情報 …… 44
3.3 被害統計と被害率 …… 45
3.3.1 被害統計の目的 …… 45
3.3.2 被害統計の考え方 …… 45
3.3.3 被害統計の項目 …… 48
3.3.4 被害率 …… 52
3.4 被害概況 …… 54
3.5 被害詳細 …… 56
3.6 二次災害 …… 58
3.6.1 供給障害等他に与えた影響 …… 58
3.6.2 地中管路の二次的被害 …… 59
3.7 被害原因の解析 ……
3.7.1 解析の必要性 …… 60
3.7.2 解析のためのデータ …… 60
3.7.3 解析の方法 …… 62
3.8 地盤・土質等調査 …… 63
3.8.1 地盤・土質等調査の必要性 …… 63
3.8.2 地盤・土質等調査の実施 …… 64
3.8.3 積極的な調査 …… 66
3.9 復 旧 状 況 …… 67
3.9.1 復旧の記録 …… 67
3.9.2 応急復旧 …… 67

3.9.3 恒久復旧 …… 68
参考文献 …… 69
4 調査報告書作成要領 …… 70
4.1 一般的調査報告書の構成 …… 70
4.2 供給施設の被害報告要領 …… 73
4.2.1 供給施設の被害概況 …… 73
4.2.2 管路施設の被害詳細 …… 73
4.2.3 二次災害状況 …… 76
4.2.4 応急対策 …… 76
4.2.5 恒久復旧計画 …… 76
4.2.6 地震対策の考慮 …… 76
4.2.7 実験・解析 …… 76
4.2.8 結 語 …… 76
4.3 一次調査報告書（緊急調査報告書） …… 77
4.4 応急復旧の経過報告書 …… 77
4.5 二次調査報告書 …… 77
4.6 研究調査報告書 …… 77
5 震害調査例 …… 78
5.1 上水道関係 …… 78
5.1.1 新潟地震 …… 78
5.1.2 １９６８年十勝沖地震 …… 85
5.1.3 チエックリスト …… 90
参考分献 …… 96
5.2 下水道関係 …… 99
5.2.1 新潟地震震害調査報告 …… 99
5.2.2 １９６８年十勝沖地震調査報告 …… 100
参考文献 …… 101
5.3 ガス導管 …… 102
5.3.1 新潟地震震害調査報告 …… 102
5.3.2 伊豆半島沖地震震害調査報告 …… 108

5.3.3 チエックリスト …… 113
参考文献 …… 117
5.4 電話地中管理 …… 118
5.4.1 新潟地震震害調査報告 …… 118
5.4.2 新潟地震の被害とその復旧 …… 124
5.4.3 チエックリスト …… 125
参考文献 …… 125
5.5 地中送電線 …… 127
5.5.1 新潟地震電力設備被害調査各班報告書 …… 127
5.5.2 新潟地震によるOFケーブルの被害と対策 …… 128
5.5.3 震害調査のチエックリスト …… 129
5.6 石油・天然ガスパイプライン …… 133
5.6.1 概 要 …… 133
5.6.2 1964年新潟地震 …… 134
5.6.3 松代群発地震 …… 140
参考文献 …… 143
5.7 外国の例 …… 144
5.7.1 概 要 …… 144
5.7.2 文献報告の実例 …… 151
5.7.3 直接取材調査 …… 155
参考文献 …… 160

Ⅲ 解 析 法 …… 161
まえがき …… 161
1 地 震 …… 163
1.1 概 説 …… 163
1.2 地 震 …… 164
1.2.1 地震の震源とその発電機構 …… 164
1.2.2 地震波形および実体波 …… 165
1.2.3 表面波 …… 166
1.2.4 地震活動度 …… 168

1.3 地震動の特性 …… 168
1.3.1 地震現象 …… 168
1.3.2 地震動の強さ …… 169
1.3.3 地震動の継続時間および位相差 …… 170
1.3.4 地震動の卓越周期と地盤の震動特性 …… 171
1.4 地震基盤と地震波の重複反射 …… 172
1.5 地盤動の観測 …… 174
参考文献 …… 175
2 地盤振動 …… 192
2.1 概 説 …… 192
2.1.1 解析に用いられている地震波 …… 192
2.1.2 解析に用いられている基盤 …… 193
2.1.3 土の特質のひずみ依存性 …… 194
2.1.4 現在用いられている解析法 …… 197
2.2 解析に用いる地盤の諸定数 …… 200
2.2.1 微小ひずみ振幅（10^{-6}～10^{-4}）における諸定数 …… 200
2.2.2 地震時における地盤定数のひずみ依存性 …… 224
2.3 地盤振動の実測 …… 236
2.3.1 強震観測 …… 238
2.3.2 常時微動測定 …… 244
2.3.3 特定地震観測例 …… 250
2.4 地盤振動の解析例 …… 268
2.4.1 応答スペクトルを利用する例 …… 269
2.4.2 多重反射理論と集中質量法による例 …… 272
2.4.3 有限要素法による例 …… 275
参考文献 …… 280
3 モデル化と解析法 …… 286
3.1 概 説 …… 286
3.2 一様地盤 …… 288
3.2.1 弾性解析法 …… 294

3.2.2 塑性解析法 …… 299
3.2.3 混合法 …… 301
3.2.4 弾塑性解析法 …… 302
3.2.5 曲管部の解析法 …… 308
参考文献 …… 314
3.3 異質地盤（多層系地盤） …… 315
3.3.1 静的な場合 …… 315
3.3.2 動的な場合 …… 318
参考文献 …… 321
3.4 印ろう型接合部をもつ導管 …… 326
3.5 メカニカル継手をもつ導管 …… 331
3.5.1 概 説 …… 331
3.5.2 震度法による埋設管の地震時応力 …… 333
3.5.3 波動による埋設管の挙動 …… 335
3.5.4 振動による埋設管の挙動 …… 342
3.5.5 地震時の動水圧 …… 348
参考文献 …… 349
3.6 円弧すべりに対する検討 …… 350
3.7 専用橋 …… 353
3.7.1 専用橋の設計・施工要点 …… 354
3.7.2 パイプライン専用橋 …… 355
3.7.3 添加管および応力吸収用フレキシブル配管 …… 359
3.7.4 水管橋橋台部の曲り箇所に働く地震時水荷重 …… 364
参考文献 …… 368

Ⅳ 試 験 法 …… 371
まえがき …… 371
1 概 論 …… 372
1.1 試験の必要性 …… 372
1.2 試験法の現状 …… 374

1.3 地中管路の耐震技術と各種試験法 …… 376
2 地盤調査法 …… 381
2.1 概 説 …… 381
2.1.1 目的 …… 381
2.1.2 概略調査 …… 383
2.1.3 詳細調査 …… 386
2.1.4 調査結果の判定と評価 …… 387
参考文献 …… 388
2.2 現地踏査 …… 389
2.3 現位置試験およびサンプリング …… 390
2.3.1 ボーリングの位置と間隔 …… 390
2.3.2 ボーリングの深さ …… 391
2.3.3 標準貫入試験 …… 391
2.3.4 土質分類法 …… 392
2.3.5 サンプリング …… 395
参考文献 …… 398
2.4 弾性波探査 …… 399
2.4.1 概 説 …… 399
2.4.2 地震探査 …… 399
2.4.3 PS検層 …… 401
2.4.4 弾性波探査結果の応用 …… 402
参考文献 …… 404
3 室内試験法 …… 412
3.1 概説 3.1.1 試験法の現状---413, 3.1.2 将来への提言---414
3.2 管材の強度試験 …… 415
3.2.1 鋼管 …… 415
3.2.2 鋳鉄管 …… 419
3.2.3 硬質塩化ビニール管 …… 422
参考文献 …… 424
3.3 管の実物強度試験例 …… 425
3.3.1 T字鋼管の強度試験 …… 425

3.3.2 大型スネークパイプの強度試験 …… 426
3.3.3 大径鋼管の低温破壊実験 …… 432
3.3.4 ダクタイル鋳鉄管の室内埋設試験 …… 438
3.3.5 ダクタイル鋳鉄管の屋外埋設試験 …… 446
3.3.6 ダクタイル鋳鉄管の埋設状態における水圧負荷時の挙動試験 …… 450
3.3.7 北千葉導水路 …… 462
3.4 静的押込み試験法 …… 466
3.4.1 試験の計画 …… 466
3.4.2 試験条件 …… 467
3.4.3 載荷段取 …… 468
3.4.4 試験方法 …… 470
3.4.5 試験結果のまとめ …… 471
3.4.6 実施例 …… 472
3.5 動的試験例 …… 477
3.5.1 大型振動台を用いた試験 …… 477
3.5.2 地盤に変形を与える振動実験 …… 506
3.5.3 加振機を用いた試験 …… 520
4 現地試験 …… 526
4.1 竣工時試験 …… 526
4.1.1 導管の試験 …… 526
4.1.2 地盤の試験 …… 527
4.1.3 導管と地盤相互作用試験 …… 527
4.2 維持管理時試験 …… 529
4.2.1 導管の試験 …… 529
4.2.2 地盤の試験 …… 530
4.2.3 補修工事時試験 …… 531
4.3 被災時試験 …… 531
4.3.1 導管 …… 531
4.3.2 地盤 …… 532
4.4 地震応答観測 …… 532

4.4.1 目的 …… 533
4.4.2 設置場所の選定 …… 533
4.4.3 測定装置 …… 535
4.4.4 維持管理 …… 537
4.4.5 記録の整理方法 …… 538
4.4.6 他現象との相関 …… 538
4.4.7 導管設置条件資料の収集 …… 539
4.4.8 実施例 …… 539

V 結 論 …… 540
まえがき …… 540
1 地中管路耐震技術の発展の経緯 …… 540
1.1 わが国の地震と地中管路 …… 540
1.2 外国の地震と地中管路 …… 541
1.3 地震と技術基準 …… 541
1.4 新潟地震と地中管路 …… 541
1.5 サンフェルナンド地震と地中管路 …… 542
1.6 地中管路地震対策の具体的検討 …… 542
1.7 個々の研究と総合 …… 543
2 審議の成果 …… 543
3 今後の問題点 …… 544

VI 参考文献 …… 544

1. 委員会の設置

地中管路の地震時の安全性の確保については，従来から各種の対策が研究され，実施に移されてきており，委託者側である建設省においても地中埋設管を用いた直轄事業ならびに道路・河川・海岸・公園の占用の許認可に係わる公共・公益事業など相互の間に大きな矛盾のない地震時安全対策を講じる努力を続けてきている。

しかしながら，この問題は多岐にわたり，解決には多方面の専門家の協力を得る必要があり，委託者である建設省土木研究所は電力中央研究所技術第2研究所および日本電気協会と協議し，日本電気協会に調査研究を委託し，同協会はこれをうけて地中管路耐震技術委員会を設置した。

本委員会は地中埋設管の地震時の安全対策について調査研究するために各分野の専門家よって構成し，必要とする調査・解析・試験を実施し，目的を達成するものとする。

委員会の内規はつぎに示すとうりである。

地中管路耐震技術委員会 内規

1. 委員会の目的

建設省土木研究所よりの依託を受け，建設省所管の事業および許認可の事務に係わる地中埋設管の地震時の安全対策について調査研究することを目的とする。

2. 委員会の任務

上記の目的を達成するために，文献・資料等に盛られている情報の収集整理，地震対策の実例の調査，耐震性能，保安対策等の向上に関する研究を実施し，年度毎にその結果を報告する。

3. 委員会の存置期間

この委員会の存置期間は昭和47年度を初年度とする3ヵ年度以内とし，必要に応じて5ヵ年度まで延伸することができる。

4. 委員会の構成

(1) この委員会は委員長および副委員長各1名ならびに30名内外の委員をもって構成し，主査および幹事若干名をおく。

(2) 委員長および委員は，日本電気協会が委嘱する。主査および幹事は委員長が委員の中から指名する。

(3) 委員長は委員会の運営を総理する。

(4) 副委員長は委員長を補佐し審議にたずさわる。

(5) 委員は委員会の審議にたずさわる。

(6) 主査は委員長の同意のもとに分科会活動を進める。

(7) 幹事は委員会の事務を掌る。

(8) この委員会に分科会を設けることができる。

2. 委員名簿

委員構成は下記のとおりである。ここには前委員も示している。

氏名	所属
委員長 高橋　忠	電力中央研究所　技術第二研究所
副委員長 大久保忠良	建設省土木研究所　構造橋梁部
委員 石原研而	東京大学　工学部
〃 桜井彰雄	電力中央研究所　技術第二研究所
〃 田村重四郎	東京大学　生産技術研究所
〃 土田肇	運輸省　港湾技術研究所
〃 藤原俊郎	日本国有鉄道　鉄道技術研究所
〃 今木甚一郎	日本国有鉄道　建設局
〃 岡田宏	日本国有鉄道　建設局
〃 佐藤次郎	東京都建設局　道路建設部
〃 重松悟郎	中部電力（株）　工務室
〃 深瀬鋭次郎	日本電信電話公社　建設技術開発室
〃 杉田昭※	〃　〃
〃 関正炳	東京瓦斯（株）　供給幹線部
〃 大沢陸太郎	〃　供給幹線部　幹線技術課
〃 藁谷英治郎	〃　供給技術室
〃 土田孝※	〃　〃
〃 藤波富次	東京電力（株）　工務部地中線課
〃 土屋貢一郎※	〃　〃
〃 永井重成※	関東パイプライン（株）　技術部
〃 津田宏	関西電力（株）　工務部送電工事課
〃 長浜一郎※	〃　〃
〃 細田三朗	東京都水道局　経営管理室
〃 前田弘	東京電力（株）　技術開発研究所
〃 松崎茂樹	東京都下水道局　計画部
〃 山口豊生	新東京国際空港公団　施設部
〃 青鹿勝之	日本鋼管（株）　第二重工設計部
〃 飯田毅	住友金属工業（株）　中央技術研究所
〃 斉藤進	三菱樹脂（株）　パイプ本部
〃 小嶋俊夫※	塩ビ管継手協会　技術部
〃 白川興一	新日本製鉄（株）　相模原技術センター

氏名		所属
委員	成田剛郎	日本鋼管(株) 技術部
〃	久光信文	住友金属工業(株) 中央技術研究所
〃	平島徹	パイプラインエンジニアリング(株) 技術グループ
〃	仁木彬隆	日本鋳鉄管協会 技術専門委員会
〃	宮岡正※	〃 〃
〃	北修貞宗	久保田鉄工(株) 鉄管研究部
〃	宮島信雄	新日本製鉄(株) 相模原技術センター
〃	宮内二郎	〃 〃
〃	稲葉誠一	科学技術庁 国立防災科学技術センター
〃	古土井光昭	運輸省 港湾局 建設課
〃	桜井正憲	〃 〃 〃
〃	原田徳治	資源エネルギー庁 公益事業部
〃	高木徹夫※	〃 〃
〃	高橋剖	〃 〃
〃	渡辺昭	〃 石油部
〃	古川政吉※	〃 〃
〃	松浦実	自治省 消防庁 防災課
〃	高秀秀信	建設省 大臣官房 技術調査室
〃	北野章※	〃 〃 〃
〃	亀田泰武※	〃 都市局 下水道事業課
〃	岸本貞男※	〃 河川局 河川計画課
〃	寺田章次	〃 道路局 路政課
〃	鈴木道雄※	〃 関東地方建設局 企画部
〃	岩崎敏男	〃 建築研究所 国際地震工学部
委員兼幹事	今田徹	〃 土木研究所 道路部
〃	立石俊一※	〃 〃 〃
〃	水谷敏則	〃 〃 〃
〃	山村和也※	〃 〃 機械施工部
〃	矢部正宏	〃 〃 〃
〃	駒田敬一	〃 〃 構造橋梁部
〃	塩井幸武※	〃 〃 〃
〃	栗林栄一	〃 〃 〃
〃	川島一彦	〃 〃 〃
〃	岩楯敞広	電力中央研究所 技術第二研究所
〃	荒木洋	〃 〃

氏　　名	所　　属
事務局　大　島　友三郎	日本電気協会　技術基準部
〃　　荘　司　　修	〃　　〃

※　前委員

3. 委員会活動

委員会の開催状況は以下のとうりである。

A 本委員会

第1回	47－11－30	活動方針と検討課題
第2回	48－ 3－ 9	47年度報告書審議
第3回	48－ 9－14	48年度活動方針
第4回	49－ 3－20	48年度報告書審議
第5回	50－ 1－13	49年度研究の進め方
第6回	50－ 3－20	49年度報告書審議

B 幹事会

第1回	47－12－21	耐震資料の収集と活動範囲
第2回	48－ 1－11	耐震関係収集資料の検討
第3回	48－ 2－15	報告書原案の検討
第4回	48－ 4－20	48年度調査研究の実施計画
第5回	48－10－ 9	〃 の活動計画
第6回	48－11－ 7	報告書の作成方針
第7回	48－12－ 5	〃
第8回	49－ 1－30	報告書案の検討
第9回	49－ 2－28	〃

C 研究会

第1回	48－ 5－23	耐震関係資料の検討
第2回	48－ 7－27	耐震研究報告
第3回	48－ 9－14	〃
第4回	48－10－ 9	〃
第5回	48－11－ 7	〃
第6回	48－12－ 5	〃
第7回	49－ 1－30	〃

D ワーキング・グループ

震害調査法W.G.	50－ 1－13
〃	50－ 1－31
〃	50－ 2－26
試験解析法W.G.	50－ 1－13
合同W.G.	50－ 3－ 5

4. 審議成果の概要

4．1 昭和47年度成果の概要

地中管路は，物質・エネルギー・情報などの移動・伝達に係わり，都市機能の血管，神経系ともいうべき重要な構造物である。したがって，地震時においてもその機能に重大な損傷の生じないことが要求される。

地中管路の地震時の安全対策については従来より研究が実施されているが，各種管路の利用目的によって当然その対策も異っている。一方，地中管路の地震時挙動の解明についても，地震時における地盤自身の挙動，地震波動伝播特性，地震時の地盤の歪と管路の歪の関係，管路線形の影響等々，研究の緒についたばかりである。

そこで，昭和47年度においては各種管路について，1）施設の目的と構造概要，2）過去の地震による変状の事例，3）地震に対する構造上の対策，4）地震に対する保安上の対策または運用上の対策を調査し，各種の研究・対策事例において相互の交流を計ると共に，次年度以降における委員会活動の基盤を求めることにした。

地中管路は，これを地震工学的にみれば，1）地表面に沿って大きな拡がりを有する構造物であること，2）地中に埋設されていること，が橋梁，建築物などの地表に建設される構造物と大きく異る点である。このため，埋設される地盤の地質・土質・地形などによって構造物各部で異る地震力を受けることになり，画一的な設計が採り難い構造物といえよう。

また，地中に埋設されていることから，地震力のうち慣性力よりは地盤の変形――地盤の歪――にその耐震安全性が支配されることになる。このため，管路の抵抗力によって地震力に耐えるという設計法が採り難い構造でもある。

一方，各施設は複雑な構成をなしており，管路のみを採り上げてみても，歴史的経緯・利用目的などによって，震害に対する考え方，構造細目・使用材料などが異るため，地震対策についても画一的にまとめることは困難である。

1） 施設の目的と構造概要

施設の目的と構造概要をまとめて表1－1に示した。この表を説明すれば以下のようである。

(1) 地中管路の目的

a 単に内容物の機械的な保護に用いられるもの……電話地中管路，地中送電線の一部

b 機械的な保護と共に，導管として用いられるもの……上水道，下水道，ガス導管，地中送電線の一部，石油パイプライン，用水路

(2) 内 容 物

a 液 体

(a) 上水……上水道，用水路

(b) 下水……下水道

(c) 油（原油，重油，灯油，ガソリン，絶縁油）……石油パイプライン，地中送電線

b 気 体

	上水道	下水道	ガス導管	電話地中管路	地中送電線		石油パイプライン	用水路
					POFケーブル用管路	一条ケーブル用管路		
設計荷重	鉛直土圧 水平土圧 活荷重（T−20） 死荷重（管重，水重） 温度応力 水圧	鉛直土圧（マーストン式，ヤンセン式） 活荷重（T−20） 地震時荷重	内圧 土圧 管重，車輪荷重	自重 土圧・水圧 車輪荷重 地震力	熱応力 常時荷重 水圧 土圧 地震力 自重 管内油圧	常時荷重 土圧 水圧 自重	（主荷重） 内圧，土圧，車輪荷重，自重，石油の重量 （従荷重） 温度変化，地震，不等沈下の影響，工事中の荷重ほか	鉛直土圧 水平土圧 活荷重（T−20） 死荷重（管重，水圧） 温度応力 水圧
内圧	管種によって 常水圧 10〜25kg/cmまで 水撃圧 55kg/cmが一般的 高，地震時動水圧を加算することもある。	特殊な場合をほぼ考慮する必要無	高圧　10kg/cm以上 中圧　1〜10kg/cm 低圧　1kg/cm以下（通常は0.01〜0.02kg/cm）	なし	10〜15kg/cm	なし		
埋設深さ	1.2m以上（最少 0.6m）	最低1m	1.2m以上	主要管路：1.2m以上 地下配線管路：0.6m とう道：1.2m以上	1.2m以上	1.2m以上	0.6〜1.2m	開削：0.6〜1.2m 非開削：4m以上
管径	導給水管（サービス管） φ13〜50㎜ 配水小管 φ75〜300㎜ 配水本管 φ400〜2,700㎜ 導水管 φ〜φ1,000㎜ 送水管 φ〜φ2,700㎜	円形管（陶管，無筋コンクリート管）φ100〜300㎜ 円形管（RC管）φ150〜3000㎜ 矩形渠 1.4×84〜5.2×5.2m 馬蹄形渠1.4×1.6〜2.4×2.4m	高圧　φ600，650，750㎜ 中圧　φ100㎜以上 低圧（支管） φ25〜100㎜	主要管路：φ75㎜ 地中配線管路：φ25〜50㎜ とう道（円形）：φ2.5〜5.0m （角形）：2.05×2.25m 〜4.70×3.65m	φ250〜300㎜	φ100〜300㎜		開削：2.1〜4.3m トンネル：2.8〜4.3m セグメント：φ1.35〜3.56m
内容物の性質	原水，浄水（月生省令飲料適合） 工業用水（通産省令適合）	下水（汚水＋雨水）汚水 雨水，処理水（排水基準適合）	都市ガス	通信ケーブル	送電ケーブル 絶縁油	通信，制御，通信ケーブル	原油 製品 （ガソリン，灯油，軽油，重油）	用水
管材料	鋳鉄管，ダクタイル鋳鉄管，鋼管，鉄筋コンクリート管，PC管，コンクリート合成鋼管，石綿管，プラスチック管（塩ビ管，ポリエチレン管）鉛管，銅管	陶管，無筋コンクリート管，RC管，ソケット付きスパンパイプ（SP管） ヒューム管，ロール転圧コンクリート管，RC管張（シールド工法）硬化ビニール管	鋳管（高，中，低圧） ダクタイル鋳鉄管（中，低圧） 塩ビ管 ポリエチレン管	管路：鋼，ダクタイル鋳鉄 硬塩ビ管 とう道（円形）： シールド工法相当， ヒューム管 （角形）： 鉄筋コンクリート	鋼管	鋼管 ヒューム管 硬塩ビ管 ポリエチレン管	鋼管	自然流下の場合： コンクリート管 圧力流れの場合： ダクタイル鋳鉄管 鋼管，鋼製管，セグメント鉄筋管，二重管
継手構造	いんろう継手 （コーキングを要するもの） メカニカル継手 （ゴムを詰めたフレキシブルなもの） フランジ継手 ねじ継手 溶接継手 伸縮継手 可とう継手 （急角度変位吸収用） 接着継手 融着継手 （熱により融着） 漏洩防止継手	ソケット継手 （モルタル，ゴムリング） パット継手 カラー継手 段付きいんろう継手 いんろう継手 （モルタル，ゴムリング）	いんろう継手 フランジ継手 ねじ継手 ガス融着手	鋼，ダクタイル鋳鉄： ねじ継手　伸縮継手併用 硬質塩ビ： 接着剤によるソケット接続	スリーブをすみ肉溶接	ねじ継手 ソケット継手	溶接継手 伸縮継手	溶接継手 メカニカル継手
埋戻し	掘削砂，建設発生砂，埋戻用砂良質土等により入念に突き固め埋戻す。特に管天端1cmまで砂埋めとし管全体を砂で囲むようにする。	掘削砂，建設発生砂，埋戻用砂良質土等により突固め埋戻す	管天端10cmまで砂その上は発生土または埋戻し用砂でつき固める。	砂 細土	良質砂を水締めの後転圧により締固め	同左		開削：上水道に同じ 非開削：モルタルまたは流砂
関係法令	水道法 工業用水道事業法 （水道施設基準解説）	下水道法	ガス事業法 道路法 （道路占用認定） （道路管理者打合，同計画設計指針）	道路法 （道路占用認定） （電気通信技術審議会答申実施方法）	電気事業法 （電気設備技術基準）	同左	石油パイプライン事業法 （石油パイプライン技術基準，石油精製管接続基準） 高圧ガス取締法 鉱山保安法 ガス事業法 消防法	上水道に同じ

ガス（都市ガス，天然ガスなど）……ガス導管

c　固　体

ケーブル……電話地中管路，地中送電線

d　混合物

スラリー，汚泥……下水道など

また内容物の化学的相違などによって

a　可燃性……油，ガス

b　難燃性……

c　不燃性……水

などに分類することができる。

(3) 設　計　荷　重

設計荷重については，内圧，土圧，自動車荷重，自重（内容物を含む），地震荷重，不等沈下，浮力などに対処し，設計上不明な点に対しては構造細目でこれを考慮している。構造細目においては，フレキシビリテイを基本的な考え方としている。

なお，特殊な荷重として熱応力が，地中送電線，石油パイプラインの一部（原油，重油）などの設計に考慮されている。内圧は，開水路，地中電話線のゲージ圧0kg/cm²を例外として，0.01 kg/cm²（ガス，低圧管）から70kg/cm²（石油パイプライン）まで，広範囲にわたっている。

(4) 管　路　材　料

管路材料についてみても，コンクリート系（洞道，ヒューム管，石綿管，RC管，PC管，陶管）鋼系（高圧配管），鋳鉄系（高級鋳鉄管，ダクタイル鋳鉄管），高分子系（塩ビ管，ポリエチレン管）の管路があり，高圧配管に鋼管が使用される他は，各々の管路の目的に応じて各材料が適所に使用されている。また，管路の発達の歴史的な経緯から，鋳鉄管，鉛管などが使用されている部分もある。

(5) 構　造　細　目

管路の径は10mm程度のサービス管から5m程度の洞道に至るまで各種の径が使用されている。

継手は，鋼管にあっては，高圧であることから，熔接が普通であるが，低圧の場合には，ネジ接合，機械継手が主であるが，古い配管にあっては，ソケット継手などが使用されている。また，弁などの接合部ではフランジ継手が使用されている。塩ビ管などでは，接着剤による接着が普通である。

(6) 埋　設　深　さ

埋設深さは，それぞれの基準に従って埋設されており，1.2 m以上を原則としている。

2) 地震による変状の事例

震害事例については，次のように整理されよう

(1) 変　状　箇　所

a　管路の折損，弯曲，きれつ，浮上

小口径管（石綿セメント管，鋳鉄管，陶管など）では管周方向の折損が，中口径管（鋳鉄管，鉄筋コンクリート管など）では管軸方向のキレツが，鋼管，塩ビ管では弯曲が，中大口径管（鉄筋コンクリート管，プレストレストコンクリート管など）では浮上，回転などの現象がみられた。

b　継手部の破壊

鋳鉄管，石綿セメント管などの継手脱出，圧壊，鋼管のネジ部，ガス熔接部の切損，フランジ継手部の破損，ボルト切断，鉄筋コンクリート管カラー継手の破損，曲管部，T字管の圧壊，脱出などの現象がみられた。

c　マンホール周辺の破壊

d　管路の立上り，構造物との出合箇所

(2)　配管と地震の方向性

一般性はないが，震央が近い場合（福井，サンフェルトナンド）は地震方向と平行した管路に，震央が遠い場合（関東，1968十勝沖）は地震方向と直交した管路に被害が多いという事例もあった。

(3)　地　盤　地　形

一般に地層の変化点に被害が集中しており，軟弱地盤や地下水位の高い地点にも被害が多い。特に流砂現象の起きやすい地帯での被害は大きい。

(4)　破　壊　原　因

a　地盤変動（地すべり，陥没，隆起現象，地割れ）による土圧

b　橋台の盛土箇所の陥没

c　地盤の流動化

d　腐食による強度低下（継手部ボルト，ネジ部）

e　施工時の不良箇所（溶接，接着箇所，取扱いの不備，他の埋設物との接近）

3)　地震に対する構造上の対策

冒頭に述べたように，地中管路を含む施設を完全に耐震的にすることは，技術的にも経済的にもかなり難かしい。したがって，地震対策には，　1）しばしば起る地震に対してはこれの耐震性を十分確保し，　2）希に起る大地震に対しては，二次災害を防止すると共に緊急の用途は確保するための対策が必要となる。

各施設においては，過去の震害事例に応じ，構造上の地震対策を設計にとり入れ，その耐震性の向上を計っている。そこで，地中管路を剛構造にする考え方や，地震の変位に対して，ある程度順応性をもつ免震的（柔）構造にすることが妥当と考える例もあり，施設の必要度に応じて次のような具体的な対策がとられている。

a　軟弱地盤と，堅硬地盤の変化点等地盤状況が急変する場所には，変位の吸収，軸応力の緩和等のため，伸縮継手，可とう継手を設けたり，曲げ管を利用し撓み性を高めたり，二重管にして補強する。

b　地盤の流動化対策として，このような地点を回避するか，また基礎を均等にするなど，支持方法に配慮がなされている。

c　地震時軸方向力や地盤変動に対処するため，機械的強度が高く，撓み性の大きい鋼管，ダクタイル鋳鉄管等の展延性に富む材料を使用する。軟弱地盤等の地盤条件の悪い地点では特にその傾向が強い。

4)　地震に対する保安上の対策または運用上の対策

地中管路の地震対策は，構造上の配慮による耐震性の向上と共に，保安上または運用上の対策が設計の一部として，または設計上のバックアップシステムとして考慮されている。

保安上または運用上の，地震対策の基本的な考え方は，1）震害の波及を防止し，二次災害を防ぐこと，2）緊急の用途を確保すると共に，早急に復旧することにある。

このため以下のような体制が作られている。

(1) 予 防 対 策

a 災害対策組織の存置と震害予測に基づく災害対策訓練

b 二次災害防止対策

c 他機関，他都市，関係業界との協調および資機材の備蓄，融通体制

d 情報連絡網の整備

e 需要家への広報活動

(2) 復 旧 体 制

a 緊急対策，優先度の高い所，災害拡大防止効果の高い所，復旧効果の高い所

b 応急対策

(a) 通信・連絡ルートの確保

(b) 復旧資材の確保・輸送

(c) 復旧要員の確保

(d) 輸送路の確認と確保

(e) 官公庁，報道機関，需要家等への広報活動

c 恒 久 復 旧

(a) 被害状況調査

(b) 改良点の検討

(c) 復旧資料の作成

4．2　昭和48年度成果の概要

昭和47年度委員会活動として各種地中管路の現行の地震対策を調査し，1）施設の目的と構造概要，2）過去の地震による変状の事例，3）地震に対する構造上の対策，4）地震に対する保安上の対策および運用上の対策，についてこれを報告した。

地中管路の地震時安全対策については従来より各方面で研究・実施されているが，各種管路の利用目的によって当然その対策も異るため，各個に報告されており，これらを総合的にまとめた昭和47年度報告書は，各関係機関・企業・業界における知見の紹介・情報の交換として，地中管路の耐震設計技術の向上および発展の方向づけに大いに役立ったものと考えられる。

昭和48年度委員会活動は，このような情報交換・新知見の紹介を目的として研究会を開催し，共通の問題に対する技術の交換・向上を計ると共に，各種管路にまたがる問題について地震時保安対策の検討を行なったものである。

1）地中管路の耐震設計

各種地中管路に共通する項目を選び，地中管路の地震時挙動を地盤震動との相関より検討し，その耐震設計の考え方について考察したものである。

(1)　地中管路の地震時挙動

a.　現在までの各種観測・実験・理論的考察によれば，地中管路の地震時挙動は表層地盤の局所的な震動特性により支配され，したがって地中管路の地震時挙動を把握するためには表層地盤の震動特性を知ることが先決問題である。

b.　地中管路の耐震性に関係する地震波動の主な位相は，1）表面波，2）S波位相でも地盤が不均一である場所（地下の層が傾斜している所など），3）特別な部分ではS波位相（立上り部，大口径管路）などである。したがって，問題に応じ，3つの位相について耐震性を検討する必要がある。

c.　地中管路の地震時挙動を考察するとき，第一近似としては，管路のひずみが地盤のひずみに等しいとするモデル化が考えられ，第二近似としては，弾性床上のはり，第三近似は強地震時には，特に管路軸方向には，周囲地盤と管路とがすべりを生じ，摩擦拘束をうけるモデルが考えられる。

d.　第一近似として地盤の歪に視点をおいて耐震性を考察しても，その主要な要因を失うことがない。地盤の歪に立脚すると，歪εに関係する主要な物理量は，地震動の速度V，その地盤のせん断波速度vであり，近似的取扱いとして次式で与えられる。

$$\varepsilon = \frac{V}{v}$$

e.　地震時の歪に立脚すると，地中管路の地震時の歪は，地盤変形がどうであれ，軸方向歪が優越する。

(2)　地中管路の耐震設計

地震時の地盤の歪に立脚して地中管路の耐震性を考慮すれば，その設計の基本理念として変形で拘束が与えられる構造物設計，すなわち，免震的な立場による設計が必要である。免震設計の基本は，1）ルート選定によって地盤の悪い場所をさける，2）地盤の歪を管路に伝えない構造，3）保安対策を樹てるなどである。免震設計の手続きは，以下のようになろう。

a. 施設の利用目的による耐震設計の評価

設計地震動に対しては均質な耐震性を有すること，設計地震動をこえる地震（地震対策検討用地震）に対しては，速やかな修復が行なえるよう，技術評価・システム評価作業を行なっておく。

b. ルート選定

ルート選定は，表層地盤のせん断波速度・その層厚と共に，管路材料の選択がパラメーターとなる。もし，ルート上の地点でこのパラメーターより定まる地震動（保障する地震動）が設計地震動より下廻るならば，ルートの再選定もしくは管材料の再選択が必要となる。

c. 構造対策

さらに，これらで対処できないときは，共同溝・さや管の利用，伸縮継手の採用など構造上対処する必要がある。

d. 施設のシステム対策

地中管路の耐震設計は以上のようにして行ないうるが，地盤の局所性に支配され易いことなどから，実際上管路全体に均質な耐震性を持たせ難いこと，設計地震動をこえる地震動にも対処できること，のために，設計のバックアップシステムとして，保安または連用上の地震対策を講じておくことが要請される。

2) 地中管路の地震時保安対策

保安・連用上の対策としては，昭和４７年度報告に詳細報告した所であるが，前年度報告の補遺・補足として，1) 耐震工法・資材対策，2) 施設計画，3) システム対策，4) 耐震研究の現状と計画について報告し，本報告における地中管路の耐震設計の完備化を計ったものである。

最近における地中管路の耐震研究の進展に対応し，順次成果が設計にとり入れられていると共に，設計地震動をこえる地震に対してもバックアップシステムを用意し，これらの地震対策が耐震設計の一部として考慮されるようになった。

システム対策については，各企業・機関で行ないうる地震対策を有効・適切なものとするために，より高所でのシステム対策が今後検討される必要があろう。

3) 地中管路の材料

地中管路の耐震設計のうち，管の材料について述べたものである。また，利用面を考慮し，その挙動・耐力を設計面に反映し易くするため，その製法についても検討した。

地中管路の耐震設計には，すでに述べたように管材料の選択および構造上の対策（継手，線形の利用）がその手続の内容となる。鋼管材は，そのじん性・延性によってまた線形のもつ変位吸収能力によって，地震時の地盤の歪に対応できるものと期待されており，そのため鋼材料の機械的性質，溶接強度，管体の破壊挙動について報告した。

鋳鉄管材については，現在のダクタイル鋳鉄管の機械的性質および耐震継手の性能とそれらの管路設計への適用例を示した。また，これら管路の大ひずみ時における挙動実験結果について報告した。

硬質塩化ビニール管材は，近年開発された材料であって，本年より委員会で採り上げた材料である。本材は弾性率が低いことから耐震的に有利な面が考えられるが，口径が大きくなるとシェル的性質を帯びるため 150mm 以下の配管が主なものとなっている。本材料についての機械的性質，継

手強度について述べた。また，新材料であるため震害事例も少ないが，新潟地震・十勝沖地震・八丈島地震の例について報告した。

4．3　昭和49年度成果の概要

本年度は最終年度に当るので過去2カ年間に研究審議した成果を検討し，それらを総括するために地中管路の震害調査法，埋設管の応力解析法および試験法について審議した。また振動実験を実施し，応力解析法および試験法の合理性について検討を加えた。

1）震害調査法

応急措置と恒久復旧措置のために実施される地震災害直後の震害調査法を標準化し，あわせて震害形態の統一的な整理分類を可能とし，地中管路の耐震技術の向上に寄与するために震害調査法を提案した。

内容構成は調査の態勢，調査項目，報告書作成，調査例の4つの項から成っており，調査例では地中管路の用途別に6種に区分し，上水道，下水道，都市ガス，電話，送電，石油・天然ガスとし，また異種のものとして外国の事例を加えた。

2）解　析　法

地中埋設管の応力解析法としては現在のところ石油パイプライン事業法に準拠する方法およびそれを補完する石油パイプライン地震対策要綱・同解説（日本道路協会）による方法が知られている。これらは，準線型解析法と云うべき解析法で，地震時における地盤の動的挙動が地盤の歪の大きさに依存するいわゆる歪依存性は考慮されているが，地盤と導管の接面に相対変位が生じるものではないと云う前提のもとに行なう解析法であり，比較的に固結度の高い均一な地盤に対しては合理的な解析法であるとされている。ここでは準線型的な解析法を弾性解析法と称し，導管と地盤の接面全部に相対変位が生じるとした方法を塑性解析法，両者の混合法さらに接面の一部に相対変位が生じるとした厳密な方法を提案した。

また不均一な地盤中の導管の応力解析法，継手または接合部（溶接部は除く）の応力解析法の他周辺地盤の円形ℓり，専用橋上の導管の応力の解析法を示した。

さらに地震および地震動の特性についても言及している。

3）試　験　法

地中埋設管の動的耐力および変形性能に関する試験法は未だ確立の途上にある事柄である。しかしながら調査試験・測定すべき主要な事項については他種構造物の調査・試験・測定項目とほぼ同じとみてよいであろう。

ここでは，地盤の調査法，室内試験法，現場試験法に区分し，それぞれ静的試験法，動的試験法を呈示し，具体的な条件または数値を示すと共に適用例を示した。

さらに現場試験法では地震観測についても言及している。

4）振動実験

地中埋設管の応力解析において導管と地盤の接面における相対変位は重要な意味をもつものである。本実験では外径25cm，長さ12mの鋼管を振動台上の砂槽に表面から1．2m，2．5m，3．5mの深さに施工管理を入念に行なって埋没し，鋼管の一端を大地に固定し，砂槽に25mmまでの振幅を与えて加振した。

実験の結果は，深部ほど管と土との接面に相対変位が生じるに要する限界軸力は大きく，加振状態によってその軸力の大きさは変わり，軸力はまた固定端で最大となり自由端で最小となると云うことが明かにされた。

実験の結果によれば，導管と地盤の接面に相対変位が生じうることは追認し得たが，地震時の導管応力の解析に用いるために限定すべき条件については更に今後究明しなければならないものと考えられる。

II　震害調査法

まえがき

大地震が発生し，それに伴って地中管路に被害が生じた場合を想定すると，官公庁・企業などはまず第一に管掌する施設の応急復旧対策に全力を傾けることが必要となる。このためともすれば震害に対する技術的資料の收集は先行しにくい面がある。たとえ收集可能としても，地震発生後相当時間が経過した段階，すなわち応急復旧がある程度なされた段階となり，被震当時の原形を技術的に判断しにくくなる場合がある。そこで，極力震害発生状況の原形を把握するためには，どのような準備をあらかじめしておくべきかについて，準備資材，調査方法，チェックリストなどの面から検討を加えておく必要がある。

本編では，地中管路の地震時挙動ないしは耐震性の調査に主眼をおいているので，多少調査の方向が限定されていることをお断りしておく。

震害調査を行う場合には，被害をうけた施設の管理当事者が行う調査と他機関が第三者的に行う調査とでは若干目的が異なる。さらに管理当事者であっても，施設の相異により調査主眼が異なることがある。ここでは，いずれの機関においても考慮することが望ましい共通的な調査事項と各機関独自の

観点から考慮する事項（チェックリストなど）の両面にわたって記述することにした。

なお，本編では調査の目的，態勢，調査項目，報告書作成要領，震害調査例を示し，これにより標準的な震害調査法を提示することにした。

1．震害調査の目的

震害調査の目的は，官公庁・企業などが管掌する地中管路を対象として，被災時の応急復旧対策および恒久復旧対策に関連して資材の手配，復旧工法の検討，無被害施設との接続などに供する資料を作成することにある。この調査結果は，耐震性を考慮した設計・施工法の将来の改善に対する貴重な資料ともなるものである。また仮りに調査した結果から無被害と判明した場合でも，既設管路の耐震性の検討・改善の方向を探索する資料を得ることができる場合がある。

地中管路は，その大部分が公共用地（道路・河川・鉄道・港湾など）または専用用地に埋設されており，一部が供給管として私有地（宅地，私道など）に引込まれている。供給管は，通常，車輌荷重を受けないので土被りが浅いこと，地震時には建物など他の建造物の影響を受けやすいこと，供給量が少く管径が小さいことなど，一般管路とは性質を異にするので，ここでは調査

範囲を公共用地・専用用地内の管路に限定することとした。

なお、調査を行う主体としては、大学、官公庁、研究機関、企業などが共通的または共同的に行えるような観点で記述することとした。

2. 震害調査の態勢

2.1 調査の種類と準備すべき資材

2.1.1 調査の種類

調査対象が地中管路に限定されている場合には、管路とそれに付属する施設の地震時の挙動につき調査することになるが、管路の周辺状況も大きく影響することが考えられる。従って比較的広範囲にわたって調査することが必要となる。

調査を経過順に大別すると次のようになる。

1) 一次調査 ——地震発生後直ちに行動を起こして全体の被害状況を概括的に把握し、主に復旧対策に供するために行う緊急的な調査。

2) 二次調査 —— 地震発生後やや経過してから開始し、地震および被害全般につき、精密な資料を得るために行う事後的な調査。これには復旧工事と併行して行う調査も重要な部分となる。

3) 研究調査 ——地震発生後相当期間経過してから開始し、かなり長期間にわたって、被害原因の解明、新しい設計・施工法の開発などを目的として行う調査。

上記の調査は，内容的にも時間的にも必ずしも明確に区別することは難しく，実際にはこれらの調査は重複しながら進められることになる。

2．1．2 調査員の編成

調査を行う場合，調査の種類によって異るが，大別次のような編成になる。

調査員の編成
- 調査チーフ　1名
- 変状調査員 2～3名（寸法測定，オフセット等）
- 記録員　1名
- 写真撮影者　1名（または記録員が兼務する）
- （運転者または案内者）

（注）案内人として管理担当者がつくことが望ましいが，地元に詳しい運転者でもよい。

一般に1パーティは5～6名編成になることが多いが，第3者調査の場合では小編成となることもある。

一次調査は，地震後直ちに出発するものである。この調査を，スムーズに行うためには日常から地震の規模，被害の規模，発生場所等に応じて調査計画案をたてておき，調査員をあらかじめ定めておくなど調査に即応できる態勢を準備しておくことが肝要である。

2．1．3 準備する調査用資料・資材

地震が発生してから，急きょ調査用の資料，資材などを準備するのでは，時間が無駄になるだけでなく，満足な調査が行えなくなる可能性もある。すなわち，調査事項や準備

すべき資料、資材などはあらかじめ整備しておくことが望ましい。こうしておけば地震発生後直ちに現地へ急行することが可能となる。

準備する資料、資材(機材)を表-1に網羅した。

実際に準備すべきものは、調査機関、調査目的、調査場所等によって若干異ると考えられるので、各機関で判断し適宜準備しておくことが望ましい。またこの表にないものでも必要なものがあれば用意する。一般的に、一次調査では被災箇所の写真撮影や被災者、目撃者のインタビューによる録音を行って概要を把握する。次に二次調査では、細部にわたる測定等を行う。この場合もし調査班が分れる場合には、それぞれに応じた資料、資機材を準備しておく必要がある。

表-1に列挙したもののほか必要に応じて、簡単な土質調査器具(例えば簡易貫入試験器、弾性波測定器、アースオーガー等)ならびに余震測定や常時微動測定のための振動測定機器も準備しておくとよい。

表－1 耐震調査に準備すべき資料，資材

(1) 図面

地図（国土地理院）1/25.000，1/50.000，航空写真

地質図，断層図

配管図

供給系統図

(2) 現況資料

人口，家屋数，世帯数，供給人口，供給量，供給系統，施設概要（標準的工事仕様書，工事報告書，設計図，連絡系統図，災害対策資料等），配管現況（口径別，材質別，布設年度別の延長；弁類数量，使用継手変遷経緯等；橋梁添架，専用橋，シールド，推進工法，トンネル，共同溝，河底，海底配管等の詳細図，異形管防護，弁室形状，マンホール室等の詳細図等）

(3) 筆記具等

(1) 筆記具（鉛筆，ゴムケシ，ナイフ，色鉛筆，マジックインク等）

(2) 計算尺，計算器（函数付），ソロバン

(3) 定規（三角，平），三角スケール

(4) 筆記板（肩かけ式）

(5) 黒板（黒板けし）又は白板（写真撮影用），チョーク（色）

(6) 用紙（レポート，コピー原紙，コピー用紙，方眼紙，対数，円形用紙等），連絡用紙

(7) セロテープ，ノリ，ピン，クリップ，ステープラー

(4) 撮影，録音

カメラ（広角，望遠，接写レンズ），フラッシュ，三脚，ムービーカメラ，投光器，テープレコーダー，フィルム，テープ，双眼鏡

(5) 照明

ライト（大・中・小），キャップランプ，投光器，電池

(6) 測定機具

(1) スケール（巾広いテープ巻尺，大・小），折尺，ポール（組立式），赤旗（ポール付）

(2) 鉄管探知器，水道

(3) 漏水探知器（水道用）

(4) 塩素検知器（水道用）

(5) 配素測定器，有毒ガス，可燃性ガス検知器等

(7) 安全装具

ヘルメット，作業着（防寒具，雨具を含む），安全靴，手袋，ベルト（腐射板付）

電圧測定器

(8) 医薬品

胃腸薬，外傷薬，塩素錠剤

(9) 身回り品

リックサック，ナップザック，肩かけカバン，水筒

(10) その他

伐切道具（ノコギリ，オノ），ペンチ（電工用），ドライバー，モンキースパナ

ナイフ，バール，釘，ネジ，トランシーバー，軽2輪車，トランジスターラジオ

2.2 一次調査

一次調査は被害状況を即座に把握するために行う調査で巡回点検調査および復旧点検調査の2段階の調査が考えられる.

2.2.1 巡回点検調査

この調査は, ある一定以上の震度に対して施設全体の巡回点検を行う調査である. これにより被害の状況を把握し, 応急対策をたてることになるので, この調査は地震発生後直ちに行うべきものである. 震度が大きくない場合には必ずしも大きな変状はないとしても水道水, ガス等輸送物質の漏洩などが考えられるので, 漏洩調査も必要である.

調査の際, 弁室, 地下室, 共同溝, シールド等に入る場合は, 漏洩の危険性を想定して酸素測定, 可燃性ガス, 有毒ガス検知等を行う必要がある. このため換気, 酸素マスクの器具も必要となることもある.

2.2.2 復旧点検調査

施設に被害を受けた場合には直ちに復旧に入らなければならない. まず被害の程度を把握するため, 供給停止をする路線, 切回しをする路線, 破壊した箇所の配管材料の手配, 復旧工事用の資機材, 人員手配のための調査, さらに応急補給(給水, 給電, 通信, 簡易便所等)の資機材, 人員の手配計画の調査が必要となる.

この場合、できれば被害箇所の形状、寸法、オフセット、写真撮影等を行ない、後日の資料にするのがよい。しかし被害程度が大きいと水道やガスの噴出により精密な調査はむづかしいことがある。また、水道の場合には噴出水による洗掘によって周囲の状況は大分変ってくる。管体にヒビワレが入っても水圧により成長したり、継手脱出も地震動以外に水圧によって脱出距離も変ってくる。一般に、被害を受けやすいのは、丁字等分岐部、制水弁等フランジ部、地盤の変化部、構造物付近に多いので、その地点を重点的に調査していくことにより、復旧点検調査を短時間で行うことができる。

2、2、3、調査表の作成

この調査表は、後述のチェックリストの一環をなす震害状況の基礎資料を作成するもので、主なる事項は次のとおりである。

点検箇所、被害箇所、調査日時、被害状況、周囲状況、調査者、摘要(路線名、口径、材質、製造又は施工年)、概略図面、応急処理方法、復旧必要材料等。

2、3 二次調査

地震全体の規模や被害状況を総合的に把握するため、資料の收集調査や震害地点の再調査を行う必要がある。これは若干日時が経過しても差支えない。その項目については次章に詳述しているが、主なものは次のとうりである。

(1) 設計・施工の記録：設計、施工、維持、管理の記録
(2) 地震の概要：発生日時；震源、規模、各地の震度、余震、地震記象

(3) 被害統計と被害率：被害金額，復旧金額，直接被害，全体被害，被害率

(4) 被害の概況：被害者，被害家屋，施設被害

(5) 被害詳細：管路の被害，付属施設の被害

(6) 二次災害：供給障害，管路の二次的被害

(7) 被害原因：構造解析，実験解析，故障解析

(8) 地盤・断層等：土質試験，地質調査

(9) 応急対策状況および復旧方法：供給停止，漏洩状況，応急供給状況，総出動人員，応援状況，復旧方法。

相当の被害を受けている場合には復旧工事を行う必要がある．復旧作業を直ちに行うにしても，若干の余裕があると考えられるので，その機会をとらえて技術的調査を行い，二次調査の精度を上げるのがよい。この場合には，管路の変状とともに周囲状況を同時に調べておくことが肝要である．前述のごとく被害箇所の変状，オフセット，写真撮影等を行う。

2.4 研究調査

各種の調査結果から，必要に応じて被害状況を再現し．被害原因を検討するため実験測定や構造解析などの研究調査も必要である．研究調査により被害原因の解析を行い，将来の設計・施工法の改善の資料を得る。この場合，各企業は単に大学や研究機関などに依存するのみでなく，自らが主体となって解析．研究を行う態勢をとることが望ましい．

SEKIREI A4 NO. 54

3　調査項目

3.1　設計；施工等の記録と図面

第1章で述べられている調査目的を達成するためには、ある地震で地中管路全般にどれだけの被害があったかの数字の配列では不十分であり、設計、施工、使用条件等による群別、層別の整理による組織的検討と、被害例、免害例のデータに基づく故障解析を可能にする調査を行うことが必要と考えられる。

従って、調査の対象となる施設については、使用目的（輸送の目的、輸送対象）、使用条件（圧力、流量等）から設置条件（埋設深さ、埋戻し条件、舗装や他構造物等との関係、特殊な支持条件、バルブ及び保安作業の設置等）などを含む設計、施工条件を明らかにしておく必要がある。別の角度から見れば、設置年代、そのときの技術指導及び設計条件、管材、接続法、試験検査、保守管理状況等の条件がかかってあり、必要に応じて適切な群別、層別による整理ができることが望まれる。

このため、地中管路設置者は平常から地中管路に関する設計、施工の記録及び図面を整備保管しておき、一旦緩急の際にはこれが利用できるようにしておくべきである。とくに、輸送パイプライン、供給幹係等については、そのラインの技術的特性が把握できるだけの資料を整備しておくことが必要であろう。

SEKIREI A4 NO. 54

3.1.1 設計・施工及び保守管理の記録

設計・施工の記録は、次に示すものを標準として必要な事項を整理しておくものとする。

1) ライン又はシステム名。
2) 輸送対象。
3) 管の種別、直径、肉厚。
4) 設計圧力、最高圧力、耐圧試験圧力及び温度。
5) 継手の種別、施工条件、試験検査法と適用。
6) 設置条件、埋設深さ、掘削し条件、防護策。
7) 他構造物、管路等との関係。
8) 防食被害その他の防食条件。
9) 伸縮継手、バルブ、絶縁フランジ等の使用。
10) 一般、曲がり、フィッティングの使用。
11) 土質、地震に関する調査記録。
12) 施工業者名。
13) 試験、検査記録。
14) 適用法規、技術基準。
15) 設置年月、使用開始年月、使用条件変更年月。
16) 耐圧、漏れ試験、補修、調査等の重要な保守管理記録。

3.1.2 施設の現況

施設の現況を把握するには、次のような資料が必要である。

(i) 配管図（配管系統図、一般図、詳細図）。

(ii) 事業概要、施設概要、配管延伸管理統計。

(iii) 延長（用途別、口径別、材質別、継手別、管理別、行政区別、施工年度別等）。

(iv) 埋設状況（埋設深さ、埋戻し土砂の性状等）。

(v) 附設状況。

(vi) 付属施設（弁類、伸縮管、計量器等）。

(vii) 特殊配管（専用橋、橋梁添架、シールド、共同溝、海底及び河底配管等）。

3.1.3 図面

地中管路では、一般に平面図、縦断図並びに必要な横断面及び詳細図が作られ、保管されている。詳細図には、橋梁取付部、伏越部等の特殊部分（3.1.2 (vii)）の図面が整備され、また当該管路と他の構造物及び管路等との関係が図面等で明らかにされていることが望ましい。図面は、標識等を併用として地中管路の位置が地上から適確に分かるようにしておくことが重要である。

バルブ、フィッティング（異形管）、機械継手、伸縮継手、

絶縁フランジ等の部品の図面，設置状況及び基礎の図面等が整備されていることが望ましい。

3.1.4　図面及び資料の保存

3.1.1～3.1.3で述べた図面及び資料は正確に作られ，確実に保全，保存しておく必要がある。過去の例では，都市の規模にもよるが，資料の不備な場合があり，被害が発生してから始めて資料の整理が行われることがある。また保存されていた資料が震災による火災や建物の倒壊のために焼失したり，埋没又は浸水して使用できなくなることも考えられるので，これらの重要な資料や図面は，保存設備に考慮を払い，またコピーを分散しておくとか，遠方の地域にも保管しておくなど，緊急時にも被災しない配慮が必要である。自治体や企業体での地域の異なる管理者がコピーの交換保管を行うことも考えられる。

実際に，東京都などでは配管管理図を1/50,000，1/10,000，1/5,000，1/1,000，1/500等に分類し，これらを印刷製本して各所に分散配置している。

詳細図（1/500，1/100等）はマイクロフィルムにして圧分し，必要に応じて検査器，フィルムリーダープリンターにより出図することも各所で実施されている。

3.2 資料調査

地震による被害に関する調査，解析を行うには，地震そのものに関する情報を利用しなければならない。地中管路の震害調査のために，設置場所付近等の局地的な情報を得る目的で行われる調査は別の節で述べることとし，本節では，地中管路の震害調査に際して必要とされる一般的な地震資料の調査について簡単に記述する。

3.2.1 地震諸元

地震諸元としては次のようなものがある。

(i) 地震発生日時

(ii) 震源の位置

(iii) マグニチュード

(iv) 各地の震度及び震度分布

(v) 余震及び前震

(vi) 過去の地震活動

(vii) 地震動の記録

これらの情報を集め，整理することが必要である。

地震動の記録には，地震観測所，地中管路のために設置されたもののほか，各地の情報を利用する。加速度のほか，周期，速度振幅，変位等も調査する。

3.2.2 地盤，地質等に関する一般情報

主要な地震の際には，地震学及び地震工学の面から地盤，地質等に関して多くの調査報告が出される。地中管路のように広範囲に設置されている施設の震害調査では，これらを入手して有効に利用することが必要である。地中管路に関する直接の局地的情報は3.8による。

3.2.3 地震に関する一般情報

地震には次のようなものがある。

(i) 断　層。

(ii) 地滑り，山崩れ，がけ崩れ等。

(iii) 地盤隆起又は沈下（地盤の著しい圧密沈下も含まれる）。

(iv) 流動化。

(v) 地盤の相対移動，地割れ等。

(vi) 海底変動。

これらの中には詳細，とくに地震時の挙動が明らかでないものが多いので，各方面の情報を収集するとともに，積極的に情報流動を行なうべきである。3.5及び3.6と併せてできるだけ多くの情報を集め，整理する必要がある。

3.2.4 その他の一般情報

地震による被害の調査に関係する情報には，これまで述べたほかに次のようなものがある。これらの情報のうち必要なものを調査又は利用する。

(1) 気　象

降水量は地下水位に関係し，また流動化，地滑り，山くずれ等の地変に影響を与える。雨，雪ともに含まれる。

気温，地温，風速，風向，気圧配置や台風，突風，たつまき雷等も条件によっては被害と関係することがある。寒冷地で凍土の可能性のあるときには，地温は重要である。

(2) 海　象

津波及び潮位変動が重要な項目となる。

(3) 一般被害

地震に関する直接の工学的情報が不十分なとき，家屋等の建物，道路，堤防等の構築物その他の被害の地域分布をひとつの尺度として利用し，検討を行うこともできる。

3.3 被害統計と被害率

3.3.1 被害統計の目的

地震の被害調査には，被害統計は不可欠であり，これまでにも多くの地震の際に種々の被害統計が発表されている。これらの統計は次のような目的と意義を持っている。

(i) 地震による被害を数字で分かりやすく示す。

(ii) 地震による被害の分布をつかみやすくする。

(iii) 地震による被害の分布，特徴等の傾向をはっきりさせる。

今後は更に，故障解析，将来の地震対策及び耐震設計へのフィードバックをも考慮して，有効適切な被害統計を作ることが要請される。

3.3.2 被害統計の考え方

例えば家屋では，直接の被害として全壊，半壊，破損等の区分があり，また復旧の可否という分類もできる。二次的被害としては津波や洪水による流失や浸水，火災による焼失等がある。これらの被害の数を調査し，市町村等の行政区域や地質等の区分で整理すれば，地域別の被害統計が得られ，地域内の家屋の数が分かっているので被害率（全壊率，半壊率等）を計算することができる。

これとは別に、木造、鉄筋コンクリート、鉄骨鉄筋コンクリート、鉄骨、ブロック、プレハブ等の構造別の被害統計を作り被害率を計算することができる。更に細かく、木造家屋であれば設計施行の詳細すなわち柱の配置、筋交いの配置、開口部の構造屋根の材料等によって分類し、統計を取ることもできる。

このように、地震の被害統計では、施設の構造と被害の関連が地域等で区分された地震の影響に対して示される。地中管路について、更にやや細かく考えると、地震による被害は次の3個の要因によって発生するといえる。

(i) 地震の性質と施設への力学的影響。すなわち施設に加えられた地震動及び地変等の影響。この他に二次的な要因がある。

(ii) 施設の構造。

(iii) 施設の内部特性。これには管路の種別又は内容、すなわち上水道、下水道、都市ガス、石油、天然ガス、通信電力等の別及びその量、圧力等が含まれる。

この3個の要因によって発生する被害モードは次のように分類できる。

まず、施設(構造)の被害(損傷又は故障)モードとしては下記の4項目となる。

(i) 小さな漏れ。

(ii) 亀裂及び小さな破損。

(iii) 大きな破損又は破断あるいは脱落，減失。

(iv) 屈曲等大きな塑性変形等。

この他に，附随する施設等の被災するかもしれない動力の停止。製造又は圧送設備の停止等によってもシステムの被害は起こる。

次に，システムの被害モードは次の5種目とする。

(i) 供給停止（機能の一時的喪失）。

(ii) 漏れ（大量の場合を除く）。

(iii) 大量流出。

(iv) 輸送能力の減少（断面変化，使用圧力低減等）。

(v) 供給障害なし。

この他に二次災害が考えられる。

これらは，地中管路を直接の対象としているが，サポート，アンカー，ケーシング等の被害もシステムに影響を及ぼす。

3.3.3 被害統計の項目

(1) 供給障害

供給システムと輸送ラインでは異なる点もあるが、供給を停止したシステムについて、被災人口（供給停止人口と総供給人口の比）、被災面積（供給停止地区と総供給面積との比）、被災供給量（供給停止量と標準供給量との比）、供給停止日数、他の方法により供給した日数等を経日的に統計化しておく必要がある。

また、供給障害にも

(i) 地震の情報又は警報による一時供給停止。

(ii) 被害状況確認、検査等のための供給停止。

(iii) 破損等の補修など、被害復旧のための供給停止。

(iv) 供給源又は供給先の事情による供給停止又は制限。

(v) 外部からの要請による供給規制。

(vi) その他の供給障害。

起こりうるので、このような分類も明らかにしておく必要がある。

供給障害の回復については、3.9の復旧の状況との関連が明らかになるようにしておくべきである。

(2) システムの被害モード

3.3.2で述べたシステムの被害モードは、地中管路の種類によって一概に言えないが、(ノ)の供給障害に関することは別として、必要に応じ、(ナ)の損傷と合わせて内容を明らかにしておく必要がある。この場合には次のような区分が考えられる。

(i) 制御システム、機器等の故障。
(ii) 少量の漏れ。
(iii) 大量流出。
(iv) 供給障害なし。
(v) 管路内の導体等の故障、管路の閉そく

(3) 損傷

地中管路の損傷については、損傷部位と損傷モードを明らかにしておく必要がある。

損傷部位としては、次のような分類が考えられる。

(i) 直管管体。
(ii) 異形管(管継手、フィッティング)本体
(iii) 円周溶接継手。
(iv) 機械継手

(v) 伸縮継手，たわみ性管等。

(vi) ラインバルブ。

(vii) 空気抜き，水取器，計器等付属品及び同取付装置。

(viii) ポンプ，コンプレッサ等及び同持続部。

(ix) ピット，vault（地下室），貫通部，ケーシング，防護施設等。

(x) サポート，アンカー等。

(xi) その他。

また、損傷のモードとしては次のような区分が考えられる。

(i) フランジ等からの小さな漏洩等。

(ii) ひびわれ，小亀裂及び小さな破損。

(iii) 大きな破損，切損，破断あるいは脱落，滅失。

(iv) 屈曲等の著しい塑性変形。

(v) 沈上，浮上，露出，移動等，残留応力（解散したときわかる）。

これらをもとにして，管路の種類，システムの内容に応じて具体的な項目を準備し，これに基いて調査を行い，統計を作ることが必要である。

(4) 被害額

地中管路の被害額は，一般に次のように分類される。

(i) 応急防治に要した費用。

これには宿泊費，備品消耗品費，葬祭費，食糧費，修繕費，運搬費，燃料費，賃金，賃借料，応援企業体等の費用，職員手当等が含まれる。

(ii) 応急復旧に要した費用

これには材料費，工事費，機械器具費等が含まれる。

(iii) 恒久復旧に要する費用

これにも材料費，工事費，機械器具費等が含まれる。

(iv) 事務費

3.3.4 被害率

地震による被害の数字が明らかになれば，これに基いて被害率が算定される。この場合，設定した条件別の被害件数と対象延長との比を被害率として算出することが望ましい。

単純な輸送管路では被害率は，簡単に表示できるが，複雑な管路や水道，都市ガス等の供給システムでは，同一径，同一材質でも使用目的によって被害が異なることもあるので適切な分類が必要である。上水道の場合の取水，導水，送水，配水（本管，小管），給水管等の分類，都市ガスの場合の高圧，中圧，低圧及び本管，支管等の分類がこれに当たる。更に，供給範囲が広い場合には，被害地域を行政区分その他の適当な区分や地質上の区分を行なうこともある。

上述の分類，区分を考えて

(i) 直径別被害率。

(ii) 使用目的別被害率。

(iii) 材料別被害率。

(iv) 継手別被害率。

(v) 舗装別被害率。

(vi) 地質別被害率。

等を出すことができる。更に，詳細には被害部位及び損傷モード（3.3.3参照）を用いて，被害率を出すことができる。この

場合には，延長当たり被害率のほかに，設置件数当たり被害率も有用である．

(1) 被害率の計算

(i) 配水管，都市ガス供給システム等の場合

布設面積が広いので，適当なメッシュに切り，ブロック（区域）ごとに計算する。

$$\alpha = \frac{\Sigma m}{\Sigma \ell}$$

ここで

α_1：被害率（km当たり）

m：1ブロック内の該当管路の破損個所数

ℓ：1ブロック内の該当管路の長さ（km）

(ii) 単純なラインの場合

輸送ライン，導水管，送水管等ではラインごとに計算する。

$$\alpha_2 = \frac{M}{L}$$

ここで

α_2：被害率（km当たり）

M：破損個所数

L：管路（ライン）の長さ（km）

3.4 被害概況

3.4.1 地震直後の被害概況調査

地震直後の被害概況調査は，施設の地震による影響の大略を調査し，被害の規模及び程度を把握し，供給確保，保安及び復旧等の対策を検討，実施するための資料を得るために行われる。

この調査では，本章，第4章及び第5章を参考としてあらかじめ作られた“施設の被害概況調査要領”に従って，敏速かつ手際よく調査を実施することが必要である。

この調査の内容と対象範囲は，地震及びその影響の程度によって著しく変わるので，調査要領は各種の場合を考慮しておかなければならない。そして，実際に地震が発生したときには，初期の情報……震源，マグニチュード，各地の震度及び強震計の情報，顕著な地変や構造物，構築物等の状況などに基づいて，具体的な調査項目と調査範囲を指示しなければならない。

項目には次のようなものが含まれる。

(1) 漏れ，破損，脱落等の状況。

(2) 供給システムの状況。

(3) 供給元及び供給先の状況。

(4) 通信システム，交通輸送，ユーティリティ等の状況。

(5) 関連する構築物等の状況。

(6) 管路周辺の一般被害状況。 （4.1(6)参照）

(い)　地変（地盤）に関する一般状況。（3.5.2（2）及び4.1（4）参照）

(ろ)　地震に関する各種情報。

(は)　その他関連情報

3.4.2　被害概況の整理

今後の地震による被害調査は、3.5，第4章及び第5章に示すように、地震の影響の程度で異なるが、膨大できめ細かいものになることが予想される。したがって、被害の概要を短時間で頭に入れるためには、これらの膨大な資料を概況の形で整理し、分かりやすくしておくことが有益である。

その内容は、第4章に従って要領よく簡潔にまとめることが望ましい。

3.5 被害詳細

3.5.1 被害詳細の調査項目

被害詳細の調査項目は、3.4.1を基礎とし、本章、第4章及び第5章を参考として、施設についてあらかじめ定めておくことが必要である。もちろん、地震及びその影響の程度によって実際に適用される項目には勿論ができるのは当然である。

報告書のまとめ方については、第4章に従い、第5章を参考にすればよい。

3.5.2 関連資料

詳細調査では、情報をできるだけ詳細に、漏れなく記入することが必要であるが、この際、写真、スケッチ等を利用することは大いに有効である。また、3.5.2に示す地盤関係の情報をできるだけ他項目と関連させながら記録するとよい。

これらの情報は、なるべく情報源、入手時期等が明確になるようにしておくのが便利である。

3.5.3 推測、意見等の取扱い

詳細調査では、多数の人や機関の資料が集められ、記録される。このため、情報の量と質の相克の問題が起こる。混乱を防ぐためには、3.5.3に述べた情報源等を明らかにする外、とし

もに、情報提供者及び収集者は、客観的事実を推測又は意見と分離するように努める必要がある。

報告者が意見を述べ、若しくは報告者の意見を聞くことは、被害発生時の感覚の入手を含めて極めて重要であり、望ましいことであるが、客観的事実と称する中に推測や意見がまぎれ込むことは厳に避けなければならない。また、聴取り、交通鑑の受け渡しについては、聴取方法、用具、着手及び時刻をよく確めておくことが必要である。

3.6 二次災害

地震による二次災害を地中管路の立場から見ると、次のふたつの場合に分けられる。

(i) 地中管路の震害により、需要家、他施設等に与える被害。

(ii) 地震の直接の影響によってではなく、地震による建物等の構造物や構築物の破損、倒壊、移動等や火災、漏水等によって地中管路が受ける被害

3.6.1 供給障害等他に与えた影響

3.3で述べたように、供給障害は地中管路の地震による影響の中の重要項目である。

地中管路の被害によって起こった火災、漏水、退避等の二次災害及び迅速被害調査の技術的問題と関係の深いものとあまり関係のないものが交錯するので、ここでは調査法については省略する。

供給障害については、システムに応じて被災人口及び比率、被害面積及び比率、被災供給量及び比率、供給停止日数、他の方法により供給した日数等を経日的に統計化しておくことが必要である。

3.6.2 地中管路の二次的被害

地中管路は地震自体地震に直接関連する液状、津波等による被害を受けるほか、地震による建物、構築物等の破損、倒壊、移動等又は他の管路の破損若しくはこれらに関連して起こる火災、浸水等によって被害を受けることがある。過去の例に基づいてその例を挙げれば次のようなものがある。

(i) 橋架上若橋梁の落下、木橋の火災等。

(ii) 管路への水の浸入（例えば水道管の破損による）。

(iii) タンク、圧送設備等の震動や移動による連結部の破損。

(iv) 各種の火災の影響。

(v) 水路等の破損による浸水

(vi) 建物の倒壊や破損によるシステムの破損。

(vii) 重量物落下の影響。

(viii) 橋台、擁壁、堤防、道路等の変動による影響（ただし、特に異常でないものは地震の直接の影響と見なされる）。

これらの二次的被害は、調査報告及び調査統計で直接被害と区別できるようにしておくことが望ましい。もちろん、微震地帯ではこの区別が明確でないこともあり、3.7の解析で判断を必要とするものが多いと思われる。

3.7.1 解析の必要性

被害原因の解析は、地中管路の被害の実態を明らかにして将来の対策に資するだけでなく、被害の確認されていないが若しくは調査されていない管路の他の部分の状態を推定するためにも必要である。現在までの多くの地震による地中管路の被害にも、その原因が十分明確に説明できないものである。

地震のように大規模な地盤の動的挙動は、実験で再現することが困難というよりは不可能に近いといえる。従って、地震による被害の研究には、要因を細分してその一部について行う各種の実験研究も必要であるが、それ以上に実際の被害の実態をよく調査し、かつこれらのデータを集めて解析を行うことが極めて重要である。

3.7.2 解析のためのデータ

地震による地中管路の被害原因解析のためには、地震及び地震に伴う地変等の"荷重"、"外力"、"変位"等で呼ばれる外部条件と、それによって起こった地中管路の被害の状況が分かっている必要がある。もちろん、このような状況が十分に分かっているということは、地震のような非常時には極めて困難なことで、解析の際には関連する情報を適切に利用して補完する必

要がある。

また、検討の信頼度をできるだけ高めるために、類似した外的条件で、類似の施設が受けた被害の情報をなるべく多く集めることが必要である。例えば、ある地域で断層、地割れ等が著しく発生したとき、その地域の地中管路でひどく破壊したもの若干の被害を受けたもの、わずかな被害を受けたもの及び被害を受けなかったものに分けてそれぞれ十分な数のデータが得られると解析は非常に行いやすくなる。

解析を行うためには、このようにしてフィールド・データを集めることと、このデータ（報告）の中に必要な項目を拾い上げておくことがぜひ必要である。そして、これらのデータは、対象とする地中管路（ラインまたはシステム）を基本として、その部材の故障モードを明らかにできるものでなければならない。以上述べた基礎資料が整っており、各管路の内容、技術的、歴史的相違等が解析の際に明確に表示できることが必要である。

3.7.3 解析の方法

故障解析（Failure Analysis FA）に関する技術は最近急速の進歩を遂げた。[1)2)] 従って、勿発する故障については、データを本編に述べる調査と報告の方式によって有効に集め、これらを統計的故障解析技法に従って専門家グループの手で解析することにより、原因推定，設計及び構造等の評価、対策の推進に関する適切かつ有益な情報を得ることができる。

一方、新潟地震及び San Fernando 地震の際の、新しい高圧パイプラインの被害のように、重要な事故例の数が極めて少い場合には、統計的手法を主とする解析のみでは原因の追究推定と対策の検討は困難である。このような場合には、特に有能な専門家を動員する調査，検査、診察と、関連する各種の情報を含めた検討に基づく原因推定並びに必要な試験研究による確認から成る創造的な"非勿発事故の故障解析"の考え方を発展させることが有効と考えられる。[1) 3)]

いずれにせよ、解析においては有能な専門家を必要に応じて十分に動員して悔いを残さないことが重要で、当然のことながら企業体を超えた頭脳と経験の結集を計る必要がある。

3.8 地盤、土質等調査

3.8.1 地盤・土質等調査の必要性

地中管路の地震による被害は、地盤の挙動を介して引き起こされるので、地震調査で地盤、土質の状況や挙動を把握することは極めて重要である。しかし、建築物、橋梁、プラント等と異なり、長大なラインや広範囲に設置されている供給システムでは、震害に対応して詳細な地盤、土質のデータを網羅することは不可能である。

すでに、3.2で述べたように、地中管路の震害調査では、地盤土質に関する一般調査では各種の資料を収集入手することとなっており、これと重複するような一般的調査を、地中管路のために特別に実施することは、有益ではあろうが少なくとも一般論としては現実的ではない。

他方において、地中管路の震害の被害解析を行うためには地盤及び土質等の情報は不可欠であり、この情報は、3.2で述べた一般的な情報に、何らかの形で地中管路の設置されている場所の局地的な情報を加えたものであることが望ましい，このような矛盾した条件を何とか両立させるには、以下に述べる考え方が適当と考える，

3.5.2 地盤・土質等調査の実施

(1) 地震前の調査と情報

とくに地盤の状態については、地震後のみの調査では、例えば地震前の地盤不等沈下と地震の直接の影響とを分離することが困難なように、データが不十分なことがある。特にわが国のように、軟弱な沖積層や埋立地に多くの地中管路が設置されていると、地震のないときにもある程度の地盤の変化が起こっていることが少なくない。

地震前に調査してあると都合のよい情報としては、例えばこのようなものがある。

(i) 地盤沈下の進行している場所の沈下の推移、とくに不等沈下のあるところ。管路の応力

(ii) 地下水位の変動。

(iii) 伸縮継手の動きの記録。

(iv) 地盤に関係するサービス管路の故障の傾向

(v) 地盤に関係する主要な工事の記録。例えば道路の改築や改良、団地の造成、他管路の設置、地下鉄の設置、河川の埋立等。

これらの情報は、保守管理のデータとして subway の記録の中に入れておくべきである。

（2） 被害調査の際の調査

地震直後の被害調査では，地中管路の設置されている道路等の地表面の異常はチェックされる。このときに，これらの情報と地中管路の直接の被害の有無及び状況とともに収集し，整理記録しておくことが望ましい。

次いで，管路に異状又は異状の可能性が認められれば，掘起こし調査が行われる。この掘起こしの際に得られる地割れ等の地変，地下水の状況，防護構造物の状況等をできるだけ情報として収集し，記録することが望ましい。

更に，重要な被害について各種の積極的な調査を行う場合には，地盤，土質等の情報をできるだけ詳しく調査，記録することが必要である。

（3） 復旧工事の際の調査

被害の発生したところでは復旧工事が行われる。被害の程度によってはかなり大がかりな工事が実施される。被害調査一般もこの段階に持ち越されることもある。これらの復旧工事の際には，多くの土木作業及び関連調査作業等が実施されるので，地盤，土質に関する情報が得られる見込がある。このような情報を収集，記録するとともに，必要に応じて積極的な調査（試験を含む）を行うべきである。

（4） 積極的な観察

地中管路の被害は地震と密接な関係があると考えられる。従って，地中管路設置場所及び付近の断層，地割れ，山崩れ，地滑り，盛土崩壊，擁壁の倒れ及び移動，地盤不等沈下等の状況をできるだけ調べ，スケッチや写真（いずれも寸法がわかるもの）として記録しておくことは，特に被害解析に関しては極めて重要かつ有効である。このような情報は，"調査"を担当するグループや個人だけでなく，できるだけ多くの人々から得られるように準備しておくことが必要である。

これに関連して，地震の影響を受けた他物件の被害に関する情報も集めて記録しておけば，後の調査及び解析に役立つ可能性がある。このような被害についても，ある場所で何が壊れ，何が残ったのか及び何が損傷が大きく何が損傷が少なかったのかという情報が集められることが特に望まれる。

3.8.3 積極的な調査

3.2並びに3.8.1～3.8.2で述べたように，被害個所付近の地質図，柱状図，断層図等を収集するとともに，できうればコアボーリング等を行い，PS検層（剪断弾性率G，縦弾性係数E，ポアソン比ν），単位体積重量，K値（横抵抗値），粘着力，地下水位等を測定することが望ましい。

3.9 復旧状況

3.9.1 復旧の記録

地震で被害を受けた地中管路は，廃棄するなど特別な場合を除き復旧される。復旧は応急復旧と恒久復旧に分けられる。

復旧工事の方法と状況については，極力詳細に記述し，復旧の設計，施工，保守管理等の参考資料とすべきである。このさい，適切な報告とともに必ず考察を加え，以後の改善の方法等を提言することが望ましい。

3.9.2 応急復旧

応急復旧は時間的に急がれるので，必ずしも完全な施工が行われないことがある。あらかじめ準備された応急復旧施工要領を基本として，現場の状況により適宜修正を加えて実際の施工が行われることになるが，この際にどのような条件でどのように判断して標準と異なるどのような施工をしたかは極めて重要なデータであり，報告，記録する必要がある。

このような材料，手順を含む施工方法の詳細な記録は，後日恒久復旧を計画，実施するときの重要な資料となり，また以後の応急復旧の工事に役立つこと大である。

応急復旧のときの圧力制限等操業上の諸条件は十分検討の上決定し，状況とともに記録しておく必要がある。

3.9.3 恒久復旧

恒久復旧は，原則的には通常の新設，改修に準じた方法で行なわれる．とはいえ，地震の後に行われる工事であるので，通常の場合とは異なった条件に出合うことも多い．

恒久復旧の報告，記録は，建設工事に準じて行われようが，このような特別の条件に対処した記録はとくに正確に記録しておく必要がある．また，この際3.1の図面と対照し，工事を行った部分はもちろん，直接施工しなかった部分についても必要な図面の修正，取替を行なわなければならない．試験検査記録についても，特別な条件と対処を含めて正確なものを作らなければならない．

また，応急復旧のときにも同様であるが，無被害部との接続に関するデータと記録や埋り起こしまたは切断による管路の残留応力による変位の調査も重要である．

参考文献

1) 日科技連信頼性シンポジウム組織委員会(編)："品質保証と故障解析" 第17回品質管理シンポジウム報文集，日本科学技術連盟(1973)

2) 朝香，石川(編)"品質保証ガイドブック" 第1章 故障解析，日科技連出版社(1974)，p311～329

3) 成田"パイプラインの故障解析について" 品質管理，25巻7号(1974)，p27～32

4　調査報告書作成要領

震害調査報告書には、緊急用、経過用、技術用、事務用等提出先、使用目的によって内容は異る。ここでは、技術的に取扱うものであるが、被災当事者によって作成される緊急報告、応急復旧の経過報告、最終報告等の種類と第3者による調査報告（学術調査団、企業単位、研究所別等）、あるいは両者を統合した最終報告（主として　学会、大学、研究所等）等に分けられる。

調査報告書は、原則として第3章調査項目によって調査した結果を図・表・写真等を用いて要領(よく)まとめ、更にこれに対する地震対策への考察、改善の提言等を述べるのが一般的である。また、研究・実験調査等高度な解析を行った場合は別途報告書でまとめた方が時間的にも内容的にも十分表現できるので分けた方が望ましい。

4・1　一般的調査報告書の構成

一般的な調査報告書の構成は、おおむね次のとおりである。

(1)　概　要（緒言）

(2)　地震の概要

規模（発生日時、震源、マグニチュード）、過去の地震記録、各地の震度（震度分布）、地震記象（地震計記録）、余震

（前震を含む），加速度の推定と方向，地震の前兆（隆起・水位計変位・自然現象），一般的被害統計．

(3) 地盤・地質の状況等

地質断面図，地質分布図，断層図，柱状図，水準測量，潮位観測，地殻変動（三角測量）

(4) 地盤による震動の特徴（地象）

断層，地殻変動，流砂現象，隆起，沈下，陥没，地割れ，斜面崩壊，山津波，海底変動等

(5) 気象・海象

気象（降雨量，風向，風速，風量，竜巻（旋風？），気象配置等）

海象（津波，潮位変動等）

(6) 一般施設の被害状況

① 建築物：RC．SRC．SS．木造，ブロック，プレハブ等

② 道路：舗装，盛土，切土，のり面保護部，擁壁．

③ 橋梁：橋面破壊，落下，支承部破壊．

④ トンネル：閉塞．

⑤ 河川：堤防・護岸のキレツ，崩壊，決壊

⑥ 港湾：エプロンのキレツ，沈下，埋没，防波堤傾斜

⑦ 鉄道．

⑧ その他の施設：上水道，下水道，ガス，電話，電力，農業用水，石油・天然ガス，温泉，鉱山

(7) 管路施設の被害状況

① 管路施設の沿革．規模（被災前の概況）

② 各施設の被害状況．

(i) 原料貯蔵施設（貯水池，重油タンク，ストックヤード等）

(ii) 製造施設（浄水場，下水処理場，ガス製造工場，発電所，電話局等）

(iii) 製品貯留施設（配水池，ガスタンク，変電所等）

(iv) 供給施設（配水管，下水管，ガス導管，電話ケーブル，電力ケーブル，石油パイプライン等）

(v) 被害額，復旧額

③ 二次災害状況．

④ 応急対策

(i) 応急供給状況（供給障害を含む）

(ii) 応急復旧状況

(iii) 応援状況．

(iv) PR活動．

⑤ 恒久対策．

(8) 地震対策の考察．

(9) 実験・解析の結果

(10) むすび（震害の特徴，改善の提言，謝辞）

(11) 参考文献

4・2　供給施設の被害報告要領

管路施設の被害状況を記載するときに　特に次のような要領で行うことが望ましい。

4・2・1　供給施設の被害概況

(1)　事業体の概要

事業体名，沿革，規模，供給区域，需要家件数，普及率等被災前の概況を示す。

(2)　各施設の被害概況

原料貯蔵施設，製造施設，製品貯留施設，管路施設等の被害概況を示す。この場合，管路施設以外の各施設にもそれぞれ配管されているので，その被害状況も示す。

(3)　被害額

(4)　復旧額：

応急供給・応急復旧・恒久復旧・申請費等を示す。

4・2・2　管路施設の被害詳細

(1)　管路の概況，規模

①　供給系統：使用目的別，管径，延長，輸送能力（量，圧力）を示し，配管系統図でまとめる。

②　各管路の特徴：管路名，管径，布設年度，材質，継手，設計条件，地形，地盤等各管路の設定条件を示しておく。

(2) 被害状況

① 被害統計及び被害率

a. 被害概況図：破損箇所（本線・支線）概況図と漏洩箇所（本線、支線別）概況図をまとめ、各被害率を示しておく。

b. 供給系統別被害（単線路）概況と地域別被害（管網路）（行政区別、管理別）概況をまとめ、各被害率を示し、a, b.の図面に震央方向および地形又は地質図を重複させ相関性をみる。

c. 供給障害範囲を経時的に図面化し、未供給人口を入れる。

なお、図面のスケールは将来とも有効に使用できるよう一般的な1/10000, 1/5000等に統一しておく必要がある

② 被害詳細

a. 破損種別（管・弁類）と管径，材質との関係表を地域別，地形別，地盤別に分類しておくとよい。

b. 周辺の状況（地割れ，陥没，隆起，流砂現象，他の構造物の影響，舗装等）を示しておく。

c. 管径，材質，継手，形状について破損特徴を示す。

その主な分類は次のようになる。

- 管体（ヒビワレ，圧壊，折損，破断，剪断等）
- 継手（脱出，突込み，ボルト破断，フランジ破損，溶接破断，ねじ・ハンダ・接着等接合破断等）

- 弁部（胴体圧壊，ヒビ・ワレ，弁軸破損，消火栓取付部破損，水取器破損等）
- 分岐栓・メータ・立上り部破損
- 構造物取付部・弁室部・防護部，基礎等の破損
- 十字・丁字等分岐部の剪断破壊
- 輻奏配管部破損
- 伸縮管，可撓管の破損
- 共同溝，シールド取付部破損

d. 漏洩状況（継手の種類と漏洩位置，漏洩量）を示す。これは長期間の調査を必要とする。

e. 埋設深度と破損の関係を管径，材質，土質との相関性において示す。

f. 被害管路方向と震央方向との関係を地質，震央との距離，地表との距離等の相関性において示す。

g. 管基礎，埋戻土等施工性との関係を示す。

h. 異形管防護箇所の被害状況を示す。

i. 塗装材との関係を土壌，化学性，電食，生物，地下水海水等の影響とにおいて示す。

j. 特殊配管部の被害状況（伏越部，専用橋取付部，河底・海底配管等）を示す。

k. 付属設備（弁室，人孔室等）の被害状況を示す。

l. 他工事現場における管（仮設出管，切回し管等）の被害状況を示す。

m. 供給管の被害特徴（屋内配管等）を示す。

なお，写真には必ずスケール等大きさがわかるような対象物を入れておくことが必要である。

4・2・3. 二次災害状況　（図面には縮尺寸法を示し）

二次災害として供給物質に起因する火災，爆発，浸水，感電，漏電，中毒等があれば示す。

4・2・4 応急対策

応急供給状況，応急復旧状況，要員・資機材計画計画，事故防止対策，広報活動等について示す。

4・2・5 恒久復旧計画

被災状況から改良点を加味した事項を示す。

4・2・6. 地震対策の考慮

被災状況・経験から施設の計画・設計・施工・管理等にフィードバックできる事項を検討し，提言する。

4・2・7. 実験・解析

後日，実験や電算機解析等を行った場合は，その計画・経過，結果について示す。

4・2・8. 結　語

報告書のまとめとして，震害の特徴，改善の提案，謝辞，参考文献等を示す。

4·3　一次調査報告書（緊急調査報告書）

この報告書は，地震発生後直ちに行動を起こして全体の被害状況を概括的に把握し，主に復旧対策に供するための緊急的な事項を記述するもので，写真，テープレコーダ等を使用し，短時間で効果的にまとめることが肝要である。

従って，地震の概要，被災概況，供給障害，応急供給，応急復旧のための必要資機材の概数，手配，人員の応援依頼，被害概算等を記述する。

4·4　応急復旧の経過報告書

この報告書は，監督官公庁や災害対策本部等へ復旧状況を経過的に報告するもので，震害発生時の状況から資機材の入手，応急復旧の経過，応援状況，供給障害の復旧状況，その後の被害範囲の判明と対策等を記述する。

4·5　二次調査報告書

この報告書は，一次調査や経過報告を含め，地震および被害全般ならびに復旧工事の状況等を調査して得た精密な資料を整理するもので，おおむね4·2の要領で記述する。

4·6　研究調査報告書

この報告書は，ある程度時間をかけ，被害原因の解明，実験や解析を行ない，新しい設計・施工法の開発等について記述する。

5章 震害調査例

5・1 上水道

日本の近代水道は、明治初期に技術導入され逐次各都市に発展していくが、それとともに明治以降の震害について調査が行われ、その代表的な例として、関東大地震、東南海道地震、福井地震、今市地震、新潟地震、十勝沖地震等がある。これらの震害調査は、被災水道事業体や大学、研究機関等で行なわれ、主として土木学会でまとめられている。

水道施設は、地中管路として古い歴史をもっているので、この震害傾向は他の業種の地中管路の設計施工指針として重要視されてきたが、戦後の各企業の急速な発達に伴い、それぞれの施設の特異性、地震工学や都市防災工学の見地から調査されるようになってきた。

ここでは、1964年新潟地震と1968年十勝沖地震の調査例を紹介する。

5・1・1 新潟地震

(1) 新潟地震震害調査報告（土木学会編 昭和41年6月）

このレポートは、地震全体の特徴をのべ、各施設ごとの震害を報告している。

地震の章では、新潟付近のサイスミシティ、震源・規模、

震度分布，新潟市における地震動，前震と余震，地盤にともなった地殻変動，新潟地震にともなう常時微動の調査。

水道施設の章では，上水道と工業用水道にわけ，更に新潟市とその付近の都市の状況と別々にわけ，次の項目で報告されている。

① 震災前の状況

沿革，施設の概況，施設の能力。

② 被害状況

(i) 施設の被害状況

(ii) 管の被害状況

導送水管の被害状況，配水管の被害状況，給水管の被害状況，配水管付属設備の被害状況。

(iii) 漏水調査

③ 応急対策

(i) 緊急給水作業

(ii) 応急復旧作業

導水管の復旧，送水管の復旧，配水連絡管の布設。

配水管の修理通水，仮配水管の布設，共用せんの設置

臨時給水の受付け施工，各戸給水

④ 恒久対策

(i) 基本方針

(ii) 配水管組織

ブロックシステム，ダブル方式

(iii) 配水管組織の細部計画

漏水防止作業のための組織，制水弁の設置方法，消火栓の設置方法

(iv) 材料

直管関係，異形管類，給水装置関係

(v) 整理方法

しゅん工図，給水関係図，工事写真集

⑤ 問題点

被害についての問題点，応急復旧についての問題点，恒久復旧についての問題点，災害事務上の問題点

⑥ 復旧費用

緊急給水に要した費用，応急復旧に要した費用，恒久復旧に要する費用，事務費，財源

この報告書は，新潟市水道局でまとめた震害調査をもとに更に付近各都市の状況をまとめてあり，特に地変の影響，管継手，材質からきた被害を調査し，継手ゆるみからの漏水推定を行っている。また，応急対策に仮配管，応急給水栓を設けた方法や恒久復旧対策に多くの新しい方針を打ちだして，ブロックシステムは代表的なものであり，経験上から多くの考察を行っている。

表　新潟市水道の要せん

	創設	第1回拡張	第2回拡張
起工			
しゅん工			
計画給水人口			
計画1日最大給水量			
計画1日1人最大給水量			
計画1日1人平均給水量			
主な事業			

図・　水道施設図（平面図）

表・　水道施設概要

名称	数量	規模及び構造概要
取水所		
浄水所		

表・　配水管布設状況

名称＼管径	配水管延長(m)				
	25mm未満	100mm以上	300mm以上	500mm以上	
鋳鉄管					
石綿管					
鋼管					
銅管					
鉛管					
塩ビ管					
計					

表　浄水場能力

浄水所名	取水能力 m³/日	給水能力 m³/日

表－　地震後の配水量と過去の実績表

表－　過去の実績にもとづく配水量と漏水の推定表

表－　試掘調査

番号	町名	舗装種別	掘削延長	管種	管径	土被り	継手数	継手数	管体	数	現況

表－　運搬給水状況

月日	給水車台数		
	トラック	タンク車	計

(2). 新潟地震における水道施設被害調査報告（東京都水道局「調査資料」No. 17. 昭和40年2月）

このレポートは，同企業の東京都水道局が第3者として客観的に震害調査を行ったもので，これを基礎として東京水道の現況にあてはめ被害想定や今後とるべき措置を検討している。なお，この調査は，3人の職員（計画，設計，漏水防止担当）が地震後1週間後に5日間現地調査を行った。

① 新潟地震の概要及び特徴

(i) 地震の概要：各地の震度分布，震源における発震時，震央地区，深さ，地震の規模，新潟気象台観測値，

(ii) 新潟市付近の地質

(iii) 地震による地盤変動：砂地盤の地下水噴出と流動化（流砂現象），地盤の平面的移動，不安定斜面の破壊．

(iv) 水道以外の一般施設の被害の傾向と特徴：建築物の被害（鉄筋コンクリート，木造），橋梁，その他の施設の被害（道路，鉄道，路面電車，下水道，電気，電話，ガス，港湾）

② 新潟市水道施設の被害状況

(i) 新潟市水道の沿革ならびに規模．

(ii) 各施設の概要及び被害状況：取水施設，導水管，

浄水場，送水管，配水管，給水装置

③ 応急給水ならびに応急復旧措置

応急給水，水道施設の応急復旧，応急措置における問題点．

④ 水道施設設計上の地震対策について．

(i) 構造物

(ii) 管路：継手の脱出防止，分水栓の補強又は保護，橋梁取付部配管の耐震化，地盤変動の予想される箇所における鋼管の使用．石綿セメント管の地盤軟弱箇所への使用の検討，管路線はなるべく地盤変動を生じない安定した地盤を路線に選ぶこと．

(iii) 復旧容易な設計を行うこと：管路の土被りを必要最少限とすること，本管にも人孔を適当間隔で設けること，制水弁間の距離を適当とすること．

⑤ 東京が大地震に襲われた場合の対策について．

(i) 被害の想定

(ii) 応急給水及び復旧試案：応急給水，第1次応急復旧，第2次応急復旧，本復旧

(iii) 配備体制：資材の準備及び人員動員配備計画，平時の施設の管理及び配管図等の完備．

⑥ 総括及び結言.

被害状況の概況，設計上の所感と対策，東京への想定検討等.

5・1・2 1968年十勝沖地震

(1) 1968年十勝沖地震調査報告（1968年十勝沖地震調査委員会 1963.3）

この報告書は，北大工学部が北海道地区全般の被害を理学的，工学的見地からまとめたもので，その特徴として，震央方向と被害管路方向との関係，管材質・形状・継手の被害状況を多くの資料から方向づけており，これらにかんがみて，管形状や施工方法が改善されてきている。この報告書では，被害状況を統計的にまとめてあるが，応急復旧・恒久対策等については若干記述されている。

① 地象編.

気象台調査報告，地震活動，震度分布の詳細調査，災害地の地質的調査，地震崩壊と今後の対策等.

② 海象編

津波，震央付近の海底調査等.

③ 土木編

④ 建築編

⑤ 通信・電力・機械・化学工業編

このうち、土木編第9章上水道、工業用水道・下水道・清掃施設の被害で、上水道関係をまとめている。

(i) 被害の概説：被害金額一覧，水道の断水状況．

(ii) 函館，室蘭，苫小牧，札幌，千歳，日高，十勝，室知等各地の被害状況を，送水管，配水管，給水管，水源施設，浄水施設，応急給水についてまとめている。

- 図－　被害発生地の分布図
- 表－　被害金額一覧
- 表－　水道の断水状況

水道名	最悪時の断水地域内の人口	全給水人口中に占める割合%

- 表－　送配水管（鋳鉄管）の被損内訳

状況＼管径	75	100	150	200	
鉛継脱（ソケット）					
（継輪）					
（その他）					
折損（管軸に直角）					
〃（分水・丁字・ネジ）					
亀裂（管軸に直角）					
計					

- 表－　送配水管の被損内訳

状況＼管種・管径	鋼管 300	鋼管 200	鋼管 25	鋳鉄管 350	鋳鉄管 150	鋳鉄管 100	鋼鉄管 200	鋼鉄管 100	石綿管 150	計
鋼管溶接部のキレツ										
ソケットから管の抜出										
コーキング鉛の抜出										
管の折損										
その他										

表－　給水管の破損内訳

管種と破損の内訳	管径(mm)	件数
鋳鉄管継手からの鉛脱出		
鋳鉄管の折損		
銅管の折損と離脱		
鉛管の折損と離脱		
塩化ビニル管の折損		
ポリエチレン管の折損		

図－　各市水道管の破損箇所

表－　応援給水実績

月日	運搬回数	運搬給水量 m^3	給水世帯数	近給水世帯数

(2) 十勝沖地震による水道施設の被害と今後の災害対策

(日本水道協会青森県支部，日本水道協会誌第415号，昭和44年4月)

このレポートは，東北地区の震害を事業者である青森県下の県庁衛生部，青森．八戸，弘前各市の水道局がそれぞれの被害状況を共同でまとめたもので．工学的検討は少いが．実務的改良点を提言している。

① 水道施設の被害

(i) 構造物及び電気機械設備；水源施設，池状構造物，建築物，電気設備，機械設備．

(ii) 導・配水管：遠心力鉄筋コンクリート管；鋳鉄管，石綿管，鋼管．ビニル管，その他．

(iii) 給水装置

② 各事業体の被害とその応急対策：青森市．八戸市．むつ市の被害状況と応急復旧作業，恒久復旧計画等．

③ 今後の災害対策：体制．工法．運搬給水

④ 相互応援体制．

表－　主要都市の被害状況

区分	管種	管径	○○市水道 折損	○○市水道 抜け	○○市水道 計	○○市水道 折損	○○市水道 抜け	○○市水道 計
配水管	ヒアラ型鋳鉄管	75						
	〃	100						
	〃	150						
	〃	200						
	メカニカル鋳鉄管							
	ヒウドリック鋳鉄管							
	石綿セメント管							
	ビニール管							
	鋼管							
	その他							

5・1・3　チェックリスト（上水道）

1). 携帯品（内容については、2・1・3参照）

(1) 図面

(2) 文房具等

(3) 撮影・録音器具

(4) 照明器具

(5) 測定器具

(6) 安全装具

(7) 医薬品

(8) 個人用具

(9) その他、土質試験、地震記録器具等

2). 地震概要

(1) 地震諸元（発生日時、震源、震度分布、地震記象、余震、前震、地震加速度、方向）

(2) 地象（隆起、沈下、陥没、地われ、断層、山津波等）

(3) 気象（降雨量、風力、風向、タツ巻、気象配置、閃光）

(4) 海象（津波、潮位変動、海底変動）

(5) 過去の地震記録、噴火の歴史等

3.) 一般被害状況

(1) 人的被害：総人口，被害人口（死者．行方不明，負傷者，避難者）

(2) 建物被害：総数，被害家屋（全壊．半壊，全焼．半焼．流失，埋没）．非住家屋（倉庫．飼料．

(3) 公共施設：道路．橋梁．トンネル．河川．鉄道．港湾

(4) 公営施設：上水道（工業用水道を含む），下水道，ガス．電話，電力．農業用水等

(5) 私営施設：工場．鉱山．温泉．

(6) 被害金額：

4.) 施設概要

(1) 規模：給水人口．給水量，給水普及率．

(2) 内容：水源，貯水池（ダム），取水施設（種類．能力），浄水施設（能力．内容）．

(3) 配管延長

使用別（取水，導水，浄水，送水．配水本管，配水小管，給水管）

管径別，布設年度別，管理別，行政区別．

材質別（普通鋳鉄：高級鋳鉄．ダクタイル鋳鉄．
（継手別）
鋼管（溶接．鍛造，電縫），石綿セメント．

塩化ビニル，ポリエチレン，FRP，鋳管，銅管，セルロイド，鉄筋コンクリート，遠心力鉄筋コンクリート，PS（シリンダー，ノンシリンダー）

継手別：いんろう，メカニカル（A・B・K・U），タイトン，フランジ，ねじ，溶接，溶着，融着接着，ろう付け，ハンダ，カラー，ボルト締め，ゴムリング，離脱抜止，コンクリート（A，B，C）

塗装別：コールタール，アスファルト，コールタールエナメル，モルタル，タールエポキシ，エポキシ，塩ビライニング，ラッピング

(3) 付属設備：制水弁（仕切弁，蝶型弁，ロート弁），逆止弁，減圧弁，安全弁，空気弁，消火栓，排水弁，流量計，伸縮管，可撓管

(4) 特殊配管：水管橋，橋梁添架，シールド，推進工法，共同溝，河底配管，海底配管

（型式，管径，延長，材質）

(5) 異形管防護方法

(6) 弁室形状：制水弁，空気弁，消火栓，逆止弁，排水弁，流量計，伸縮管，人孔等の各室

(7) 資料：標準工事仕様書，設計図書，設計条件，工事報

告書．使用材質、継手変遷経緯．事業史．

5)．点検箇所．

(1) 漏水箇所（地上・地下漏水）．

(2) 破損箇所．

継手部，分岐部（T字・十字・Y字・斜T字．分水栓）

弁・弁室部，直管部．異形管部．特殊配管部（水管橋．橋梁添架．シールド 推進．共同溝．仕越．河底、海底配管），構造物取付部，輸送配管部．

(3) 移上，埋設．せり上り．

(4) 地すべり．崩壊，流砂現象．

(5) 埋立地，盛土部，断層部，傾斜部．地質変化部．

6)．現場記録．

(1) 破損箇所を配管図に記入し，震央方向を入れる．

(2) 破損状況図の作成．

破損部．全体図，前後の管路図（平面・縦断・横断），基礎図．説明

(3) 破損状況写真

全体．破損部．日時．スケール．場所．

(4) 周辺状況

舗装・地表キレツ．地割れ．陥没，変位の方向，家屋

構造物の被害状況．他埋設物の状況（輻奏の有無）．

(5) 品名（直管．異形管．弁等），管径．材質．管厚．継手．管長．

(6) 埋設地盤：盛土．埋立地．地山．土質　埋戻土．土被り．

(7) 状況説明

管体（ヒビワレ．圧壊．折損．破断．剪断）

継手（脱出．突込み．ボルト破断．フランジ破損．溶接破断．接合破断

弁部（胴体圧壊．ヒビワレ．弁軸破損．消火栓取付部破損．

分岐栓破損，メータ破損．立ヒリ部破損

構造物取付部破損．弁室の破損

防護部破損．基礎破損，十字．丁字剪断破壊

輻奏配管破損（カサネモチ）

伸縮管・可撓管の破損

共同溝・シールド内配管取付部破損（本体破損の影響）

漏水状況（継手の種類と漏水位置，漏水量）

(8) その他（地下水井．集水埋渠．トンネル．暗渠等）

(9) 地震加速度と方向の調査（墓石等の倒壊調査）

7) 応急対策活動

職員の動員・連絡体制，応急給水，配水系統調整作業，応急復旧（資材手配・人員確保・作業方法），応援状況，通水作業，水質の確保，広報活動と情報収集・命令系統，対策本部との連絡調査，記録の保持等

[参考文献]

- 水道鉄管の被害について：大森房吉，土木学会誌6-4．大8・6．
- 震災による東京市水道の被害ならびに応急措置：小川識三，土木学会誌10-2，大13．4．
- 大正12年関東大地震震害調査報告書：土木学会，昭2・1
- 昭和8年3月3日三陸沖震及び津波について：国富信一，日本水道協会誌（以下水協誌）4号．昭8・5．
- 水道鉄管の震害に対する一考察：岩崎栄吉，水協誌4号．昭8・5
- 三陸地震と水道の被害調査：資料．水協誌4号．昭8・5
- 四国地区震災による水道施設の被害状況について：日本水道協会 中国四国支部長，水協誌152号．昭22．5．
- 北陸震災地水道を調査して：水谷憲爾，水協誌165号，
- 福井地震震害調査報告書：日本学術会議．
- 福井市水道復旧応援隊報告：杉戸清，水協誌168号．昭23．10
- 北陸地震による福井市水道被害ならびに応急復旧工事，中間報告：豊島棟建．水協誌169号．昭23．11
- 北陸地震災害調査：土木学会誌33-4．昭23．12．
- 福井市上水道震災復旧工事経過報告：中森重一，日本水道協会全国研究発表会，第1回 昭25・7

- 新潟地震と水道の応急対策について：金子善生，水協誌 361号．昭39.11
- 新潟地震震害調査報告書：土木学会．昭41.6.
- 新潟地震の水道被害と復旧について：新潟市水道局
- 新潟地震における水道施設被害調査報告：東京都水道局
- 十勝沖地震による水道施設の被害と今後の災害対策：日本水道協会青森県支部，水協誌415号．昭44.4
- 1968年十勝沖地震調査報告：十勝沖地震調査委員会．．昭44.3
- 北海道地方における1968年十勝沖地震災害の概要：板倉忠三．土木学会誌 53-7，昭43.7
- 東北地方における1968年十勝沖地震災害の概要：河上房義，土木学会誌 53-7．昭43.7.
- 十勝沖地震：及川鑑智男，日本鋳鉄管協会誌 NO.7．昭44.10.
- 八丈島近海地震による東京都八丈町水道施設被害調査報告書：東京都水道局，昭47.3.
- 八丈島東方沖地震による水道管路被害調査報告：北条貞宗，日本鋳鉄管協会誌 NO.14．昭48.10.
- 根室半島沖地震による管路の被害調査：根本行康，沼田英男，日本鋳鉄管協会誌 NO.15．昭48.10.
- 伊豆半島沖地震による水道管路被害調査：仁木彬隆，北条貞宗．日本鋳鉄管協会誌 NO.17．昭49.10.

○ 伊豆半島沖地震震害調査報告：土木学会耐震工学委員会、
土木学会誌、 昭49.10.

5・2. 下水道

下水道の震害報告は、関東地震、新潟地震、十勝沖地震等があるが、新潟地震、十勝沖地震の例について示す。

5.2.1 新潟地震震害調査報告（土木学会編 昭和41年6月）

(1) 震災前の状況

下水道施設図、下水道管きょ埋設延長調査表、排水(ポンプ性能表等で表わしている。

(2) 被害状況

(1) ポンプ場

(2) 管きょ

下水道管きょ本復旧延長調査表

大きさ / 路線名	○ 0.3～0.5	○ 0.6～1.0	□ 2.0×1.8	□ 1.8×1.6	計

(3) 応急対策

たん水区域図、応急対策工事費、応急復旧費、たん水排除費、排土事業費等を示している。

(4) 恒久復旧

恒久復旧対策に対する基本方針を示し、排水区域変更図、ポンプ改良計画図、ポンプ場基礎地盤N値調査表を付している。

(5) 問題点

(6) 汚水処理場復旧工事

汚水処理場地盤変動調査表を付し詳述している。

管きょの被害については、写真、図面で表現し、復旧作業と工法を紹介している。

5.2.2　1968年十勝沖地震調査報告（十勝沖地震調査委員会　昭和44年3月）

この報告書は、北大工学部を中心にまとめたもので「上水道・工業用水道・下水道・清掃施設等の被害」の中で、北海道各市の下水道を取扱っている。

(1)　被害の概況

被害発生地の分布図、被害金額一覧表を付している。

(2)　函館市下水道の被害

(3)　室蘭市下水道の被害

(4)　苫小牧市下水道の被害

(5)　札幌市下水道の被害

(6)　岩見沢市下水道の被害

ここでは　被災前の概況、被害率等は記載されていないが個々の被害を考察している。

[参考文献]

- 関東大地震震害調査報告：土木学会編．昭2・3．
- 新潟地震震害調査報告：土木学会編．昭41.6.
- 新潟地震調査報告・第6編：杉本昭典他．建設省土木研究所所報 125号 昭40.1
- 新潟地震による下水道終末処理ならびに清掃施設の被害状況：山村勝美．下水道協会誌 Vol.1. NO.3. (1964).
- 新潟地震と下水道の被害：具島文彦 下水道協会誌 Vol.1., NO.3 (1964)
- 1968年十勝沖地震調査報告：1968年十勝沖地震調査委員会 昭44.3.

5.3. ガス導管

明治の初期にガス事業が始って以来、いわゆる本格的な地震によるガス導管の災害は、関東大地震がはじめての経験である。災害の状況は、各種の資料により推定することは出来るが、当時はガス事業の規模も小さく また技術的にも現在とは相当の隔りがあったので、調査内容としても現在の時点で見た場合、やや不足している点が多い。

その後、数回の地震を経験しているわけであるが、比較的に資料が整備されている最近の地震の震災調査例として1964年の新潟地震と、1974年の伊豆半島沖地震を以下紹介する。

なお 新潟地震は、東京瓦斯(株)がまとめたものであり伊豆半島沖地震は、日本瓦斯協会が編集したものである。

3.1 新潟地震 震害調査報告(東京瓦斯(株))

1. 概要

- 発生日時
- 震央 (緯度・経度)
- 震源深度
- 規模(新潟及び各地)
- 被害の特徴(地盤の液状化現象)

2. 地震波形

2.1 新潟気象台変位強震計記録と説明

2.2 東京，松代における強震計の記録と説明

2.3. SMAC型強震計記録

新潟市内アパートに設置された強震計による

加速度記録（地上及び屋上）

3. 地質及び地盤

3.1 被災地区を中心とした土質断面図（5ヶ所）

3.2 新潟市内周辺のN値の分布（土質断面図にて表示）

3.3. N値と被災地区との関係図

3.4 被災地区周辺の地震周期特性

3.5 新潟の土質特性

表層砂の粒度分布、砂粒子比重 等

4. ガス管の被害状況

4.1 北陸ガスの概要（表4.1参照）

事業所別のガスの種類，需用家件数，普及率

工場設備，本支管延長，従業員数 等

4.2 被災需要家件数

事業所別の被災時需要家件数

無被災需要家件数

復旧不能需要家件数

緊急要修理需要家件数

以上を表により記載.

4.3. ガス管の被害

4.3.1 全体的な被災状況

4.3.2 天然ガス輸送パイプ(延長, 被災延長, 被災率, 被災内容)

4.3.3 高圧パイプ(〃)

4.3.4 低圧パイプ(〃)

4.3.5 低圧支管(〃)

4.3.6 供給管(〃)

4.3.7 内管(〃)

4.4 管種別の被害状況

口径別・管種別の被害状況の表, 及びその概要(表4.4参照)

なお 接手の被害が多いため各種接手の構造図も記載

4.5 導管の部分的な被害状況

4.5.1 接合部の抜け出し(写真及び説明)

4.5.2 圧壊(〃)

4.5.3 浮き上りによる折損(〃)

4.6. 導管の被害に関する考察

- 鋼管の溶接部
- サービスティー
- ネジ接合
- 伸縮接手の使用
- 架管

等についての考察

5 復旧状況

5.1 応急対策

5.1.1 緊急復旧計画

- 緊急対策の内容
- 現在までの復旧状況
- 新潟地区ガス工作物緊急復旧計画

製造関係

供給関係

5.2 恒久復旧

新幹線の計画等(路線図にて)

この報告書は 東京瓦斯株式会社が実際に調査したものを中心に、各関係官庁等が 調査報告した資料を参考として編集したものである。被災例として ガス導管のほか

水道管についての被災状況にもふれているが、今回はそのうちのガス導管関係のみを記載した。また、内容的には、新潟地震の特徴である地盤の破壊に大きなウエイトをかけ被災地区周辺の地質、地盤についての説明が詳細に記載されている。

表　4·1

	事業所名	需要家件数	普及率	供給工場	工場施設ホルダー供給能力	本支管延長	従業員数	
	新潟営業所							

表　4·4

口径	管種	本管			輸送管		
		延長	抜取し	破断	延長	抜取し	破断
	鋳鉄						
	金毒						
	メカニカル						

3.2 伊豆半島沖地震震害調査報告（日本瓦斯協会）

1 概要

1.1 被災地の災害の特徴

- 規模
- 被災範囲
- 災害の内容（津波、山くずれ、家屋倒壊 等）

1.2 周辺地区（静岡県内）の被災状況

- 震度及び発震時間
- 被災内容（津波、潮位、がけくずれ 等）

1.3 各地の震度分布（図）

1.4 余震回数 （表）

2 地震学的考察

2.1 「直下型」及び断層についての考察

参考

- 伊豆半島活断層及び地震断層図
  伊豆半島沖地震による断層変位図（石橋崎）
- 地質断面図（下田地区）
- 地質図 （伊豆半島）
- 地形図 （下田地区）

3　被害の状況

3.1　家屋等の被災状況（地区別）　別表3.1参照

3.2　上下水道設備の被害

3.3　通信設備の被害

3.4　都市ガス事業者の被害

周辺各地のガス事業者の被害　別表3.4参照

4　下田ガスの被害

4.1　下田ガスの概況

4.1.1　事業内容

資本金，需要家件数，普及率，販売量，

供給ガス，供給圧力

4.1.2　設備概況

・製造設備（発生設備）

・供給設備（メータ，施工法，ガバナ，附帯設備）

4.2　地震発生時の状況及び発生直後の処置

4.2.1　震度5が人体に与える感覚

4.2.2　停電対策

4.2.3　保安圧力

4.3　発生後の処置

発生日から復旧完了までの処置について経日的に記述

4.4 設備の被害状況

4.4.1 製造設備の被害状況 （写真）

4.4.2 供給設備の被害状況

導管、供給管、メータの被害状況

漏洩，損傷件数及び考察（写真及び図）

4.5 被害額の概算

5 災害復旧措置

5.1 救援部隊結成の経緯と活動概要

5.2 復旧活動内容

救援隊人員移動経過 別表 5.2 参照

6 伊豆半島沖地震に対する考察

6.1 地震直後の処置に対する考察

6.1.1 停電処置

6.1.2 低圧供給の継続

6.2 保安供給処置に対する考察

6.3 ガス工作物に対する考察

6.3.1 供給管工法に対する考察

6.3.2 防食に対する考慮

6.3.3 メータ部の防護措置に対する考察

6.4 復旧方法に対する考察

6.4.1 救援隊と要員計画 別表 6.4 参照

SEKISEI A4 NO. 154

6.4.2 復旧工事方法

- 供給管の修復 （写真）
- 本管の修復

6.4.3 資機材の確保

6.4.4 情報収集

- 需要家よりの通報
- ボーリング作業による臭気調査
- 早朝パトロール
- 深夜送出量の変化

この報告書は、下田瓦斯(株)および各関係官公庁が発表した調査報告書を参考に、日本瓦斯協会地震対策部会がまとめたものである。

伊豆半島沖地震は、いわゆる「直下型」地震であり、従って被害も局地的であるため、新潟地震とは規模、被災内容がかなり異っている。本報告書は、「緊急処置に対する考察」等、直下型地震の特色についての記載が多く、従って局地的な震災の報告書として参考になることが多い。

表 3.1 被災状況一覧表

市町村（地区名）	人口及び世帯数		死者	行方不明	負傷者	家屋の被害								非住家	道路被害箇所	山がけくずれ
						全壊		全焼		半壊		一部損壊				
	人口	世帯数				棟数	世帯人員	棟数	世帯人員	棟数	世帯人員	棟数	世帯人員			

表 3.4 都市ガス事業者の被害

事業者	被害の有無	震度

表 5.2 救援隊人員移動経過

救援隊 ＼ 月日								

表 6.4 救援復旧計画

日付	被害状況	復旧体制	復旧内容	復旧経過

3.3 チェックリスト

1. 携帯品
2. 地震諸元
3. 一般被害状況

以上3項目については 5.1.3を参考

4. 会社の概要
   - 4.1 供給地区
   - 4.2 需要家件数
   - 4.3 配管網図(工場、整圧所、ガバナー、中高圧ライン等)
   - 4.4 本支管延長
   - 4.5 工場設備(製造能力他)
   - 4.6 整圧所 (ホルダ容量等)
5. 被害状況把握
   - 5.1 製造所の被災
     - 5.1.1 震度(波形、ガル)
     - 5.1.2 原料貯槽
     - 5.1.3 発生装置
     - 5.1.4 精製装置
     - 5.1.5 保安設備
     - 5.1.6 計装機器
     - 5.1.7 防液堤

5.2 整圧所の被災

5.2.1 震度（波形、ガル）

5.2.2 ホルダ

架構、支柱の傾斜、変形、ゆるみ等

5.2.3 計装機器

5.2.4 保安装置　安全弁、放散弁、ESVの機能

5.3 ガス導管の被災

5.3.1 中高圧ライン

圧力		口径	管種	破断	抜け出し	他
高圧						
中圧	A					
	B					

5.3.2 低圧ライン（本管・支管）

口径	管種	接手種類	破断	抜け出し	他
	鋼				
	ダクタイル				
	鋳				

5.3.3. 供給管

口径	管種	接手種類	切損	抜け出し	他

5.3.4. 内管他

内管及びメータの破損数

5.3.5 特殊部の被災

(1) 橋梁部

(2) バルブピット

(3) 整圧器

(4) 共同溝

(5) 他工事現場

5.4 通信施設の被災

5.4.1 有線設備

5.4.2 無線設備

6. 被害状況の詳細

6.1 製造所（被害状況のうち特長となるもの，特筆すべき点等を調査する。必要なものについては写真撮影する。）

6.2 整圧所（〃）

6.3 導管

6.3.1 抜け出しの状況

6.3.2 破断の状況

6.3.3 圧壊の状況

6.3.4 他

7. 2次的被害

7.1 火災

7.2 爆発

7.3 中毒

8. 被害と土質

8.1 土質図と被害地域との関係図

9. 被害に対する考察

10. 復旧状況

10.1 応急対策

10.1.1 緊急復旧計画

10.1.2 要員, 資機材計画

10.1.3 事故防止対策

10.1.4 広報活動

10.2 恒久対策

10.1 恒久復旧計画

〔参考文献〕

- 新潟地震震害調査報告
  土木学会新潟震災調査委員会編
- 新潟地震による設備被害調査報告
  空気調和・衛生工学会（空気調和・衛生工学会誌 1964年12月号）
- 新潟地震と都市ガス
  日本瓦斯協会（40年6月発行）
- 震害調査報告（関東地震・新潟地震・福井地震）
  東京瓦斯（株）（48年7月発行）
- 十勝沖地震による設備被害調査報告
  空気調和・衛生工学会（空気調和・衛生工学会誌 1969年5月号）
- 68′十勝沖地震被害状況調査報告書(1), (2)
  東京瓦斯（株）
- 伊豆半島沖地震と都市ガス
  日本瓦斯協会（日本瓦斯協会誌 27巻オ9号）

5・4 電話地中管路

通信設備の震害報告のうち電話地中管路の被害調査と関連があると思われる新潟地震震害調査報告（土木学会編）および新潟地震の被害とその復旧（電々公社機関誌掲載）について記述内容を節ごとに順次列記する。

5・4・1 新潟地震震害調査報告（土木学会編）

この報告は、土木学会の要請にもとづいて電々公社でまとめたもので主として地中管路の被害状況がしるされている。地震諸元、地象などは他の施設の報告と重複するので省略されている。

(1) まえがき

報告書の意義、通信回線の被害概要（表5・4・1）

(2) 震災前の状況

(i) 新潟市内の電話局の位置

新潟市内電話局の所在地、建設年度、加入区域

(ii) 地中管路の分布状況

地中管路の分布図、線路別の施設数（表5・4・2）

(3) 被害状況

(i) 通信線路施設の被害

(ii) 地中管路の被害

地盤災害と地中管路被害の関係、地中管路被害の調査、地中管路被害の分布（表5・4・3）

(iii) 線路設備以外の被害

交換機械の被害、局舎の被害

(4) 被害の種類

(i) 管路関係

鋳鉄管の被害、鋼管の被害、硬質ビニル管の被害（表5・4・4）

(ii) マンホール関係

マンホールの構造、マンホールの被害（表5・4・5）

(iii) 橋梁添加装置関係

(iv) 引上管

(v) 電柱

(5) 考察

電話地中管路の耐震性、被害の発生状況と原因

(6) 対策

(i) 一般的な地震対策

地中管路の検討事項、対策

(ii) 新潟地震の特徴からみた対策

(7) 復旧工事

(i) 応急復旧工事

電話回線の復旧経過

(ii) 本復旧工事

復旧方針、工期、工事金額

表 5.4.1　通信 回線の被害の概要

(1)　加入者 回線

局　名		加入者数	罹障加入数	罹障率

(2)　中継回線

区　間	対数	罹障率

(3)　市外回線

対　地	回線数	障害回線数	罹障率

表5.4.2　地中管路施設数

局名	路線名	管路(km)	マンホール(個)	ハンドホール(個)

表 5.4.3　地中管路被災数および被災率

局名	種別	ルート	管路	マンホール
	施設数 被災数 被災率			
	施設数 被災数 被災率			

表 5.4.4　管種別被災状況

。。管

局名	線名	施設延長(m)	被災延長(m)	被災スパン	折損箇所数

表 5.4.5　マンホールの被災状況

局名	線名	施設数	被災数	管取付口破損	傾斜	管ずれ	陥没	隆起	首部破損

5・4・2　新潟地震の被害と復旧

この報告は、新潟地震の発生直後に電々公社に設置された対策本部が、地震発生3ヵ月後に発表したもので通信設備の被害状況・復旧状況を概括的に述べている。

(1)　被害発生

地震の規模、災害復旧体制、初期における被災情報

(2)　被害状況

市内回線、市外回線、テレビ回線、電力設備、局舎の被害状況

(3)　応急復旧準備

応援、移動電源車、移動無線機、資材、車両などの手配状況

(4)　応急復旧経過

電話回線の復旧状況

(5)　新潟における緊急復旧工法

街灯柱に架設したケーブル、架空に立ち上らせた

1800対ケーブル。マンホール壁、局舎壁を破って地下ケーブル布設。仮管路の布設。無装荷回線を市内ケーブルで仮復旧。トーキ装置。自動回線試験器。

(6) 今後の問題

災害対策規定の改訂、通知サービス装置、仮設用無線装置、搬送端局装置の開発、市外回線の有無多ルート化など。

(7) むすび

5・4・3 チエックリスト

震害調査にあたっての一般的なチエックは、5・1・7の(1)～(3)項によるが荘設の被災状況の調査は、新潟地震においては表5・4・6によった。

参考引用文献

- 新潟地震震害調査報告
  (第14編通信荘設土木学会編)
- 新潟地震の被害とその復旧
  (電気通信荘設 Vol 16 No 9 電々公社編)

表 5.4.6 調査表

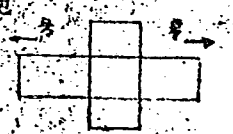
調査表

月 日( ) 天気

線名 線 号(号～ 号) 斗 班 氏名

マンホールおよびハンドホール		管路		
1. 型状	直し、T — 1、2、3、4、5 長 巾 高 規格外 × ×			
2. 地盤沈下(上昇)	cm 本m			
3. 冠水	なし あり{満水 溢水 cm	1. 管路折損位置		
4. 躯体	良 不良{修理可能 撤去新設 亀裂、修理方法は展開図へ	2. 継手部		
5. 躯体傾斜	なし、あり cm cm 本	b. 伸縮継手		
6. 首部破損	なし、あり{小修理 大修理	c. その他		
7. 鉄蓋移動	なし、あり cm cm	折損状態	(1)	cm 縦横、(管路番号及管種記入)
8. ダクト口	良 不良(モルタル修理可能なもの)		(2)	縦横( )
9. マンホール内水管路突出状態	(管路番号、管種替え)		(3)	cm 縦横( )
10. その他要状箇所			(4)	cm 縦横( )
			(5)	座折 縦横( )
		2. 修理方法	修理可(管路番号) 布設替	
		3. 付近の地質状況及地下水位その他		

修理方法その他



5・5　地中送電線

地震により地中送電線が被害をうけた例としては，昭和39年6月の新潟地震がある。このときは，地中送電線のみでなく，電力設備全般が被害をうけたが，この状況については，「新潟地震電力設備被害調査各班報告書」（昭和39年7月，東地域電源調整会議・新潟地震電力設備被害調査団）にまとめられている。この報告書は電力設備全般の被害状況をまとめたものであるが，地中送電線のみを対象とした報告書としては，「新潟地震による0Fケーブルの被害と対策」（昭和39年8月，藤倉電線株式会社）がある。また，土木学会で各施設ごとに被災状況をまとめたものに「新潟地震震害調査報告」（昭和41年6月，土木学会編）があり，これにも地中送電線の被害状況が述べられている。

5・5・1　新潟地震電力設備被害調査各班報告書（東地域電源調整会議）

この報告書は　火力，架空送電，地中線，変電，配電，通信，土木，建築，一般の各設備ごとに調査班を編成し，その結果をまとめたものである。地中送電線関係については，地中線班と土木班の両班にまたがって報告されている。地中線班はケーブルの被害状況を中心に調査しており，土木班は地形地質との関係から電力設備全般の被害状況について調べて

いる。

1．地中線班調査報告の内容

(1) 地中送配電線の事故原因

(2) 今後の復旧対策

(3) 軟弱地盤地域における地震対策についての所見

(4) 付表（送配電用ケーブルの被害状況）

2．土木班調査報告の内容

(1) 新潟地震の概要

(2) 新潟周辺の地質の概要

(3) 新潟市の災害の概況

(4) 電力設備の被害状況（火力発電所，変電設備，送配電線鉄塔，地中線土木構造物）

(5) 災害状況の特色

(6) 復旧対策

(7) 土木技術的見地より見た留意点

5・5・2 新潟地震による0下ケーブルの被害と対策（藤倉電線株式会社）

この報告書はケーブルメーカーの立場から調査したものであり，ケーブルの被害状況が主体となっているが，管路の損傷によるケーブル被害も大きいことから，管路の損傷状況についても写真等で具体的に述べている。これの内容は次のと

おり。

(1) まえがき

(2) ケーブルの被害状況（各箇所ごとに図面，写真等で被害状況を説明している。）

(3) ガス関係の被害状況

(4) 地震に対する考察と対策

(i) 地中ケーブルの被害と地盤および一般対策

(ii) 対策（地盤調査，ケーブルの選択，0下ケーブルを使用する場合の耐震策）

(5) 補追

5・5・3 震害調査のチェックリスト

1．携帯品　（5・1・4 上水道の例に準ずる）

2．地震諸元　（　〃　）

3．一般被害状況（　〃　）

4．点検箇所

(1) 路面の陥没，亀裂，盛上り，すべり箇所

(2) 人孔，洞道，ハンドホールの肌部

(3) 専用橋，橋梁添架管路，ケーブルヘッド等の設備露出部

(4) 橋梁添架の取付部，地下鉄等強固な構造物との取合部

5. 記録

記録用紙の参考として 表5·5·1, 表5·5·2 を示す。

表5·5·1

地中送電線震害調査票(1)

1. 線路名または設備名		2. 設備所管位所	
3. 被害発生の日時	昭和　年　月　日　時　分ごろ	4. 天候	
5. 被害発生の場所	県 郡 村 都 市区 町　番地	6. 人孔番号または区間	
7. 被害物件		8. 使用電圧	
9. 被害状況			
10. 供給支障時の継電器動作状況・系統略図		11. 供給支障	場所 / 電力(kW) / 時間(分)
		電力量	KWH
12. 他に及ぼした被害の概要			
13. 事故防止対策・意見等			

表5-5-2

地中送電線震害調査票 (2)

14. 埋設状況	土被	管種	明細	埋設位置	鋪装種別	布設年次	地質	地下水
	m	ヒューム管 石綿管 鋼管 その他 (　)	有 無	歩道 車道	高級 中級 簡易 平板 砂利	昭・大・明　年ごろ	埋土 細砂 中砂 レキ 粘土・泥	有 無
15. 復旧方法	(応旧復旧)				(恒久復旧)			
	復旧日時	月 日 時 分			復旧日時	月 日 時 分		
	費用	材料費 円	工賃 円		費用	材料費 円	工賃 円	
16. 被害状況概要図・写真								

5.6 石油・天然ガスパイプライン

5.6.1 概 要

石油、天然ガスパイプラインは近年になって発達したものであるため、調査例は少ない。多くの地震では、被害地にこれらのパイプラインが設置されていないが、又は設置されていても損傷がなく、かつ被害の徴候が全く認められないため、報告の形でまとめられるような調査は行なわれていない。

従って、石油、天然ガスパイプラインの震害調査報告は、1964年新潟地震に関して天然ガス鉱業会等で行なわれたものがあるだけである。このほか、松代群発地震では新潟～東京間の天然ガスパイプラインが長野付近を中心に震度Vまでの地震の影響を受けたが、被害はなく、従ってこれに関する報告もない。

5.6.2 1964年新潟地震

石油・天然ガスパイプラインに関する1964年新潟地震の際の震害報告は多くの文献に散見するが，総括的によくまとめられているのは，天然ガス鉱業会によりその機関誌"天然ガス"に発表されたものである。[1)~4)]

"天然ガス"誌上に発表された報文はいくつかあり，かつ，パイプラインのみを対象にしたものではないが，次のものにはパイプラインの震害に関する有益な情報が含まれている。これらについて，その概要を中心に略付する。

(1) 新潟地震による災害状況調査報告[4)]
(鉱山施設の被害状況と復旧状況)

この報告は，(2)の報告後，関係各社から鉱山施設の被害状況と復旧状況について詳細な報告が提出されたのに基づいて整理発表されたものである。

報告は，施設を次のように分類している。

(i) 坑口及び坑内施設
(ii) 採収及び配給施設
(iii) 電気施設
(iv) 建築物
(v) 天然ガスパイプライン

（vi） 水道管及び排水管

また、地域については次のように分別している。

（i） A地域：信濃川中心線から西蒲原郡白根町，味方村，弁潟村，内野町にわたる地域。

（ii） B地域：信濃川中心線から阿賀野川中心線に囲まれた地域。

（iii） C地域：阿賀野川中心線から加治川並びに加治川中心線に囲まれた地域，

（iv） D地域：加治川中心線から以北の地域。

各施設の被害については，施設ごとに次の情報が記載されている。

（i） 地域区分（上記のABCDの区分）

（ii） 施設番号

（iii） 会社名

（iv） 施設名称

（v） 施工状況

i） 型式，寸法，規格，種類，材質等

ii） 施工状況（地土設置，埋設深さ，促手方式等），施工年月

（vi） 被害状況（モード件件数等）

（vii） 復旧改善の状況

この報告は，ラインごとの被害状況が一覧表の形でまとめられているので，検討に便利であるが，はじめから統計的資料を目的として表を埋める計画があったというわけではないようであり，かつ，ラインとして大きな被害を受けたものもあるので，被害状況で数字の明らかにされていないものがかなりある。また，ラインの長さが示されていないものが多く，被害発生率を計算することは困難である。

とはいえ，今後の石油，天然ガスパイプラインの被害状況の整理には，この報告は大いに参考になる。価値の高いものと考えられる。

この報告には，高圧の石油，天然ガスパイプラインから，低圧・短距離の天然ガス輸送ラインまで含まれており，適用法規技術基準も異なり，材質も鋼管しSTS，STPG，STP，つる巻き鋼管のロックシーム部を溶接したもの，クーシングパイプ，エタニットパイプが含まれ，継手にはアーク溶接（放射線検査を受けたもの，受けなかったもの），ガス溶接，フランジ継手及びエタニットパイプのギボルト継手が含まれている。

（2） 新潟地震による災害状況調査報告[2)]

この報告は，（1）に先立ってまとめられたもので，つぎのような構成となっている．

（i） 地震発生後の処置

i） 地震発生後に設けた対策組織

ii） 災害発生時に行った緊急連絡並びに指示の方法と事項

iii） 被害状況の確認と応急措置

（ii） 鉱山地域全般における地盤の変動状況．

（iii） 鉱山施設の被害状況と復旧状況

（iv） 構造．材質．施工方法等から特に被害を受けたと判断される施設．

（v） 被害の特異性と考察

（vi） その他参考となる事項

これらの各項目について回答のあった事業所ごとに報告を並べている．石油，天然ガスパイプラインに関しても各所に報告が載れている．

この報告で注目すべきことは，第1に（ii）で施設の存在する地域について，次のような内容の情報を集めていることである．

（i） 地域区分（（1）に同じ）

(ii) 傾斜

(iii) 地形（田畑地、元内川、道路、砂丘等）

(iv) 地質

(v) 方向性、特異性

(vi) 地盤変動の状況及び程度（傾斜、噴砂、陥没、隆起、地割れ又は亀裂、冠水等）

(vii) 建造物等の主要災害の状況（鉱山施設以外のもの）

パイプラインについては、鉱山施設に取り上げているのがほとんどであるが、鉱山施設以外のものとして報告されている例もある。

次に注目すべきことは、構造、材質、施工方法から特に被害を免れたと判断される施設について情報を集め、報告していることである。パイプラインの鋼管の材質、溶接の施工方法及び品質について述べられている。

また、被害の特異性と考察において、帝国石油（株）新潟鉱業所は、パイプラインの被害について概括し、かつ被害の大きかったパイプラインと被害の少なかったパイプラインについて、次の項目に関する比較をしている。

(i) パイプの材質と新旧

(ii) 溶接法と溶施工

(iii) 溶接作業者の技量

(iv) フィッティング，フランジ，バルブ等．

(v) 施工管理，土木工事，保安管理等

(vi) 溶接施工管理と技術者

パイプラインの被害状況全体については，当然のことながら(1)のほうが豊富な資料を集めている．

(3) その他

新潟地震によるパイプラインの震害に関する報告はほぼ上記2件にまとめられているが，そのほかに参考とすべき資料があるので追記する。

"新潟地震を予案して"[1]は，工業技術院地質調査所の主として地盤変動に関する報告であるが，一部に天然ガスパイプラインについて触れている．

また，"新潟地震を回顧して"[3]は，天然ガス鉱業会の座談会の記録であるが，パイプラインに関することも取り上げられており，報告に明示されていない点を補足する貴重な情報が含まれている。

5.6.3 松代群発地震

松代群発地震の際には，パイプラインに対する地震の影響に関して多くの調査研究が行なわれたが，実際の石油，天然ガスパイプラインについての報告は特に見当たらない。

昭和46年度に行われた通商産業省のパイプライン保安対策調査報告書（非公刊）では，1965～1970年に，震度Vが1回，震度IVが34回記録された長野付近を通過する新潟～東京天然ガスパイプライン（12B. STP42. 延長303km，設計圧力50 kg/cm². 1962年完成）に全く損傷がなかったことが報告されている。同ラインを管理する帝国石油（株）頸城鉱業所では，同所及び長野分遣所の点検，パトロール態勢を強化して対応したが，埋設ライン，架管，橋梁添架一部及び同取付管を含めて，損傷を受けることはなかった。

表1　地震被害の詳細

A. 地中管路（ラインヌはシステム部分）の共通項目

1. 所有者、設置者
2. ラインヌはシステムの名称
3. 内容（輸送対象）、圧力（設計圧力，実動圧力，耐圧試験圧力）
4. 管の種別、規格，直径，肉厚
5. 継手の種別，施工条件，試験検査
6. 防食被覆，電気防食
7. 設置条件一般
8. 試験検査記録
9. 施工者
10. 設置年月：使用開始年月，主たる条件変更年月
11. 適用法規，技術基準
12. 一般図
13. ベルブ・フィッティング，伸縮継手，絶縁フランジ等の数，種類，配置等
14. 保守管理記録

SEKIREI A4 NO. 54

B. 地中管路の局部設置条件（故障場所）

1. 対象：直管，異形管，継手等あるいはその組合せ
2. 設置条件：埋設深さ，埋戻し条件，防護等
3. 他の管路，構造物等との関係
4. 詳細図及び付近の構造
5. 地盤，土質等に関する情報
6. 保守，補修，他工事等に関する情報

C 被害の内容と関連情報

1 システムの被害モード：破損，漏れ，供給（輸送）停止，流失等
2. 被害部位（B1）
3. 構造の被害モード：折損（破断），脱落，亀裂，ゆるみ，漏れ（前述を除く），屈曲，へん平，座屈，部材破損，支持構造損傷等
4. 構造の被害の内容
5. 被害時の外力に関する情報
6. 地盤及び地質等に関する情報
7. 付近の他物件の被害に関する情報

参考文献

1) 須貝，佐藤，牧野"新潟地震を予察して(その2)" 天然ガス，8巻2号(1969) P6～18

2) 特集"新潟地震による災害調査報告"，天然ガス 8巻6号(1969) P3～21

3) 座談会"新潟地震を回顧して"，天然ガス，8巻8号(1969) P1～20

4) 天然ガス鉱業会"新潟地震による災害状況調査報告(鉱山施設の被害状況と復旧状況)"，天然ガス 8巻10号(1969) P22～38

5.7 外国の例

5.7.1 概要

外国の地震の際の地中管路に関する被害は，国情，時期，被害状況等によって情報入手の難易に差があり，調査の手法や信頼度について一概に論ずることはできない．

調査には，外国の文献に基づく文献調査と，技術者，研究者等を派遣して行なう直接取材調査がある．直接取材調査でも，必要な場所を適切な時期に調査することは極めて困難である．

地震及び地震による被害に関する報告書や報文は多数あるが地中管路を対象としたものは少ない．従って，地中管路については，本編の内容に基づいて今後は計画的，組織的に行うよう努力する必要が考えられる．本節ではこれまでの経験に基づいて今後の活動のためのポイントを明らかにすることを目的として外国の例に関する検討報告とする．

SEKIREI A4 NO. 54

（1） 文献調査

地震及び地震による被害に関する報告書や報文は多数あるが地中管路を対象にしたものは少ない。従って，地中管路に関する地害の文献調査には地道な努力による文献の渉猟と，直接取材調査等による補充が必要である。

同じ文献調査といっても，外国の場合には，国情，社会環境，法体系，技術基準，厂史，施設の現状が異なるので，正しい情報を引き出すためには慎重な配慮が要求される。次に，外国の震害に関する文献調査で注意すべき点を簡単に述べる。

① 報告の内容が時間的に変動する。国内でも同様であるが地震の被害情報は，資料の入手と確認に従って変動しながら固定していくものである。従って，同一企業の同一ラインの被害についても，時系列的に異なった情報が文献に記載される。一般には，時間の経過に従って被害件数が増加するはずであるが誤報，重複，不確実情報の確認等により逆に減少することもある。被害を分類すれば，分類の変更や錯誤の修正によって更に変動は大きくなり得る。

このことは，出版された報告書でも十分起こり得ることである。それだからといって，文献情報が頼りにならないと考えるのは間違いである。

② private な施設に関する情報は不確実なことがある。

公的な重要度の低いものについては官公側の精密な調査が行われず，聞き込みやある時点での報告による場合がある。また，確認ができていないために除外されることもあるようである。このような情報については，直接取材調査が有力な手掛かりとなる。

③ 設定条件に関するデータが不十分である。地元では，設定条件の一部又は大部分を自明のこととして省略する場合がある。埋設深さ，埋戻し条件，適用技術基準，継手の詳細（溶接の場合には溶接法及び主要な溶接施工条件等），検査及び保守の状況等である。

④ 設定条件と関連して，被害の程度，被害発生率等が確認し難い。直接被害と二次災害の区分も難しい。特に，無事故被害（無損傷事故）の把握が困難である。

⑤ 地中管路の被害と地盤変動（地変）との関係が把握し難い。震害と地変の程度との関係自体，把握に困難を伴うが，地盤変動との関係は定性的にはともかく，定量的には確認できないことが多い。

⑥ 歴史的（時系列的）な配慮が必要である。地震多発地域では，地震の被害を受けるたびに新しい地震対策が検討され，実施される。また，調査対象地震に先立つ地震のデータをもとにして検討が行われることもある。従って，ある地域の地震被

害調査にあたっては，その地域又は付近の過去の地震に関する文献調査を併せて行なうことが極めて有益である。

⑦ 取材調査による補強が望ましい。同情その他の理由で取材調査が不可能若しくは困難な場合があるが，文献調査のみでは誤った判断をしたり，重要なデータを見落とすことがあるので，できるだけ取材調査で文献調査を行うことが望ましい。

(2) 直接取材調査

直接取材調査には多くの困難が伴うが，国情，社会環境，自然環境，設置条件等の異なる外国の震害状況を調査し，わが国に有効な地震対策を検討するには極めて価値が高い。直接取材調査を有効に実施するには，有能な技術者，研究者等を活用し調査を受ける側にできるだけ迷惑をかけないように，時期，メンバー，方法等を適切に計画する必要がある。そのために考えておくべき点を次に簡単に述べる。

① 被害直後の取材調査は極めて困難である。このことはいうまでもないことで，逆に，被害直後に現場に到達できた技術者，研究者等はその貴重な機会を最大限に活用しなければならない。

② 数字の真実性，信頼性に注意する必要がある。直接取材調査では，直接に被害状況を見ることができ，かつ，直接現地の関係者の話を聞くことができるが，調査と復旧の錯雑している時期であり，担当者も多忙を極めているため，誤情報の混入するおそれが多分にある。同じことは，取材メモの整理の際にも起こり得る。

③ 写真，実測等により，後に確認可能なデータを集める。細かな情況，寸法等は，後になってメモからでは再現し難い。現地の事情によってできないこともあるが，できるだけ適当な

写真（寸法が必要なときにはスケール等を入れる）実測図等により，状況の再現ができる処置をとることが重要である。④のoral discussionの際にも，できるだけ情報をスケッチとして整理することが望ましい。

④ 先方の考え方，意見等をできるだけ聞いて参考にする。わが国なり，わが国の企業とは異なっても，先方には施設についての考え方のシステムがあり，このシステムと，その受けた経験を先方の考え方として理解する必要がある。文献とは異なった有益な情報若しくは情報の要素が得られることがある。

⑤ 常にわが国の場合を念頭に置いて調査を行う。すでに述べたように，わが国と外国では地震の状況も施設の内容も異なるので，外国のデータを直接に日本のシステムに持ち込むことができない場合が多い。常に，わが国の地盤であったら，わが国の施設であったらということを念頭において調査及び検討を行うことが大切である。

⑥ 文献報告による裏付け確認に努力する。取材調査の際にも，できるだけ取りまとめられた文献の入手に努力する。また別途入手される文献報告との比較検討を行い，取材調査の信頼度を高める努力が必要である。

⑦ 先方の迷惑に対して配慮が必要である。地震の被害を受け，復旧再建に非常な努力をしている最中に取材調査に行くの

であるから，常時の訪問以上の配慮が必要である．多数が入れ替りに同じような情報を得るために繰返し訪問することなどは先方に大きな迷惑をかけることになる．

⑧ 無災害事故，無被損情報の入手に力を入れる．このことは，安全，防災等の立場から当然のことであるが，これらの情報は文献調査では入手し難いので，面接取材調査の際に特に注目して入手する必要がある．ある地震の条件で何が被損し，何が被損しなかったかという情報が極めて重要である．

6.7.2 文献報告の実例

(1) 1933年ロングビーチ地震[1)2)]

この地震は米国カルフォルニア州では1906年サンフランシスコ地震に次ぐ古い地震であるが、その石油産業に関する被害報告[1)]にパイプライン及び配管(パイピング)に関するものが含まれている。その内容目次は次のとおりである。

A 序論及び要約
B 地震学的データ
C 石油設備の損害の要約
 1 タンク及び接続部
 2 建物及び構造物
 3 加熱炉及びボイラのれんがエ
 4 配管
 5 油だめ
 6 油井
 7 一般
D 耐震構造のための設計
 1 位置
 2 耐震設計
 3 災害準備のための協力計画
E 激烈な地震の場合の推奨手順

このときにAPLのMid-Year Meetingに発表されたG.F. Prussingの報告は,[2] 地震の被害調査において,地震を損傷なしに生き抜いてきた施設の情報が重要であることを強調している。

(2) 1952年 Kern County地震[3)a)]

この地震は1952年7月21日米国カルフォルニア州Kern CountyのArrin Tehachapi西南間に震源をもって発生した地震であり,米国では多くの報告が出ているが,わが国にはあまりよく知られていない。

この地震に関して地中管路を対象とした調査報告もわが国に知られていないが,個別論文が入手されており,パイプラインの地震による影響を検討する際に利用されている。*

(3) 1964年アラスカ地震

1964年3月27日のアラスカ地震の報告はわが国でも検討されているが,地中管路に関する震害報告はよくまとまってなく,各種の資料,文献から拾い出して整理しなければ全体をつかみにくい。

東大柴田教授の入手したシェル石油の資料は,輸送パイプライン,プラント管連絡ライン,プラント内配管について貴重な情報が含まれている。*

（4） 1971年San Fernado 地震

1971年2月9日のSan Fernando地震は，外国の地震の中で最もわが国に情報が多くもたらされた地震といえる。国家機関，学会，企業体等で作られた多数の文献資料がわが国で入手されている。

この地震では，後述の直接取材調査も盛に行われたが，被害が局限され，復旧のテンポが早かったため，直接取材調査以前に処理された被害については，文献資料と聞き込みによることとなった。

米国の資料の例として，サンフェルナンド地震における ロサンゼルス市水道電力局水道部の報告を紹介する。

この地震での水道部の最大の関心事は，ベシリーマンダムの決壊が起こるかどうかであったため，当初の報告はダム関係のものが多い，その後，断水区域から各幹線の被損状況，復旧見通しと述べ，特に災害時の取員のあり方を提言している。また経時的に各部門が担当した作業状況を具体的に述べ，復旧状態を簡単に記している。

震災後，2年経過して，全般的な被害から復旧にいたる状況を詳述し，技術的にも意見を提言した報告を米国水道場会誌に掲載した[5]。この報告は被災当事者のもので，応急対策をソフトウエア的に表現していて，研究，解析的なものではない。学術的

なものは，更にEERI－NOAA報告として発刊されている。

（ト）　その他の地震

米国以外の諸外国でも地震による被害が発生しているが、これらの地震については報告が少なく、また地中管路の被害に関する情報に乏しい。

ソ連の報告Stroitelstro Trubprovodov（パイプライン建設）には1966年タシュケント地震，1948年アシハバード地震に関して、まとまって水道管の被害についてごく簡単な報告がのったことがある。被害率としては、管種ごとの1km当り破損数を用いている。

5.7.3 直接取材調査

外国の地震による地中管路の被害を直接取材調査した例は、広く解釈すればかなり多いが、狭く解釈すれば極めて少ない。ここでは、調査結果の内容を紹介するのが目的ではないので、1971年San Fernando地震を対象として、反省と教訓をかえながら簡単に直接取材調査の実態を明らかにするよう試みることとする。

(1) 調査の組織

San Fernando地震の際には、官公庁、学協会、業界団体、企業体及び個人を含めて多数の団体と個人が直接取材調査のため現地を訪問した。この中で、土木学会の調査団は地中管路(水道、都市ガスシステム並びに石油及び天然ガスパイプライン等)を調査対象としてあらかじめ取り上げて出発したことは注目に値しよう。

地中管路の被害のうち、Glenoaks Blvdにおける天然ガスパイプラインの引張破断及び圧縮座屈、San Fernando市周辺における上水道及び都市ガスシステムの被害はよく知られており写真等も早く紹介されたので、多くの団体及び個人の注目を集め、多くの報告書で取り上げられている。このためとSouthern Colifornia Gas Co.(又はPacific Lighting Service Co).

ロスアンゼルス市 Department of Water and Power を訪問した日本人の数は驚くべき多数であったと思われる。

地震は、いつ、どこで発生するかわからない自然災害であるので、その調査を統制することは困難であるが、訪問先の選定と調査の順序並びに調査結果の有効利用を考えて適切なチーム編制を計画し、また目的の異なるチーム間の連絡と調査をはかる努力をはかるべきであろう。

(2) 調査の内容と項目

直後被災調査の内容と項目はすでに述べたことを基本として、地下管路の災害の全般をつかみ、地震の経度及び地盤状況等と災害の関係を明らかにし、かつ主要な被害例及び被害防止例についての資料をかえることが望ましい。

San Fernando 地震に関する土木学会の報告は次のような構成でなっている。

1) カリフォルニア南部の地震事情
2) サンフェルナンド地震
3) ダム、電力設備の給水設備の被害
4) 埋設パイプラインの被害
5) 道路、橋梁の被害
6) 鉄道の被害

(7) 地震に際してとられた諸措置と得られた教訓

埋設パイプラインについては、まとして4)に述べられており、地上送水管については、水圧鉄管とともに3)の中に含まれている。4)の内容は次のようになっている。

(i) 概　要

(ii) パイプラインの被害

i) 水道管

ii) 都市ガスパイプライン

iii) 石油パイプライン

(iii) 過去の震害

(iv) パイプラインの地震対策

(v) 災害発生の際の処置

(3) 調査方法と訪問先

被害地の主要な埋設管路の所有者が主の対象となる。San Fernando地震の際にも、次の組織・企業を対象とした。

(i) ロスアンゼルス市 Dept. of Water and power

(ii) Southern California Gas Co.

(iii) Getty Oil Co.

(iv) Mobil Oil Co.

このほかに San Fernando 市の水道組織があったが、ここで

は井戸（水系）をはじめとして全般的な被害が大きく、被害調査よりはロスアンゼルス市の協力を得て水の供給を受け、それに基づく新給水システムの再建に全力を挙げていたため、具体的な調査対象とはできなかった。

ロスアンゼルス市 Dept of Water and Power からは多くの情報を入手したが、ダム、converter station その他の電力設備と同じ部署であるため、調査時間は充分とれなかった。

Southern Calafornia Gas Co. は供給会社であり、集中的な被害を受けた天然ガス輸送ラインは Pacific Lighting service. Co. のものであった。この両社は系列関係にあり、実際には、Pacific Lighting Service Co. の特能を得て、現地調査及び討論に Southern California Gas Co. の District の技術に参加してもらった。

石油関係では、被害を受けたものは、Getty Oil Co. と Atlantic Richfild Co. であったが、後者からは Appointment が得られなかった。石油関係は被害が少なかったので、被害現場見学よりは討論を重視することとし、Getty Oil Co. と Mobil Oil Co. を訪問し1933年のロングビーチ地震以来のカリフォルニアの石油会社の石油パイプラインに対する考え方を知ることができた。5.7.2(1)のロングビーチ地震の資料はこの調査の際に Getty Oil Co. から話を聞いて、後に複製版を送付してもらったものである。

San Fernando 地震調査では，(2)に示す内容の調査であるのでパイプライン調査グループも土木，地質，地震学者との一般説明討論及びパイプライン以外の被害調査の一部にも参加した。このために調査日数は長くなったが，地震の複雑な影響に関して有益な点もなかったといえる。

Atlantic Richfield Co. のパイプラインの被害発生位置など，先方の都合で直接調査できなかったことについては，ヂェトロその他の好意で資料を補足することができた。

現地調査には，マイクロバス一台をチャーターし，カメラ(ポラロイドカメラを含む)，双眼鏡，各種の測定用具を準備，使用した。

参考文献

1) G.F Prussing "Earthquake and Fire Protection A. Consolidated Report of Six Californian Companies" 1933年5月

2) Associated Oil Co. 1ほか5社 "Report on the Southern California Earthquake of Mar. 10 1933 and its Effects on Oil Industry Properties"

3) R.J Lind "Earthquake Effect on a Gas Line" Eng. Jnl. 1963年9月

4) A.B Newby "Pipeline Ride the Shock Waves" ibid.

5) Committee Approved Report "Contending with Earthquake Disarter" Jnl. AWWA Jan. 1973 P22~38

6) 例えば "The San Fernando, California, Earthquake of Feb 9 1971: A preliminary report published jointly by the U.S. Geologiral Survey and National Oceanic and Atmospheric Alminist-ration" Geological Survey Professional Paper 733 (1971)

7) 土木学会耐震工学委員会"サンフェルナンド地震(1971年2月)の震害について. 土木学会討文報告集 195号 (1971年11月). P117~P148

五 解析法

まえがき

地中埋設管の応力解析法には，一般には導管を取りまく地盤をバネと見なすいわば弾性床を基床とする線形弾性体に対する力学解析法が採られてきた。地震時の応力解析には，地震動の作用として，変位振幅，もしくは歪が用いられてきている。ここで歪は変位から導かれるものであり，設計に用いる振幅と歪の間に何んらの対立関係も存在しない。

現在，地中埋設管の応力解析法としては，石油パイプライン事業法に関連する技術基準に準拠する方法，およびそれを補完する石油パイプライン地震対策委員会，同解説（日本道路協会）による方法がある。これらは準線型的な解析法と言うべき解析法で，地震時における地盤の動的挙動が地盤の歪の大きさに依存するいわゆる歪依存性は考慮されており，その意味では非線型を考慮している解析法といえる。しかしながら地盤と導管の接面には相対変位は生じないものとしている。

本報告では準線型的な解析法を弾性解析法と称し，導管と地盤の接面全域に相対変位が生じるとした方法を塑性解析法と称し，更に両者の混合した方法を混合法と称し，また導管と地盤の接面の一部に相対変位が生じるとした解析法を弾塑性解析法と称し，それぞれ解析法を提示した。

また，曲管部の解析法，継手部，接合部の解析法，地盤が多層構造の場合，専用橋を設ける場合などに対する解析法，さらに地盤の円形すべりに対する検討の方法を示した．

導管と地盤との接面に塑性を考慮した場合に管路全体にわたってたり合理的に安全性を検討することが出きるか否かについては，まだ解決には至っていない．今後観測試験，実験によって解明することが必要とされる事項であると考えられる．

無論，これをもって現行法が妥当であるということにはならないので，すべての解析法について今後も批判検討していくことが必要であるといえよう．

第1章 地震

1.1 概説

地震の恐怖は人類の歴史を様々に築きつつ今日に到った。地震化石に見られる自然界の変動は相当に長い時間のスケールで測られるであろう。しかし地震を受ける人間あるいは構造物の側から地震を見る目は、地球上に築かれた構造物の多様化と社会形態の変化とともに短い時間のスケールで異ってきている。すなわち超高層建物に代表される縦に長い構造物や，長大橋りょう，沈埋トンネルあるいは地中管路に代表される横に長い構造物と，あつかう対象に応じて地震や地震動の特性をどの面からとらえるかは当然変ってくる。例えば従来地震学的興味の対象であった地震波動の比較的長い周期成分が地震工学で取り上げられるようになったのは最近のことである。以下の各節，地震，地震動の特性および地震動の観測においても、当然地中管路という構造物の側から見た地震が、もし可能ならば望ましいわけである。

「地下浅所の埋設管に震害を生じても深所のそれに被害のないのは埋設深さの影響である。しかし維持や震害箇所の修理の容易さを考えると深くもできないし，また都市では他種の地下埋設物との関係から埋設深さはほとんど決められてしまう」との言葉[1]は、構造物の自然に対する位置づけの困難さ

と地震動の特性を顕著にあらわしているように思われる。社会的制約を受けることの多い耐震工学の分野に、地震学からの早急な寄与は期待することが難しいかも知れないが、両者の時間のスケールの相違を理解することが寄与を早める方法の一つかと考えられる。

1.2 地震

1.2.1 地震の震源とその発震機構

震源は最初に地震波を出した位置であるが，最大エネルギーを出した位置とは必ずしも一致しない。震源を含む地震体積の中で進行する破壊の程度が異なるためで，気象庁発表の震央と被害分布の中心とは一致しない場合がある。地表に地震動による震害を与える地震の震源は，震央距離にして200 Km，深さにして70 km 以内と考えてよい。震央の誤差は陸地で1′（約1.8 km）～3′（約5 km），海上はるか沖で10′（約18 km）ぐらい，深さの誤差は土（10～20）km ぐらい[2]といわれている。 2)

地震波は震源から観測点にくるまでに反射，屈折，吸収，回折，分散などの影響を受けてしだいに複雑になる。しかし地震波の初動は一番早く到達するのでこのような影響を受け難い。P波初動分布を矛盾なく説明できる発震機構として，

互いに直角をなして働く圧縮力と引張力の組合せが考えられた[3]。この力系は一組のせん断力と同等で地震のときに生ずる断層も説明することができる[4]。図－1.2.1は地表におけるP波初動分布が4象限に分れる極浅発地震の、P波およびS波の初動方向と振巾ならびに一般の地震記象型の分布[5]を示す。震源における発震機構－断層モデル－から地表の変位を求める研究[6]（図－1.2.2参照）などと共に、波形を取り扱う場合の一つの参考となろう。

3)
4) 図-1.2.1
5)
6) 図-1.2.2

1.2.2 地震波形および実体波

図－1.2.3に地震記録の1例[7]を示す。Pからはじまる振巾小で周期の短い初期微動部分のあとに、Sからはじまる比較的振巾大で周期の長い振動があり、そのあとにLで示される長周期大振巾の波が続く。一般にはSではじまる波群が最大加速度を与え，Lからの波群が最大変位を与える。P，Sではじまる波はそれぞれ縦波（P波），横波（S波）と呼ばれ、弾性体内にはこれらの波だけが実在し実体波と呼ばれる。Lではじまる波は表面波である。

7) 図-1.2.3

P波の速さv_p，S波の速さv_sは理論的に次の値をとる。

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda+2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\sigma)}{\rho(1+\sigma)(1-2\sigma)}} \qquad (1.2.1)$$

$$v_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\sigma)}} \qquad (1.2.2)$$

ここに，λ，μ：ラメの弾性常数，ρ：密度，E：ヤング係

数，σ：ポアソン比である。地中管路が埋設されるような地盤について考える際は，特にσ，Eの値を慎重に見積らねばならない。

一般に地表から深いほど実体波の速度は大きくなるから，地表付近ではP波は上下方向に、S波は水平方向に振動する。すなわち波はほぼ真下から鉛直に地表へ到来すると考えてよい場合が多い。S波の中で水平な境界面に平行な成分をSH波，垂直な成分をSV波という。つまりSV波は波の進行方向と鉛直線を含む面内におこっているS波である。これら2種類の波は反射，屈折に関してそれぞれ独立に振舞うことができるので，別々に考えると都合のよい場合がよくある。

1.2.3 表面波

表面波は地球の表面に沿って伝わる波で、P波やS波が地球内部の不連続面や地表面で反射，屈折する時，2次的P波・S波とともに発生する。従って表面波はP波やS波が特別の構成になっている現象で，この波は地下に入るに従って急激に振巾が減少するのが特徴である。一般に震源が浅くて大きい地震ほどよく現われる。表面波のおもなものはレイリー波とラブ波で，その周期は数秒から数分までであり，その速さは

一般に周期によって異なるが大よそ地表付近のS波の速さに近い。伝播が平面的で距離減衰性が少なく遠方まで伝わる。

レイリー波は一般に特別な表面層がない場合に生じ、この波では粒子が波の進行方向に平行な鉛直面内において、その長径を鉛直方向に，その短径を水平方向にもつ長円を描いて運動する。レイリー波の速さv_Rは，ポアソン比σが0.22のとき $v_R = 0.914\, v_S$ となり、このときの波の振巾が深さとともに減少するようすは、図－1.2.4に示される。図において縦軸は深さzと波長Lの比 z/Lであり、横軸は振巾比である。例えば $v_R = 50\ m/sec$，波の周期$T = 2\ sec$の波長λは，$\lambda = 100\ m$となり，深さ$10\ m$において，地表の振巾に対し水平振動の振巾uは約1/3に減じるが，鉛直振動の振巾wは殆んど変らない。 B-1.2.4

ラブ波は地表に一様な厚さの一つの層があって，表層のS波の速さv_Sが下層のS波の速さv_S'より遅いとき，この表層の内部および下層の境界面付近を伝わる波で，これらの面に平行で波の進行方向に直角な振動をする。ラブ波の速さv_Qは波長によって異なり、波長の短い極限ではv_Sに等しく波長の長い極限ではv_S'に等しくなる。すなわち波長が短かければ下層の存在は関係がなくなり、長ければ表層の存在は無視できる。

1.2.4 地震活動度

図－1.2.5に日本付近のおもな地震の震央分布を，震源深さ60km以浅の地震について示した。また図－1.2.6には震度Ⅳ以上の地震の年平均回数を示した。これらはいづれも1920年代以後の地震についてのものであるが，図－1.2.7はさらに過去の地震まで含めた大地震の余震域分布[8]を示している。これらの図から日本付近の地震活動度の一端を知ることができよう。

図-1.2.5
図-1.2.6
図-1.2.7
8)

1.3 地震動の特性

1.3.1 地震現象

地震によって地中浅所にある管路に影響を与える現象としては津波，地殻変動，断層および地震動などがある。いわゆる地震断層には地震にともなう地殻変形の結果生じたものと、強い地盤の振動の結果地塊の緩などに生じたものとがある[9]。活断層の調査も最近よく行われるようになってきたが，管路に対しては地盤の振動の結果生じるような断層位置の調査も必要かも知れない。地震動に最も大きい影響を与えるものとしては、振巾や周期を左右する地盤の硬軟，厚さ，埋設深さなどが考えられ，特に傾斜地層構造やその極端な場合にあたる隣接異質地盤での波形の相対的不規則性について知ることが

9)

必要である。これらの地盤の内軟弱な側については破壊時の地盤の動きが支持力の低下に関する検討とあわせて検討されるべきであろう。その他一般に軟弱地盤および流動化地盤に関して検討されるべきことが多いように考えられる。

1.3.2 地震動の強さ

地震動の激しさは震度であらわされる。震度には各種の定め方があるが，例えば気象庁震度階が用いられる場合その数値は±1程度あとで修正されることがある。これは震度階の定義からくる当然の不確定さによるけれども，また気象庁の観測網から定まる地域全体を一つの震度で示すことの無理なこともあろう。実際地盤が均一でないときは，かなり狭い区域であっても地表部分各点の地震動の激しさは異なる。この異なる程度は地表において甚だしく地中に入るに従って少なくなる。また加速度において甚だしく，速度，変位となるにつれて減じることが観測事実からも確かめられている。

地震動の最大変位振巾と震央距離との関係は図－1.3.1[9]に示される。震央距離の短い所では地震計性能の限界のために大振巾が記録されていないが，この所を強いて推定して見ると例えば表－1.3.1[11]が得られる。

最大加速度と震央距離との関係は図－1.3.2[12]に示される。

10) 図-1.3.1

11) 表-1.3.1

12) 図-1.3.2

これらは岩盤ないし平均地盤上の値であるから、表層地盤の性質や地形によっては重力加速度を超える値も観測されている。図－1.3.3は1974年伊豆半島沖地震のときの東海道新幹線沿線地表における同様な図[13]であって、岩盤地帯で特に大きく、軟弱地盤地帯で小さめの値を示している。震央付近の最大加速度および最大速度の他の推定値としては例えば表－1.3.2がある。この表で最大速度は最大加速度を与える波の周期を軟地盤で0.7sec，硬地盤で0.3secと仮定して計算されたものである。

図-1.3.3
13)
表-1.3.2

1.3.3 地震動の継続時間および位相差

地震動継続時間を決定する要因としては発震機構，マグニチュード，震央距離および表層地盤の性質などが考えられる。継続時間とマグニチュードとの関係は例えば図－1.3.4で示される。地盤の流動化をあつかう場合などに有用であろうが，地盤の相違による継続時間の差なども興味ある結果をもたらすのではないかと考えられる。

図-1.3.4

構造物の建設に当って表層地盤の工学的な性質を知るための地震動の研究は従来地震学であまりおこなわれなかった分野である。中でも、沖積地盤上の線上または面上の多点観測に基く地震波形相互の不規則性－振巾と位相における――の研

究は，長大橋りょう，沈埋トンネル，スラブ軌道の角折れあるいは地中管路などの耐震的検討がすゝむにつれて，底面積の大きい建築物の場合とともに，その必要性がとりあげられるに到った。現在までに測線長数100mの程度で，数10m間隔に配置された地震計による観測結果から，地震波形の不規則性は，地表面に沿って伝播する波によるものと，地盤の不均質一例えば地中における傾斜地層によって生じるもの一などに分けて考えるべきであることなどが報告[14]されている。[14]

1.3.4 地震動の卓越周期と地盤の震動特性

地震動の卓越周期は，発震機構，マグニチュード，震源の深さ，震央距離などに影響されるが，表層地盤による影響はさらに大きい。金井によればM＞6程度の地震動の卓越周期は常時微動の卓越周期すなわち地盤の固有周期に一致する。[15] [15]
常時微動の卓越周期を求めるには，実測値から周期頻度曲線などで求める方法，地下構造データより計算する方法（例えば層厚Hで S 波の速さ v_s の表層があるとき，$T_N = 4H/\{(2N-1)v_s\}$ $(N=1,2,3,\cdots)$），または直接地震動を観測する方法などがある。

沖積地盤の震動特性 $G(T)$ は，表層の固有周期 T_G と基盤における地震波の周期 T とに支配される。金井は地震動および

常時微動の観測結果と粘性とを考慮に入れて、T が T_G に近い範囲の $G(T)$ を次の半実験式で示した。[16]

$$G(T)=\frac{1}{\sqrt{\left\{1-\left(\frac{T}{T_G}\right)^2\right\}^2+\left(\frac{0.2}{\sqrt{T_G}}\frac{T}{T_G}\right)^2}} \qquad (1.3.1)$$

この式より地盤の堅い方が地震加速度の最大値が大きく，やわらかい方が地震変位の最大値が大きい傾向にあることがわかる。この傾向は図－1.3.3からも見ることができよう。

1.4 地震基盤と地震波の重複反射

震源から射出された地震波形が最も形を変えるのは表層近くにおいてであって，地中深くなるほど波の速さや形の変化は少ない。したがって，そのような深さに地震基盤を定めると，地表の波形は基盤上の表層の性質によってほとんど決定される。ただし，ここに考える基盤としてはその拡がりに限界が必要で，その深さも対象とする構造物の性質や範囲に応じて選ぶことが必要である。一般には第三紀層またはそれ以前の地層で，S波の速さにして 700 m/sec 以上の岩盤が選ばれているようである。

水平成層構造におけるS波の重複反射理論に基づく地表地震波の増巾度，卓越周期および波形などの計算は次式によって求めることができる。

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial^2 U_1}{\partial t^2} &= \frac{\lambda+2\mu}{\rho}\nabla^2 U_1 \\ \frac{\partial^2 U_2}{\partial t^2} &= \frac{\mu}{\rho}\nabla^2 U_2\end{aligned}\right\} \qquad (1.3.2)$$

ただし，∇^2 は

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}+\frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

などとかくことができる演算子でラプラシアンといわれるものであり，U_1 は体積変化のみに関する変位またはその関数，U_2 は回転またはねじりのみに関する変位またはその関数である。

式（1.3.2）の下の式において、S波が下より鉛直に入射するとの仮定は一般に正しいから、SH波のみとなり次の一般解を得る。

$$U = Ae^{i(pt\pm fz)} \qquad (1.3.3)$$

ここに，U：変位，t：時間，z：鉛直座標，$p=2\pi/T$，$f=2\pi/L$，T：周期，L：波長，A：定数である。式（1.3.3）に基づく入射・反射・屈折各波を境界条件を用いて解くと、境界面における反射および屈折の係数が求まる。このような考え方を図－1.3.5に示す成層構造に適用し、重複反射による波の伝播時間差を考慮することによって地表の振動特性を求めることができる[17]。この計算にあたっては、基盤入力の選定，地表付近地盤の剛性率低下にともなうS波の速さの減少による振巾の増大，それより影響が大きいと考えられる，

図-1.3.5

[17]

粘性減衰による減衰定数増加のための振巾の減少、層数増加にともなう計算誤差の増加などについての検討が必要とされる。計算結果の一例を図－1.3.6に示した。 図-1.3.6

1.5 地震動の観測

地震動の観測には一般に振子式地震計が用いられる。観測される物理量としては、変位、速度、加速度があり、その他必要に応じて土圧、土ひずみ、管体ひずみ、水圧などが加えられる。観測の対象とする地震波の種類としてはP波、S波、表面波がある。記録方式としては直接および遠隔、電磁オシログラフなどおよびデータレコーダ、鉛直あるいは水平方向の多点同時、短周期および長周期、大振巾および小振巾、連続およびスタータによるもの、遅延記録方式によるものとよらないものなどの組合せが考えられよう。図－1.3.7および図－1.3.8は多点同時観測の一例を示す。 図-1.3.7 図-1.3.8

その他防災的見地から地震の際構造物に安全のための動作をおこなわせるもの、例えば交通機関の停止、バルブの開閉、電源の遮断、情報の伝達などに関する地震防災設備として用いる地震動検知システムがある。

参考文献

1) 岡本舜三：耐震工学，オーム社，P.418，昭和46年

2) 河角　広編：地震災害，共立出版社，P.7，昭和48年

3) 本多弘吉：地震波動，岩波書店，PP.154-172，昭和29年

4) 例えば　浅田　敏：地震，東京大学出版会，PP.154-195，昭和47年

5) 前出3)，P.159

6) 例えば　金森博雄，安藤雅孝：関東大地震の断層モデル，関東大地震50周年論文集，東京大学地震研究所，P.92，1973-9

7) 土木学会編：土木工学ハンドブック上巻，技報堂，P.375，昭和49年

8) 南雲昭三郎：日本近海における海底大地震の起こり方，関東大地震50周年論文集，東京大学地震研究所，PP.290折込み，昭和48年9月

9) 松田時彦：地震の地質学，地震第2輯　第20巻，P.230，1967

10) 前出2)，P.15

11) 藤原俊郎，森重竜馬：表層地盤の地震時大変位振巾の推定，国鉄部内資料，昭和49年

12) 勝又　護：地震動の最大加速度の推定，験震時報，Vol.37，

NO. 3, PP. 80-82, 1973

13) 藤原俊郎：1974年伊豆半島沖地震調査報告，鉄道技術研究報告 NO. 935, P. 14, 1974-10

14) 例えば 桜井勲雄，高島忠，栗原千鶴子，矢島浩：地震時土の歪より見た埋設パイプラインの耐震性，電力中央研究所技術研究所研究報告，PP. 1-58 1970.

15) 金井清：地震動の卓越周期について，地震工学国内シンポジウム(1962) 講演集，PP27~32, 1962.

16) 金井清・小堀鐸二・蛭田捨太郎：建築学大系11，地震・振動学，PP. 34~35, 彰国社，1965

17) 藤原俊郎：大地震の際の被害地盤の地震動の推定，鉄道技術研究報告，No, 764, 1971.

表－1.3.1　地震動による震央近くの地盤変位振巾の推定値

地盤条件			表層の厚さ cm	変位振巾 cm
洪積層	非常に良い地盤	N値30以上の砂質土またはN値20以上の粘性土		0.5
沖積層	良い地盤	基盤は非常に良い洪積層で表層 30>N>20 砂質土または 20>N>5 粘性土	10	1
			20	1.5
			30	2
	普通地盤	基盤は非常に良い洪積層で表層 20>N>5 砂質土または 5>N>2 粘性土	10	3
			20	7
			30	10
	悪い地盤	基盤は非常に良い洪積層で表層 N値5以下の砂質土または N値1以下の粘土層	10	15
			20	25
			30	35

表－1.3.2　震央付近の最大加速度，最大速度の推定値（田本による）

マグニチュード	岩盤		沖積層	
	最大加速度	最大速度	最大加速度	最大速度
6.5	380 cm/sec^2	18 cm/sec	510 cm/sec^2	57 cm/sec
7.0	440	21	590	66
7.5	510	24	670	75
8.0	580	27	770	86

III.

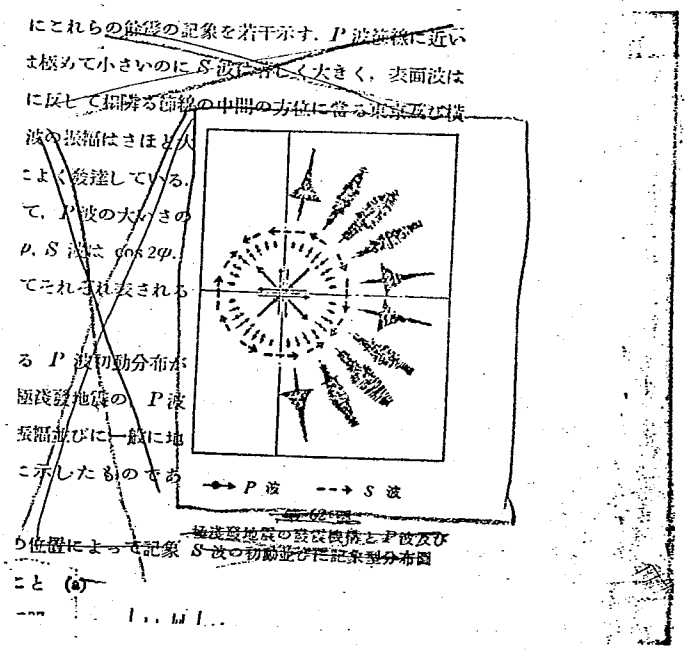


図-1.2.1 極浅発地震の発震機構とP波およびS波の初動ならびに記象型分布図（本多による）

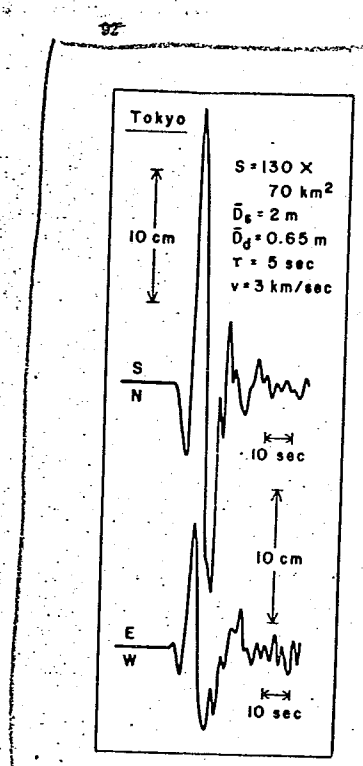


Fig. 5. Synthetic seismograms computed for the fault model of the 1923 Kanto earthquake.

図-1.2.2 1923年関東地震の断層モデルに対して計算された人工地震記象（金森らによる）

~~L波はS波に続いて到達し，更に周期が長く，長周期地震計の記録上では最大変位振幅となる．~~

~~の入射面内の成分SV波~~
~~な方向の成分SH波と~~

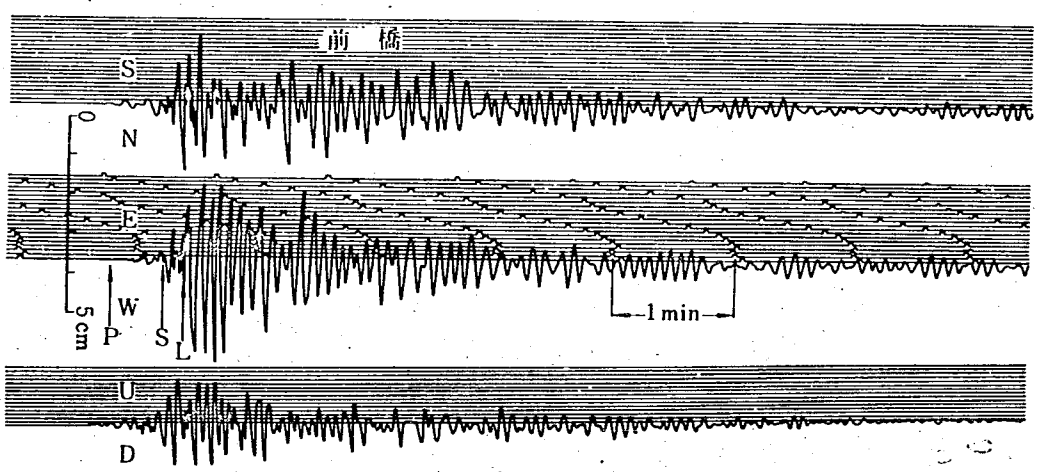
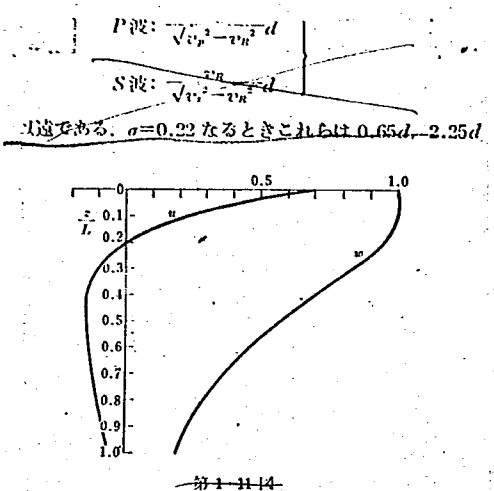


図-~~2-4~~ 1.2.2 地震波形（1964.6.16 新潟地震，前橋測候所における記録）

図 -1.2.3



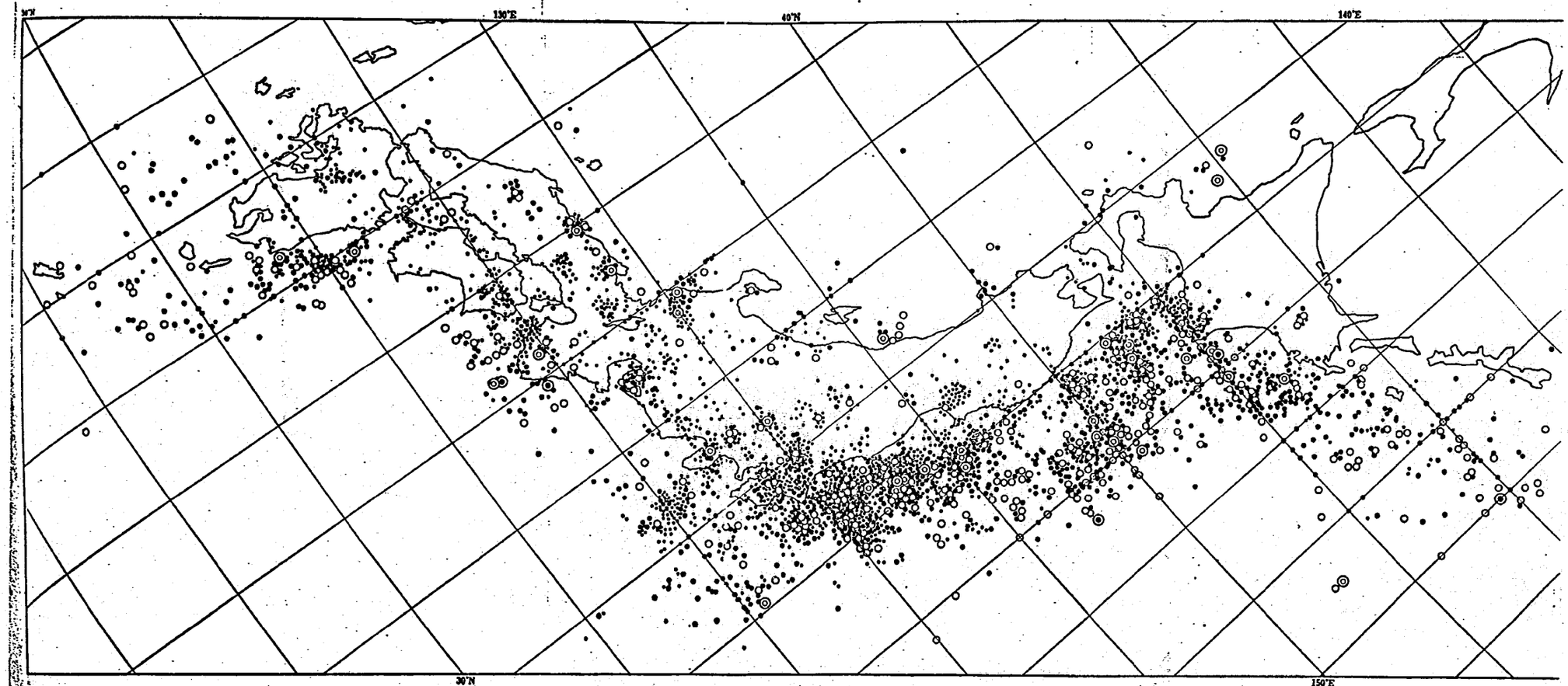
~~第 1-11-14~~

震源である．$\sigma=0.22$ なるときこれらは $0.65d$，$2.25d$

〔3〕 走 時 曲 線

地震波が伝わるにはある時間を要するため，震央か
る．それで地震波のうちの各位相に注目し，それが生
る．横軸に震央距離を，縦軸に各位相の出現する時刻
う．第1.12図において走時曲線が屈折しているの

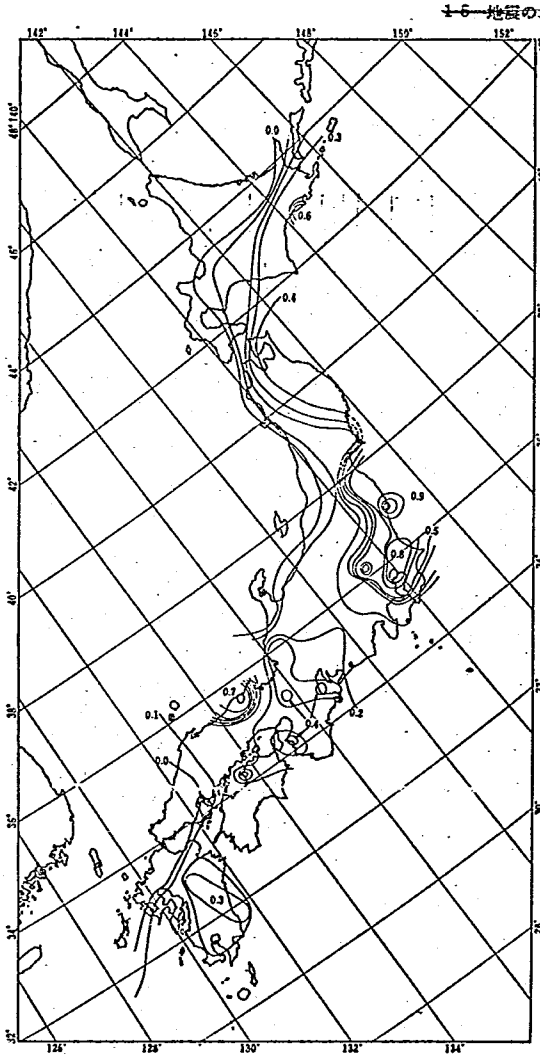
図-1.2.4 （岡本による）



~~備-1-26-(a)~~) 日本付近のおもな地震の震央分布　気象庁 (1958, 1966) の "日本付近のおもな地震の規模表" による。
◎ $M \geq 8$, ○ $8 > M \geq 7$, ○ $7 > M \geq 6$, ● $6 \geq M \geq 5$, ● $5 > M$。$M \geq 6$ については 1926~1965 年, $M < 6$ については 1926~1962 年におけるもの。海岸から離れている所では $M < 6$ の地震でも観測されていないものもある。

図－1.2.5 (文献27)による)

~~1.6 地震のおきる場所~~



~~図-1.6~~
~~(a)は1921～1960年間の年平均有感地震回数、(b)図は~~同期間の震度IV以上の地震の年平均回数。~~(a)図の図は10おきに、(b)図は~~0.1おきに描いてある。

図-1.2.6 (文献2)による)

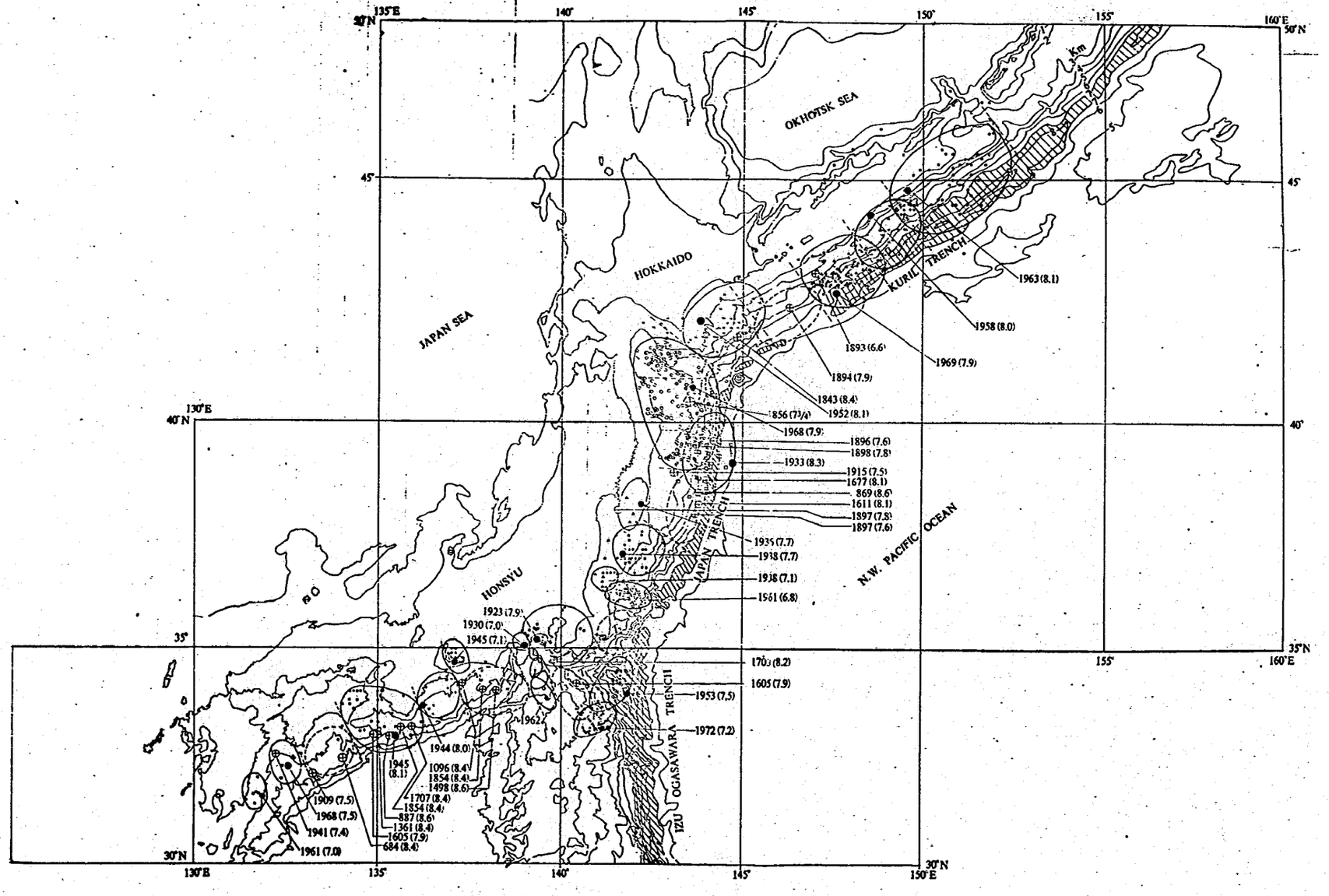


Fig. 6. 日本近海太平洋側における大地震分布と大地震ブロック連結構造

実線で囲まれた区域: 計測された余震域
点線で囲まれた区域: 推定される大地震余震域
破　線: 大地震ブロックの境界線
大きい黒丸: 大地震の主震震央
大きい白丸: 昔の大地震の震央(理科年表)
小さい丸・三角×印: 個々の余震震央

千島海溝，日本海溝，伊豆小笠原海溝，西南日本舟状海盆に沿つて，大地震ブロックがあまり並なることなく，互に連結されて連なり，全域を埋めている．

図-1.2.7 (南雲による)

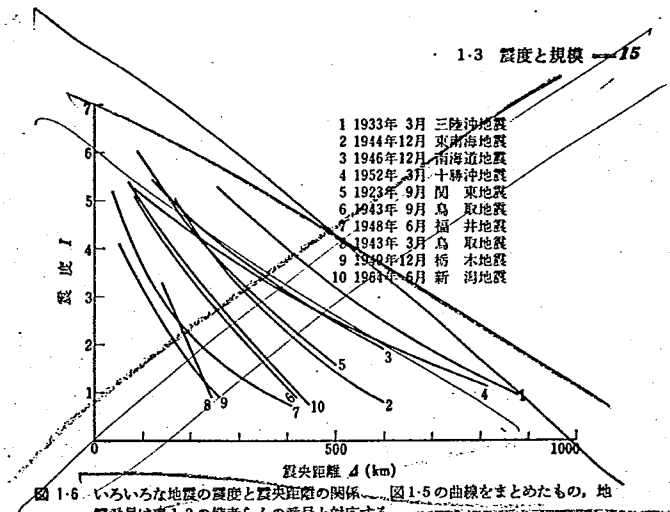


図 1·6 いろいろな地震の震度と震央距離の関係。図1·5の曲線をまとめたもの，地震番号は表1·3の備考らんの番号と対応する。

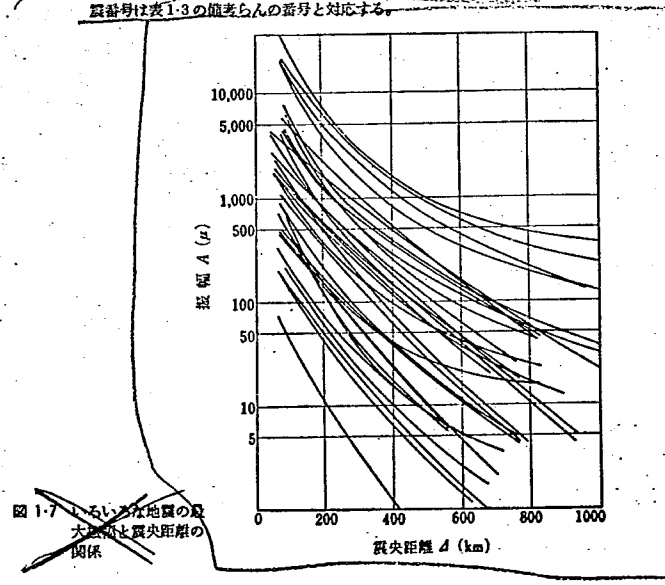


図 1·7 いろいろな地震の最大振幅と震央距離の関係

図-1.3.1 いろいろな地震の最大振巾と震央距離との関係
(文献 2) による)

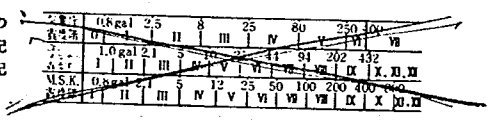
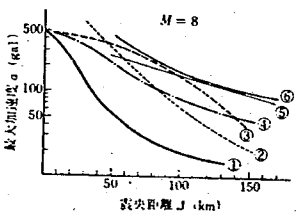


図-2.1 各種の震度階の対照



① Gutenberg-Richter (1956)
$\log a = -2.1 + 0.81M - 0.027M^2$ および $a \sim J$ の関係より推定．岩盤上の値．都市部における平均的地盤ではこの約2.5倍．

② 河　角 (1951)
$\log a = M - 5.20 + \log(r_{100}/r) + 0.00834\,(r_{100} - r)$ ($J \leqq 100$ km)
$\log a = M - 0.000915\,J - 2.30 \log J - 0.51$ ($J > 100$ km)
日本の平均的地盤．r：震源距離，r_{100}：$J = 100$ km における r．

③ Housner (1965)
原論文の図（観測値の上限が用いられている）に基づく．firm deep alluvium 上の値．

④ Seed et al. (1968)
$\log a = 2.04 + 0.35M - 1.6r$．原論文の図に基づく．岩盤

⑤ 岡本ほか (1971)
$$\log \frac{a}{640} = (-0.1036M^2 + 1.7244M - 7.604) \times (0.4 + J)$$
地下岩盤上の値．

⑥ 勝　又 (1973)
$\log a = \log a_0 - \beta \log R'$
$R' = r - \delta$, $\beta = -0.125M + 2.4$, $a_0 = 400$ gal
δ：震源域に想定する球の半径，r：震源距離，R'：実効距離．

図-2.2 地震動の最大加速度と震央距離との関係（勝又による）

図-1.3.2

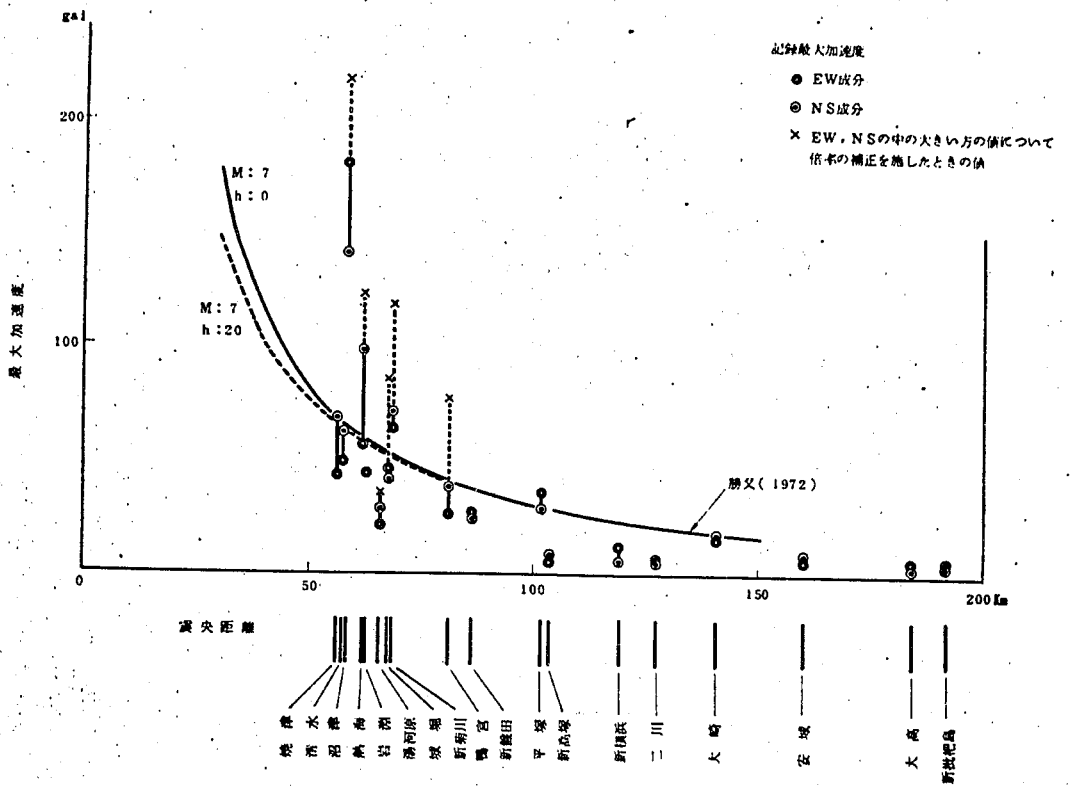
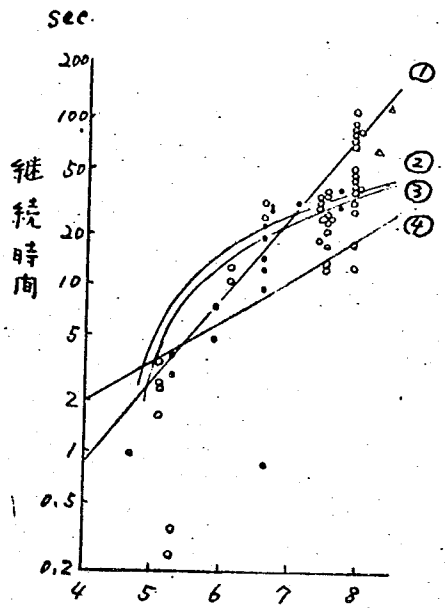


図-1.3.3 東海道新幹線沿線の地震動最大加速度と震央距離との関係，図中Mはマグニチュード，hは震源深さ



① Kobayashi (○ EP) : $\log t_{3c} = 0.50M - 2.08$

② Ambraseys and Sarma (● EP) : $t_0 = 11.5M - 53$

③ Housner : $t_0 = 11.0M - 52$

④ Gutenberg and Richter : $\log t_0 = 0.25M - 0.7$

図－1.3.4　地震動の継続時間とマグニチュード（小林による）

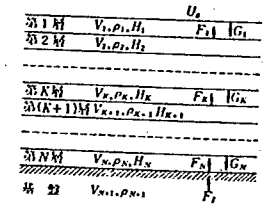


図-1.3.5 多層地盤モデル（F_I（入射波），V_K（S波速度），ρ_K（密度），H_K（層厚）を与えて F_K（上昇波），G_K（下降波）を計算する）

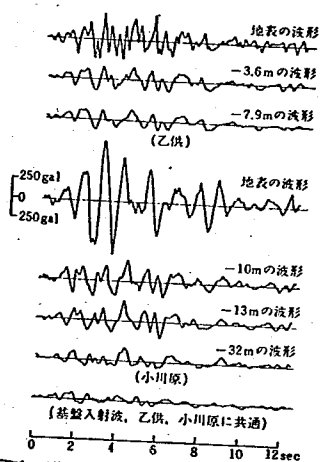


図-2.6 重複反射計算結果の一例．（基盤入射波は 1968 年 十勝沖地震の八戸 SMAC 記録より作成）

図-1.3.6

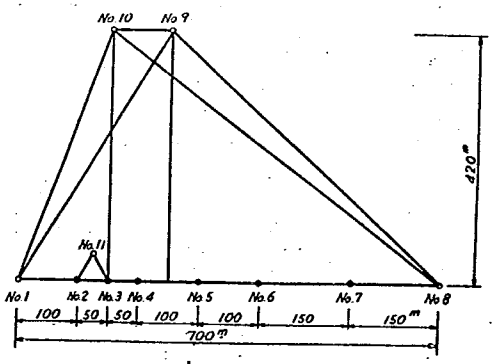


図1.3.7

図-2 観測点の配置

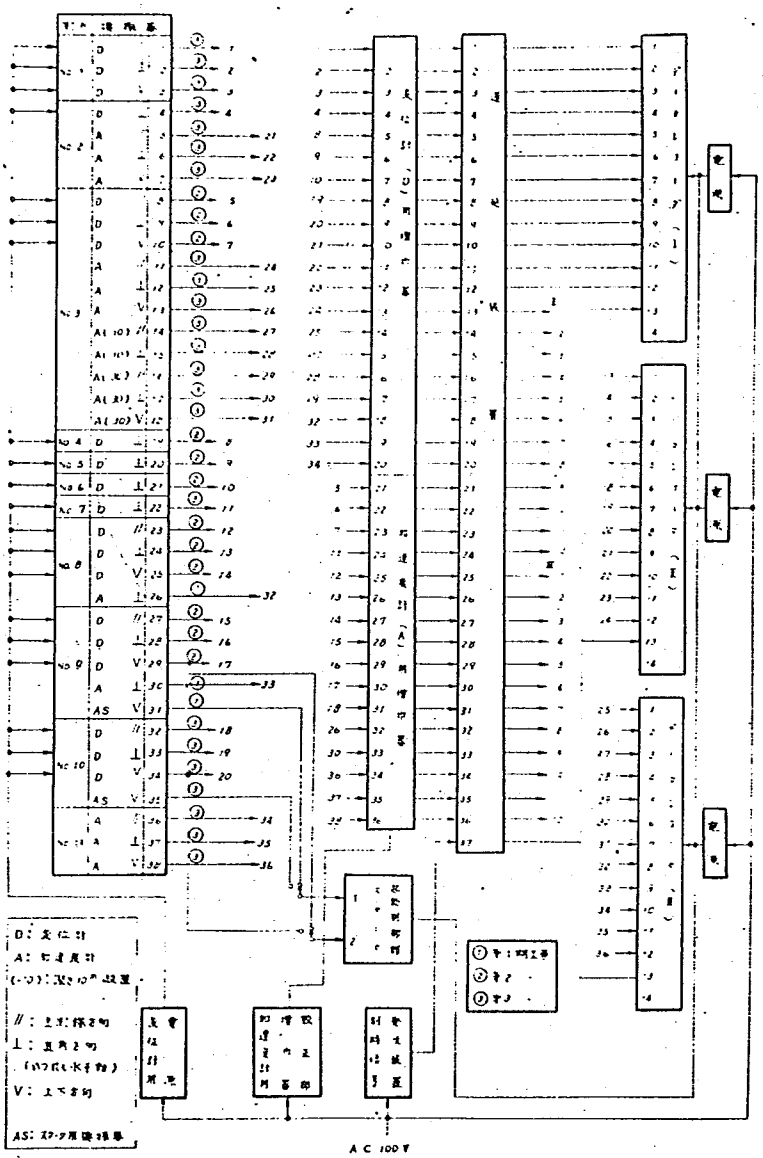


図-1.3.8 各計器接続図

2　地盤振動

2-1　概説

2-1-1 解析に用いられている地震波[1]

構造物に被害あるいは影響を与える地震波が実体波のうちP波であるか，またはS波であるか，それとも表面波であるかはその場合に応じて異ると考えるのが妥当であって，ただ一種類の波と考えることは，結果に誤りを生じる原因ともなる。しかし従来の震害の多くは，一般にS波を考えることによって説明されてきた。すなわち構造物への地震力の作用は，鉛直方向は構造物の見かけの重量の増減という点の考慮にとどまり，主な関心は主として水平方向の地震力について払われてきている。一方地震波も水平方向が鉛直方向の振幅に比べて数倍は大きいのが一般である。

震源を出た波は，その伝播の途中の不連続面で反射屈折を繰返し，しだいに本来の形を変えながら伝わってゆく。一般に地表近くでは媒質は硬く波動伝播の速度は大きくなっており，地表付近の軟い媒質中では速度は急激に小さくなり，屈折波の振幅が大きくなるとともに，P波は上下方向に，S波は水平方向に近い振動をするようになる。入力地震波のこのような性質と，工学上の水平地震力の重要性との両者があいまって，S波が重視されて現在に至っている。

しかし　従来表面波から成る長周期の波は，最大級の完全な地震記録も得られなかったこともあって，加速度記録上に見出すことは困難のようであった。表面波の振幅は震源が浅い程，また規模が大きい程発生しやすく，最近の大地震についてその研究が進められている。従って大きな固有周期をもっていたり，あるいは大きな変位が問題となるような構造物については今後，この種の波が一層重視される方向にある。

現在，耐震検討に供せられる地震波の多くは以上に述べた理由からせん断波が地下から地表面に鉛直に入射してくるとして取扱われることが多い。従って，この章の解析の項でも，このような手法が中心となることを

あらかじめことわっておきたい。
表2.1.1に地震波の種類を参考までに表示する。

表2.1.1 地震波のいろいろ

実体波	P波		振動方向 // 波の進行方向	
	S波	SH波	振動方向 ⊥ 波の進行方向	(水平)
		SV波	振動方向 ⊥ 波の進行方向	(鉛直)
表面波	Rayleigh波	半無限弾性体の表面	振動方向 ↺ 波の進行方向	
	Love波	表層が存在するとき	振動方向 ⊥ 波の進行方向	(水平)

2-1-2 解析に用いられる基盤

耐震検討に際しては、基盤と表層地盤を設定しなければならないのが普通である。基盤という術語は、しばしば論争の対象となっているが、これは地震学と土質工学、構造工学の接点をなす重要な概念である。しかし実用的には、あまり厳密な定義の設定にこだわらず、工学的に解析検討の目的に応じて何を基盤と考えたかを明らかにすれば良いように思われる。

基盤の性格は、どの層内では震源のマグニチュードや震央距離などによって、地震波の大きさや性状を推定することができ、局部的な地層構成や土質条件によって急激な増幅や振動数成分の変化は生じない層と解釈され、通常岩盤がこれにあたる。しかしこのような層は相当深い位置にあるものである。一般に工学的には表層地盤に比べて相対的に剛い下方の地盤を云い、S波速度が300 m/sec程度以上、もしくはN値が50程度以上の地盤をもって基盤としているのが多い。しかし、最近は第三紀層またはそれ以前の地層でS波速度700 m/sec～1,000 m/secの値をもつ地盤に注目しようとする例も見受けられる。

2-1-3 土の性質のひずみ依存性[2)]

地震時における地盤ならびに構造物の応答計算で，最も重要なことは土の動的性質を明確にさせることである。いかにすぐれた応答解析のための手法が開発されたところで，計算に含まれる土の動的変形特性が適切な値でないかぎり，その計算の良否の判定ができないのみならず，得た結果も実用に供されないことになりかねない。

地震応答解析に用いられる定数で主要なかつVariableな定数は剛性率Gと減衰定数hである。これら土の動的定数に影響を与える要因としては間隙比，拘束圧，土が受けるひずみ振幅，ひずみ履歴及び飽和度があげられよう。これらの中で特に大きな影響を与えるものはひずみの大きさである。従って，地盤の動的特性を調べるための室内または現場試験でいずれの方法を選ぶかは，このようなひずみ量をもとにして決定しなければならない。石原(1971)は表2.2.1を示して，ひずみの大きさで土の動的性質と試験法を分類した。[12)]

2-1-2
表-2-1-2 ヒズミの大きさによる土の性質の変化 (石原 1971)[12)]

ヒズミの大きさ		10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
現象		波動，振動		亀裂，不等沈下		スベリ，構造の変化	
力学的特性		弾性		弾塑性		破壊	
定数		セン断定数，ポアソン比，減衰定数				内部摩擦角 粘着力	
現位置測定	弾性波探査						
	現位置振動試験						
	繰返し載荷試験						
室内測定	波動法						
	共振法						
	繰返し荷重試験						

すなわちひずみが 10^{-6}～10^{-4} の範囲では，土は弾性的性格を有し，この範囲のひずみ振幅をもった振動は原位置の弾性波探査，室内における波の伝播速度の計測からその特性（剛性と減衰）が求められる。

ひずみが 10^{-4}～10^{-2} の範囲では，土は弾塑性的性格を有し，この範囲のひずみ振幅をもった振動は，原位置の振動試験や中空式の

供試体を用いた改良型円柱共振試験法（共振法）又は繰返し応力を試料に与える動的単純セン断試験でおもられる。

ひずみ振幅が数％になると土は原形を止め得ず，破壊，締固め或は流動化を起こし，このときの土は塑性的性格を持つが，この状態では破壊強度そのものが重要となってくる。この程度のひずみ振幅に対しては動的三軸試験（1～3cps）を行って強さを決定している（市原 1968）。[71]

大地震に対する耐震設計の問題としては i) 地盤又は構造物の応答であり ii) 土又は地盤の破壊強度の決定である。現在前者では地盤内の土が液状化破壊以外の破壊を起こさないという前提で行っている。従って応答解析では土のセン断ひずみ振幅を 10^{-6} ～10^{-2} として土の性格が弾・塑性又は粘弾性と考えられる範囲の地盤定数までを対象としているのが一般的である。

地盤の諸定数を定める地盤調査法の分類として表2.1.4[32]を示す。表2.1.1と併せて参考となろう。

載荷時間と繰返し回数による動的問題の分類として石原[30]は表2.1.3を提案している。

表2.1.3　動的問題の分類（石原 1972）[30]

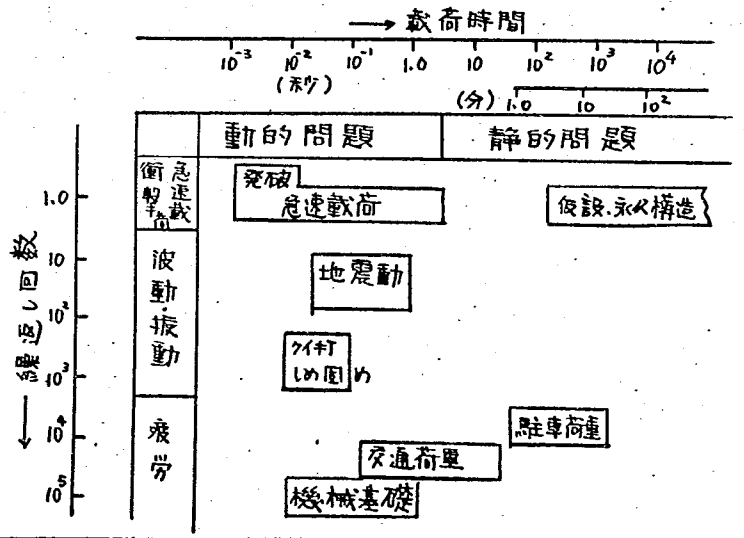


表2.1.4 各種の地盤調査法

試験法			調査項目							備考
			せん断定数C, φなど	変形係数 E又はG	弾性波速度 V_p, V_s	ポアソン比 ν	密度 γ	その他	歪のオーダー 10^{-6} 10^{-5} 10^{-4} 10^{-3} 10^{-2} 10^{-1}	
現位置試験	地表からの調査	弾性波探査※		○	○	□				JIS A1215
		音波探査								
		載荷試験		○						
	ボーリング孔を用いた調査	物理検層（速度）※			○	□				JIS A1219
		（密度）					○			
		（電気）						透水係数		
		標準貫入試験（N値）	□	□				N値		
		横方向K値試験		○				K値		
室内試験		一軸圧縮試験	□	○	○	□	○			JIS A1216
		三軸 〃	○	○			○			
		直接せん断試験	○				○			
		圧密試験								
		動的三軸圧縮試験※						流動化		Seed ら
		動的直接せん断試験※		○	○		○	流動化 減衰		Peacock, Richart ら
		共振法※		○	○		○	減衰		

（地震時の地盤の歪：10^{-4}～10^{-2}程度）

○ 直接的
□ 間接的

※ 地盤の動的性質に関する調査

2-1-4 現在用いられている解析法

このあとの節に進む前に，現在一般に用いられている地盤の振動応答解析法にどのようなものがあるか概略的に触れておく。分類してみると次のようになろう。

(1) 応答スペクトルを用いる方法

(2) 地震動の波形を直接用いる方法

(3) 確率過程論に基づく統計的手法

(2) 地震動の波形を直接用いる方法をさらに区分すると

i) 一次元波動法（重複反射法）

(イ) 弾性体[16] (ロ) 粘弾性体[13),14),15)]

ii) 一次元セン断集中質量法[22)]

(イ) 弾性線型法 (ロ) マルティリニア法（例えば Bi-Linear法）[19)]
(ハ) 等価線型法[23),27)]

iii) 二，(三)次元有限要素法

(イ) 弾性線型法 (ロ) 粘弾性法 (ハ) マルティリニア法（例えば Bi-Linear法 (ニ) 等価線型法[20)～27)]
(イ) 入射波に位相のある方法[28),29)] (ロ) 入射波に位相のない方法

直接地震波を用いる振動応答解析は合理的な手法であるが計算は一般に繁雑であり，計算に用いる諸定数の決定，計算結果の評価など問題点が残されている。このような方法に対して，直接地震動波形を用いずあらかじめ求められている応答スペクトルを用いて，構造物の固有周期に応じて応答倍率を求め振動応答解析する方法が，応答スペクトルを利用する方法である。　その他統計的に求めた地震波形を入力として構造物の変位，応力などが一定値を越える確率を計算し，その値から安全性を統計的に求める手法も試行されている。ここではこれについては触れない。

(2)の方法において，一般にi)とii)は地盤が水平方向に成層をなしている場合の応答計算に用いられる。　iii)は地盤の幾何学的形状や複合地盤のような平面又は立体的な広がりに注目して計算される。一次元波動法は重複反射理論に基づくものであり，金井.S[13)～16)]によって地盤や基礎構造物

の応答解析に利用されていた
ものである。水平地盤内を伝播する波動は、進行波と反射波とが重複したものであると云う波動理論の基礎を用いている。

この解析法の特徴は地盤内の任意深度における波形が与えられていると、他の深度における波形が層のインピーダンス比によって容易に決定されるという点にある。従って入力位置は基盤にある必要がなく、通常地表面におかれる。この特徴を活かして重複反射理論は、地表面の実測波形から基盤の波形を逆に求めるのに使われる。こうして求めた基盤の波形を集中質量法または有限要素法の基盤の入力波形として使われるのが一般的である。さらにこの方法は弾性体として解くものと粘弾性体として解くものとの二つがある。後者は振動数成分毎による層間伝達特性を知ることに目的がおかれる周波数領域解析が行われている。[13),14),15)] 前者の時間領域解析（応答解析）も多くの文献に見られる。[16)]

せん断集中質量法による応答解析というのはせん断振動を受ける土柱の質量を数個所に集中させて動的応答を求める方法であって建築の応答解析に使用されてきた。[17),18)] 地盤にこの方法を適用したのは Penzien[19)] である。

先に述べたように、土は一般に非線型な応力－ひずみ関係を示す。この問題を解決するために現在用いられている手法は Bi-Linear 法と等価線型法であろう。Bi-Linear 法は、降伏ひずみ γ_{oy} 以前のせん断剛性 G_1 と降伏ひずみを越えたあとのせん断剛性 G_2 の間の関係 $\gamma_{oy} \sim G_2/G_1$ をどのようにとるかによって結果が大きく左右される。G_2/G_1 の選び方に関する研究には Seed らのものがあるが、研究の蓄積そのものが少くて安心して使用しうる状況にないようである。

等価線型法は実際の応力－ひずみ関係を線型で置き換える方法であるが、このときのせん断剛性率は G_{eq} で表現される。ひずみ(γ)に依存する履歴減衰 h_{hys} とクリープ等の粘性をあらわす h_{damp} があるが、h_{damp} のひずみ依存性は明きらかでなく通常 $h_{eq} = h_{hys} + h_{damp}$ として設計に

用いられている。これら G_{eq} と h_{eq} はひずみの大きさによってその値を変えるので等価線型法を用いる場合には、地震によって地盤内に発生するひずみの大きさを適当に推定し、そのひずみに見合う G_{eq}, h_{eq} の値を用いなければならない。この問題については G/G_0 ～ γ 関係及び h ～ γ 関係を求める研究が多数行われ ある程度確実な提案がなされている。(G_0：弾性領域における剛性率) 従ってこれらの関係を用い、更に計算の上では繰返し計算を行って発生するひずみに適当する G_{eq}, h_{eq} を求めてゆく方法をとれば一応理論的には完結した計算を行うことができる。

以上に述べた理由により、現時点では Bi-Linear 法を用いる場合の定数の選びかたに関するデーターが不足しており、どちらかと云うと等価線型法を採用する方が容易である。このようなことから現在広く一般に行われている地盤の応答解析では等価線型法を用いて、定数とひずみとの適合性を得るために収束繰返し計算を行うという手法が支配的である。

等価線型法は一次元の場合は明確に減衰項を定義できるが、二(三)次元有限要素法では等価粘性減衰比を用いている[23]。

P.

2-2 解析に用いる地盤の諸定数

2-2-1 微小ひずみにおける諸定数

応答解析に必要な地盤定数としては一般に

i) γ_t 単位体積重量

ii) G_0 せん断剛性率 (弾性領域での値)

iii) h 減衰定数 (iv) ν ポアソン比

である。現位置地盤の種々な土質定数を直接定めることがまず不可能に近い現状なので N値、せん断強度(S_u)及び弾性波探査等の地盤調査結果を媒介にして、経験式を用いて推定してゆく方法が一般的にとられている。

弾性波探査は地盤に微小な振動を与え、これによって生じる弾性波の波速 V_s 及び V_p から、弾性波動理論に基づいて地盤の弾性定数 E_0, G_0, ν を定める。従ってこの方法は、弾性領域における土質定数を定める最も基本的で妥当なものと考えられよう。しかし弾性波探査が行われていない場合にはこの方法はとれない。こうした場合に用いられるのが N値から経験公式を利用して換算してゆく方法で、数多くの研究者によって種々な経験式が提案されている。

(1) 粘性土の場合

粘性土の弾性定数 G_0 (E_0) ν 及び γ_t を定める方法を図式的に示すと図2.2.1のようになる。大別すると i) 弾性波探査による方法 ii) N値による方法 iii) せん断強度 S_u による方法の三種類になり、それぞれについて数多くの研究者が関係式を与えている。(なかでも) N値から G_0 を、またはN値から S 波速度を求める関係式は多数提案されている。

(一部の方法を除いて) このような方法によって求められる G_0 又は E_0 は弾性領域における値でひずみにして 10^{-6} ~ 10^{-4} の範囲内に対する値と考えても良いようである。

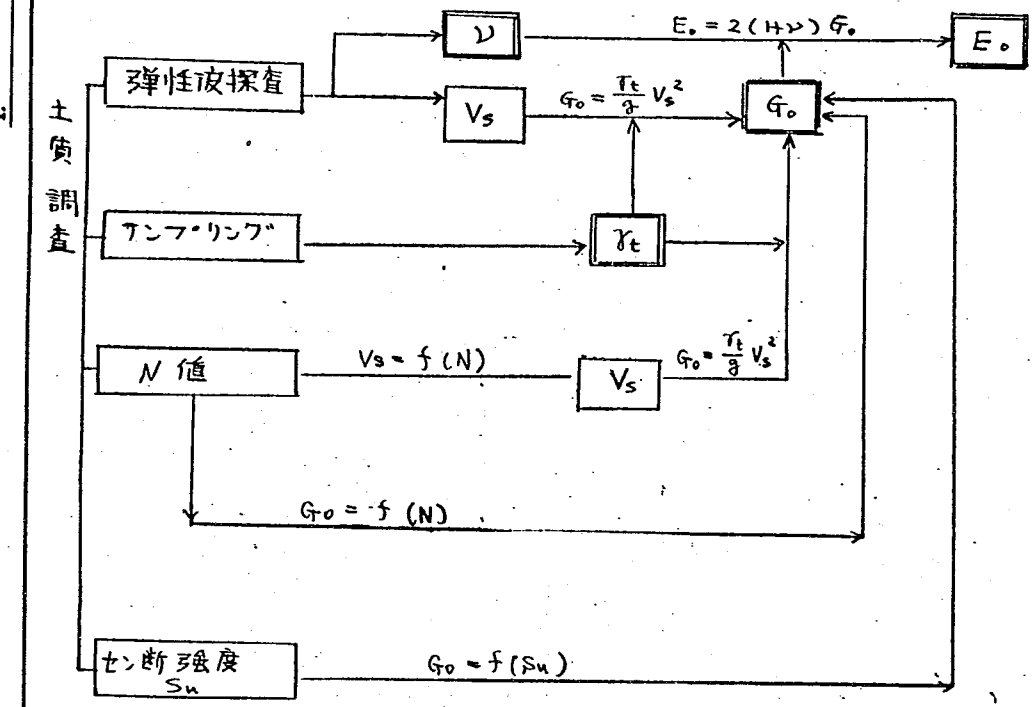


図2.2.1 粘性土の弾性定数の推定法

P.

(A) G_0 の推定

粘性土の G_0 を推定する方法は種々提案されているが主なものを挙げると以下のものがある。

i) 大崎の提案[4]

$$G_0 = 120 N^{0.8} \quad (kg/m^2) \qquad (2.2.1)$$

実測データーを図2.2.2に示す。これは全ての土に有効である。

ii) 太田ら の提案 (その1)[5]

$$G_0 = 158 N^{0.668} \quad (kg/m^2) \qquad (2.2.2)$$

図2.2.3に実測データーを示す。

iii) 太田ら の提案 (その2)[5]

太田らは G_0 の推定を地盤の非排水せん断強度 S_u ($\doteqdot q_u/2$) から定める場合の $G_0 \sim S_u$ 関係を求めた (図2.2.4)

その最適値として

$$G_0 = 548 S_u \qquad (2.2.3)$$

を提案している。

iv) その他

Hardin	$G_0 = 760 S_u$	(2.2.4)
Willson	$G_0 = 390 S_u$	(2.2.5)
D'Appolonia	$G_0 = 420 S_u$	(2.2.6)
Seed	$G_0 = 2200 S_u$	(2.2.7)

(B) せん断波速度 V_s の推定

S波速度 (あるいはP波速度) の測定値と土質工学的諸量の関係を明瞭にするいくつかの試みは数多くなされている。

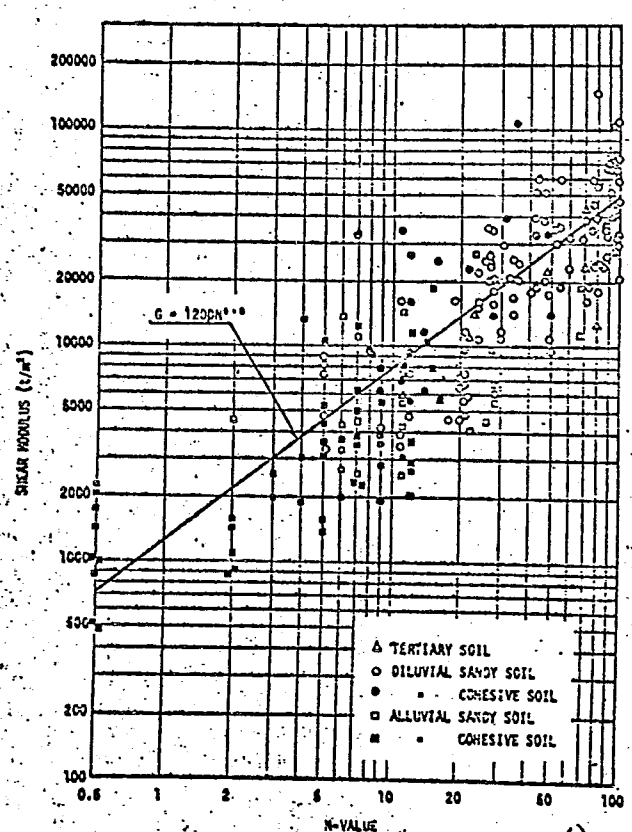


図 2.2.2 Scatter diagram for shear moduli and *N*-values

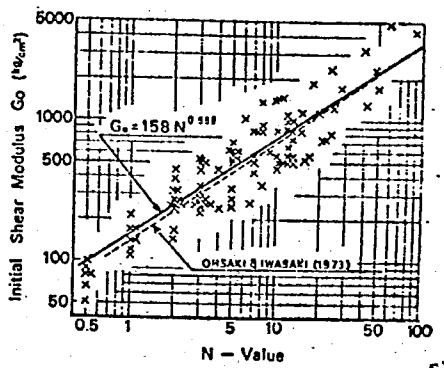


図 2.2.3 Relationship between G_0 and N-value [5)]

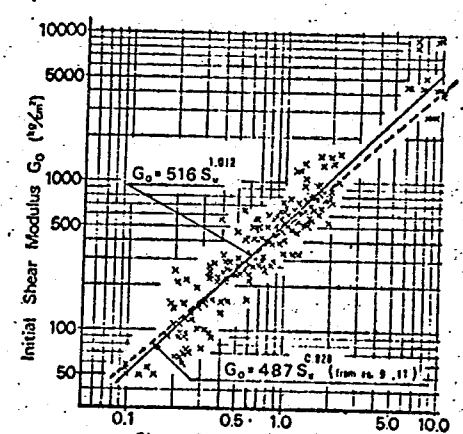


図 2.2.4 Relationship between G_0 and S_u [5)]

S波速度とN値の関係については図2.2.5, 2.2.7, 2.2.11, 2.2.12がある。これらの関係の物理的意味づけは別として、実用上極めて便利である。このとき図2.2.13も参照すると良い。S波速度とP波速度の関係については図2.2.8に示す。P波の速度からS波速度を求める際には、P波速度は土の含水状態に支配されることを注意しなければならない。またS波速度とその他の諸量との関係、すなわちK値、一軸圧縮強度、降伏圧及び先行荷重との関係をそれぞれ図2.2.9, 2.2.6, 2.2.10に示す。以上の図表は粘性土だけに限らず砂質土も含めて表示されている。

つぎに、提案されている式のいくつかについて記述する。

i) T.R. Kuesel [34]

地盤のひずみが10^{-4}～10^{-2}のとき　粘土地盤について

$$V_S = \frac{1}{3} \times (10^{-6}\text{程度のひずみについての } V_S) \qquad (2.2.8)$$

ii) 今井常雄、吉村正義 [35]

地盤のひずみ10^{-6}程度のとき、沖積および洪積の砂、粘土、礫、ローム、砕石ずり紀泥岩の平均として

$$V_S = 92.1 N^{0.329} \quad (\text{m/sec}) \qquad (2.2.9)$$

iii) 吉村正義、内山成和、今井常雄 [36]

地盤のひずみ　10^{-2}～10^{-1}程度のとき　砂、粘土、ピート等の地盤に対して

$$V_S = \left\{ \frac{1}{\rho} \cdot \frac{N}{0.42} \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_s} \right) \theta(V_P, V_S) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{m/sec}) \qquad (2.2.10)$$

$$\theta(V_P, V_S) = 0.74 - \frac{1.18\left\{1 - 2\left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2\right\}}{1 - \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2}$$

ここに　ρ；密度
ε_d, ε_s；動的静的試験時のひずみの大きさ

これを図に示したのが図2.2.11である。

iv) 紫田徹 [37]

地盤のひずみが 10^{-6} 程度のとき 砂, 粘土, シルト, ローム に対して

$$V_s \fallingdotseq (1{,}000\ N)^{1/2} \quad (m/sec) \qquad (2.2.11)$$

この式を図上で他の実測値と比較したのが図2.2.12である。

vi) 岩崎 敏男[38]

(ひずみが $10^{-5} \sim 10^{-2}$ 程度のとき)

粘土地盤について, 図2.2.13の値について i) による 1/3 を乗じて算定するのも一方法であるが別途検討の要ありとし各地盤について次のように提案している。

締った粒状土に対して	$V_s = 300$ m/sec	}	(2.2.12)
シルト質砂 〃	$V_s = 150$ 〃		
中位の 粘土 〃	$V_s = 60$ 〃		
軟い 粘土 〃	$V_s = 30$ 〃		

vii) 吉川 泉沿[39]

地盤のひずみが 10^{-6} 程度のとき

$$V_s = \left\{\frac{1}{a}(N+t)\right\}^{1/2} \quad (m/sec) \qquad (2.2.13)$$

$\left(\begin{array}{l} a = 1/1{,}500 \sim 1/3{,}000 \\ t = 1 \sim 3 \end{array}\right)$

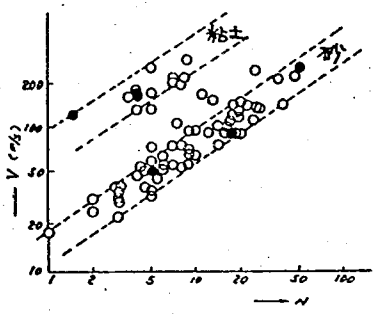


図2.2.5　S波速度(V)とN値との関係（金井1966）[21]

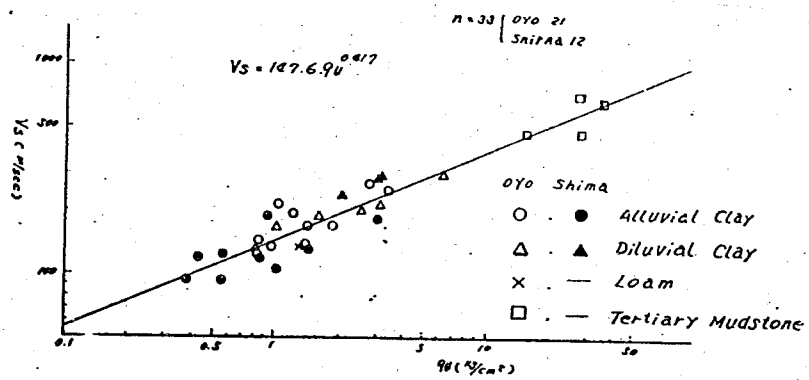


図2.2.6　S波速度と一軸圧縮強度との関係（今井1971）[25]

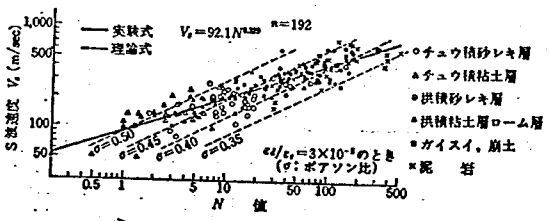


図2.2.7　N値とS波速度（今井）

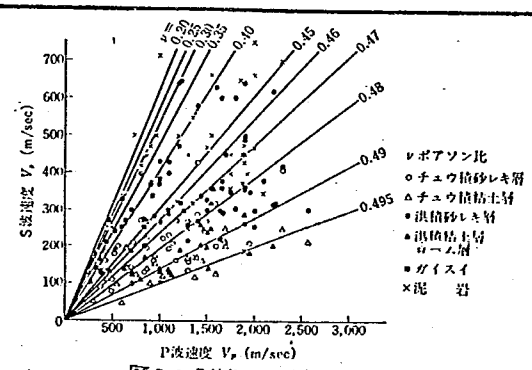


図 2.2.8 地盤のP波速度とS波速度

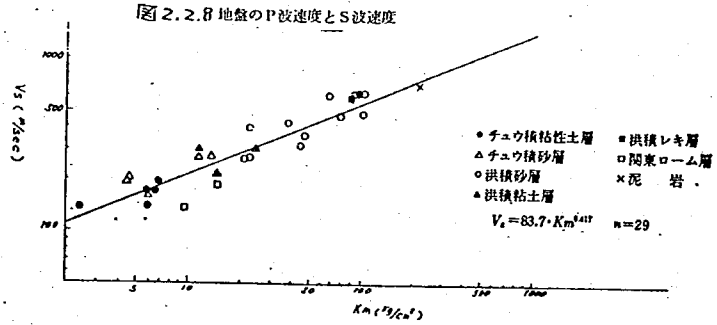


図 2.2.9　S波速度とK値との関係（今井 1971）[26]

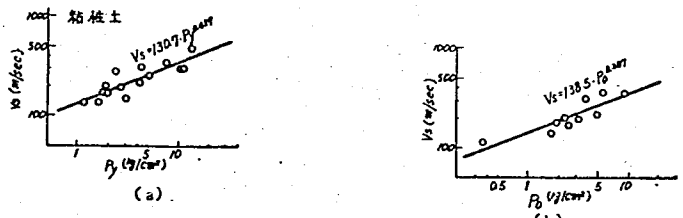
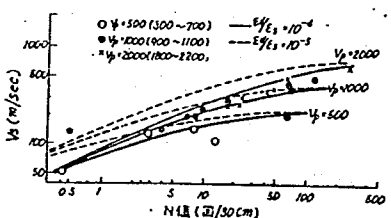


図 2.2.10　S波速度（Vs）と降伏圧（Py）あるいは先行荷重との関係
（吉村ほか 1970）[27]



V_P：P波速度 (m/sec)
$\varepsilon_d/\varepsilon_s$：（動的試験時の歪）／（静的試験時の歪）

図 2.2.11　S波速度とN値の関係
（吉村ほか 1970）[31]

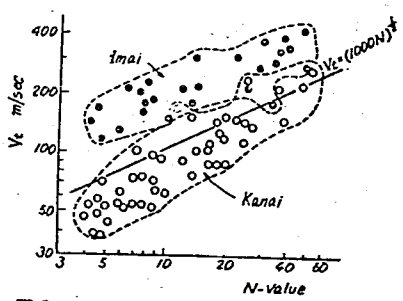


図 2.2.12　S波速度（Vt）とN値の関係
（柴田 1970）[32]

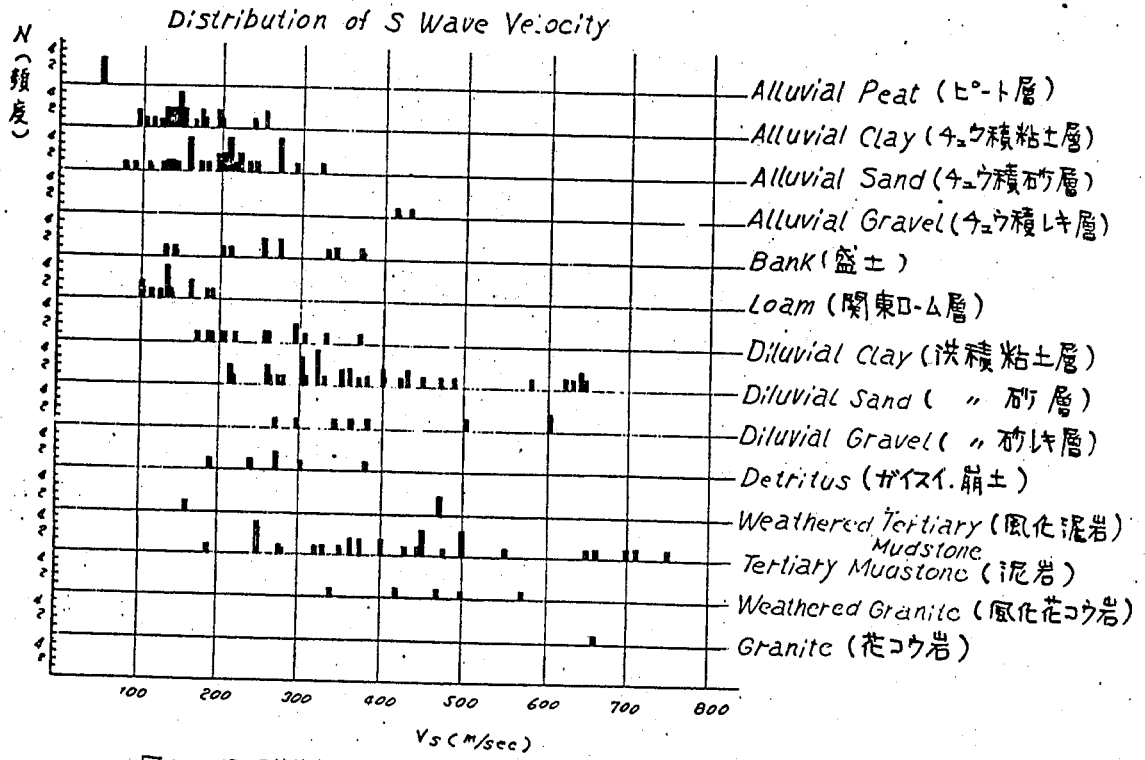


図2.2.13 S波速度の分布（今井ほか1971），[20]

P.

(2) 砂質土の場合

砂質土の場合 G_0 に影響を与える因子として 密度（相対密度 D_r，又は間隙比 e），有効拘束圧（有効上載圧荷重 σ_v'，又は有効拘束圧 $\sigma_m' = \frac{1+2K_0}{3}\sigma_v'$）が考えられており 通常

$$G_0 = f(e)\cdot\sqrt{\sigma_m'} \qquad (2.2.14)$$

の形で表現されるものである。

砂質土の密度を求めることは至難の業とされており 通常 N値 $-D_r-\sigma_v'$ の関係を示すチャートから N値を基にして定めるのが普通である。

粘性土と同じように，砂質土の弾性定数を定める方法を分類して図示すると 図2.2.14のようになる。大別すると i) 弾性波探査法から V_s を定める方法 ii) N値から直接 G_0 を定める方法 iii) N値から密度，有効拘束圧を定め G_0 を求める方法 の三つになる。

(A) γ_t の推定

砂地盤の γ_t は信頼できるサンプリングが未だ確立していないため N値－相対密度（D_r）－有効上載圧（σ_v'）の関係を用いるのが普通である。N値は単に σ_v' と D_r の関数でなく，他の要因 例えば粒径 過圧密などの影響を大きく受ける。図 2.2.15 は多くの研究者によって得られた N値 $-D_r-\sigma_v'$ の関係を藤田が整理したものである。[3] 図 2.2.16 は Coffman による表示法である。[41]

(B) G_0 の推定

砂質土地盤の G_0 について提案されている式を記述すれば次のようになる。

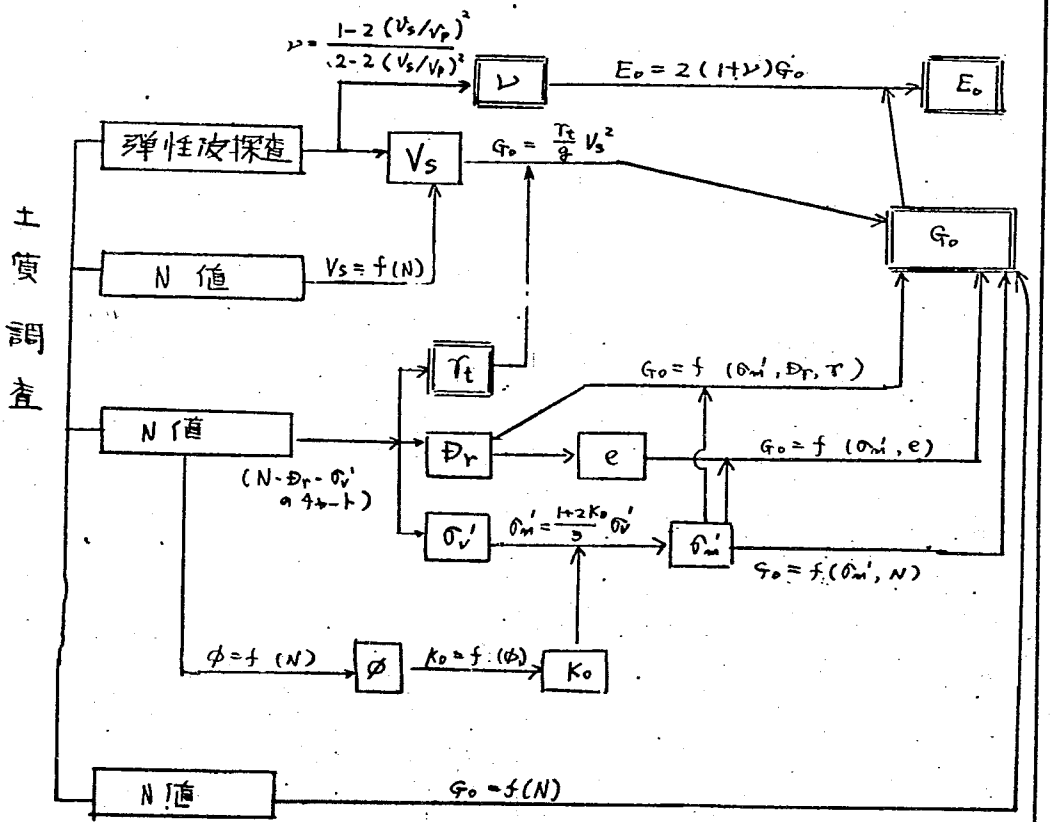


図 2.2.14 砂質土の弾性定数の推定方法

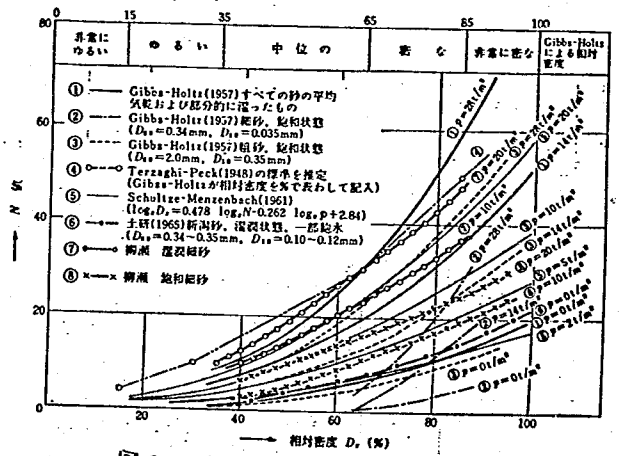


図2.2.15 N値と砂の相対密度との関係

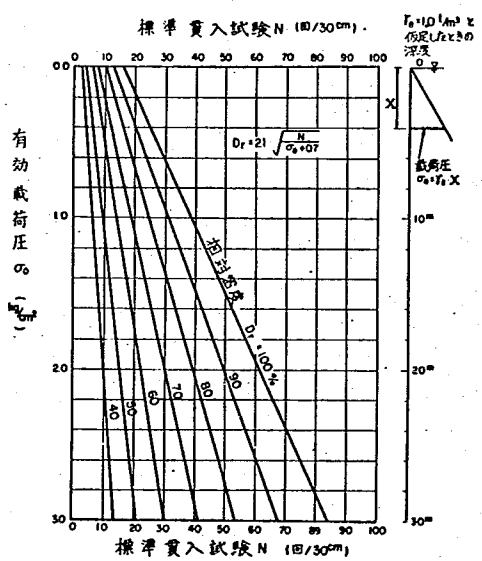


図2.2.16 相対密度－N値－載荷圧の関係

P

i) 大崎の提案（その1）[4]

大崎は　N値から直接G_0を定める提案式を

$$G_0 = 120\,N^{0.8} \quad (t/m^2) \qquad (2.2.1)$$

としている。

実測データーは 図2.2.2 に示す。上式は全ての土に有効である。

ii) 太田らの 提案[5]

$$G_0 = 139\,N^{0.72} \quad (t/m^2) \qquad (2.2.15)$$

この式も全ての土に適用されるとしている。実測データーを図2.2.17に示す。

iii) 大崎の提案（その2）[7]

大崎は砂質土のG_0をN値とσ_m'とから定める次式を提案している。

$$G_0 = 700\sqrt{\sigma_m'}\,(1+3\log N) \quad (t/m^2) \qquad (2.2.16)$$

但し、

$$\phi = \sqrt{20N} + 15^\circ$$

$$K_0 = 1 - \sin\phi$$

$$\sigma_m' = \frac{1+2K_0}{3}\sigma_v'$$

iv) Hardin の提案[8]

Hardin は室内試験の結果から

$$G_0 = \frac{326\,(2.973-e)^2}{1+e}\sqrt{\sigma_m'} \qquad (2.2.17)$$

を砂に対して，共振法に基づいて与えている。

v) Seed の提案[9]

Seed は多くの過去の例及び Hardin らの研究成果をとりまとめて

$$G_0 = 22.1\,K_2\sqrt{\sigma_m'} \qquad (2.2.18)$$

の式を与えた。K_2は σ_m'と歪の大きさに依存する値である。

(S)

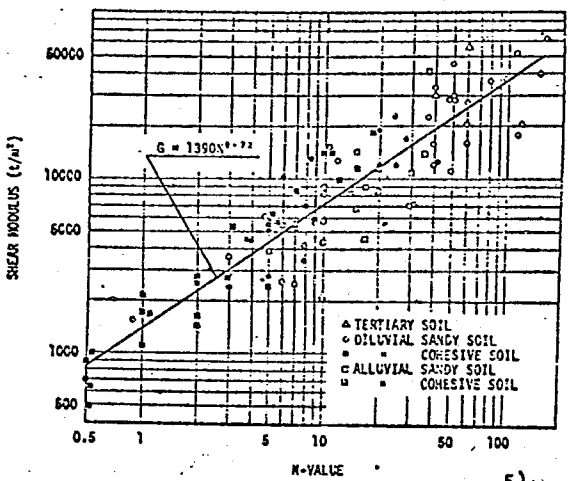


図2.2.7 Shear moduli and N-values (Ohta et al., 1972) 5)

17

(c) 砂質土のVSの推定

i) F. E. Richart 42)

地盤のひずみが 10^{-6} 程度のとき

砂質土（丸粒）に対し

$$V_S = 160.5\,(2.17 - e)\,\sigma_0^{\frac{1}{4}} \quad (m/sec) \qquad (2.2.19)$$

砂質土（角粒）に対し

$$V_S = 109.8\,(2.97 - e)\,\sigma_0^{\frac{1}{4}} \quad (m/sec)$$

ここに　e：間隙比（<0.8）

σ_0：有効側圧（kg/cm²）

ii) T. R. Kuesel 34)

地盤のひずみが $10^{-4} \sim 10^{-2}$ 程度のとき

$V_S = \frac{1}{2} \times$（10^{-6} 程度のひずみについての V_S）　(2.2.21)

iii) 今井常雄、吉村正義 35)

地盤のひずみが 10^{-6} 程度のとき，沖積及び洪積の砂，粘土，レキ，ローム，砕石，第三紀泥岩の平均として

$$V_S = 92.1\,N^{0.329} \quad (m/sec)$$

(S)

iv) 吉村正義，内山成和，今村常雄[36]

地盤のひずみが 10^{-2}～10^{-1} 程度のとき 砂，粘土 ピート。地盤に対して

$$V_S = \left\{ \frac{1}{\rho} \cdot \frac{N}{0.42} \left(\frac{\varepsilon_d}{\varepsilon_s} \right)^{\theta (V_s \cdot V_p)} \right\}^{1/2} \quad (m/sec)$$

ただし

$$\theta (V_s, V_p) = 0.74 - \frac{1.18 \left\{ 1 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2 \right\}}{1 - \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2} \qquad (2.2.10)$$

ここに ρ；密度

$\varepsilon_d, \varepsilon_s$；動的，静的試験時のひずみの大きさ

これを図示したのが図2.2.11である。

v) 紫田 徹[37]

地盤のひずみが 10^{-6} 程度のとき 砂，粘土，ローム，シルト に対して

$$V_S \fallingdotseq (1{,}000\, N)^{1/2} \quad (m/sec) \qquad (2.2.11)$$

この式を図上で実測値と比較したのが図2.2.12である

vi) 岩崎 敏男[38]

ひずみが 10^{-4}～10^{-2} 程度のとき 砂地盤について

$$V_S \fallingdotseq 16 \sqrt{N} \quad (m/sec) \qquad (2.2.22)$$

vii) 金井 清[43]

地盤のひずみが 10^{-6} 程度のとき，主として砂質地盤に対して

$$V_S = 19 \cdot N_m^{0.61} \quad (m/sec) \qquad (2.2.23)$$

ここで

N_m；標準貫入試験におけるN値が急変する深さまでにおけるNの平均値

viii) 吉川 宗治[39]

地盤のひずみが 10^{-6} 程度のとき

$$V_S = \left\{ \frac{1}{a} (N + b) \right\}^{1/2} \quad (m/sec) \qquad (2.2.13)$$

ここで

$a = 1 \sim 3$

$b = 1/1{,}500 \sim 1/3{,}000$

一般に地震のP波，S波の速さは地表のやわらかいところから地中のかたいところへ行くに従って速くなる。地表近くではこれらの速度の変化が急で，この所で最も大きく増幅されたり顕著な卓越周期があらわれて本来の形をかえる。地表層を構成する沖積紀，第三紀等の土あるいは岩石中の弾性波速度や密度の値を表2.2.1[32]に示す。

地殻とマントルの境界はモホロビッチ不連続面と呼ばれ我国では約25～40kmの深さにある。地殻及びマントル上部は地震の多発するところで，この近付の地殻構造は人工地震によっても調査されている。深さ2,900kmにはマントルと核との境界がある。これら岩石中の弾性波速度と密度の値を表2.2.2[44]に示す。またこれに関するものを図2.2.18から図2.2.21に示す。

一般に地中岩盤はかなりの深さまでき裂があって風化変質している。図2.2.22[47]は風化の程度によってP波の速度が0.5km位まで減少することを示している。この図は表2.2.1を見るときの資料ともなろう。S波についても同様なことが云えるはずである。

表2.2.1　表面層のP波・S波速度および密度の測定値

地盤分類			地盤での測定値 P波速度 (km/sec)						地盤での測定値 S波速度 (km/sec)				試料の測定値 P波速度 (km/sec)		試料の測定値 S波速度 (km/sec)	試料の測定値 密度 (g/cm³) 湿潤	乾燥	含水比%
第四紀層	沖積層	表土		0.3~0.7		0.2~0.8						0.04~0.50						
		腐植土(ピート)					0.2~0.7		0.05		0.05	(埋土)				0.8~1.3	0.1~0.6	1200~80
		シルト																
		粘土					0.5~2.3		0.09~0.26	0.06~0.14	0.12~0.15	0.05~0.22				1.3~1.8	0.5~1.4	150~30
		シルトおよび粘土									0.06~0.10							
		砂および砂質土					0.3~2.0		0.08~0.33	0.12~0.20		0.12~0.40				1.6~2.0	1.2~1.8	30~10
		礫および礫質土					1.4~2.3		0.41~0.43	0.30~0.32		0.20~0.50						
		砂礫			0.3~2.5	0.4~2.7 (洪積層を含む)					0.10~0.22	(以上洪積層を含む)						
		火山噴出物																
		パンク					0.3~1.0		0.14~0.37									
	洪積層	ローム					0.2~0.7		0.10~0.19	0.13~0.24						1.2~1.5	0.6~0.7	180~80
		扇状堆積物																
		崖すい		0.5~1.2														
		段丘			0.5~2.4 (段丘砂礫)													
		ロームおよび粘土		0.3~0.8		0.3~1.0												
		粘土					0.7~2.6		0.16~0.37	0.14~0.19	0.18~0.26					1.6~2.0	1.1~1.6	40~20
		砂					0.8~2.6		0.21~0.65	0.26~0.34								
		礫					0.7~2.1		0.27~0.60	0.29								
		砂礫		0.5~2.6	0.5~2.4						0.19~0.42							
堆積岩	第三紀層	シルト岩										0.25~3.60 (岩塩)						
		石灰岩	3.0~4.0	3.0~4.0		3.0~4.0							5.1~7.0				1.95~2.30	
		凝灰岩	1.8~4.0	1.9~2.7	1.8~3.6	1.7~2.7		2.4~3.7					3.4~5.8	2.50~3.24	1.61~2.01			
		集塊岩	2.3~4.0		2.3~4.0	2.4~3.5								4.60~4.85	2.97~3.28		2.48~2.51	
		砂岩																
		礫岩																
		砂礫岩	4.0~5.5	2.0~3.7		2.0~3.7		2.6~4.6		0.23~0.70	0.60							
		泥岩																
		頁岩	2.0~3.0	2.0~3.5		2.0~3.5	0.4~2.3	2.4~4.8	0.16~0.75	0.28~0.59	0.43			2.00~4.90	1.32~3.21		1.47~2.80	
		角礫凝灰岩																
		凝灰熔岩																
		段丘																
		崖すい																
		火山噴出物																
		砕石					0.4~1.0		0.19~0.38									
	中・古生層	粘板岩	3.0~5.0	4.0~4.8	3.0~5.0	3.7~5.0		2.8~5.2					4.8~6.5	3.45~5.49	2.31~3.45		2.52~2.64	
		砂岩											4.2~7.0					
		礫岩																
		砂礫岩	4.0~5.5	4.2~5.5	2.8~5.0	4.0~5.5		3.2~5.8						1.72~3.40	1.09~2.24		1.74~2.60	

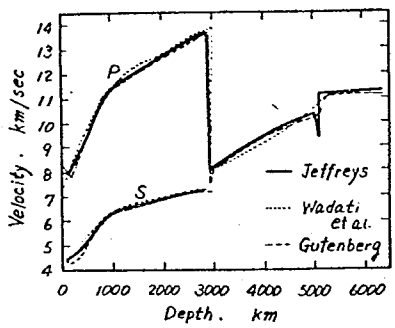
表 2.2.1 （続き）

地盤分類			地盤の測定値 P波速度 (km/sec)						地盤の測定値 S波速度 (km/sec)				試料の測定値 P波速度 (km/sec)		S波速度 (km/sec)	密度 (g/cm³) 湿潤	密度 (g/cm³) 乾燥	密度 (g/cm³) 含水比%
地積岩	中・古生層	砂岩粘板岩互層			3.5~5.0													
		硬砂岩	4.0~5.5			4.0~5.5							4.0~6.8					
		石灰岩	4.8~6.5	4.8~6.5		4.8~6.5		3.2~5.5						2.97~5.10	1.90~3.30		2.52~2.96	
		チャート	3.3~6.5		3.4~5.6			3.2~5.6										
		輝緑凝灰岩	3.5~6.0	4.5~6.0	3.4~5.6	4.5~6.0		2.8~5.2					0.1~7.8					
		石灰質砂岩																
		珪化頁岩															2.16	
		珪化粘板岩																
火成岩		花崗岩	3.5~5.5	4.5~5.5	3.5~5.5	4.0~5.5	0.6~1.5	3.2~5.8	0.34~0.66	0.35~2.30			4.1~6.0	2.98~5.19	1.96~3.33		2.46~2.84	
		花崗斑岩	3.8~5.2		4.0~4.8								4.6~5.5					
		斑状花崗岩												3.93	2.57		2.54	
		閃緑岩	4.5~6.0			4.5~6.0				0.76~1.50			4.2~5.9					
		石英閃緑岩												5.20~5.62	3.50~3.78		2.55~2.80	
		輝緑岩	4.0~5.2		3.9~4.1	4.0~5.0							5.9~6.2	3.30~4.70	2.10~3.34		2.59~2.74	
		石英斑岩	3.1~5.2	3.9~5.1	3.2~5.0	3.8~5.2							4.6~6.1					
		斑糲岩	5.0~6.3			5.0~6.3								4.89~5.65	3.17~3.76		2.72~2.90	
		橄欖岩	5.0~7.0			5.0~7.0							4.8~7.0	6.06	3.75		2.63	
		流紋岩	2.5~4.7											4.92~5.43	3.26~3.57		2.40~2.68	
		安山岩	2.0~5.0	3.5~4.5	2.0~5.0	3.0~5.0		3.2~5.8					2.8~6.9	2.77~5.10	1.77~2.92		1.65~2.60	
		石英粗面岩		2.6~4.2	2.8~4.7	2.5~4.2		3.2~5.5					3.5~5.6					
		玄武岩	3.0~5.0	3.5~4.8	3.0~4.5	3.2~5.0		3.2~5.8					4.0~6.7	3.22~4.10	2.15~2.64		2.16~2.65	
		松脂岩	1.8~3.8		2.0~3.7													
		浮石質熔岩	1.5~2.5			1.5~2.5												
		集塊熔岩																
		浮石												1.10~1.11	0.72~0.73		0.61~0.63	
		ペグマタイト												5.77	3.84		2.66	
		幼岩						3.2~5.6					3.9~6.6	3.27~5.55	2.06~3.77		2.60~2.80	
		角閃岩												6.80	4.60		2.77	
変成岩		千枚岩	4.0~5.5			4.0~5.6		3.2~5.2										
		石墨片岩	4.0~6.0			4.0~5.5		3.2~5.2										
		石英片岩	5.0~6.5			5.0~6.5		3.2~5.7										
		緑色片岩	4.5~6.0		3.0~5.5	4.5~6.0		3.2~5.2						6.55	4.45		2.87	
		片麻岩	4.5~6.0			4.5~6.0		3.2~5.7					3.9~6.7	6.80	4.66		2.60	
		ホルンヘルス	4.0~6.0		5.2~5.6	4.0~6.0												
		蛇紋岩	2.1~4.0			2.0~4.0								4.97~5.60	3.18~3.54		2.71~2.84	
		文献	1)	2)	3)	4)	5)	6)	7)	8)	9)	10)	11)	12)		12)	第4紀層については 13)	

表 2.2.2 地殻および地球内部のP波，S波速度および密度の測定値

	深度 (km)	P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	密度 (g/cm³)
地殻	0	0 ～ 5	0 ～ 3	1 ～ 3
	0 ～ 1	5 ～ 7	3 ～ 4	
	25 ～ 40			
地球	33	7.75	4.35	3.32
	100	7.95	4.45	3.38
	200	8.26	4.60	3.47
	300	8.58	4.76	3.55
	413	8.97	4.96	3.64
	500			3.88
	600	10.25	5.66	4.11
	800	11.00	6.13	4.46
	1000	11.42	6.36	4.65
	1200	11.71	6.50	
	1400	11.99	6.62	4.88
	1600	12.26	6.73	
	1800	12.53	6.83	5.10
	2000	12.79	6.93	
	2200	13.03	7.02	5.31
	2400	13.27	7.12	
	2600	13.50	7.21	5.51
	2800	13.64	7.30	
	2898	13,64	7.30	5.66
内部	2898	8.10		9.7
	3000	8.22		9.9
	3200	8.47		
	3400	8.76		
	3500			10.5
	3600	9.04		
	3800	9.28		
	4000	9.51		11.1
	4200	9.70		
	4400	9.88		
	4500			11.6
	4600	10.06		
	4800	10.25		
	4982	10.44		11.9
	5121	(9.47)		
	5121	11.16		12.0
	5700	11.26		
	6371	11.31		12.3

（地球内部：K.E.Bullen 1947）[4]



Wadati et alの分布は, Wadati and Oki (1933), Wadati and Masuda (1934) による

図 ~~2-3-1~~ 地球内部のP波及びS波の速度分布

2.2.18 （金森1967）

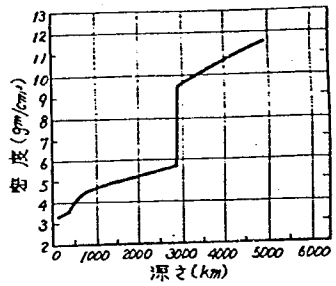
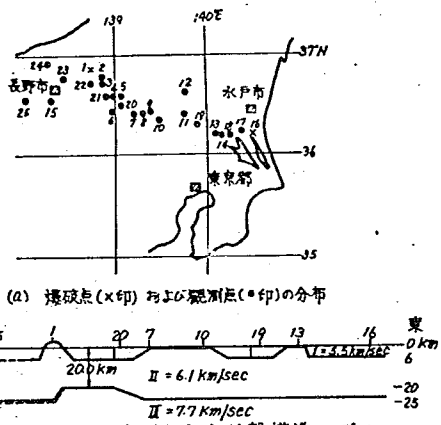
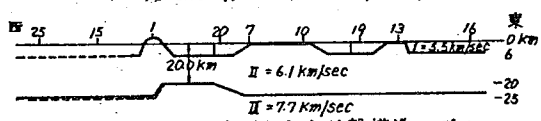


図 ~~2-3-2~~ 地球内部の密度分布

2.2.19 （K.E.Bullen 1947）[16]



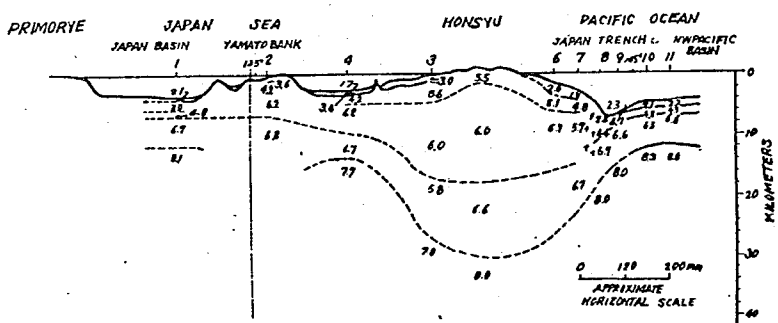
(a) 爆破点(×印) および観測点(●印)の分布



(b) 走時から求められた地殻構造モデル

図 ~~3-3-3~~ 地殻構造モデルとP波速度（北関東地区）

2.2.20 （爆破地震動研究グループ1958）[17]



数値はP波速度を示す

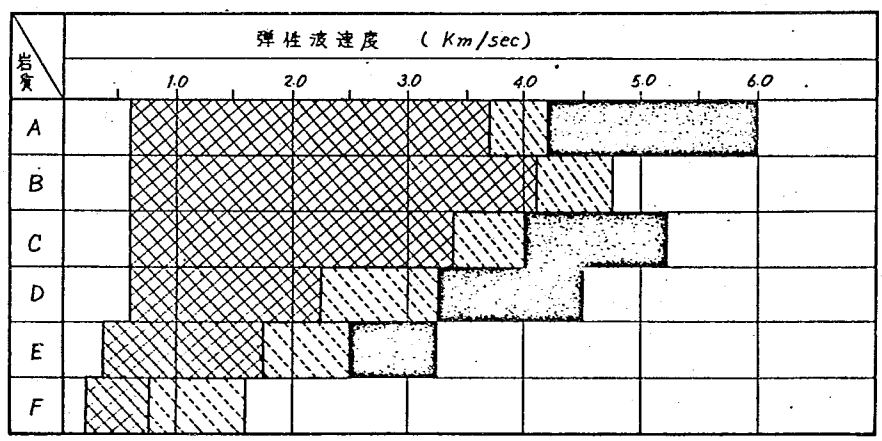
2.2.21

図 ~~3-3-4~~ 地殻構造モデルとP波速度（東北日本を横切る断面）

（Murauchi et al. 1967）[18]

岩質	岩石名
A	(イ) 古生層 中生層 {粘板岩，砂岩，礫岩，チャート 石灰岩，凝灰質凝灰岩 など　(ロ) 深成岩 {花こう岩，花こうせん緑岩 せん緑岩，はんれい岩など (ハ) 半深成岩 {石英斑岩，花こう斑岩，ひん岩 輝緑岩，蛇紋岩など　(ニ) 火山岩の一部 {玄武岩，中生代の 流紋岩など (ホ) 変成岩（結晶片岩，千枚岩，片麻岩，ホルンフェルスなど）
B	(イ) 割理の著しい変成岩　(ロ) 細層理の発達した古生層，中生層
C	(イ) 中生層の一部（頁岩，砂岩，角礫凝灰岩など）　(ロ) 火山岩（流紋岩，安山岩など） (ハ) 古第三紀層の一部（珪化頁岩，珪化砂岩，火山岩質凝灰岩など）
D	古第三紀層～新第三紀層 {泥岩，頁岩，砂岩，礫岩，凝灰岩，角礫凝灰岩，凝灰熔岩など
E	新第三紀層～洪積層 {泥岩，シルト岩，砂岩，砂礫岩，凝灰岩，段丘，崖すい，火山噴出物など
F	洪積層～ちゅう積層 {粘土，シルト，砂，砂礫，火山噴出物，ローム，扇状たい積物，崖すい，段丘など

各岩質の弾性波速度



注1. 岩質のA～Fは岩質分類による.
注2. 飽和含水していない場合の弾性波速度である。
注3. 下図参照

模様	地質状態
▨	破砕帯，軟質，固結程度悪い，風化激しい，き裂非常に多いなどの場合。
▧	き裂多い，ところどころ破砕質，少し軟質，固結程度悪い，少し風化などの場合
▩	き裂少く，風化，変質していない新鮮な岩質

図 3-8-9 2.2.22 岩質別岩盤の風化の程度によるP波速度の変化範囲
（池田1969）[19]

(3) ポアソン比

ポアソン比は弾性波試験によるP波、S波の測定値から次式で計算できる。

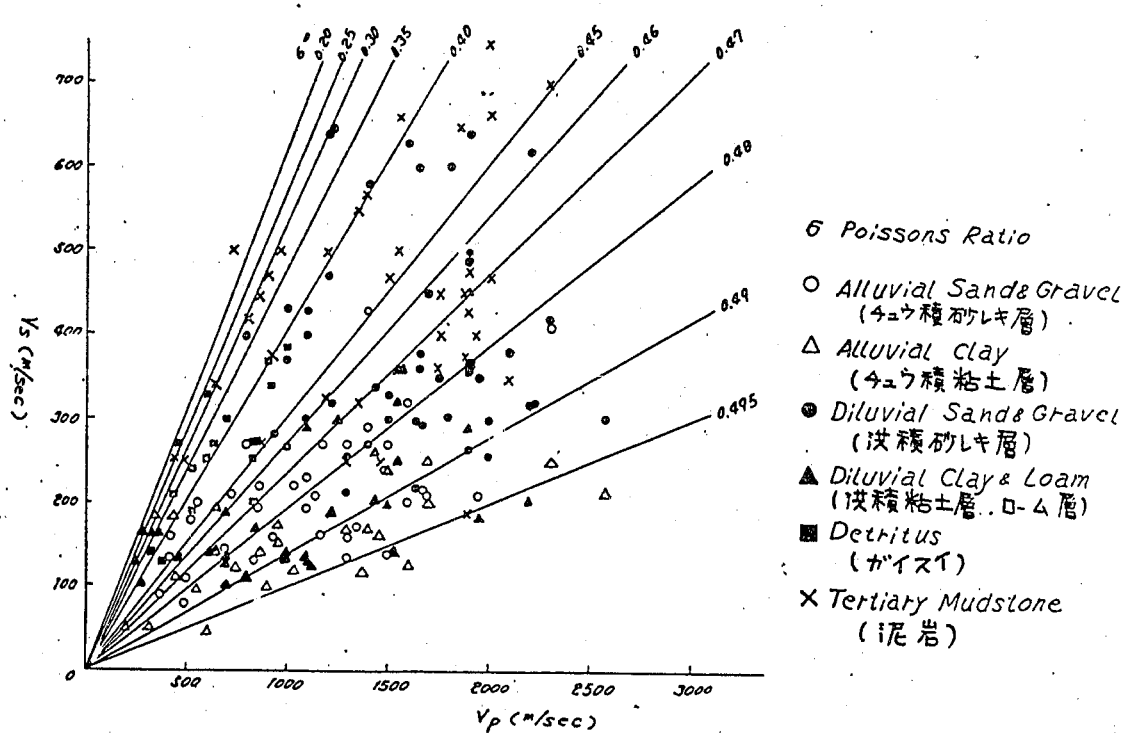
$$\nu = \frac{1-2(V_s/V_p)^2}{2-2(V_s/V_p)^2} \qquad (2.2.24)$$

過去の実測値を図2.2.8[35]に示す。一般にポアソン比は砂質土と粘性土とではやや異る程度であってあまり大きな変動はない。通常の地盤では0.44～0.49程度の範囲内にある。しかも幸いなことに推定のわずかな誤差は解析の結果にそれ程重大な影響を与えない。

(4) 減衰定数 h

地盤の減衰定数を定めるう法は、室内試験による他にはないようである。今迄のところ数多くの研究者が砂、粘土に対する減衰定数 h を共振法や三軸試験などで求め、そのひずみ依存性を含めて検討している。これらを整理してまとめたものにSeedらの研究がある。一般に土の種類や拘束圧によって h の値は変化すると考えられるが共通的な傾向として、ひずみの増大に伴って h は増加する。これは履歴減衰 h_{hys} が増すからである。一般に等価線型な計算を行う場合の減衰定数は粘性減衰 h_{damp} と履歴減衰 h_{hys} の和として定義されなければならない。一般に $h_{damp} \ll h_{hys}$ である。

減衰定数のひずみ依存性は次項2.2.2で詳しく触れることにする。



(C) $V_S - V_P - \sigma$

図2.2.8 S波速度（V_S）とP波速度（V_P）の関係

2-2-2 地震時における地盤定数のひずみ依存性（10^{-4}～10^{-2}）

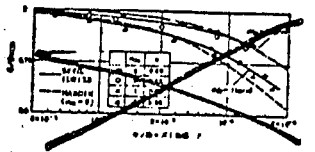
土の動的性質の中でも最も顕著なことは、前にも述べたが、その性質が発生するひずみの大きさに応じて変化することであろう。その原因は、土の応力-ひずみ関係の非線型性に帰せられる。従ってここで考慮しなければならないのは、解析的検討を採用する場合の G（等価セン断剛性）と h（等価減衰定数）のひずみ依存性である。

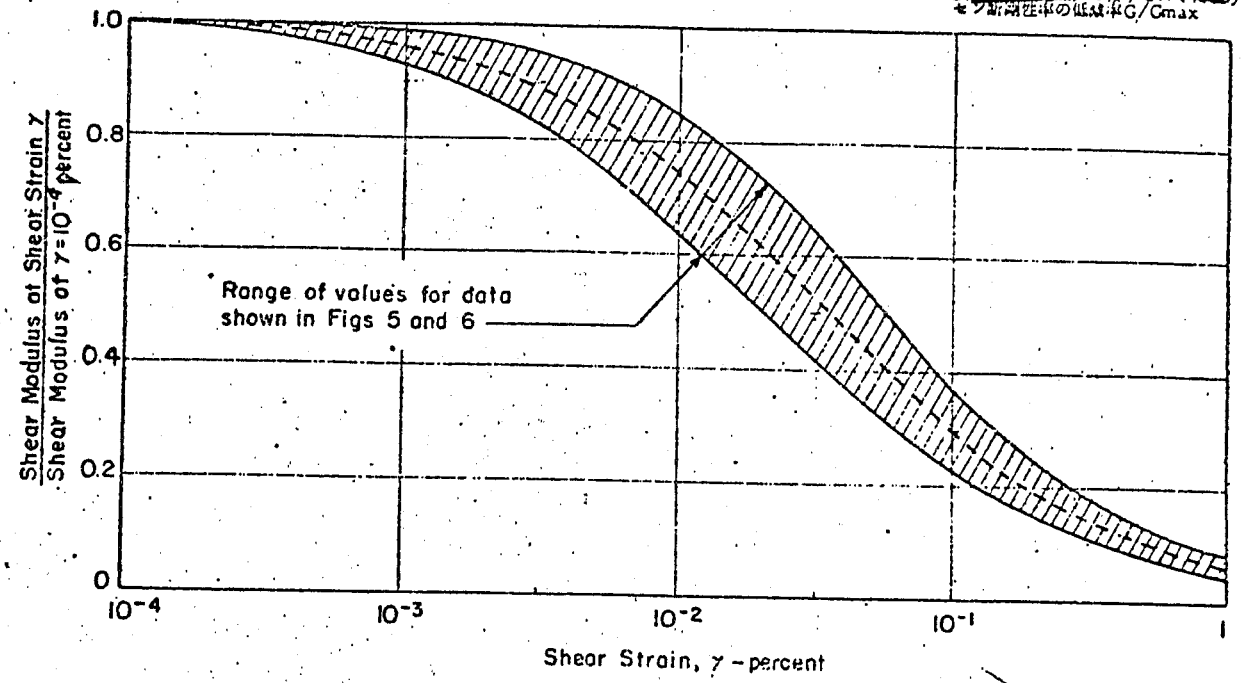
この G と h のひずみ依存性をとりあげた研究は過去にその例が多いが主に外国の土を対象としたものである。

(1) G のひずみ依存性

i) 砂質土の場合

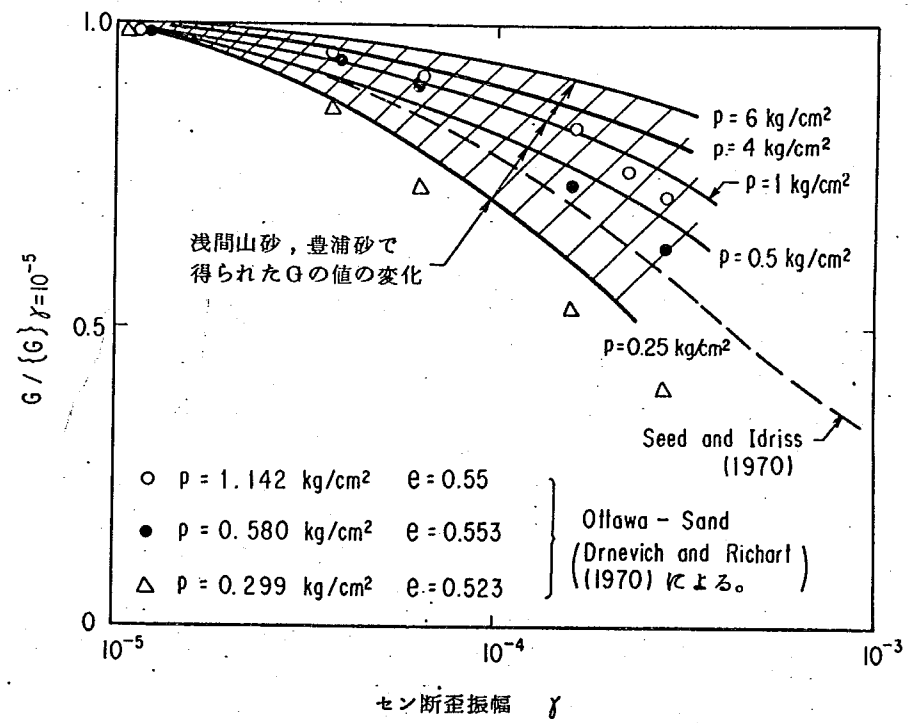
砂質土の G～γ 関係を Seed が整理したのを図 2.2.23 に示す。[6] 図は $\gamma = 10^{-4}$ % の弾性領域における G の値 G_0 を用いて G/G_0 でノーマライズした値と γ の関係を描いてある。結果は大部ばらついているので Seed はその範囲を示している。計算に用いるときは破線で示した中央値を用いれば良いのだが 土研で行った実験[48]（浅間山砂，豊浦砂　　）の結果は図 2.2.24 に示す。σ_m'（有効拘束圧＝P）の相異による G/G_0～γ 関係の相異を示している。Seed の与えた関係は σ_m' が 1 kg/cm² 以下の場合に対応しており，これ以上大きくなる σ_m' の場合は Seed の関係ほど低減は激しくない。このようなことを考慮すると Seed の提案値は σ_m' の小さい範囲（少くとも $\sigma_m' < 1$ kg/cm²）に対してのみ適用されるべきである。





6).

図 2.2.11 VARIATION OF SHEAR MODULUS WITH SHEAR STRAIN FOR SANDS.



図－2.2.24 Gのγの増加に対する減少率（建設省土木研究所）

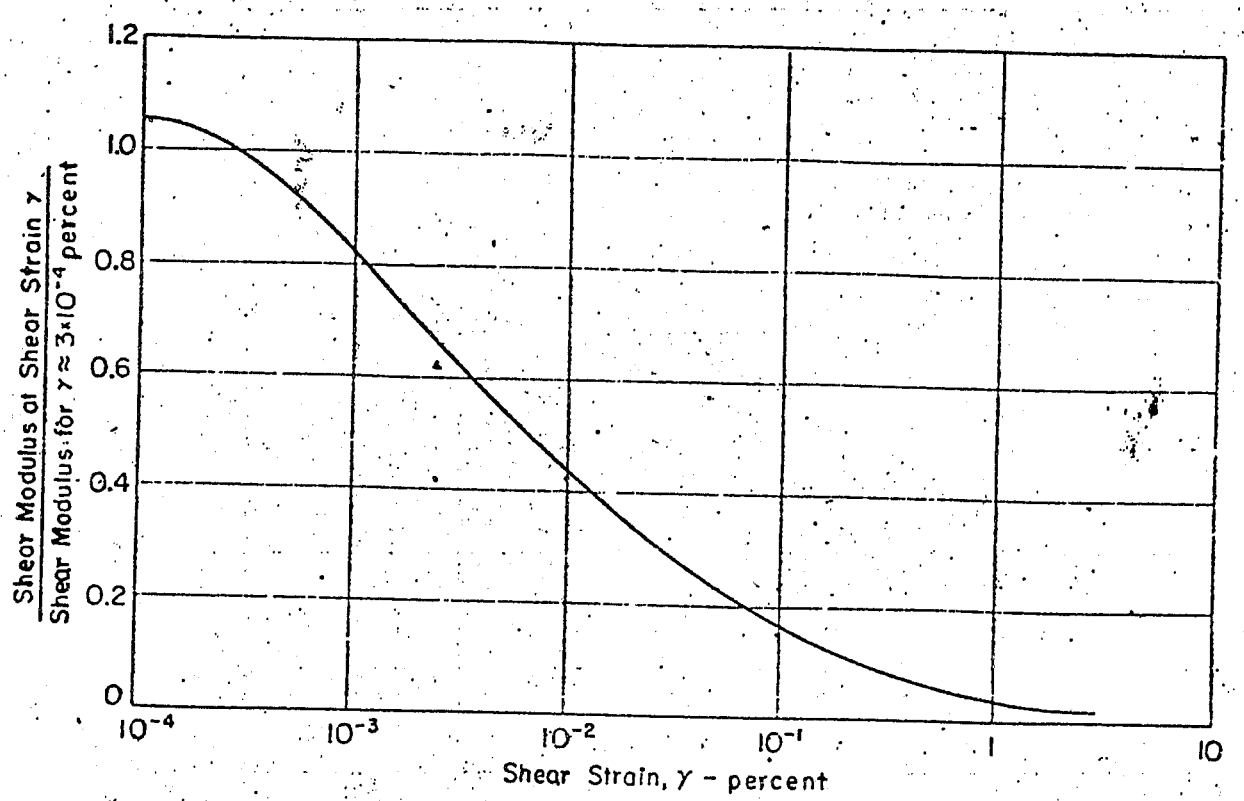


Fig. 2.2.25 TYPICAL REDUCTION OF SHEAR MODULUS WITH SHEAR STRAIN FOR SATURATED CLAYS. 6)

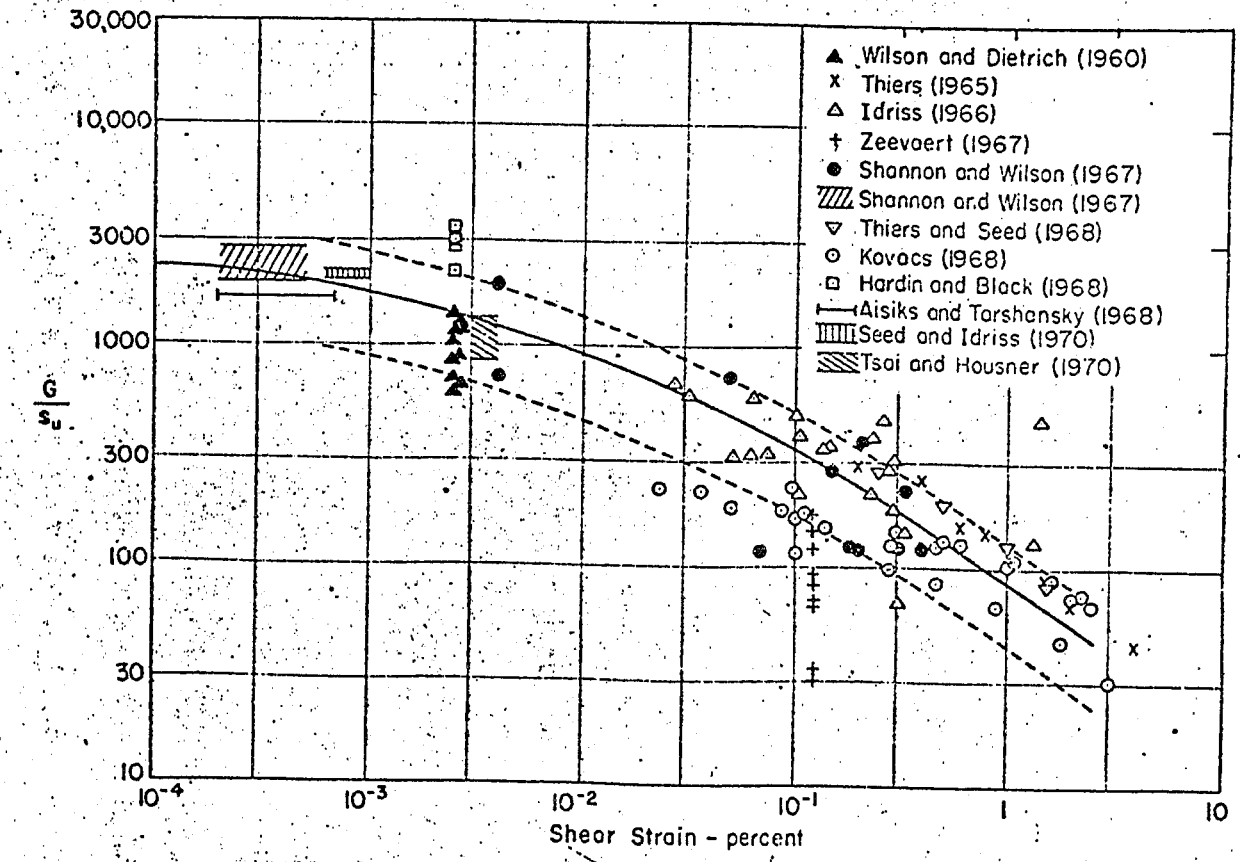


FIG. 2.2. IN-SITU SHEAR MODULI FOR SATURATED CLAYS.

26

6)

P. 38 — 228

ii) 粘性土の場合

粘性土のGのひずみに伴う低減曲線としてSeedは図2.2.25を与えている。[6] 砂の低減率に比べると激しいことがわかる。また現位置強度Suとの関係で与えたのが図2.2.26[6]でG/Suとγとの関係でプロットしてある。一見図2.2.25と図2.2.26とは異るが、それは図2.2.26は縦軸が対数で書かれているからで、どちらも全く同じGの低減率を与える。

図2.2.27は、太田らが日本のSoft ClayおよびHard Clayの両者に対して行った振動三軸試験である。[10] 図にはSeedの曲線も描かれている。これによると太田らの実験結果はSeedのものよりもはるかに、ひずみによる低減が小さい。第8回国際土質工学会で発表されたTaylor ら[70]の結果およびHardin ら[8]の提案曲線と太田らのデーターが良好な一致を示している。Seedの整理した曲線だけが異常に下に位置している。

(2) hのひずみ依存性

先に記したように等価減衰定数、hは、粘性減衰hdampと履歴減衰hhysの和として考えるべきである。以下はこのような値について述べる。hは一般に土の種類および有効拘束圧の関数である。最近の研究によると有効拘束圧の影響は大きく決して無視しえないことがわかってきた。[48] また粒径に依存することもわかってきた。しかし定量的な詳細な議論は今後の課題であろう。

i) 砂質土の場合

Seedがまとめた砂質土のh～γ関係を図2.2.28に示す。[6] 弾性領域ではh≒1%前後であるがひずみが大きい場合には急増する。データーのばらつきが極めて大きいが強震時に問題

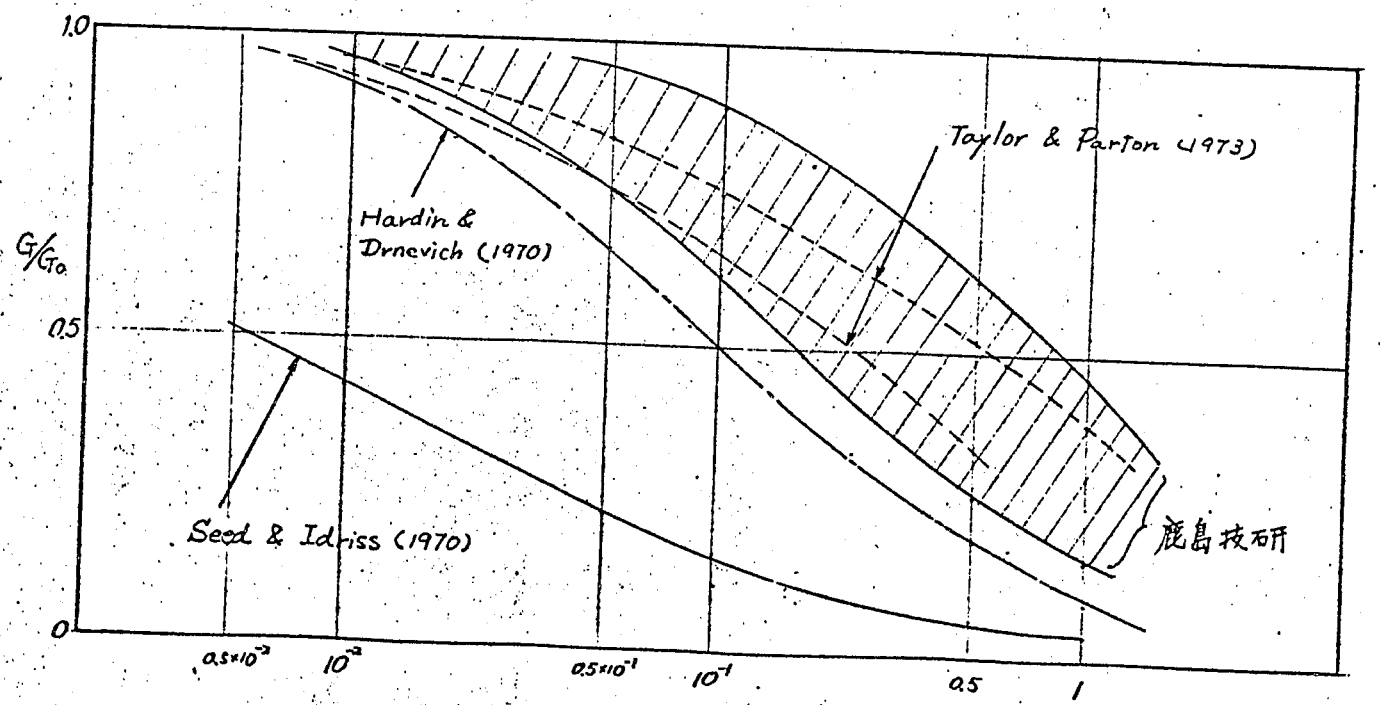


図2.2.27 粘土の G。歪依存曲線[10]

P

となるひずみ領域 10^{-1} くらい 1% では ±4% 程度の差となっている。最近は Seed 以外の実験データーもいくつか見られる。[48),58)] これについては次に述べる。

ii) 粘性土の場合

粘性土に対して Seed が与えた関係は図 2.2.29 である。[67)] 微少ひずみの領域では ほぼ 3% であり，ひずみ 1% で 20% 前後に増大する。砂質土の場合よりも大きなばらつきを示す。

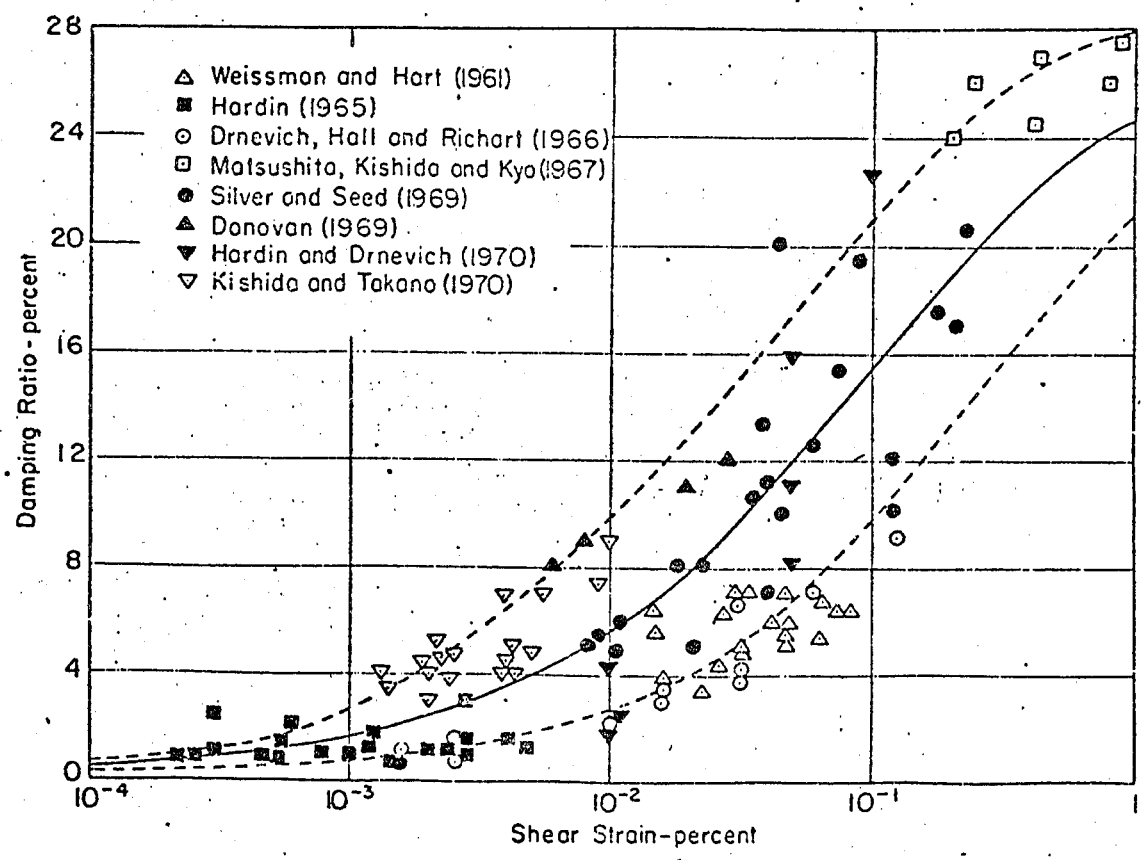
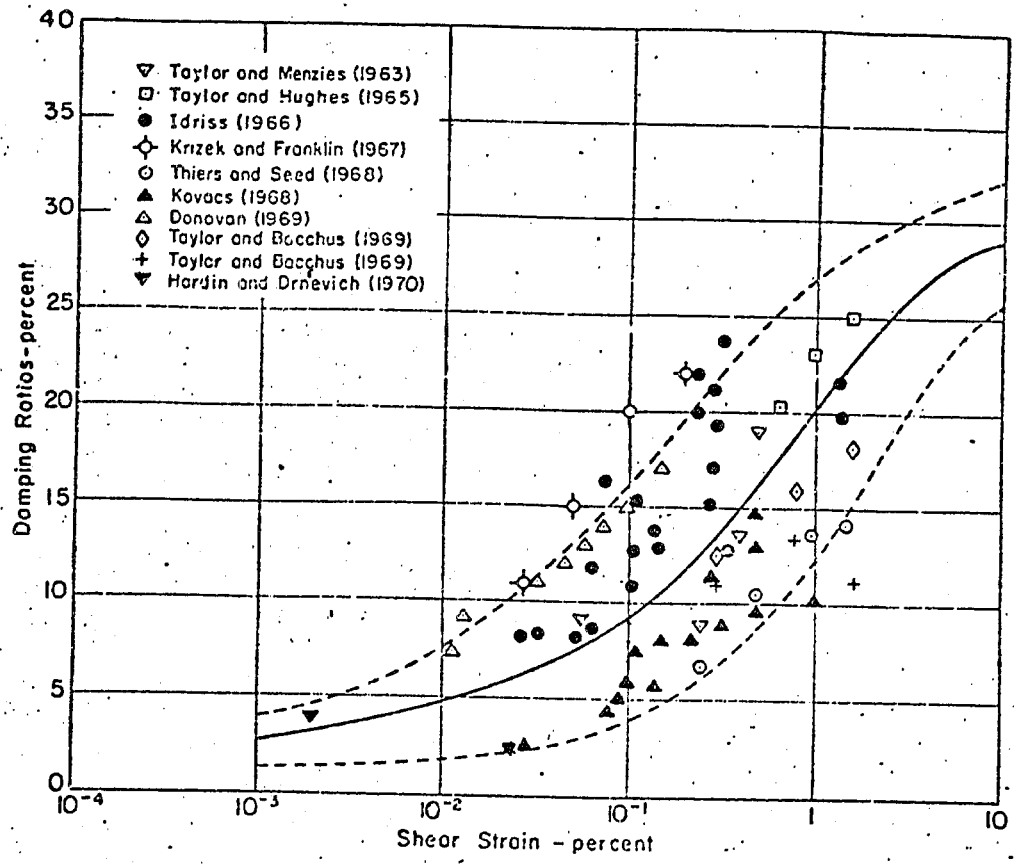


図 2.2.~~16~~ 23 DAMPING RATIOS FOR SANDS 6)



2.2.17 DAMPING RATIOS FOR SATURATED CLAYS.

(3) 最近のGとηに関する研究

先に記したようにせん断剛性率Gと減衰定数ηの値はひずみ(γ)だけをパラメーターとして取った場合大きなばらつきを示す。これは単にGとηがひずみの大きさだけに依存するものでなく他の要因(粒径,相対密度,拘束圧,その他)にも依存するからである。栗林,岩崎,龍岡[58),67)]らはこれに関する一連の研究で,Gとηはひずみレベルγと有効拘束圧(または平均主応力P)の他に粒径にも依存することを,ガラスビーズとクリーンサンドを基にして粒径をいろいろかえた実験(共振法)から指適している。

これによれば,ひずみレベルが $10^{-6}<\gamma<10^{-4}$ のときクリーンサンド,シルト質砂及びシルトのGは次式で一般表示できるとしている。

$$G = A(\gamma)\cdot B\cdot \frac{(2.17-e)^2}{1+e}P^{m(\gamma)} \qquad (2.2.25)$$ [58)]

A(γ)とm(γ)はひずみレベルに依存する値で表2.2.3の値をとり,Bは粒径(有効径D_{10})に依存し図2.2.30に示すような値をとるとしている。

表2.2.3 A(γ)とm(γ)の値[58)]

γ	A(γ)(kg/cm²)	m(γ)
10^{-6}	900	0.38
10^{-5}	830	0.44
10^{-4}	700	0.50

履歴減衰定数η(図2.2.31ではη')は,次式であらわされる豊浦砂よりも,一般の砂,

(豊浦砂) $\eta_0 = \frac{1}{10}\gamma^{0.2}P^{-0.5}$ (2.2.26) [58)]

シルト砂,シルトは大きな値を示すことからこれらの土のη(又はη')は式(2.2.27)であらわせるとしΔηについては図2.2.31に示している。ひずみレベルについてはGの場合と同様である。またΔηは先のBとの間にも関係があることを指適している。

$$\eta = \eta_0 + \Delta\eta \qquad (2.2.27)$$

実験はいずれも乾燥砂が使われている。図2.2.30と図2.2.31に使われている土質記号は次の通り。

TO:豊浦砂, TW:東京湾の砂, OS:オタワ砂, FA:フライアッシュ, CS:砕いた砂岩 CL:砕いた石灰岩, S:浅間山砂, SA～SD:浅間山をふるい分けていったときの砂

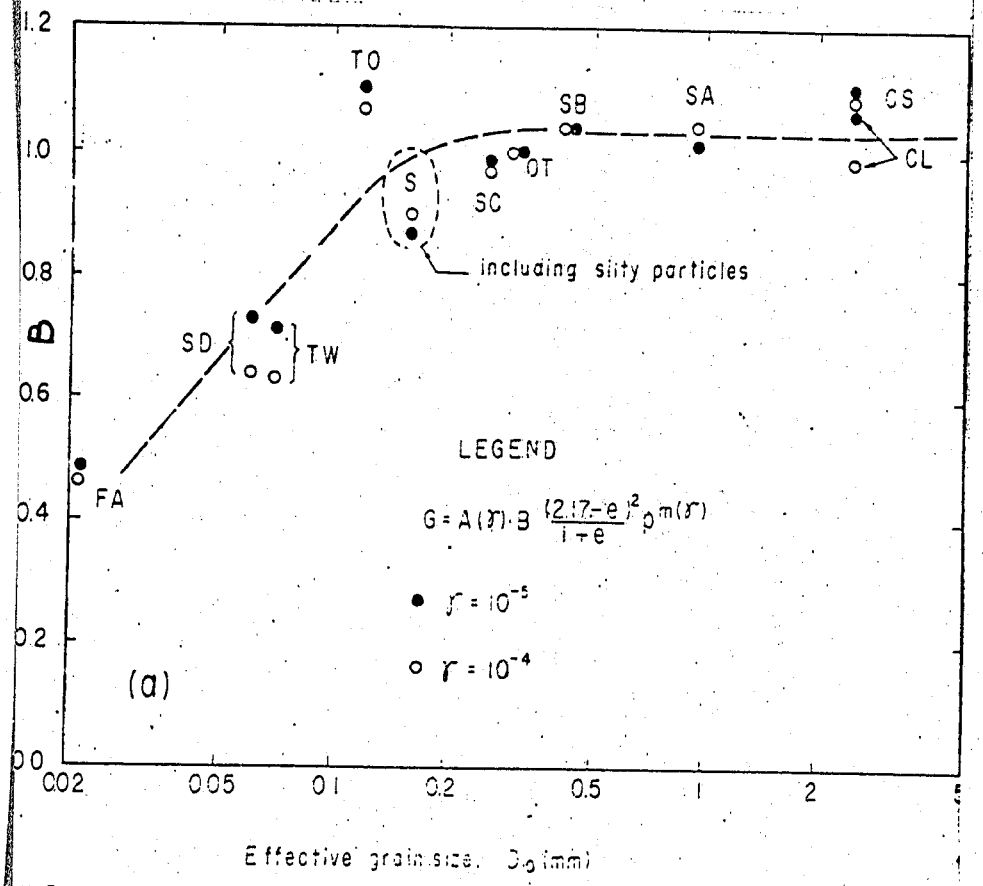


図 2.2.30 B－D_{10} 曲線[59]

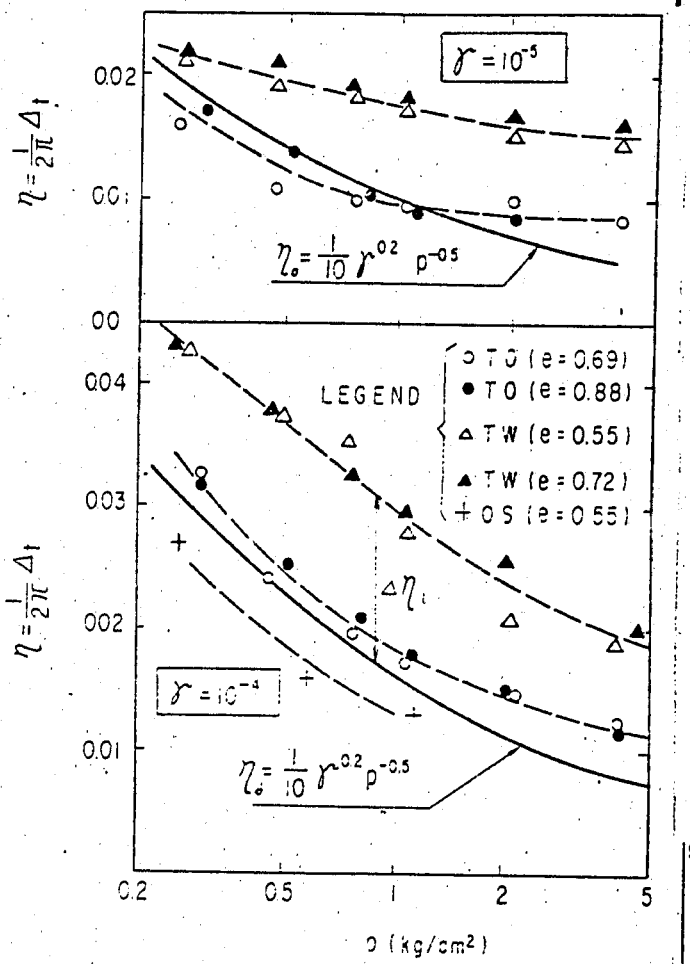


図 2.2.31 η－P 曲線[59]

2-3 地盤振動の実測

地盤振動の実測については、実際の地震を対象とした長期の地震観測と、地盤の振動性状の調査のひとつとして行われる常時微動測定、ダイナマイト爆破、板たたき法などの人工震源を利用したものが挙げられよう。
また土木・建築の立場から振動性状のいまだ明確にされていない構造物について、構造物と併せて、地中地震計を用いて、中・短期的に行われるものも多い。測定目的によっても測定対象とする地震の大きさ、地震波の種類に対応して、地震計もいろいろな型式のものが使われている（表2·3·1）。

表2.3.1 地震計の種類

名称(形式)	倍率・感度	固有周期 (sec)	減衰器 減衰定数	記録方式	備考
SMAC 強震計 (B型)	4 mm/100 gal	0.1	空気 (1.0)	スタイラス紙	B2, E, E2, Q, M, M2 型あり
USCGS 強震計 (加速度計)	6~20 mm/100 gal	0.001~0.15	磁気 (0.6)	光学式	アメリカで多い
USCGS 強震計 (変位計)	1	0.5~5.0, 10	磁気 (0.6)	〃	〃
UAR 強震計	1.6 mm/100 gal	0.05	磁気 (0.7)	〃	ソ連で多い
1倍強震計	1	5~6	磁気 (0.6)	インク式	気象庁で使用
Wood-Anderson 地震計	2800	0.8	磁気	光学式	Mの基準となった標準地震計
Benioff 短周期地震計	60000	1.0(0.7)	オイル	〃	1級観測所常備
Press-Ewing 長周期地震計	15000	30(100)	電磁	〃	〃
59 型地震計	100	5	電磁	〃	気象庁で使用
Oki-WS 地震計 (変位計)	0.3~1.0 volt/kine	1	電磁 (0.5)	磁気テープ	増幅器使用、地中地震計
Oki-WS 地震計 (加速度計)	10 mV/gal	0.25	電磁 (9.0)	〃	〃

(注) ( ): 電流計固有周期

長期地震観測については、主として中規模の地震までを対象として、気象庁において行われており、配置場所は基盤上と見なせる所もあれば、沖積地盤上と様々であるが、全国に100台以上の一倍地震計が、その他高感度の地震計と共に平均的に分布配置されている。しかしこれらは工学的強震観測とは目的が異り、その記録を構造物又は地盤の地震応答解析に用いるのはむずかしい。

一方、工学的立場から大地震を対象として行われているものとしては、例えば SMAC 強震計は全国の構造物や地盤にすでに848台（昭和49年3月現在）設置されている。これは強震観測事業推進連絡会議が全国の地震観測網（SMAC, DC型）に関してリコメンドと観測データーの収集刊行

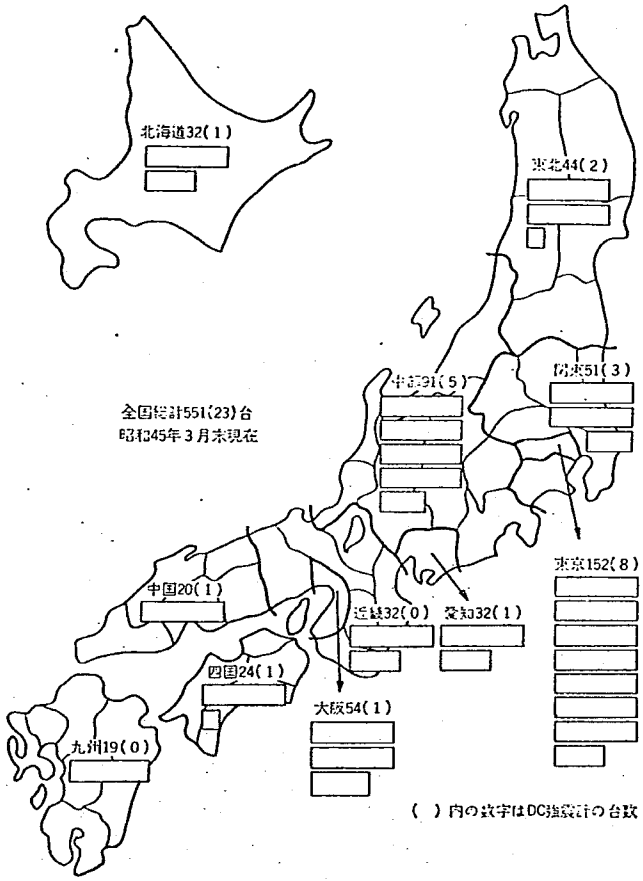


図 2.3.1 全国強震計設置台数 (SMAC および DC 強震計)

表 2.3.2 強震計の標準仕様

	SMAC-A (A 2)	SMAC-B (B 2)	SMAC-C (C 2)	SMAC-D	SMAC-E	DC-2 (DC-3)
成分	水平 2成分 鉛直 1成分	同左	同左	同左	同左	水平 2成分 (水平2成分 鉛直1成分)
振子の固有周期 (sec)	0.1 (0.14)	0.1 (0.14)	0.1 (0.14)	0.05	0.05	0.1
減衰	臨界減衰	同左	同左	60% 臨界	同左	同左
記録感度 (gal/mm)	25 (12.5)	25 (12.5)	25 (12.5)	100 (12.5)*	200 (25)*	12.5 (25)
記録最大加速度 (gal)	1 000 (500)	1 000 (500)	1 000 (500)	500	1 000	1 000
記録紙	スタイラスペーパー	同左	同左	35 mm スクラッチフィルム	同左	煤煙紙 (スタイラスペーパー)
記録速度 (mm/sec)	10	10	10	5	2.5	10
記録時間 (min)	3	3	3	1.5	1.5	3
刻時 (sec)	1, 1/2 または 1/5	1	1	1/5	1/5	1
寸法 (cm)	56×48×84	54×54×37	68×61×28	45×45×35	45×45×35	59×48×35 (60×80×40)

*( ) 内の数値は光学的に8倍に拡大した場合のもの

を行っている。構成機関としては建設省、運輸省、都道府県、国鉄、電々公社、公立研究機関、大学及び民間企業である（図2.3.1）。

また建設省土木研究所や運輸省港湾技術研究所のように、相当する強震計の記録をまとめて刊行している機関もある。

この章では、強震観測について、常時微動測定例について、また地中地震計による測定例及び地盤の平面分布に注目した測定例について述べる。

2・3・1 強震観測

大地震時における地動や構造物の振動を測定する地震計を特に強震計と呼び、これにより得られた地震記録がいわゆる強震記録である。代表的なものとして、日本で開発されたものにSMAC型があり、その標準仕様は表2.3.2の通りである。1953年以来全国に配置されているが、昭和47年9月末現在で、強震記録の得られた地震の総数は511に達している。設置箇所別に見れば全体の53%が建築物、31%が地盤上、11%が橋梁に設置されている。代表的なものを米国のものも含めて図2.3.2 (a)～(c)に示す。

過去の耐震検討においてはEl centro又はTaft地震波が多く計算に用いられたが、これはこれらの記録が標準的な記録と考えられた上での事でなく、これら以外に解析に利用できる適当な記録がなかったことによる。一般に強震記録を該当地盤の耐震検討に用いる方法は、その記録がとれた箇所の基盤の入射波形を多重反射理論によって求め、これを該当地盤の基盤の入射波形として検討に用いられる。記録波形自体の測定方式に対する吟味も重要であるが、ある構造物、地盤の応答解析に、利用可能な記録の中から、どのようなものを選ぶかは極めてむずかしい。一般に選定にあたっては次のようなことを充分考慮すべきである。

(1) 検討該当地盤と観測地点の地盤の相似性

(2) 設計条件となる地震と記録の得られている地震の相似性、震央距

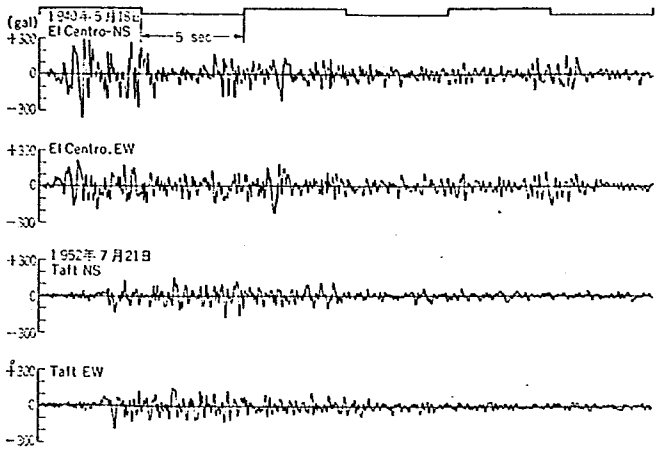


図2.3.2(a) 強震記録の例 (1940年5月18日, El Centro および 1952年7月21日, Taft)

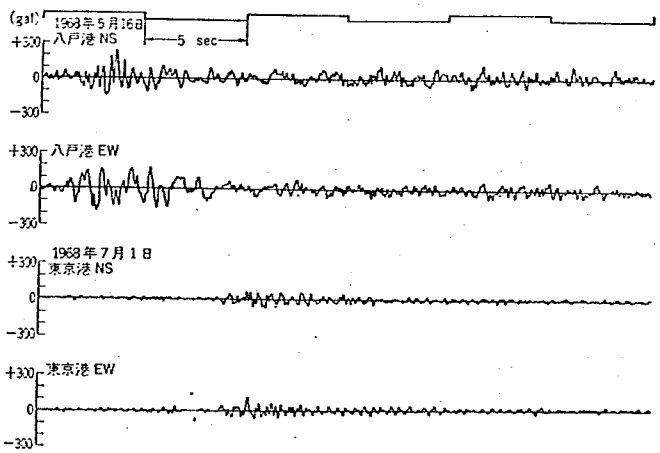


図2.3.2 (b) 強震記録の例 (1968年5月16日, 八戸港および1968年7月1日, 東京港)

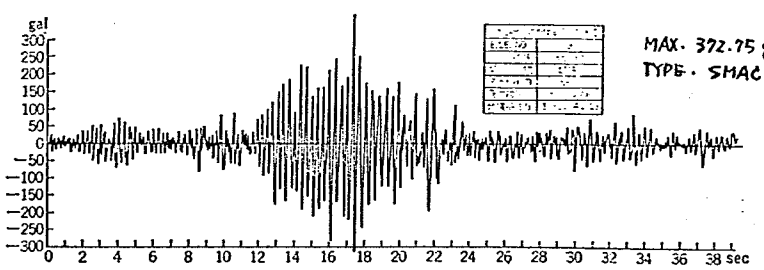


図2.3.2(c) 釧路 E-W, '82 (釧路気象台地盤上)
1982.4.23

離，マグニチュード

(3) 地盤の固有周期と記録の振動数成分

この他，記録の補正，加速度記録から速度或いは変位を求めるときの精度については，記録機系の振動特性と併せていろいろ困難な問題点があり，いくつかの補正方法が考えられている[72),73)]。

計算例[1)]として，1968年十勝沖地震の際に青森県八戸港で得られたSMAC記録から，その地点の基盤における入射波を計算し，同一基盤と仮定した震害ゼロ点の地表及び地下の波形を，その入射波を用いて計算し，地盤による波形の比較を行った結果を示す。図2.3.3は原波形から基盤入射波を求めるのを，図2.3.4は基盤入射波を与えて地表の波形を求めるまでを示している。これらの図から，地盤の軟弱な浅い地表で，波の振幅は急激に増大し，あるいは地盤の種類によってその増幅率や周期が相当に変化するのがわかる。これらの理論に関して，同じ地点の地表から計算された地中の波形と，観測された地中の波形とが非常によい一致を示すことは金井らによって数多く確められている，しかし，十分な深さの地震基盤での記録がとれていても，地盤の減衰の評価や塑性化に伴う地盤定数の変化及び表面波の取扱いについては，前節で述べたような問題が残されている。これらの研究については，その一部を文献59),60),61),62)にあげることとする。

さて，過去の大地震において，変位，速度あるいは加速度の最大値がどのくらいであるかについては興味のある重要な問題である。これらについては，近年強震計によって求められているがその精度に多少の信頼性が欠ける。長期的な立場に立てば，今後の計器の開発と設置観測の普及が望まれる。最大値の推定については，検討に用する地震波の決定と併せて必要なことであるが，値の推定としては，前章の表1.3.1，1.3.2 図1.3.1～1.3.4及び図2.3.6と表2.3.3が資料となろう。変位，加速度及び速度の最大値の関係については，地盤の構成，震央距離，地震の大きさが要因となって単純な関係でないようである。

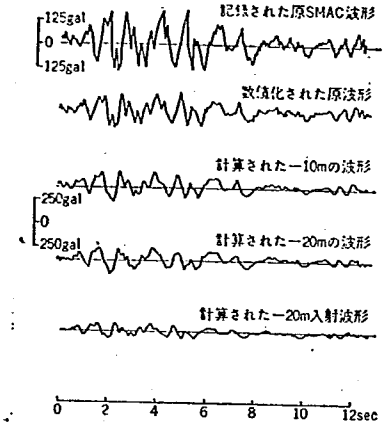


図2.3.3 原記録波形より計算された基盤入射波 EW 成分（八戸港湾 SMAC 旧設置点，1968 年十勝沖地震）

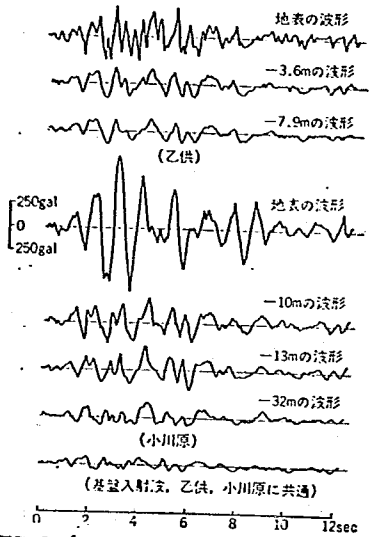


図2.3.4 基盤入射波を与えて計算された2地点の波形（1968 年十勝沖地震）

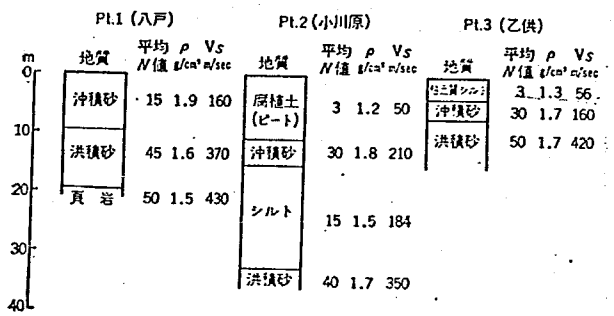


図2.3.5 地震応答計算地点の地下構造

表 2.3.3 強震動の観測値 （村松 1966）

地震	観測地点	M	r km	T sec	a gal	v kine	u cm	被害 全壊率その他	震度	計器（推定者）
濃尾地震 1891.10.28 M=8.0	名古屋武平町	8.0 (8.0)*	55	1.3	260	54	11	約 50% (大破も含む)	6	(大森)
関東地震 1923. 9. 1 M=7.9	東京本郷	7.9 (7.5)	65	0.3 1.35	250~300 100	12~14 21	0.6~0.7 4.5	土蔵 1.7% 木造二階 1.0%	6	(石本) (今村)
新潟地震 1964. 6.16 M=7.5	新潟市 アパート地階	7.5 (7.6) (7.7)	50	2.0 2.5 5.0	85 85 50	27 34 40	8.6 13.5 32	主として地盤の破壊による被害が大	5	強震計 (SMAC)
松代地震 1966. 5.28 M=4.9** H=3.2 km	松代町役場	4.9 (5.8)	3.5	0.58 0.87	360 170	33 23.6	3.1 3.3	全壊なし，カベ，瓦崩落あり，土蔵，カベ，キレツ多し	5	強震計 (DC-3C)
	若穂町役場	4.9 (4.8)	7.4	0.33 0.39	60 50	3.2 3.1	0.17 0.19	なし	4	(DC-3C)
	保科温泉	4.9 (4.6)	8.4	0.22 0.29	53 48	1.85 2.2	0.07 0.10	なし	4	(DC-3C)
1966. 5.20 M=4.9** H=5.5 km	松代町役場	4.9 (5.9)	7.0	0.50	220	17.5	1.4	軽微	(5)	(DC-3C)
	若穂町役場	4.9 (5.1)	6.5	0.24	170	6.5	0.25	軽微	5	(DC-3C)
	保科小学校	4.9 (4.8)	5.8	0.15	200	4.8	0.12	軽微	(5)	(DC-3C)
1966. 4. 5 M=5.4 H=4.3 km	若穂町役場	5.4 (5.6)	7.0	0.38	220	13.3	0.8	軽微	(5)	(DC-3C)
	保科小学校	5.4 (5.6)	8.0	0.13 0.52	220 150	4.5 12.5	0.09 1.03	軽微	(5)	(DC-3C)
1940. 5.18*** M=6.9 H=27 km	El Centro	6.9 (7.4)	43.5	0.55 2.8	330	30 30	13	MMIS 7.5~8.0	4.9	強震計

* (M) は1カ所の値だけで決めた M.

** 気象庁観測網の値より決めた M.

*** この地震の M, r および I は Gutenberg & Richter, Wiggins, Kanai の与えた値の平均値である.

震央距離

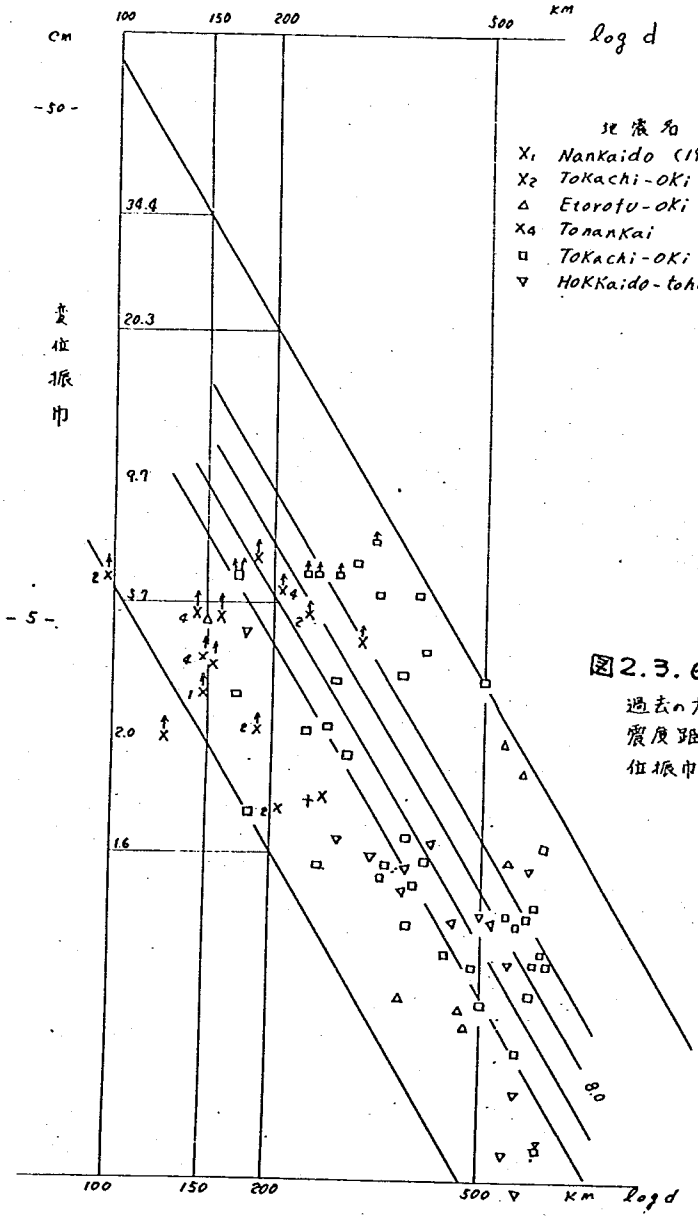


図2.3.6
過去の大地震の震度距離と変位振巾との関係

2-3-2 常時微動測定

地震動の卓越周期を知る簡単な方法のひとつとして常時微動測定がよく行われる。常時微動は、人為的あるいは自然の振動源で起された振動が四方から伝わってきたものと考えられる。一見不規則に見えるこの波形の中にも、その地盤の構造的性質に関する情報を含んでいる。金井[40]らは固有周期1秒、倍率約10,000倍の常時微動計によって水平動の記録の中から適当な2分間を選び Zero-Crossing 法によって周期の頻度曲線を作った。その結果、頻度曲線が、各場所についてきまった形となり、同じ場所で得られた地震記録の頻度曲線とよく似ているとして、地盤の振動特性を知るのに、実際の地震観測を行わない方法があることを示した。図2.3.8は各種地盤についての典形的な常時微動記録と頻度曲線である。

図2.3.7 (a), (b)[49]はある地点での常時微動観測と地表面及び地中での地震波記録である。記録を見ると主要動部の初期においては地中部の記録と地表部の記録は若干の時間遅れをもって互によく似ているが、やがて表面層の影響が顕著にあらわれて地表部の振動は著しく増大してくる。初期部における両者の位相差から計算される波動伝播速度は 280 m/sec であり次式により卓越周期を計算すると

$$T_m = 4H / \{(2m-1)\cdot V_s\} \qquad (2.3.1)$$

$$(m=1, 2, 3, \cdots\cdots)$$

$T_1 = 0.5$ 秒となる。地震記録においては主要な波動の周期は0.18秒である。常時微動測定によれば3個の卓越周期が見られ 0.46秒, 0.32秒 0.12秒である。これらのうち 0.46秒は (2.3.1)式による値に相当し, 0.12秒は地震動主要部の周期に相当する。この場所の地盤構造からみると0.12秒, 0.32秒の卓越周期は沖積層内の不均一層に起因すると思われる。しかし地震の規模がさらに大きな場合は沖積層全層の影響が大きくなり

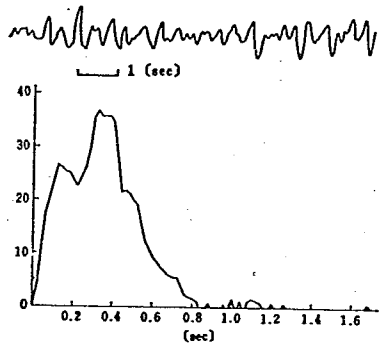


図2.37(a) 常時微動記録と周期別頻度曲線

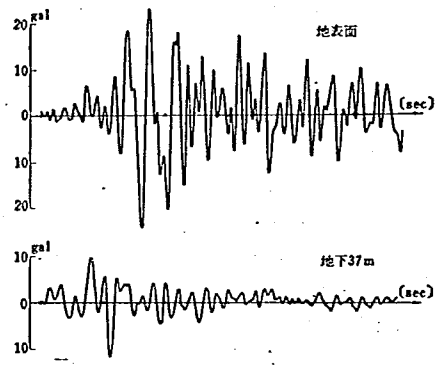
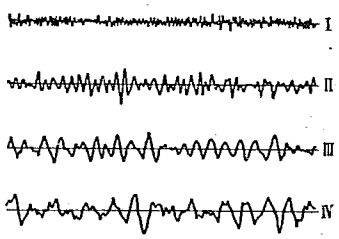
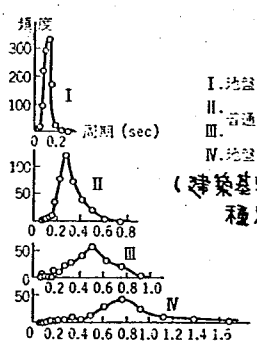


図2.3.7(b)



(異種地盤上の常時微動の記録)



I. 地盤のよいもの
II. 普通の地盤
III. 地盤のわるいもの
IV.
(建築基準法関係の地盤種別に相当する.)

(常時微動の地盤別の周期—頻度曲線)

図2.3.8 常時微動(金井による)

局部的不均一層の影響もしのぎ地表部は約0.5秒で振動すると思われる。

図2.3.9と図2.3.10は実際の地震の大きさの違いにより、その地盤の卓越周期がどのように変るか調べたものである。[32] 図2.3.9は青山（洪積層）と文の内（沖積層）で (a)震央距離の近いもの (b)震央距離の遠いものについての周期頻度曲線である。青山では(a)，(b)ともに0.3秒が卓越し，文の内においては (a)は0.7秒 (b)は0.2秒と地震規模によって異る周期を示している。すなわち 青山においては単純な層構造のため，文の内では層数に対応する固有周期の中から、この二種の地震がそれぞれ異る固有周期を選んで共振させたものと思われる。地震動の周期-頻度曲線で多くの山があらわれる場合には，地盤が振動インピーダンス（密度×速度）の相当に違う層から成り立っているためと考えられている。金井[40]は図2.3.10の関係を示している。金井はこれから (1) 地震がある程度以上大きいと、地震の大きさに無関係に各場所の地震動は固有な卓越周期をもつ。(2) 地震の大きさがある程度以下では，地震が小さい程卓越周期は短い。(3) 卓越周期がほぼ一定の値をとるマグニチュードの下限は，一定の卓越周期の値が大きい場所ほど大きいと述べ、これから工学的に問題となるマグニチュードより大きい地震の卓越周期は、各地盤に固有な値であり，その値は地盤の固有周期に等しいと結論している。

地盤の振動特性 $G(T)$ は，地盤の固有周期 T_g と地震動の周期 T とに支配されると考えられる。金井[40]は地震動，常時微動測定から半実験式として次式を与えている（前章(1.3.1)式に同じ）。

$$G(T)=1\Big/\sqrt{\left\{1-\left(\frac{T}{T_g}\right)^2\right\}^2+\left\{\frac{1}{5\sqrt{T_g}}\left(\frac{T}{T_g}\right)\right\}^2} \qquad (2.3.2)$$

この式は共振付近だけに適用できるものであることを忘れてはならないという注意が述べられている。この式から 地盤の固有周期 T_g をパラメータとして地震動の周期 T に対する地表面の変位，速度 及び加速度のスペクトルが

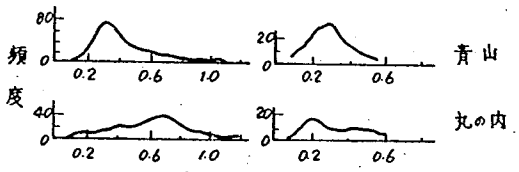


図2.3.9 東京都内地盤の地震動の卓越周期
(石本1937)

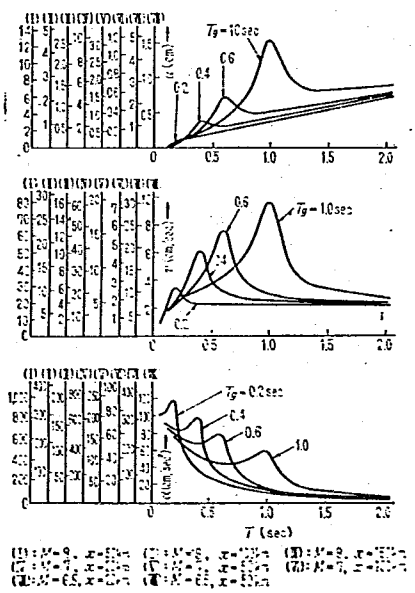


図2.3.11 地表面の地震動の変位，速度，加速度スペクトル（金井による）

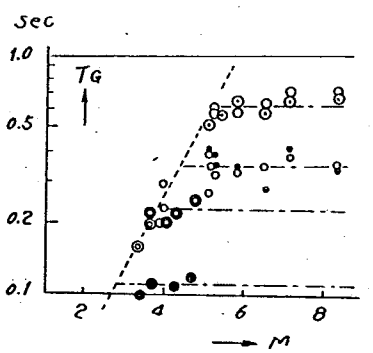


図2.3.10 地震のマグニチュード(M)と地震動の卓越周期(TG)との関係(金井1963)

示されている（図2.3.11）[40]。これによれば地表面の変位uはT_gが大きい程，すなわち軟い地盤で変位が大きく，加速度αはT_gが小さい程すなわち地盤が硬い程大きい傾向にある。

一般に地盤の卓越周期を求めるには，複雑な地盤構造の場合や，あらかじめ地下構造のわかっている場合は計算で求める必要がある。ボーリング孔が使用可能なときは孔内での火薬あるいはエアガン等により加振し，孔内で受信させて地下構造を知ることができる。図3.2.1[32]は地盤構造の実測値を用いて，基盤にそれぞれの振動数をもつ正弦波状の振動が入射したときに，地表面にあらわれる振動の増幅度と卓越振動数を常時微動のパワースペクトルと比較したものである。この図によれば地盤モデルがタテ異っても増幅度や固有振動数は殆んど同じで，測点位置が僅か異るときも固有振動数はおおむね同じであることがわかる。

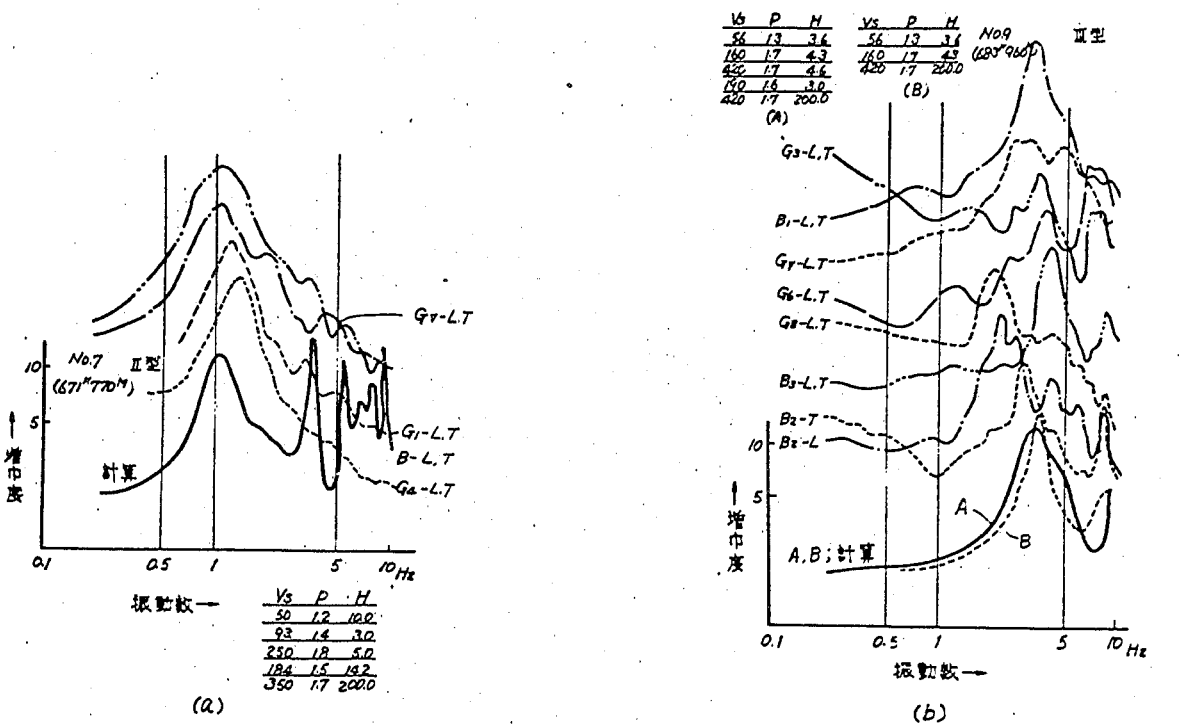


図2.3.12 卓越周期（振動数）の計算と実測との比較
Gi,Biは僅か距離の異る常時微動測点 （藤原 1971）
L,Tはそれぞれ直角な水平2方向を意見する。

(S)

2-3-3 特定地震観測例

前節で述べたように，強震観測の多くは構造物あるいは地表におけるものがほとんどである。地表における記録はその地盤の特性をそのままあらわしているものであるから，他に利用しようとするときには充分な吟味が必要である。（ことは先にも述べた）地盤の振動そのものについては，今後とも研究されるべき余地が多い。直接的で，かつ有効なデーターをとるには，その地点の基盤の入射波形記録と併せて地中地震観測が極めて意義深い。地中地震観測は最近，日本の各地で，公立機関，大学などで行われており建設省およびその関係機関だけでも10ヶ所前後行われている。

地中埋設管，沈埋トンネルのように地表にそって大きな広がりを有する構造物については，既に行われた多くの実験，研究によって，その振動性状は地震加速度の大きさよりも地盤変形に依存する構造物であると指適されている。しかし従来の地震工学の多くの研究が地表面で見て一点での地震動（加速度）に立脚しているため，地震時における地盤の変形性状，および地震動の平面的な分布については十分な資料が得られていない。このような観点から行われた地震観測は高橋，桜井ら[52),53)]の松代群発地震におけるもの（1966～1967）が挙げられよう。今後ともこのような地盤振動の平面分布に着目した観測が数多くなされることが望まれる。

一般に地盤の地震動だけに注目して行われる観測は少く，多くは構造物，例えば，フィルダム，沈埋トンネルおよび長大橋梁と併せて行われている。ここでは以上述べたように，地中地震観測例のいくつかを，また地盤の平面分布に着目して行われている最近の観測例のいくつかを概略的に示す。

(1) 東京湾地区の地中地震観測[50),51)]

建設省関東地方建設局は東京湾環状道路調査の一環として、昭和44年以来東京湾周辺地域の4地点（図2.3.13，千葉県富津岬，川崎市浮島公園，神奈川県観音崎，横浜市扇島）において地中地震動の観測を行っている。地震計は図2.3.14に示す深さに埋設されており，各点とも3成分（H，H，V）の換振器が設置され，500galまでの加速度が記録されるようになっている。観測点の地質は富津岬では一様な砂質地盤，浮島公園はG.L.-50mまではN値10以下の沖積シルト層それ以下はN値50以上の良く締った砂質地盤である。観音崎は泥岩で数ヶ所に0.3～3m程度の厚さの砂岩をはさんでいる．扇島はG.L.-38mまでN値10以下の砂質地盤でそれ以下は硬質粘土層である。

観測以来多数の記録がとられているようであるが，比較的加速度の大きい記録としては（扇島を除く）

i) 1970年9月30日　多摩川河口付近に発生した地震
（139°38' E，35°29'N，M=4.8，H=40km）

ii) 1972年2月29日　八丈島東方沖に発生した地震
（141°16'E，33°11'N，M=7.1，H=70km）

iii) 1972年12月4日
（141°5'E，33°12'N．　M=7.2　H=50km）

これらの地震で得られた記録の一例を図2.3.17，2.3.18に示す。また深さ方向の最大加速度分布を図2.3.15に，地表面加速度を1としたときの全データーの平均を図2.3.16に示す。またこれらの中程度の地震につき下記の事項が指摘できるとしている。

i) 地中部の加速度分布は，観測点，方向及び地震の属性などによって相当異る。

ii) 加速度が地表の1/2以下となる深さは，富津岬(砂質地盤)で約70m

浮島公園（表層50mが軟質シルト，それ以下は砂質地盤）で20～50m，観音崎（岩盤）では120m以深である。

iii) 扇島を除く三観測点において，ある深さ以降は加速度にあまり変化がない。遠距離に発生した二回の八丈島近傍の地震では，三点ともほぼ等しい震央距離をもつが，地表面付近の加速度値は観測点によってかなり異り，水平動成分で見ると観音崎（岩盤）で10gal弱，富津岬（砂質地盤）で40gal程度，川崎（軟質シルト）で60gal程度となっている。しかし地中深部の加速度を比べて見ると，観測点による差異は少ない。

iv) 地中深部に対する地表面での加速度増幅率は，硬質地盤では1～1.5倍，軟質地盤では5～6倍，中間的地盤では2～3倍である。

さらにこれらの地震を，牧摩川下流地震は近距離に発生した小規模な地震二つの八丈島近海地震は遠距離に発生した大規模な地震として，加速度波形の振動数成分をパワースペクトルで，下方から上方への伝達特性を伝達関数の絶対値であらわし（図2.3.19 (e)～(h)）それぞれを比較して次のように指摘している。

i) 遠距離に発生した大規模な地震による加速度記録と，近距離に発生した地震の加速度記録を比較すると，その振動数成分は，地表面下100m付近では著しい違いがある。卓越した振動数は前者の方が後者よりも低い（図-(e)）。

ii) 同程度の規模及び震央距離の地震による加速度記録には，振動数成分に著しい差はない（図-(f)）。

iii) 地盤の伝達特性は，岩盤のように非常な良好な地盤では，増幅の度合は小さく振動数領域に明瞭な応答の山は生じない。一方軟質な沖積シルト地盤では，増幅の度合いは大きく，振動数領域に明瞭な応答の山ができる（図-(g)，(h)）。

iv) 地盤の伝達特性は同一地点では，地震動が変ってもおおむね一定で

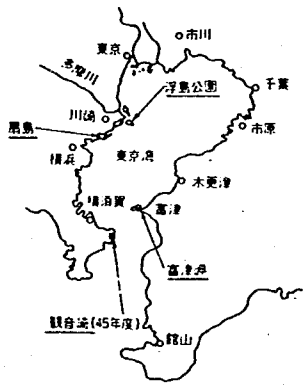


図2.5-1 東京湾周辺地中地震

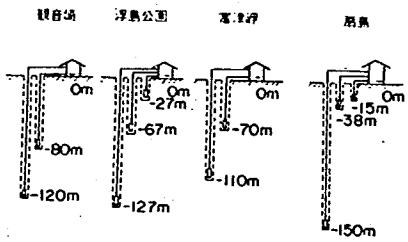
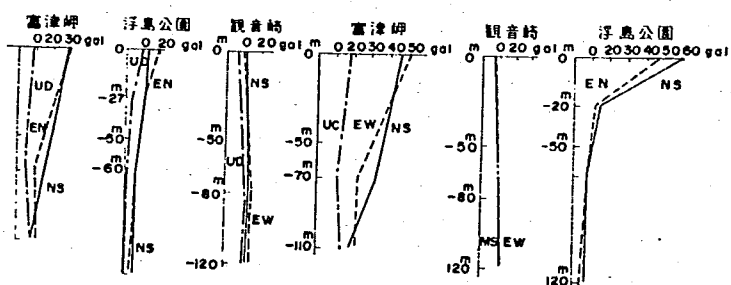


図2.5-2 換振器の埋設深度



(1) 1970年9月30日の地震 (2) 1972 年2月29日の地震 (3) 1972 年12月4日の地震

図2.5-15 深さ方向の最大加速度分布

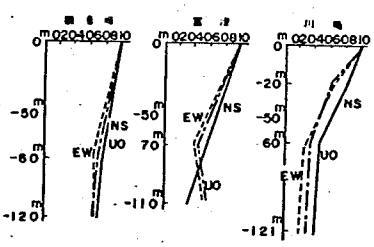


図2.5-16 深さ方向の最大加速度値の分布 (全データの平均)

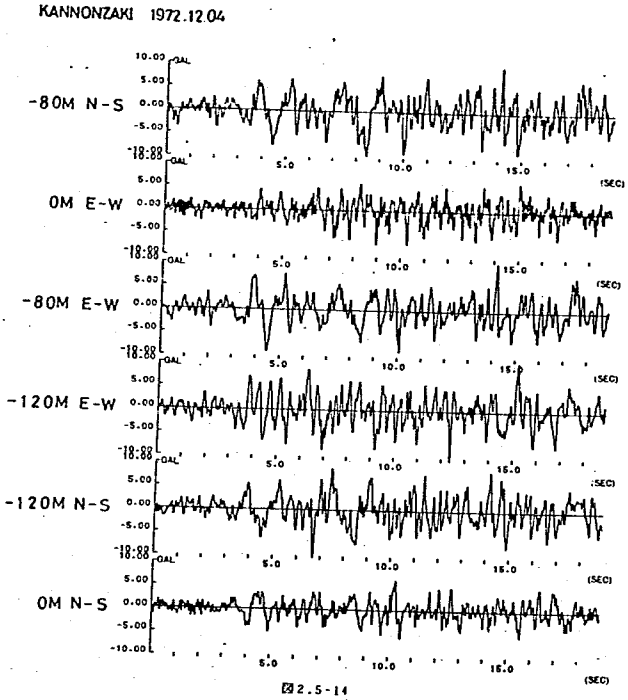


図2.5-14

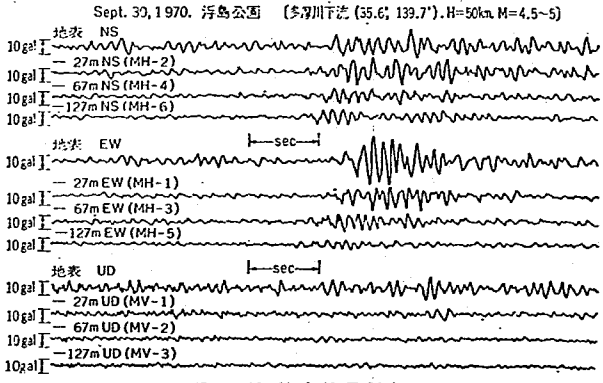


図 6.1.38 地中地震記録

ある．但し．川崎浮島のように増幅の度合いだけが異る場合もあった（図-(g)，(h)）。

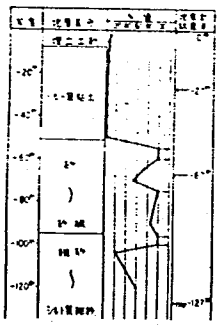


図-(a) 川崎の地盤構成

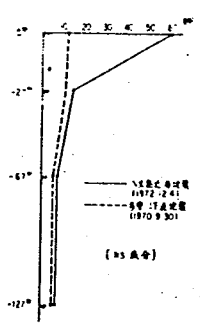


図-(b) 川崎の最大加速度の分布

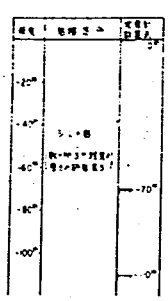


図-(c) 観音崎の地盤構成

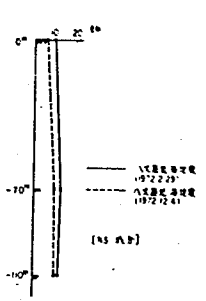


図-(d) 観音崎の最大加速度の分布（NS成分）

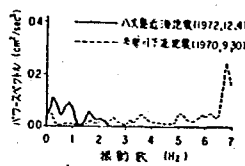


図-(e) 加速度記録のパワースペクトル（川崎，NS成分地下127m）

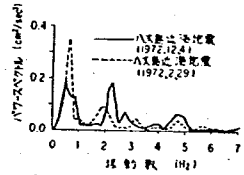


図-(f) 加速度記録のパワースペクトル（観音崎，NS成分地下120m）

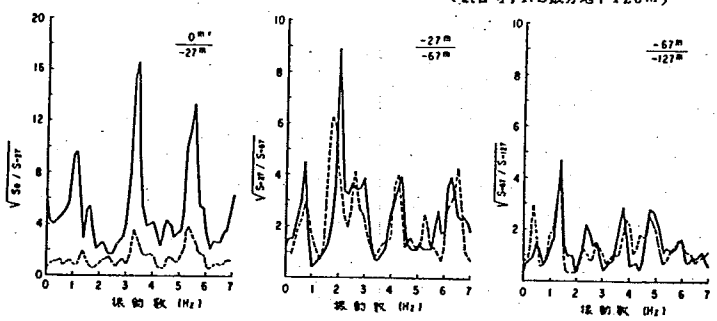


図-(g) 伝達関数（絶対値）（川崎，NS成分）

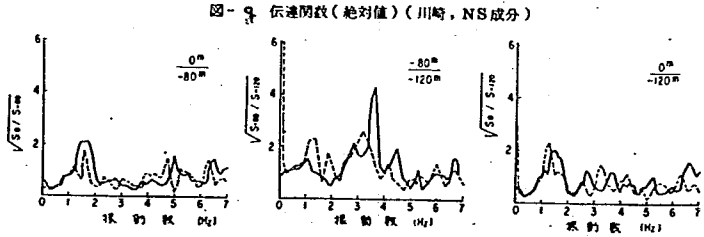


図-(h) 伝達関数（絶対値）（観音崎，NS成分）

図 2.3.

(2) 松代地震による地盤震動観測[52),53),68)]

昭和40年夏から昭和42年春までに長野県松代町を中心にしておきた松代群発地震を利用して、高橋、桜井らは多くの地震観測を行いその結果を報告している。本地震観測は地盤震動、埋設管路の地震時挙動、送電ケーブルヘッドの地震時挙動、基礎構造物の地震時挙動及び建物の地震時観測がなされた。ここでは地盤震動関係とりわけ深さ方向の地震動分布と波動伝播および平面分布の地震動と波動伝播の観測について概略示したい。

観測期間は昭和41年8月から昭和42年3月までで、この期間の主な地震はマグニチュード3.6から5.3であり、震源距離は11kmないし16km震源の深さは2km程度が多く他は4～5kmである。地表最大加速度は30～40galである。

観測器の配置状況は深さ方向については、A測点がG.L.0m, G.L.-3m G.L.-10m, G.L.-30mで地表が3成分他は1成分である。B測点はG.L.0m G.L.-5m, G.L.-10.7mで地表が3成分他は2成分である。平面分布の観測は測線延長120mで30m間隔に変位計を設置している。成分は測線方向、測線直角方向別々に行っている。なお深さ方向の測定には地中加速度計が用いられた。

観測に先立って地盤調査はボーリング調査、標準貫入試験、スェーデン貫入試験、弾性波速度試験、常時微動測定などが行われている。

以上のことについて図2.3.20から図2.3.22に示す。得られた記録波形の一例を図2.3.23～図2.3.25に示す。

これら観測波形についてパワースペクトル密度曲線(図2.3.26)を描き常時微動測定の結果及び地盤状況から卓越周期について議論を加えている。また多重反射理論の適用性についても細かく吟味し、地盤モデルの設定などについていくつか指適している。そしてこれらの結果を用いて、基盤層において速度スペクトル一定なる性質を用いた地震波シュミレーションによる結果を観測値と比較し、多層地盤の震動特性を考慮した地震力推定についての適用性を

(S)

調べている。 また地震時の地盤のひずみには次の三種類の原因が考えられるとし

i) 深さ方向の地震波の伝播によるもの

ii) 地表面に沿って伝播する地震波によるもの

iii) 地盤の不均一性によるもの

地表面に沿って伝播する波は（S波との関連は別にて）工学的に次式で近似できるとしている。

$$y(t,x) = a_0 \sin\{p(t-\frac{x}{v})\}$$

ここに

$y(t,x)$; 変位， a_0 ; 変位振幅

$p = 2\pi/T$, T ; 地震波周期 , x ; 測線上の座標

v ; 測線に対する地震波の見かけ速度

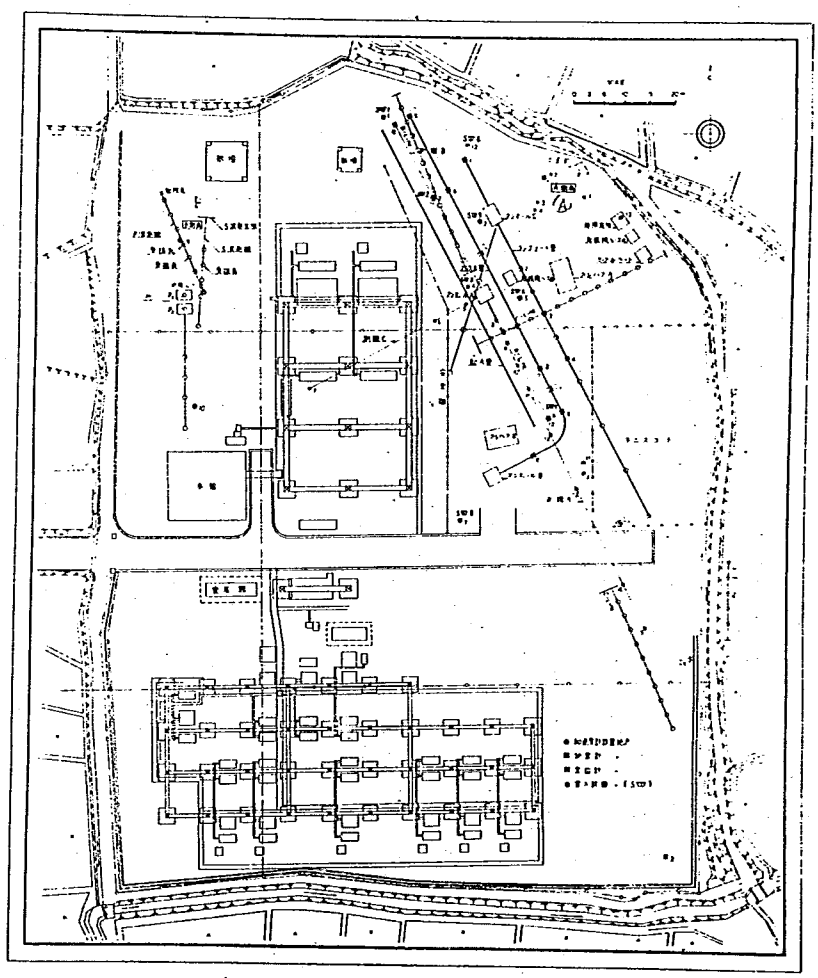
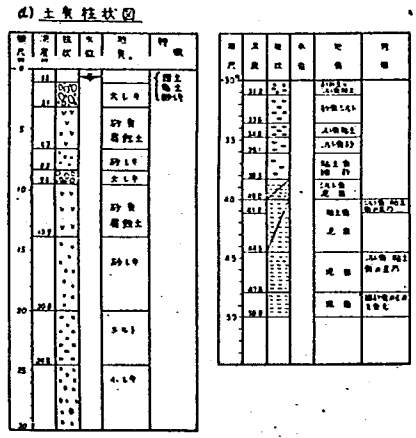
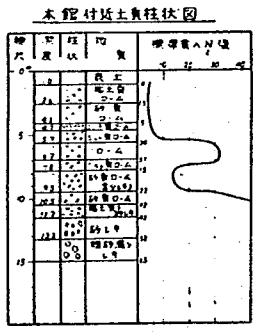


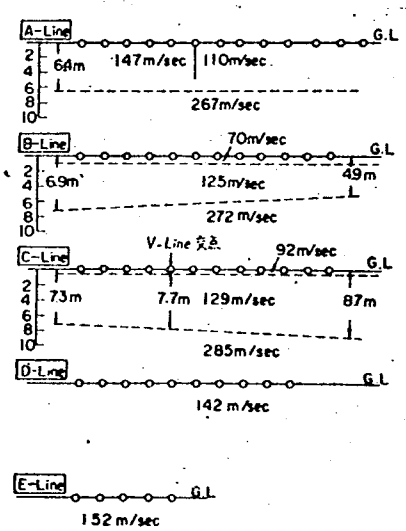
図 3.2.1　北信変電所構内各種実験配置図

a) A測点

b) B測点







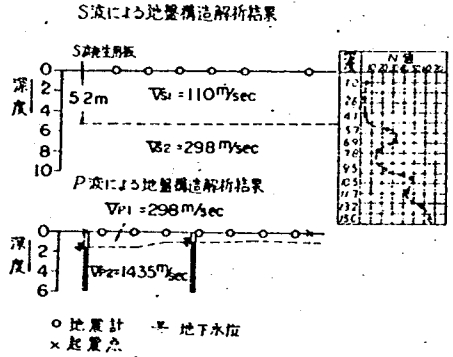


図-2 弾性波速度試験結果

↑土木学会論文集から

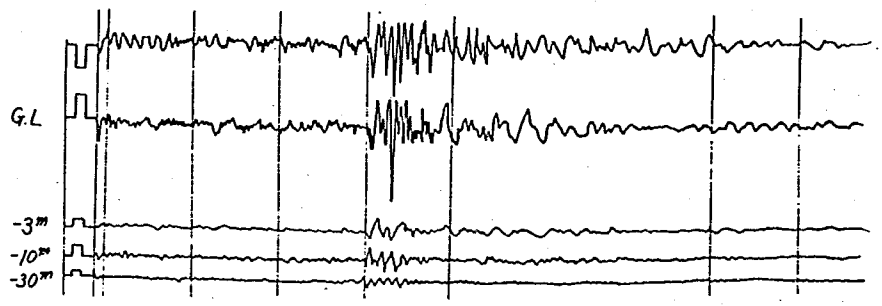


図　　地中加速度分布

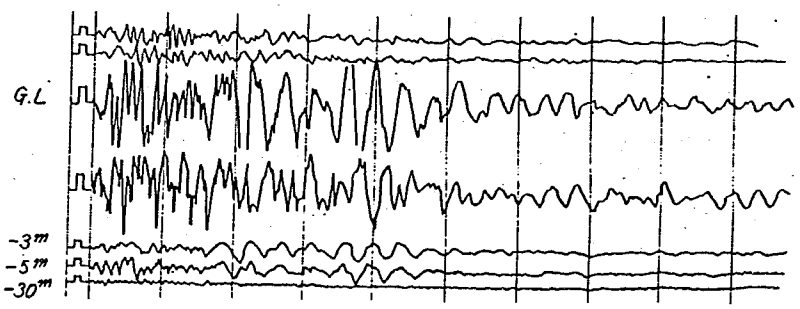


図　　地中加速度分布

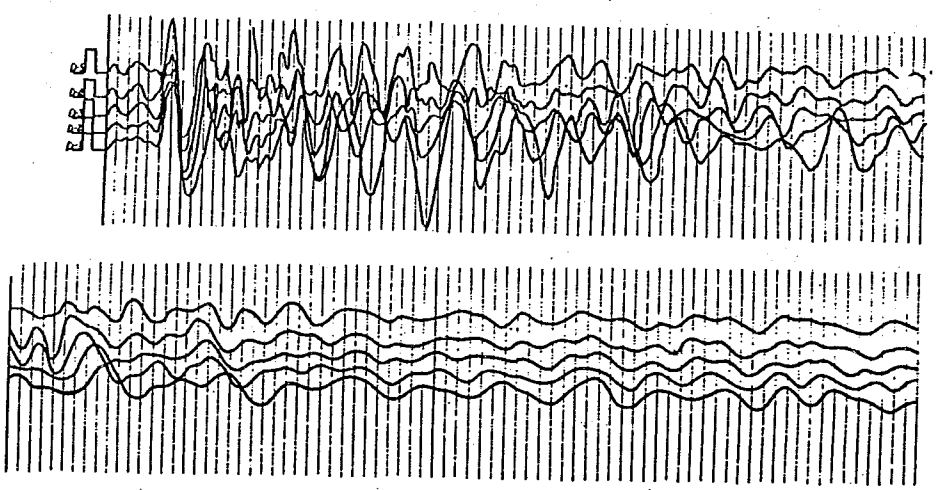
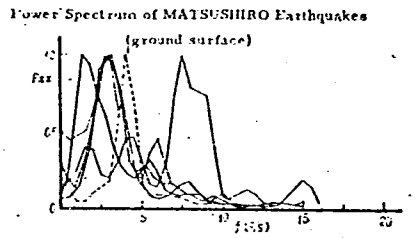
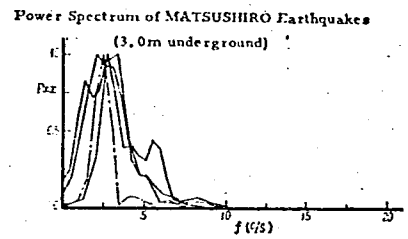
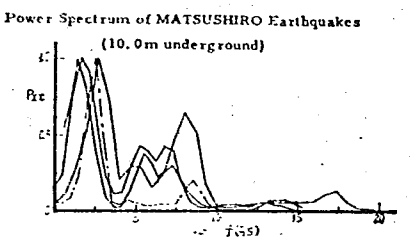


図　　３０ｍ間隔の地震変位記録（桜井１９７０）







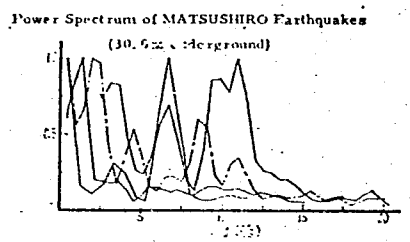
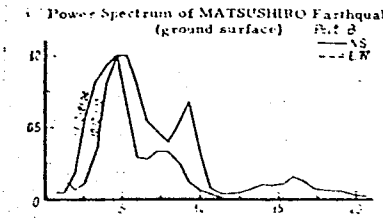
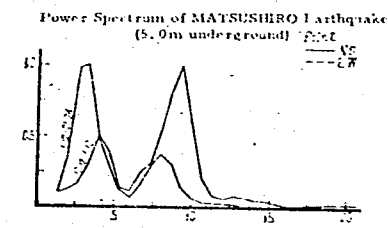


図 3 パワースペクトル密度曲線（A 測点）





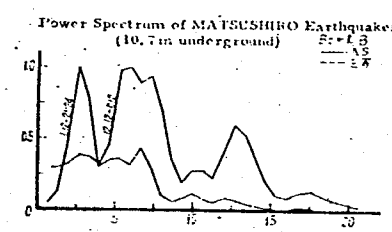


図 4 パワースペクトル密度曲線（B 測点）

土木学会論文集から

c) 常時微動測定結果との比較

表-1 常時微動測定による卓越周期（A 測点）

周期	地表	3.0m	10.0m	30.0m
	0.1 (0.13)		0.1 (0.13)	0.14(0.13)
	0.25(0.20) (0.25)	−(0.20) (0.25)	0.2 (0.17)	
	0.36(0.36)	0.36(0.36)	0.36(0.36)	
	−(0.66)	−(0.66)	−(0.66)	

( ) 地震動の卓越周期

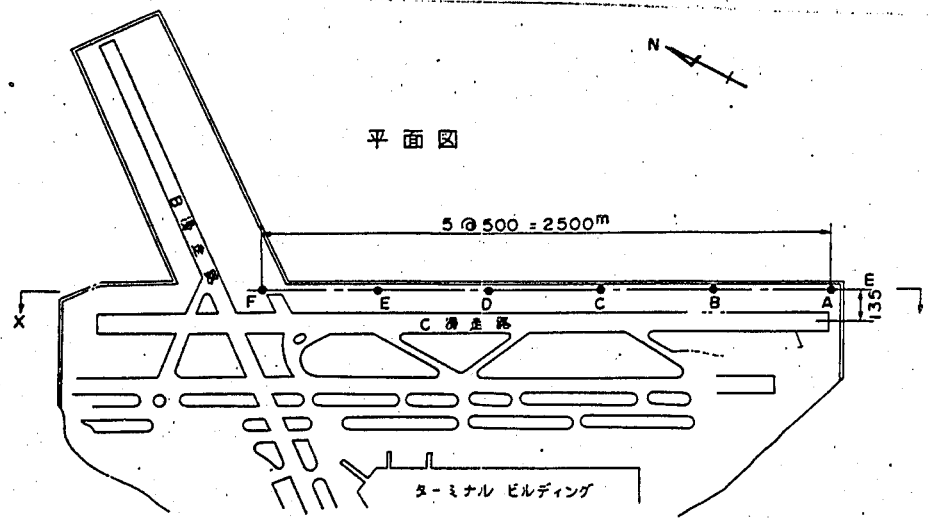
P

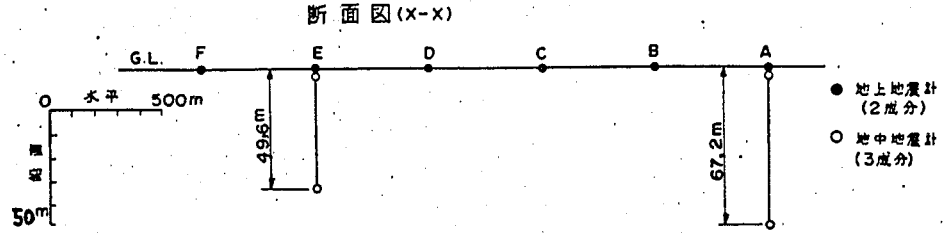
(3) 羽田空港内の観測[31]

埋設パイプラインや沈埋トンネルなどのように大きな広がりを有し，地盤の相対変位が応力発生の支配的要因となる構造物の耐震資料を得るためには，地表面に設定された長い直線の測線上に数個の地震計を配置し，地震動の同時観測を実施することは意義深い。

昭和49年4月から運輸省港湾技術研究所により，羽田空港と滑走路横で，測線延長 2,500m，測点間隔 500m で観測が行われている。地震計の配置図 2.3.27 に示す。測線の両端には地中地震計が埋設されている。地盤の状況は，測点Aが，G.L.-10m までシルト混り細砂，G.L.-36m までシルト，G.L.-40m までシルト質細砂，シルト質粘土の互層，G.L.-60m までシルト それ以下は細砂ヲは砂質粘土で N値は -36m まで 10 以下，-36m ～ -60m までは 10 < N値 < 20 で -60m 以降は N値が 50 近い。一方 測点Bは，G.L.-16m までシルト質細砂で -16m ～ -28m までシルト -28m ～ -42m までは シルト混り細砂と砂混り粘土の互層 -42m 以降は細砂，中砂である。N値は -28m まで 10前後 -28m ～ -42m は 15前後で一部 40 程度の中砂層をはさみ -49m 以降はN値 50近い。

今後の観測成果が期待される。


N
平面図
5@500 = 2500m
B 滑走路
F
E
D
C
B
A
135m
X
C 滑走路
ターミナル ビルディング


断面図(X-X)
G.L.
F
E
D
C
B
A
0
水平
500m
鉛直
50m
49.6m
67.2m
● 地上地震計
(2成分)
○ 地中地震計
(3成分)

地震計配置図

(5) 南砂町における観測[54]

東京都江東区南砂町にある東京電力(株)江東変電所敷地内において1966年より3年間地震観測が行われた。当観測は，軟弱地盤中に建設された直径約3mのシールド坑道がどのように地震時挙動するか．シールド坑道内を中心にして測定されたものと，地表面の測線500m ないし200mの区間で測定された結果が発表されている。ここでは後者について概略示すことにする。

観測地点の地盤は埋立地で地下水面G.L.-1.0mで．深さ約45mまで主に，N値が3～5程度の海成粘土で，いわゆる東京層は60m以上の深さにある。ボーリング結果によれば，比較的一様な成層地盤と見なすことができる。また観測はいくつかの測線で測られているが．図2.3.29(a)は25m間隔で変位記録（測定器の詳細は不明）図2.3.29(b)は100m間隔での加速度記録である。

これら記録から位相差と波動の伝播速度について調査検討が加えられている。これによれば二種の地震について伝播速度がそれぞれ2.6km/secと7.9km/secの値が夫々得られたと報告されている。

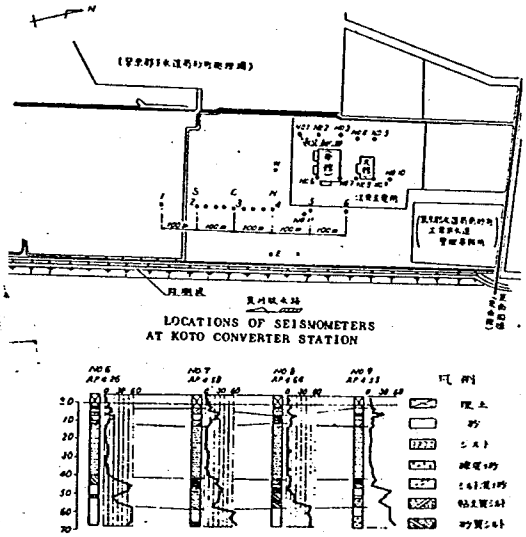
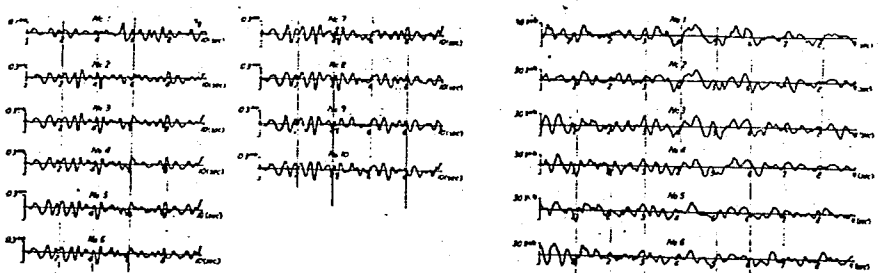


図 2.3.28

日　時	位　置	M	深	震央距離	観測点の方向	最大変位又は最大加速度
1968 2.28 21時 8分	東海道沖 E137°56′N32°55′	?	340 Km	340 Km	N46°W	G. EW: 0.331m G. V: 0.096m
1968 7. 1 19時45分	地玉中部 E139°26′N35°59′	6.1	50	52	N32°W	ⓐ NS: 38.4 gals



(a) Displacement Records of Earthquake, Feb. 28, 1968 (25m間隔)(2～4)

(b) Acceleration Records of Earthquake, Jul. 1, 1968 (100m間隔)(1～6)

図 2.3.29

(4) 基盤が傾斜している地盤の地震観測[55]

浜田らは基盤が傾斜し，表面層厚が急激に変化している沖積地盤の地震観測を行っている。観測地点の地盤は図2.3.30に示すように地表面から埋立土，沖積層，洪積層，古期崖錐堆積層及び結晶片岩の各層から成っており，岩盤線は海岸へ向って約1:3の急角度で傾斜している。用いられている地震計は固有周期0.2秒，減衰係数30の加速度計であり，周波数範囲0.5～35 Hz，最大加速度は300 galまで検出できるようになっている。

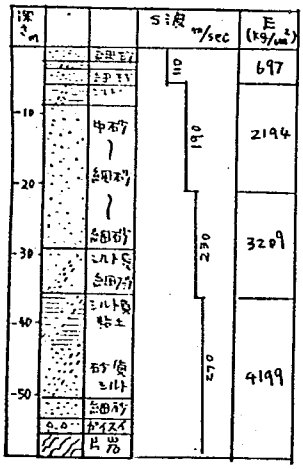
地震観測に先立って常時微動測定，PS検層を行っている。検討に供されている地震（図2.3.31）は震源が和歌山県有田市付近の直下型地震で深さ20 Km，M=6.0，震度4（和歌山市）の記録である。また浜田らは得られた記録と地盤の有限要素法による計算結果とについても比較し（せん断振動理論だけから検討するのは不充分であるが）次のことを指適している。

i) 常時微動測定の結果，卓越振動数については測点によって大きく異り層厚の影響は明きらかに認められる。

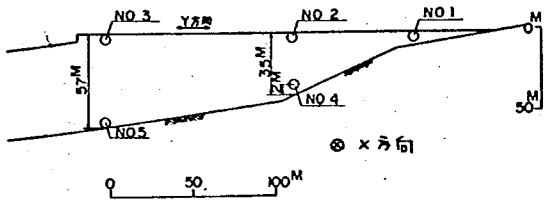
ii) 常時微動測定，有限要素法及び地震記録の卓越周期はほぼ一致し，各測点の地震記録からおめた卓越周期と有限要素法による各次の周期はほぼ一致する。

iii) 各測点の基盤に対する加速度増幅率は No.3，No.2 でそれぞれ 3.4倍 5.0倍（X方向）であり，基盤における最大加速度の鉛直方向の値は水平方向の 0.63倍（X方向），0.58倍（Y方向）である。

iv) 得られた記録の範囲のなかで推定すれば，基盤最大加速度の増加に伴い応答倍率は減少する。

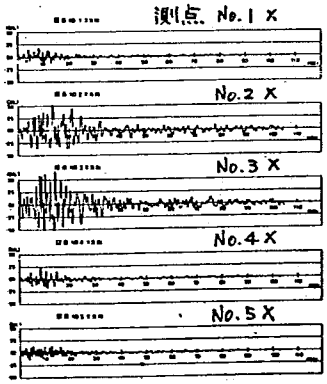


(a) 地盤柱状図 (No.3)

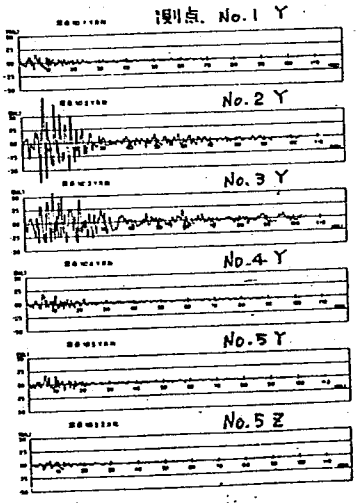


地震計埋設地点縦断図

図 2.3.30 観測地点の地盤状況



観測波形 (X方向)

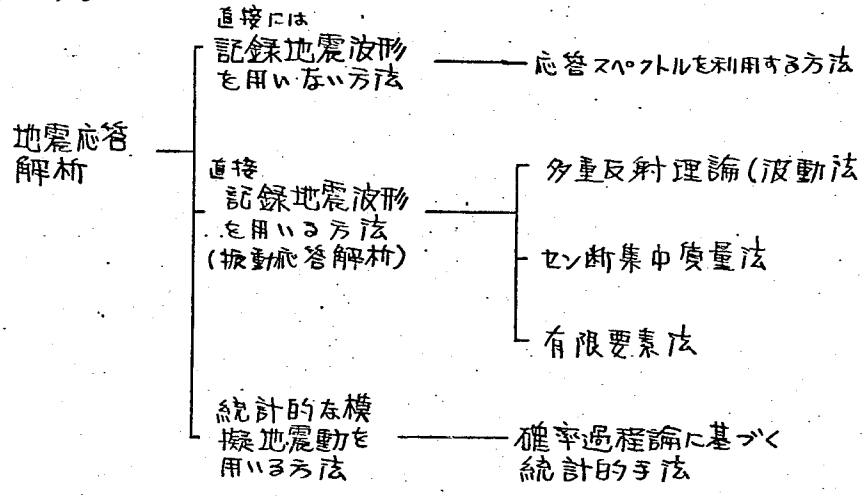


観測波形 (Y方向)

図 2.3.31 観測波形 (gal)

2-4 地盤振動の解析例

地盤、構造物が地震の作用を受けると動的な挙動を示す。地震時における変位，速度及び加速度などの動的な変動量を一般に「地震応答」という。地盤や構造物の地震応答を求める方法には実際の地震時の挙動を観測する（2-3で述べた）ほかに，実験による方法と解析的計算による方法がある。本節では計算によって地震応答を解析する方法について若干触れたい。これについては2-1-4で概略的に触れたが，その方法の分類を再記すると次のようになろう。



記録された地震波形を直接用いる　　振動 応答解析は合理的な手法であるが計算は一般に繁雑であり，計算に用いる諸定数の決定，計算結果の評価などに問題が残されている。これに対して，地震波形からすでに作られている応答スペクトルを利用して構造物の固有周期に応じて応答倍率を考慮して振動応答量を求めるのが応答スペクトルを利用する方法である。　　この他 統計的に求めた地震波形を入力として構造物の変位，応力などが一定値を越える確率を計算し，その値から安全性を統計的に求める手法も試行されている。

ここでは（平均）応答スペクトルを利用した方法，　　，多重反射理論とセン断集中質量法 及び有限要素法について，概略解析例を中心

に記述する。

2-4-1 応答スペクトルを利用する例[1),33)]

理想化した単純な系について，系のもつ振動特性（固有周期，減衰定数）を種々変化させて地震応答計算を行い系の特性値に対応する地震応答の最大値を示した曲線を地震応答スペクトル曲線と呼ばれるが，通常一自由度の系について，減衰定数をパラメーターにとり，横軸に系の非減衰固有周期を，縦軸に最大応答値をとって描かれる。土木研究所では我国で1956年から1964年の間に観測された11個の地震記録について計算し，このうち水平動2D成分に関する結果を平均して求めた平均応答スペクトル曲線をすでに提案している（高田.1964）[33)]。また地盤条件別に標準化された平均応答スペクトルも提案されている（1970年）[74)]のでこれを図2.4.1から図2.4.4に示す。図2.4.5は「石油パイプライン耐震技術基準」に採用されているもので基盤面での1,000gal，減衰定数20%に対する応答速度スペクトルである。

多自由度系の場合の，速度応答スペクトルを用いて任意質点(i)の最大応答量を求める式を結果について記せば，相対変位について

$$\eta_i = \sum_{r=1}^{n} |D_r \phi_{ir}| \frac{S_v}{\nu_r} \qquad (2.4.1)$$

ここで，η_i：相対変位，ϕ_{ir}：r次のi点の規準モード

ν_r：r次の固有円振動数，r；次数，i；質点名

D_r：r次のモード寄与率，n；考慮する次数の数

S_v：速度応答倍率

上式のように各次の応答量の絶対値の和よりも二乗和の平方根が真の値に近いとされている。従って上式を書き直し，相対変位，加速度についても示せば

（相対変位）
$$\eta_i = \left[\sum_{r=1}^{n} \left\{D_r \phi_{ir} \frac{S_v}{\nu_r}\right\}^2\right]^{1/2} \qquad (2.4.2)$$

（相対速度）
$$\dot{\eta}_i = \left[\sum_{r=1}^{n} \left\{D_r \phi_{ir} S_v\right\}^2\right]^{1/2} \qquad (2.4.3)$$

（復元力に比例する加速度）
$$\nu_r^2 \ddot{\eta}_i = \left[\sum_{r=1}^{n} \left\{D_r \phi_{ir} \nu_r S_v\right\}^2\right]^{1/2} \qquad (2.4.4)$$

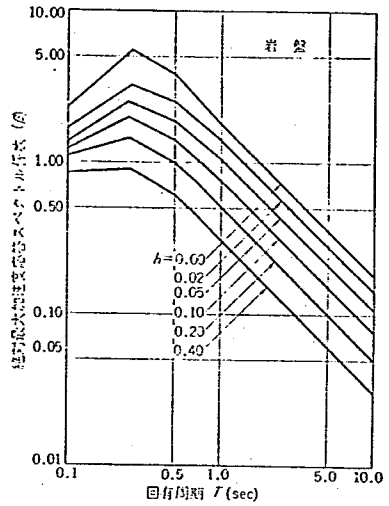


図 2.4.1 平均応答スペクトル（岩盤）

（土木研究所・1970 ）

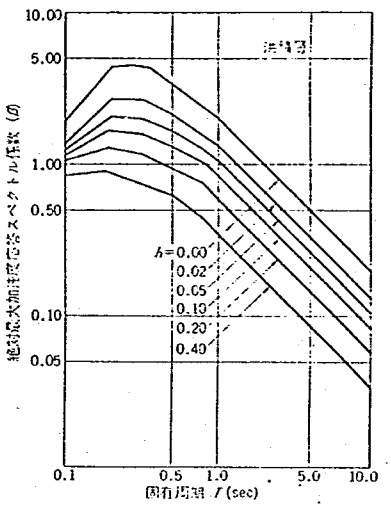


図 2.4.2 平均応答スペクトル（洪積層）

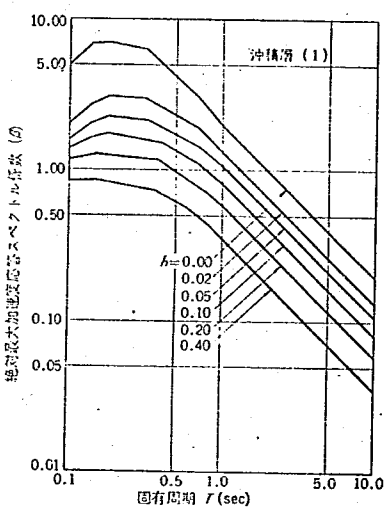


図 2.4.3 平均応答スペクトル（硬い沖積層）

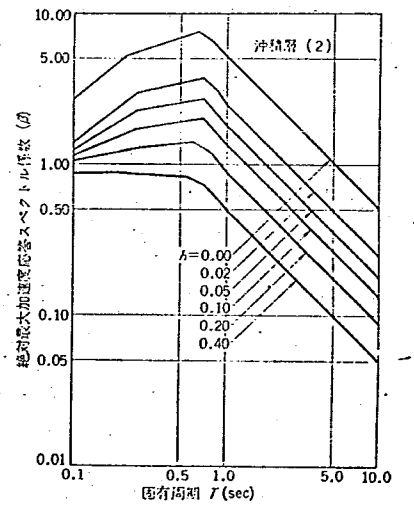


図 2.4.4 平均応答スペクトル（軟らかい沖積層）

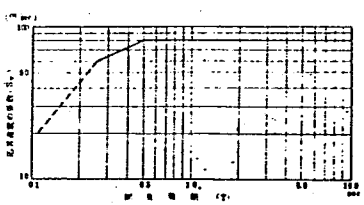


図 2.4.5 速度応答スペクトル

（石油パイプライン耐震技術基準）

P.

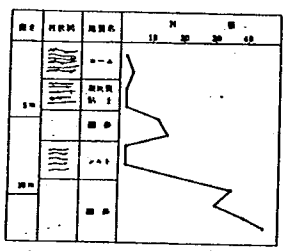
なお，変位スペクトル S_D，加速度スペクトル S_A 及び速度スペクトル S_V の間には次の関係がある。

$$S_D = \frac{T_r}{2\pi} S_V \quad , \quad S_A = \frac{2\pi}{T_r} S_V \qquad (2.4.5)$$

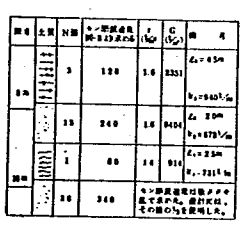
ここで

T_r ： r次の非減衰固有周期

従って，多自由度系のモデルの最大応答量を求めるには，その系の非減衰固有周期と規準振動モードを求めておけば，応答スペクトルを利用して計算できる。ただし系の全ての自由度に対する固有周期とモードを計算するのは大変なので適当な次数までのものを用いている場合が多い。「石油パイプライン耐震技術基準」における変位振幅の算定は本質的にこの方法を用い，次数が1の場合に相当する。平島ら[56]は「同規準」が一様なあるいは一様に変化する表層地盤しか想定してなく，実際の表層地盤は多層系を成すことを考慮して，多層地盤につき，せん断集中質量のモデルと，二次元有限要素法で応答スペクトルを利用して比較検討している。この結果 有限要素法とせん断集中質量のモデルでは大差ないが，「同基準」の方法とではタテ，多層系の場合差が認められるとしている。



実際の地盤



モデル化する際の諸数値

解析法	結果	(SEC) 固有周期	(cm) 応答変位
告示(一層系として $T=\frac{4H}{V}$)	平均せん断波速度	0.48	1.17
	砂層を除いた平均せん断波速度	0.72	1.75
せん断モデル	3層分割	0.78	1.69
	7層分割	0.77	1.64
FEM		0.78	1.58

図 2.4.6 応答スペクトル利用の方法で，一自由度と多自由度の場合の比較[56]

2-4-2 多重反射理論と集中質量法による例

これらの方法については前節 2-1-4 で概略述べた。また多重反射理論については前章 1-3 に述べられている。計算の一例については図1-3.5 および図1.3.6 （または図2.3.3 ～ 図2.3.5 ）に示されている。

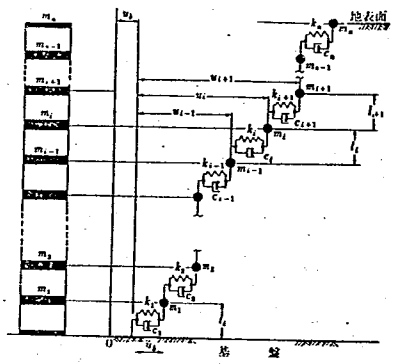


図 2.4.7 集中質量法で解析する場合の地盤の力学モデル

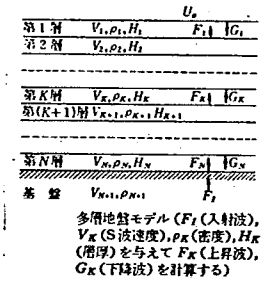


図2.4.8 多重反射理論で解析する場合の地盤モデル（図1.3.5に同じ）

集中質量法と多重反射理論によって解析する場合の力学モデルを図2.4.7と図2.4.8に示す。

解析例[2]として図2.4.9のような想定地盤モデルについて多重反射理論と

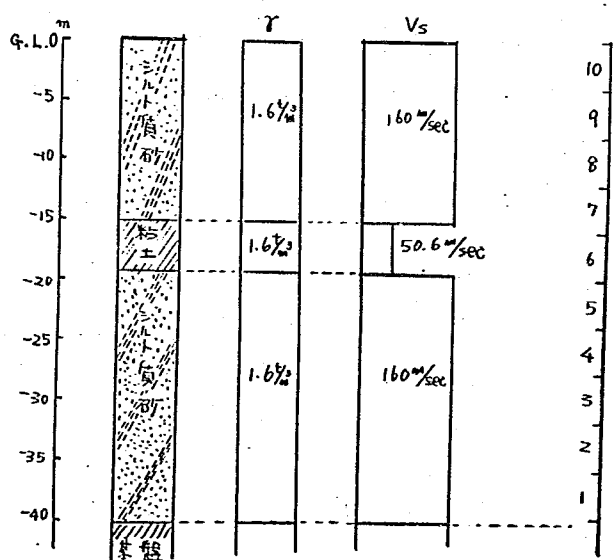
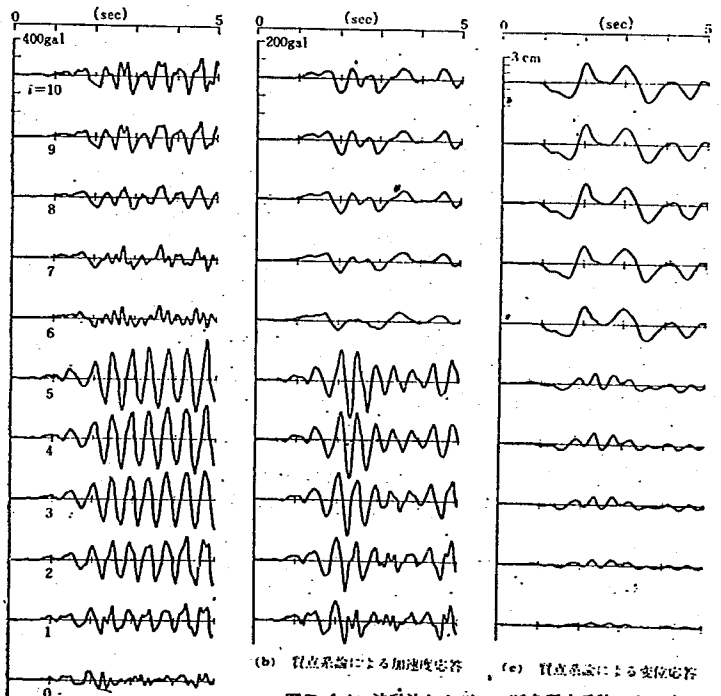


図2.4.9 解析例地盤モデル[2]

集中質量法によって計算した応答波形例を図2.4.10に示す。ここで多重反射理論によるものは基盤動としてEl centro 1940 NS成分を最大100 gal としたものを5秒間用い粘性のない場合の解である。集中質量法においては10質点系として最下部に同一入力波を入れ地盤のばねは比較のため弾性，減衰は2次まで10%としている。これらの結果によれば，加速度波形は，多重反射の場合粘性を考えないため絶対値は各層とも多少大きく高周波成分が大きい。各層で卓越する周波数などにおいては両者とも一致している。とくに6層目が一種のフィルター効果を示し，上部と下部の周波数特性が極端に異なり，波形の最大値は加速度（あるいは短周期成分）では減少，変位（あるいは長周期成分）では増大させる性質が明瞭である。



(a) 波動法による加速度応答　(b) 質点系による加速度応答　(c) 質点系による変位応答

図2.4.10 波動法および多質点系による応答波形の比較 2)

集中質量法の解析，計算例としては文献27)に詳しい。この中では地盤の種類又は層の成しかたで振動応答がどのように変るか述べられている。また文献22)では集中質量法についてBi-Linear法と等価線型法が比較・検討されている。この一部を図2.4.11に示す。これは同一の加速度を基盤に与え同一の地盤で両方法による地表の応答を求め，その加速度波形からスペクトルを求めたものである。これらは互に良く一致しているので等価線型法による解法を行っても良いとしている。

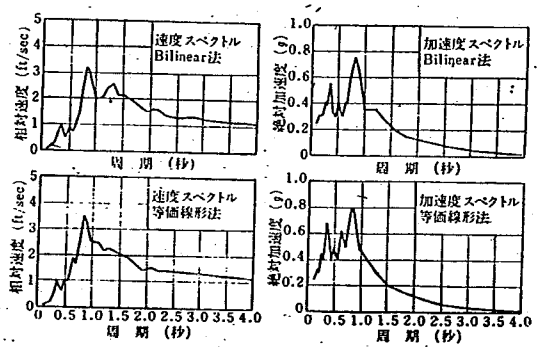


図-2.4.11 二つの方法で求めた地表面の応答スペクトル (Idriss 1968 より)[22]

この他，等価線型法の文献としては23)が，Bi-Linear法の文献としては19)がある。

また集中質量法の等価線型法は，川崎港地埋トンネルの地盤の耐震検討，とくに砂地盤の流動化の検討のために使われている[31]。

後藤・土岐・紫田，高田ら[69]は，埋設管状構造物の振動特性を調べるために，地盤構成の急変部について，特に地表を伝わる（Love波型の波動）波動について，波動論的に調べ，ゼラチンを用いた実験と併せ検討している。

2-4-3 有限要素法による解析例

重複反射法や集中質量法は水平方向に半無限の成層地盤の応答計算に用いられるが、二(三)次元有限要素法は地盤構成の幾何学的形状や境界条件および土質分布の複雑な場合に用いられている。一般に実用的には地盤振動だけに限ってこの方法を用いることはすくないようであり，構造物例えば沈埋トンネル，大型ケーソンのような地中ないし基礎構造物がある場合に適用されている例が多い。また一般には入射波に位相のないものとしての解析例[20~26]が多い。しかし地盤上にありかつ広がりを有する構造物は，地盤の波長と対象構造物の大きさとのかね合いで入射波の位相を吟味する場合もある。このような文献には[28,29]がある。

有限要素法では弾性線型或いは等価線型法が多く，減衰定数は各モードについて等価粘性減衰比を用いているもの[23]が多い。

沈埋トンネルの耐震検討として地盤について有限要素法を適用している例は多いが，ここでは栗林，岩崎らが地盤模型材料を用いて実験・解析検討した例[57),64)]について記す。実験と計算は二種類おこなっており図2.4.12と図2.4.14に示す二通りのモデルである。計算は二次元平面ひずみ状態にいずれもモデル化したものであり図2.4.12については正弦波振動，図2.4.14についてはEl centro 1940 NS成分について時間軸を1/5に縮かしたものを使っている。これらの結果，軟質層，硬質層はそれぞれ別々の振動数で振動している。図2.4.16については一次周期3.99c/s（実験3.7c/s）は良く合うが実験値の8c/sのピークが計算ではでてきておらず，これは三次元的解析の必要性を示している。深さ方向の最大応答量分布は良く合っていることなどを指適している。なお応答解析には1668の自由度を130まで静的縮合をし，このうち10次までを考慮している。

表 2.4.1 実地盤と模型地盤の相似率

項目＼地層	実地盤		模型地盤			
			相似則から決まる値（目標値）		実際の値（平均値）	
	第1層（軟質層）	第2層（土丹層）	第1層（軟質層）	第2層（土丹層）	第1層（軟質層）	第2層（土丹層）
平面寸法	750×1,350 m		1.5×2.7 m		同左	
層厚	80~85 m	70~95 m	6~11 cm	14~19 cm	同左	
単位体積重量	1.5 t/m³	2.0 t/m³	1.0 t/m³	1.0 t/m³	同左	
せん断弾性波速度	100 m/sec	300 m/sec	1 m/sec	3 m/sec	1.5 m/sec	3 m/sec
弾性係数	4,590 t/m²	53,200 t/m²	31 g/cm²	266 g/cm²	70 g/cm²	270 g/cm²

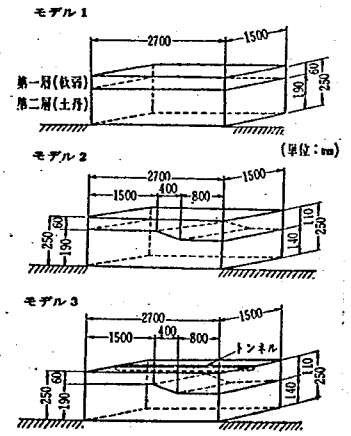


図 2.4.12 振動模型

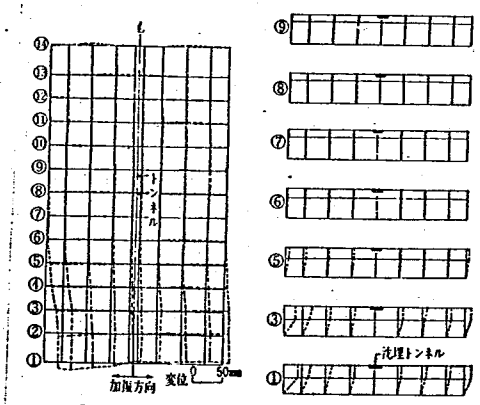


図 2.4.12 振動モード図（モデル3）（実験）

表 2.4.2 固有周期の比較

単位：秒

項目＼実験モデル[1]・振動方向	1		2		3	
	トンネル軸方向	トンネル軸直角方向	トンネル軸方向	トンネル軸直角方向	トンネル軸方向	トンネル軸直角方向
実験値	0.338	0.332	0.395	0.388	(1次) 0.420 (2次) 0.336	(1次) 0.440 (2次) 0.336
計算値	0.346	0.346	0.383	0.402[2]	—	0.316[3]
計算値／実験値	1.02	1.04	0.98	1.04	—	1.03

1) 図一1表照
2) 土丹層より下の部分を対象とした。
3) 軟質層より上の部分を対象とした。

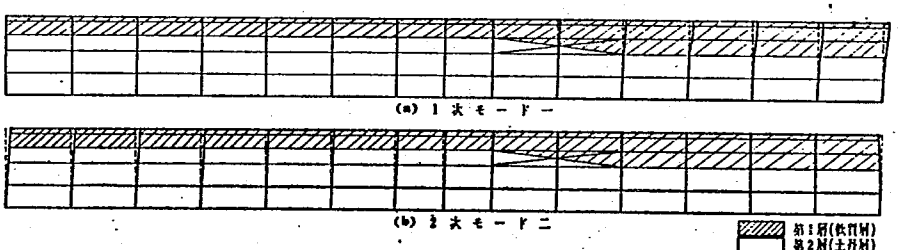


図 2.4.13 固有振動モード図（計算）

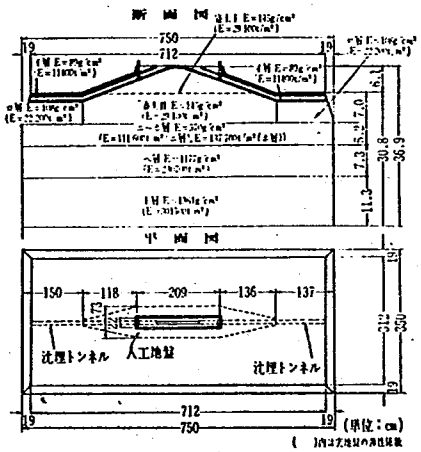


図2.4.14 実験模型概要図

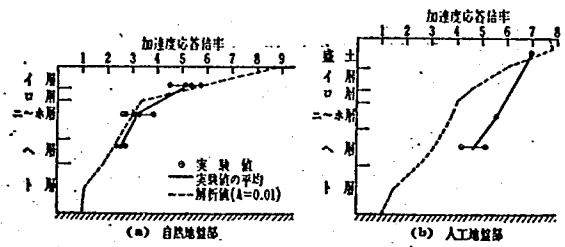


図2.4.15 最大応答速度 (gal/gal) の深さ方向の分布

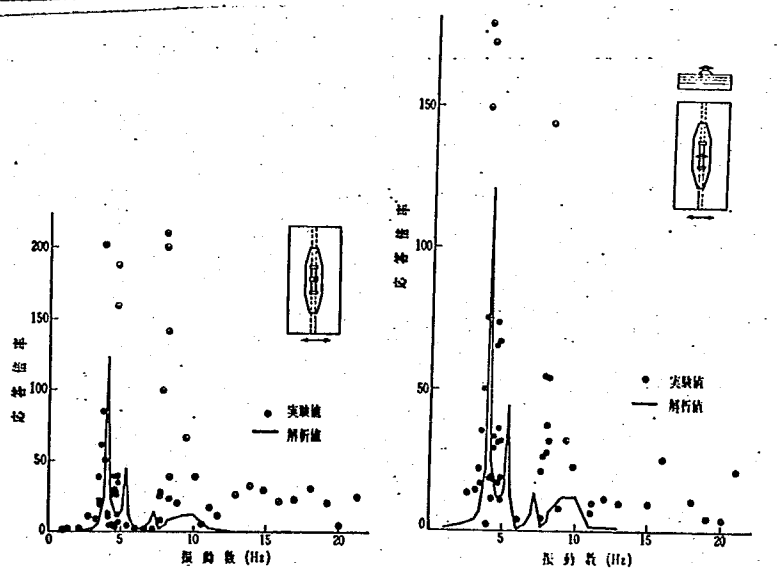


図2.4.16 模型実験と解析による共振曲線の比較 (人工地盤頂面)

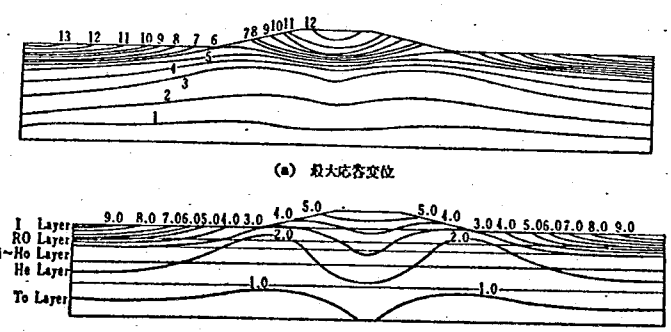


図2.4.17 最大応答値の分布 (El Centro NS, h=0.02) (計算)

Seed, Idriss らは有限要素法による一連の地盤振動の計算を行っている[20),24)][26)]。これらのうち模型実験と計算との比較[21)]をした一例を図2.4.18に示す。

この他、渡辺[66)]は有限要素法に粘弾性物性を導入する方法ならびに、有限要素法による振動解析における初期値問題を解く場合の方法を提案し、フィルダムの地震応答解析などを試みている。

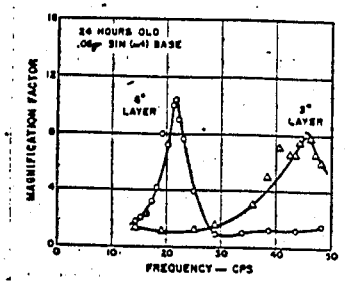


Fig 2.2.19(a) MAGNIFICATION FACTOR-FREQUENCY RELATIONSHIPS

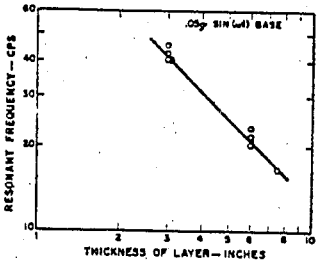


Fig 2.2.19(b) RELATIONSHIP BETWEEN RESONANT FREQUENCY AND LAYER THICKNESS

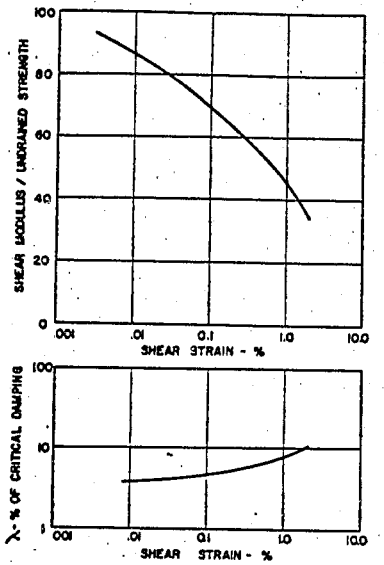


Fig 2.2.19(c) DYNAMIC SOIL PROPERTIES DETERMINED BY CYCLIC SIMPLE SHEAR & FREE VIBRATION TESTS (15)

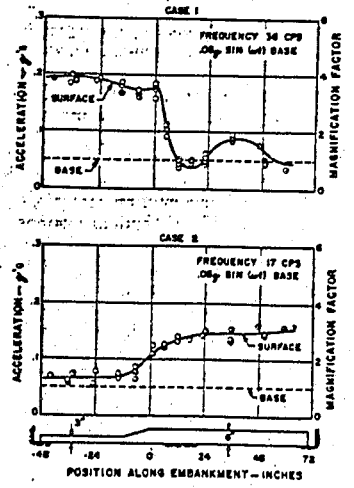


Fig 2.2.19(d) RESPONSE ALONG EMBANKMENT—TYPE A

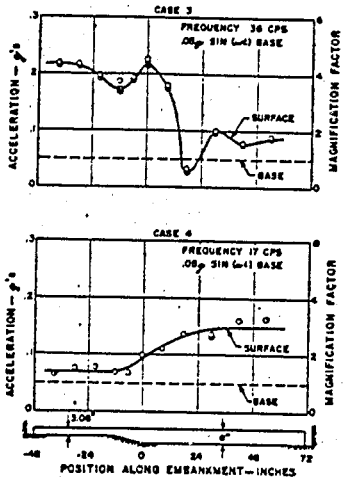


Fig 2.2.19(e) RESPONSE ALONG EMBANKMENT—TYPE B

Fig 2.4.18

参考文献

1) 「地震応答解析と実例」 土木学会編 1973.

2) 「土と構造物の動的相互作用」, (土質基礎工学ライブラリー9)
土質工学会編 1973

3) 土質工学会 (1972) 「土質調査法」

4) Osaki, Iwasaki ; (1973) 「On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits」 Journal of JSSMFE, Vol.13, No.4 Decem., 1973

5) Hara, Niwa, Ohta, Tanaka, Sakano ; (1974) 「Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils」 Journal of JSSMFE, Vol.14, No.3, Sept., 1974

6) Seed, Idriss 「Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential」 ASCE, Vol.97, No.SM9, Sep., 1971

7) 土質工学会 「第16回土質工学シンポジウム」 大崎 1971
(地震時における地盤内部のひずみ)

8) Hardin, BLack, 「Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay」 1968 , ASCE, SM2

9) Seed, Idriss, 「Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis」 Report No. EERC 70-10 Decem., 1970 University California, Barkeley Calif.

10) 「粘性土の動力学的性質」 鹿島建設技術年報 第22号 1974

11) Schabla, Lysmer, Seed (1972) 「"SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally

Layered Sites」 Report No. EERC 72-12, Dec., 1972
University of California, Barkeley, California.

12) 石原「粘性土の動的性質」 第26回土木学会年次学術講演会講演集 第3部 (1971)

13) K. Kanai (1956)「The Requisite Conditions for The Predominant Vibration of Ground」 Bull. Earthq. Res. Inst., Vol. 35

14) N.A. Haskell (1960)「Crustal Reflection of Plane SH Waves」 Jour. of Geophysical Research, Vol.65, No.12.

15) 山崎 (1972)「平行多層粘弾性地盤中のせん断波の伝達 (その2)
(基盤層入射波に対する時間領域での計算法)
日本建築学会大会学術講演梗概集

16) 鏡味, 小林 (1970)「水平な多層地盤でのS波の重複反射による増幅」
日本建築学会論文報告集 No.173

17) 田治見「建築振動学」 1966

18) 武藤「構造物の動的解析」耐震設計シリーズ4. 1968

19) Penzien, Parmelee (1964)「Seismic Amalysis of Bridges on Long Piles」 Proc. ASCE, Vol.90, No.EM.3

20) Idriss, Seed「Influence of Geometry and Material Properties on the Seismic Response of Soil Deposits」

P.

21) Kovacs, Seed, Idriss 「Studies of Seismic Response of Clay Banks」 ASCE, No. SM2, Feb. 1971

22) Idriss, Seed 「Seismic Response of Horizontal Soil Layers」 ASCE, No. SM4, July, 1968

23) Idriss, Seed 「Seismic Response of Soil Deposits」 ASCE, No. SM2, Mar., 1970

24) Dezfulian, Seed 「Seismic Response of Soil Deposits Underlain By Sloping Rock Boundaries」 ASCE, No. SM6, Nov., 1970

25) Idriss, 「Finite Element Analysis for the Seismic Response of Earth Banks」 ASCE, No. SM3, May, 1968

26) Idriss, Seed, Serff. 「Seismic Response by Variable Damping Finite Elements」 ASCE, No. GT1, JAN., 1974

27) Seed, Idriss 「Influence of Soil Conditions on Ground Motions During Earthquakes」 ASCE, No. SM1, JAN., 1969

28) Dibaj, Penzien 「Response of Earth Dams to Traveling Seismic Waves」 ASCE, No. SM2, Mar., 1969

29) Dezfulian, Seed 「Response of Nonuniform Soil Deposits to Traveling Seismic Waves」 ASCE, SM1.

(S)

30) 石原 (1972) 「土の動的強度」 土と基礎 Vol. 20, No. 7

31) 土木学会 (昭和49年3月) 「沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書」 (付属資料)

32) 土木学会 「昭和46年度, 沈埋トンネルの耐震性に関する調査研究報告書」 昭和47年3月

33) 栗林・岩崎・小山田 「構造物の地震応答解析法」 土木技術資料 8.11~9.5 (1966~1967)

34) Knesel T.R (1969) 「Earthquake Design Criteria for Subways」 ASCE, ST. Division.

35) 今井, 吉村 (1971) 「速度を中心とした地盤の力学的性質」 物理探鉱技術協会 講演予稿集 昭和46年10月

36) 吉村, 内山, 今井 (1970) 「弾性波速度と土の性質について」 第5回土質工学研究発表会 講演集 13~16

37) 笠田 (1970) 「地盤内横波速度と標準貫入試験 N 値の関係」 〃

38) 岩崎 (1970) 「沈埋トンネルなど地中構造物の耐震に関する研究」 土木研究所資料 660

39) 吉川 (1966) 「3波の利用」 物理探鉱 19, 54~56

40) 金井 (1966) 「地震動, 地盤振動」 地震工学I, 彰国社 39.

41) 岩崎 (1972) 「構造物基礎および地盤の耐震に関する研究」 土木研究所資料 764, P 20

42) Richart, Hall, Woods (1970) 「Vibrations of Soils and Foundations」 ASCE, ST.

43) 金井 (1962) 「地震動の卓越周期について」 地震工学シンポジウム 講演集

44) Bullen K.E. (1947) 「An Introduction to the Theory of Seismology」 Cambridge University Press. 211, 218

45) Research Group for Explosion Seismology (1958) Bull. Earthq. Res. Inst., 36, 329~384

46) Muranchi S. et al. (1951) 「Crustal Structure of the Japan Sea derived from the Deep-Sea Seismic Observations in North-eastern Japan」 Bull. Earthq. Res. Inst., 29, 97-106

47) 池田 (1969) 「トンネル岩盤強度分類」 鉄道技研報告 695, 15

48) 栗林, 岩崎, 龍岡, 塩内 (1974) 「土の動的変形特性 (共振法土質試験による測定)」 土木研究所資料 912

49) 岡本 「耐震工学」 オーム社 昭和46年

50) 岩崎、市川、若林 (1973)「八丈島地震時の東京における地中加速度の観測結果」
土木学会 第28回年次学術講演会講演概要集

51) 川島、若月 (1974)「地中地震観測に基づく地盤の伝達特性」
土木学会 第29回年次学術講演会講演概要集

52) 桜井、高橋 (1971)「松代地震観測に基づく地盤震動特性の検討」
土木学会論文報告集 第186号

53) 桜井 (1971)「地盤の震動解析に基づく埋設パイプラインの耐震性の研究」

54) 田村、加藤、前田 (1974)「軟弱地盤表面の線上における地震動の特性について」
土木学会 第29回年次学術講演会講演概要集

55) 浜田、藤田 (1974)「基盤が傾斜している地盤の地震時挙動」
土木学会 第29回年次学術講演会講演概要集

56) 平島、荒田、石井 (1973)「パイプラインの地震時応力検討について」
土木学会 第28回年次学術講演会講演概要集

57) 岩崎、川島 (1974)「沈埋トンネルの動的解析(模型振動実験と地震応答解析」 土と基礎 Vol 22, No 3 1974

58) Kuribayashi E., Iwasaki T, & Tatsuoka F.
「Effects of Particle Charactaristics on Dynamic Deformational Propeties of Soil」(投稿中)
The Fifth Asian Resional Conference, Dec. 1975

59) Kanai, Tanaka, Yoshizawa, Morishita, Osada, & Suzuki 「Comparative Studies of Earthquake Motions on the Ground and Underground II」 Bull Earthq. Res. Inst. 44, PP 609~643 (1966)

60) Kanai 「Relation between the Nature of Surface Layer and Amplitude of Earthquake Motions」 Bull. Earthq. Res. Inst., 30 pp31~37 (1952)

61) 金井 「地震工学」 pp73~78 共立出版 昭和44年

62) Kudo, Shima, 「Attention of Shear Waves in Soil」 Bull. Earthq. Res. Inst., 48, PP145~158 (1970)

63) 日本道路協会 「石油パイプラインの地震対策に関する調査報告」 昭和49年3月

64) 岩崎 ほか 「地盤と埋設構造物の振動性状」 関東地震50周年記念地震工学シンポジウム論文集 1973 10 PP. 155~162.

65) 「宮島水平地盤の耐震検討報告書」 日本鋼管 部内資料 (1974)

66) 渡辺 「有限要素法による粘弾性体の振動解析」 土木学会論文報告集 No. 198, 1972-2.

67) Kuribayashi, Iswasaki & Tatsuoka, 「Effects of Stress Conditions on Dynamic Properties of Sands」 Bulletion of the International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, Vol. 12 (1974) pp 117-130

68) 桜井、高橋、栗原、矢島 「地震時土の歪より見た埋設パイプラインの耐震性」 電力中央研究所 技術研究所報告 No. 69087. 1970. 4

69) 俊田、紫田、土岐、高田、角南 「地盤構成の急変部に埋設された管状構造物の振動特性」 京大防災研究所年報第16号B (昭和48年、4月)

70) Taylor, Parton 「Dynamic Torsion Testing of Soils」 Proc., 8th, ICSMFE, MOCKBA (1973)

71) 市原 「土の動的性質」 土木学会誌、第53巻、第12号 1968

72) 吉田、岡山 「地震加速度記録の積分における濾波計算のアルゴリズム」 土木学会論文報告集 1974. 1月 第221号

73) 栗原、桜井 「地震加速度波形の積分」 電力中央研、技術研究所報告, No. 68077, June. 1969

74) 梨林、岩崎、辻 「地震応答スペクトルに及ぼす諸因子」 第11回 地震工学研究発表会 講演概要, 1971

この章をまとめるにあたっては、特に次の文献から多くを引用させていただいた。

土木学会編 1973 「地震応答解析と実例」

土質工学会編 1973 「土と構造物の動的相互作用」(土質基礎工学ライブラリー 9)

土木学会 昭和49年3月「沈埋トンネルの耐震性に関する調査報告書(付属資料)」

土木学会 「昭和46年度 沈埋トンネルの耐震性に関する調査報告書」昭和47年3月

岡本舜三 「耐震工学」 (オーム社) 昭和46年

日本道路協会 「石油パイプラインの地震対策に関する調査報告」昭和49年3月

「厚島水平地盤の耐震検討報告書」 日本鋼管部内資料 (1974)

第3章　モデル化と解析法

3.1　概説

通常の構造物は地上に設置されるので，地表面での地震動を入力として，構造物の慣性力や剛性等によって，構造物がいかに応答するかについて解析されるのに対し，埋設管は地中に設置されるため，地震動によって一様に変動するだけであれば，埋設管には応力が生じないことになる。しかるに実際は，埋設管は拡がり[17]を持っているため，埋設管の部分部分に異なった地震入力を受けるので，かなりの応力が生じ，震害が発生する場合もある。したがって埋設管の地震時応力の解析には，地震波を時間のみでなく位置の関数として把握する必要があるが，このような解析に必要な観測データーは現在まで十分には得られていない。

現在では埋設管の応力は，実体波のうちではP波よりS波によるものの方がきびしいということが通説になっているので，以下これによって説明していく。

前章までの考察により，S波の固有周期，S波による地盤の最大変位，S波の波長等が何らかの方法で求まったと仮定する。

本章では地震時の埋設管の応力度を算定する際に，上記諸元をいかに扱うか，その外にいかなる仮定を用いるかに

いて考察する。また最も震害が激しく設計の困難な軟層地盤、タクタイル鉄骨に用いられる印ろう型継手とメカニカル継手、埋設管の設置仕様に関係ある円弧すべり、震害が著しいといわれている道用橋等について解析する。

3.2 一様地盤

ここでいう一様とは、地盤のせん断弾性波速度および単位体積重量が、表層全体にわたって一様である状態をいう。

(1) 座標軸の変換

図3.2.1のように地震波の進行方向にx'軸、管軸方向にx軸をとり、両軸の交叉角を入射角θとする。またxx'面内でx軸に垂直にy軸、xx'面に垂直にz軸をとる。対象とする地震波はxx'面内で変位するものとし、z方向の変位成分は考慮しない。各諸元を管軸方向等に換算すれば次式となる[2]。

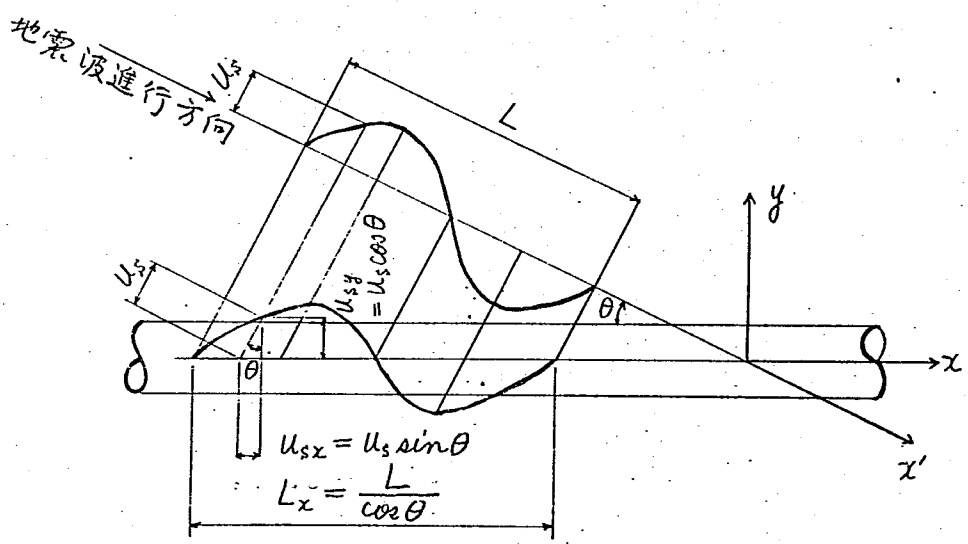


図3.2.1

$$x = \frac{x'}{\cos\theta} \qquad \text{式(3.2.1)}$$

$$L_x = \frac{L}{\cos\theta} \qquad \text{式(3.2.2)}$$

$$u_{sx} = u_s \sin\theta \qquad \text{式(3.2.3)}$$

$$u_{sy} = u_s \cos\theta \qquad \text{式(3.2.4)}$$

ここに　L_x：地盤の管軸方向の見かけの波長

L：地震波の波長

u_{sx}：管軸方向地盤変位

u_{sy}：管軸直角方向地盤変位

u_s：地盤変位

ただし u_s は入力波形を sin 曲線と仮定すれば

$$u_s = u_h \sin\frac{2\pi x'}{L} \qquad \text{式(3.2.5)}$$

ここに　u_h：最大地盤変位

式（3.2.1）式（3.2.2）より式（3.2.5）は

$$u_s = u_h \sin\frac{2\pi x}{L_x} \qquad \text{式(3.2.6)}$$

（2）管軸方向の均り合い条件

つぎに埋設管の均り合いについて考察する。図3.2.2のように、長さ Δx のリングのつり合いを考える。σ_L を管の軸力による応力度、f を地動につれられて管の外面単位面積当りに作用する摩擦抵抗とすると、次式が成立する。

$$A_p\left(\sigma_L + \frac{\partial \sigma_L}{\partial x}\Delta x\right) - A_p\sigma_L - \frac{\gamma_p}{g}A_p\Delta x\frac{\partial^2 u_{px}}{\partial t^2} + \pi D f \Delta x = 0 \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.7)}$$

$$\therefore \quad \frac{\partial \sigma_L}{\partial x} - \frac{\gamma_p}{g}\frac{\partial^2 u_{px}}{\partial t^2} + \frac{\pi D f}{A_p} = 0 \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.8)}$$

ここに U_{px}: リング(管の一部)のx方向変位

σ_L: 管の軸力による応力度

t: 時間

γ_p: 管の単位体積重量

g: 重力の加速度

D: 管径

A_p: 管の断面積

である。また変位と応力

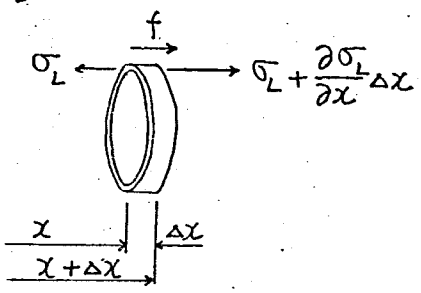


図 3.2.2

との関係は次式で表わされる。

$$\sigma_L = E\frac{\partial U_{px}}{\partial x} \quad \text{:である。} \qquad \text{式(3.2.9)}$$

ここに E: 管のヤング率

式(3.2.8) 式(3.2.9)より

$$E=\frac{\partial^2 U_{px}}{\partial x^2}-\frac{\gamma_p}{g}\frac{\partial^2 U_{px}}{\partial t^2}+\frac{\pi D f}{A_p}=0 \qquad \text{式(3.2.10)}$$

慣性の影響を無視すれば次式となる。

$$\frac{d^2U_{px}}{dx^2}+\frac{\pi D f}{EA_p}=0 \qquad \text{式(3.2.11)}$$

(3) 管軸直角方向の均り合い条件

つぎに管軸直角方向の均り合いについて考察する。変形前の管軸方向にx、管軸直角方向にyをとり、y方向への管の変位をu_{py}とすれば、図3.2.3より次式が成立する。

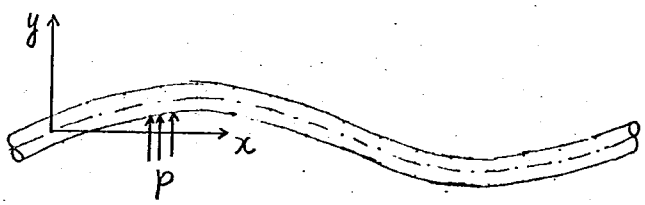


図 3.2.3

$$-EI_p\frac{\partial^4 u_{py}}{\partial x^4}-\frac{\gamma_p A_p}{g}\frac{\partial^2 u_{py}}{\partial t^2}+DP=0 \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.12)}$$

ここに I_p: 管の断面二次モーメント

p: 管の透影面積当りの地盤反力

である。慣性の影響を無視すれば次式となる。

$$\frac{d^4 u_{py}}{dx^4}-\frac{DP}{EI_p}=0 \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.13)}$$

(4) 地盤反力

つぎに式(3.2.11), 式(3.2.13)におけるf, pについて考察する。fは地盤と管との相対変位$(u_{sx}-u_{px})$に関係する地盤反力と考えるのが妥当であろう。ここにu_{sx}は地盤の管軸方向変位である。実際にはこの関係はループを描き、一義的には決まらないということがわかっているが、一応図3.2.4のように考えると理解しやすい。図3.2.4で摩擦抵抗fが小さいときには、AA'を往復し$u_{sx}-u_{px}\doteq 0$、すなわち地盤と管とが密着した挙動をする。更にfが大きくなるとABまたはA'B'の域に至し、この間

では地盤と管とがある程度ずれる。更に地盤の変位が大きくなると相対変位に無関係でfは一定値となり、BCまたはB'C'となる。

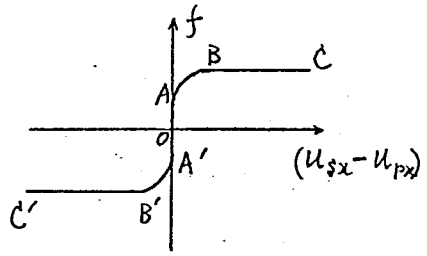


図 3.2.4

実観測結果によっても地盤振幅が小さい場合は、管の変位は地盤の変位とほぼ一致している。また地盤振幅が大きい場合は、管と地盤の間の摩擦が切れて最大摩擦力以上の力が伝わらないと考えられ、これがBCまたはB'C'の関係とみなされる。

管軸直角方向の管の剛性は管軸方向に比べて小さく、計算の結果求まる応力度も小さくなるので、実際の考動は複雑にしても図3.2.5のようにpは相対変位$(u_{sy}-u_{py})$に比例する地盤反力とみてよいであろう。ここにu_{sy}は地盤の管軸直角方向変位である。

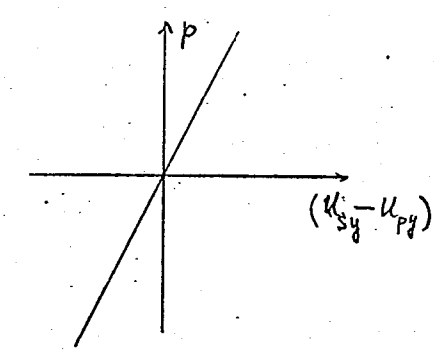


図 3.2.5

3.2.1 弾性解析法

ここでは石油パイプライン事業法（以下事業法と呼ぶ）で規定されていて、最も一般に用いられている弾性解析法について述べる。図3.2.4に摩擦抵抗、fと、地盤と管との相対変位 $u_{sx}-u_{px}$ との関係を示したが、これを更に単純化して図3.2.6のように比例関係が成立するものとし、比例定数をKとすれば

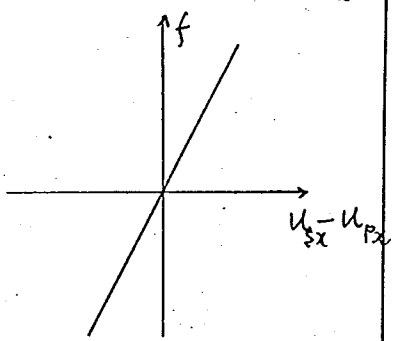


図3.2.6

$$f = K(u_{sx}-u_{px}) \qquad \text{式(3.2.14)}$$

事業法では単位長さ当りのバネ定数 K_1 が使われているがこれとの関係は次式で表わせる。

$$K = \frac{K_1}{\pi D} \qquad \text{式(3.2.15)}$$

K_1 は事業法によれば次式で求められる。

$$K_1 = \frac{3\gamma_s V_s^2}{g} \qquad \text{式(3.2.16)}$$

γ_s ： 土の単位体積重量

V_s ： 地盤のせん断弾性波速度

式(3.2.11) 式(3.2.14) 式(3.2.15) より

$$\frac{d^2u_{px}}{dx^2}+\frac{K_1}{EA_p}(u_{sx}-u_{px})=0 \qquad \text{式(3.2.17)}$$

式（3.2.3）式（3.2.6）より

$$u_{sx} = u_d \sin\theta \sin\frac{2\pi x}{L_x} \qquad \text{式(3.2.18)}$$

式（3.2.17）と式（3.2.18）より u_{px} を求めると

$$u_{px} = \frac{u_d \sin\theta}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda L_x}\right)^2} \sin\frac{2\pi x}{L_x} + A\sinh\lambda_1 x + B\cosh\lambda_1 x \qquad \text{式(3.2.19)}$$

ただし $\lambda_1 = \sqrt{\dfrac{K_1}{E A_p}}$

境界条件として $x = \pm\infty$ で $u_{px} \neq \pm\infty$ とすれば

$A = B = 0$ となる。したがって

$$u_{px} = \frac{u_d \sin\theta}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda L_x}\right)^2} \sin\frac{2\pi x}{L_x} \qquad \text{式(3.2.20)}$$

式（3.2.9）式（3.2.20）より

$$\sigma_L = \frac{E\frac{2\pi}{L_x} u_d \sin\theta}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda L_x}\right)^2} \cos\frac{2\pi x}{L_x} \qquad \text{式(3.2.21)}$$

したがって σ_L の最大値 $\sigma_{L\max}$ は

$$\sigma_{L\max} = \frac{E\frac{2\pi}{L_x} u_d \sin\theta}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda L_x}\right)^2} \qquad \text{式(3.2.22)}$$

事業法では入射角 θ を 45° で計算するように規定されているので式（3.2.2）式（3.2.22）より

$$\sigma_{L\max} = \frac{E\frac{\pi}{L} u_d}{1+\left(\frac{\sqrt{2}\pi}{\lambda L}\right)^2} \qquad \text{式(3.2.23)}$$

管軸直角方向について考えると、Pと$u_{sy}-u_{py}$との比例定数をK'とすれば

$$P = K'(u_{sy}-u_{py}) \quad \cdots \quad 式(3.2.24)$$

事業法では単位長さ当りのバネ定数K_2が用いられ、式(3.2.24)のK'は単位遮影面積当りのバネ定数であるから、K_2とK'との関係は

$$K' = \frac{K_2}{D} \quad \cdots \quad 式(3.2.25)$$

K_2は事業法の規定によると

$$K_2 = \frac{3\gamma_s V_s^2}{g} \quad \cdots \quad 式(3.2.26)$$

式(3.2.13)式(3.2.24)式(3.2.25)より

$$\frac{d^4 u_{py}}{dx^4} - \frac{K_2}{EI_p}(u_{sy}-u_{py}) \quad \cdots \quad 式(3.2.29)$$

式(3.2.4)と式(3.2.6)より

$$u_{sy} = u_A \cos\theta \sin\frac{2\pi x}{L_x} \quad \cdots \quad 式(3.2.28)$$

式(3.2.27)式(3.2.28)より u_{pg} を求め軸方向と同様に境界条件を考えると次式が得られる。

$$u_{pg} = \frac{u_h \cos\theta}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_x}\right)^4} \sin\frac{2\pi x}{L_x} \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.29)}$$

ただし $\lambda_2 = \sqrt[4]{\frac{K_2}{EI_p}}$

変形がわかれば縁応力は次式で得られる。

$$\sigma_B = -\frac{DE}{2}\frac{d^2 u_{pg}}{dx^2} \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.30)}$$

ここに σ_B：曲げによる応力度

式(3.2.29)と式(3.2.30)より

$$\sigma_B = \frac{2\pi^2 D u_h E \cos\theta}{L_x^2} \cdot \frac{\sin\frac{2\pi x}{L_x}}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L_x}\right)^4} \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.31)}$$

事業法では曲げに関する地震波の入射角は0°と考えているので次式が導かれる。

$$\sigma_B = \frac{2\pi^2 D u_h E}{L^2} \cdot \frac{\sin\frac{2\pi x}{L}}{1+\left(\frac{2\pi}{\lambda_2 L}\right)^2} \quad \cdots\cdots \text{式(3.2.32)}$$

図3.2.7に変位・応力・荷重の位相的関係を管軸方向と管軸直角方向について示した。

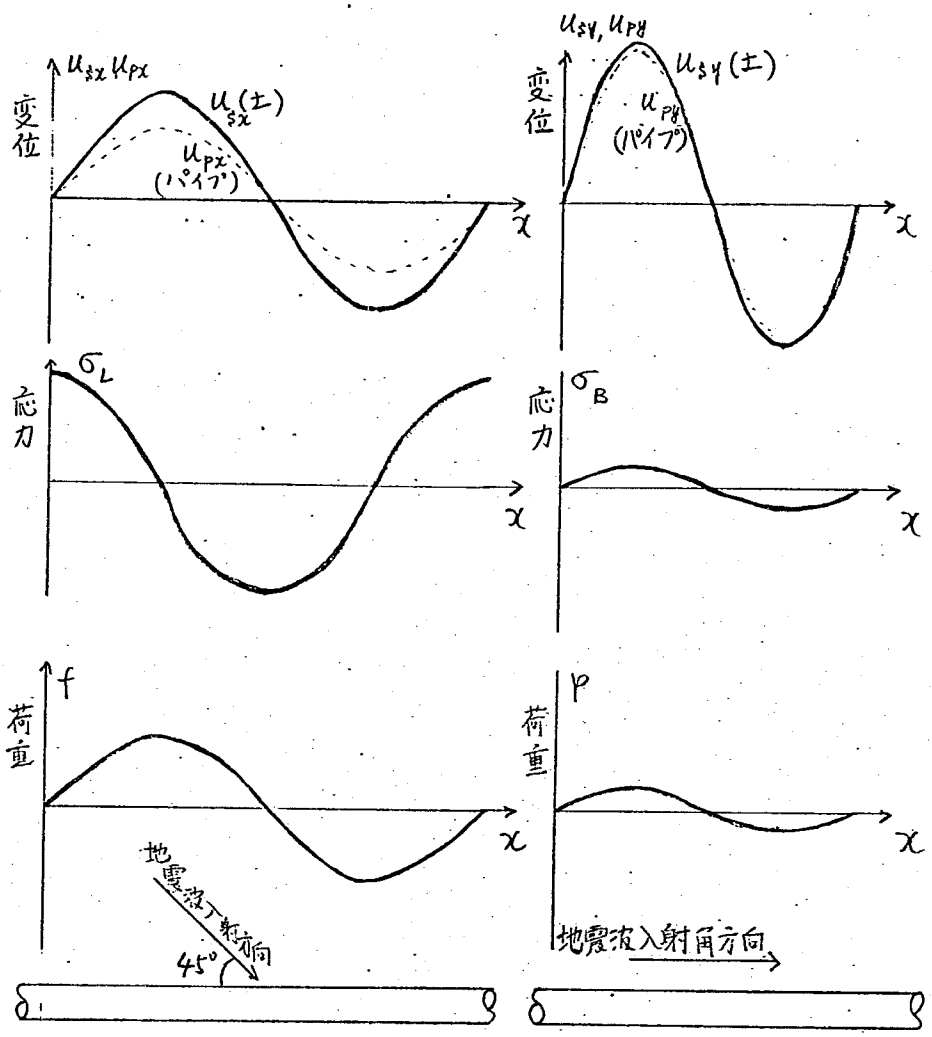

変位
u_{sx} u_{px}
u_{sx}(土)
u_{px}
(パイプ)
x
u_{sy}, u_{py}
u_{sy}(土)
u_{py}
(パイプ)
応力
σ_L
σ_B
荷重
f
p
地震波入射方向
45°
管軸方向
管軸直角方向

図 3.2.7

3.2.2 塑性解析法

地盤変位が大きくなると最大摩擦力以上の力は管に伝わらないことは前述した。したがって管が受ける力fは高々最大摩擦力であるので、上限値の最大摩擦力を管に作用させて、管に生ずる応力度を算定する方法を塑性解析法としよう。

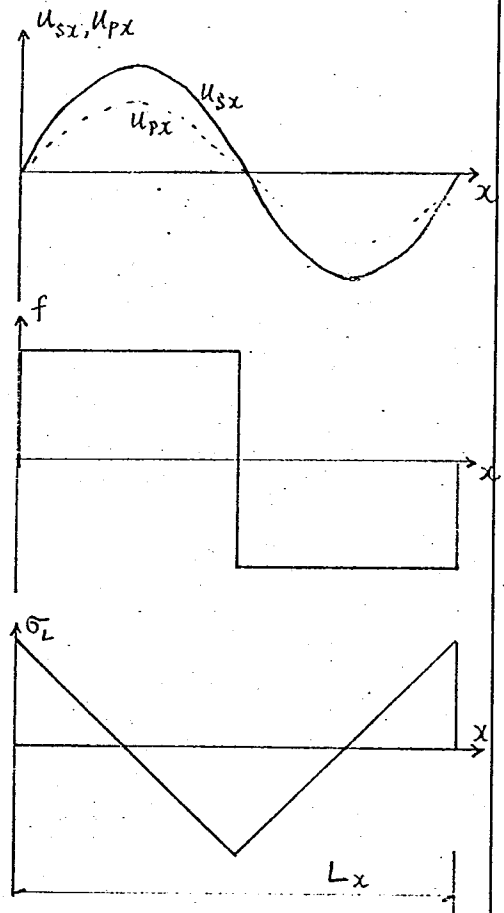


図3.2.8

図3.2.8のように地盤変位を考えると、摩擦力の分布は同図のように考えられ、このとき応力分布は図示するように算定できる。図より最大応力度$\sigma_{L\,max}$は次式で得られる。[3)]

$$\sigma_{L\,max} = \frac{\pi D f_{max} L_x}{4 A_p} \qquad \text{式(3.2.33)}$$

ここにf_{max}：単位面積当りの最大摩擦抵抗

f_{max} は鉛直土圧に摩擦係数との積で表わせよう。

$$f_{max} = \nu \gamma_s H \quad \cdots \quad 式(3.2.34)$$

ここに ν：摩擦係数

H：管の埋設深さ

ν の観測値はいろいろな文献に見られるが、大略にばらついている。その要約を示すと次表のとおりである。

研究機関名 または 会社名	試験方法	摩擦係数
東京大学生産技術研究所[4]	動的試験	0.05
東京ガス総合研究所[5]注	動的試験	0.7～0.9
東京電力[6]	静的試験	0.20～0.28
新日鉄君津技術センター[8]	静的試験屋外	0.40～0.46
〃[7]	〃 屋内	0.06～0.16

表 3.2.1

注　この試験体は管外面にモルタルライニングしたものであり他の結果より大摩擦係数が大きくなっている。

3.2.3 混合法

今まで述べた弾性解析法および塑性解析法によれば容易に管の最大応力度が求まるが、次のような欠点がある。弾性解析法では地盤と管との相対変位が大きくなると、最大摩擦力以上の力を管に伝えないということを無視している。また塑性解析法では地震波の入射角が90°近くになると見かけの波長L_xが大きくなるため管の応力度が非常に大きくなる。しかし両者共管が受ける荷重を過大評価しているので、実際に管に生ずる応力度は両者よりも小さい筈である。したがって図3.2.9のように弾性解析法によりOABCDの曲線を得、塑性解析法によりEAFCGを得て、実際の$\sigma_{L\,max}$は両者の小さい方を用いてOAFGDと考えればよいであろう。

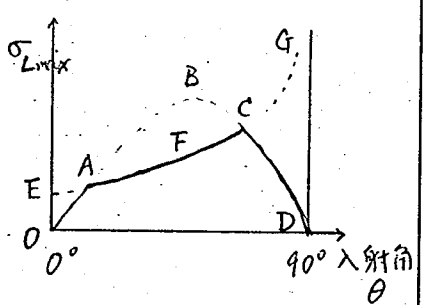


図3.2.9.

3.2.4 弾塑性解析法

f と $u_{sx}-u_{px}$ との関係を図3.2.10のように考え、この図に忠実に従って管に生ずる応力度を求めるものである。u_0 を弾性から塑性に移る限界の相対変位とする。

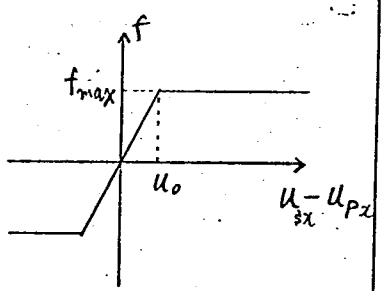


図 3.2.10

3.2.1. と同様に

$$u_{sx}=u_A \sin\theta \sin\frac{2\pi x}{L_x} \qquad \text{式(3.2.18)}$$

と考える。x_0 を相対変位が u_0 となる位置とすれば

$0 \leqq x \leqq x_0$ では弾性範囲であるから

$$\frac{d^2u_{px}}{dx^2}+\frac{K_1}{EA_p}(u_{sx}-u_{px})=0 \qquad \text{式(3.2.17)}$$

$x_0 < x \leqq \frac{L'}{4}$ では塑性範囲となり

$$\frac{d^2u_{px}}{dx^2}+\frac{K_1u_0}{EA_p}=0 \qquad \text{式(3.2.35)}$$

以上の諸式より次式が導かれる。

$$\frac{u_0}{u_A\sin\theta}=\frac{\frac{\lambda_1 L_x}{2\pi}\cos\frac{2\pi x_0}{L_x}\tanh\lambda_1x_0+\sin\frac{2\pi x_0}{L_x}}{\left\{1+\left(\frac{\lambda_1L_x}{2\pi}\right)^2\right\}\left\{\left(\frac{\lambda_1L_x}{4}-\lambda_1x_0\right)\tanh\lambda_1x_0+1\right\}}$$

ただし $u_0=\dfrac{\pi D f_{max}}{K_1}$ 式(3.2.36)

$$\lambda_1=\sqrt{\frac{K_1}{EA_p}}$$

式(3.2.36)により x_0 が求まる。

また最大応力度は次式で求まる

$$\sigma_{L\max} = E u_4 \sin\theta \left[\frac{\frac{2\pi}{L_x}}{\left(\frac{2\pi}{\lambda L_x}\right)^2 + 1} + \frac{\lambda}{\sinh \lambda \chi_0} \left\{ \frac{\sin \frac{2\pi \chi_0}{L_x}}{1 + \left(\frac{\lambda L_x}{2\pi}\right)^2} - \frac{u_0}{u_4 \sin\theta} \right\} \right]$$

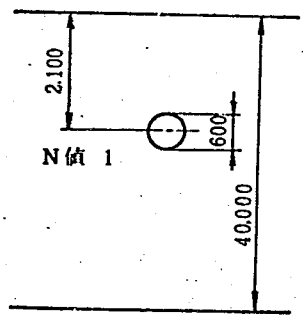
式(3.2.37)

図3.2.11の例で事業法によって地震波の波長，変位等をもめ，その数値を用いて，混合法および弾塑性解析法により計算する。

~~6.2 計算例~~

~~図－11の例で、石油パイプライン技術基準に従って地震波の波長、変位、および地盤の剛性係数を求め、さらに前述の計算法により最大応力度等を求める。~~

前提条件



図－~~3.2.1~~ 3.2.11

D ＝60 cm

t ＝10 mm

H ＝2.1 m

E ＝2.1×10^6 kg/cm²

γ_s ＝1.6 t/m³

ν ＝0.20および0.46

土質　粘性土

基盤N値　N_0 ＝50

表層N値　N_1 ＝ 1

表層厚さ　H_s ＝4.0 m

応答速度の基準値　S_v ＝80 cm/sec

基盤面における水平震度　K_{oh} ＝0.15

以上の条件から

基盤せん断波速　$V_{os}=40\sqrt{N_0}=40\sqrt{50}=280$ m/sec

表層せん断波速　$V_s=20\sqrt{N_1}=20\sqrt{1}=20$ m/sec

せん断断性係数　$G_s=\frac{\gamma_s}{g}V_s^2=\frac{1.6}{9.8}\times20^2=65.3$ t/m² ＝6.53 kg/cm²

地盤の剛性係数　$K_1=E_s=3G_s=3\times6.53=19.6$ kg/cm²

周期　$T=4\frac{H_s}{V_s}=4\times\frac{40}{20}=8.0$ sec

表層波長　$L_1=V_s T=20\times8.0=160$ m

基盤波長　$L_2=V_{os}T=280\times8.0=2240$ m

平均波長　$L=\frac{2L_1L_2}{L_1+L_2}=\frac{2\times160\times2240}{160+2240}=300$ m

変位　$u_h=0.203\,T\,S_v\,K_{oh}=0.203\times8.0\times80\times0.15=19.5$ cm

以上の計算で求まった u_h・L・K・と $\nu = 0.2$ or 0.46 を用いてさらに計算を進める。

$$K = \frac{K_1}{\pi D} = \frac{19.6}{3.14 \times 60}$$

$$= 0.104\ kg/cm^3$$

弾塑性解析法

付着応力度 f と相対変位 $u_s - u_p$ は図-3.2.12 のように

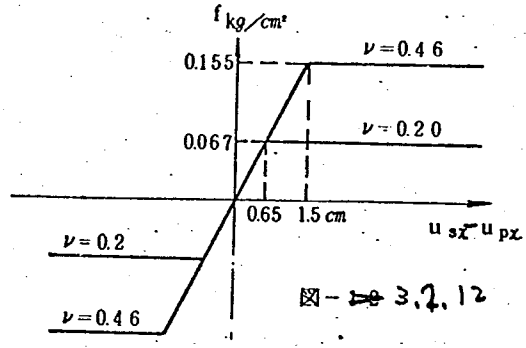


図-3.2.12

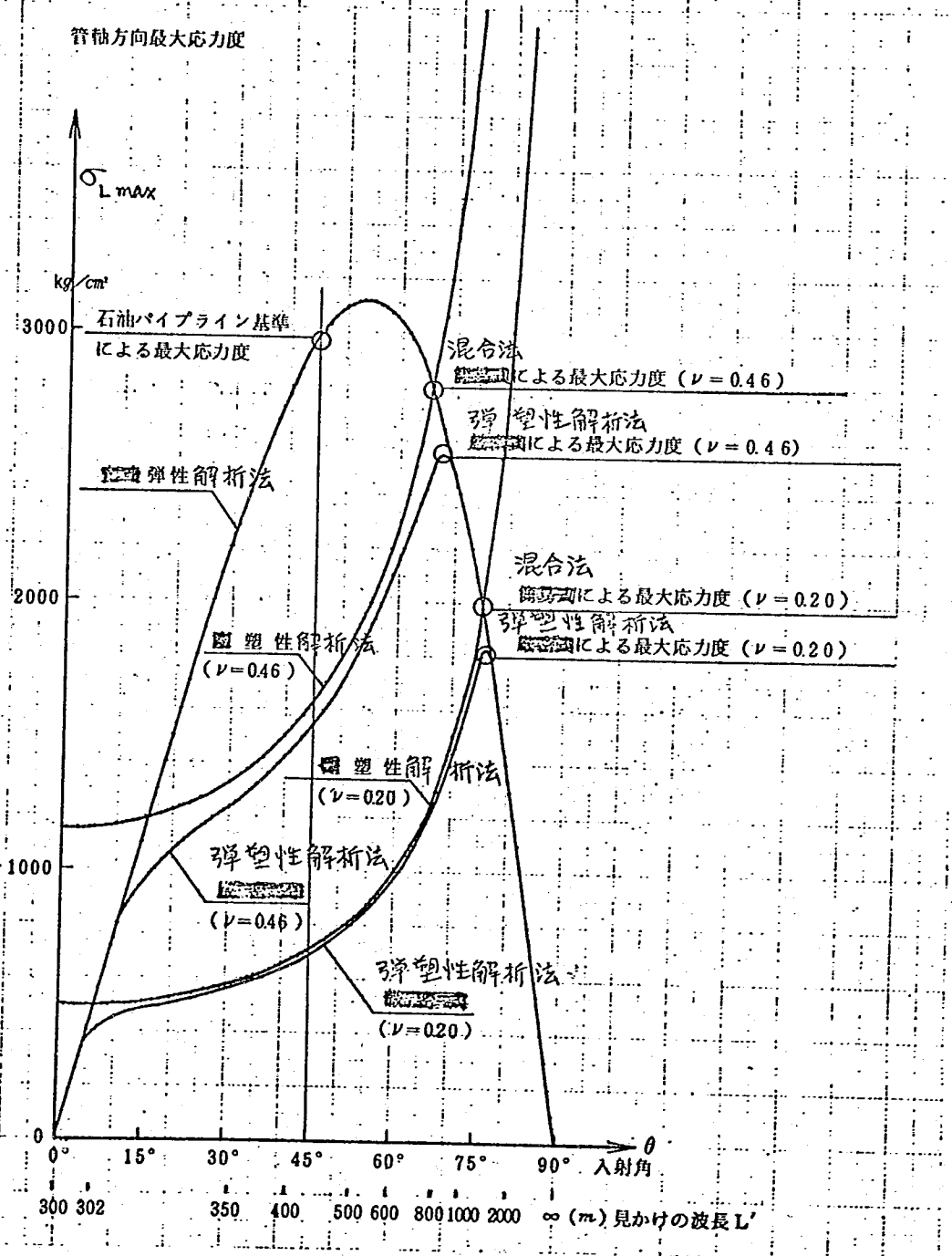
$$K u_0 = \nu \tau_3 H$$

$$= \frac{0.20}{0.46} \times 1.6 \times 2.1 = \frac{0.67}{1.55}\ t/m^3 = \frac{0.067}{0.155}\ kg/cm^2$$

$$u_0 = \frac{\nu \tau_3 H}{K} = \frac{0.067}{0.155} \div 0.104 = \frac{0.65}{1.5}\ cm$$

~~Sのフローチャートに従っての~~計算結果を図-3.2.13, 図-3.2.14, ~~図-15~~ に示す。図-3.2.13 は入射角と管の最大応力度との関係であり、図-3.2.14, ~~図-15~~ は管の最大応力度が最大となる入射角での応力分布等を $\frac{1}{4}$ 波長分示したものである。

弾塑性解析法により


管軸方向最大応力度
σL max
kg/cm²
3000
2000
1000
0
石油パイプライン基準
による最大応力度
混合法
による最大応力度（ν＝0.46）
弾塑性解析法
による最大応力度（ν＝0.46）
弾性解析法
混合法
による最大応力度（ν＝0.20）
弾塑性解析法
による最大応力度（ν＝0.20）
塑性解析法
（ν＝0.46）
塑性解析法
（ν＝0.20）
弾塑性解析法
（ν＝0.46）
弾塑性解析法
（ν＝0.20）
0°
15°
30°
45°
60°
75°
90°
θ
入射角
300 302
350
400
500 600
800 1000 2000
∞ (m) 見かけの波長 L'

図－3.2.13

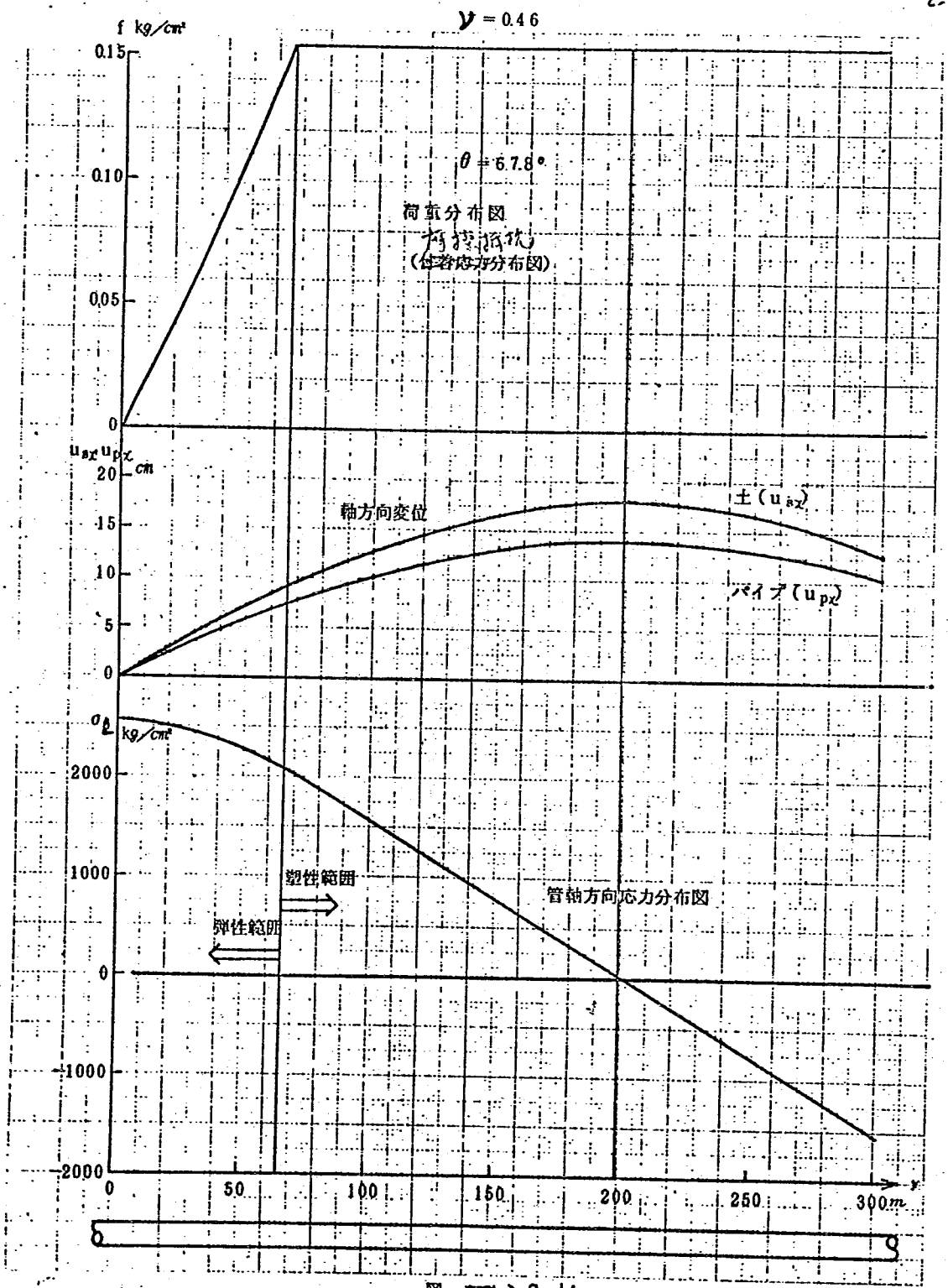

f kg/cm²
γ = 0.46
0.15
0.10
0.05
0
θ = 67.8°
荷重分布図
(等分布荷重)
(等変分布荷重)
u_sχ u_pχ cm
20
15
10
5
0
軸方向変位
土 (u_sχ)
パイプ (u_pχ)
σ_χ kg/cm²
2000
1000
0
-1000
-2000
塑性範囲
弾性範囲
管軸方向応力分布図
0
50
100
150
200
250
300m
x

図-3.2.14

3-2-5 曲管部の解析法

ここでは曲管の特性であるたわみ係数，応力集中係数についての考えかに若干ふれ，曲管を含む地中埋設管の解析例を述べる。

(1) 曲管の特性

曲げに対して曲管は管の偏平化により単純な曲げ理論とかけ離れた挙動を示す。即ち管の可撓性の増加，応力の増大であり，これらはたわみ係数（Flexibility Factor：K）及び応力集中係数（Stress Intensification Factor：i）として幾多の理論的解析，実験的研究がなされている。地中内の曲管においてもこれらの特性はそのまま適用されるべきものと考えられる。図3.2.15にRadabaugh-Georgeの曲り梁理論によるモナカ型90°ベンドの応力解析例を示す。一般的に使用されているASA-Codeではk，iは次のとうり計算される。

$$K = \frac{1.65}{h} \quad \left(h = \frac{tR}{r^2}\ ,\ t：肉厚,\ R：曲率半径,\ r：平均管半径 \right)$$

$$i = \frac{0.9}{h^{\frac{2}{3}}} \quad （疲労強度を考慮した円周方向応力集中係数）$$

他に実用公式として，たわみ係数式ではVon Karman（Radabaugh-Georgeの初近似）Gross，Clark-Reissner，内圧を考慮したRadabaugh-Georgeの式，さらに応力集中係数式としては，Clark-Reissner，Vissat-Del Buono，Radabaugh-Georgeの諸式がある。

なお，内圧を考慮した場合のたわみ係数および応力集中係数については，ASME（May. 1957）につぎのような式が報告され，一般化されている。

$$
\begin{cases}
K_p = K \Big/ \left(1 + \dfrac{S}{E} X_k\right) \geqq 1 \\
\beta_p = \gamma_p = \beta \Big/ \left(1 + \dfrac{S}{E} X_i\right) \quad (\beta_p \geqq 0) \\
X_k = 6 \left(\dfrac{r}{t}\right)^{4/3} \cdot \left(\dfrac{R}{r}\right)^{1/3} \\
X_i = 3.25 \left(\dfrac{r}{t}\right)^{3/2} \cdot \left(\dfrac{R}{r}\right)^{2/3} \\
S = Pr \Big/ t
\end{cases}
$$

K_p：内圧が作用したときのたわみ係数

β_p：〃　　軸方向応力集中係数

γ_p：〃　　円周方向応力集中係数

P：内圧

E：曲管の弾性係数

また，最近では曲管の応力解析法としてFEMによる報告例が多数ある。

(2) 曲管を含む地中埋設管の解析法

解析法は大別して ① 一般線形を有する弾性盤上の梁理論 ② 管軸方向に広りを仮定した弾塑性解析 が考えられる。

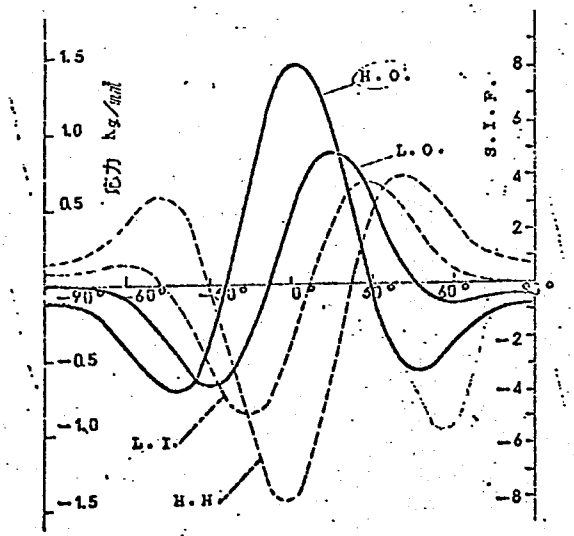
(i) 一般線形の弾性盤上の梁として取扱う場合

この計算手法としては Stiffness Matrix Method(①電中研), Transfer Matrix Method(②東京ガス) などが考えられる。この場合、曲管部応力は直管部に比べどちらかと言えば小さくなり(松代地震測定結果)、管路に生じる歪と地盤の歪が等しいとし、地盤の拘束を弾性拘束とする。小さな地震に対しては有効である。

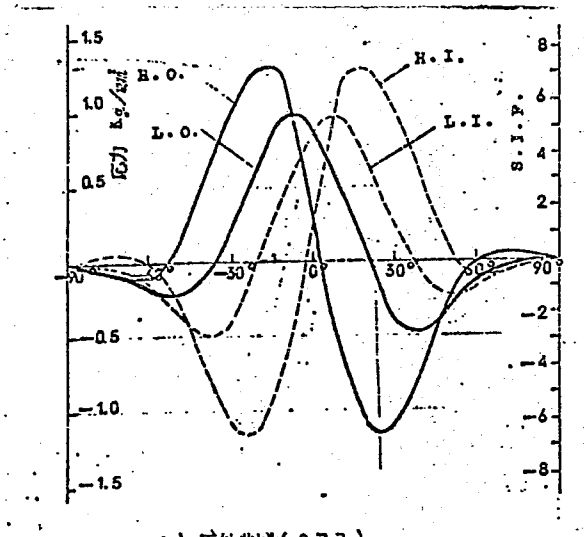
(ii) 広りを考慮した弾塑性解析

地盤の拘束を弾塑性的として取扱う Stiffness Matrix 法であり、管軸方向の地盤のばね特性は完全弾塑性として取扱い、反復法によって解を収束させる。この手法では固定端や曲管部に応力が集中する傾向が見られる。曲管を含む地中埋設管の解析報告例としては ③ 埋設パイプラインの耐震性の研究(電中研), ④ 地中埋設管の耐震強度(三菱原子力工業K.K.), ⑤ 軟弱地盤中における電力用埋設鋼管の挙動調査(東京電力K.K.、技研)

図3.2.15 ベンド管の応力解析例



a) 面内曲げ（IPB）



H.O. ···· 管周方向外面
L.O. ···· 管軸　〃
H.I. ···· 管周方向内面
L.I. ···· 管軸　〃

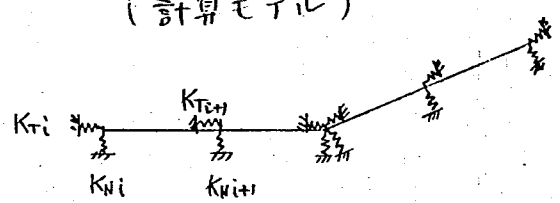
b) 面外曲げ（OPB）

理論計算による単位曲げモーメント当りの応力（モナカ型）
第三近似　　h=0.106

① 弾性床上の梁としての取扱例-1（埋設パイプラインの耐震性の研究：電中研）

剛性マトリックス法であり、地盤反力、軸方向拘束力は節点で代表するバネとして解く、ベンド部については直梁と同様に細かく要素に分割し、地盤の反力、軸方向拘束力を等価節点バネとして作用させる。

（計算モデル）



i：節点番号

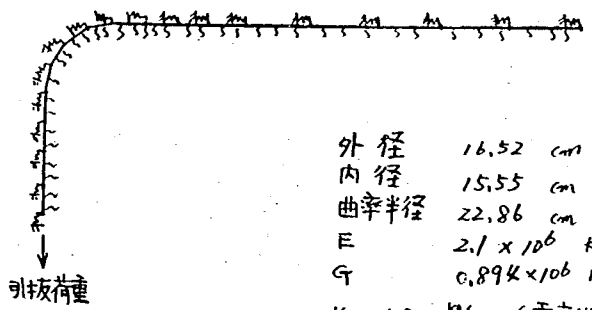
K_T：節点で代表する地盤の反力バネ

K_N：節点で代表する地盤の拘束バネ

② 弾性床上の梁としての取扱例-2（東京ガス K.K.）

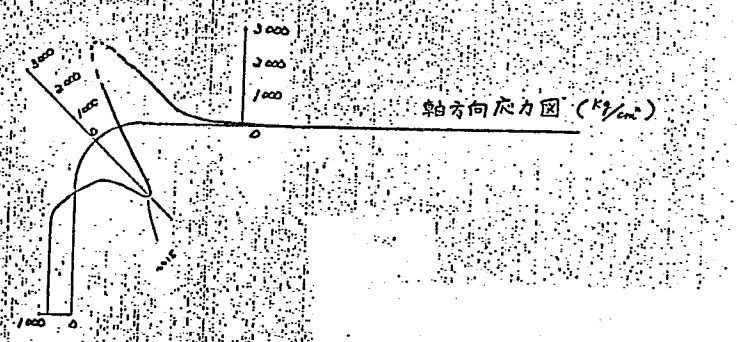
解析法はTransfer Matrix法による。地盤の垂直反力、横方向反力は等分布反力とし、地盤の拘束力は変位に比例する等価節点バネとして解いた。曲管部の剛性はたわみ係数により修正し、応力の算出には応力集中係数を考慮した。この結果、実測値は計算値によく一致した。

計算モデル

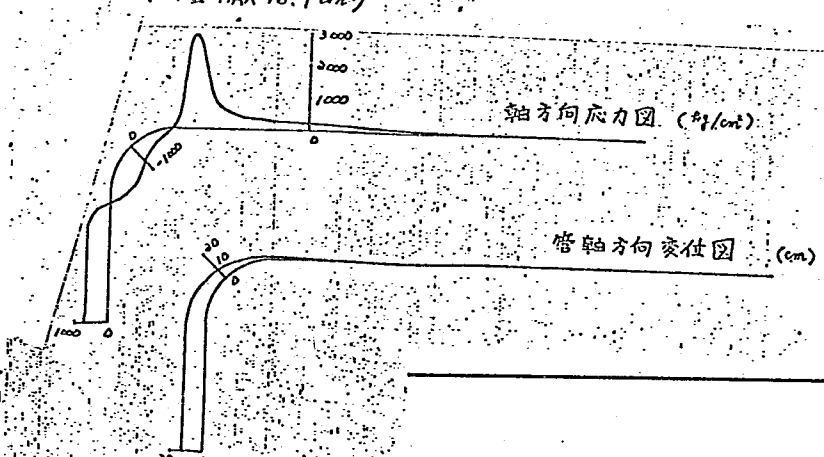


外径	16.52	cm
内径	15.55	cm
曲率半径	22.86	cm
E	2.1×10^6	kg/cm²
G	0.894×10^6	kg/cm²
K_1	1.2	kg/cm³ (垂直地盤反力係数)
K_2	0.3	kg/cm³ (横方向の地盤反力係数)
C_1	0.3	kg/cm² (管路単位長さ当りの摩擦力)

鋼管ベンド部実験値
(荷重 MAX 18.1 ton)



鋼管ベンド部 計算値
(荷重 MAX 18.1 ton)



SEKISUI A4 N

(文献)

1) ANSI B.31.7

2) N.Gross and H.Ford : "Experiments on Short-radius Pipe-bends" & "The Flexibility of Short-radius Pipe-bends"

3) E.C.Rodabaugh and H.H.George : Effect of Internal Pressure on Flexibility and Stress-Intensification Factors of Curved Pipe or Welding Elbows

4) T.E.Pardue and I.Vigness : Properties of Thin-Walled Curved Tubes of Short-Bend Radius

3.3 異層地盤（多層系地盤）

3.3.1 静的な場合

埋設管を布設するには宿命といっていいほど，地盤の異なった所を通過しなければならない．

関東地方の場合，沖積層の軟弱な地盤が多いし，また，関東ローム層のような高含水比の土なので，不等沈下（圧密沈下も含む）が生じやすい．

そして，宅地造成などで従来の地盤（地山）から盛土した所（埋戻し地盤）を埋設管が通過する所で，不等沈下が予測され埋設管に与える影響は大きい。異層地盤の所は曲げ応力が発生しやすい。とりわけ，異層地盤の所は地震などによって断層が発生しやすい．

このように異層地盤を通過する埋設管には軸方向に多くの問題点があり，安定性を確保するために上記等のようなことを考慮し設計しなければならない．

しかしながら，土が弾性体でなく，かつ，埋設管に働く土荷重が明確にされていない現在，埋設管の挙動は充分に説明できないのが実情である．そこで，土を非線形性とすると解析が困難なため，近似的に弾性体と仮定して解析している．

従来：使われている解析方法をあげると次のようなものがある．

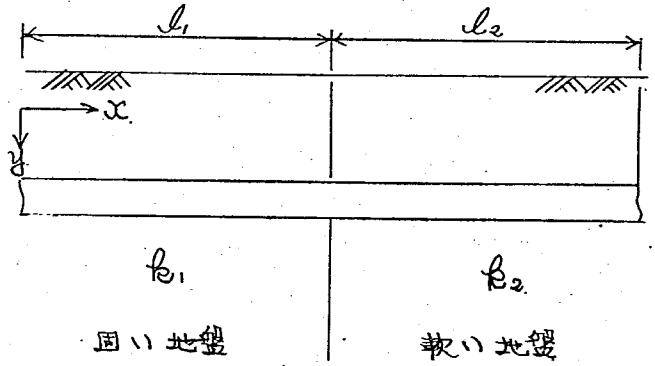
① 弾性床上梁の理論を適用した解析方法

② FEMを使用した解析方法

以上2項目についてのべる。

(i) 弾性床上梁の理論を適用した解析方法

この方法は弾性理論をそのまま用いるもので，図－3.3.1に示すように弾性盤上におかれた埋設管を考え，埋設管の沈下量（y）に比例した地盤反力（py）が得られるものとしている。



図－3.3.1

固い地盤における一般式は

$$EI\frac{d^4y_1}{dx^4}+k_1By_1=p \qquad \text{式（3.3.1）}$$

軟い地盤における一般式は

$$EI\frac{d^4y_2}{dx^4}+k_2By_2=p \qquad \text{式（3.3.2）}$$

E：埋設管のヤング係数

I：埋設管の断面二次モーメント

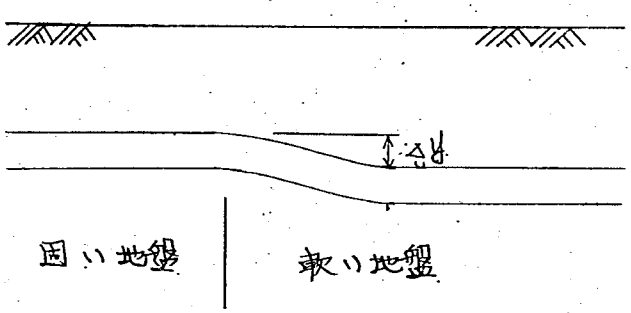
k_1，k_2：地盤反力係数

B：埋設管の中

g：土荷重

境界地表における境界条件；$y_1 = y_2$，$y_1' = y_2'$，$y_1'' = y_2''$，$y_1''' = y_2'''$の条件を入れれば埋設管の応力状態が求まる。

なお，図－3.3.2に示すように圧密沈下や断層などによる不等沈下（Δy）が生じた時の応力状態は，不等沈下が生じた地表で，Δyを与えて，境界条件を入れば求まる。



図－3.3.2

（ロ）FEMを使用した解析方法

埋設管を円筒シェル理論を用いて，上からの土荷重と，下からの地盤反力を弾性床上梁理論と同様な k 値を用いて，異層地盤上における埋設管を有限要素法を用いて解析する。不等沈下（Δy）が生じた場合，生じた地表で強制変位Δyを与えて解けば応力状態が求まる。

3,3,2. 動的な場合

(1) 異層地盤のとらえ方

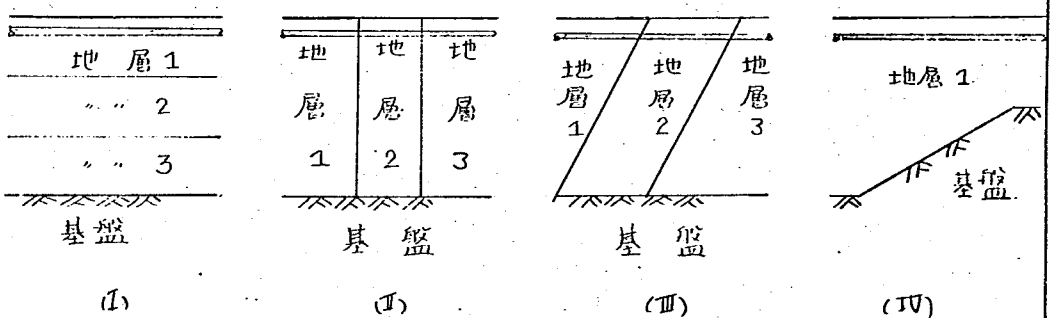
TYPE Ⅰ 垂直方向の地層が相異なる場合

Ⅱ 水平方向の〃 〃 〃

Ⅲ 地層が傾斜していてパイプラインが水平な場合.

Ⅳ 基盤層の深さが変化する場合

各タイプの模式図を下に示す.



(Ⅰ) (Ⅱ) (Ⅲ) (Ⅳ)

1～Ⅳのタイプの定性的な問題点を簡単に述べる

異層地盤における定性的な問題点について

Ⅰ 地層が垂直方向分布の場合

整合的成層地盤の場合, 地中管は一様地盤中にあり下層地盤の影響は, 地盤のモデル化の段階で諸定数(質量, バネ定数, 減衰定数)を決定出来るので計算は比較的容易である。

(2) 地層が水平方向分布の場合

異層地盤中を地中管が横断する場合, ブロックごとに地盤の諸定数が異なり, 各境界での不連続的挙動を行慮して, 地盤の諸定数を決定することが問題となる。

(3) 地層が傾斜して分布している場合

地盤の諸定数については(2)と同様の問題点があり、更に入力の位相差についての評価が必要になる。

(4) 基盤層の深さが変化する場合

この場合は入力の位相差を考慮することが重要な問題点となる。地中管周辺の地盤の諸定数は一定であるので (2), (3) で評価すべき地盤の不連続性についてはさほどの問題とはならないと考えられる。

(2) 解析手法の分類

a). 波動伝播の理論解析法

- 重複反射理論
- 周波数領域解析
- 時間領域解析
- 粘性を考慮した解析

b). 層断型多質点系振動論による解析

- 直接数値積分法

  (線型加速度法, Runge-Kutta法, Runge-Kutta-Gill法)

- モーダルアナリシスによる応答解析
- 応答スペクトル解析法
- スペクトルモーダルアナリシス法

c). 有限要素法(FEM)を用いた解析

- 運動方程式の解法 (直接積分法, モード解析法)
- 固有値解析 (Jacobi法, Power法, Givens法, Householder法)
- 有限要素法による弾塑性解析

d) 現場地震計測によるデーターの解析

e) 室内のモデル振動実験のデーターの解析

各種研究報告書の内容は, 理論解析, 実験解析及び理論解析と実験解析の比較の3種類に区分できる。

次に 研究文献の中から, 異層地盤のタイプ及び解析手法の分類に基づいて, 代表的な文献の要約を記載する。

参考文献

(3) 文献の分類方法

解析法 / TYPE	波動伝播理論 a	多質点系振動論 b	有限要素法 c	現場測定解析 d	モデル振動解析 e
I	5	3 (1)	5	2 (1)	(2)
II III	2	0	0	0	(1)
IV	(1)	4	4	3 (1)	0

上記の表にもとづいて文献を分類する上で，他の解析法を含んでいたりする場合には，添字で区分する。たとえば $I-a_{bc}$ ，$I_{III}-a$ 等。

論文数としては 添字の分は（ ）内に示す。

分類	著者	研究テーマ	文献名
$I-a_d$	運輸省港湾研 中山，清官 田渕　土田	衣浦港沈埋トンネルにおける地震応答観測	第13回地震工学研究発表会講演概要
$I-a.b$	九大：小坪 九工大：高西	Feed-back理論による地盤及び地盤－剛体系の振動解析	第28回土木学会秋学術講演会講演集 I-222
$I-a$	京大：土岐 〃　高田	地中に埋設された管状構造物の地震応答解析	〃 I-237
$I-a$	北大：金子	沈埋函の耐震設計について	〃 I-238
$I-a$	ウォーホ：岸野 東大：伯野	強震特性に関する1つのシュミレーション	第29回 〃 I-259

分類	著者	研究テーマ	文献名
I-b	北大：金子	多層地盤のセン断波動による振動応答	第26回土木学会 I-89
I-b	東大：松本，岡田 国鉄：高木	地下埋設管の振動性状について	第27回土木学会 I-145
I-b	京大：土岐 佐藤	非線形挙動をする表層地盤の震動特性	第29回土木学会 I-257
I-c	京大：後藤 高田	地中埋設物の振動特性について	第26回土木学会 I-101
I-ce	電研：岩崎	有限要素法による土中埋設鋼管の応力解析	第28回土木学会 I-44
I-c	東大：伯野 ：藤野	有限要素法による地中構造物の振動解析	第27回土木学会 I-149
I-c	鹿島建設 佐竹，成田 松本	有限要素法による構造物－地盤系の弾塑性地震応答	第27回土木学会 I-150
I-ce	大林組：後藤 太田，佐藤	沈埋トンネルの地震応答に関する研究	第27回土木学会 I-178
I-d	九大：小坪 佐賀大：荒牧 川重：村山	沈埋トンネルの耐震性に関する実験的研究	第28回土木学会 I-240
I-d	東大：田村 加藤 東電：前田	軟弱地盤表面の線上における地震動の特性について	第29回土木学会 I-255

分類	著者	研究テーマ	文献名
I-e			
III-ae (II)	京大・土岐 神大・高田	地盤特性の不連続部における管状構造物の地震応答	第13回地震工学研究発表会講演概要
II.III-a	京大・土岐 高田	弾性率の急変部における地表層の震動	第27回土木学会 I-174
III-b			
III-c			
III-d			
III-e			

分類	著者	研究テーマ	文献名
Ⅳ-a			
Ⅳ-b	大成建設：小坂，細谷	地震時における地中埋設管の解析	空気調和・衛生工学 47巻 11号
Ⅳ-b	大成建設 浜田，泉	沈埋トンネルの地震応答計算	第26回土木学会 Ⅰ-103
Ⅳ-b	東大・田村 埼大・岡本 大成・浜田	沈埋トンネルの地震時応力に対する地盤条件の影響について	第13回地震工学研究発表会
Ⅳ-b	大成、浜田 百崎 坪根	沈埋トンネルの地震時応力について	第29回土木学会 Ⅰ-286
Ⅳ-c	大林組・後藤 太田 佐藤	F.E.M.による沈埋トンネルの地震応答計算方法について	第26回土木学会 Ⅰ-104
Ⅳ-c	京大・柴田 土岐 菅野	有限要素法による地盤の振動解析におけるモデル化の一方法について	第27回土木学会 Ⅰ-172

分類	著者	研究テーマ	文献名
Ⅳ-Cd	大成 浜田 〃 藤田	基盤が傾斜している地盤の地震時挙動	第29回土木学会 Ⅰ-258
Ⅳ-C	大成 浜田 中央 大坂	有限要素法を用いた地震波動の伝播に関する研究	第29回土木学会 Ⅰ-248
Ⅳ-d	東大 田村 埼大 岡本 東大 加藤	地震時に発生する沈埋トンネルの歪について	第28回土木学会 Ⅰ-239
Ⅳ-d	大成 浜田 〃 堀米 〃 森田	層厚が変化する沖積地盤における地震観測	第28回土木学会 Ⅰ-262
Ⅳ-d	東大 田村 埼大 岡本 大成 浜田	沈埋トンネルの地震時応力に対する地盤の影響について	第29回土木学会 Ⅰ-287
Ⅳ-e			

3.4　印ろう型接合部を持つ導管*

(1)　ガス管、水道管として使用している高級鋳鉄管，ダクタイル鋳鉄管の印ろう型継手型式は以下のようなものがある。

図 3.4.1　印ろう型接合

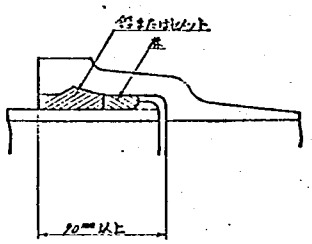


図 3.4.2　ガス型接合

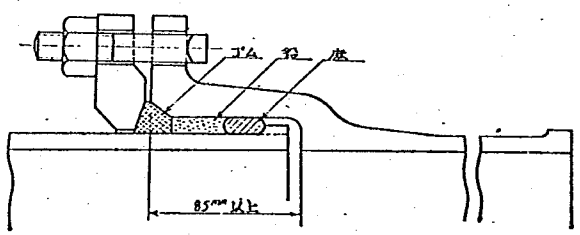
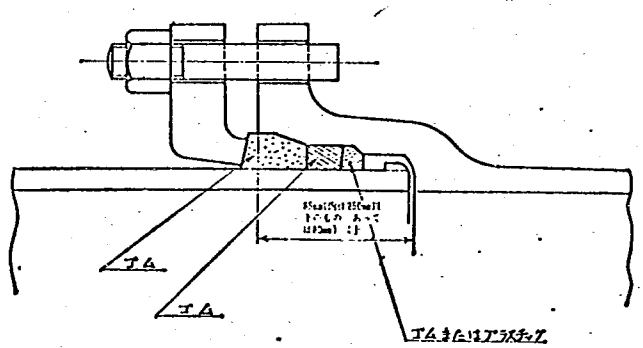


図 3.4.3　機械的接合



SEKIREI A4 NO. 154　* ここで印ろう型とは押輪をかけた接合も含む広義の呼び方とする。

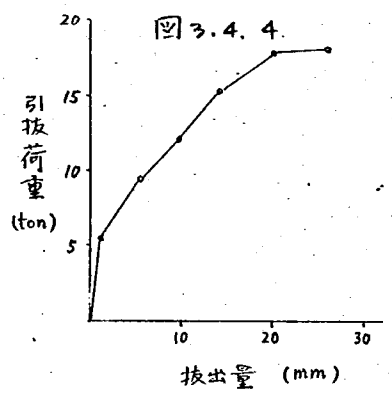
図3-4-1は普通鋳鉄管・高級鋳鉄管を使用したときに使われた接合型式である。図3-4-2，図3-4-3は抜け出し強度，捩み容量を大きくさせるために用いられる接合型式である。この種の接合型式にはその他多種あるが，いずれも離脱を防ぐための措置を勘案してあるものである。

(2) 抜け出しについて

図3.4.2の接合部を有する地中管路を一つの接合部について，引き抜き試験を行った結果の一例を図3.4.4に示す。

試験データは口径150㎜について結果である。

図3.4.4



この特性をもつ接合部がおよそ等間隔に設置されていることになる。口径150 mmの地中埋設された同じ接合型式の導管について一端から引き抜いた測定例を次に示す。図3.4.5はひずみ分布，図3.4.6は接合部分での抜け出し量をあらわす。印ろう型接合では変位の吸収が期待されること，ひずみは大きく発生しないことが知られる。

図 3.4.5
ひずみ分布　引き抜き力 P = 20 ton

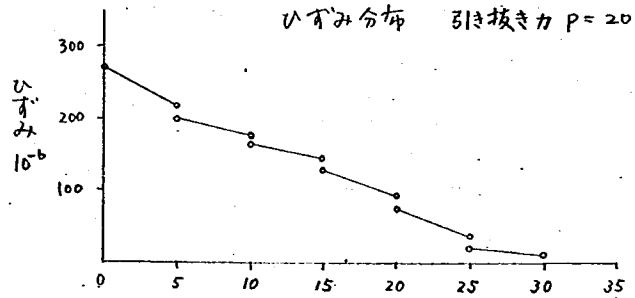
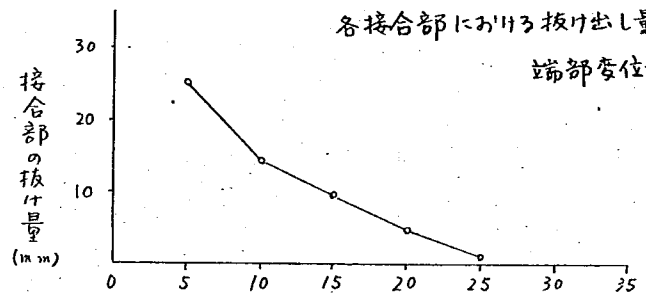


図 3.4.5
各接合部における抜け出し量
端部変位量 54 mm



このことを応用すればおよそ次のようにして接合部をもつ導管についての解析ができる。

(i) 土の反力として導管が大きな変位を示すとき一定拘束力，小さな変位のときばね定数を仮定する。

(ii) 接合部では図3.4.4のように，ある軸力が働くとき，抜け出し量が決まる。このとき軸力に相当するひずみが求まる。

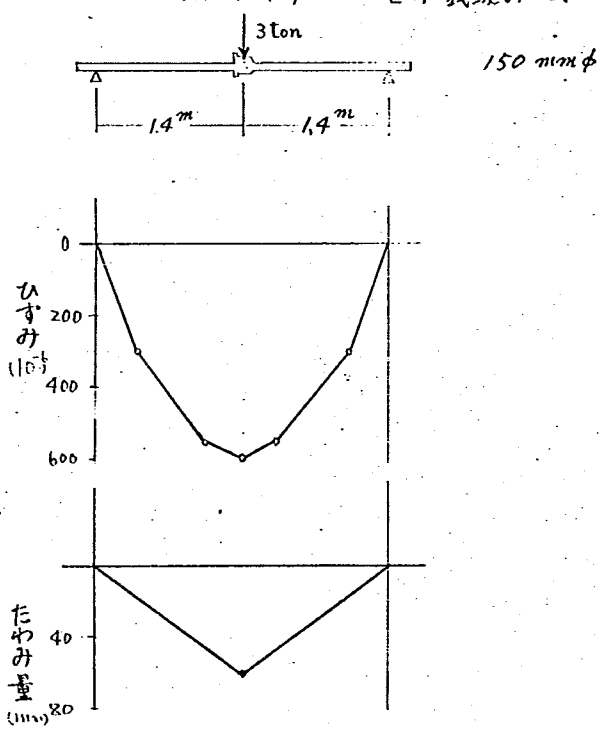
(iii) 地中埋設された導管では，接合が抜け出すとき直管部とは別に接合部土の反力を受けるのでこの反力を求める。この反力を接合部両側のひずみ差とする。

地中埋設された導管の材料強度と接合部強度，土の力学的特性を想定すると，以上のようにしてひずみと，変位の伝達に基づいて近似することができる。

(3) 曲げについて

一つの接合部についての曲げ試験例を図3.4.7に示す。

図3.4.7 曲げ試験の一例



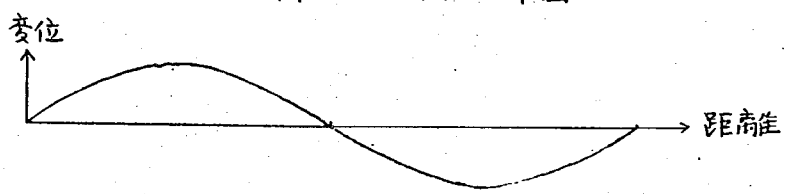
モーメントが接合部分で吸収されて，曲げひずみが大きくならない。一方たわみ量が大きくなる。このような測定結果をもとにして，たわみ量の小さい範囲内では，たわみ角に比例したモーメントを考えるといく上の現象を説明することができる。

(4) 地震時の挙動について

地盤の変位を仮定することによって，管周囲の土の性質を知れ

ば，管軸方向力，曲げ応力，接合部分の抜け出し量とも推定することができる。なお曲げに対しては，接合部の間隔が5mであるので，波長に比べて非常に小さく，たわみ性が大きいことから曲げ応力は非常に小さいと考えられる。管軸方向力については地震波を図3.4.8.のように軸方向の地盤変位をあらわす。

図3.4.8 変位分布図



このとき(2)で述べたように図3.4.9で示すバネ系のモデルを適用すればよい。この手法を用れば図3.4.10のように変位分布とひずみ分布がえられることとなる。

図3.4.9

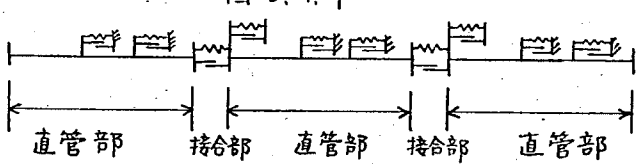
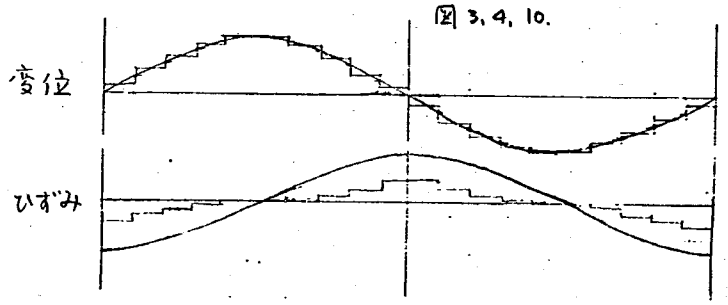


図3.4.10.

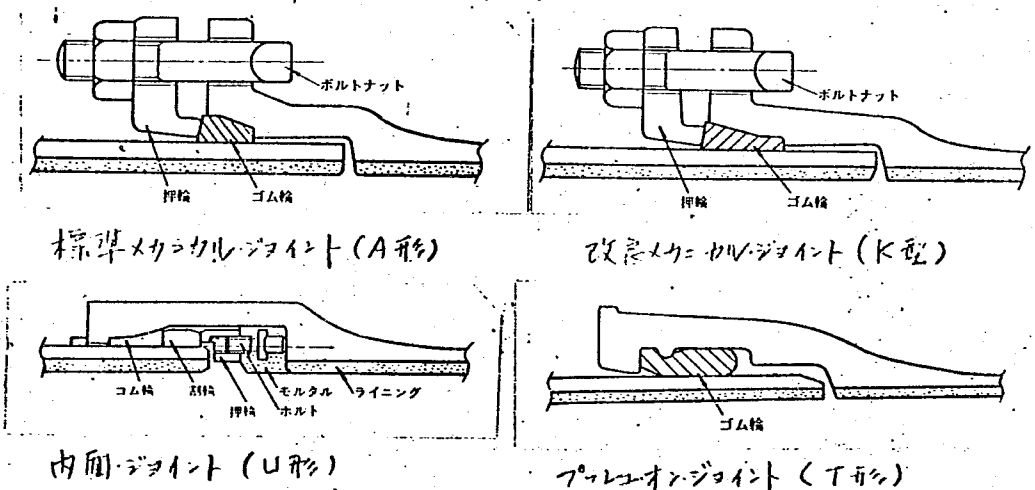


註)段階状の図は接合部をもつ管の変位とひずみ分布をあらわす。曲線はいずれも地盤の変位とひずみをあらわす。

3.5 メカニカル継手をもつ導管

3.5.1 概説

現在、水道、ガス等に使われている大部分の埋設管は、図3.5.1のような、(ゴム輪で緊密性を得る)メカニカル形式継手のダクタイル鋳鉄管である。ここではおもにメカニカル継手をもつ鋳鉄管について検討を加えたが、同形式の継手をもつ他管種においても適応できよう。



標準メカニカルジョイント(A形)　改良メカニカルジョイント(K型)

内側ジョイント(U形)　プッシュオンジョイント(T形)

図 3.5.1. ダクタイル鋳鉄管継手

鋳鉄管は、水道、ガス、ケーブル等の埋設管として広く世界中でも使われている。古いものは管材質が高級鋳鉄で継手が鉛コーキングによる印籠形、もしくはボルト締付けによるフランジ形であった。過去の大きな地震でジョイントに損傷がみられた管路はほとんどこれらの古い管路であった。この古い管路は継手が拘束されており剛構造であるので、地盤の変動に順応しにくかったのが最大の理由である。最近のものは耐震性を考慮し、継手がゴム輪で緊密性を得るメカニカル形と

り、管路として柔構造となった。また管材も靭性の高いダクタイル鋳鉄にかわったため、大地震でもその被害はほとんど聞かれなくなった。

管路の耐震性を水道の場合を例にとると、新潟地震を契機として日本水道協会が「水道施設の耐震工法」[1]で地中構造物の耐震基準を示した。主に工事上の留意点を列挙しているが、耐震設計は震度法で規準化されている。鋳鉄管もこの規準で耐震計算できるようになったが、継手の伸縮量など細部については明らかにされていない。その後の研究も進み、地盤が弾塑性の範囲内の変形であるならば、単純な条件下では、継手の挙動、管体発生応力など、理論的に求められるようになった。弾塑性範囲内では次のような考え方がある。一つは地震の波動が地盤に変形をもたらし、その中にある管が影響を受けるとするものと、もう一つは不均一な地盤がそれぞれ異った振動をするが、その中にある管が影響を受けるとするものである。今、仮に、前者を波動によるもの、後者を振動によるものと呼ぶと、波動によるものには、主に剪断波によるもの、主に表面波によるものなどが考えられ、振動によるものには、地震応答や、有限要素法で求める方法などが考えられる。波動によるもの、振動によるもの、どちらで評価するかは今後の検討に待たねばならないが、一つには表層が厚く、ほぼ均一な地盤では波動により、表層が急激に変化するような場所では振動により検討し、両者で求めた値の大きい方を基準にする評価方法が考えられる。鋳鉄管についてはこの方法を採用している。

鋼鉄管路をモデル化するのに以下を仮定する。

(a) 埋設管は共振せず、地盤と同一の動きをする。

(b) 継手はメカニカル継手であるので、伸縮、屈曲、回転が自由でいずれも拘束力はないものとする。

(c) 埋設管は短尺であるので、断面の変形はないものとする。

3.5.2 震度法による埋設管の地震時応力

(1) 設計震度

(i) 地域による標準水平震度 K_1

(ii) 地盤による影響比率 α

表3.5.1 地盤による影響比率

地盤の種類	影響比率
岩盤、硬い砂礫層	0.3
洪積層	0.7
沖積層	1.0
軟弱地盤	2.0

設計水平震度 $K = K_1\alpha$

但し、0.1以下では0.1とし 0.3以上の時は0.3とすることができる。

(2) 地震時の土圧の増加

地盤と構造物は一体として、平時鉛直に対し

$\theta = \tan^{-1}K$

だけ危険な側に回転し、全ての重量が $(1+\frac{K}{2})$ 倍になるものとする。

(3) 地震による応力

標準水平震度　$K_1 = 0.3$　と仮定

地盤 沖積層　$\alpha = 1.0$　と仮定

設計水平震度　$K = 0.3 \times 1 = 0.3$

土圧の増加　$1 + \frac{K}{2} = 1.15$

外荷重条件.

- 土被り $H = 150^{cm}$ として. 土圧 $W_f = 0.27^{kg/cm^2}$
- トラック荷重. 20Ton トラック2台同時通過. 衝撃 50% 増　トラック荷重による土圧 W_t

表3.5.2 トラック荷重による土圧

呼び径(mm)	W_t (kg/cm^2)
100φ	0.38
500φ	0.37
1000φ	0.35
1500φ	0.32
2000φ	0.30

外圧による応力 σ とすると.

$$\sigma = \frac{0.7(M_f + M_t)}{Z}$$

M_f : 土被りより発生する曲げモーメント

M_t : トラック荷重により 〃

$Z = \frac{bt^2}{6}$　$b=1$ の時 $Z = \frac{t^2}{6}$

b : 管の単位長さ.

t : 管厚

0.7 : 曲げ応力を引張応力に換算するための係数

$M_f = K_f \cdot W_f \cdot R^2$

$M_t = K_t \cdot W_t \cdot R^2$

K_f, K_t : 土圧分布による係数

$K_f = 0.223$ (管底支持角 60°)

$K_t = 0.011$

R : 半径

よって $\sigma = \dfrac{0.7\times 6(k_1 w_1 + k_2 w_2)R^2}{t^2}$

地震による応力 σ_d は 土圧の増加分となり

$$\sigma_d = 0.15\,\sigma$$

となる。 σ および σ_d を求めると 表-3 を得る。

表 3.5.3 地震による埋設管の応力

呼び径(mm)	t (cm)	外圧による応力 σ (kg/cm²)	地震による応力 σ_d (kg/cm²)
100φ	0.6	18	2
500φ	0.8	263	39
1000φ	1.3	391	58
1500φ	1.8	464	69
2000φ	2.35	483	72

以上の計算例から 地震時の埋設管の応力は小さく、あまり問題とならない。 なお、継手の伸縮量，屈曲角 などは求められない。

3.5.3 波動による埋設管の挙動

(1) 地盤の歪[2)]

地表面に沿って伝播する波を次式と仮定する。

$$y(x,t) = a_0 \sin p\left(t - \frac{x}{v}\right) \qquad (3.5.1)$$

y: 変位
a_0: 振幅
$p = \dfrac{2\pi}{T}$
v: 伝波速度

地盤の歪は次式で示される。

$$\varepsilon = \frac{1}{2\pi}\frac{TA}{v} \qquad (3.5.2)$$

ε : 地盤の歪
T : 周期
A : 加速度

振幅の最大値は、次式で示される。

$$a_0 = \frac{T^2 A}{4\pi^2} \qquad (3.5.3)$$

(2) 管体応力

地震時の管体応力は、実測によれば、円周方向より軸方向の方が大きいことが知られているが、大地震では地盤の歪の方がずっと大きい。その差をすべったと仮定し、その摩擦力を考える。

摩擦力による管の応力は次式でおめられる。

$$\sigma_p = \frac{\pi D f_d l}{2A_0} \qquad (3.5.4)$$

σ_p : 地盤との摩擦力による管の応力
D : 外径
f_d : 地震時の単位面積当りの動的な摩擦力

$f_d = m f_s$
f_s : 静的な摩擦力
m : 補正係数

l : 管長
A_0 : 管の鉄部断面積

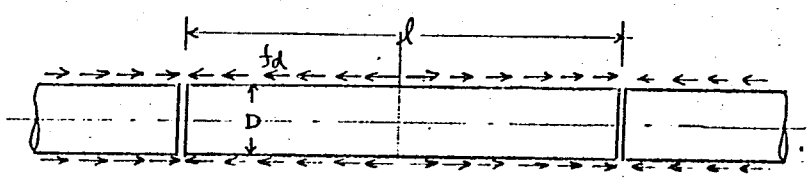


図 3.5.4 管に加わる土との摩擦力

(3) 継手の伸縮量

鋳鉄管の1本当りの長さ程度の短い範囲では地盤の歪はほぼ一様だと仮定すれば継手の伸縮量は次式で求められる。

$$e=(\varepsilon-\varepsilon_p)l \qquad (3.5.5)$$

e：継手の伸縮量

ε：地盤の歪

ε_p：管の歪

$$\varepsilon_p=\frac{\sigma_p}{E}$$

E：管材のヤング率

l：管の中心距離．管長がいずれも同一なら管長

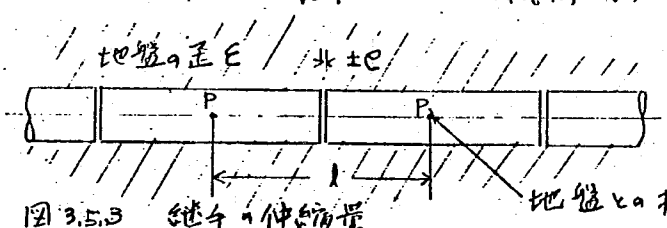


図 3.5.3 継手の伸縮量

大地震の時は $\varepsilon \gg \varepsilon_p$ なので，(5)式は $e=\varepsilon l$ として大差ない。

l が地震波長Lに対し無視し得ない長さになった場合，管と地盤との拘束点が移動するので l が大となり伸縮量が増大する。最大拘束間隔を l_e とすると継手伸縮量は次式となる[3]

$$e=\varepsilon l_e \qquad (3.5.6)$$

土圧分布が図-3のように変化する時，土圧と摩擦力は正比例すると仮定すれば，

$$\frac{l_e}{2}=\frac{W_0\int_0^l \alpha \sin p\left(t-\frac{x}{v}\right)dx+W_f\int_0^l x\,dx}{W_0\int_0^l \sin p\left(t-\frac{x}{v}\right)dx+W_f\int_0^l dx}$$

$\frac{W_f}{W_0}=i$, $\frac{1}{4}-\frac{l}{L}=h$, $p=\frac{2\pi}{T}$, $v=\frac{L}{T}$ とおけば

$$l_e=\frac{2\pi L l\cos 2\pi h+L^2\sin 2\pi h+L^2+2\pi^2 l^2 i}{\pi L\cos 2\pi h+2\pi^2 l\, i}$$

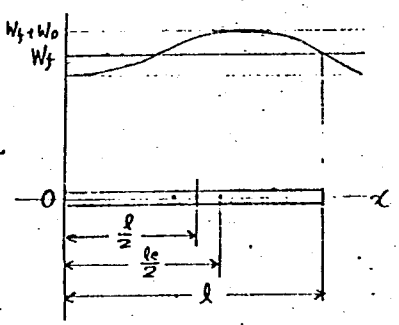


図3.5.4 管と地盤との相対的移動

(4) 継手部の屈曲角度

管体は曲らないと仮定し管路 0.1.2 が 0'.1'.2' に変化したとする。0'.1'.2' は地震波 $y=a_0\sin p\left(t-\frac{x}{v}\right)$ を満足しなければならないから

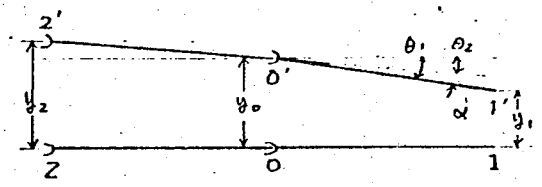


図3.5.5 継手部の屈曲角度

$$y_0=a_0\sin pt\ ,\quad y_1=a_0\sin p\left(t-\frac{l}{v}\right)\ ,\quad y_2=a_0\sin p\left(t+\frac{l}{v}\right)$$

$$\theta_1=\frac{y_0-y_1}{l}\ ,\quad \theta_2=\frac{y_2-y_0}{l}$$

$\alpha=\theta_1-\theta_2$ より $\alpha=\frac{p^2 l}{v^2}y_0$, $y_0=a_0$ の時最大となり

$$\alpha_{max}=\frac{p^2 l}{v^2}a_0=\frac{lA}{v^2} \qquad (3.5.7)$$

(5) 数値計算例

(i) 地盤区分と周期，伝播速度

表3.5.4 周期と伝播速度

地盤の種類	標準N値	周期 4) T(sec)	伝播速度 5) V(m/s)
第1種：非常に硬い地盤	50以上	0.1~0.2	400以上
第2種：かなり硬い地盤	20~50	0.2~0.4	240~400
第3種：中ぐらいの地盤	4~20	0.4~0.6	100~240
第4種：非常に軟弱な地盤	4以下	0.6~1.0	50~100

周期，伝播速度の目安を表3.5.4に示したが，次のように求めるのが望ましい。

V は (a) 実測

(b) N値より N-V 線図で推定

T は (a) 地震波観測

(b) 常時微動計測

(c) 実測 V より数値解析
- ○重複反射理論
- ○有限要素法

(ii) 加速度

気象庁の震度階の参考値によると表3.5.5である。

表3.5.5 加速度

震度階	名称	加速度 A(gal)
0	無感	0.8以下
I	微震	0.8~2.5

II	軽震	2.5 ~ 8
III	弱震	8 ~ 25
IV	中震	25 ~ 80
V	強震	80 ~ 250
VI	烈震	250 ~ 400
VII	激震	400 以上

加速度は (a) 強震記録 (b) 設計加速度 などとするのがよい。

(iii) 地震時の地盤の歪

表3.4.4, 表3.5.5から地盤の歪を求めると表3.5.6を得る。

表3.5.6 地盤の歪 ($\times 10^{-6}$)

地盤	T (sec)	V (m/sec)	加速度と震度階	
			250gal (V)	400gal (VI)
第1種	0.15	400	150	240
第2種	0.3	300	400	640
第3種	0.5	200	1,000	1,590
第4種	0.8	100	3,180	5,090

地盤が悪いほど歪は大きくなる。地盤の弾性以上の大きな歪の場合には、局部的な地割れができるであろう。

(iv) 管体応力

$f_s = 2\ \mathrm{Ton/m^2}$, $m = 0.85$ と仮定して表3.5.7を得る。

表3.5.7 地震時の管体応力

呼び径×管長 (mm) (m)	管厚 t (cm)	管体応力 (kg/cm²)
100φ×4	0.6	157
500φ×6	0.8	39
1000φ×6	1.3	11
1500φ×6	1.8	5
2000φ×4	2.35	3

計算結果は無視しえるほど小さい。

(V) 継手の伸縮量

地盤の歪(表3.5.6)と管長から表3.4.8を得る。

表3.5.8 地震時の継手伸縮量 (mm)

地盤	管長(m)	加速度と震度階 250gal (V)	400gal (VI)
第1種	4	0.60	0.95
	5	0.75	1.19
	6	0.89	1.43
第2種	4	1.59	2.54
	5	1.99	3.18
	6	2.38	3.82
第3種	4	3.98	6.36
	5	4.97	7.96
	6	5.96	9.55
第4種	4	12.73	20.37
	5	15.91	25.46
	6	19.10	30.55

継手の伸縮量は地盤が悪いほど、管長が長い程値は大きくなる。

(VI) 継手の屈曲角

表3.5.4 表3.5.5より 表3.5.9を得る。

表3.5.9 地震時の屈曲角度 (分)

地盤	管長	加速度と震度階 250gal (V)	400gal (VI)
第1種	4	0.21	0.34
	5	0.27	0.43
	6	0.32	0.52

第2種	4	0.38	0.61
	5	0.48	0.76
	6	0.57	0.92
第3種	4	0.86	1.37
	5	1.07	1.72
	6	1.29	2.06
第4種	4	3.44	5.50
	5	4.30	6.87
	6	5.16	8.25

継手の屈曲角は地盤が悪いほど、管長が長い程 値は大きくなるが 値そのものは無視しえるほど小さい。

3.5.4 振動による埋設管の挙動

(1) 地盤並びに管の取扱い

ここでは応答計算法[6]により検討を加える。

前提条件として

(i) 管路自体の固有振動による影響は無視する。

(ii) 管の変形は軸方向の地盤変位をもとに管の剛性と地盤のバネにより決定する。

(iii) 地盤の振動は基盤層より上の表面層の剪断振動のみを考慮する。

(iv) 地盤の変位は各地点において地盤を1質点系に置換する。

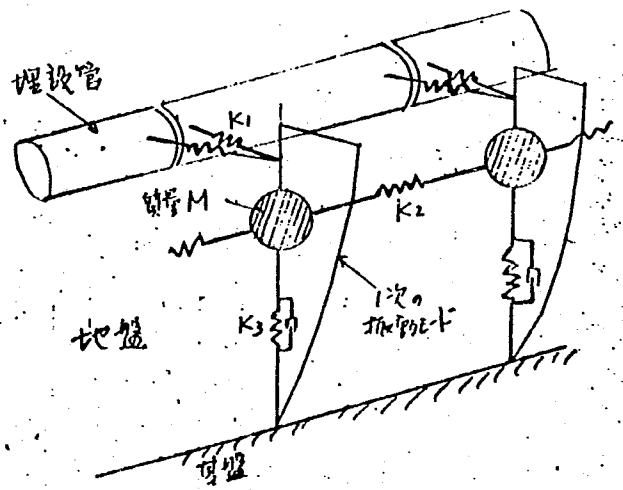


図3.56 応答解析モデル

(2) バネ定数

(i) K_3：基盤から振動を地盤質点に伝えるバネ

$$T=2\pi\sqrt{\frac{M}{K_3 g}} \quad \text{より}$$

$$K_3=\frac{4\pi^2 M}{T^2 g}$$

M：地盤の有効質量
T：地盤の卓越周期
g：重力の加速度

(ii) K_2 地盤質点間の関係を示すバネ

（軸方向） $K_{2a}=\int f(x)\,dx\cdot E$

$$=\frac{8H}{\pi^2 l_1}E$$

（軸直角方向） $K_{2r}=\int f(x)\,dx\cdot G$

$f(x)$：刺激係数
G：地盤の剪断弾性係数

E：地盤の縦弾性係数
H：地盤の深さ
l_i：地盤ばね間隔

(iii) K_1 地盤の振動を管に伝える バネ

(軸方向) $K_{1a} = K_s \pi D l$

(軸直角方向) $K_{1r} = K_h D l$

K_s：軸方向の地盤反力係数
K_h：軸直角方向の地盤反力係数
D：管の外径
l：管長

(3) 数値計算例

(i) 大きな構造物との取合部の例

a) 管路と地盤

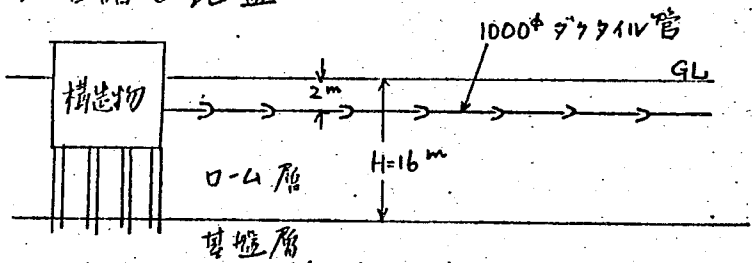


図3.5.7 管路の例-1

ローム層の性質：$T = 1.16^{sec}$, $K_s = 1.0\ kg/cm^3$
$\nu = 0.499$, $G = 451\ kg/cm^2$
$E = 1351\ kg/cm^2$, $\gamma = 1.46\ g/cm^3$

b) モデルV

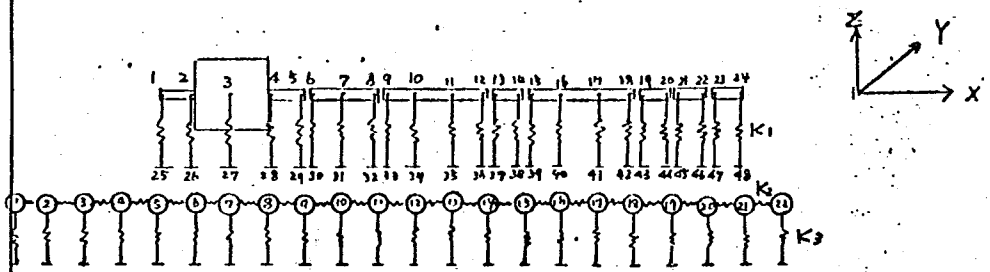


図3.5.8 モデル-1

c) 入力条件

十勝沖地震（1968年）のハ戸港での記録波形を基盤に最大100galになるよう修正したものを入力。方向X，Y方向。

d) 応答計算結果（X方向）

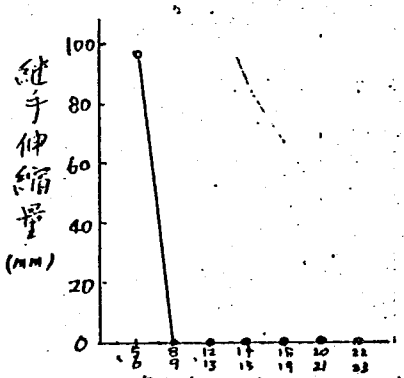


図3.5.9 継手伸縮量

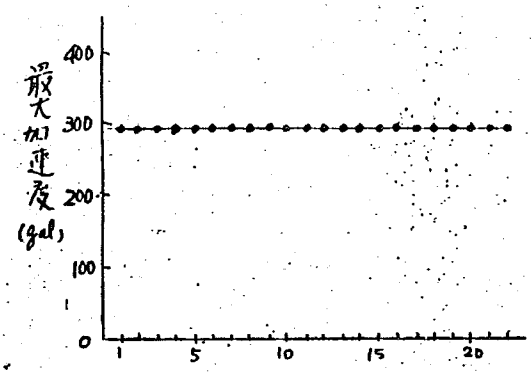


図3.5.11 最大加速度

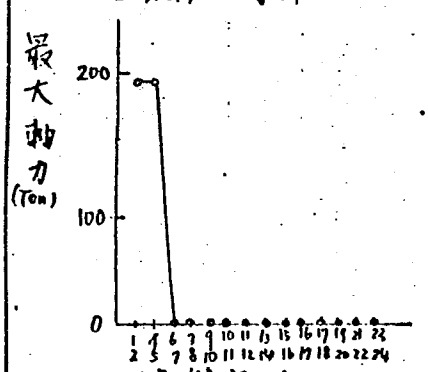


図3.5.10 最大軸力

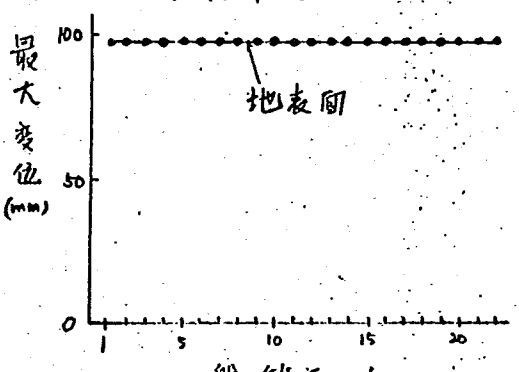


図3.5.12 最大変位

(ii) 地盤が変化している場所での例.

a) 管路と地盤

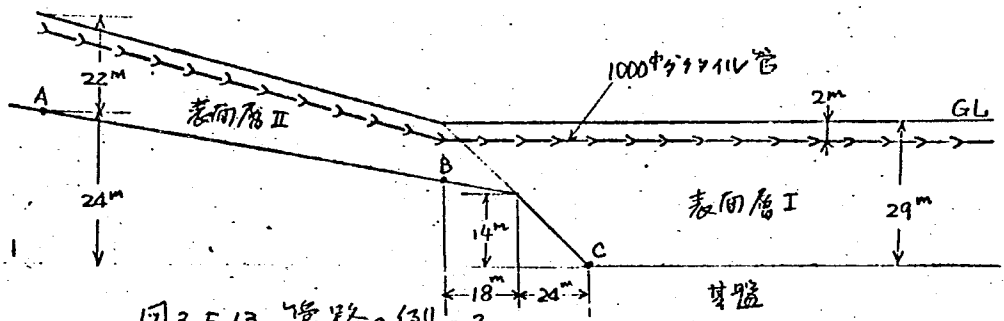


図3.5.13 管路の例-2

表面層Iの性質 $T=1.32$ sec, $K=1.33$ kg/cm³, $\nu=0.48$

$G=106$ kg/cm², $E=312$ kg/cm², $\gamma=1.53$ g/cm³

表面層Iの性質 $T=0.43$ sec, $K=7.5$ kg/cm³, $\nu=0.45$

$G=899$ kg/cm², $E=2614$ kg/cm², $\gamma=1.65$ g/cm³

b) モデル

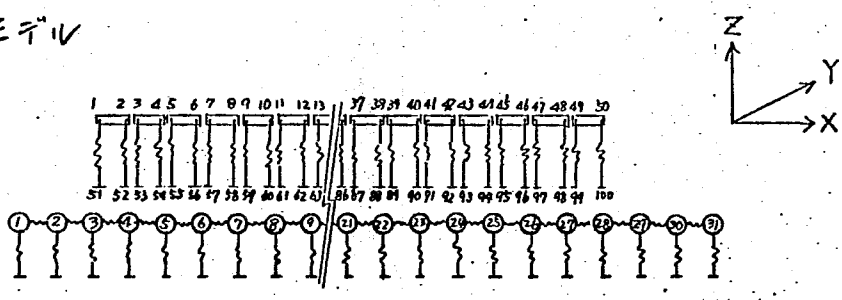


図3.5.14 モデル-2

c) 入力条件

十勝沖地震 八戸港の記録 (i)のc)項と同じ

d) 応答計算結果（X方向）

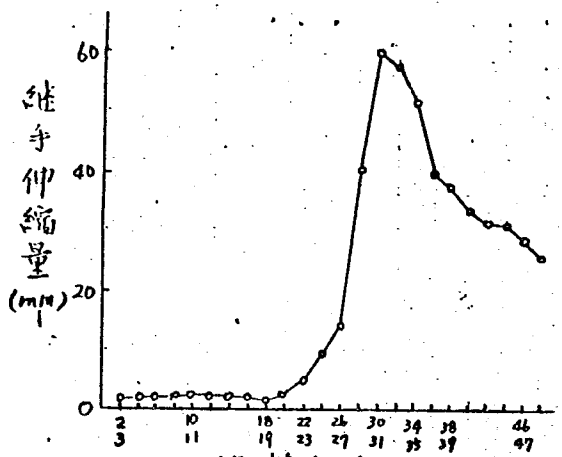


図3.5.16 継手伸縮量

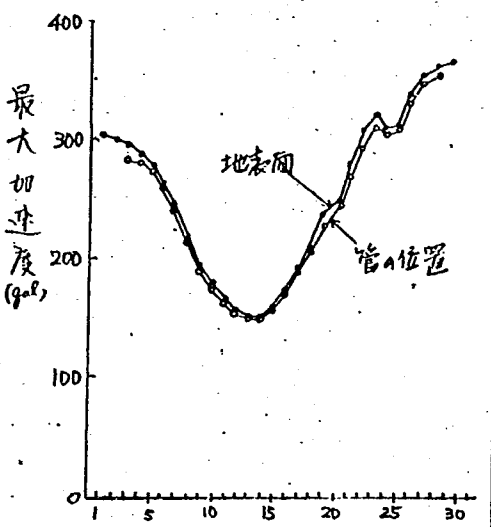


図3.5.17 最大加速度

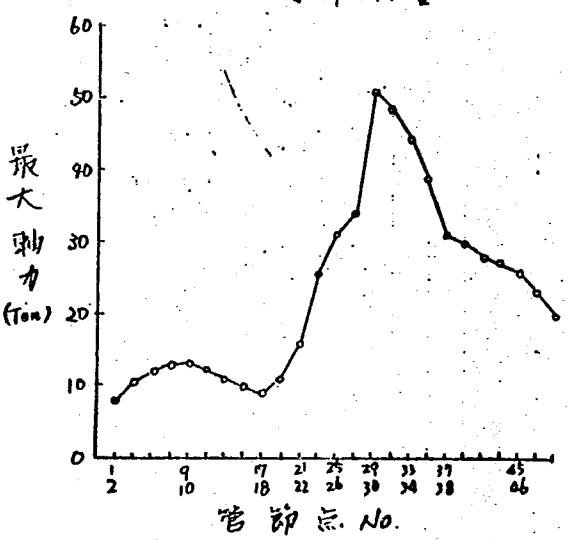


図3.5.16 最大軸力

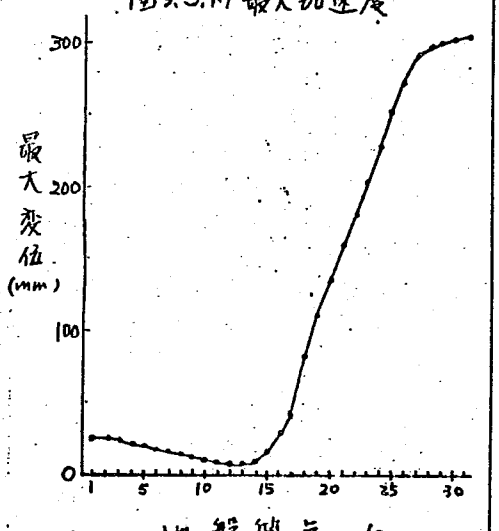


図3.5.18 最大変位

3.5.5 地震時の動水圧

(1) 理論式

液体で満たされている管路は地震時に動水圧を生ずるが管の死端には最大次式の動水圧が作用する。[7]

$$P_d = \frac{AT}{2\pi g}\sqrt{\frac{g k_v \gamma}{1+\frac{2k_v R}{Et}}}$$

P_d：地震時の動水圧
A：加速度
T：地震動の周期
g：重力の加速度
k_v：液体の体積弾性係数
γ：液体の単位体積重量
R：管の半径
E：管材のヤング率
t：管厚

管路途中の制水弁を全閉した時制水弁には重畳作用から差圧は上記の2倍の値になる。

(2) 数値計算例

表3.5.4を用い死端の動水圧を求めると表3.5.10を得る。

表3.5.10 地震時の動水圧 (kg/cm^2)

呼び径 (mm)	地盤	加速度と震度 250gal (V)	400gal (VI)
100φ	第1種	0.78	1.25
	第2種	1.56	2.49
	第3種	2.60	4.16

	才4種	4.16	6.65
500φ	才1種	0.65	1.04
	才2種	1.29	2.07
	才3種	2.16	3.45
	才4種	3.45	5.52
1000φ	才1種	0.62	0.99
	才2種	1.24	1.98
	才3種	2.06	3.29
	才4種	3.29	5.27
1500φ	才1種	0.60	0.97
	才2種	1.21	1.94
	才3種	2.02	3.23
	才4種	3.23	5.17
2000φ	才1種	0.61	0.96
	才2種	1.22	1.95
	才3種	2.03	3.25
	才4種	3.25	5.19

地盤が悪いほど動水圧は大きくなる。

参考文献

1) 「水道施設の耐震工法」 昭和41年改訂版 日本水道協会
2) 桜井彰雄，高橋忠，堤一他「松代地震を利用した超高圧地中電線路埋設管の耐震研究」昭和42年10月 電力中央研究所 技術研究所報告 土木67058
3) 宮本他「地震時の埋設管路等動把握のための振動実験について」第3回地震工学研究発表会
4) 金井清「地震工学」共立出版
5) 岡本舜三「耐震工学」オーム社
6) 「東京港海底トンネル耐震分科会報告書」昭和47年3月 首都高速道路協会
7) 中川義隆「送配水管路における地震時動水圧についての理論的研究」昭和44年 才416号

3.6 円弧すべりに対する検討

粘性土の斜面の地震時の安定問題については，不明な点が多く解析方法を確立するに足りるだけの資料がないようであるが，事業法には盛土等の斜面の近傍に埋設する場合は，すべり面の外側に埋設しなければならないと規定されている。ここでは一応図3.4.1の例[10]で計算の説明をしておく。

地震力は盛土部のみにかかるものとし，原地盤にはかからないものと仮定する。計算式は次式による。

$$F=\frac{R\Sigma(cl+W\cos\alpha\tan\phi)}{\Sigma Wx+\Sigma Qa} \quad \text{式(3.6.1)}$$

ここに F；すべりに対する安全率

R；すべり円の半径

c；土の粘着力

φ；土の内部摩擦角

l；分割片の底辺長

W；分割片の重量

α；分割片底辺の傾度

x；分割片の重心とすべり円中心の間の水平距離

Q；地震力

a；地震力のすべり円中心に関するアームの長さ

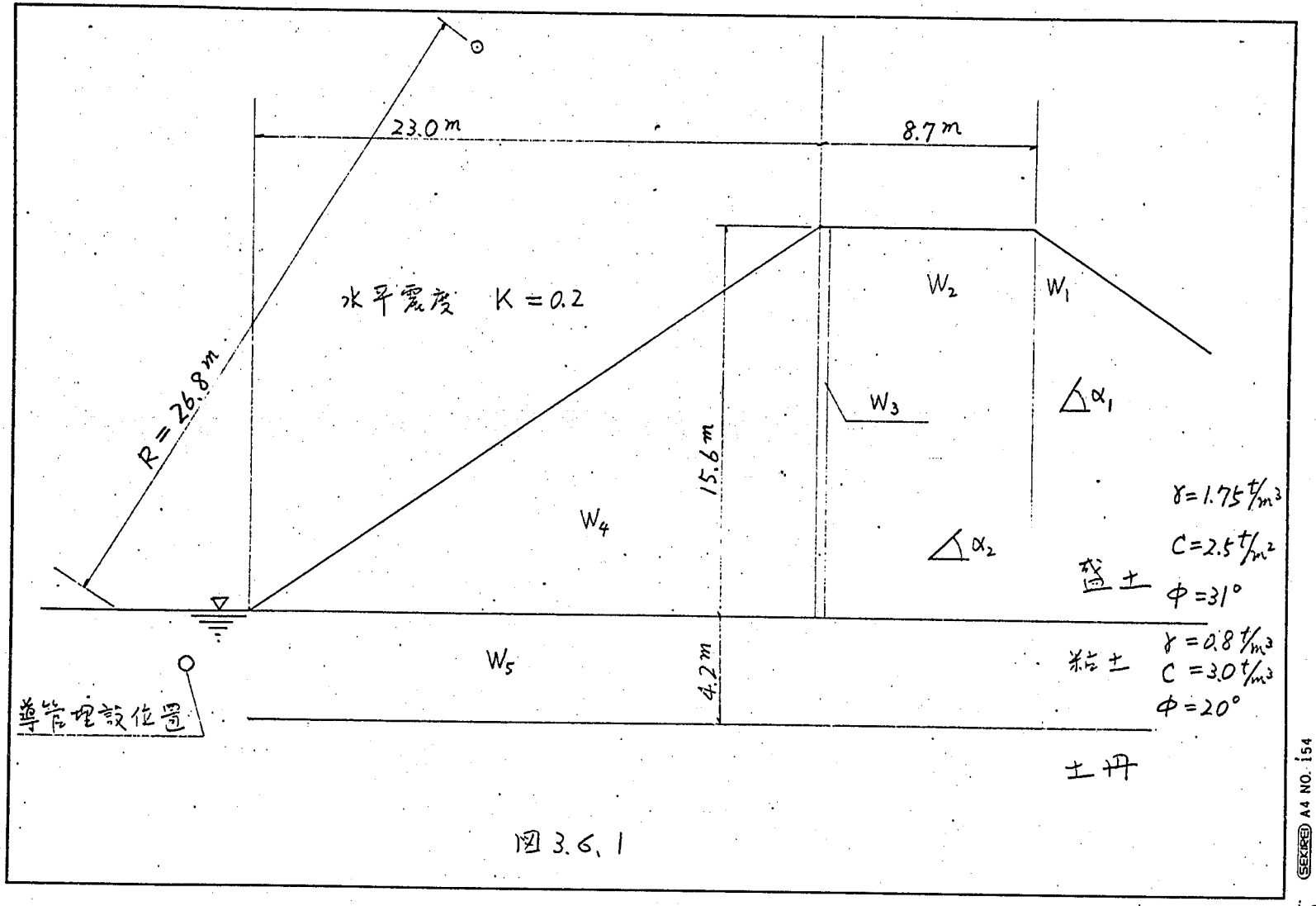

23.0 m
8.7 m
R = 26.8 m
水平震度 K = 0.2
W1
W2
W3
W4
W5
α1
α2
15.6 m
4.2 m
γ = 1.75 t/m³
C = 2.5 t/m²
盛土
φ = 31°
γ = 0.8 t/m³
C = 3.0 t/m³
粘土
φ = 20°
導管埋設位置
土丹

図 3.6.1

計算過程を次表に示す。

i	γ_i (t/m^3)	A_i (m^2)	$W_i = \gamma_i A_i$ (t/m)	x_i (m)	$M_{xi} = W_i x_i$ (tm/m)	$Q_i = KW_i$ (t/m)	a_i (m)	$M_{yi} = Q_i a_i$ (tm/m)	$\cos\alpha_i$	$W_i \cos\alpha_i$ (t/m)	l_i (m)
1	1.75	9	16	23.6	380	3	9.5	30	0.43	7	6.0
2	1.75	95	166	18.5	3070	33	13.0	430	0.71	118	11.7
3	1.75	6	10	14.2	140	2	14.8	30	1	10	
4	1.75	179	314	6.3	1980	63	17.4	1100	1	314	
5	0.80	76	61						1	61	30.0
計					5570			1590	$\sum_{i=1}^{2}$	125	17.7
									$\sum_{i=3}^{5}$	385	30.0

表 3.6.1

$$F = \frac{R(\sum c_i l_i + \sum W_i \cos\alpha_i \tan\phi_i}{\sum M_{xi} + \sum M_{yi}}$$

$$= \frac{26.8 \times (17.7 \times 2.5 + 30.0 \times 3.0 + 125 \tan 31° + 385 \tan 20°)}{5570 + 1590}$$

$$= 1.31$$

図のような位置すべり円の外側にあるので安全であろう。

3.7 専用橋

最近の著しい都市の拡大と市民生活の向上はガス，石油など熱エネルギーの大量供給を求め、その効率的な手段である可燃物輸送用パイプラインはしだいに大型化，高圧化の傾向をたどり、ともなってその安全性がより大きな技術的課題として注目されている。

従来パイプラインが河川や幹線道路などを横断する場合、既設の道路橋などに添架する方法が一般的であったが，最近の耐震設計が施された橋梁を除いては，パイプラインの重要度や規模にかんがみ，専用橋を設ける場合が多くなった。

ここではパイプライン専用橋および添架管の安全性，中でも耐震性に焦点をあわせ設計，製作上，特に配慮すべき点について具体的な例をまじえながら述べるものである。

3.7.1. 専用橋の設計、施工要点

専用橋の設計、施工に当っては道路橋関係の示方書類に準拠することが多いが、重要度や構造等が若干異ることを加味して、設計、施工基準を作成する場合もある。

以下、特に留意すべき点を列記する。

(1) 添架管を専用橋の一部材として加えるべきかどうかは、添架管の材質および万一地震によって破損した場合の被害規模等により適切な判断を行う。

(2) 重要度の高いパイプラインの専用橋は、その設計震度をつとめて高くとる。

(3) 橋座変位を少くし、かつ橋座面をできるだけ広くとる。

(4) 信頼できる落橋防止装置を設ける。

(5) 上部工が橋座からはずれても、添架管が破損しないようその上方に十分な空間を設ける。

(6) 鋼構造の場合、溶接部の信頼性に十分留意し、溶接施工法、効率、検査基準を定める。

(7) 鋼管杭は適切な腐食代をとるか、電気防食を施す。

(8) 橋の両岸部分の添架管には、十分な可とう性(フレキシブル性)をもたせる。

(9) 輸送流体の密度が大きい場合には、その慣性力による影響を考慮する。

3.7.2. パイプライン専用橋

(1) パイプライン専用橋の型式

パイプライン専用橋（以下、単に専用橋と呼ぶ）の型式は（図3.7.1）3弦または4弦パイプトラス下路式プレートガーダーの他、吊橋型式がある。しかし吊橋は谷越えとか、スパンがわめて大きい場合に採用されるが、構造上水平方向の剛性に欠けるため、風や地震などによる動揺が大きい。

(2) 上部工

(i) 地震荷重

一般的には通常の土木構造物の静的設計法と同じ考え方に基づく震度法に加えて、上部工の固有振動解析による動的特性の把握による検討がなされている。

その他、電子計算機による応答解析も試みられているが地盤や下部工のモデル化や入力波の選定などにより、応力や変位が異なることから、一定値の把握はむずかしい。

1) 設計震度の決定

専用橋等はその特性から一般の橋梁にくらべ若干大きな値が採用されている。

ある高圧ガスパイプライン専用橋においては、次の設計震度が採用されている。

水平震度 ; $K_h = 0.15\ G$

鉛直震度 ; $K_v = 0.10\ G$

〔G ; 重力加速度 ($G = 980\ gal$)〕

$K_h = 0.15\ G$ (約 $340\ gal$) は気象庁震度階VIに対応している。

今までの地震において $300\ gal$ 以上の加速度を記録した例は非常に少なく著しい共振現象が起らない限り専用橋上部工の破壊はないものと思われる。

なお、地震時の許容応力は、当然のことながら材料の弾性域にあるが、塑性域まで考慮し若干の残留変形が許されるものであれば、設計震度以上の加速度にも耐えられることになる。

ロ) 固有振動

地震時における上部工の共振現象は最も懸念されるそ
である。そのため，固有振動解析を行い，上部工の動的特
性を把握することも行われている。

適切なモデル化によって解析された値は実さいのそれと
比較的よく一致し，1次振動数が，その地盤の1次固有振
動数の2倍以上または固有以下であれば共振は防げる。

ii) 構造上の配慮

イ) パイプトラス格点構造

表3.7.1に示す6種の構造について耐荷力実験を行った結
果B4タイプが最も剛性および靭性にすぐれ表3.7.2の結果が
得られ，格点構造としては1枚のガセットプレートに2枚
の補強リングを取り付けたB4，A2タイプが強度的にすぐれ
ていることが確認された。

斜材と弦材の接点の構造については，斜材の軸力を均一
に弦材に伝達するようにし，応力集中を避けることが重要
である。

ロ) 上部工落下防止装置

上部工が下部工橋座部から落下することを防ぐために，
上部工と下部工とは首の低チェーンなどで連結すると同
時に，パイプトラスなどの場合，隣接するスパンの上弦
材同志を，鋼管などで連結する方法がとられている。

(3) 下部工

(i) 設計震度と固有振動

下部工は一般の橋梁と同様の静的設計法が用いられており、地震時の加速度は上部工のそれと一致させることが普通である。

下部工はできるだけ剛な構造としその1次固有振動数が地盤の1次固有振動数よりなるべく大きくなるようにすることが耐震上有利となる。

(ii) 地震時の変位

添架管の安全は上部工の変位に支配されるため、それを支える下部工の橋座部における変位はなるべく少ない方がよい。

なお橋座部をなるべく広くとり、上部工の落下を防止することも、ひとつの方法である。

前出の高圧ガスパイプライン専用橋の場合は最大水平変位(橋座部)を5cmとして設計されている。

3.7.3 添架管および応力吸収用フレキシブル配管

(i) モデル化

添架管および応力吸収用フレキシブル配管系（以下単に配管系とよぶ.）の設計にあたりそのモデル化を行わなければならない。

配管系はなるべく拘束の少ない方が、耐震性にすぐれているので、各種荷重による応力が許容応力に入る範囲内で、極力拘束部を減らすとともに、曲管の組み合わせによる、いわゆるループ配管を設けるか、圧力の低い配管の場合には、伸縮継手を用い、配管系にフレキシブル性をもたせることが必要である。

(ii) 配管サポートとそのモデル化

配管サポートは、添架管や応力吸収用フレキシブル配管の応力を効率よく吸収するために普通導管の軸方向については拘束なくスライドする型式のものがある。

応力計算上サポートを等価なバネ支点にモデル化し梁の理論に適合させる手法がとられる場合があるが、バネ定数如何で応力が変化することもあるのでバネ支点のバネ定数はなるべく大きな値とする方が安全側の設計となる。

(iii) 配管系端部の条件

配管系端部は地中に埋設する点より地中側にある程度の

影響長さをとり，その範囲を弾性床上の梁としてモデル化しその最終端部は，固定端として取り扱う。

ただし温度変化による影響長さは，別の取りあつかいをすることがあるので注意を要する。

(2) 地震荷重

(i) 設計震度

配管系の設計震度は，専用橋上部工のそれに等しい値を採用することが一般的で水平震度についての作用方向は管軸方向および管軸直角方向とする。

(ii) 地震時における変位条件

専用橋と，パイプラインが埋設されている周囲の地盤とが相対的に変位する現象を考え，その最大相対変位を基準とした応力解析を行う必要がある。

その最大相対変位は，配管系や専用橋の規模およびその地盤の地震応答特性によって異なるが，先の例に示した高圧ガスパイプラインの配管系においては任意の方向に30cmとしている。

(iii) 固有振動

専用橋上部工の場合と同じように配管系についてもその固有振動解析を行い動的特性を把握しておくことが必要である。

配管系の剛性や質量は、専用橋上部工、下部工のそれにくらべ、はるかに小さいため一般には、専用橋の固有振動と配管系の固有振動は、その特性において干渉しあうことはなく、したがって両者の動的相互作用による固有振動の特性変化は少なく別々に算定しても大きな差異は生じない。

なお完成後、衝撃による配管系の応動応答を計測し固有振動数を知っておくことは、さらに望ましいものと思われる。

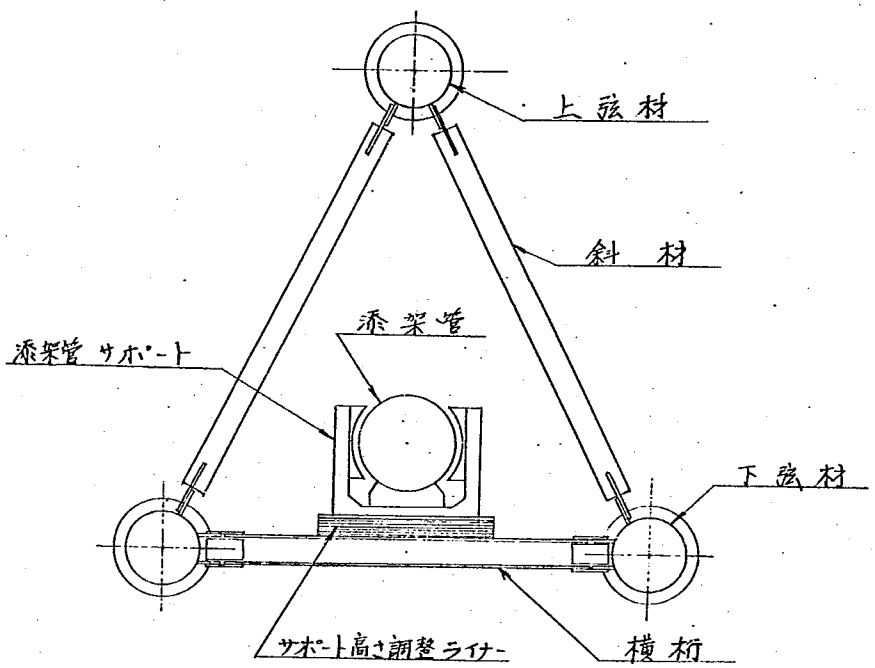


図-3.7.13 弦パイプトラス橋と添架管

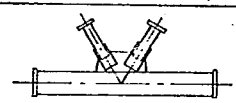
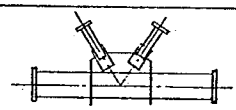
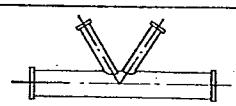
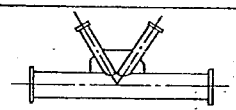
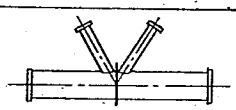
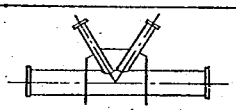
タイプ	形状	ガセットプレート	リングステフナー	交角	備考
A_1		あり	なし	60°	現場ボルト継手
A_2		あり	2枚	〃	〃
B_1		なし	なし	〃	工場溶接継手
B_2		通しガセット	なし	〃	〃
B_3		〃	1枚	〃	〃
B_4		〃	2枚	〃	〃

表 3.7.1 耐荷重実験試験体

試験体	補強形式	降伏荷重 P_y	最大荷重 P_u	剛性比	破壊形式
A_1	ガセットのみ	13.0 (t)	18.4 (t)	1.7	圧縮支管根元曲り
A_2	ガセット＋リングステフナー(2枚)	14.0	24.0	3.0	支管提灯座曲り 根元曲り
B_1	無補剛	8.0	11.5	(1.0)	主管へこみ著しい
B_2	ガセット	14.0	20.0	2.2	圧縮支管面内曲り 主管へこみ
B_3	ガセット＋リングステフナー(1枚)	14.0	20.0	4.0	圧縮支管面内曲り 主管へこみ
B_4	ガセット＋リングステフナー(2枚)	20.0	20.0	5.7	圧縮支管面内曲り 引張り伸び

表3.7.2 耐荷重実験結果

3.7.4. 水管橋橋台部の曲り箇所に働く地震時水荷重

圧力をかった流体輸送をする専用橋等の橋台部の曲り箇所には地震時に相当な荷重がかかることが想定され、この計算方法を紹介する。

曲り箇所には、流体重量、管重、防護コンクリート重量の死荷重のほか、次のような荷重がかかる。

(1) 曲り部の管内水圧による外向きの不平衡力

$$P = 2pa\sin\frac{\theta}{2} \quad \cdots\cdots (1)$$

P：曲り部に働く外向きの不平衡力，p：管内水圧（最大静水圧＋水衝圧），a：管断面積，θ：曲り角度。

(2) 地震時の管内水による荷重

① 直線部で振動方向の管軸と平行の場合は無視する。

② 直線部で振動方向の管軸と直角の場合

$$We = W \times \alpha \quad \cdots\cdots (2)$$

We：管内水の単位管長当り地震時水平荷重，W：管内水の単位管長当り重量，α：水平震度。

(3) 曲り部における地震時水荷重

① 単独の曲り部の地震時動水圧式

$$P' = -\frac{\alpha T\sqrt{gkw}}{2\pi\sqrt{1+2\frac{kr}{Ee}}}\sin\frac{\theta}{2}\cdot\sin\left(\theta_a+\frac{\theta}{2}\right)\cdot\sin\frac{2\pi}{T}\left(t-\frac{x}{v_s}\right) \quad \cdots\cdots (3)$$

ただし、$v_s = \sqrt{\frac{g}{w} \cdot \frac{k}{1+2\frac{kr}{Ee}}}$

α：震度（$\frac{\text{地震最大加速度}}{\text{重力加速度}}$），$g$：重力加速度，$T$：振動周期，$k$：水の体積弾性係数 2.0×10^5 kg/cm²，θ：曲り角，θ_a：一方の管軸と振動方向のなす角，v_s：管内の圧力波の伝ぱ速度，E：管体材料の弾性係数，r：管半径，e：管壁の厚さ，t：時刻，x：曲り部よりの距離，w：水の単位重量，

上式の最大値は

$$\sigma'_{max} = \frac{\alpha T\sqrt{gkw}}{2\pi\sqrt{1+2\frac{kr}{Ee}}} \cdot \sin\frac{\theta}{2} \cdot \sin\left(\theta_a+\frac{\theta}{2}\right) \quad \cdots\cdots(5)$$

② 橋台が低く、たわみ性のない構造で上下の曲りとも同じ振動をする場合

$$\sigma'_A = \sigma'_{AA} + \sigma'_{BA} = -\frac{\alpha T\sqrt{gkw}}{2\pi\sqrt{1+2\frac{kr}{Ee}}} \sin\frac{\theta}{2} \cdot \sin\left(\theta_a+\frac{\theta}{2}\right) \sin\frac{2\pi}{T}t + \frac{\alpha T\sqrt{gkw}}{2\pi\sqrt{1+2\frac{kr}{Ee}}} \sin\frac{\theta}{2} \cdot \sin\left(\theta_a+\frac{\theta}{2}\right) \sin\frac{2\pi}{T}\left(t-\frac{l}{v_s}\right) \quad \cdots\cdots(6)$$

A点に働く地震時動水圧 σ'_A は、A点自身で発生した動水圧 σ'_{AA} と B点で発生した動水圧が伝ぱしてきたもの σ'_{BA} の和である。

この式に $v_s = \sqrt{\frac{g}{w}\frac{k}{1+2\frac{kr}{Ee}}}$ および $l \ll Tv_s$（上下曲り間の距離が圧力波の波長に比べてはるかに小さいという条

件）を入れて簡略化すれば.

$$\sigma'_A = \alpha w l \cdot \sin\frac{\theta}{2} \sin\left(\theta_a + \frac{\theta}{2}\right) \cos\frac{2\pi t}{T} \quad \cdots\cdots\cdots (8)$$

$$\sigma'_{A\,max} = \alpha w l \sin\frac{\theta}{2} \sin\left(\theta_a + \frac{\theta}{2}\right) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (9)$$

また，管軸方向（水平）の振動が問題であるので，$\theta_a = 0$ とすると.

$$\sigma'_{A\,max} = \sigma'_{B\,max} = \alpha w l \left(\sin\frac{\theta}{2}\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (10)$$

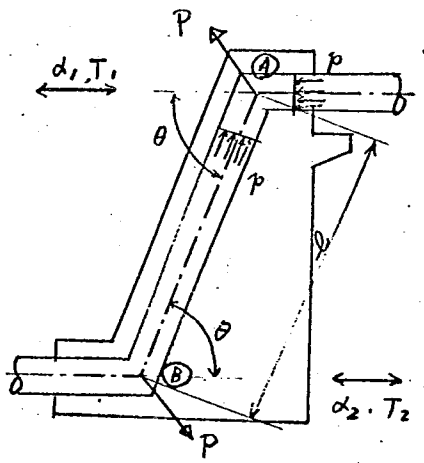
(3) 橋台が高く，たわみ性の大きい構造で上下の曲り部が異る振動をする場合

$$\sigma'_{max} = \frac{(\alpha_1 T_1 + \alpha_2 T_2)\sqrt{g k w}}{2\pi\sqrt{1 + 2\frac{kr}{Ee}}} \cdot \left(\sin\frac{\theta}{2}\right)^2 \quad \cdots\cdots\cdots (11)$$

上部の曲り部において水平震度 α_1，周期 T_1，下部の曲りにおいて水平震度 α_2，周期 T_2 とし，それぞれの地震時動水圧の最大値の和 σ'_{max} とした.

曲り角が 90° の場合最大となるが，60° になると上値は ½ となる。

なお，対岸の橋台部や接続する前後の管路の他の曲りや死蓋から伝播してくる地震時動水圧として 2.0～3.0 kg/cm² (震度 0.2，周期 1 sec の場合) を加える必要が更にあると考えられる。


P
α1, T1
A
p
θ
p
θ
B
α2 · T2
P

参考文献

3.1 多入力系としての長大構造物の地震応答解析法
電力中央研究所技術第二研究所報告 ¶2004

3.2 Earthquake Design Criteria for Subways
T.R. Kuesel Proc. of ASCE Vol. 95 ST5

3.3 地震時土の歪より見た埋設パイプラインの耐震性
技術研究所研究報告 69087 電力中央研究所

3.4 大震火災時における危険物施設配管の耐震性に関する研究 報告書 東京大学生産技術研究所 久保教授 柴田教授

3.5 管軸方向の地盤の拘束力に関する研究
東京瓦斯株式会社 総合研究所

3.6 軟弱地盤中における電力用埋設鋼管の挙動調査 その2
東京電力株式会社 技術研究所

3.7 パイプラインの断熱構造実験報告書
相模原技術センター報告

3.8 埋設鋼管の軸方向摩擦抵抗について
相模原技術センター内技討資料

3.9 港湾構造物設計基準 日本港湾協会

3.10 石油パイプラインの地震対策に関する調査報告
日本道路協会

3. 11. ガス事業法・同省令・同告示

3. 12. 鋳鉄管接手の研究　東京瓦斯㈱総合研究所

3. 13. 管軸方向力に関する実験について　〃

参考資料

3. 14 鋼道路橋設計 製作示方書 （日本道路協会）

3. 15 溶接鋼道路橋設計示方書 （ 同 ）

3. 16 道路橋耐震設計指針 （ 同 ）

3. 17 道路橋下部構造設計指針 （ 同 ）

3. 18 溶接鋼道路橋の製作架設ならびに検査の基準
（関西橋梁鉄骨溶接研究会）

3. 19 鋼管構造設計基準 （建築学会）

3. 20 橋梁に添架されたパイプラインの地震時挙動の一解法
高野・荒田，土木学会第29回年次学術講演概要集 I-221

3. 21 橋梁添架モデルによる添架管路の振動特性について
今中・豊川，土木学会第29回年次学術講演概要集 I-222

3. 22 パイプライン専用橋および添架管について
小林・米山，「配管と装置」Vol.13 No.1 1973

3. 23 耐震工学
岡本舜三 （オーム社）

3.24 土と構造物の動的相互作用
土質学会

3.25 中川義徳“水管橋の構造計算における管内水荷重（主として地震時）の考え方”、水道協会誌 431号 昭44.8

3.26 中川義徳“送配水管路における地震時動水圧についての理論的研究” 水道協会誌 416号 昭44.5

四　試験法

寸えがき

地中管路の地震対策に関連する試験項目、範囲の限定の仕方によって、かなり広い範囲のものが含まれる。ここでは、試験法を大きく分けて次のようにしている。

(1)　地盤、土質等に関するもの。

(2)　管体、異形管、継手等に関するもの。

(3)　管路の地中における挙動に関するもの。

地中管路の地震対策は、この(1)，(2)，(3)の諸試験のデータの上に組み立てられなければならないが、長大な輸送パイプラインや広範な供給範囲をもつ供給システムでは、これらに関する十分なデータを入手することは困難である。従って、今後できるだけ積極的にこれらの試験データを集積することは、地中管路の地震対策の進歩にとって不可欠といえる。もちろん、とくに(2)については内外に数多くのデータが蓄積されているのでこれらを活用することが必要であり、また、(1)，(3)特に(3)については、地盤と管路に適した試験法を検討、開発して技術の進歩発展をはかることが期待されている。

1 概論

1.1 試験の必要性

(1) 地盤，土質に関するもの

地震対策をいろいろの角度から検討するにも，最近の耐震設計計算を行うためにも地盤，土質に関するデーターは不可欠であり適正なデータを得るための試験が必要となる。

この種の試験の特徴は，試験法の選定，粗調査と精密調査の際の試験の密度等を含めて，有能な技術者（エキスパート）の経験の利用を計らないと，労多くして功少ない結果になるおそれがあることである。なお，このような試験を要求する施設には，道路鉄道，橋梁，各種構築物，建築物等があるので，データの相互利用や共同調査，試験が行われることが望まれる。

(2) 管体，異形管，継手等に関するもの

この種の試験には

(a) 材料や継手の基本的性質を試験するもの，

(b) 地震の影響又はその一部を再現して管路の耐震性を評価しようとするもの，

がある。(a)，(b) の中間的なものもある。

(a)には管体や異形管についての各種材料試験，すなわち金属組織，引張，曲げ，衝撃試験等が含まれる。内圧による破壊試験（切欠きなど又は切欠き付き）もこれに属する。溶接継手の引張

曲げ，衝撃試験も同様である。離脱継手については一般にいえないが，引張強度，曲げに対する抵抗，漏れに対する安全性等が試験される。

(b)に属するものとしては，地震対策として用いられる継手類，伸縮継手，特殊部材等の，地震による荷重や変位（軸方向及び直角方向）の影響を調査するものなどがある。管路のシステムとしての塑性変形能（破壊まで，又は耐圧性能喪失までの塑性変形あるいは変位許容量）の調査もこれに含まれる。この種の問題については近年解析が盛に行われるようになってきたが，解析とともに試験による裏付けも必要である。

これらのほか（c）に近いものとして，地震を直接の対象としない管の土中埋設試験がある。埋戻しの影響，自動車荷重の影響等が検討されている。

この種の試験は全体としてもかなりデータが多く，今後は耐震設計，地震による被害の故障解析又は（3）の諸試験から要求されるものの実施やデータの充実に力を注ぐべきであろう。

（3） 管路の地中における挙動に関するもの

この種の試験は、地震時を念頭において管路の地中での挙動を調べるものである。これは、地震により地中管路が受ける影響を再現しようとするもので、従って、時間と費用はかかるが、うまくやれば極めて直接的な資料が得られる見込みがある。しかし、そのためには事故情報を含めた地震時のデータが必要で、Ⅱで述べたデータの蓄積が期待される。

1.2 試験法の現状

（1） 地盤、土質に関するもの

第2章、地盤調査法に示されているように、最近の技術の進歩によって、地震と密接に関係すると考えられる地盤、土質の情報が各種試験法の適切な採用によってかなり有効に得られるようになってきている。

表2.1.1には動的解析のための土質試験法が紹介されている。

これらの情報は現在でもかなり使用されているが、これらの諸試験にくらべると精度、バラツキ、客観性等の面で差異があり、安直な取扱いは危険である。

（2） 管体、異形管、継手等に関するもの

48年度報告の中IV篇、地中管路の資料対等にも述べられているように、これに関する資料は多く、また現在でも多数の試験が行われている。とくに、鋼管に関するデータは、破壊力学研究の重要な対象となっているためもあって、理論的研究、解析的研究を伴って極めて多い。

地震対等の立場からすれば、地震の際の破損等の故障、あるいは単なる土壌の弾性ひずみだけではなく、管路に破壊を与えるような条件を再現しての試験が必要であり、現在これに対する模索が行われている段階と考えられる。

（3） 管路の地中における挙動に関するもの

現状では

（a） 土と管の静的及び動的摩擦（拘束）測定実験

（b） 振動台、加振装置、爆薬、加撃等の方法による管路の地中での振動実験

などが行われている。47～49年度報告に見られるように、かなりの実験がそれぞれ特色を持って行われている。管路の寸法と各種のものが採用されている。

1.3 地中管路の耐震技術と各種試験法

各章で記述されている各種試験法は，それぞれ範囲の，若しくは特定の目的のために開発されたものであり，その精粗，信頼度，再現性，実物との関連性，寸法効果等それぞれ違いがある。またこれらの試験法を一括して平面的に優先順位を付けるような評価は，管材，継手，使用条件等の多様性から不可能であり，無理に評価することはむしろ有害であろう。

これらの試験法を活用して地中管路の耐震性を確認又は改良しようとするときには，管路の内部，外部の諸条件を勘考して，エンジニャリングの目で試験を計画し，かつ結果を評価することが必要である。同時に，ある試験結果又は資料を別の条件の管路の評価に用いようとする場合には，各種の条件について，同様にエンジニャリングのフィルターを通す必要がある。

現在の知識で，この問題を詳しく論ずるにはデータが不足であるが，今後多くの試験が行われる機会が増加し，また新しい意見に基づく新しい試験法が開発，導入されることも多いと考えられるので，各種試験法の採用，実施，評価に関してごく簡単に問題点を取り上げてみる。

（1） 試験に必要な配慮

（a） 地盤，土質等に関する試験

一般の工業材料，工業製品に関する試験検査と異なり，地盤，土質等に関する性質を試験で評価する場合には，特に次の諸点を忘れてはならない．

（i） 土質の不均一性。

（ii） 含水率等による性質の変化。

（iii） サンプル採取及び取扱いの難しさ．

（iv） バラツキの大きい試験法があること。

（v） ボーリング等の数に制限があること。

しかし，各種の精粗の異なる調査法，試験法を組み合わせ，エンジニヤリングを行うことによって，総合的に試験の効率と信頼度を高めることが可能である。

（b） 材料，継手等に関する試験法

材料，とくに圧延鋼材では，最も多種多様な試験が行われ，構造強度に関するものだけでも各種の引張，曲げへん平等の静的強度試験，シャルピー試験のような切欠き衝撃試験をはじめとする大型小型のぜい性破壊の発生及び伝播に関する試験，弾性及び塑性疲労試験が，母材及び溶接継手に対して行われている。

各種管材料についても，内圧及び埋設時の外部荷重を前提として強度試験が行われ，継手の試験を行せて，一般的な強度と違れないことを確認している。

従って，材料関係では，一般に必要とするデータは，過去の報告によってほとんど充足できるはずである。

一方，地震による破損等の被害の起こり方は，材料及び欠陥と使用条件の関係で，弾性範囲内，塑性域に入ったところ，大きな塑性変形後のようにいろいろある。多くの小型試験は，弾性範囲内の性質では構造物を代表できるが，降伏又は塑性変形後の構造物の挙動とはあまり直接に結びつかない。

このために，しばしば実物による試験が行われるが，内圧，圧縮・引張，曲げと試験の実施条件が新しくなり，圧縮又は座屈の取扱いが新しくなる。（2）で述べるように，使用又は地震時の状態，設計及び試験を十分適切に組み合わせた思想が必要となる。

（C） 地震時の地中管路の挙動に関する再現試験

この種の試験は近年かなり行われるようになり，報告や解析がふえてきている。文字どおり土の中にある管路の試験をするので一般にもアピールしやすい特徴を持っているが、（a）で述べたような地盤，土質の持つ不均一性等の特徴に十分注意を払う必要がある。

人工地盤を用いる場合には，できるだけ対象地盤を再現するよう努力が払われるが，十分に理解することはなかなか難しい。粘質土の場合にはまず不可能といえよう。在来地盤を利用する場合でも，長期間埋設されていた管が使用できればよいが，試験のために地盤を掘削し，管を埋めた場合には，土工作業による撹乱の影響を逃れられない。

しかし，地震工学全般の進歩も目覚ましいものがあり，この種の試験データの数も漸次増加するので，前記の欠点は漸次カバーされる可能性もある。土質の多様性，地震の波長の長さ，地変の可能性を考えると，この種の試験は企業の単発型研究では不十分であり，わが国の総力を結集しての組織的研究が最も有効と考えられる。

（2） 解析 設計へのフィードバック

各種試験は，地中管路の地震対策又は耐震性確認のために行われるのであるから，試験に先立って具体的な目的を明らかにし，また試験結果はこの線上沿って検討，解析して，設計にフィードバックする必要がある．また．解析にあたっては，多くの関連条件を考慮し，多くの頭脳を注入することが肝要である．

2 地盤調査法

2.1 概説

2.1.1. 目的

地盤調査を行うときには，その目的を明確に意識することが肝要である．つまり対象としている構造物の，挙動をよりよく説明するように，地盤調査が計画，実施され，利用される必要がある．また，構造物の重要性あるいは危険性も地盤調査の性質に影響を与える．

パイプラインは，石油，ガスなどのように危険物を，長い距離にわたって移送する構造物である．パイプラインの路線は，多様に変化する地形と地盤とを横切り，また種々の他構造物のふくそうする地域を通る．パイプラインの長い路線に沿って，必要以上に入念な地盤調査を行うことは，無駄なことになる．一方，パイプラインの耐震性の検討上，注意すべき個所を見逃すほど，粗い地盤調査は困ることも事実である．したがって，たとえばボーリングの本数や，ボーリング深さの決定，サンプリングの個数や土質試験の種類の決定には，相当に判断の余地が残されている．

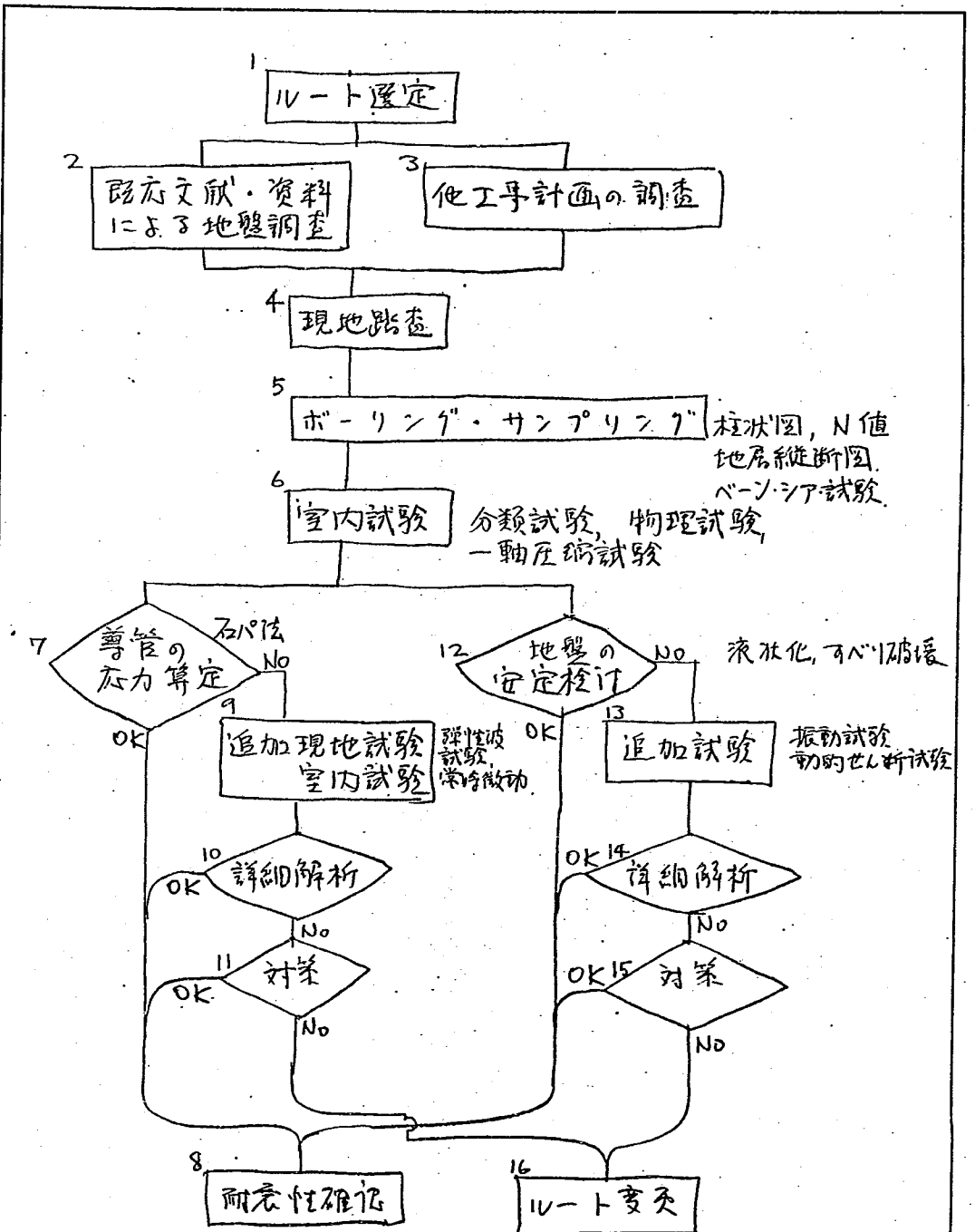


図 2.1.1 パイプライン耐震設計における地盤調査のフロー図

2.1.2 概略調査

パイプラインの計画・設計の諸段階と，耐震性検討のための地盤調査とのかかわり合いは，図2.1.1のように整理できよう。このフロー図は，さらに大きく二つの部分に分けることができる。つまり，前半が概略検討，後半が詳細検討と分けられる。

概略検討の最大の目的は，パイプラインの全長にわたる地盤について，

i) 耐震性のうえで心配のない区間，

ii) 地震時の安全性が多少疑わしく，追加検討を行った方がよい区間，

iii) 耐震上，大いに問題があり，徹底した検討が必要な区間

を識別することである。

ここでは，計算にはのらないが，従来から地震時にパイプラインに被害をもたらしやすいとみなされている，地形の変化するところ，地盤の急変するところなどに注意を払うことも必要であろう。

概略検討時に行う，等高内の応力算定には，昭和47年に制定された「石油パイプライン事業法」に従って作られた，耐震計算法が用いられる。「石油パイプライン事業法」によれば，地盤の柱状図と標準貫入試験によるN値の分布が与えられていれば，等高の応力算定が可能になる。

応力等定には下記のパラメーターが用いられる。

i) 地盤別補正係数（v_3）

ii) 地盤のせん断波速度，基盤（V_{os}）

iii) 地盤のせん断波速度，表層（V_{is}）

iv) 地盤の弾性係数（G_s）

v) 表層地盤厚さ（H）

vi) V_{is} の深さ方向の分布による係数（C）

vii) 地盤反力係数，管軸方向（K_1）

viii) 地盤反力係数，管軸直角方向（K_2）

このうち，V_{os}，V_{is}，K_1 および K_2 についてはN値の分布から関連づけ以外に，現場における実測値を用いる場合もある。

概略地盤調査の結果は，また，地盤の地震時の安定の検討の目安をたてるのにも用いられる。地盤の安定の代表的な問題は，砂地盤の液状化，それに粘性土の斜面のすべり破壊である。

表 2.1.1　動的解析のための土質試験法

区分	試験法	目的
室内	急速載荷試験	動的強度，動的ひずみ
	ホプキンソン棒試験	せん断波速度
	くり返し載荷試験	
	（直接せん断，単純せん断	動的強度，動的ひずみ
	ねじりせん断，三軸せん	減衰係数
	断）	
現場	弾性波試験，（発破，板たたき，くい打ち）	せん断波速度
	常時微動測定	地盤応答

21.3 詳細調査

一旦，概略調査の段階で，検討の余地があると判断された区間については，追加の地盤調査，土質試験を行うことが必要になる。このときは，検討のための解析法も一種類だけでなく，数種の解析を比較して，判断のよすがとすることが多い。

詳細検討では，パイプラインに耐震上の対策を施す必要性，あるいはルート変更を余儀なくされるかの判定を行う。したがって，経済的に大きな負担を強いられる変更を前にしたとき，時間と経費のかかる諸現場試験であっても実施されるようになる。

表21.1にパイプラインの動的解析に関係する，土質試験法をまとめた。等価の応力等立に直接役立つのは，弾性波試験である。従って，地盤の応答解析を行うには，ここにかかげた諸室内実験による，土の動的強度，動的応力ーひずみ関係などを用いることができる。しかしこれは，精度の高いボーリングができること，またサンプリングの技術に勝れていることがあって，はじめて成立つ。

2.1.4 地盤調査結果の判定と評価

土の性質は、元来複雑にかつ中広く変化する。その複雑な地盤中に行われるボーリングは、数も限られ、その精度にも多々疑問がある。このボーリング結果を、適切に評価し、単純化して、解析あるいは計算のモデルに供う、土質パラメーターを導く過程は、担当エンジニアの経験と能力とに左右されるところが多い。

このときに、現場試験の特質と限界を理解し、また、解析・設計に要求するデータの特質をも、充分に意識して現場試験を行うことが、重要なのは言をまたない。

参考文献

(2.1.1) 土質工学会 「土質調査法—第1回改訂版—」 1972

(2.1.2) 土質工学会 「土質調査試験結果の解釈と適用例」
土質基礎工学ライブラリー-4, 1973.

(2.1.3) Hvorslev, M. Juul, Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes Report on a Research Project of the Committee on Sampling and Testing Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE, 1965.

2.2 現地踏査

現地踏査とは，一般に肉眼的な方法で，大体の地盤構成を推測すること，ボルオーガーなどにより代表的のサンプルをとることを指す。

地盤調査の第一歩は，既往の文献，資料から，路線沿いの地盤の情報を集めることであろう。

最近では，場合によっては写真測量や航空写真の利用も考えられる。とくに専門家が航空写真を判読すると，地すべり地域，埋没物，断層およびその他の地盤の不規則性を探知することができる。

現地踏査の際，物理探査法は手軽に利用できて，地盤の概略の構成を知るのに便利である。

現地踏査の目的は，直接のボーリング計画を立てることにある。

2.3 現場試験およびサンプリング

2.3.1 ボーリングの位置と間隔

ボーリングの目的は、一つに標準貫入試験を行って、N値の深さ方向の分布を知ることがある。また、サンプリングを行って、土の分類を行い、場合によってはその土の強度を調べることがある。

ボーリングの位置や間隔は、一定の配列あるいは間隔に従って、機械的に決めるのではなく、必要なデータをとることを主眼にして定める。したがって、構造物の規模、地盤の成層状態によって、ボーリングの位置と間隔は変化する。

パイプラインのように延長の長い構造物に類似していう、延長の長い道路や河岸に対して、港湾構造物設計基準では、比較的一様な地盤の場合に、ボーリング間隔は、200m～500m。複雑な地盤の場合には50m以下を目安にするよう云っている。この目安は参考、流動的で、場合に応じて大体に考える。

パイプラインはきわめて細い構造物であるが、ボーリングを、パイプラインの軸線に沿ってのみ行うことは、すすめられない。地盤の成層状態をつかみ、見落しのない調査をするためには、パイプライン軸線から直角方向に離れた位置にも、相当数のボーリングを行うことが必要である。

2.3.2 ボーリング深さ

ボーリングは，いわゆる支持層までおろすことが必要である。「石油パイプライン耳業法」によれば，支持層とはN値が50以上の地層と定義されている。

2.3.3 標準貫入試験（N値）

標準貫入試験の方法や，問題点について述べている文献の数は，枚挙にいとまがない。そのなかでも「土と基礎」誌の189号から199号までに連載された，講座「N値を考える」は，N値の問題の全ぼうを知るのに手頃である。

これまでに数限りなく提案され，静的，動的貫入試験をさておいて，標準貫入試験はますます広く用いられている。いかなる土質試験方法も，実用化するまでには，ばく大な量のデータの蓄積が必要である。標準貫入試験が，数々の問題をはらみながらも，標準試験法として，一般に受入れられるにいたったのは，ひとえにその蓄積データの多さによる。N値と土の諸特性との相関性に関する，研究の数も相当になされている。

標準貫入試験の方法は，わが国でもJIS A 1219（1961年）に定めてあるが，実施方法の細目にはかなりの異った点が認められる。

2.3.4 土質分類法

ボーリングに伴って、採取された土は分類試験がなされ柱状図に表示され、N値とならんで、耐震設計上に必要なデータを提供する。

土質分類法は、使用目的によって最適のものがある。したがって、あらゆる場合にあてはまる分類法は存在しない。しかしながら、土質工学会の制定した「日本統一土質分類法」(1973)は、普遍性と弾力性をもつ分類法を意図して作られている。当面、この「日本統一土質分類法」にならうことが、得策であろう。

「日本統一土質分類法」制定をめぐる論議は、「土と基礎」誌の177号～185号にわたる。連載論文「土質分類」に詳しい。

「日本統一土質分類法」にもとずく、土質分類基準を図2.3.1および2.3.2に、また柱状図に用いる記号を図2.3.3に示す。

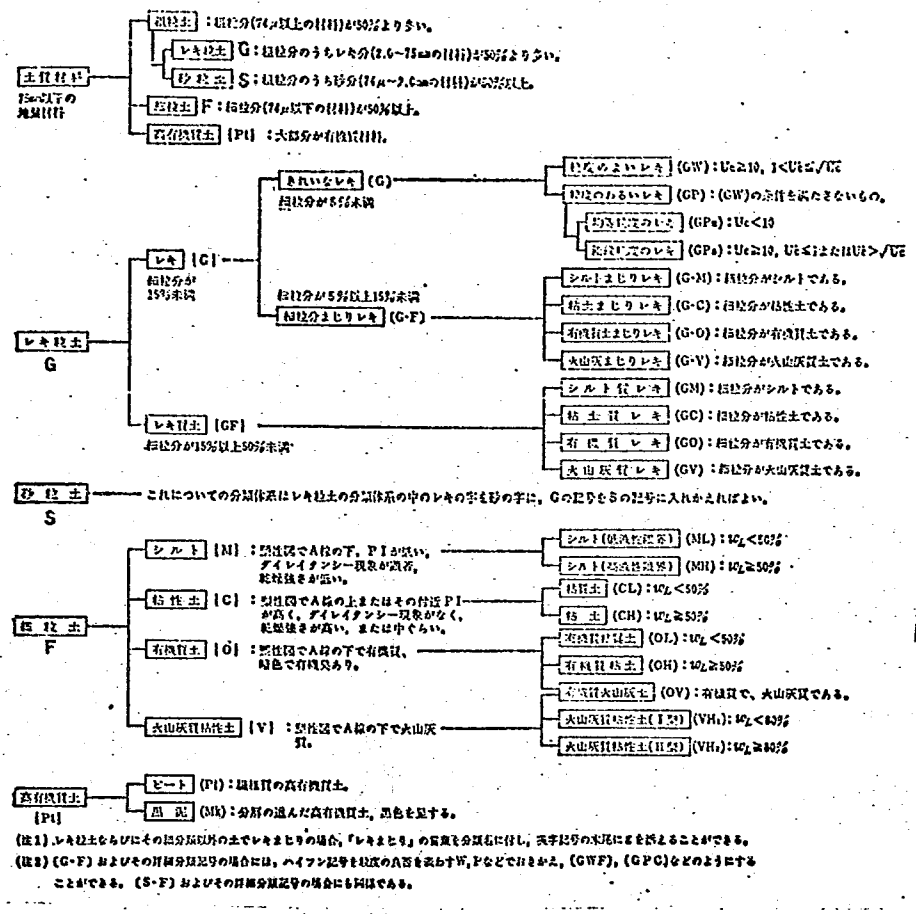
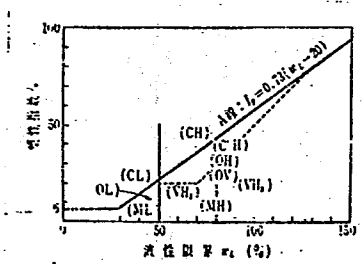


図 2.3.1 土質的土質分類表(日本統一土質分類)



(図 2.3.2 塑性図(日本統一土質分類)

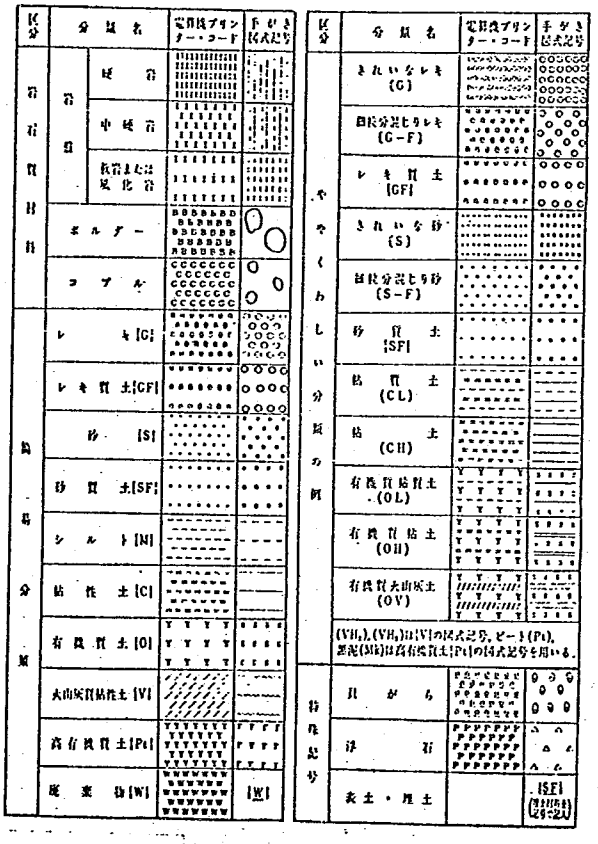


図 2.3.3 柱状図用図式記号（日本統一土質分類）

2.3.5 サンプリング

標準貫入試験を行うときには、同時にサンプリングを行うことができる。ドリルロッドの先端に、二つ割り式のスプリットスプーンサンプラーとシューを取付け、サンプリングを行う。

判別試験やアッターベルグ限界試験などに用いる試料は乱されていても差支えないしかし土の強度や応力ひずみ関係を、知ろうとするときには、乱されていない試料が必要になる。

試験の目的や、土質に応じて、より乱されていることが少ない試料を得たい場合には、シンウォールサンプラーであるとか、ピストンサンプラーを選ばねばならない。

砂のような、非粘性土が地下水面下にあるときの、サンプリングは難しい。スプリングコアキャッチャーをもったサンプラーが、砂に対して用いられるが、それでも、細砂や小石を含む砂の場合には、サンプルを取ることができない。

図2.3.4に開口式のサンプラーの例を、図2.3.5にピストンサンプラーの作動図を示す。

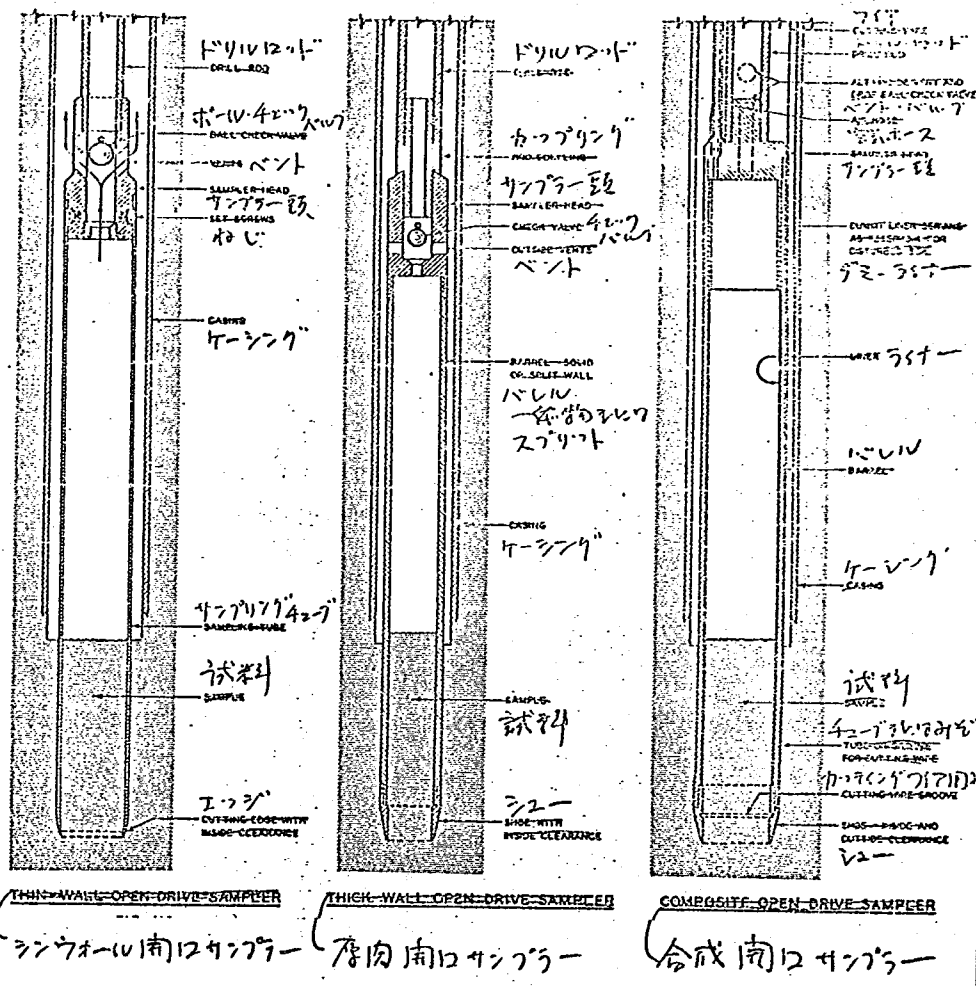


図 2.3.4 開口式サンプラー (2.1.3)

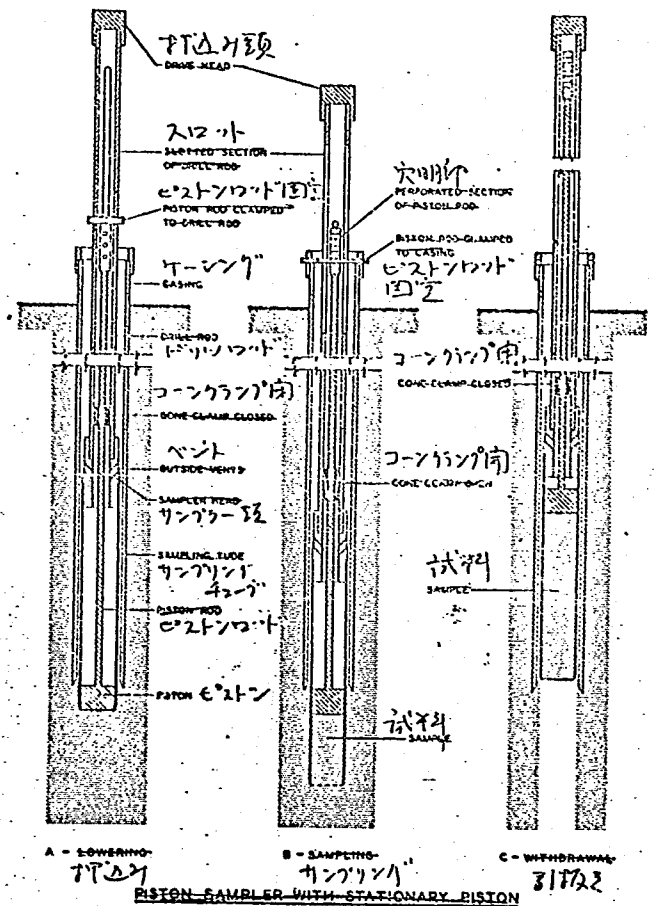


図2.3.5 固定ピストンサンプラー (2.1.3)

参考文献

(2.3.1) 土質工学会調査部：土質工学会書学「土質分類法ならびに分類結果表示法（日本統一土質分類法）」の制定について，土と基礎，Vol. 21, No. 4, No 182, 1973.

2.4 弾性波探査

2.4.1 概説

弾性波探査はいわゆる物理探査法の一部で、この方法が比較的浅い部分の地下構造を対象として土木・建築関係の基礎地盤調査に利用されるようになってから、それほど永い年月は経ていない。ここに述べる弾性波探査には地表探査の中の地震探査，孔内探査の中の速度検層およびPS検層などが含まれ[1]、いづれも弾性波速度を求めて地下構造や地盤の力学的性質を知ることを目的とする。弾性波探査で得られた地下構造は速度層構造と呼ばれ、他の方法によって得られる層構造とはかならずしも一致しない。また同じ速度層構造でもP波によるものとS波によるものとも一致しないことがある。また大地震は弾性波探査に用いられる振動源に比して極めて大きいエネルギー源による振動であるから、探査から得られる波の速さをそのまま大地震のときに適用することはできない。以上の2つの点を特に考慮することが必要であろう。

2.4.2 地震探査

地震探査は弾性波探査の代表的なもので、しばしば同じ意味に用いられる。この方法には屈折法と反射法とがあり、従

来土木の関係では屈折法が主に用いられてきたが，最近のように長周期の地震波が対象になってくると深い地下構造も必要になるので，これまで石油探査に主に用いられてきた反射法も利用価値を生ずることとなろう。

火薬爆発・重りの落下その他人工的振動源によって生じた弾性波は地中の層の境界面で反射屈折するが，同一層内では同じ速さで伝播する。屈折P波について図－2.4.1に示すように，発振点Aから波はA→B→C→Dの経路を経て受振点に到達する。受振点が発振点に近いときは，下の層IIを通らないで上の層Iを通る直接波が先に到達し，受振点が遠くなると屈折波が先にくるようになる。従って図の上部に示した走時曲線は臨界距離x_0で折れ曲がる。地層は一般に図のように層Iの速さV_1が層IIの速さV_2より小さくて，深い層の波ほど走時曲線の勾配（時間T／距離x）はT_2のようにゆるくなる。$V_1 > V_2$の場合は屈折波は地表に戻ってこないため観測されず，屈折法の適用は不可能となる。この走時曲線から，第1層の速さV_1はT_1の勾配として，V_2はT_2の勾配として，および第1層の厚さZは次式によって求められる。 図-2.4.1

$$Z = \frac{x_0}{2}\sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \qquad (2.4.1)$$

探査の効果的な結果を得るためには，測線のとり方，測線長，受振点間隔，発振点位置，最大受振距離，火薬量などの

適切な選択が必要であり、特に最大受振距離は探査深さを決定するが一般に深さの4～5倍が必要とされている。走時解析については他の専門書[2]を参照されたい。 2)

S波探査については従来振源の問題や観測波形におけるS波位相の検出の困難さなどからその利用が遅れていたが，地中管路の埋設されるような軟地盤ではVp/Vsは岩の場合と異って変化に富み大きな値をとることもわかり、地震による被害もP波よりはS波あるいはS波に似た性質をもっている表面波によることが多い。そこでとくにSH波に着目し，振動源として板たたきなどの方法[3]を用い，測線直角方向の水平成分の振動を測定することが行なわれるようになってきた。 3)

2.4.3 PS検層

速度検層法がボーリング孔を利用して，孔内に一定の間隔で小型の発振源と受振器を設置したゾンデを入れ，その間のP波の速さを知るのに対し，このPS検層法はP波とともにS波の測定も行なうことができる。地表に受振点をもつ地震探査に比し，孔内に受振点をもつこの方法の利点は次の通りである。すなわち

a) 地表での屈折法では上層よりも下層に速さの遅い層のあるときは検出が困難であるが，PS検層では問題がない。

b) 多層構造の場合、PS検層法の方が精度がよい。

c) 発振エネルギーが同じ深さまでの測定に対して少くてすみ、また測線も必要がない。

d) ノイズおよび表面波の除去が容易である。

この方法の欠点はボーリング孔を要することおよび広い面積にわたって地下構造を知りたい時に多くのボーリング孔を要すること、地下水位の高い軟弱地盤で孔くずれのため測定が困難な場合も生じること、S波(および)について深い探査をするときは板たたき法以外の強振動源を必要とすることなどであろう。図-2.2に測定系の一例を、図-2.3に解析結果の一例を示した。その他の具体例についてはこの方法を比較的初期に実地に応用した報告例[4]を参照されたい。 図-2.2 図-2.3 [4]

2.4 弾性波探査結果の応用

これらの弾性波探査の結果は他の物理探査結果や地質的・土質工学的情報とあわせて解釈を行い、さらに地震工学的検討を加えて応用されねばならない。

従来の土質調査における諸定数、N値、粘着力、内部摩擦角、一軸圧縮強さ、K値、圧密に関する定数などは、地盤の力学的性質の静的挙動を知ることを目的とするものが多かった。しかし耐震設計の問題としては、動的挙動を知る必要が

あり、弾性波探査によってP波やS波の速さを求めることもその有効な方法の一つである。そのような立場から Ⅱ、2、2(前4)では ゆゆゆゆ がどのようなポアソン比の地盤を対象にしているかを示し、さらに はN値とS波の速さの関係を示して、実験的にN値からS波の速さを求める一つの根拠を与えている。

地表層および地球内部のP波，S波(の速さ)および密度に関しては表－2.4.1，表－2.4.2および図－2.4.4に示すごとき数値が得られている。

参考文献

1) 土質工学会編：土質調査法，土質工学会，pp81-109，昭和47年．

2) 物理探鉱技術協会：物理探鉱10周年特別号，Vol.11，No.4，1958

物理探鉱技術協会：最近における物理探鉱の進歩，物理探鉱20周年記念，1968．

萩原尊礼：物理探鉱法，朝倉書店．

3) 小林直太：SH波をつかって地下構造をきめる一方法，地震[II]，12巻，pp19-24，1959．

4) 藤原俊郎：地震波推定のための地下構造調査，鉄道技術研究報告，pp1-74，1971

5) 土木学会編：土木工学ハンドブック，技報堂，P2542，1963

6) 吉川宗治：地盤の性質と地盤調査法，地震と地盤(土質工学会)，P.18，1965

7) 柏木日出治：電源開発K・Kにおける弾性波探査の実績，物理探鉱，No.13-1，P74 1960

8) 鈴木武夫：応用地震学，地質工学，No.3，P.30 1964

9) 今井常雄，吉村正義：速度を中心とした地盤の力学的性質，物理探鉱技術協会講演予稿集昭和46年10月，1971

10) 土木学会編：土木技術者のための岩盤力学，土木学会，P.37．1966

11) 前出 9)

12) 嶋悦三：東京下町における地盤の振動性状，地震研究所彙報，NO.47，P.153，1969

13) 前出 4)，p.18.

14) 土木物探研究会：S波について，物理探鉱，NO.23-3，PP.47-50，1970

15) 前出 10)，P.64

16) 飯田汲事：振動方法による岩石の弾性率測定，地震，NO.13-10，PP.299-314；1941

Iida K: Elastic and Viscous Properties of a Certain Kind of Rock, Bull. Earthq. Res. Inst., P.17, 1939

Iida K: Determining Young's modulus and the Solid Viscosity Coefficients of Rocks by the Vibration Method, Bull. Earthq. Res. Inst., PP.77-92, 1939

倉持文雄：鳥ノ巣統砂岩の耐圧強度と弾性係数の測定について，岩石鉱物鉱床学会誌，NO.40-6，P.230，1956

倉持文雄：三頭山石英閃緑岩の弾性係数の測定について，岩石鉱物鉱床学会誌．No.40-6，p.230，1956.

（土木工学ハンドブック，1963，P.2542より転載）

17) 土木工学会編：土質試験法，土質工学会，P.63，1967

18) Bullen K.E: An Intraduction to the Theory of

Seismology, Cambridge University Press, P.211, P.218, 1947

19) 池田和彦：トンネルの岩盤強度分類，鉄道技術研究報告，No. 695，P. 15，1969

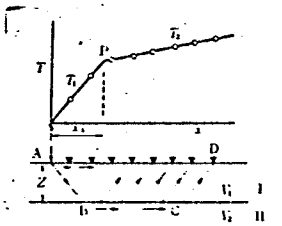


図 2.4.1 屈折波の伝ぱと走時曲線

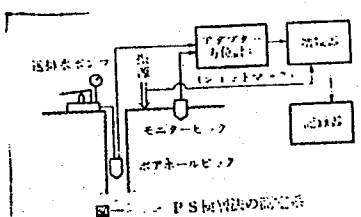


図 2.4.2 PS検層法の測定系

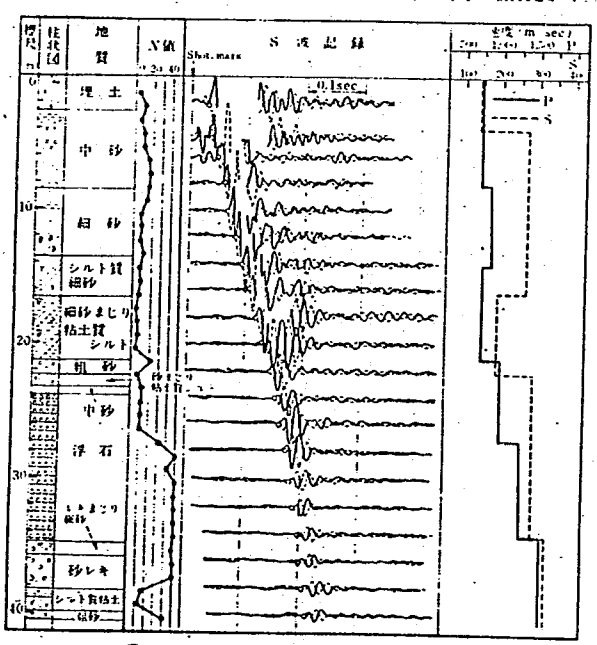


図 2.4.3 S波検層記録と解析結果の例

表-2.4.1 表面層のP波・S波速度および密度の測定値

地盤分類			地盤のP波速度の測定値 (km/sec)						地盤のS波速度の測定値 (km/sec)				試料のP波速度 (km/sec)		試料のS波速度 (km/sec)	試料の密度 (g/cm³)		
																湿潤	乾燥	含水比%
第四紀	沖積層	表土		0.3~0.7		0.2~0.8	0.2~0.7		0.05		0.05	0.04~0.50 (埋土)						
		腐植土(ピート)														0.8~1.3	0.1~0.6	1200~80
		シルト					0.5~2.3		0.09~0.26	0.06~0.14	0.12~0.15	0.05~0.22						
		粘土									0.06~0.10					1.3~1.8	0.5~1.4	150~30
		シルトおよび粘土					0.3~2.0		0.08~0.33	0.12~0.20		0.12~0.40						
		砂および砂質土					1.4~2.3		0.41~0.43	0.30~0.32		0.20~0.50 (以上洪積層を含む)				1.6~2.0	1.2~1.8	30~10
		礫および礫質土																
		砂・礫			0.3~2.5	0.4~2.7 (洪積層を含む)					0.10~0.22							
		火山噴出物																
		パンク					0.3~1.0		0.14~0.37									
	洪積層	ローム					0.2~0.7		0.10~0.19	0.13~0.24						1.2~1.5	0.6~0.7	180~80
		扇状堆積物																
		泥まさい		0.5~1.2														
		段丘			0.5~2.4 (段丘砂礫)													
		ロームおよび粘土		0.3~0.8		0.3~1.0												
		粘土					0.7~2.6		0.16~0.37	0.14~0.19	0.16~0.26					1.6~2.0	1.1~1.6	40~20
		砂					0.8~2.6		0.21~0.65	0.25~0.34								
		礫					0.7~2.1		0.27~0.60	0.29								
		砂礫		0.5~2.6	0.5~2.4						0.19~0.42							
堆積岩	第三紀層	シルト岩										0.25~3.60 (岩盤)						
		石灰岩	3.0~4.0	3.0~4.0		3.0~4.0							5.1~7.0					
		凝灰岩	1.8~4.0	1.9~2.7	1.8~3.6	1.7~2.7		2.4~3.7					3.4~5.8	2.50~3.24	1.61~2.01		1.95~2.30	
		集塊岩	2.3~4.0		2.3~4.0	2.4~3.5								4.60~4.85	2.97~3.28		2.46~2.51	
		砂岩																
		礫岩																
		砂・礫岩	4.0~5.5	2.0~3.7		2.0~3.7		2.6~4.6		0.23~0.70	0.60							
		泥岩																
		頁岩	2.0~3.0	2.0~3.5		2.0~3.5	0.4~2.3	2.4~4.8	0.16~0.75	0.28~0.59	0.43			2.00~4.90	1.32~3.21		1.47~2.80	
		角礫凝灰岩																
		凝灰角礫岩																
		段丘																
		泥まさい																
		火山噴出物																
		砂礫					0.4~1.0		0.10~0.38									
	中・古生層	粘板岩	3.0~5.0	4.0~4.8	3.0~5.0	3.7~5.0		2.8~5.2					4.8~6.5	3.45~5.49	2.31~3.45		2.52~2.64	
		砂岩											4.2~7.0					
		礫岩																
		砂・礫	4.0~5.5	4.2~5.5	2.8~5.0	4.0~5.5		3.2~5.8						1.72~3.40	1.09~2.24		1.74~2.60	

表-2.4.1（つづき）

地盤分類			地盤の測定値 P波速度 (km/sec)						地盤の測定値 S波速度 (km/sec)				試料の測定値 P波速度 (km/sec)		試料の測定値 S波速度 (km/sec)	試料の測定値 密度 (g/cm³) 湿潤	試料の測定値 密度 (g/cm³) 乾燥	試料の測定値 密度 (g/cm³) 含水比%
堆積岩	中・古生層	砂岩・粘板岩互層			3.5~5.0													
		硬砂岩	4.0~5.5			4.0~5.5							4.0~6.8					
		石灰岩	4.8~6.5	4.8~6.5		4.8~6.5		3.2~5.5						2.97~5.10	1.90~3.30		2.52~2.96	
		チャート	3.3~6.5		3.4~5.6			3.2~5.6										
		緑色凝灰岩	3.5~6.0	4.5~6.0	3.4~5.6	4.5~6.0		2.8~5.2					0.1~7.8					
		石灰質砂岩																
		珪化頁岩															2.16	
		珪化粘板岩																
火成岩		花崗岩	3.5~5.5	4.5~5.5	3.5~5.5	4.0~5.5	0.6~1.5	3.2~5.8	0.34~0.66	0.35~2.30			4.1~6.0	2.98~5.19	1.96~3.33		2.46~2.84	
		花崗斑岩	3.8~5.2		4.0~4.8								4.6~5.5					
		斑状花崗岩												3.93	2.57		2.54	
		閃緑岩	4.5~6.0			4.5~6.0				0.76~1.50			4.2~5.9					
		石英閃緑岩												5.20~5.62	3.50~3.78		2.55~2.80	
		ヒ緑岩	4.0~5.2		3.9~4.1	4.0~5.0								3.30~4.70	2.10~3.34		2.59~2.74	
		石英斑岩	3.1~5.2	3.9~5.1	3.2~5.0	3.8~5.2							5.9~6.2					
		斑糲岩	5.0~6.3			5.0~6.3							4.6~6.1					
		糲岩	5.0~7.0			5.0~7.0								4.89~5.65	3.17~3.76		2.72~2.90	
		流紋岩	2.5~4.7										4.8~7.0	6.06	3.75		2.63	
		安山岩	2.0~5.0	3.5~4.5	2.0~5.0	3.0~5.0		3.2~5.8						4.92~5.43	3.26~3.57		2.40~2.68	
		石英粗面岩		2.6~4.2	2.8~4.7	2.5~4.2		3.2~5.5					2.8~6.9	2.77~5.10	1.77~2.92		1.65~2.60	
		玄武岩	3.0~5.0	3.5~4.8	3.0~4.5	3.2~5.0		3.2~5.8					3.5~5.6					
		松脂岩	1.8~3.8		2.0~3.7								4.0~6.7	3.22~4.10	2.15~2.64		2.16~2.65	
		浮石質熔岩	1.5~2.5			1.5~2.5												
		集塊熔岩																
		浮石																
		ペグマタイト												1.10~1.11	0.72~0.73		0.61~0.63	
		斑糲岩												5.77	3.84		2.66	
		角閃岩						3.2~5.6					3.9~6.6	3.27~5.55	2.06~3.77		2.60~2.80	
変成岩		千枚岩	4.0~5.5			4.0~5.6		3.2~5.2						6.80	4.60		2.77	
		石英片岩	4.0~6.0			4.0~5.5		3.2~5.2										
		石英片岩	5.0~6.5			5.0~6.5		3.2~5.7										
		緑色片岩	4.5~6.0		3.0~5.5	4.5~6.0		3.2~5.2						6.55	4.45		2.87	
		片麻岩	4.5~6.0			4.5~6.0		3.2~5.7					3.9~6.7	6.80	4.66		2.60	
		ホルンヘルス	4.0~6.0		5.2~5.6	4.0~6.0												
		蛇紋岩	2.1~4.0			2.0~4.0								4.97~5.60	3.18~3.54		2.71~2.84	
		文献	1) 5	2) 6	3) 7	4) 8	5) 9	6) 10	7) 11	8) 12	9) 13	10) 14	11) 15	12) 16		13) 16	第4紀岩については 14) 17	

（注）1931 の訂正：
- 珪化頁岩 → 珪化粘板岩 に訂正
- 斑糲岩 → 斑糲岩 に訂正
- 糲岩 → 糲岩 に訂正
- 斑糲岩 → 斑糲岩 に訂正

表2.4.2 地殻および地球内部のP波、S波速度および密度の測定値

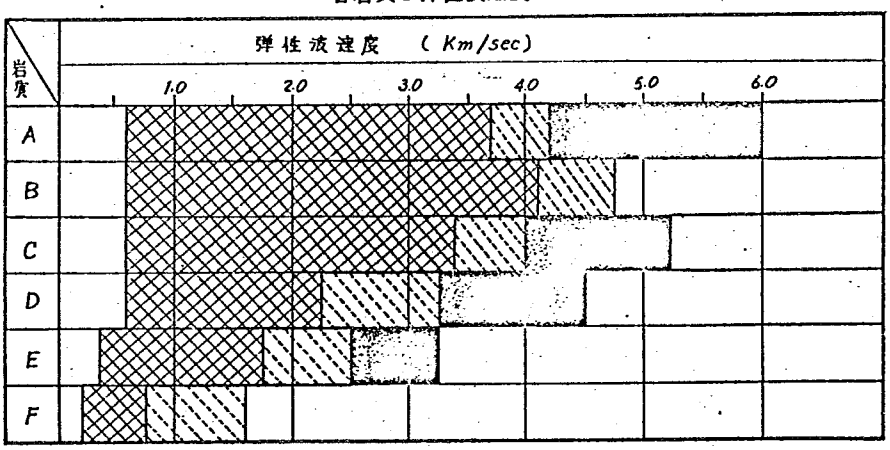
	深度 (km)	P波速度 (km/sec)	S波速度 (km/sec)	密度 (g/cm³)
地殻	0	0～5	0～3	1～3
	0～1			
	25～40	5～7	3～4	
地球内部	33	7.75	4.35	3.32
	100	7.95	4.45	3.38
	200	8.26	4.60	3.47
	300	8.58	4.76	3.55
	413	8.97	4.96	3.64
	500			3.88
	600	10.25	5.66	4.11
	800	11.00	6.13	4.46
	1000	11.42	6.36	4.65
	1200	11.71	6.50	
	1400	11.99	6.62	4.88
	1600	12.26	6.73	
	1800	12.53	6.83	5.10
	2000	12.79	6.93	
	2200	13.03	7.02	5.31
	2400	13.27	7.12	
	2600	13.50	7.21	5.51
	2800	13.64	7.30	
	2898	13.64	7.30	5.66
内部	2898	8.10		9.7
	3000	8.22		9.9
	3200	8.47		
	3400	8.76		
	3500			10.5
	3600	9.04		
	3800	9.28		
	4000	9.51		11.1
	4200	9.70		
	4400	9.88		
	4500			11.6
	4600	10.06		
	4800	10.25		
	4982	10.44		11.9
	5121	(9.47)		
	5121	11.16		12.0
	5700	11.26		
	6371	11.31		12.3

(地球内部：K. E. Bullen 1947) ※18

岩　質　分　類

岩質	岩　・　石　名
A	(イ) 古生層 中生層 { 粘板岩，砂岩，礫岩，チャート 石灰岩，凝緑凝灰岩 など　(ロ) 深成岩 { 花こう岩，花こうせん緑岩 せん緑岩，はんれい岩など (ハ) 半深成岩 { 石英斑岩，花こう斑岩，ひん岩 輝緑岩，蛇紋岩など　(ニ) 火山岩の一部 { 玄武岩，中生代の 安山岩など (ホ) 変成岩（結晶片岩，千枚岩，片麻岩，ホルンフェルスなど）
B	(イ) 劈理の著しい変成岩　(ロ) 細層理の発達した古生層，中生層
C	(イ) 中生層の一部（頁岩，砂岩，角礫凝灰岩など）　(ロ) 火山岩（流紋岩，安山岩など） (ハ) 古第三紀層の一部（珪化頁岩，珪化砂岩，火山岩質凝灰岩など）
D	古第三紀層 ～ 新第三紀層 { 泥岩，頁岩，砂岩，礫岩，凝灰岩，角礫凝灰岩，凝灰塔岩など
E	新第三紀層 ～ 洪積層 { 泥岩，シルト岩，砂岩，砂礫岩，凝灰岩，段丘，崖すい，火山噴出物など
F	洪積層 ～ ちゅう積層 { 粘土，シルト，砂，砂礫，火山噴出物，ローム，扇状たい積物，崖すい，段丘など

各岩質の弾性波速度



注 1. 岩質のA～Fは岩質分類による。
注 2. 飽和含水していない場合の弾性波速度である。
注3. 下図参照

模様	地　質　状　態
	破砕帯，軟質，固結程度悪い，風化激しい，き裂非常に多いなどの場合。
	き裂多い，ところどころ破砕，少し軟質，固結程度悪い，少し風化などの場合
	き裂少く，風化，変質していない新鮮な岩質

図 2.4.4　岩質別岩盤の風化の程度によるP波速度の変化範囲
（池田１９６９）[19]

3. 室内試験法.

3.1 概説

地中管路の耐震性検討において、室内試験の役割は、強烈震時における管路の安全性の確立であり、動的性状の把握が理想である。しかし稼動管路の計測調査は、地動現象、導管の挙動、観測維持、経費などに幾多の困難があるため、小規模で単純な条件下での試験による導管の挙動把握により、管路の耐力を推定し設計に導入されている。このうち、管路として必要な試験の種類は多岐に亘るが、大略を示すと表3.1-1となる。

表3.1-1

No	対象物		試験法	目的
1	管材	材質(鋼、鋳鉄、コンクリート、高分子など)	材料試験	強度(引張圧縮、硬さ、化学成分)
2	素管	直曲、分岐管など	構造試験	偏平、内圧、曲げ強度、
3	外面被覆	未処理、コンクリート、ビニール	構造試験 表面粗さ試験	耐はくり、防蝕
4	継手	印ろう、メカニカル、伸縮	構造試験	圧縮引張曲げ剪断内圧、各強度、伸縮量、
5	付属物	バルブ類、ピット類	外力、内圧試験	耐力、
6	埋戻土	砂、シルト、粘土	土質試験	組成、密度、含水量、変形係数、
7	土と導管周接触面		押込、引抜、圧力、加熱各試験	摩擦抵抗、同係数

3・1・1　試験法の現状

(1) 管材；　ＪＩＳ規格があり、試験法が確立されており、材料の種類によって異なるが、主なものは、化学成分、引張り、曲げ、偏平、水圧、衝撃、浸せき試験である。なお、継手部や異形部のうち特殊部分については、個々に強度確認試験がなされている。

(2) 埋戻土；　導管の埋設土の材料は普通砂が用いられ、この施工管理規準はあるが、埋戻土の土質力学的常数の規定は見当らない、しかし施工の実体から見て規定は困難である。

(3) 埋設管路の摩擦抵抗；　導管には静的外力として土圧、周面抵抗があり、地滑り等の偏土圧が作用する場合がある。一方管路の輸送内容物の条件によって　導管内に内圧や温度が加わり、導管系に影響を与えるが、これらは静的な場合として他書にゆずるが、地震時の場合は、摩擦抵抗が大きな影響をもたらし重要であるが、この値は、管径、管外面処理加工の種類、埋戻土の材料強度などによって変化し　現物での計測以外に判定が不可能な現状であるか、未だこの試験法の確立がなされていない。しかし、研究実験は押込引抜試験としては数多く試みられている。

(4) 導管の動的試験研究

(i) 室内試験；　地盤から導管に加力するものとしては、一様振巾、同位相で地動を発生させる通常の振動台、また波動伝播時

を考慮した地動を発生する特殊振動箱の2種類がある。一方、地盤を静止させ、導管を可動させる装置のものも用いられる。これらは、装置の容量、加力能力に限界があり一長一短があるが、現段階では、試験研究上重要な役割を果している。

(ii) 野外試験；地盤振動加振源として 火薬、起振機、落錘、S大鉋、自動車などが用いられるが、強烈震時の地動とは、振動エネルギーの大きさ、地震動の周波数特性などが異なり、最適な手法とは云いがたく研究の段階と見てよい。

以上の如く、地動による導管の挙動についての統一的な試験法はないと云っても過言ではない。

3・1・2 将来への提言

(1) 地震応答観測

埋設管路の耐震性を確立するためには、他構造物と異なり、線としての平面的拡がりで点としての取扱いは出来ず、従って小規模なモデル試験では十分とは云いがたい。従って、各機関の総合プロジェクトとして 全国的な網による地震応答観測の実行が急務と考える。

(2) 管の摩擦抵抗計測

埋設管路の摩擦抵抗が皆無であり耐震研究上重要な値であるため竣工後終了後、管の安全性試験と同様に導管の摩擦抵抗試験を併設される事を希望する。

3.2 管材の強度試験

3.2.1 鋼管

(1) 化学成分

管の化学成分は，とりべ分析により得られ，その値は表3.2.1-1のとおりとする。分析試料のとり方は，原則として1溶鋼ごとの全鋳込みの中間から必要量をとり，これから試料をとる。

表3.2.1-1 化学成分

規格	種類	記号	製造法(1)	化学成分 % C	Si	Mn	P (max)	S (max)	Cu	Ni	Cr	Mo	その他
G 3452 配管用炭素鋼鋼管		SGP	S,B,E	—	—	—	0.050	0.050	—	—	—	—	—
G 3454 圧力配管用炭素鋼鋼管	2	STP G38	S,E	≦ 0.25	≦ 0.35	0.30~0.90	0.040	0.040	—	—	—	—	—
	3	STP G42	S,E	≦ 0.30	≦ 0.35	0.30~1.00	0.040	0.040	—	—	—	—	—
G 3455 高圧配管用炭素鋼鋼管	1	STS 35	S	0.08~0.18	0.10~0.35	0.30~0.60	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
	2	STS 38	S	≦ 0.25	0.10~0.35	0.30~0.90	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
	3	STS 42	S	≦ 0.30	0.10~0.35	0.30~1.00	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
	4	STS 49	S	≦ 0.33	0.10~0.35	0.30~1.00	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
G 3456 高温配管用炭素鋼鋼管	2	STPT 38	S,E	≦ 0.25	0.10~0.35	0.30~0.90	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
	3	STPT 42	S,E	≦ 0.30	0.10~0.35	0.30~1.00	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
	4	STPT 49	S	≦ 0.33	0.10~0.35	0.30~1.00	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
G3457 配管用アーク溶接炭素鋼鋼管		STPY 41	A	—	—	—	0.050	0.050	—	—	—	—	—
G 3458 配管用合金鋼鋼管	12	STPA12	S	0.10~0.20	0.10~0.50	0.30~0.80	0.035	0.035	—	—	—	0.45~0.65	—
	22	STPA22	S	≦ 0.15	≦ 0.50	0.30~0.60	0.035	0.035	—	—	0.80~ 1.25	0.45~0.65	—
	23	STPA23	S	≦ 0.15	0.50~1.00	0.30~0.60	0.030	0.030	—	—	1.00~ 1.50	0.45~0.65	—
	24	STPA24	S	≦ 0.15	≦ 0.50	0.30~0.60	0.030	0.030	—	—	1.90~ 2.60	0.87~1.13	—
	25	STPA25	S	≦ 0.15	≦ 0.50	0.30~0.60	0.030	0.030	—	—	4.00~ 6.00	0.45~0.65	—
	26	STPA26	S	≦ 0.15	0.25~1.00	0.30~0.60	0.030	0.030	—	—	8.00~10.00	0.90~1.10	—
G 3459 配管用ステンレス鋼管		SUS304TP	S,A	≦ 0.08	≦ 1.00	≦ 2.00	0.040	0.030	—	8.00~11.00	18.00~20.00	—	—
		SUS304HTP	S,A	0.04~0.10	≦ 0.75	≦ 2.00	0.040	0.030	—	8.00~11.00	18.00~20.00	—	—
		SUS304LTP	S,A	≦ 0.030	≦ 1.00	≦ 2.00	0.040	0.030	—	9.00~13.00	18.00~20.00	—	—
		SUS321TP	S,A	≦ 0.08	≦ 1.00	≦ 2.00	0.040	0.030	—	9.00~13.00	17.00~19.00	—	Ti 5×C%以上
		SUS321HTP	S,A	0.04~0.10	≦ 0.75	≦ 2.00	0.030	0.030	—	9.00~13.00	17.00~20.00	—	Ti 4×C%~0.60
		SUS316TP	S,A	≦ 0.08	≦ 1.00	≦ 2.00	0.040	0.030	—	10.00~14.00	16.00~18.00	2.00~3.00	—
		SUS316HTP	S,A	0.04~0.10	≦ 0.75	≦ 2.00	0.030	0.030	—	11.00~14.00	16.00~18.00	2.00~3.00	—
		SUS316LTP	S,A	≦ 0.030	≦ 1.00	≦ 2.00	0.040	0.030	—	12.00~16.00	16.00~18.00	2.00~3.00	—
		SUS309STP	S,A	≦ 0.15	≦ 1.00	≦ 2.00	0.040	0.030	—	12.00~15.00	22.00~24.00	—	—
		SUS310STP	S,A	≦ 0.15	≦ 1.50	≦ 2.00	0.040	0.030	—	19.00~22.00	24.00~26.00	—	—
		SUS347TP	S,A	≦ 0.08	≦ 1.00	≦ 2.00	0.040	0.030	—	9.00~13.00	17.00~19.00	—	Nb+Ta 10×C%以上
		SUS347HTP	S,A	0.04~0.10	≦ 1.00	≦ 2.00	0.030	0.030	—	9.00~13.00	17.00~20.00	—	Nb+Ta 8×C%~1.00
		SUS329J1TP	S,A,E	≦ 0.08	≦ 1.00	≦ 1.50	0.04	0.03	—	3.00~6.00	23.00~28.00	1.00~3.00	—
G 3460 低温配管用鋼管	1	STPL39	S,E	≦ 0.25	≦ 0.35	≦ 1.35	0.035	0.035	≦0.20	—	—	—	—
	2	STPL46	S	≦ 0.18	0.10~0.35	0.30~0.60	0.030	0.030	—	1.20~ 3.80	—	—	—

(備考) (1) S=継目無鋼管 E=電気抵抗溶接鋼管 B=鍛接鋼管 A=自動アーク溶接鋼管

(2) 引張試験

通常は常温で材料を破断するまで引張り その時の強さ，降伏点，耐力，伸びを測定する試験であり 引張り試験片については JIS Z 2201（金属材料引張試験片）に定めるものを使用する．

引張強さ及び伸びは，表Ⅱの如く JIS に規格されている． 3.1.1-2

(3) 曲げ試験

曲げ試験は小径管に対しておこなわれる管状試験である。管状試験方式は規定の内側半径で曲げて管の壁にわず，われが生じたかどうかを試験するもので，鍛接管及び電気抵抗溶接鋼管については接合部を曲げの最外部から約90°の位置におくよう規定されている．

曲げ試験の規格値については表Ⅲ，また方法については図Ⅱのようになる． 3.2.1-1 2.2.1-1

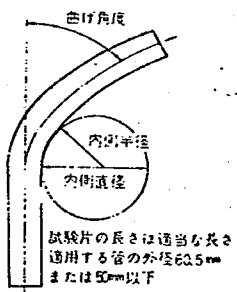


図 5. 曲げ試験
3.2.1-1

(4) へん平試験

実用試験の一種で，常温のまま2枚の平板間で管をはさんで管軸に直角に 規格値まで圧縮してへん平にさせた時，管の壁にわれ，きずが生じたかどうかを調べる．なお規格値は管種により異なるが配管用炭素鋼鋼管，圧力配管用炭素鋼鋼管を除いては，へん平高さとして次式が規定されている．

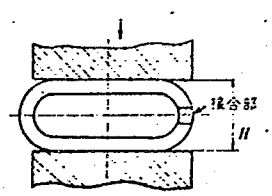


図 6. へん平試験
3.2.1-2

$$H = \frac{(1+e)t}{e+t/D}$$

H：平板の距離（mm）
t：管の厚さ．（mm）
D：管の外径（mm）
e：管種により異なる常数．

JISでは

試験片の長さは管の端より50mm以上切取るよう規定されている。試験の方法は鍛接鋼管及び電気抵抗溶接鋼管の場合は接合部を図3.2.1-2のように圧潰方向に対して直角におく。

なお，へん平試験のへん平高さについての規定も表3.2.1-2に示す。

(5) 水圧試験

管に水圧を加えて規定の圧力を保持させた時，漏れなどの欠陥があるかどうかを検査する。

試験圧力は適用される規格で規定されている圧力と，使用者との協力によっておこなう指定圧力の2種類があり，それを表3.2.1-2に示す。

なお原則として管は1本ごとに検査することになっている。

(6) 衝撃試験

ステンレス鋼以外の鋼は一般に低温になると脆性をおびる。そこで低温で用いられる低温配管用鋼管に対し，この試験が規格化されている。

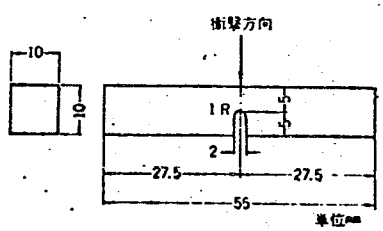


図3.2.1-3 衝撃試験片

試験方法，試験片のとり方はJIS Z 2202に規定されている。試験片は管から縦方向に切取りシャルピーの5号試験片とする。(図3.2.1-3) 試験温度は1種で−45°C，2種で−100°Cとする。

配管用鋼管として，(1)～(6)の試験の他に，管の用途に応じて以下の試験が行なわれる。但しここの説明は略す。

i) 配管用ステンレス鋼管 …… 腐食試験（要求のあった時のみ），オーステナイト結晶の粒度試験（SUS 321 HTPのみ）

ii) 配管用アーク溶接鋼管 …… 溶接部引張試験

iii) 配管用炭素鋼鋼管 …… 亜鉛メッキ試験（白管のみ）

iv) 水道用亜鉛メッキ鋼管 …… 〃 〃

表2. 各種試験の規格

3.2.1-2

規格	種別	記号	引張試験（最小値） 引張強さ kg/mm²	降伏点 kg/mm²	伸び % 1A号試験片	伸び % 5号試験片	伸び % 4号試験片 圧延方向	伸び % 4号試験片 直方向	へん平試験(3.1.5) 継目無	へん平試験(3.1.5) 電気抵抗溶接鋼管溶接部および U-アーク溶接鋼管	曲げ試験 曲げ内側半径（D:管の外径） 曲げ角度(°)	衝撃試験	水圧試験(3.1.4)
									$H=\frac{(1+e)t}{e+t/D}$				
G3452 配管用炭素鋼鋼管		SGP	30	—	30	25	—	—	65Aまたは2½B以上 $H=\frac{1}{3}D$		60Aまたは2B以下 $D\times6$ 90°	—	25 kg/cm² (4)
G3454 圧力配管用炭素鋼鋼管	2	STPG38	38	22	30	25	28	23	40A以上 $e=0.08$	接合部 $H=\frac{1}{3}D$	40A以下 $D\times6$ 90°	—	(5) 標準寸法ごとに規定
	3	STPG42	42	25	25	20	24	19	$e=0.07$	接合部外 $H=\frac{1}{2}D$			
G3455 高圧配管用炭素鋼鋼管	1	STS35	35	18	35	30	30	25	$D>20$mm $e=0.09$	—	$D\leqq20$mm $D\times6$ 90°	—	(6)(4) 指定圧力 $P=\frac{200St}{D}$ S=0.6×Pの最低降伏点
	2	STS38	38	22	30	25	28	23	$e=0.08$	〃			
	3	STS42	42	25	25	20	24	19	$e=0.07$				
	4	STS49	49	28	25	20	22	17	$e=0.07$				
G3456 高温配管用炭素鋼鋼管	2	STPT38	38	22	30	25	28	23	$D>20$mm $e=0.08$		40A以下 $D\times6$ 90°		指定圧力 $P=\frac{200St}{D}$ (4) S=0.6×Pの最低降伏点 指定のない場合：(3)
	3	STPT42	42	25	25	20	24	19	$e=0.07$				
	4	STPT49	49	28	25	20	22	17	$e=0.07$	—			
G3457 配管用アーク溶接炭素鋼鋼管	—	STPY41	41	23	—	18	—	—	—	—	—	—	25 kg/cm² (4)
G3458 配管用合金鋼鋼管	12	STPA12	39	21	30	25	24	19	$e=0.08$		—	—	(6)(4) 指定圧力 $P=\frac{200St}{D}$ S=0.6×Pの最低降伏点 指定のない場合(3) 140 kg/cm²
	22	STPA22	42	21	30	25	24	19	$e=0.08$				
	23	STPA23	42	21	30	25	24	19	$e=0.08$				
	24	STPA24	42	21	30	25	24	19	$e=0.08$				
	25	STPA25	42	21	30	25	24	19	$e=0.08$				
	26	STPA26	42	21	30	25	24	19	$e=0.08$				
G3459 配管用ステンレス鋼管		SUS304TP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$		—	—	(8) 指定圧力 $P=\frac{200St}{D}$ (7) S=1/4Sの最低値 指定のない場合：（溶接管：25 kg/cm² 継目無管：14）
		SUS304HTP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS304LTP	49	18	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS321TP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS321HTP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS316TP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS316HTP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS316LTP	49	18	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS309STP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS310STP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS347TP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS347HTP	53	21	35	25	30	—	$e=0.09$				
		SUS329J1TP	60	40	18	13	—	—	$e=0.07$				
G3460 低温配管用鋼管	1	STPL39	39	21	35	25	30	22	40A以上 $e=0.08$	40A以上 $e=0.08$	40A以下 $D\times6$ 90°	(注)(2)	(6) 指定圧力 $P=\frac{200St}{D}$ 指定のない場合：50kg/cm²
	2	STPL46	46	25	30	20	24	16	$e=0.08$	—			

（備考）(1) 外径が100mm以上で，厚さが外径の15%以上の管では，引張試験片の円周の一部を削除いわゆるG形試験片とすることができる。（G3455, G3456, G3458, G3460）

(2)

試験片寸法 mm	シャルピー衝撃試験による吸収エネルギー kgm 1組(3個)の平均値	2個のそれぞれの値	1個の値
10×10	2.1以上	2.1以上	1.4以上
10×7.5	1.8以上	1.8以上	1.2以上
10×5	1.4以上	1.4以上	1.0以上
10×2.5	0.7以上	0.7以上	0.5以上

(3) 水圧試験圧力 単位 kg/cm²

スケジュール番号	10	20	30	40	60	80	100	120	140	160
試験圧力	25	50		70	100	130	170	190		

(4) 水圧試験圧力 単位 kg/cm²

スケジュール番号	5S	10S	20S	40	80	120	160
試験圧力	35		50	70	130	190	

(5) 規定値は JIS G3454 参照

(6) P: 試験圧力 (kg/cm²), t: 管の厚さ (mm)
D: 管の外径 (mm),
S: 規定した降伏点または耐力の最低値の60% (kg/mm²)

(7) S: 規定した引張強さの最低値の1/4 (kg/mm²)

3.1.2 鋳鉄管 (直管, 異形管)

ここではダクタイル鋳鉄管についてのみ述べることにする。

(1) 化学成分

化学分析試料は1溶解ごとに~~100もしくは~~, ~~その端数ごと~~ ~~1個とり~~ JIS規格に定める分析法より得られる。その値を参考表3.2.1-1に示す。

表3.2.1-1 化学成分 (%)

T.C	Si	Mn	P	S	Mg
3.0~3.8	1.7~2.5	0.2~0.4	0.1以下	0.015以下	0.03以上

(2) へん平試験

鋼管におけるへん平試験と同様に, 垂直荷重を表3.2.2-2に規定するへん平量になるまで徐々に加え, 管の内外面にわれ, その他の欠陥が生じたかどうかを調べる。なお, この試験は直管についてであり異形管では行なわない。

試料は, 連続して製造した同一呼び径の管1組から任意に1本を抜き取り, これを供試管とし, 供試管の端から長さ約100mmを切り取ったものとする。

(3) 引張試験

り直管 直管については(2)のへん平試験を行なった試料より管軸方向を軸としてJIS Z 2201 (金属材料引張試験片) に規定する4号試験片に準じた試験片を3個作り, これをJIS Z 2241 (金属材料引張試験方法) によって試験を行ない, 3個の引張強さ及び伸びを求める。直管についての引張強さ, 伸びは表3.2.2-2の如くJISに規格化されている。

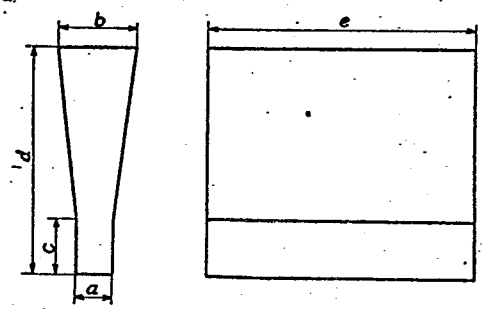
り異形管 異形管については供試材は次のとおりとする。

(イ) 供試材の数は, 予備を除き2個とし, 1溶解ごとに管と別個に同一条件で鋳造する。
なお, 供試材の鋳型は, 原則として管の鋳型と同一種類のものとする。

(ロ) 管に熱処理を施す場合には, 供試材にも同一炉で同時に熱処理を施す。

(ハ) 供試材の形状, 寸法は, 表○のとおりとする。

供試材の形状・寸法



単位 mm

種類	a	b	c	d	e
A 号	25	55	40	140	150 以上

この供試材より JIS Z 2201 に規定する 4号 試験片を 2 個作り JIS Z 2241 により引張って，2個の引張強さ及び伸びを求める．その規格については表 3.2.2-3 のとおりである．

(4)硬さ試験

i) 直管

引張試験を行なった試験片の一部を用いて，適当な大きさに仕上げたものを 1個作り，これを JIS Z 2243（ブリネル硬さ試験方法）によって硬さを測定する．

直管の硬さについて表 3.1.2-2 のとおり JIS で規格化されている．

ii) 異形管

引張試験を行なった試験片の一部を用い，直管の場合と同様に試験する．

異形管の硬さについて表 3.2.2-3 のとおり JIS で規格化されている．

3.2.2-2
表 2 機械的性質（直管）

種類	引張試験		硬さ試験	へん平試験	
	引張強さ kg/mm²	伸び %	硬さ Hs	呼び径 mm	へん平値 mm
全種	40 以上	5 以上	230 以下	75, 100	呼び径の 1/10
				150～250	呼び径の 1/8
				300～450	呼び径の 1/6
				500～1500	呼び径の 1/4

3.2.2-3
表 3 引張強さ・伸び及び硬さ（異形管）

引張試験		硬さ試験（参考）
引張強さ kg/cm²	伸び %	硬さ Hn
40 以上	15 以上	121～197
45 以上	10 以上	143～217

(5) 水圧試験

塗装前のすべての管について行なうものとし直管，異形管について表 3.2.2-4 の規定圧力になるまで水圧を加え，これを保持し，漏れその他の欠陥が生じたかどうかを調べる。

3.1.2-4
表 4 規定圧力

呼び径 (mm)	試験水圧 (kg / cm²)			
	直管			異形管
	1 種管	2 種管	3. 種管	
75～300	60	—	50	30
350～600	50	45 (1)	40	25
700～1000	40	40	35	20
1100～1500	30	30	30	15
1600～2600	25	25	25	10

注 (1) 2種管の試験水圧 45 kg/cm² は，呼び径が 400 mm 以上に適用する。

(6) 顕微鏡試験

管の両端の表面を良く研磨し，顕微鏡を用いて黒鉛球状化の程度を検査する。

コクヨ コピー170 (37×25)

3.2.3 硬質塩化ビニル（UPVC）管

(1) 引張試験

試験片は合理的に抜取った供試管より，図3.2.3-1のごとくダンベル状に切り取り作られる．なお試験片は，試験に先立って1時間以上試験室温度で状態調節されなければならない。

試験片の断面積 S（mm²）をつぎの式によって算出する。

$$S = t \times b$$

ここに t：厚さの最小値（mm）

b：弦の長さの最小値（mm）

試験片をJIS Z 2241（金属材料引張試験方法）に準じて，10 mm/minの速さで引張り，上式で計算した断面積で最大荷重を除して引張強さを算出する。

20°C以外で試験したときは，つぎの式によって20°Cにおける引張強さ f（kg/cm²）を求める。

$$f = f_0 + 6.65(\theta - 20)$$

ここに f_0：0°Cにおける引張強さ（kg/cm²）

θ：試験時の温度（°C）

ただし，適用温度範囲は5～35°Cとする。

なお特に，水道用硬質塩化ビニル管については次の式によって15°Cにおける引張強さを求める。

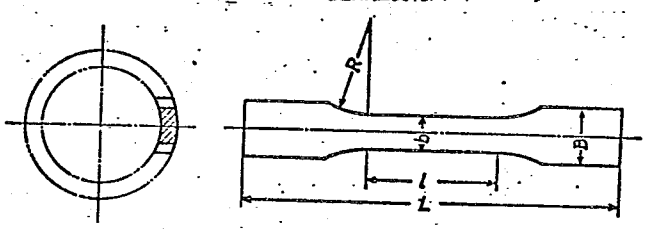
$$f = f_t + 6.65(t - 15)$$

ここに f：15°Cにおける引張強さ（kg/cm²）

f_t：t°Cにおける引張強さ（kg/cm²）

t：試験時の温度（°C）

（適用温度範囲 5～30°C）



単位 mm

種類	L	l	B	b	R
呼び25以下	90	25	8	5	6
呼び30以上300まで	100	35	15	10	25
呼び350以上*	180	50	30	20	25

図3.2.3-1 ダンベル状試験片

* 水道用硬質塩化ビニル管については呼び径350以上の規定がなく呼び径30以上の規定が用いられる。

引張強さはJISにより次のように規格されている。

	硬質塩化ビニル管	水道用硬質塩化ビニル管
引張試験	480 kg/cm² 以上	15°C における引張強さが 500 kg/cm² 以上

(2) 水圧試験

供試管から長さ 500 mm 以上の試験片を切り取り，10～30°Cの水で表3.2.3-1の圧力を加え，そのまま1分間放置し漏れなどの異状を調査する。

なお，水道用硬質塩化ビニルについては常温の水で35 kg/cm²の圧力を加えることがJISに定められている。

表3.1.3-1 規定圧力

管の種類		水圧値 (kg/cm²)
VP管	呼び150以下	30
	呼び200以上	20
VU管		10

(3) へん平試験

供試管から長さ 50 mm の環状試験片を切り取り，これを2枚の平板間にはさみ，管軸に直角の方向に 10 mm/min の速さで，管の外径がその 1/2 になるまで圧し，割れ及びひびが生じたかどうかを試験する。

(4) 浸せき試験

供試管から表3.2.3-2のように試験片を作る。

表3.2.3-2

	形状	作り方	試験片個数	試験結果
呼び25以下	管状	供試管から長さ 30 mm を切り取る。	各試験液ごとに2個	平均値による
呼び30以上	弧状	供試管から長さ 50 mm の管状片を切り取り，これから弦の長さ(約) 25 mm に切り取る。	各試験液ごとに2個	平均値による

表3.2.3-3

試験片を表3.2.3-3の試験液に 60±2°C で5時間浸せきしたのち，流水中で5秒間洗浄し(水による浸せきの場合は行なわない)，かわいた布で表面の水分をふきとり，はかりびんに入れて重さをはかる。つぎの式によって重量変化度 d (mg/cm²) を算出する。

$$d=\frac{w_0'-w_0}{S}$$

ここに w_0：試験片の試験前の重さ (mg)

w_0'：試験片の試験後の重さ (mg)

S：試験片の表面積 (cm^2)

表 [illegible] テスト-3

試験液の種類	試験液の純度および濃度
水	蒸留水
塩化ナトリウム溶液	JIS K 8150 〔塩化ナトリウム (試薬)〕 の1級塩化ナトリウム以上の10% 水溶液
硫酸	JIS K 8951 〔硫酸 (試薬)〕 の1級硫酸以上の30% 水溶液
硝酸	JIS K 8541 〔硝酸 (試薬)〕 の1級硝酸以上の40% 水溶液
水酸化ナトリウム溶液	JIS K 8576 〔水酸化ナトリウム (試薬)〕 の1級水酸化ナトリウム以上の40% 水溶液

この試験により重量変化度は各試験液に対して ±0.2 mg/cm² 以内となるよう JIS で定められている。

以上 (1)～(4) の試験の他に，水道用硬質塩化ビニル管については，次の試験が規定されているがここでは説明を省略する。

i) 加熱針入試験

ii) 溶解試験

参考資料

例えば

1) 日本鉄鋼協会：鋼管マニュアルシリーズ2 "鋼管マニュアル", 昭45.2

2) 日本規格協会：JISハンドブック "鉄鋼", 1973

3) 日本規格協会：JIS "水道用遠心力球状黒鉛鋳鉄管" JIS G 5526, 昭44.3

4) 日本規格協会：JIS "水道用球状黒鉛鋳鉄異形管" JIS G 5527, 昭44.3

5) 日本規格協会：JIS "硬質塩化ビニル管" JIS K 6741. 昭43.11.

6) 日本規格協会：JIS "水道用硬質塩化ビニル管" JIS K 6742. 昭46.8

3.3 管の実物強度試験例

3.3.1 T字鋼管の強度試験

実験の概要を示すと次の如くである。

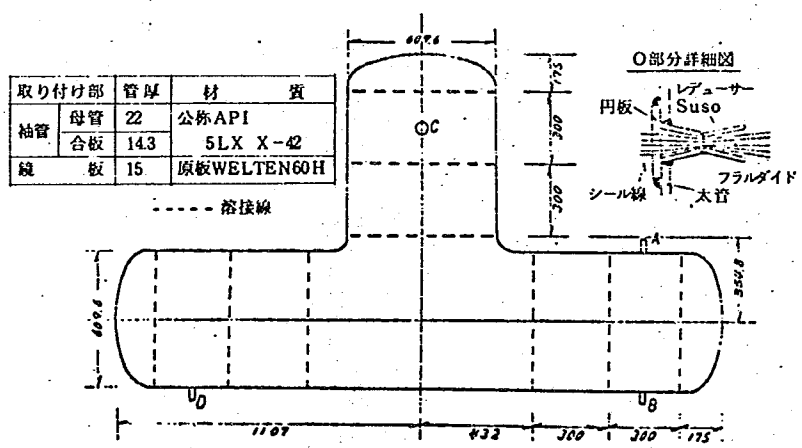
パイプライン・システムにおける構造的弱点の1つと考えられている分岐部、すなわちT字管の力学的挙動を明らかにするため一連の実験が進められており、本報にはその内圧による挙動が記されてある。供試体としては、引き抜き型（Extruded Type）の600A×600A×22.0/14.3 T字管が選ばれている。図1に示される供試体には内圧荷重が繰返し作用させられ、その応力度は有限要素法（Finite Element Method）を用いたASKA（Automatic System for Kinematic Analysis）プログラムによる解析と対比せられ、つぎの結果が得られた。

(1) 弾性域における応力集中係数は最大で5～6である。

(2) 塑性域においては、応力が再配分され応力集中係数は小さくなる。従って、弾性設計による場合、内圧破壊に対する安全性は著しく高い。

(3) ASKAプログラムにより理論的に求められる応力集中係数は工学的誤差範囲内で正確である。

図3.3.1 試験体



3.3.2. 大型スネークパイプの強度試験

1) 概説

スネークパイプとは，コルゲーションのついた鋼管であるが，管壁厚の薄い，いわゆるコルゲートパイプとは異なり，ラインパイプに等しい肉厚をもつものである。スネークパイプは，外径165.2 mm程度の小径のものから，外径609.6 mm程度の大径のものまで，自由なサイズのものが，製造されている。

スネークパイプは，配管系にたわみ性を与える．一つの手段として，不等沈下，熱伸縮，また大きなたわみが予想されるところに用いられる．

スネークパイプは，配管要素として比較的複雑な，性状を示す。そして，その挙動を理論的に予測するのは難しく，むしろ，個々のスネークパイプの性状は，実験的に定める方が実用的である．

2) 試験の目的と項目

可撓性と伸縮性に富む，スネークパイプを含む配管系の耐震性の検討をするためには，まず，スネークパイプ自体の基本的な力学的性質を知らねばならない。そのために行う試験として，下記のものがあげられる。

i) 軸方向圧縮試験

ii) 内圧試験

iii) ビーム曲げ試験

iv) 材料試験

通常の弾性設計では，配管要素内の応力が，材料の降伏応力を越えることはない。この範囲における，スネークパイプのたわみ性は，不規則な形状に由来する，応力集中度によって相違される。そして配管要素としてのたわみ性は，次のように定義される。

$$\text{たわみ性} = \frac{\text{同サイズの直管に比較したたわみ性}}{\text{応力集中係数}}$$

応力集中度を知るためには，応力集中が予想される付近に，ゲージを貼り，その最大値をさがす必要がある。

ところで一方，スネークパイプは，弾性範囲を越え塑性域に入ると，大きな変形性能を示す。地震時に，配管の一部が，過度の変形をうける可能性もあることから，破断に至る強さと変形性能を調べることも，試験の重要な目的である。

3）試験方法

i） 軸方向圧縮試験

図3 3.2-1に圧縮試験装置のスケッチを示す。

図3.3.2-2はストレンゲージの配置例である。

ii） 内圧試験

内圧試験は図3.3.2-3に示すように、スネークパイプの両端に鏡板を取付けて行う。内圧試験は、引張り試験を兼ねている。

iii） 曲げ試験

曲げ試験は図3 3.2-4のように行うと一様モーメントの区間が得られる。

iv） 材料試験

材料試験の試験材は、スネークパイプの各部からとられる（図3.3.2-5）。試験材は母材部、溶接部、山部谷部、それに中間部からとられている。

材料試験では、硬度測定、標準試験片による引張試験を行っている。

参考文献

日本鋼管「大型スネークパイプの実用性能について」 昭和45.6

SEKIREI A4 NO. 54

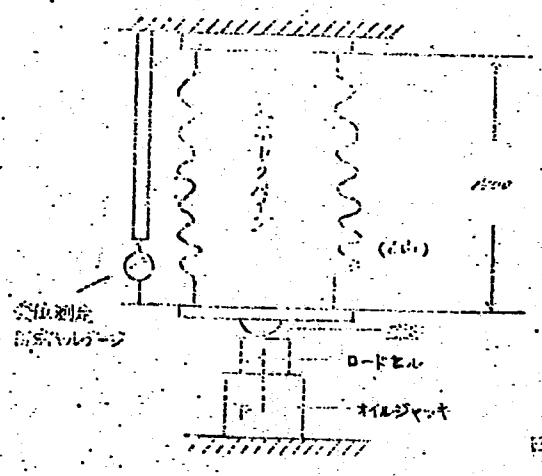


図3.3-1 圧縮試験装置

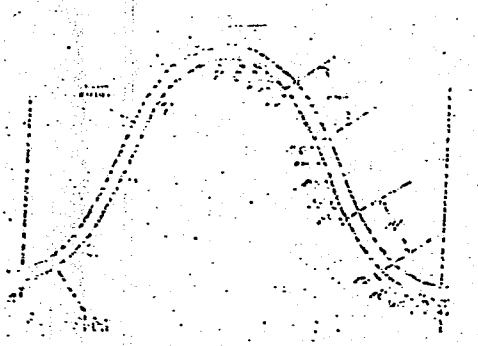


図3.3-2 軸圧縮試験体のゲージ位置

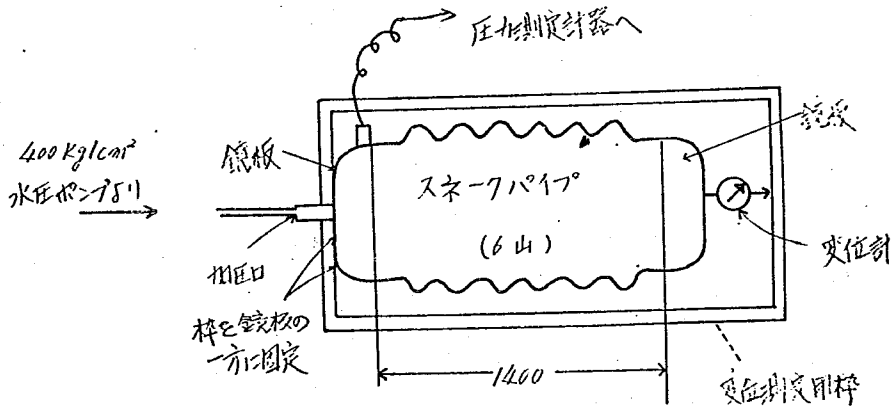


図 3.3 コース内圧試験要領

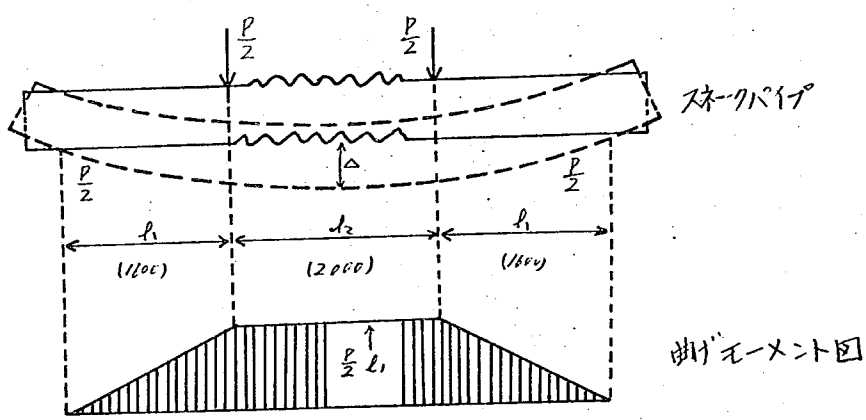


図3.3.2-4. 曲げ試験

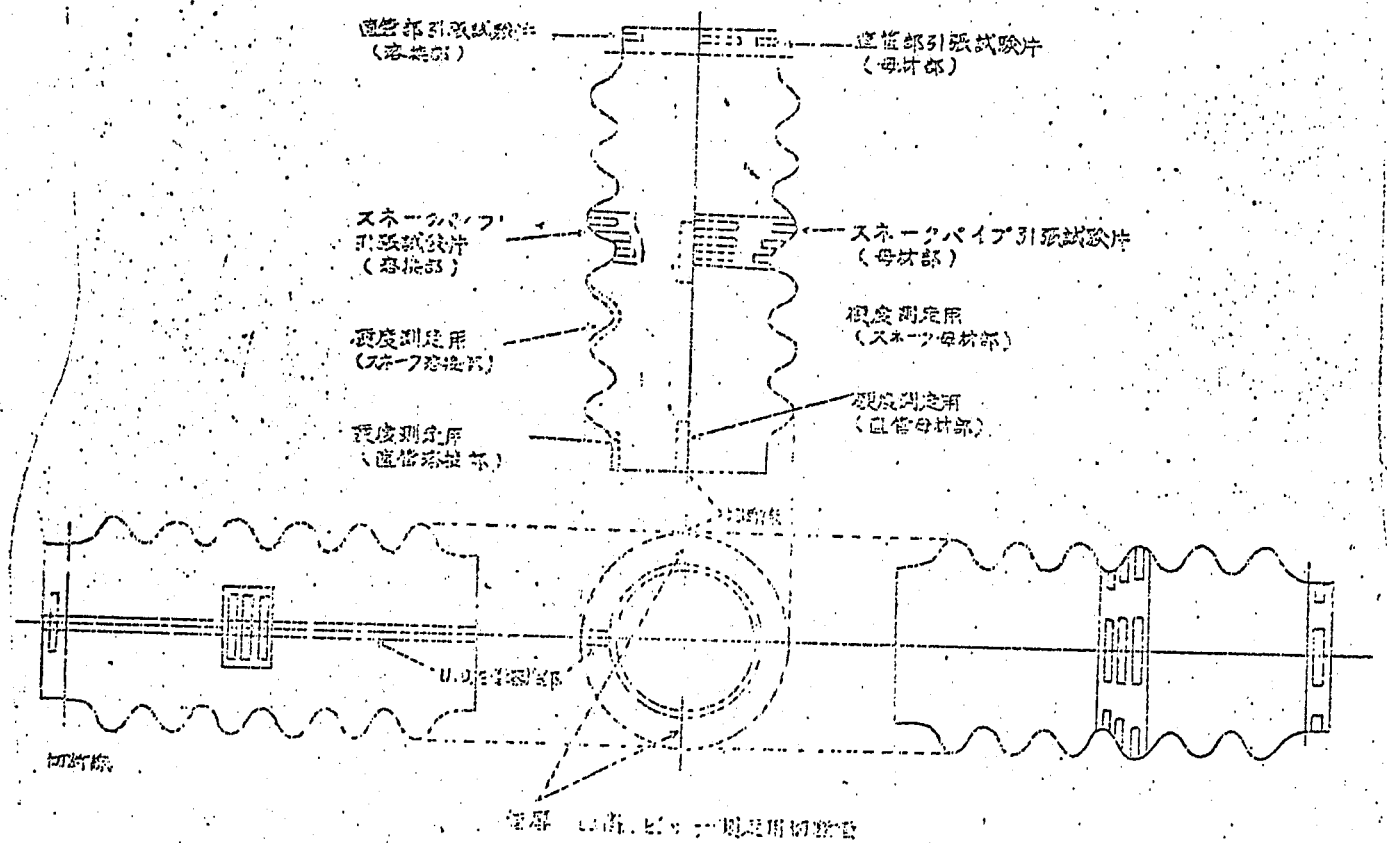

直管部引張試験片
（溶接部）
直管部引張試験片
（母材部）
スネークパイプ
引張試験片
（溶接部）
スネークパイプ引張試験片
（母材部）
硬度測定用
（スネーク溶接部）
硬度測定用
（スネーク母材部）
硬度測定用
（直管溶接部）
硬度測定用
（直管母材部）
切断線

図 3.2-5

3.3.3 大径鋼管の低温破壊試験

近年，パイプライン用鋼管の低温靭性が特に注目されるようになってきた。その理由は寒冷地向高カラインパイプ材の材質面での進歩とともに，一般鋼管材の靭性についても関心が急速に高まったことによるといえよう。

低温における材料靭性試験は一般に脆性破壊発生試験及び亀裂伝播試験に大別される。

これら両者の実験方法及び2,3の実験結果例について以下に述べる。

(a) 脆性破壊発生試験

脆性破壊発生の問題は敷設されたパイプに，誤って大きな欠陥を与えた場合，例えばショベルカーにより大なり小なりの疵を与えた場合等以外は，まず溶接部のみについて検討すればよい。すなわち，管ショーム溶接部あるいは管周溶接部が破壊発生の起点となる。

溶接部とくにボンド部の靭性は溶接入熱量及び母材の炭素当量に支配され，これらの値を低く押える程，靭性は向上する。

最近，溶接部の靭性評価法としてCOD試験がしばしば用いられる。この試験は図3.3.3-1に示すような試験片に図のように曲げ荷重を与え，切欠先端における破壊寸前の開口量を求めるものである。図3.3.3-2に示すように，本試験はあくまで小型試験であり最終的な確認はやはり実管破壊

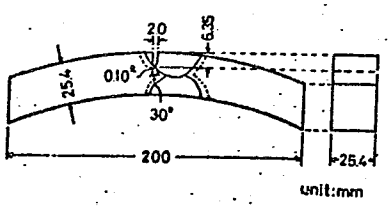


図3.3.3-1 Full thickness type COD-specimen

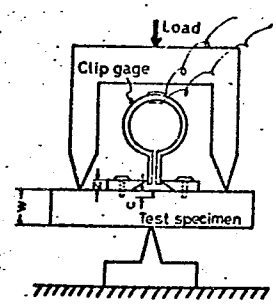


図3.3.3-2 Method of slow bend COD-test

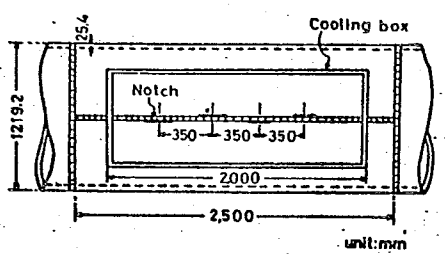
試験 によらざるを得ない。

実管破壊試験 では図333-3に示すような表面切欠がしばしば用いられる。このような複数切欠方式により切欠先端が最脆化部であるボンド部に位置する確率を高めている。更にボンド線の確認のため切欠の中間に溝を加工し，そのルートをエッチする等の手段をとることがある。

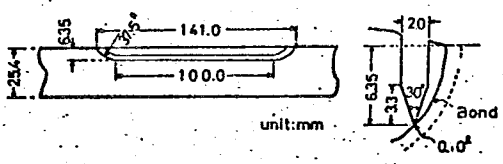
破壊試験設備は図333-4[1]及び写真333-1に示すとおりで，脆性破壊発生試験ではあまり長い鋼管は不要であり，切欠部のみを局部冷却して実験を行なうことが多い。

冷却は試験片上部に取付けた木製冷却槽の中に液体窒素，フレオン，ドライアイス等を投入して行なう。

破壊試験 においてもCODを計測することは可能であり，図1の実験室小型曲げCOD試験結果と比較



Configuration of burst test specimen



Notch configuration of burst test specimen

図3.3.3-3

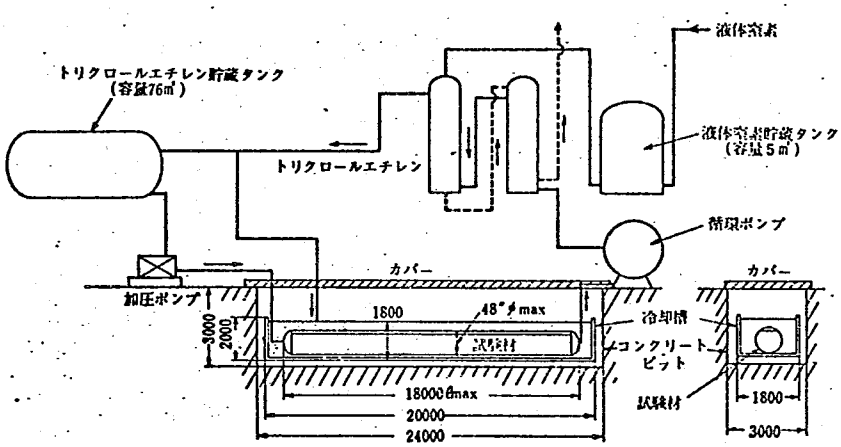


図3.3.3-4 低温破壊試験設備

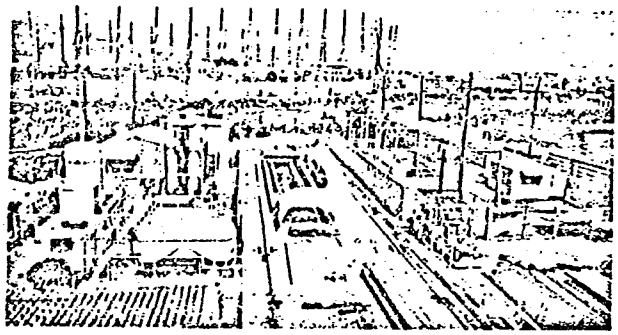


Photo ~~1~~ General view of test setup
写真3.3.3-1

し，後者の値より実管の破壊試験を推定することができる。

実験結果の一例を表3.3.3-1及び図3.3.3-5,6に示す。[2)]

図3.3.3-6の限界COD，δ_cの計測結果によると，低温領域で実管破壊試験のδ_cが実験室小型COD，δ_cより小さな値を示す傾向にあるが，δ_c≧0.1mmを示す温度領域では両者はほぼ一致し，COD試験により実管の低温における安全性の推定が可能であると考えられる。

以上のような意味で最近，COD試験が簡易靭性試験として広く行なわれるようになってきている。

表3.3.3-1 ~~Table 1~~ Results of full scale burst test (5LX-65)

Heat input	Test temperature (°C)	Fracture pressure (kg/cm²)	Fracture stress (kg/mm²)	Clip gage displacement (mm)	Critical COD, δ_c (mm)
Low (47,000 Joule/cm)	-62	226	54.2	0.259	0.180
	-72	210	50.4	0.211	0.146
	-105	194	46.6	0.155	0.098
	-110	193	46.3	0.199	0.121
High (65,000 Joule/cm)	-10	223	53.5	0.395	0.274
	-41	233	55.9	0.281	0.195
	-69	119	28.6	0.103	0.044

コクヨ コピー170 (37×25)

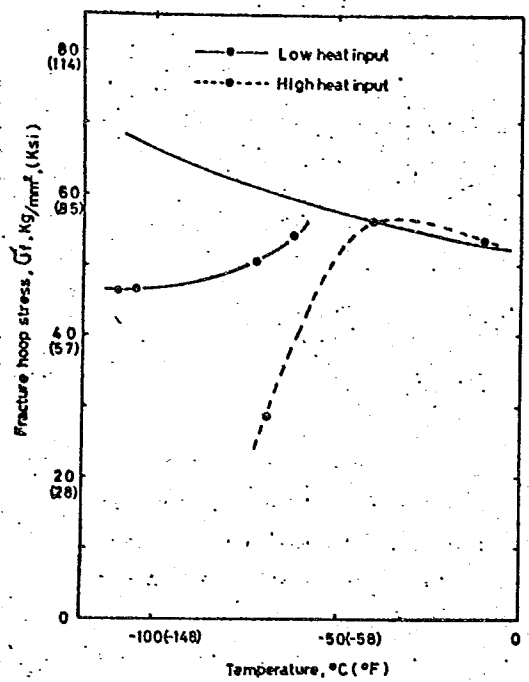


図3.3.3-5
図5.
Fig. 14 Results of pipe burst test

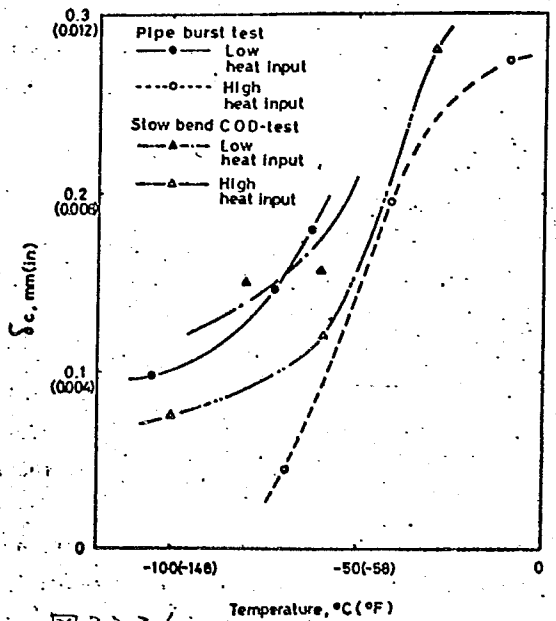


図3.3.3-6
図6.
Fig. 24 δ_{us}' of pipe burst test and slow bend COD-test

(b) 脆性亀裂伝播試験

脆性亀裂伝播特性が問題となるのは，ガス輸送管の場合である。これは気体の場合，破壊発生時における漏れ（leak）で容易に減圧しないためである。

脆性亀裂の伝播試験を行なうためには，少なくとも10m程度の供試管が必要であり，内部を一部ガス（6Vol%程度）とした状態で実験を行なうことが多い。~~（図17）~~（図3.3.3-7）

伝播特性の簡易評価法としては，図3.3.3-8に示すB-DWTT（Battelle-Drop Weight Tear Test）がしばしば用いられ，本実験の85% Shear Areaを示す温度（FATT）が一つの目安を与えることが多くの実験結果から知られている。すなわち，この温度以上では脆性破壊は伝播せず，これ以下の温度で伝播する危険性がある。（図9.）[3]

図3.3.3-9

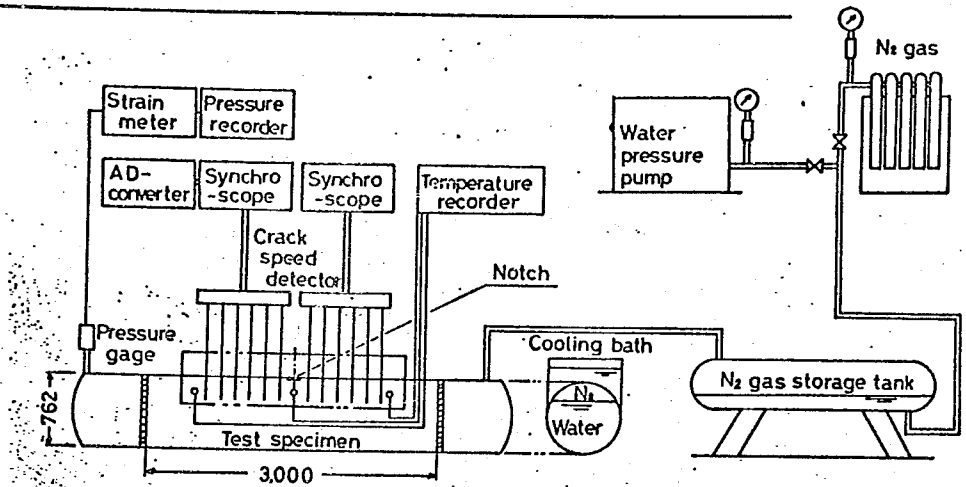


図 Schematic diagram of testing procedures (mm)

3.3.3-7

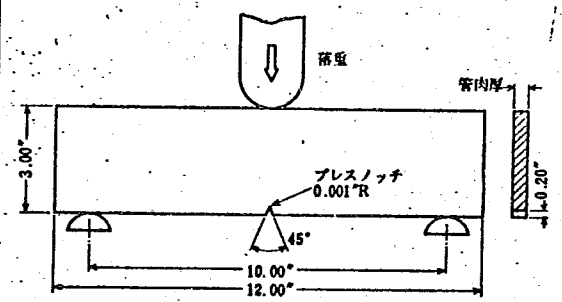


図. 鉄研—DWTT試験片

3.3.3-8

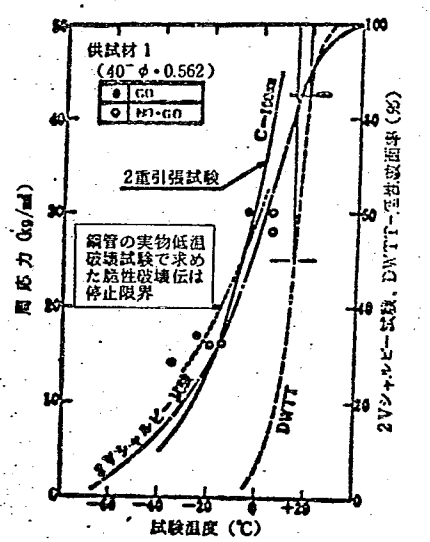


図6 鋼管の実物低温破壊試験結果と実験室的靭性試験結果の比較

3.3.3-9

また，理論的な検討から鋼管における脆性亀裂の伝播のK-値は亀裂長がいかに大であろうと，ある値に飽和するという考え方が導びかれる。[4] すなわち，

$$K_{max} = \sigma\sqrt{\pi R} \qquad R: 管半径$$

なる値に漸近する。

したがって限界K-値（Kc）としては，設計応力$\times\sqrt{\pi \times 管半径}$という考え方が可能であり，大径となる程設計応力が一定でも高い靭性が要求されることになる。

この考え方は管では亀裂反対側では fixed grip 状態にあり，ふくらみ（bulge）等の影響を無視したものである。

参考文献

1) 三鞭，長谷部，古賀；鋼管の実物低温破壊試験設備，住友金属，第23巻 第2号，1971. 4

2) E. Miyoshi et al; New Development in Weldability and Welding Technique for Arctic Grade Line Pipe, Sumitomo Metal, WRC-Bulletin, 201, Dec., 1974

3) 長谷部，古賀，岡沢；大径鋼管の実物低温破壊試験（第2報－脆性破壊伝ぱ停止特性），住友金属，第25巻 第2号，1973. 4.

4) J.R. Rice; A Path Independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks, J. of Appl. Mech. June, 1968

コクヨ コピー170 (37×25)

3.3.4 ダクタイル鋳鉄管の室内埋設試験

(1) 目的

管径、管厚、埋戻土の土質、埋設条件などと管の支持角、および側圧との関係を究明するため 2) 通りの組合せについて久保田鉄工㈱鉄管研究部で室内試験した。以下概要を述べる。

(2) 試験装置および試験概要

試験回数が多くなることから 図3.3.4-1 のような二重構造ピット内で試験した。

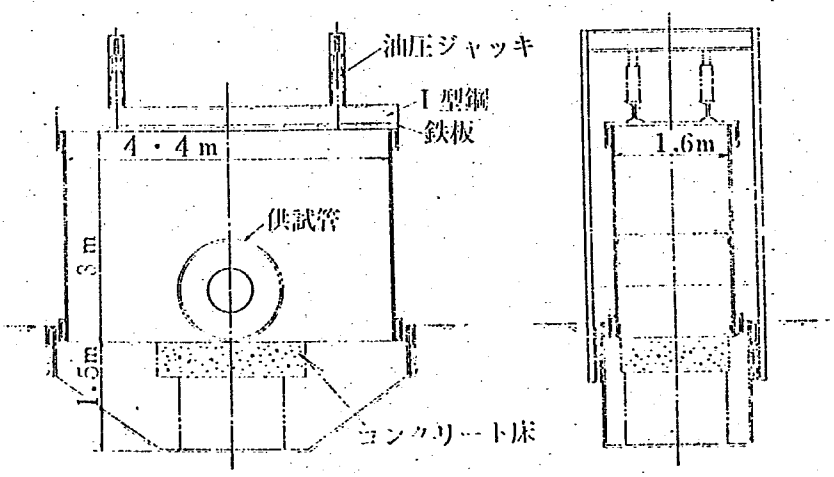


図3.3.4-1 ピットの形状および載荷方法

ピットの構造、寸法は実際の埋設管路の場合と同様の結果が得られるよう留意し、予備試験の結果に基づいて、図3.3.4-1の

ごとく決定した。予備試験の結果によれば、供試管の管壁とピット側壁との間隔が1.5m あれば、管に作用する土圧はピット側壁の影響をほとんど受けない。またピットの構造を二重にすることにより上部ピットが埋戻土と一体となり、これらが外荷重により一緒に下がるので、ピット内に置かれている管には、実際に地中に埋設した場合とほとんど変わらない条件の土圧が作用することになる。なお、いくつかの試験においては、管に対する支持条件をきびしくすることを目的として、管底にコンクリート床を置いた。

試験の手順は、先ず下部のピット内に管底の条件に相当する土を埋込み、その上に供試管を置き、土砂を埋戻した後ピット上面を鉄板で覆い、油圧ジャッキを用いて外荷重を載荷した。

(3) 供試管

呼び径，管厚，表3.3.4-1

管長　　各1.5m

表3.3.4-1 供試管

呼び径	300	700		1000	1350	
管種	4種相当	1種	4種	4種	1種	4種
平均管厚 t (mm)	6.08	12.05	9.24	11.86	21.91	15.00

(4) 管底の条件

(i) 吉野川産川砂を軽くつき固めた場合，
(ii) 金剛山麓出の山粘土を軽くつき固めた場合
(iii) コンクリート床の場合

の3通り。

(5) 埋戻しの条件

(i) 土質　　吉野川産川砂

　　金剛山産出の山粘土　　の2種類。

(ii) 工法　　つき固めなし

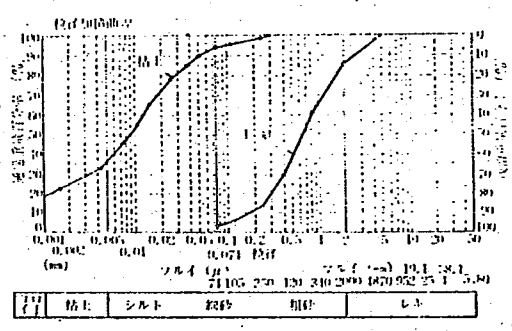
　　つき固めあり　　の2通り。

つき固めの場合は、管頂までを3層に分け各層ごとに木槌で1往復半ずつつき固めた。

表3.3.4-2 土質試験結果

区分	砂	粘土
砂利分 (%)	14	0
砂分 (%)	83	6
シルト分 (%)	3	58
粘土分 (%)	0	36
最大径 (mm)	4.8	0.25
60%径 (mm)	0.81	0.013
10%径 (mm)	0.19	—
均等係数	4.26	—
0.075mm 通過量	3	94
0.42mm 通過量	29	100
4.8mm 残留量	1	—
三角座標による分類	レキ混り砂	シルト質粘土
AGI法による分類	SW	CH
土の習指数	A-1-b(0)	A-7 (20)
液性限界 (%)		76.0
塑性限界 (%)		28.9
塑性指数		46.1

表 3.3.4-3 粒度試験結果



試料	レキ分 %	砂分 %	シルト分 %	粘土分 %	最大径 mm	60%径 mm	10%径 mm	均等係数	2000μフルイ通過率 %	420μフルイ通過率 %	74μフルイ通過量 %	三角座標による分類
砂	14	83	3	0	48	0.81	0.19	4.26	86	29	3	
粘土	0	6	58	36	0.25	0.013	—	—	100	100	94	C

(6) 測定項目および測定方法

(i) 管に作用する土圧

図3.3.4-2の各位置に土圧計を取付け、垂直方向および水平方向の土圧を測定した。

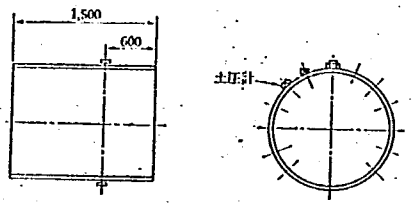


図3.3.4-2 土圧計取付け位置

(ii) 管各部の応力

図3.3.4-3の各位置にストレインゲージ(電気抵抗線歪計)を貼付し管各部の歪みを計測、これを応力に換算した。

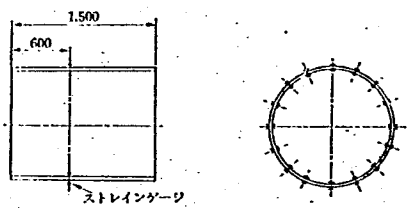


図3.3.4-3 応力測定位置

(iii) 管の変形量

図3.3.4-4の各位置をダイヤルゲージおよび内径マイクロメーターを使用して測定した。

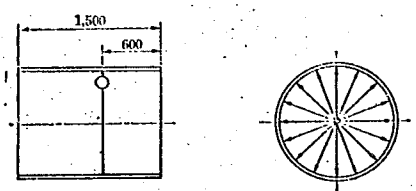


図3.3.4-4 変形量測定位置

(7) 試験結果

試験結果の一例を図3.3.4-5～6に示す。

試験の結果、応力、撓みに対する影響は、口径、管厚よりも、埋戻し条件の影響の方がはるかに大きく、管底が固く、しかもゴロゴロした粒土を埋戻し、管側のつき固めも行なわないというような、極端な条件の場合に応力、撓みとも最も大きくなった。

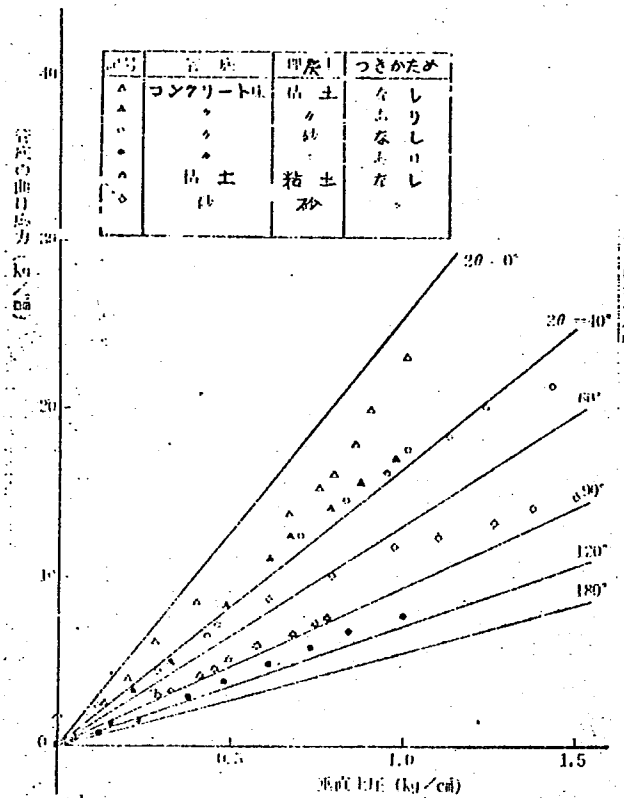


図3.3.4-5 垂直土圧と水平応力
(1350φ 1種管)

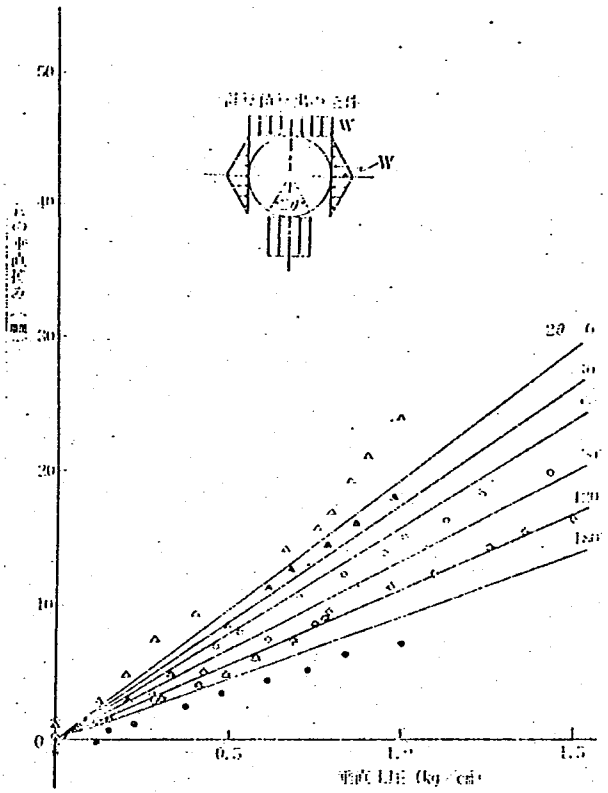
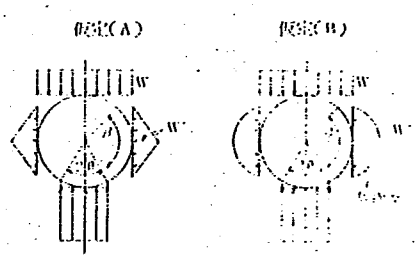


図3.3.4-6 垂直土圧と垂直撓み
(1350φ 1種管)

(ハ) 土圧分布の推定

図3.3.4-7 のごとき土圧分布の仮定のもとに、支持角2θ，側土圧の分散角β，垂直土圧に対する側土圧の比率を変え、数値計算した値と実測結果とを比較し、よく合致する土圧分布を大型電子計算機を用いて求めた。



2θ：支持角
β：側土圧の分散角
W：側土圧
(垂直土圧との比率)

図3.3.4-7 土圧分布の仮定

(ii) 管の支持角と埋設条件.

各埋設条件における垂直土圧と管底の支持角との関係についてまとめたものの一例を図3.3.3-8に示す。これらの図から、管の

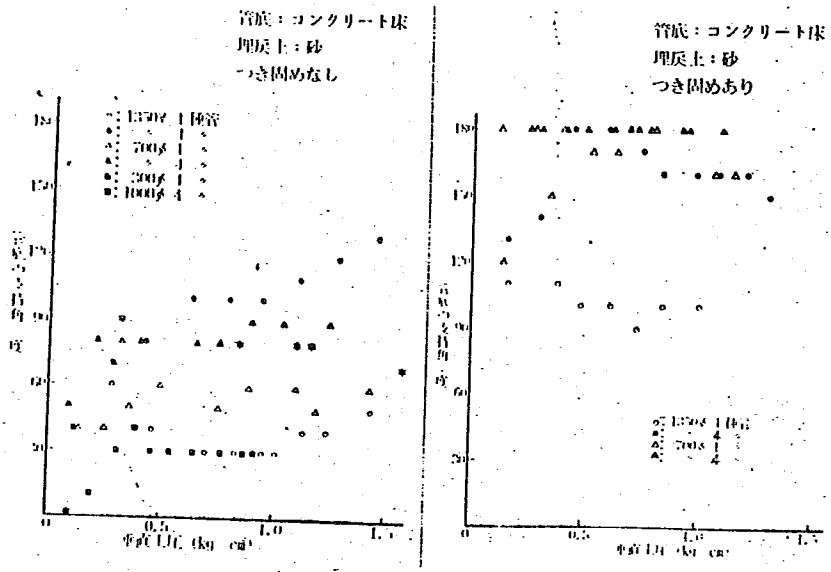


図3.3.4-8 垂直土圧と管底の支持角 その一例

支持角に対しては、管底の条件、埋戻し土の種類、つき固めの有無などが大きく影響し、本試験の範囲においては、口径、管厚などはほとんど影響しないものと思われる。いま、管の支持角は口径、管厚には関係しないものとして各埋設条件毎に期待し得る支持角の最低値を示すと表3.3.3-4の如くである。

表3.3.4-4 期待し得る最低支持角

管底条件	埋戻土の種類	つき固め	支持角の最低値（度）
コンクリート床	粘土	無	10
		有	20
	砂	無	30*
		有	100**
砂	砂	無	50***
粘土	粘土	無	90***

<注>

*最低30°から最高100°程度までかなりのバラツキがあり、丁寧な埋戻しを行なえばさらに大きな支持角を期待し得る。

**つき固めの程度によっては180°の支持角を期待し得る。

***垂直土圧の増加にともなって支持角も大きくなる傾向にある。

(iii) 側土圧の大きさと埋設条件との関係

側土圧の大きさを求める方法には水平撓みと水平土圧との関係から定める方法と垂直土圧との比率から定める方法がある。前者の一例を図3.3.4-9に示したが、埋設条件、口径、管厚などによって変化し、水平土圧は撓みとの関係から一義的に定められない。

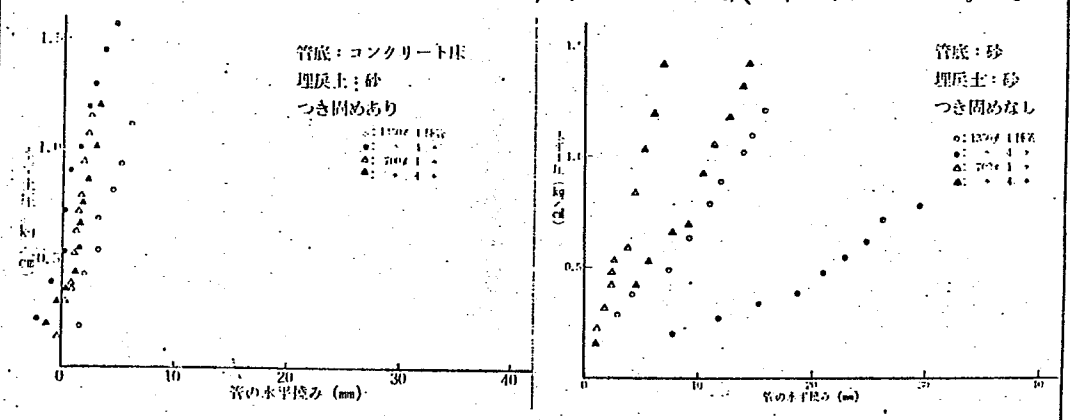


図3.3.4-9 水平土圧と管の水平撓みの関係

一方、後者の一例を図3.3.4-10に示したが、口径、管厚、管底の条件にはほとんど関係なく、埋戻土の種類、つき固めの有無によって定まり実用

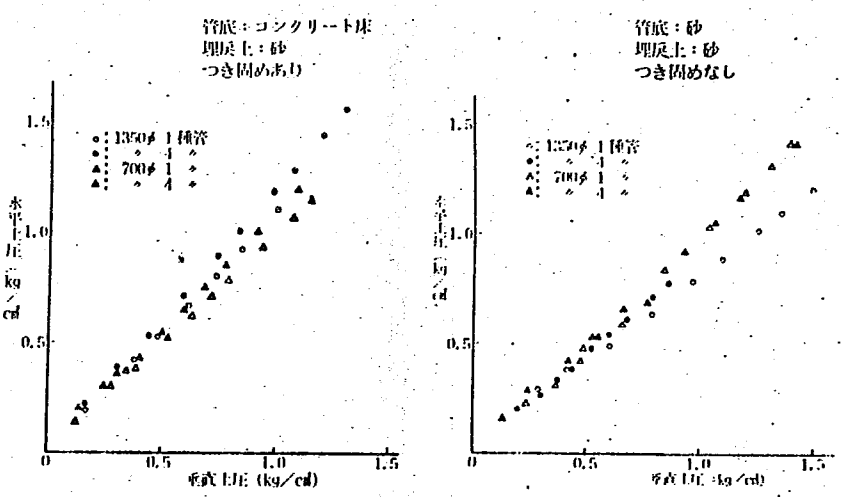


図3.3.4-10 水平土圧と垂直土圧の関係

的である。平均的な値を示すと表3.3.4-5の40くである。

表3.3.4-5 垂直土圧に対する比率

埋戻土の種類	つき固め	側土圧(W'/W)
粘土	無	0.8
	有	0.9
砂	無	0.9
	有	1.1

3.3.5 ダクタイル鋳鉄管の屋外埋設試験例

実際の埋設条件下における ダクタイル管の挙動を把握するため、多くの埋設試験を行なった。そのうち代表的なものについて管の支持角を中心に2~3の例を上げる。

(1) 1350φ ダクタイル管 埋設試験 (その1)

(i) 供試管

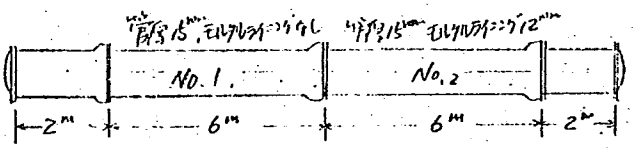


図3.3.5-1 供試管(1)

(ii) 埋設条件

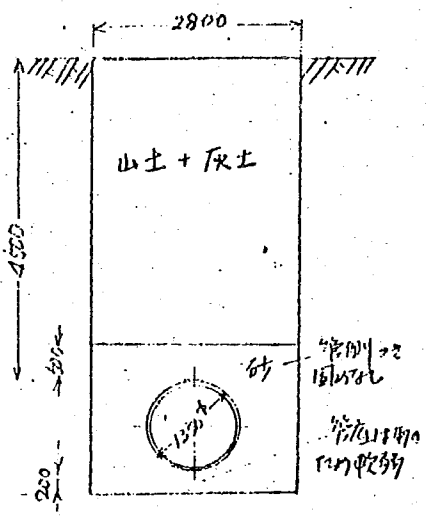


図3.3.5-2 埋設条件(1)

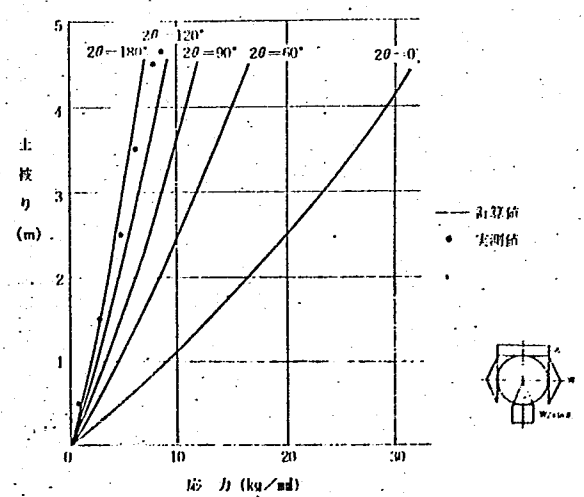


図3.3.5-3 土被り深さと発生応力の関係(1)

(iii) 土被り深さと発生応力の関係

図3.3.5-3 から分るように管底の支持角は 180° と算出される。

(2) 1350φ ダクタイル鋳鉄管 埋設試験 (その2)

(i) 供試管

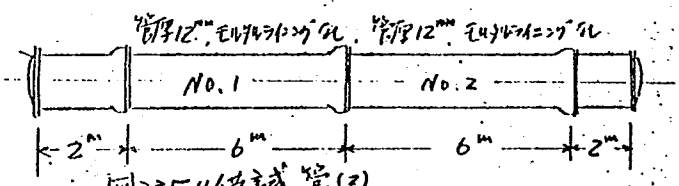


図3.3.5-4 供試管(2)

(ii) 埋設条件

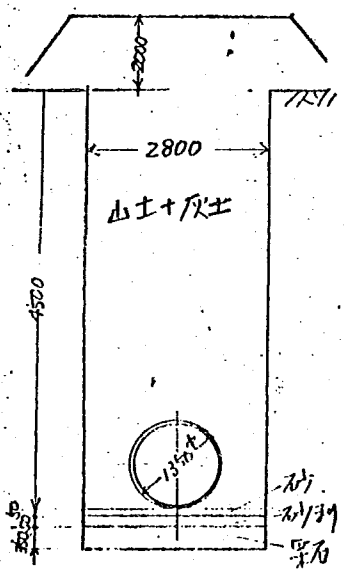


図3.3.5-5 埋設条件(2)

No.1 "砂利つき固めせず"
No.2 " つき固め.

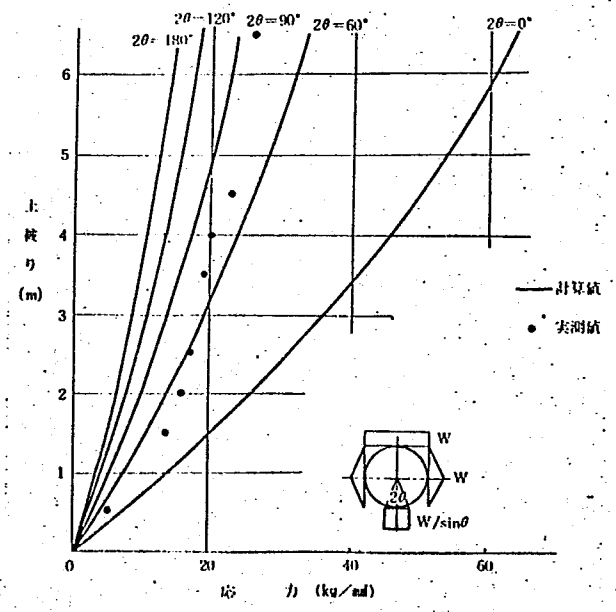


図3.3.5-6 土被り深さと発生応力

(iii) 土被り深さと発生応力の関係

図3.3.5-7 から明らかなように栗石, 砂利を用いて溝底を強固なしのに1.2が土被り 2m 程度では支持角は 60° であった。

(3) 1650φ ダクタイル鋳鉄管埋設試験 (その1)(その2)

(i) 供試管

1650φ ×4m　管厚 22.5mm，モルタルライニング厚さ 12mm

(ii) 埋設条件

(その1)

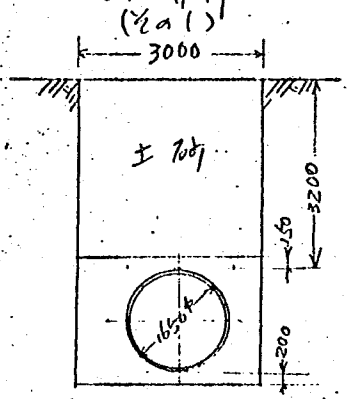


図3.3.5-7 埋設条件(3-1)

管側は固めず，土被り 1.5m で水締めを行った。土被り 2.1m で矢板を抜いた。

(その2)

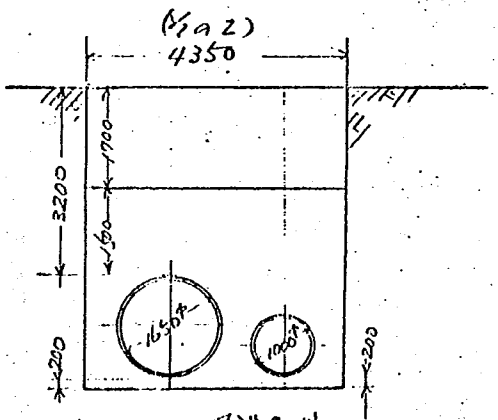


図 3.3.5-8 埋設条件 (3-2)

管側つき固めせず，土被り 1.5m で水締め

(iii) 土被り深さと発生応力の関係

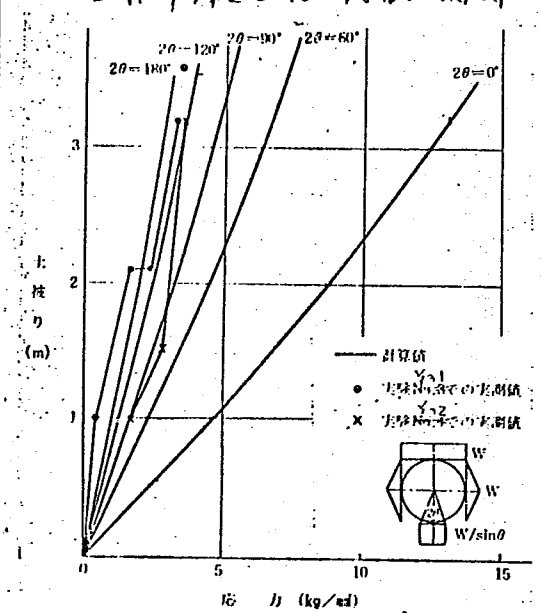


図3.3.5-9 土被り深さと発生応力

(その1)では水締めにより管側がよく締り，管底の支持角は180°程度になった。矢板を抜いた時支持角は120°に減少した。

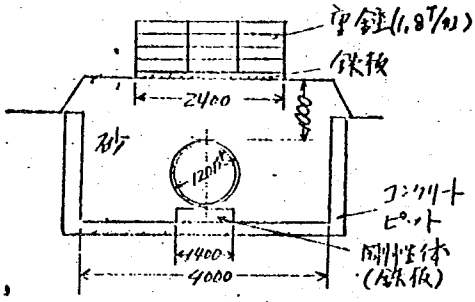
(その2)は，水締だけは管底の支持角は90°であったが水締めにより120°になった。

(4) 1200ϕ ダクタイル鋳鉄管埋設試験

(i) 供試管

1200ϕ × 4m　管厚 16.8mm

(ii) 埋設条件



管底に剛性体(鉄板)を敷き強固にした。

管側つき固めをした

図3.5-10 埋設条件(4)

(iii) 土被り深さと発生応力の関係

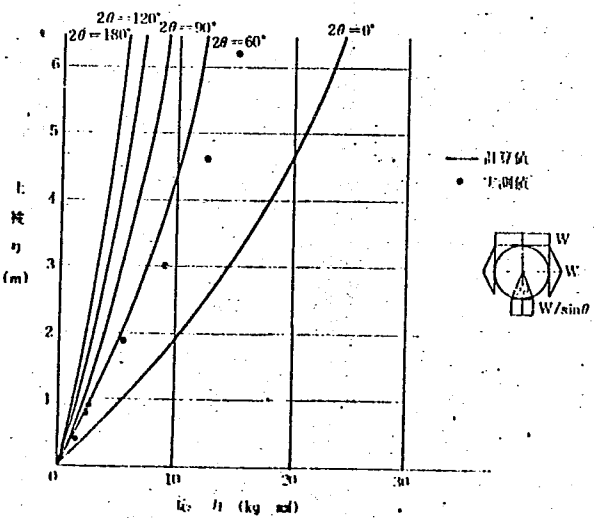


図3.5-11 土被り深さと発生応力の関係

溝底に剛性体を敷いたような最悪の条件下でも管底の支持角は 40°~60° 程度であることが分った。

3.3.6 ダクタイル鋳鉄管の埋設状態における水圧負荷時の挙動試験

ダクタイル鋳鉄管の埋設状態における水圧負荷時の挙動試験を、管体並びに離脱防止継手を用いた曲管部について、久保田鉄工(株)鉄管研究部で試験した。その一例を以下に述べる。

(1) 1350$^{\phi}$ 薄肉ダクタイル管での埋設試験

(i) 供試管

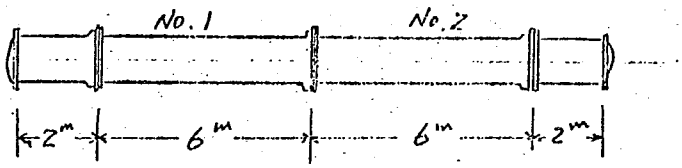


図3.3.6-1 供試管

呼び径：1350$^{\phi}$ ，長さ：6^{m} ，材質：ダクタイル管

管厚：12^{mm} ， 継手：K形継手

(ii) 埋設条件

掘削溝幅… 2.8^{m}

掘削溝長… 20^{m}

土被り ……4.5^{m}+2^{m} (盛土)

管側のつき固め…No.1：つき固めなし， No.2：つき固め．

基礎 ……できるだけ悪条件となるよう．雪石，砂利，砂で固い層を形成した。

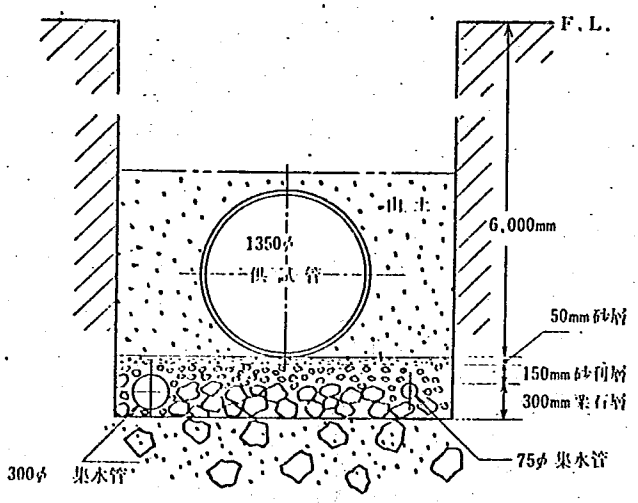


図3.3.6-2 埋設条件

(iii) 負荷

a. 土被り …… 0, 0.5 以降 6.5m 迄 1m おき.

b. 水圧 …… 上記各段階にて 0, 5, 10, 15, 20, 25 kg/cm² 負荷

(iv) 測定

a. 発生歪 ストレインゲージによる貼付位置は図 2.3.5-3 の通り.

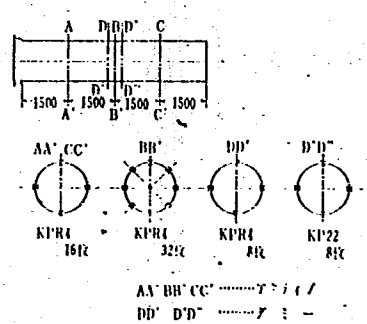


図 3.3.6-3 歪測定位置

b. 管の変形　測定点は図2.3.5-4の通り．測定は図3.3.6-5のように測定枠のスライドをビスで固定し，ビスの頭間で管変形をみた。

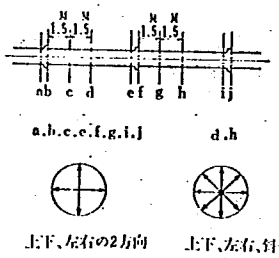


図3.3.6-4 管の変形測定位置

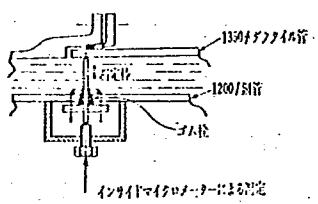


図3.3.6-5 管の変形測定方法

(V) 試験結果

最大応力，最大変形，いずれも No.1 が最大であった。

a. 土被り－水圧－応力の一例

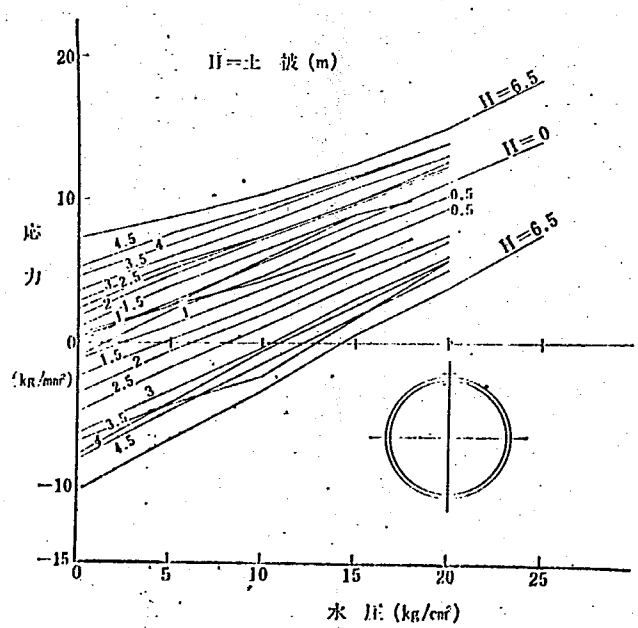


図3.3.6-6 No.1 供試管 上部の土被り－水圧－応力線図

各土被りにおいて水圧の増加につれ応力も増加していることが分った。

b. 土被り－水圧－撓みの一例

図3.3.6-8 に No.1 供試管の場合を示す。

各土被りにおいて水圧の増加につれ撓みは減少した。

a. b. から薄肉の埋設ダクタイル管は、水圧の上昇につれ、撓みは減少し復元される傾向にあるが、応力の減少傾向は見られず増加の一途であった。これは、管底の支持角の減少と、水圧による撓み復元時の荷重増加によるものと考えられる。

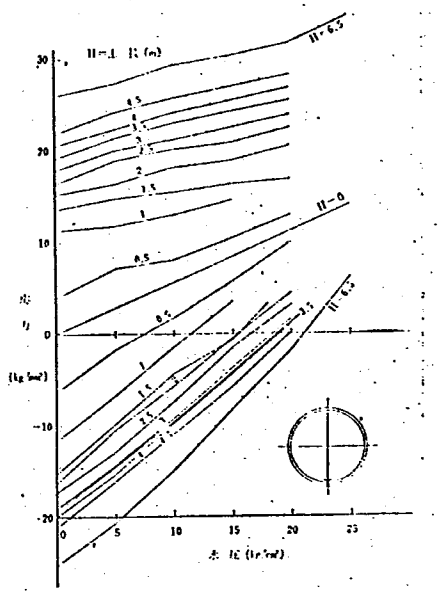


図3.3.6-7 No.1 供試管 下部の土被り－水圧－応力線図

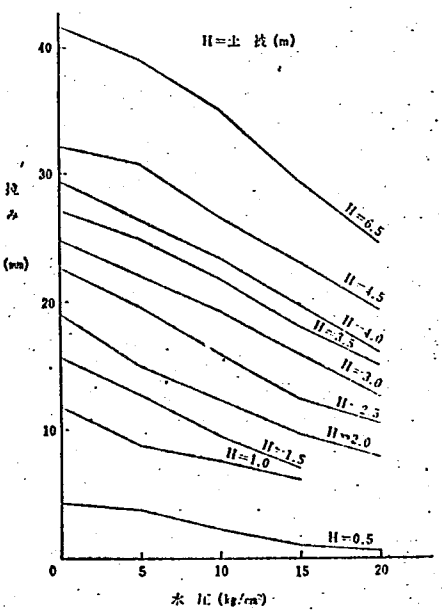


図3.3.6-8 No.1 供試管 中央部の土被り－水圧－撓み線図

(2) 2000φダクタイル鋳鉄管 離脱防止継手を用いた曲管部敷設試験

(i) 供試管並びに継手形式

a. 供試管

呼び径 2000φ，長さ4m，材質 ダクタイル管

管厚 直管 30.5mm，異形管 32mm

b. 離脱防止継手

U形継手

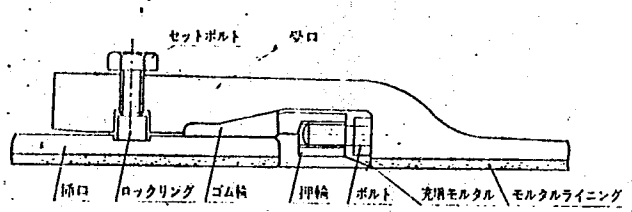


図3.3.6・9 U形継手

c. 一般の継手

U形継手（日本鋳鉄管協会規格 JCPA G 1007）

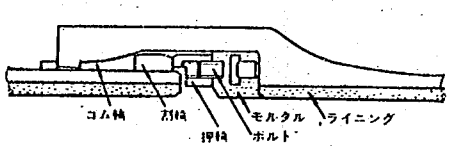


図3.3.6・10 U形継手

(ii) 埋設試験例 1

2000ϕ 八百形継手管 埋設試験（水平45°曲管に片側2本ずつ U形直管を接合，曲管部防護コンクリート無し）

a. 試験方法

図3.3.6-11のように配管し，埋設下で水圧を 2, 4, 6, 8, 10, 12 kg/cm² で負荷し，曲管部に不平均力を発生せしめ，管路の変位（移動量），継手に発生する応力を測定した。

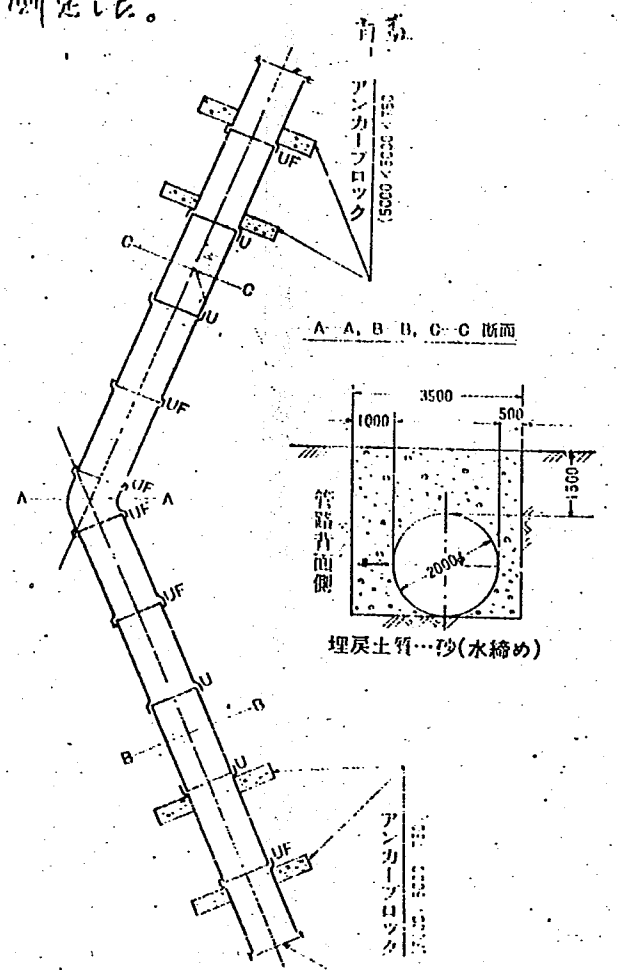


図 3.3.6-11
配管図 (1)

b. 試験結果

水圧（不平均力）と管路の変位（移動量）を

図3.3.6-12 に示す。継手が剛なるため、局部的に大きな変位を生ずることなく、一種の長大曲管としての挙動がうかがえる。変位は小さい。

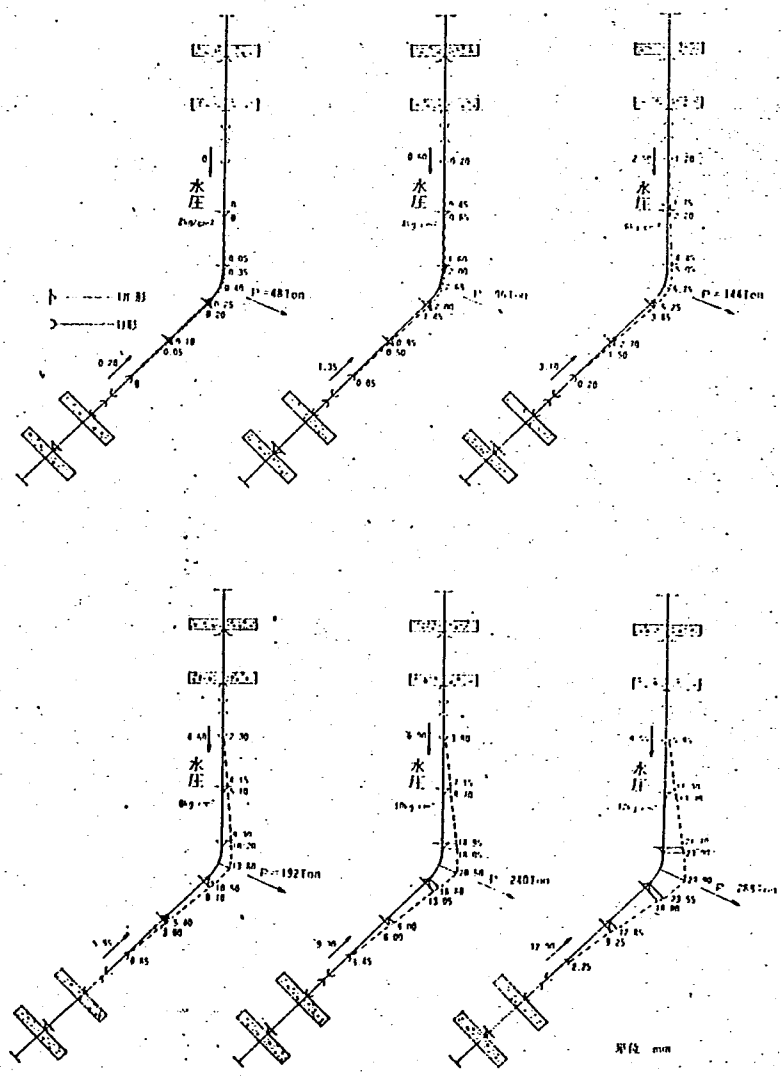


図3.3.6-12 水圧と管路の変位（移動量）

(iii) 埋設試験例 2

2000φ U石形継手管埋設試験（水平45°曲管に片側4本ずつU石形直管を接合，曲管部防護コンクリート無し）

1a. 試験方法

図3.3.6-13 のように配管し、埋設下で水圧を、3, 6, 9, 12, 15 kg/cm² と頂荷し、曲管部に、不平均力を発生せしめ、管路の変位（移動量），管に作用する土圧，継手に発生する応力を測定した。

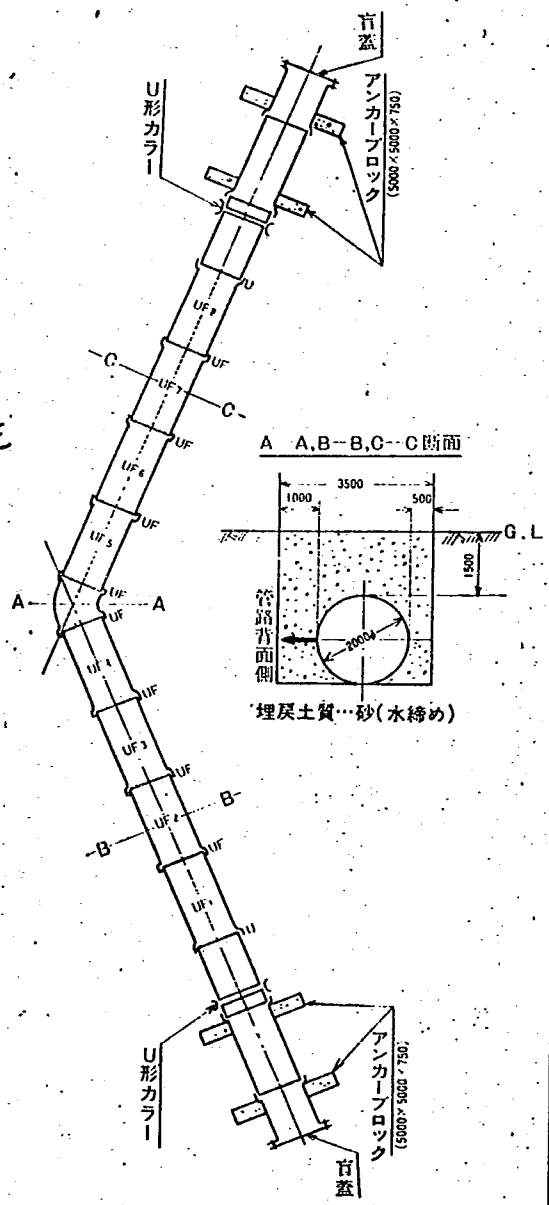


図3.3.6-13 配管図 (2)

6. 試験結果

1) 水圧(不平均力)と管路の変位(移動量)

継手の変位が小さいため、巨大な不平均力に対して、防護コンクリートを用いていないにもかかわらず管路の変位は小さい。

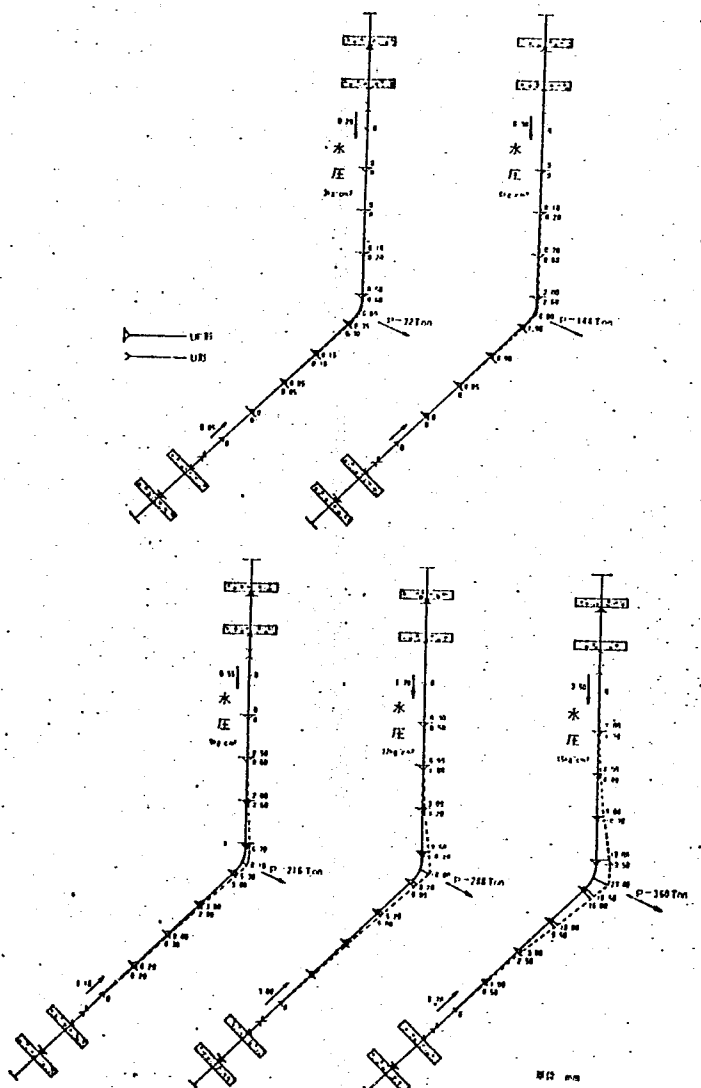


図 3.3.4-14 水圧と管路の変位(移動量)

ロ) 水圧(不平均力)と管路背面の発生土圧(受働土圧)

鋼材の変位が小さいので局部的に大きな受働土圧を与えることなく、不平均力が大きくなるに従って、広い範囲にわたって支えられているのがうかがえる。

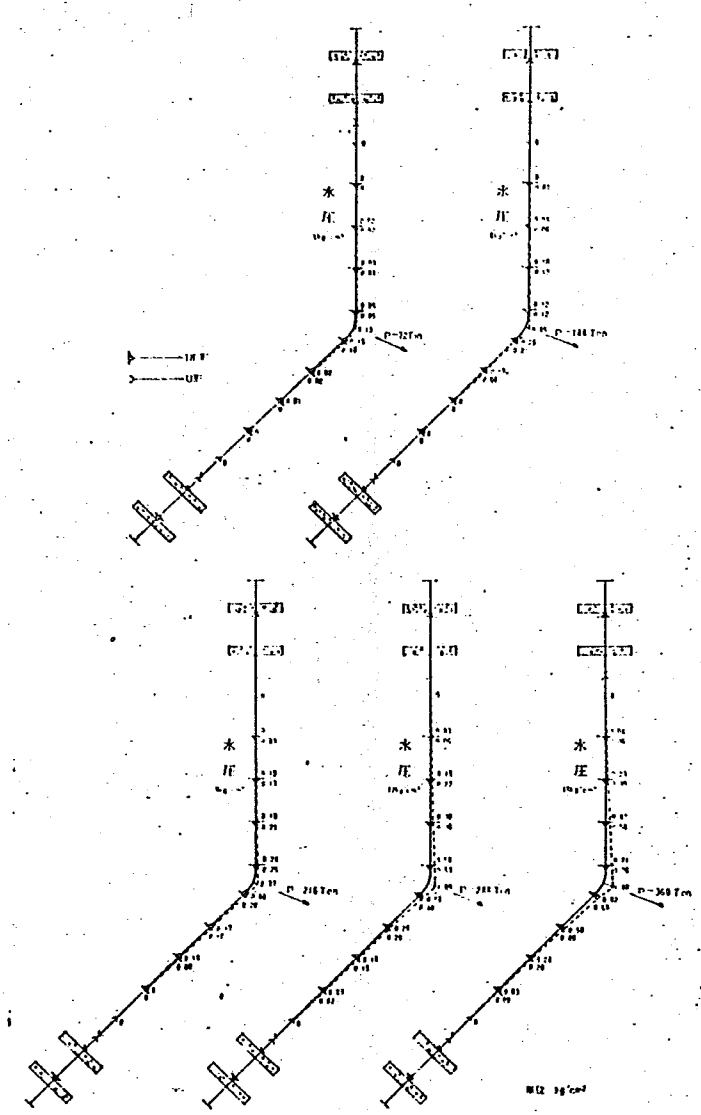


図3.3.6-15 水圧と発生土圧

(iv) 埋設試験例 3

2000φ UF形鋳鉄管 埋設試験（水平45°曲管に片側4本ずつUF形直管を接合、曲管部防護コンクリート巻。曲管とその両側の直管部を背面掘削）

a. 試験方法

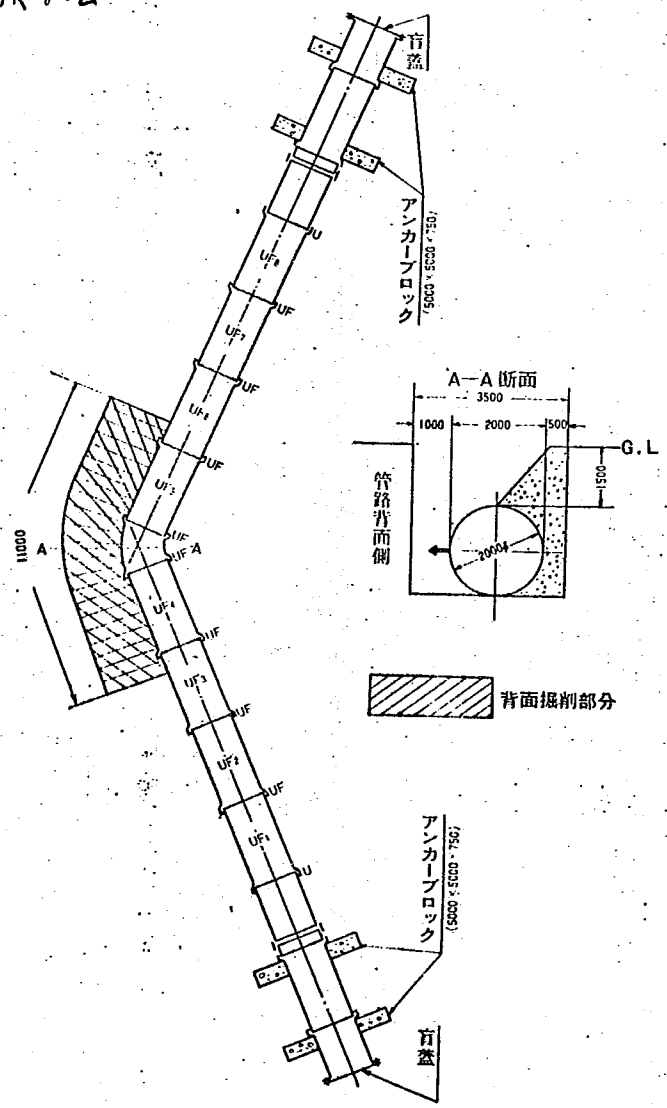


図 3.3.6-16 配管図 (3)

b. 試験結果

・ 水圧（不平均力）と管路の変位（移動量）

水圧は 8 kg/cm²（不平均力 192 Ton）程度までは、鉄筋が剛なるため、主として埋設されている部分の軸方向抵抗力で耐え、背面掘削の影響はあらわれてない。

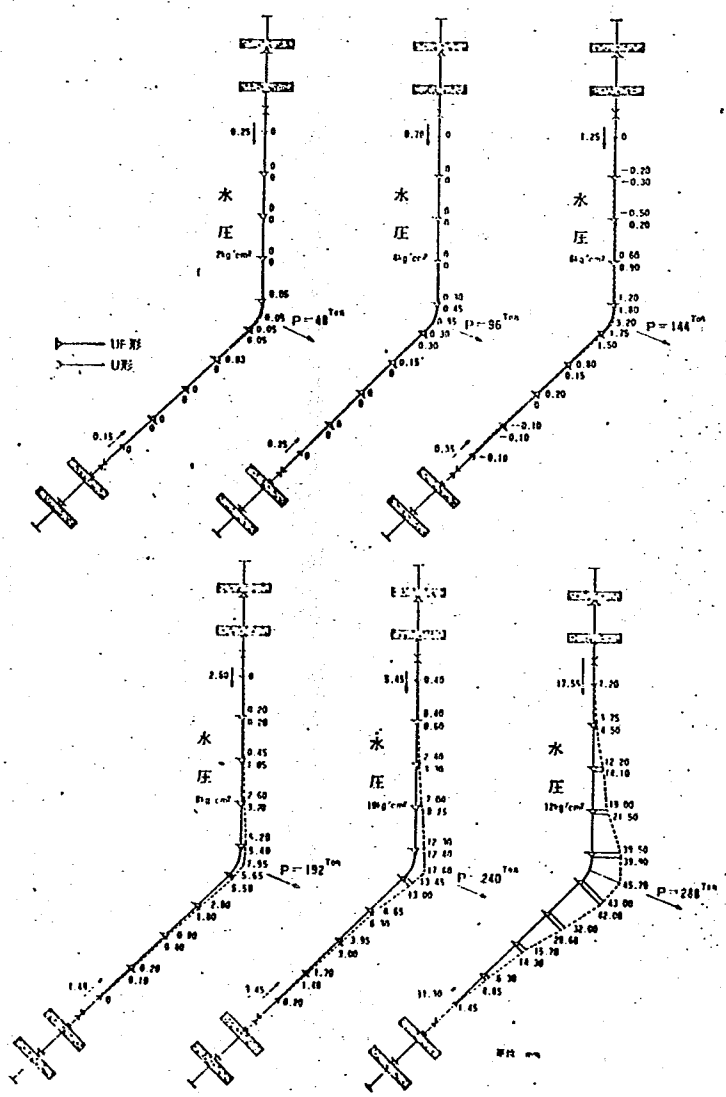


図 3.3.6-17 背面掘削 水圧と管路の変位（移動量）

3.3.7 北千葉導水路

埋設管路の野外実験の一例として，建設省が昭和49年度に実施した北千葉導水路実物実験につき概述する。北千葉導水路の導管としては，大口径鋼管の使用が予定されている。大口径の導管に対する設計法の基本的概念は未確定のため，設計法の有効資料を得る目的で，内径 3,600mm，肉厚 16mm，長さ 3,750mm の鋼管7本を用いて実物実験が行われた。埋設条件は図3.3.7-1の実験概要図に示されるごとく，現地盤を約 4.3m くっさくし，サンドベット上に鋼管を敷設し，埋戻しを行った上，高さ 2.5m の盛土を施したものである。

この実験は とくに耐震性を目的とした実験ではないので，ここでは実験結果については省略し，今後地中管路の実験を行うさいに参考となる計測上の事項についてのみ示すことにする。

実験の計測項目は，大別して静的測定，動的測定および長期測定の3つに分類されており，その詳細項目は表-3.3.7-1のとうりである。この表から判るように，静的測定としては，管体応力のほかに，土圧，変形量，地下水位，移動量，ゆ着などの測定が含まれている。またこの実験での動的測定とは車輌（10t ダンプトラック）の載荷および走行時の挙動の測定を意味している。

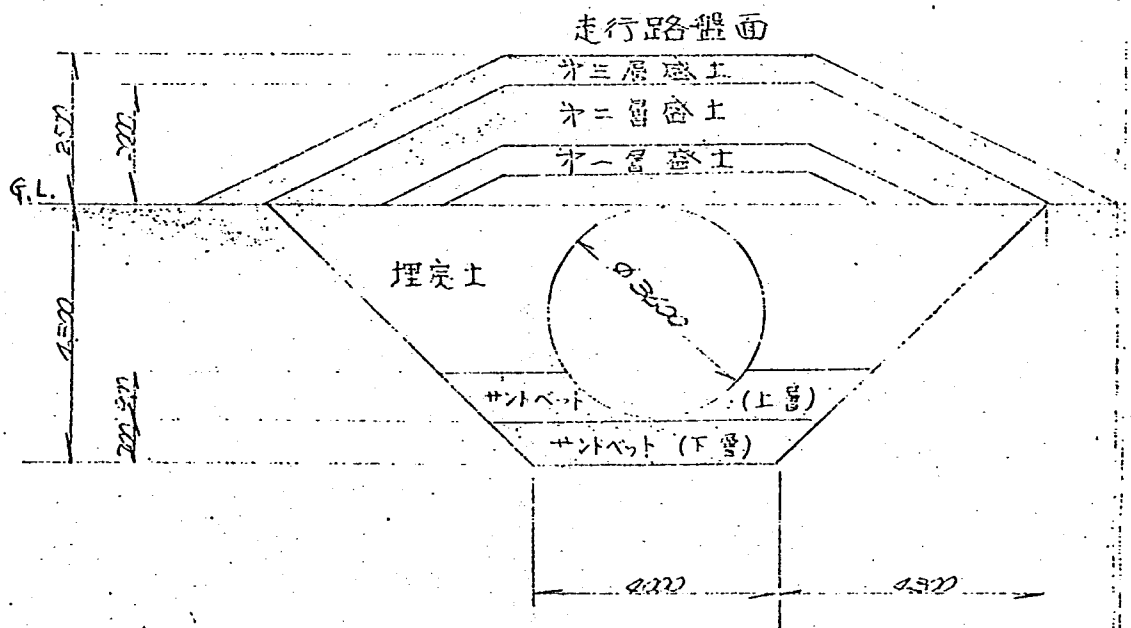
また，各測定項目の計測段階は表-3.3.7-2のとうりである。表-3.3.7-2から判るように，施工の各段階にわたって測定が行われている。長期測定と

表-3.3.7-1

表-3.3.7-2

では，盛土完了後60日間までの挙動を測定している。

なお，実験に先立っては，詳細な地盤調査を行い，実験資料の解析・評価に供せられた。



S=1/100

図 3.3.7-1 実験概要図（埋設条件断面図）

表 3.3.7-1 計測項目

	計測項目
1.	実験管応力測定
2.	土圧測定
3.	実験管体変形量測定
4.	実験管沈下量測定
5.	地下水位測定
6.	地盤移動量測定
7.	法面移動量測定
8	地中歪測定
9	動的測定

表 3.3.7-2 計測段階

		静的測定	動的測定	長期測定	備考	記号
実験管設置後		○			実験管位置決め	SC
埋戻し完了後		○			現地盤まで埋戻	SD
盛土	1.0M完了後	○				SE
	2.0M完了後	○				SF
	2.5M完了後	○				SG
	上記より20日経過後	○				SG20
静的測定用道路完成後		○				SH
動的測定	速度 0Km/h		○			
	〃 15Km/h		○			
	〃 30Km/h		○			
	〃 30Km/h以上		○			
再盛土	3.0M完了後					SI
	上記より20日経過後	○				SI20
	4.0M完了後	○				SJ
	上記より20日経過後	○				SJ20
長期測定	〃 40日 〃			○		SJ40
	〃 60日 〃			○		SJ60

3、4. 静的押込み試験法

設計上必要な導管と埋戻土間の摩擦力を推定するためにあらかじめ実施する実物試験の場合を取り扱い埋設導管の軸方向静的加力(押込み)によって発生する導管の移動量ならびに応力測定により、導管と埋戻土間の摩擦抵抗を算出するものに限定してのべる。

3、4、1. 試験の計画

敷設ライン上の耐震設計に重要な箇所について、試験作業の容易さ、安全性を念頭において選定するとよい。選定にあたって一応の目安となる点を掲げると次の如くである。

(1). 地盤条件： 地盤変所の平面的異層地盤の境界付近，軟弱地盤上，盛土地盤，架橋の取付部付近，湖沼，河川などの水底またはこれの類似位置

(2). 導管の条件： 導管材料は、コンクリート系，鋼系，鋳鉄系，高分子系と多岐にわたり、また導管の外面も防食，浮力などの外的条件からコーテングされている場合がある。

また、導管の種類によって鋳鉄系に見られる

如く、継手が短区間で連続するものと、鋼系の如く、熔接継手で長区間毎に伸縮継手で挿入されるものがある。

配管系全般から見ると、直管部，曲管部があり、特に曲管部の場合、平面的な曲りと垂直断面的な曲りの組合せとなっている場合が多い。この様に室内試験では再現不可能な条件下であるのが特徴であり実際的であるが、一般性を追及する場合は、なるべく単純系の場合を取扱った方が理解し易い。

3.4-2. 試験条件

(1). 導管： 管材料強度，断面寸法，長さ，管内外面被覆状況内容物の有無，内圧の有無，敷設導管が直線か曲線かなどによって載荷力の大きさ、測定内容を選出する。この場合特に供試体の長さは、直管の場合推定地震波長の1/4以上が好ましい。

(2). 埋戻土： 土材料は本工事に使用するものとし，施工手法も同様であるべきである。

特に埋戻土の施工管理上，しめ方，土の密度，含水比，掘削寸法などに注意し，埋戻後，

試験実施までの土の安定のための放置期間は、埋戻土が砂の場合，7日以上が必要である。

3.4.3. 載荷段取り

(1). 載荷装置

図3.4-1に示す如く、構成は加力装置(ジャッキ等)，反力装置および供試体からなり、このうち供試体は有限長の両端開放体とする。加力は導管軸方向直接載荷方式が一般的である。加力装置についての注意すべきもののうち特に、載荷力は導管断面に直通な管軸方向に加力し、偏心加力は絶対にさけなければならない。このためには加力側導管の端部補強その他の加工作業における面出しには高い精度が要求される。

反力装置としては、既設導管を利用するが簡単であるが、背後地盤やコンクリート塊などを利用し載荷力に安定した反力となる様な構造でなければならない。

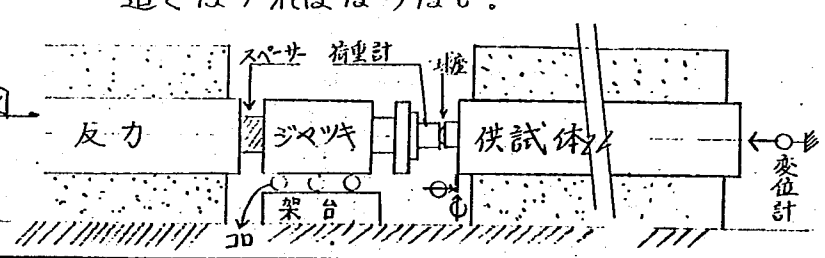


図3.4-1. 載荷段取り図

(2). 計測装置

試験の計測には、載荷力，供試体両端の変位量，試験経過時間が基本であり、測定内容によっては、導管歪，土圧，土歪などを測定対象とすることが好ましい。

載荷力の計測には、油圧計，ロードセル，プルービングリングなどがあるが、荷重読取精度は、加力の大きさによっては標準器による事前検定をして用いるべきであり、遠隔連続記録方式のものが好ましい。

変位量は、直読式(ダイヤルゲージ)，電気変換方式(差動トランス型)などがあるが、ピット内の狭さ，安全性，振動障害その他の測定精度上の問題などを考慮すると，出来得る限り遠隔測定で自動記録が好ましい。

この場合の精度は 1/10 mm は最低必要と考える。変位計の固定点は載荷によって変動するものであってはならない。測定点数は、複数個により平均値を利用すべきであり、導管軸直角成分についても偏心荷重の検討のため測定すべきである。また導管のひずみはひずみ測定器

で継手部の伸縮は伸縮計で各々電気変換されたものを遠隔記録すればよい。

3、4、4. 試験の方法

(1). 載荷方法

載荷履歴は、原則として1サイクルとし、目的によっては多サイクルとしてもよい。

なお、1サイクルの前段階として、主として載荷装置の不具合の調整，計器の取付け不具合，歪計などの零点移動などの調整のためにいわゆるなじみ載荷が必要であるが、この荷重の大きさは、推定最高荷重の1/10程度に制限するとよい。（図3、4—2参照）

載荷速度は地震時が対象であるため、急速載荷を標準とすべきである。測定項目，測点数の多少によって測定所要時間が異なるが、時間が永い場合は、段階荷重で増加加力し、荷重分割は、推定最高荷重の8分割以上とし分割荷重での放置は荷重一定で待時間長は、各種計測所要時間によって定めればよい。

なお、推定最高荷重は極限荷重とすればよい。極限荷重時の変位制限の目安は導管末端

変位において 1^{cm} 以上の変位が生じる場合とする。

(2). 測定事項

載荷荷重，導管両端の水平，鉛直方向変位量，経過時間，必要によっては、歪み，継手伸縮量，土圧，地表面地盤変動など。　埋戻土の現場密度，含水量，弾性係数，地盤反力係数など

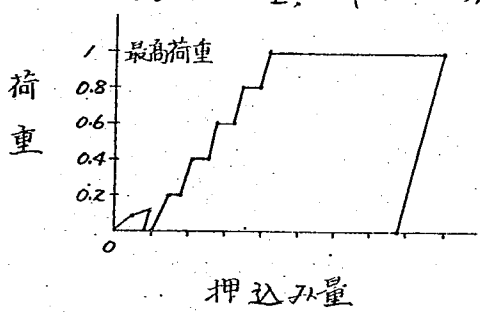


図. 3、4 −2　載荷法

3、4、5. 試験結果の整理

(1). 試験結果の図示法

導管両端部における荷重—押込量関係曲線，時間—荷重曲線，時間—押込量曲線を基本とし、必要測定項目によっては，軸方向歪分布，継手部変動，土圧分布など。

(2). 極限荷重の判定

前項の図示結果を参考にし押込量を考慮して決めるが、この時、極限荷重は，荷重—押込

量曲線が押込量の軸にほぼ平行とみなされる荷重とする。

(3). 摩擦抵抗

極限荷重 P_{max}〔kg〕，埋設土中の導管の長さ ℓ〔cm〕の時軸方向単位長さ当り摩擦抵抗 μ〔kg/cm〕は

$$\mu = P_{max} / \ell$$

によって算出されたものとする。

(4). 摩擦係数

摩擦係数 ν は次式により定義するものとする

$$\nu = P_{max} / \pi D \ell \gamma h = \mu / \pi D \gamma h$$

ここに

γ：土の単位体積重量〔kg/cm³〕

h：表面より管芯までの深さ〔cm〕

D：導管の直径　〔cm〕

(5). 埋戻土

累計加積曲線，現場密度，含水量，弾性係数，地盤反力係数

3.4.6 実施例

次にあげるものがある。

α. 軟弱地盤中における電力用埋設鋼管の挙動調査（その2）
（パイプタイプケーブル用埋設鋼管の摩擦抵抗力）

1. 目　的

高圧送電用ケーブルの種類として、従来ＯＦケーブルが多く使用されてきたが、近年、高圧送電による経済性、電気的な安定性などの見地から、パイプ型油入ケーブルが採用されている。

パイプ型油入ケーブルの構造は、防食鋼管（以下、鋼管という）を保護体として、この中に絶縁油、ケーブル導体を収納しているものであるが、通電時の導体の温度上昇に伴う鋼管挙動時および地震時に埋設された鋼管の拘束状態を知るため、鋼管と埋戻し土の摩擦係数を中心とした試験を行なった。

2　試験方法および内容

1）実施項目

(1)　静的摩擦抵抗（屋内、外）

(2)　クリープ変形

(3)　動時摩擦抵抗

2）埋戻し土の仕様

川砂使用、粒度（屋内試験：最大粒径5㎜　屋外試験：最大粒径10㎜）、比重2.71

3）供試鋼管

屋外試験用径：300Ａ、125A、80A、　$\ell = 5.5 \sim 10.5$ m

外面：エナメルコールタール含浸ガラスクロス

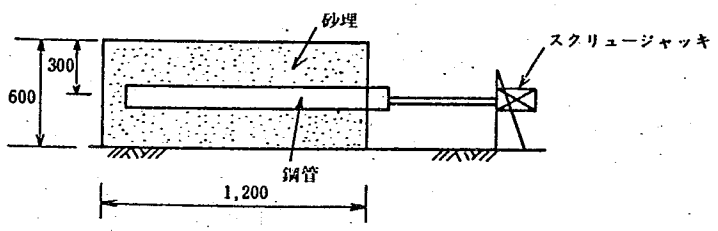
屋内　〃　径：125Ａ　　$\ell = 0.96$

外面：エナメルコールタール含浸ガラスクロス

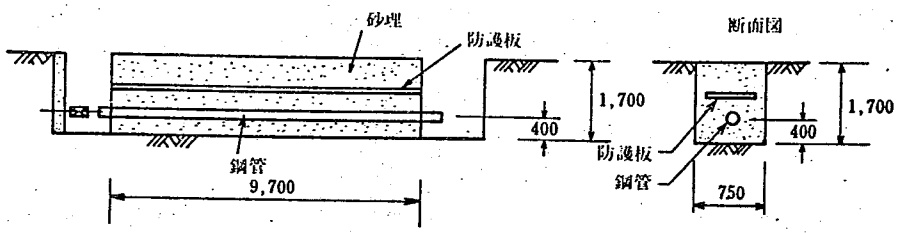
4） 試験方法

(1) 静的摩擦試験

（屋内試験側面図）

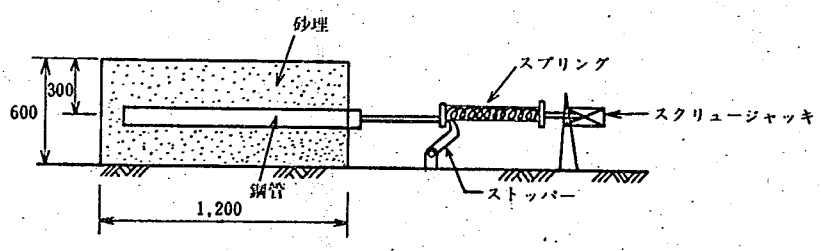


（屋外試験側面図）



∘ジャッキで引張り、鋼管と周辺土の摩擦を計測する。

(2) 動的摩擦係数



∘ジャッキで引張り、一定荷重をスプリングに与え、途中のストッパーを外した時の衝撃摩擦抵抗力を動的に測定する。

3. 結　果

1） 静的摩擦抵抗

(1) 管径が一定なら砂の密度に一次比例で摩擦抵抗は増加する。

(2) 湿潤密度　$\sigma_t = 1.5 \sim 1.55\ g/cm^3$の時の摩擦係数　$f = 0.55 \sim 0.2$ 程度である。

(3) 管径が一定以下（ϕ100 前後）になると摩擦抵抗は増加する。

2） クリープ

(1) 持続時間の大小にかかわらず 5 時間をすぎれば変位はほぼ一定となる。

(2) 持続時間がある一定を過ぎると変位は急激に増加する。

3) 動的摩擦係数

初期摩擦抵抗力とある程度変位が進行してから比較的安定した定常摩擦抵抗力とが存在する。定常摩擦抵抗力はある巾をもって一定値を示し、管の移動速度にはほぼ無関係で、工学的にその値は静的摩擦抵抗力と同程度と考えられる。

b. 埋設鋼管の軸方向摩擦抵抗について

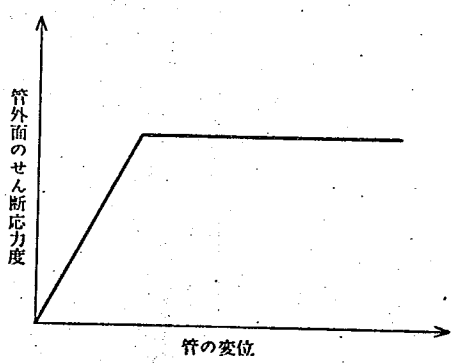
新日鉄KK，鉄構開発部相模原技術センター

埋設管が温度変化を受ける場合、または地震時の場合、管が土から受ける摩擦力が問題となる。

本稿では、埋設管の片端を管軸方向に押す押込試験および埋設管に内水圧を作用させる内圧試験を行ない、そのデーターを解析した。

管外面のせん断応力度と管の変位との関係は図のように変位が小さい間は比例関係で、変位が大きくなるとせん断応力が一定となると考えられる。このモデルを想定し、前述の2種の試験で得られた応力分布等の実験値と計算値との比較検討を行なった。

検討結果は、かなり満足できるものであった。



3.5 動的試験例

3.5.1 大型振動台を用いた振動試験

(1) 試験の目的

国立防災科学技術センターの大型耐震実験施設を用い、実物大の直管を埋設した振動槽を管軸方向に振動させ、振動槽や砂の加速度、埋設管の発生応力、砂と埋設管の相対変位などを測定した。

(2) 試験装置

(i) 大型耐震実験施設

加振台	15m × 15m
最大搭載荷重	500 Ton (水平), 200 Ton (垂直)
最大加振力出力	360 Ton
最大振幅	±30 mm
最大速度	37 cm/sec
加振波形	正弦波，不規則波

3.5.1

周波数範囲　0.1 ~ 50 Hz

駆動方式　電気油圧式

限界性能　図 3.5.1-1

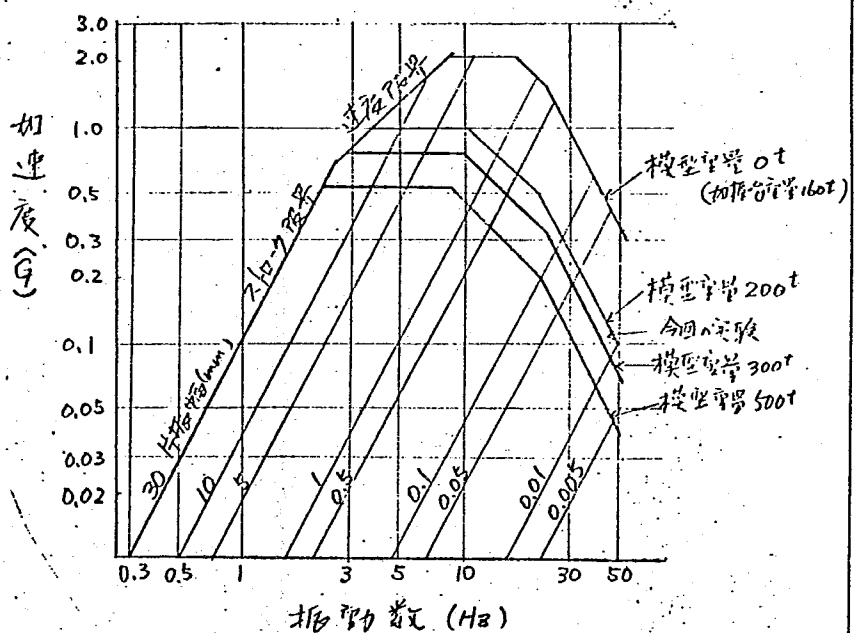


図3.5.1-1 限界性能図

(ii) 埋設管耐震実験装置

a: 配置

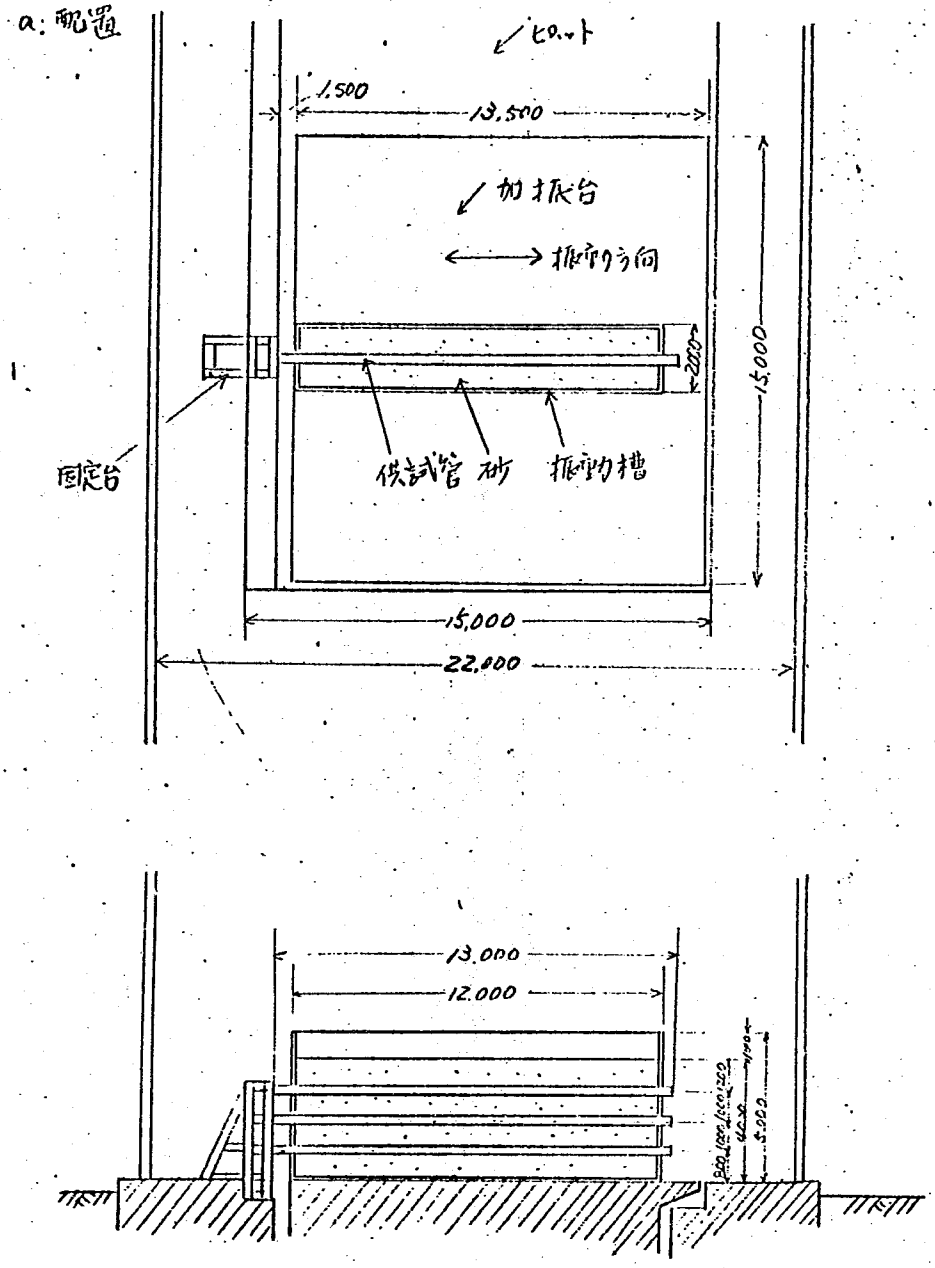
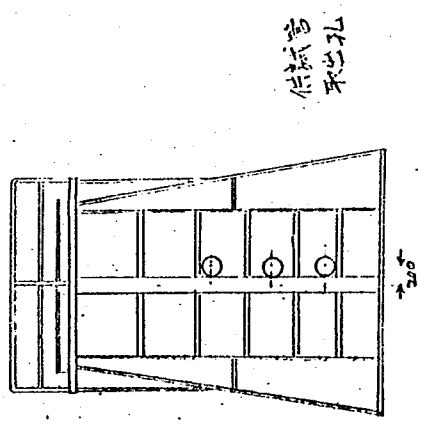
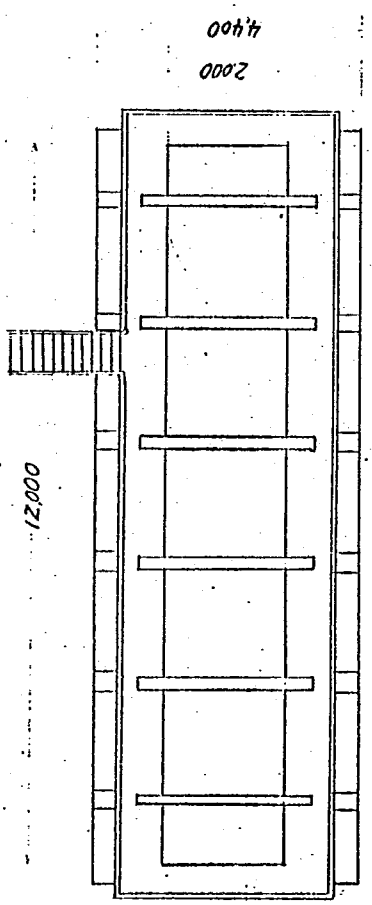


図 3.5.1-2 埋設管耐震実験装置 (配置図)

b. 振動槽

図3.5.1-3の振動槽を加振台上に据付た。





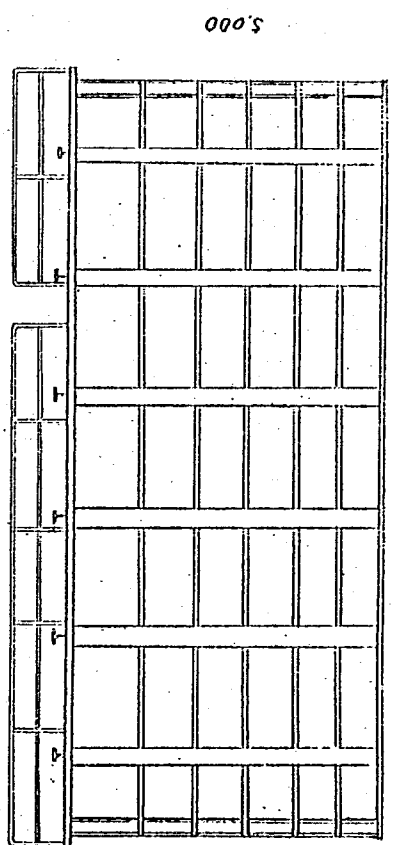


図3.5.1-3 振動槽 (S=1/100)

c. 供試管の固定台

図3.5.1-4のような固定台をコンクリート基礎にアンカーボルトで固定した。

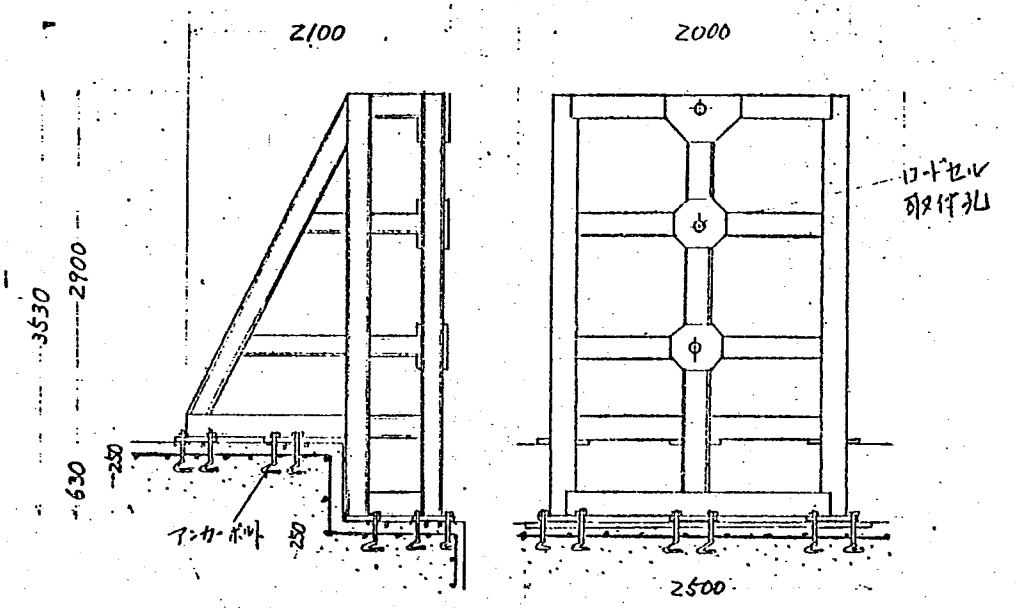


図3.5.1-4 供試管の固定台.

80 Ton-m のモーメントまで耐えるよう設計した。供試管はロードセルを介して固定した。

~~2.5.1-6~~

(3) 試験条件

(i) 供試管

150A 配管用炭素鋼鋼管 (SGP)

T=6.5mm, 外径 160.3mm, 素管 (表面は熱間仕上状態のまま)

(ii) 土質試験

a.) 砂 千葉県 浅間山 産

b.) 砂の締固め 約 30cm 厚さに 100 kg ランマー 3回転圧

層厚は図3.5.1-5 の通り.

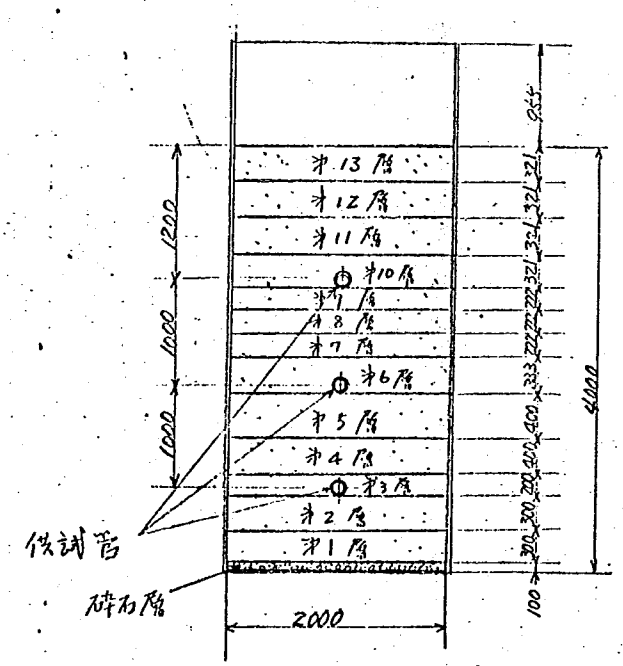


図3.5.1-5 振動槽内の砂層厚

~~2.6.1-7~~

c.) 実施した試験項目

表3.5.1-1 土質試験一覧表

		試験名称	数量	方法
物理試験	施工時	含水量試験	13層×5箇所＝65個	JIS A 1203
		単位体積重量試験	13層×3箇所＝39個	
	試験室	土粒子の比重試験	3個	JIS A 1202
		粒度試験	3個	JIS A 1204
		最大最小間隙比試験	3個所	
現場試験	整地後	スウェーデン式サウンディング	4個所	土質工学会規定
		現場CBR試験	4個所	JIS A 1211

d.) 含水比

表3.5.1-2 含水比

位置		含水比(%)
上管付近	第10層	19.69
中管付近	第6層	18.74
下管付近	第3層	17.15
全数の平均		18.89

e.) 単位体積重量

表3.5.1-3 単位体積重量

位置		単位体積重量(g/cm³)
上管付近	第10層	2.036
中管付近	第6層	2.016
下管付近	第3層	1.966
全数の平均		2.002

f) 土粒子の比重　　平均 2.725

g) 粒度

表3.5.1-4 粒度

項目	百分率(%)	項目	大きさ(mm)
4.76以上の粒子	0	最大粒径	2.00
4.76～2の〃	0	60%〃	0.26
2～0.42の〃	12	30%〃	0.15
0.42～0.074の〃	74	10%	0.02
0.074～0.005の〃	7		
0.005以下の粘土分	7	均等係数	13.0
0.001以下のコロイド分	7	曲率係数	4.33
2000μフルイ通過	100		
420μ〃	88		
74μ〃	14		

h) 最大 最小 間隙比

最大 e_{max}　　平均 1.0956

最小 e_{min}　　平均 0.7023

i) N値（スウェーデン式サウンディング試験結果からの換算N値）

表3.5.1-5 換算N値

位置		換算N値
上管付近	第10層	6.15
中管付近	第6層	7.82
下管付近	第3層	8.27
全数の平均		7.02

j) 現場CBR試験

平均　4.32%.

地盤としては中程度であった。

2.6.1-9

(iii) 加振台の加振条件

表3.5.1-6 加振台の加振条件

試験No.	試験名称(注1)	波形		変位 (mm)	周期 (sec)	振動数 (Hz)	加速度 (gal)	時間 (sec)
1	SS-8-20-H-I	正弦波		8	20	0.05	-	40
2	〃-16- 〃			16				
3	〃-24- 〃			24				
4	SE-18-0.75-H-I			18.2	0.75	1.33	128	
5	〃-20-0.86- 〃			20.8	0.86	1.16	111	
6	〃-24-1.00- 〃			24.3	1.0	1.00	96	
7	SI-8-2.0-H-I			8	2.0	0.50	8	20
8	〃-1.5- 〃				1.5	0.67	14	
9	〃-1.0- 〃				1.0	1.00	32	
10	〃-0.75- 〃				0.75	1.33	56	
11	〃-0.5- 〃				0.5	2.00	126	
12	SI-16-2.0-H-I			16	2.0	0.50	16	
13	〃-1.5- 〃				1.5	0.67	28	
14	〃-1.0- 〃				1.0	1.00	64	
15	〃-0.75- 〃				0.75	1.33	112	
16	SI-24-2.0-H-I			24	2.0	0.50	24	
17	〃-1.5- 〃				1.5	0.67	42	
18	〃-1.0- 〃				1.0	1.00	96	
19	〃-0.75- 〃				0.75	1.33	168	
20	EH-100-H-I	地震波	十勝沖八戸港	(10.0)			100	30
21	EH-200 〃			(20.5)			200	
22	ET-100 〃		宮城県沖	(12.5)			100	10
23	ET-200 〃			(18.0)			200	

( )の値は実測概略値.

(注1.) 試験名称について

1項目. SS：非常に周期の長い時の試験（静的な試験を想定）
SE：地震波に近い時の試験
SI：周期特性を知る試験
EH, ET：地震波での試験

2項目 変位（振動振幅）
3項目 周期
} EH, ETの場合は2項目に加速度、3項目は省略.

4項目. H：上管（土被り1.2m）の場合の試験

M：中管（土被 2.2m）の場合の試験

L：下管（土被 3.2m）の場合の試験

5項目　I：1回目の試験（11/26）

II：2回目の試験（11/29）

III：3回目の試験（11/30）

(iv) 試験順序

a) 砂で埋戻し　3日放置後　第1回目の試験を次の試験No順に実施した。（11/26）

H-I：No.1～19, 22, 20, 23, 21

M-I　No.4～6, 1～3, 7～19, 22, 20, 23, 21

L-I　No.4～6, 1～3, 7～19, 22, 20, 23, 21

b) ランダム波で締固め，2日放置後　第2回目の試験（11/29）

H-II：No.1～19, 22, 20, 23, 21

M-II　No.4～6, 1～3, 7～19, 22, 20, 23, 21

L-II　No.4～6, 1～3, 7～19, 22, 20, 23, 21

c) ランダム波で締固めた直後　第3回目の試験（11/30）

No.1（SS-8-20-H-III），No.4（SE-18-0.75-M-III）

No.4（SE-18-0.75-L-III）

d) ランダム波で締固めた直後　第3回目の試験続き（11/30）

No.4（SE-18-0.175-H-III），No.1（SS-8-20-M-III）

No.1（SS-8-20-L-III）

e) ランダム波締固めた直後　第3回目の試験続き（11/30）

No.21（EH-200-H-III），No.21（EH-200-M-III）

No.21（EH-200-L-III）

f) ランダム波締固めた直後　第3回目の試験続き（11/30）

No.3（SS-24-20-H-III），No.3（SS-24-20-M-III）

No.3（SS-24-20-L-III）

~~2-4-11~~

(4) 計測方法

a.) 計測項目と計測点数

表3.5.1-7 計測項目と計測点数

計測項目	計測器	場所	方向	点数	記録方法
加振台の加速度	加速度計	起振機4台	振動方向	4	動的
振動槽の加速度	〃	振動槽側面	〃	1	〃
砂の加速度	〃	管側壁各1箇所	〃	3	〃
1加振台の振幅	変位計	加振台	〃	2	〃
管と振動槽の相対変位	〃	各両端	〃	6	〃
管の軸力	ロードセル	各片端	〃	3	〃
管体歪	歪ゲージ	計測断面2箇所各方向5箇所	〃	30	〃
振動周期(振動数)				1	〃
土被りによる土圧	土圧計	振動槽底	上向	8	静的
円周方向の管体歪	歪ゲージ	計測断面8箇所	軸,円周方向	48	〃
管の沈下量	巻尺	各両端	上下方向	6	〃
地表面の沈下量	〃	地表面	〃	20	〃

以上 動的 50点, 静的 74点 計 124点.

b.) 感知部

感知部の計測器は表2.5.1-8 配置を図3.5.1-6に示す。

表3.5.1-8 感知部の計測器

名称	型式	備考	製造業社名
加速度計	BA-2G	歪ゲージタイプ	新興通信工業
変位計	IDS-100	インダクタンスタイプ	〃
歪ゲージ	KFC-5-C1-11	箔フォイルゲージタイプ	共和電業
ロードセル	KCT-10T,20T	歪ゲージタイプ	BBH測器
土圧計	BE-A	歪ゲージタイプ	共和電業

SEKISEI A4 NO. 154

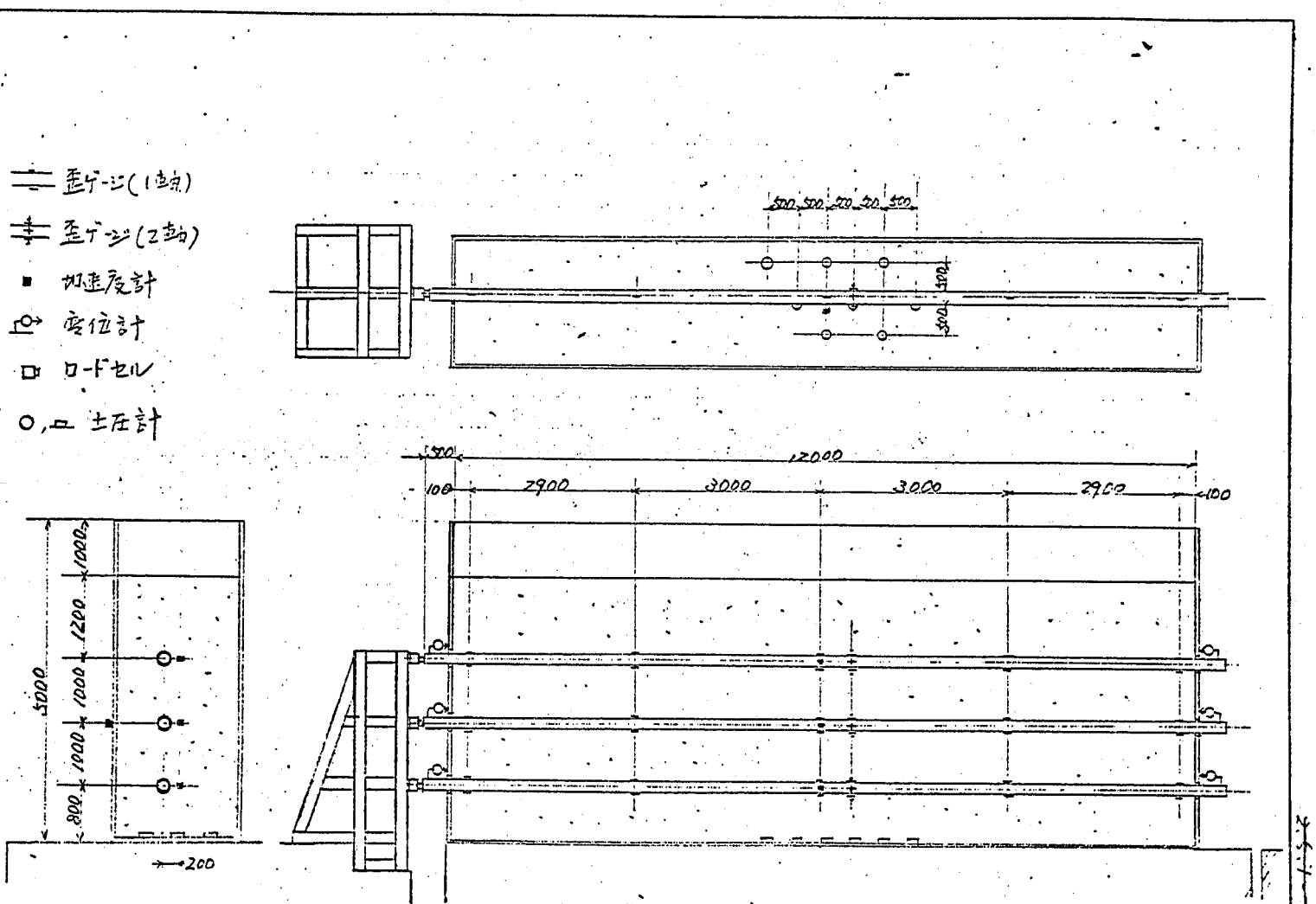


図 5.1-6 感知部計測器配置図

2.5.1-13

c) 増幅，記録部のブロックダイヤグラム

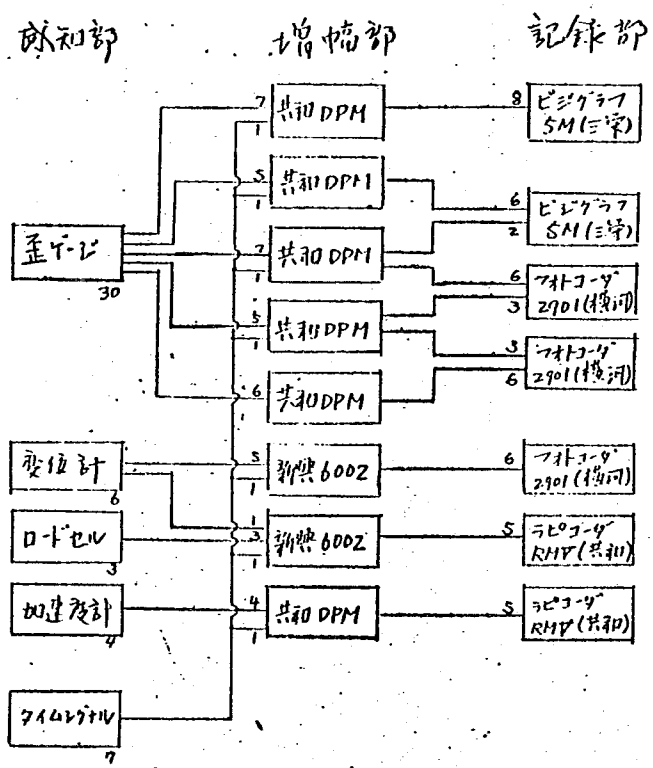


図3.5.1-7 動的計測 ブロックダイヤグラム

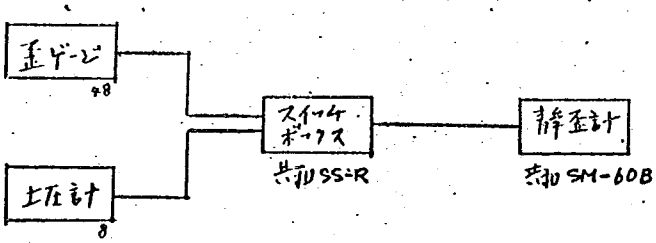


図3.5.1-8 静的計測 ブロックダイヤグラム

(5) 試験結果

a.) 土被りによる土圧の変化

測定結果を図3.5.1-9に示す。これより両サイドの土圧は中央に比べ、小さな値を示しているが、締固め不十分、側壁の影響などが考えられる。中央部の平均値では鉛直公式よりは小さな値を示しており、ヤンセン公式（マーストン消散公式）にほぼ合致している。

b.) 地表面の沈下並びに仮試管の沈下量の変化

測定結果を図3.5.1-10に示す。これより地表面の沈下は大きいが仮試管付近ではほぼ土被りに比例して沈下している。また過去の試験や、放置ではあまり沈下は見られないが、ランダム波を加えて締固めた時に沈下量は大きかった。

C.) 振動槽床での土圧の変化

測定結果を図3.5.1-11に示す。これより、土圧は実験を繰返していくにつれ、減少しているように見える。それをランダム波で締固めると土圧が僅か増加している傾向が見られる。

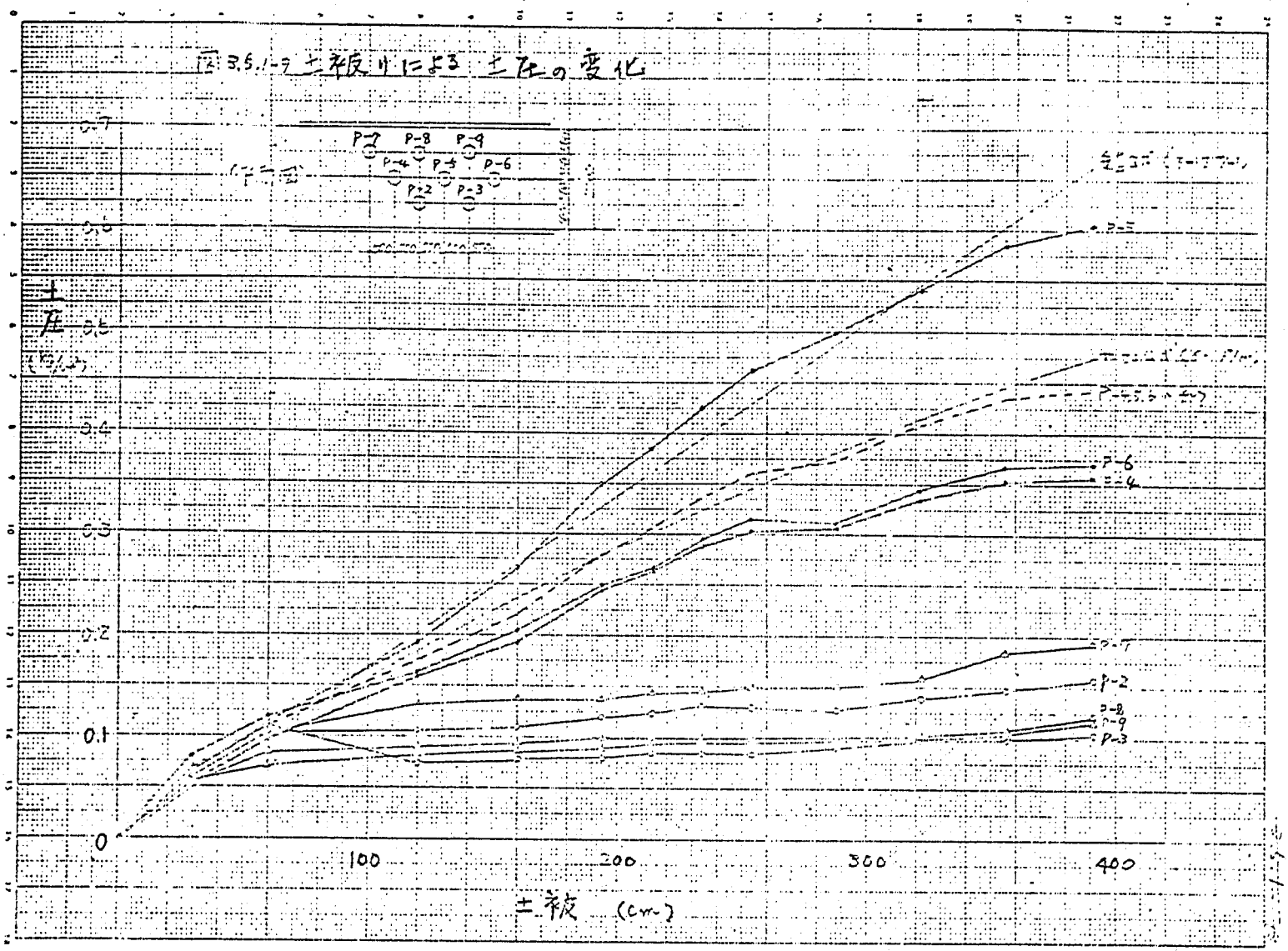

図 3.5.-7 土被りによる土圧の変化
P-7 P-8 P-9
P-4 P-5 P-6
P-2 P-3
土圧 (kg/cm²)
0.6
0.4
0.2
0.1
0
100
200
300
400
土被 (cm)
P-5
P-6
P-4
P-7
P-2
P-8
P-9
P-3

図 3.5-1-10 沈下量の変化

JIS-A4, 1mm: 250×180 コクヨ

図3.5.11 振動棒での土圧の変化

P-4, 5, 6 の平均

(当初比)

土圧の変化量 (kg/cm²)

0.2
0
-0.2

11/25 13:30 試験杭打ち
17:50 試験杭終了
11/26 9:00 実験開始
11:10 ケーソン打ち
12:10 上部コンクリート打ち
14:00 ケーソン下げ
15:20 中詰コンクリート打ち
16:40 下部コンクリート打ち
17:15 ラップル投入
11/27 1:00 実験開始
12:20 上部コンクリート打ち
17:40 中詰コンクリート打ち
11/30 15:50 ラップル投入
17:15 ラップル投入
12/1 3:50 実験開始
10:35 ラップル投入
11:30 ラップル投入
12:10 実験終了
10:55 実験終了

JIS A4 180×250

TEST NO. 101 C

d.) 円周方向の管体歪

土被りによる管体歪並びに試験後の管体歪を図2.5.1-12に示す。

土被りによる管体歪は管頂、管底が圧縮（マイナス）であり土被土圧により歪が生じていることを示している。一方、実験後の管体歪は均一化されており、試験の振動で砂がゆるみ、管が復元したと思われる。

e.) 管体歪分布

管軸方向管体歪の各位置での最大値、並びにロードセルによる軸力を図2.5.1-13～16に示す。

これより管体歪の分布は、固定端を最大とし、自由端を0とした直線で変化しており、管は軸方向に一様な力、即ち砂との摩擦力が作用していると見てよいであろう。

軸力から換算した管体歪と実測管体歪とはほぼ合致していた。最大値を単位面積当りに換算すると下表となり、いずれも大差なく、0.13 kg/cm²（1.3 t/m²）～0.18 kg/cm²（1.8 t/m²）であった。

表2.5.1-9 単位面積当りの軸力

試験No.	試験名称	単位面積当りの軸力(kg/cm²)
1	SS-8-20	0.134
3	SS-24-20	0.165
4	SE-18-0.7t	0.182
21	EH-200	0.152

図3 主トラス 引張側 管軸方向ひずみ (1mm=10×10⁻⁶)
主尺直後(1回)
1回目試験後(2回)
2回目試験後(3回)
上弦
上板 120cm
中弦
上板 220cm
下弦
上板 320cm
等高は固定台側から見て

図-5.1-1 管体歪分布(1)　在端の値はロードセルからの距離 -以下同じ-　図-5.1-2 管体歪分布(2)

JIS A 4 1 mm1250・1801 コクヨ

JIS A 4 (1 mm, 250×180)

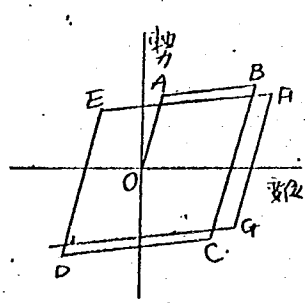
f) 軸力の変化

○ 軸力は一番始めの試験では大きな値を示すが、2回以降は急激に下った。ランダム波で締固めると上管は元に戻ったが下管はそれほど回復しなかった。これは管と土との縁が切れた後、ランダム波の締固めでも、下管近辺に歪が加わらなかったことを示している。

○ 軸力は周期にはあまり影響されていないが、わずかであるが変位に比例しているように思われる。地震波の場合もその傾向が見られた。

g) 変位と軸力

変位と軸力のヒステリシス曲線を描くと図3.5.1-18~22のようになり、いずれも下図のように変化している。



OAの勾配は、CB, DE, GFなどとほぼ同じである。これを軸方向の地盤反力係数、1, A点を弾性限界と仮に呼ぶ。また、ABの勾配もEF, DCなどとほぼ同じである。これを地盤との摩擦力の変化係数、$\frac{B-F}{B}$を摩擦力の減少率と仮に呼ぶ。図3.5.1-18~22について、それぞれ求めると表3.5.1-9となる。

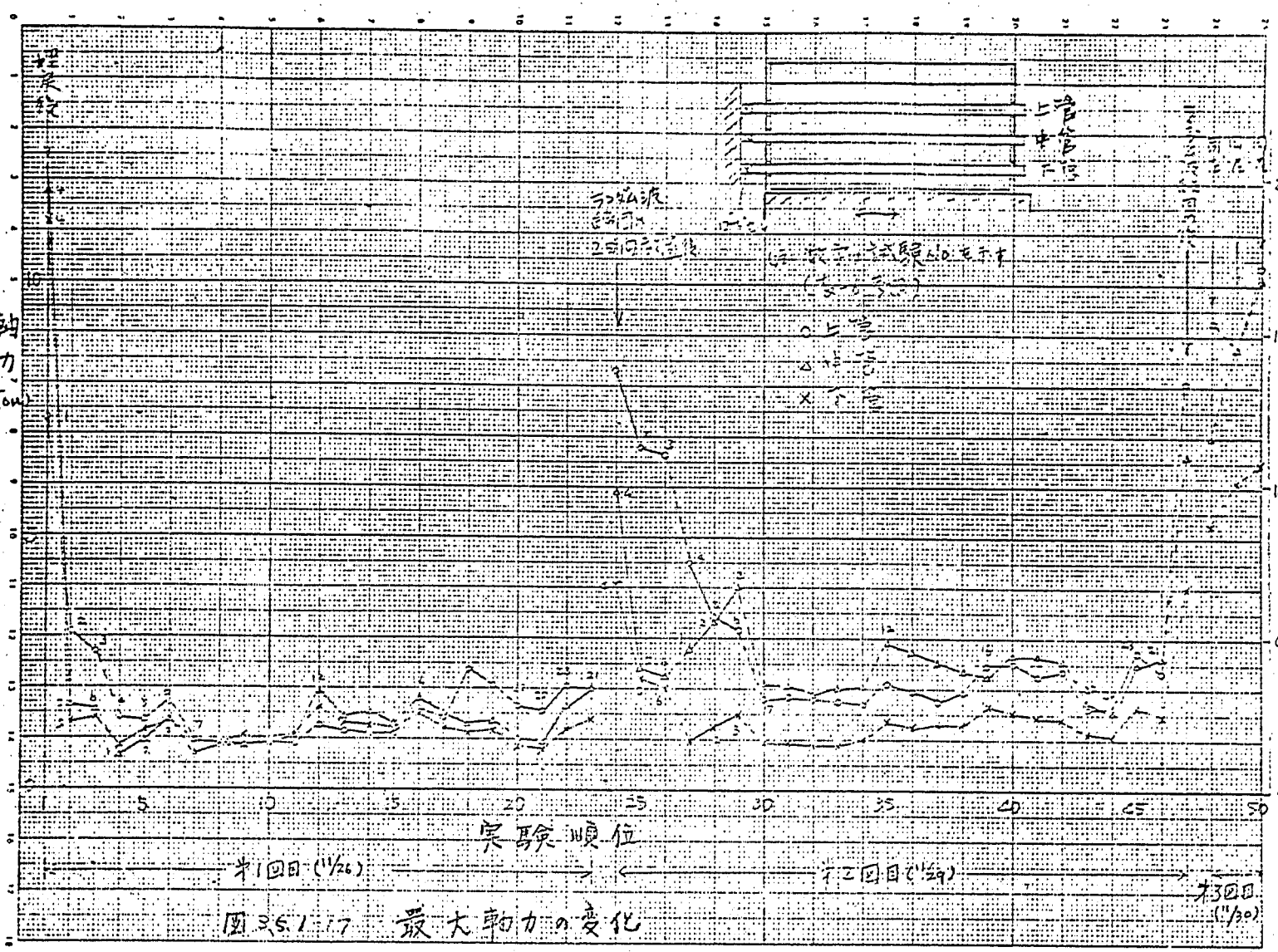


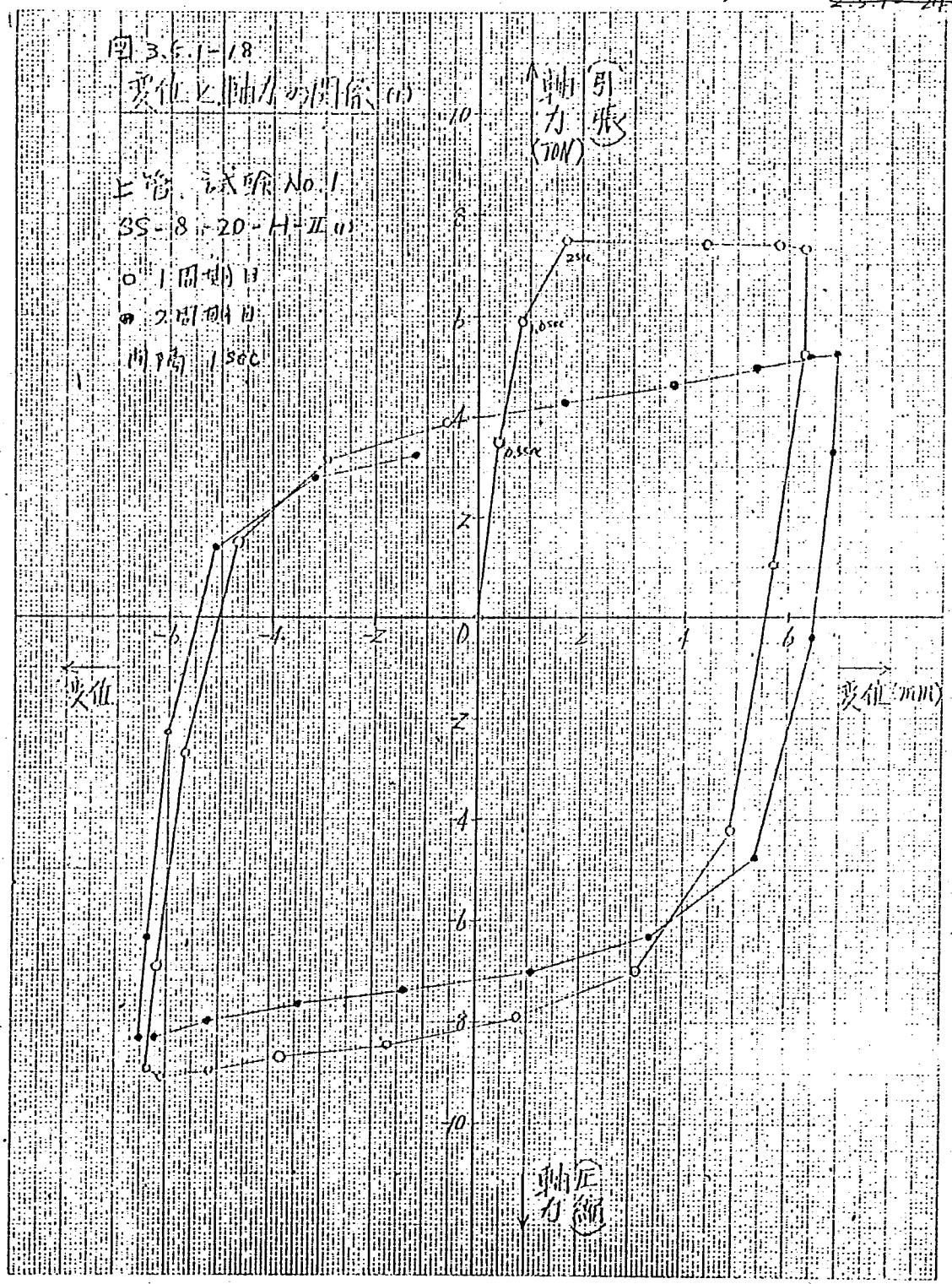
図 3.5.1-17 最大軸力の変化

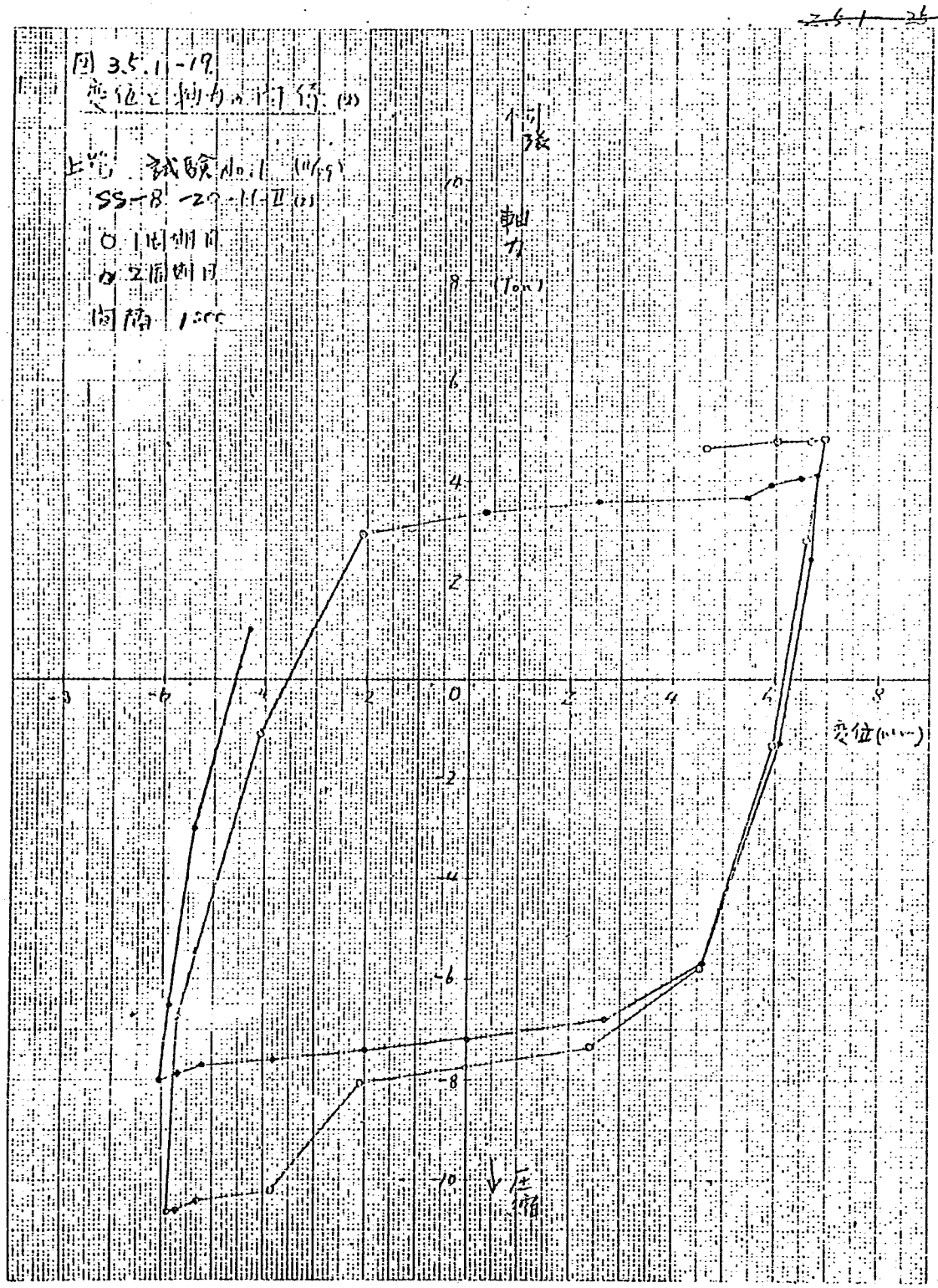
JIS A 4, 1 mm(250×180) 127

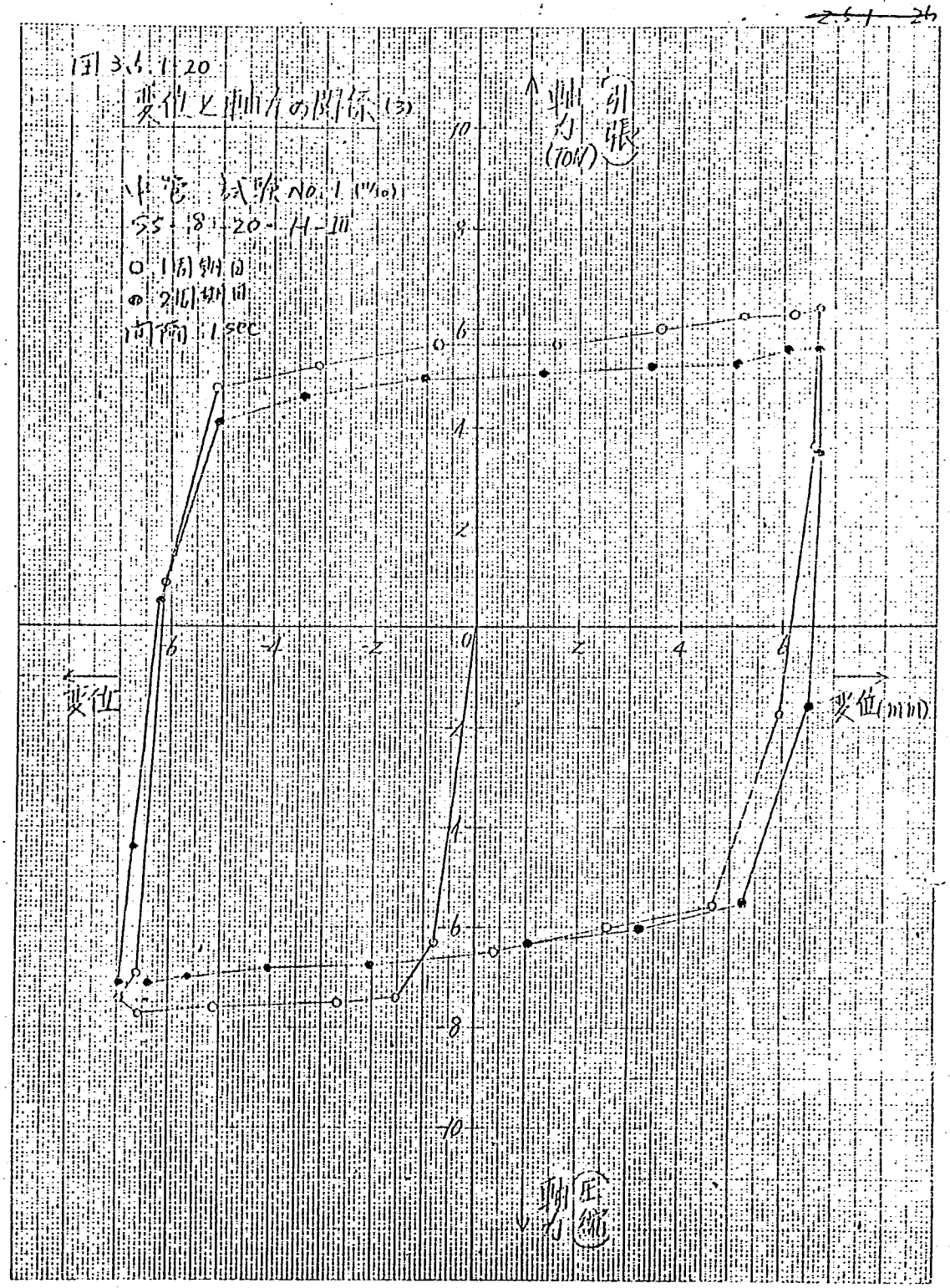
3.5.1-29

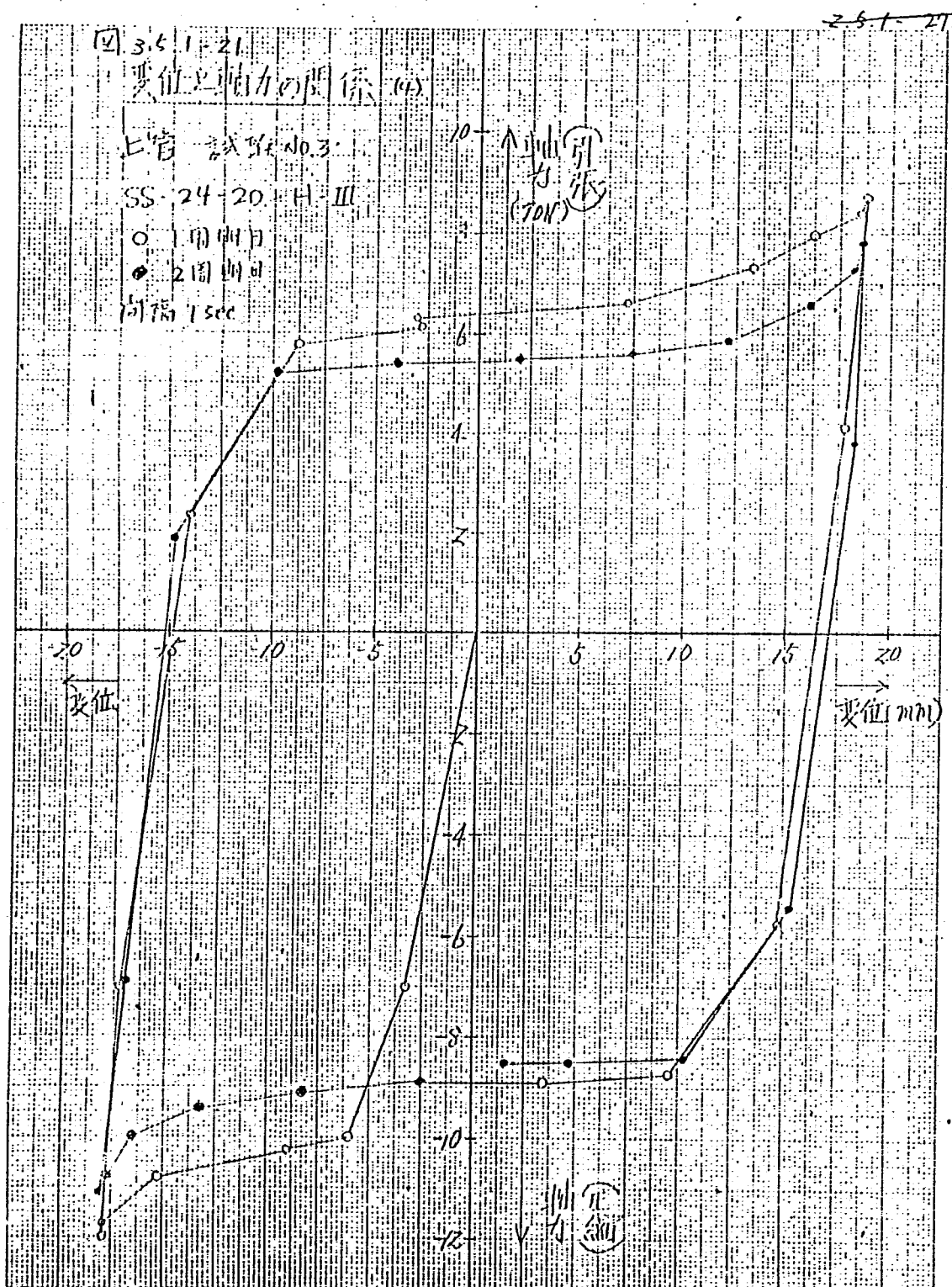
499

~~2.5.1-24~~


図3.5.1-18
変位と軸力の関係(1)
上端 試験No.1
BS-8-20-H-II(1)
○ 1回目
● 2回目
開閉 1sec
軸力 引張
(10N)
10
8
6
4
2
0
2
4
6
8
10
-6
-4
-2
0
2
4
6
変位
変位(mm)
軸圧力縮

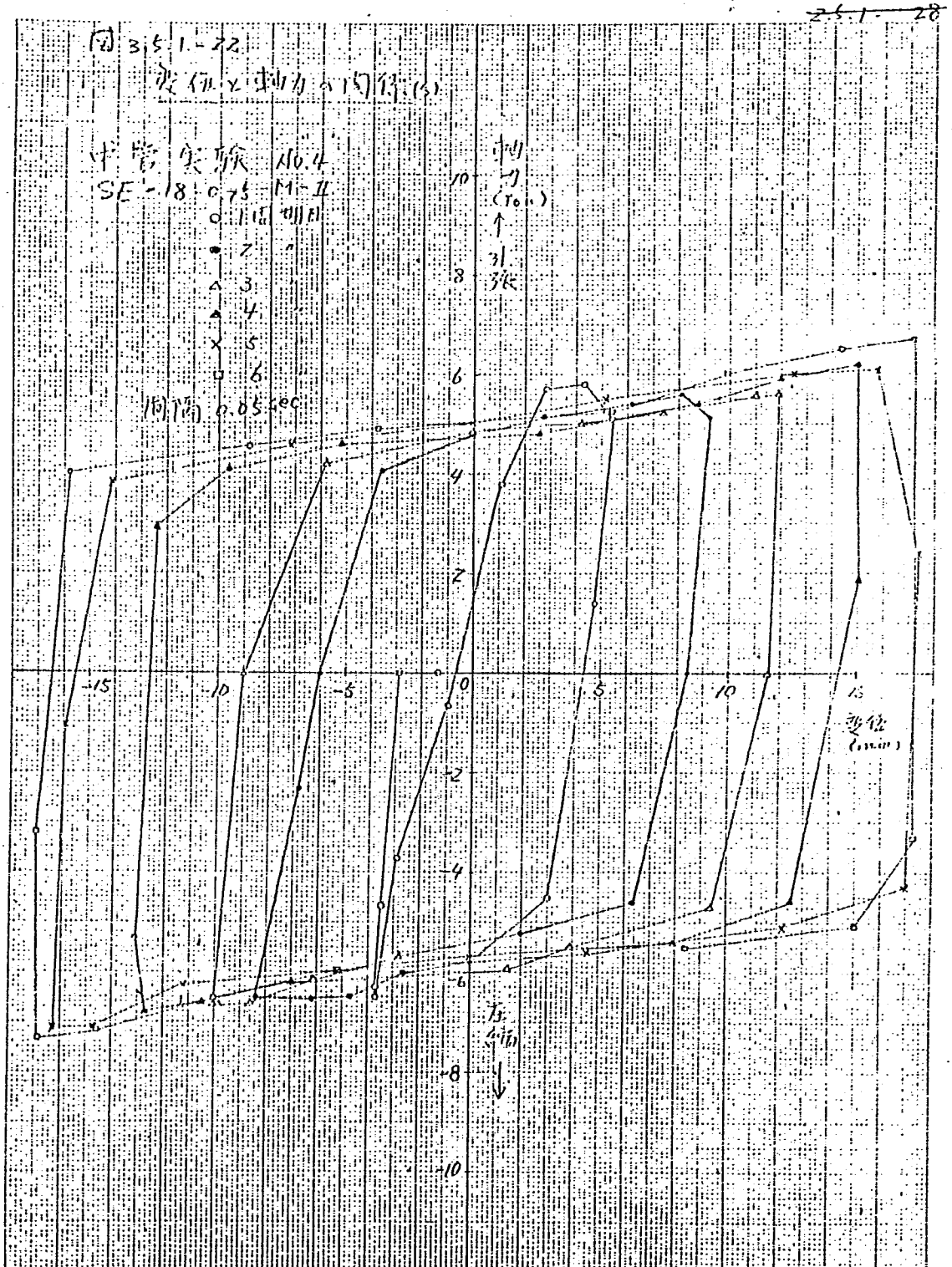

図 3.5.1-19
変位と軸力の関係 (3)
上記 試験No.1 (ﾏｽﾀｰ)
SS-8 -2ｹｰｽ-1(ﾌﾞﾚｰｽ)
○ 1回目
● 2回目
同時 1:00
軸力 (Tons)
変位(mm)
引張
圧縮
JIS A4 180×250


図 3.4.1.20
変位と軸力の関係(3)
供試体 試験 No.1 (1/10)
S5-18-20-H-10
○ 1回載荷
● 2回載荷
時間 1 sec
軸力 引張 (10tf)
変位 (mm)
変位
軸力 圧縮
10
8
6
4
2
0
2
4
6



JIS A4 180×250%

NO. 401 C


(2) 35.1-22
25.1-28
中管実験 No.4
SE-18 0.75 M-II
○ 1.0 〃
● 2 〃
△ 3 〃
▲ 4 〃
× 5 〃
□ 6 〃
時間 0.05 sec
中心 (To.)
31 深
深さ (mm)
-15
-10
-5
0
5
10
15
10
8
6
4
2
-2
-4
-6
-8
-10

~~2.6.1~~ 24

表-3.5.1-10 地盤の諸性質

試験No.	試験名称	弾性限界 (mm)	軸方向の地盤反力係数 (kg/cm³)	摩擦力変化係数 (kg/cm²)	摩擦力の減少率
1	SS-8-20-H-II (1)	1.1	1.14	0.0252	0.281
1	SS-8-20-H-II (2)	0.9	1.10	0.0226	0.154
1	SS-8-20-H-III	0.9	1.37	0.0174	0.125
3	SS-24-20-H-III	4.5	0.37	0.0412	0.103
4	SE-18-0.75-M-II	0.8	1.84	0.0136	0.043

表-3.5.1-10 から次のようなことが分る。

○ 弾性限界は 1mm 前後であった。

○ 軸方向の地盤反力係数（単位面積が単位長さ移動する時受ける地盤反力）は 0.4 kg/cm³ ～ 1.8 kg/cm³ 程度であり、地盤反力係数 K 値よりはかなり小さいようであった。SE では大きかった。

○ 摩擦力の変化係数（単位面積が単位長さ移動する時その摩擦力、正しくは動摩擦力が変化する割合いで、今回はいずれも増加した。）は約 0.01 kg/cm³ ～ 0.05 kg/cm³ であった。SE では小さめであった。

○ 摩擦力の減少率（繰返し運動で摩擦力が低下する、その低下率）はバラツキは大きいが、4% ～ 28% 程度であった。SE は小さく、SS は大きい傾向にあった。

3.5.2 地盤に変形を与える振動試験

埋設管は地震時の地盤変形により大きな影響を受けるとは間違いないが火薬爆発などの人工地震による方法はエネルギー量から見てしごく小規模な地震の再現であり、大地震による大きな地盤の変形は得にくい。振動台の試験においても、(1)地盤と埋設管とを、いっしょに振動させる方法、(2)埋設管を大地に固定し地盤のみ振動させる方法、(3)地盤は動かさず埋設管のみ振動させる方法などであるが、いずれも地盤に変形を与えることは考慮されていない。しかし振動台を多数並べて地盤に大きな変形を与える方法は考えられている。以下「地震時の埋設管の挙動把握のための振動実験」という名称で久保田鉄工㈱鉄管研究部が行った試験方法、並びに試験結果を述べる。

(1) 試験の目的

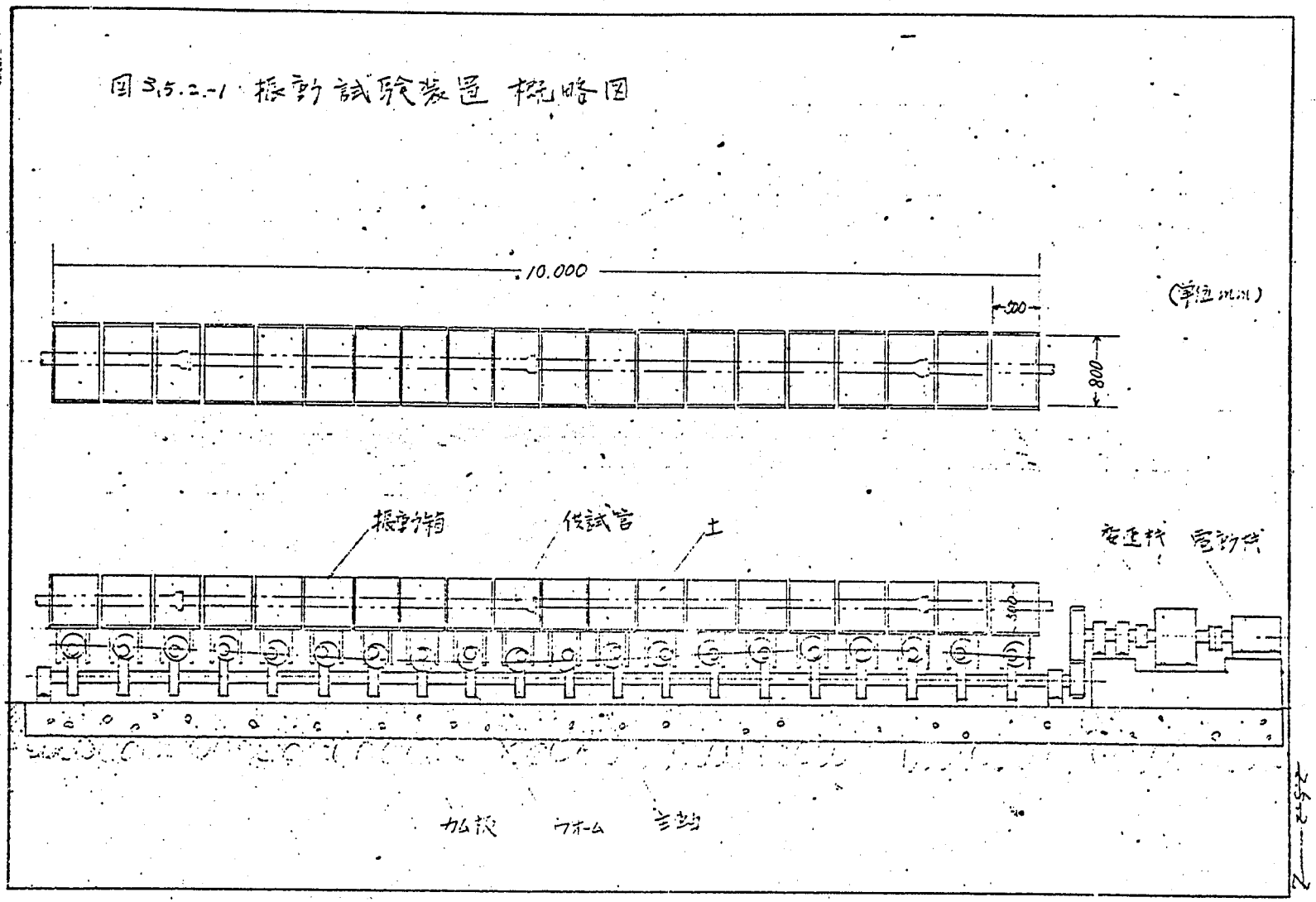
大きな地震を想定した地盤の変形を強制的に地盤に加え、その中の埋設管の発生応力、継手の伸縮量、曲管部の応力集中度、管と土との動的な摩擦抵抗などを計測し、地震時の埋設管の挙動を把握しようとするものである。

(2) 振動試験装置

(i) 概略図　　図3.5.2-1

SCORED A4 NO. 54

図 3.5.2-1 振動試験装置 概略図



図は小さな振動台を20個並べたもので各々の振動台を独立に、往復運動できるようにした構造である。試験には、各振動台の往復周期、振幅を同一にし、位相のみをずらし、正弦波の縦波（又は横波）が伝わるようにして、振動台間に相対変位を生ずるように調整した。この振動台に土を乗せることにより、土は往復運動と圧縮、膨張、あるいは剪断作用を受け実際の地震時の地盤に近似した動きが再現できる。この人工地震地盤の中に管を埋設し、土被り相当の土圧を加え、管路の挙動を計測しようとするものである。図3.5.2-1は縦波（疎密波）での試験装置である。

(ii) 装置の諸元

振動箱の大きさ	0.5m × 0.8m × 10m
波と方向	装置長手方向に正弦疎密波
波長	18m ~ 100m 任意
加速度	0 ~ 400gal
周期	0.4sec ~ 1.2sec 任意
片振幅	0 ~ 76mm 任意
土の発生歪	0 ~ ± 4500 × 10^{-6}
土質	砂：粘土など任意
土圧	0 ~ 0.4 kg/cm² 任意
供試管	50φ ~ 100φ

(ii) 振動箱 単体構造

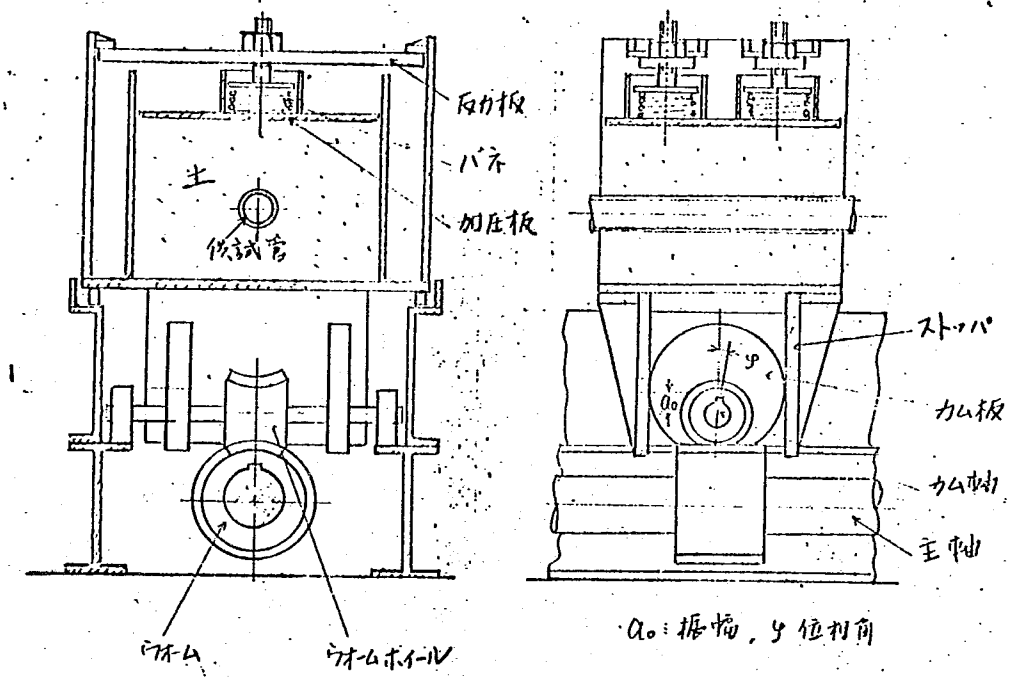


図 3.5.2-2 振動箱 単体構造

(3) 試験条件

(i) 供試管

a. 管体部

材質	口径	管厚
SPCI	50φ	0.6t
SUS	48.6φ	3.0t

b. 継手部

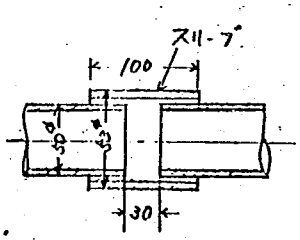


図 3.5.2-3 継手部

~~2.5.2~~ 5

C. 形状　直管，曲管（90°ベント管，Uベント管，丁字管）等

(ii) 土質

a. 砂　小豆島山砂

粒度

表 3.5.2-1 砂の粒度

メッシュ	20	35	48	70	100	280	PAN	粘土分
%	4.6	39.9	31.6	15.9	5.9	1.8	0.3	0.7

含水比　平均 6.4 %

単位体積重量　土圧により若干変化するが平均 1.36 g/cm³

b. 粘土　笠岡粘土

含水比　平均 25.7 %

単位体積重量　平均 1.77 g/cm³

N値　1～2

(iii) 振動条件，土圧条件

種々の振動条件で試験したが代表的なものを次に挙げる．

表 3.5.2-2 試験の振動条件

項目	試験 I		試験 II
波長	100 m		18 m
振幅	76 mm		6 mm
周期	1.0 sec	1.2 sec	1.0 sec
加速度	300 gal	220 gal	20 gal
土の歪	4500×10^{-6}		1700×10^{-6}
土圧 (kg/cm²)	0.09，0.18		0.18，0.27，0.36

(4) 計測方法

(i) 管体歪の測定

a. 直管の例

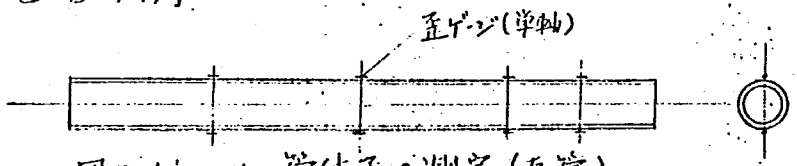
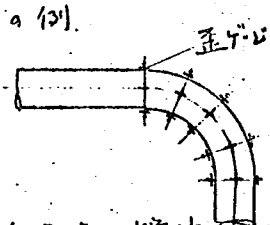


図 3.5.2-4 管体歪の測定(直管)
歪ゲージ KFC-5-C1-11 (共和) を管体に貼付

b. ベンド部の例



2軸ゲージを曲管部に貼付

図 3.5.2-5 管体歪の測定(曲管)

(ii) 継手伸縮量の測定

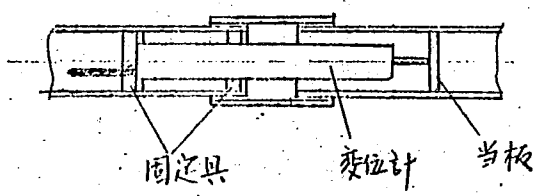


図 3.5.2-6 継手伸縮量の測定

変位計 IDS (新興 インダクタンス式) を管に固定した。

(iii) 加速度の測定

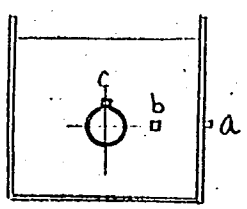


図3.5.2-7加速度の測定

a : 振動箱の加速度
b : 埋設土の加速度
c : 供試管の加速度

加速度計 BA-2G (新興 歪ゲージ型) を軸方向に設置。

(iv) 土歪の測定

図 3.5.2-8 を併用

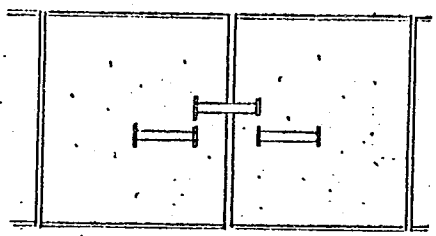


図3.5.2-8(1) 局部土歪の測定

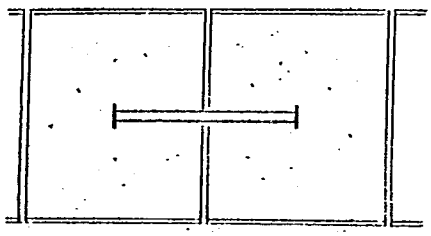
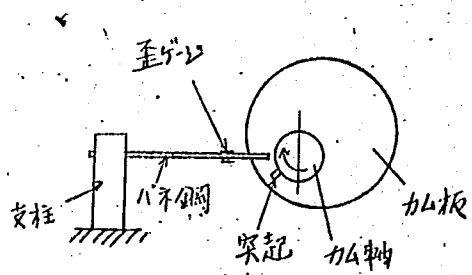


図3.5.2-8(2) 平均土歪の測定

変位計 IDS（新興、インダクタンス式）を改造、土中に埋設、変位計両端の変位量を変位計の長さで割って、その間の土歪とした。

(v) 周期の測定



カム軸に突起を出し、歪ゲージを貼付したバネ鋼を跳ね返し、1周期並びに同期を求めた。

図3.5.2-9 周期の測定

(vi) 管と土との摩擦力の測定

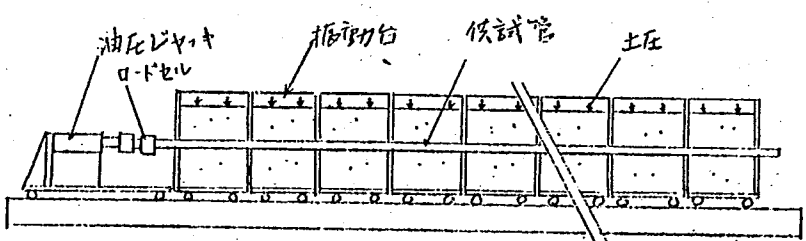


図3.5.2-10 摩擦力の測定

振動箱を固定し油圧ジャッキのみ作動し、静的な摩擦力を測定。振動台を振動させ動的な摩擦力も測定した。

(5) 試験結果の例

(1) 試験1の記録波形例

波長 100m, 振幅 76mm, 周期 1sec, 土歪 4500×10⁻⁶

土質 山砂, フランジ無し, 土圧 0.18 kg/cm², 加速度 300 gal

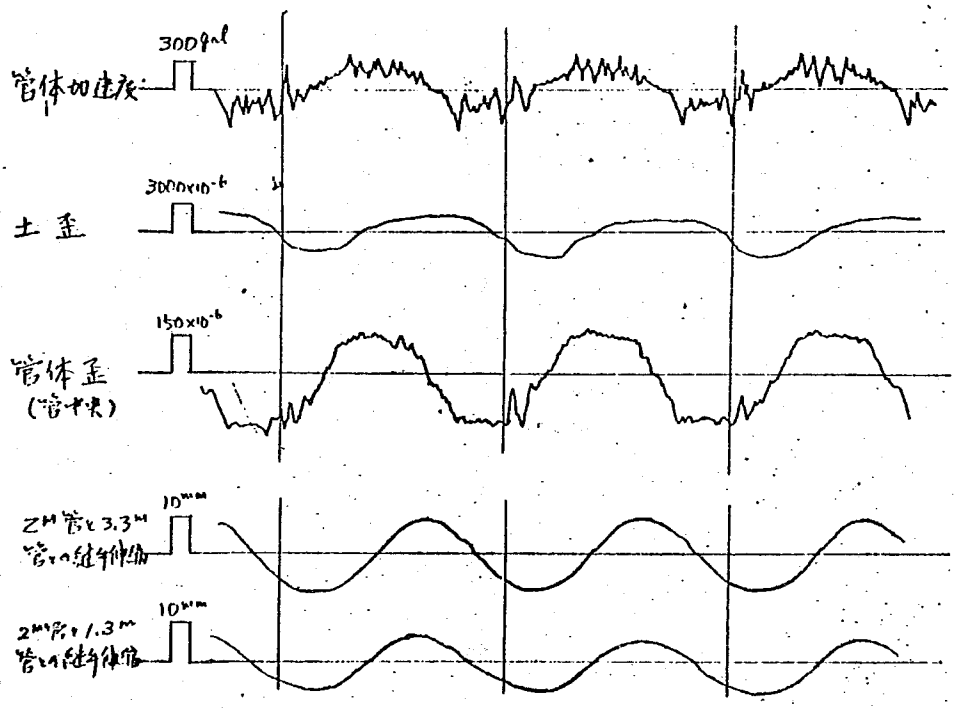


図3.5.2-11 試験1の記録波形例

図3.5.2-11から次のようなことが分った。

イ) 管体加速度はほぼ設定加速度が得られた。

ロ) 土歪は圧縮(プラス)と引張(マイナス)が交互に繰返されていた。

ハ) 管体歪も引張(プラス)と圧縮(マイナス)が交互に繰返されていた。

ニ) 継手伸縮量は小さい正弦波を示し、最大値は管長が長いほど大きな値を示していた。

(ii) 試験Ⅱの記録波形例

波長 18m, 振幅 5mm, 周期 1sec, 土歪 1700×10⁻⁶

土質 山砂, フランジ無し, 土圧 0.36 kg/cm², 加速度 20gal

管長 10m

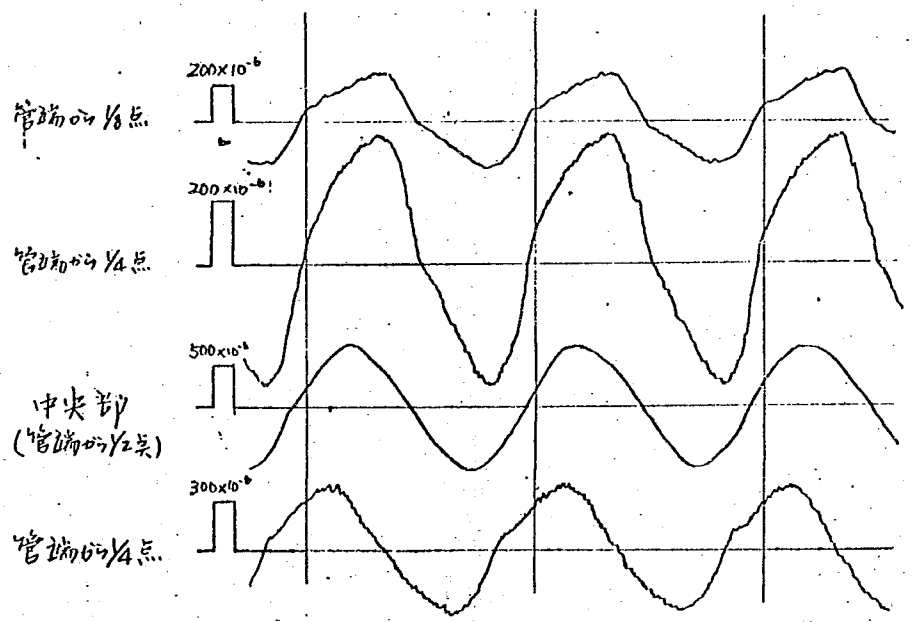


図3.5.2-12 試験Ⅱの記録波形例 軸方向管体歪

管体歪を管軸方向について測定すると図3.5.2-12のようになった。これから次のようなことが分った。

イ) 管体歪の波形は中央部ではきれいな正弦波を示しているが端に行くほど変形している。管の中央を境に左右にすべっていると思われる。

ロ) 最大値は中央が大きく、端にいくほど小さかった。

(iii) 直管の管体歪について

実験Ⅰの最大値が図2.5.2-13,実験Ⅱの最大値が図3.5.2-14を得た。

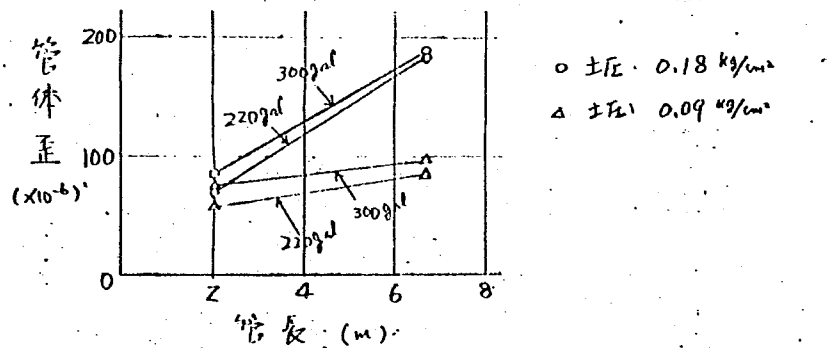


図3.5.2-13 管体歪(試験-Ⅰ)

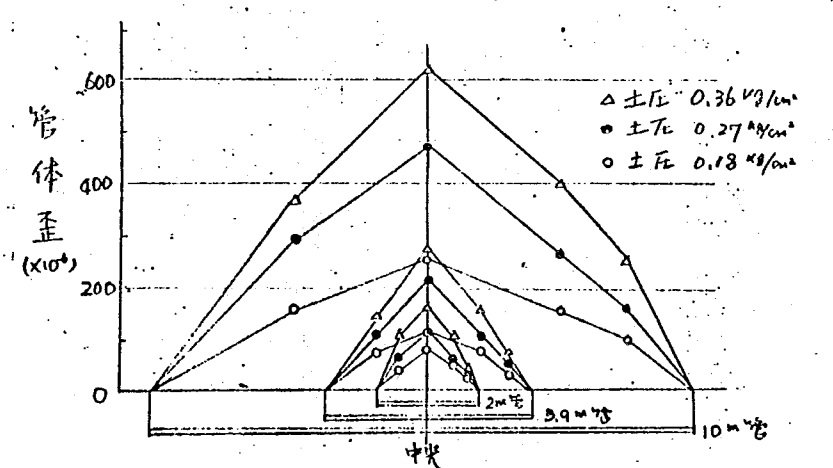


図3.5.2-14 管体歪(試験-Ⅱ)

図3.5.2-13で管体歪は加速度よりも管長,土圧の影響を受けることが分った。図3.5.2-14で軸方向の分布をみると二等辺三角形をしており管と土とはすべっていることを裏付けている。

管長をℓ,単位面積当りの動的な摩擦力をf_d,管材の縦弾性係数をE,管の鉄部断面積をA_0,波長をLとした時,

軸方向最大管体歪 ε_p を次式で示す。

管長が半波長より短い場合　$\varepsilon_p = \dfrac{\pi D f_d \ell}{2EA_0}$

管長が半波長より長い場合　$\varepsilon_p = \dfrac{\pi D f_d L}{4EA_0}$

f_d は一般的には小さいので地元ボーリングで管体を押込む静的な摩擦力に補正係数 m をかけ求める。　$f_d = m f_s$

(4) (vi) 項での試験で、静的な摩擦力を求めると図3.5.2-15のようであった。一方動的な摩擦力は静的な摩擦力の 0.8～0.9 であった。

以上の値を用いて計算した値と実測値を比較すると、図3.5.2-16 図3.5.2-17であるが、ほぼ合致していると言えよう。

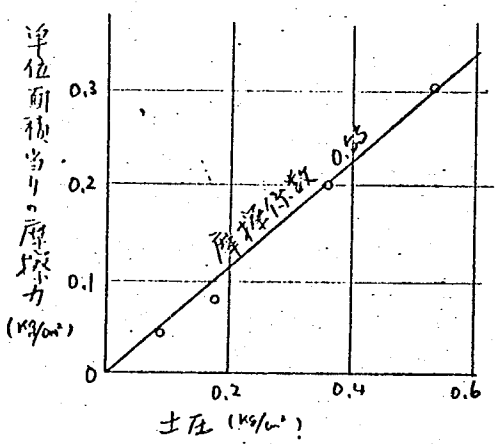


図3.5.2-15 埋設管の摩擦力（砂鋼肌と山砂）

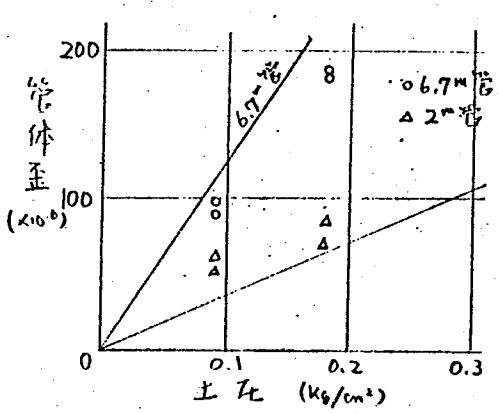


図3.5.2-16 計算値と実測値（実験-I）

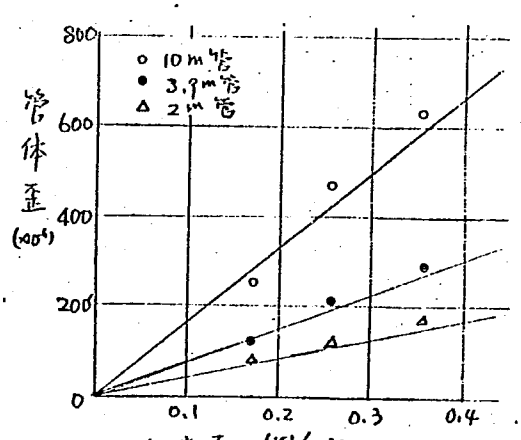


図3.5.2-17 計算値と実測値（実験-II）

(iv) 継手の伸縮量について

試験の結果、継手伸縮量は管長にほぼ比例することが分った。土の歪が継手部に集中したと見てよいので、波長に対して比較的短い管り、管長 l、土歪 ε、管体歪 ε_p とすると、最大伸縮量 e は $e = l(\varepsilon - \varepsilon_p)$ で示される。しかし管長が長くなると、管が土の変形につれて移動するので、見掛上長くなる。それを l_e とすると、伸縮量は l のかわりに l_e で計算できる。$\varepsilon_p = 0$ と仮定し、以上の値を用いて計算した値と実測値を比較すれば、図3.5.2-18 図3.5.2-19 であるが、ほぼ合致していると言えよう。

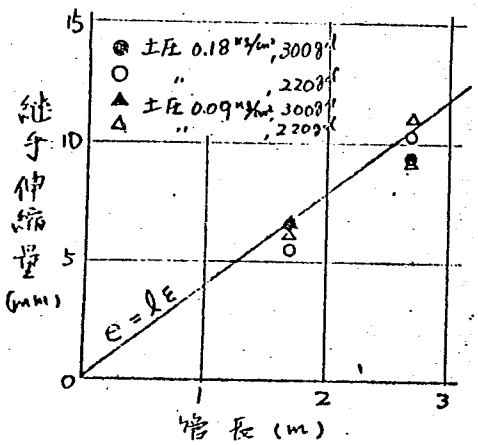


図3.5.2-18 継手伸縮量(試験-I)

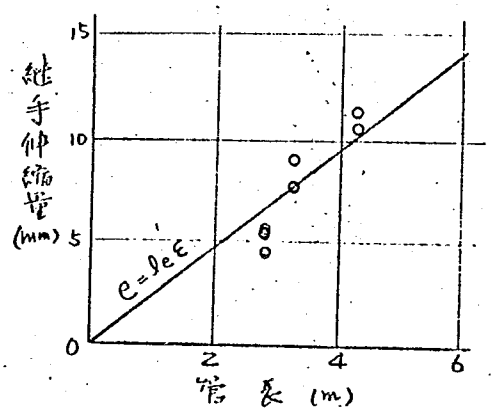


図3.5.2-19 継手伸縮量(試験-II)

(V) 曲管の管体歪の例

供試管 48.6$^{\phi}$, t=3.0^{m} ステンレス鋼管

波浪 L=100^{m}, 周期 1sec, 振幅 76^{mm}, 加速度 300^{gal}

土質 山砂, 土圧 0.18$^{kg/cm^2}$, 土歪 4500×10^{-6}

a. 90°ベント; 曲率 100R, 直管部長さ 3.05^{m} の場合の最大管体歪

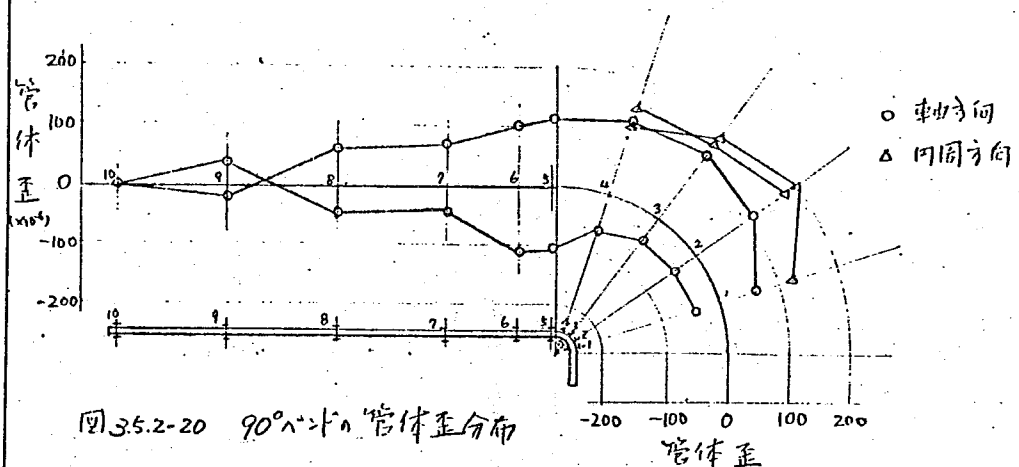


図3.5.2-20 90°ベントの管体歪分布

b. Uベント; 曲率 100R 直管部長さ 3.00^{m} の場合の最大管体歪

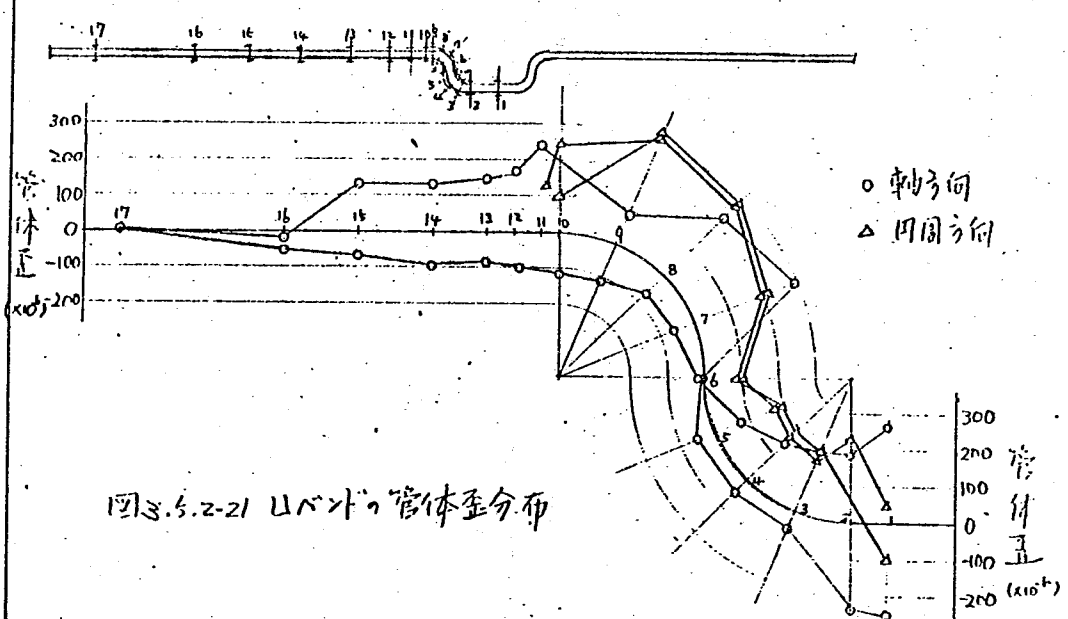


図3.5.2-21 Uベントの管体歪分布

a. b. などから次の事が言える。

○ 最大管体歪はベンド部に発生し、かつ直管部に比べ著しく大きかった。

○ ベンド部の背並びに腹に貼付した軸方向は、同一時刻で正負反対の値を示した。曲げを受けていると言える。

○ 軸方向と円周方向の歪を比較した場合、ベンド部では円周方向が大きかった。

○ ここではふれなかったが丁字管の場合には隅角部に最大歪が見られた。

以上の試験から曲管部の応力集中度、理論値との対比などを検討し、かつ応力低減対策効果の確認試験を行うのが好ましい。

3.5.3　加振機を用いた試験

(1) 目的

地震時に埋設管が管軸方向に示す挙動を知るため，実際に地中に埋設した状況で土とパイプの相互関係を実験的に求める必要がある。これには，導管周囲に埋め戻す土の種類，土被り，含水状態等が設計条件によって多様であるから，これらを十分考慮に入れた実験を行わねばならない。パイプの口径を実物大にすると，口径によっては実験規模が非常に大きくなり，土を管軸方向に動作させることは振動台の規模は相当大容量を必要とすることになる。このため便宜的手段としてパイプを動かす手法をとるのが本試験法に述べる一方法である。また管軸方向の挙動を調べる目的から，なるべく長い供試管を採用することが望ましいと考えられるが，加振機の容量を勘案して長さを決定する。ここに述べる実験例は海底を想定した飽和砂と，一般の陸上配管に対する自然乾燥砂を対象としている。

(2) 装置

次の条件を満足する実験装置とする。

(i) 飽和砂の場合

① 完全飽和していること　②パイプ周辺は排水条件を設定する。　③土被り厚に相当する土荷重を設定する。　④仕切り壁によって供試管を支持しない。　⑤パイプと仕切り部

のすり合わせを良くし，漏水を無くする。④一定水位を保つ。

以上の項目に従って装置の概要を図3.5.1，仕切り部の構造を図3.5.2に示す。

図 3.5.1　装置概要

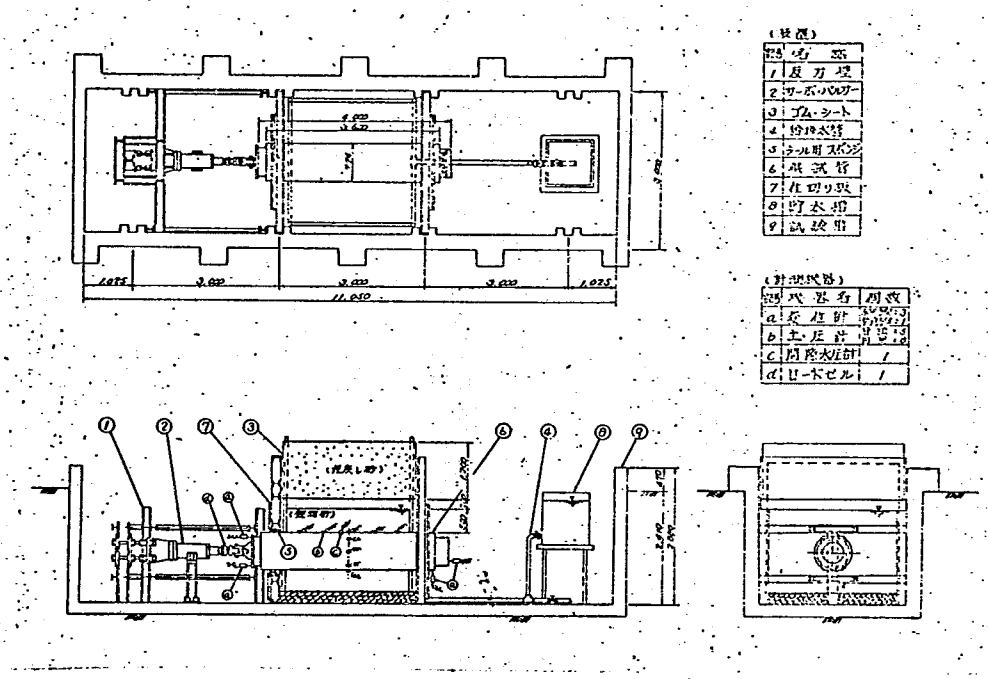
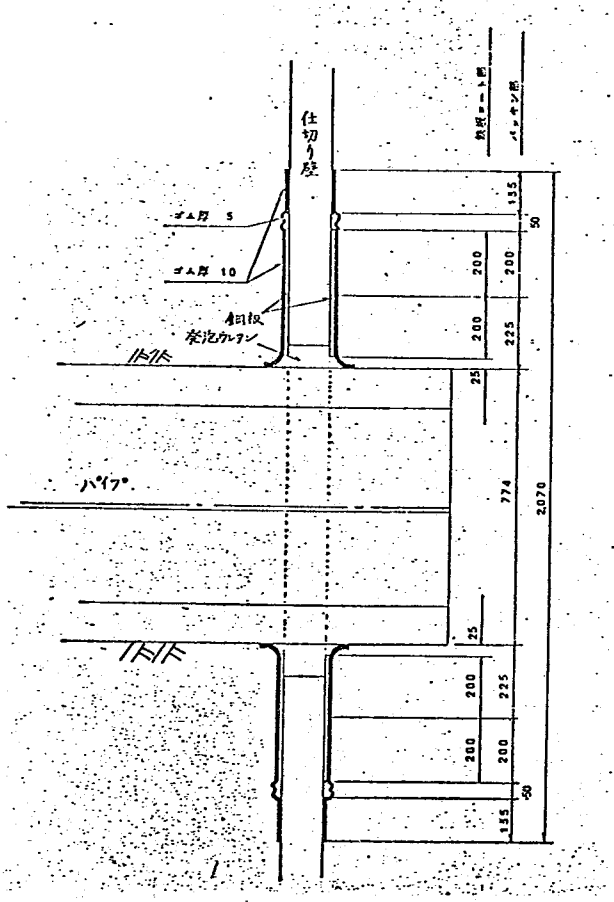


図 3.5.2　仕切り部構造



(ii) 自然乾燥砂の場合

飽和砂の場合とほぼ同じ実験装置を使用する。水に対する処理を考えなくてよいので，図3.5.1について，水に関する装置をとり除いたものでよい。

(3) 条件

(i) 海底面下4mの土被りを想定し，上載荷重を加える。また過剰間隙水圧を発生させないため，槽内側に穴あきパイプを配備す

る。砂を埋め戻す際に、必ず水面が土の面より上になるようにして、なるべく緩い土の条件を満たすよう務める。一方自然乾燥砂の場合には、撒き出し厚さ30cmごとにランマーで締め固めを行い、実験条件を設定する。

(4) 方法

供試管を設置する際にはジャッキで、供試管の両端を支える。この状態を土で埋め戻す際も継続する。これは、供試管が土荷重を受けたとき仕切り板の円孔と接触することを防ぐために行うものである。入力波として、正弦波、三角波、地震波が考えられる。本実験例では速度応答スペクトルを応用して地震波速度を決定し、管軸に対し、45° の入射角で入るものとした。そして三角波と正弦波を選定した。

(5) 結果

飽和砂の変位、荷重記録の一例を図3.5.3、自然乾燥砂の変位、荷重記録の一例を図3.5.4に示す。

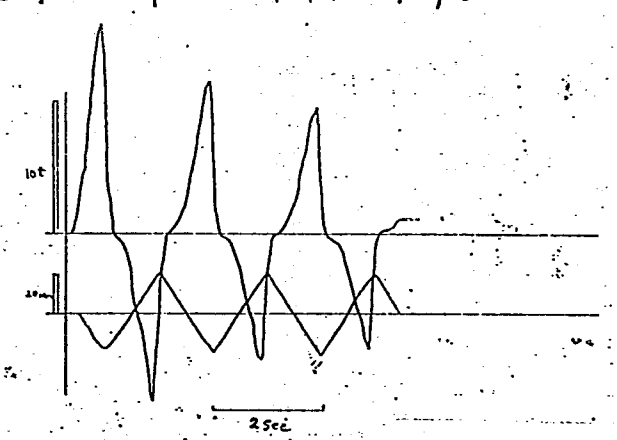
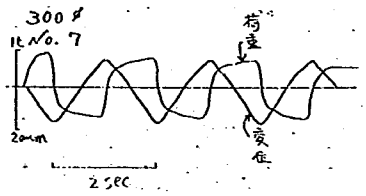
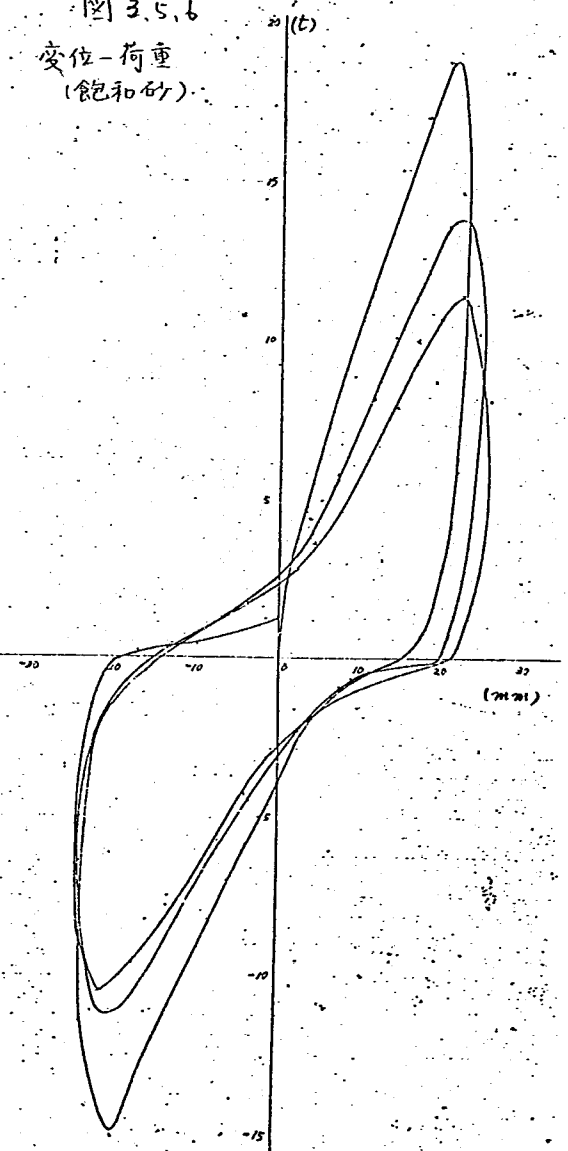


図3、5、4



これらの変位－荷重記録の相関をみるため，図2、5、5と図2、2、6のようにまとめる。これから土の諸定数を決めることができる。

図3、5、6



(6) その他

入力は3回程度の繰り返しが望ましい。本実験例では供試管長さが小さいので「ひずみ」測定はできない。また埋め戻した状態で，土の単位体積重量を測定することは困難であるからRI測定による方法をとっている。

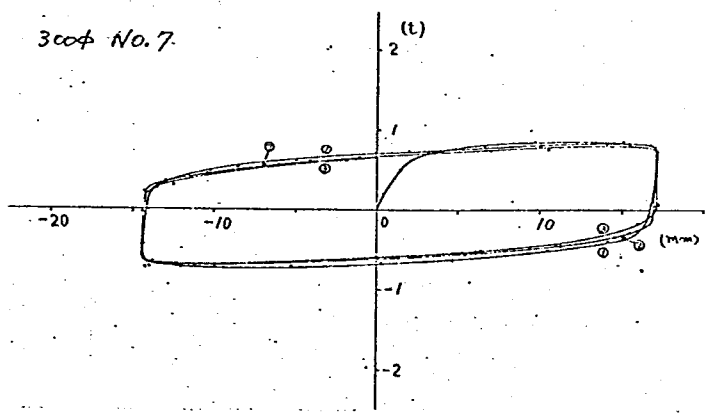


図 3.5.3-5

4. 現地試験

ここでは、埋設配管に限定して取扱うものとする

4.1. 竣工時試験

導管の布設工事が完了した時点における導管の耐震性の立場から見た竣工時試験としては次のものが挙げられる。これはあくまでも施工の確認と、将来強烈震時の導管の性状把握の基本資料となるもので、配管全域に亘って実施不可能な内容もあるが、可能な限り測定点を密にすることが望ましい。

4.1.1. 導管の試験

一般の竣工時における慣用の試験としては、導管の使用目的によって内容に軽重があり実施されないものもあるが、次の如くである。

(1). 気密試験：導管に漏洩のないことを確認するもので、例えば都市ガスの場合は、気体により最高使用圧力の10%増の内圧で試験する。

(2). 耐圧試験：導管の耐圧強さを確認するもので、例えば都市ガスの場合、水または気体(空気，窒素など)により、常用圧力の150%

増の圧力による試験がなされる。

(3). 導通試験：ピグテストとも呼ばれるが、導管内部の異物のないことをピグを通すことによって試験する。

(4). 全ライン試験：上述(1),(2)項試験は、一定距離区間を、区切って夫々実施されるが、全ラインを一体として各継手部付近に留意して常用圧力によって試験される。

これらは導管の安全性を重点にした試験である。

4.1.2. 地盤の試験

一般には実施されていない事項であるが、埋戻土について密度，含水比，地盤反力係数，動弾性常数など耐震性算定に必要なものについて、土質試験，平板水平載荷試験，弾性波探査などによって試験し確認することが好ましい。

4.1.3. 導管と地盤相互作用試験

導管と地盤を一体としての施工の確認のためには、次のものがあげられる。

(1). 静的上載荷重試験：一般には機動性に富む

自動車荷重が用いられるが、埋設導管直上またはその近傍に静的に上載し、上部埋設土を介して導管に加力し、この時の導管に発生する応力を歪計などを用いて測定する。

発生歪値は一般に小さく、また取付計器自体の検定困難など、測定精度上の問題から実用的とは云いがたい。またあらかじめ設置しておいた沈下棒などによって導管の沈下量の測定も考えられ、局部的には可能な手法である。

(2). 内圧試験：導管に内圧を加えると導管は軸方向ならびに径方向に変化するので、導管軸方向については直管の場合、任意距離間の伸縮量を長さ測定器により、導管の径方向については、導管に貼付した歪計などによって計測し、この値から土の平均摩擦力を算出することが出来、ライン全般にわたる調査に適している。

(3). 加熱試験：導管内部を高温媒体(水、油)または低温媒体を流送しこの時の導管の収縮量を導管の任意区間について測長すれば導管...

と土との間の摩擦力を周期的に算出することが出来る。このことは(2)項で説明の場合と同様であり、加熱装置の段取りが必要であるが、計測その他の段取りは(2)項と同様で容易であり、試験項目の一つとして具体性がある。

(4). 加震試験： 埋設導管の近傍において起振機による定常波，火薬の爆発力などによる衝撃波，S波大砲などによる剪断波，自動車走行時に伴う雑振動などの各種の加震があげられるが、これらは、起振エネルギーが小さいことと、短周期成分が卓越するものが多いため、強烈震時の地振動との相関性がうすれ、一般性に乏しいが、埋設導管の部分的な挙動を調べるのには、一つの手法と云える。

4.2. 維持管理時試験

導管埋設後の導管および周囲地盤の経年変化および、被災しない程度の地震遭遇時のあとの埋設導管については、次の事項の試験が経続的に実施され、記録を永久保存することが望ましい。

4.2.1. 導管の試験

(1). 腐食試験： 腐食の程度を調べ導管の強度から見た現状を把握しておくもので、例えば鋼管材料の場合は電気防食効果の調査が行なわれておりこの種の調査が必要である。

(2). 漏洩試験： 導管の使用内容物によって異なるが、水、油、ガスなどの漏洩検知器による調査が必要であり場合によっては、3-1-1で述べた試験のうち、圧力，気密試験などがあげられる。

4.2.2. 地盤の試験

(1). 敷設状況： 導管の布設周囲地盤は、自然または人工的な地形変動に伴い導管に偏土圧が作用している場合があるので、埋設深さの変動（沈下，浮上り，横移動）を調査記録をしておくとよい。このためにはあらかじめ、沈下棒，歪計などを設置しておくと計測が容易である．

(2). 埋戻土の状態変化： 地盤の掘削などにより、埋設管近傍は地下水のみず道になったり、雨水その他によって埋戻土自体の材料組成，密度などの変化が考えられるので、必要に応

じ土質のサンプルテストが望ましい。

また、摩擦抵抗試験として3-1-3項による調査も行なうことをすすめたい。

4.2.3. 補修工事時試験：補修の内容について記録し、同時に行なわれる気密試験，耐圧試験について3-1項で述べた試験に準じて実施すればよい。

4.3. 被災時試験

導管災害時においては、災害復旧が第1使命であり、多くの調査は望み得ないが、最小限次の事項は調査すべきである。

4.3.1. 導管

(1). 外観検査：被災の程度によって異なるが、第一に被損の程度を写真記録し、管の偏平度，肉厚，被覆材料の変状，母管部，継手部その他の種類別個所別破損の状況を数値的に調査し、必要に応じて材料強度を試験する。

(2). 残留応力：導管を撤去する為に、切断が行なわれるが、この時残留応力の為、切断部において導管が伸縮する場合があるので伸縮量，方向などについて必ず記録しておくことが

必要である。

4.3.2. 地盤

(1). 地表面変動： 導管埋設附近の地盤変動を測定し、導管の移動量として、浮沈，水平移動量，導管軸方向の変動範囲について可能な限り調査が望ましい。

(2). 埋戻土： 地震動によって当然導管周辺部の土質は変化していると考えられるので、土の組成，密度，強度などについて竣工時試験に準じて調べておくことが好ましい。

4.4. 地震応答観測

導管に破損を与える様な強烈震時の地盤と導管についての動的挙動の測定実例は現在まだ皆無である、従って既往の埋設管の耐震設計は、静的あるいは動的の試験室的な現象から推測した種々の仮定に立脚して成立しており、その数値的確認がなされていないのが現状であると云っても過言ではない。この実測の未解決の原因は種々考えられるが、特に地震発生の規模，場所，期日などの予知の推定が困難である為、観測機器の測定範囲能力，耐用年数などの選定，観測体制のうち維持管理

の長期化など、ひいては、これ等に必要な多額の費用があげられる。従ってこのいくつかの困難さを克服することが導管の地震観測の目的を達することになる第一条件であり、観測計画にあたり、最初に心構えをしておく必要がある。

4.4.1. 目的

地震観測の目的は、地動及び導管ならびにその付属機器の地震時の動的挙動を観測し、あくまでも導管のラインとしての安全性の確認であることを第一義とし、不幸にも設計入力値以上の地震による破壊時には、この総合耐力の極限を追及するための唯一の資料であることに意義付けされるべきもので、爾後の設計への指針を得るを目的とすべきであろう。この事は、測定期間が長期に亘ることがゆがめられない事実であり、多額の費用を必要とする為、施主，設計者，施工者，計測実務者，研究者の各々の立場によって一見当座の主目的が異なる場合があり、最初の意志統一が特に望まれるところである。

4.4.2. 設置場所の選定

ライン全域に渡って密な多点観測が理想的であるが、一般には望めない為、既往の地震被害の個所的な事例を参考にし、地形，地盤，導管及び観測小屋などの位置選定を行なわねばならないが，一つの目安を揚げると次の如くなる。

(1). 地形地盤

①. 地盤沈下が予想される個所

②. すべりの予想される個所

③. 断層線上の個所

④. 流動化の予想される個所

⑤. 異層地盤の境界部付近

⑥. 橋梁その他バルブ室などの他構造物との取合個所

(2). 導管

①. 直管部

②. 曲管部

③. 継手部

④. 枝管の如き取出部

⑤. バルブその他異種附属物の接合部

4.4.3 測定装置

被測定物の対象，使用目的，多点同時観測，土中からの遠隔観測など、換震，変換，記録，方式が千差万別であり、自然地震を対象とした標準化された観測装置は皆無に等しく、ここに器種を明示することは不可能であるので用途名のみ揚げておく。

(1). 換振器

①. 地動用： 変位計，速度計，加速度計，土圧計，土歪計，間隙水圧計，傾斜計(地すべり計)

②. 導管用： 変位計，速度計，加速度計，土圧計，継目計(伸縮計)，歪計，沈下計

(2). 記録器

①. ペン記録： インク式，煤書式，ヒッカキ式，熱ペン式

②. 光学系記録： 電磁オフシログラフ，(用紙：無現象式，現象式)

③. 磁気記録： 磁気テープ方式

(3). 起動装置

①. 地震時： 加速度計上下成分(専用または計測中の一点または多点の合成々分より)

②. 定時： 電気時計, 電子発振装置

(4). 刻時

常時無人観測の場合が多いので、記録紙上に記録の通し番号と起動日, 時, 分を刻印しておくと他の情報との照合その他整理上好ましい。

(5). 電源

強烈震時の観測であるから、観測装置の作動に必要な電源には停電などを考え蓄電池が好ましい。充電については、商用電源が活用出来る場合は自動充電制御器を用い、常時補充方式が便利である。その他一定期間毎の予備バッテリーによる交換方式や、直接現地に設備した自家発電装置による充電方式も利用されている。なお蓄電池は直流であるが、測[illegible]器のうち増幅器などのように一部交流電源で作動するものもあり、この場合にはDC-ACインバーターが必要である。

4.4.4. 維持管理

遠隔地で無人観測を想定した場合の留意点について2,3記する。

(1). 点検日： 常時は月1回以上の点検が必要であり、なるべく日を決めて行なうとよい。
なお、地震があった場合は臨時に点検する必要がある。

(2). 動作試験： 記録系統については、起動テストによる各測定器の作動を確認する。特に蓄電池の蓄電量検査を忘れぬ様にすべきで、また各機器の性能劣化には十分注意する必要がある。なお点検項目について記録簿をあらかじめ用意し各項目についてその回毎一つ一つつぶして行くなどが一手法と考える。

(3). 記録紙の取替： 記録された記録紙の収納と新記録紙の補充装てん

(4). 地震観測台帳： 地震記録が得られた場合、気象庁発表の地震情報及び新聞情報その他の関連必要事項の記事を台帳に記入する。
なお、観測地点附近の自然ならびに人工による地表の変化，その他必要な事項の記入も忘

れない様にする。

(5). 維持管理者養成： 長期観測になるため、円滑な維持管理をする為には、交替要員を含めて2名は必要である。この管理実務者は専門家が好ましいが望むべきもないので、最小限の技術及び知識を持つ必要があり、常時の適任者の養成に意を用いるべきである。

(6). 他機関との協調： 地震情報を把握する必要があり、近傍の例へば測候所，大学等の専門地震観測所との連係を密にし、出来得る限り情報交換が円滑に出来る体制が必要である。

4.4.5 記録の整理方法

得られた記録についての解析の手法は専門の各々の目的によって異なるのでここでは触れないが、次の事項は一般的である。

(1). 地震： 地震名，発震時，震源地（緯度，経度），地震規模，震度分布，その他

(2). 観測値：観測値のうち、最大値を示す振巾（変位，速度，加速度），歪，土圧，伸縮量など、またこれの振巾を示した時の平均周期

4.4.6 他現象との相関

強烈震時の場合は、観測地点付近の地盤変動の様相、近隣構造物の倒れなどに原因される二次災害的な現象など出来得る限り外観検査による外的条件の関係を把握し記録する。

この事は、現象解析に重要な判断資料として不可決なものである。

4-4.7. 導管設置条件資料の収集

天災は、忘れた頃に来ると云う有名な言葉が示す通り、常時導管及び地盤の状態変化に注意し、地盤定数，導管の現況調査資料の収集を行ない整備しておき、緊急時に役立てる心得が必要である。

4.4.8 実施例

例えば、導水管の地震応答観測については、八戸市水道部が実施中のものがあり、導管の種類別（鋼管構造と鋳鉄管構造），地盤別のものがある。これは大規模な観測内容であり、計画実施上の参考になろう。

5. 結　　論

地中管路は，古くはポンペイの遺跡，ローマの上水道などに見られるような一般に直径が大きく石積み構造のものが挙げられようが，１９世紀中頃アメリカ合衆国で石油井堀削に成功して以来の石油需要を満すための移送手段として用いられてきた石油パイプラインが地中管路技術において，延長，内圧，流量の点で先端技術として脚光をあびてきた。

きわめて効率のよい石油パイプラインは一度，事故を招けば多大の損害を被うことにも通じる。わが国においても１９６０年代に入ると共に石油の需要は大幅に増加し，石油パイプラインの必要も高まってきた。１９３３年のローングビーチ地震における導管の損傷，１９６９年のアラスカ地震における工場内設備ラインの損傷の事例もあり，地盤沈下などと共に地震の及ぼす影響について十分の配慮が望まれ，昭和４７年石油パイプライン事業法制定にともなって地震対策に関する技術基準が定められた。

この技術基準が定められる前には，地中管路に関する耐震基準は制定されてはいなかった。しかしながら，上下水道，都市ガス，電話，送電，天然ガスおよびそれらの管材のメーカーの各分野では地震対策に関して，施設の耐震性と運用の面から多大の努力を払って調査研究に尽力してきており，前述の技術基準の制定に寄与するところはきわめて大きいものがあった。

地中管路の耐震技術は単に施設の耐震性を確保する技術にとどまらず施設の運用面，云いかえれば，震災時にこれらのエネルギー，情報，水の循環に係わる重要な動脈の機能の確保を図るための運用の技術につながるものであり，技術開発の必要性は多言要しない事柄であると云えよう。

本委員会は，このような状況の下において地中管路の耐震技術を集約し，再びそれを細分化することによって，異なる目的で設置される地中管路網の技術水準の向上と安全面の充実を図らんとして慎重な審議を重ねてきた。

5．1　地中管路耐震技術の発展の経緯

1)　わが国の地震と地中管路

１９２３年関東地震の際に水道管，都市ガス供給システムに被害があり，一般構造物とともに耐震性向上が論議された。この時代は鋳鉄管を主としていたが，震害の経験に基づいて管路の設置場所，地盤，埋設深さ等が検討され，また，たわみ性継手，耐震継手という名称での管路に対するたわみ性の導入が提唱された。

その後１９４３年鳥取地震，１９４４年東南海地震，１９４５年三河地震，１９４６年南海地震１９４８年福井地震その他の地震で水道を主とする管路の被害があったが，主要な地震が戦争中及び直後に集中したため，被害の解析と対策の樹立は関係者の努力にかかわらず進まなかった。

１９５０年代のいくつかの地震の後，１９６４年新潟地震は，このように低迷していたわが国の地中管路耐震技術に対する緯大な警鐘となった。後に述べるように，この地震による震害を契機としてこの種技術は急速な展開を見せることとなった。関東地震の記憶及び記録もかなり忘れられかけていたが，新潟地震によって見直され新たな評価を受けるようになった。

この間の地中管路耐震技術は，主として上水道関係を中心に進められ，これに都市ガスがからみ

一方，管は鋳鉄管が中心であった。このことは，計画，地震時の調査，応急復旧等のあらゆる面について言える。

2) 外国の地震と地中管路

水道や都市ガスは主要な都市に集中し，一方石油や天然ガスの輸送パイプラインは産出地，製油所，消費地等に設置されている。これらが地震地帯に設置されていると地中管路の地震による被害が発生することがある。

たまたま発生した地震の際に，地中管路の被害が発生することはあるが，これを解析したり，報告や勧告の形で対策を提示している例は少ない。それは，わが国でも同様であるが，同一地域に大きな地震が一世代の間に繰り返し起こることが少ないからであると考えられる。

その中で，米国カリフォルニア州では，１９０６年サンフランシスコ地震の後，同州南部で１９３３年Long Beach 地震，１９５２年Kern County 地震，１９７１年San Fernando 地震が１９年の間隔で相次いで発生しており，それぞれ地中管路に影響及び被害が発生している。この間の経験の積み重ねは大きな価値を有すると見られるが，１９７１年San Fernando 地震までは断片的な情報を除いてわが国に知られるところが少なく，わが国の地中管路耐震技術に寄与することが少なかった。

3) 地震と技術基準

地震多発地域に設置される地中管路は，何かの形で地震を考えに入れて建設されている。しかし，技術基準となると，地震の影響を考慮せよというような抽象的な規定や地上管を対象とした建築基準法的な考え方以外はあまり見られない。石油パイプライン事業法関係の省令及び告示に示された耐震設計の考え方は画期的なものであったということができる。

地中管路の耐震性を向上させようとする場合，直接に地震を設計等で考慮する行き方と，管路の材料，構造，施工等の水準を高めて，強度，延性，じん性，たわみ性等を優れたものとする行き方がある。石油パイプライン事業法の省令，告示は前者に重点をおいているが，後者についても細かく規定している。

4) 新潟地震と地中管路

１９６４年新潟地震では，水道，都市ガス，工業用天然ガス，石油，電力，通信等の地中管路に大小の被害が発生した。このため，緊急生活対策，応急復旧，恒久復旧の実施と，設計，施工条件の見直しが本格的に行われるようになった。

地震の被害統計のみでなく，各種の解析が行われ，多くの報告や報文が出版された。このような技術的検討の盛り上がりは，地震対策，耐震設計に多くの刺激を与えた。

一方において，わが国の地中管路は，水道，都市ガス中心の構成から１９６０年前後の新潟，秋田付近の石油及び天然ガスパイプライン，１９６２年の頸城～東京天然ガスパイプラインを通じて輸送パイプライン時代を迎えようとしていた。１９６５年の科学技術庁資源調査会第１６号"工業都市建設におけるパイプライン網の整備に関する勧告"及び1966 年同会調査報告"パイプラインによる石油輸送の近代化に関する調査報告"はその先駆をなすものであり，新東京国際空港，関東パイプライン，国鉄パイプライン等の石油パイプライン，特に後二者のような公認輸送網としての石油パイプラインはこれらの報告に集約されて多くの研究検討の結果といえる。

このような危険物輸送パイプラインの構想は，新潟地震と相まって地中管路の地震問題の重要性

を明らかにすることとなった。

5) サンフェルナンド地震と地中管路

1971年サンフェルナンド地震では，各種の地中管路に大小の被害が発生し，その中には直管や分岐，レジューサの座屈等，地震による被害の特殊な激しさを示したものもあった。この地震の一般情報及び地中管路の被害情報は多く発表されており，わが国からの現地訪問者も多く，わが国でパイプライン建設が問題化したこと，京浜地区の地震の可能性について論議が高まったこととあいまってわが国の地中管路地震対策に大きな影響を与えた。

6) 地中管路地震対策の具体的検討

関東地震及び1940年代の地震等の経験から，水道，都市ガス等の管路については，設置条件材料及び継手等について次のような対策が考えられ，一部実行されてきた。

(a) 安定な場所を選んで設置すること

(b) ねずみ鋳鉄管からダクタイル鋳鉄管や鋼管への材料変更

(c) 溶接継手の採用及び品質向上

(d) メカニカル継手の採用及び改良

(e) たわみ性の付与

一方，天然ガス等の高圧ガスパイプライン，石油パイプライン等では，溶接を主用するとともに地震による地変の影響をできるだけ避けるような計画，設置上の配慮が行われてきた。

これらの検討は方向として間違ってはいなかったが，今日のように地震を直接の対象として正面から取り組むという姿勢にはなっていなかった。

地震対策が極めて具体的な形で検討されるようになったのは，空港に対する航空機燃料輸送パイプラインや鉄道，タンクローリー等に代わる石油製品輸送パイプラインが話題に上ってからである。

まず，1967年3月に，財団法人高速道路調査会新空港パイプライン特別研究部会がまとめた"新東京国際空港における航空燃料輸送パイプラインの敷設とその保安に関する調査研究報告"では，調査研究の主要4項目のひとつに"導管の耐震設計と施工方式"を取り上げ，本文第2章をこれにあてている。その内容は水平震度を条件にとり，材料，サポート，バルブ類，二次被害，たわみ性等を規定し，また，著しい軟弱地盤の盛土した通路に沿って設置する場合には架空管を推奨している。また，曲り管の組合せによるたわみ性の重要性を強調している。

このときには，かなりの技術的討論は行われたが，具体的なラインについての試算や試設計についての検討は実施されなかった。この点は新空港パイプラインの実施設計にまで持ち越されたわけである。

新空港パイプラインの建設が遅延しているうちに，関東パイプライン及び国鉄の石油製品輸送パイプラインの計画が発表され，政府は石油パイプライン事業法を制定してこのような公認輸送網であるパイプラインを規制することとなった。通産省は1966年から総合エネルギー調査会で検討し，1970年には特部委員会を設けて審議し法制の必要性を結論づけた。一方，国鉄は1965年から調査を進め，1970年に運輸省は国鉄のパイプライン輸送事業を承認した。このふたつの動きが1972年6月石油パイプライン対策法としてまとまり，技術上の基準を定める省令は同年12月，告示は翌年9月に公布された。

石油パイプライン事業法制定以前にも，例えば国鉄パイプラインに関して土木学会で検討が行わ

れたが，サンフェルナンド地震の詳報も入手される前であり，新しい設計の考え方を打ち出すには至らなかった。討論の過程では，一様地盤に設置された部分よりも，地盤急変部，支持急変部，構造不連続部及び弱点部に配慮する必要が強調された。土木学会はこれらの検討結果を１９７０年に報告書としてまとめた。

一方，通産省の石油パイプラインの保安の検討は，１９６９年に米国石油協会（ＡＰＩ）や米国国家規格協会（ＡＮＳＩ）の規格基準を参考として石油パイプライン保安管理基準案が提案され，その後の検討を経て1971年に石油流通体制適正化委員会でとりまとめられたが，この中には地震に関する具体的な問題までは規定されていなかった。また，消防審議会は，１９７１年１１月に石油パイプラインに関する答申を出したが，これは石油パイプラインの保安対策の基本方針を示すものであった。

この間，１９７２年５月には，日本道路協会の土工委員会に石油パイプライン小委員会が設置され，道路下に埋設される石油パイプラインの技術基準が検討された。その際，地震対策に関しては特別に地震対策分科会が設置され，石油パイプラインの地震対策を検討することとなった。この分科会は関係方面の研究者，技術者を集めて地震動，地盤，耐震設計，地震時安全対策等を検討した。地中管路の被害についても報告を集めて調査，検討を行った。これらの結果は１９７９年３月に"石油パイプラインの地震対策に関する調査報告"としてまとめられた。

石油パイプライン事業法に関しては，１９７２年８月に関係４省の通信諮議会が設置され，技術基準制定のために９月に石油パイプライン技術基準検討専門委員会が発足し，５０回以上の審議を経て，１９７３年９月までに結論を出し，これが１９７２年１２月公布の省令及び１９７３年９月の告示のもととなっている。

地震対策に関しても慎重に検討され，前述の道路協会土工委員会石油パイプライン小委員会地震対策分科会の耐震設計の考え方を基本とする設計方針が省令，告示に取り入れられた。このほか感震器及び強震計の設置，地震の際の緊急停止システム等も取り入れられており，世界でもまれな地中管路の耐震設計及び地震対策基準となっている。

しかし，地震の問題は，地震被害の経験記録，地下埋設構造物の地震対策に関する研究が不十分の現在，完璧な基準は存在しえず，前述の道路協会報告書の序に述べられているようによくわからない点を安全側に回避する方針が取られてきた。更に，管路の構造や寸法についても十分広い範囲のデータが得られていないので，今後の検討によって修正すべき点があることは，専門委員会の議論でも出たところである。従って，本委員会の活動は今後の適切な地震対策に極めて有益と考えられる。

7)　個々の研究と総会

４７～４９年度報告書に引用されているように，地中管路の地震対策については，不十分とはいえ，多くの組織，研究者，技術者の貴重な努力が積み重ねられ，今日の技術の根底となっている。今後共このような努力が続けられることを期待するとともに，この分野における発表と討論の場が明確化して，切磋琢磨による技術の進歩を期待したい。

5．2　審議の成果

地中管路は目的に応じてそれぞれ工法，材種，構造，設計が異なり，またそれぞれの歴史的背

景も異なり，一挙に設計基準，運用基準の統一を強いることには無理があると云えよう。

しかしながら過去に地震災害の経験をもち，今後も地震に遭遇するであろうことは否定できないので，技術水準の向上のためには被害の形態および対策について共通に検討しうるよう図ることが必要であると考えられる。

また設計，施工に関しては，共通の理念を打ち出すことが必要であると考えられる。

本委員会は，過去３カ年にわたる研究審議の結果をつぎに示す３つの調査，解析，試験法としてまとめた。

震害調査法
解　析　法
試　験　法

これらは必要に応じて改訂すべきものと考えられるが現状においては地中管路に関しては最も確かな耐震技術の指針であると云えよう。

５．３　今　後　の　問　題　点

今回の審議の成果を踏み台として地中管路に対する共通な耐震設計基準の創設が望まれるところであり，更に施設の管理・運用面においても地震対策に関する事項の整備を図ることが期待される。

6.　参考文献（委員会の成果物）

1）建設省土木研究所「埋設管の耐震設計法－地中管路の地震対策に関する調査結果」
土木研究所資料１０３６号（その１），昭和４８年３月

2）建設省土木研究所「埋設管の耐震設計法－地中管路の地震対策に関する調査結果」
土木研究所資料１０３６号（その２），昭和４９年３月

3）建設省土木研究所「埋設管の耐震設計法－地中管路の地震対策に関する調査結果（概要報告）」
土木研究所資料１０３６号（その３），昭和５０年５月

4）建設省土木研究所「埋設管の耐震設計法－地中管路の地震対策に関する調査結果（詳細報告）」
土木研究所資料１０３７号，昭和５０年５月